

01181

1  
29

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
Facultad de Ingeniería

*EVALUACION DE DAÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS DE  
CONCRETO REFORZADO SUJETOS A SISMOS*

*song)*  
YE XIANGUO  
*Ye Song, Xianguo*  
TESIS DOCTORAL

PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE  
POSGRADO DE LA

FACULTAD DE INGENIERIA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER  
EL GRADO DE

DOCTOR EN INGENIERIA  
(ESTRUCTURAS)

CIUDAD UNIVERSITARIA  
1996

**TESIS CON  
TESIS CON FALLA DE ORIGEN  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

# TESIS CON FALLA DE ORIGEN

*A mi familia y patria.*



## TABLA DE CONTENIDO

*RESUMEN*

*ABSTRACT*

	<i>Página</i>
<b>CAPITULO I INTRODUCCION</b>	
<i>I-1 DAÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO</i>	1
<i>I-2 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA</i>	3
<i>I-3 OBJETIVOS DE ESTA INVESTIGACION</i>	4
<i>I-4 ORGANIZACION DEL TRABAJO</i>	5
<i>I-5 CONTRIBUCIONES PRINCIPALES DE ESTA INVESTIGACION</i>	7
<b>CAPITULO II ANALISIS DINAMICO NO LINEAL PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO</b>	
<i>II-1 INTRODUCCION</i>	8
<i>II-2 MODELACION ESTRUCTURAL</i>	9
II-2.1 Modelación de estructura global	9
II-2.2 Modelación de elementos estructurales	11
<i>II-3 MODELO DE COMPORTAMIENTO HISTERETICO PARA ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO</i>	16
<i>II-4 ENERGIA DISIPADA DURANTE LA RESPUESTA INELASTICA</i>	19
<i>II-5 CORRECCION DE LA FUERZA NO EQUILIBRADA</i>	21
<i>II-6 ANALISIS DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCION DE LOS ELEMENTOS</i>	23
II-6.1 Procedimiento de análisis para el modelo de fibras	24
II-6.2 Un método numérico de iteración	28

	<i>Página</i>
<i>II-7 HERRAMIENTAS DEL ANALISIS NO LINEAL</i>	32
II-7.1 DRAIN-2D	33
II-7.2 IDARC 3.0	33
II-7.3 CANNY-E	37
II-7.4 Calibración de programas	38
<b>CAPITULO III INDICE DE DAÑO ESTRUCTURAL</b>	
<i>III-1 INTRODUCCION</i>	44
<i>III-2 MODELOS DE DAÑO TIPICOS EXISTENTES</i>	45
III-2.1 Indice de daño local, modelo no acumulativo basado en la ductilidad	45
III-2.2 Indice de daño local, modelo no acumulativo basado en la rigidez	47
III-2.3 Indice de daño local, modelo acumulativo basado en deformación	48
III-2.4 Indice de daño local, modelo acumulativo basado en energía disipada	50
III-2.5 Indice de daño local, modelo acumulativo combinado	50
III-2.6 Indice de daño global, derivado de índices locales	56
III-2.7 Indice de daño global, derivado directamente de respuesta	57
<i>III-3 UN INDICE PROPUESTO BASADO EL PERIODO NATURAL</i>	62
<i>III-4 RESUMEN</i>	63
<b>CAPITULO IV INVESTIGACIÓN EN LA INTENSIDAD SISMICA</b>	
<i>IV-1 INTRODUCCION</i>	64
<i>IV-2 DEFINICIONES EXISTENTES DE INTENSIDAD SISMICA</i>	65
IV-2.1 Aceleración máxima de terreno	65
IV-2.2 Aceleración espectral	66
IV-2.3 Intensidad espectral de Housner	67
IV-2.4 Intensidad de Arias	68
IV-2.5 Intensidad de Arias, modificado por Araya y Saragoni	69
IV-2.6 Intensidad de poder de temblor, Housner	70
IV-2.7 Intensidad de RMSA	70
IV-2.8 Intensidad de caracteres	71
IV-2.9 Intensidad de la razón A/V	71
<i>IV-3 COMENTARIOS</i>	72

	<i>Página</i>
<i>IV-4 ESTUDIOS DE LOS REGISTROS DE SISMOS EMPLEADOS</i>	74
IV-4.1 Registros empleados en esta investigación	74
IV-4.2 Evaluación de definiciones de intensidad sísmica	76
<b>CAPITULO V SIMULACION NUMERICA DEL DAÑO ESTRUCTURAL</b>	
<i>V-1 DESCRIPCION DE ESTRUCTURAS TIPICAS SELECCIONADAS</i>	88
V-1.1 Edificio STC	89
V-1.2 Marcos diseñados	93
<i>V-2 HERRAMIENTA DE ANALISIS</i>	95
V-2.1 Modelo de comportamiento histerético desarrollado en CANNY-E	96
V-2.2 Efecto P-Delta	100
<i>V-3 HIPOTESIS EMPLEADOS EN EL ANALISIS</i>	104
<i>V-4 SELECCION DE PARAMETROS DE RESPUESTA</i>	106
<b>CAPITULO VI DESCRIPCION Y ANALISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS</b>	
<i>V-1 INTRODUCCION</i>	109
<i>VI-2 PRESENTACION DE LOS RESULTADOS</i>	109
VI-2.1 Simulación de daño estructural en Edificio STC	109
VI-2.2 Respuestas de los edificios diseñados bajo excitación de STC-EW, 1985	114
VI-2.3 Relación entre la intensidad sísmica y el daño estructural	116
<i>VI-3 ESTUDIO DE LOS RESULTADOS</i>	117
VI-3.1 Relación entre intensidad sísmica e índice de daño	117
VI-3.2 Relación entre los índices de daño	120
VI-3.3 Relación entre índice de daño y desplazamiento máximo de azotea	120
VI-3.4 Energía disipada	121
VI-3.5 Efecto P-Delta	122
VI-3.6 Efecto de temblores consecutivos	122
VI-3.7 Efecto de componente vertical de sismos	123
VI-3.8 Efecto tridimensional	123
<i>VI-4 CONCLUSIONES</i>	124

	<i>Página</i>
<b>CAPITULO VII EVALUACION POR MEDIO DEL METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD</b>	
<i>VII-1 INTRODUCCION</i>	173
<i>VII-2 METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD Y ANALISIS DE EMPUJE</i>	175
<i>VII-2.1 El procedimiento del MEC</i>	175
<i>VII-2.2 Procedimiento modificado</i>	178
<i>VII-3 ANALISIS CON METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (MEC)</i>	179
<i>VII-4 COMPARACION ENTRE RESULTADOS DE MEC Y EL ANALISIS DINAMICO NO LINEAL</i>	181
<i>VII-5 CONCLUSIONES</i>	185
<b>CAPITULO VIII PROCEDIMIENTO PROPUESTO PARA LA EVALUACION DEL DAÑO ESTRUCTURAL</b>	
<i>VIII-1 GENERALIDADES</i>	193
<i>VIII-2 EVALUACION DE DAÑO EN UNA ZONA DADA</i>	195
<b>CAPITULO IX CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	
<i>IX-1 CONCLUSIONES</i>	196
<i>XI-2 RECOMENDACIONES PARA INVESTIGACIONES FUTURAS</i>	199
<b>REFERENCIAS</b>	201
<b>RECONOCIMIENTOS</b>	211

## RESUMEN

Los desastres ocasionados por los sismos recientes en el mundo demuestran la gran importancia del desarrollo de procedimientos y herramientas para estimar y predecir el daño en edificios ante sismos intensos. La evaluación de daño estructural en edificios de concreto reforzado, por medio de simulación numérica, involucra el análisis dinámico no lineal de estructuras, el uso de índice de daño para medir el daño estructural y de definiciones de intensidad sísmica para medir el potencial destructivo de sismos, entre otros. En esta tesis, con base en la revisión de la literatura existente, se evalúan los programas de cómputo disponibles para el análisis dinámico no lineal de estructuras, las definiciones de índice de daño y de intensidad sísmica existentes, y para ambos, se realizan modificaciones o bien se propone definiciones nuevas con fines de mejorar las mismas para fines de esta investigación. Se llevan a cabo simulaciones numéricas para 4 edificios sujetos a 17 registros de sismos reales y simulados. A partir del estudio de los resultados obtenidos, se discuten el efecto de distintos modelos de comportamiento histerético, la evolución de la energía disipada, las relaciones entre distintos índices de daño, las relaciones entre intensidades sísmicas e índices de daño, etc. Además, se calcula el comportamiento sísmico aproximado de los 4 edificios por medio del método del espectro de capacidad con una modificación en el procedimiento original y se comparan los resultados obtenidos con este método simplificado con los del análisis dinámico no lineal. Se demuestra que el índice de daño basado en el cambio del periodo natural, propuesto en esta tesis, es aplicable para investigaciones de ingeniería sísmica. Se sugiere un procedimiento para la evaluación de daño en edificios de concreto reforzado con base en los resultados de esta investigación. Finalmente, se presentan las conclusiones y recomendaciones de esta tesis.

## ABSTRACT

The damage produced by the recent earthquakes in the world have emphasized the importance of developing evaluation procedures and analysis tools to estimate and predict the seismic damage of reinforced concrete buildings by means of numeric simulation involving the nonlinear dynamic analysis of structures, the use of damage indices to measure the structural damage and the definitions of seismic intensity to measure the seismic destructiveness or the damage potential of earthquake ground motion. In this thesis, based on the existing literature, the available computer programs of nonlinear dynamic analysis of structures, the damage indices and the seismic intensities in existence are evaluated, and some modifications and new definitions have been proposed. Numeric simulations of damage on 4 buildings with 17 real and simulated earthquake records are carried out. Based on the obtained results, the effect of different hysteretic models for the structural components, the evolution of dissipated energy terms, the relationship between the different damage indices and the relationship between the seismic intensities and the damage indices are investigated. The seismic performances of the 4 buildings are estimated approximately with the Capacity Spectrum Method, in which a modification related to the demand spectrum has been introduced. The obtained results are discussed and compared with those of the nonlinear dynamic analyses. The damage index based on the change of the fundamental period proposed in this thesis is proved to be an applicable definition for investigations on earthquake engineering. As a result of this investigation, a procedure is suggested to evaluate the seismic damage of reinforced concrete buildings. Conclusions from this study and some suggestions for future research are presented.

## CAPITULO I

### INTRODUCCION

#### I-1 DAÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

El daño en una estructura de concreto reforzado es un fenómeno físico relacionado con el proceso de deterioro de la misma ocasionado por el efecto de acciones externas. Durante su vida útil, una estructura se ve sometida a diferentes acciones posibles tales como cargas muertas y vivas, viento, cambios de temperatura y humedad, asentamientos diferenciales, sismos, explosiones, etc. El comportamiento de las regiones críticas en los elementos de una estructura de concreto reforzado es gobernado por la intensidad y combinación de fuerzas internas (momentos flexionante y de torsión, fuerzas cortante y axial). En consecuencia, si una región no puede sustentar una combinación de fuerzas producida por acciones extraordinarias, pueden suceder los siguientes efectos visibles: aparición y agrandamiento de grietas, desprendimiento del recubrimiento de concreto, fluencia o falla del acero de refuerzo, pérdida de adherencia, etc. Estos daños estructurales en un edificio de concreto reforzado pueden ocasionar la falla en ciertas secciones de los elementos, la falla de entrepisos, o el colapso total del edificio. Asociadas a la existencia de diferentes niveles de daño estructural, las propiedades mecánicas de los elementos estructurales y de la estructura completa (resistencia, rigidez, amortiguamiento, período natural de vibración, modos de vibración, etc.) cambian.

Cuando los elementos de una estructura de concreto reforzado se ven sujetos a cargas repetidas producidas por un sismo intenso, su comportamiento es, en general, no lineal. La no linealidad es inducida principalmente por las propiedades de sus materiales, y por el efecto de variación de la geometría de la estructura. La respuesta dinámica y el daño producido en un edificio sujeto a sismo "dependen de una interacción compleja entre el movimiento sísmico, las propiedades del suelo subyacente y las de la estructura misma" (Meli, 1987). Bajo una excitación sísmica intensa, una estructura puede alcanzar estados

límites y algunos elementos pueden sufrir deformaciones inelásticas reflejadas en diferentes niveles de daño estructural.

La evaluación cuantitativa del daño estructural en edificios de concreto reforzado depende principalmente de los siguientes factores importantes:

- 1) La confiabilidad de las herramientas de análisis dinámico no lineal para estimar aproximadamente la respuesta estructural, la cual a su vez depende de:
  - (a) La modelación estructural como un ensamble de elementos,
  - (b) La modelación de elementos de concreto reforzado,
  - (c) La modelación del comportamiento histerético de los elementos, etc.
- 2) El modelo de daño e índices de daño empleado para medir el grado de daño.
- 3) Definición de una medida de intensidad sísmica que se relaciona con el daño estructural y que es de utilidad en la selección de las excitaciones sísmicas necesarias en estudios sobre daño producido por sismo.

Muchas regiones de la República Mexicana y otras partes del mundo están en zonas de gran actividad sísmica. Las pérdidas humanas y económicas y las lecciones que han dejado los sismos en las últimas décadas, han puesto en evidencia la necesidad de intensificar las actividades de investigación encaminadas al desarrollo de procedimientos y herramientas de análisis, que permitan conocer los niveles de daño esperados y su distribución para poder así evaluar el comportamiento de edificios de concreto reforzado sometidos a sismos intensos. Esta investigación tiene gran importancia en aplicaciones, como sucede en los siguientes casos:

- 1) El diseño de construcciones nuevas. Los reglamentos de diseño de estructuras resistentes a sismos actuales permiten, al aceptar incursiones en el intervalo de



comportamiento no lineal, disipar parte de la energía impartida por los temblores. Esto significa que los elementos estructurales y, en consecuencia, la estructura pueden presentar algún daño ante acciones sísmicas intensas. Sin embargo, para evaluar el diseño sísmico de una estructura, es importante conocer no sólo la intensidad del daño sino también su distribución. Es posible lograr un mejor diseño que permita llegar a una intensidad y distribución aceptable de daño que sufrirá un edificio sujeto a un sismo de intensidad dada. Esta información es útil para verificar los criterios de diseño en el reglamento de construcciones.

- 2) La evaluación sísmica de edificios existentes. La ocurrencia de sismos en grandes centros de población ha motivado que se realicen actividades para dictaminar si los edificios existentes requieren reforzarse, repararse o demolerse, y para definir las posibles medidas para su reparación y/o reforzamiento.
- 3) El establecimiento de planes de prevención de desastres. Para una región dada es posible, con base en parámetros sísmicos característicos de esa región y herramientas y métodos de análisis adecuados, predecir los posibles niveles de daño que sufrirán las estructuras de los edificios típicos en sismos futuros (estudios de vulnerabilidad).

## I-2. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

La predicción de daño inducido por sismo que un edificio de concreto reforzado puede sufrir durante su vida útil es un problema complejo de características altamente inciertas que requieren de estudios probabilistas difíciles de llevarse a cabo. Sin embargo, métodos de análisis deterministas, es decir, con propiedades conocidas de las estructuras bajo excitaciones sísmicas con características conocidas, pueden ser una herramienta valiosa para predecir el daño estructural. Esta investigación se enfoca al desarrollo y evaluación de métodos para calcular la respuesta no lineal y los niveles de daño estructural esperados en edificios de concreto reforzado sujetos a sismos de distintas intensidades desde un

punto de vista determinista. El énfasis del trabajo está en el estudio de algunos aspectos básicos del problema del comportamiento no lineal de edificios para obtener un mejor entendimiento del mismo. Algunos aspectos relacionados con la respuesta no lineal, por ejemplo, la interacción de suelo-estructura, el efecto de elementos no-estructurales, etc., no se estudian en esta investigación, sin embargo, se recomienda se incluyan en investigaciones futuras.

### I-3 OBJETIVOS DE ESTA INVESTIGACION

En la realización de esta investigación se desarrolló un procedimiento práctico para la evaluación de daño estructural, que permite estimar los niveles de daño estructural esperados ante sismos de distintas intensidades. Para este fin, se realizaron las siguientes actividades :

- Con base en la evaluación de los fundamentos teóricos de análisis dinámico no lineal, se desarrolló una herramienta adecuada para obtener la respuesta inelástica y los parámetros de daño por integración paso a paso. Con esta se llevaron a cabo simulaciones numéricas de la respuesta estructural de edificios típicos bajo excitaciones sísmicas con intensidades dadas y se calcularon los correspondientes índices de daño. Se evaluaron los resultados obtenidos para estudiar las respuestas sísmicas. Se investigó la evolución de daño y de la energía disipada. Se investigaron de la relación entre los índices de daño y diferentes definiciones de intensidad sísmica, con el propósito de establecer un procedimiento para la evaluación del daño en una estructura dada. Se investigó el método del espectro de capacidad y se compararon sus resultados con los obtenidos de la respuesta de análisis dinámicos no lineales. Se propone un procedimiento práctico para la evaluación de daño en edificios de concreto reforzado.

Este trabajo incluyó los siguientes etapas:

- Verificación de programas de computadora existentes para el análisis dinámico no lineal.
- Desarrollo y validación de un programa de análisis dinámico no lineal de estructuras.
- Evaluación de los modelos de daño existentes para seleccionar, o desarrollar, el índice de daño adecuado a los objetivos de esta investigación.
- Evaluación de las diferentes definiciones de intensidad sísmica existentes en la literatura.
- Selección de edificios existentes y no existentes con diseños típicos en práctica de la ingeniería estructural en México.
- Selección de los registros de sismos reales y simulados para las características del valle de México.
- Simulación numérica de daño en edificios de concreto reforzado.

#### I-4. ORGANIZACION DEL TRABAJO

En el presente capítulo, se presentan los antecedentes del problema y objetivos de investigación, la organización de esta tesis y las contribuciones principales de esta investigación.

En el capítulo II, se describen, de forma general, algunos aspectos básicos del análisis dinámico no lineal de estructuras de concreto reforzado. Se presentan, en resumen, esquemas de modelación estructural y los modelos de comportamiento histerético para elementos de concreto reforzado. Se describen los términos de energía durante la respuesta sísmica de estructuras de varios grados de libertad. Se discute la corrección de fuerzas no equilibradas en el análisis dinámico no lineal. Se presenta el procedimiento para analizar las propiedades de secciones de elementos con el modelo de fibras. Finalmente, se presentan tres herramientas del análisis dinámico no lineal y la calibración de las mismas.

En el capítulo III, se revisan los índices de daño existentes y se presentan, resumidamente, algunos índices de daño importantes incluyendo algunos resultados. Se discute en detalle el índice de daño de Park y Ang. Finalmente, se propone un índice de daño basado en el cambio del período fundamental de la estructura. Los dos últimos índices de daño se emplean en esta investigación.

En el capítulo IV, se presentan y discuten ocho diferentes definiciones de intensidad sísmica existentes con algunos comentarios sobre los mismos. Se termina este capítulo con una presentación de los registros y características de los sismos empleados en esta investigación. Para cada registro se calcularon intensidades y se realizó una evaluación de los mismos con fines de clarificación y validación de los mismos.

En el capítulo V, se describen las estructuras analizadas. Se presentan en detalle el modelo de comportamiento histerético desarrollado en el programa de cómputo CANNY-E que se emplea como la herramienta del análisis para este estudio. A fines de este capítulo, se listan las hipótesis empleadas en el análisis y los parámetros de respuesta seleccionados.

En el capítulo VI, se presentan los resultados obtenidos de las simulaciones del daño en las estructuras, se realizan estudios y análisis comparativos de los resultados. Finalmente, se describen las conclusiones obtenidas de este capítulo.

En el capítulo VII, se propone una versión del método del espectro de capacidad para evaluar aproximadamente la respuesta sísmica y el daño estructural. Se propone una modificación del método original que incluye un factor de reducción de deformación al espectro de demanda inelástico. Se presentan los resultados de su aplicación a las estructuras estudiadas. Se comparan los resultados con los del análisis dinámico no lineal.

En el capítulo VIII, basado en los resultados de esta tesis, se propone un procedimiento para evaluar el daño estructural de edificios de concreto reforzado, propuesto para un edificio individual y una zona dada.

Finalmente, en el capítulo IX, se presentan las conclusiones de esta investigación, y se proponen las recomendaciones para investigaciones futuras.

#### I-5. CONTRIBUCIONES PRINCIPALES DE ESTA INVESTIGACION

1. Se evaluaron los programas de cómputo disponibles para análisis dinámico no lineal de estructuras de concreto reforzado. Se colaboró con los autores de programas de IDARC y CANNY para modificar, mejorar y desarrollar nuevas opciones en los programas con motivo de aplicarlos en esta tesis.
2. Con base en la evaluación de los índices de daño existentes, se propuso un índice de daño global, el cual fue comprobado confiable y aplicable para la evaluación de daño.
3. Se propusieron modificaciones en la definición original de la Intensidad Espectral de Housner. Una mejora que la definición original se comprueba por los resultados de esta investigación.
4. Se desarrolló una idea para usar el índice de daño como una medida del potencial destructivo de sismos para evaluar las definiciones de intensidad sísmica. Se realizó una investigación de la relación entre los tres índices de daño y las ocho intensidades sísmicas seleccionadas, a partir de los resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal para cuatro estructuras sometidas a 17 registros de sismos, con varios modelos de comportamiento histerético.
5. Se mejoró el método del espectro de capacidad original introduciendo un procedimiento relativamente sencillo y aplicable para determinar el punto de comportamiento.

## CAPITULO II

### ANALISIS DINAMICO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

#### II-1. INTRODUCCION

La evaluación de daño estructural en edificios de concreto reforzado sujetos a temblores vía resultados de respuesta sísmica provenientes de un análisis teórico involucra el análisis dinámico no lineal de estructuras. El análisis dinámico no lineal de estructuras de concreto reforzado es una tarea compleja, en la cual se relacionan desarrollos sobre la modelación de la estructura total, la modelación de elementos estructurales, la modelación de comportamiento histerético de los elementos, el cálculo de la respuesta en el tiempo por medio de la integración paso a paso de la ecuación de movimiento, etc. La confiabilidad de una herramienta de cálculo para este propósito es muy importante. Desde hace muchos años, varios investigadores se han dedicado a desarrollar herramientas de análisis dinámico no lineal de estructuras logrando distintos niveles de éxito en el cálculo aproximado de la respuesta de estructuras sujetas a sismos.

La modelación global de una estructura se puede hacer usando dos esquemas diferentes:

- a) Esquema de macro-modelado. En este esquema el edificio se idealiza formado por elementos estructurales discretos en los que se ignoran las variaciones de propiedades a lo largo de cada elemento y se sustituyen con unas propiedades uniformes equivalentes.
- b) Esquema de micro-modelado. En este esquema, los miembros se dividen en elementos finitos representándose con detalle las variaciones de sus propiedades.

En la práctica actual de construcción de edificios de concreto reforzado, los sistemas estructurales más comúnmente empleados son el marco, y el marco-muro. Debido a que desde un punto de vista computacional el método de macro-modelación es más económico y a que presenta mayor flexibilidad en el modelaje de los elementos; y a que el esquema de micro-modelado resulta más complejo, ya que particularmente si no se conocen

correctamente la propiedades de los elementos pueda dar resultados menos confiables que los del esquema de macro-modelado, en esta investigación se usa el esquema de macro-modelado. A continuación, se discuten algunos aspectos importantes en el análisis dinámico no lineal para el esquema de macro-modelado por ser el más común para modelar el sistema de marco, o marco-muro en la práctica actual, y en la opinión del autor el más adecuado para el análisis dinámico no lineal de estructuras con muchos elementos.

## II-2. MODELACION ESTRUCTURAL

### II-2.1 Modelación de Estructura Global

En general, cuando un edificio de concreto reforzado se somete a una excitación sísmica intensa, ocurren vibraciones en el intervalo no lineal en todas direcciones. La necesidad de hacer un análisis tridimensional no lineal es evidente, particularmente para estructuras no simétricas con un plano de piso arbitrario o bien estructuras sujetas a cargas asimétricas. Desafortunadamente, el análisis tridimensional no lineal de estructuras, aunque posible, es complejo y costoso de llevar a cabo, sobre todo, si se considera la interacción de flexión en dos direcciones ortogonales y la fuerza axial. Un modelo eficiente para manejar el efecto de dicha interacción es de primordial importancia para poder realizar de manera económica el análisis tridimensional no lineal de edificios. Los modelos existentes han sido instalados en programas de cómputo tales como DYNDIR(Gillies, 1979), y CANNY(Li, 1993). Sin embargo, estas herramientas de análisis no lineal tridimensional son limitadas y no han sido suficientemente validadas, requiriéndose para su uso generalizado investigación adicional al respecto (Lobo, 1994).

Ya que para estructuras de edificios regulares formados por marcos ortogonales, la idealización bidimensional resulta ser una buena aproximación, en esta tesis la mayoría de los análisis son bidimensionales.

En la práctica actual, existen dos formas de modelación bidimensional, a) modelo de entrepiso (viga de cortante); b) modelo de elementos discretos. La Fig. 2.1 muestra esquemáticamente estas dos formas de modelaje.

Un ejemplo típico del modelo de entrepiso (Chopra y Kan, 1973) es uno en el que un edificio real se idealiza como un edificio de cortante. El comportamiento histerético de cada entrepiso en el modelo de entrepiso presenta las características de cortante-desplazamiento de entrepiso del edificio real. No obstante, debido a la dificultad en determinar la relación de cortante-desplazamiento de entrepiso, es difícil, por lo general, modelar correctamente edificios reales como estructuras de cortante. Además, una desventaja de este modelo es que la idealización de un edificio real como una viga de cortante inelástica solamente provee información sobre la respuesta inelástica global a nivel de entrepiso.

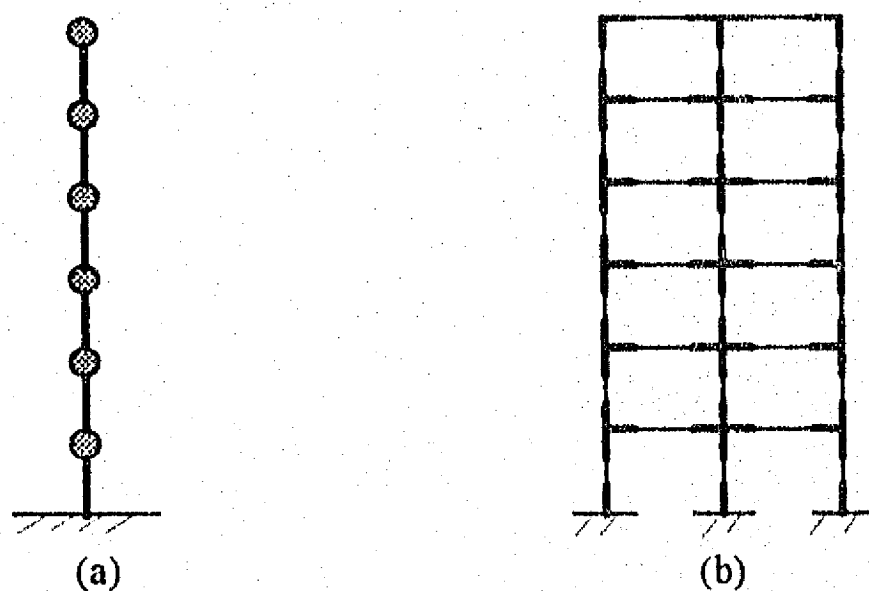


Fig. 2.1 (a) Modelo de entrepiso (viga de cortante), (b) Modelo de elementos discretos

En la modelación de una estructura de edificio con elementos discretos, se supone para cada elemento estructural una distribución de deformación inelástica y una relación fuerza-deformación. Esta tecnología de modelación permite obtener información sobre la respuesta de la global a nivel de piso y la respuesta local a nivel de elementos estructurales con un esfuerzo razonable de cómputo. Algunas investigaciones anteriores han mostrado que el modelo de elementos discretos es capaz de simular cercanamente la respuesta sísmica no lineal de estructuras reales formadas con marcos momento-resistentes (Zhu, 1989).



En esta investigación, como un inicio sobre el tema de evaluación de daño estructural en edificios de concreto reforzado, el análisis no lineal bidimensional en marcos planos se realiza principalmente idealizando a las estructuras con modelos de elementos discretos en los que las vigas y columnas o muros se idealizan como elementos lineales básicos con los efectos no lineales concentrados en sus extremos.

## II-2.2 Modelación de Elementos Estructurales

En la literatura existente, se pueden encontrar diferentes modelos de interés en la simulación del comportamiento inelástico de elementos individuales. En general, se puede considerar que el comportamiento de los modelos se basa en dos conceptos básicos:

- 1) Idealización de plasticidad concentrada. En ésta, el comportamiento inelástico de un elemento de concreto reforzado se representa por resortes concentrados ubicados dentro de los componentes (modelo de articulación puntual), en los cuales se introduce la relación momento-rotación, o momento-curvatura, la relación deformación-cortante, o la relación deformación-fuerza axial.
- 2) Idealización de plasticidad distribuida. En ésta se considera que la deformación inelástica debido al agrietamiento y fluencia se distribuye a lo largo de los elementos, y la longitud de zona plástica cambia con la historia de carga.

A continuación se describen varios modelos de elementos estructurales no lineales comúnmente usados en la literatura especializada.

### 1. Modelo de un Componente

Giberson (1967, 1969), Fig. 2.2a, propuso el modelo de un componente que consiste en dos resortes rotacionales no lineales en los extremos de un elemento lineal elástico. En este elemento se supone que todas las deformaciones inelásticas se concentran en los dos

resortes. La ventaja del modelo es que la deformación en el extremo del elemento depende solamente del momento actuando en ese extremo y del modelo de momento-rotación histerético asignado al resorte. En consecuencia, es fácil incorporar distintos modelos de momento-rotación histerético a los resortes para programas de cómputo. Este tipo de modelo ha sido usado ampliamente debido a su simplicidad y flexibilidad (Riva y Cohn, 1990, Otani y Sozen, 1972, Suko y Adams, 1971, y Li, 1993). Una limitante del modelo es que sólo es adecuado para elementos con curvatura doble y no para elementos con curvatura sencilla, es decir, vigas dominadas principalmente por carga de gravedad. Al-Haddad y Wight (1986) modificaron este modelo para aceptar la ubicación variable de los resortes, Fig. 2.2b. Takyanagi y Schnobrich (1976) propusieron multi-resortes a lo largo del elemento para considerar zonas variables de inelasticidad, Fig. 2.2c.

## 2. Modelo de Multi-Componentes

Clough y Johnston (1966) propusieron un modelo ampliamente conocido como de dos componentes, Fig. 2.2d. El modelo consiste de un componente lineal elástico paralelo a un componente elastoplástico. La deformación inelástica se asocia con el componente elastoplástico y se supone concentrada en los extremos del componente. Con el componente elástico se incluye la característica del endurecimiento por deformación. Una ventaja del modelo es que no es necesario suponer la forma de deformación del elemento como de curvatura doble. Sin embargo, este modelo puede solamente reproducir el comportamiento histerético bilineal, es difícil simular la degradación continua de rigidez con la historia de la respuesta. Aoyama y Sugano (1968) extendieron este concepto a cuatro componentes paralelos para tomar en cuenta el agrietamiento debido a flexión, diferentes niveles de fluencia en sus dos extremos, y el endurecimiento por deformación. Basado en este concepto, Otani (1974) y Filippou y Issa (1990) también usaron en sus investigaciones modelos de dos componentes con modificaciones.

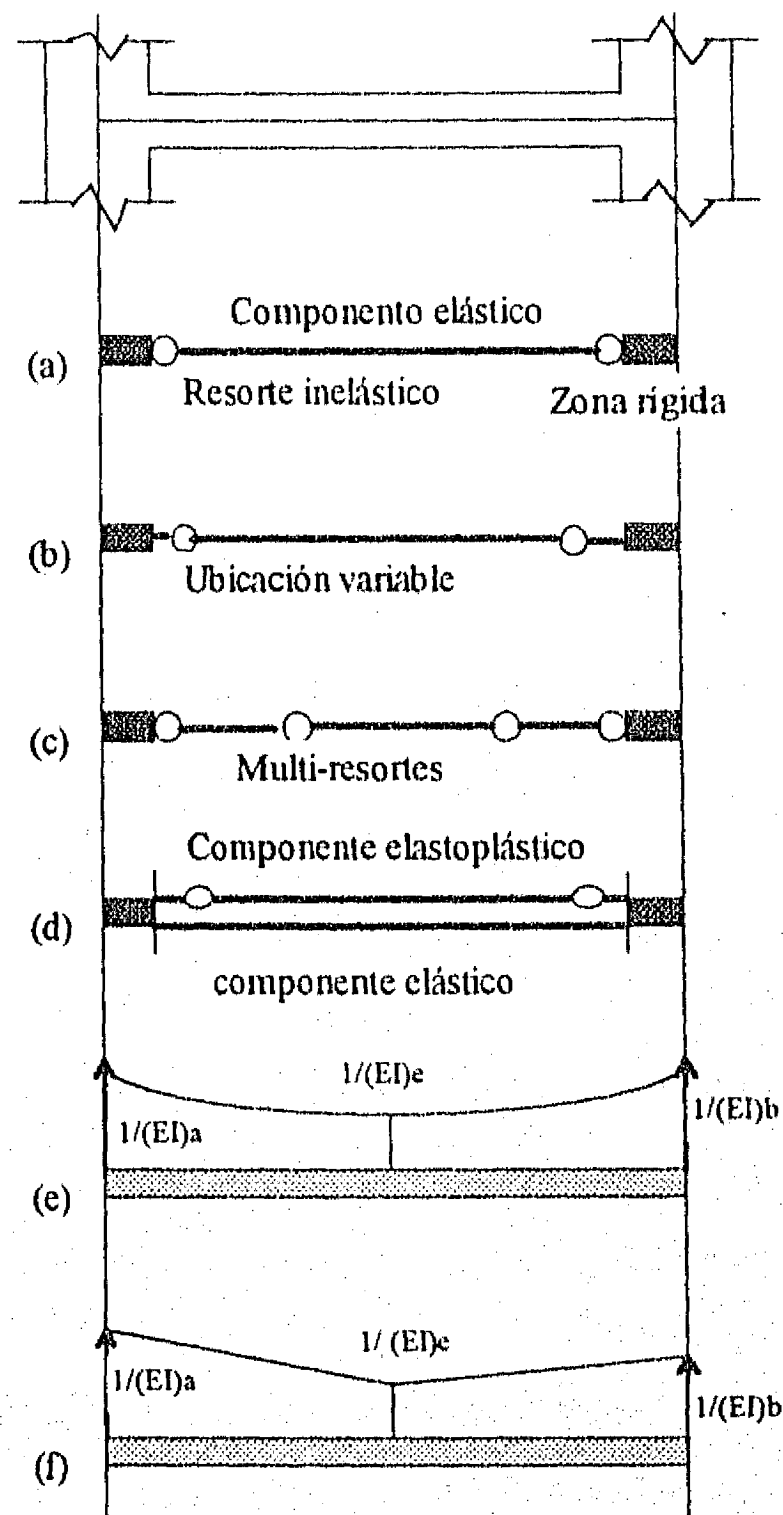


Fig. 2.2 Modelos de elementos estructurales

### 3. Modelo de Plasticidad Distribuida

Debido a las características de agrietamiento y fluencia de elementos de concreto reforzado, la zona plástica ocupa una zona finita a lo largo del elemento de concreto reforzado, y cambia con la historia de carga, por lo que la curvatura se distribuye a lo largo del elemento en una forma compleja. Sin embargo, los momentos y rotaciones en los extremos de un elemento pueden representar sus características si se relacionan la distribución de curvatura a lo largo del elemento con los momentos actuantes en los dos extremos del mismo. Basado en este concepto, Takizawa (1973) desarrolló un modelo de plasticidad distribuida que

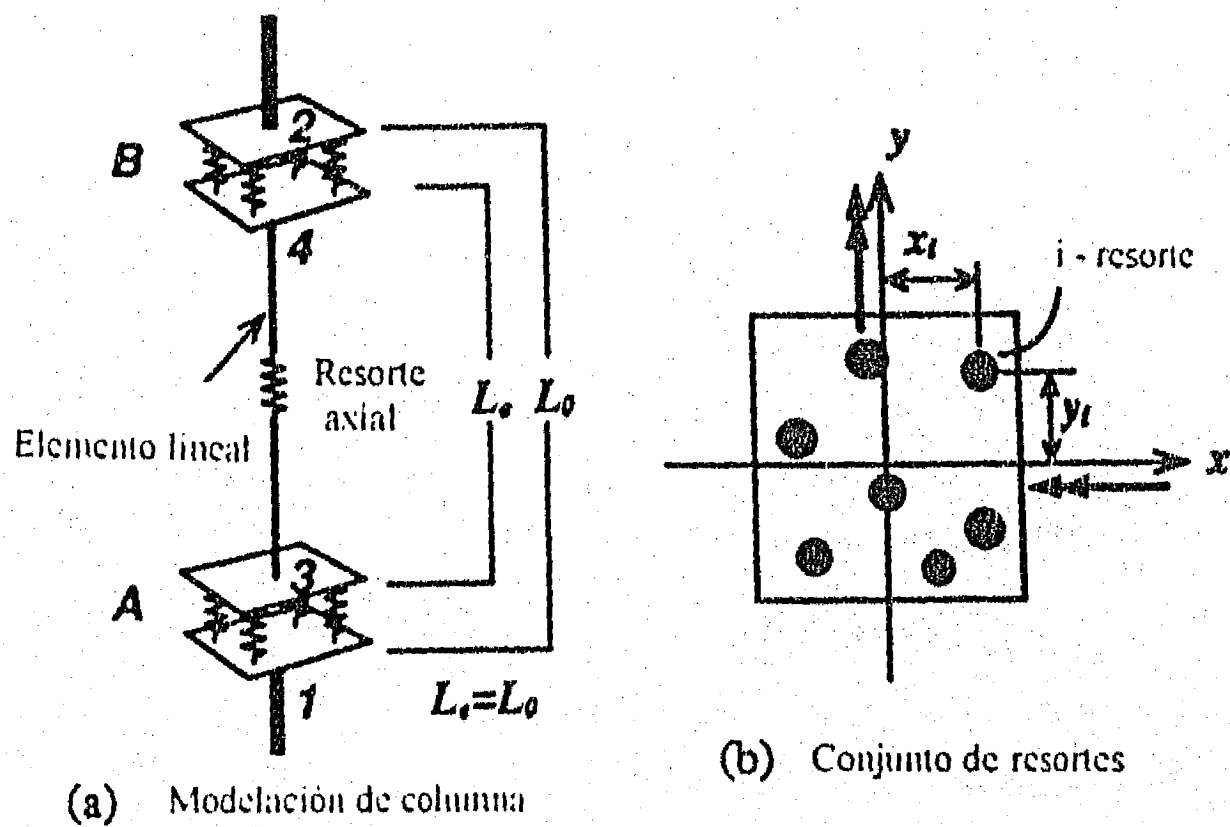
supone una distribución parabólica de la flexibilidad a flexión de la sección transversal a lo largo del elemento con una flexibilidad elástica en el punto de inflexión, Fig. 2.2e. La flexibilidad a flexión en los extremos del elemento se representa por un modelo de comportamiento histerético durante la historia de respuesta.

Roufaiel y Meyer (1987) extendieron este concepto a un modelo de plasticidad distribuida, que puede incluir los efectos de fuerza axial y fuerza de cortante en el elemento. Park et al. (1987) han propuesto un modelo de flexibilidad distribuida con una distribución lineal del factor de flexibilidad ( $1/EI$ ) del extremo del elemento al punto de inflexión, Fig. 2.2f. Los factores de flexibilidad en extremos se actualizan de acuerdo con un modelo de comportamiento histerético. La relación de momento-rotación se puede establecer de la integración del diagrama ( $M/EI$ ). El punto de inflexión varía como una función de los momentos actuantes en los extremos. Para mejorar el modelo, Kunnath et al. (1992) y Lobo (1994) han hecho algunas modificaciones a la forma de distribución de la flexibilidad.

#### 4. Modelo de Plasticidad Concentrada Representada por Conjuntos de Resortes

En una estructura de concreto reforzado bajo excitación sísmica, las columnas son sometidas no sólo a flexión bi-direccional y a cortante sino también a carga axial variable. La interacción entre carga axial y cargas laterales reversibles bi-direccionales es muy compleja. Esto es una dificultad en el desarrollo de programa de cómputo para el análisis dinámico no lineal tridimensional. Para simular el comportamiento de interacción de flexión bi-direccional de columnas de concreto reforzado bajo dichas fuerzas, Lai et al. (1984) propusieron un modelo de multi-resortes. En este modelo una columna se idealiza como un elemento lineal con dos conjuntos de multi-resortes en sus dos extremos, Fig. 2.3. Cada conjunto de multi-resortes consiste de cinco resortes de concreto y cuatro de acero. Debido a la dificultad de aplicación de este modelo, algunas modificaciones han sido hechas por Li y Otani (1993) para mejorar el modelo original. La modificación principal fue incrementar el número de resortes y determinar las características directamente del comportamiento de los materiales (acero de refuerzo y concreto) y de la geometría de la sección. Cada resorte acepta sólo fuerza y deformación axial. El cálculo de la deformación de resorte se basa en la suposición

de secciones planas y en las que la deformación de la sección esta definida por la rotación a flexión y la deformación axial del conjunto de multi-resortes. Así, el elemento puede simular en columnas el efecto de interacción de flexión bi-direccional y carga axial. Se asigna característica elástica en flexión al elemento lineal entre los dos conjuntos de multi-resortes (Fig. 2.3a). Sin embargo, se puede también representar la deformación inelástica axial y la de cortante por un resorte axial inelástico y un resorte inelástico de cortante. La confiabilidad del modelo se ha mostrado por la comparación de resultados de análisis con resultados de pruebas de columnas sometidas a flexión bi-direccional reversible y carga axial variable, Li y Otani (1993b). Este modelo ha sido implantado en el programa de cómputo CANNY, (Li, 1993a), para considerar el efecto de fuerza axial variable ocasionado por el momento de volteo en la estructura en el análisis tridimensional dinámico no lineal de estructuras de concreto reforzado.



(a) Modelación de columna

(b) Conjunto de resortes

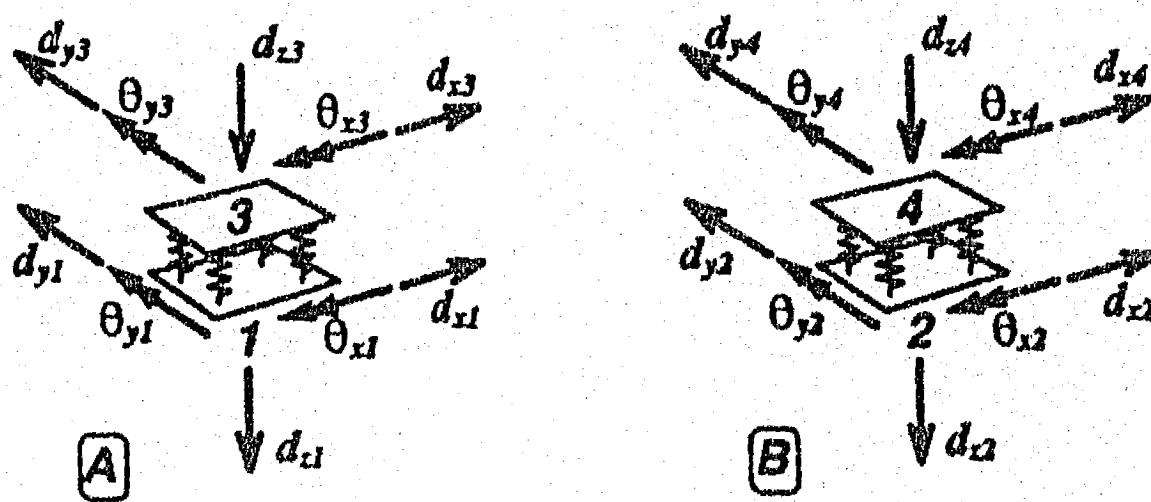


Fig. 2.3 Modelo de multi-resortes

### II-3 MODELO DE COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO PARA ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

La relación fuerza-deformación de elementos estructurales de concreto reforzado bajo carga cíclica (reversible) presenta una forma de ciclo de histerésis. En los resultados de pruebas de laboratorio, se observan los aspectos principales del comportamiento histerético tales como la degradación de rigidez, el deterioro de la resistencia y el efecto de estrechamiento causado por cortante y pérdida de adherencia o cierre de grietas, lo que significa una disminución en la capacidad de disipación de energía por ciclo, ya que el área de ciclos de histerésis se disminuye por el efecto de estrechamiento.

La degradación de la rigidez del elemento puede atribuirse a muchas causas, tales como:

- a) agrietamiento del concreto y fisuras a la largo de las barras de acero.
- b) deterioro cíclico de la adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto a su alrededor.
- c) presencia de fuerzas cortantes altas.
- d) aplastamiento y descascaramiento del concreto.
- e) efecto Bauschinger en el acero de refuerzo.

La rapidez con que la resistencia del elemento se deteriora depende de muchos factores tales como la resistencia del concreto, la fuerza axial, la relación de confinamiento, etc., por lo que es difícil definir el momento en que el elemento empieza a sufrir deterioro en su resistencia.

Para describir el comportamiento de elementos de concreto reforzado bajo carga cíclica, se usan modelos con comportamiento histerético. Estos modelos deben ser capaces de reproducir todos los aspectos antes mencionados. En la literatura especializada existen diversos modelos de comportamiento histerético que reproducen, con diferentes grados de refinamiento, algunos o todos estos efectos. En general, el comportamiento histerético de

Tabla 2.1 Características de los modelos de comportamiento histerético

Modelo	Tipo	Deterioro de Rigidez	Deterioro de Resistencia	Efecto de Estrechamiento	Relación con Índice de Daño
Clough (1966)	BL	N	N	N	N
Fukuda (1969)	TL	S	N	N	N
Aoyama (1971)	TL	N	S	S	N
Kustu et al. (1975)	TL	N	N	S	N
Tani et al. (1973)	BL	S	N	N	N
Takeda et al. (1970)	TL	S	N	N	N
Park et al. (1984)	C	S	N	N	N
Iwan (1973)	TL	N	N	S	N
Takyanagi (1977)	TL	S	S	S	N
Muto et al. (1973)	TL	S	N	N	N
Atalay et al. (1975)	C	S	N	S	N
Nakata et al. (1978)	C	S	S	S	N
Roufaiel y Meyer (1987)	TL	S	N	S	N
Park et al. (1987)	TL	S	S	S	S
Filippou y Issa (1990)	BL	N	N	N	N
Mork (1994)	TL	S	S	S	N
Wang y Shah (1987)	BL	S	S	N	S
Hisada(1962)	TL	N	N	N	N
SINA(Saiidi y Sozen, 1979)	TL	S	N	S	N
Q-HYST (Saiidi y Sozen, 1979)	BL	S	N	N	N
Chang, Meyer y Sinozuka (1987)	BL	S	S	N	S
Li (1995)	TL	S	S	S	N
Anderson y Townsend, (1977)	BL	S	N	N	N

Notación: S: Sí  
 N: No  
 C: Forma de curva continua  
 BL: Forma de curva envolvente-bilineal  
 TL: Forma de curva envolvente-trilineal

componentes individuales de estructuras de concreto reforzado bajo carga reversible es una función de los momentos, rotaciones y curvaturas distribuidas a lo largo de elementos. Por lo que para el análisis no lineal de estructuras de concreto reforzado, una adecuada selección del modelo de comportamiento histerético es un factor crítico para predecir de manera

confiable la respuesta no lineal bajo cargas cíclicas. Sin embargo, eso es una tarea difícil por la complejidad en las propiedades del concreto reforzado antes mencionada.

Durante esta investigación, se evaluaron varios modelos que han sido propuestos en el pasado para reproducir las características del comportamiento inelástico de elementos de concreto reforzado. En la Tabla 2.1, se presenta información breve sobre los modelos existentes excluyendo el modelo elastoplástico y el modelo bilineal sin o con degradación, Fig. 2.4, los cuales no son capaces de simular los aspectos principales de comportamiento histerético de concreto reforzado. Más adelante, en el capítulo V, se describe con detalle el modelo de comportamiento histerético empleado en el programa de cómputo CANNY-E, el cual es uno de los modelos actuales más completos.

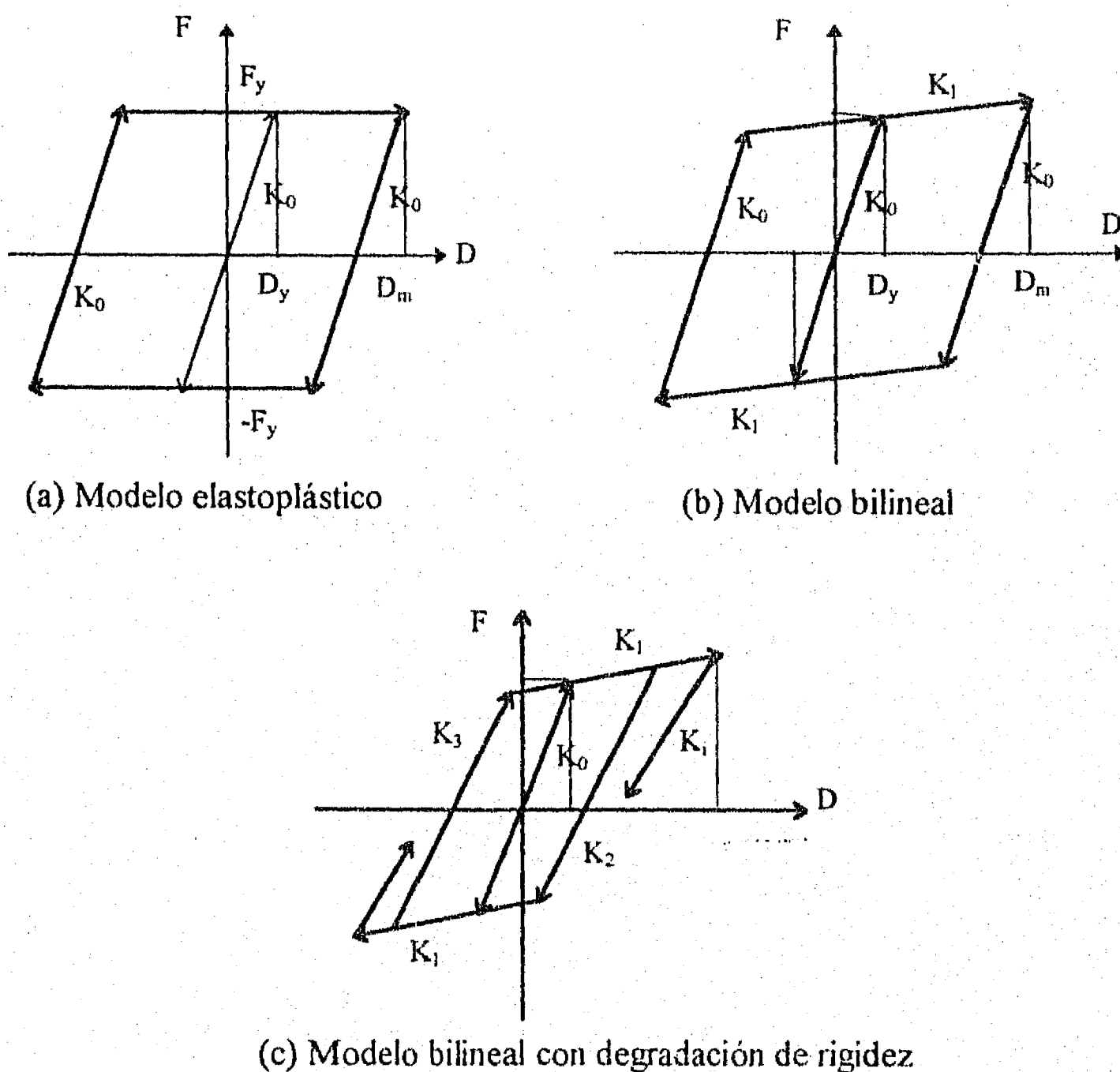


Fig. 2.4 Modelos sencillos



#### II-4. ENERGIA DISIPADA DURANTE LA RESPUESTA INELASTICA

Durante la respuesta sísmica inelástica de una estructura, una parte de la energía impartida por el sismo es guardada temporalmente en la estructura como energía cinética y energía de deformación, y el resto es disipada por las deformaciones inelásticas y el amortiguamiento, (Zahrah y Hall, 1982). Al final de la respuesta, los términos de la energía cinética y la energía de deformación son iguales a cero, en consecuencia, la energía impartida se disipa por la deformación inelástica y el amortiguamiento. Los términos de energía para sistemas inelásticos de un grado de libertad (SIGDL) y de varios grados de libertad (SVGDL) han sido definidos previamente en la literatura (Jennings, 1965), (Zahrah y Hall, 1982), (Zhu, 1989), y (Chopra, 1995). En esta parte, se describen los términos de energía para sistemas inelásticos de varios grados de libertad (SVGDL), los cuales han sido estudiado en esta investigación.

La ecuación de equilibrio dinámico para un SVGDL es dada por

$$[M]\{\ddot{U}(t)\} + [C]\{\dot{U}(t)\} + \{R(U(t))\} = -[M]\{r\}\ddot{U}_g(t) \quad (2.1)$$

donde  $[M]$  = matriz de masa;  $[C]$  = matriz de amortiguamiento;  $\{R(U(t))\}$  = vector de fuerza restauradora;  $\{\ddot{U}(t)\}$ ,  $\{\dot{U}(t)\}$  y  $\{U(t)\}$  = vectores de la aceleración, velocidad y desplazamiento relativos, respectivamente.  $\ddot{U}_g(t)$  = la componente horizontal de aceleración del terreno y  $\{r\}$  = un vector que relaciona a los grados de libertad laterales con la componente de aceleración del terreno. De considerarse sólo excitación horizontal, los elementos de  $\{r\}$  correspondientes a los grados de libertad lateral son la unidad, y los demás son cero.

Pre-multiplicando los términos de la ecuación 2.1 por la traspuesta del vector de desplazamiento relativo incremental,  $\{dU(t)\}^T$ , se produce una ecuación de trabajo para un desplazamiento  $\{dU(t)\}$ :

$$\begin{aligned} & \{dU(t)\}^T [M] \{\ddot{U}(t)\} + \{dU(t)\}^T [C] \{\dot{U}(t)\} + \{dU(t)\}^T \{R(U(t))\} \\ & = -\{dU(t)\}^T [M] \{r\} \ddot{U}_g(t) \end{aligned} \quad (2.2)$$

ya que  $\{dU(t)\} = \{\dot{U}(t)\} dt$ , la ecuación 2.2 se puede cambiar a la siguiente forma:

$$\begin{aligned} & \{\dot{U}(t)\} [M] \{\ddot{U}(t)\} dt + \{\dot{U}(t)\} [C] \{\dot{U}(t)\} dt + \{\dot{U}(t)\} \{R(U(t))\} dt \\ & = -\{\dot{U}(t)\} [M] \{r\} \ddot{U}_g(t) dt \end{aligned} \quad (2.3)$$

Al integrar la ecuación 2.7 con respecto al tiempo, se obtiene la ecuación de balance de energía para un SVGDL

$$\begin{aligned} & \int_0^t \{\dot{U}(t)\} [M] \{\ddot{U}(t)\} dt + \int_0^t \{\dot{U}(t)\} [C] \{\dot{U}(t)\} dt + \int_0^t \{\dot{U}(t)\} \{R(U(t))\} dt \\ & = -\int_0^t \{\dot{U}(t)\} [M] \{r\} \ddot{U}_g(t) dt \end{aligned} \quad (2.4)$$

Al expresar en función de los diferentes términos de energía, se escribe como,

$$E_K(t) + E_D(t) + E_H(t) + E_S(t) = E_I(t) \quad (2.5)$$

donde,

$$E_I(t) = -\int_0^t \{\dot{U}(t)\} [M] \{r\} \ddot{U}_g(t) dt \quad (2.6)$$

es la energía impartida;

$$E_K(t) = \int_0^t \{\dot{U}(t)\} [M] \{\dot{U}(t)\} dt \quad (2.7)$$

es la energía cinética;

$$E_D(t) = \int_0^t \left\{ \dot{U}(t) \right\} [C] \left\{ \dot{U}(t) \right\} dt \quad (2.8)$$

es la energía de amortiguamiento; y,

$$E_H(t) + E_S(t) = \int_0^t \left\{ \dot{U}(t) \right\} \left\{ R(U(t)) \right\} dt \quad (2.9)$$

es la energía disipada por histerésis y de deformación.

La ecuación 2.5 indica que la energía impartida a la estructura es igual a la suma de la energía almacenada temporalmente en una forma de energía cinética, la energía disipada por amortiguamiento y de las energías disipadas por histerésis y de deformación. Estos términos de energía se pueden calcular numéricamente a partir de los resultados de la respuesta sísmica de la estructura vía un procedimiento de integración. En consecuencia, con el cálculo de los términos de energía de la ecuación 2.5, se pueden comprobar la precisión de la integración numérica de la ecuación de equilibrio dinámico, (Chopra, 1995). Como se discutirá más adelante, estos términos de energía son útiles en la evaluación del daño estructural producido por sismo.

## II-5. CORRECCIÓN DE LA FUERZA NO EQUILIBRADA

En el análisis dinámico no lineal de integración paso a paso, la solución se realiza incrementalmente, considerando que las propiedades estructurales no cambian durante el paso de tiempo considerado. Debido a que la rigidez secante del elemento no se puede predecir, el incremento de fuerza se calcula con la rigidez tangente al inicio del paso lo cual, en general, no satisface la condición de equilibrio. Por lo tanto, es necesario utilizar un procedimiento correctivo para reducir el error cometido. Un procedimiento usado por primera vez en el programa DRAIN2D (Kannan y Powell, 1973) y denominado de corrección de fuerza no equilibrada en un paso (Kunnath et al., 1992) se ilustra en la Fig. 2.5.

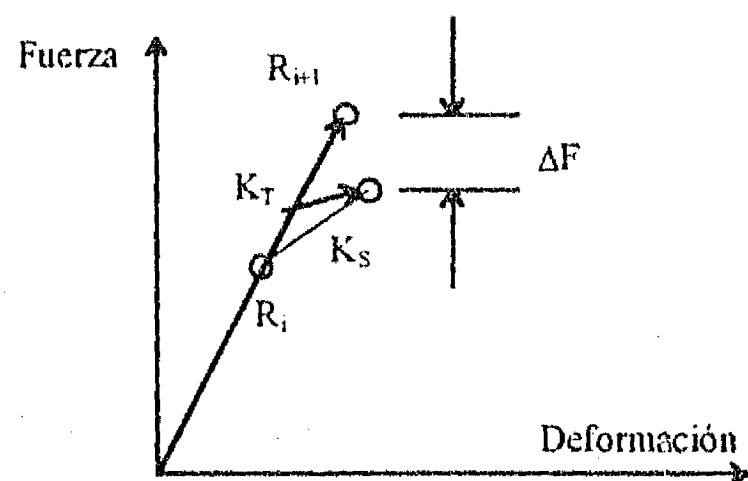


Fig. 2.5 Fuerza no equilibrada

En este, al final del paso  $t+\Delta t$ , la diferencia entre la fuerza restauradora calculada por el modelo de comportamiento histerético dado (rigidez secante),  $R$ , y la calculada según la rigidez tangente en este paso,  $R'$ , produce una fuerza no equilibrada (Fig. 2.5):

$$(\Delta F) = (R) - (R') \quad (2.10)$$

Esta fuerza correctiva se aplica en el paso siguiente del análisis para compensar en forma aproximada la fuerza no equilibrada. Para estructuras con muchos elementos, este procedimiento se ha empleado comúnmente en los programas de análisis dinámico no lineal tales como IDARC (Kunnath et al., 1992), CANNY (Li, 1993), etc., debido a su sencillez en cómputo, ya que el costo de realizar iteraciones en el análisis no lineal puede ser prohibitivo.

Sin embargo, se debe señalar que esta técnica es un método aproximado, ya que la fuerza correctiva usada en el paso siguiente cambia la historia de cargas dada. En general, este procedimiento compensatorio funciona bien en los casos que la fuerza no equilibrada es pequeña. Para reducir la magnitud de la fuerza no equilibrada se usa en el análisis un paso de tiempo corto. Las inestabilidades numéricas de programas en análisis son, con frecuencia,

debido a un paso de tiempo no adecuado que produce una fuerza no equilibrada grande y problemas al localizar la respuesta real de elementos en la curva de histerésis.

## II-6. ANALISIS DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCION DE LOS ELEMENTOS

La relación momento-curvatura describe los cambios en la capacidad de fuerza con la deformación durante un análisis no lineal. La curva momento-curvatura para elementos estructurales, es decir, vigas, columnas, o muros; forma la curva envolvente para el modelo de comportamiento histerético, por lo que, el análisis de las propiedades de las secciones de elementos de concreto reforzado, es una parte fundamental en el análisis dinámico no lineal de estructuras. El análisis de secciones de elementos generales con el modelo de fibras se ha empleado comúnmente en los programas de cómputo. A continuación, se presentan los procedimientos para el análisis de secciones en programas de cómputo.

Las suposiciones que generalmente se hacen para simplificar el análisis de secciones son:

- a) Las secciones planas permanecen planas después de la deformación.
- b) Se ignora la resistencia a tensión del concreto al alcanzar la capacidad de agrietamiento.
- c) Se ignora el efecto de desplazamiento por adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo.
- d) Se ignora el efecto de confinamiento del recubrimiento del concreto.
- e) Se seleccionan las curvas esfuerzo-deformación para el concreto y el acero de refuerzo. La Fig. 2.6 muestra las curvas empleadas en el programa CANNY (Li, 1995), que son similares a los del programa IDARC (Kunnath et al., 1992).
- f) La fuerza axial a la cual está sometida a la sección es constante.

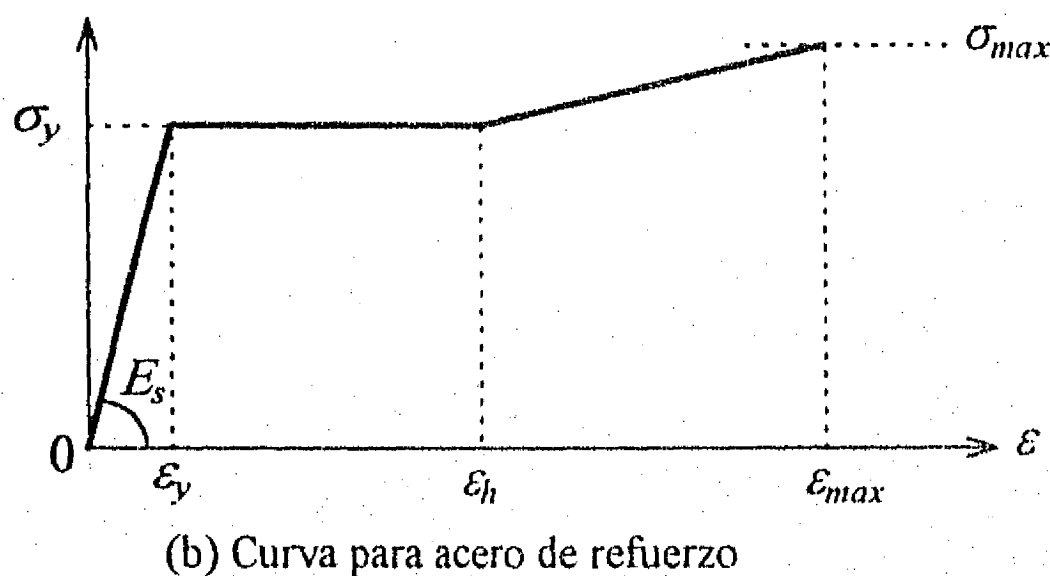
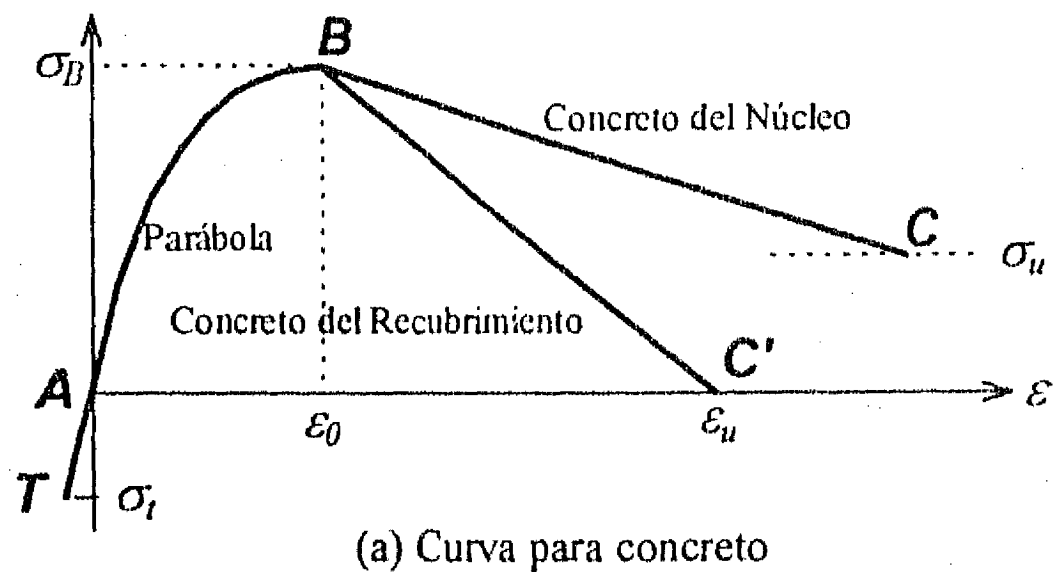


Fig. 2.6 Relaciones esfuerzo-deformación de los materiales que forman una sección de concreto reforzado

II-6.1 Procedimiento de Análisis para el Modelo de Fibras

En el programa de cómputo para análisis no lineal de estructuras IDARC(Kunnath et al., 1992), se ofrece una opción para calcular las propiedades de las secciones de elementos dentro el programa. El análisis de momento-curvatura en las secciones transversales se realiza, a partir de dividir la área del concreto en algunas franjas (fibras). La sección se somete a incrementos de curvatura y la distribución de deformaciones se obtiene de consideraciones de compatibilidad y equilibrio. Se identifica cada área de acero de refuerzo y su respectiva ubicación por separado. La deformación en la sección transversal se describe como (Fig. 2.7),

$$\varepsilon(z) = \varepsilon_0 + z \Phi \quad (2.11)$$

donde,  $\varepsilon_0$  es la deformación centroidal;  $z$  es la distancia del eje de referencia; y  $\Phi$  es la curvatura de la sección transversal. La fuerza axial y el momento en la sección transversal se pueden calcular como sigue:

$$N = \int E \varepsilon \, dA \quad (2.12a)$$

$$M = \int E z \varepsilon \, dA \quad (2.12b)$$

donde,  $N$  es la fuerza axial;  $M$  es el momento flexionante;  $E$  es el módulo de elasticidad, correspondiente al concreto o al acero de refuerzo;  $\varepsilon$  es la deformación en la fibra.  $N$  debe ser en todos casos igual a la carga axial dada  $N_0$ . Esto determina una cierta distribución de la deformación axial  $\varepsilon(z)$ . Ya que la relación esfuerzo-deformación es no lineal y el incremento de la deformación axial de no se puede calcular directamente para un valor dado de carga axial y momento, es necesario realizar una iteración para el análisis de momento-curvatura que se describe como sigue.

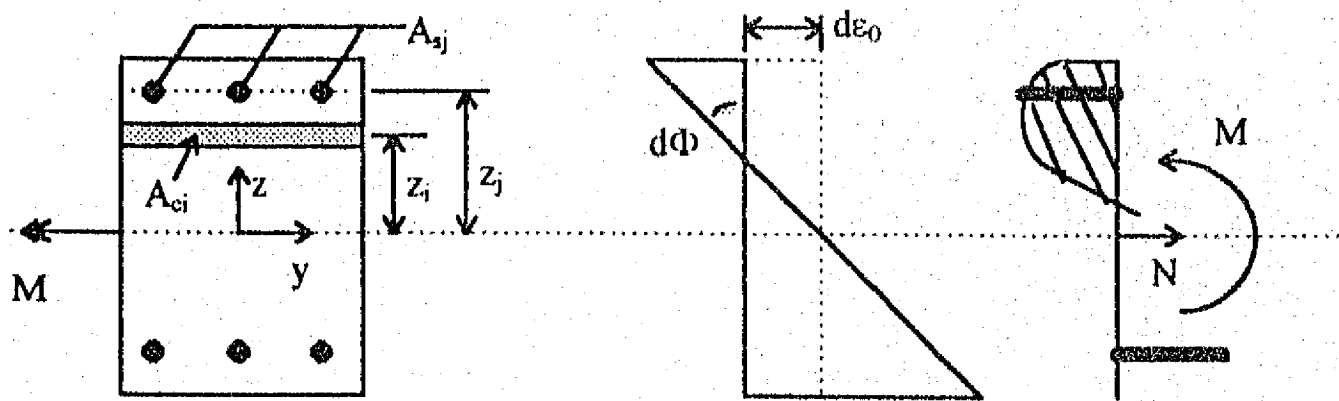


Fig. 2.7 Modelo de fibras para análisis de sección de elementos

Al sustituir la ecuación (2.11) en la ecuación (2.12) y reemplazar la integración por una suma finita de fibras discretas, se obtienen las siguientes expresiones de la deformación en el eje neutro,  $\Delta\varepsilon_0$ , y la curvatura,  $\Delta\Phi$ , para cualquier paso incremental,  $k$ ,

$$\begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_A(\varepsilon_{0,k}, \Phi_k) & k_z(\varepsilon_{0,k}, \Phi_k) \\ k_z(\varepsilon_{0,k}, \Phi_k) & k_{zz}(\varepsilon_{0,k}, \Phi_k) \end{bmatrix}_k \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_0 \\ \Delta \Phi \end{Bmatrix}_k \quad (2.13)$$

donde,

$$\begin{aligned} k_A &= \sum_{i=1}^{NCC} E_{ci}(\varepsilon_{0,k}, \Phi_k) A_{ci} + \sum_{j=1}^{NSS} E_{sj}(\varepsilon_{0,k}, \Phi_k) A_{sj} \\ k_z &= \sum_{i=1}^{NCC} E_{ci}(\varepsilon_{0,k}, \Phi_k) A_{ci} z_i + \sum_{j=1}^{NSS} E_{sj}(\varepsilon_{0,k}, \Phi_k) A_{sj} z_j \\ k_{zz} &= \sum_{i=1}^{NCC} E_{ci}(\varepsilon_{0,k}, \Phi_k) A_{ci} z_i^2 + \sum_{j=1}^{NSS} E_{sj}(\varepsilon_{0,k}, \Phi_k) A_{sj} z_j^2 \end{aligned} \quad (2.14)$$

donde,  $NCC$  y  $NSS$  son los números de fibras del concreto y de las áreas de acero de refuerzo considerados en la sección, respectivamente;  $E_{ci}$  y  $E_{sj}$  son los módulos tangentes del concreto y del acero de refuerzo en las fibras "i" y "j", respectivamente;  $A_{ci}$  y  $A_{sj}$  son las áreas de las fibras del concreto y del acero de refuerzo, respectivamente.

Basados en las relaciones anteriores, el procedimiento completo para desarrollar la curva momento-curvatura es:

1) Aplicar un pequeño incremento de curvatura,  $\Delta\Phi_k$ , al valor previo,  $\Phi_{k-1}$ , es decir,,

$$\Phi_k = \Phi_{k-1} + \Delta\Phi_k \quad (2.15)$$

2) En el primer paso ( $k=0$ ), se aplica la carga axial total  $N_0$ . Debido a la suposición de que la carga axial se considera constante, el incremento de fuerza axial  $\Delta N_k^n$  debe ser cero para los pasos siguientes. Basado en la matriz de rigidez (ecuación 2.13), se calcula el incremento de la deformación centroidal,

$$\Delta\varepsilon_0^n = -K_{zk}^{n-1} \Delta\Phi_k / K_{Ak}^{n-1} \quad (2.16)$$



donde,  $n$  es el número del paso en la iteración ( $n \geq 1$ );  $K_{z,k}^{n-1}$  y  $K_{A,k}^{n-1}$  son los términos de rigidez en el paso previo,  $n-1$ .

3) Se calculan nuevamente las deformaciones y las curvaturas,

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ \Phi \end{Bmatrix}_k^n = \begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ \Phi \end{Bmatrix}_k^{n-1} + \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_0 \\ 0 \end{Bmatrix}_k^n \quad (2.17)$$

4) Se calculan de nuevo los términos de la matriz de rigidez de la ecuación (2.13), usando las expresiones de la ecuación (2.14).

5) Se encuentra la carga axial no equilibrada:

$$\Delta N_k^n = K_{A,k}^n \Delta\varepsilon_{0,k}^n + K_{z,k}^n \Delta\Phi_k \quad (2.18)$$

6) Si  $|\Delta N_k^n| \geq \zeta$ , donde,  $\zeta$  es un valor límite de tolerancia, se regresa al paso (2) para continuar la iteración. Si no, se calcula el incremento de momento,

$$\Delta M_k^n = K_{z,k}^n \Delta\varepsilon_{0,k}^n + K_{zz,k}^n \Delta\Phi_k \quad (2.19)$$

y se obtiene la capacidad de momento actual,

$$M_k = M_{k-1} + \Delta M_k \quad (2.20)$$

Entonces, se continua con el calculo de la relación momento-curvatura a partir de un nuevo incremento  $\Delta\Phi_{k+1}$ .

## II-6.2 Un Método Numérico de Iteración

Se sabe bien que si en el análisis de la relación momento-curvatura en el modelo de fibras se encuentra la posición del eje neutro, basado en las relaciones esfuerzo-deformación de los materiales, se puede obtener el momento correspondiente a la carga axial y una curvatura dadas. Por lo tanto, la esencia de los procedimientos es hacer una iteración para determinar la posición del eje neutro a partir de condiciones de compatibilidad y equilibrio para resolver el problema.

La versión de CANNY-C no incluyó una función para el análisis de secciones de elementos. Durante su visita al Instituto de Ingeniería, UNAM, trabajando con nuestro grupo de investigación, el autor del programa CANNY(Li, 1995), desarrolló un procedimiento de iteración para encontrar la relación momento-curvatura, considerando el efecto de confinamiento del recubrimiento de concreto y más formas de secciones complejas. A diferencia del IDARC, en este procedimiento, se toma el método de Muller (Curtis y Patrich, 1992) para determinar la posición del eje neutro de manera aproximada. El método de Muller se basa en la aproximación de una función en la vecindad de la raíz por un polinomio cuadrático. De esta manera, se obtiene un valor muy aproximado al valor real.

A continuación, se presenta el algoritmo del método de Muller para el análisis de secciones (Fig. 2.8):

- 1) Se calcula la resistencia de la sección  $f_{max}$  sometida a una carga axial pura.
- 2) Se calcula la deformación axial  $\epsilon_0$  bajo una carga axial  $f_0$  dada en la sección.
- 3) Se determinan tres puntos iniciales  $(y_1, f_1)$ ,  $(y_2, f_2)$  y  $(y_3, f_3)$  en el eje neutro (Fig. 2.8b). Los tres puntos corresponden a tres casos para la sección transversal bajo la carga axial  $f_0$  dada y un cierta curvatura,  $\Phi$  como sigue,

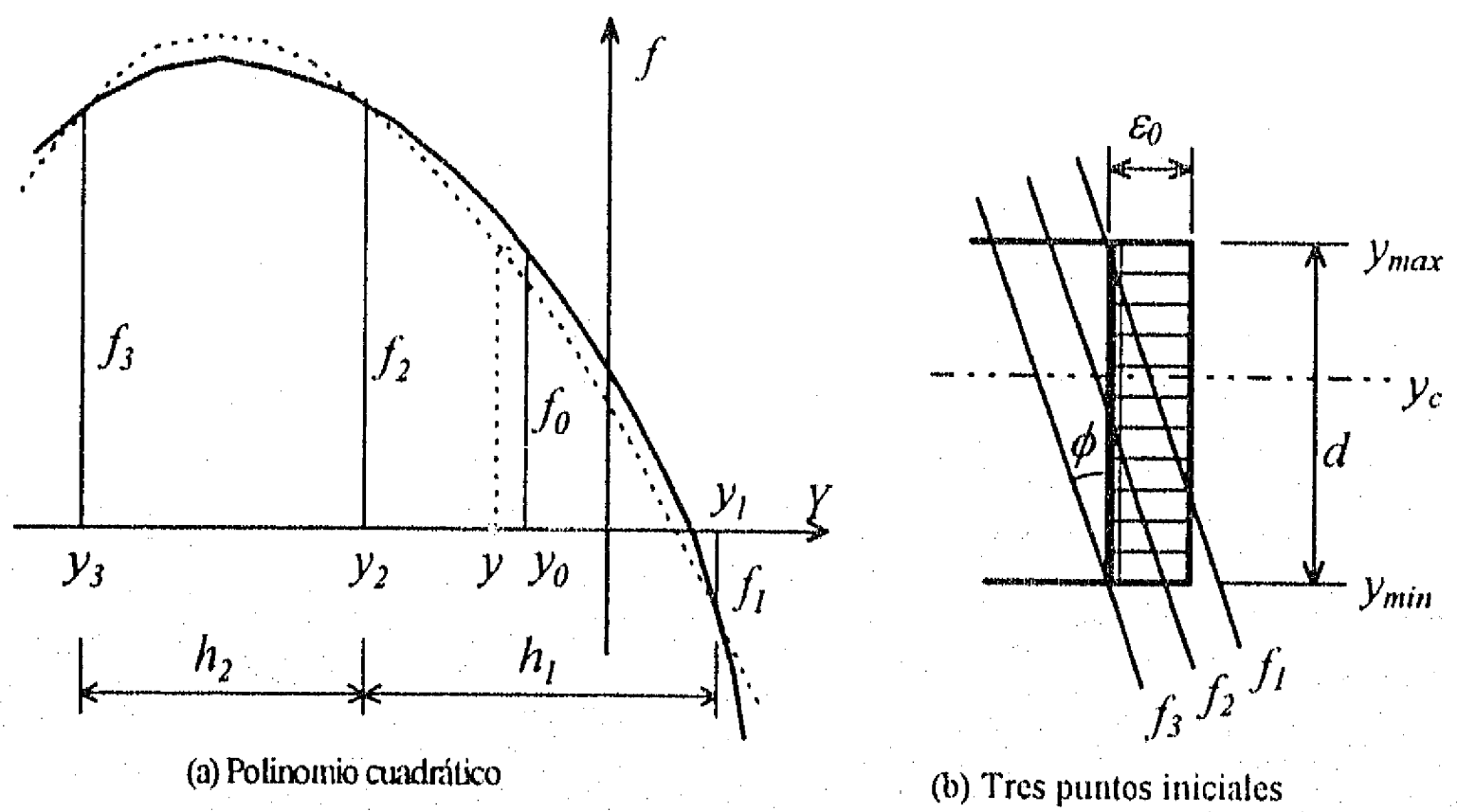


Fig. 2.8 Iteración con el método de Muller

- 1).  $(y_1, f_1)$  correspondiente al punto donde la deformación de la fibra más alta en la sección alcanza el valor de  $\epsilon_0$ .
- 2).  $(y_2, f_2)$  correspondiente al punto donde la deformación de la fibra localizada en el centro de la sección ( $d/2$ ) alcanza el valor de  $\epsilon_0$ .
- 3).  $(y_3, f_3)$ : correspondiente al punto donde la deformación de la fibra más baja en la sección alcanza el valor de  $\epsilon_0$ .

Entonces, existen:

$$\begin{aligned}
 y_1 &= -y_c - \epsilon_0 / \Phi \\
 y_2 &= d/2 - y_c - \epsilon_0 / \Phi \\
 y_3 &= d - y_c - \epsilon_0 / \Phi
 \end{aligned}
 \tag{2.21}$$

donde,  $f_1$ ,  $f_2$ , y  $f_3$  son las cargas axiales correspondientes, calculadas de la sección con las condiciones dadas;  $y_c$  es la posición del centroide de la sección;  $\Phi$  es la curvatura dada. El eje neutro actual debe localizarse dentro del intervalo de  $y_1$  a  $y_3$ . El punto original del eje  $Y$  es relativo, se puede seleccionar según convenga.

4) Debido a que el polinomio cuadrático supuesto,  $f = a(y-y_2)^2 + b(y-y_2) + c$ , debe pasar por los tres puntos (Fig. 2.8a), se obtienen relaciones como las siguientes,

$$\begin{aligned} y = y_1: & ah_1^2 + b(-h_1) + c = f_1; \\ y = y_2: & c = f_2; \\ y = y_3: & ah_2^2 + bh_2 + c = f_3. \end{aligned} \quad (2.22)$$

donde,  $h_1 = y_2 - y_1$ ,  $h_2 = y_3 - y_2$ . De las ecuaciones (2.22), se obtienen

$$a = \frac{\frac{f_3 - f_2}{h_2} - \frac{f_2 - f_1}{h_1}}{h_1 + h_2}, \quad b = \frac{f_3 - f_2}{h_2} - ah_2, \quad c = f_2 \quad (2.23)$$

En el polinomio cuadrático supuesto, se selecciona un punto para que el valor de  $f$  sea igual a  $f_0$ , e.g.,  $a(y-y_2)^2 + b(y-y_2) + c = f_0$ ,

entonces, se obtiene

$$y = y_2 - \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4a(c - f_0)}}{2a} \quad (2.24)$$

donde, para conseguir un valor absoluto mínimo del numerador al obtener el valor de  $y$  más cercano a  $y_2$ , se selecciona el signo positivo en el caso que  $b > 0$ ; Si no, el signo negativo.

5) A partir del valor de  $y$  obtenido, es decir, posición aproximada del eje neutro, se calcula la fuerza axial correspondiente,  $f$ .

Si  $\left| \frac{f - f_0}{f_{\max}} \right| < \text{tolerancia}$ , se acepta el valor de  $y$  como la posición del eje neutro aproximado y se termina esta iteración para la curvatura actual.

Si no, se repite la iteración otra vez desde el paso (4), con los nuevos tres puntos seleccionados como sigue,

Si  $y < y_2$ ,  $(y_1, f_1)$ ,  $(y, f)$  y  $(y_2, f_2)$ . Si no,  $(y_2, f_2)$ ,  $(y, f)$  y  $(y_3, f_3)$ .

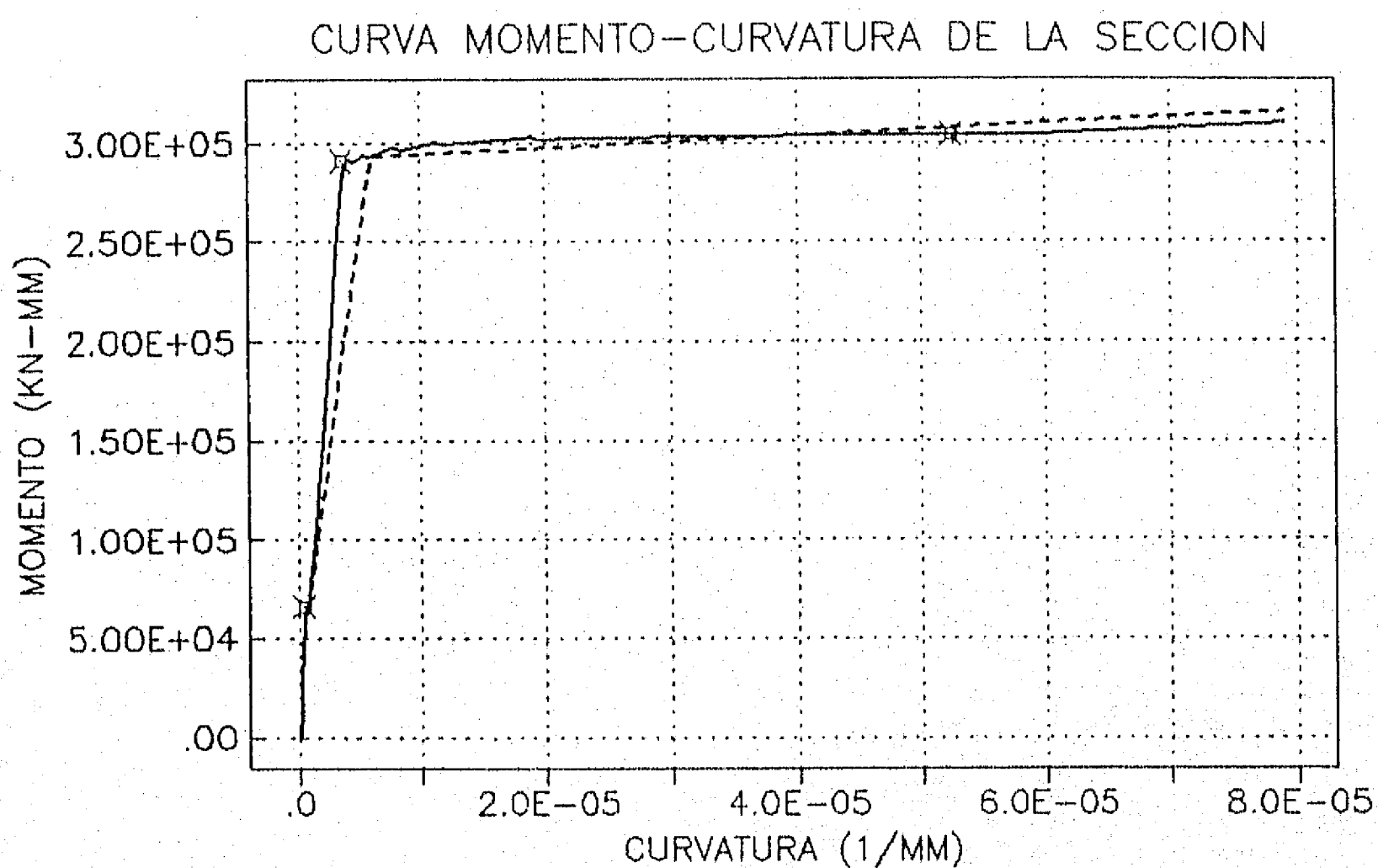


Fig. 2.9 Comparación entre los resultados de análisis de la sección

Durante la presente investigación, para el análisis de las propiedades de secciones de elementos de concreto reforzado, el autor de la tesis desarrolló un programa de cómputo para calcular la relación momento-curvatura, a partir del procedimiento empleado en el IDARC. Este programa es capaz de realizar análisis de secciones para columnas con sección

rectangular o circular, y vigas con sección rectangular o en forma de "T". Con este programa, se obtiene la curva momento-curvatura y se determina el punto de agrietamiento, el punto de fluencia y el punto último, con los tres puntos se puede idealizar una curva trilineal para el modelo de comportamiento histerético. Como un ejemplo de calibración, se analizó una sección de un ejemplo de Park y Paulay, 1975, (Ejemplo 6.1, p.212). En la Fig. 2.9, se muestra la comparación entre la curva momento-curvatura obtenida (línea continua) y su curva trilineal idealizada (línea en segmentos) del programa, y tres puntos calculados en el mismo ejemplo de Park y Paulay. Se observa que existe una coincidencia satisfactoria entre los resultados.

## II-7. HERRAMIENTAS DEL ANALISIS DINAMICO NO LINEAL

Durante los últimos 20 años se han desarrollado algunas herramientas para el análisis dinámico no lineal con las que es posible obtener la respuesta sísmica aproximada de estructuras de concreto reforzado. El primer programa de computadora para este propósito ampliamente usado en análisis bidimensionales es el DRAIN-2D (Kannan y Powell, 1973). Otros programas tales como DRAIN-2D2 (Golasfshani 1983), DRAIN-2DX (Allahabadi 1987, Prakash et al. 1992), DRAIN-2DM (Tang y Goel 1988), SAKE (Otani, 1974), IDARC (Park et al. 1987), SARCF-II (Rodríguez-Gómez et al. 1991), RUAUMOKO (Carr, 1996), etc. resuelven el mismo tipo de problemas. Programas como DRAIN-TABS (Guendelman y Powell), ANSR-I (Mondker y Powell, 1975), ANSR-III (Oughourlian y Powell, 1982), DRAIN-3X (Prakash et al. 1992), DYNDIR (Gillies, 1979), CANNY (Li, 1993) pueden hacer también análisis tridimensionales no lineales, sin embargo, debido a limitantes de capacidad y/o eficiencia de las herramientas existentes para análisis tridimensional, todavía no existe una que se acepte generalmente por su capacidad para calcular de manera confiable el comportamiento de estructuras reales bajo excitación sísmica intensa. En esta investigación se evaluaron tres de estos programas diferentes mismos que a continuación se describen.

### II-7.1 DRAIN-2D

DRAIN-2D es un programa de computadora para el análisis dinámico no lineal de estructuras bidimensionales bajo excitación sísmica horizontal y/o vertical. En el programa, la estructura se idealiza como un ensamble plano de elementos discretos, los cuales pueden ser elementos viga-columna, muros de cortante, elementos armadura, elemento viga, y elementos con conexiones semi-rígidas. La masa se concentra en los nodos. Cada nodo puede tener tres grados de libertad, dos traslacionales y uno rotacional. El modelo de dos componentes (véase II-2.2) se usa para reproducir el comportamiento inelástico de los elementos viga-columna. La fluencia se localiza en los extremos de los elementos como articulaciones plásticas. El comportamiento histerético similar al modelo modificado de Takeda, está dado por una relación momento-rotación de forma bilineal, con la que se incluye la degradación de rigidez. El programa usa el método directo de rigideces para el ensamble de la matriz de rigidez, modificando la matriz de rigidez tangente de cada elemento individual durante la respuesta. El efecto P-Delta se modela incluyendo la rigidez geométrica basada en la fuerza axial bajo carga estática. Los análisis estáticos se pueden realizar antes de los análisis dinámicos no lineales bajo excitación sísmica y sus resultados considerarse en el análisis dinámico. La respuesta dinámica se determina por integración paso a paso con la hipótesis de aceleración constante durante cada paso. El programa permite amortiguamiento viscoso del tipo de Rayleigh. Este programa ha sido muy utilizado durante los últimos años en las investigaciones de ingeniería sísmica. Sin embargo, los modelos de comportamiento histerético de elementos usados son limitados al no reflejar los aspectos principales del comportamiento del concreto reforzado. En su versión original el programa no es capaz de calcular índices de daño.

### II-7.2 IDARC 3.0

IDARC es un programa para el análisis no lineal de estructuras que puede estimar la respuesta y el daño estructural en edificios de concreto reforzado sujetos a sismos. Con este programa es posible efectuar: análisis estático no lineal bajo cargas muertas y vivas, análisis del modo de falla o colapso de un edificio, análisis pseudo-dinámico con cargas o

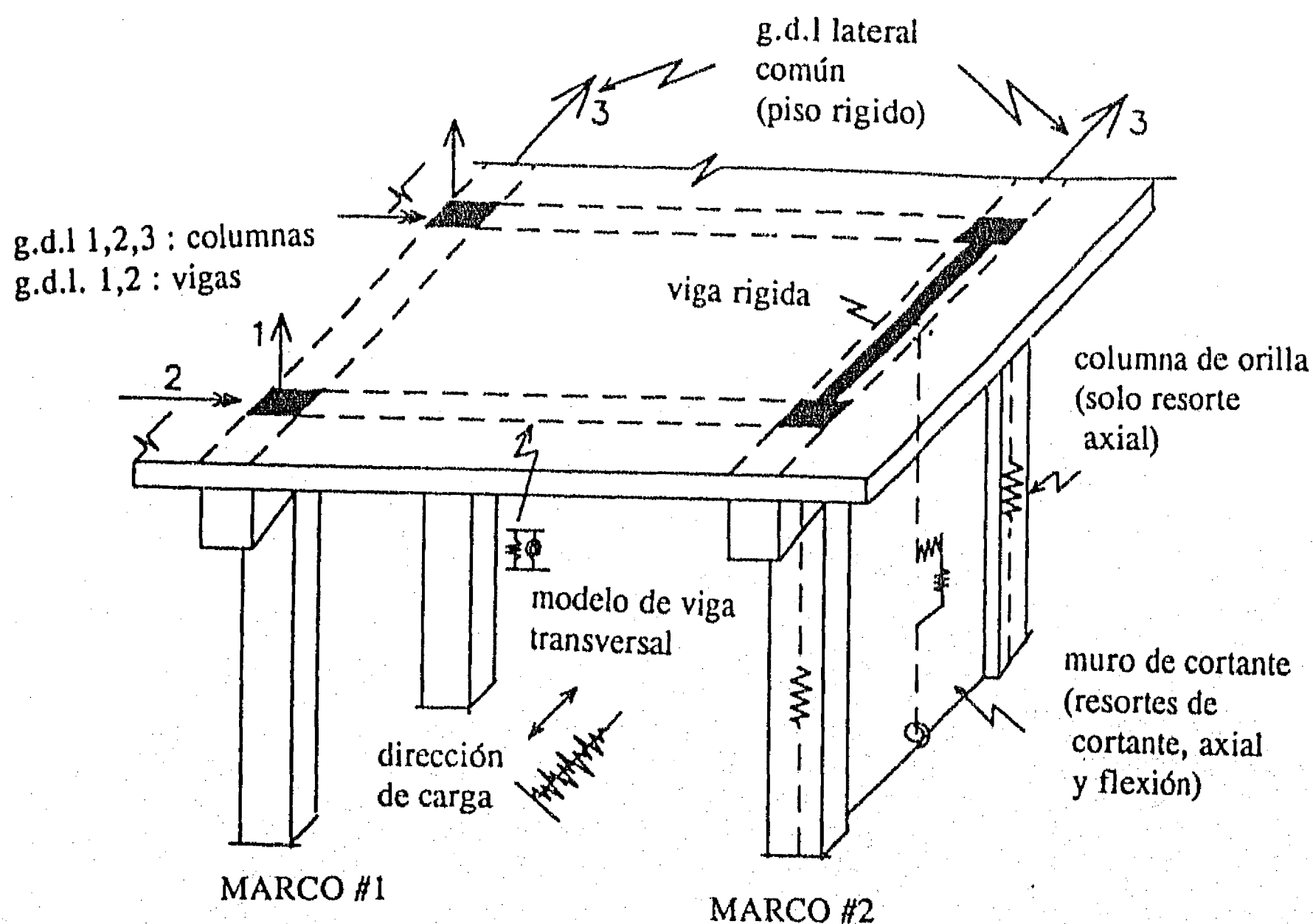


Fig. 2.10 Modelación estructural utilizado por el IDARC

desplazamiento controlado, análisis de respuesta dinámica bajo excitaciones horizontales y/o verticales, y análisis de daño estructural. En IDARC, los edificios de concreto reforzado se idealizan por medio de elementos viga-columna, muros de cortante, elementos armadura, vigas transversales y resortes. La estructura se modela como una serie de marcos planos paralelos conectados por vigas transversales, Fig. 2.10. Se supone que la losa es infinitamente rígida en su plano, así los nodos en un mismo piso tienen el mismo desplazamiento lateral. Una gran diferencia entre IDARC y DRAIN-2D es que IDARC es el primer programa que usa el modelo de plasticidad distribuida (véase II-2.2). Para simular el comportamiento histerético de los elementos, la versión original de IDARC, utiliza un modelo trilineal que depende de tres parámetros  $\alpha$ ,  $\beta$ , y  $\gamma$ , Fig. 2.11. Este modelo puede



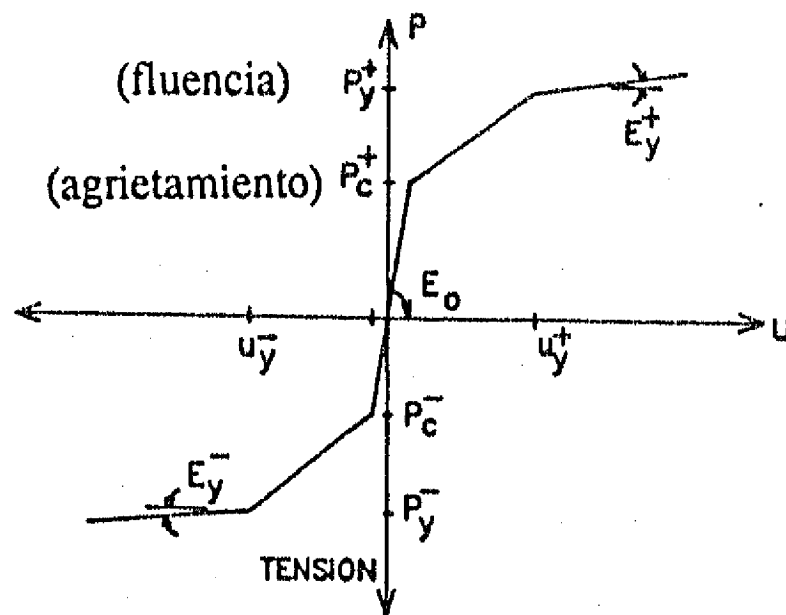


Fig. 2.11a Evolvente trilineal antisimétrica

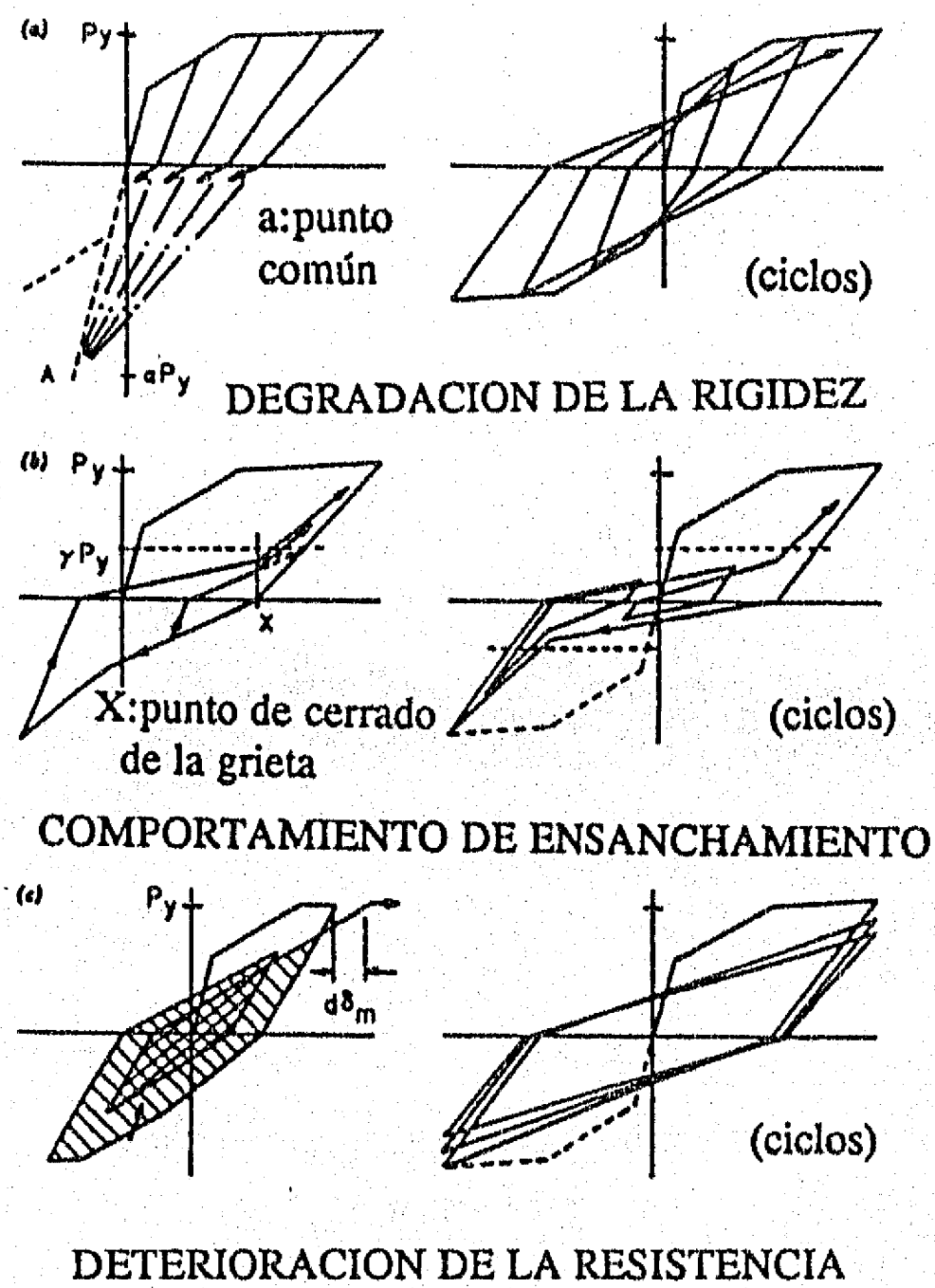


Fig. 2.11b Modelo de tres parámetros empleado en IDARC

considerar la degradación de propiedades estructurales (degradación de rigidez, deterioro de resistencia y efecto de estrechamiento). IDARC calcula el índice de daño propuesto por Park y Ang (véase Capítulo III) para estimar el daño estructural. Incluye el cálculo de la relación de momento-curvatura de la sección del elemento, y el análisis de efectos P-Delta. En esta investigación, se encontraron y modificaron algunas fallas en el programa, se escribieron varias subrutinas y se incluyeron desarrollos para cambiar el arreglo de las matrices de masa y rigidez y poder usar el algoritmo de iteración en el subespacio (Bathe, 1982), que es un procedimiento para resolver el problema de valores característicos, y obtener el período instantáneo. En la Fig. 2.12, se muestra un ejemplo de historia del período instantáneo obtenido con dicho procedimiento.

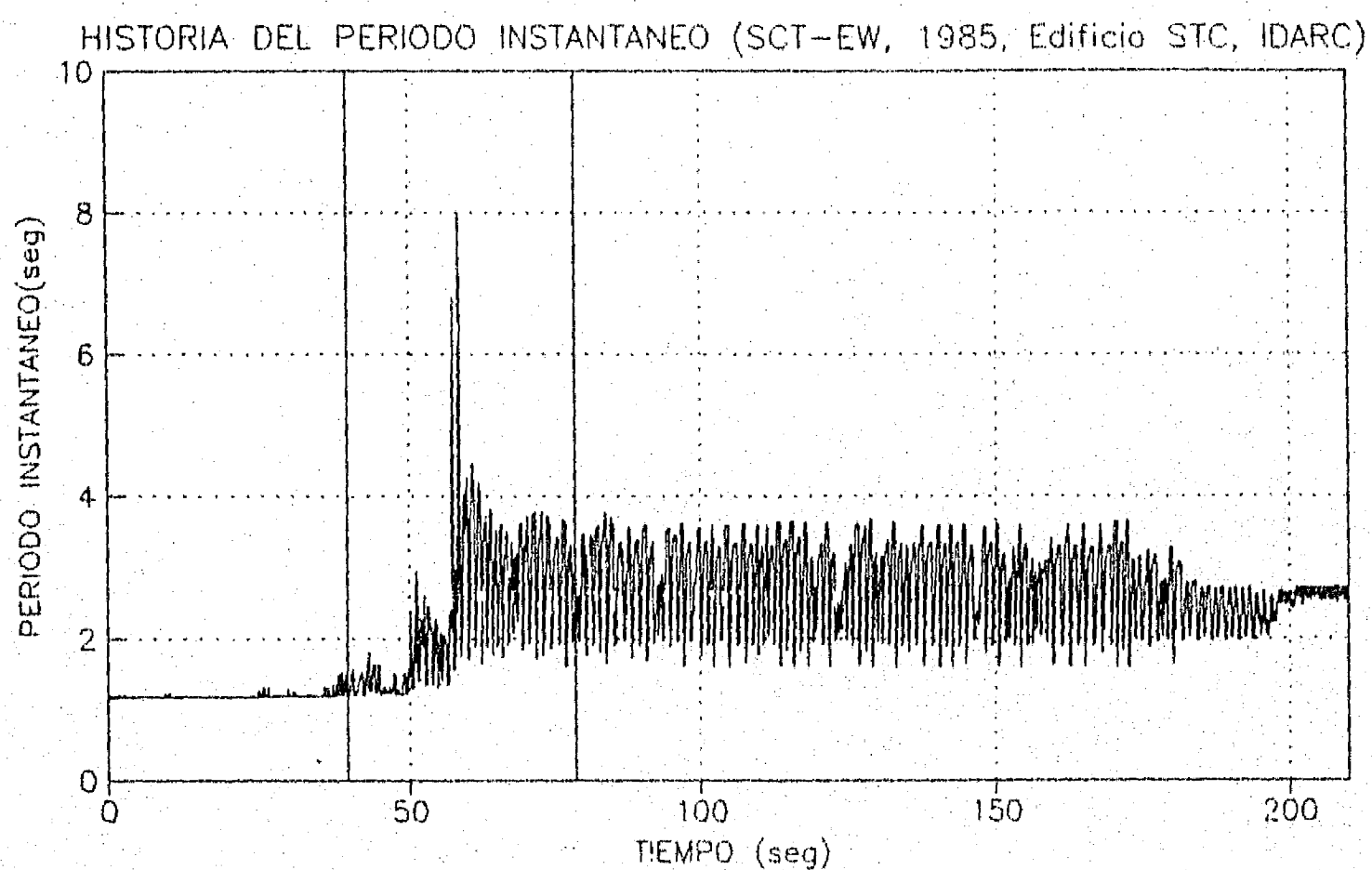


Fig. 2.12 Historia del periodo instantáneo del análisis del edificio STC,  
calculada con IDARC 3.0

### II-7.3 CANNY-E

CANNY es un programa desarrollado en Lenguaje C para el análisis inelástico de estructuras de concreto reforzado y/o de acero. Este programa puede tratar vigas y columnas con orientación arbitraria, elementos armadura con orientación arbitraria, elementos de muro, elementos resorte, y elementos cable, es decir, puede modelar estructuras irregulares con configuración compleja. CANNY tiene varias funciones: análisis de secciones de elementos de concreto reforzado; análisis tridimensional lineal y/o no lineal bajo cargas estáticas; análisis pseudo-dinámico con carga y/o desplazamiento controlado; análisis dinámico no lineal bajo excitaciones sísmicas tridimensionales. Para el análisis no lineal paso a paso, el método de Newmark o el método de Wilson están disponibles en el programa. También puede considerar el efecto P-Delta. CANNY contiene varios modelos de comportamiento histerético para los distintos tipos de elementos modelados, e.g., modelo uniaxial de histerésis, modelo de flexión biaxial y cortante y modelo de multi-resortes. Los modelos de histerésis uniaxial incluyen la mayoría de los modelos clásicos existentes de comportamiento histerético, con un total de 17 distintos modelos.

El programa CANNY tiene las siguientes características:

1. Programación en Lenguaje C con una forma estructurada; métodos numéricos avanzados que incluyen la renumeración automática y el manejo de matrices porosas. Tiene una excelente velocidad de ejecución en computadoras personales.
2. Muchas opciones de análisis, esto es importante para propósitos de investigación. Muchos resultados de salida, programa de pre-procesamiento para producir los archivos de datos y programa de post-procesamiento para interpretar los resultados de salida con funciones gráficas.

En la versión de CANNY(CANNY-C) no era posible calcular índices de daño, en este aspecto el autor de la tesis colaboró con el autor del programa para incluir la formulación para calcular el índice de daño de Park y Ang, además, se implantó un nuevo modelo de comportamiento histerético (véase V-2.1).

#### II 7.4 Calibración de Programas

Durante esta investigación, el autor de la tesis colaboró con el Dr. Sashi Kunnath de la Universidad de Florida Central, el Dr. Martin Williams de la Universidad de Oxford y el Dr. Li Kang-Ning de la Universidad Nacional de Singapore, para calibrar, modificar y mejorar los programas IDARC y CANNY. Para eso, se hicieron simulaciones numéricas de respuesta sísmica de estructuras típicas, encontrándose que las diferencias en los resultados son atribuibles a la modelación estructural, al modelo de comportamiento histerético, etc. Consecuencia de esta evaluación se encontró que los resultados de las últimas versiones de los programas IDARC y CANNY son similares, ya que los modelos de comportamiento histerético usados son similares y pueden aproximar el comportamiento de concreto reforzado.

Se seleccionó como ejemplo una columna para realizar simulaciones numéricas con el objetivo de comprobar los resultados con los registrados de la prueba en el laboratorio y los del programa IDARC 3.0 (Kunnath et al., 1992). La columna tiene una sección circular y está sometida a carga axial y lateral, Fig. 2.13a. La prueba fue llevada a cabo bajo el control de desplazamiento lateral con una historia cuasi-estática mostrada en la Fig. 2.13b. En la Fig. 2.14, se presentan los ciclos de fuerza cortante y desplazamiento de la prueba y de los análisis de los programas IDARC 3.0 y CANNY. Se puede observar que los resultados son semejantes, presentando ambos programas las características importantes de comportamiento histerético (deterioro de rigidez y resistencia).

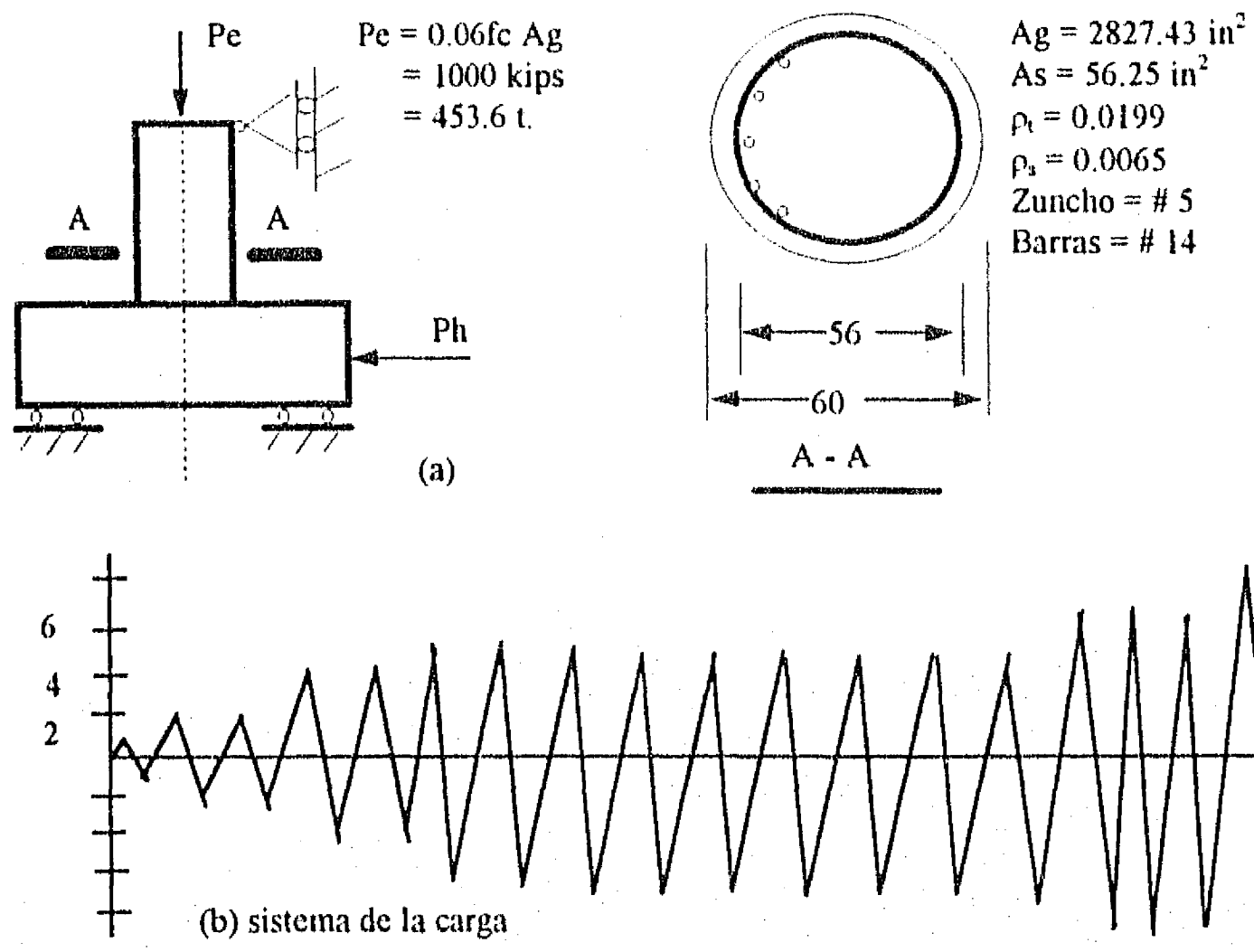


Fig. 2.13 Columna analizada

Los tres programas antes mencionados se evaluaron también realizando análisis dinámico no lineales para un marco del edificio STC (véase Capítulo V). En la figura 2.15 se muestran los desplazamiento de azotea de este marco de 10 pisos, usándose a) DRAIN (el modelo de Takeda bilineal); b) CANNY (el modelo de Takeda bilineal); c) CANNY (el modelo de Clough modificado bilineal). d) CANNY (el modelo de Takeda trilineal); e) CANNY (el modelo de degradación trilineal); f) IDARC (el modelo trilineal). Se puede observar que DRAIN da una respuesta menor a las de los otros programas, Fig. 2.15a; CANNY, con modelos bilineales dan respuestas similares, Fig. 2.15b,c; y CANNY e IDARC, con modelos trilineales dan respuestas grandes y similares, Fig. 2.15d, e y f, y parecen coincidir mejor con el juicio del estructurista, según el daño real observado durante el sismo de Michoacán, 1985.

Con base en los resultados anteriores, (Ayala y Ye, 1995), (Ye, Ayala y Escobar, 1994), se concluye que los dos programas IDARC y CANNY son capaces de representar aproximadamente bien la respuesta sísmica de estructuras de concreto reforzado. En este estudio, se seleccionó CANNY-E como la herramienta de análisis dinámico no lineal.

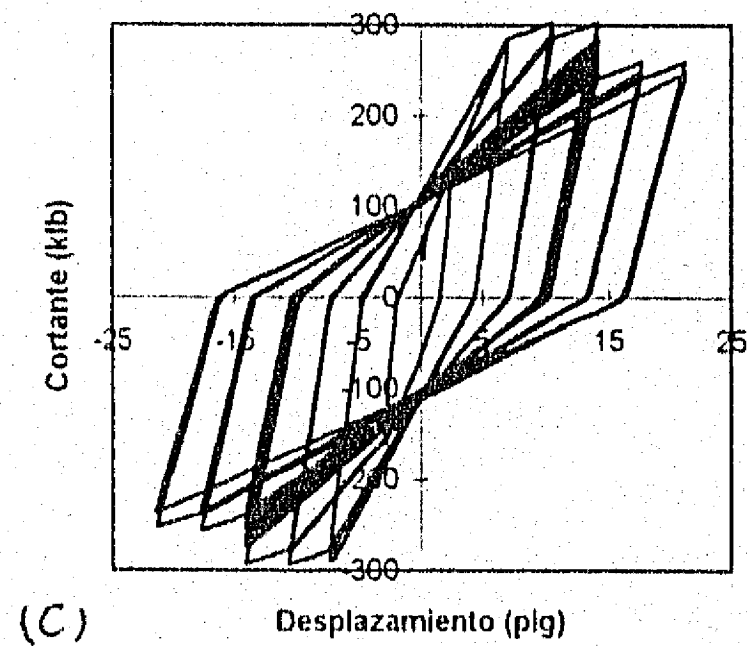
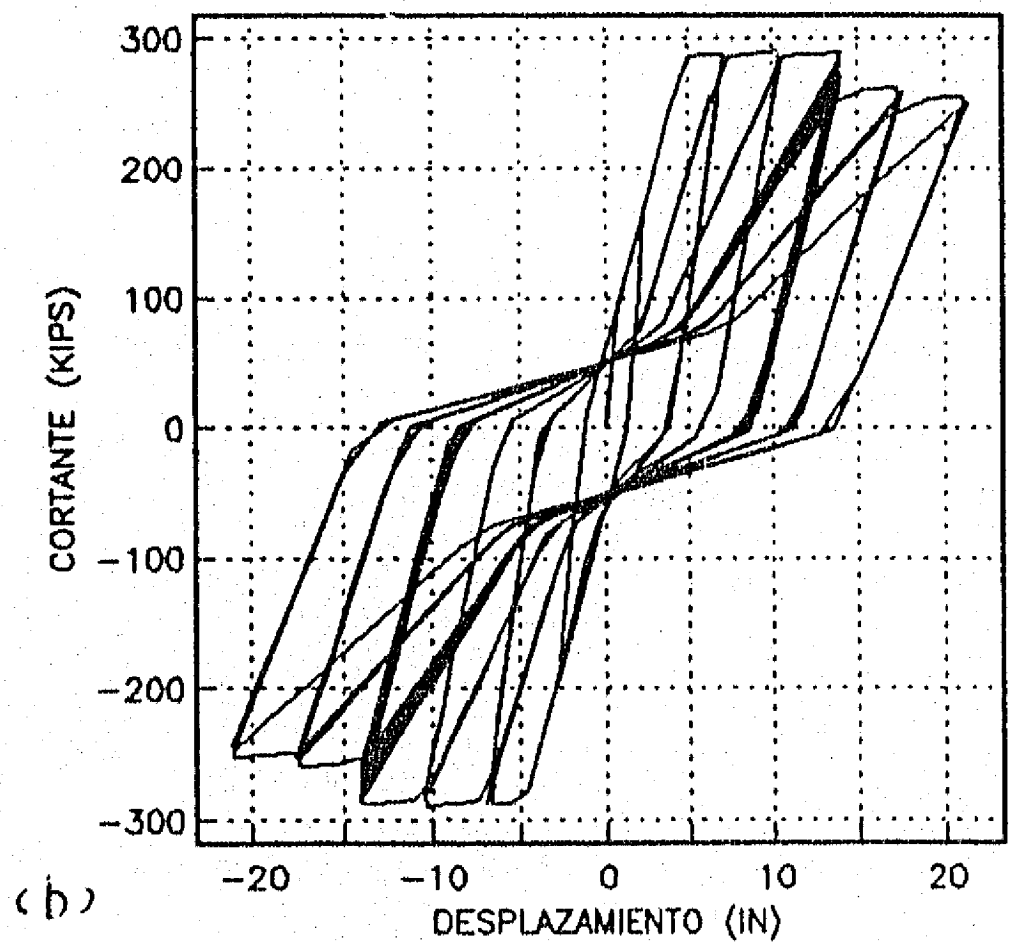
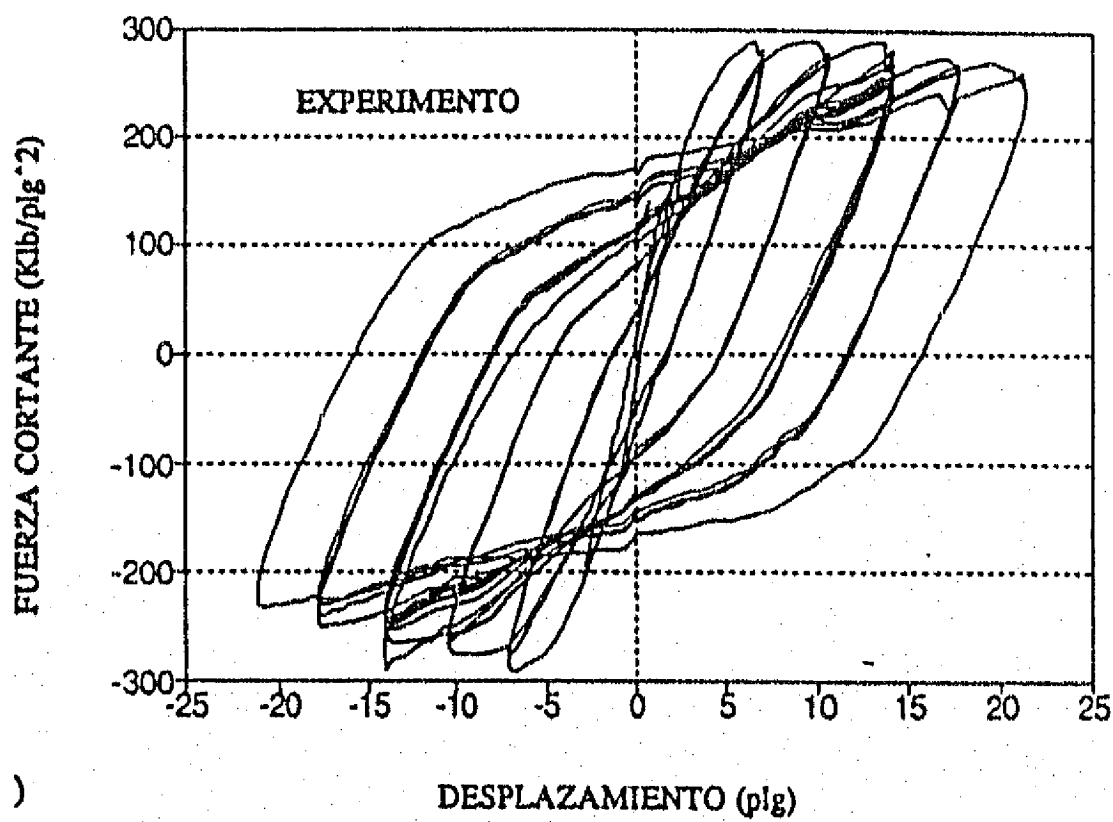


Fig. 2.14 Comparación entre las respuestas de la columna

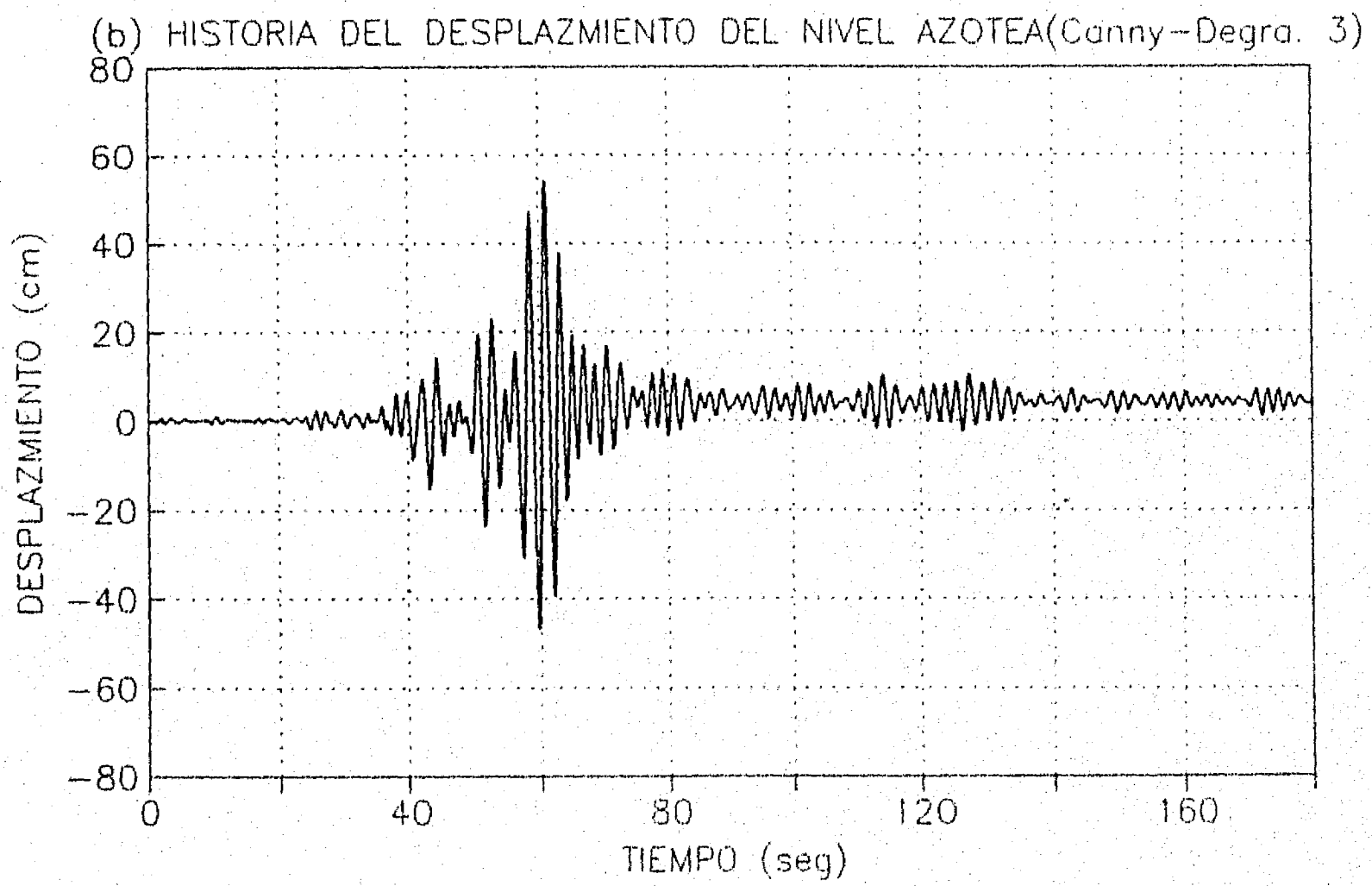
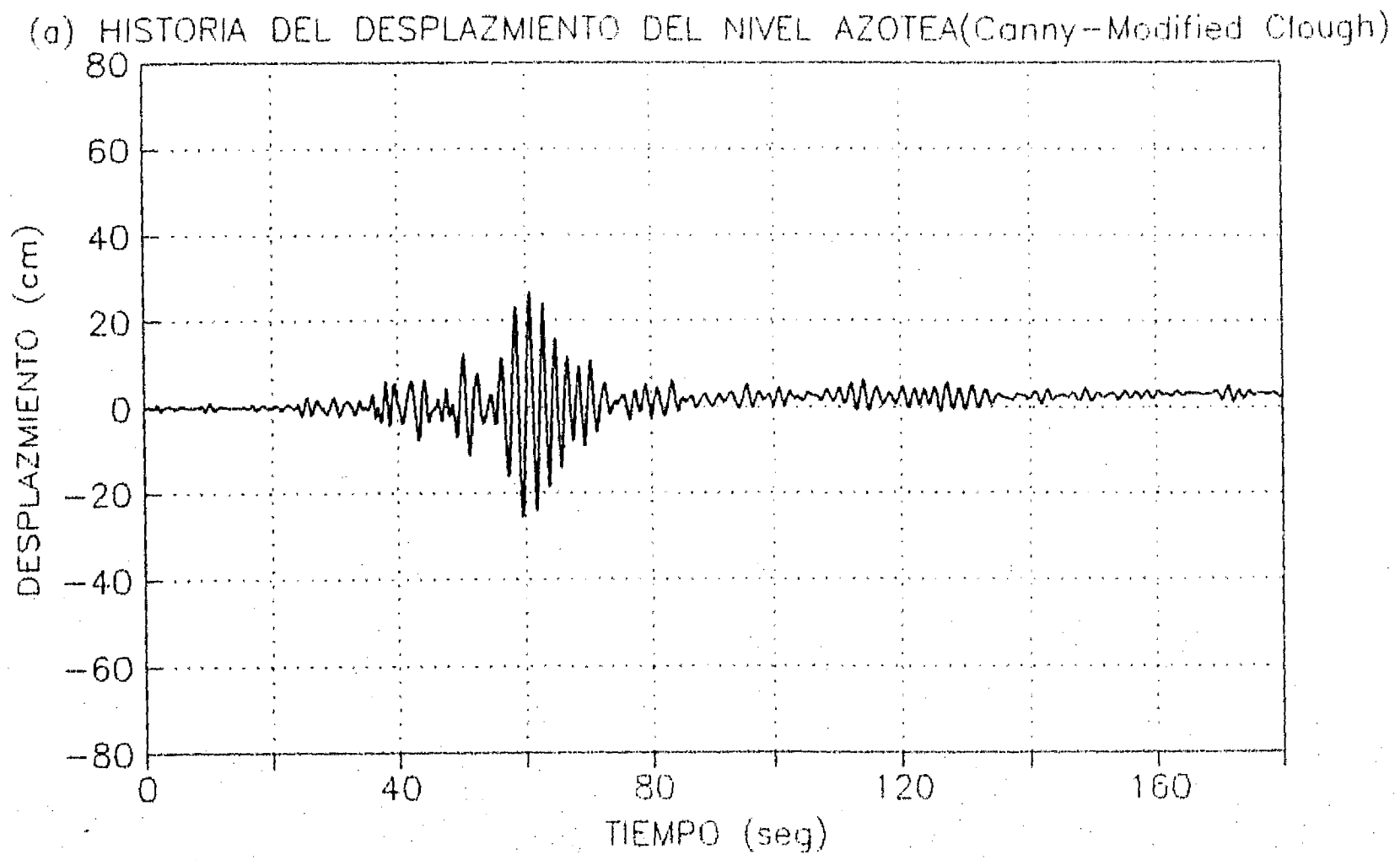


Fig. 2.15 Desplazamiento de azotea del edificio STC, calculados de distintos programas

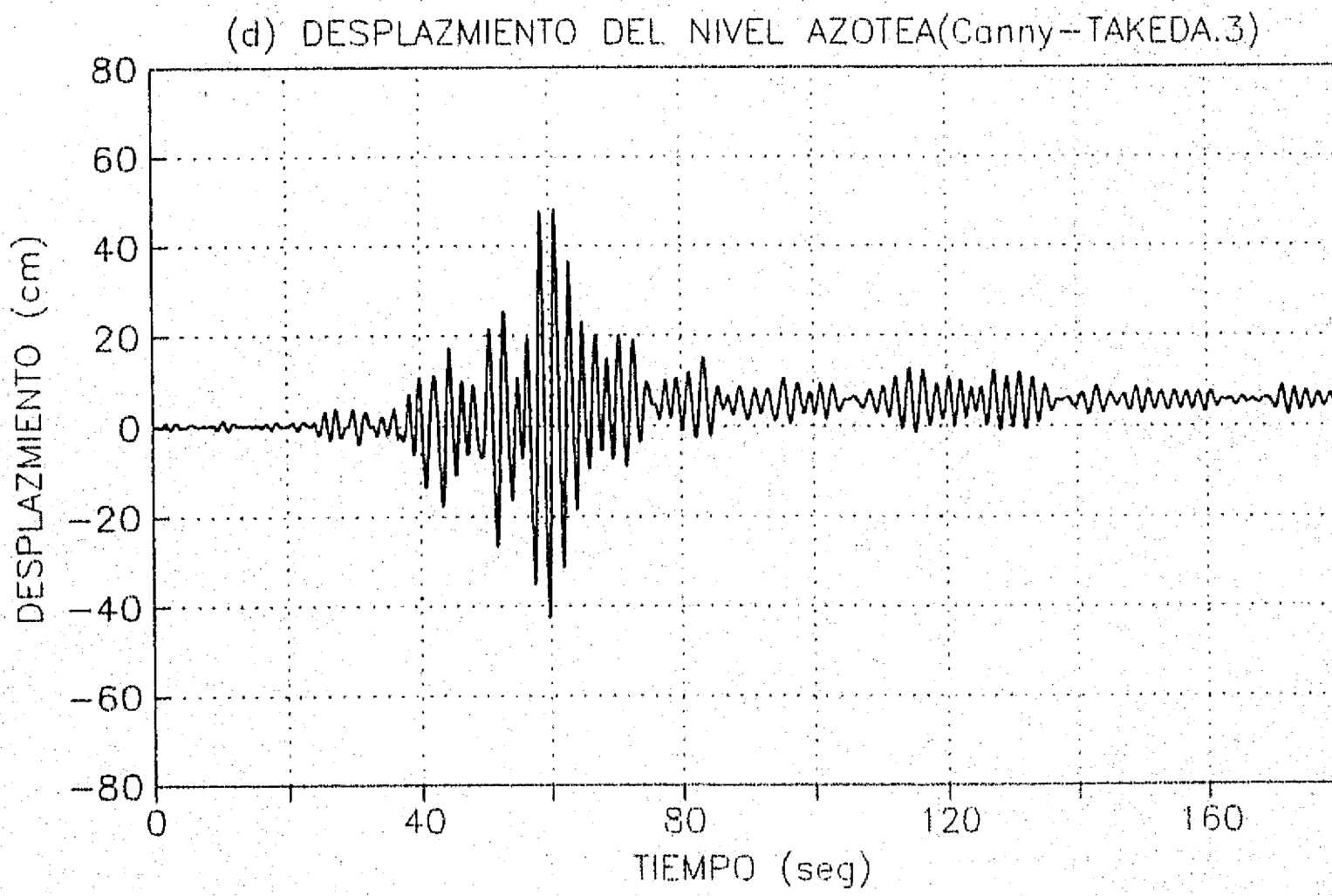
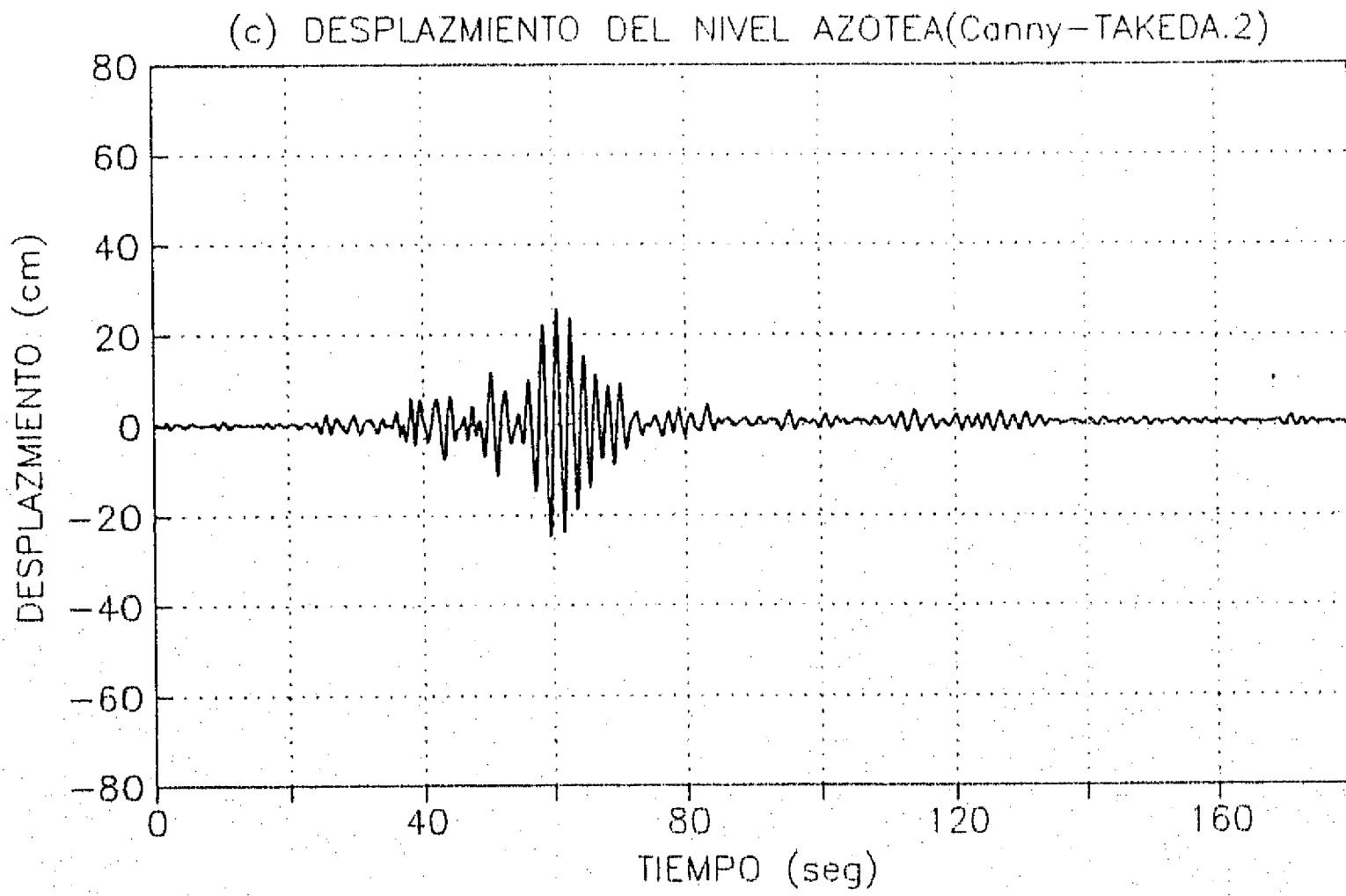


Fig. 2.15 Desplazamiento de azotea del edificio STC, calculados de distintos programas

(Cont. I)



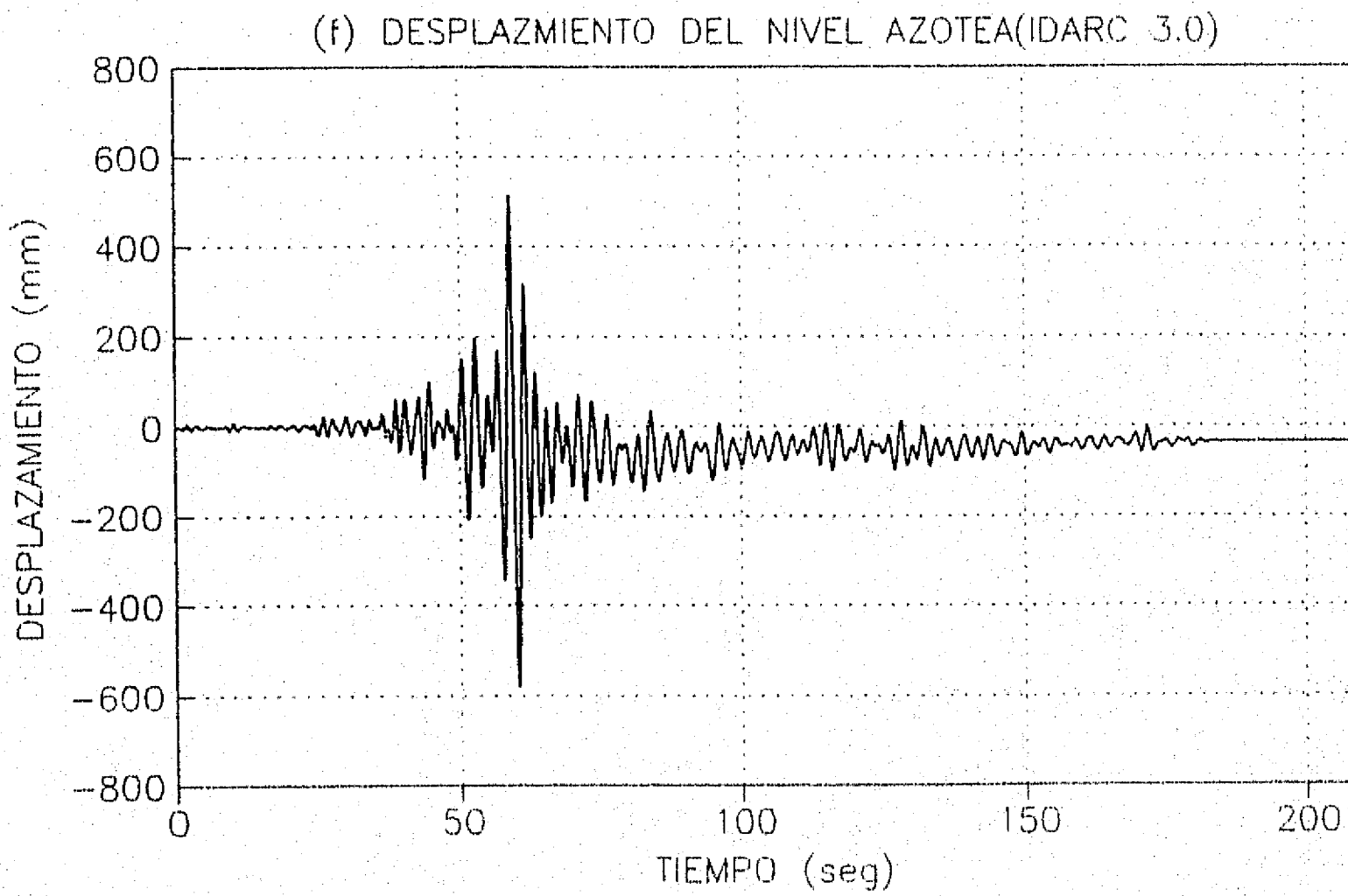
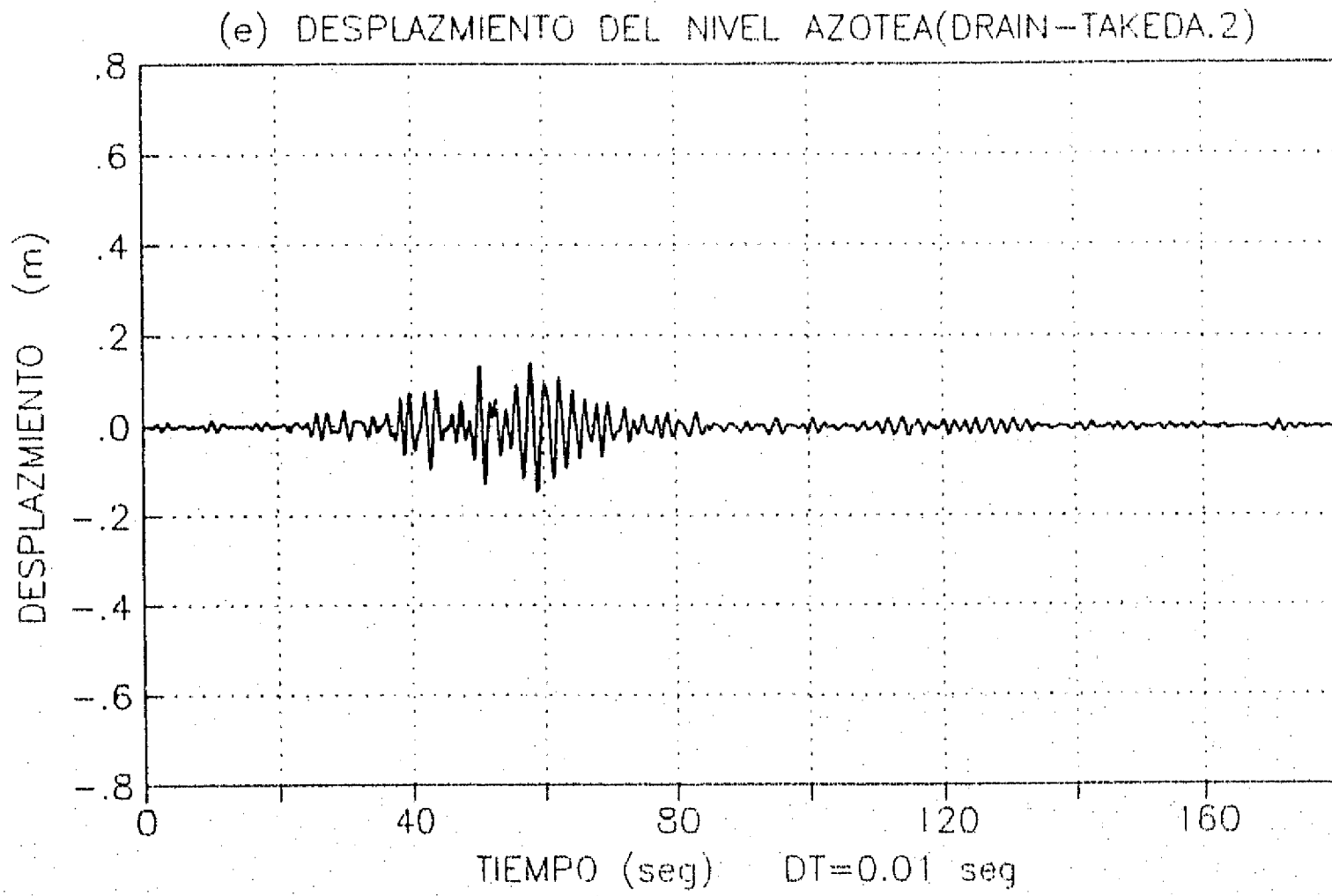


Fig. 2.15 Desplazamiento de azotea del edificio STC, calculados de distintos programas  
(Cont. 2)

## CAPITULO III

### INDICE DE DAÑO ESTRUCTURAL

#### III-1 INTRODUCCION

La filosofía y práctica actual en el diseño sismo-resistente de estructuras de concreto reforzado permite la disipación de energía en los elementos estructurales a través de grandes deformaciones cíclicas inelásticas. Se ha encontrado que las deformaciones inelásticas implican algún grado de daño, como aparición y agrandamiento de grietas, desprendimiento del recubrimiento de concreto, fluencia o falla del acero de refuerzo, pérdida de adherencia, etc. El daño ocasionado por una excitación sísmica en una estructura depende de muchos factores, principalmente el tipo de material con que está construido, el tipo de estructuración que tiene, el criterio de diseño sísmico que fue utilizado y el tipo de excitación sísmica a la que ha sido sometida.

Con base en investigaciones de pruebas de laboratorio, se sabe bien que el daño estructural se origina principalmente por dos razones: la incursión de la estructura o elemento a grandes deformaciones inelásticas y la inversión de los esfuerzos (e.g. carga cíclica). Así, en el caso de sistema frágiles como son las estructuras de muros de mampostería, el daño podría expresarse de una manera en términos de la deformación máxima, mientras que en el caso de estructuras dúctiles, tales como los marcos de acero, el daño estructural estará más correlacionado con las deformaciones inelásticas acumuladas por el efecto de cargas cíclicas, es decir, la energía disipada acumulada. Para el caso de estructuras de concreto reforzado, formadas por dos materiales (acero y concreto), se ha visto que ambos tipos de respuestas son importantes para la estimación del daño.

La literatura existente contiene diversos modelos propuestos y utilizados para evaluar el grado de daño estructural sujeto a sismos. En este capítulo, se presenta un breve resumen sobre algunas definiciones comunes de modelos de daño obtenidas de la literatura existente. Para un mayor detalle respecto a éstos, se pueden consultar las referencias

(Escobar y Ayala, 1996), (Williams y Sexsmith, 1994), (Chung, Meyer y Shinozuka, 1987), (DiPasquale y Cakmak, 1987), etc. Los modelos de daño tratan de representar el comportamiento de las estructuras y describir el grado de daño que estas sufren cuando están sujetas a temblores, a través de un parámetro, llamado el índice de daño. Los índices del daño se derivan principalmente de la respuesta estructural, ya sea obtenida de un análisis de computadora o de las mediciones de las propiedades dinámicas de la estructura que se registran durante el sismo, o se miden antes y después del sismo. La primera definición de índice de daño, se propuso para elementos o estructuras de acero. Sin embargo, después se han propuesto índices de daño para estructuras de concreto reforzado, que, a veces, son similares pero con algunas modificaciones de los índices de daño para elementos o estructuras de acero (Chung et al., 1987).

En esta tesis, los índices de daño estructural se clasifican ordenándolos de la siguiente manera:

1. Índice de Daño Local (a nivel de elementos)

- a) Modelos no acumulativos. En este tipo de modelo de daño se ignora el efecto de la deformación inelástica acumulada por cargas cíclicas, es decir, la energía disipada acumulada. Entre ellos se encuentran los índices basados en la ductilidad: (Newmark y Rosenblueth, 1974), (Anderson y Townsend, 1977), (Banon, Biggs e Irvine, 1981), (Rodríguez-Gómez y Cakmak, 1990) y los índices basados en la rigidez: (Lybas y Sozen, 1977), (Banon, Biggs e Irvine, 1981), (Roufaiel y Meyer, 1985).
- b) Modelo acumulativos. En este tipo de modelos se considera de alguna manera el efecto de la energía disipada acumulada por cargas cíclicas. Entre ellos se encuentran los índices basados en la deformación: (Yao y Munse, 1962), (Oliveira, 1975), (Blejwas y Bresler, 1979), (Banon, Biggs e Irvine, 1981), (Krawinkler y Zohrei, 1983), (Wang y Shah, 1987), (Stephens y Yao, 1987); los índices basados en la energía: (Gosain, Brown y Jirsa, 1977), (Banon, Biggs e Irvine, 1981), (Hwang y Scribner, 1984), (Darwin y Nmai, 1986), (Kratzig, Meyer y Meskouris, 1989), (McCabe y Hall, 1989) y los índices combinados de la deformación y la energía: (Kato y Akiyama, 1982),

(Escobar y Ayala, 1996), (Williams y Sexsmith, 1994), (Chung, Meyer y Shinozuka, 1987), (DiPasquale y Cakmak, 1987), etc. Los modelos de daño tratan de representar el comportamiento de las estructuras y describir el grado de daño que estas sufren cuando están sujetas a temblores, a través de un parámetro, llamado el índice de daño. Los índices del daño se derivan principalmente de la respuesta estructural, ya sea obtenida de un análisis de computadora o de las mediciones de las propiedades dinámicas de la estructura que se registran durante el sismo, o se miden antes y después del sismo. La primera definición de índice de daño, se propuso para elementos o estructuras de acero. Sin embargo, después se han propuesto índices de daño para estructuras de concreto reforzado, que, a veces, son similares pero con algunas modificaciones de los índices de daño para elementos o estructuras de acero (Chung et al., 1987).

En esta tesis, los índices de daño estructural se clasifican ordenándolos de la siguiente manera:

1. Índice de Daño Local (a nivel de elementos)

- a) Modelos no acumulativos. En este tipo de modelo de daño se ignora el efecto de la deformación inelástica acumulada por cargas cíclicas, es decir, la energía disipada acumulada. Entre ellos se encuentran los índices basados en la ductilidad: (Newmark y Rosenblueth, 1974), (Anderson y Townsend, 1977), (Banon, Biggs e Irvine, 1981), (Rodríguez-Gómez y Cakmak, 1990) y los índices basados en la rigidez: (Lybas y Sozen, 1977), (Banon, Biggs e Irvine, 1981), (Roufaiel y Meyer, 1985).
- b) Modelo acumulativos. En este tipo de modelos se considera de alguna manera el efecto de la energía disipada acumulada por cargas cíclicas. Entre ellos se encuentran los índices basados en la deformación: (Yao y Munse, 1962), (Oliveira, 1975), (Blejwas y Bresler, 1979), (Banon, Biggs e Irvine, 1981), (Krawinkler y Zohrei, 1983), (Wang y Shah, 1987), (Stephens y Yao, 1987); los índices basados en la energía: (Gosain, Brown y Jirsa, 1977), (Banon, Biggs e Irvine, 1981), (Hwang y Scribner, 1984), (Darwin y Nmai, 1986), (Kratzig, Meyer y Meskouris, 1989), (McCabe y Hall, 1989) y los índices combinados de la deformación y la energía: (Kato y Akiyama, 1982),

(Banon y Veneziano, 1982), (Park y Ang, 1985), (Mizuhata y Nishigaki, 1985), (Chung, Meyer y Shinozuka, 1987), (Bracci, Reinhorn, Mander y Kunnath, 1989), (Reinhorn y Valles, 1995)

2. Índice de Daño Global(a nivel de entrepiso y/o estructura total)

- a) Índices promedio pesado, derivados de índices locales: (Bertero y Bresler, 1977), (Park, Ang y Wen, 1987), (Chung, Shinozuka y Meyer, 1988).
- b) Índices basados en parámetros de respuesta no lineal de estructuras: (Meyer, Roufaiel y Arzoumanidis, 1983), (Roufaiel y Meyer, 1985), (DiPasquale y Cakmak, 1987), (Ayala y Ye, 1995).

III-2 MODELOS DE DAÑO TÍPICOS EXISTENTES

III-2-1 Índices de Daño Local, Modelo no Acumulativo Basado en la Ductilidad

Newmark y Rosenblueth (1974) propusieron que el factor de ductilidad, definido como la relación de desplazamiento máximo al desplazamiento de fluencia ( $\mu = d_{max} / d_y$ ), puede ser una medida del daño estructural. Basado en el concepto de ductilidad, Banon, Biggs e Irvine (1981) utilizaron en su trabajo dos indicadores de daño para componentes estructurales:

Ductilidad de rotación:  $\mu_{\theta} = \theta_{max} / \theta_y$  (3.1)

y ductilidad de curvatura:  $\mu_{\phi} = \phi_{max} / \phi_y$  (3.2)

donde,  $\theta_{max}$  = rotación máxima en la sección del elemento;  
 $\theta_y$  = rotación a la fluencia en la sección del elemento;  
 $\phi_{max}$  = curvatura máxima en la sección del elemento;  
 $\phi_y$  = curvatura a la fluencia en la sección del elemento.

Este tipo de índices está asociado con las deformaciones plásticas. El grado de daño en la estructura depende de la capacidad para desarrollar grandes deformaciones. Puede ser suficiente para definir el daño cuando los sistemas soportan cargas monótonas. Pero con ellos no es posible tomar en cuenta ningún tipo de degradación estructural ni considerar el efecto del daño acumulado incurrido durante la disipación de energía.

III-2-2 Índices de Daño Local, Modelo no Acumulativo Basado en la Rigidez

Lybas y Sozen(1977) introdujeron una definición de daño basado en el concepto de rigidez secante( Fig. 3.1)

$$D_R = k_0 / k_r \quad (3.3)$$

donde,  $k_0$  = rigidez tangente inicial;  
 $k_r$  = rigidez secante reducido correspondiente al desplazamiento máximo.

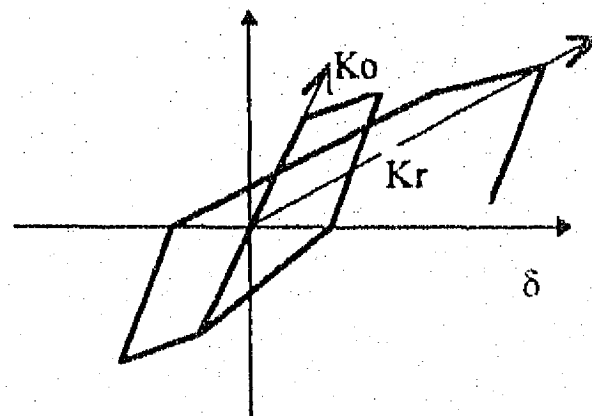


Fig. 3.1 Modelo de Lybas y Sozen

Roufaiel y Meyer(1985) propusieron una relación de daño a flexión modificada (Fig. 3.2), que se considera las diferentes respuestas del elemento en flexión negativa y positiva.

$$MFDR = \max( MFDR^+, MFDR^- ) \quad (3.4)$$

donde,

$$MFDR^+ = \frac{\left( \frac{\phi_x^+}{M_x^+} - \frac{\phi_y^+}{M_y^+} \right)}{\left( \frac{\phi_m^+}{M_m^+} - \frac{\phi_y^+}{M_y^+} \right)} \quad MFDR^- = \frac{\left( \frac{\phi_x^-}{M_x^-} - \frac{\phi_y^-}{M_y^-} \right)}{\left( \frac{\phi_m^-}{M_m^-} - \frac{\phi_y^-}{M_y^-} \right)} \quad (3.5)$$

Esta relación de daño representa la relación entre la rigidez secante en el momento de la falla,  $(M_m / \phi_m)$ , y la rigidez secante mínima alcanzada,  $(M_x / \phi_x)$ . El término  $(M_y / \phi_y)$  es la rigidez elástica inicial y "+" y "-" denotan la dirección de la carga.

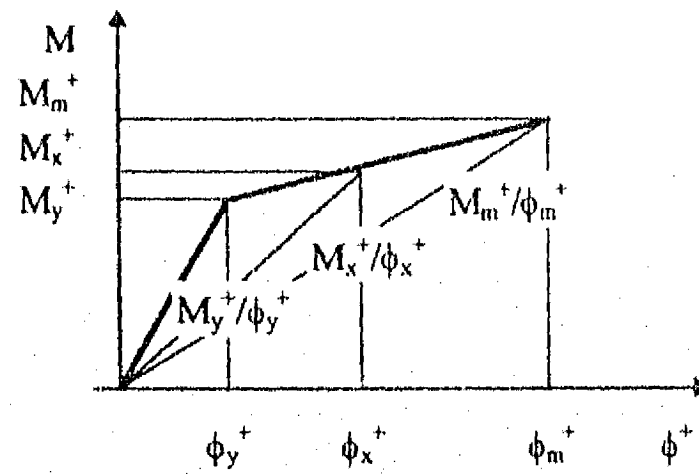


Fig. 3.2 Definición de la relación de daño a flexión modificada

Este índice de daño tiene como mejor característica el poder tomar en cuenta la degradación de la resistencia en el elemento y en parte la degradación en la rigidez, pero no es capaz de representar el efecto del daño acumulado.

### III-2-3 Índices de Daño Local, Modelo Acumulativo Basado en Deformación

Krawinkler y Zohrei (1983) propusieron un modelo de daño acumulado para elementos de acero basado en datos experimentales

$$D_e = c \sum_{i=1}^n (\Delta\delta_{pi})^{\alpha_i} \quad (3.6)$$

donde,  $D_e$  = índice de daño;  
 $C, \alpha_i$  = parámetros de daño;  
 $n$  = número de ciclos de carga;  
 $\Delta\delta_{pi}$  = deformación plástica en el ciclo  $i$ .

La expresión se obtiene a partir del calculo del número de ciclos a la falla con amplitud constante y aplicando después la regla de Miner (Chung et al., 1987)<sup>1</sup>. En concepto el modelo es atractivo, ya que incluye un factor de aceleración de daño,  $\alpha_i$ , que refleja el efecto de la secuencia de la carga.

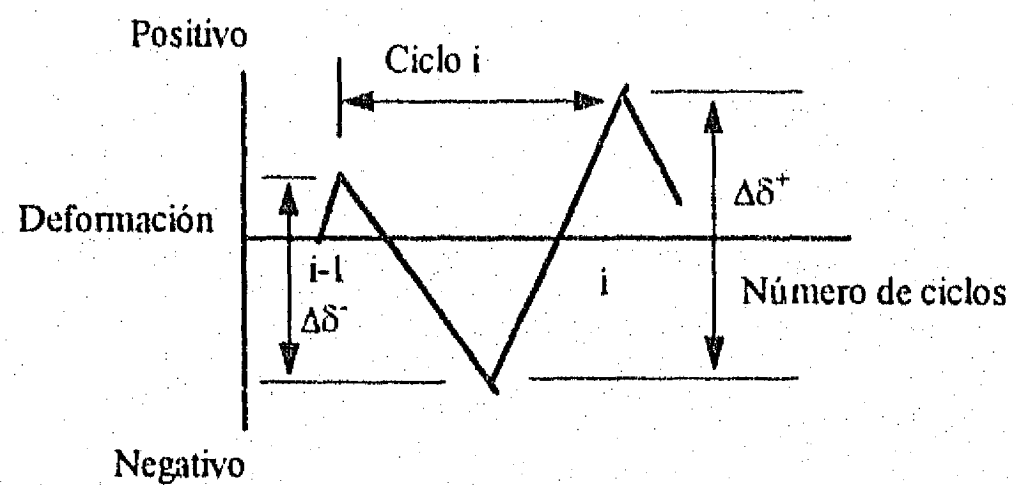


Fig. 3.3 Ciclo de Respuesta Típico del Modelo

Stephens y Yao(1987) modificaron un modelo de daño acumulativo para elementos de acero al aplicarse a elementos de concreto reforzado. Utilizando el concepto de deformación plástica acumulada por ciclos de carga, este índice de daño se expresa como (Fig. 3.3):

<sup>1</sup> La regla de Miner:  $\sum_i \frac{n_i}{N_i} = 1$  donde,  $N_i$  es el número de ciclos con un nivel de esfuerzo  $S_i$  cercano a la falla;  $n_i$  es el número de ciclos con un nivel de esfuerzo  $S_i$  aplicado.



$$D = \sum \left( \frac{\Delta\delta^+}{\Delta\delta_f} \right)^{1-br} \quad (3.7)$$

donde,  $b$  = coeficiente de relación de deformaciones;  
 $r = \Delta\delta^+/\Delta\delta^-$  = relación de deformación relativa;  
 $\Delta\delta^+$  y  $\Delta\delta^-$  = cambio positivo y negativo, respectivamente,  
de la deformación en el ciclo  $i$ ;  
 $\Delta\delta_f$  = máximo cambio positivo ( $\Delta\delta^+$ ) en la deformación al alcanzar la falla.

Debido a la gran dispersión de los resultados experimentales, una de las limitaciones del modelo es la dificultad de determinar los valores de  $b$ ,  $r$  y  $\Delta\delta_f$ .

#### III-2-4 Índice de Daño Local, Modelo Acumulativo Basado en Energía Disipada

Darwin y Nmai (1986) definieron un índice de daño para un elemento como la relación de la energía total disipada a la energía de deformación elástica, ambos en tensión y compresión.

$$E_i = E / (0.5P_y\Delta_y(1+(A'_s / A_s)^2)) \quad (3.8)$$

donde,  $E_i$  = índice de energía disipada normalizada;  
 $E$  = energía disipada;  
 $A_s, A'_s$  = área de acero en tensión y compresión respectivamente.

#### III-2-5 Índices de Daño Local, Modelo Cumulativo, Combinados de la Deformación y la Energía

Este tipo de modelo de daño estructural para elementos de concreto reforzado es más atractivo en concepto, ya que tiene una consideración completa en los dos factores principales, es decir, la deformación máxima y la energía disipada acumulada. En la

literatura existente, se encuentra que el modelo de daño de Park y Ang (1985), que es una combinación lineal de la deformación máxima y de la energía histerética debido a ciclos de carga, ha sido el más comúnmente usado en investigaciones recientes. A continuación se describe el modelo de Park y Ang.

La forma original de este índice de daño local es:

$$D_i = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE \quad (3.9)$$

donde,  $\delta_m$  = deformación máxima de respuesta durante un temblor;  
 $\delta_u$  = capacidad de deformación última bajo carga monótona;  
 $\beta$  = coeficiente no negativo;  
 $P_y$  = resistencia calculada a la fluencia de la sección (carga monótona);  
 $E$  = energía histerética disipada.

Con la definición anterior, es posible calcular un índice de daño de entrepiso y un índice de daño global, ambos basados en factores de peso definidos a partir de la energía histerética disipada, a nivel de elemento y de entrepiso respectivamente, esto es:

$$D = \frac{\sum D_i E_i}{\sum E_i} \quad (3.10)$$

donde,  $D$  = índice de daño de entrepiso o global para la estructura total;  
 $D_i$  = índice de daño local del elemento  $i$ , o del entrepiso  $i$ ;  
 $E_i$  = energía histerética disipada por el elemento  $i$ , o por el entrepiso  $i$ .

Una ventaja de este modelo de daño es su simplicidad. El modelo de daño de Park y Ang ha sido implantado en el programa IDARC y CANNY. La mayor dificultad en su aplicación es la determinación del parámetro de deterioro de resistencia  $\beta$ , y la deformación última  $\delta_u$ . Park et al. (1984) propusieron ecuaciones para calcular los dos

parámetros en cuanto a algunas propiedades de los elementos y cargas, basado en un análisis regresivo, de alrededor de 400 columnas y vigas de concreto reforzado. Sin embargo, el valor de  $\beta$  calculado de esta manera resultó ser muy pequeño, así que el término de energía hace que la contribución sea despreciable en el índice de daño total, por lo que casi no se toma en cuenta el efecto acumulativo por ciclos de carga. Esto es una desventaja de este modelo de daño, ya que para los sismos que tienen duraciones largas como en caso del valle de México, el efecto acumulativo por ciclos de carga es apreciable. Por lo tanto, se necesita realizar más calibración con datos de pruebas ampliados las cuales deben actuar no sólo cargas estáticas sino también cargas dinámicas, o bien observaciones de daño sísmico reales para seleccionar el valor de  $\beta$ . Sin embargo, esto es una tarea compleja en organización.

Se han hecho algunas modificaciones en la aplicación de este índice de daño. Por ejemplo, Rodríguez-Gómez y Cakmak (1990) tomaron solamente el primer término en la ecuación como una versión modificada del índice de daño original. Al comparar los resultados de su simplificación con los del modelo de Park y Ang, se encuentran pocas diferencias en los valores calculados (un máximo del 10 por ciento), lo cual era de esperarse de lo que se discute en el párrafo anterior.

En una versión más reciente de IDARC 3.0 (Kunnath et al., 1992) usa una modificación al índice original para quitar la deformación recuperable del primer término, como

$$D_i = \frac{\theta_m - \theta_y}{\theta_u - \theta_y} + \beta_e \frac{\int dE}{M_y \theta_y} \quad (3.11)$$

donde,  $\theta_m$  = rotación máxima alcanzada durante la historia de carga;

$\theta_y$  = rotación recuperable en descarga;

$\theta_u$  = capacidad de rotación última de la sección;

$M_y$  = momento de fluencia de la sección;

$\beta_e$  = parámetro de degradación de resistencia;

E = energía histerética disipada.

En general, este tipo de índice de daño tiene una forma matemáticamente compleja, tales como el modelo de Chung et al. (1987) que ha sido implantado en el programa de análisis dinámico no lineal de estructuras, SARCF, y el modelo de Bracci et al. (1989). En esta tesis, se presentan los dos índices de daño. Los detalles de los últimos modelos de daño se encuentran en las referencias correspondientes.

Basado en un modelo de comportamiento histerético que puede considerar el deterioro de la resistencia y el efecto de estrechamiento, y combinar una definición de falla, Chung et al. (1987) propusieron un modelo de daño para elementos de concreto reforzado sometidos a cargas cíclicas (Fig. 2.13b). En este modelo, se proporciona el daño al nivel de deformación y la cantidad de energía disipada. El índice de daño local,  $D_e$ , combina la hipótesis de Miner modificada, con factores de aceleración de daño que reflejan el efecto de la historia de la carga y además considera el hecho de que el elemento responde diferente a momentos positivos y a momentos negativos. Este índice está definido como

$$D_e = \sum_i \sum_j \left( \alpha_{ij}^+ \frac{n_{ij}^+}{N_i^+} + \alpha_{ij}^- \frac{n_{ij}^-}{N_i^-} \right) \quad (3.12)$$

donde,  $i$  = indicador de niveles de deformación

$j$  = indicador del número de ciclo para un nivel de carga dado,  $i$ ;

$N_i$  = número de ciclos (en un nivel de deformación) a la falla;

$n_{ij}$  = número de ciclos (en un nivel de deformación) aplicado;

$\alpha_{ij}$  = acelerador de daño;

+, - = indicador del sentido de carga.

El problema para este índice de daño, es que es difícil determinar y calcular los indicadores y coeficientes para cargas en una forma tan compleja como la excitación de sismos.

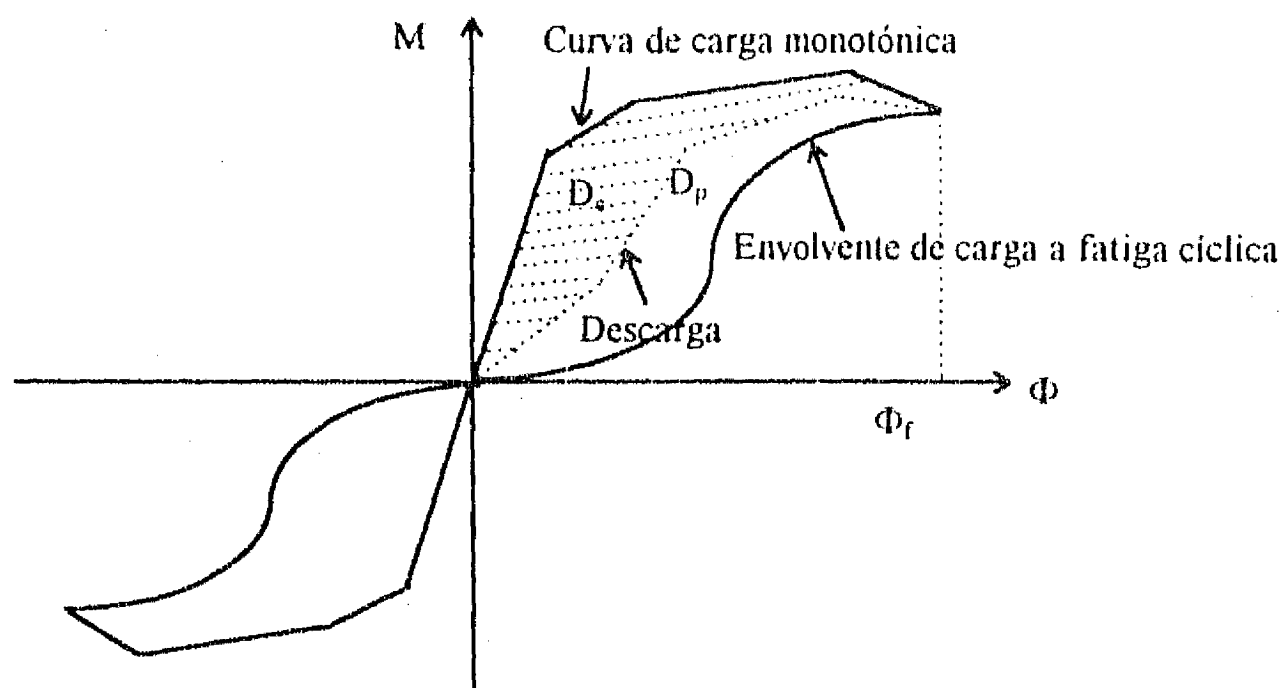


Fig. 3.4 Esquema del modelo de daño de Bracci et al. (1989)

Un nuevo desarrollo de modelo de daño con el tipo de combinación fue propuesto por Bracci et al. (1989). Este modelo conceptual de daño utiliza los conceptos de consumo del daño y el potencial disponible de daño. El potencial disponible de daño se define como la capacidad total del elemento para soportar daño. El consumo de daño es la porción de la capacidad de daño que se ha perdido o disipado durante el curso de la historia de carga aplicada. En la Fig. 3.4, se muestra la esquema del modelo de daño. El área total entre la curva de carga monotónica (frontera superior) y la envolvente de carga cíclica a la fatiga, la cual se forma con puntos de falla bajo diferentes niveles de deformación (frontera inferior) representa el potencial disponible de daño,  $D_p$ . El área,  $D_c$ , se representa el consumo de daño que se producido debido al deterioro de resistencia, la energía disipada y la deformación irrecuperable. Se define como índice de daño normalizado la razón del consumo de daño entre el potencial disponible de daño,

$$D = D_c / D_p \quad (3.13)$$

Se selecciona el valor máxima de los índices de daño en los dos extremos de un elemento ( $D_i$  y  $D_d$ ) como el índice de daño del elemento,

$$D_e = \max (D_i, D_d) \quad (3.14)$$

Se puede calcular el índice de entrepiso como

$$DI = \frac{\sum_{i=1}^N w_i (D_e)_i^{(m+1)}}{\sum_{i=1}^N w_i (D_e)_i^m} \quad (3.15)$$

donde,  $i$  = indicador de elementos considerados;

$m$  = factor control de promedio;

$w_i$  = factor de importancia para el elemento  $i$ .

Los factores de importancia deben satisfacer la condición :

$$\sum_{i=1}^N w_i = 1 \quad (3.16)$$

Entonces  $DI$  es simplemente un índice normalizado. El concepto de este modelo es muy atractivo. Sin embargo, el problema es como calcular el potencial disponible de daño y el consumo de daño para un modelo de comportamiento histerético refinado. En su trabajo, los autores del modelo solamente presentaron una aplicación de este modelo de daño para un modelo bilineal de comportamiento histerético de elementos. Todavía no se encuentra otra aplicación del modelo en la literatura actual.

A continuación, se presenta el índice de daño propuesto recientemente por Reinhorn y Valles, (1996).

$$DI = \frac{\delta_a - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \left[ \frac{1}{1 - \frac{E_h}{4(\delta_u - \delta_y)F_y}} \right] \quad (3.17)$$

donde,  $\delta_a$  es la deformación máxima,  $\delta_y$  es la capacidad de deformación en fluencia,  $\delta_u$  es la capacidad de deformación última,  $F_y$  es la capacidad de fuerza en fluencia,  $E_h$  es la energía disipada acumulada. Este modelo de daño tiene una forma relativamente sencilla. Sin embargo, todavía no se encuentran referencias que presenten calibraciones para este índice de daño.

### III-2-6 Índice de Daño Global, Derivado de Índices Locales

Bajo el concepto de demanda y capacidad, Bertero y Bresler(1977) formularon un modelo de daño acumulado basado en un promedio de daño local

$$D_g = \frac{1}{\sum_{i=1}^N \omega_i} \sum_{i=1}^N \frac{\omega_i \eta_i S_i}{\gamma_i r_i} \quad (3.18)$$

donde,

- $S_i$  = respuesta (demanda) en el elemento  $i$ ;
- $r_i$  = resistencia(capacidad) en el elemento  $i$ ;
- $\omega_i$  = factor de importancia para el elemento  $i$ ;
- $\eta_i$  = coeficiente de influencia para la resistencia;
- $\gamma_i$  = coeficiente de influencia para la respuesta.

El efecto acumulado de la carga y la degradación de la resistencia se incluye en los dos coeficientes de influencia. Este índice fue el primero en introducir los factores de importancia en la evaluación del daño en las estructuras. Sin embargo, el problema para

este índice es cómo se determinan los coeficientes  $\omega_i$ ,  $\eta_i$  y  $\gamma_i$ . Esto no es fácil y requiere de gran juicio ingenieril.

Chung, Shinozuka y Meyer (1988) definieron un índice de daño de entrepiso como

$$D_{sk} = \frac{\sum_{i=1}^n D_i^k E_i^k}{\sum_{i=1}^n E_i^k} \quad (3.19)$$

donde,  $D_{sk}$  = índice de daño de entrepiso para el entrepiso,  $k$ ;

$D_i^k$  = daño local del elemento  $i$  perteneciente al entrepiso,  $k$ ;

$E_i^k$  = energía total disipada por el elemento  $i$  perteneciente al entrepiso,  $k$ ;

$n$  = número de elementos en los cuales se calcula el daño global para el entrepiso,  $k$ .

El índice de daño global para todo el edificio, lo obtienen realizando una promedio pesado final de los índices de daño de todos los entrepisos del edificio, usando una función de peso con forma triangular con su máximo en la base

$$D_g = \sum_{k=1}^N \frac{N+1-k}{N} D_{sk} \quad (3.20)$$

donde,  $N$  = número de pisos.

### III-2-7 Índices de Daño Global, Derivados Directamente de Parámetros de Respuesta no Lineal de Estructuras

Roufaiel y Meyer (1987) definieron un índice de daño global, el cual está dado por la relación

$$GDP = \frac{d_R - d_y}{d_F - d_y} \quad (3.21)$$



donde,  $d_R$  = desplazamiento máximo en la azotea;  
 $d_y$  = desplazamiento en la azotea para el cual el primer elemento en el marco alcanza la fluencia; y  
 $d_F$  = desplazamiento en la azotea en el cual el marco falla.

Para este índice de daño global, una parte importante es la definición de la falla del marco, ya que existen varios modos de falla posible. En su trabajo, los autores definieron a la falla como un desplazamiento de la azotea igual al  $0.06H$  ( $H$  es la altura total del marco).

En su trabajo, el desplazamiento máximo en la azotea fue estimado por la fórmula

$$d_R = (1 + 14.2(\sqrt{\omega_c / \omega} - 1))d_y \quad (3.22)$$

donde,  $\omega_c$  es la frecuencia fundamental inicial del marco,  $\omega$  es la frecuencia fundamental después del sismo. La fórmula empírica (3.22) fue derivada de los resultados de trabajos de Healey y Sozen (1978), Clough y Gidwani (1976) y Otani y Sozen (1972), para representar la fuerte correlación que existe entre el desplazamiento máximo de azotea y la razón de frecuencias ( $\sqrt{\omega_c / \omega}$ ). Según la relación entre el periodo  $T$  y la frecuencia  $\omega$ , se puede cambiar la ecuación (3.22) a una forma equivalente:

$$d_R / d_y = 1 + 14.2\left(\sqrt{\frac{T}{T_c}} - 1\right) = \mu \quad (3.23)$$

donde,  $\mu$  se puede tomar como un factor de ductilidad global de la estructura. La ecuación (3.23) muestra que existe relación entre la respuesta (el daño estructural) y el cambio del periodo de una estructura.

Se sabe bien (por ejemplo, del párrafo anterior) que el daño estructural puede causar el cambio en las características dinámicas de la estructura. Generalmente, se presenta el aumento de periodo natural en el modo fundamental, debido principalmente al deterioro de

rigidez. La atención ha sido enfocada al cambio del periodo fundamental, el que se puede obtener del análisis dinámico no lineal y/o de mediciones de vibraciones ambientales en la estructura real.

DiPasquale y Cakmak (1987, 1988, 1989) desarrollaron un modelo de daño para calcular índices de daño global, llamado también índices de ablandamiento, los cuales son funciones de los periodos fundamentales de una estructura durante un temblor. Al dividir la historia del tiempo de la respuesta en una serie de ventanas y definir un sistema lineal equivalente al sistema real correspondiente a cada ventana, la historia del periodo fundamental se puede seguir en el tiempo. DiPasquale y Cakmak (1989) propusieron tres definiciones de índices de ablandamiento:

1) Ablandamiento máximo:

$$D_m = 1 - \frac{T_0}{T_{max}} \quad (3.24)$$

2) Ablandamiento plástico:

$$D_p = 1 - \frac{T_f^2}{T_{max}^2} \quad (3.25)$$

3) Ablandamiento final:

$$D_f = 1 - \frac{T_0^2}{T_f^2} \quad (3.26)$$

donde,  $T_{max}$  = periodo natural máximo del sistema lineal equivalente;

$T_f$  = periodo natural final; y,

$T_0$  = periodo natural inicial.

Estos índices de daño son complejos e indirectos, ya que requieran determinar sistemas lineales equivalentes. Rodríguez-Gómez y Cakmak (1990) utilizaron este mismo modelo y desarrollaron un nuevo procedimiento para el cálculo del índices de daño a partir del periodo natural instantáneo promedio en una ventana del tiempo. El periodo natural instantáneo calculado de la matriz de rigidez tangente instantánea durante el análisis

dinámico no lineal paso a paso presenta alta variabilidad. El valor máximo se alcanza cuando muchos elementos estructurales fluyan en un mismo tiempo. Este valor máximo dura un lapso de tiempo muy corto en el análisis, Fig. 2.12, y, en general, su influencia en el periodo natural de un sistema lineal equivalente no es significativa. Para suavizar el periodo instantáneo, los autores propusieron el siguiente procedimiento:

Se considera que el periodo natural instantáneo en el intervalo del análisis paso a paso,  $\Delta t$ , es una función discreta del paso del tiempo,  $i$ ,

$$T = T(i) \quad i = 1, 2, 3, \dots, n \quad (3.27)$$

donde,  $n$  = número de intervalo de tiempo  $\Delta t$  (Se supone  $n$  es un número par.)

El periodo instantáneo promedio durante el paso del tiempo  $j$  ( $T_{av, j}$ ) también es una función discreta del paso del tiempo, definida como:

$$T_{av, j}(i) = \frac{1}{j} \left[ \frac{1}{2} T\left(i - \frac{j}{2}\right) + \frac{1}{2} T\left(i + \frac{j}{2}\right) + \sum_{k=i-\frac{j}{2}+1}^{i+\frac{j}{2}-1} T(k) \right] \quad (3.28)$$

donde,  $j = 2, 4, 8, \dots, n$ ;  $(j/2) \leq i \leq (n - j/2)$ . La longitud de la ventana del tiempo es igual al ( $j \Delta t$ ).

Durante esta investigación, se llevaron a cabo estudios con este procedimiento. La Fig. 3.5 muestra los resultados del periodo promedio con distintas longitudes de la ventana para la historia del periodo instantáneo de la Fig. 2.12. Las longitudes de ventana en la Fig 3.5a, d, c y b son 1, 3, 5 y 8 s., respectivamente. En éstas, se puede observar el efecto en los resultados de distintas longitudes de ventana. Se encontró que el problema en este procedimiento es que los resultados son función de la longitud de la ventana seleccionada, la cual se deja al juicio de los investigadores.

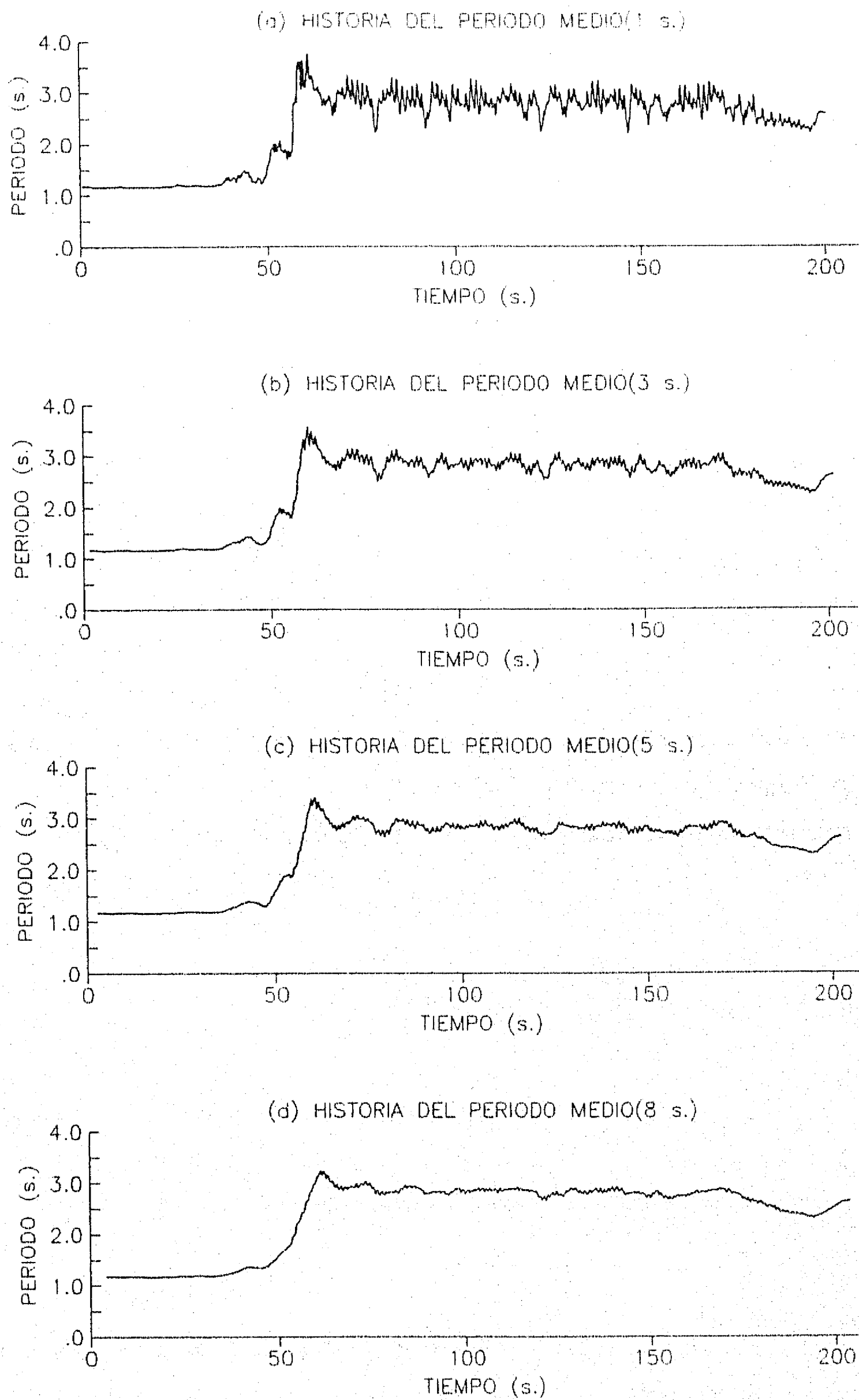


Fig. 3.5 Periodos promedios con distintas longitudes de la ventana del tiempo

### III-3 INDICE DE DAÑO PROPUESTO BASADO EN EL PERIODO FUNDAMENTAL

A partir de la evaluación de índices de daño existentes, se encontró que todavía no existe una definición adecuada de índice de daño, que incluya todos los factores importantes relacionados con el daño estructural y que se relacione bien con el daño observado.

A partir del estudio del periodo instantáneo, se encontró que el periodo instantáneo al final de la respuesta dinámica es estable y no es tan variable como el valor máximo. Se consideró que el valor final de periodo instantáneo es un parámetro mejor que el valor máximo, al evitar el problema de la selección de la ventana del tiempo para suavizar el periodo máximo.

En esta investigación, se propone el cambio de periodo fundamental como un indicador del deterioro global de la estructura causado por el daño estructural distribuido en los elementos. Este índice de daño global basado en el cambio de periodo fundamental, se define como (Ayala y Ye, 1995):

$$D_t = \frac{T_f - T_0}{T_u - T_0} \quad (3.29)$$

donde,  $T_f$  = periodo fundamental final;  
 $T_0$  = periodo inicial;  
 $T_u$  = periodo último alcanzado en un estado límite de daño previamente definido.

Para esta definición, debido a que  $T_u$  es correspondiente de un estado límite dado, es fácil para investigadores al definir un estado límite particular. Por ejemplo, se define que el

desplazamiento de azotea alcance un valor seleccionado como una señal del estado límite, o bien se define otra característica como una señal del estado límite según el juicio de investigadores.

### III-4 RESUMEN

Las desventajas de los modelos de daño existentes son:

- 1) No son completos en concepto, ya que no consideran todos los factores importantes.
- 2) Tienen formas complejas de calcular, algunos coeficientes son muy difíciles de estimar.
- 3) No existe una calibración con daño físico real.

Se considera que un modelo adecuado de daño debe:

- 1) Ser completo en concepto, debe reflejar los factores importantes relacionados con daño real.
- 2) Tener una forma adecuada para calcularse matemáticamente.
- 3) Presentar una escala lineal, rango del valor 0, estado no dañado, hasta el valor 1, estado límite.

Las ventajas de la definición de índice de daño propuesto por el presente trabajo son :

- 1) una forma simple, 2) significado físico claro, 3) es fácil en calibrar con el daño observado, ya que se puede determinar el periodo fundamental vía un análisis teórico o vía una medición de la estructura real.

Una desventaja de esta definición de índice de daño es que no es capaz de dar información de la distribución del daño en la estructura.

## CAPITULO IV

### INVESTIGACION DE LA INTENSIDAD SISMICA

#### IV-1 INTRODUCCION

Un temblor es un movimiento del terreno causado por la liberación brusca de energía en la corteza terrestre. La medida que se utiliza comúnmente para medir el potencial destructivo de un sismo es la magnitud, la cual es un valor cuantitativo e instrumental del tamaño del evento, relacionado con la energía sísmica liberada durante el temblor. La magnitud es una constante única que se asigna a un sismo dado y es independiente del sitio de observación (Meli, 1987). Aunque se puede tomar la escala de Richater como una medida de tamaño o cantidad de energía total liberada, la magnitud de Richter no se puede usar para estimar el daño fuera de la zona epicentral del temblor.

El movimiento del terreno producido por temblores es complejo e irregular; además, no existen dos temblores en el mundo que sean idénticos. Esto causa gran dificultad para entender completamente las características del movimiento del terreno ocasionado por sismos, ya que diferentes movimientos del sismo causan diferentes grados de daño en las estructuras, por lo cual científicos e ingenieros tratan de cuantificar la severidad y la potencia destructiva de temblores con fines de investigación. Por esto es común usar la intensidad de Mercalli como una medida subjetiva o cualitativa de severidad del movimiento del terreno de sismos en un lugar particular.

La escala de Mercalli Modificada (*MMI*) es un índice subjetivo (no instrumental) para describir los daños de un temblor en un zona particular. Esta escala asigna diferentes grados a la manera en que el temblor es sentido basada en los daños a edificaciones y a los cambios geológicos causados en el sitio. Ya que el grado de daño sísmico en un edificio se relaciona

con el criterio de diseño, los materiales de construcción, la tecnología de construcción, etc., el uso irracional de *MMI* puede causar resultados engañosos (Uang y Bertero, 1988).

Con base en registros instrumentales, varios investigadores han propuesto medidas de intensidad sísmica al expresar, en general mediante un índice único, el potencial destructivo del movimiento registrado en estructuras alrededor de un mismo sitio. Estas medidas varían de un valor instrumental de pico sencillo a un valor resultado de una compleja derivación matemática.

En la definición de una medida de intensidad sísmica existen dos problemas, ¿cómo se puede confiar en estos parámetros? y ¿cómo se puede hacer una correlación con daños observados después de un temblor? Uno de los objetivos de esta tesis es valorar la fiabilidad de algunas definiciones existentes de intensidad sísmica que se han usado para identificar el potencial destructivo de un temblor en un sitio dado. A continuación se presentan, resumidamente, las definiciones de intensidad sísmica comunes.

## IV-2 DEFINICIONES EXISTENTES DE INTENSIDAD SISMICA

### IV-2.1 Aceleración Máxima de Terreno

La medida más simple obtenida de un registro del temblor es la aceleración máxima del terreno (*PGA*), expresada generalmente en *gal* ( $cm/s^2$ ) o en porcentaje de la gravedad (*g*). Este parámetro ha sido comúnmente usado para describir la intensidad y el potencial destructivo de un terremoto en un sitio dado por ser fácil de obtener y porque la fuerza de inercia es proporcional a la aceleración. Del registro de aceleraciones se puede determinar los registros de la velocidad y del desplazamiento del terreno en una forma indirecta mediante un proceso de integración (Meli, 1987), (Subia y Wang, 1995). De los registros calculados, se encuentran la velocidad máxima y el desplazamiento máximo del terreno, respectivamente.



### IV-2.2 Aceleración Espectral

Una medida de la intensidad del movimiento del terreno se puede obtener de la respuesta de un oscilador sencillo, expresada por la pseudo velocidad espectral según (Clough y Penzien, 1975):

$$S_v(\xi, \omega) = \left[ \int_0^t \ddot{V}_g(\tau) \exp[-\xi\omega(t-\tau)] \text{sen } \omega_d(t-\tau) d\tau \right]_{\max} \quad (4.1)$$

donde,  $\omega_d = \sqrt{1-\xi^2} \omega$  es la frecuencia amortiguada y  $\xi$  es la fracción de amortiguamiento crítico,  $\ddot{V}_g$  es la aceleración registrada del movimiento del terreno.

La pseudo aceleración espectral esta definida por

$$S_a = \omega \cdot S_v \quad (4.2)$$

$S_a$  depende no sólo de la historia del movimiento del terreno sino también de la frecuencia de vibración y del amortiguamiento del oscilador.

Para un registro de temblor dado y para un valor de amortiguamiento supuesto en una estructura de un sistema de un grado de libertad es posible calcular valores de  $S_a$  para un intervalo completo de frecuencias o periodos de vibración. Al dibujar los valores de  $S_a$  contra los periodos, se obtiene el espectro de aceleraciones. El espectro de aceleraciones muestra la respuesta máxima de una estructura de un grado de libertad con el periodo de vibración y amortiguamiento dados bajo un movimiento de terreno dado. La limitante única en su aplicación es que la respuesta es elástica lineal. Tal comportamiento es inherente en la aplicación de la integral de Duhamel. Por eso, el espectro de respuesta no puede definir el grado de daño esperado bajo un temblor dado, puesto que el daño involucra deformaciones inelásticas. El espectro de aceleraciones o espectro de velocidades son curvas y no

parámetros, por lo que no es conveniente tomarlos directamente para representar el potencial destructivo de un temblor.

#### IV-2.3 Intensidad Espectral de Housner

El espectro de respuesta es el lugar geométrico de las respuestas máximas en las estructuras de un grado de libertad dentro de un intervalo de periodos de vibración, por lo tanto la integración del espectro de respuesta tomado por un intervalo adecuado de periodo es probablemente una medida de conjunto para la intensidad del movimiento del terreno. Housner, 1952, introdujo una medida de intensidad sísmica con base en el espectro de pseudo velocidad de un oscilador elástico con amortiguamiento viscoso. Housner definió la intensidad espectral como el área bajo la curva de espectro de pseudo velocidad entre el periodo 0.1 y 2.5 s., i.e.,

$$SI(\xi) = \int_{0.1}^{2.5} S_v(T, \xi) dT \quad (4.3)$$

La intensidad espectral tiene una dimensión física de longitud según su definición. Al relacionar  $SI$  con  $S_a$ , se puede escribir como:

$$SI(\xi) = \frac{1}{2\pi} \int_{0.1}^{2.5} S_a(\xi, T) T dT \quad (4.4)$$

Este es el primer momento de la área de  $S_a$  (de 0.01 s. a 2.5 s.) alrededor del eje  $S_a$ , Fig.4.1. Entonces, la ecuación 4.4 indica que  $SI$  es más grande para un movimiento del terreno con una cantidad significativa de contenido de frecuencias bajas (periodos largos), como en el caso del registro de SCT-EO, 1985.

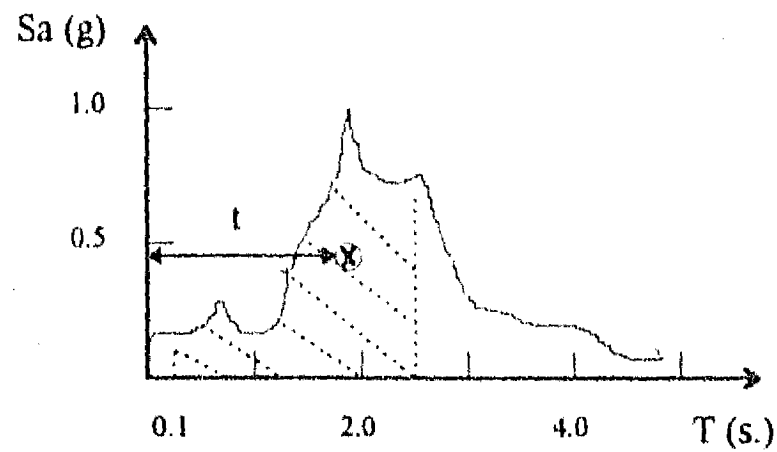


Fig. 4.1 Espectro de aceleración (SCT-EO, 1985)

La intensidad espectral se puede interpretar como una medida media de la severidad de la sacudida del terreno en cuanto a su efecto en la respuesta elástica de estructuras en el sentido de que se relaciona con la energía de vibración elástica para un rango de periodos de interés en ingeniería.

#### IV-2.4 Intensidad de Arias

Arias (1970) define una medida de intensidad sísmica de la siguiente manera:

$$I_a = \frac{\pi}{2g_0} \int_0^{t_d} \ddot{V}_g^2(t) dt \quad (4.5)$$

donde,  $t_d$  es el tiempo total del movimiento del terreno. Según su definición, la intensidad tiene una dimensión física de velocidad.

La Intensidad de Arias,  $I_a$  representa una suma de energía total por unidad de masa en osciladores lineales sin amortiguamiento, los cuales se distribuyen uniformemente según sus periodos, (Arias, 1970). Es evidente que la intensidad de Arias incluye efectos de la amplitud y de la duración del sismo en su definición. Por otro lado,  $I_a$  no depende de las

características de las estructuras, por esto, es una medida objetiva del poder de destrucción sísmica de un temblor. Sin embargo, debido a que no incluye el efecto del contenido de frecuencias, se considera que la definición original todavía no es de un concepto completo.

Haciendo uso de la historia en el tiempo de la intensidad de Arias, Trifunac y Brady (1975) definieron una duración de movimiento fuerte del terreno que ha sido usada comúnmente en la investigación de ingeniería sísmica:

$$T_d = T_{0.95} - T_{0.05} \quad (4.6)$$

donde,  $T_{0.05}$  y  $T_{0.95}$  definen los puntos en el tiempo en que se tiene, respectivamente, el 5 % y el 95 % del valor de la integración en la ecuación 4.5.

#### IV-2.5 Intensidad de Arias , Modificada por Araya y Saragoni

Una definición de intensidad sísmica que incluye la intensidad de Arias y la intensidad de cruces por cero fue propuesta por Araya y Saragoni (1985)

$$P_d = I_a / V_0^2 \quad (4.7)$$

donde, la intensidad de cruces por cero,  $V_0$ , se calcula como el número total de cruces de un registro de aceleración entre la duración.

En la definición, de esta medida de intensidad, se consideraron tres factores importantes: el efecto del valor máximo de la aceleración, durante el movimiento fuerte y el contenido de frecuencias de vibración del sismo. Por eso, esta definición es conceptualmente más completa y mejora la definición original de Arias.

#### IV-2.6 Intensidad de la Potencia de un Temblor, Housner

Housner (1975) propuso como una medida del potencial de destructivo de un temblor a la potencia de un temblor  $P_a$  :

$$P_a = \frac{1}{T_{0.95} - T_{0.05}} \int_{T_{0.05}}^{T_{0.95}} \ddot{V}_g^2(t) dt \quad (4.8)$$

donde,  $T_{0.95} - T_{0.05} = T_d$  es la misma definición de la ecuación 4.6.

$P_a$  es fundamentalmente el valor medio-cuadrático de la aceleración en el intervalo del tiempo de  $T_{0.05}$  a  $T_{0.95}$ . Porque la ecuación 4.8 está relacionada directamente con la ecuación 4.5,  $P_a$  es una medida de la velocidad media en la energía de entrada a una estructura (Uang y Bertero, 1988).

#### IV-2.7 Intensidad de RMSA

En investigaciones sísmicas, se usa como medida de intensidad la raíz cuadrada de  $P_a$ , como el valor raíz-medio-cuadrático de la aceleración en el mismo intervalo de tiempo (Uang y Bertero, 1988),

$$RMSA = \sqrt{P_a} = \left[ \frac{1}{t_{0.95} - t_{0.05}} \int_{t_{0.05}}^{t_{0.95}} \ddot{V}_g^2(t) dt \right]^{1/2} \quad (4.9)$$

Se puede considerar que la Intensidad de *RMSA* es como otra forma equivalente de la Intensidad de la Potencia de un Temblor de Housner,  $P_a$ .

#### IV-2.8 Intensidad de Caracteres

En su tesis doctoral, Park (1984) definió como una medida del potencial destructivo de un sismo a la intensidad de caracteres:

$$I_c = (RMSA)^{1.5} (t_d)^{0.5} = (P_a)^{0.75} (t_d)^{0.5} \quad (4.10)$$

donde,  $T_d = T_{0.95} - T_{0.05}$ , es la duración efectiva de la excitación sísmica definida por la ecuación 4.6.

En la definición de Intensidad de Caracteres,  $I_c$ , se supone que si un registro de sismo con un grande valor de  $RMSA$  junto con una duración larga, este sismo tiene un mayor potencial destructivo. Sin embargo, en la definición no considera la influencia del contenido de frecuencias del sismo. Se considera que no es una definición adecuada.

#### IV-2.9 Intensidad de la razón de A/V (Zhu, 1989)

Investigaciones sismológicas han indicado que la aceleración pico y la velocidad pico del terreno son causadas por ondas sísmicas de diferentes frecuencias. La aceleración pico del terreno se asocia a ondas de frecuencia alta; mientras, la velocidad pico del terreno se relaciona con ondas de frecuencia moderada o baja. Debido a la dependencia en frecuencia de la atenuación, la aceleración pico del terreno se atenúa más rápido con la distancia que la velocidad pico. En consecuencia, se puede esperar que el movimiento del terreno cercano al epicentro tiene una razón de la aceleración pico a la velocidad pico ( $A/V$ ) más alta que la de lejos del epicentro (Ayala y Rascón, 1980). Movimientos de terrenos con alta razón de  $A/V$  son generalmente de duración corta, frecuencia alta y formato de impulso; mientras que los de razón baja son generalmente de una duración más larga y formato más periódico. Así, aunque  $A/V$  es un parámetro relativamente sencillo, proporciona información sobre el

contenido relativo de frecuencias y la duración de movimiento fuerte del terreno resultado de diferentes ambientes sísmicos. Por eso, este parámetro ha sido usado para indicar la intensidad sísmica en algunas investigaciones anteriores (Zhu, 1989).

#### IV-3 COMENTARIOS

1) La aceleración máxima del terreno es un parámetro pobre que para fines de caracterización de la intensidad de un sismo, ya que este valor pico puede suceder con distintas maneras de impulso en los registros de sismos. Esto ha sido indicado por algunos investigadores (Uang y Bertero, 1988), (Cloud, 1967), (Housner, 1971), etc., daños estructurales observados después de un temblor no son consecuentes con las aceleraciones máximas de terreno registrado en la vecindad del daño. Por ejemplo, aunque, la aceleración máxima del registro SCT-EO del sismo de México, 1985, fue sólo 0.17g, el grado de daño en edificios dentro de la ciudad de México fue más grave que el grado de daño observado después del sismo de San Salvador, 1986, con un aceleración máxima del terreno que excedía 0.6g (Uang y Bertero, 1988). Es importante indicar que los resultados de la simulación de daño en esta investigación doctoral (véase Capítulo VI), también confirman esto. Por ejemplo, el valor de aceleración máxima de registro SCT-EO 1985, es sólo 0.17g, el índice global de daño de Park y Ang obtenido del análisis dinámico no lineal en el edificio STC es 0.499; mientras el índice global de daño bajo el registro de sismo de El Centro es sólo 0.137, aunque el valor de aceleración máxima de El Centro (0.4g) es más alta que el del SCT-EO.

2) La intensidad de Arias,  $I_a$ , la intensidad de la potencia de un temblor de Housner,  $P_a$ , y su forma equivalente,  $RMSA$ , y la intensidad de caracteres,  $I_c$  son similares esencialmente en sus definiciones, es decir, basado en una integración de la aceleración registrada del movimiento del terreno; y no considera la influencia del contenido de frecuencias del sismo. La intensidad de Arias modificada por Araya y Saragoni,  $P_d$ , es una mejora de la definición

original, debido a que se incluye el efecto del contenido de frecuencias de sismos, que es un factor importante también en el potencial destructivo de los sismos.

3) En la definición original de  $SI$ , se tiene como hipótesis que los periodos naturales de las estructuras en un sitio dado se distribuyen uniformemente en el intervalo de 0.1 a 2.5 s. Considerando que el valle de México tiene un periodo dominante largo y los edificios altos tienen periodos largos, en esta investigación se investigan dos definiciones modificadas alternativas:

$$SI_{ve}(\xi) = \int_{0.1}^{3.5} S_{ve}(T, \xi) dT \quad (4.11)$$

$$SI_{vp}(\xi) = \int_{0.1}^{3.5} S_{vp}(T, \xi) dT \quad (4.12)$$

donde, el intervalo de integral es de 0.1 a 3.5 s., si no de 0.1 a 2.5 s.;  $S_{ve}(T, \xi)$  y  $S_{vp}(T, \xi)$  son velocidades espectrales, obtenidas directamente de análisis elástico y elastoplástico (con un factor de ductilidad igual a 4) paso a paso del sistema de un grado de libertad (SIGDL), respectivamente, con programas de cómputo desarrollados en esta investigación.

4) Respecto a la razón de la aceleración pico a la velocidad pico ( $A/V$ ), parece un parámetro sencillo para caracterizar los temblores. Para una zona particular sometida a sismos de distintos epicentros posibles, la razón de  $A/V$  puede ofrecer una información significativa sobre la intensidad sísmica. Sin embargo, un problema es cómo obtener la velocidad pico confiablemente. En general, la velocidad del movimiento del terreno se determina a partir de una integración del registro de aceleración del movimiento del terreno registrado por acelerógrafos. En este proceso se presentan dificultades por el ruido en las señales registradas que pueden hacer los resultados no confiables (Subia y Wang, 1995). En esta investigación, se realizan estudios de respuesta sísmica de edificios localizados en el valle de México en donde los eventos sísmicos tienen razones de  $A/V$  bajas, es decir, menos de 0.8  $g/m/s$  (Zhu, 1989). Considerando que los registros de sismos empleados en esta



investigación (véase IV-4) tienen razones de  $A/V$  similares, no se llevan a cabo estudios sobre el efecto de la razón de  $A/V$  en daños estructurales para esta tesis.

#### IV-4 ESTUDIOS DE LOS REGISTROS DE SISMOS EMPLEADOS

En esta parte, se estudian las características de los registros de sismos reales y simulados empleados en esta investigación. Basado en las características de estos registros, se evalúan las definiciones de intensidad sísmica previamente mencionadas en este capítulo.

##### IV-4.1 Registros Empleados en esta Investigación

Durante el terremoto de Michoacán del 19 de septiembre de 1985, se obtuvieron importantes registros de aceleraciones (los más intensos registrados en la historia de la ciudad de México). Según las condiciones de suelo, los registros se clasificaron en tres tipos, es decir, en suelo blando, en suelo transición y suelo firme. Casi después de 10 años, se obtuvieron registros del sismo de Copala del 14 de septiembre de 1995. Pero como se sabe, este sismo tuvo una intensidad más pequeña que el de 1985 (CENAPRED, 1995). En esta investigación, se seleccionaron los registros de SCT-1985 y SCT-1995(09/14/1995) como representativos de registros para suelo blando, mientras que el registro de CU-1985 como típica para suelo firme, y el registro de Viveros-1985, para suelo de transición. Debido a la falta de más registros de sismos intensos requeridos para investigar la respuesta sísmica de estructuras bajo distintas intensidades y estudiar la relación entre intensidades e índices de daño, se decidió utilizar una familia de 11 registros de sismos que simulan un medio ambiente sísmico en la zona del lago del valle de México (Grigoriu, Ruiz y Rosenblueth, 1988). La simulación de estos registros se basó en el registro SCT-EO del sismo del 1985. El hecho de que los 11 registros simulados (serie AX) no tuviesen un potencial destructivo similar, fue adecuado para el propósito de investigar la relación entre intensidades de sismos y índice de daño. Como referencias de comparación, se emplean también los registros de El Centro y Taft, los cuales se usan comúnmente en investigaciones de ingeniería sísmica.

A continuación se presentan las características mencionadas en los párrafos anteriores para cada uno de los registros.

Tabla 4.1 Lista de Sismos Reales Empleados

Sismo	Fecha	Mag.	Sitio	Registro	Dist. (km)	Acel. Max. (g)	Vel. Max. (m/s)	Acel./ Vel. (g/m/s)	Suelo Cond.
Micho- acán	19/09/ 1985	8.1	SCT	SCT-EO85	400	0.168	0.61	0.28	Suelo blando
Micho- acán	19/09/ 1985	8.1	Viveros	VIVE85L	400	0.045	0.116	0.39	Suelo trans.
Micho- acán	19/09/ 1985	8.1	CU	CU85T	400	0.035	0.094	0.37	Suelo firme
Copala	14/09/ 1995	7.3	SCT	SCT-EO95	293	0.033	-	-	Suelo blando
Cal.	18/05/ 1940	6.3	El Centro	El Centro	9.3	0.348	0.334	1.04	Suelo firme
Cal.	21/07/ 1952	7.7	Taft	Taft69	43	0.179	0.177	1.01	Roca

En la Tabla 4.1, se anota la información general de los registros reales seleccionados en este estudio. La Tabla 4.2 muestra las características de registros reales y registros simulados seleccionados, es decir, nueve tipos de intensidad sísmica y 17 registros de sismos que se estudian en esta tesis. Los parámetros de intensidades fueron obtenidos de los programas de computadora desarrollados durante esta investigación.

En las Fig. 4.2, 4.3 y 4.4, se muestran las curvas de respuestas espectrales (aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente) de los registros de SCT-EO85, y los 11

registros simulados (serie AX), calculados con programas de cómputo desarrollados en esta investigación. En las figuras, se presentan los espectros elásticos y elastoplásticos con un factor de ductilidad igual a 4. Se observa que existen diferencias aparentes entre los resultados del análisis lineal y del análisis elastoplástico. En la Fig. 4.2, se presentan también las curvas reducidos con un factor igual a 4 de las curvas de espectros de aceleración elásticos. Se encuentran que existen diferencias entre estas curvas y las curvas de espectros de aceleración elastoplástico con un factor de ductilidad igual a 4. La Fig. 4.5 presenta las curvas de la evolución de Intensidad de Arias y también del índice de daño global de Park y Ang para el edificio STC (véase V-1) calculado con el programa de cómputo IDARC 3.0 para los 12 registros mencionados anteriores, las cuales se normalizaron por su valor máximo, respectivamente. A partir de las curvas en la Fig. 4.5, se puede observar la relación entre las evoluciones de la Intensidad de Arias y del índice de daño de Park y Ang (línea continua). Ambos muestran un salto correspondiente dentro de la duración efectiva (del  $T_{0.05}$  al  $T_{0.95}$ ). Más adelante, de los resultados del capítulo VI, se demostrará que este salto ocurre también con valores máximos en las historias de respuesta sísmica para las estructuras analizadas.

#### IV-4.2 Evaluación de Definiciones de Intensidad Sísmica

Para evaluar las relaciones entre las definiciones de intensidad sísmica estudiadas, en la Fig. 4.6, se dibujan las 36 relaciones de las nueve intensidades sísmicas de los 17 registros (Tabla 4.2). Según las bases de su definición, las intensidades se puede catalogar en cuatro grupos, i.e., a) Aceleración máxima; b)  $Pd$ ; c)  $Ia$ ,  $Pa$ ,  $RMSA$  y  $Ic$ ; y d)  $SI$ ,  $SIve$  y  $SIvp$  (véase IV-3). A partir de observaciones, se encuentran las siguientes relaciones:

- 1) En las Fig. 4.6-1 a Fig. 4.6-8, se observa que las aceleraciones máximas presentan una dispersión con las otras ocho intensidades estudiadas.

2)  $Pd$  no presenta generalmente una relación lineal con las otras intensidades, Sin embargo, se existen menos dispersiones en las relaciones con  $SI$  y  $SIve$ , Fig. 4.6-2, y Fig. 4.6-9 a Fig. 4.6-15.

3) En general, entre las cuatro intensidades  $Ia$ ,  $Pa$ ,  $RMSA$  y  $Ic$ , se tiene una relación lineal. Esto se debe a la similitud de sus definiciones, Fig. 4.6-16 a Fig. 4.6-21. Sin embargo, este grupo de intensidades no presenta una relación lineal con el grupo (d), i.e.,  $SI$ ,  $SIve$  y  $SIvp$ , Fig. 4.6-22 a Fig. 4.6-33.

4) De las Fig. 4.6-34 a Fig. 4.6-36, se observa que, existen una relación lineal entre  $SI$ ,  $SIve$  y  $SIvp$ , sobre todo entre  $SI$  y  $SIve$ , Fig. 4.6-34.

Esta observación se apoya los comentarios mencionados en la parte IV-3. Debido a las bases de las definiciones de intensidad sísmica, existen en realidad cuatro definiciones distintos dentro las nueve intensidades estudiadas. La definición de intensidad de Arias modificada por Araya y Saragoni tiene una consideración completa y clara en su definición.

Al final, se implica que la razón de  $A/V$  sola no puede ser una medida de intensidad sísmica pues para un sitio dado es constante independientemente de la severidad de una señal. Sin embargo, se podrá sugerir que este parámetro junto con otra definición de intensidad en un sitio dado pueda ser una mejor definición de intensidad sísmica. Se propuesto a llevar a cabo este estudio en investigaciones futuros.

Tabla 4.2. Características de Registros Sísmicos

	Durante (s.)	Amax (g)	Ia (m/s)	T <sub>0.05</sub> (s.)	T <sub>0.95</sub> (s.)	T <sub>d</sub> (s.)	V <sub>0</sub> (1/s)	P <sub>d</sub> (m.s)	P <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> .s <sup>4</sup> )	RMSA (m.s <sup>2</sup> )	SI (m)	SIve (m)	SI vp (m)	Ic (g <sup>1.5</sup> s <sup>0.5</sup> )
STC-EO85	180	0.168	2.351	39.68	78.62	38.94	1.13	1.841	0.339	0.582	2.772	4.721	1.88	2.772
Ax15	163	0.154	2.055	31.52	78.16	46.64	0.965	2.207	0.248	0.498	2.403	3.863	1.554	2.4
Ax115	163	0.247	3.044	36.92	68.32	31.4	0.924	3.568	0.545	0.738	3.607	5.537	2.487	3.554
Ax20	163	0.236	4.147	41.4	71.76	30.36	0.955	4.62	0.769	0.877	3.811	6.234	2.416	4.525
AX120	163	0.086	0.854	31.32	84.24	52.92	1.058	0.762	0.091	0.301	1.402	2.095	0.824	1.205
AX21	163	0.282	3.51	43.12	65.92	22.8	0.921	4.138	0.865	0.93	4.19	5.858	2.571	4.283
AX121	163	0.268	3.186	41.24	64.84	23.6	0.975	3.354	0.759	0.871	3.766	5.602	2.545	3.95
AX39	163	0.133	1.512	36.04	73.32	37.28	0.939	1.715	0.228	0.478	2.113	3.299	1.434	2.015
AX139	163	0.241	3.589	37.36	68.8	31.44	0.827	5.248	0.641	0.8	3.443	6.115	2.463	4.017
AX136	163	0.209	1.975	36.72	68.48	31.76	0.85	2.733	0.35	0.591	2.713	4.776	2.099	2.564
AX25	163	0.141	1.457	33.24	79.68	46.44	0.926	1.7	0.176	0.42	2.017	3.589	1.52	1.852
AX130	163	0.215	2.818	38.48	67.04	28.56	1.05	2.554	0.555	0.745	3.36	4.945	2.123	3.436
STC-EO95	208	0.033	0.0915	32.72	114.43	81.71	1.848	0.027	0.00629	0.0793	0.477	0.673	0.307	0.202
EL CENTRO	53	0.348	1.817	1.68	26.12	24.44	8.142	0.027	0.419	0.647	1.358	2.128	1.322	2.575
TAFT	53	0.179	0.589	3.68	32.54	28.86	6.653	0.013	0.115	0.339	0.652	1.021	0.677	1.061
CU85T	60	0.035	0.0657	3.78	41.2	37.42	2.004	0.016	0.00985	0.0993	0.391	0.635	0.311	0.1913
VIVE85L	129	0.045	0.1183	27.09	76.83	49.74	2.433	0.02	0.01336	0.1156	0.39	0.689	0.373	0.2771

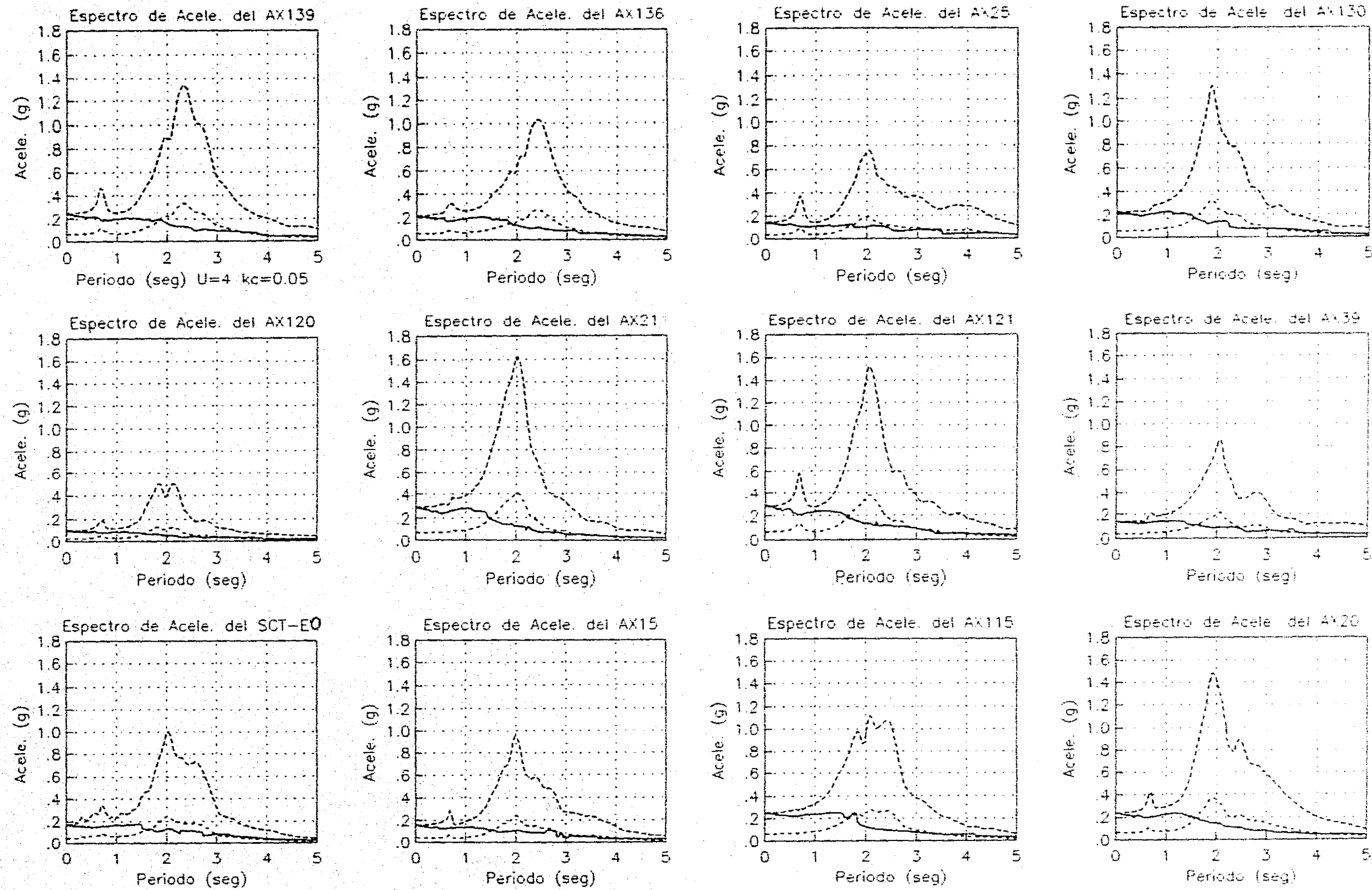
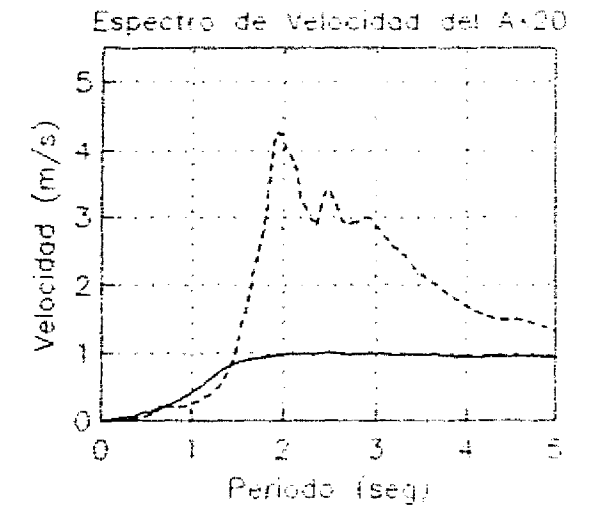
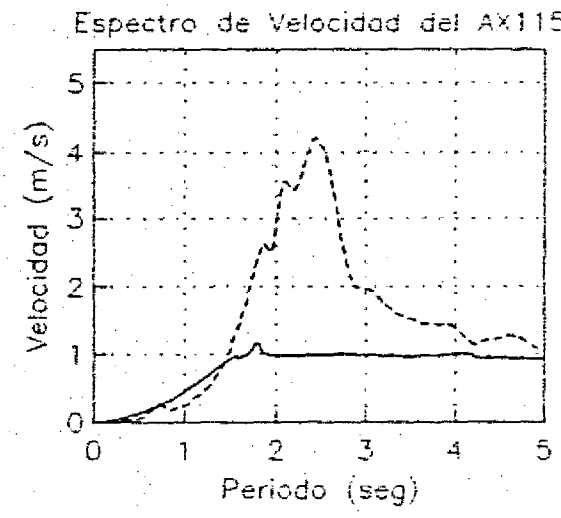
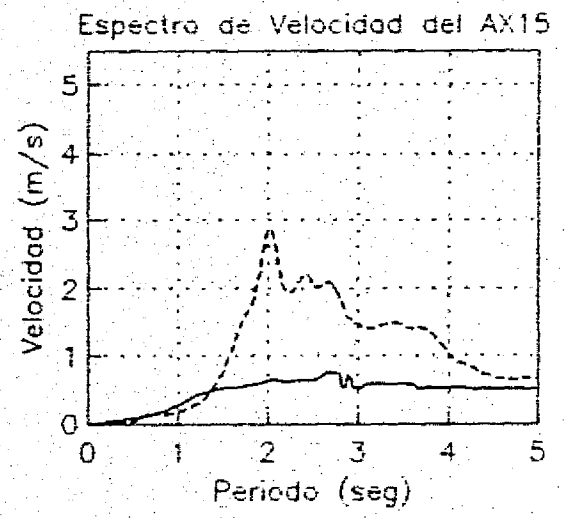
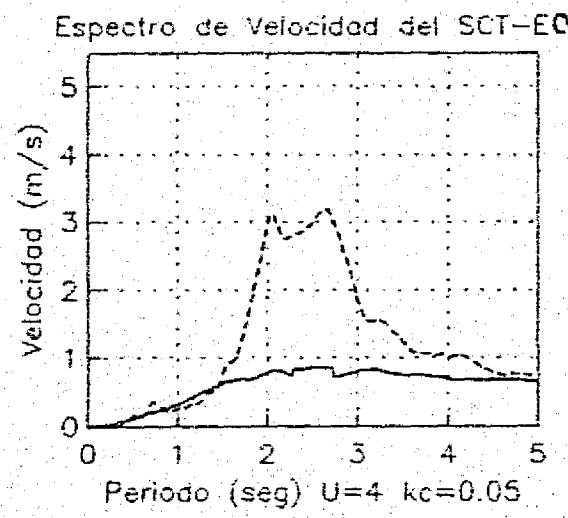
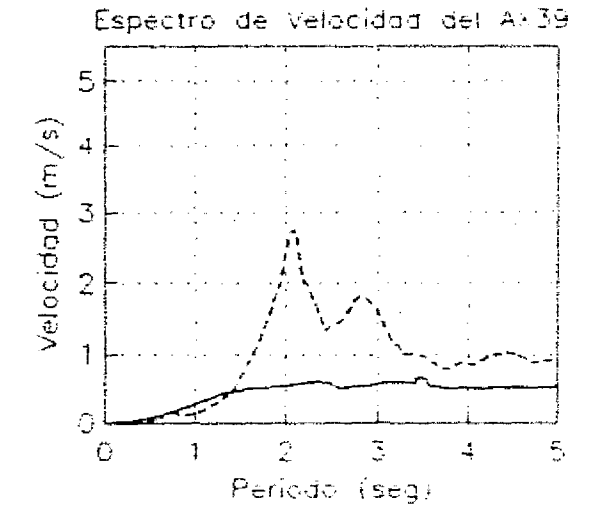
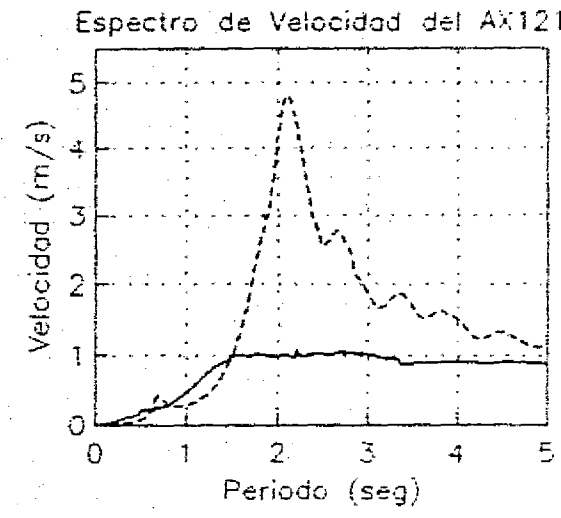
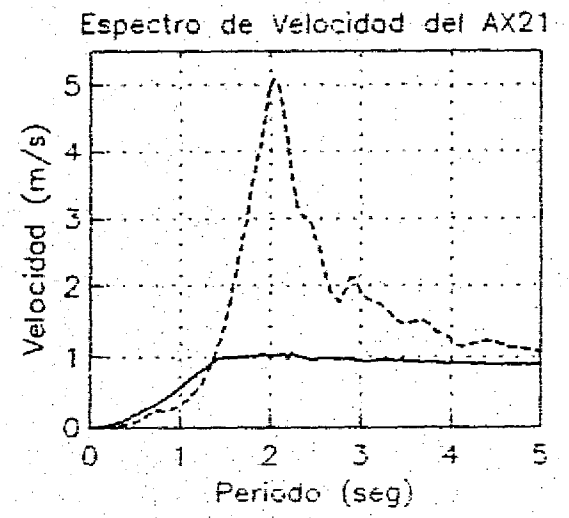
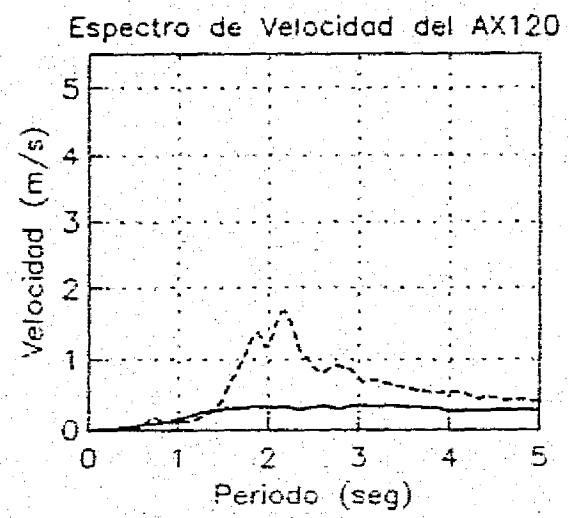
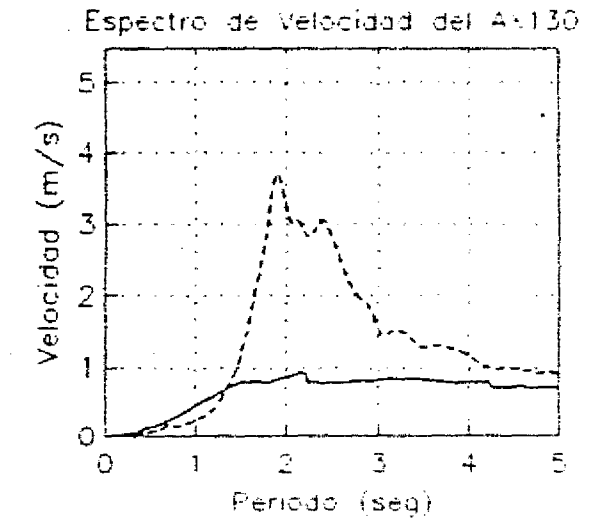
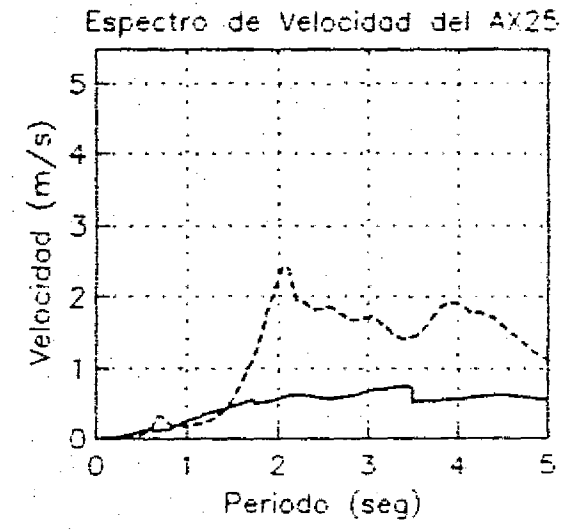
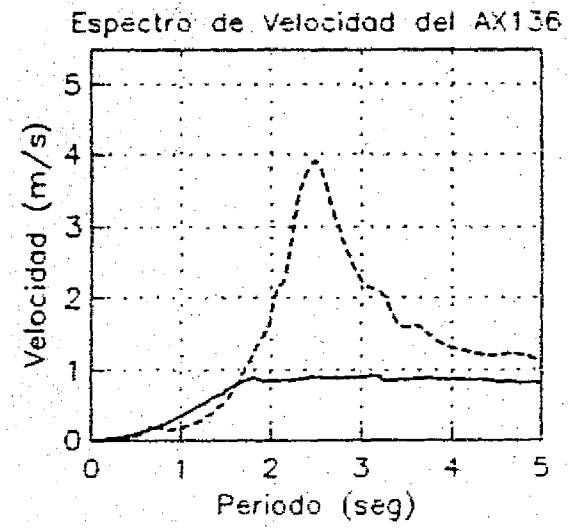
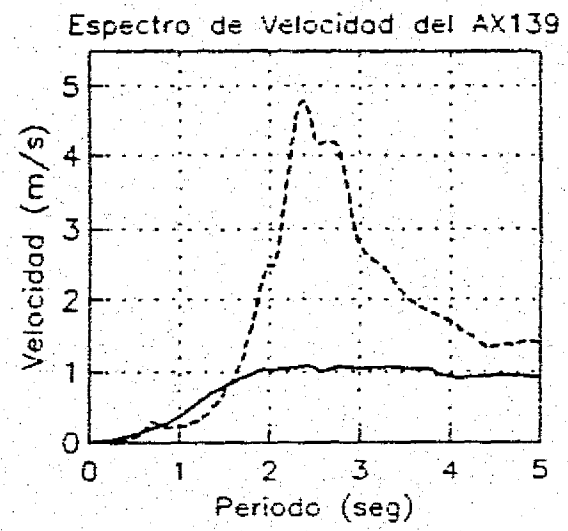


Fig. 4.2 Espectros de aceleración de los registros de sismo empleados  
 (línea continua  $\equiv$  espectro elastoplástico,  $u=4$ )



08

Fig. 4.3 Espectros de velocidad de los registros de sismo empleados (línea continua = espectro elastoplástico,  $u=4$ )

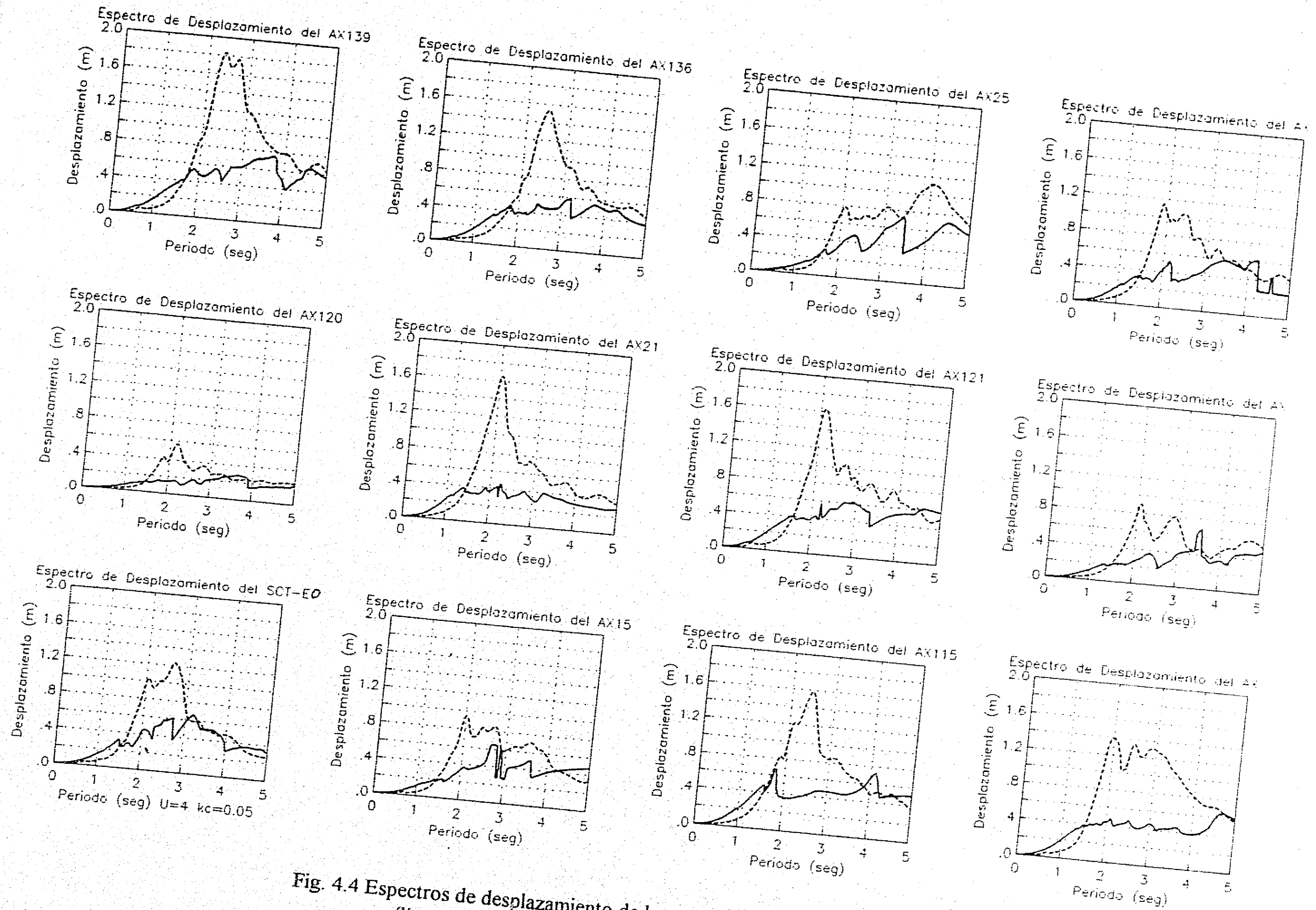


Fig. 4.4 Espectros de desplazamiento de los registros de sismo empleados  
(línea continua == espectro elastoplástico,  $u=4$ )



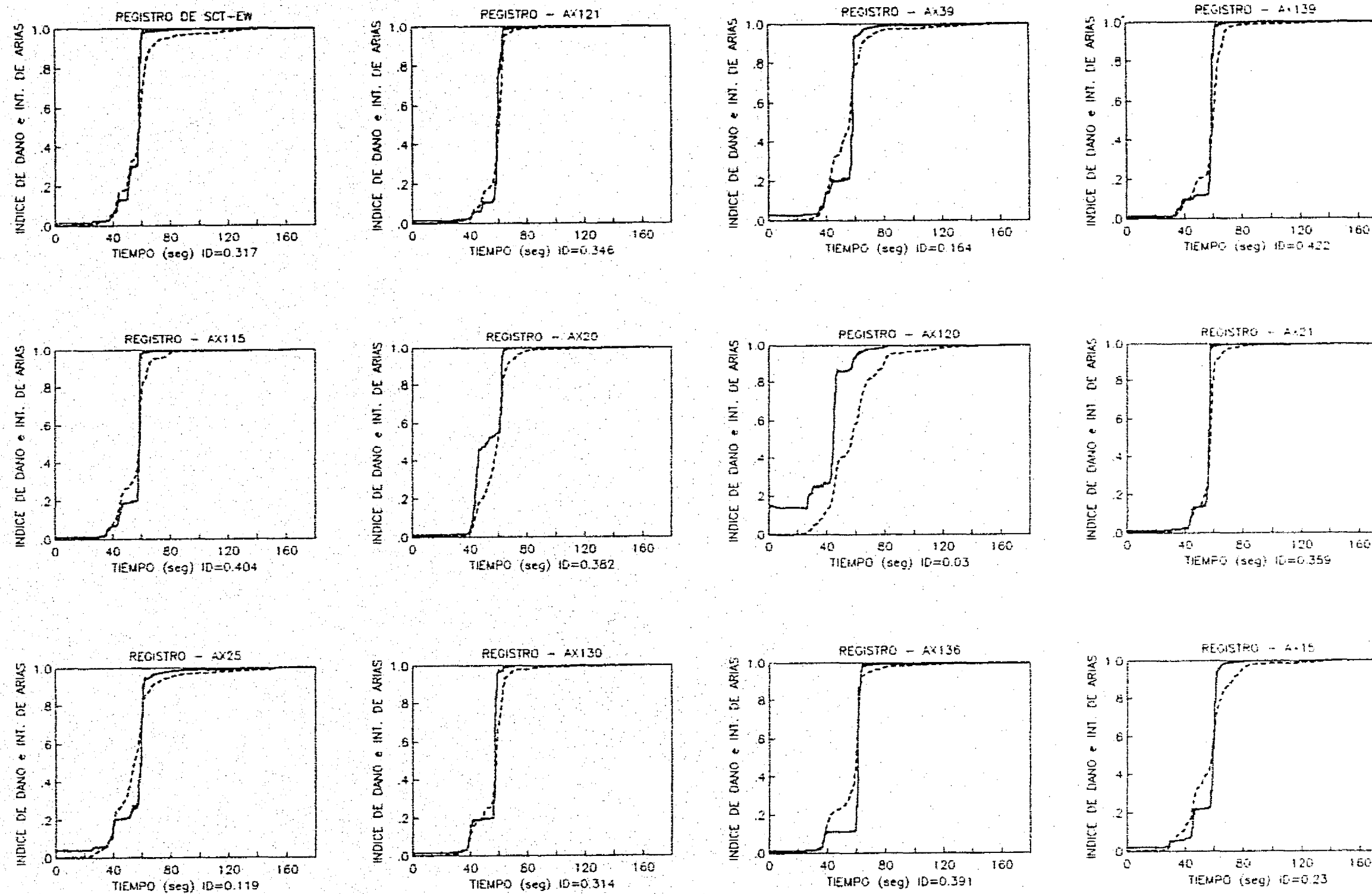


Fig. 4.5 Evoluciones de la intensidad de Arias, 1985 y del índice de daño de Park y Ang (línea continua) del edificio STC, IDARC 3.0, 12 registros de sismos analizados

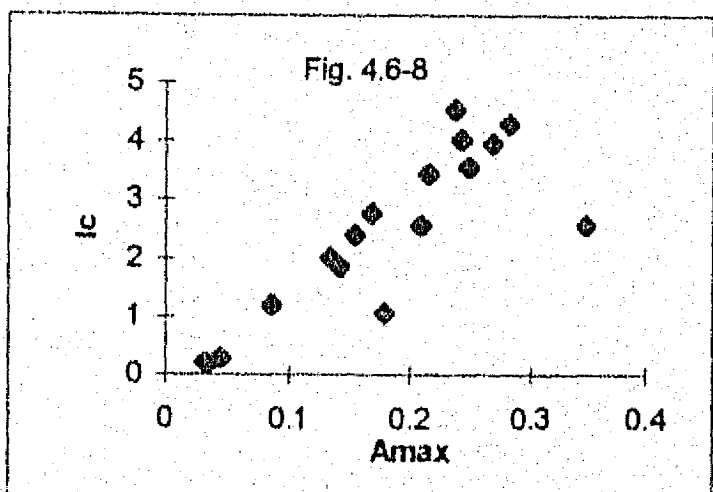
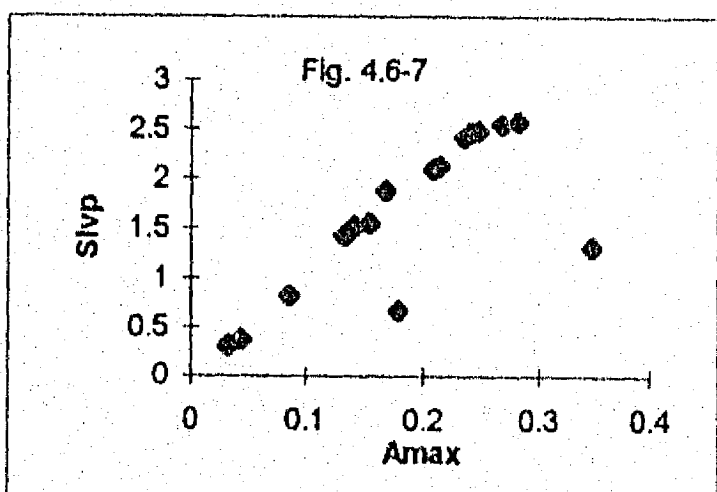
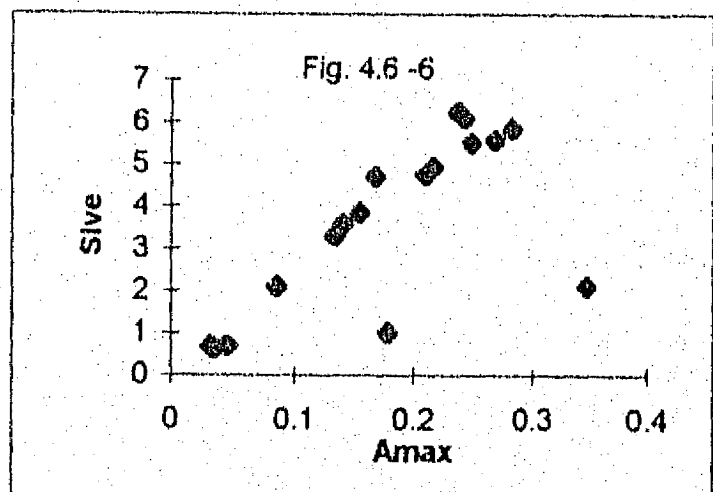
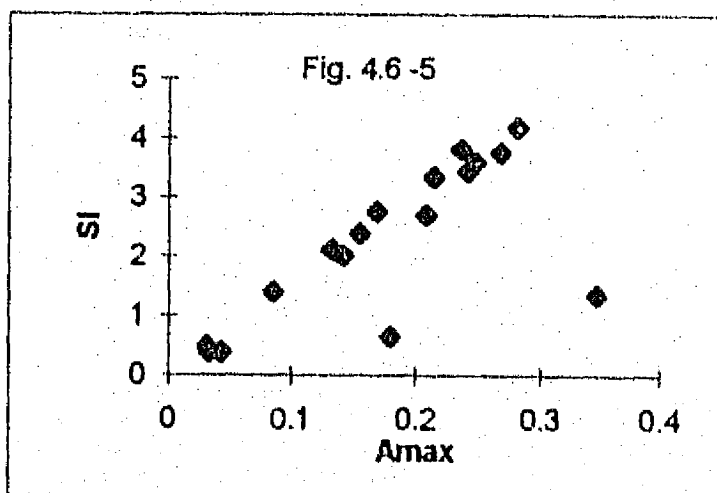
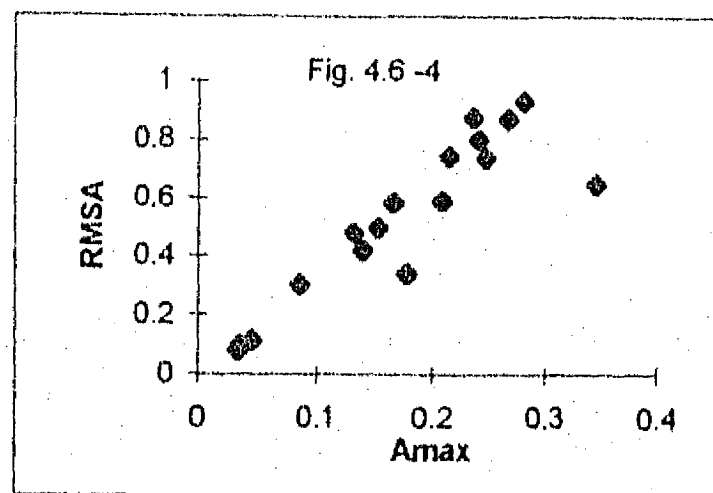
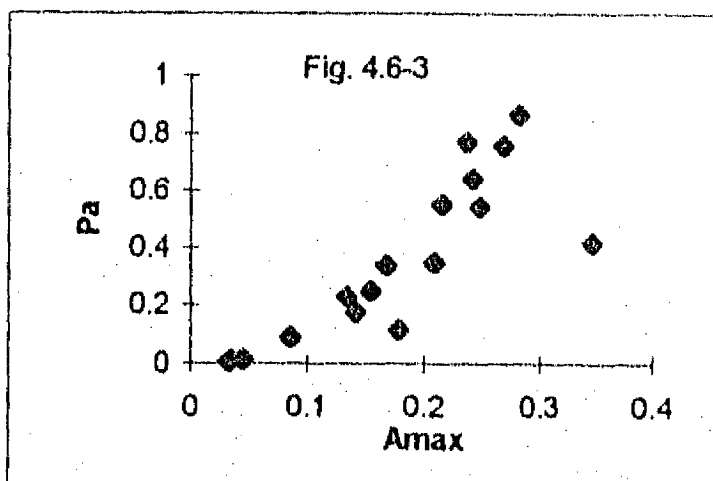
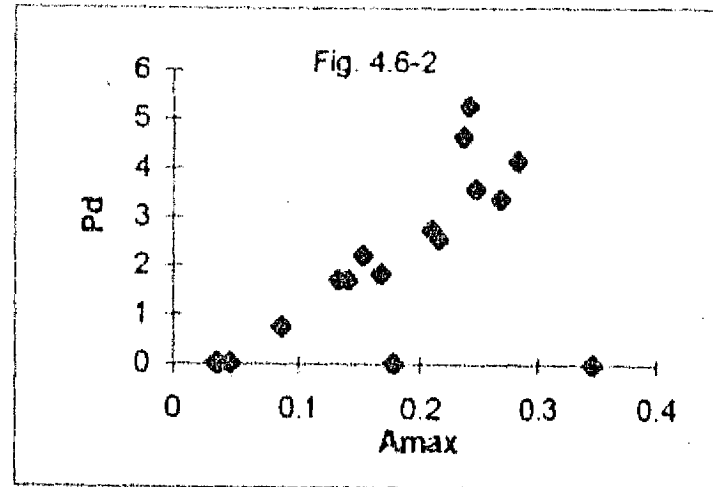
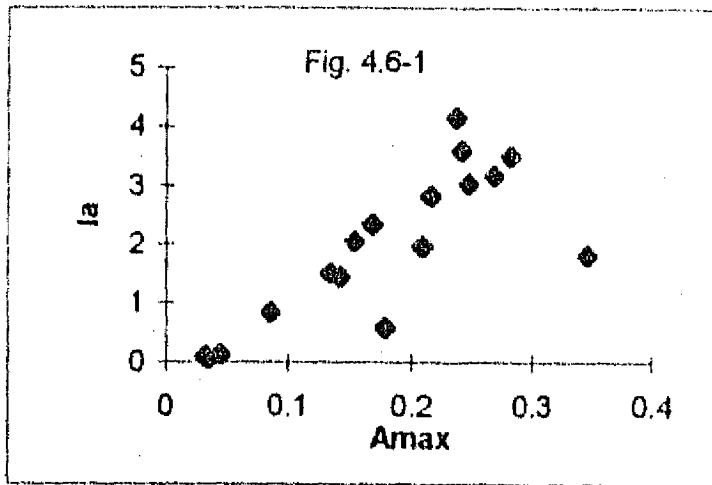


Fig. 4.6 Relaciones entre intensidades sísmicas estudiadas

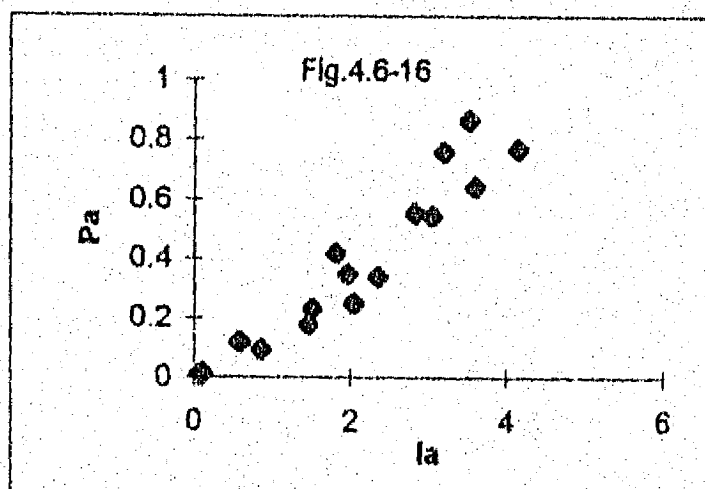
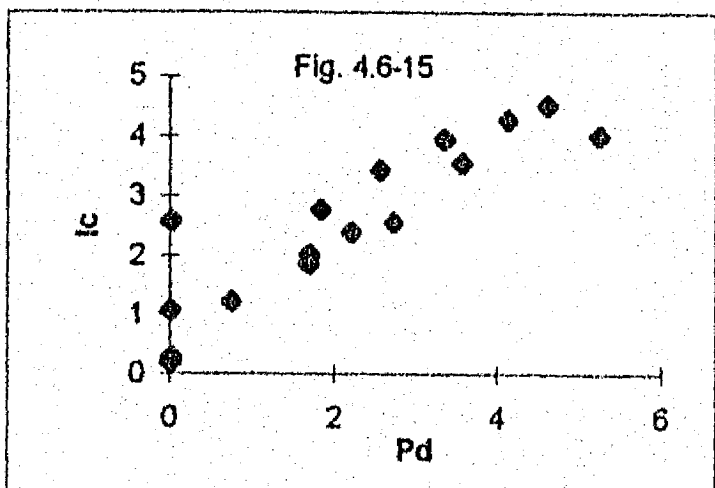
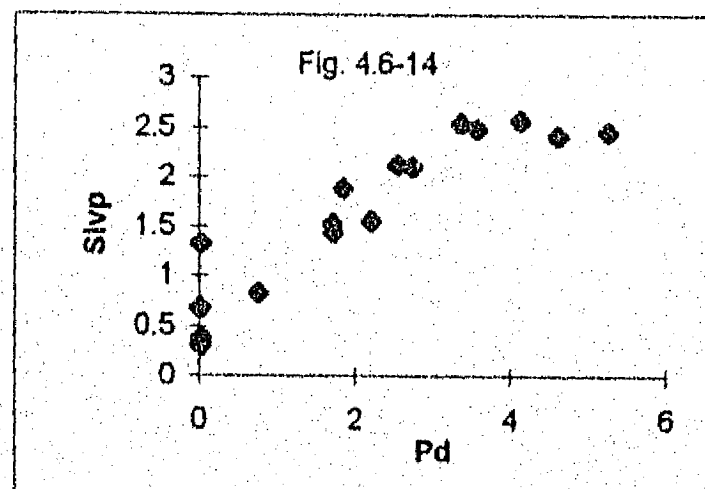
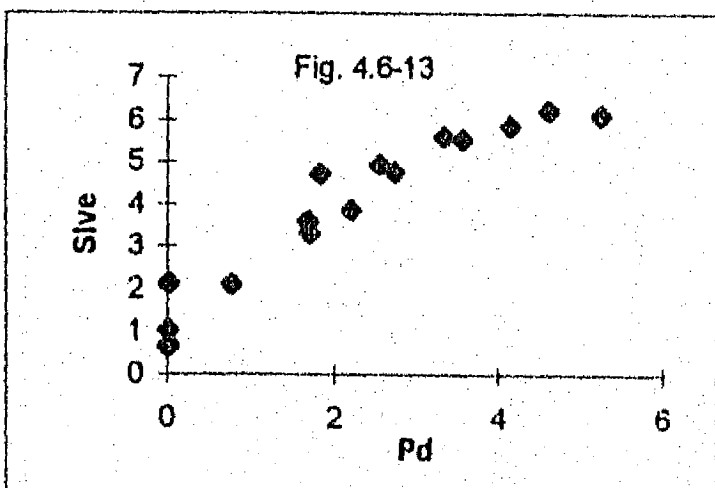
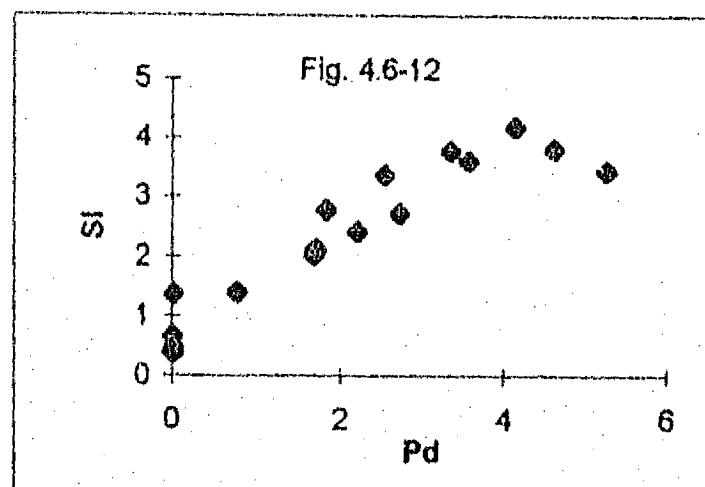
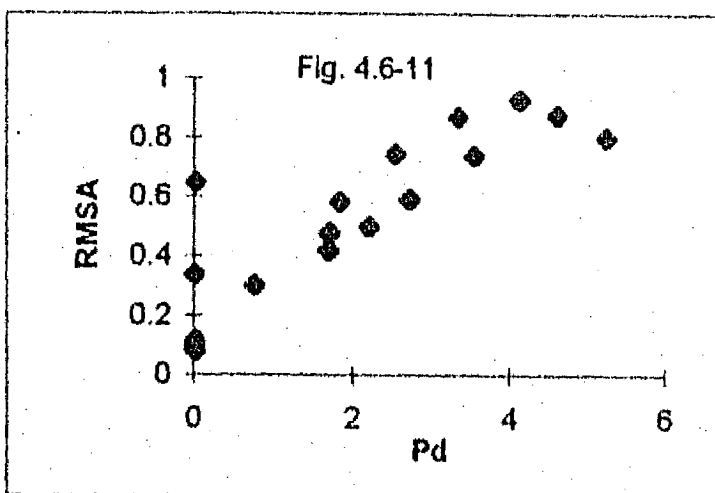
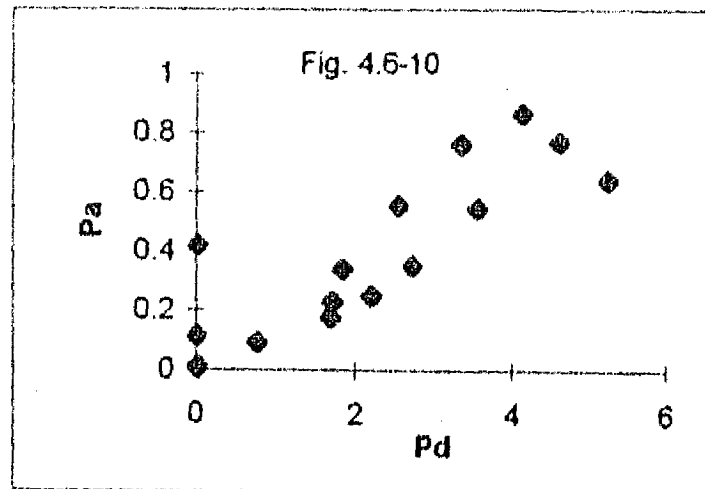
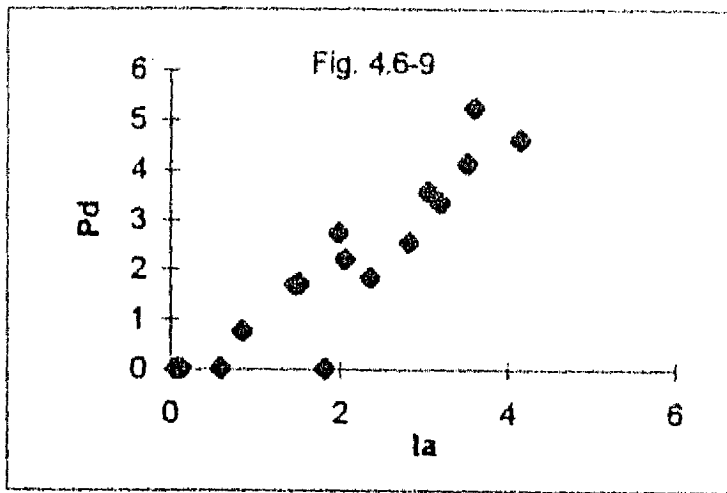


Fig. 4.6 Relaciones entre intensidades sísmicas estudiadas (Cont. 1)

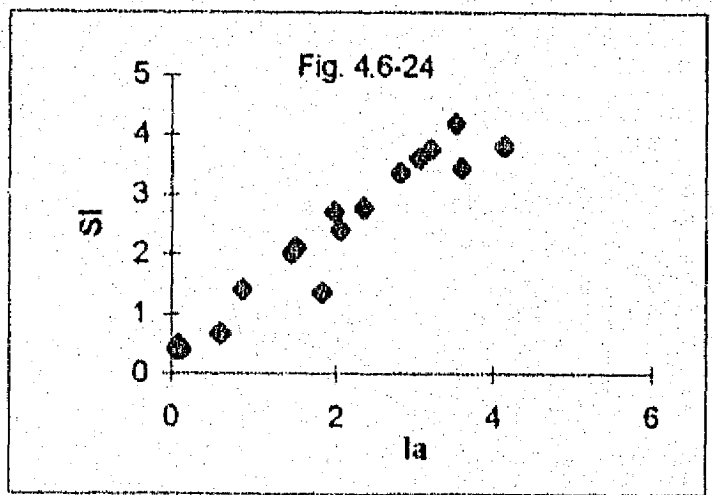
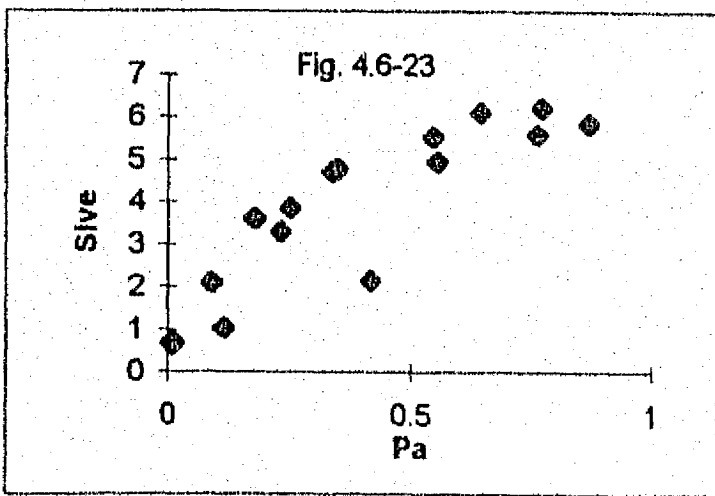
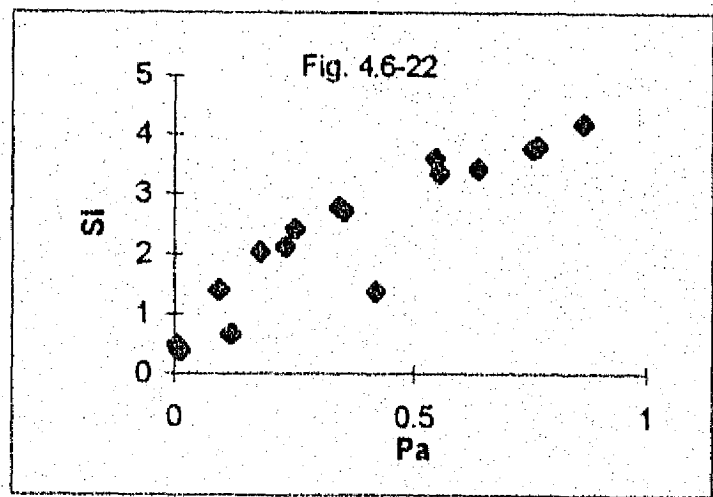
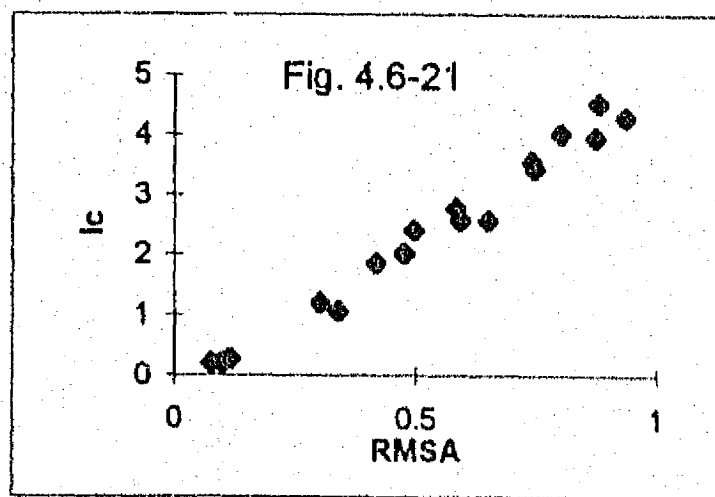
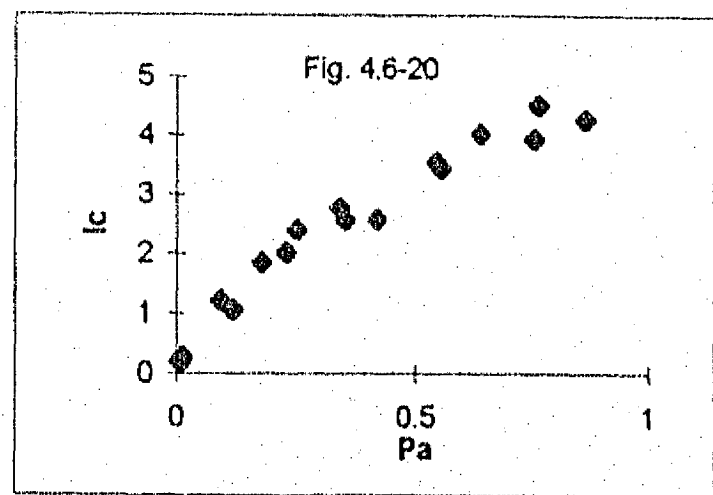
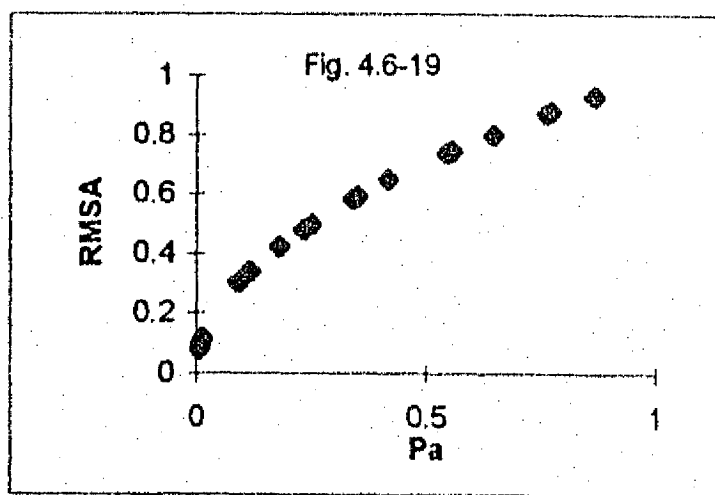
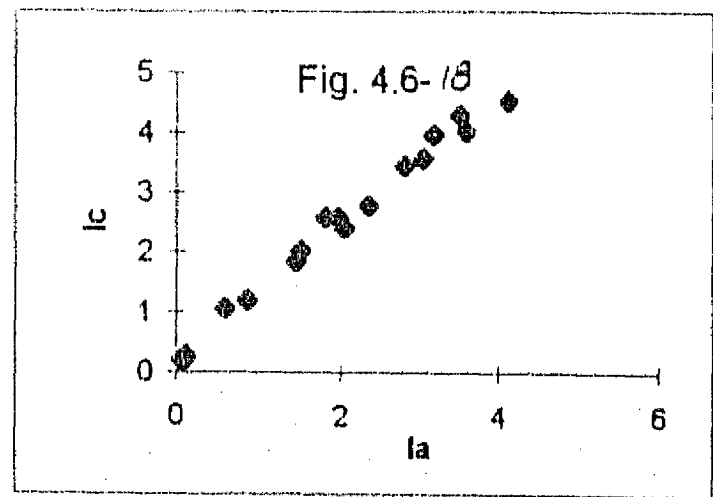
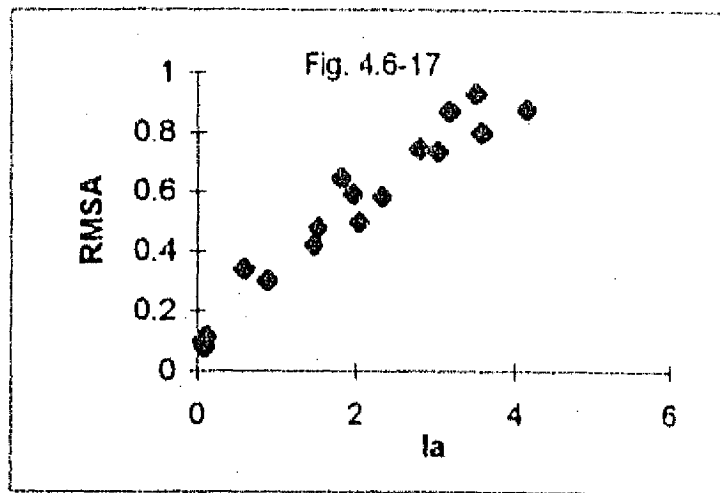


Fig. 4.6 Relaciones entre intensidades sísmicas estudiadas (Cont. 2)

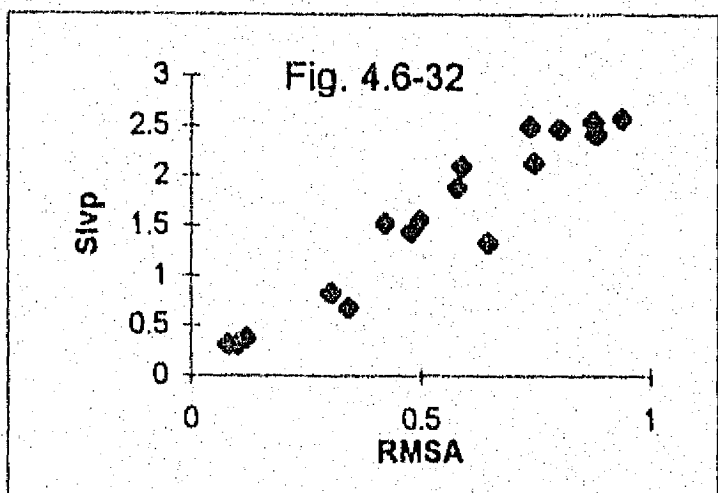
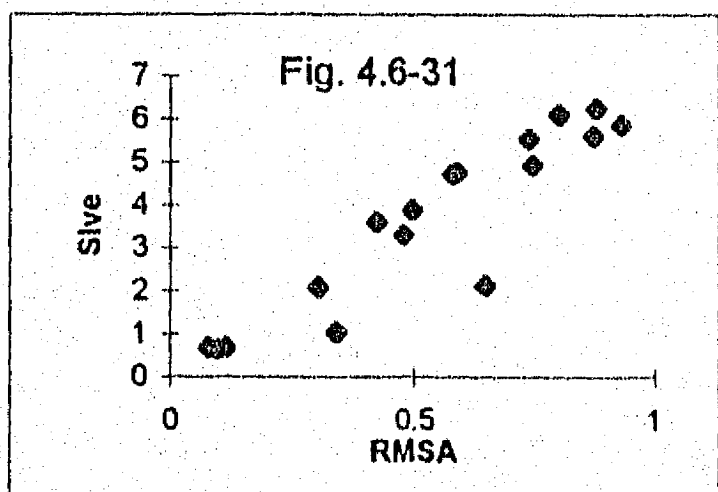
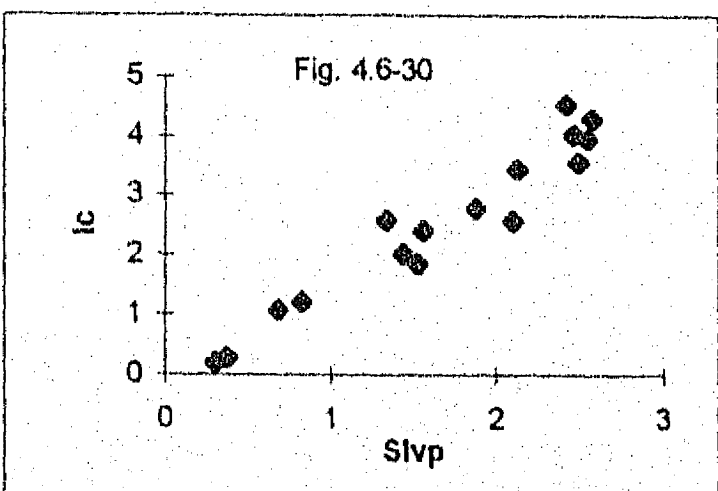
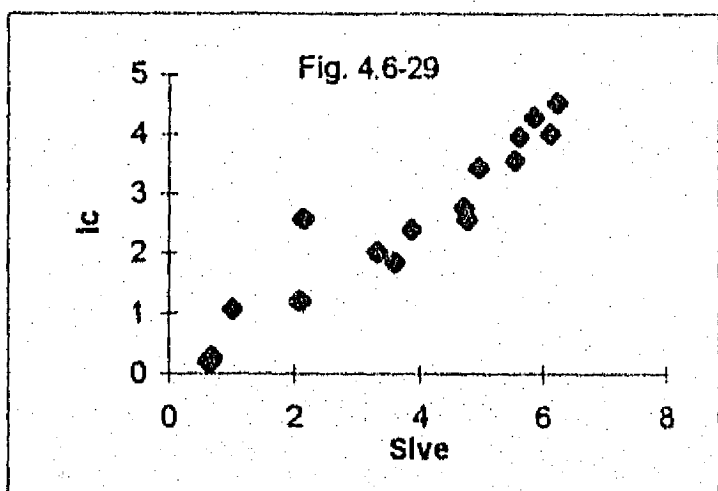
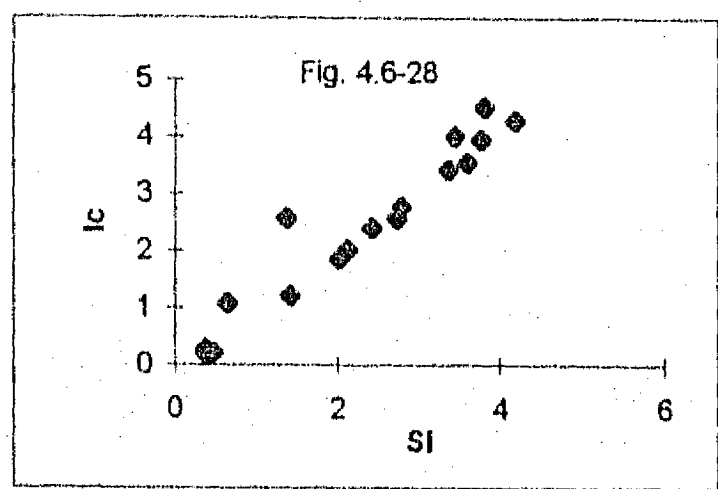
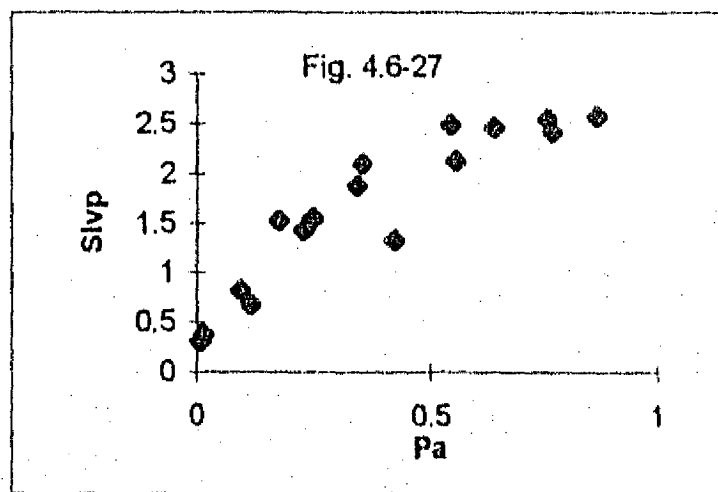
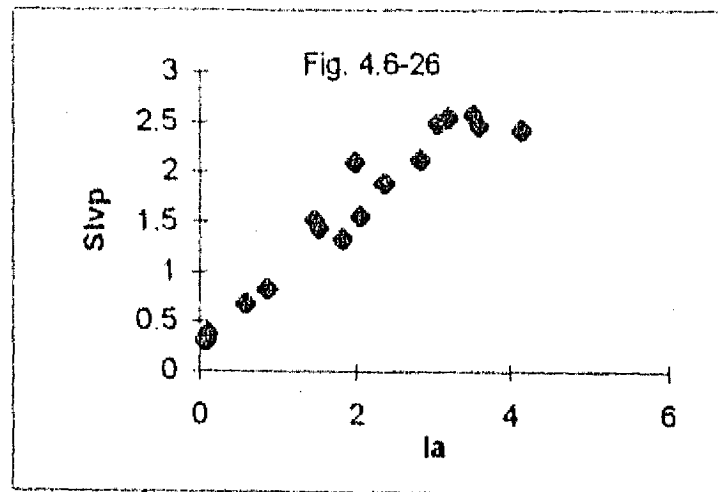
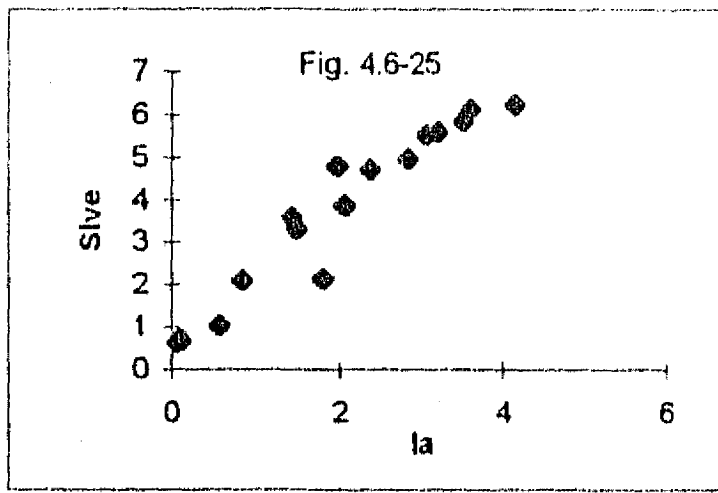


Fig. 4.6 Relaciones entre intensidades sísmicas estudiadas (Cont. 3)

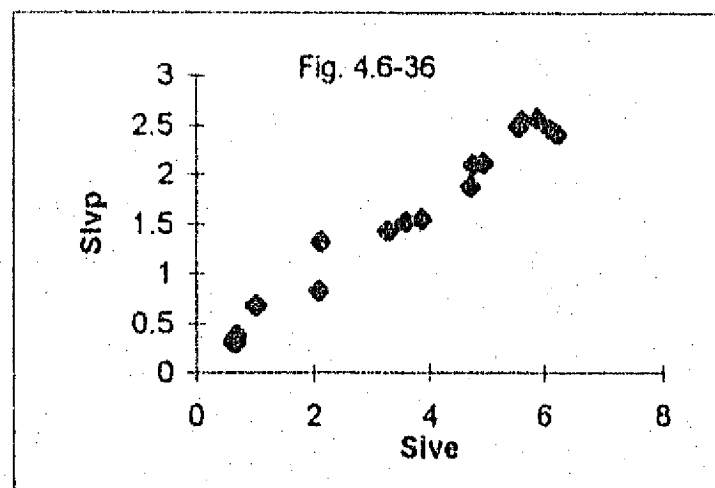
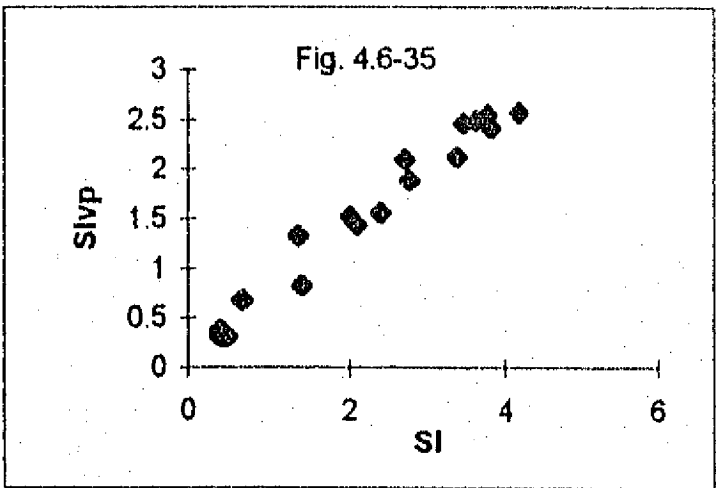
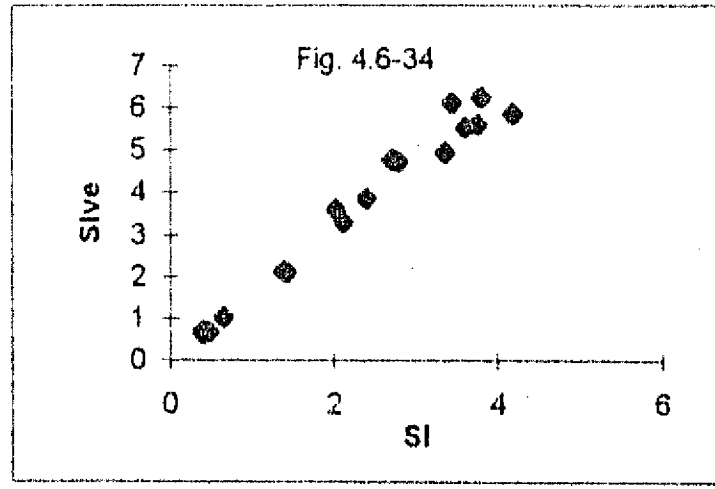
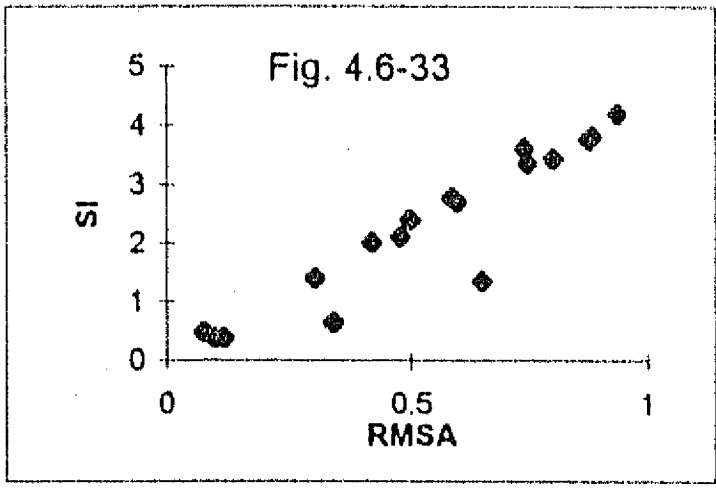


Fig. 4.6 Relaciones entre intensidades sísmicas (Cont. 4)

## CAPITULO V

### SIMULACION NUMERICA DEL DAÑO ESTRUCTURAL

Para cumplir los objetivos de la investigación, se llevan a cabo simulaciones numéricas de daño estructural, mediante análisis dinámicos no lineales de estructuras seleccionadas sometidas excitaciones sísmicas dadas. En este capítulo, se describen los edificios, la herramienta del análisis dinámico no lineal, las hipótesis y los parámetros de respuesta empleados en esta investigación.

#### V-1. DESCRIPCION DE ESTRUCTURAS TIPICAS SELECCIONADAS

En este trabajo, se estudian estructuras de edificios de concreto reforzado, ubicados en la zona de lago de la ciudad de México, ya que los edificios en esta zona fueron los que experimentaron el más severo daño durante los terremotos ocurridos en 1985. Idealmente en un estudio de esta naturaleza, se deben seleccionar estructuras características con información y datos confiables sobre su diseño, la calidad de construcción, utilización y daño experimentado bajo terremotos anteriores. Desafortunadamente, no es fácil conseguir datos y detalles de edificios existentes. Así pues, en esta investigación se consideran también edificios diseñados para resistir las fuerzas sísmicas presentes en el reglamento vigente. En el presente estudio, se analizan un edificio real, dañado durante el sismo de Michoacán en 1985, y tres edificios diseñados de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias, 1987, (RDF 87), descritos a continuación.

### V-1.1 Edificio STC

El edificio que alojaba las oficinas administrativas del Sistema de Transporte Colectivo (STC), contaba con 10 niveles y un sótano. Era una estructura de concreto reforzado típico y regular en planta y en elevación, como se muestra en la Fig. 5.1. En la dirección longitudinal (E-O) la estructura estaba constituida por cuatro marcos momento-resistentes bastante robustos y con claros considerables. Mientras que en la dirección transversal (N-S) tenía cinco marcos. En esta dirección, la resistencia a carga lateral en los marcos extremos estaba proporcionada esencialmente por cuatro muros de concreto de 45 cm espesor. El edificio había sido diseñado con base en el Reglamento del DF de 1966 para un coeficiente sísmico de 0.078 en dirección longitudinal y 0.104 en la transversal, y se construyó alrededor de 1971 en la zona de lago (suelos compresibles) de la ciudad de México. Sus propiedades, características y los daños que sufrió durante el terremoto de México en 1985 han sido descritos por Meli y López, 1986, Meli, 1992, y Villaverde, 1989. El daño en el edificio estuvo caracterizado por la evidencia de articulaciones plásticas por flexión en los extremos de las vigas de los marcos en la dirección longitudinal entre los pisos uno y seis en los que se aprecia el aplastamiento del concreto tanto en el lecho superior como en el inferior de trabes y el pandeo de algunas barras en el lecho inferior de las mismas (véase Fig. 5.2). Los daños también atribuibles al efecto sísmico en la dirección longitudinal, fueron diversas grietas diagonales de poco espesor en algunas columnas y en uniones viga-columna, así como la formación de articulaciones plásticas en las bases de las columnas de la planta baja. En la dirección transversal no se encontró daño alguno que fuera atribuible al efecto sísmico. Nótese que debido a la acción de los muros de cortante, el comportamiento de este edificio ante fuerzas laterales es esencialmente en dos dimensiones y por consiguiente, se puede analizar adecuadamente con la modelación de estructura bidimensional (Villaverde, 1989). Por lo tanto, en esta tesis se selecciona un marco interior en la dirección longitudinal del edificio STC, eje 2, para realizar su análisis. En la Tabla 5.1, se muestran las características de las vigas y las columnas de este marco. En los análisis, se tomaron las propiedades nominales de los materiales. Para el concreto, una resistencia a compresión,  $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ ;



módulo de elasticidad,  $E_c = 150000 \text{ kg/cm}^2$ , y para el acero de refuerzo, un esfuerzo de nominal fluencia  $f_{sy} = 4000 \text{ kg/cm}^2$  (Villaverde, 1989).

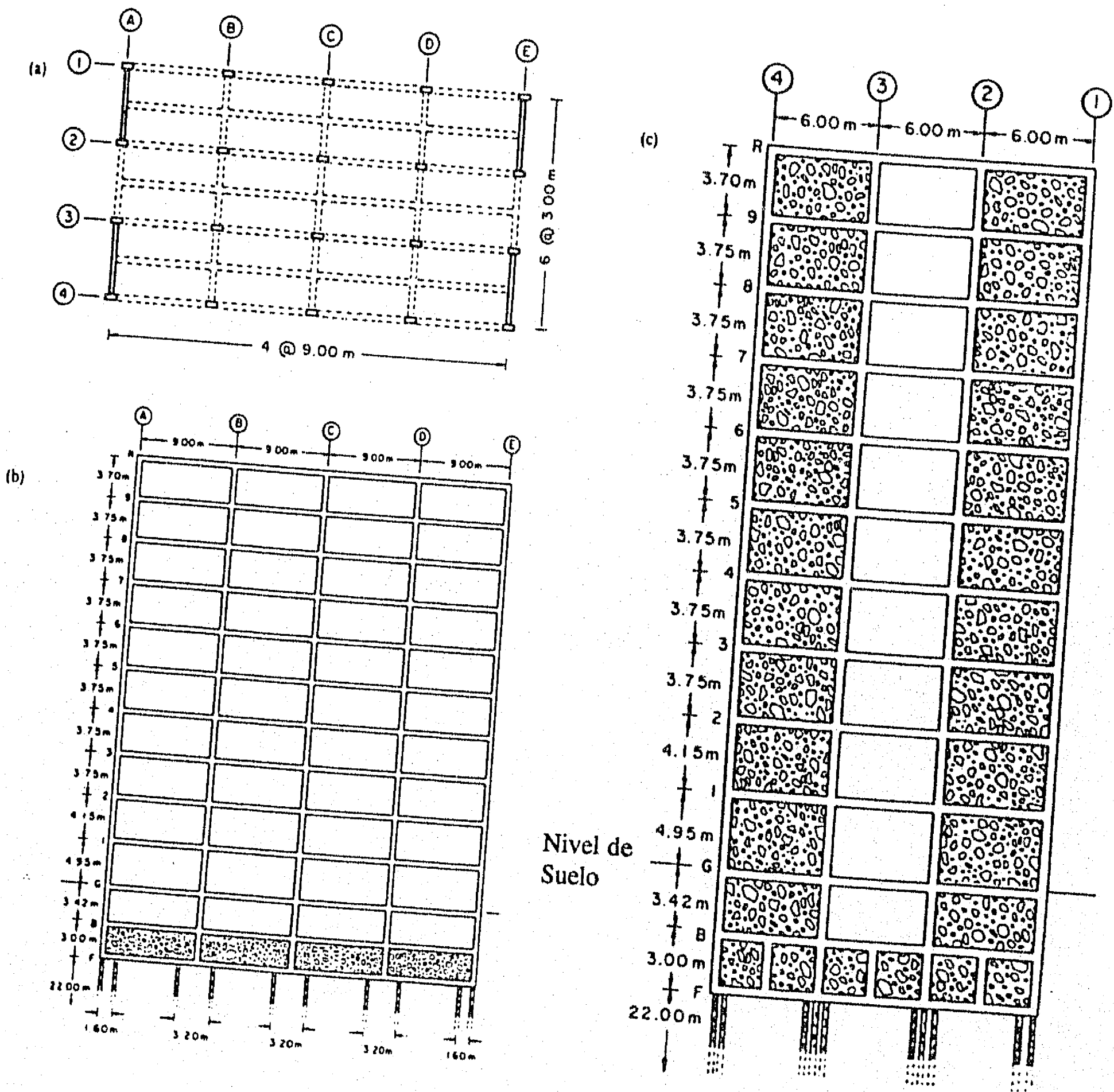


Fig. 5.1 Planta y elevaciones del edificio STC

**FALTA PAGINA**

No. 91

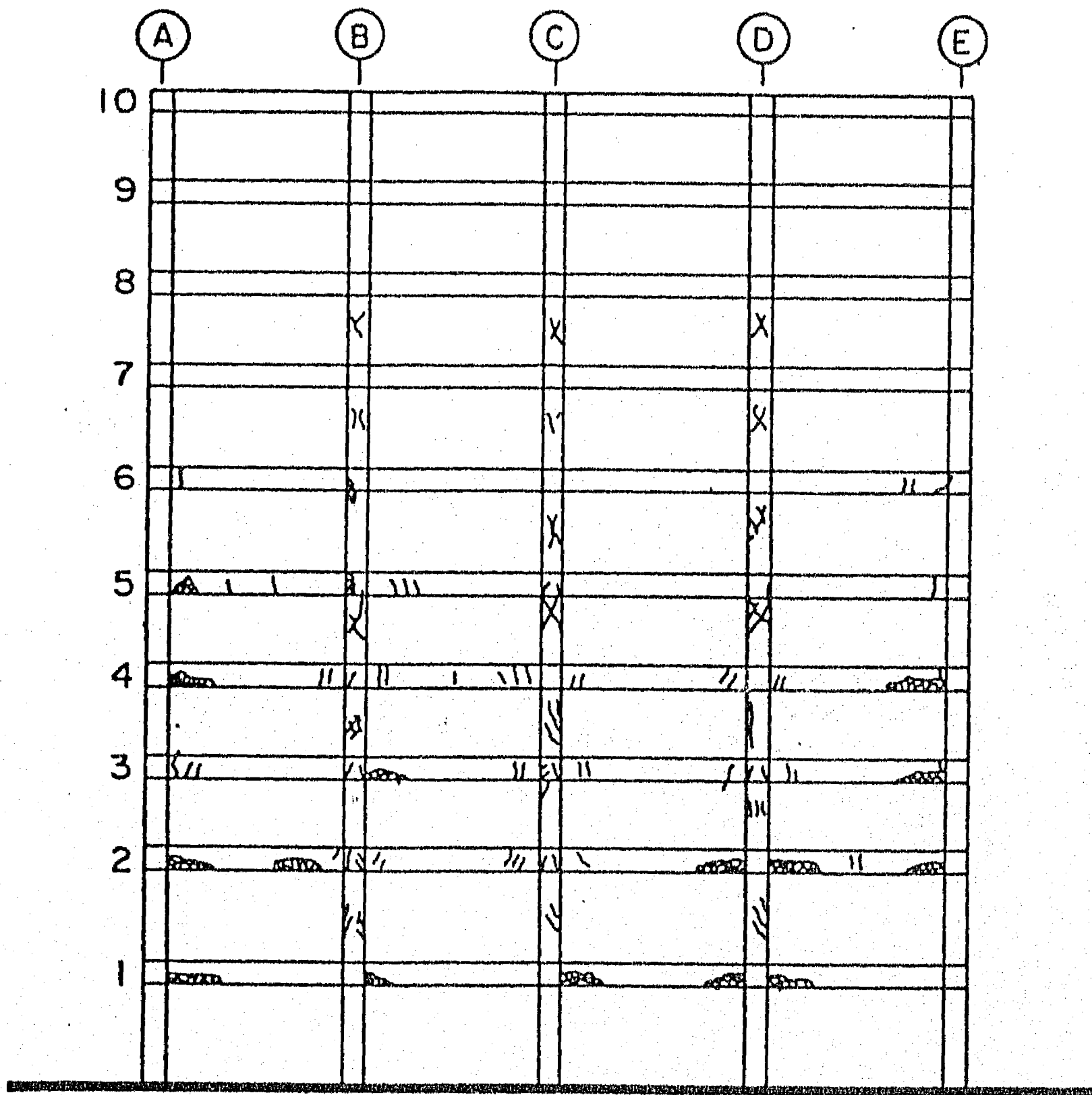


Fig. 5.2 Daño del edificio STC observado, marco eje 2, sismo de Michoacán, 1985  
(Meli y López, 1986)

### V-1.2 Edificios Diseñados

Para la simulación numérica de daño bajo excitaciones sísmicas dadas se seleccionan tres modelos de edificios adicionales (Luaces, 1995). Los tres modelos de edificios, con características usuales para estructuras urbanas, fueron diseñados de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias, 1987, (RDF 87).

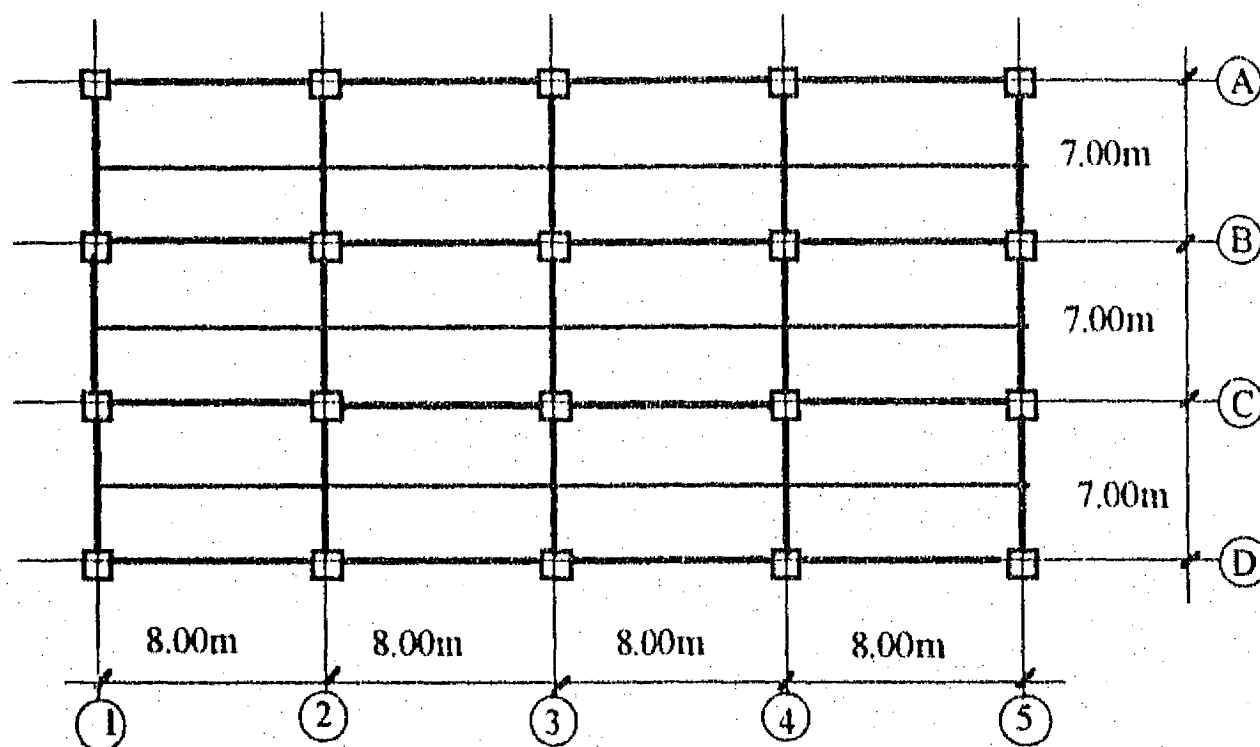


Fig. 5.3 Planta típica para los tres modelos de edificios diseñados

Los edificios fueron catalogados como tipo B (oficinas), con 4, 8 y 12 niveles, respectivamente, con una distribución regular en planta la cual se escogió igual para los tres prototipos. La planta tipo cuenta con tres crujías de  $7.0\text{ m}$  en el sentido transversal y cuatro crujías de  $8.0\text{ m}$  en el sentido longitudinal, al centro de cada crujía de  $7.0\text{ m}$  se dispusieron trabes secundarias. La planta típica para los tres modelos se presenta en la Fig. 5.3. La altura de entrepiso se tomó de  $3.3\text{ m}$  en todos los casos. Se supuso que los edificios estaban ubicados en la Zona III (zona del lago), aceptándose un factor de ductilidad  $Q = 4$  en ambos sentidos. Se empleó un coeficiente sísmico de  $0.1$  en el diseño para los tres edificios. En esta tesis, se seleccionó un marco interior en la dirección longitudinal, eje B, para realizar los

análisis. En las Tablas 5.2, 5.3 y 5.4 se presentan los datos de las vigas y las columnas de los marcos diseñados, respectivamente. Las propiedades nominales de los materiales que se emplearon en el diseño de los marcos estudiados (Lauces, 1995) se describen a continuación:

Resistencia a compresión,  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 Módulo de elasticidad,  $E_c = 221360 \text{ kg/cm}^2$   
 Esfuerzo de nominal fluencia,  $f_{sy} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 5.1 Lista de las vigas y columnas del edificio STC

Piso	Columna		Viga				
	Exterior	Interior	Eje A	Eje B	Eje C	Eje D	Eje E
1	90x50 cm	90x50 cm	90x40 cm	90x40 cm	90x40 cm	90x40 cm	90x40 cm
2	8#8+4#6	12#10+4#8	8#8	8#8	8#8+1#6	8#8	8#8
3		80x50 cm	3#8+2#6	3#8+2#6	3#8+2#6	3#8+2#6	3#8+2#6
4		12#10+4#8	90x40 cm	90x40 cm	90x40 cm	90x40 cm	90x40 cm
5		70x50 cm	6#8	6#8	6#8+1#6	6#8	6#8
6		8#8+4#6	3#8+2#6	3#8+1#6	3#8+1#6	3#8+1#6	3#8+2#6
7		60x50 cm	90x40 cm	90x40 cm	90x40 cm	90x40 cm	90x40 cm
8		6#8+2#8	5#8	5#8	5#8	5#8	5#8
9			2#8+1#6	2#8+1#6	2#8+1#6	2#8+1#6	2#8+1#6
10							

Tabla 5.2 Lista de las vigas y las columnas del marco de eje B, edificio de 4 pisos

Piso	Vigas 70x30 cm		Columnas 70x70 cm	
	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Ejes 1 y 5	Ejes 2, 3 y 4
1	2#8	3#8+1#6	4#8+8#6 p=0.0105	12#8 p=0.0148
2				
3	2#6+1#5	3#8		
4	2#6	2#8		

Tabla 5.3 Lista de las vigas y las columnas del marco de eje B, edificio de 8 pisos

Piso	Vigas 80x40 cm		Columnas 80x80 cm
	Ref. Pos.	Ref. Neg.	
1	3#8	6#8	12#10 p=0.017
2			
3			
4			
5	2#8+1#6	5#8	8#8+4#10 p=0.012
6			
7	3#6	3#8	
8	3#6	2#8	

Tabla 5.4 Lista de las vigas y las columnas del marco de eje B, edificio de 12 pisos

Piso	Vigas 100x40 cm		Columnas 100x 100 cm	
	Ref. Pos.	Ref. Neg.	Ejes 1 y 5	Ejes 2, 3 y 4
1	4#8	8#8	20#10 p=0.018	12#8+8#10 p=0.014
2				
3				
4				
5				
6				
7	3#8	6#8	20#8 p=0.011	
8				
9	2#8+1#4	4#8+1#5	20#8 p=0.011	
10				
11	2#8	3#8		
12				

## V-2 HERRAMIENTA DE ANALISIS

A partir de evaluación y calibración de los programas de cómputo disponibles para el análisis dinámico no lineal de estructuras (véase Capítulo II), y debido a sus características anteriormente mencionadas, se seleccionó el programa CANNY-E como la herramienta de evaluación de respuesta y daño estructural en edificios de concreto reforzado. A

continuación se presentan las características principales de este programa los cuales se emplean en esta investigación.

### V-2.1 Modelo de Comportamiento Histerético Desarrollado en CANNY-E

Dentro de los distintos 17 modelos de comportamiento histerético en el programa CANNY, se incluye un modelo desarrollado recientemente, basado en el modelo usado en el programa IDARC. El autor ha participado con el autor original de CANNY-C (Li, 1993) en el desarrollo del modelo y en su implantación y verificación en la nueva versión del programa CANNY-E. A continuación, se presenta el esquema del modelo, que fue usado como un modelo básico en esta tesis.

Este modelo histerético presenta una variedad de propiedades histeréticas obtenidas de la combinación de una curva de envolvente trilineal y siete parámetros de control con los que se pueden reproducir la degradación de rigidez, deterioro de resistencia y comportamiento del estrechamiento de los ciclos por cortante y adherencia.

Este modelo representa:

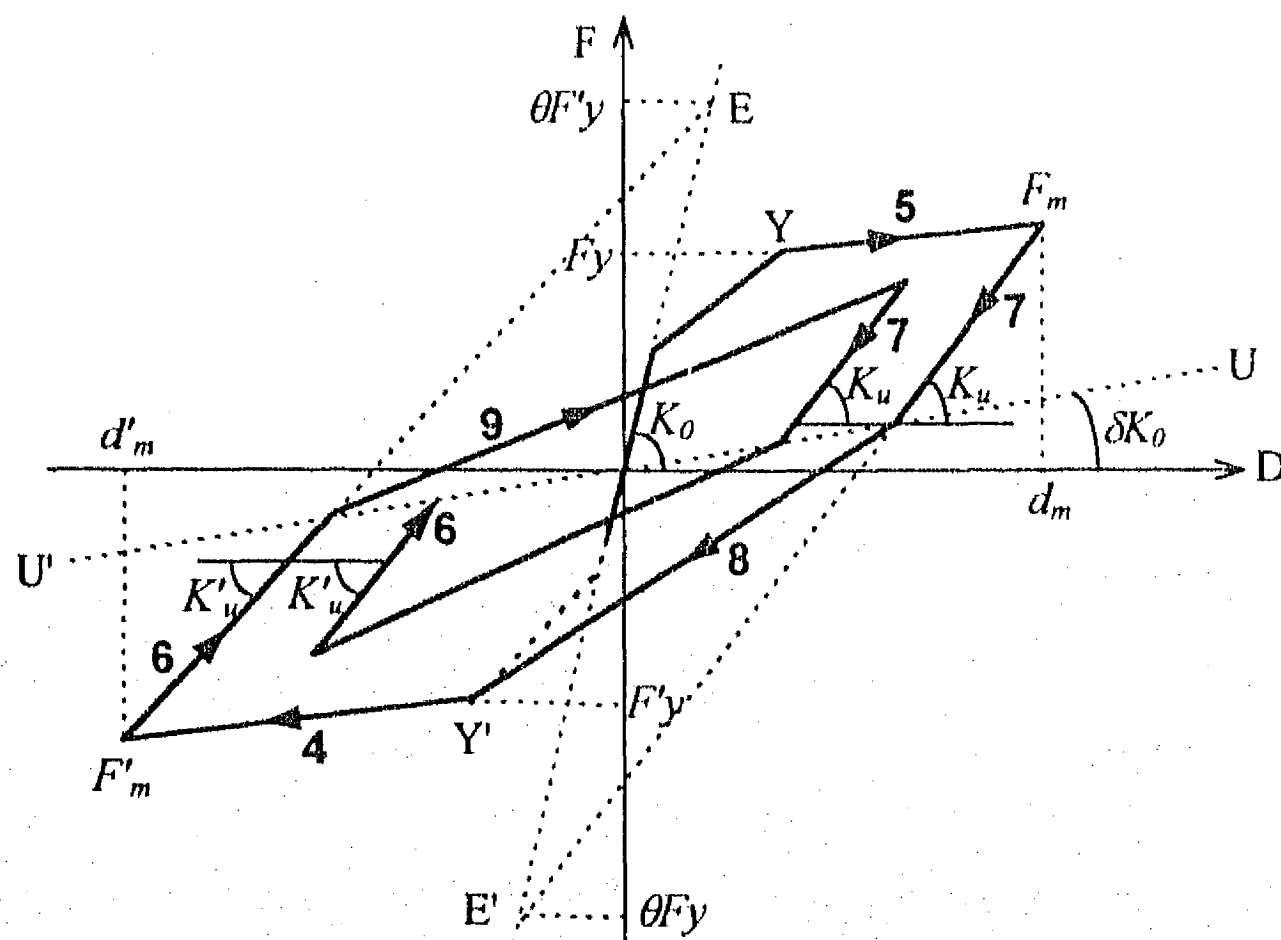
1) Degradación de rigidez. La descarga después de un nuevo pico de desplazamiento se dirige a un punto objetivo como se muestra en la Fig. 5.4a. La rigidez instantánea de las

ramas de descarga esta dada por  $K_u = \frac{\theta F_y + F_m}{\theta F_y / K_0 + d_m}$  en el lado positivo, y por

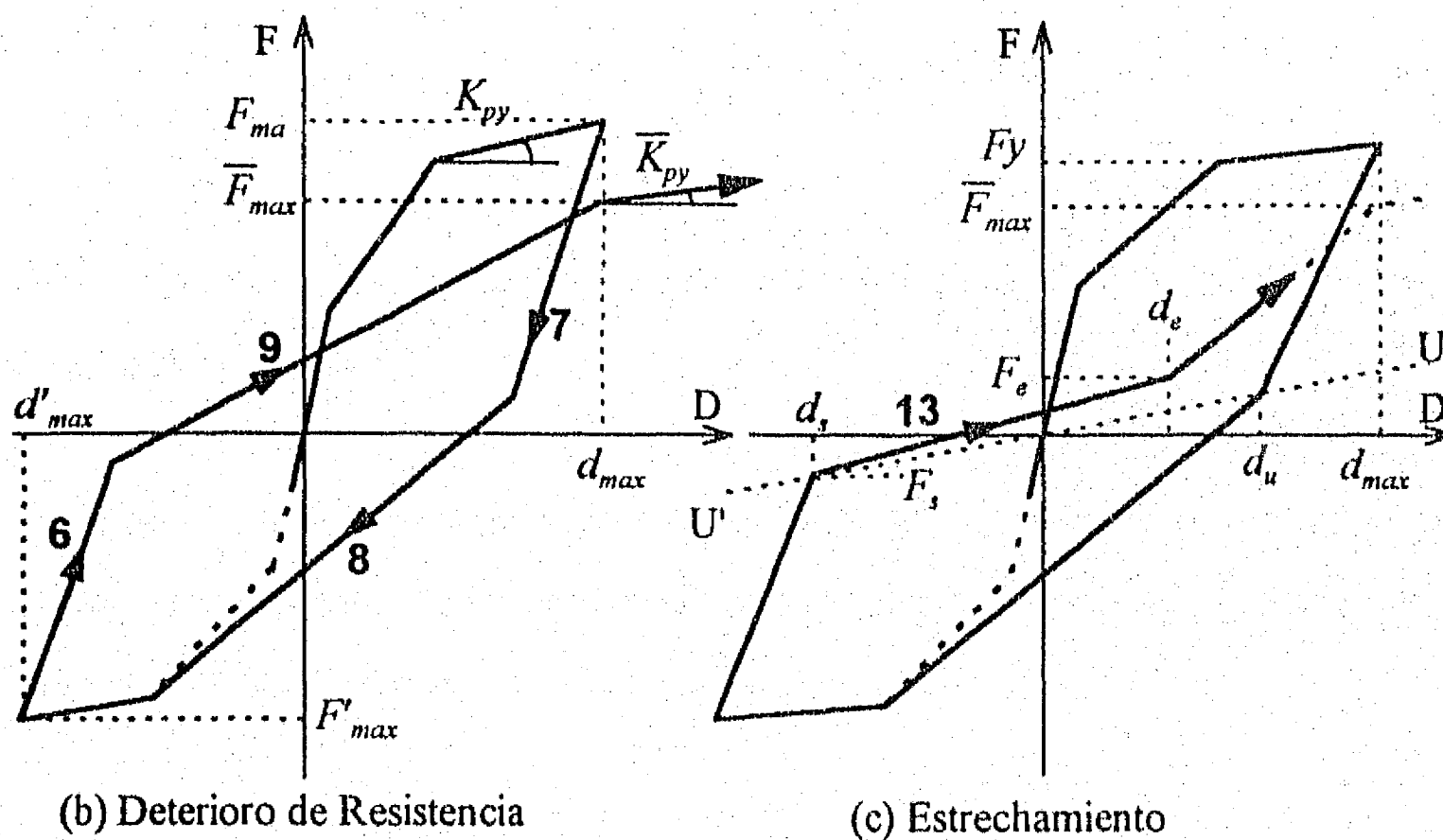
$K'_u = \frac{\theta F'_y + F'_m}{\theta F'_y / K_0 + d'_m}$  en el lado negativo, donde el parámetro  $\theta \geq 1.0$ .  $F_m, d_m$  y

$F'_m, d'_m$  son los puntos iniciales de descarga. Las rigideces de descarga  $K_u$  y  $K'_u$  no cambian hasta alcanzar un nuevo pico de desplazamiento. La rama de descarga inicial en cada ciclo termina en un eje inclinado  $UU'$ , a partir de donde se inician las ramas de recarga o de

deslizamiento. El gradiente de  $UU'$  es igual a  $\delta K_o$ . El coeficiente  $\delta$  toma valores pequeños entre 0 y 0.05.



(a) Degradación de Rigidez de Descarga



(b) Deterioro de Resistencia

(c) Estrechamiento

Fig. 5.4 CANNY Modelo Histerético



2) Deterioro de resistencia. El modelo puede representar el deterioro de resistencia al dirigir la recarga hacia a un nivel de resistencia reducido  $\bar{F}_{max}$  en el mismo desplazamiento correspondiente a la resistencia pico anterior  $F_{max}$ , como se muestra en la Fig. 5.4b.  $\bar{F}_{max}$  se calcula considerando la ductilidad alcanzada y la energía disipada, como sigue:

$$\bar{F}_{max}(i+1) = F_{max}(i) \left( 1 - \lambda_e \frac{E_h}{F_y d_{max} + F'_y d'_{max}} - \lambda_u \left( 1 - \frac{1}{u} \right) \right), \quad \bar{F}_{max} \geq 0.1 F_{max} \quad (5.1)$$

donde,  $E_h$  es la energía disipada.  $F_m$  y  $d_m$  son la resistencia a la fluencia y el desplazamiento máximo en el lado positivo, respectivamente y  $F'_m, d'_m$ , los correspondientes en el lado negativo.  $U$  es la ductilidad ( $U = d_{max} / d_y$  y  $U \geq 1$ ).  $\lambda_e$  y  $\lambda_u$  son parámetros de control que pueden tomar valores entre 0 y 1. Por ejemplo si se supone  $\lambda_e = 0$ , y  $\lambda_u = 0.5$ , entonces  $\bar{F}_{max} = 0.67 F_{max}$  con  $U = 3$ .

El parámetro  $\lambda_3$  toma un valor entre 0 y 1.0 y se usa para reducir la rigidez de posfluencia en la forma siguiente; Fig. 5.4b:

$$\bar{K}_{py} = K_{py} \left( 1 - \lambda_3 \left( 1 - \frac{1}{u} \right) \right), \quad \bar{K}_{py} \geq 0.01 K_{py} \quad (5.2)$$

donde  $K_{py}$  es la rigidez de posfluencia de la curva inicial,  $\bar{K}_{py}$  es la nueva rigidez de posfluencia posterior.

3) Comportamiento de estrechamiento. Este fenómeno causado por la apertura y cerrado de grietas se simula como se muestra en la Fig. 5.4c. El punto meta  $(F_e, d_e)$  para controlar las ramas de deslizamiento se determina como sigue:

$$\begin{aligned} d_e &= \varepsilon \cdot d_u \\ F_e &= \lambda_s \cdot F_y \geq \delta \cdot K_0 \cdot d_e \end{aligned} \quad (5.3)$$

cuando la condición  $(F_e - F_s)/(d_e - d_s) \geq (\bar{F}_{max} - F_s)/(d_{max} - d_s)$  sucede, no existe este caso.

Este modelo es similar al modelo empleado en el programa IDARC 3.0. Sin embargo, se tomaron con dos modificaciones para representar el comportamiento de elementos de concreto reforzado en una forma mejor:

a) Para representar el deterioro de resistencia, en el IDARC 3.0, se determina la resistencia reducido como

$$\bar{F}_{max} = F_{max} \left( 1 - \beta_e \frac{E_h}{F_y d_y} - \beta_d u \right) \quad (5.4)$$

donde, el segundo término en la paréntesis es factor relacionado con la energía disipada que no es capaz de tratar una sección no simétrica con diferentes deformaciones y resistencias de fluencia en los dos lados de positivo y negativo; el tercer término es factor relacionado con la ductilidad (deformación máxima) que se toma en cuenta demasiado el efecto de la ductilidad en el caso de una gran deformación. Sin embargo, en el segundo término en la paréntesis de la ecuación 5.1, se considera el caso de una sección no simétrica; y el tercer término se reduce el efecto de la ductilidad en el caso de una gran deformación. En la Fig. 5.5a, se muestra la diferencia entre efectos de la ductilidad para los dos modelos mencionados.

b) Para representar el efecto de estrechamiento, en el IDARC 3.0, la rama de deslizamiento se termina al alcanzar la deformación de agrietamiento, como mostrando en la Fig. 5.5b. Sin embargo, en el CANNY, el punto de término de la rama de deslizamiento es variable, controlado por el factor  $\varepsilon$ . Esto hace el modelo más flexible para representar el efecto de estrechamiento.

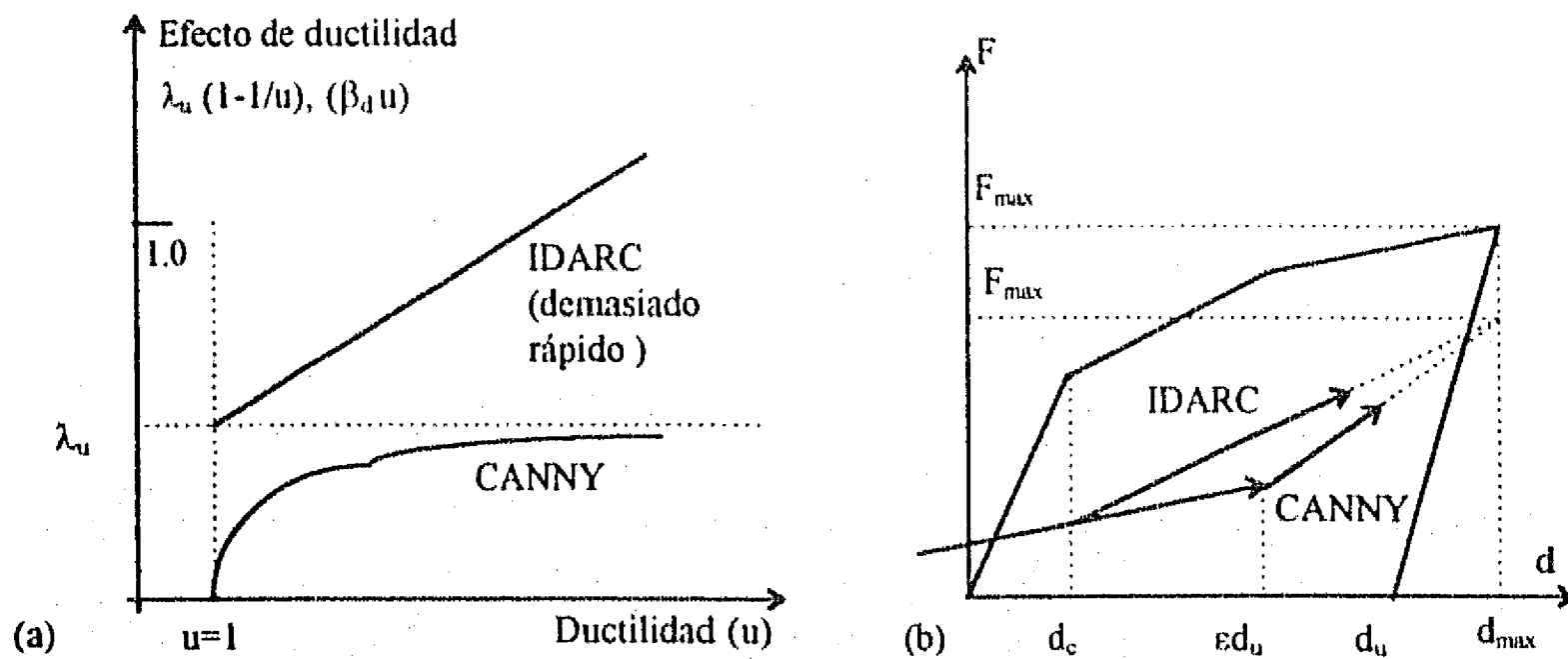


Fig. 5.5 Comparación entre modelos de IDARC y CANNY

### V-2.2 Efecto P-Delta

En CANNY-E, se puede considerar el efecto P-Delta, es decir, el efecto de cargas de gravedad en el cortante entrepiso y el momento de volteo por vía del desplazamiento lateral de entrepiso.

#### 1. Efecto P-Delta a Nivel de Elementos Individuales

El cortante equivalente adicional en el elemento vertical producido por el efecto P-Delta es (Fig. 5.6),

$$\Delta Q' = \frac{\Delta N \cdot (d_{y2} - d_{y1})}{h} \quad (5.5)$$

donde,  $(d_{y2}-d_{y1})$  es el desplazamiento relativo del elemento y  $\Delta N$  es la variación de carga axial del elemento vertical la cual para el estado inicial (el primer paso del análisis) debe tomar la carga axial inicial del elemento;

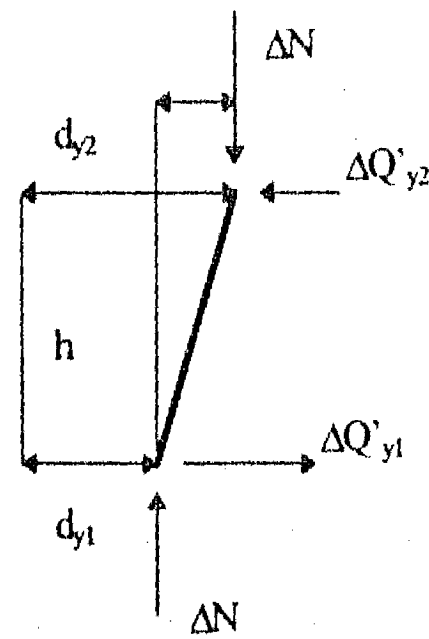


Fig. 5.6 Efecto P-Delta a nivel de elementos individuales

Según la condición del equilibrio, las fuerzas laterales en los extremos del elemento son  $\Delta Q'_{y1} = \Delta Q'$  y  $\Delta Q'_{y2} = -\Delta Q'$ , que expresan por una forma matricial,

$$\begin{bmatrix} -\Delta N/h & \Delta N/h \\ \Delta N/h & -\Delta N/h \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_{y1} \\ d_{y2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta Q'_{y1} \\ \Delta Q'_{y2} \end{Bmatrix} \quad (5.6)$$

Al considerar los efectos P-Delta separados en las dos direcciones laterales  $X$  e  $Y$ , se puede extender la ecuación 5.6. para incluir los componentes en las dos direcciones como sigue,

$$\begin{bmatrix} \Delta N/h & \Delta N/h & 0 & 0 \\ \Delta N/h & \Delta N/h & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \Delta N/h & \Delta N/h \\ 0 & 0 & \Delta N/h & \Delta N/h \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_{y1} \\ d_{y2} \\ d_{x1} \\ d_{x2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta Q'_{y1} \\ \Delta Q'_{y2} \\ \Delta Q'_{x1} \\ \Delta Q'_{x2} \end{Bmatrix} \quad (5.7)$$

La primera matriz en la ecuación 5.7, es la matriz de rigidez geométrica la cual se puede adicionar a la matriz de rigidez del elemento, y luego formar la matriz de rigidez global de la estructura.

### 2. Efecto P-Delta a Nivel de Entrepiso

Generalmente, se considera el efecto P-Delta al nivel de elementos individuales. Sin embargo, si se toma la hipótesis de losa rígida y se ignora el efecto de torsión en estructuras regulares y el efecto de variación de fuerzas axiales en las columnas, el programa CANNY-E cuenta con un método relativamente sencillo para calcular este efecto a nivel de entrepiso que se toma en cuenta aproximadamente cargas laterales equivalentes impuesto en el punto central de gravedad de cada piso. De la Fig. 5.7a, el cortante entrepiso equivalente adicional en el piso  $i-1$ , producido por el efecto P-Delta es

$$Q_{i-1} = \frac{P_i \cdot (X_i - X_{i-1})}{h_{i-1}} \quad (5.8)$$

donde, la carga de gravedad  $P_i$  en el piso  $i-1$  es la suma de peso total en el piso  $i$  y los pisos arribas,  $h_{i-1}$  es la altura de entrepiso,  $(X_i - X_{i-1})$  es el desplazamiento de entrepiso. Según la relación de equilibrio de las fuerzas horizontales en el piso  $i$  (Fig. 5.7b), la carga lateral ficticia actuada en el piso  $i$ ,  $F_i$ , es,

$$\begin{aligned} F_i &= Q_{i-1} - Q_i & (5.9) \\ &= \frac{P_i(X_i - X_{i-1})}{h_{i-1}} - \frac{P_{i+1}(X_{i+1} - X_i)}{h_i} \\ &= -\frac{P_i}{h_{i-1}} \cdot X_{i-1} + \left( \frac{P_i}{h_{i-1}} + \frac{P_{i+1}}{h_i} \right) \cdot X_i - \frac{P_{i+1}}{h_i} \cdot X_{i+1} \end{aligned}$$

El vector  $\{F'\}$ , formado por las cargas laterales ficticias en los todos pisos se puede escribir en una forma de matriz como,

$$\{F'\} = [K_p] \{X\} \quad (5.10)$$

donde,  $[K_p]$  es una matriz tridiagonal, su elemento diagonal principal en la  $i$ -ésima fila es

$$\left( \frac{P_i}{h_{i-1}} + \frac{P_{i+1}}{h_i} \right), \text{ el elemento a la izquierda es } -\frac{P_i}{h_{i-1}}, \text{ el elemento a la derecha } -\frac{P_i}{h_{i-1}}, \text{ y}$$

$\{X\}$  es el vector de desplazamientos de entrepiso.

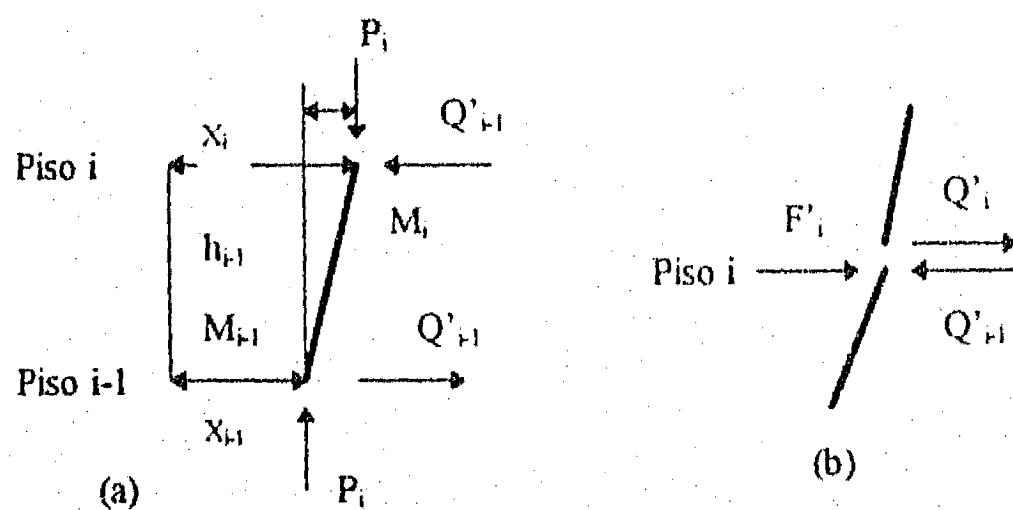


Fig. 5.7 Efecto P-Delta a nivel de entrepiso

La estructura debe resistir las cargas totales, i.e.,

$$\begin{aligned} \{F\} + \{F'\} &= [K] \{X\} \\ \{F\} + [K_p] \{X\} &= [K] \{X\} \\ \{F\} &= ([K] - [K_p]) \{X\} \end{aligned} \quad (5.11)$$

donde,  $[K]$  es la matriz de rigidez estructural,  $[K_p]$  es la matriz de rigidez geométrica y  $\{F\}$  es el vector de cargas sísmicas correspondientes.

### V-3 HIPOTESIS EMPLEADOS EN EL ANALISIS

Para llevar a cabo los análisis no lineales en esta investigación, se usa el esquema de macro-modelado (véase Capítulo II). Para simplificar el análisis dinámico no lineal y la evaluación de daño estructural en edificios de concreto reforzado, es necesario e importante realizar idealizaciones adecuadas. En esta investigación se establecen algunas hipótesis básicas, las cuales se listan a continuación:

- (1) Debido a que los edificios en estudio son estructuras simétricas a base de marcos regulares en planta y en elevación, el acoplamiento entre los marcos en la misma dirección y el efecto de torsión en la estructura es despreciable. Por consiguiente, se puede tomar un marco plano interior para evaluar la respuesta de estructuras bajo una componente horizontal de excitación sísmica dentro del mismo plano. Es decir, se realiza un análisis bidimensional.
- (2) En la idealización de la estructura bidimensional, las vigas y columnas se tratan como elementos lineales sin masa, sometidos a flexiones en el plano del marco. Los nudos, uniones de viga-columna se conectan en zonas rígidas con vigas y columnas. Los apoyos de columnas se conectan rigidamente con la cimentación.
- (3) Las masas de los elementos se concentran en los nudos. En la respuesta dinámica solamente se toman en cuenta las fuerzas sísmicas horizontales.
- (4) Cada nudo puede tener tres grados de libertad, dos de desplazamientos y uno de rotación. Sin embargo, al considerarse a losa infinitamente rígida, hace que los nudos en un mismo nivel del edificio tengan un grado de libertad lateral común.
- (5) Se supone que la estructura en su estado inicial antes de ser sujeta a sismo, no tiene deterioro de propiedades por otra causas. Se considera que durante la respuesta sísmica,

antes del colapso, la estructura sufre deformaciones pequeñas, i.e., la geometría inicial se conserva.

(6) Para las propiedades de los materiales y las medidas de las secciones se toman los valores nominales.

(7) Se desprecian efectos de la variación de las fuerzas axiales en la columnas y las deformaciones plásticas por cortante. Generalmente se considera el efecto P-Delta al menos de que se diga lo contrario.

(8) Se emplea una matriz de amortiguamiento viscoso del tipo de Rayleigh  $[C_T]$ . La matriz representa por una combinación lineal de la matriz de masa  $[M]$  y la matriz de rigidez inicial  $[K_i]$ , el factor de amortiguamiento se toma igual al 5 % del amortiguamiento crítico para los modos de vibración considerados.

$$[C_T] = \alpha[M] + \beta[K_T] \quad (5.12)$$

$$\alpha = \frac{4\pi(T_j \xi_j - T_i \xi_i)}{T_j^2 - T_i^2} \quad (5.13)$$

$$\beta = \frac{T_j T_i (T_j \xi_j - T_i \xi_i)}{T_j^2 - T_i^2} \quad (5.14)$$

donde,  $\alpha$  y  $\beta$  son constantes,  $T_i$  es periodo del modo  $i$  y  $\xi_i$  es factor de amortiguamiento del modo  $i$ . En caso de tomar en cuenta solamente el amortiguamiento proporcional a la masa:

$$\alpha = 4\pi\xi_i / T_i \quad (5.15)$$

o el amortiguamiento proporcional a la rigidez:



$$\beta = \xi_i T_i / \pi \quad (5.16)$$

(9) La carga inicial (cargas muertas y vivas) se toma en cuenta antes del análisis dinámico paso a paso.

(11) La ecuación de movimiento se integra paso a paso con el método de Newmark con un factor  $\beta$  de 0.25 que supone que durante un intervalo de tiempo, la aceleración es constante.

(12) Respecto al edificio del STC al no existir entonces un acelerógrafo cercano al sitio, dado que no fue posible contar con el registro de aceleraciones en el sitio dado. Sin embargo, el registro de SCT (la Secretaría de Comunicaciones y Transporte) se obtuvo en un lugar relativamente cercano y con características similares de suelo con el sitio donde el edificio STC se ubicada (la zona de lago de la ciudad de México), se decidió usar este registro como excitación sísmica para simular el daño del edificio STC.

#### V-4. SELECCION DE PARAMETROS DE RESPUESTA

A continuación se presentan los parámetros de respuesta e índices de daño de utilidad en la evaluación de la respuesta sísmica y el daño en esta investigación, a partir de resultados de análisis dinámico no lineales de las estructuras estudiadas.

1) El valor máximo de cortante de entrepiso  $Q_{i, max}$  y la razón de cortante basal máximo, entre el peso total de la estructura,  $Q_{max} / W$ .

2), la razón de desplazamiento máximo de azotea ( $d_R$ ) entre la altura total de la estructura,  $D_{max} / H$ , y el índice de daño global definido por Roufaiel y Meyer (1987) :

$$GDP = \frac{d_R - d_y}{d_F - d_y} \quad (5.17)$$

3) El valor máximo de desplazamiento de cada piso,  $D_{i, \max}$  y la razón del desplazamiento máximo de entrepiso entre el altura del mismo,  $D_{i, \max} / h_i$  (distorsión).

4) El valor inicial y final del periodo instantáneo fundamental de la estructura, y el índice de daño definido en esta investigación (véase Capítulo III):

$$D_t = \frac{T_f - T_0}{T_u - T_0} \quad (5.18)$$

5) Índice de daño definido por Park y Ang,  $D_{\text{park}}$ ,

$$D_{\text{Park}} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE \quad (5.19)$$

6) Términos de energía,  $E_i = E_k + E_d + E_h + E_s$

En esta investigación debido a la hipótesis de losa rígida, es posible concentrar las masas de cada nudo en el mismo piso en un solo punto. Para el calculo de términos de energía se toman el modelo de viga de cortante, Fig. 2.1. En esta caso, la matriz de masas [M] es una matriz diagonal, la matriz de amortiguamiento [C] también puede ser diagonal si ésta se considera sólo proporcional a la masa, y {r} es un vector unitario. Con el programa CANNY, es posible obtener la respuesta de cada piso para calcular los términos de energía fuera del programa como sigue:

$$E_I(t) = - \int_0^t \left\{ \dot{U}(t) \right\} [M] \{r\} \ddot{U}_g(t) dt$$

$$= \int_0^t (\dot{U}_1 m_1 + \dot{U}_2 m_2 + \dots + \dot{U}_i m_i + \dots + \dot{U}_n m_n) \ddot{U}_g(t) dt \quad (5.20)$$

$$E_K(t) = \int_0^t \{ \dot{U}(t) \} [M] \{ \ddot{U}(t) \} dt \quad (5.21)$$

$$= \int_0^t (\dot{U}_1 m_1 \ddot{U}_1 + \dot{U}_2 m_2 \ddot{U}_2 + \dots + \dot{U}_i m_i \ddot{U}_i + \dots + \dot{U}_n m_n \ddot{U}_n) dt$$

$$E_D(t) = \int_0^t \{ \dot{U}(t) \} [C] \{ \dot{U}(t) \} dt$$

$$= \int_0^t (C_1 \dot{U}_1^2 + C_2 \dot{U}_2^2 + \dots + C_i \dot{U}_i^2 + \dots + C_n \dot{U}_n^2) dt \quad (5.22)$$

$$E_H(t) + E_S(t) = \int_0^t \{ \dot{U}(t) \} \{ R(U(t)) \} dt$$

$$= \int_0^t (\dot{U}_1 R_1 + \dot{U}_2 R_2 + \dots + \dot{U}_i R_i + \dots + \dot{U}_n R_n) dt \quad (5.23)$$

donde,  $\dot{U}_i$ ,  $\ddot{U}_i$  = velocidad y aceleración de piso  $i$ , respectivamente;  $m_i$  = masa de piso  $i$ ;  $C_i$  = factor de amortiguamiento de piso  $i$ ; y  $R_i$  = la fuerza restauradora en piso  $i$ .

## CAPITULO VI

### DESCRIPCION Y ANALISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS

#### VI-1 INTRODUCCION

En este capítulo, se presentan y estudian los resultados de simulación de daño estructural en el edificios STC y los otros tres seleccionados, sometidos a excitaciones sísmicas registradas y simuladas. Basado en los resultados correspondientes a 124 análisis dinámicos no lineales se lleva a cabo la evaluación de daño sísmico en edificios de concreto reforzado. Se comparan el daño real y los daños simulados teóricos. Se comparan los resultados de análisis elásticos y análisis inelásticos, haciendo énfasis en las respuestas estructurales a nivel global y/o entrepisos con parámetros como fuerzas de cortante, desplazamientos, periodos fundamentales, energías disipadas, índices de daño, distribuciones de daño, etc.

El presente capítulo consta de tres partes. Primero, se presentan los resultados de los análisis dinámicos no lineales y la estimación de daño estructural. Luego, se analizan los resultados obtenidos y se discuten algunos efectos en la estimación de daño. Finalmente, se presentan conclusiones obtenidas de esta investigación.

#### VI-2 PRESENTACION DE LOS RESULTADOS

##### VI-2.1. Simulación de daño estructural en edificio STC

Se realizaron simulaciones de daño estructural en el edificio STC con el programa CANNY-E, usando modelos de comportamiento histerético distintos para hacer

comparaciones con el daño real observado después del sismo de Michoacán, 1985. Se utilizó el registro de SCT-EO, 1985, como excitación sísmica representativa del sitio donde el Edificio STC se ubicaba. El registro original de SCT-EO dura 180 s., se agregaron 10 s. más de registro, con aceleraciones nulas para obtener resultados completos hasta terminar la vibración libre que continúa posiblemente después del temblor. Se consideraron cuatro modelos de comportamiento histerético para los elementos estructurales para llevar a cabo las simulaciones de daño estructural en el edificio STC. Los modelos considerados descritos en el capítulo II fueron: a) Modelo elástico (*ME*), b) Modelo de Takeda (*MT*), c) Modelo de CANNY (*MC*), y d) Modelo de multi-resortes (*MMS*). La Tabla 6.1 muestra algunos parámetros importantes de la respuesta del análisis sísmico. Se puede observar que existen grandes diferencias entre la respuesta elástica y las respuestas inelásticas. El desplazamiento máximo de azotea del análisis elástico es relativamente pequeño en comparación con los obtenidos del análisis inelástico, mientras, los del análisis inelástico son de 2.4 a 2.9 veces más grandes que los del elástico. Por otro lado, el cortante basal máximo del análisis elástico es más grande que los del análisis inelástico, i.e., del orden de dos veces. Debido a que en los análisis, se aplican las cargas estáticas iniciales primeramente, los periodos iniciales correspondientes a los cuatro modelos estudiados no son iguales, ya que han presentado cierto grado de inelasticidad bajo la carga estática. Para los periodos finales de los análisis inelásticos también son diferentes, los de los modelos *MC* y *MMS* son similares y distintos del modelo *MT*. En el análisis elástico, no cambian las características estructurales, por lo que no cambia el periodo fundamental, ni se produce daño estructural. En el caso inelástico, los modelos *MC* y *MMS* muestran respuestas muy similares y distintas del modelo *MT*. Las diferencias existentes se deben a los distintos modelos de comportamiento histerético empleados.

En la Tabla 6.2, se presentan los términos de energía al final de la respuesta, después de un lapso de vibración libre, la estructura ya está en reposo, entonces, la energía cinética y la energía de deformación son iguales a cero. Solamente existen los términos de energía de amortiguamiento y energía histerética para los casos de análisis inelástico. En todos los

casos, la suma de energía disipada es prácticamente igual a la energía impartida, respectivamente, lo que indica que el análisis dinámico no lineal con el programa CANNY tienen una precisión satisfactoria. Se puede ver que en los casos inelásticos, debido a que los elementos incursionan en el rango inelástico, la energía impartida es más grande que para el caso elástico, se disipa mucha energía histerética, también se disipa más energía por amortiguamiento que en el caso elástico. Sin embargo, ya que en la estructura ocurren fuerzas menores, representadas por el cortante basal, las deformación son mayores, es decir, existe un mayor daño estructural. En los casos de los modelos *MC* y *MMS*, los resultados de respuesta son muy similares.

Tabla 6.1 Resultados principales de simulaciones de daño

Modelo	Dmax (cm)	Dmax/H (%)	Qmax (KN)	Qmax/W	To (s.)	Tf (s.)	Dpark	Dt	GDP
ME	20.2	0.517	5253	0.29	1.393	1.393	0	0	0
MT	58.0	1.485	2478	0.137	1.4919	2.464	0.5865	0.653	0.649
MC	49.1	1.257	2464	0.136	1.4037	1.9963	0.4986	0.376	0.497
MMS	48.6	1.245	2536	0.14	1.328	1.9221	*	0.36	0.526

\* No se calcula  $D_{Park}$  para el Modelo de multi-resortes(*MMS*) por limitantes en la herramienta de análisis.

Tabla 6.2 Términos de energía de análisis (kn-m), Edificio STC

Modelo	Ek	Ed	Eh+Es	Ek+Ed+Eh+Es	Ei	(Eh+Es)/Ei
ME	0	1131	0	1131	1131	0
MT	0	4964	4250	9215	9217	0.461
MC	0	3705	6106	9812	9818	0.622
MMS	0	3886	6288	10174	10063	0.625

En las Figs. 6.1 a 6.5, se muestran las historias de los parámetros de respuesta principales obtenidos del análisis de los cuatro modelos mencionados anteriormente, i.e., la historia de desplazamiento en la azotea, la historia de cortante basal, la historia de índice de daño de Park y Ang, la historia de periodo fundamental instantáneo y la historia de términos de energía, respectivamente. En el caso inelástico, se puede observar una deformación irrecuperable después de la excitación sísmica. Otra vez, se ve la semejanza entre los modelos *MC* y *MMS*. En todas las figuras, se puede observar que las respuestas se relacionan mutuamente y se relacionan con la historia de aceleraciones del sismo. En la historia del índice de daño, se observa que la estructura se daña por el temblor en un intervalo relativamente corto de tiempo correspondiente a la fase intensa del sismo, es decir, entre el tiempo  $T_{0.05}$  al tiempo  $T_{0.95}$  (véase Capítulo IV), que para el registro de SCT-EO, 1985, es desde 39.68 s. hasta 78.62 s., i.e., una duración de 38.94 s.

En la Fig. 6.6, se muestra los valores máximos de respuestas, i.e., el cortante máximo de entrepiso, el desplazamiento relativo máximo de entrepiso, el desplazamiento máximo en cada nivel del edificio, los índices de daño de entrepiso de Park y Ang. En la Fig. 6.6a, se aprecia que los cortantes máximos de entrepiso del análisis elástico presentan una distribución casi lineal y más grande que los del análisis inelástico, los cuales presentan una distribución no lineal. Respecto a los desplazamientos máximos de entrepiso, Fig. 6.6b, en el modelo *ME* son más pequeños que en los modelos inelásticos en los cuales se tiene una distribución desigual, concentrándose del piso 2 al piso 7. Además, en los modelos *ME* y *MMS* se presentan una distribución semejante, los de modelo *MT* presentan una diferencia grande con los otros dos modelos, sobre todo del piso 2 al piso 5. En la Fig. 6.6c, se observa que las curvas de desplazamiento máximo en cada nivel presentan una forma semejante, pero los análisis inelásticos dan desplazamientos mayores, los modelos *MC* y *MMS* con curvas muy similares, y *MT* también da una deformación mayor. La Fig. 6.6d presenta los índices de daño de entrepiso de Park y Ang, obtenido de los modelos *MC* y *MT*. En el primer nivel se presenta el daño mayor debido a la fluencia de las columnas en los apoyos. Se puede ver que del nivel 1 al nivel 7, se concentran los mayores daños.

La Fig. 6.7 muestra las posiciones de articulaciones plásticas obtenidas del análisis. Se puede observar que el mecanismo de falla presenta generalmente y de acuerdo con la filosofía de diseño una forma de columna fuerte y viga débil. Las articulaciones plásticas ocurren comúnmente en las vigas del piso 2 al piso 7, mientras que para las columnas, solamente en los apoyos de columnas y algunas columnas en los pisos 6 y 7. Para los tres modelos, se observa que la distribución de las articulaciones plásticas así como el orden en el que aparecen son similares: primeramente, se producen articulaciones en las vigas del piso 2 al piso 6, y en los apoyos de las columnas exteriores; luego, en los apoyo de columnas interiores y columnas y vigas en los pisos de arriba. Los modelos de *MT* y *MC* dan los resultados más semejantes entre sí. Comparando las posiciones de articulaciones plásticas e índices de daño de entrepiso, con el daño real observado después del sismo, se puede concluir que los tres modelos ofrecen buena información sobre la distribución de daño sísmico, la cual presenta la forma de falla como el mecanismo de columna fuerte y viga débil.

En la Fig. 6.8, se muestran los ciclos de histéresis del modelo *MC* para secciones de una columna y una viga. En la figura, se pueden observar claramente las características importantes de histéresis, es decir, el deterioro de la rigidez, y de la resistencia. Debido a que los elementos en el edificio *STC* tienen un buen confinamiento, no se incluye el efecto de estrechamiento aparente en el modelo de comportamiento histérico. La Fig. 6.9 presenta la relación entre el desplazamiento de azotea y el cortante basal, mismo que refleja la relación de la rigidez global y la deformación global del marco estudiado. Los ciclos de histéresis muestran en un sentido global los efectos del deterioro de la rigidez global y la degradación de resistencia global. Esto muestra que la herramienta de análisis seleccionada es capaz de simular el comportamiento inelástico de estructuras de concreto reforzado aproximadamente.

En resumen, los resultados de los análisis elásticos e inelásticos muestran diferencias muy grandes. Entre los de inelástico, también existen diferencias debido a los modelos de comportamiento histérico distintos. El modelo de comportamiento histérico de Takeda



solamente toma en cuenta el deterioro de rigidez, mientras en *MC* y *MMS*, toman en cuenta más precisamente todos aspectos de la degradación. Los resultados de modelo de *MC* y *MMS* son semejantes. Se puede considerar que los dos dan mejor resultados que el modelo de Takeda. Todos los resultados son consistentes con el conocimiento de ingeniería sísmica sobre respuestas sísmicas de estructuras de concreto reforzado. A partir de los resultados de las simulaciones de daño y la observación de daño real, se encuentra que el mecanismo de falla del edificio *STC* es de la forma de columna fuerte y viga débil. Eso es consistente con la filosofía de diseño sísmico actual.

#### VI-2.2. Respuestas de los Edificios Diseñados bajo Excitación de SCT-EO, 1985

Basado en los resultados anteriores, se considera que dentro de los modelos de comportamiento de elementos estudiados en esta investigación, el modelo *MC* y el modelo *MMS* son mejores y dan resultados similares. Sin embargo, el modelo *MMS* es más complejo en aplicación por el trabajo de cómputo involucrado, por lo tanto, se selecciona el modelo *MC* para llevar a cabo el análisis no lineal bajo la excitación sísmica de SCT-EO, 1985 y para simular los daños estructurales en los edificios diseñados de 4, 8 y 12 pisos (*E4MC*, *E8MC* y *E12MC*). Con fines comparativos, también se realiza el análisis con modelo de *MT* para los edificios de 4 y 8 pisos (*E4MT* y *E8MT*). En la Tabla 6.3 se muestran los resultados principales de respuesta global. De ellos se puede observar que el modelo *MT* da una respuesta más grande que la del modelo *MC*. Sin embargo, los resultados de ambos son parecidos. Por conveniencia, en esta descripción sólo, se toman los resultados del modelo *MC* para los tres edificios. Los edificios fueron diseñados con el mismo reglamento de diseño (RDF 87) y tienen las mismas dimensiones de planta, pero diferentes secciones de vigas y columnas las que se seleccionaron subjetivamente con base en juicio ingenieril. Por esto, los edificios tienen relativamente diferentes rigideces globales, esto se puede ver en los periodos iniciales consignados en la Tabla 6.3. Es importante mencionar que el edificio de 12 pisos tiene secciones mucho más grandes que los otros dos. Si se usa la formula aproximada para el periodo fundamental,  $T=0.1 N$ ,

donde,  $N$  es el número de piso de edificio, se obtiene que su periodo inicial ( 0.969 s.) calculado de manera exacta es menor que el aproximado de 1.2 s., es decir, este edificio es más rígido que lo que se estima aproximadamente. Esta diferencia en el periodo natural de los edificios estudiados implica diferencias en las respuestas obtenidas de los análisis, sometiéndose la estructura a una misma excitación sísmica. El edificio de 8 pisos alcanza un mayor desplazamiento relativo ( $D_{max}/H$ ) que los otros. El edificio de 4 pisos tiene menor desplazamiento relativo ( $D_{max}/H$ ), menor valor de índice de daño y mayor cortante basal relativo ( $Q_{max}/W$ ).

Tabla 6.3 Resultados principales de simulaciones de daño

CASO	$D_{max}$ (cm)	$D_{max}/H$ (%)	$Q_{max}$ (KN)	$Q_{max}/W$	$T_0$ (s.)	$T_f$ (s.)	$D_{park}$	$D_t$	GDP
E4MC	12.3	0.932	1802	0.205	0.5293	0.7559	0.4618	0.238	0.234
E4MT	14.7	1.114	1898	0.216	0.5975	1.1138	0.657	0.584	0.35
E8MC	43.8	1.659	2969	0.148	0.8796	1.6594	0.6072	0.436	0.761
E8MT	49.3	1.867	2930	0.146	0.9145	1.773	0.7312	0.489	0.9093
E12MC	45.6	1.152	4591	0.137	0.9694	1.7796	0.524	0.356	0.469

La Tabla 6.4 presenta los términos de energía calculados en los modelos  $MC$  para los edificios de 4, 8 y 12 pisos, respectivamente. Con fines comparativos, también se calculan los términos de energía para el modelo  $MT$  del edificio de 8 pisos.

Tabla 6.4 Términos de energía de análisis (kn-m)

CASO	$E_k$	$E_d$	$E_h+E_s$	$E_k+E_d+E_h+E_s$	$E_i$	$(E_h+E_s)/E_i$
E4MC	0	185 (0.021)	620 (0.07)	806 (0.092)	807 (0.092)	0.768
E8MC	0	3328 (0.166)	5208 (0.259)	8538 (0.425)	8544 (0.425)	0.61
E8MT	0	4954 (0.247)	5190 (0.258)	10144 (0.505)	10146 (0.505)	0.512
E12MC	0	5815 (0.173)	8872 (0.265)	14687 (0.438)	14692 (0.438)	0.604

Nota: Los valores en paréntesis son energía por unidad de masa.

Las Figs. 6.10 a 6.14 muestran las historias de respuesta de los tres edificios estudiados. La forma de evolución de las historias de respuesta son similares a las del edificio *STC* sometido a la misma excitación sísmica, *SCT-EO*, 1985. Las Figs. 6.15 a 6.17 presentan las respuestas máximas de entrepiso correspondientes al cortante de entrepiso, el desplazamiento máximo de entrepiso, el desplazamiento de cada nivel de piso, y los índices de entrepiso, respectivamente. Los resultados obtenidos presentan las mismas tendencias en forma con la del edificio *STC* bajo la misma excitación sísmica. La Fig. 6.18 muestra la distribución de articulaciones plásticas obtenidas del análisis de los tres marcos estudiados, a diferencia con el caso del edificio *STC*, las articulaciones plásticas en las columnas de los edificios de 4 y 8 pisos solo se producen en los apoyos, y para el edificio de 12 pisos, no se producen ninguna articulación plástica en las columnas. Por lo que refiere a vigas, en todos los casos las articulaciones plásticas se producen en los extremos ocurriendo en todos los niveles para los edificios de 8 y 12 pisos. Para el edificio de 4 pisos, no se producen articulaciones plásticas en los niveles superiores, Fig. 6.18a. Se puede concluir que en el diseño según el RDF 1987 se da una distribución más uniforme de articulaciones plásticas en vigas, esto es que el diseño con el RDF 87 da un mejor mecanismo de falla para los edificios regulares que el diseño con las versiones anteriores del mismo reglamento.

### VI-2.3. La Relación Entre la Intensidad Sísmica y el Daño Estructural

Para investigar la relación entre la intensidad sísmica y el daño estructural, se llevaron a cabo los cálculos de daño estructural para los cuatro edificios (*STC* y los otros tres), sometidos a 17 registros de aceleración de sismos reales y simulados (véase IV-4). Para los edificios de 4 y 8 pisos se emplean los modelos *MT* y *MC* en simulación de daño estructural, pero para el edificio de 12 pisos, solamente se emplea el modelo *MC*. En las

tablas 6.5, 6.6, 6.7 y 6.8, se muestran los resultados principales de análisis del edificio *STC* y los tres edificios de 4, 8 y 12 pisos, respectivamente.

En las Figs. 6.19 a 6.39, se presentan las relaciones de ocho definiciones de intensidad sísmica con tres índices de daño diferentes. Las ocho definiciones seleccionadas son: 1) la aceleración máxima,  $A_{max}$ ; 2) la intensidad de Arias,  $I_a$ ; 3) la intensidad Arias modificada por Araya y Saragoni,  $P_d$ ; 4) la intensidad de potencia de un temblor de Housner  $P_d$ ; 5) la intensidad espectral de Housner,  $SI$ ; 6) la intensidad espectral modificada de Housner,  $SI_{ve}$ ; 7) la intensidad espectral inelástica (elastoplástico) modificada de Housner,  $SI_{vp}$ ; y 8) la intensidad característica de Park,  $I_c$ ; (véase Capítulo IV). Los tres índices de daño considerados son  $D_{Park}$ ,  $D_r$  y  $GDP$  (véase Capítulos III y V).

### VI-3. ESTUDIO DE LOS RESULTADOS

#### VI-3.1. Relación entre Intensidad Sísmica e Índice de Daño

En todas las Figs. 6.19 a 6.39, los datos para los 17 registros muestran distintos niveles de dispersión teniéndose que los resultados para las definiciones de intensidad sísmica,  $P_d$ ,  $SI$ ,  $SI_{ve}$  y  $SI_{vp}$  tienen, generalmente, una correlación aceptable con los índices de daño de Park y Ang,  $D_{Park}$  y el índice de daño  $D_r$ , propuesto, en esta tesis. Se puede decir que la intensidad espectral de Housner modificada en este trabajo,  $SI_{ve}$ , presentó una mejor correlación que la definición original. Pero,  $SI_{vp}$  (la intensidad espectral inelástica con un modelo elastoplástico y con un factor de ductilidad de 4) no muestra una mejora aparente. Respecto a la intensidad de Arias modificada por Araya y Saragoni,  $P_d$ , presenta una correlación mejor que la de la intensidad de Arias, que es lo que se esperaba con la modificación del concepto original. En todos los índices de daño, el valor de la intensidad sísmica correspondiente a la fluencia de primer elemento indica un cambio de curva, cuando pasa este punto, la intensidad sísmica se relaciona también con el índice de daño.

Tabla 6.5 Resultados de análisis del Edificio STC, Modelo MC y MT

	Dpark MC	Dt MC	GDP MC	Q/W MC	Dmax/ H(%) MC	Dpark MT	Dt MT	GDP MT	Q/W MT	Dmax/ H(%) MT
SCT- EO85	0.4986	0.376	0.497	0.136	1.257	0.5865	0.653	0.649	0.137	1.485
AX15	0.3329	0.255	0.263	0.129	0.911	0.4654	0.617	0.449	0.13	1.219
AX115	0.646	0.481	0.655	0.138	1.48	0.6155	0.723	0.701	0.127	1.567
AX20	0.6967	0.515	0.828	0.128	1.752	0.7999	0.702	1.056	0.13	2.085
AX120	0.2097	0.145	0	0.105	0.592	0.2994	0.558	0.22	0.12	0.848
AX21	0.5102	0.39	0.566	0.13	1.352	0.6053	0.675	0.654	0.136	1.526
AX121	0.6206	0.45	0.765	0.137	1.662	0.7226	0.693	0.894	0.134	1.849
AX39	0.3402	0.258	0.245	0.131	0.917	0.4125	0.611	0.395	0.128	1.145
AX139	0.6988	0.523	0.789	0.137	1.698	0.7412	0.784	0.888	0.133	1.836
AX136	0.6619	0.49	0.723	0.14	1.577	0.6686	0.687	0.702	0.129	1.58
AX25	0.2682	0.189	0.129	0.124	0.773	0.3813	0.584	0.306	0.135	1
AX130	0.4753	0.366	0.485	0.135	1.234	0.533	0.644	0.516	0.127	1.36
SCT- EO95	0.0785	0.037	0	0.054	0.187	0.1235	0.387	0	0.076	0.323
EL CENTRO	0.1366	0.077	0	0.085	0.371	0.2293	0.501	0.283	0.1225	0.599
TAFT	0.0706	0.031	0	0.052	0.166	0.0979	0.347	0	0.0672	0.243
CU85T	0.0563	0.022	0	0.04	0.123	0.066	0.265	0	0.0463	0.169
VIVE85L	0.0565	0.018	0	0.043	0.11	0.0686	0.283	0	0.05	0.161

Tabla 6.6 Resultados de análisis del Edificio de 4 pisos, E4MC y E4MT

	Dpark E4MC	Dt E4MC	GDP E4MC	Q/W E4MC	D/H %	Dpark E4MT	Dt E4MT	GDP E4MT	Q/W E4MT	D/H %
	E4MC					E4MT				
SCT-EO85	0.4618	0.238	0.234	0.205	0.932	0.657	0.584	0.35	0.216	1.114
AX15	0.2947	0.195	0.11	0.181	0.712	0.4166	0.53	0.164	0.196	0.841
AX115	1.4464	0.559	1.489	0.238	2.682	1.7015	0.664	1.677	0.252	3
AX20	1.5977	0.703	1.663	0.219	2.91	1.9291	0.722	1.968	0.236	3.371
AX120	0.102	0.066	0	0.099	0.258	0.0882	0.293	0	0.093	0.22
AX21	1.8311	0.784	2.052	0.241	3.379	1.9212	0.748	2.162	0.254	3.47
AX121	1.5494	0.67	1.642	0.212	2.856	1.7706	0.61	1.723	0.224	3.03
AX39	0.2695	0.197	0.038	0.173	0.667	0.3632	0.509	0.13	0.186	0.778
AX139	1.3256	0.591	1.258	0.224	2.356	1.5361	0.612	1.45	0.24	2.614
AX136	0.6911	0.298	0.471	0.215	1.242	0.8806	0.563	0.565	0.225	1.371
AX25	0.1933	0.143	0	0.136	0.492	0.2112	0.448	0	0.144	0.508
AX130	1.0093	0.493	0.85	0.232	1.78	1.3909	0.625	1.262	0.24	2.364
SCT-EO95	0.0225	0.006	0	0.035	0.045	0.0269	0.132	0	0.044	0.053
EL CENTRO	0.1632	0.131	0	0.159	0.477	0.2748	0.528	0.333	0.193	0.682
TAFT	0.0856	0.073	0	0.093	0.288	0.102	0.362	0	0.121	0.333
CU85T	0.0302	0.019	0	0.047	0.068	0.052	0.226	0	0.072	0.152
VIV85L	0.0378	0.029	0	0.058	0.098	0.0586	0.252	0	0.069	0.174

Tabla 6.7 Resultados de análisis del Edificio de 8 pisos, E8MC y E8MT

	Dpark E8MC	Dt E8MC	GDP E8MC	Q/W E8MC	D/H %	Dpark E8MT	Dt E8MT	GDP E8MT	Q/W E8MT	D/H %
	E8MC					E8MT				
SCT-EO85	0.6072	0.436	0.761	0.148	1.659	0.7312	0.489	0.9093	0.146	1.867
AX15	0.4063	0.334	0.426	0.13	1.208	0.5216	0.494	0.594	0.14	1.417
AX115	1.0081	0.564	1.47	0.158	2.644	0.9425	0.527	1.193	0.152	2.265
AX20	0.8672	0.559	1.456	0.154	2.644	0.9664	0.615	1.522	0.156	2.708
AX120	0.1903	0.162	0	0.099	0.545	0.3166	0.453	0.218	0.128	0.913
AX21	0.7417	0.518	1.075	0.152	2.106	0.7724	0.545	1.124	0.143	2.178
AX121	0.796	0.479	1.275	0.159	2.39	0.8622	0.567	1.325	0.145	2.47
AX39	0.4146	0.329	0.401	0.137	1.152	0.5193	0.487	0.624	0.138	1.466
AX139	0.9519	0.592	1.409	0.155	2.58	0.9855	0.563	1.418	0.145	2.595
AX136	0.9864	0.544	1.195	0.156	2.277	1.0347	0.535	1.194	0.15	2.28
AX25	0.305	0.257	0.208	0.121	0.875	0.4401	0.47	0.444	0.138	1.178
AX130	0.695	0.473	0.916	0.156	1.883	0.8014	0.501	1.025	0.148	2.038
SCT-EO95	0.0423	0.022	0	0.042	0.087	0.0524	0.228	0	0.049	0.133
EL	0.1345	0.119	0	0.104	0.42	0.1754	0.394	0	0.125	0.598
CENTRO										
TAFT	0.0688	0.059	0	0.071	0.246	0.095	0.319	0	0.082	0.288
CU85T	0.0435	0.027	0	0.041	0.102	0.0545	0.235	0	0.048	0.148
VIVE85L	0.0387	0.018	0	0.037	0.083	0.0593	0.247	0	0.055	0.152

Tabla 6.8 Resultados de análisis del Edificio de 12 pisos, E12MC

	Dpark	Dt	GDP	Q/W	D/H (%)
SCT-EO85	0.524	0.356	0.469	0.137	1.452
AX15	0.3752	0.268	0.232	0.12	0.813
AX115	0.7525	0.454	0.822	0.152	1.717
AX20	0.7615	0.458	0.873	0.143	1.793
AX120	0.2052	0.153	0	0.095	0.444
AX21	0.6366	0.414	0.606	0.136	1.351
AX121	0.7033	0.406	0.838	0.144	1.74
AX39	0.3987	0.28	0.254	0.133	0.816
AX139	0.7694	0.474	0.882	0.145	1.811
AX136	0.7524	0.452	0.778	0.153	1.641
AX25	0.3102	0.223	0.171	0.121	0.664
AX130	0.5634	0.37	0.553	0.143	1.29
SCT-EO95	0.0482	0.028	0	0.043	0.093
EL CENTRO	0.1313	0.095	0	0.095	0.313
TAFT	0.0652	0.051	0	0.055	0.162
CU85T	0.0412	0.017	0	0.039	0.081
VIVE85L	0.0392	0.019	0	0.041	0.063



### VI-3.2. Relación entre Índices de Daño

Las formas de calcular los tres índices de daño empleados en la presente investigación son diferentes. Los índices de daño obtenidos también son diferentes. Sin embargo, las relaciones entre  $D_{Park}$  y  $D_t$  observadas de los resultados muestran una fuerte correlación. En la Fig. 6.40, se muestran las relaciones entre los dos índices obtenidos de los análisis de 4 edificios bajo 17 registros de temblores. Se puede observar que existe una alta correlación entre los dos índices. Sobre todo en el caso del modelo  $MC$  para el edificio  $STC$ , en el que una relación lineal, Fig. 6.40a, es evidente. Considerando que los dos índices de daño se establecen vía diferentes formas, esto no es coincidencia. Se puede tomarlo como una comprobante a la confiabilidad del índice de daño  $D_t$  propuesto en esta investigación. Ya que el índice de daño de Park y Ang  $D_{Park}$  es un índice comúnmente aceptado, los resultados anteriores respaldan la validez de índice  $D_t$  aquí propuesto.

### VI-3.3 Relación entre Índice de Daño y Desplazamiento Máximo de Azotea

En la Fig. 6.41, se muestra la relación entre índice de daño y desplazamiento máximo de azotea ( $DMA$ ). Debido a que para el análisis inelástico, el modelo de comportamiento histerético incluye el efecto de deterioro de los elementos, entonces, el desplazamiento máximo de azotea - la respuesta global, se relaciona también con la historia de carga y el comportamiento inelástico de la estructura. Por lo que el  $DMA$  de un análisis no lineal es un parámetro que refleja el efecto de cargas reversibles, i.e, el efecto de energía disipada acumulada. Esto ya había sido comprobado en el trabajo de Roufaiel y Meyer (1987), en el cual se concluyó que existe una correlación fuerte entre el desplazamiento máximo de azotea y la razón de frecuencias (véase III-2.7). En consecuencia, se espera que el  $DMA$  esté sensiblemente correlacionado con los índices de daño. La relación lineal en la Fig. 6.41 implica que el  $DMA$  es un parámetro útil para estimar la respuesta sísmica y el daño estructural de edificios.

### VI-3.4. Energía Disipada

Para estudiar las relaciones entre energía disipada por unidad de masa, periodos iniciales  $T_0$ , cortante basal relativo  $Q_{max}/W$ , deformación de azotea relativa  $D_{max}/H$ , e índices de daño  $D_{park}$  y  $D_T$ , la Tabla 6.9 muestra los resultados del edificio *STC* y de los otros tres edificios sometidos a la excitación del registro SCT-EO, 1985. En la Fig. 6.42, se pueden observar claramente las relaciones entre los parámetros mencionados. El periodo dominante del sismo SCT-EO, 1985, es de 2.0 s. Los periodos iniciales de los cuatro edificios son menores que 2.0 s. Se observa que la energía disipada por histéresis por unidad de masa y la energía impartida por unidad de masa es proporcional al periodo inicial, mientras que para el cortante basal máximo por unidad de masa ocurre lo contrario. Esto se puede explicar ya que el edificio que tenga el periodo fundamental más cercano al periodo dominante disipará más energía, en consecuencia, se produce menos cortante basal. Respecto al desplazamiento máximo de azotea normalizado con la altura total del edificio, en el caso del edificio de 8 pisos se presenta un salto y en consecuencia, los índices de daño también presentan un salto. Esto pueden explicar ya que el daño estructural no solamente se relaciona con la energía impartida (relacionado con el periodo natural y el periodo dominante del sismo), sino también con las características de la estructura, es decir, sus resistencias y capacidades de aceptar las deformaciones inelásticas, etc.

Tabla 6.9 Relación entre los Resultados de Análisis, SCT-EO, 1985

Caso	$T_0$	$(E_h+E_s)/W$	$E_i/W$	$Q_{max}/W$	$D_{max}/H$	$D_{park}$	$D_t$
STCMC	1.4037	0.337	0.541	0.136	1.257	0.4986	0.376
E12MC	0.9694	0.265	0.438	0.137	1.152	0.524	0.356
E8MC	0.8796	0.259	0.425	0.148	1.659	0.6072	0.436
E4MC	0.5293	0.07	0.092	0.205	0.932	0.4618	0.238



### VI-3.5 Efecto *P-Delta*

En esta investigación, en los análisis no lineales básicos, se incluyó el efecto *P-Delta*. Sin embargo, cuando se comparan sus resultados con los correspondientes a análisis sin este efecto, se encuentra que el efecto *P-Delta* no influencia, para estas estructuras, significadamente sus respuestas sísmicas. En la Tabla 6.10 se muestran los resultados de respuesta del edificio STC, con varias condiciones en el análisis. La Fig. 6.43 presenta las historias de respuesta del análisis sin el efecto *P-Delta*. Se puede observar que no existen muchas diferencias entre los resultados con y sin el efecto *P-Delta* (*STCS* y *STCN*).

### VI-3.6 Efecto de Temblores Consecutivos

Para investigar el efecto de temblores consecutivos en el daño estructural, se efectúa un análisis no lineal de edificio STC sujeto al temblor de Michoacán, 1985 y al sismo de Copala, 1995. Los resultados de este caso, referido como *STCW*, se muestran en la Tabla 6.10. En la Fig. 6.44 se muestran los resultados de historia de desplazamiento de azotea, cortante basal, índice de daño de Park y Ang y periodo fundamental de este caso. Se encuentra que la estructura dañada por el temblor de 1985 no sufre daño adicional apreciable cuando se somete a un temblor como el temblor de Copala, 14 de septiembre de 1995. En la gráfica correspondiente a los términos de energía, se observa que el temblor de 1995 no produce cambios significativos en el término de energía disipada por histéresis (deformación inelástica), sin embargo, sí produce un incremento en la energía de amortiguamiento. Esto es consistente con el hecho de que el temblor de 1995 no produce (aun actuando solo) daño significativo en el marco en estudio, lo anterior se puede explicar por que la estructura ya dañada acepta muy poco energía de este temblor además de que el temblor fue de baja intensidad.

Tabla 6.10 Resultados Principales de Simulaciones de Daño

Caso	Dmax (cm)	Dmax/H (%)	Qmax (KN)	Qmax/W	To (s.)	Tf (s.)	Dpark	Dt	GDP
STCS	49.1	1.257	2464	0.136	1.4037	1.9963	0.4986	0.376	0.497
STCN	50.9	1.303	2633	0.145	1.3917	1.9684	0.5058	0.363	0.521
STCV	48.5	1.242	2477	0.137	1.4037	1.9943	0.4952	0.375	0.488
STCW	49.1	1.257	2464	0.136	1.4037	1.9964	0.4981	0.376	0.497

Notación: *STCS*: edificio *STC*, modelo *MC*, *SCT-EO*, 1985, con el efecto *P-Delta*.

*STCN*: edificio *STC*, modelo *MC*, *SCT-EO*, 1985, sin el efecto *P-Delta*.

*STCV*: edificio *STC*, modelo *MC*, *SCT-EO* y *V*, 1985, con el efecto *P-Delta*.

*STCW*: edificio *STC*, modelo *MC*, *SCT-EO*, 1985 y 1995, con el efecto *P-Delta*

### VI-3.7 Efecto de Componente Vertical de Sismos

En esta investigación, también se evaluó el daño en el edificio *STC* bajo la excitación sísmica del registro *SCT*, 1985, con el componente *EO* y el componente vertical juntos. En la Tabla 6.10, se muestran los resultados de respuesta de edificio *STC* sujeto a registros de *SCT-EO* y *SCT-V*, 1985, i.e., caso *STCV*. La Fig. 6.45 presenta las historias de respuesta del mismo análisis. Se puede observar que no existen diferencias significativas entre los resultados con y sin el componente vertical. Se puede considerar que debido a la gran distancia epicentral, el efecto de la componente vertical en estructuras en el valle de México no es importante en la respuesta estructural (Meli, 1987).

### VI-3.8 EFECTO TRIDIMENSIONAL

Con fines comparativos, se llevó a cabo un análisis tridimensional con el modelo de multi-resortes (*MMS*) para el mismo edificio *STC* bajo las tres componentes de registros de

SCT, 1985. En la Tabla 6.11 se muestra los resultados de la respuesta en la dirección longitudinal, obtenidos del análisis tridimensional.

Tabla 6.11 Resultados Principales del Análisis Tridimensional de Edificio *STC*

Dmax (cm)	Dmax /H	Qmax (KN)	Qmax/W	To (s.)	Tf (s.)
60.9	1.56	2639	0.145	1.45	2.10

Comparando los resultados de la Tabla 6.11 con los correspondientes al análisis bidimensional (Tabla 6.1), se encuentra que las respuestas del análisis bidimensional y tridimensional son semejantes. Esto demuestra que para el edificio *STC* (y en general, para edificios regulares formados con marcos ortogonales), es adecuado realizar solo el análisis bidimensional para obtener aproximadamente la respuesta sísmica en el marco dañado.

#### VI-4. CONCLUSIONES

A partir del trabajo presentado en este capítulo, se obtienen las siguientes conclusiones:

1. En el caso del análisis elástico, se obtiene un cortante basal relativamente grande, mientras, la deformación es relativamente pequeña, y no se disipa mucha energía. Sin embargo, el análisis inelástico da un cortante basal máximo pequeño y una deformación grande debido a la incursión en el intervalo inelástico de comportamiento. La estructura puede disipar más energía por la deformación inelástica y queda una deformación permanente. Cambian las características estructurales relacionadas con el grado del daño (periodo natural, modo de vibración, etc.).
2. Los resultados de análisis no lineales con los diferentes modelos de comportamiento seleccionados muestran entre sí diferencias aceptables. Se encuentra que los modelos

*MC* y *MMS* son los mejores debido a su capacidad de simular el comportamiento de elementos de concreto reforzado. Considerando su simplicidad relativa, se recomienda emplear el modelo *MC* para el análisis bidimensional.

3. La satisfacción de la ecuación de energía (Ecuación 2.5) muestra la validez y la buena precisión del análisis no lineal paso a paso realizado con el programa de cómputo CANNY.
4. La evolución en el tiempo de la intensidad de Arias se relaciona claramente con las historias correspondientes al cortante basal, desplazamiento de azotea, periodo instantáneo, índice de daño, y de los términos de energía. La evolución de la intensidad de Arias se asemeja a la evolución de la energía impartida.
5. Los coeficientes de cortante basal máximo del análisis bajo el registro de sismo SCT-EO, 1985 para los cuatro edificios son mayores que los coeficientes sísmicos emplearon en sus diseños. Debido a esto, se esperaría producir daños estructurales en los cuatro edificios analizados.
6. El modo de falla de los edificios es consistente con la filosofía de columna fuerte y viga débil. Los edificios diseñados con el RDF 87 presentan una mejor distribución de articulaciones plásticas, es decir, generalmente en todas las vigas y solamente en los apoyos de las columnas, contrariamente a lo que ocurre en el edificio STC diseñado con la versión 1966 del mismo reglamento de construcciones para el Distrito Federal.
7. En los apoyos de columnas, ocurren momentos flexionantes, fuerzas axiales y cortantes elevados y debido a la hipótesis en el análisis de conexión rígida de los apoyos de columnas con la cimentación, se producen articulaciones plásticas comúnmente. Esto implica que en el diseño, así se hace ponerse más atención al confinamiento de la zona de apoyos en las columnas.

8. Las articulaciones plásticas primeramente ocurren en las vigas de los niveles bajos y medios, y es allí donde se concentran los mayores desplazamientos de entrepiso, y los mayores índices de daño de entrepiso. Esto implica la importancia de garantizar el confinamiento de los extremos de las vigas en su diseño.
9. Debido a sus configuraciones diferentes (numero de pisos, secciones de columnas y vigas, masa de estructura, etc.), los marcos aquí estudiados tienen diferentes periodos iniciales y consecuentemente sufren diferentes respuestas baja la misma excitación sísmica y disipan diferentes valores de energía por unidad de masa (Tabla 6.4).
10. A partir de la investigación de las correlaciones entre los índices de daño y las intensidades sísmicas estudiados en esta investigación, se encuentra que el índice de daño de Park y Ang,  $D_{Park}$ , y el índice de daño,  $D_r$ , propuesto en esta tesis se relacionan bien con la intensidad sísmica  $SI_{ve}$  y  $P_d$ . Se puede decir que  $SI_{ve}$  y  $P_d$  son las mejores definiciones de intensidad sísmica en la evaluación del potencial destructivo de un temblor.
11. Ya que la intensidad de Arias  $I_a$  incluye tanto el efecto de la aceleración máxima como, el de la duración del temblor, su evolución corresponde aproximadamente con la evolución de la energía impartida por el temblor. La definición modificada por Araya y Saragoni,  $P_d$ , agrega otro efecto importante, el efecto del contenido de frecuencias del temblor. Por lo tanto, es una mejora sobre la definición original, esto ha sido comprobado con los resultados de esta investigación.
12. Entre el índice de daño de Park y Ang,  $D_{Park}$ , y el índice de daño,  $D_r$ , propuesto, existe una buena correlación. Esto implica que el índice de daño propuesto en esta investigación es confiable, además de ser claro en concepto y sencillo en su aplicación.

- 13.El índice de daño *GDP* es un parámetro menos aproximado. Aunque es sencillo, funciona solamente cuando algunos elementos presentan fluencias significativas bajo excitación sísmica.
- 14.El valor del desplazamiento máximo de azotea (*DMA*) es un parámetro significativo que se relaciona claramente con el daño global de la estructura. Es un parámetro de respuesta importante en la ingeniería sísmica.
- 15.El efecto *P-Delta* no tiene una influencia aparente en la respuesta no lineal de los edificios de concreto reforzado estudiados en esta investigación.
- 16.El efecto del componente vertical de los sismos en el Valle de México no tiene mayor influencia en la respuesta no lineal de los marcos analizados en esta investigación.
- 17.Un temblor con una intensidad pequeña como el sismo de Copala de Guerrero, 1995, no produce efecto significativo en las estructuras previamente dañados por temblores anteriores.
- 18.Comparando con los resultados del análisis tridimensional, se encuentra que es adecuado realizar solo un análisis bidimensional para los edificios con características similares a las de esta investigación.

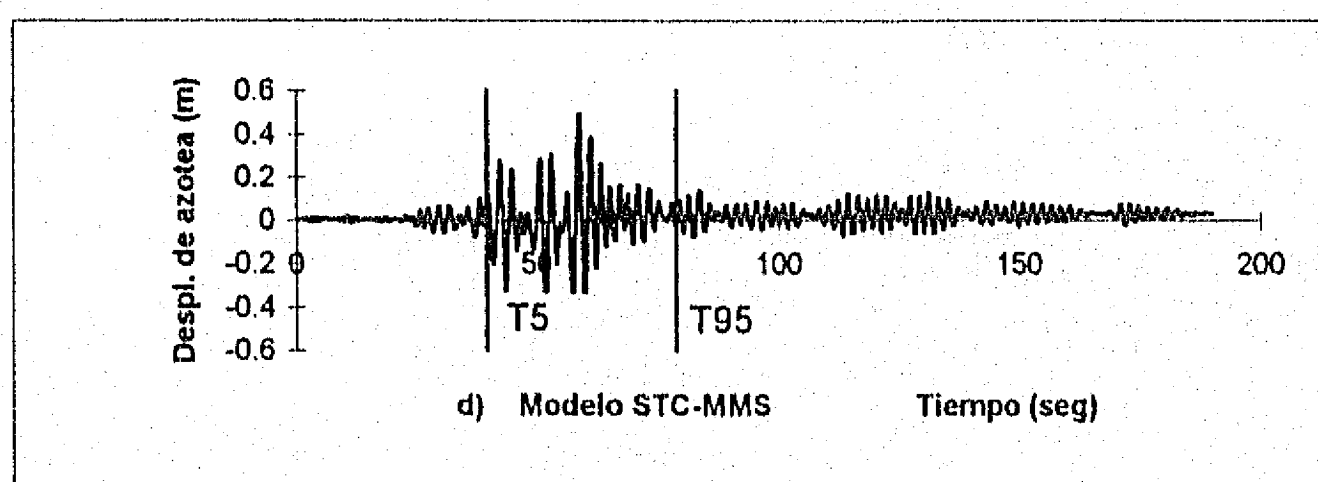
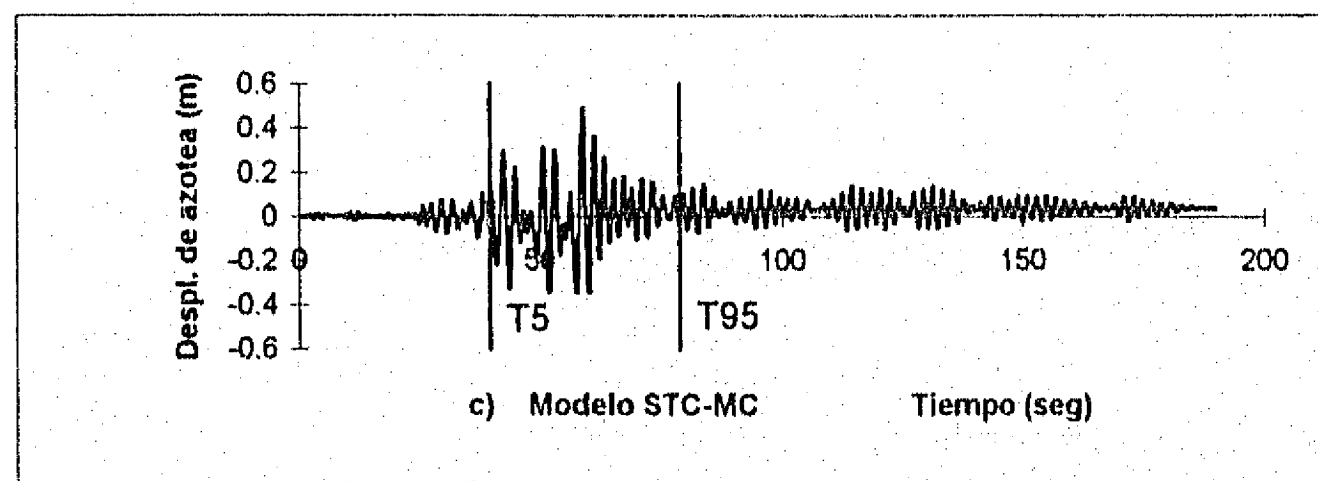
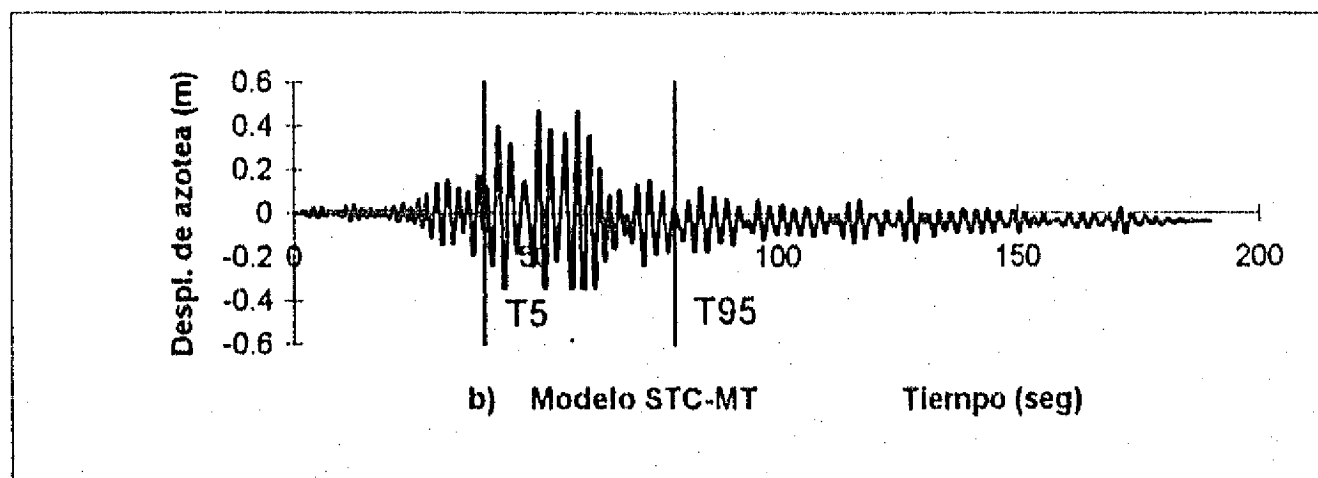
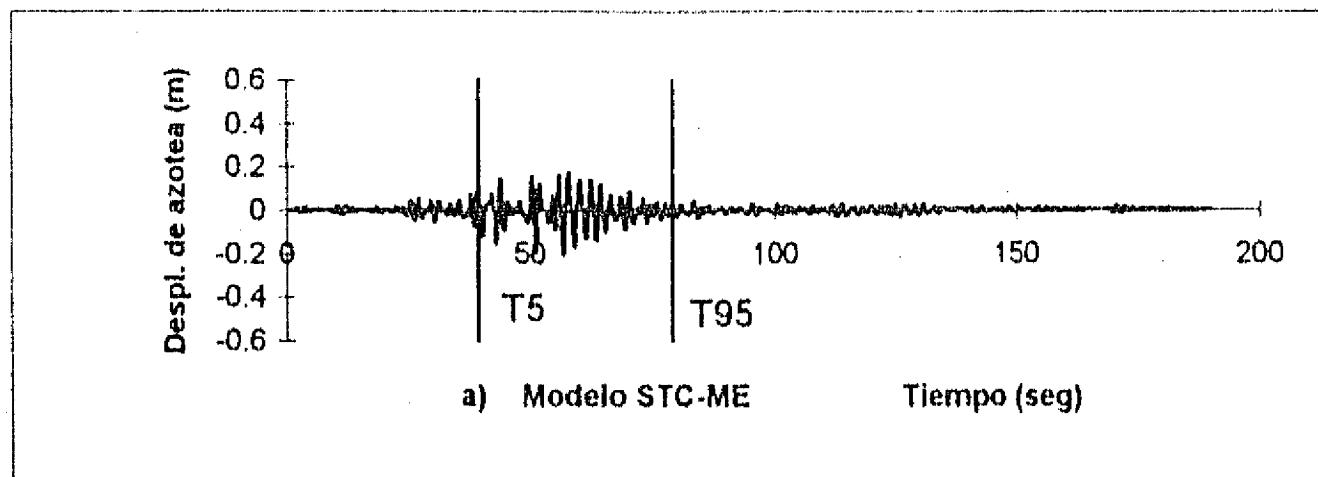


Figura 6.1 Historia de desplazamiento de azotea de Edificio STC, bajo SCT-EW 1985, 4 modelos

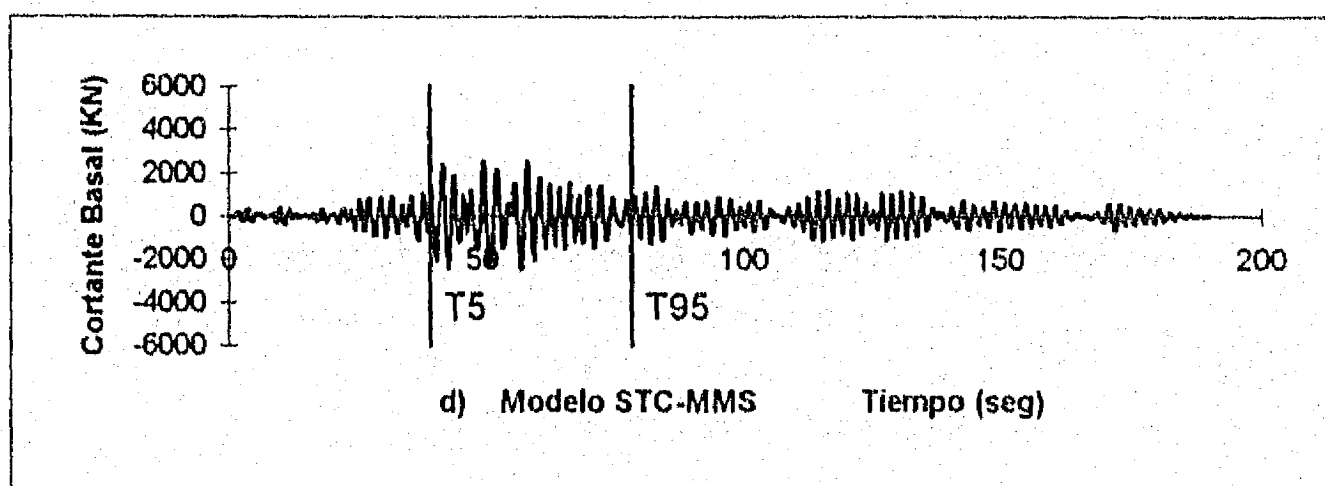
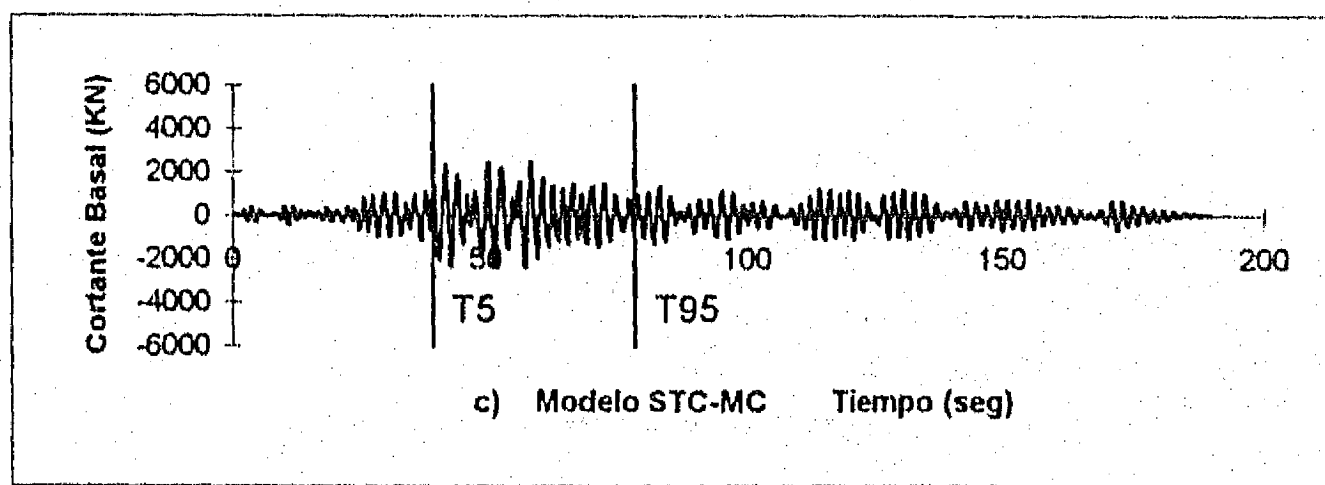
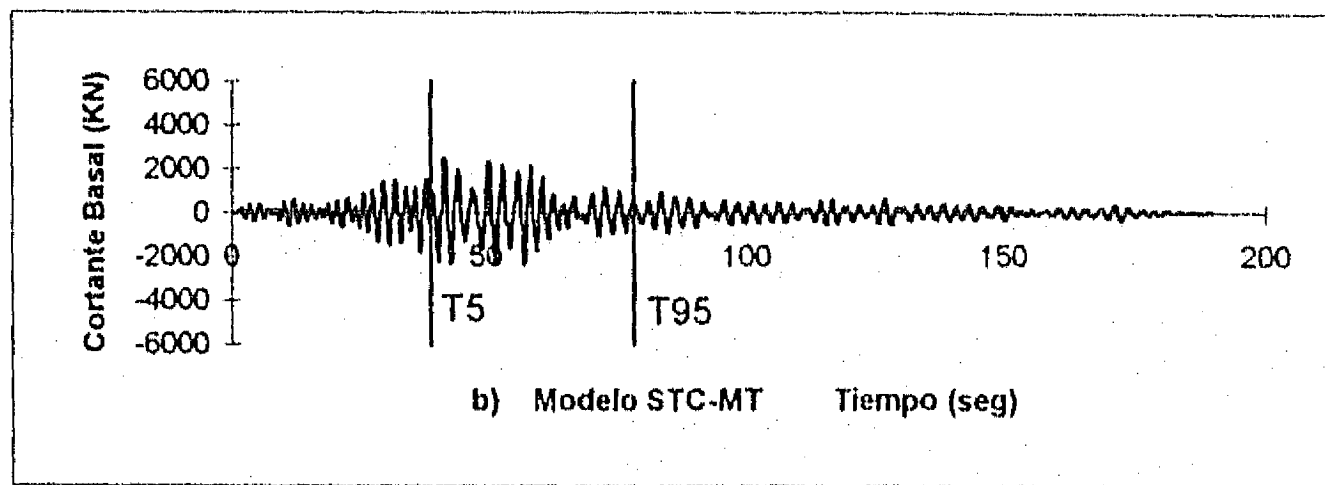
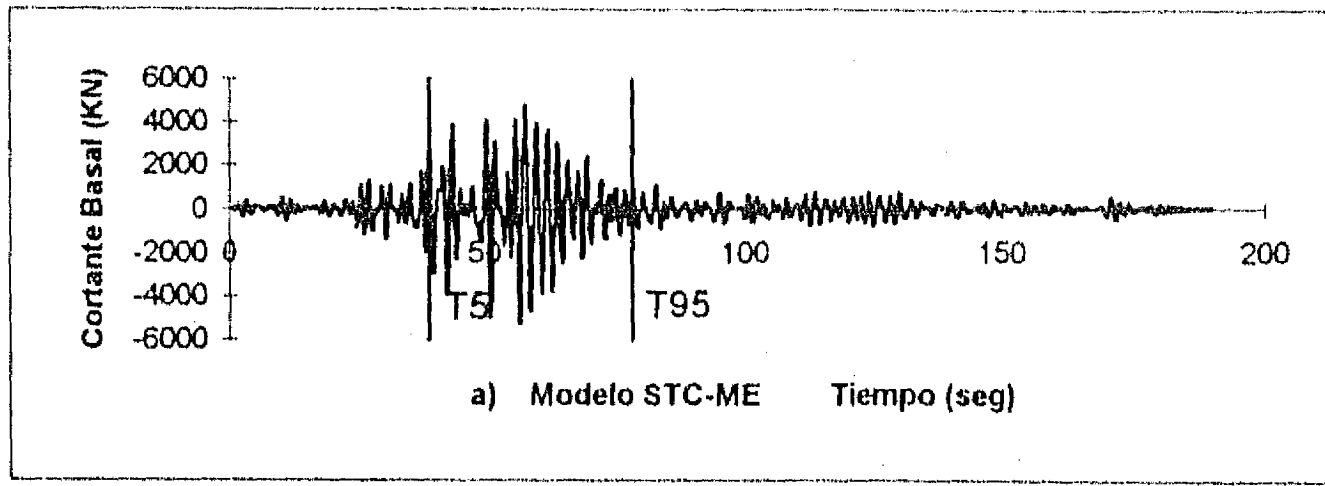


Figura 6.2 Historia de cortante basal de edificio STC, SCT-EW 1985  
4 modelos



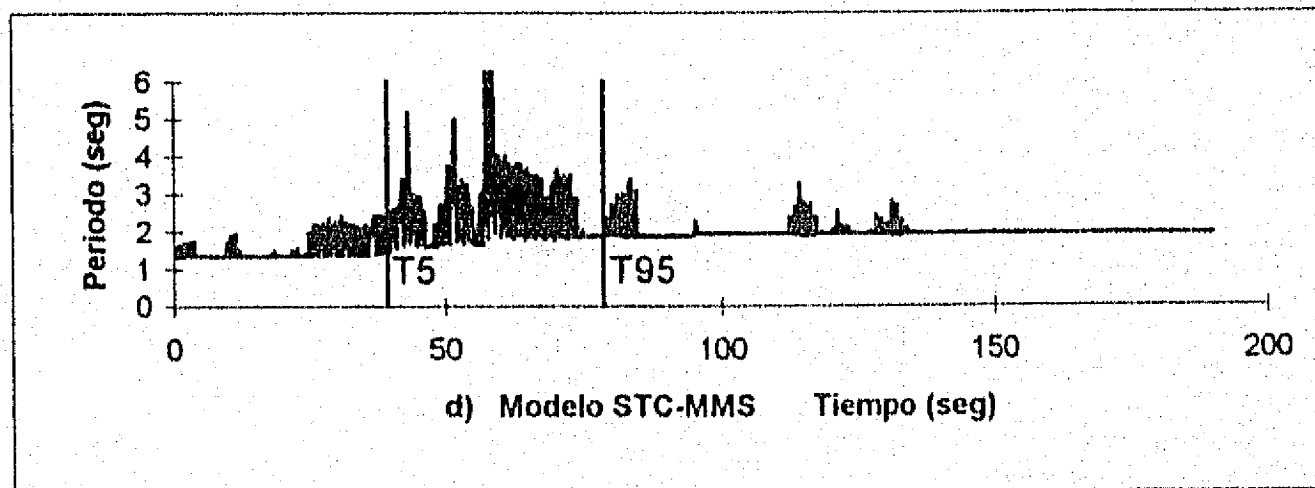
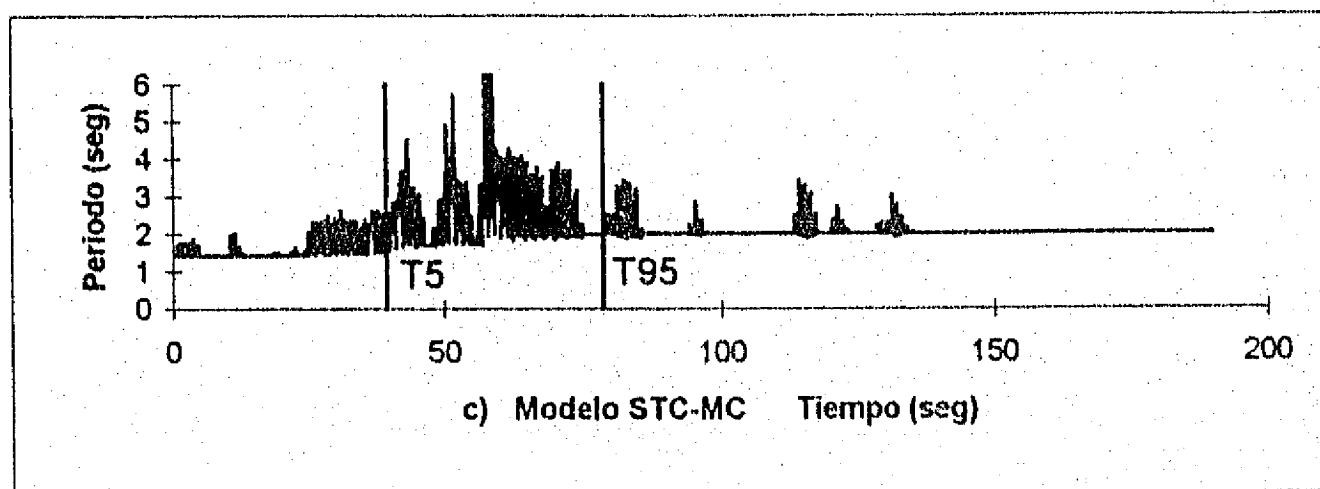
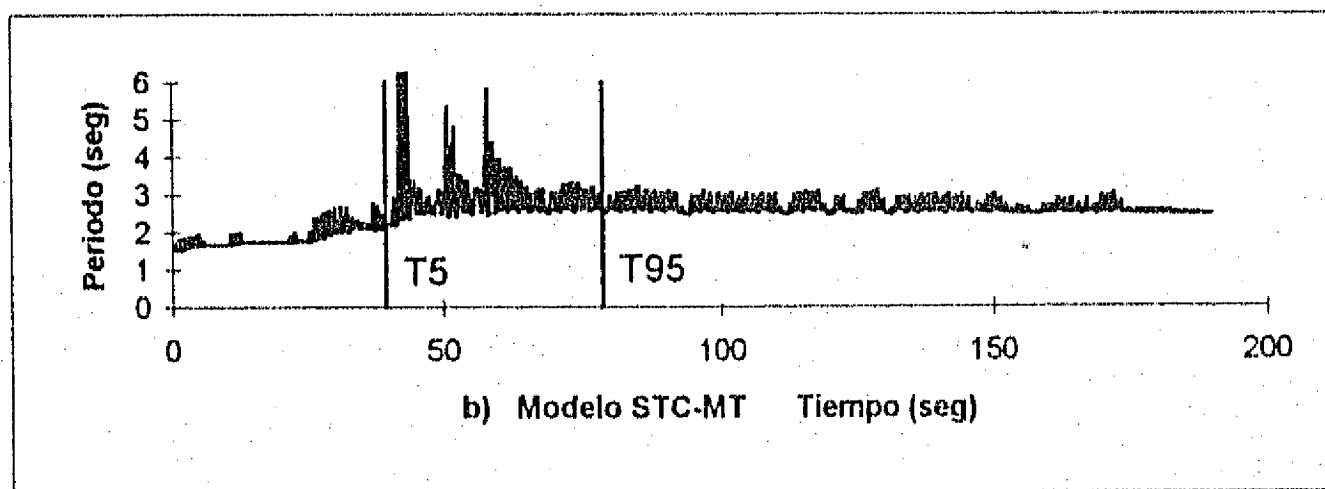
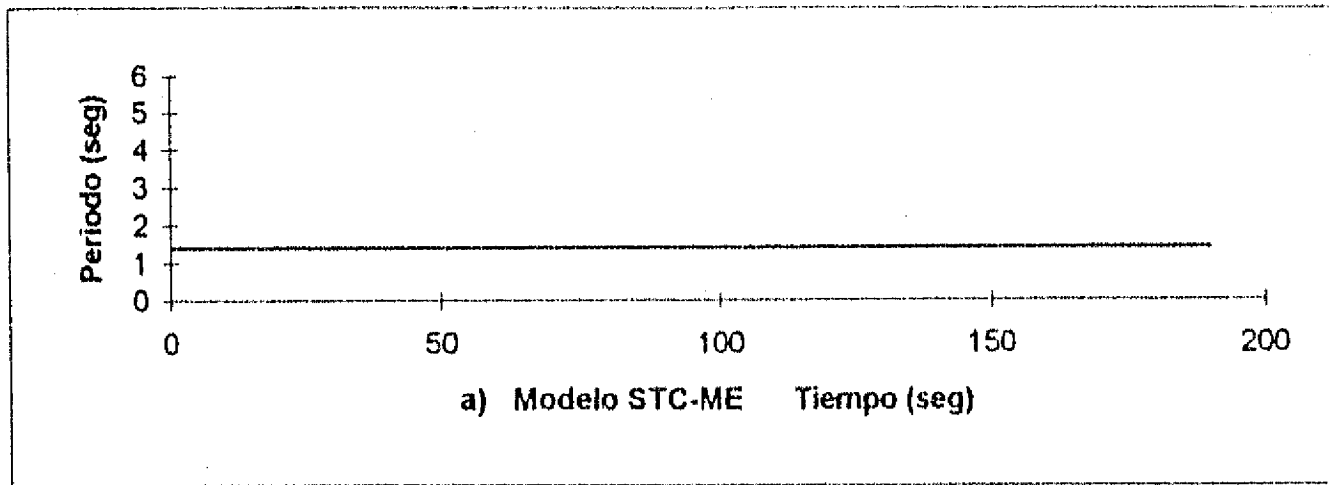


Figura 6.3 Historia de periodo fundamental Instantáneo, Edificio STC, SCT-EW, 1985, 4 modelos

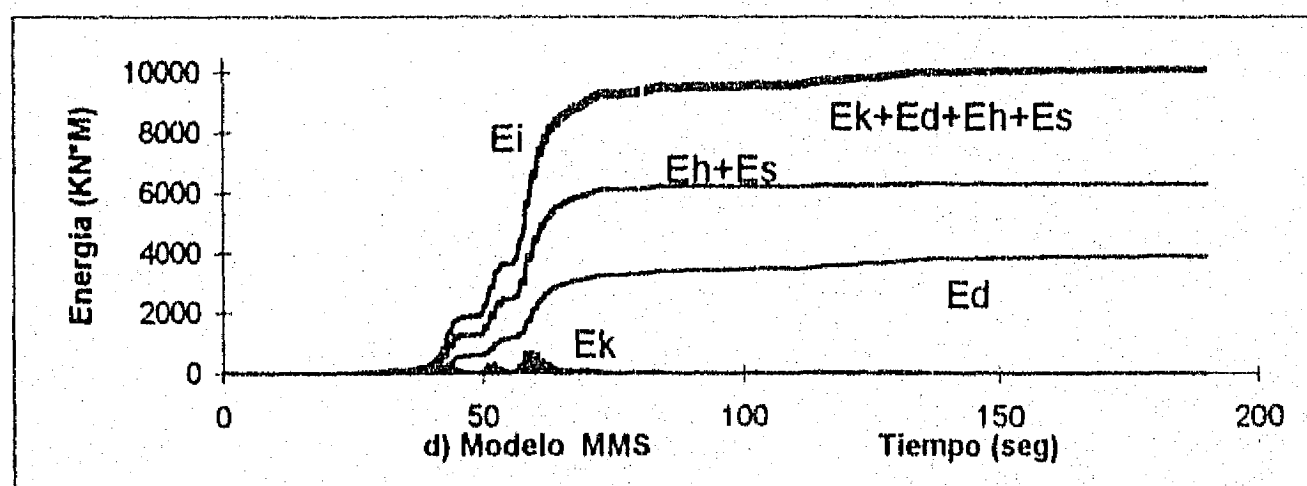
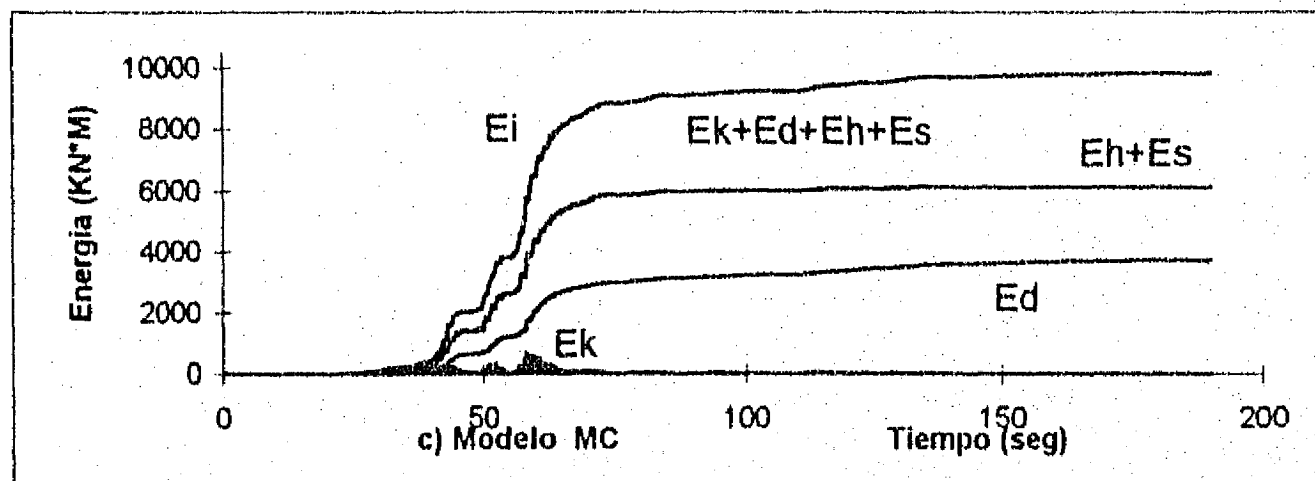
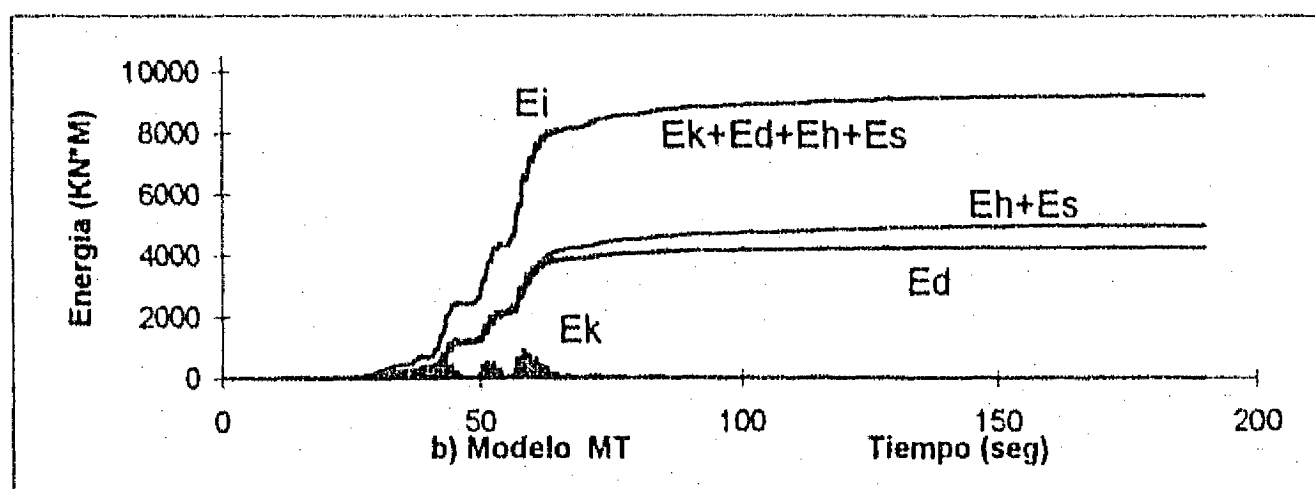
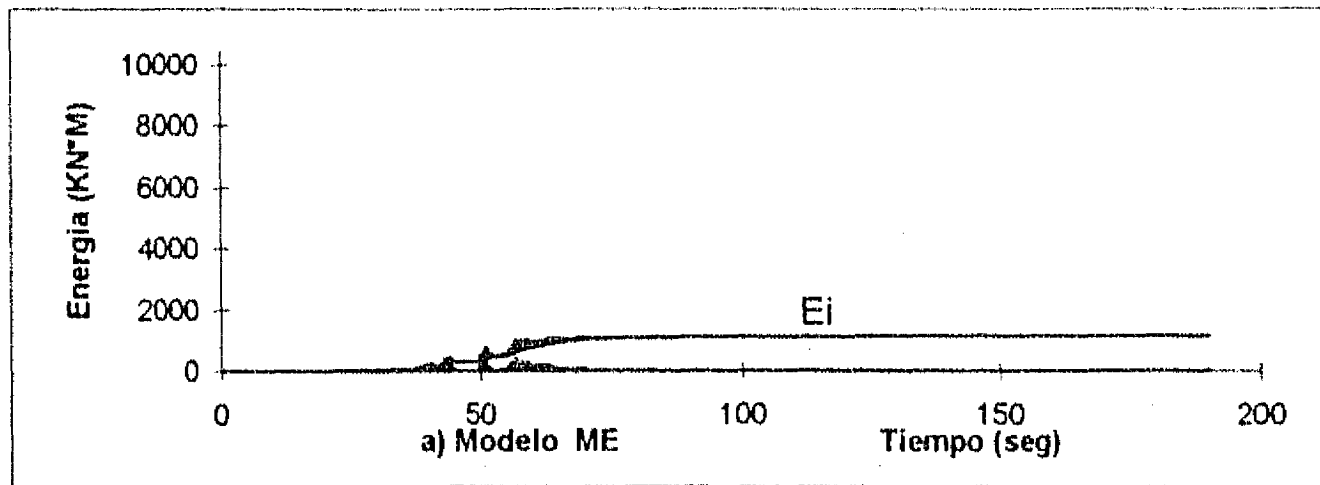


Figura 6.4 Historia de términos de energía, Edificio STC, SCT-EW, 1985

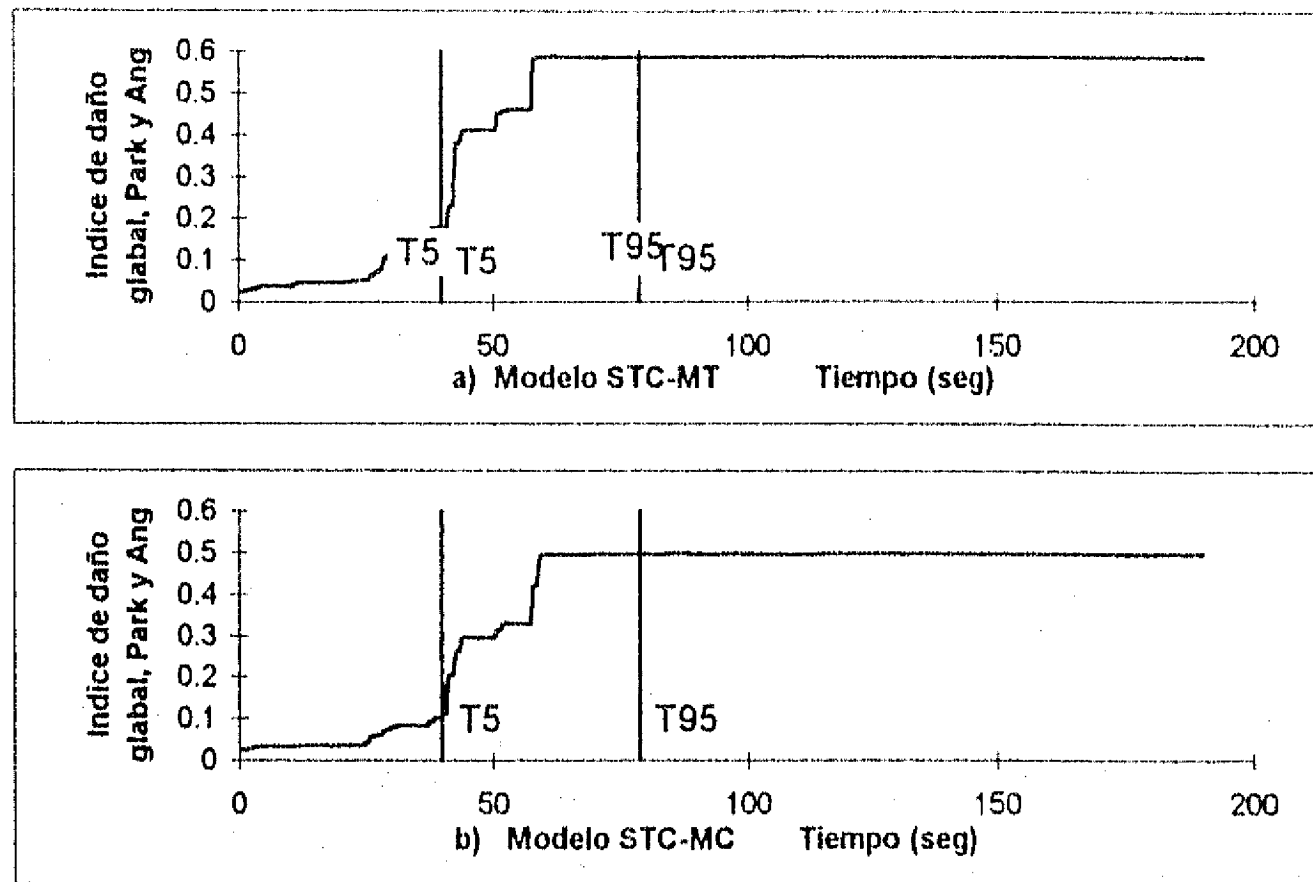


Figura 6.5 Historia de índice de daño global, Park y Ang, Edificio STC SCT-EW, 1985, Modelos MT y MC

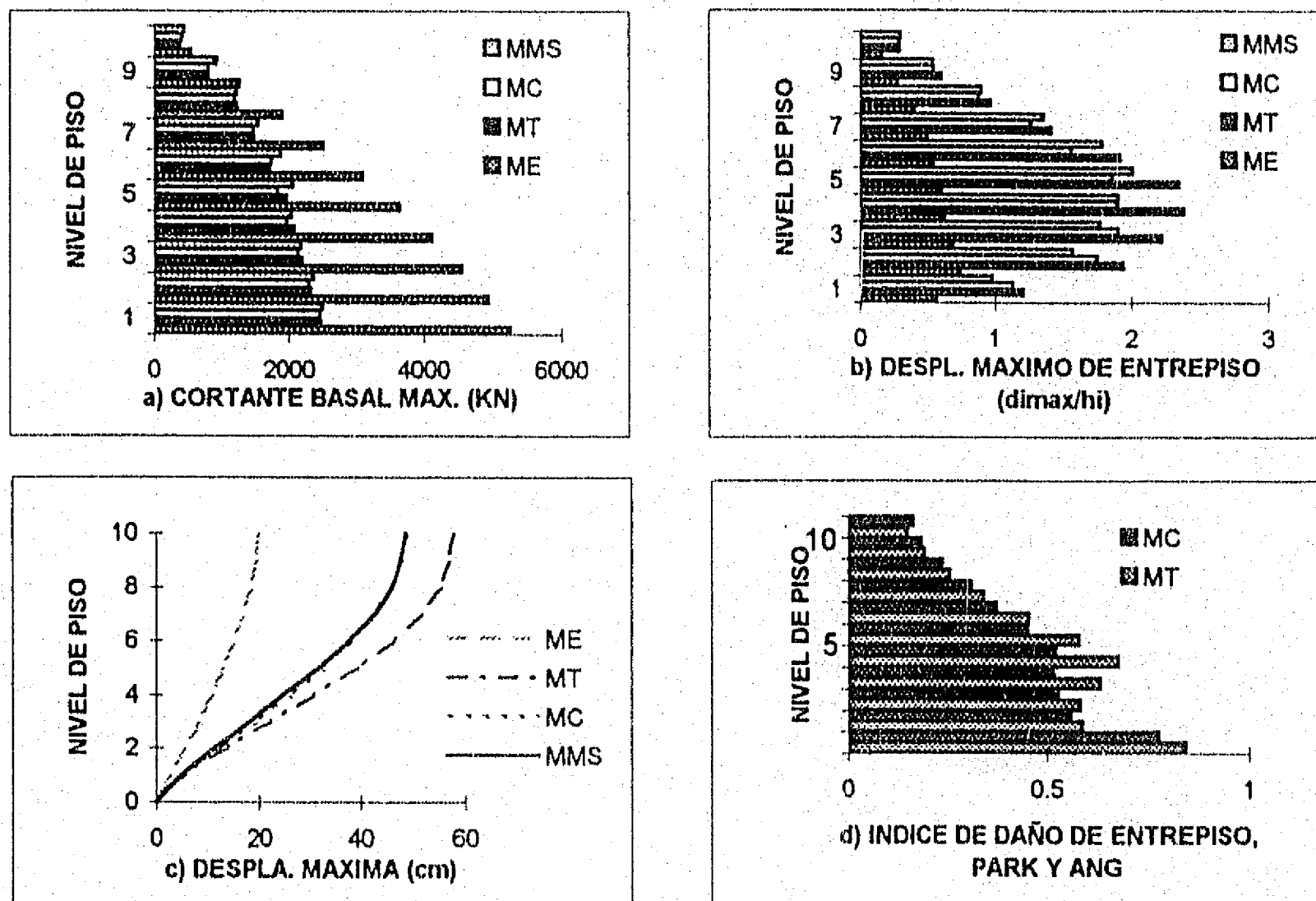
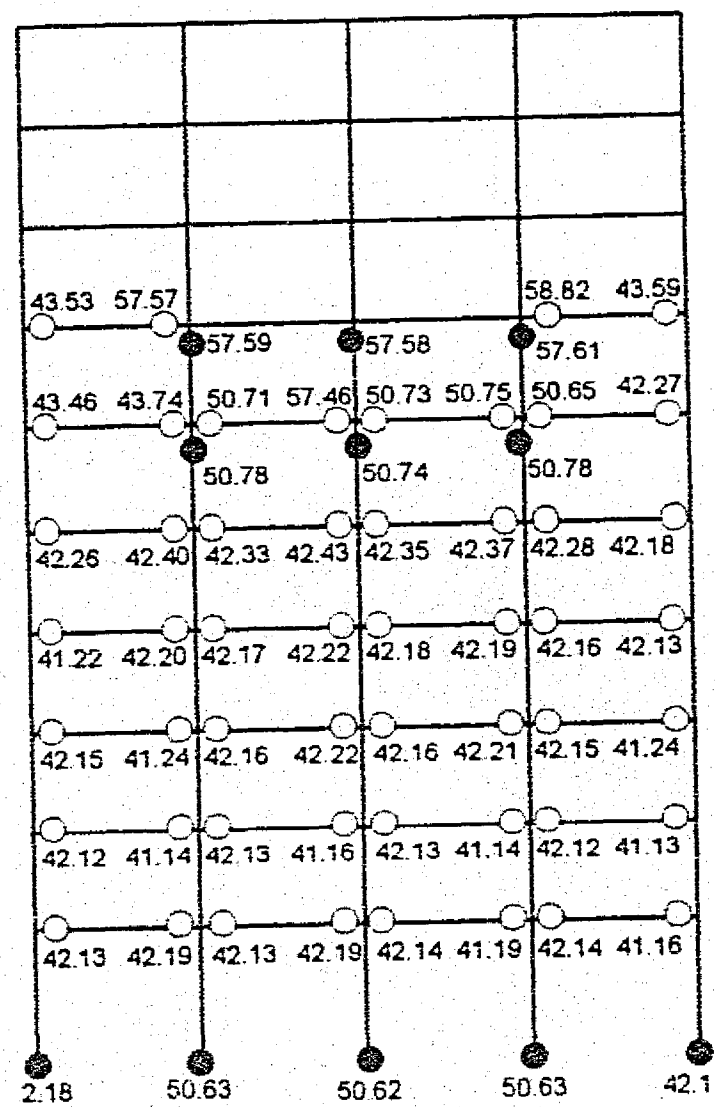
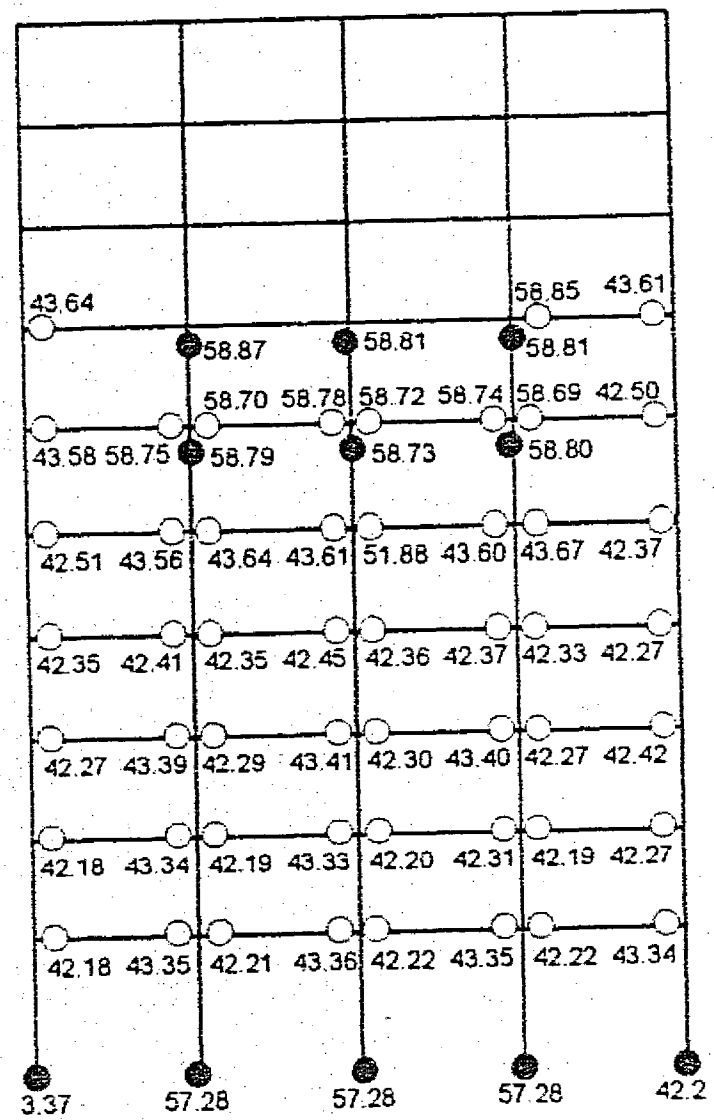


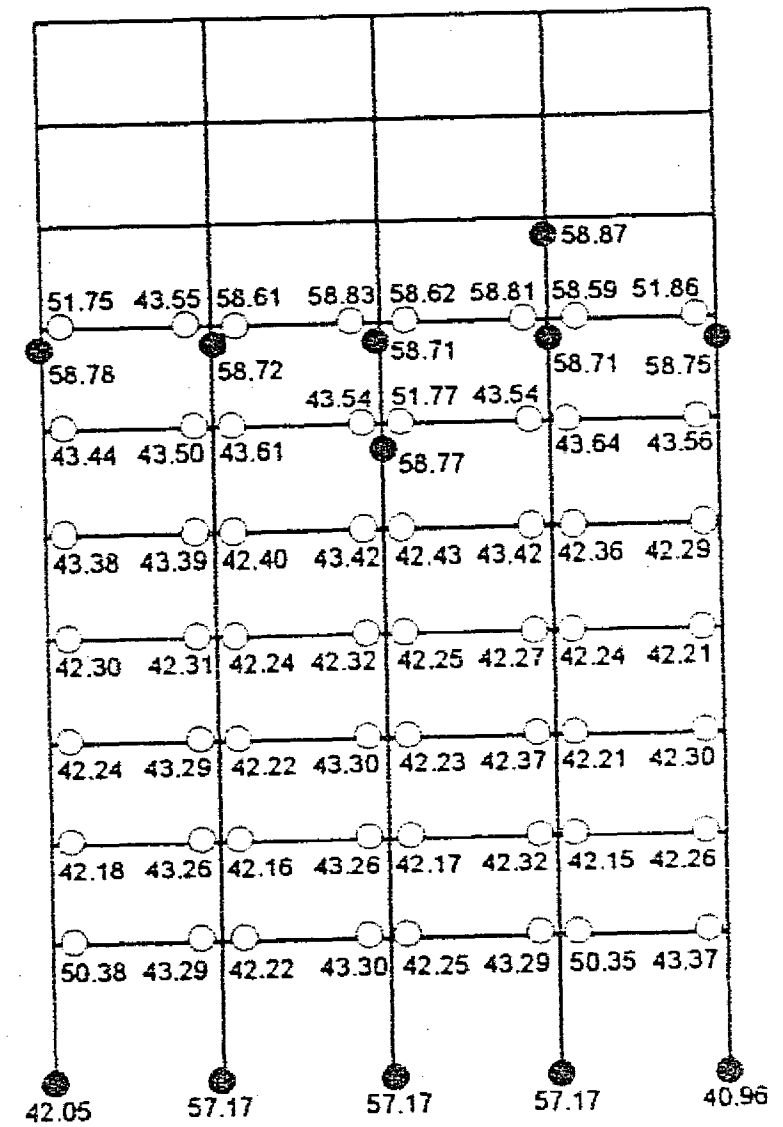
Figura 6.6 Respuesta Máxima de Análisis del Edificio STC, SCT-EW85



a) Modelo MT



b) Modelo MC



c) Modelo MMS

Fig. 6.7 Mecanismos de falla del análisis con 3 distintos modelos

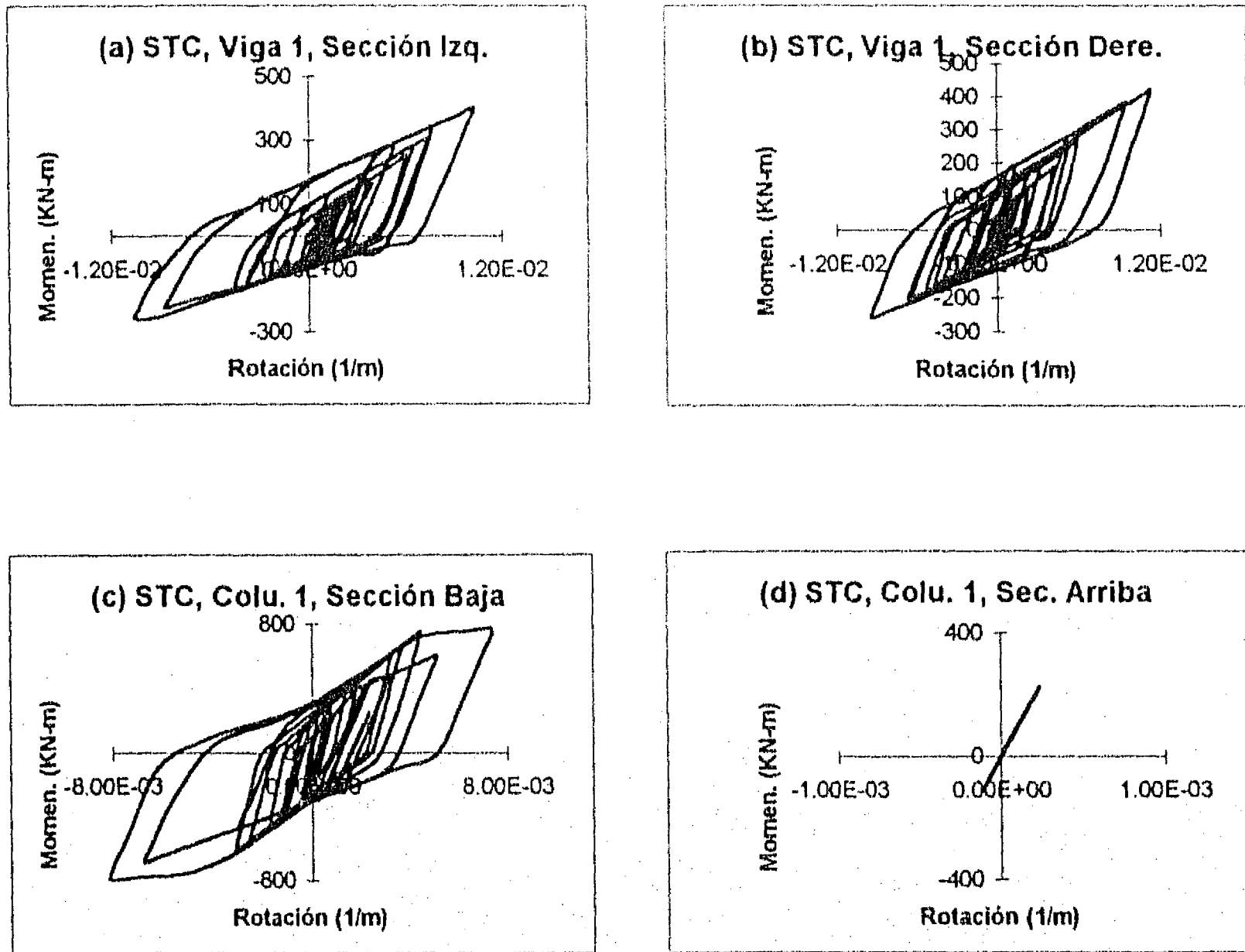


Fig. 6.8 Ciclos de histerésis de elementos, STC, Modelo MC, SCT-EW, 1985

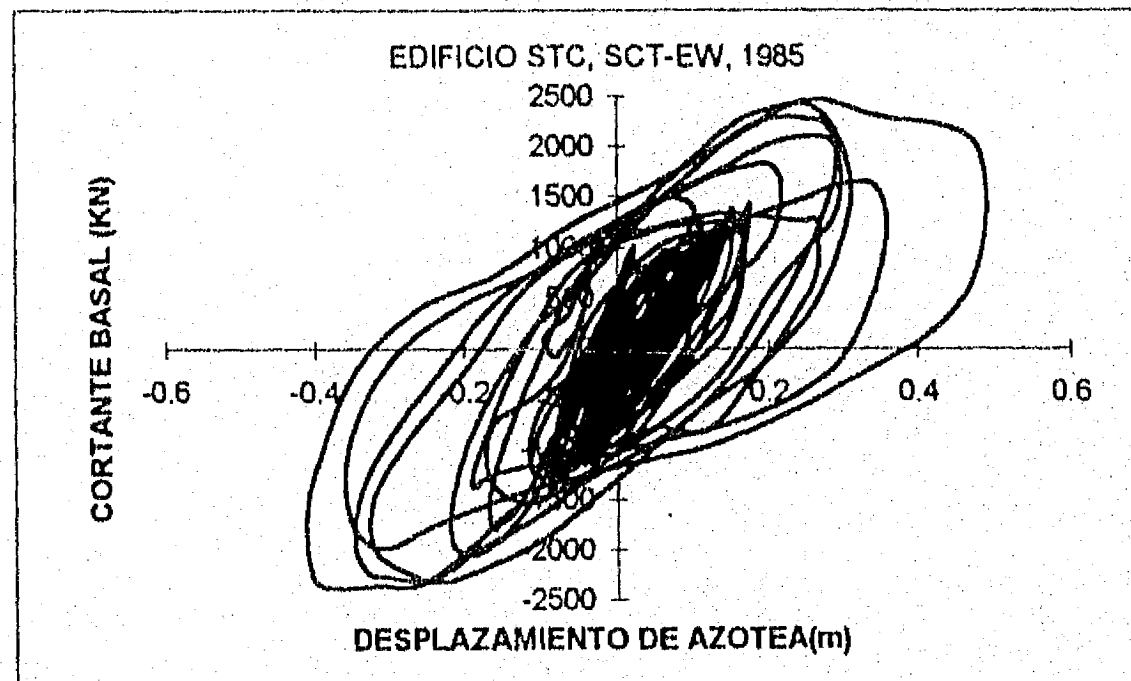


Fig. 6.9 Despl. de Azotea vs. Cortante Basal, STC, Modelo MC, SCT-EW, 1985

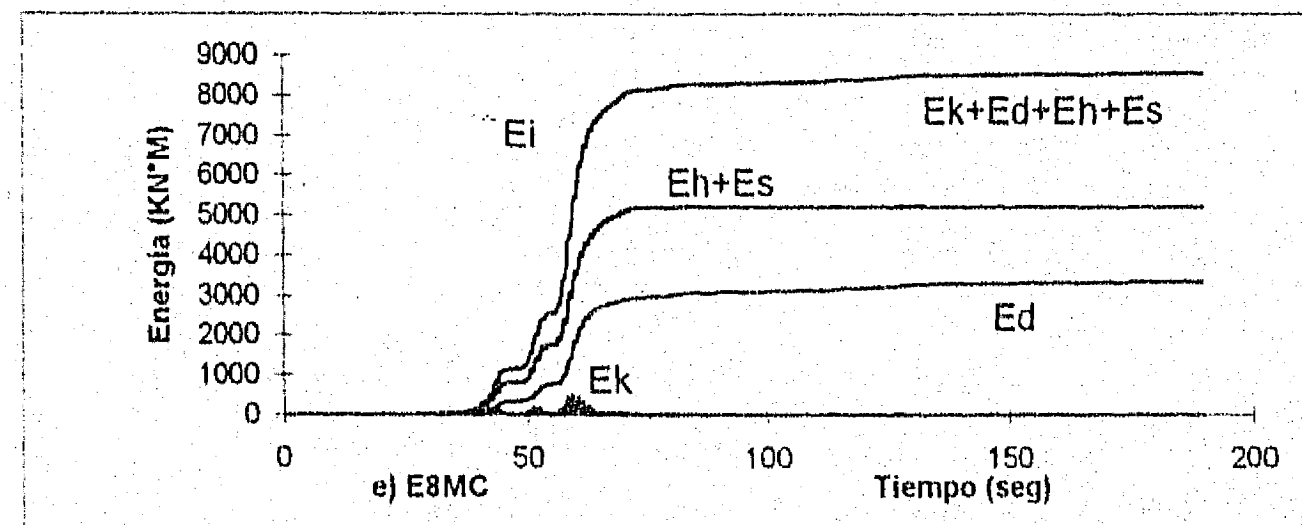
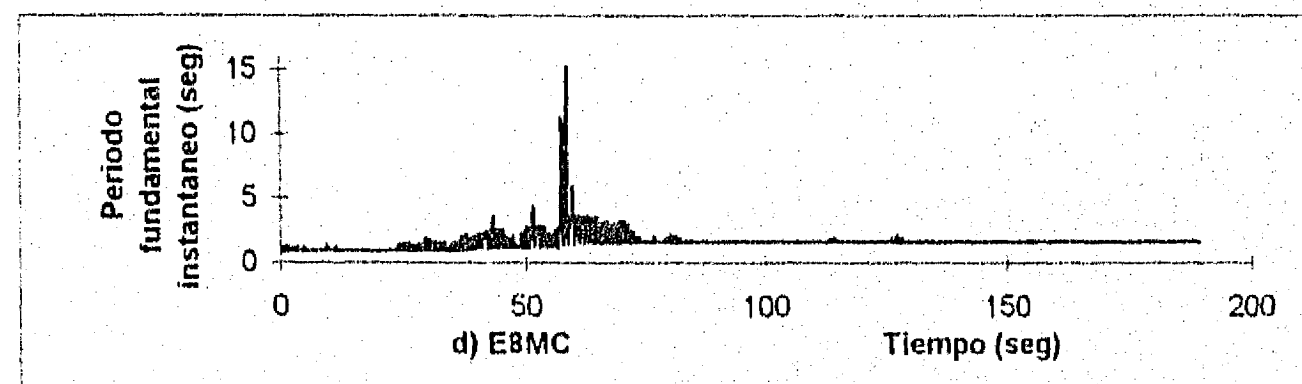
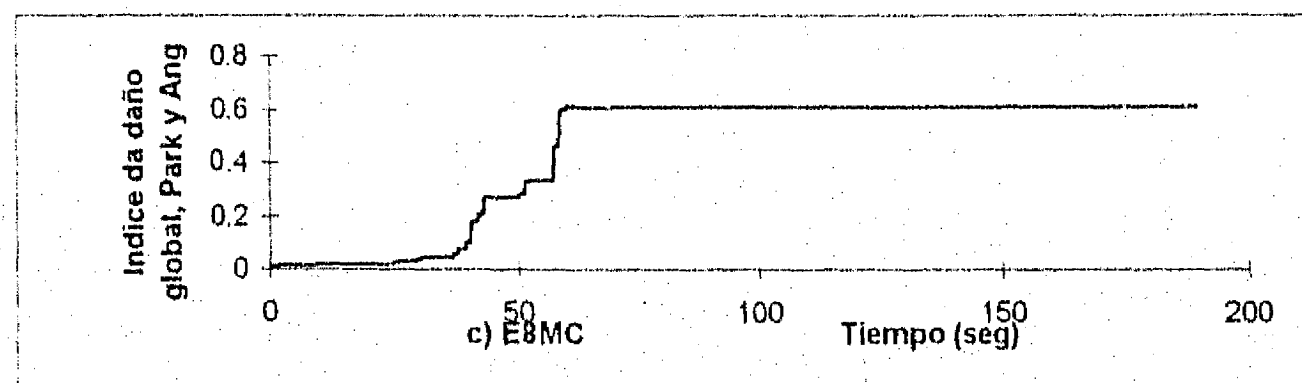
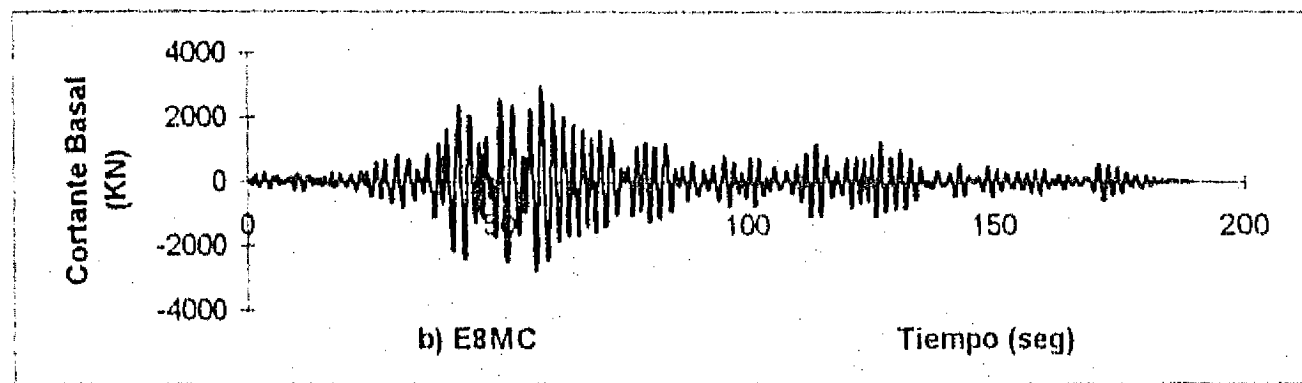
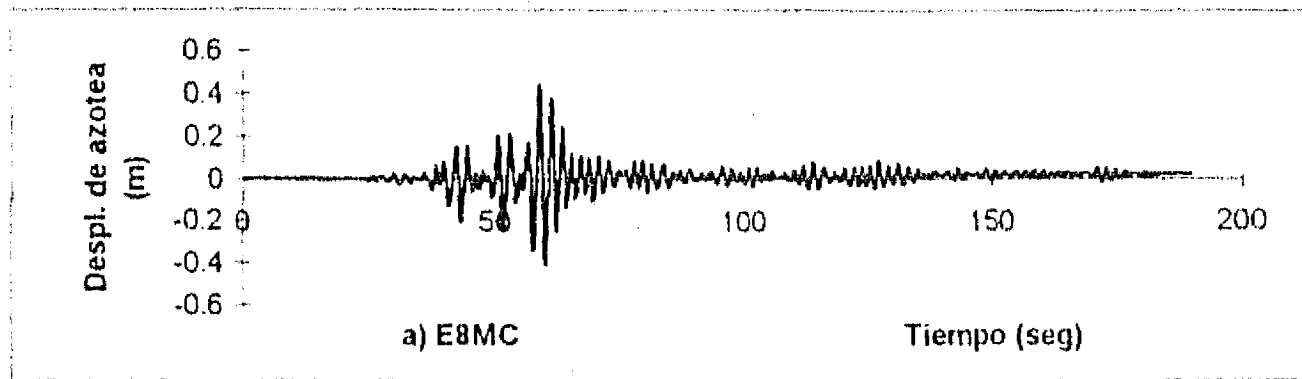


Fig. 6.10 Historia de respuestas del Edificio de 8 pisos, MC, SCT-EW, 1985

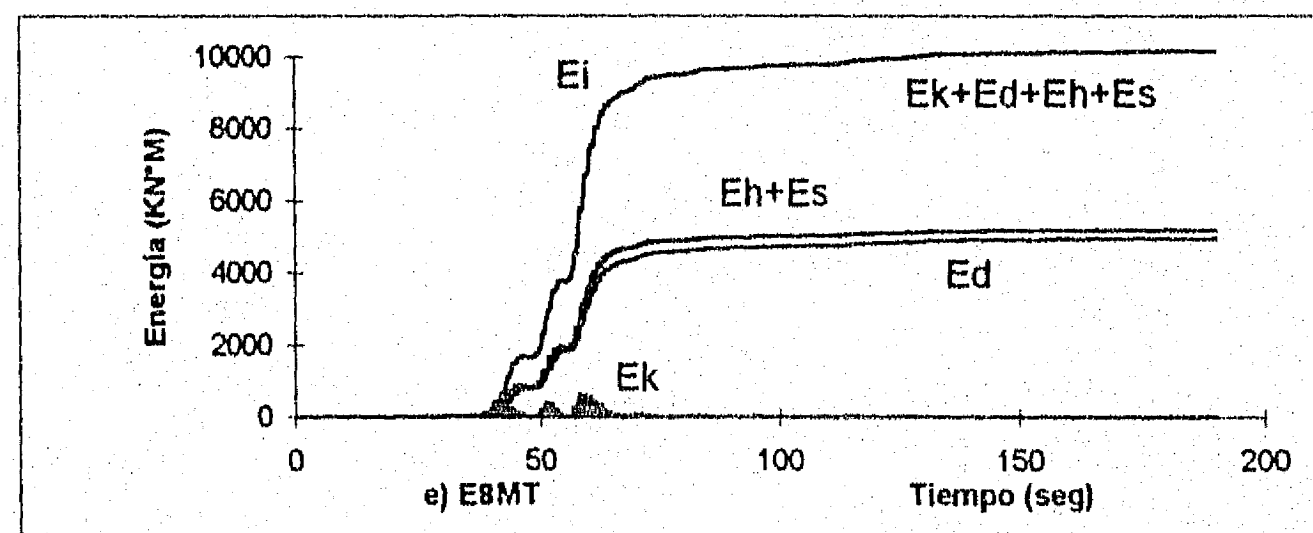
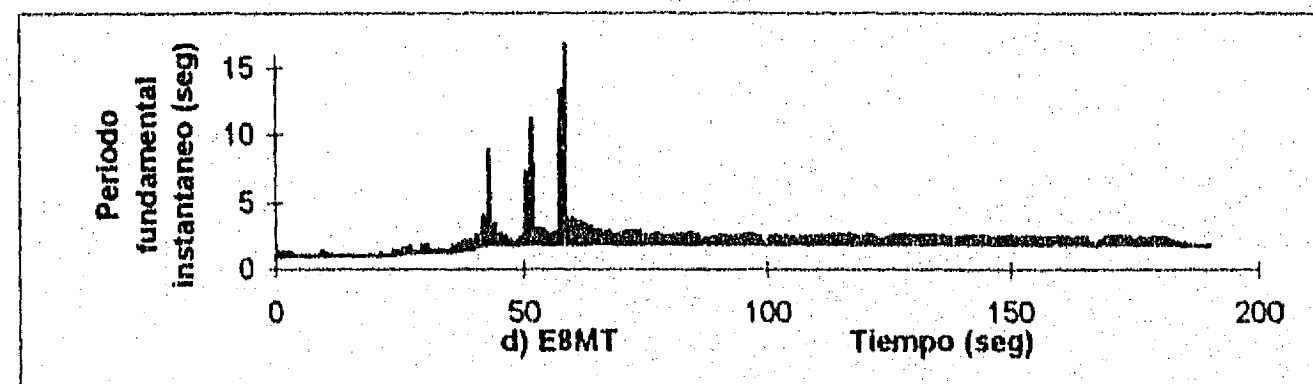
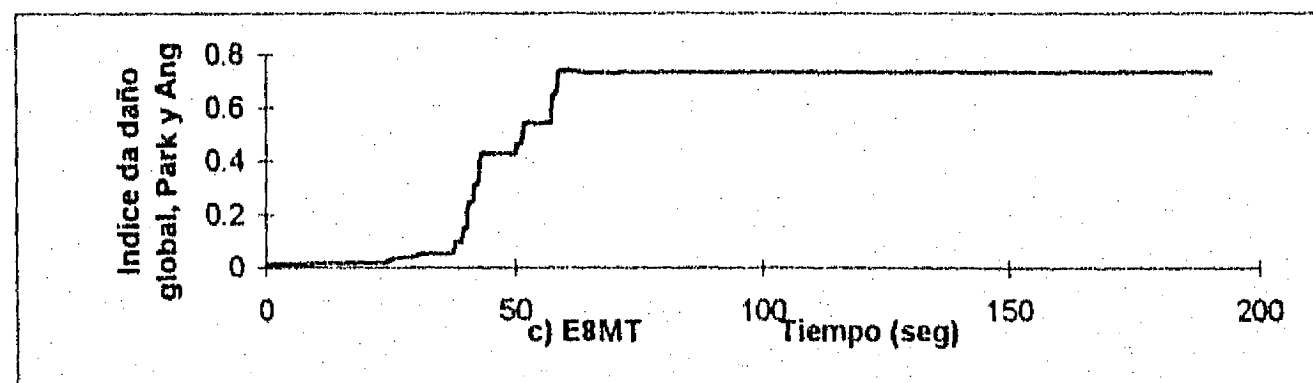
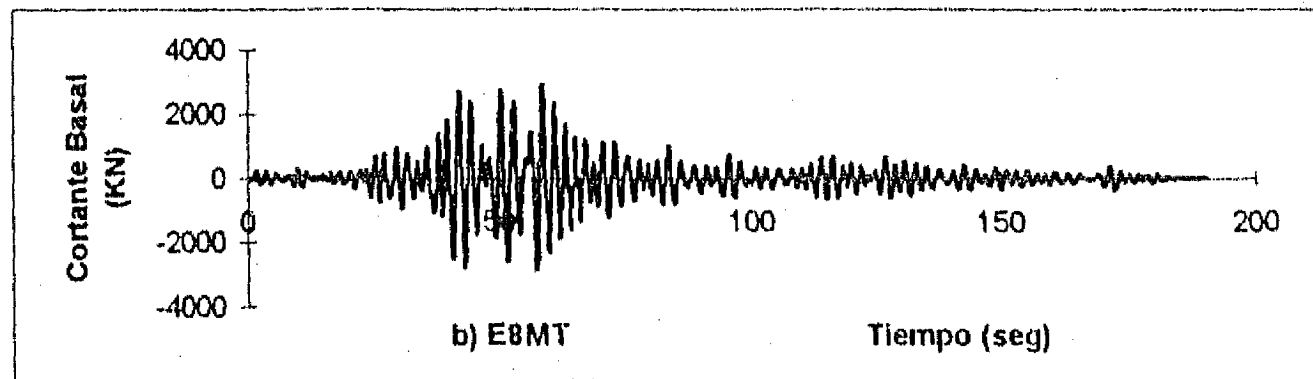
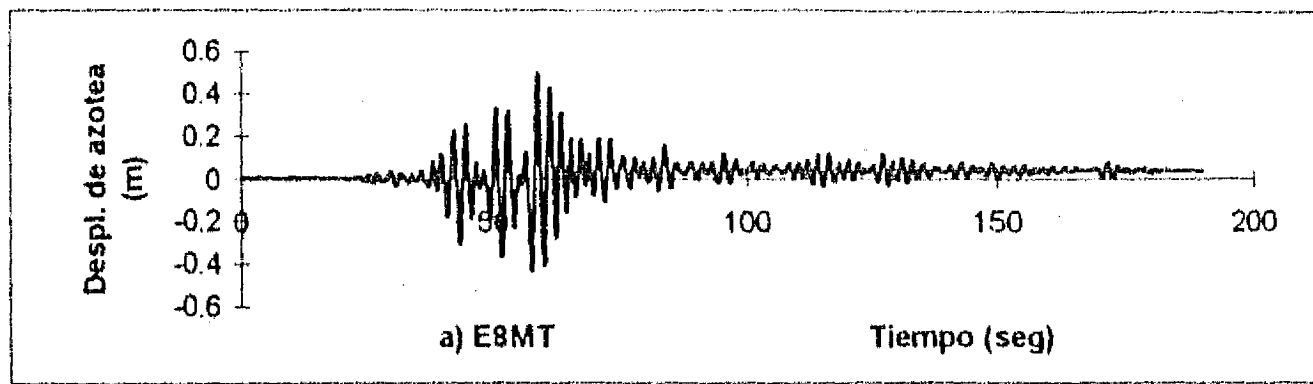


Fig. 6.11 Historia de respuestas del Edificio de 8 pisos, MT, SCT-EW, 1985

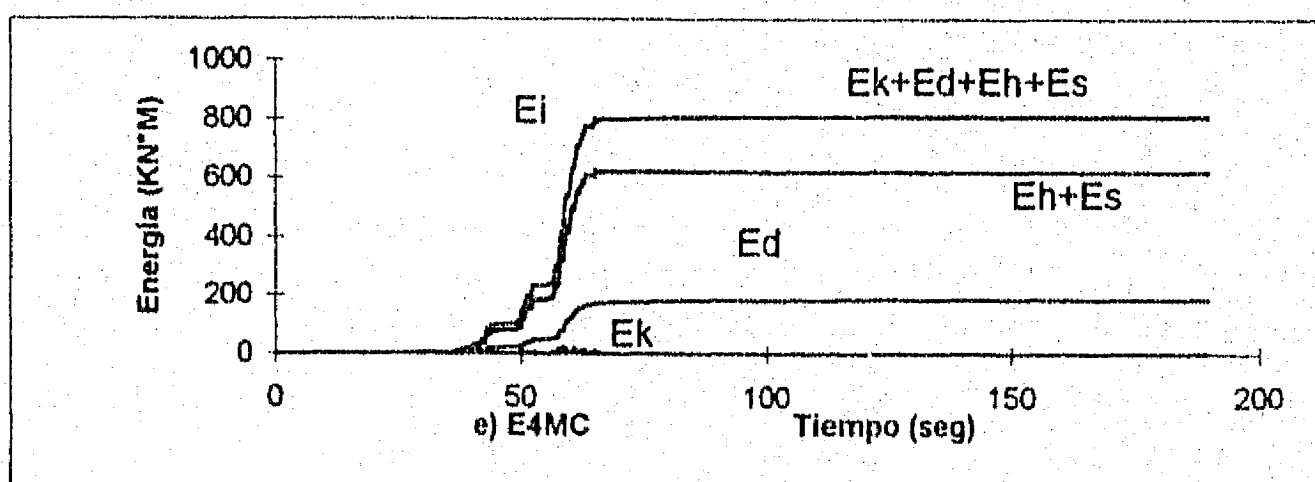
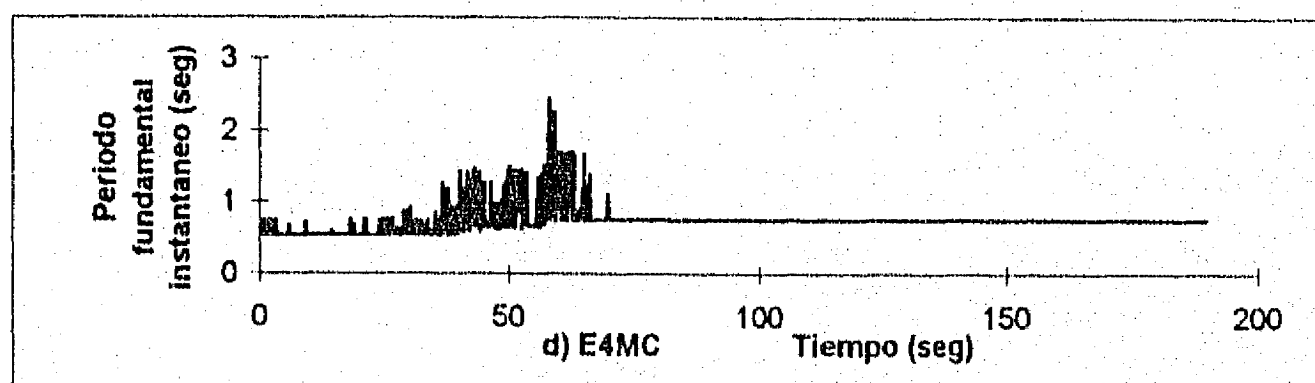
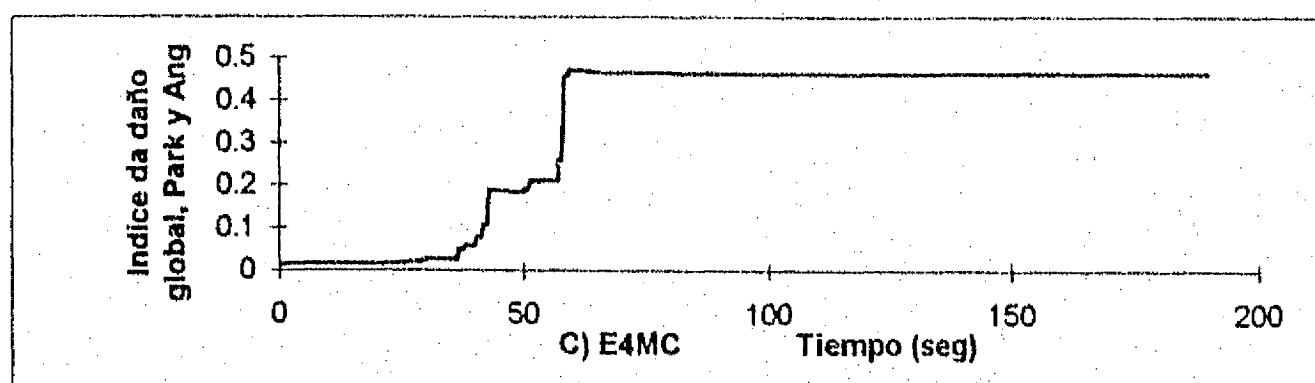
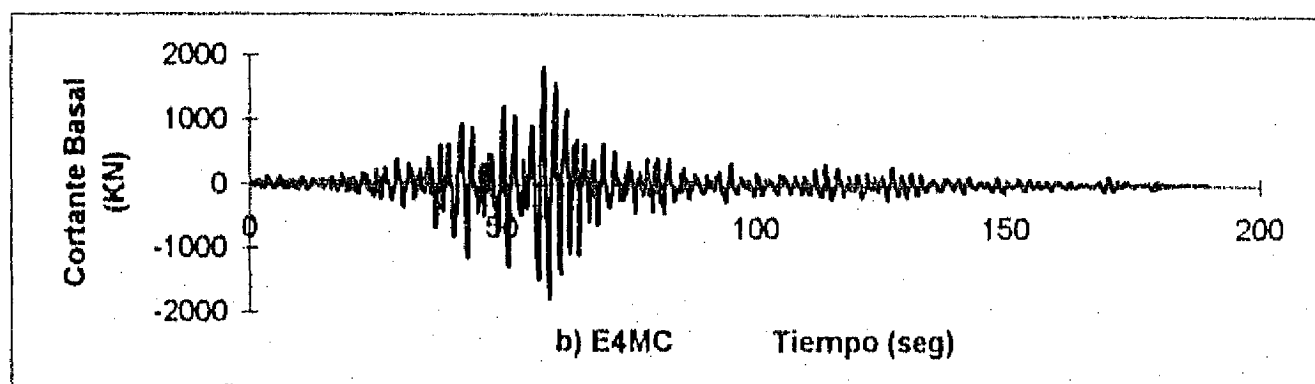
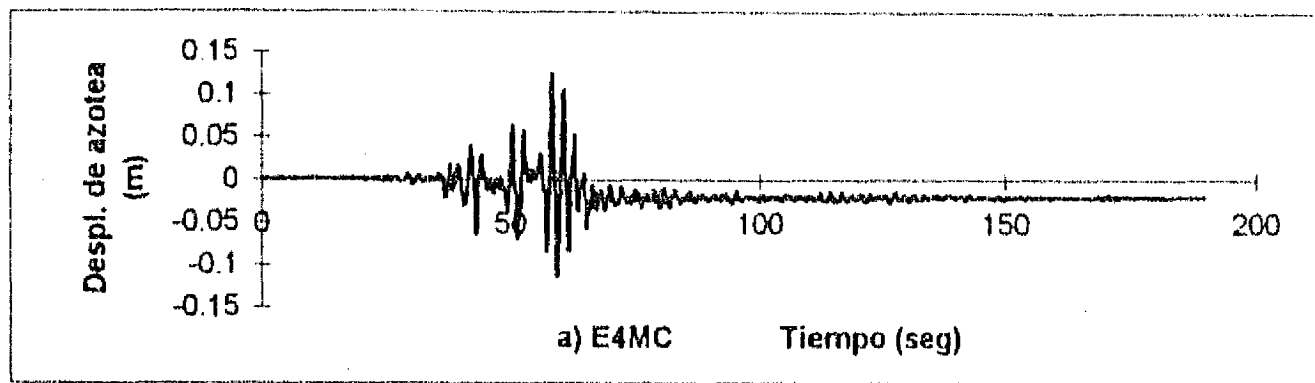


Fig. 6.12 Historia de respuestas del Edificio de 4 pisos, MC, SCT-EW, 1985



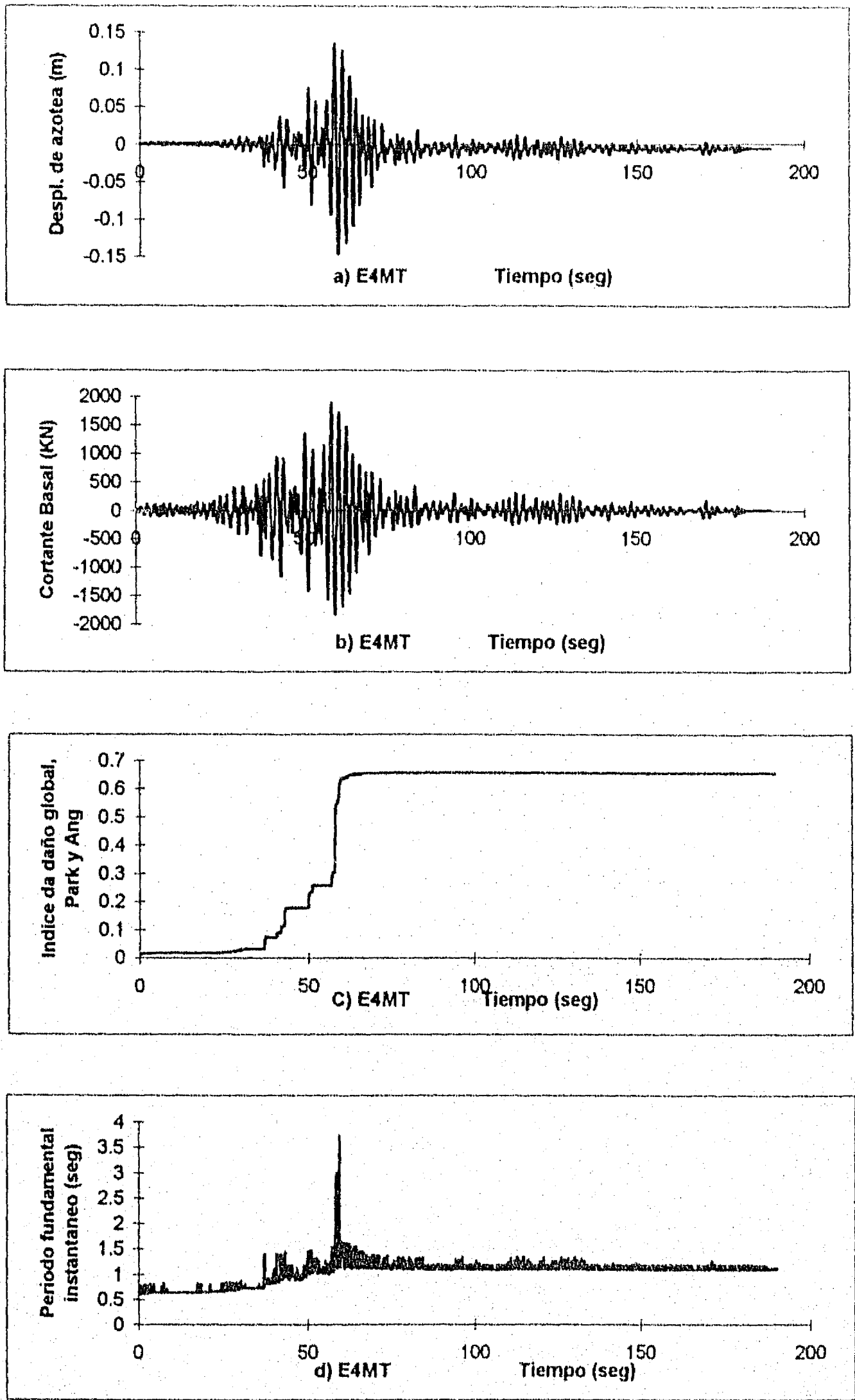


Fig. 6.13 Historia de respuesta del Edificio de 4 pisos, MT, SCT-EW, 1985

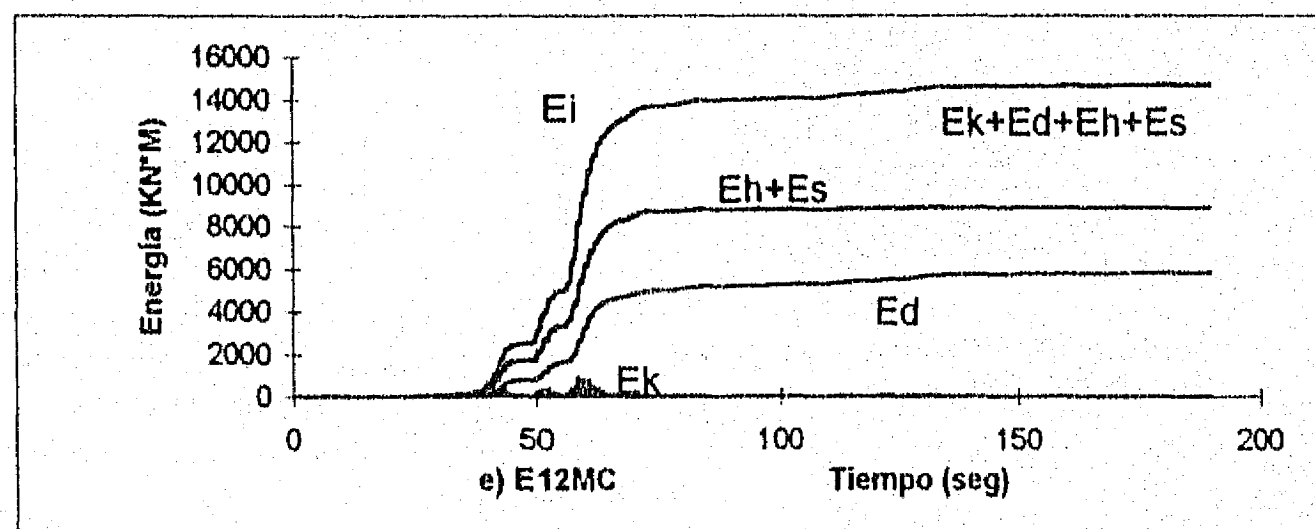
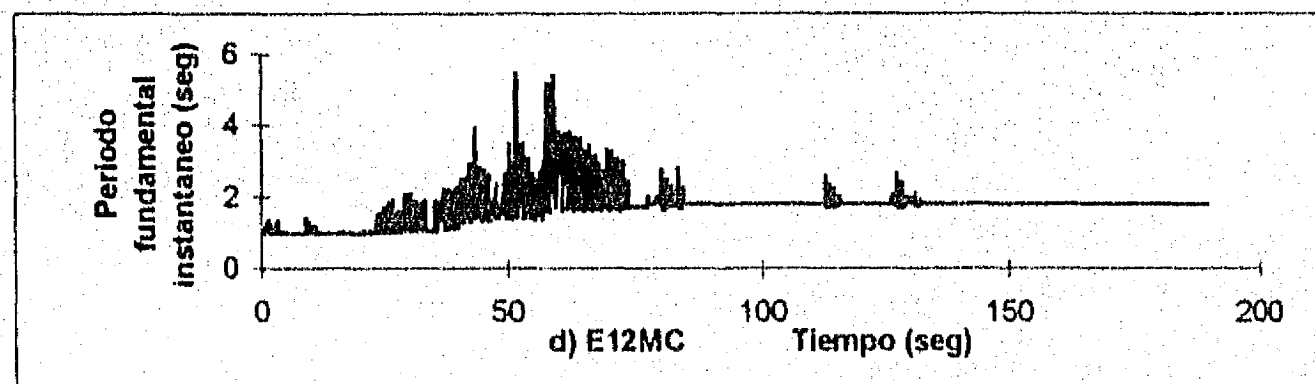
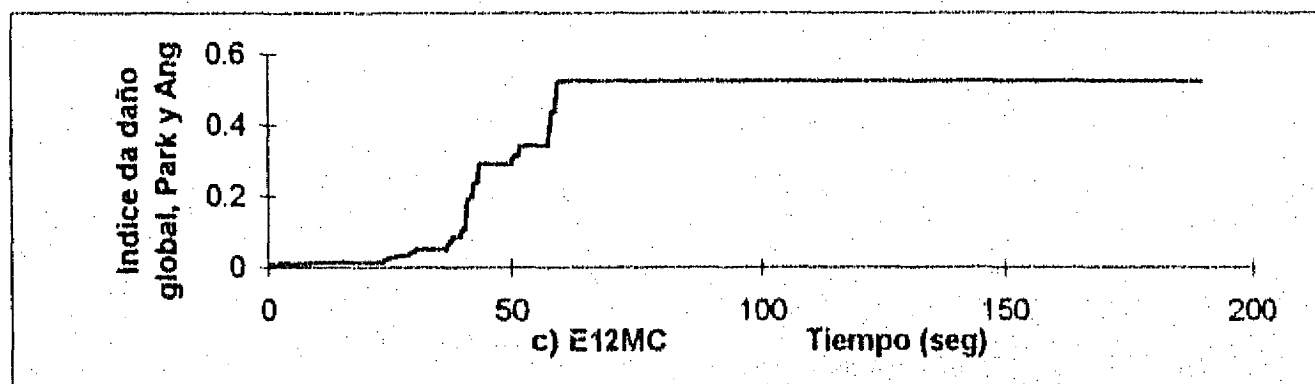
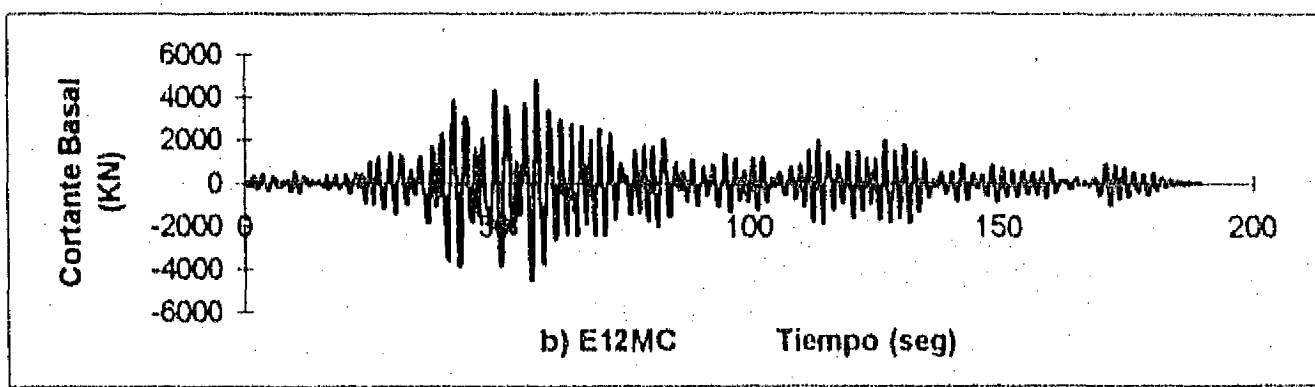
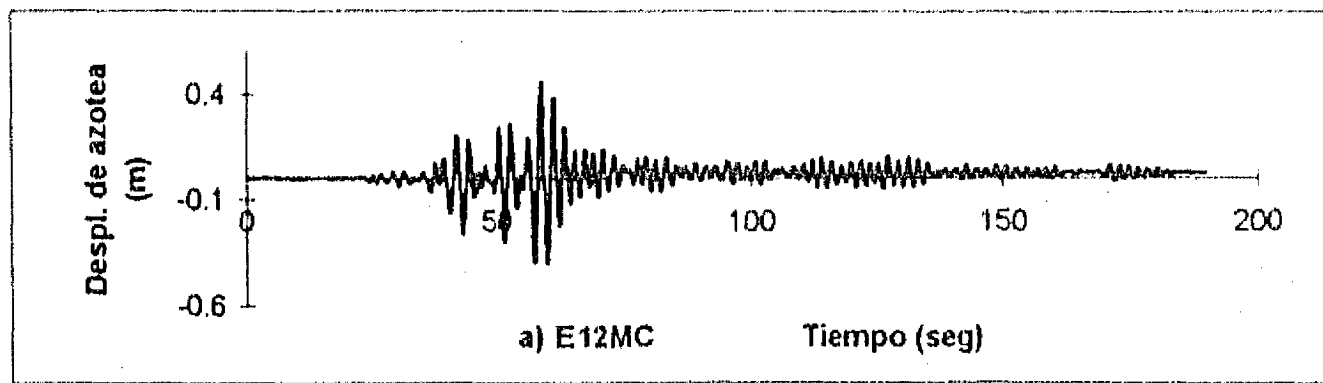


Fig. 6.14 Historia de respuestas de Edificio de 12 pisos, MC, SCT-EW, 1985

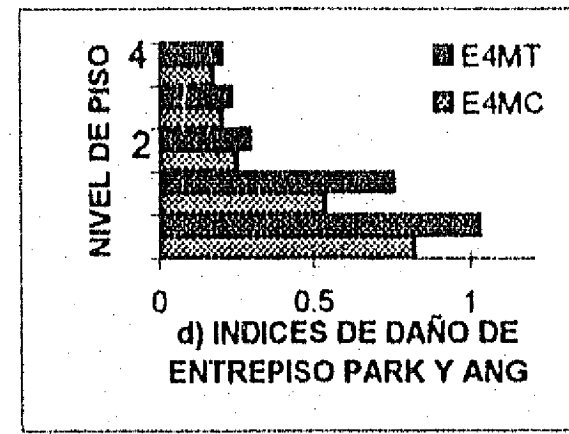
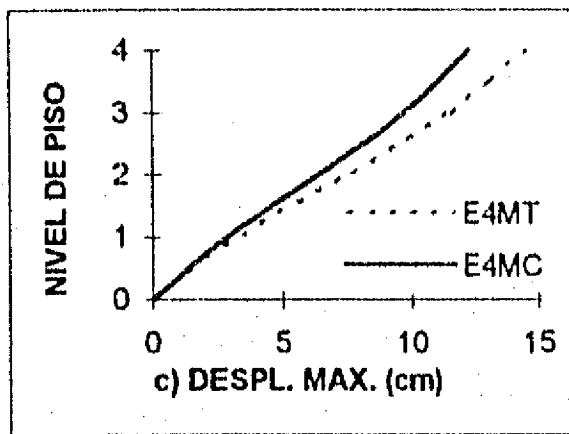
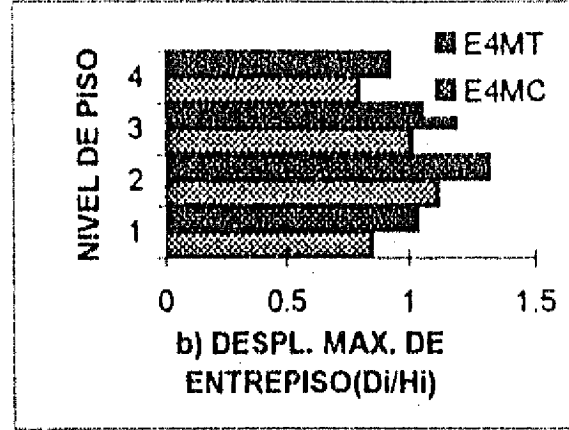
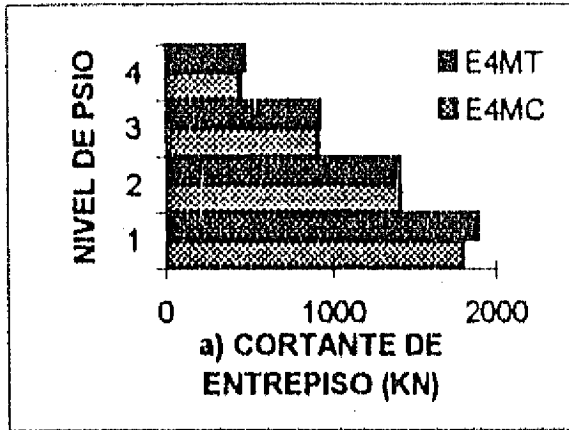


Fig. 6.15 Respuestas Máximas del Edificio de 4 pisos, Modelo E4MC y E4MT, SCT-EW, 1985

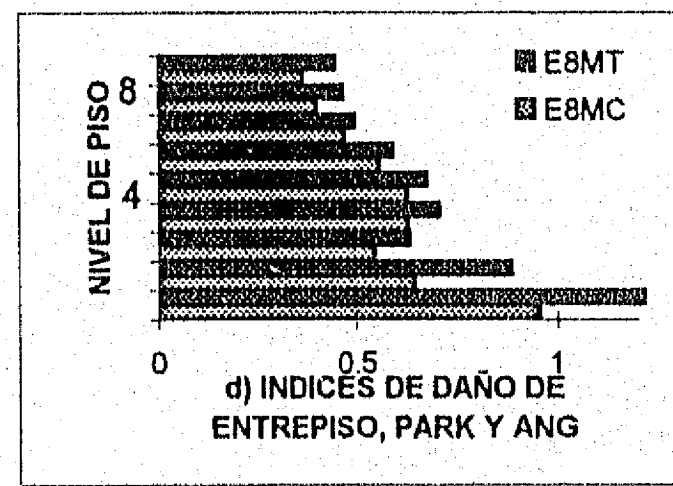
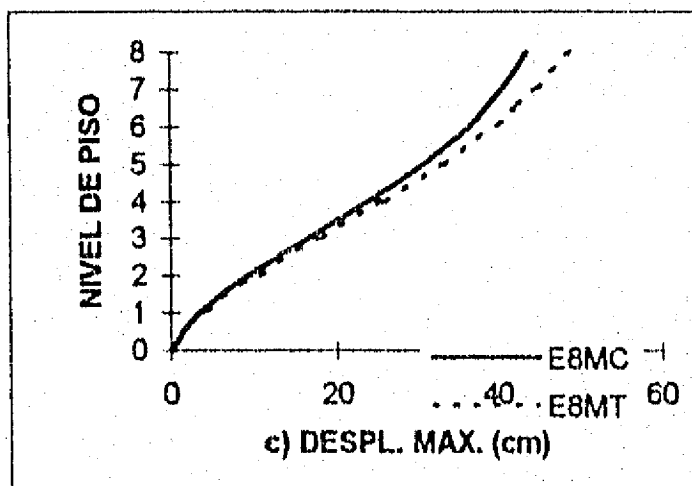
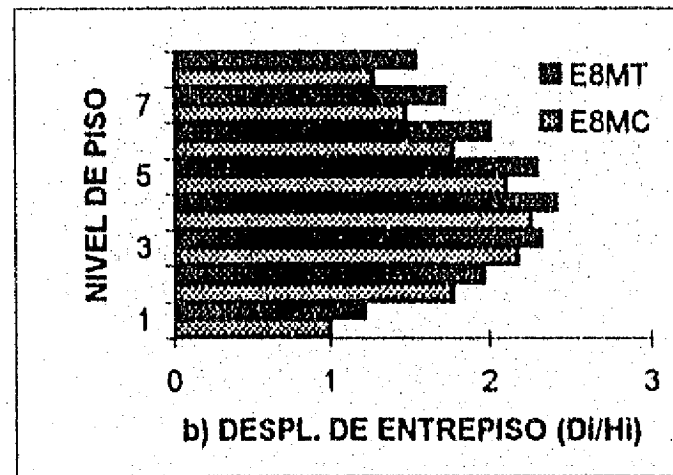
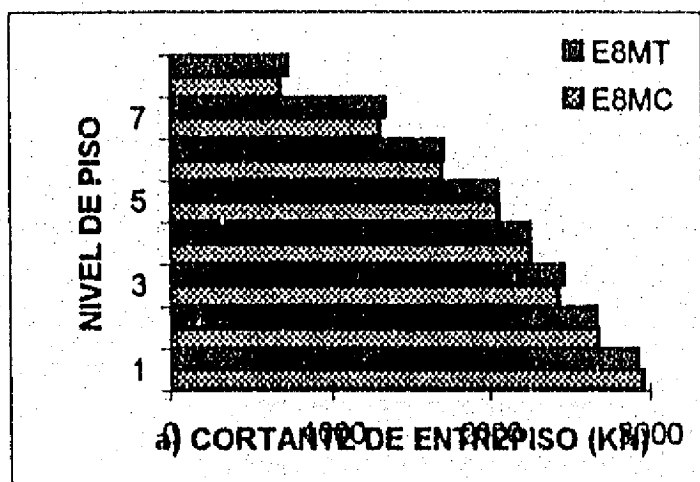


Fig. 6.16 Respuestas Máximas del Edificio de 8 pisos, Modelo E8MC y E8MT, SCT-EW, 1985

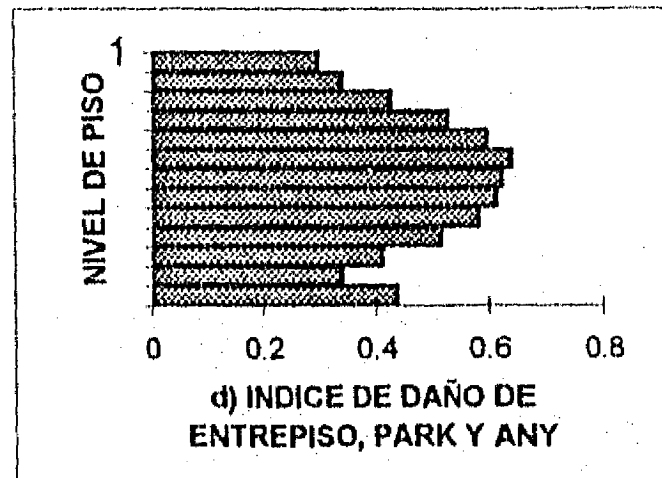
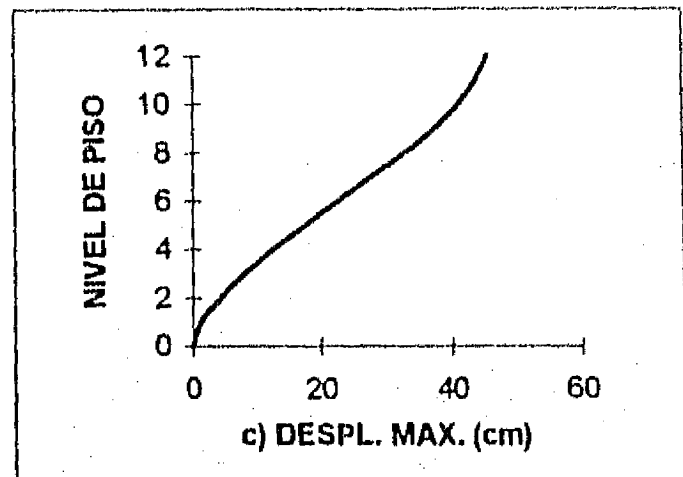
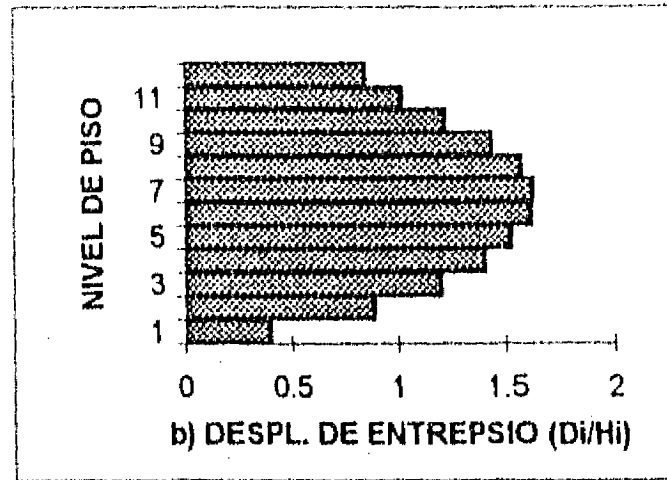
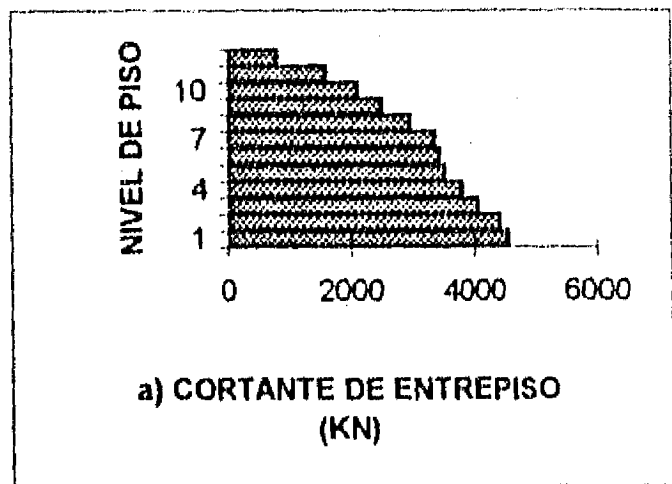


Fig. 6.17 Respuesta Máxima del Edificio de 12 pisos, Modelo MC, SCT-EW, 1985

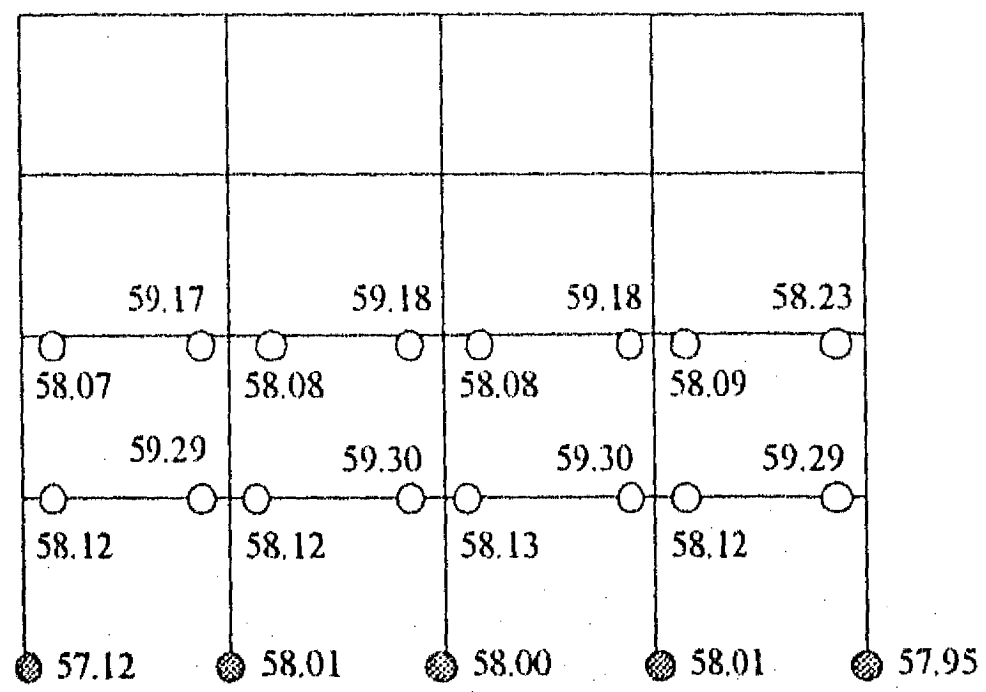


Fig. 6.18a Mecanismo de falla del E4MC

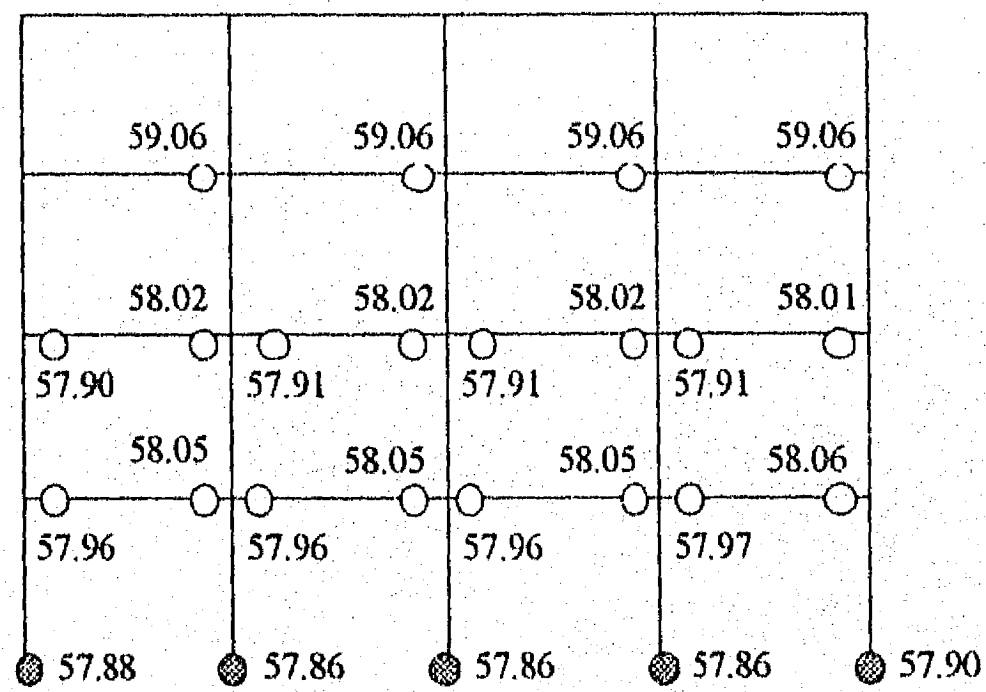


Fig. 6.18b Mecanismo de falla del E4MT

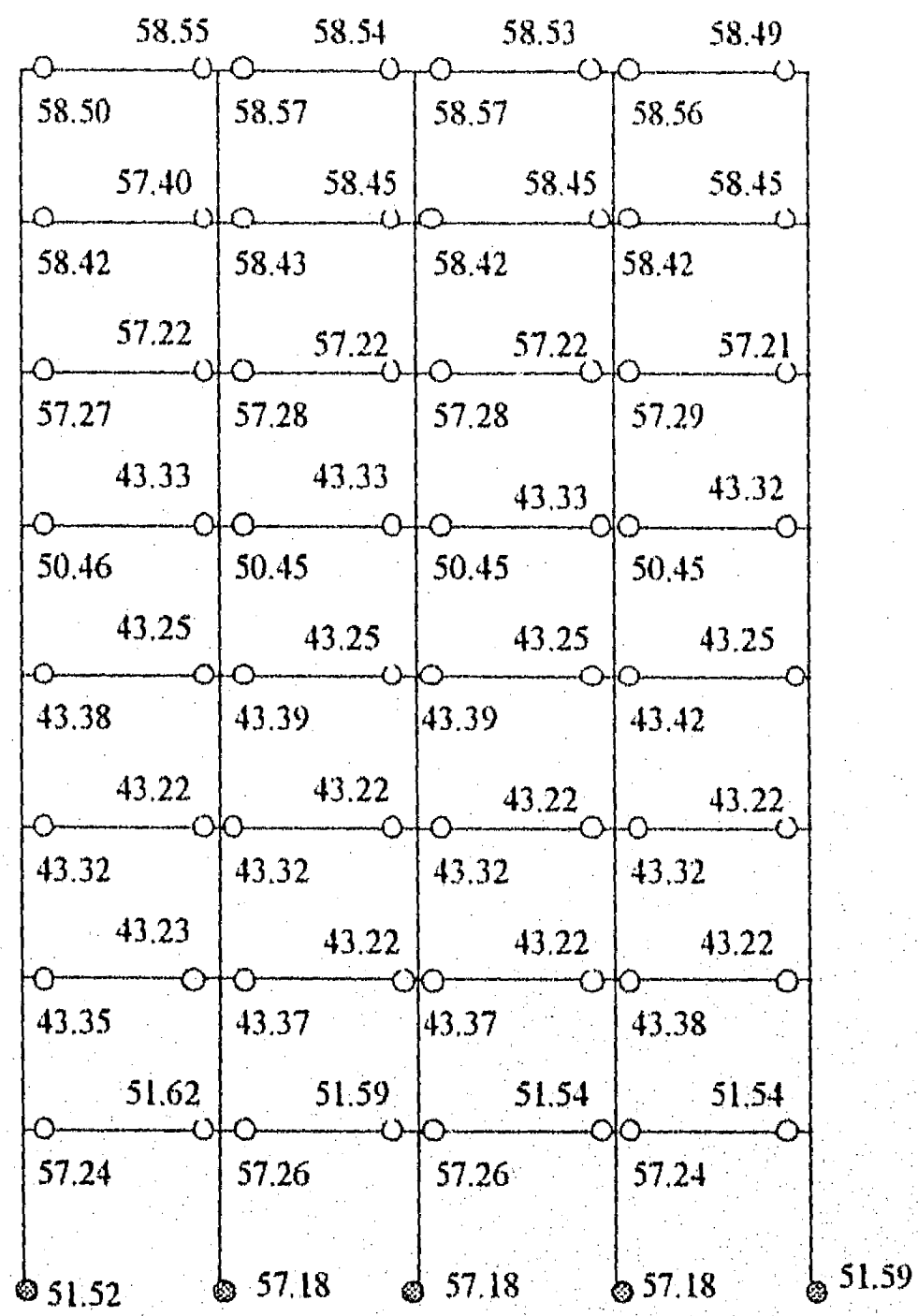


Fig. 6.18c mecanismo de falla del E8MC

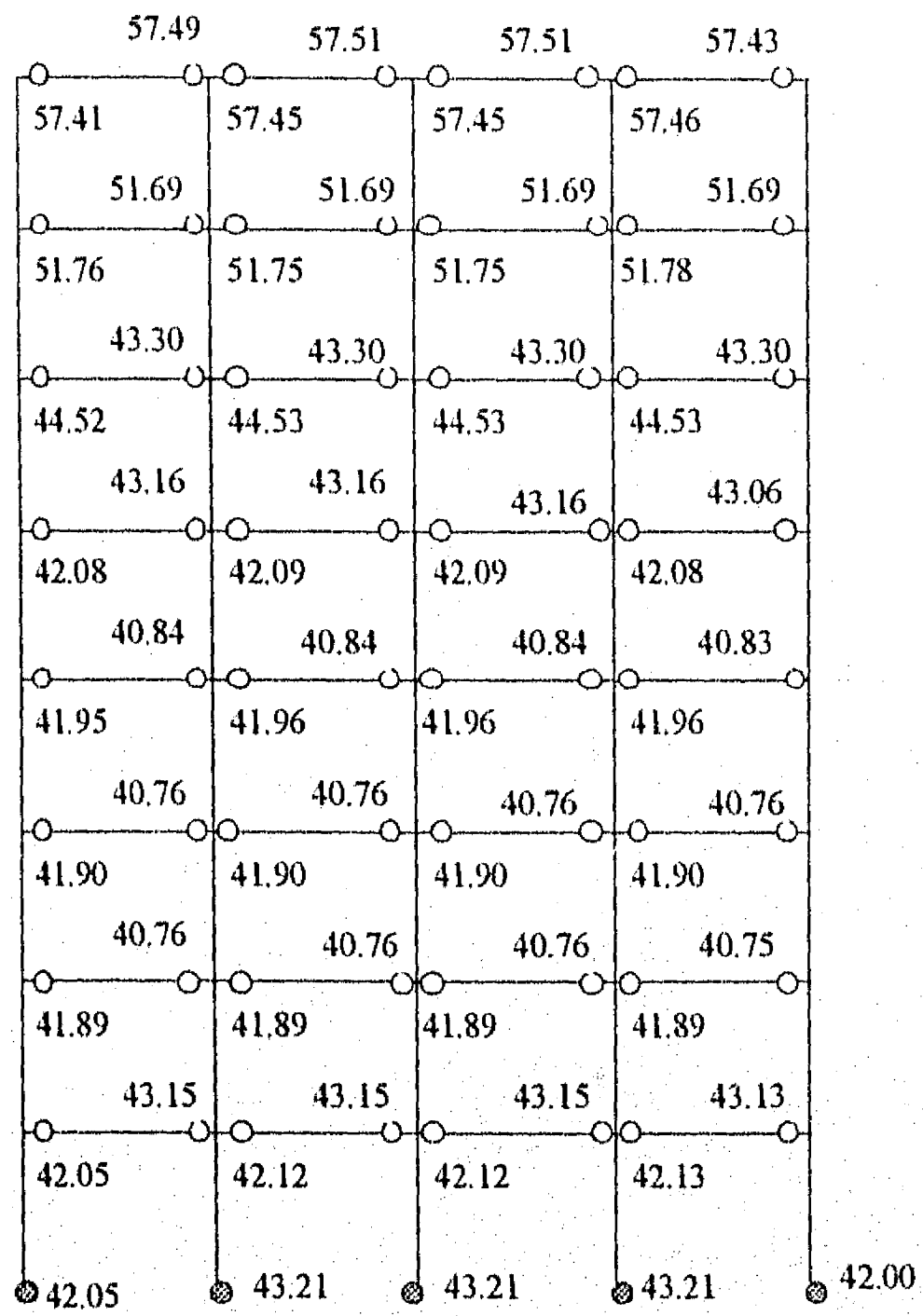


Fig. 6.18d Mecanismo de falla del E8MT

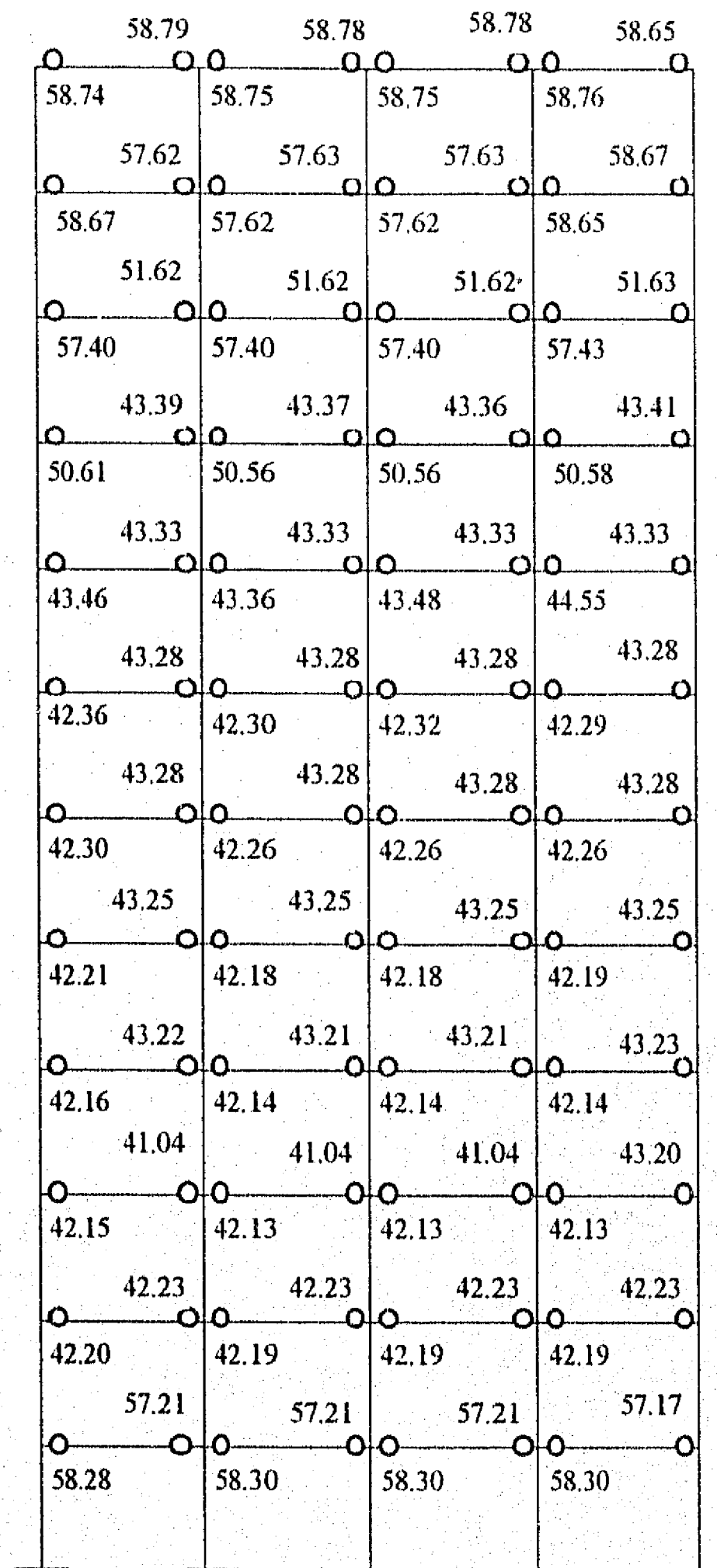


Fig. 6.18e Mecanismo de falla del E12MC



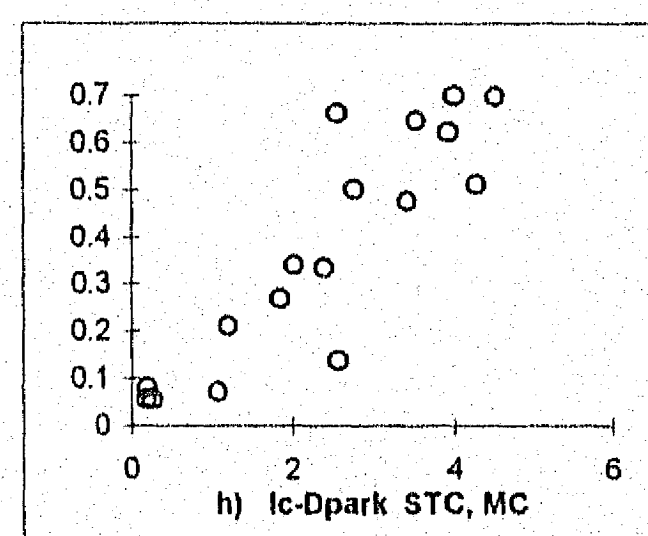
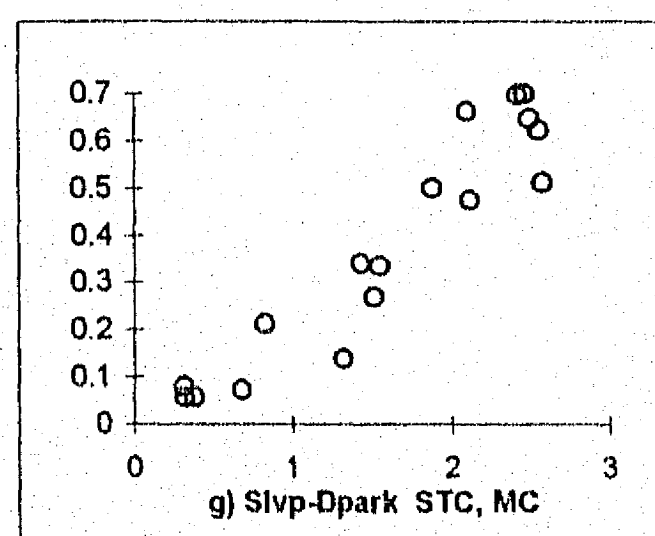
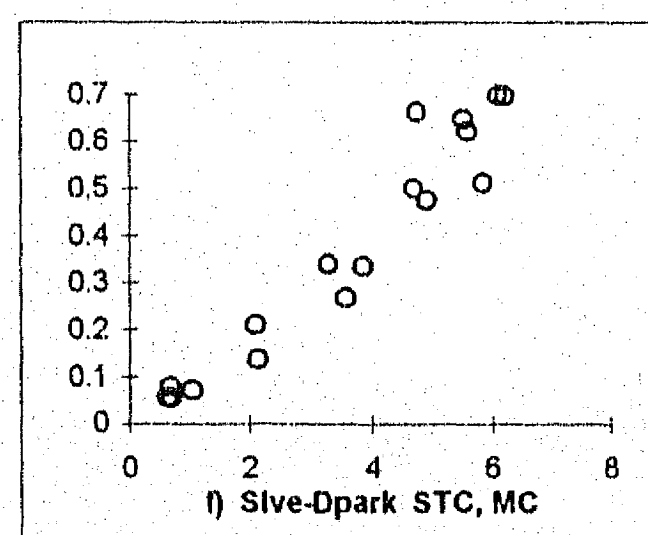
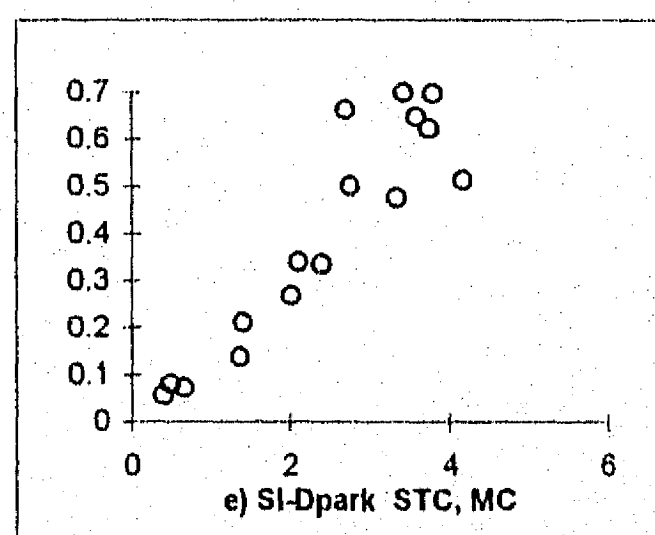
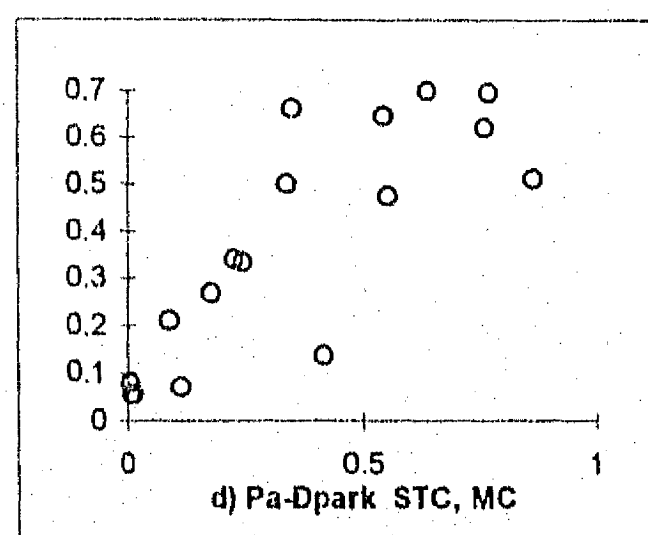
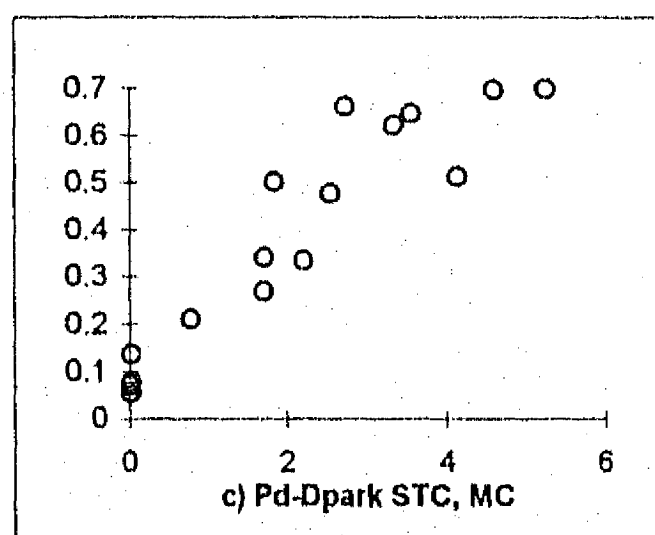
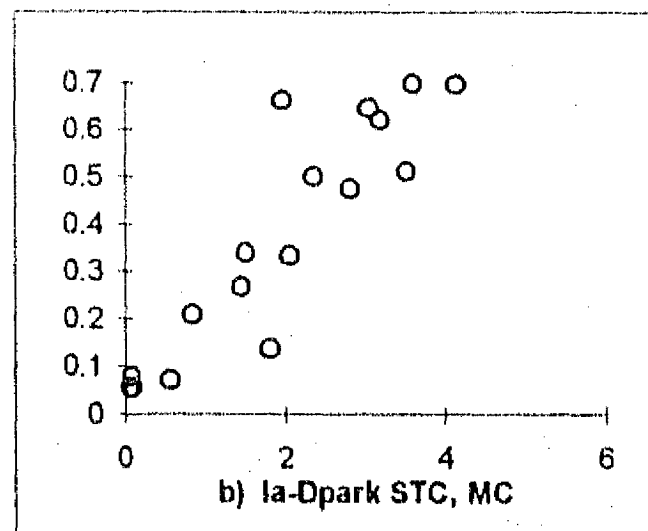
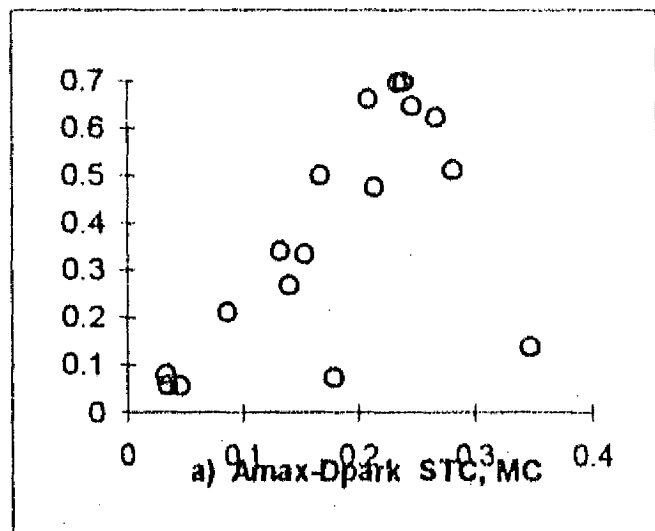


Figura 6.19 Relación entre Dpark e Intensidades sísmicas, Edificio STC, Modelo MC

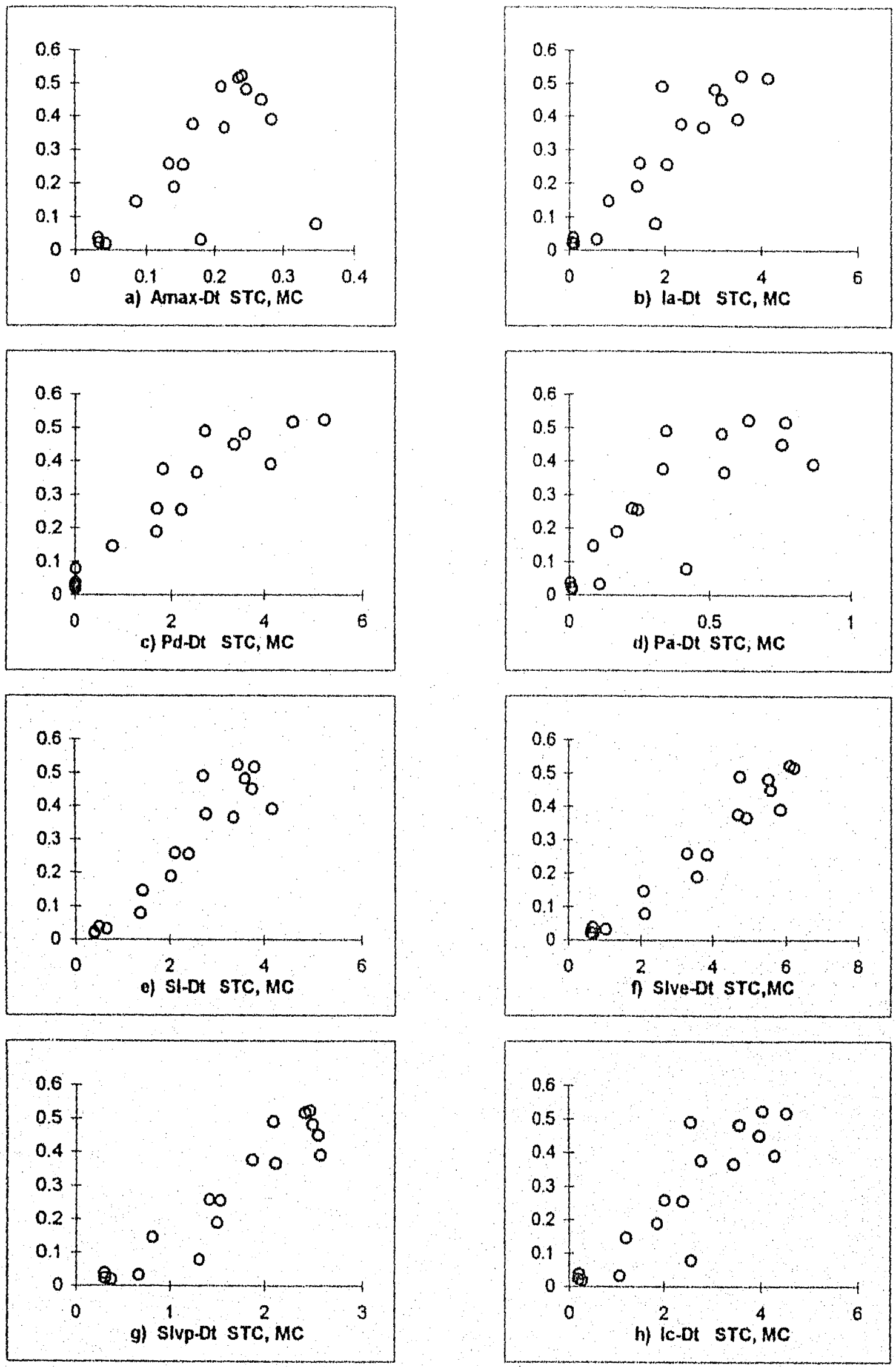


Figura 6.20 Relación entre Dt e Intensidades sísmicas, Edificio STC, Modelo MC

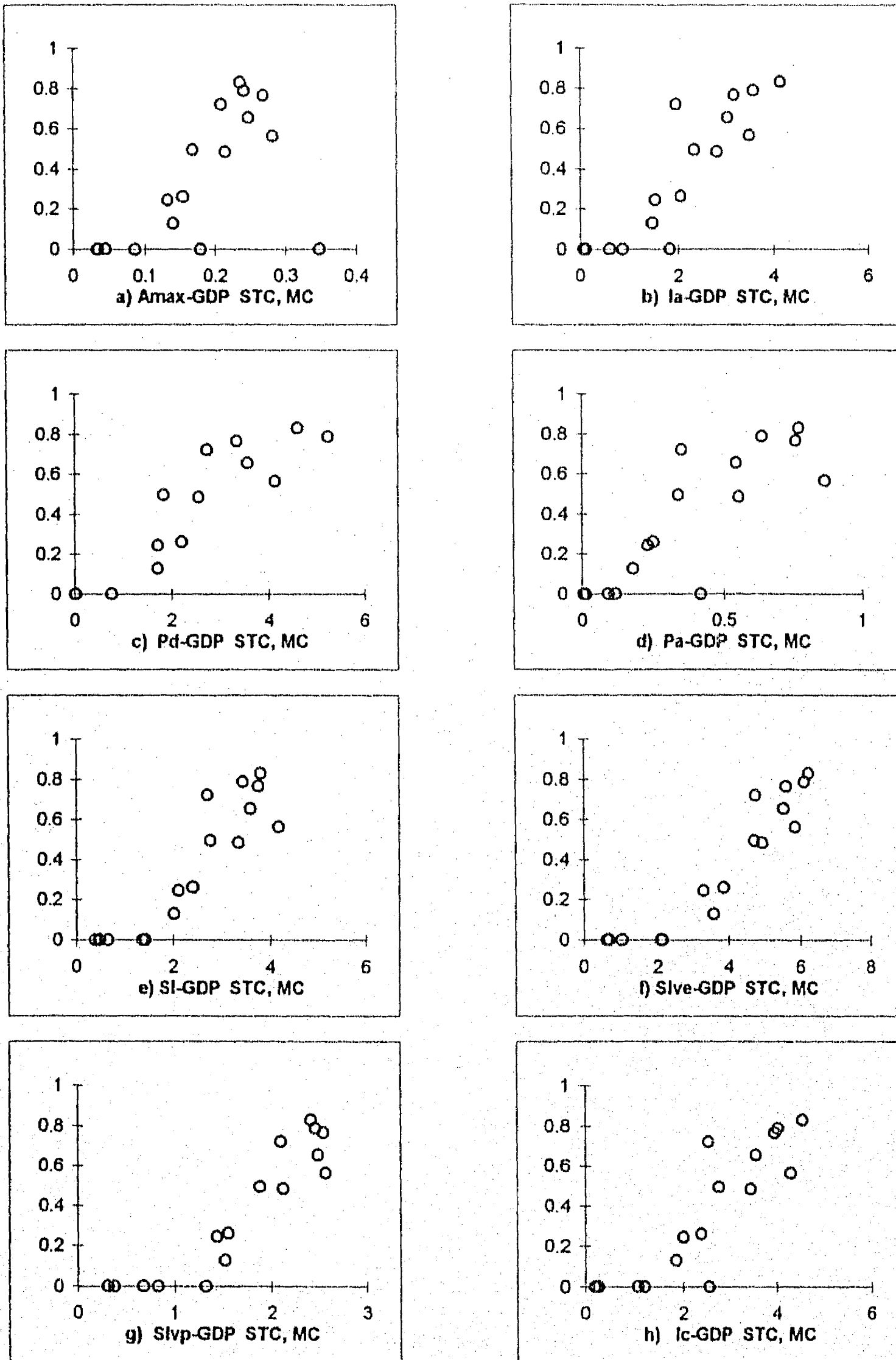


Figura 6.21 Relación entre GDP e Intensidades sísmicas, Edificio STC, Modelo MC

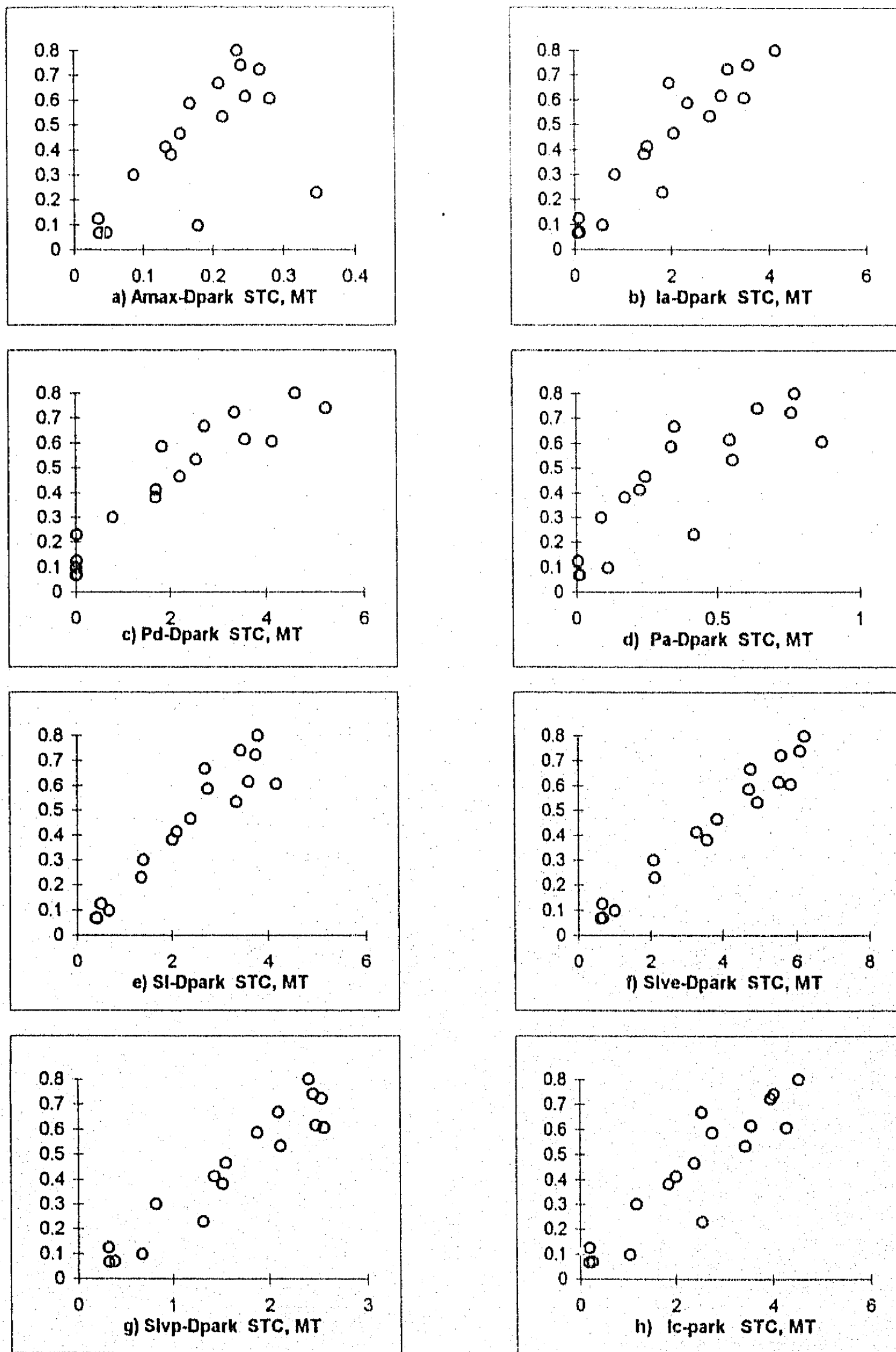


Figura 6.22 Relación entre Dpark e Intensidades sísmicas, Edificio STC, Modelo MT

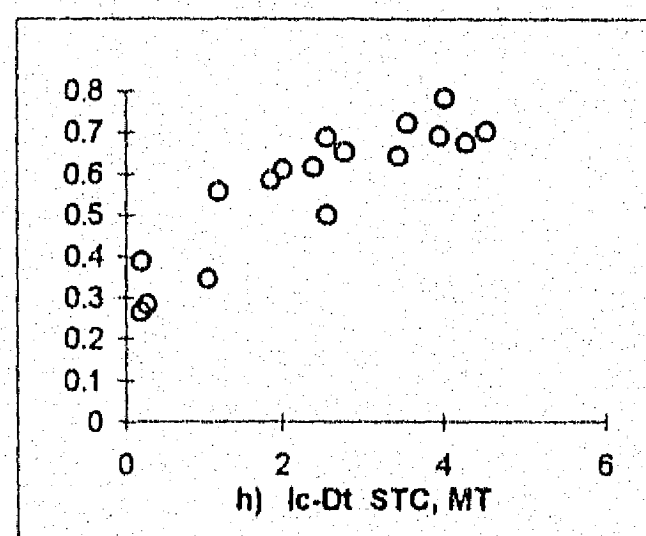
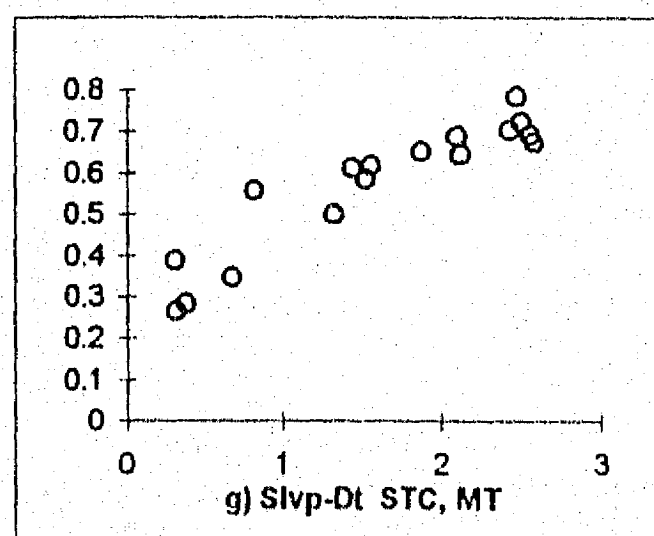
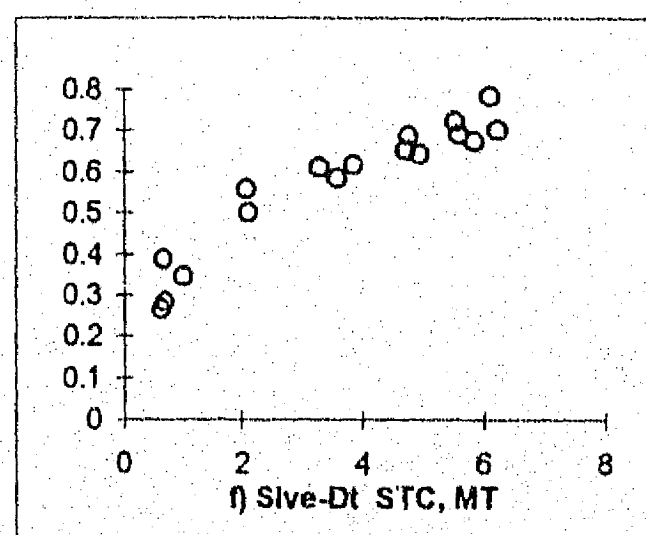
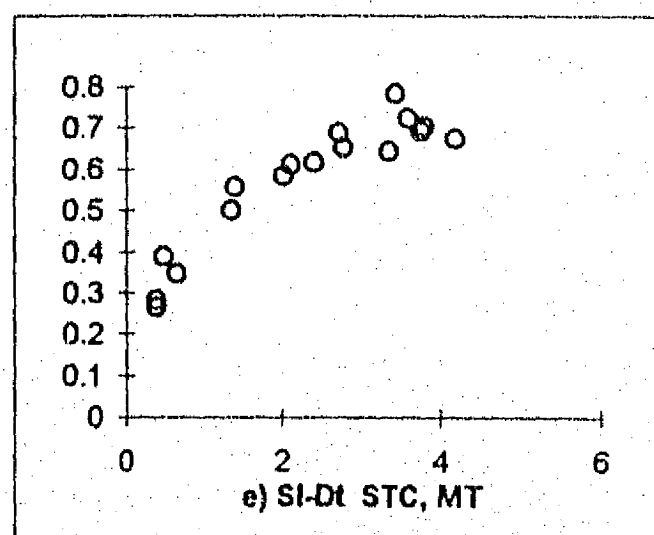
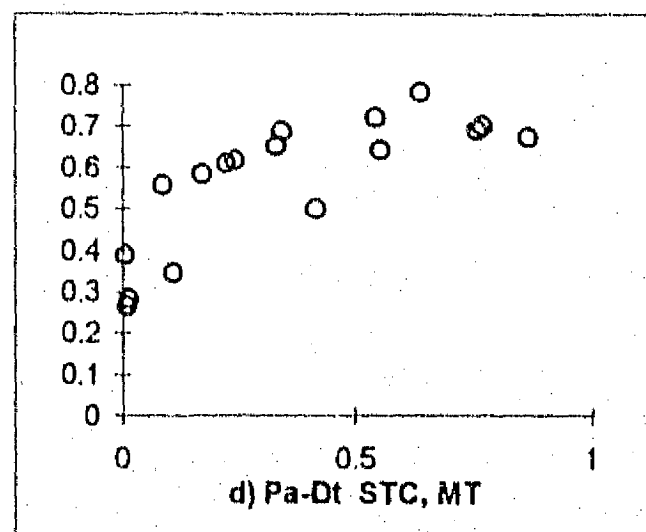
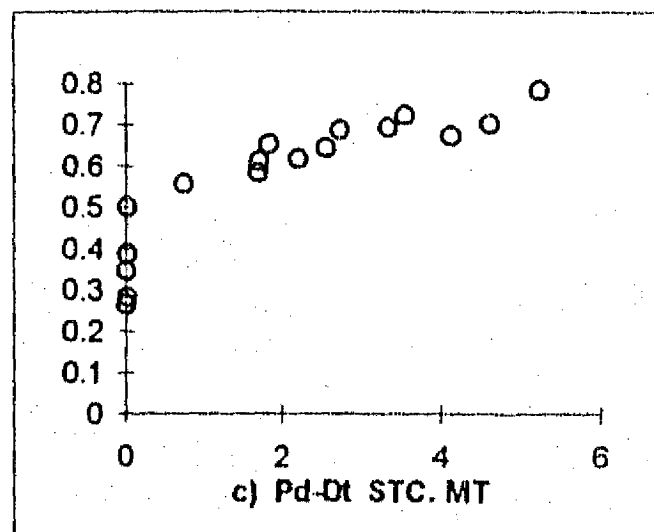
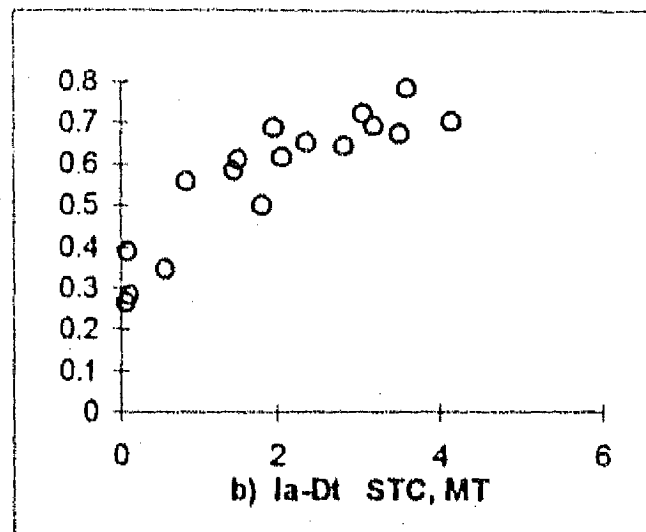
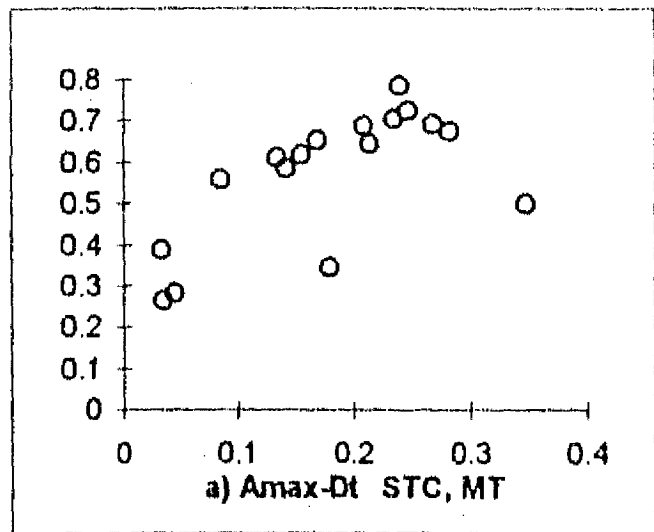


Figura 6.23 Relación entre Dt e Intensidades sísmicas, Edificio STC, Modelo MT

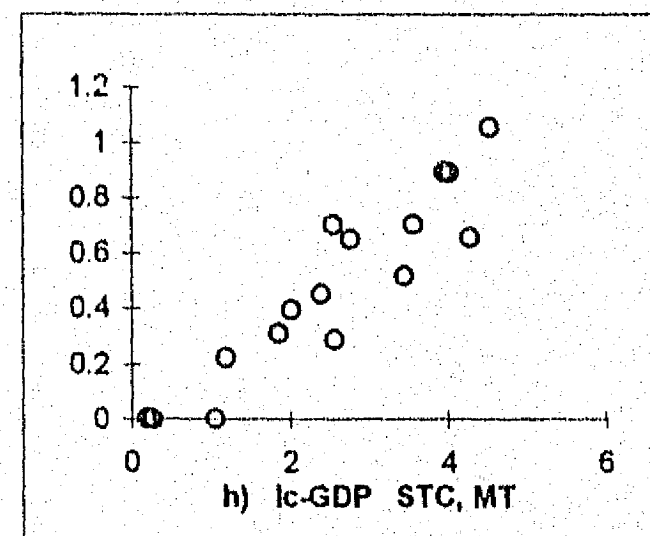
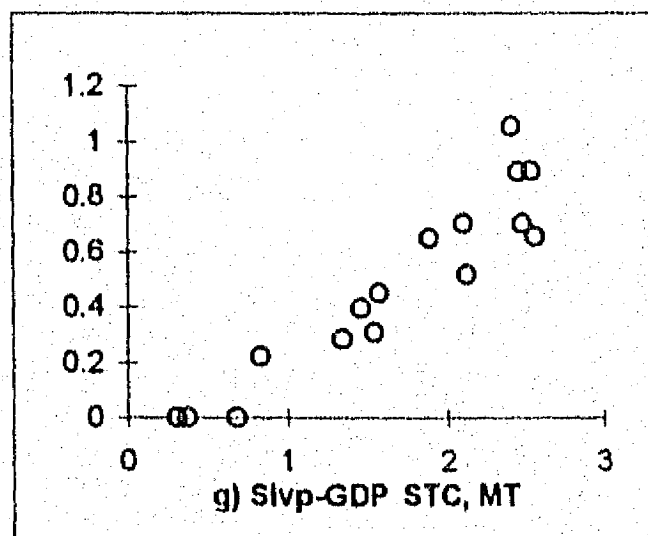
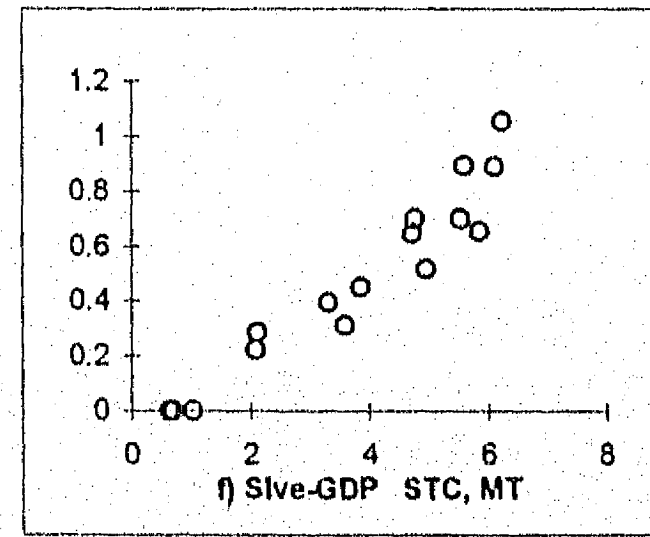
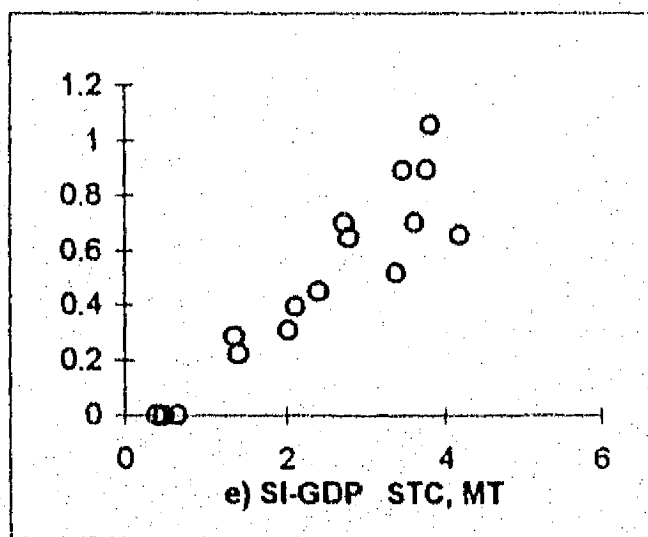
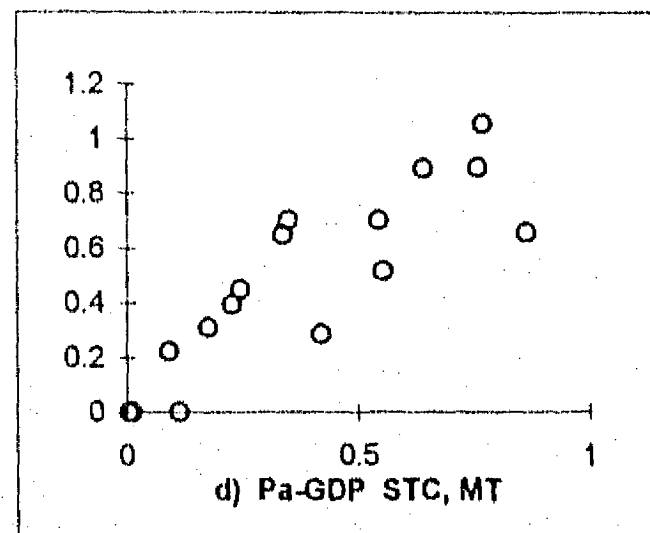
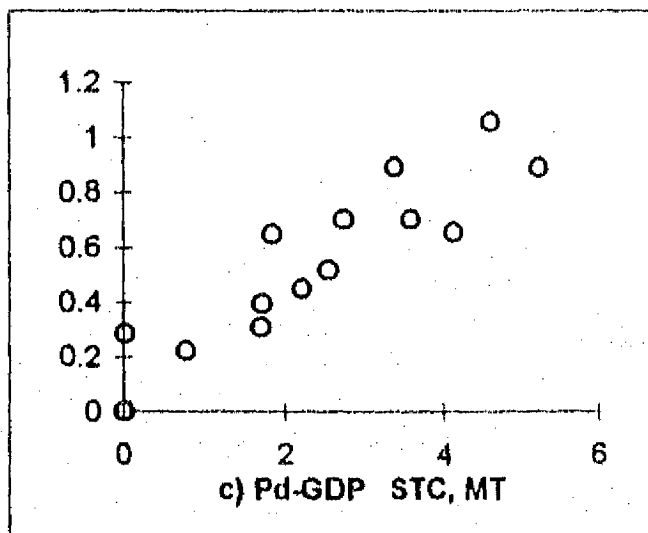
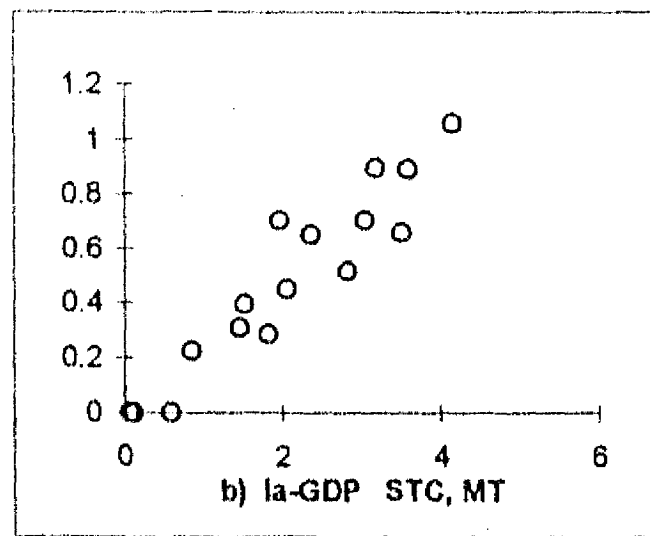
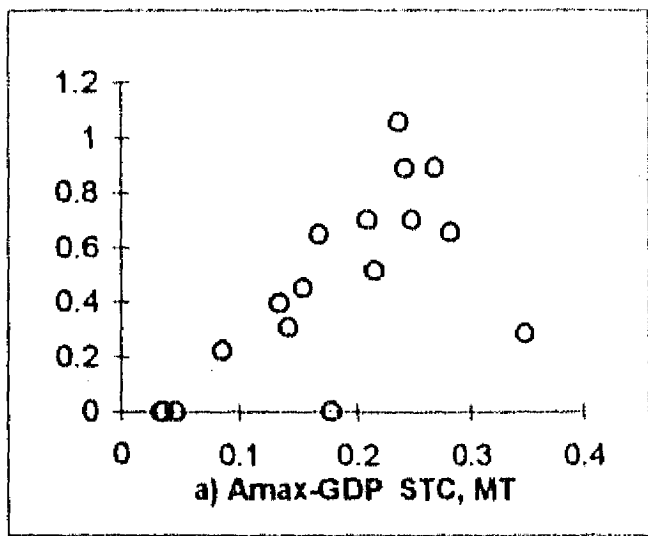


Figura 6.24 Relación entre GDP e Intensidades sísmicas, Modelo MT

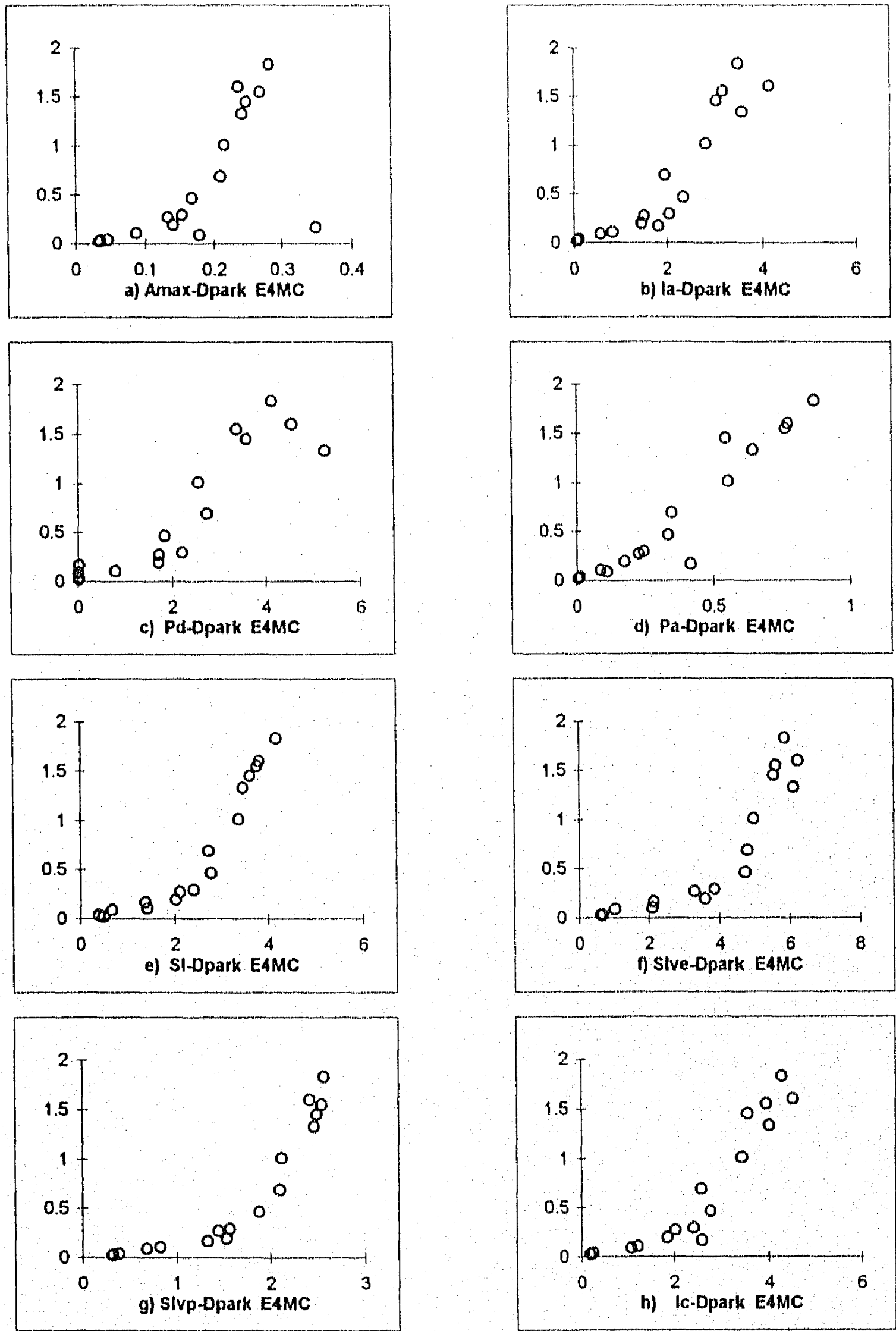


Figura 6.25 Relación entre Dpark e Intensidades sísmicas, Edificio de 4 pisos, Modelo MC

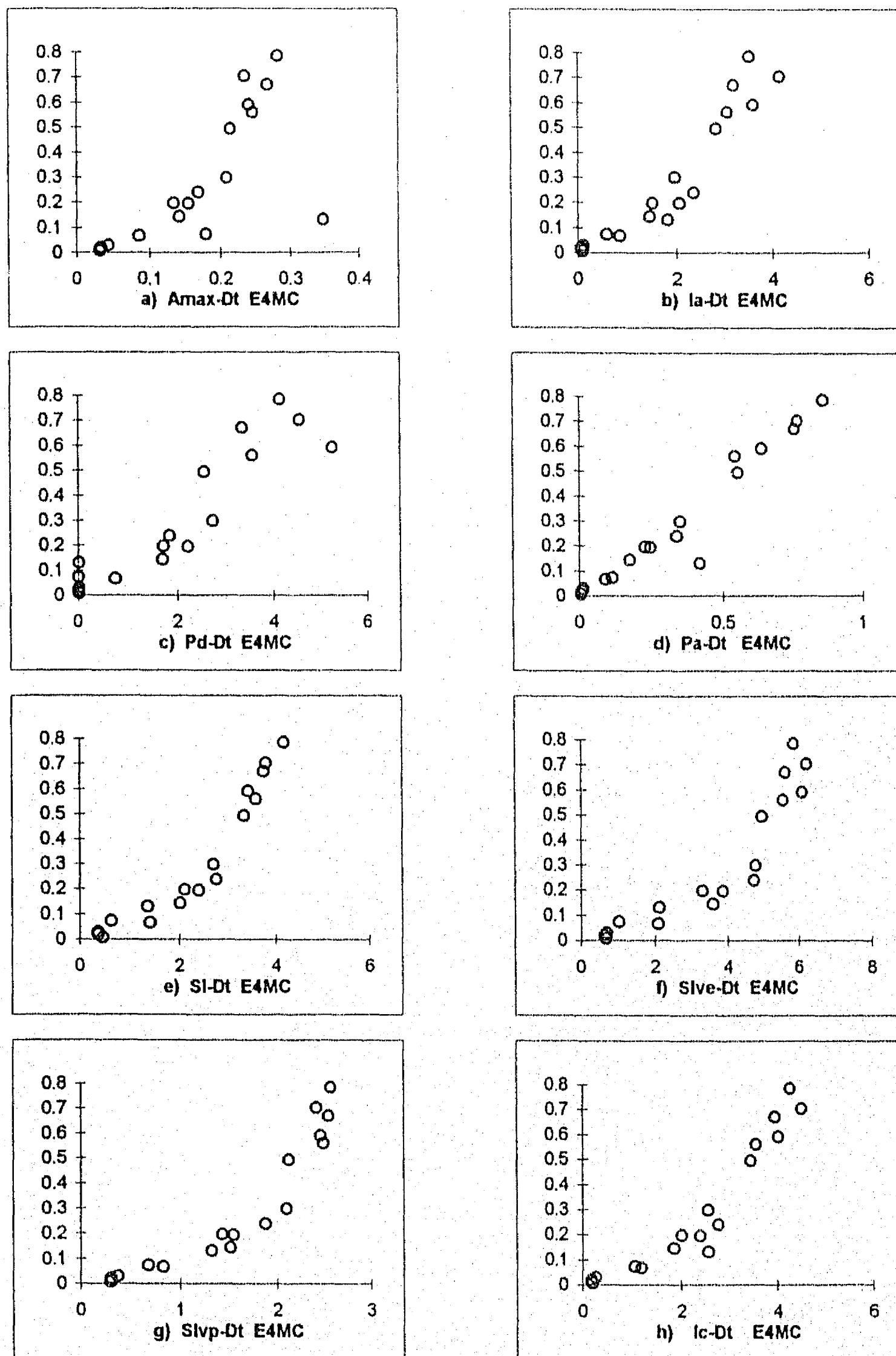


Figura 6.26 Relación entre Dt e Intensidades sísmicas, Edificio de 4 pisos, Modelo MC



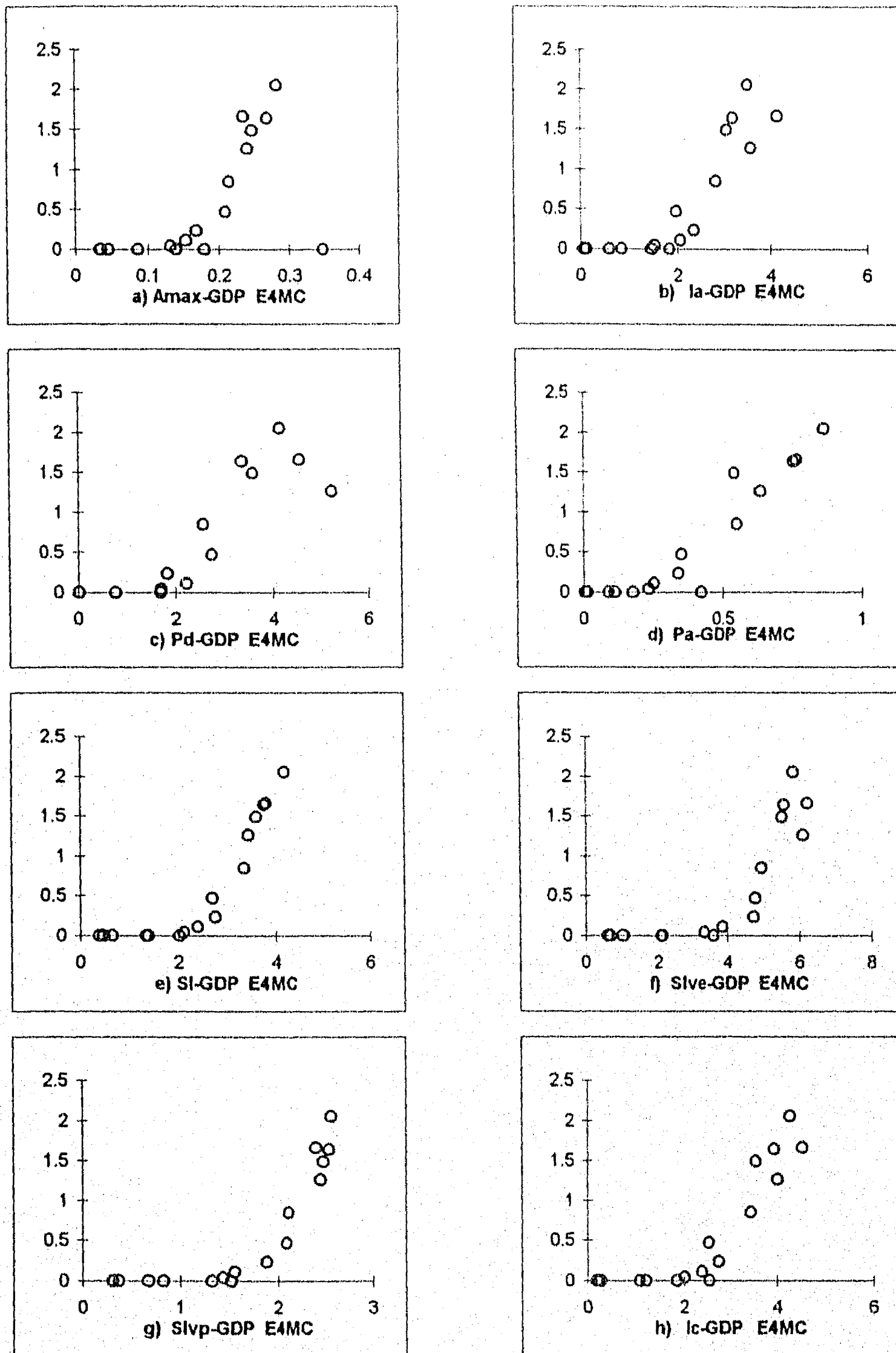


Figura 6.27 Relación entre GDP e Intensidades sísmica, Edificio de 4 pisos, Modelo MC

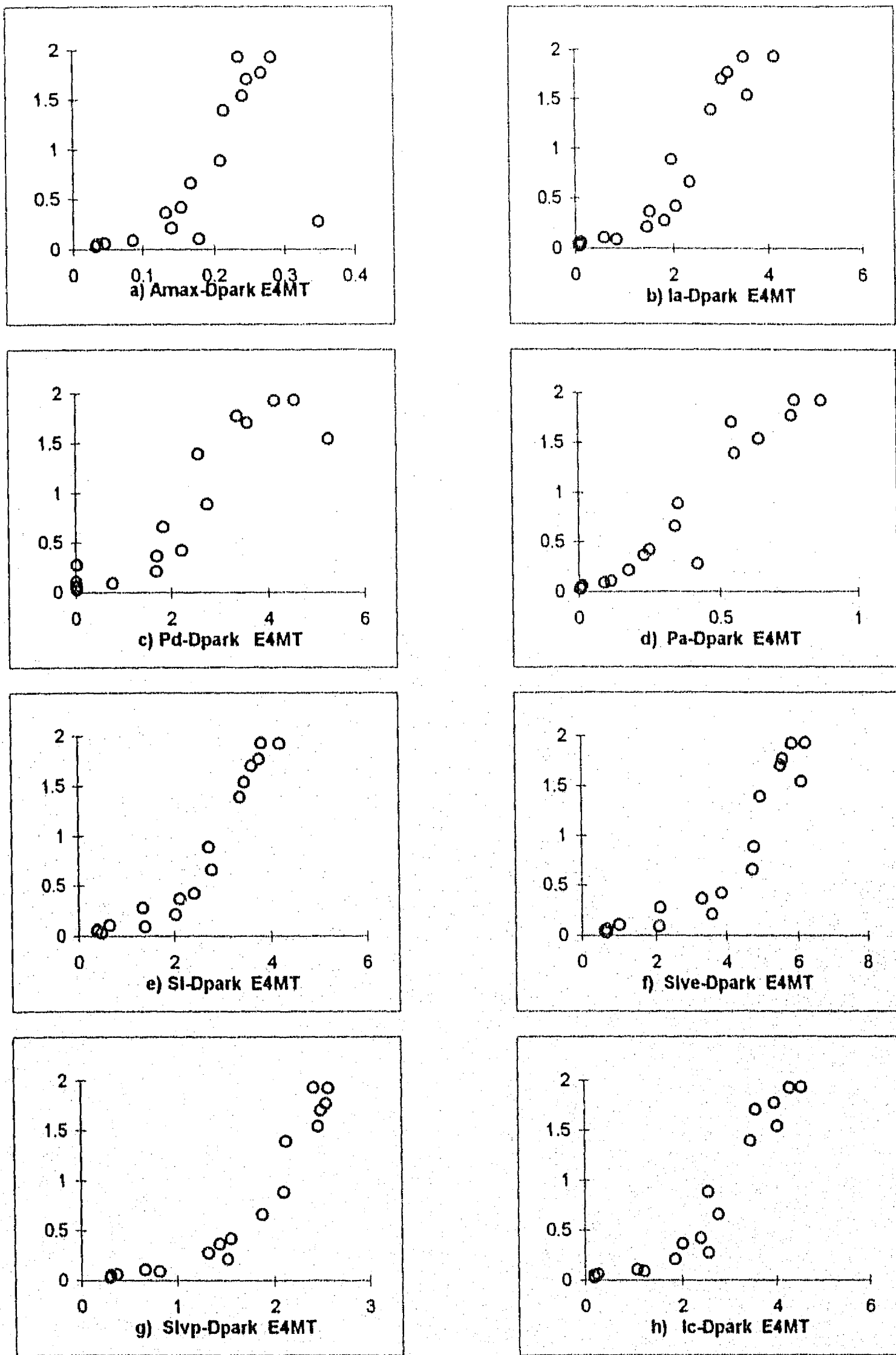


Figura 6.28 Relación entre Dpark e Intensidades sísmicas, Edificio de 4 pisos, Modelo MT

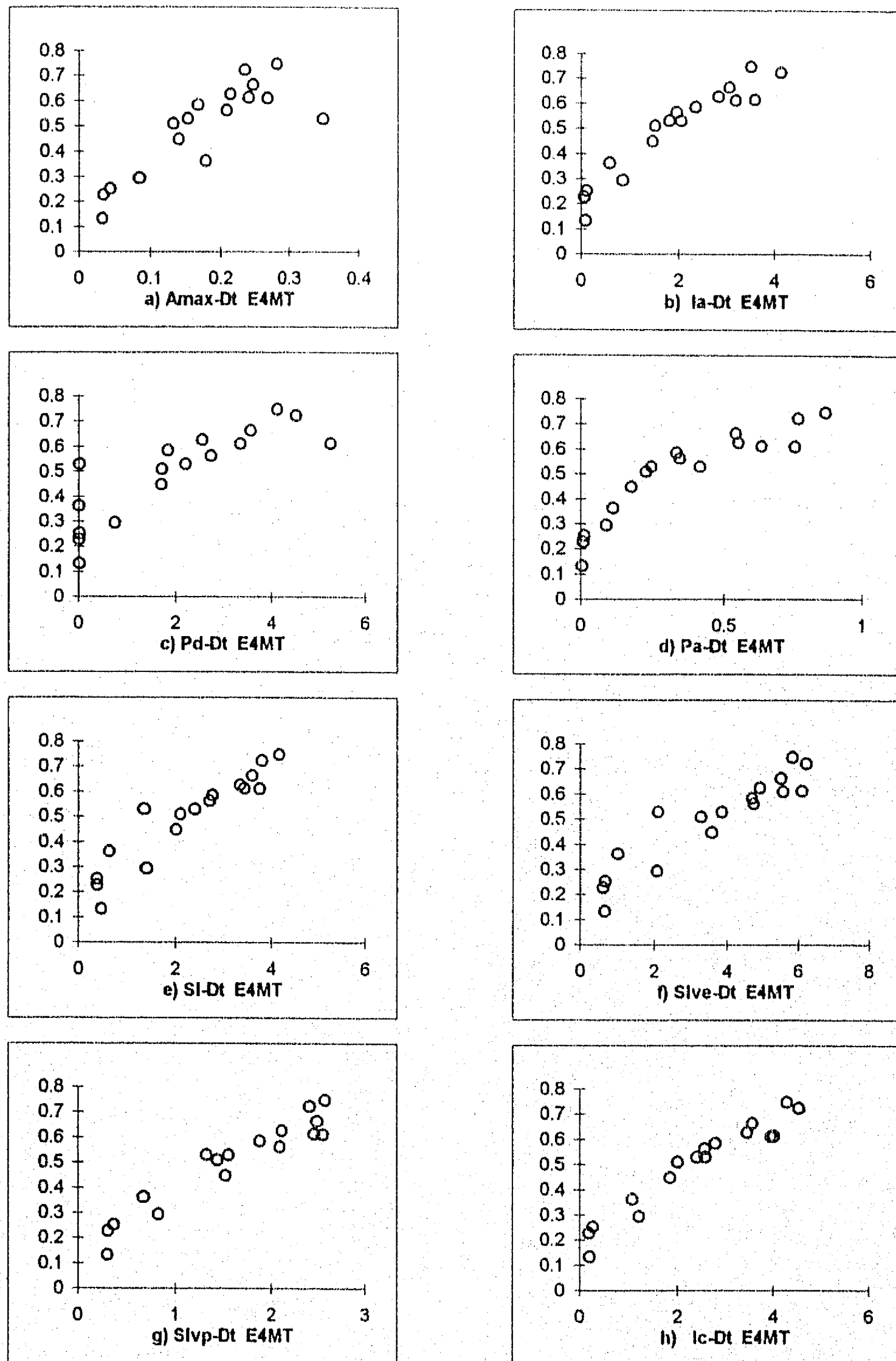


Figura 6.29 Relación entre  $D_t$  e Intensidades sísmicas, Edificio de 4 Pisos, Modelo MT

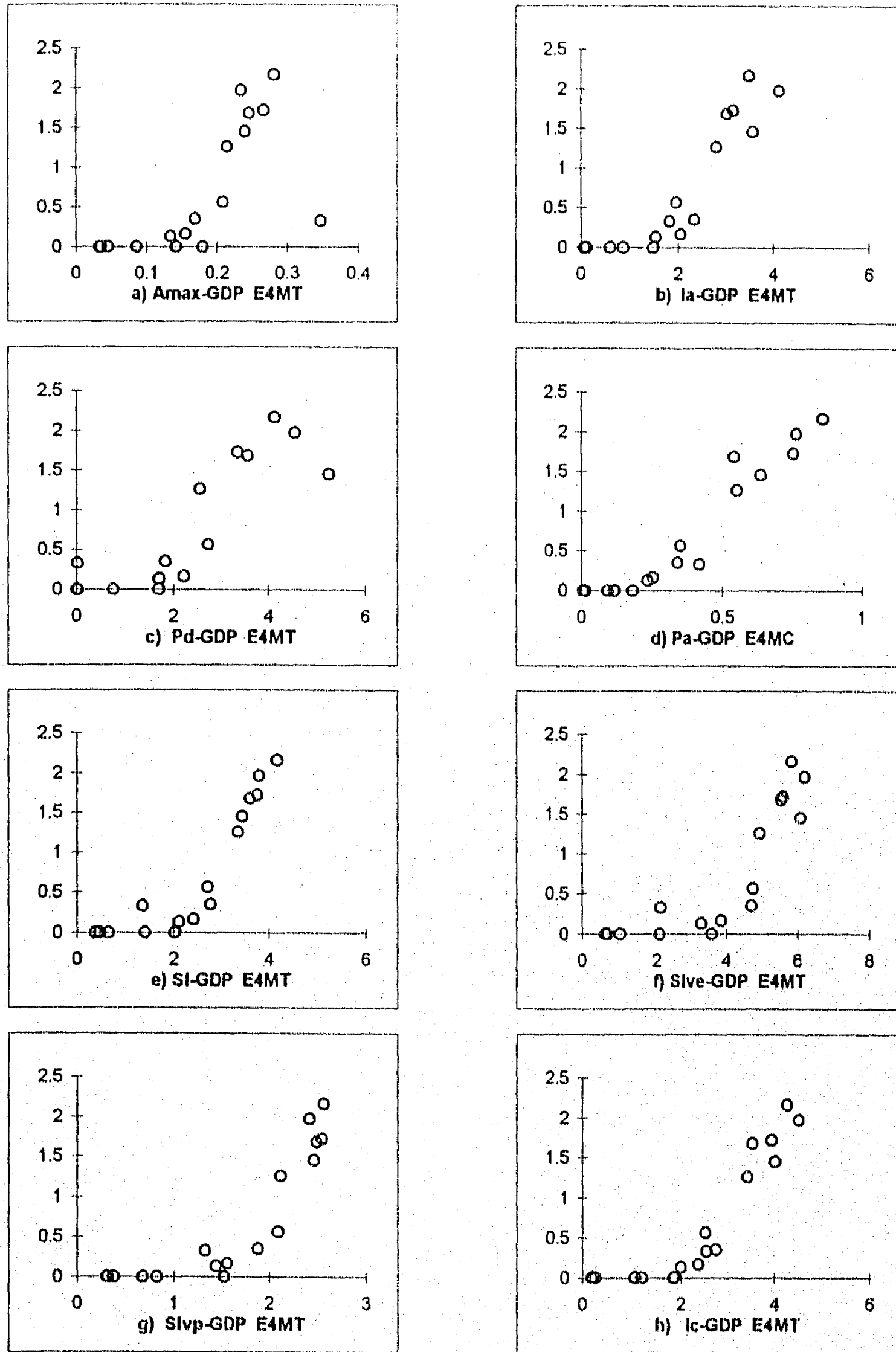


Figura 6.30 Relación entre GDP e Intensidades sísmicas, Edificio de 4 Pisos, Modelo MT

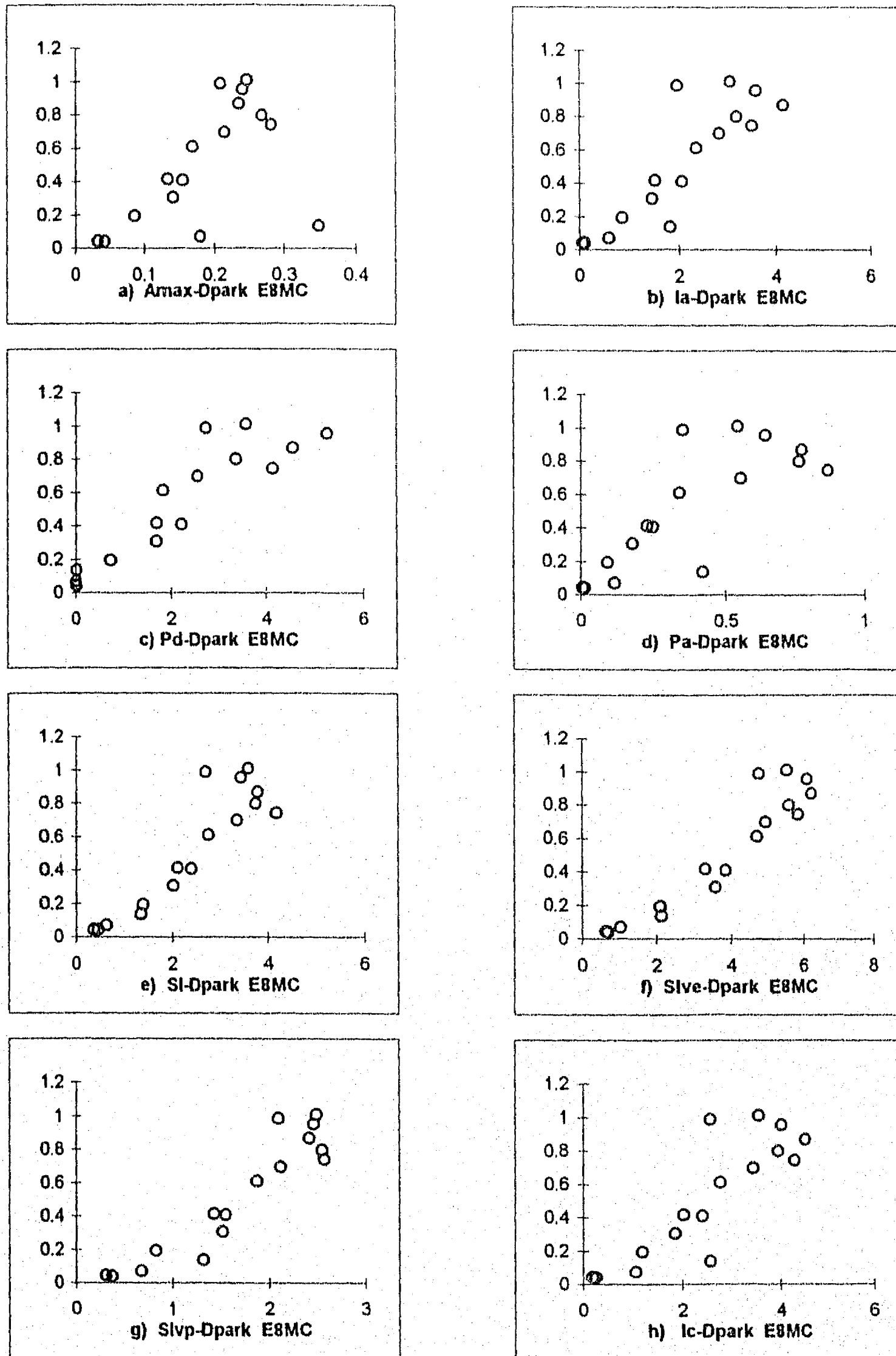


Figura 6.31 Relación entre Dpark e Intensidades sísmicas, Edificio de 8 pisos, Modelo MC

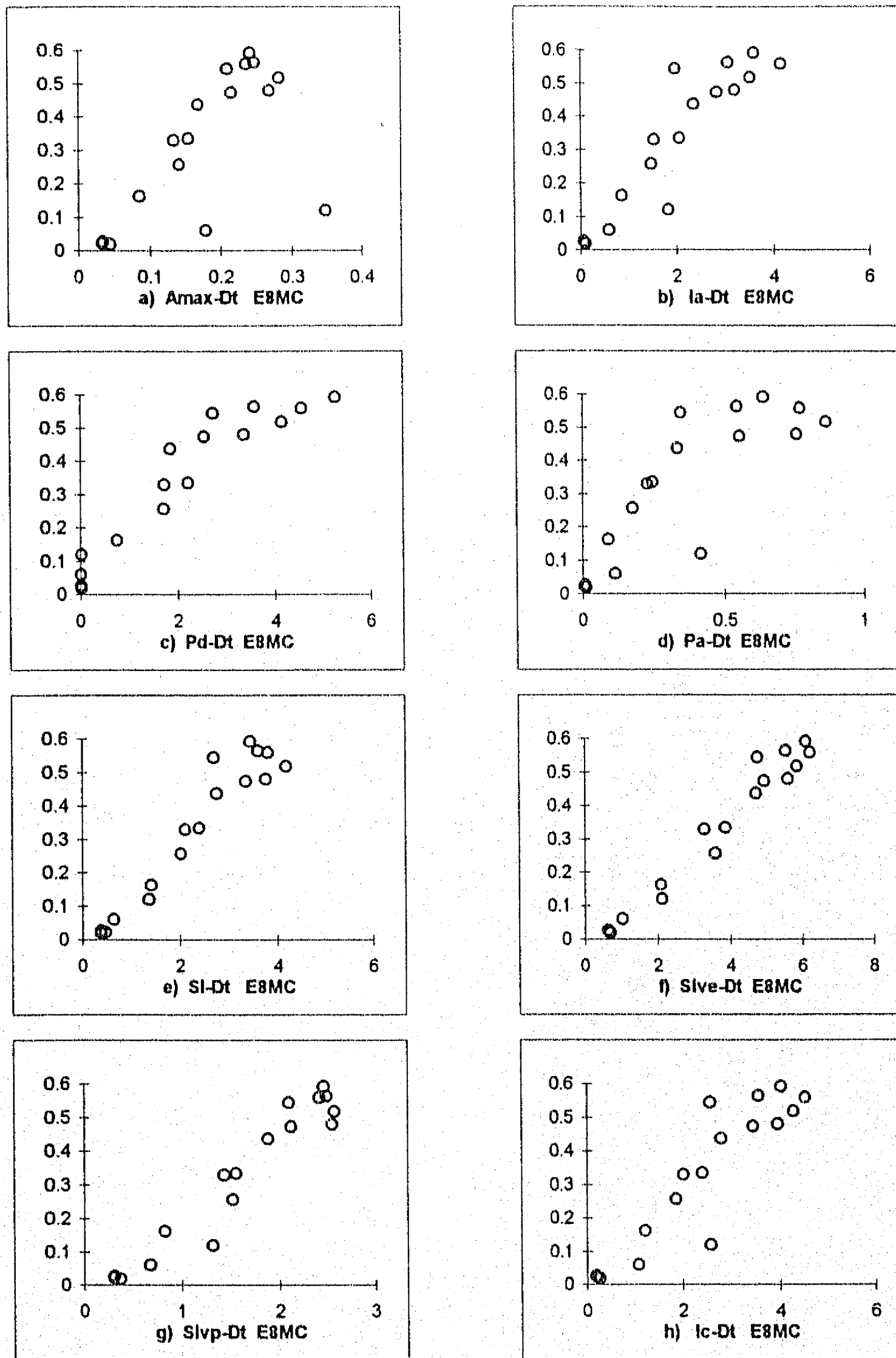


Figura 6.32 Relación entre Dt e Intensidades sísmicas, Edificio de 8 pisos, Modelo MC

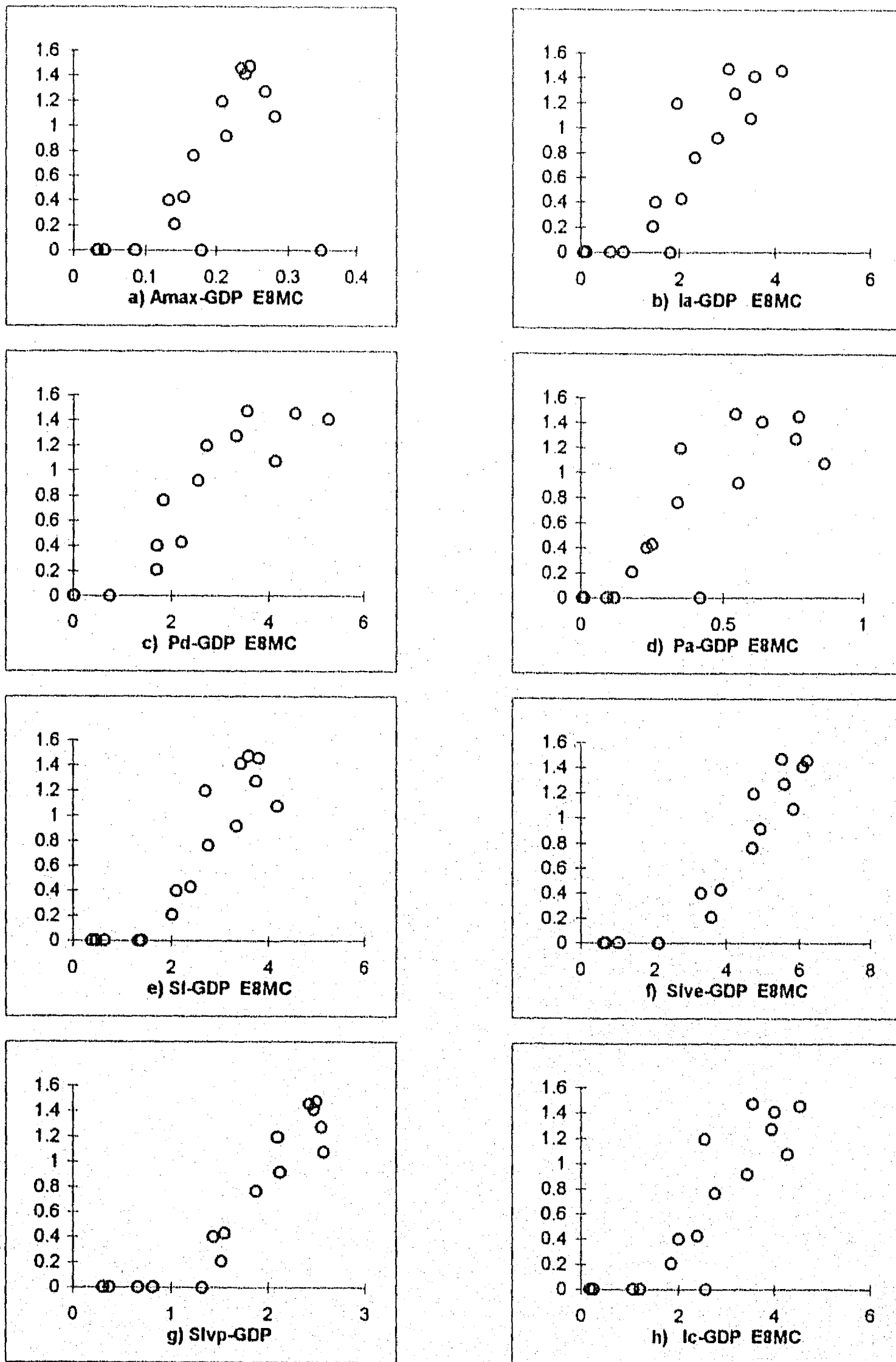


Figura 6.33 Relación entre GDP e Intensidades sísmicas, Edificio de 8 Pisos, modelo MC

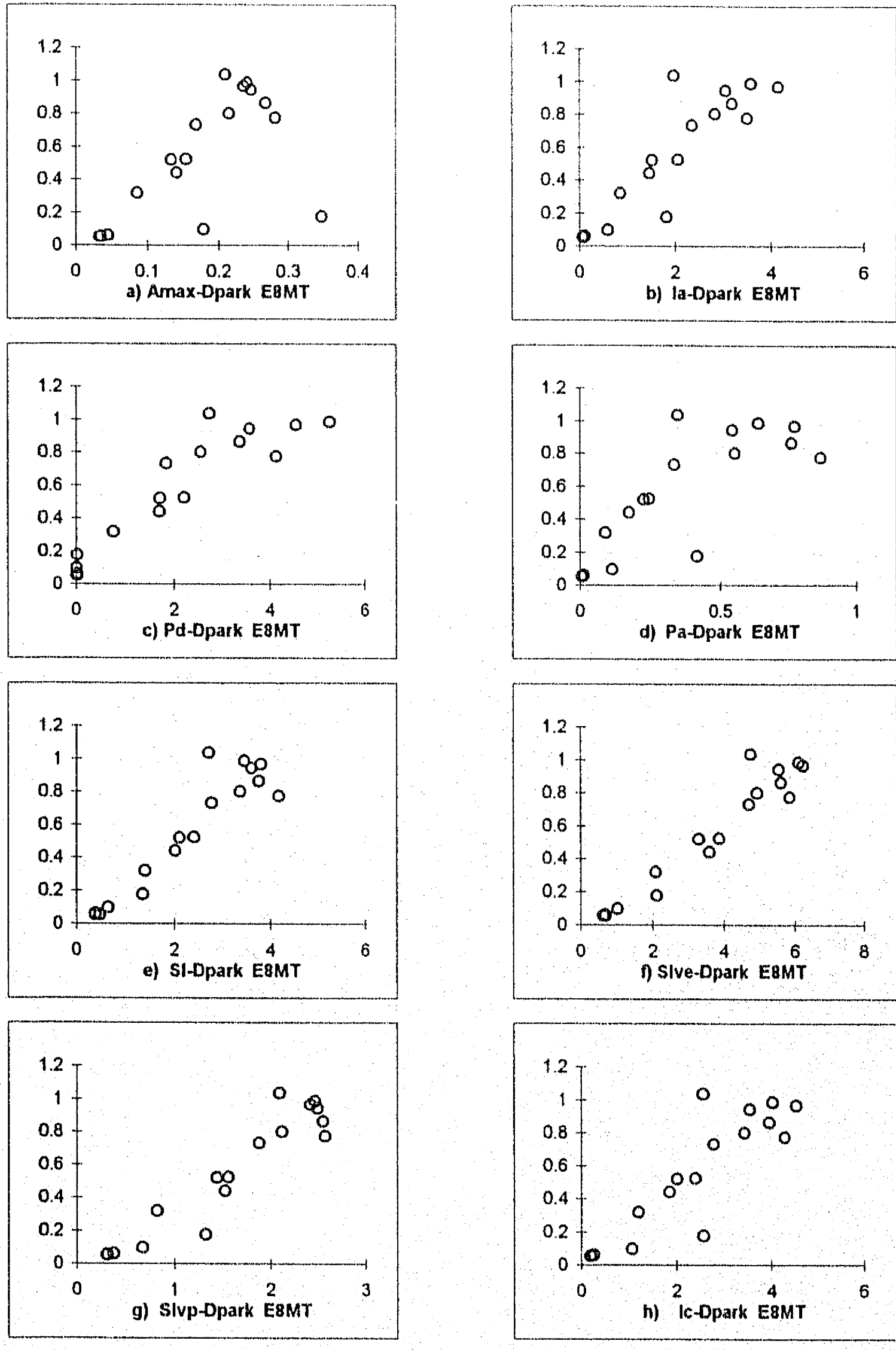


Figura 6.34 Relación entre Dpark e Intensidades sísmicas, Edificio de 8 pisos, Modelo MT



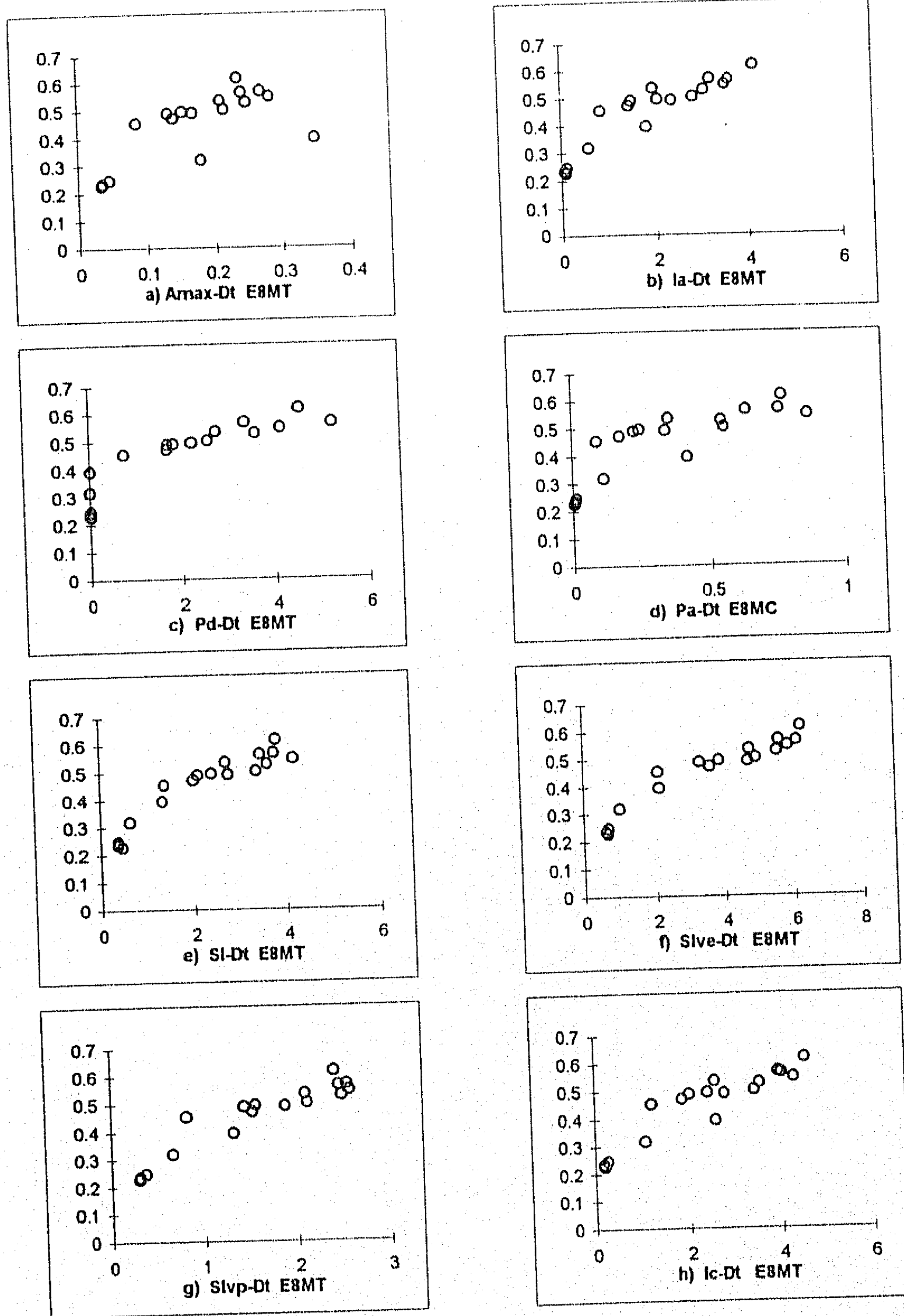


Figura 6.35 Relación entre Dt e Intensidades sísmicas, Edificio de 8 pisos, Modelo MT

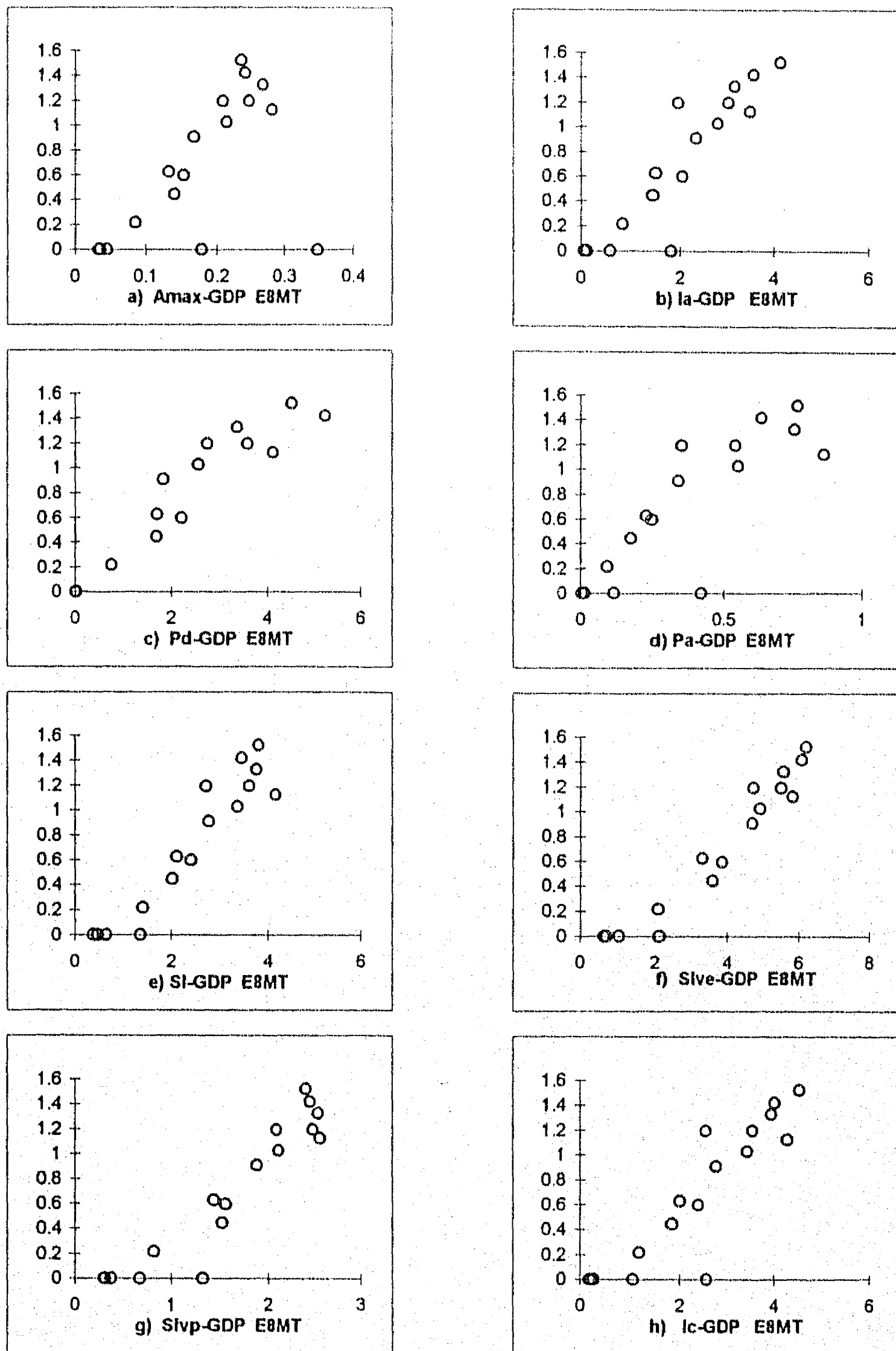


Figura 6.36 Relación entre GDP e Intensidades sísmicas, Edificio de 8 pisos, Modelo MT

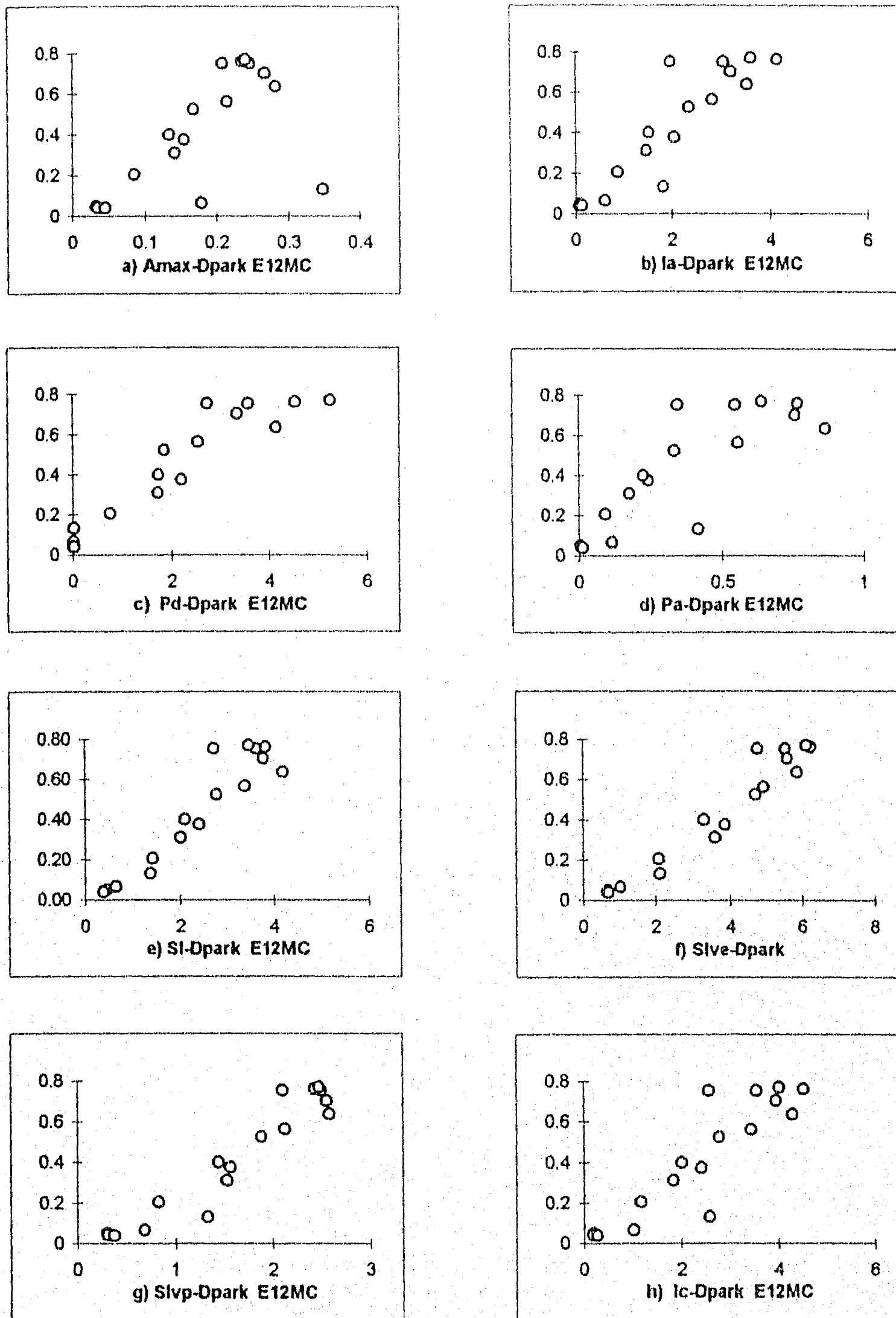


Figura 6.37 Relaciones entre Índice de Park y Ang y los ocho definiciones de Intensidad Sísmica, Edificio de 12 pisos, Modelo MC

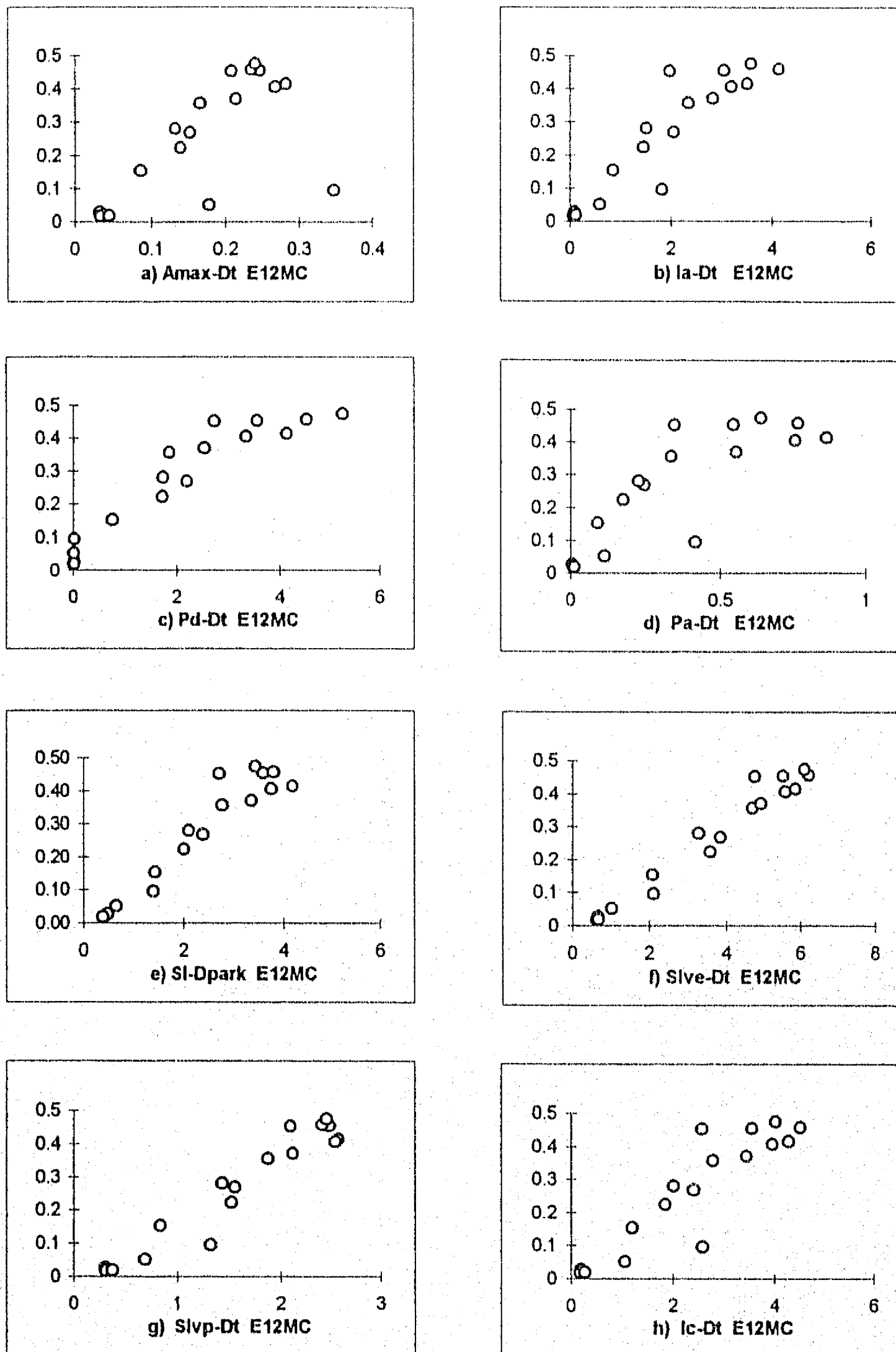


Figura 6.38 Relaciones entre Índice de Park y Ang y los ocho definiciones de Intensidad sísmica, Edificio de 12 Pisos, Modelo MC

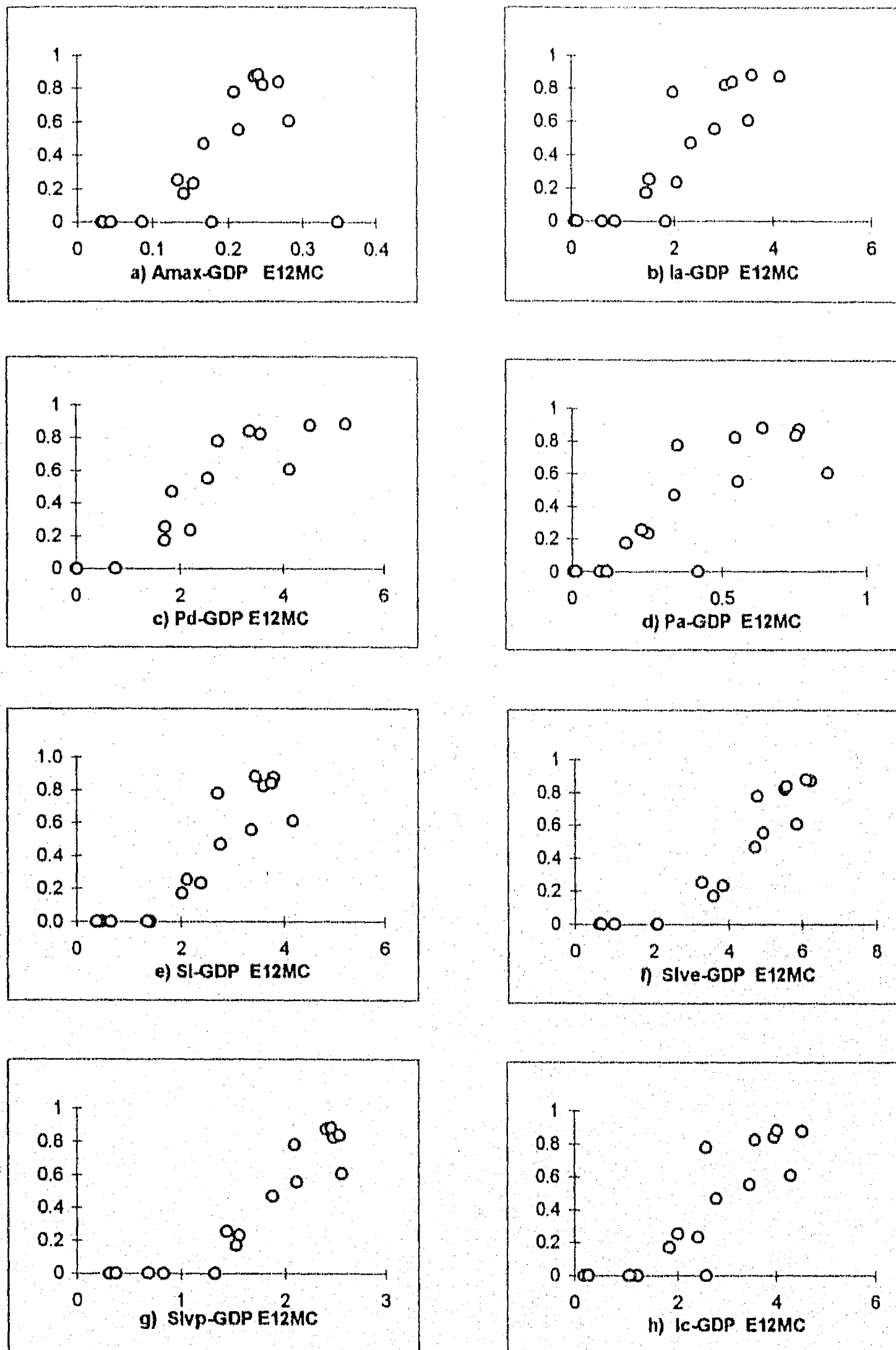


Figura 6.39 Relaciones entre Índice de Park y Ang y los ocho definiciones de Intensidad sísmica, Edificio de 12 Pisos, Modelo MC

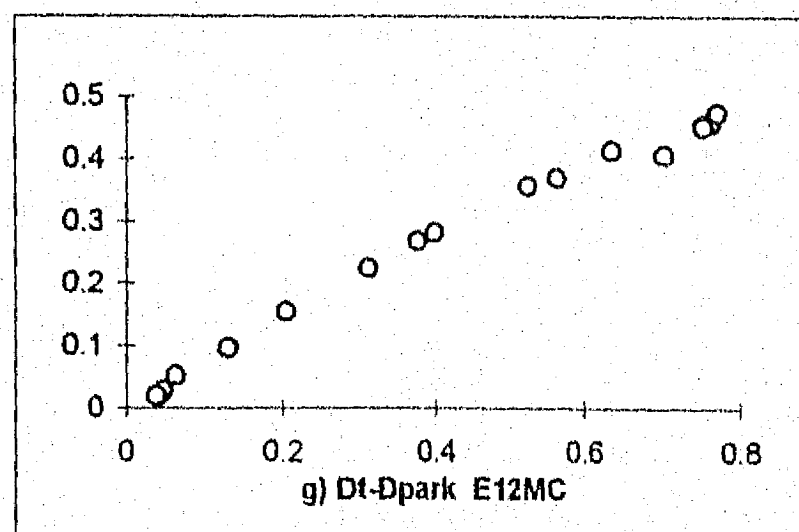
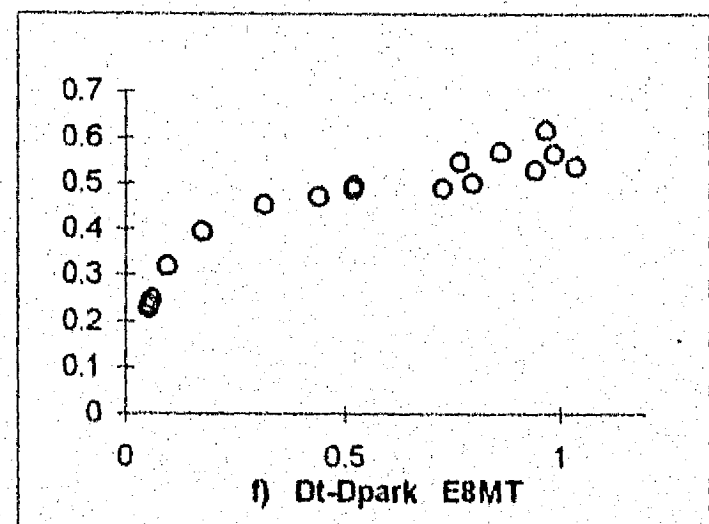
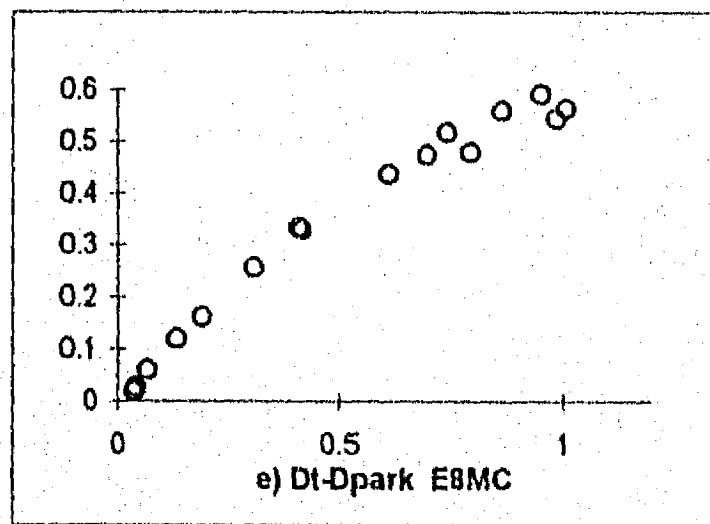
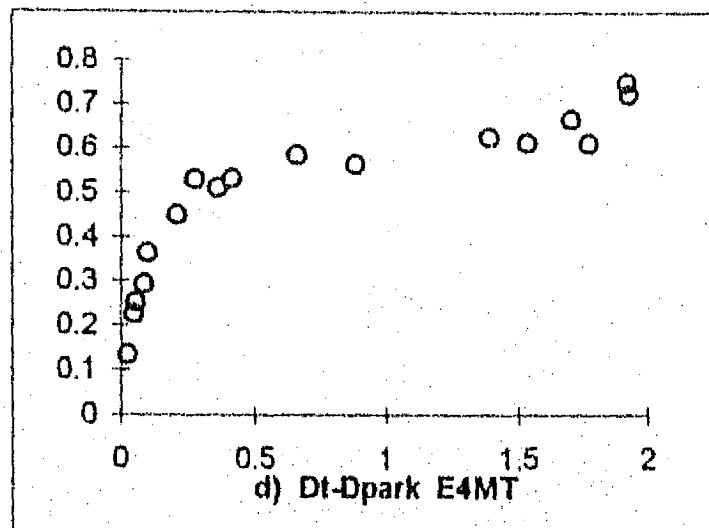
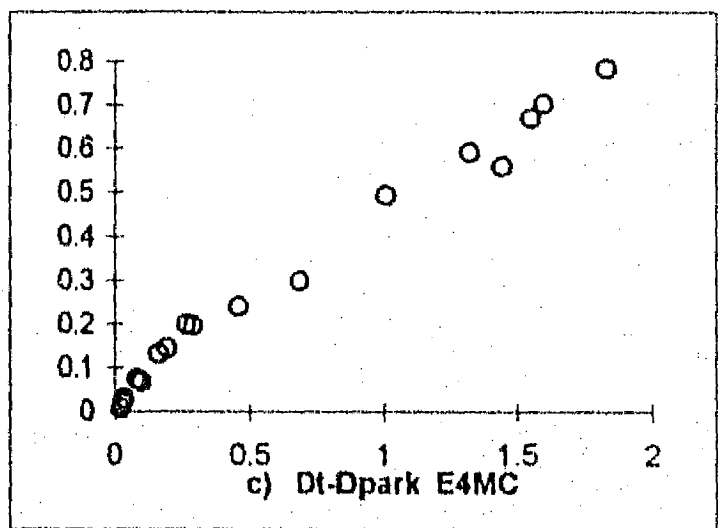
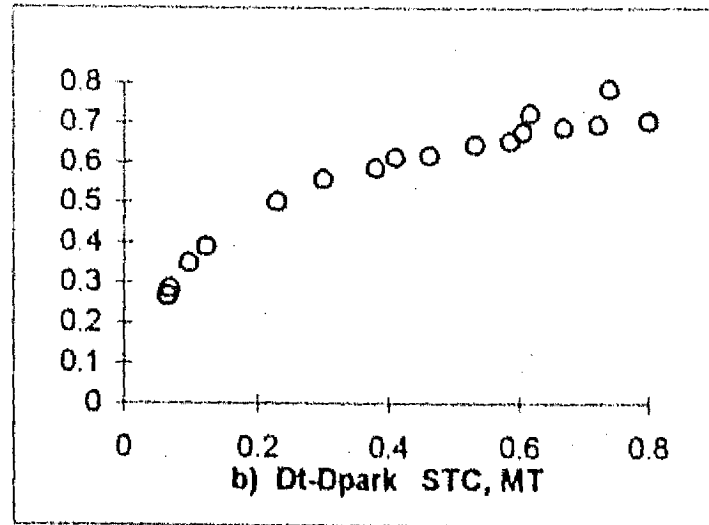
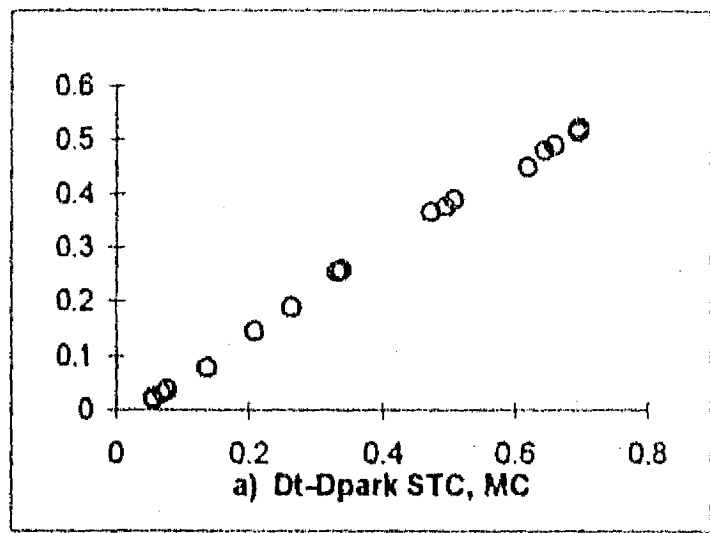


Fig. 6.40 Relación entre Dpark y Dt, Modelo MC y MT, 17 Registros

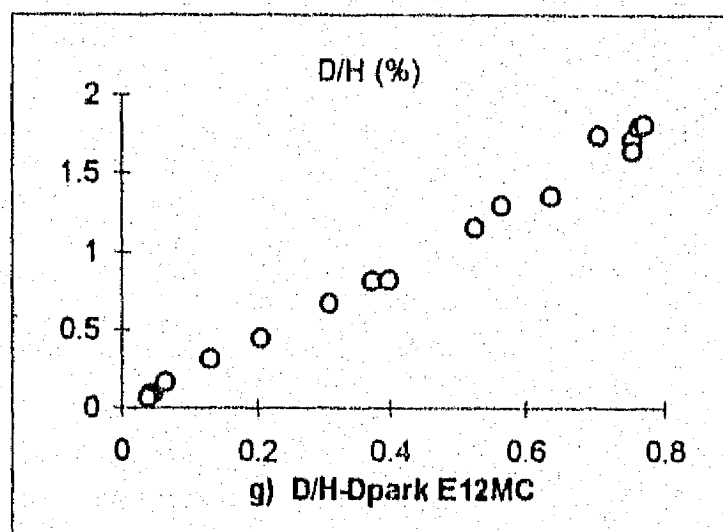
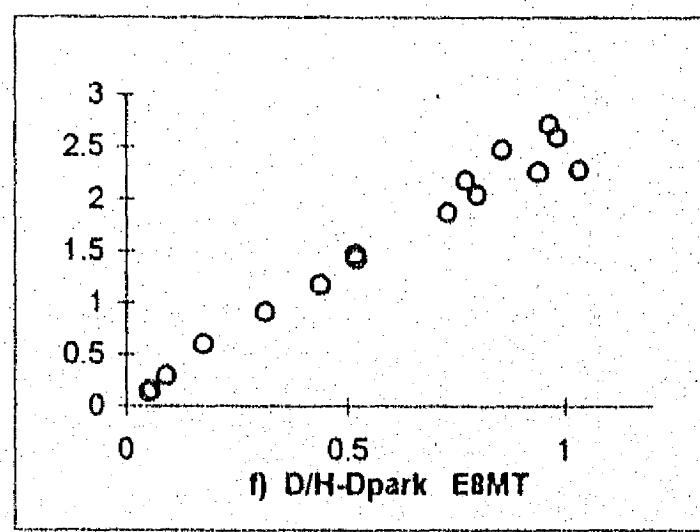
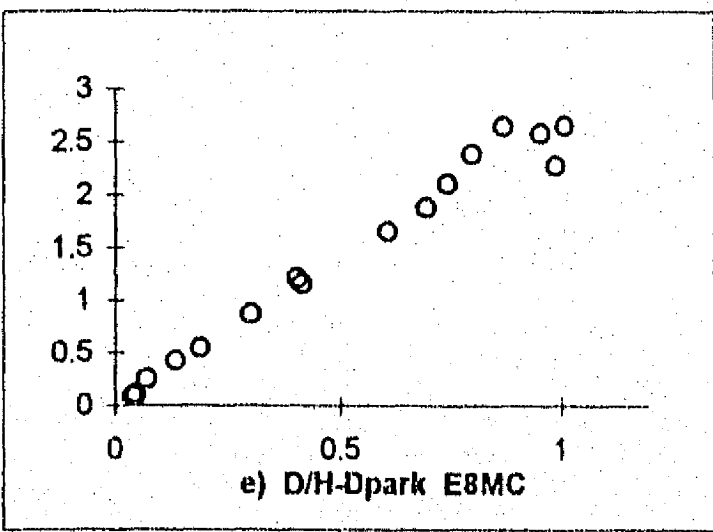
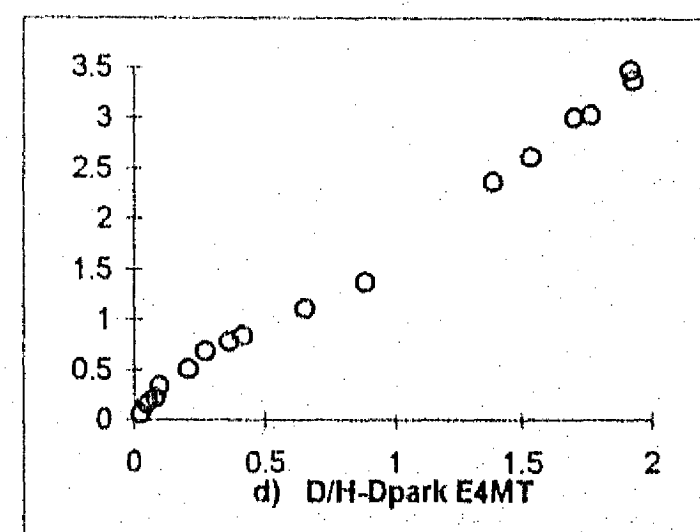
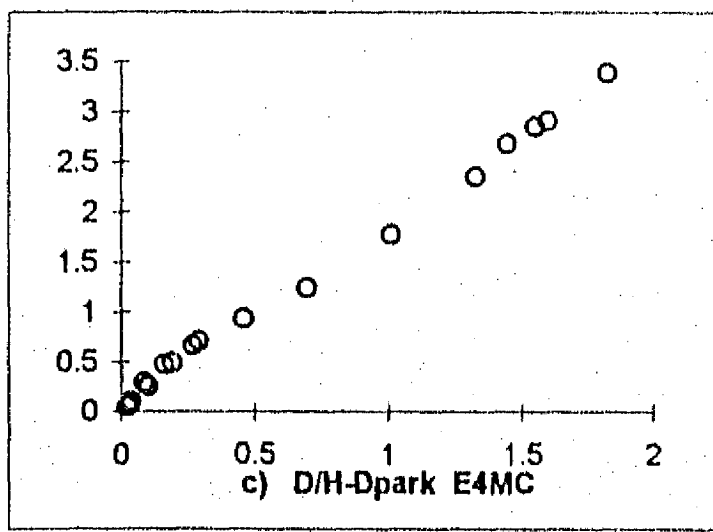
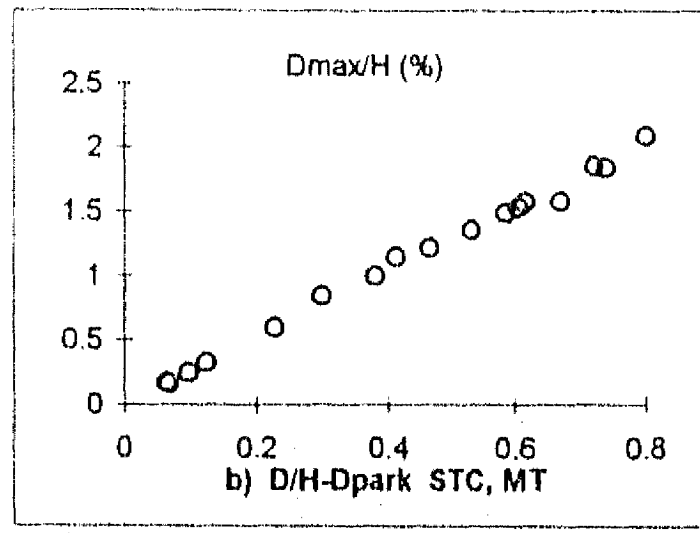
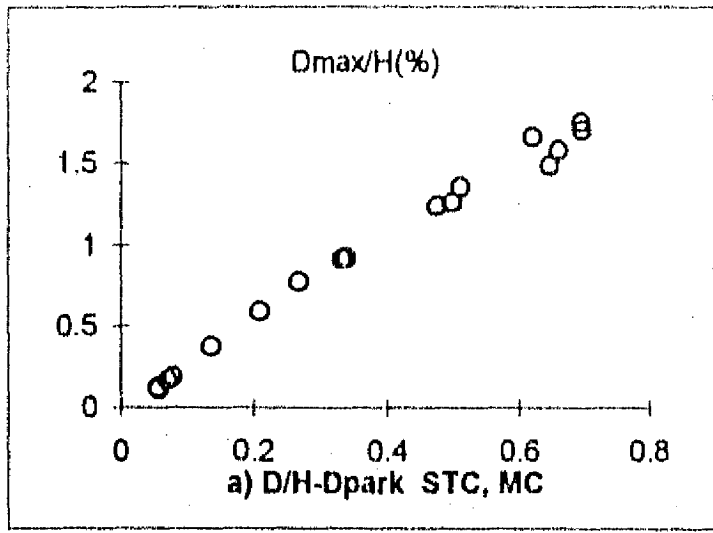


Fig. 6.41 Relación entre Despl. de Azotea Máximo y Índice de daño Dpark

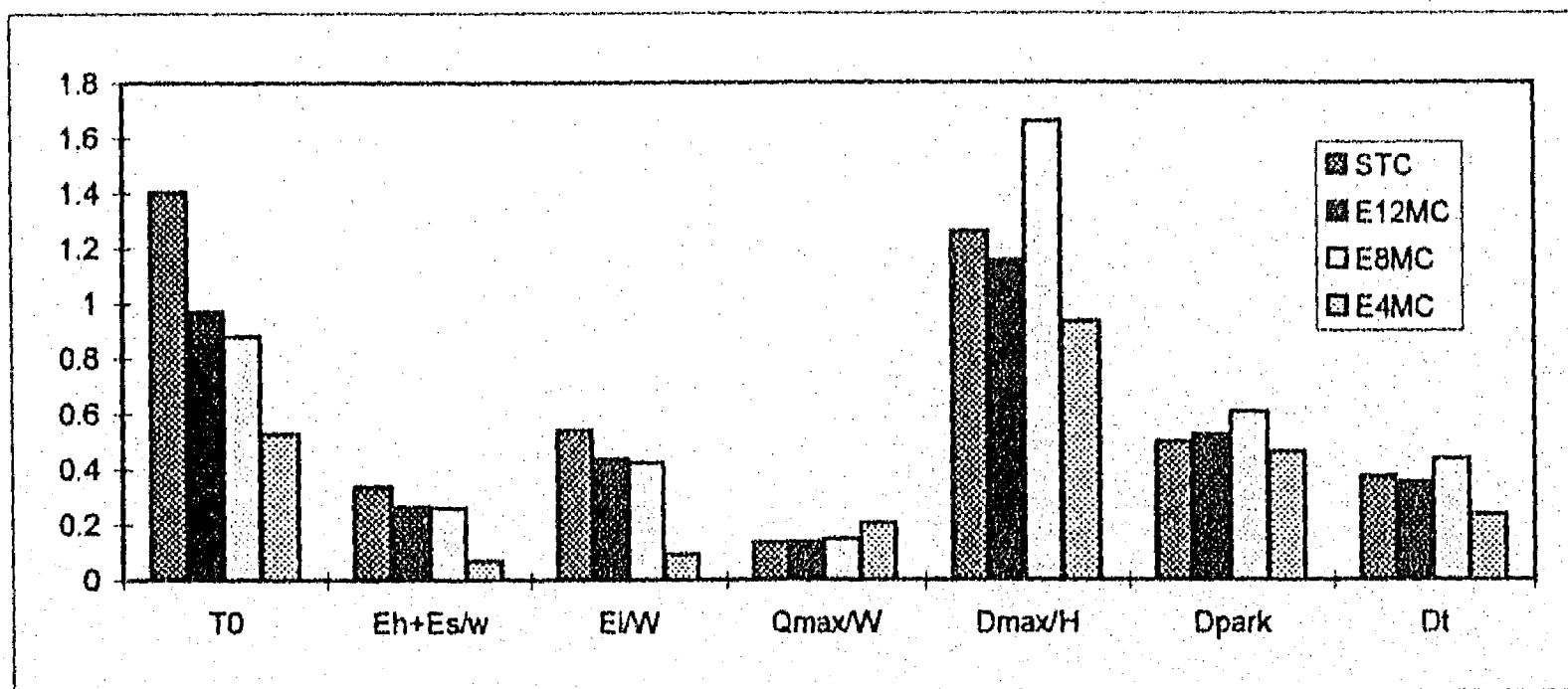


Fig. 6.42 Comparación de resultados de los 4 edificios



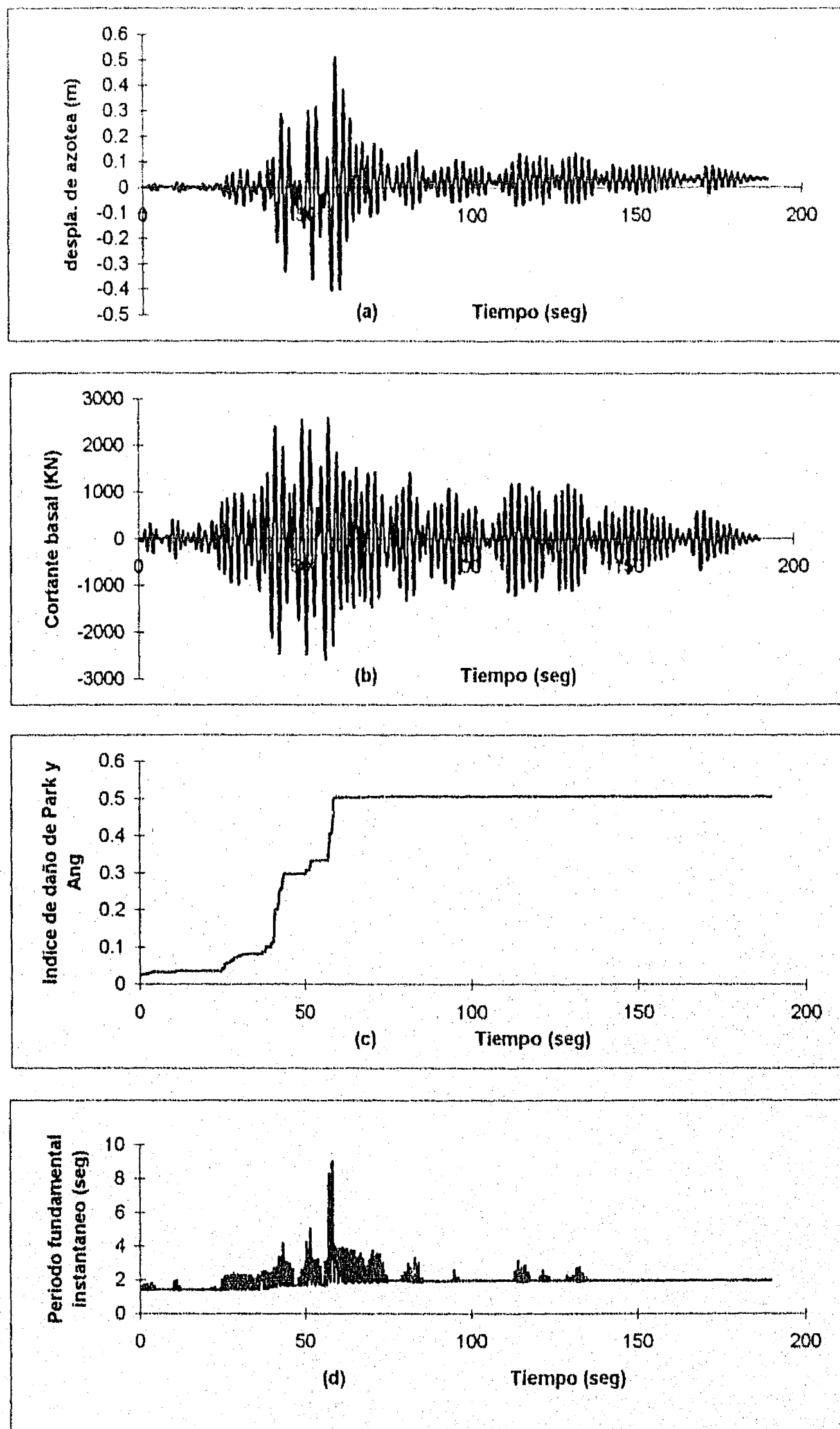


Fig. 6.43 Historia de edificio STC, modelo MC, sin P-Delta, SCT-EW, 1985

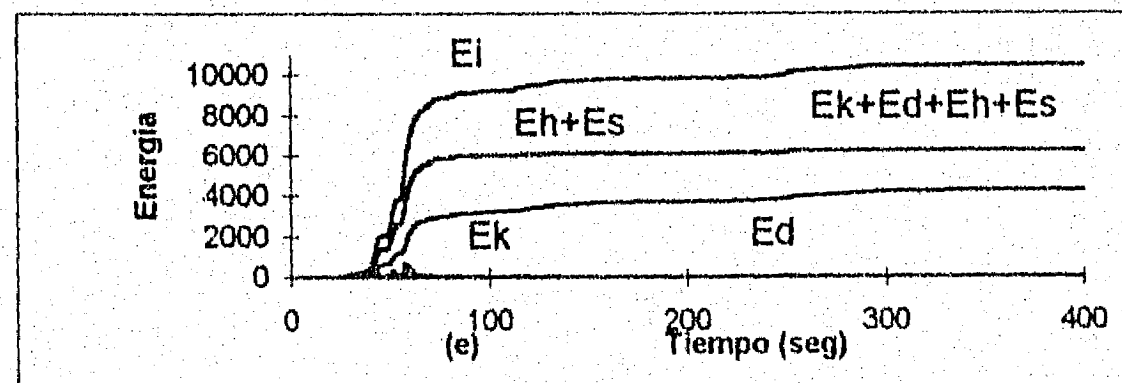
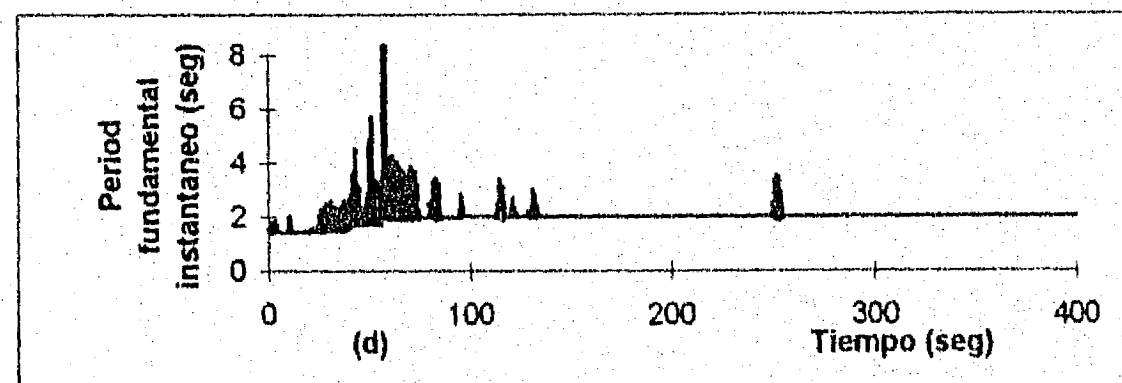
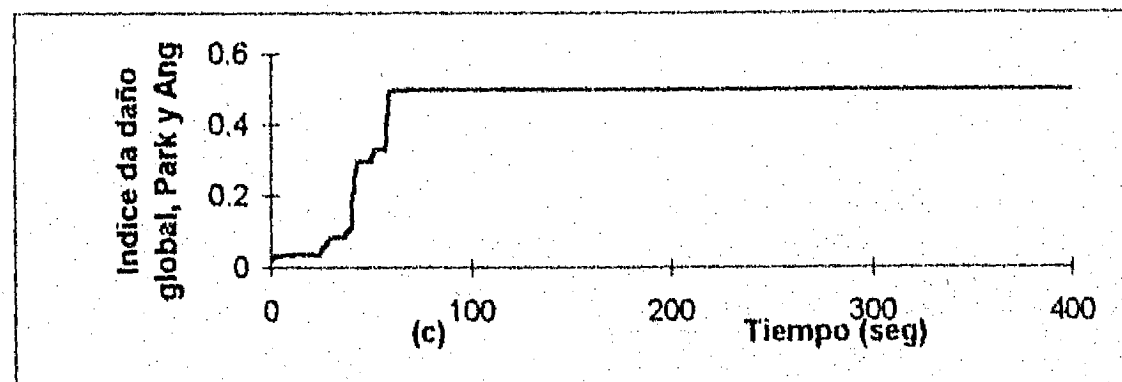
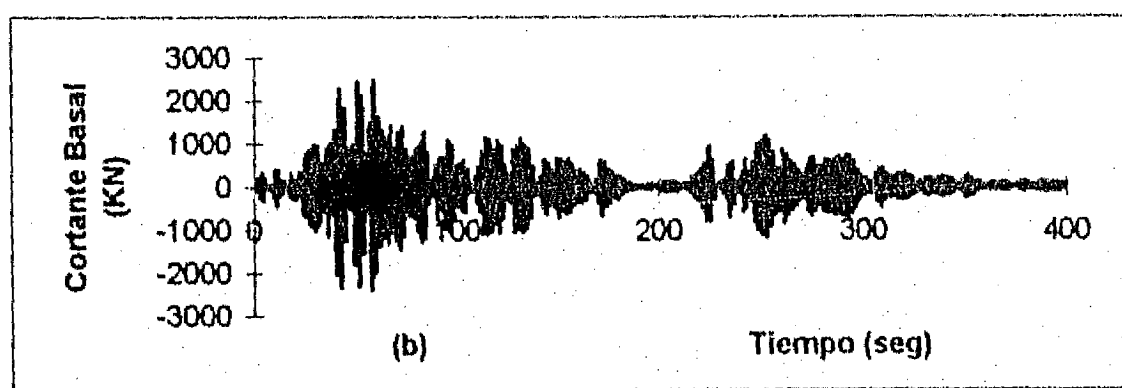
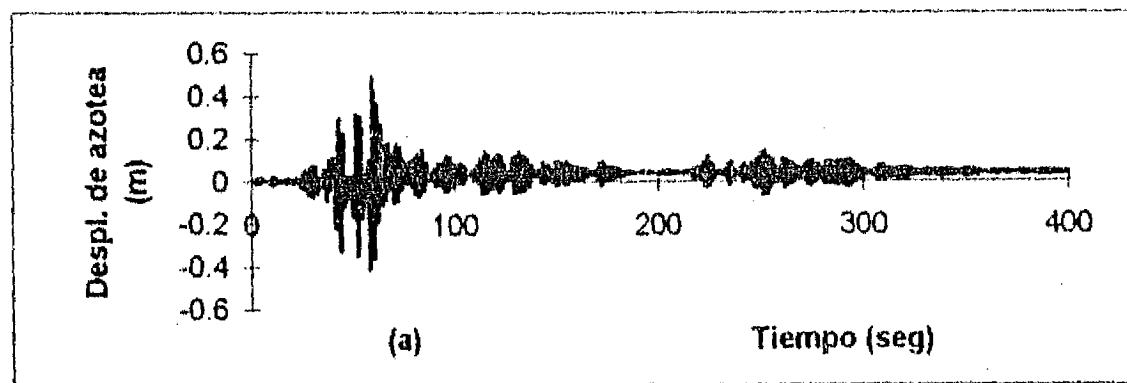


Fig. 6.44 Historia de respuesta de Edificio STC, SCT-EW 1985+1995

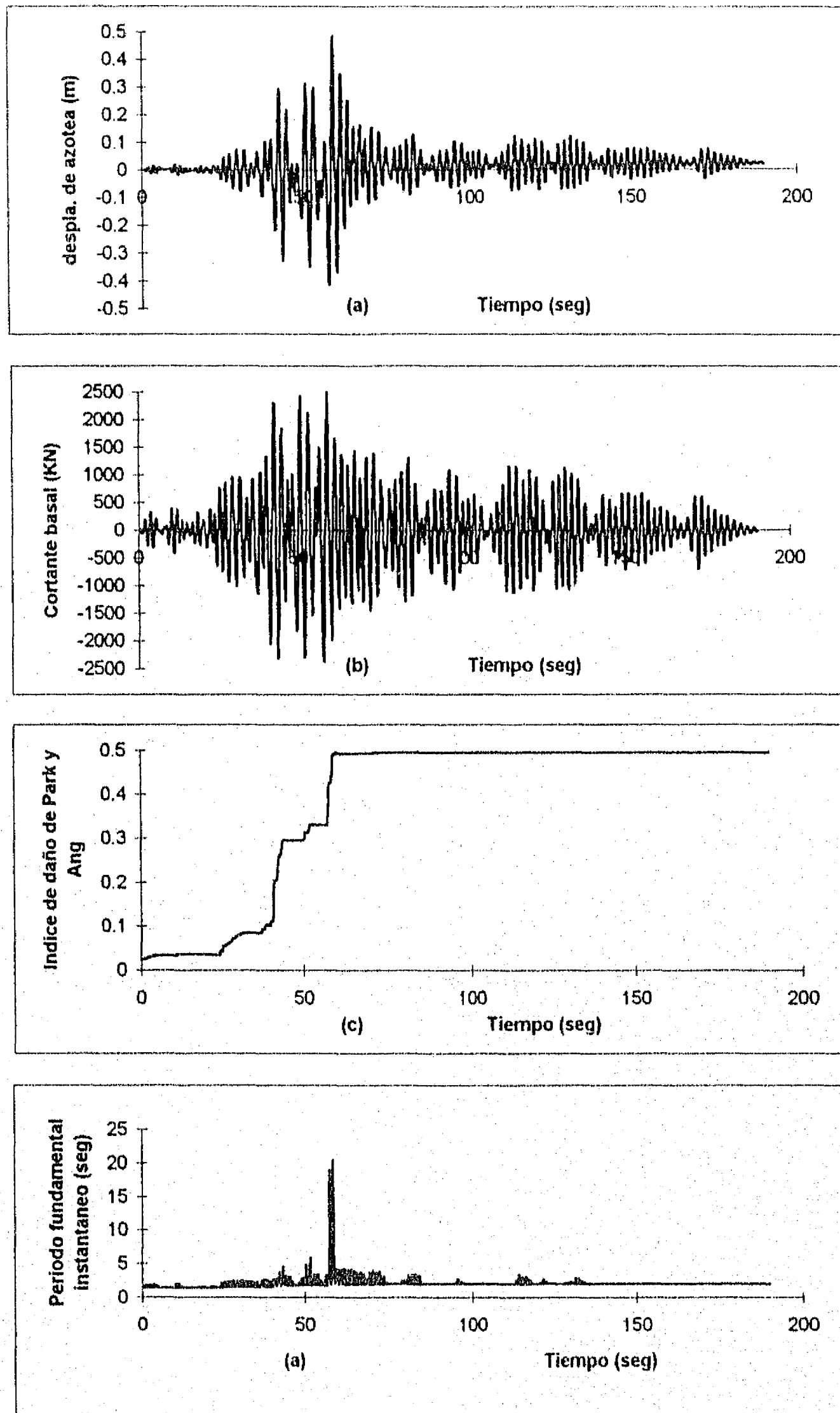


Fig. 6.45 Historia de edificio STC, modelo MC, SCT-EW+ SCT-V, 1985

## CAPITULO VII

## EVALUACION POR MEDIO DEL METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

## VII-1 INTRODUCCION

En la práctica actual de diseño sísmico de estructuras, el diseño se efectúa comúnmente, tomando en cuenta el efecto de temblores con cargas estáticas equivalentes obtenidos de análisis modal espectral o bien análisis dinámico lineal. Aunque los análisis son relativamente simples, la desventaja es clara ya que con este proceder no es posible obtener información acerca de la respuesta inelástica de la estructura sometida a una excitación intensa. Por otro lado, el análisis dinámico no lineal paso a paso es bastante complejo y costoso, por eso, sólo se justifica en ciertas investigaciones donde se requieran resultados refinados. Respecto a las estructuras regulares, se considera emplear un método sencillo de análisis que pueda ofrecer información, aunque de manera aproximada, sobre el comportamiento inelástico de las estructuras sometidas a terremotos, y sobre su posible o posibles mecanismos de falla.

Un método sencillo que se ha utilizado en investigaciones de ingeniería sísmica es el análisis de empuje. Esto es un análisis inelástico estático de empuje lateral, en el cual la estructura se somete a cargas laterales crecientes monótonamente, y distribuidas de manera que simulan las cargas sísmicas, hasta el colapso de la estructura. La Fig. 7.1 presenta las tres formas de distribuciones de la carga lateral más empleadas, es decir, distribución uniforme, distribución lineal, y distribución parabólica, las cuales han sido usadas en investigaciones anteriores (Kunnath et al., 1996). De este método es posible estimar algunas características de la respuesta inelástica y el posible mecanismo de falla de una estructura sometida a cargas laterales simuladas a acciones de sismos. Sin embargo, no es capaz de evaluar la respuesta inelástica y el daño estructural de la estructura bajo un temblor particular.

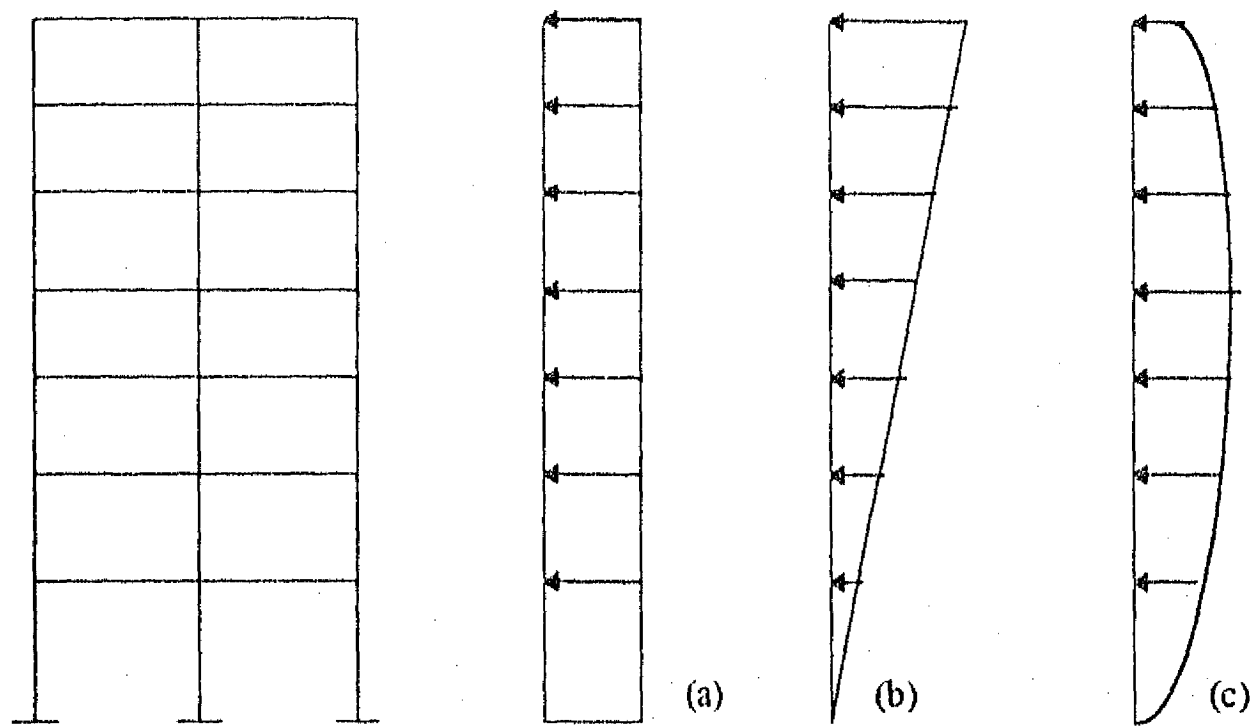


Fig. 7.1 Tres formas de distribuciones de la carga lateral

Otro de los métodos de análisis no lineal simplificado es el método del espectro de capacidad (*MEC*), el cual fue propuesto primeramente por (Freeman et al., 1975). El método puede evaluar el comportamiento inelástico de estructuras a partir de una combinación del espectro de demanda y el espectro de capacidad, Fig. 7.2. El espectro de demanda puede ser directamente el espectro de diseño o bien el espectro de respuesta para un temblor particular calculado de un análisis elástico con un amortiguamiento equivalente para tomar en cuenta los efectos no lineales o bien de un análisis inelástico que los considera directamente. El espectro de capacidad representa la relación existente entre el desplazamiento de la azotea y el cortante basal de la estructura, o bien con una forma equivalente de la aceleración espectral contra el desplazamiento espectral de una estructura al resistir cargas laterales que simulan las cargas sísmicas, a partir de un análisis de empuje. Debido a sus ventajas de sencillez y aplicabilidad, el método ha llamado recientemente la atención de investigadores e ingenieros (Ayala, Tayebi y Ye, 1996).

En este capítulo, se presentan las bases del método del espectro de capacidad, y una propuesta de modificación al original que produce mejores resultados, y ejemplos de evaluación de respuestas de los edificios analizados en este estudio.

## VII-2 METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD Y ANALISIS DE EMPUJE

El método del espectro de capacidad se ubica entre un análisis dinámico no lineal y un análisis dinámico lineal. En este estudio, se usa este método con algunas modificaciones respecto a la versión original (Freeman et al., 1975). A continuación se explican los pasos involucrados en su aplicación:

### VII-2.1 El Procedimiento del MEC

1. Se lleva a cabo un análisis elástico del sistema de un grado de libertad (*SIGDL*) con un registro seleccionado para obtener su espectro de respuesta que puede representar en el espacio aceleración espectral contra periodo o bien aceleración espectral contra desplazamiento espectral, y a este espectro se le denomina el espectro de demanda del registro de sismo. En este trabajo se desarrolló un programa para calcular el espectro de demanda.
2. Se efectúa un análisis de empuje de la estructura con un programa de análisis no lineal, en esta tesis, CANNY. En el presente trabajo, se usa como modelo de comportamiento histerético para los elementos de la estructura el modelo *MC*. La estructura se somete a una distribución de carga lateral definida a partir de la contribución solo del primer modo. Esta carga equivalente se incrementa monótonamente hasta que el desplazamiento de la azotea sea tal que la razón del desplazamiento entre la altura total de edificio sea igual a 2%, considerado en este estudio como el punto correspondiente al estado límite de capacidad de la estructura. Durante dicho proceso, se registran el cortante basal  $Q_b$  y el desplazamiento de azotea  $D_R$ .
3. Se determina el espectro de aceleración,  $S_a$ , y el espectro de desplazamiento,  $S_d$ , con los datos de  $Q_b$  y  $D_R$  obtenidos del paso 2, a partir de las siguientes fórmulas:

Pseudo aceleración espectral (como fracción de  $g$ ) :

$$S_a = \left(\frac{Q_b}{W}\right) / Fpc \quad (7.1)$$

Desplazamiento espectral :

$$S_d = D_R / Fp \quad (7.2)$$

donde,

$$Fp = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \Phi_i)}{\sum_{i=1}^N (w_i \Phi_i^2)} \quad (7.3)$$

$$Fpc = \frac{\left(\sum_{i=1}^N (w_i \Phi_i)\right)^2}{\left(\sum_{i=1}^N w_i\right)\left(\sum_{i=1}^N (w_i \Phi_i^2)\right)} \quad (7.4)$$

$w_i$  = el peso de piso  $i$ .

$g$  = aceleración de la gravedad.

$\Phi_i$  = modo fundamental de vibración, se toma el valor en la azotea igual a la unidad.

El periodo fundamental equivalente se puede obtener a partir de  $S_a$  y  $S_d$  como sigue:

$$T = 2\pi \sqrt{S_d / (gS_a)} \quad (7.5)$$

Con cada par de  $S_a$  y  $S_d$ , se puede dibujar el espectro de capacidad para la estructura. Generalmente, en estructuras regulares la curva del espectro presenta dos puntos de quiebre los cuales dividen la curva a tres zonas, *I*, *II* y *III*, Fig. 7.2. La primera termina en el correspondiente a la primera fluencia en algún elemento de la estructura, la segunda termina en el punto en el que la estructura esta claramente deteriorada por la fluencia en muchos elementos. En esta investigación, se idealiza esta curva como la correspondiente

a un modelo elastoplástico en el que se ignora el primer punto de quiebre y se define el segundo punto como punto de fluencia nominal. El espectro de capacidad también se puede dibujar en forma de  $S_a$  contra el periodo  $T$ , en caso de optarse por esta presentación.

4. Se superpone el espectro de demanda elástica junto con el espectro obtenido en el paso 2. El punto de cruce  $P_c(S_{dc}, S_{ac})$  del espectro de capacidad y el espectro de demanda elástica se define como el punto de comportamiento de la estructura bajo la excitación sísmica dada. En el caso de no existir el punto de cruce, la estructura alcanza un estado límite de falla antes de verse sometida al acción máxima de la demanda y por tanto no es capaz de resistir la excitación sísmica. A partir de la posición del punto de comportamiento, se pueden determinar los valores del cortante basal, el desplazamiento de azotea y el periodo fundamental equivalente. Procediendo de esta manera, es posible evaluar aproximadamente la respuesta sísmica de la estructura.

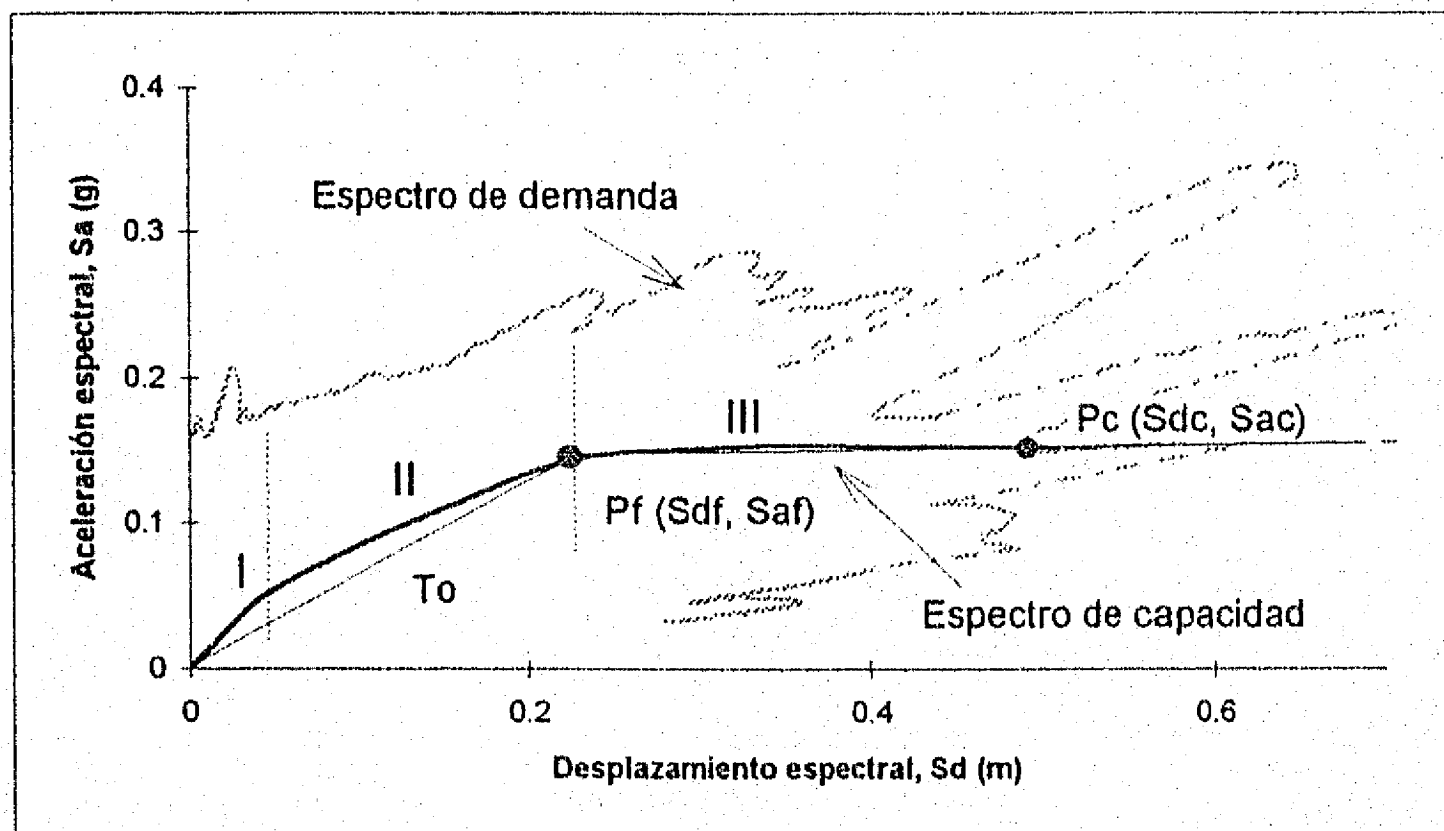


Fig. 7.2 El método del espectro de capacidad



Este proceder no parece ser adecuado ya que la reducción de espectros por amortiguamiento equivalente no necesariamente corresponde a los espectros inelásticos para una ductilidad dada. Por esto una mejor manera (diferente de la original) es realizar el análisis inelástico (elastoplástico) de un *SIGDL* con un factor de ductilidad esperado para obtener el espectro de demanda. Sin embargo, más adelante se verá que esta opción tampoco es recomendable debido a la dificultad en predecir el valor de ductilidad esperado.

### VII-2.2 Procedimiento Modificado

Basado en estudios anteriores se considera que las maneras de determinar el punto de comportamiento antes mencionadas no son adecuadas. Con el espectro de demanda elástico con amortiguamiento equivalente se sobrestima la demanda por sismo al no considerarse adecuadamente el comportamiento inelástico de las estructuras. Por otro lado con el espectro de demanda inelástico (elastoplástico) es difícil seleccionar el factor de ductilidad, el cual depende del juicio de los estructuristas. Entonces, en esta tesis se propone una modificación al procedimiento original del *MEC* que mejora la aproximación del método. Este procedimiento consiste de los siguientes pasos:

1. Se realiza un análisis de empuje para la estructura dada. Se dibuja el espectro de capacidad como se describe en VII-2.1. Se idealiza esta curva real a una curva con una forma elastoplástica (Fig. 7.2). Se registran los valores espectrales ( $S_{df}$  y  $S_{af}$ ) del punto  $P_f$ . Con la ecuación 7.3 se calcula el periodo fundamental equivalente,  $T_0$ , correspondiente al punto  $P_f$ .
2. Se lleva a cabo un análisis elastoplástico del *SIGDL* que tiene el periodo inicial igual al  $T_0$ , y la deformación de fluencia igual al  $S_{df}$ , es decir un *SIGDL* elastoplástico equivalente a la estructura original, sujeto al registro del sismo dado. De la historia de respuesta se obtiene la deformación máxima, i.e., el valor del desplazamiento espectral,  $S_{dc}$ , para el *SIGDL*.

3. En el espectro de capacidad obtenido en el paso 1, se determina el punto de comportamiento,  $P_c$ , que tiene el mismo valor de  $S_{dc}$ . Conocido este punto es posible conocer de los resultados parciales obtenidos en la generación de la curva de empuje, el valor de aceleración espectral, el cortante basal máximo, el desplazamiento de la azotea máximo, el periodo fundamental equivalente, y la distribución de articulaciones plásticas, etc.

A continuación se presentan los resultados correspondiente a los edificios seleccionados en este trabajo calculados con el método del espectro de capacidad y con el procedimiento modificado.

### VII-3 ANALISIS CON METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

Para el edificio *STC* y otros tres edificios seleccionados, se realizó el análisis de empuje con el modelo *MC* para los elementos de las estructuras, bajo una carga lateral distribuida en una forma que toma en cuenta sólo la contribución del primer modo, controlando el desplazamiento de azotea. En la Fig. 7.3, se presenta la relación entre el desplazamiento de azotea y el cortante basal del edificio *STC*, para dos condiciones del análisis de empuje, i.e., con y sin el efecto *P-Delta*. En las dos curvas se observan respectivamente dos puntos de quiebre que dividen a cada curva en tres zonas en una forma similar a la Fig. 7.2. En el rango *III*, aunque el desplazamiento de la azotea aumenta continuamente, el cortante basal se mantiene en un nivel constante. Se puede observar que el efecto *P-Delta* se hace evidente principalmente solo en el zona *III*. En este estudio, dado que los análisis dinámico no lineal de los marcos incluyeron el efecto *P-Delta*, este también se considera en todos los análisis de empuje. En la Fig. 7.4 se presenta el espectro de capacidad, dado en una forma de  $S_d$  contra  $S_a$ , equivalente al de la Fig. 7.3 por las ecuaciones 7.1 y 7.2. Debido a que es de una forma equivalente, la curva presenta una forma similar a la Fig. 7.3, es decir, presenta tres zonas también. En la Fig. 7.5, se muestra el espectro de capacidad en una forma equivalente a la Fig. 7.4,  $S_a$  contra  $T$ . En esta figura, se puede observar la tendencia de cambio de  $T$ .

Sobre todo, la curva muestra una fluencia que corresponde a la zona III en las Figs. 7.3 y 7.4. Se puede decir que, cuando la estructura incurre en la zona III, sufre una deformación inelástica grande y un deterioro de resistencia grave debido a que muchos elementos de la estructura ya están fluyendo, por lo tanto, se producen daños severos en la misma.

En las Figs. 7.6 a 7.9, se muestran los resultados del método del espectro de capacidad para los cuatro edificios utilizados en la forma gráfica de  $S_a$  contra  $S_d$ , es decir, el modelo de *STC*, *E12MC*, *E8MC* y *E4MC*. Con fines de investigar el efecto de la aproximación en los espectros de demanda en las posiciones del punto de comportamiento, se seleccionan los espectros de demanda del sismo de Michoacán, 1985, en cuatro casos (con un amortiguamiento de 5 %):

1. el espectro elástico (*Caso 1*).
2. el espectro elastoplástico con un factor de ductilidad igual a 2 (*Caso 2*).
3. el espectro elastoplástico con un factor de ductilidad igual a 4 (*Caso 3*).
4. y con el procedimiento modificado (*Caso 4*).

El caso 1 es el más sencillo de calcular y es el que usa en el procedimiento original de *MEC*. En los casos 2 y 3, se considera el efecto del comportamiento inelástico en el espectro de demanda tal como se ha usado en aplicaciones subsecuentes del *MEC* original (Camilo, 1996), en el que la selección del valor del factor de ductilidad depende de juicio del estructurista. En esta investigación, considerando que el espectro de capacidad obtenido del análisis de empuje se puede idealizar aproximadamente con una forma elastoplástica; en el *Caso 4*, se toma el procedimiento modificado para determinar el punto de comportamiento. En las Figs. 7.6 a 7.9, se muestran los puntos de comportamiento de los edificios sujetos a sismo de SCT-EO, 1985, para los cuatro casos, respectivamente. En estas figuras, se observa que generalmente, el *Caso 1* da las demandas del sismo más altas; en los *Casos 2*, y *3*, las curvas de demandas presentan relativamente una forma más compleja y dan relativamente las demandas más bajas en el orden dado. Para los modelos *STC-MC*, *E8MC* y *E12MC*, los *Casos 1* y *2*, dan puntos de comportamiento prácticamente iguales. Sin

embargo, para el modelo *E-MC*, en el *Caso 1*, no se encuentra el punto de comportamiento. En la Fig. 10 se muestra el mecanismo de falla (distribución de las articulaciones plásticas en vigas y columnas) del edificio *STC* correspondiente al punto de comportamiento en el *Caso 4*. Comparado con los del análisis dinámico no lineal del *STC* con distintos modelos, esto es muy similar con la Fig. 6.7b, i.e., con el del modelo *MC*. En la parte VII-4, se evalúan las respuestas de los edificios a partir de los puntos de comportamiento.

#### VII-4 COMPARACION ENTRE MEC Y ANALISIS DINAMICO NO LINEAL

En las Figs. 7.6 a 7.9, se observa que los puntos de comportamiento de los cuatro casos, salvo del edificio de *E-MC* en los *Casos 1, 2 y 3*, se ubican en la zona *III*, indicando que muchos elementos ya incurren en el estado de fluencia y las estructuras sufren daños severos. La razón del valor del desplazamiento espectral del punto de comportamiento entre el del punto de fluencia nominal se define como el factor de ductilidad nominal correspondiente al modelo elastoplástico usado en esta investigación para evaluar los daños obtenidos de *MEC* para los distintos casos estudiados. En la Tabla 7.1, se muestran los factores de ductilidad nominal en los *Casos 2, 3, 4* y del análisis no lineal. Los valores de ductilidad nominal en el *Caso 4* son más creíbles que los correspondientes a otros dos casos. Desde este punto de vista, la definición del espectro de demanda en el *Caso 4* es posiblemente una mejor definición para determinar el punto de comportamiento.

Con la información de los resultados del análisis de empuje calculados a partir de los puntos de comportamiento antes mencionados, se puede estudiar y evaluar la respuesta sísmica y el daño estructural para los edificios estudiados. Considerando que en el *Caso 1* se emplea un espectro de demanda elástico que sobrestima la demanda del sismo, se estudian los resultados de los espectros de demandas inelásticas de los *Casos 2 y 4*. En las Tablas 7.2 y 7.3, se muestran los resultados del método del espectro de capacidad, para los *Casos 2 y 4*, respectivamente, i.e., la aceleración espectral,  $S_a$ , el desplazamiento espectral,  $S_d$ , el

desplazamiento de azotea,  $D_{max}/H$ , el cortante basal,  $Q/W$ , y el índice de daño  $D_i$  (para el *Caso 2*, se ignoran los índices de daño  $D_i$  que son prácticamente iguales al valor 1, debido a los daños severos en el mismo). Con estos resultados, se pueden evaluar las respuestas de estructuras y daño estructural bajo el sismo SCT-EO, 1985. Sin embargo, la evaluación depende del juicio de los investigadores para interpretar los datos. Con fines comparativos, en la Fig. 7.11, se presentan los resultados de *MEC* en el *Caso 4* con los del análisis dinámico no lineal para los 4 edificios. La Fig. 7.11a muestra las relaciones del desplazamiento máximo de la azotea entre la altura total del edificio. La Fig. 7.11b muestra las relaciones del cortante basal máximo entre la masa total del edificio. La Fig. 7.11c compara el índice de daño propuesto  $D_i$ , para el *Caso 4* y el análisis dinámico no lineal. Se puede observar que los resultados del *Caso 4* son una aproximación mejor que los resultados de los otros casos. Respecto a la diferencia entre el *Caso 4* y el análisis dinámico no lineal, esta es debida a las distintas bases de los métodos. Se puede decir que la manera de utilizar la información sobre la respuesta sísmica obtenida del *MEC* depende del juicio y experiencia del estructurista.

Tabla 7.1 Factores de ductilidad nominal correspondiente al modelo elastoplástico

	Caso 2 ( $\mu = 2$ )	Caso 3 ( $\mu = 4$ )	Caso 4	DINA.
STC	2.15	1.18	2.02	1.58
E12	2.63	1.46	2.15	1.79
E8	2.91	1.73	2.41	2.18
E4	0.85	0.61	2.22	1.04

Tabla 7.2 Resultados de MEC, en el Caso 4

	Sd (m)	Sa (g)	(D/H) %	Q/W	$T_{0.65D_{max}}$ (s.)	Dt
STC	0.4739	0.152	1.60	0.126	2.86	0.473
E12MC	0.4176	0.155	1.38	0.122	2.72	0.521
E8MC	0.373	0.158	1.83	0.126	2.49	0.671
E4MC	0.1998	0.221	2.00	0.179	1.56	0.406

Tabla 7.3 Resultados de MEC, en el Caso 2, ( $\mu = 2$ )

	H (m)	W (KN)	Sd (m)	Sa (g)	D/H %	Q/W
STC	39.05	18140	0.487	0.154	1.65	0.125
E12MC	39.6	33531	0.491	0.162	1.62	0.123
E8MC	26.4	20084	0.49	0.159	2.42	0.126
E4MC	13.2	8799	0.075	0.188	0.77	0.15

Debido a que existen diferencias entre la curva real del espectro de capacidad de las estructuras y la curva elastoplástica idealizada, se consideró de interés evaluar esta simplificación considerando un aumento en el valor del factor de amortiguamiento para disminuir la diferencia. Con fines de investigación, se emplean factores de amortiguamiento iguales a 5, 7 y 10%, respectivamente para calcular el punto de comportamiento en el *Caso 4*, es decir, el procedimiento modificado. En las Tablas 7.4, 7.5, 7.6 y 7.7, se muestran los resultados obtenidos para los cuarto edificios y en la Fig. 7.12 se comparan los resultados. Se encuentra que con el factor de 10% se da una aproximación al análisis dinámico no lineal mejor que con otros factores. este proceder sin embargo necesita estudiarse más.

Tabla 7.4 Resultados del Edificio STC,  $T_0=2.53$  s,  $S_{dr}=0.235$ m

	Sd (m)	Sa (g)	Dmax/H (%)	Qmax/W
5 %	0.4739	0.152	1.60	0.126
7%	0.4511	0.152	1.52	0.126
10%	0.4162	0.152	1.41	0.126
DINA. (5%)	-	-	1.257	0.136

Tabla 7.5 Resultados del E4MC,  $T_0=1.34$  s,  $S_{dr}=0.09$ m

	Sd (m)	Sa (g)	Dmax/H (%)	Qmax/W
5 %	0.1998	0.221	2.00	0.179
7 %	0.176	0.219	1.76	0.178
10 %	0.148	0.217	1.48	0.177
DINA. (5%)	-	-	0.932	0.205

Tabla 7.6 Resultados del E8MC,  $T_0=2.09$  s,  $S_{dr}=0.155$ m

	Sd (m)	Sa (g)	Dmax/H (%)	Qmax/W
5 %	0.373	0.158	1.83	0.126
7 %	0.3826	0.158	1.88	0.126
10 %	0.3828	0.158	1.88	0.126
DINA. (5%)	-	-	1.659	0.148

Tabla 7.7 Resultados del E12MC,  $T_0=2.29$  s,  $S_{dr}=0.194$ m

	Sd (m)	Sa (g)	Dmax/H (%)	Qmax/W
5 %	0.4176	0.155	1.38	0.122
7 %	0.4337	0.155	1.43	0.122
10 %	0.4191	0.155	1.39	0.122
DINA. (5%)	-	-	1.152	0.137

## VII-5 CONCLUSIONES

1. Aunque el método del espectro de capacidad es un método simplificado comparado con el análisis dinámico no lineal, el *MEC* es capaz de proporcionar información de utilidad en la evaluación de respuestas sísmicas y daños estructurales en edificios de concreto reforzado. Esto se muestra por los resultados del *MEC* para los 4 edificios analizados en este capítulo. La forma de las curvas de los espectros de capacidad y los mecanismos de falla, obtenidos de los análisis de empuje para los 4 edificios implica que los diseños de los edificios son adecuados, ya que los marcos presentan suficiente ductilidades antes de alcanzar la falla y los mecanismos de falla corresponden a la filosofía de diseño de columna fuerte y viga débil. A partir de los puntos de comportamiento obtenidos del *MEC*, se pueden calcular los cortantes basales, los desplazamiento de la azotea, y los periodos correspondientes. Esta información es importante para conocer el comportamiento inelástico de estructuras y no es posible conseguirla vía un análisis elástico que se usa comúnmente en la ingeniería sísmica actual. Basado en esta información, estructuristas con experiencia pueden estimar y evaluar aproximadamente las respuestas sísmicas y daños estructurales en edificios sujetos a sismos dados.
2. En la evaluación del daño estructural, se encuentra que existen diferencias entre el análisis dinámico no lineal y el método del espectro de capacidad. En el análisis dinámico no lineal, la carga sísmica depende de la respuesta dinámica de la estructura, es decir, las fuerzas producidas por el sismo son variables en el tiempo. En el método del espectro de capacidad, la carga lateral sísmica se hace equivalente a una carga estática, distribuida en una forma especial, incrementada monótonamente. Debido a que el *MEC* ignora el efecto del deterioro en el comportamiento histerético, toma una carga estática y considera solamente el efecto del primer modo de vibración, por lo tanto la calidad de los resultados dependerá de la importancia relativa del primer modo en la respuesta, se espera que exista una diferencia entre los resultados del *MEC* y los del análisis dinámico



no lineal. La diferencia también depende de cómo definir el punto de comportamiento. Para estructuras altas y/o irregulares, la contribución de los modos de vibración superiores también es significativa a la respuesta (Ayala, Tayebi y Ye, 1996), por lo que es necesario incluir su efecto, modificando el *MEC* actual.

3. En la determinación del espectro de capacidad, la selección del modelo de comportamiento histerético no es un factor a considerarse ya que en el análisis de empuje lateral, la carga se incrementa monótonamente. Solamente la forma de la envolvente del modelo histerético (bilineal y/o trilineal) tiene efectos en los resultados del análisis. Esto ofrece más libertad para seleccionar la herramienta de análisis con los modelos de comportamiento no lineal existentes (véase Capítulo II).
4. El efecto *P-Delta* tiene influencia en los resultados del análisis de empuje, sobre todo cuando la estructura está cercana a colapso, la influencia es muy aparente.
5. La definición del punto de comportamiento, basado en el procedimiento modificado propuesto en esta tesis, es una idea nueva y un procedimiento relativamente sencillo. Basado en los resultados obtenidos en esta tesis, se considera que este procedimiento simplificado es aplicable para evaluar respuestas sísmicas y daños estructurales en edificios de concreto reforzado. Sin embargo, se necesita más trabajo de calibración en investigaciones futuras para interpretar los resultados derivados.
6. Aunque existen limitantes en la aplicación del *MEC*, éste tiene las siguientes ventajas:
  - Es simple, comparado con el procedimiento de análisis dinámico no lineal paso a paso. Ofrece sólo información aproximada de la respuesta inelástica de las estructuras, sin embargo, es útil en la etapa inicial de diseño de estructuras nuevas y en la evaluación de estructuras existentes.
  - El espectro de capacidad es una propiedad de la estructura ya que está definido una vez se selecciona el modelo de comportamiento no lineal de los elementos y la forma de

distribución de la carga lateral, y es completamente independiente de la demanda impuesta por el sismo.

7. En la aplicación del *MEC* en la etapa inicial de diseño para una estructura particular, pueden existir diferentes diseños. Una vez se selecciona un sismo con una intensidad dada, para cada diseño se puede calcular el espectro de capacidad por medio del análisis de empuje y determinar el punto de comportamiento con el procedimiento modificado en esta tesis. Así, es posible seleccionar un diseño adecuado a partir de la evaluación y comparación de las respuestas derivadas de los puntos de comportamiento correspondientes.
8. En el caso de un edificio existente con información sobre su respuesta sísmica y daño estructural a partir de un análisis dinámico no lineal o bien de la investigación después del temblor en la misma, una vez con su espectro de capacidad es calculado el punto de comportamiento bajo el registro de sismo dado está definido y este punto se toma como un punto de referencia, entonces, para otros sismos dados, es posible estimar aproximadamente las respuestas comparando las posiciones de los puntos de comportamiento con el punto de referencia seleccionado debido a que sus respuesta y daño ya están conocido para el mismo.

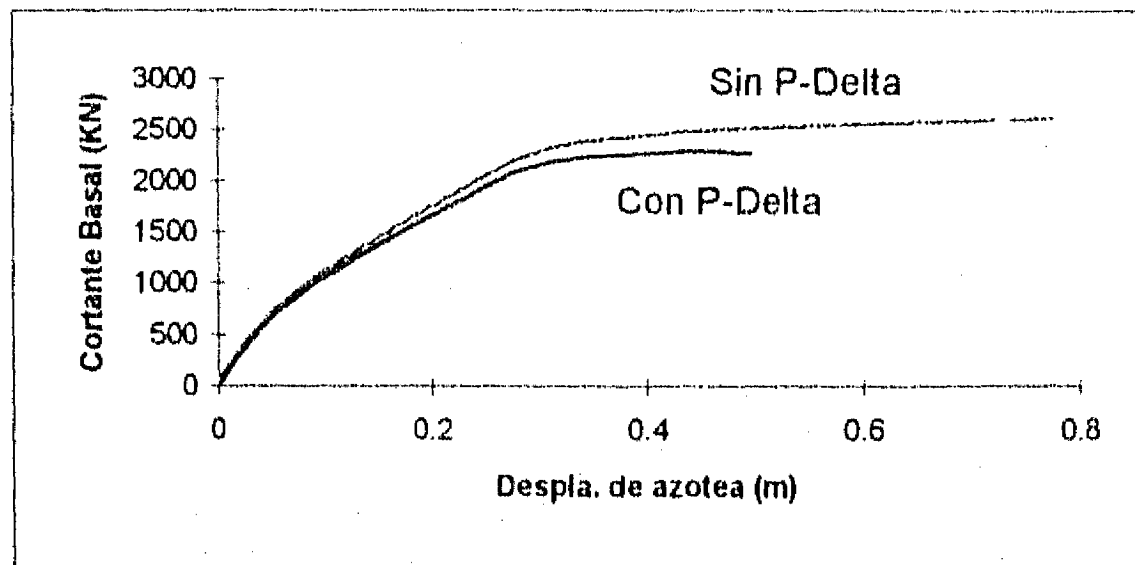


Fig. 7.3 Relación entre desplazamiento de azotea y cortante basal

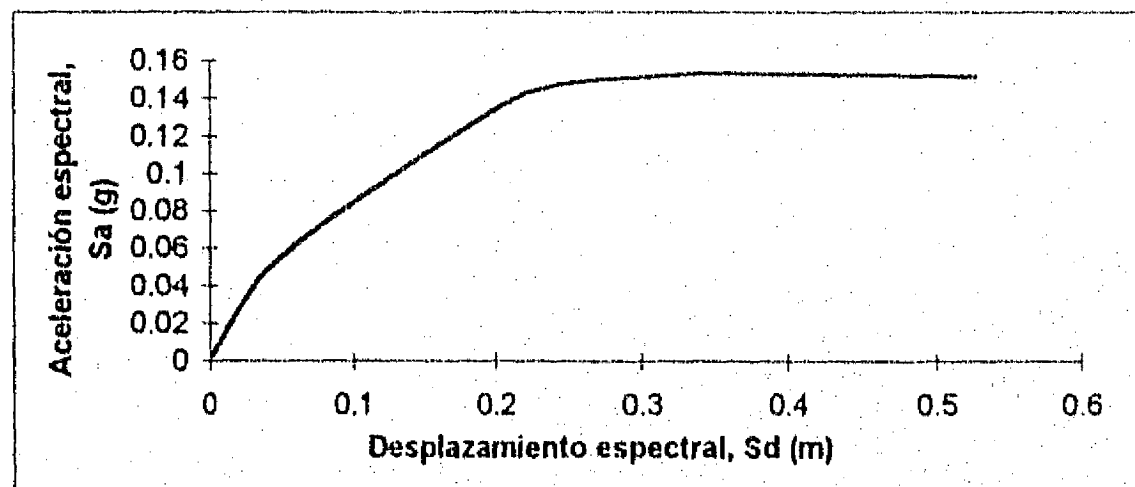


Fig. 7.4 Relación entre acele. espectral y desplaza. espectral

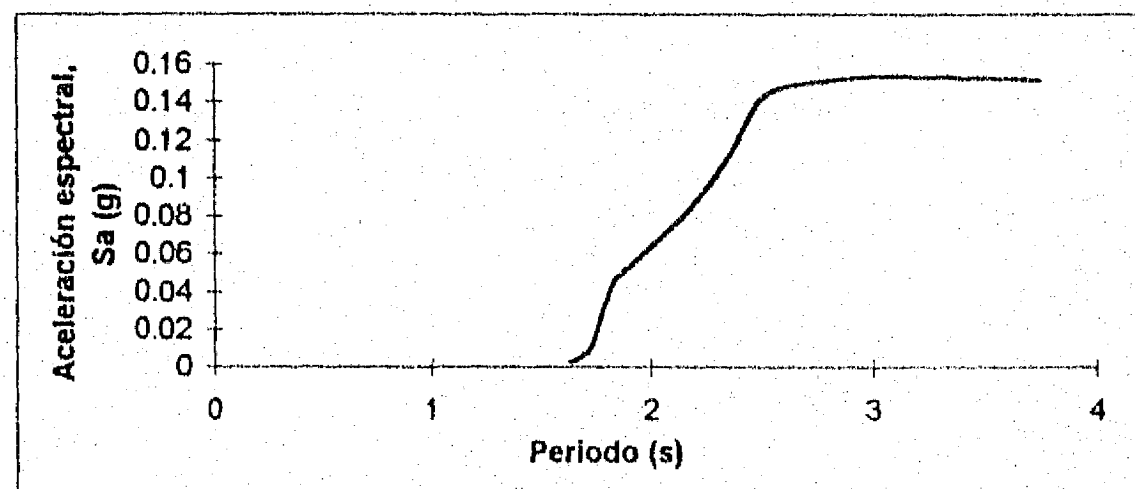


Fig. 7.5 Relación entre acele. espectral y periodo

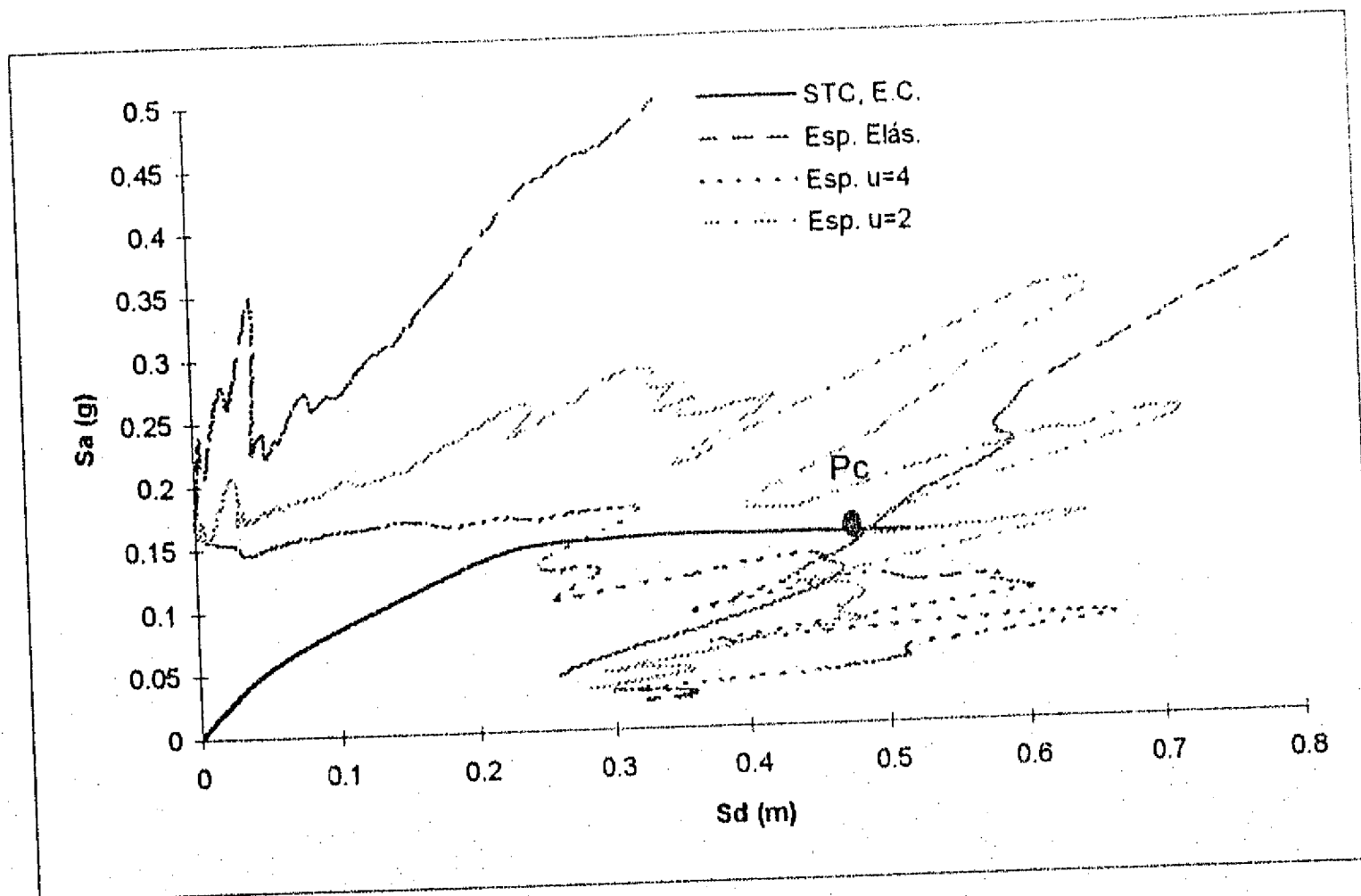


Fig. 7.6 Resultados del MEC para el edificio STC

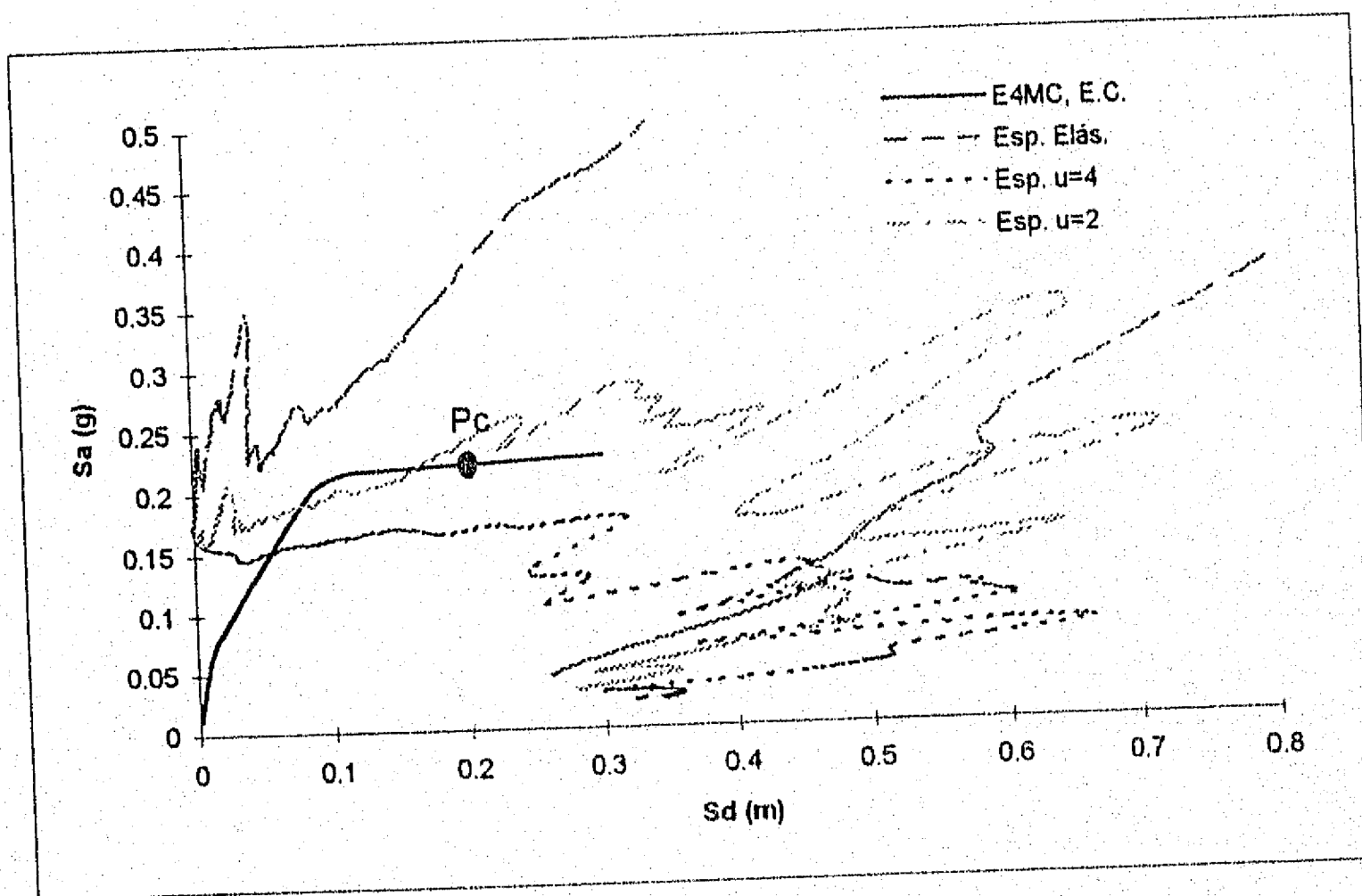


Fig. 7.7 Resultados del MEC para el edificio de 4 pisos E4MC

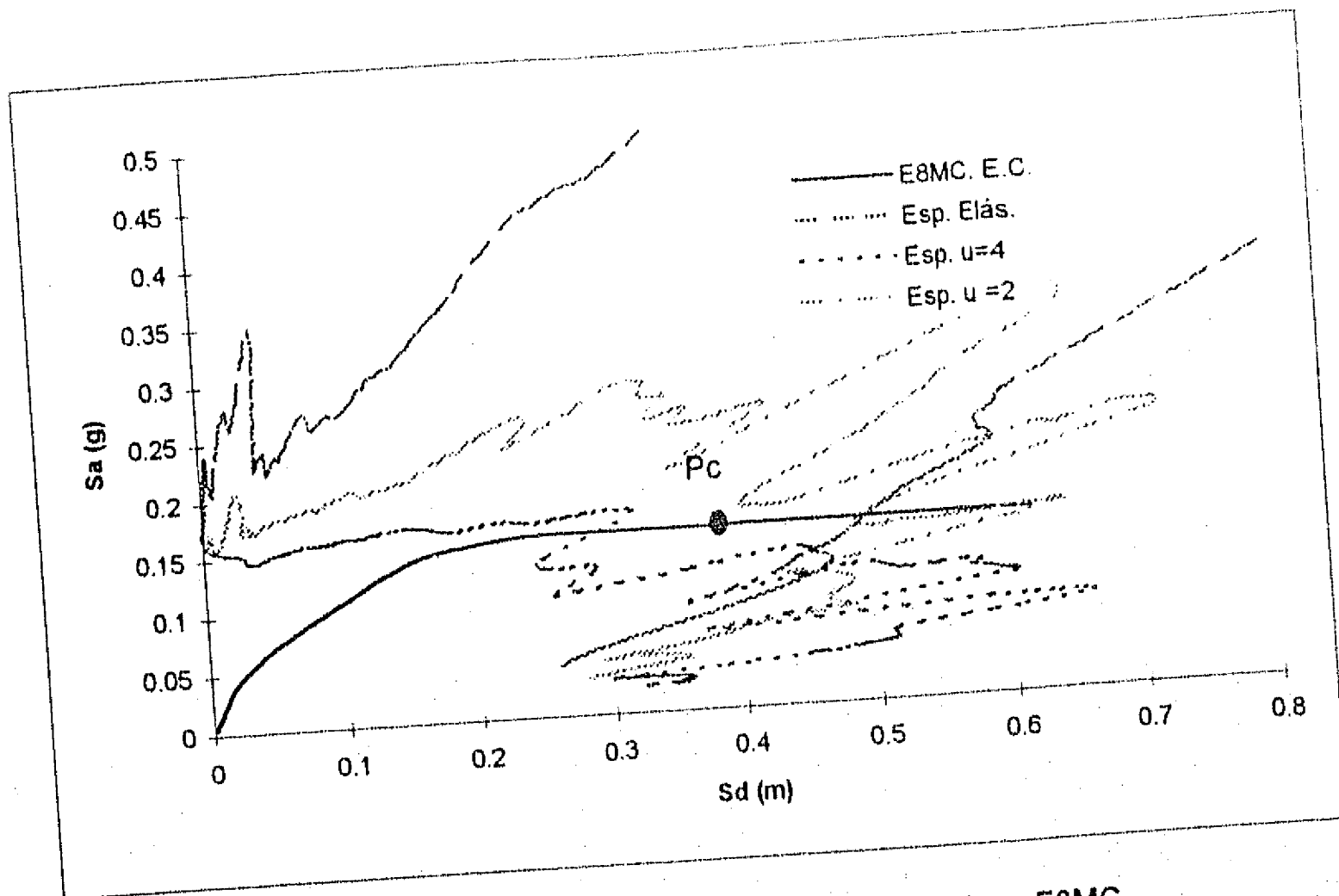


Fig. 7.8 Resultados del MEC para el edificio de 8 pisos E8MC

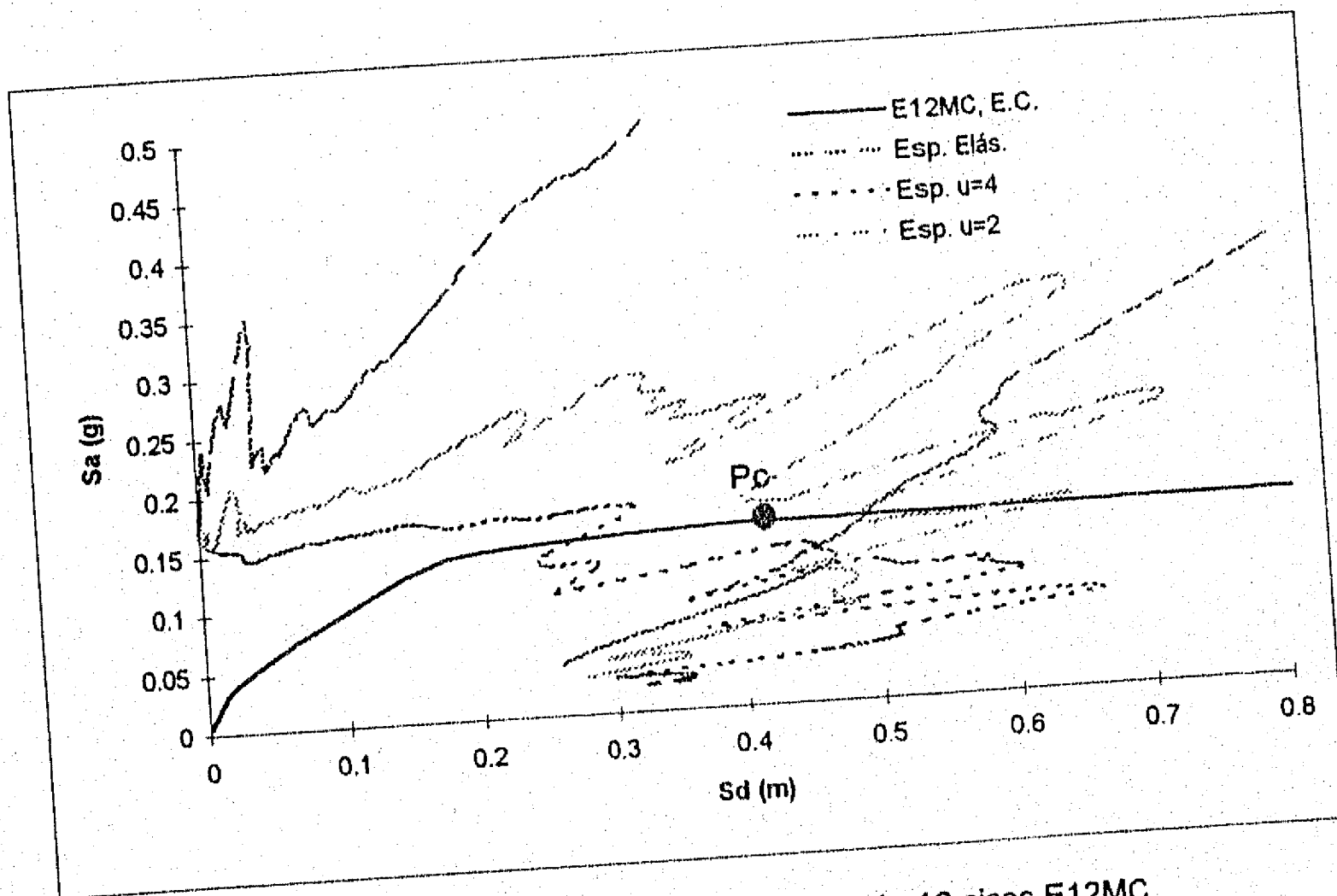


Fig. 7.9 Resultados del MEC para el edificio de 12 pisos E12MC

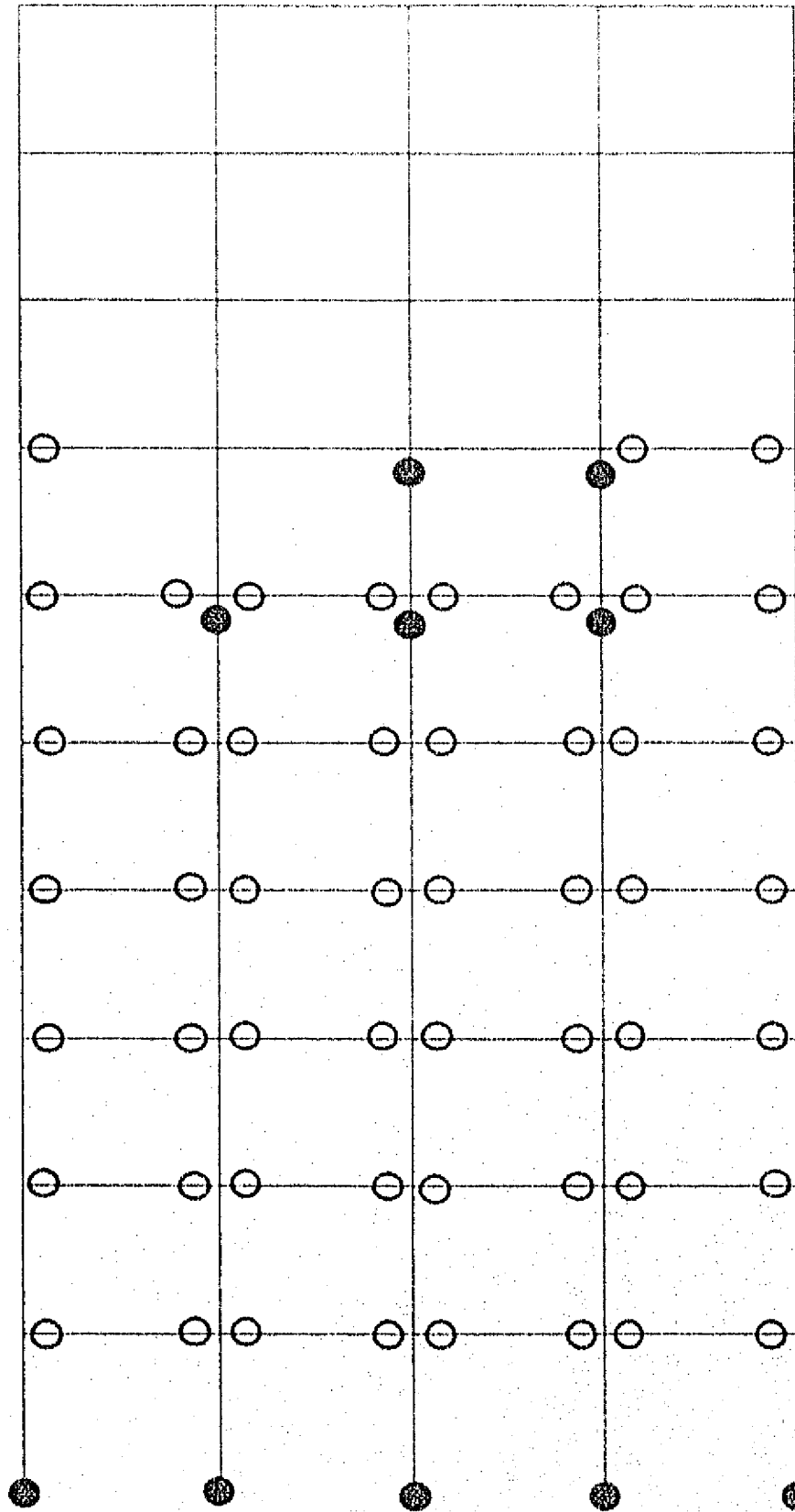


Fig. 7.10 El mecanismo de falla de STC, análisis de empuje

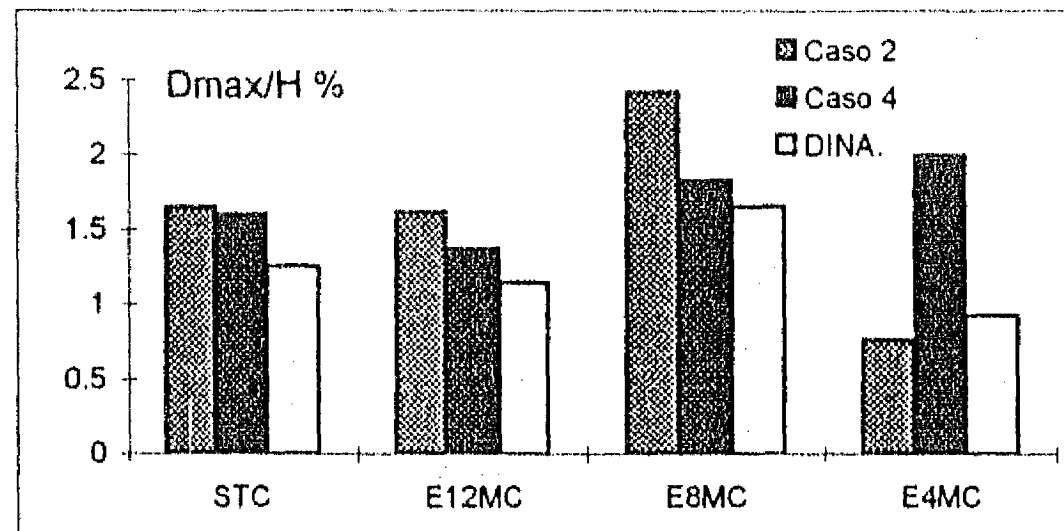


Fig. 11a Comparación de desplazamiento

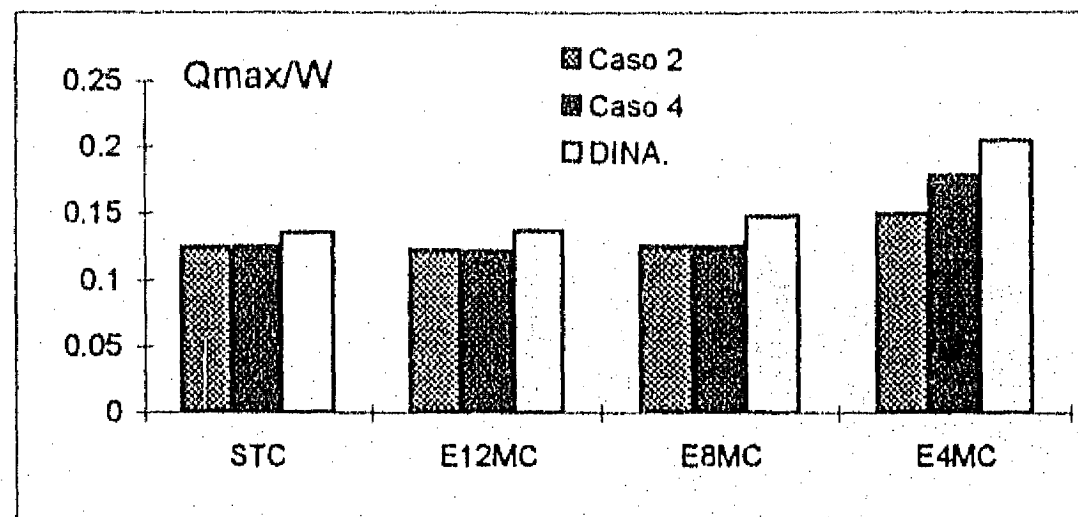


Fig. 11b Comparación de cortante basal

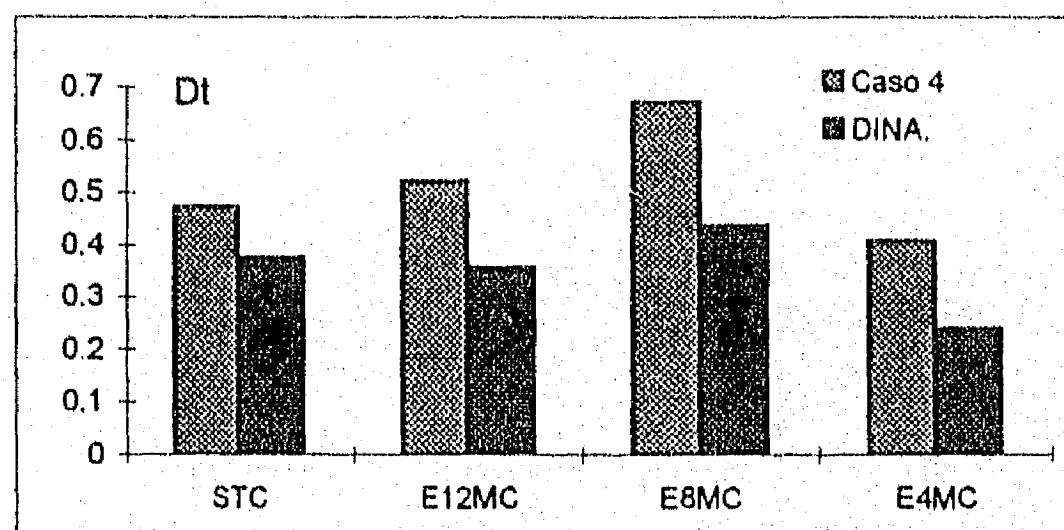


Fig. 11c Comparación de índices de daño,  $D_t$

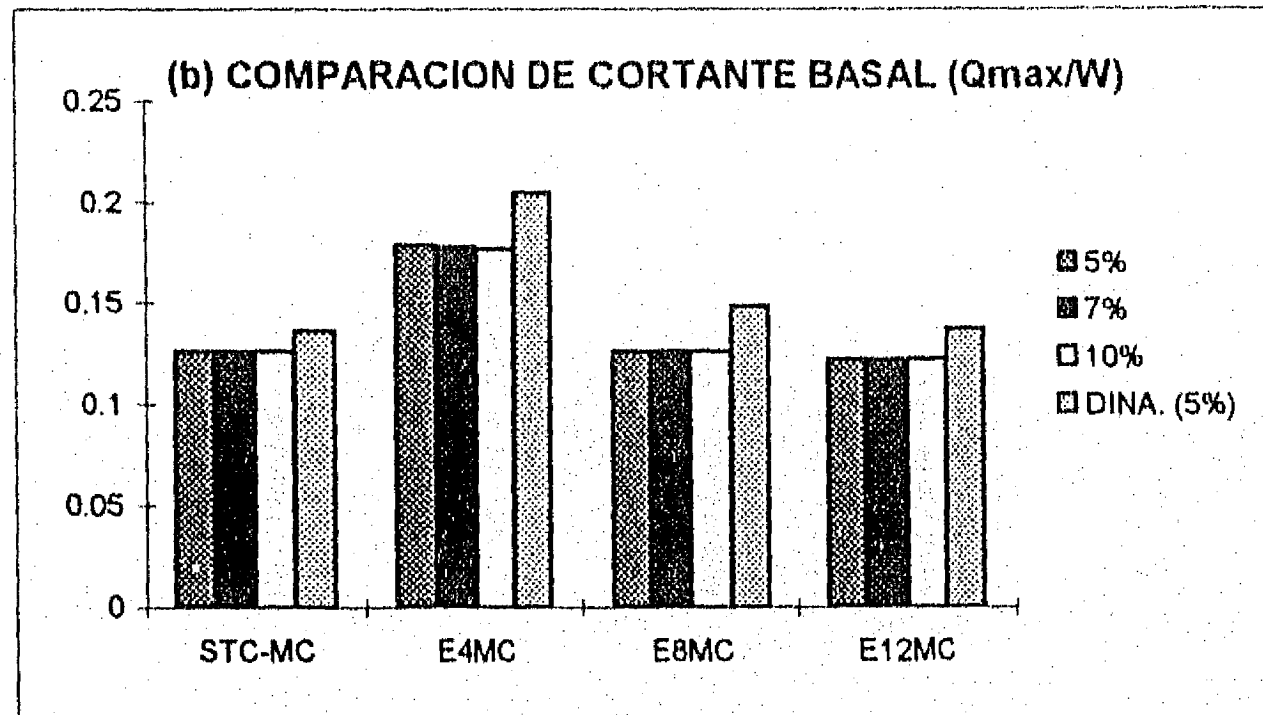
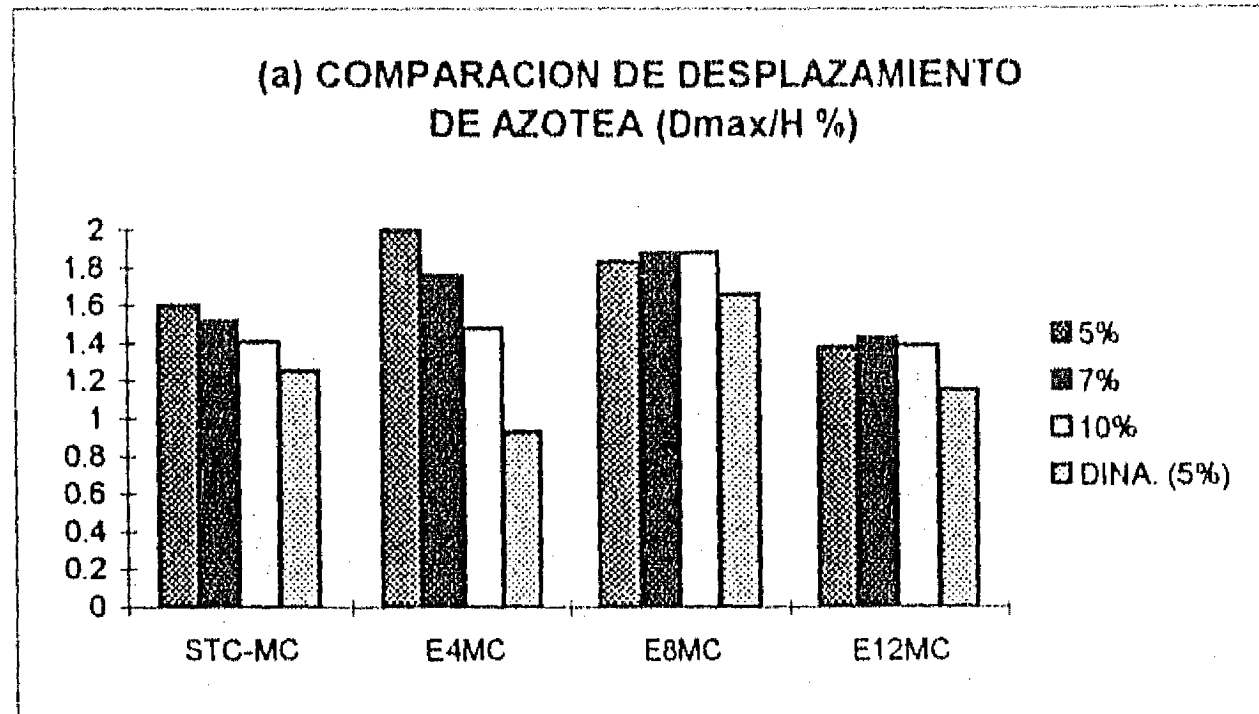


Fig. 12 Comparación entre resultados con diferentes factor de amortiguamiento del MEC y resultados del análisis dinámico no lineal



## CAPITULO VIII

### PROCEDIMIENTO PROPUESTO PARA EVALUACION DEL DAÑO ESTRUCTURAL

A partir de los resultados de esta investigación, se sugiere un procedimiento de utilidad en la evaluación de daño estructural en edificios de concreto reforzado sujetos a sismos. A continuación, se describe el procedimiento para evaluar el daño sísmico para un edificio individual y para edificios en una zona urbana.

#### VIII-1 GENERALIDADES

##### 1. Herramienta de Análisis Dinámico no Lineal de Estructuras.

Se recomienda usar el esquema de macro-modelado para el análisis de edificios de concreto reforzado, tratando las vigas, columnas y muros como elementos lineales básicos, es decir, modelados como elementos discretos. Se usa un programa de cómputo como CANNY, como herramienta para realizar el análisis no lineal con fines de evaluar el daño estructural en edificios de concreto reforzado. En el caso del análisis bidimensional que es adecuado para edificios regulares formados con marcos ortogonales, se sugiere emplear el modelo de comportamiento histerético de CANNY (véase V-2.1), debido a su flexibilidad en uso y simplicidad relativa. En el caso del análisis tridimensional, se recomienda usar el modelo de multi-resortes (MMS) para considerar la interacción dentro de la flexión biaxial y la carga axial variable en columnas, y el modelo de CANNY para las vigas.

### 3. Índices de Daño, Medida de Daño Estructural

Para evaluar cuantitativamente el daño estructural en edificios de concreto reforzado, se propone usar el índice de daño global,  $D_t$ , propuesto en esta investigación, también el índice de daño local de Park y Ang,  $D_{park}$ , cuando se quiere saber la distribución de daño en los elementos de la estructura.

#### 3.1. Intensidad Sísmica, Selección de Registros de Sismo

En el estudio presente se encuentra que la intensidad  $S_{I_{ve}}$  y la intensidad de Arias modificada por Araya y Saragoni  $P_d$  son adecuadas para caracterizar la intensidad sísmica en la evaluación del potencial destructivo de registros de sismos. Se propone usar las dos definiciones de intensidad sísmica en el procedimiento propuesto.

#### 3.2. Evaluación de Daño en un Edificio Dado

Para un edificio de concreto reforzado dado, bajo excitaciones sísmicas con intensidades dadas, se realiza un análisis dinámico no lineal paso a paso. Basado en la información obtenida (periodos iniciales y finales, desplazamiento máximo de azotea, desplazamiento de entrepiso, cortante basal, distribución de articulaciones plásticas, índices de daño, etc.), se evalúa el comportamiento sísmico y el daño posible producido en la estructura.

Para una estructura importante, se puede realizar el análisis con una serie de registros de sismos. Así, se puede encontrar la relación entre la intensidad sísmica y el índice de daño, la relación entre el índice de daño y el desplazamiento máximo de azotea ( $DMA$ ). Entonces, para cualquiera excitación sísmica particular, a partir de su intensidad sísmica presentada por  $S_{I_{ve}}$  y/o  $P_d$ , se puede evaluar o estimar aproximadamente el comportamiento sísmico vía  $DMA$  y el índice de daño derivado de la intensidad sísmica, sin llevar a cabo un análisis dinámico no lineal.

Para los edificios con configuraciones regulares, se puede evaluar sus comportamientos sísmicos y daños posibles aproximadamente vía un método simplificado, es decir, el método del espectro de capacidad (*MEC*) presentado en esta investigación. Mediante un análisis de empuje para la estructura, se puede obtener su espectro de capacidad. Para cualquier registro particular, se puede determinar el punto de comportamiento correspondiente. Entonces, con el método del espectro de capacidad, a partir del punto de comportamiento obtenido, se puede estimar aproximadamente su respuesta sísmica y daño estructural bajo la excitación dada, como se presenta en el Capítulo VII.

#### VIII-2. EVALUACION DE DAÑO EN UNA ZONA DADA

Para una zona urbana particular, cuesta mucho trabajo y tiempo analizar todos los edificios en la zona. Considerando el costo del trabajo y la limitante del tiempo, se sugiere catalogar los edificios de concreto reforzado según sus características estructurales (el número de niveles, el tipo de estructura, la calidad de construcción, el año de diseño, etc.). De cada tipo de estructuras, se seleccionan unos edificios como muestras. Se consiguen los datos estructurales de las muestras seleccionadas para efectuar análisis no lineal, o bien, se miden sus periodos naturales por medio de pruebas de vibración en las estructuras. Se llevan a cabo análisis dinámicos no lineales con excitaciones sísmicas dadas o análisis de empuje de estructuras para evaluar los daños estructurales en los edificios seleccionados, que se lleva a cabo como se describió anteriormente para un edificio individual. Además, en caso de ocurrencia de sismos reales, se pueden medir los periodos naturales de las muestras después del sismo, así se estiman los daños estructurales producidos en los edificios en base a las muestras, a través del cambio de periodos naturales, i.e., índice de daño  $D_I$ , propuesto en esta tesis. Basado en la evaluación de daño en las muestras, se puede estimar aproximadamente el grado de daños probables en la zona dada sometida a temblores de intensidades conocidas.

CAPITULO IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

IX-1. CONCLUSIONES

1). El daño estructural en edificios de concreto reforzado sujetos a sismos,  $D$ , se puede considerar como una función de dos factores:

$$D = f(I, R) \quad (9.1)$$

donde,  $I$ , representa el potencial destructivo de un temblor medido por una medida de intensidad sísmica, que depende de tres factores de la excitación sísmica, es decir, el valor pico del movimiento del terreno (la aceleración máxima o la velocidad máxima), la duración de vibración del terreno, y el contenido de frecuencias de vibración del terreno.  $R$ , representa la capacidad de estructuras para resistir temblores mediante la disipación de energía impartida, la cual se relaciona con el tipo y la configuración de estructuras, el material y la tecnología de la construcción, el criterio de diseño, etc.

2). De los programas de cómputo evaluados y modificados, CANNY y IDARC son las herramientas disponibles más adecuadas para el análisis dinámico no lineal de estructuras de concreto reforzado. En particular, con el programa CANNY es posible realizar análisis tridimensionales lo que lo hace una herramienta poderosa para llevar a cabo la evaluación de daño estructural en edificios irregulares de concreto reforzado.

3). A partir de estudios de los índices de daño en la literatura existente, se encuentra que todavía no existe un índice de daño local perfecto en que no sólo se incluyen todos los factores importantes que involucran al comportamiento de elementos de concreto reforzado

sino también tenga una base confiable de calibración amplia con daños en elementos de concreto reforzado sujetos a cargas simuladas a acciones sísmicas. Desde este punto de vista, se considera que un índice de daño global derivado directamente de la respuesta inelástica de estructuras es más adecuado para estimar el daño en edificios de concreto reforzado a nivel de estructura total.

4). El índice de daño global basado en el cambio del periodo natural,  $D_t$ , propuesto en esta investigación, se relaciona con el índice de daño de Park y Ang,  $D_{Park}$ , y con la intensidad sísmica  $SI_{VE}$  y  $P_d$ . Considerando las ventajas de ser simple, confiable y aplicable, se puede decir que es una definición adecuada. Sin embargo, como es un índice de daño global, no es capaz de ofrecer la información de la distribución de daño.

5). Tomar los índices de daño para evaluar y calibrar las definiciones de intensidad sísmica es una idea nueva en investigaciones de ingeniería sísmica. Con los índices de daño, es posible evaluar cuantitativamente las definiciones de intensidad sísmica existentes y nuevas basado al potencial destructivo de sismos.

6). En esta investigación, se confirma con los resultados del análisis que el daño estructural no es proporcional al valor de aceleración máxima del terreno. Esto coincide con las observaciones del daño real en los temblores anteriores. Debido a que la aceleración máxima del terreno no es un parámetro adecuado para representar la intensidad sísmica, no debe tomarse únicamente como una medida adecuada del potencial destructivo en investigaciones sísmicas.

7). La intensidad espectral de Housner, modificada en esta investigación,  $SI_{ve}$  presenta una mejoría respecto a la definición original. Esto se comprueba por los resultados obtenidos de las simulaciones numéricas de daño estructural para los edificios estudiados en esta investigación, a partir de la relación entre intensidades sísmicas y índices de daño los cuales se relacionan con el potencial destructivo de sismos.

8). La intensidad sísmica de Arias, modificada por Araya y Saragoni,  $P_d$ , comparada con las otras existentes es la medida de poder destructivo más completa en concepto. A partir de los resultados obtenidos en esta investigación, comprueba ser una mejora respecto a la definición original. Se espera esto debido a su definición con una consideración adecuada.

9). Se sabe que los registros de sismos en el valle de México tienen características distintas a registros obtenidos en zonas con otras condiciones geológicas, es decir, el valor pico de aceleración no es generalmente muy alto, la vibración de terreno dura relativamente un largo tiempo, el periodo dominante es relativamente largo, sin embargo, tiene relativamente un potencial destructivo alto. Esto se confirma en esta investigación por los valores de intensidad  $SI_{ve}$  y  $P_d$ , además los índices de daño calculados a partir de los análisis dinámico no lineales. Entonces, se debe poner la atención en investigaciones de ingeniería sísmica, ya que algunas conclusiones de investigación derivadas de otra condición pueden no ser adecuadas para el Valle de México.

10). Los mecanismos de falla de los edificios analizados en esta tesis, que muestran una forma de columna fuerte y viga débil, implica que el Reglamento de Construcciones para Distrito Federal (RDF 87) es adecuado.

11). A partir de las simulaciones del daño estructural en el edificio *STC* y en los otros tres edificios seleccionados en esta investigación doctoral, se encuentra que los resultados obtenidos pueden representar aproximadamente respuestas sísmicas y daños estructurales reales con una forma aceptable. Por lo que, se sugiere usar el procedimiento propuesto en el Capítulo VIII para evaluar el daño estructural en edificios de concreto reforzado sujetos a sismos.

12). El método del espectro de capacidad proporciona información aproximada sobre la respuesta sísmica y el daño estructural esperado en estructuras de concreto reforzado y sobre el mecanismo en el que estas estructuras fallan ante sismo. Debido a su sencillez y aplicabilidad, este método simplificado es útil en ingeniería sísmica, sobre todo, en la etapa

inicial de diseño de edificios regulares nuevos y la evaluación de edificios existentes. Basado en los puntos de comportamiento, es posible rescatar la respuesta sísmica de un edificio sometido a un sismo en particular. La evaluación de la respuesta sísmica de estructuras depende de la interpretación. Con el procedimiento modificado en esta tesis, se proporciona una definición nueva para determinar el punto de comportamiento.

## IX-2. RECOMENDACIONES PARA INVESTIGACIONES FUTURAS

1) Es necesario continuar con el desarrollo de herramientas para evaluar el daño estructural. En la evaluación del daño estructural en edificios de concreto reforzado sujetos a sismos, un programa de cómputo adecuado tiene la más alta importancia para obtener la respuesta sísmica confiable vía el análisis dinámico no lineal. Existen muchos factores que afectan los resultados del análisis de estructuras. Todavía no existe un programa de cómputo completamente perfecto. A pesar de que el programa CANNY es avanzado, es posible y necesario mejorarlo en muchos aspectos. Por ejemplo, incluir modelos de plasticidad distribuida en los elementos que represente de manera más precisa el comportamiento de elementos de concreto reforzado, emplear un método más preciso para la corrección de fuerzas no equilibradas en la integral paso a paso, tomar en cuenta el efecto de la fuerza cortante en los elementos (columnas y muros) con un modelo mejor para representar la forma de falla debido a la combinación de cortante y flexión observada en estructuras dañadas en sismos reales, contar con más funciones para calcular más índices de daño, contar con más funciones que faciliten la preparación de los datos y la interpretación de resultados en forma gráfica, etc..

2) Calibración de las herramientas de cálculo. La calibración de la herramienta es una tarea difícil, debido a los muchos factores que afectan los resultados del análisis dinámico no lineal, y no se sabe cual resultado es más confiable. La única solución para este problema es calibrarlo a partir de la comparación de los resultados de análisis con la respuesta real de las

estructuras durante un sismo intenso. Por lo tanto, es necesario seleccionar varios edificios típicos con datos completos confiables para instalar instrumentos y esperar que ocurra un sismo intenso. Para los edificios seleccionados, se deberán medir las características (periodo fundamental, modo de vibración, etc.) por medio de pruebas de vibración en las mismas.

3) En la presente investigación, basado en las condiciones del valle de México, se realizó un estudio limitado de edificios. Para obtener conclusiones generales, es necesario realizar un estudio más amplio con más información. Por lo que, se necesitan coleccionar más registros de sismos intensos de distintas regiones e información de daño estructural en edificios reales en las mismas regiones. Es apreciable conseguir información sobre edificios instrumentados por la consideración de la parte 2.

4) Con base en lo mencionado anteriormente, se deben realizar investigaciones sobre la evaluación de daño tomando en cuenta en el análisis de más factores, por ejemplo, la interacción entre el suelo y la estructura, el efecto de los elementos no-estructurales, el efecto de la torsión estructural, el efecto de piso flexible, etc. Además, se recomienda estudiar los edificios con aislamiento de base, con elementos disipadores, o bien con sistemas de control pasivo y activo.

5) A partir de los resultados obtenidos de investigaciones propuestas en las partes anteriores, será posible hacer una calibración más amplia sobre el índice de daño,  $D_i$ , propuesto en esta investigación.

6) El método del espectro de capacidad como un método simplificado es aplicable. Se sugiere llevar a cabo más estudios y calibraciones sobre las definiciones del punto de comportamiento. Se deben realizar más estudios en estructuras irregulares para incluir efectos de modos superiores de vibración.



**REFERENCIA**

1. Al-Haddad M.S. y Wight J.K. (1986) Feasibility and Consequences of Moving Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake Resistant Design of RC Buildings, *Report No. UMCE 86-1*, Depart. of Civil Eng. Univ. of Michigan, Ann Arbor, Michigan.
2. Allahabadi R. y Powell G.H. (1988) DRAIN-2DX User Guide, *UCB/EERC-88-06*.
3. Anderson J.C. y Townsend W.H. (1977) Models for RC Frames with Degrading Stiffness, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 103, No. ST12.
4. Aoyama H. (1971) Analysis on a School Building Damaged During the Tockachi-oki Earthquake, *Proc. of the Kanto District Symposium of AIJ*, Tokyo, Japan.
5. Aoyama H. y Sugano T. (1968) A Generalized Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Structures based on the Tests of Members, *Recent researches of structural mechanics. Contribution in Honor of the 60th Birthday of Professor Y. Tsuboi*, Uno-Shoten, Tokyo.
6. Araya R. y Saragoni G.R. (1985) Earthquake Accelerogram Destructiveness Potential Factor, *Proc. 8th WCEE*, EERI, San Francisco, CA.
7. Arias A. (1970) A Measure of Earthquake Intensity, in *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, de R.J. Hansen, Massachusetts Institute of Technology Press, Cambridge, Mass.
8. Atalay M.B. y Penzien J. (1975) The Seismic Behavior of Critical Regions of Reinforced Concrete Components Influenced by Moment, Shear and Axial Force, *UCB/EERC-75-19*.
9. Ayala A.G. y Rascón O. (1980) Evaluación Sísmica del Acueducto Dañado Durante el Sismo del 19 de Marzo de 1979, *Ingeniería Sísmica*, No. 21, México.
10. Ayala A.G. e Ye X.G. (1995) Analytical Evaluation of the Structural Seismic Damage of Reinforced Concrete Frames, *Proc. of 7th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Montreal, Canada.
11. Ayala A.G., Tayebi A.K. e Ye X.G. (1996) Dynamic Response of a Reinforced Concrete Frame Compared with Observed Earthquake Damage, *Proc. 11th WCEE*, Acapulco, Mexico.

12. Banon H., Biggs J.M. y Irvine H.M.(1981) Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames, *Journal of Struc. Eng.*, ASCE. Vol.107, No.9.
13. Banon H. y Veneziano D. (1982) Seismic Safety of Reinforced Concrete Members and Structures, *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*, Vol. 10.
14. Bathe K.J. (1982) Finite Element Procedures in Engineering Analysis, *Prentice-Hall*, New Jersey.
15. Bertero V.V. y Bresler B. (1977) Design and Engineering Decision: Failure Criteria (Limit States), Developing Methodologies for Evaluating the Earthquake Safety of Existing Buildings, *UCB/EERC-77-6*.
16. Blejwas y Bresler B. (1978) Damageability in Existing Buildings, *UCB/EERC-78-12*.
17. Bolt B.A. (1973) Duration of Strong Ground Motion, *Proc. 5th WCEE*, Rome, Italy.
18. Bracci J.M. Reinhorn A.M., Mander J.B. y Kunnath S.K.(1989) Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation of Reinforced Concrete Structures, *NCEER 89-0033*, SUNY, Buffalo, NY.
19. Camilo P.L. (1996) Procedimiento Aproximado para la Determinación de la Capacidad Sísmica de edificios, *Tesis de Maestría*, DEP-FI, UNAM.
20. CENAPRED, (1995) Reporte Preliminar de los Registros del Temblor del 14 de Septiembre de 1995(M=7.2) Obtenidos por la Red de Observación Sísmica del CENAPRED, *Coordinación de Instrumentación*.
21. Chopra A.K. (1995) Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice- Hall, Inc.
22. Chopra A.K. y Kan, C.L. (1973) Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements for Multistorey Buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.2, No.1.
23. Cloud W.K. (1967) Intensity Map and Structural Damage, Parkfield, California, Earthquake of June 27, 1966, *Bulletin of the Seismological society of america*, Vol 57, No. 6.
24. Clough R.W. y Johnston S.B. (1966) Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, *Proc. of Japan Earthquake Engineering Symposium*, Tokyo, Japan.

25. Clough R.W. (1966) Efect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirement, *Report, 66/14, Structural and Material Research*, Univ. of Calif. Berkeley.
26. Clough R.W. y Gidwani J. (1976) Reinforced Concrete Frame 2: Seismic Testing and Analytical Correlation, *UCB/EERC 76-15*.
27. Clough R.W. y Penzien J. (1975) *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill Inc.
28. Chung Y.S., Shinozuka M. y Meyer C. (1988) *SARCF User's Guide, Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames*, NCEER 88-0044, SUNY, Buffalo, NY.
29. Chung Y. S., Meyer C., y Shinozuka M. (1987) *Seismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Members*, NCEER-87-0022, SUNY, Buffalo NY.
30. Curtis F.G. y Patrich O.W. (1992) *Applied Numerical Analysis*, California Polytechnic State University, Addison-Wesley Publishing Company.
31. Darwin D., Nmai C.K. (1986) Energy Dissipation in RC Beams under Cyclic Load, *Journal of Struc. Eng.*, ASCE, Vol. 112, No. ST8.
32. DiPasquale E. y Cakmak A. S.(1987) Detection and Assessment of Seismic Structural Damage, *NCEER 87-0015*, SUNY, Buffalo, NY.
33. DiPasquale E. y Cakmak A. S.(1988) Identification of the Serviceability Limit State and Detection of Seismic Structural Damage, *NCEER 88-0022*, SUNY, Buffalo, NY.
34. DiPasquale E. y Cakmak A. S.(1989) On the Relation between Local and Global Damage Indices, *NCEER 89-0034*, SUNY, Buffalo, NY.
35. Díaz O. J. (1991) *Recopilación de Información sobre Modelos para Representar el Comportamiento de Elementos Estructuras*, I. I., UNAM.
36. Escobar S. J. A. (1990) *Estimación de Daño Estructural Debido a Excitación Sísmica*, I. I., UNAM.
37. Filippou F. e Issa A. (1990) Nonlinear Static and Dynamic Response of Reinforced Concrete Frames, *Proc. 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, California.
38. Freeman S.A., Nicoletti J.P. y Tyrrell J.V. (1975) Evaluation of Existing Buildings for Seismic Risk, A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington. *Proc. of the US National Conference on Earthquake Engineering*, EERI, Ann Arbor, Michigan.

39. Fukada Y. (1969) A Study on the Restoring Force characteristics of Reinforced Concrete Buildings, *Proc. of the Kanto District Symposium of AIJ*, Tokyo, Japan.
40. Giberson M.F. (1967) The Response of Nonlinear Multi-story Structures subjected to Earthquake Excitation, *Earthquake Engineering Research Laboratory*, California Institute of Technology, Pasadena, Calif., EERL Report.
41. Gillies A. (1979) Post -elastic Dynamic Analysis of Three-Dimensional Frame Structures, *Report No. 218*, Dept. of Civil Eng., Univ. of Auckland, School of Eng., Auckland, Nueva Zelandia.
42. Giberson M.F. (1969), Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductikity, *Journal of the Struc. Division*, ASCE, Vol.95, No. ST5.
43. Golafshani A. (1982). A Computer Program for Inelastic Seismic Response of Structures, *Ph.D. Dissertation*, University of California, Berkeley.
44. Gosain N.K., Brown R.H. y Jirsa J.O. (1977) Shear Requirements for Load Reversals on RC Members, *Journal of Struc. Eng.*, ASCE, Vol. 103, No.ST7.
45. Healey T.J. y Sozon M.A., (1978) Experimental Study of the Dynamic Response of a Ten-story Reinforced Concrete Frame with a Tall First Story, *Structural Research Series No. 450*, University of Illinois.
46. Hisada T., Nakagawa K e Izumi M. (1962) Earthquake Response of Structures Having Various Restoring Characteristics, *Proc. Japan National Conference on Earthquake Engineering*.
47. Housner G.W. (1952) Spectrum Intensities of Strong Motion Earthquakes, *Proceedings of the Symposium of Earthquake and Blast Effects on Strcutres*, EERI, Los Angeles, California.
48. Housner G.W. (1971) Earthquake Research Needs for Nuclear Power Plants, *Journal of the Power Division*, ASCE, Vol. 97, No. PO1.
49. Housner G.W. (1975) Measure of Severity of Earthquake Ground Shaking, *Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, EERI, Ann Arbor, Michigan.
50. Hwang T.H. y Scribner C.F. (1984) RC Member Cyclic Response During Various Loadings, *Journal of Structural Engineering*, ASCE Vol. 110, N0.3.
51. Iwan W.D. (1973) A model for the Dynamic Analysis of Deterioration Structures, *Proc. of 5th WCEE*, Rome.

Referencias

52. Jennings P.C. (1965) Earthquake Response of a Yielding Structure, ASCE, Vol.91, No.EM4.
53. Kannan A.E. y Powell G.H. (1973) DRAIN-2D a General purpose Computer Program for Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures, *UCB/EERC 73-6 y UCB/EERC 73-22*.
54. Kato B. y Akiyama H, (1982) Seismic Design of Steel Buildings, *Journal of Struc. Eng.*, ASCE, Vol. 108, No.ST8.
55. Kratzig W. B., I.F. Meyer I. F. y Meskouris K. (1989) Damage Evolution in Reinforced Concrete Members under Cyclic Loading, *Proc. 5th Int. Conf. on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR 89)*, San Francisco CA, Vol. II.
56. Krawinkler H. y Zohrei M. (1983) Cumulative Damage in Steel Structures Subjected to Earthquake Ground Motion, *Computer and Structures*, Vol. 16.
57. Kunnath S. K., Reinhorn A. M. y Abel, J. F. (1991) A Computer Tool for Seismic Performance of Reinforced Concrete Buildings, *Computer and Structures*, Vol. 41, No.1.
58. Kunnath S.K., Reinhorn A.M. y Lobo R.F. (1992) IDARC 3.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures, *NCEER 92-0022*, SUNY, Buffalo, NY.
59. Kunnath S.K., Valles-Mattox R.E. y Reinhorn A.M. (1996) Evaluation of seismic Damageability of Typical R/C Building in Midwest United States, *Proc. 11th WCEE*, Acapulco, Mexico.
60. Kustu O. y Bouwkamp J.G. (1975), Behavior of Reinforced Concrete deep Beam-Columns Subassemblages under Cyclic Loads, *UCB/EERC Report 73-8*.
61. Labas J. M. y Sozen M.A. (1977) Effect of Beam Strength and Stiffness on Dynamic Behavior of Reinforced Concrete Coupled Walls, *Civil Eng. Studies, Struc. Research Series, No. 444*, Univ.of Illinois, Urbana,
62. Lai S.S., Will G.T. y Otani S. (1984) Model for Inelastic Biaxial Bending of Concrete Members, *Journal of structural Division*, ASCE. Vol. 110.
63. Li K.N. (1995) CANNY-E and User's Manual: Three-dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package, *Canny Consultants PTE. LTD*, Singapore.
64. Li K.N. (1993a) Canny-C, A Computer Program for 3D non-linear Dynamic Analysis of Building Structures, *Technical Report No. 004*, National University of Singapore.

65. Li K-N y Otani S. (1993b) Multi-spring Model for 3-dimensional Analysis of RC Members, *Structural Engineering and Mechanic*, Vol. 1. No.1.
66. Lobo R.F. (1994) Inelastic Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Structures in Three Dimensions, *Thesis Doctoral*, SUNY, Buffalo, NY.
67. Luaces F.L. (1995) Sobrerresistencia en Estructuras a Base de Marcos de Concreto Reforzado, *Tesis de Maestria*, DEP-FI, UNAM.
68. McCabe S.L. y Hall W.J. (1989) Assessment of Seismic Structural Damage, *Journal of Struc. Eng.*, ASCE, Vol.115, No. 9.
69. McCann N.W. y Shah, H.C. (1979) Determining Strong-Motion Duration of Earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.69, No. 4.
70. Meli R. (1992) Code-prescribed Seismic Acciones and Performance of Buildings, *Proc. 10th WCEE*, Madrid, Spain.
71. Meli R.(1987) Diseño Estructural, *Editorial Limusa*, México.
72. Meli R. y López C. (1986) Evaluación de los Efectos de los Sismos de Septiembre de 1985 en los edificios de la ciudad de México, *Informe DE/EST Vol. 2-1. Parte II*, I.I. UNAM.
73. Meyer C., Roufaiel M. y Arzoumanidis S. G. (1983) Analysis of Damaged Concrete Frames for Cyclic Loads, *Earthquake Eng. and Struct.Dyn.* Vol.11.
74. Mizuhata K. (1985) Evaluation of Seismic Safety for Reinforced Concrete Structures due to Low-cycle Fatigue, *Report No. GBRC Vol.10, No.4*, Laboratory of Japanese Architectural Society, Japan.
75. Mondkar D.P. y Powell G.H. (1975) ANSR I General Purpose Program for Analysis of Nonlinear Structural Response, *UCB/EERC 75-37*.
76. Mork K.J. (1994) Response Analysis of Reinforced Concrete Structures under Seismic Excitation, *Earthquake Eng. and Struc. Dynamics*, Vol. 23.
77. Muto K., Hisada T., Tsugawa T. y Bessho S. (1973) Earthquake Resistant Design of a 20-story Reinforced Concrete Building, *Proc. of 5th WCEE*, Rome.
78. Nakata S., Sproul T y Penzien J. (1978) Mathematical Modelling of Hysteresis Loops for Reinforced Concrete Columns, *UCB/EERC-78-11*.

79. Newmark N.M. y Rosenblueth E. (1974) Fundamentals of Earthquake Engineering, *Prentice Hall*.
80. Oliveria C.S. (1975), Seismic Risk Analysis for a Site and Metropolitan Area, *UCB/EERC-75-3*.
81. Otani S. (1975) SAKE: A Computer Program for Inelastic Analysis of R/C Frames to Earthquakes, *Structural Research Series No. 413*, University of Illinois.
82. Otani S. (1974) Inelastic Analysis of RC Frame Structures, *Journal of Struc. Eng.*, ASCE, Vol. 100, No. ST7.
83. Otani S. y Sozen M.A. (1972) Behavior of Multistory Reinforced Concrete Frames during Earthquakes, *Civil Eng. Studies, Struc. Research Series No. 392*, Univ. of Illinois, Urbana.
84. Oughourlian C.V. y Powell G.H. (1982) ANSR-III, General Puepose Computer Program for Nonlinear Structural Analysis, *UCB/EERC-82-21*.
85. Park R. y Paulay T. (1975) Reinforced Concrete Structures, *John Wiley*.
86. Park Y.J., Ang A.H.S. y Wen Y.K. (1984) Seismic Damage Analysis and Damage Limiting Design of Reinforced Concrete Buildings, *Structural Research Series No. 516*, University of Illinois, Urbana, Illinois.
87. Park Y. J. y Ang A. H.S.(1985) Mechanistic Seismic Damage Modal for Reinforced Concrete, *Journal of Struc. Eng.*, ASCE, Vol.111, No.4.
88. Park Y. J., Ang A. H.S. y Wen Y. K.(1987) Damage Limiting a Seismic Design of Building, *Earthquake Spectra*, Vol. 3, No.1.
89. Park Y.J., Reinhorn A.M. y Kunnath S.K. (1987) IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame-shall Wall Structures, *NCEER-87-0008*, SUNY, Buffalo NY.
90. Powell G.H. y Allahabadi R. (1988) Seismic Damage Prediction by Deterministic Methods: Concepts and Procedures, *Earthquake Eng. and Struc. Dyn.*, Vol.16.
91. Prakash V., Powell G.H. y Filippou F.C. (1992) DRAIN-2DX: Base Program User Guide, *UCB/SEMM 92-29*.
92. Prakash V., Powell G.H., Campbell S.D. y Filippou F.C. (1992) DRAIN-3DX Preliminary Element User Guide, *Report, University of California, Berkeley*.



93. Reinhorn A.M. y Valles R.E. (1996) Damage Evaluation in Inelastic Response of Structures: a Deterministic Approach, *NCEER-96-XXXX(in print)*, SUNY, Buffalo, NY.
94. Riva P. y Cohn M.Z. (1990) Engineering Approach to Nonlinear Analysis of Concrete Structures, *Journal of Struc. Eng.*, ASCE, Vol.116, No. 8.
95. Rodríguez-Gómez S. Chung Y.S. y Meyer C. (1990) SARCF-II User's Guide - Seismic analysis of Reinforced Concret Frames, *NCEER 90-0027*, SUNY, Buffalo, NY.
96. Rodríguez-Gómez S. y Cakmak A.S. (1990) Evaluation of Seismic Damage Indices for Reinforced Concrete Structures, *NCEER 90-0022*, SUNY, Buffalo NY.
97. Roufaiel M.L. y Meyer C. (1987) Reliability of Concrete Frames Damaged by Earthquakes, *Journal of Struc. Eng.*, ASCE, Vol. 113, No.ST3.
98. Roufaiel M.S.L. y Meyer C. (1987) Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of RC Frames, *Journal of Struc. Eng.*, ASCE, Vol.113, No. 3.
99. Saiidi M y Sozen M.A. (1979) Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Structures, *Civil Eng. Studies, SRS No.465*, Univ. of Illinios, Urbana.
100. Sandi H. (1985) Engineering Aspects and Possible Refinements of the Concept of Seismic Intensity, *12th Regional Seminar on Earthquake Engineering*, Halkidiki, Grace.
101. Soleimani D., Popov E.P. y Bertero V.V. (1979) Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Beam-column Subassemblages, *ACI, Journal*, Vol.76, No. 11.
102. Stephens J.E. y Yao J.T.P. (1987) Damage Assessment Using Response Measurements, *Journal of Struc. Eng.*, ASCE., Vol.113, No.4.
103. Subia S.R. y Wang M.L. (1995) Nonlinear Hysteresis Curve Derived by Direct Numerical Investigation of Acceleration Data, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 14, No.5.
104. Suko M. y Adams (1971) Dynamic Analysis of Multibay Multi-story Frams, *Journal of the Stru. Division*, ASCE Vol.97, ST10.
105. Takayanagi T. y Schnobrich W.C. (1976) Computed Behavior of Reinforced Concrete Coupled Shear Walls, *Struc. Research Series, No. 434*, Univ. of Illinois.
106. Takeda T. Sozen M.A. y Nielsen N.N. (1970) Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of structural Division*, ASCE, Vol. 96, No. ST12.
107. Takizawa H. (1973) Strong Motion response Analysis of Reinforced Concrete Buildings, *Concrete Journal, Japan National Council on Concrete*, II(2), pp.10-21.



93. Reinhorn A.M. y Valles R.E. (1996) Damage Evaluation in Inelastic Response of Structures: a Deterministic Approach, *NCEER-96-XXXX(in print)*, SUNY, Buffalo, NY.
94. Riva P. y Cohn M.Z. (1990) Engineering Approach to Nonlinear Analysis of Concrete Structures, *Journal of Struc. Eng.*, ASCE, Vol.116, No. 8.
95. Rodríguez-Gómez S. Chung Y.S. y Meyer C. (1990) SARCF-II User's Guide - Seismic analysis of Reinforced Concret Frames, *NCEER 90-0027*, SUNY, Buffalo, NY.
96. Rodríguez-Gómez S. y Cakmak A.S. (1990) Evaluation of Seismic Damage Indices for Reinforced Concrete Structures, *NCEER 90-0022*, SUNY, Buffalo NY.
97. Roufaiel M.L. y Meyer C. (1987) Reliability of Concrete Frames Damaged by Earthquakes, *Journal of Struc. Eng.*, ASCE, Vol. 113, No.ST3.
98. Roufaiel M.S.L. y Meyer C. (1987) Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of RC Frames, *Journal of Struc. Eng.*, ASCE, Vol.113, No. 3.
99. Saiidi M y Sozen M.A. (1979) Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Structures, *Civil Eng. Studies, SRS No.465*, Univ. of Illinios, Urbana.
- 100.Sandi H. (1985) Engineering Aspects and Possible Refinements of the Concept of Seismic Intensity, *12th Regional Seminar on Earthquake Engineering*, Halkidiki, Grace.
- 101.Soleimani D., Popov E.P. y Bertero V.V. (1979) Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Beam-column Subassemblages, *ACI, Journal*, Vol.76, No. 11.
- 102.Stephens J.E. y Yao J.T.P. (1987) Damage Assessment Using Response Measurements, *Journal of Struc. Eng.*, ASCE., Vol.113, No.4.
- 103.Subia S.R. y Wang M.L. (1995) Nonlinear Hysteresis Curve Derived by Direct Numerical Investigation of Acceleration Data, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 14, No.5.
- 104.Suko M. y Adams (1971) Dynamic Analysis of Multibay Multi-story Frams, *Journal of the Stru. Division*, ASCE Vol.97, ST10.
- 105.Takayanagi T. y Schnobrich W.C. (1976) Computed Behavior of Reinforced Concrete Coupled Shear Walls, *Struc. Research Series, No. 434*, Univ. of Illinois.
- 106.Takeda T. Sozen M.A. y Nielsen N.N. (1970) Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of structural Division*, ASCE, Vol. 96, No. ST12.
- 107.Takizawa H. (1973) Strong Motion response Analysis of Reinforced Concrete Buildings, *Concrete Journal, Japan National Council on Concrete*, II(2), pp.10-21.

108. Takayanagi T. y Schnobrich W.C. (1977) Computed Behavior of Coupled Shear Walls, *Proc. of 6th WCEE*, New Delhi.
109. Tang X. y Goel S.C. (1988) DRAIN-2DM Technical Notes and User's Guide, *Report No. UMCE 88-1*, University of Michigan.
110. Tani S. y Nomuras S. (1973) Response of Reinforced Concrete Structures Characterized by Skeleton Curve and Normalized Characteristic Loops to Ground Motion, *Proc. of 5th WCEE*, Rome.
111. Trifunac M.D. y Brady A.G. (1975) A Study on the Duration of Strong Earthquake Ground Motion, *Bulletin of the seismological Society of America*, Vol. 65, No.3.
112. Uang C.M., y Bertero V.V. (1988) Implications of Recorded Earthquake Ground Motions on Seismic Design of Building Structures, *UCB-EERC-88-13*, University of California at Berkeley.
113. Vanmarcke E.M. y Lai S.P. (1984) Strong-Motion Duration and Rms Amplitude of Earthquake Records, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 70, No.4.
114. Vellaverde R. Investigation on the Cause of Numerous Upper Floor Failures During the 1985 Mexico City Earthquake, Report of National Science Foundation, University of California, Irvine.
115. Wang M-L. y Shah S.P. (1987) Reinforced Concrete Hysteresis Model Based on the Damage Concept, *Earthquake Eng. and Struc. Dynamic*, Vol.15, No.8.
116. Williams M.S. y Sexsmith R.G. (1994) Review of Methods of Assessing Seismic Damage in Concrete Structures, *Technical Report 94-02*, University of British Columbia.
117. Yao J.P.T. y Munse W.H. (1962) Low Cycle Fatigue Behavior of Mild Steel, ASTM, Spec. Tech. Publ. No.338.
118. Ye X.G., Ayala A.G. y Escobar J.A. (1994) Evaluación Analítica del Daño Estructural en un Marco de Concreto Reforzado sujeto a Sismo, *9th National Conference on Earthquake Engineering*, Zacatecas, Mexico.
119. Zahrah T.F. y Hall W.J. (1982) Seismic Energy Absorbed in Simple Structures, *SRS501*, University of Illinois.
120. Zhu T.J. (1989) Inelastic Response of Reinforced Concrete Frames to Seismic Ground motions Having Different Characteristics, Ph. D. Dissertation, McMaster University.

Referencias

121. Reglamento de Construcciones Para el Distrito Federal, *Departamento del Distrito Federal*, México, 1987
122. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, *Departamento del Distrito Federal*, México, 1987
123. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, *Departamento del Distrito Federal*, México, 1987

**Notación:**

- UCB/EERC : University of California, Berkeley. / Earthquake Engineering Research Center.
- NCEER, SUNY, Buffalo NY. : National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- WCEE : World Conference on Earthquake Engineering.

## RECONOCIMIENTOS

Mi más sincero agradecimiento al Dr. Gustavo Ayala Milián, quien como maestro y director de esta tesis doctoral, depositó en mí su confianza y me dio apoyo constante.

Mi más sincera gratitud al Dr. Roberto Meli Piralla, presidente de mi jurado doctoral, por su apoyo y valiosos comentarios a este documento. Así mismo, agradezco a los demás miembros de mi jurado, M. en C. Enrique Del Valle Calderón, Dr. Sergio Alcocer Martínez de Castro, Dr. Eduardo Miranda Mijares, Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez, Dr. Roberto Gómez Martínez, por su apoyo y comentarios constructivos durante la revisión de esta tesis.

Deseo agradecer sinceramente al M. en I. Octavio García Domínguez, a la Sra. Milagros Merino de Ross, al Dr. José Alberto Escobar Sánchez, y a todos mis profesores y compañeros que de alguna manera me brindaron su ayuda y apoyo durante mi investigación académica en México.

Agradezco a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico (DGAPA), al Programa de Apoyo de Estudios de Posgrado (PADEP) y muy particularmente al Instituto de Ingeniería de la UNAM por su apoyo económico.

Finalmente, agradezco a México por brindarme la oportunidad de conocer una interesante forma de vida y cultivar numerosas amistades entre su gente, que llevaré de recuerdo siempre conmigo.