

01161

14



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA

INTRODUCCIÓN AL ESTUDIO DEL LA COMPONENTE
VERTICAL DE MOVIMIENTOS SÍSMICOS Y SU
INFLUENCIA EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA

(E S T R U C T U R A S)

P E R E S E N T A

TIZIANO PEREA OLVERA

DIRECTOR DE TESIS: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

MÉXICO, D. F.

JUNIO DE 2002

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo de investigación es producto de la asistencia de especialistas en el tema, a quienes agradezco su apoyo, colaboración y profesionalismo, en especial a los ingenieros:

Dr. Luis Esteva Maraboto

por la dirección y asesoría

Dr. Mario Ordaz Schoeder

Dr. Arturo Tena Colunga

Dr. Amador Terán Gilmore

Dr. Emilio Sordo Zabay

por la revisión crítica y objetiva

Agradezco del mismo modo al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (*CONACYT*) por su apoyo económico para financiar mis estudios de posgrado, a los profesores de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM (*DEPFI*) por su formación académica, y al Departamento de Materiales de la Universidad Autónoma Metropolitana (*UAM*) por su apoyo para concluir el presente trabajo de investigación

EL AUTOR

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación, se estudia la componente vertical de temblores así como su influencia en la respuesta dinámica de algunas estructuras. En el capítulo 1, se da una breve introducción de la problemática y se presentan los objetivos del trabajo. En el capítulo 2, se expone un estado del arte resumido acerca de la componente sísmica vertical y su influencia en la respuesta estructural. En el capítulo 3, se resumen algunas propuestas reglamentarias que sugieren considerar la componente vertical de los temblores en el diseño sísmico de las construcciones. En el capítulo 4, se estudian estadísticamente los cocientes de las aceleraciones espectrales de la componente vertical entre la horizontal, y se obtienen funciones espectrales de atenuación y factores de amplificación del desplazamiento estático para la componente vertical; las funciones espectrales de atenuación y el ajuste a curvas del promedio de los cocientes espectrales se utilizan para predecir aceleraciones espectrales verticales; finalmente en este capítulo se aplica un método para obtener la componente vertical de acelerogramas sísmicos. En el capítulo 5, se estudia la influencia en la respuesta dinámica elástica e inelástica de algunas estructuras considerando la componente sísmica vertical: las estructuras propuestas, vigas con distintas condiciones de apoyo y marcos de uno, cuatro y diez niveles, se analizan y diseñan conforme a las prácticas actuales de diseño antisísmico; se comparan las respuestas del análisis paso a paso unidireccional horizontal con las del análisis unidireccional vertical y bidireccional; los registros intensos que influyen significativamente en la respuesta dinámica en la dirección vertical corresponden a estaciones con distancia epicentral y profundidad focal cercana a la fuente (como registros del valle de Mexicali, Baja California); adicionalmente se presentan en este capítulo, expresiones analíticas para calcular los periodos correspondientes a la vibración vertical de vigas y marcos. Las conclusiones y recomendaciones se presentan en el capítulo 6. Durante el trabajo, se dan preliminares recomendaciones cuantitativas de diseño estructural para tomar en cuenta la influencia de la componente sísmica vertical.

ABSTRACT

The vertical ground motion and its influence on dynamic response of some buildings is studied. The introduction and objectives of this study are presented in Chapter 1. A brief state-of-the-art about vertical ground motions and its influence on the structural dynamic response is compiled in Chapter 2. Recommended provisions to include the vertical ground motion in the seismic design of structures available in some international building codes are discussed in Chapter 3. Vertical to horizontal spectral ratios are studied statistically in Chapter 4. Attenuation relationships and amplification factors of static displacement for vertical direction are also obtained. Attenuation relationships and fit curves of mean vertical to horizontal spectral ratios used to predict vertical acceleration spectra are discussed. A method to obtain the vertical ground motion is also applied in Chapter 4. The influence of the vertical seismic component on elastic and inelastic dynamic response of some structures is presented in Chapter 5. Beams with different support conditions and frames having one, four and ten floors, are analyzed and designed according to Mexican building codes. Dynamic response of multistory frames under horizontal unidirectional analysis is compared to the dynamic response obtained for vertical unidirectional analysis and combined vertical and horizontal analysis. Ground motions with significant influence on vertical dynamic response correspond to stations with short epicentral distance and focal depth to source (i.e., records of Mexicali Valley in Baja California, Mexico). Analytic equations to compute fundamental periods of vertical vibration of beams and frames are also presented. Conclusions and recommendations are presented in Chapter 6. Preliminary quantitative recommendations are given for structural design, taking into account the influence of vertical ground motions.

CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	1
2	ANTECEDENTES	3
2.1	COMPONENTE VERTICAL DE MOVIMIENTOS FUERIES DEL TERRENO	4
2.2	INFLUENCIA DE LA COMPONENTE SÍSMICA VERTICAL EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	7
3	PROPUESTAS REGLAMENTARIAS	16
3.1	CÓDIGOS INTERNACIONALES	17
3.1.1	Códigos de América	17
3.1.2	Códigos de Europa	21
3.1.3	Códigos de Asia	24
3.1.4	Códigos de Australia	26
3.2	CÓDIGOS NACIONALES	27
3.2.1	Reglamento de Construcciones para los Municipios del Estado de Guerrero (RCEG, 1990)	27
3.2.2	Manual de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por Sismo (MDOC, 1993)	28
3.2.3	Reglamento de Construcciones para el Municipio de Puebla (RCMP, 1999)	30
3.3	COMENTARIOS FINALES	31
4	ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO	35
4.1	RELACIÓN DE LA COMPONENTE VERTICAL Y LA HORIZONTAL DE TEMBLORES	35
4.2	LEYES DE ATENUACIÓN	46
4.3	PREDICCIÓN DE INTENSIDADES ESPECTRALES	50
4.4	AMPLIFICACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO ESTÁTICO	55
4.5	FUNCIONES DE ATENUACIÓN GENERALIZADAS	57
4.5.1	Modelo probabilista del movimiento del terreno	57
4.5.1.1	Funciones semi-empíricas de atenuación	58
4.5.2	Aplicación a registros de la costa sur del Pacífico de México	60
4.5.2.1	Muestra seleccionada	60
4.5.2.2	Estimación de parámetros de atenuación	61
4.5.2.3	Simulación de registros en función de los parámetros de fuente	63
5	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	67
5.1	VIGAS	68
5.1.1	Periodo vertical de vigas	68
5.1.2	Amplificación del desplazamiento estático	70
5.1.3	Modelos de vigas de concreto reforzado con condiciones simples de apoyo	71
5.1.4	Análisis dinámicos paso a paso	73
5.2	MARCO PLANO	74
5.2.1	Propuesta para la estimación del periodo vertical en marcos	74
5.2.2	Amplificación del desplazamiento estático	77
5.2.3	Modelo de un marco de concreto reforzado	78
5.2.4	Respuesta dinámica paso a paso ante el registro VICS800609	80
5.2.5	Respuesta dinámica paso a paso ante el registro VCPS870207	85
5.3	MARCO RESISTENTE A MOMENTO	87
5.3.1	Marco de concreto reforzado y cuatro niveles	87
5.3.1.1	Amplificación del desplazamiento estático	87
5.3.1.2	Modelo	88
5.3.1.3	Análisis modal	93
5.3.1.4	Respuesta dinámica paso a paso ante el registro BALC941210	96
5.3.1.5	Respuesta dinámica paso a paso ante el registro VICS800609	101
5.3.1.6	Respuesta dinámica paso a paso con otros registros	135
5.3.2	Otros modelos	140
6	CONCLUSIONES	148

CAPÍTULO

1

INTRODUCCIÓN

1 INTRODUCCIÓN

Es responsabilidad del especialista en estructuras proponer construcciones resistentes a todas las sollicitaciones a las que estarán sujetas durante su vida útil. Como es bien sabido, algunas de las cargas son difíciles de estimar, por ejemplo, se mencionan en grado ascendente de incertidumbre la carga muerta, viva y acciones accidentales. En los últimos años los temblores (cargas accidentales) han mostrado la insuficiencia del conocimiento en esta área de la ingeniería; incluso en los países más desarrollados del mundo. La solución al problema del diseño sísmico en un principio comenzó con la consideración práctica de aplicar fuerzas horizontales estáticas equivalentes y proporcionales al peso de la estructura; con el desarrollo de los conocimientos en dinámica estructural se empieza a considerar las propiedades dinámicas de la estructura, la influencia de las componentes horizontales del terreno, el efecto del terreno donde se desplanta a la edificación, el efecto de la interacción suelo estructura (base flexible), entre otras consideraciones. Sin embargo, existe relativo consenso en la necesidad de incorporar al diseño otras variables que pudieran influir en la respuesta estructural de cierto tipo de construcciones ubicadas en zonas de alto peligro sísmico y con características especiales de la estructura o del sitio; ejemplo de esto es la consideración simplista de la componente vertical en la respuesta de construcciones civiles en los códigos y la literatura especializada, los cuales omiten el tema o lo tratan someramente.

En nuestros días, la práctica actual de diseño antisísmico generalmente desprecia los efectos de la componente vertical del movimiento del terreno, bajo ciertas hipótesis de diseño. Tradicionalmente se han diseñado las estructuras resistentes a sismos, suponiendo que las acciones que influyen significativamente en su comportamiento son las cargas gravitacionales y las excitaciones sísmicas horizontales, despreciando las verticales. La práctica actual de diseño apoya las consideraciones previas con los siguientes argumentos:

- Se tiene un margen de seguridad importante en el diseño por cargas gravitatorias, dado que se consideran a éstas con su intensidad máxima y aplicando altos factores de carga
- No se presenta una amplificación dinámica vertical importante dado que generalmente se tiene una gran rigidez en esa dirección.
- En la mayoría de los casos, la magnitud de la componente vertical es menor que la componente horizontal.

Sin embargo, el último argumento es sólo cierto para zonas relativamente alejadas a los epicentros, ya que se ha observado que las intensidades promedio de las componentes sísmicas horizontal y vertical varían dependiendo de la relación existente entre la distancia epicentral y la profundidad focal.

Existen actualmente aún pocos estudios sobre el tema en la literatura; sin embargo, todos ellos coinciden en la importancia de considerar las aceleraciones verticales del terreno en el diseño de estructuras situadas en zonas donde existe la probabilidad de que los epicentros de los eventos se presenten a cortas distancias, ya que en estas zonas dicha componente puede ser de igual o mayor fuerza que la correspondiente horizontal.

El presente trabajo tiene como objetivo estudiar la relación entre la componente vertical con la horizontal de movimientos sísmicos y la influencia de la componente vertical en la respuesta dinámica de algunas estructuras comunes bajo comportamiento no lineal, a fin de entender mejor el fenómeno y poder revisar las recomendaciones actuales de diseño antisísmico. Se estudia en particular el caso de estructuras localizadas cerca de la zona de subducción de la Placa de Cocos bajo la de Norteamérica, por ser ésta una zona en México de gran actividad sísmica con cercanía a los epicentros de movimientos fuertes del terreno. Se compara la respuesta dinámica producida con la componente horizontal con la obtenida de la acción combinada de los efectos de las componentes horizontal y vertical.

CAPÍTULO

2

ANTECEDENTES

2 ANTECEDENTES

Los estudios sobre movimientos del terreno relacionados con la componente vertical, se limitan en general a obtener relaciones de intensidades sísmica (aceleración, desplazamiento, velocidad máximos del terreno y/o espectrales, amplitudes de Fourier, duración, etc.) de la componente vertical entre la horizontal, sin ó con relación a otras variables como magnitud, distancia epicentral, distancia hipocentral, contenido de frecuencias, etc., a fin de predecir la intensidad vertical a través de la correspondiente horizontal.

Los estudios analíticos sobre comportamiento estructural que se han llevado a cabo hasta la fecha sobre los efectos de la componente vertical del movimiento sísmico, fundamentalmente han consistido en investigar la respuesta dinámica elástica e inelástica de diferentes sistemas estructurales sujetos a la acción de la componente sísmica vertical, combinándola con los efectos de la componente horizontal correspondiente y de las cargas de gravedad. De estos trabajos se concluye la importancia de tomar en cuenta la componente vertical en el diseño de estructuras localizadas en zonas donde ésta es importante. Hasta la fecha, son aún más escasos los estudios experimentales sobre los efectos de la componente vertical.

A continuación, se expone un estado del arte resumido acerca de la componente sísmica vertical y su influencia en el comportamiento estructural.

2.1 COMPONENTE VERTICAL DE MOVIMIENTOS FUERTES DEL TERRENO

Newmark *et al.* (1973) realiza uno de los primeros estudios sobre la relación entre la aceleración, velocidad y desplazamientos máximos del terreno de la componente vertical entre la horizontal de temblores. Dicho estudio señala con base en el análisis de 33 registros, mayormente de USA, que la aceleración vertical es del orden de $2/3$ del horizontal. Dicho valor ha sido adoptado en muchos códigos de diseño sísmico ante la ausencia de otra alternativa.

Saragoni y Hart (1974) propusieron generar acelerogramas de la componente vertical mediante el procedimiento de pasar ruido blanco a través de un filtro que representa segmentos consecutivos de un registro de aceleraciones del terreno por diferentes procesos estacionarios uniformemente modulados. Dichos acelerogramas simulados o generados tienen discontinuidades muestrarias en las intensidades donde se cambia de un proceso a otro. Otra propuesta fue la de representar a las aceleraciones del terreno como una serie modulada de impulsos con magnitudes aleatorias.

Kawashima *et al.* (1985) estudia la relación entre la aceleración máxima del terreno de la componente vertical entre la horizontal de temblores, en el que concluye que la aceleración vertical es del orden de $1/5$ del horizontal.

J. P. Singh (1995) comenta que los primeros estudios donde se obtenía el cociente de las aceleraciones verticales sobre las correspondientes horizontales presentaban un valor aproximado de $2/3$, mientras que los más recientes concluyen que dicho cociente es función de la distancia del sitio en estudio a la fuente sísmica y del contenido de frecuencias, es decir, que es más grande a cortas distancias y en un intervalo de periodos cortos en los espectros de respuesta. Afirma que sobre todo para sitios cercanos a la fuente, dicho cociente V/H es mayor que el valor de $2/3$ para periodos cortos con un pico cerca del periodo de 0.1 s, mientras que para periodos largos presenta un valor generalmente menor que el citado.

Ambrasays y Simpson (1995) estudian la relación del cociente de la aceleración máxima del terreno de la componente vertical entre la horizontal con la magnitud del sismo y el mecanismo sismogénico. Utilizan 104 registros de temblores mundiales generados a una distancia epicentral máxima de 15 km de la fuente, con magnitud mayor a los 6 grados y con una aceleración máxima del terreno mínima de $0.1g$. Concluyen que dicho cociente puede tomar valores mayores a la unidad, de hasta 1.75 para magnitud 7.5 .

Hudson *et al* (1996) obtienen relaciones de aceleraciones máximas del terreno y espectrales de la componente vertical entre la horizontal de registros del sismo de Northridge (17-Ene-1994, $M_w=6.7$) y observan que éstas disminuyen al aumentar la distancia a la falla. Además, comentan que dicha relación es mucho mayor para los periodos cortos, sobre todo para los registros con distancias epicentrales muy cortas a la falla, que disminuye al alcanzar los periodos donde se dan las aceleraciones picos y después vuelven a incrementarse para periodos largos. Comentan finalmente que la atenuación de dicha relación con la distancia es más clara para los periodos cortos y casi nula para los periodos largos

Bozorgnia, Niazi y Campbell (1996) estudian relaciones de la aceleración espectral de la componente vertical entre la horizontal asociadas a los registros del sismo de Northridge (17-Ene-1994, $M_w=6.7$), y para distancias epicentrales a la falla de 5, 10, 20 y 40 km. Obtienen espectros elásticos de respuesta de la componente vertical a través de multiplicar el espectro elástico de la componente horizontal por los factores de reducción dependientes de la distancia: 0.75, 0.65, 0.57 y 0.52 para 5, 10, 20 y 40 km, respectivamente

Mohammadioun (1996) discute el comportamiento de las relaciones de aceleraciones espectrales de la componente vertical entre la horizontal de registros asociados a movimientos fuertes del terreno en suelos no lineales y en sitios cercanos a la falla. Concluye que en suelos no lineales (con propiedades mecánicas débiles como suelos aluviales) y en sitios cercanos a la falla, dicha relación alcanza valores mayores de 0.75, mientras que valores menores se presentan en suelos con comportamiento lineal

Abe y Watanabe (1996) estudian relaciones del movimiento de la componente vertical entre la horizontal de registros asociados a registros en sitios con granito, y concluyen que el movimiento vertical es fuertemente afectado después del arribo de las ondas S.

Ohno *et al* (1996) obtienen relaciones de aceleración espectral elástica de la componente vertical entre la horizontal basándose en un modelo de atenuación para registros en roca de California USA y Funaoka Japón. Propone cocientes constantes de 0.6 para periodos de 0 a 0.08 s, de 0.5 para periodos mayores a 0.2 s, y una función logarítmica entre 0.6 y 0.5 para periodos de 0.08 a 0.2 s.

Bommer y Martínez (Elnashai, 1997) calculan cocientes de aceleraciones máximas del terreno de la componente vertical entre la horizontal de 130 registros de temblores; la aceleración vertical del terreno mínima de los registros considerados fue de 0.2g. Concluyen que dicho cociente es mayor en mucho a la unidad

Kusunoki (1998) establece en su estudio sobre el efecto de las aceleraciones verticales de registros de Japón en el comportamiento de estructuras de marcos, que la relación entre los espectros de aceleraciones verticales y horizontales varía en función del tipo de registro, suelo y sistema estructural. Con base en el estudio de los registros de Japón, observa altas variaciones del cociente espectral para periodos menores a 0.5s; para periodos mayores a 0.5s el cociente espectral tiende a ser más uniforme. Kusunoki concluye al respecto que el cociente espectral de la componente sísmica vertical entre la componente sísmica horizontal varía en promedio de 1/5 a 1/2.5.

Sharma (2000), con base en 66 registros asociados a 5 sismos, desarrolla leyes de atenuación para obtener la aceleración máxima del terreno de las componentes horizontal y vertical para la región del Himalaya en la India. Usando dichas leyes, obtiene cocientes de aceleraciones máximas del terreno vertical sobre horizontal (V/H), en función de los parámetros de fuente magnitud y distancia. Concluye que las leyes de atenuación desarrolladas se ajustan mejor a los datos, que anteriores propuestas para la región. Además, indica que es necesario el estudio a detalle de los cocientes pico V/H.

Bozorgnia, Campbell y Niazi (2000) estudiaron las características espectrales del movimiento vertical de sismos registrados en el mundo desde 1957 hasta 1995. La base de datos incluye: 2800 valores de aceleración máxima del terreno sin corregir asociados a 48 sismos, y 1300 espectros de respuesta asociados a registros de campo libre de 33 sismos; un intervalo de los parámetros de fuente de hasta 60 km en distancia epicentral y de 4.7 a 7.7 en magnitud. Obtienen leyes de atenuación para estimar la máxima aceleración del terreno y el espectro de respuesta de aceleración para las componentes horizontal y vertical, en función de la magnitud, la distancia de la fuente al sitio, tipo de falla y condiciones locales de sitio. Los resultados demuestran una gran dependencia entre las componentes horizontal y vertical con el periodo de oscilación, la distancia de la fuente al sitio, y las condiciones locales del sitio, no así con la magnitud y el tipo de falla. Concluyen que el parámetro $V/H=2/3$, usado en la práctica de la ingeniería, tiene un valor subestimado para periodo corto, especialmente en suelos no consolidados, pero conservador para periodo largo.

2.2 INFLUENCIA DE LA COMPONENTE SÍSMICA VERTICAL EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Jennings y Husid (1968) estudian el efecto de las cargas de gravedad y de la componente vertical de temblores sobre el colapso de estructuras histeréticas simples sujetas a excitaciones sísmicas. Los autores consideraron un modelo de un grado de libertad compuesto por una viga y dos columnas biarticuladas infinitamente rígidas, cuyas conexiones fueron representadas por resortes que trabajan en tensión y que generan funciones de resistencia elastoplástica y bilineal; consideraron además en los modelos, un amortiguamiento viscoso lineal de 2 por ciento del crítico. Los resultados no muestran una influencia significativa de la componente sísmica vertical

Iyengar y Shinozuka (1972) estudian el efecto del peso propio y de la componente vertical de temblores sobre el comportamiento dinámico elástico de voladizos verticales uniformes como idealizaciones de edificios altos y esbeltos. Los voladizos verticales fueron modelados como vigas uniformes de Euler-Bernoulli con un amortiguamiento viscoso del 1% del crítico. Las solicitaciones sísmicas de entrada se consideraron como procesos aleatorios normales bivariados, y se simuló digitalmente en computadora. Calcularon numéricamente las deflexiones laterales en el extremo libre y las fuerzas cortantes y momentos flectores en la base de varias estructuras con diferentes frecuencias naturales; concluyeron que la presencia del peso propio y de la aceleración vertical del terreno puede alterar considerablemente las tres respuestas anteriores

Anderson y Bertero (1973) evalúan las respuestas inelásticas de un marco de acero de una cruzía y diez niveles sujeto a la componente horizontal y a la combinación de ésta con las cargas de gravedad y la componente vertical; en los modelos, concentraron la masa del sistema en los puntos nodales y el centro de las trabes, ajustando el valor en estos últimos para dar a cada sistema de piso el mismo periodo de vibración vertical que le corresponde con masa uniformemente distribuida. Se concluye que el considerar las cargas de gravedad resultó en un importante aumento en las demandas de ductilidad local de las vigas de los pisos superiores y de las columnas de los pisos inferiores, y que la inclusión de la componente vertical, además de incrementar las demandas de ductilidad en los miembros mencionados previamente, aumentó significativamente las demandas de ductilidad local de las columnas de pisos superiores.

Cheng y Oster (1974) desarrollan una formulación matemática para investigar la estabilidad dinámica y el colapso de una serie de estructuras sujetas a la componente horizontal y vertical de movimientos sísmicos. Entre los modelos estructurales sujetos a la componente vertical, los autores estudian el comportamiento dinámico de edificios de cortante y de marcos rígidos con masas concentradas y consistentes. Consideraron

solamente las deformaciones por flexión e incluyeron los efectos $P-\Delta$ de las cargas de gravedad; además, tomaron en cuenta el efecto de la carga axial sobre la capacidad de momento de las columnas y adoptaron relaciones momento curvatura lineal y bilineal. Encontraron que los desplazamientos laterales pueden incrementarse considerablemente con la presencia de los temblores verticales en estructuras que tienen una frecuencia fundamental baja o aproximadamente igual a la mitad de la frecuencia vertical asociada con la máxima amplitud del espectro de Fourier

Rosenblueth (1975) lleva a cabo análisis inelásticos considerando los efectos de la componente sísmico vertical de edificios altos e idealizados como una barra de sección uniforme a la que están fijadas láminas flexibles muy próximas entre sí y de masa uniforme a lo alto del edificio. Los análisis realizados mostraron la aparición de aceleraciones verticales en los pisos de edificios altos, las cuales son funciones moderadamente crecientes de la altura. La amplificación dinámica que se encontró es baja en relación con la que se encontró en prototipos debido a la ductilidad global supuesta. Dicha amplificación es mayor cuanto más rígidos son los pisos en comparación con las columnas y cuanto más rápidamente decrece la rigidez de éstas con la altura. Se observó que son máximas las aceleraciones en edificios de altura intermedia y resultan poco mayores en estructuras de concreto que en metálicas. Propone un espectro elástico para componente vertical similar al horizontal, con modificación en la escala de ordenadas espectrales y reducción en 70% de la escala de periodos; el espectro inelástico lo obtiene del cociente del espectro elástico entre un factor por ductilidad vertical de tres, aunque no presenta ninguna justificación por tomar dicho factor. Propone considerar los efectos de la componente vertical del movimiento aplicando factores de carga para las fuerzas gravitatorias del orden de 0.8 y 1.2. Menciona que en zonas donde la probabilidad de que ocurra un temblor intenso de epicentro cercano es pequeña, puede omitirse el análisis sísmico por componente vertical

Iyengar y Saha (1977) amplían el trabajo de Iyengar y Shinosuka (1973) al utilizar registros reales de temblores. Analizan la respuesta elástica de voladizos verticales como idealizaciones de edificios altos y esbeltos modelados como vigas uniformes de Euler-Bernoulli con un amortiguamiento viscoso del 1% del crítico y sujetos a la acción de su peso propio y de las componentes horizontal y vertical de temblores; calculan las deflexiones laterales y las envolventes de momentos y fuerzas cortantes máximas a lo alto de los voladizos. Concluyen que la componente vertical altera apreciablemente las respuestas de las estructuras, con aumentos en unos casos y reducciones en otros.

Goel (1977) estudia el efecto de la componente vertical del movimiento sísmico en las respuestas dinámicas inelásticas de dos estructuras metálicas de seis niveles con contravientos tipo K y tipo X por cada dos pisos. Para los análisis dinámicos, seleccionó las aceleraciones factorizadas por 1.5 de las componentes norte-sur y

vertical del temblor del Centro de 1940. Los resultados indican que la componente vertical incrementa considerablemente los requerimientos de ductilidad para columnas y en menor grado para vigas y contravientos, mientras que los desplazamientos horizontales permanecen relativamente inalterados. Se concluye que el análisis por componente vertical se debe incluir para tener una evaluación precisa de los requerimientos de ductilidad de miembros estructurales.

Tani y Soda (1977) estudian la influencia de la componente vertical con la respuesta de una estructura de cortante de un grado de libertad con comportamiento histerético bilineal considerando el efecto P- Δ . En los modelos consideran un amortiguamiento viscoso del 2% del crítico en la dirección horizontal y del 10% en la dirección vertical. Suponen que la excitación sísmica horizontal es un ruido blanco cuasi - no estacionario y la vertical es un ruido blanco estacionario. Calculan la respuesta para sistemas elásticos e inelásticos, utilizando para esta última el método de linealización equivalente; consideran la respuesta de cinco estructuras y dos relaciones de comportamiento histerético. Concluyen que el efecto P- Δ debido a la componente vertical del sismo es despreciable, mientras que el efecto P- Δ debido a las cargas de gravedad puede incrementar el desplazamiento horizontal máximo en más del 10%, siendo este incremento dependiente del desplazamiento de fluencia y de la intensidad de la componente horizontal del sismo.

López y Chopra (1978) estudian la respuesta de sistemas de un grado de libertad con comportamiento lineal elástico y no lineal histerético ante sismos registrados y simulados. Enseguida analiza sistemas estructurales de un nivel ante movimientos sísmicos, con el propósito de evaluar los efectos de las cargas de gravedad y de la componente vertical del movimiento. Para ello consideran a un marco simple de dos grados de libertad con su peso concentrado en el tablero superior supuesto con rigidez infinita; suponen un comportamiento elastoplástico de las columnas y no toman en cuenta las fuerzas de volteo asociadas con el desplazamiento lateral, ni los efectos P- Δ de las cargas gravitatorias. Los resultados muestran que al considerar la componente vertical se incrementan las demandas de ductilidad locales de la estructura con respecto a las obtenidas considerando únicamente la horizontal. Concluyen que el efecto principal de la componente vertical, es superponer oscilaciones verticales elásticas alrededor de una deformación vertical gradualmente creciente, la cual resulta de la fluencia de la estructura por efecto del movimiento horizontal del terreno; también concluyen que los desplazamientos laterales del sistema no son influenciados significativamente por el movimiento vertical.

Vargas (1979) presenta los resultados de un estudio de las propiedades dinámicas en la dirección vertical de modelos idealizados de edificios. Considera un comportamiento elástico lineal de las estructuras, y calcula los elementos mecánicos mediante un espectro sísmico de diseño reducido por ductilidad. Para la idealización de

las estructuras de edificios, propone cinco modelos de complejidad creciente: voladizo vertical uniforme; modelo con pisos rígidos de masas concentradas y rigidez de columnas constantes y uniformemente distribuidas; modelo anterior considerando la flexibilidad de los sistemas de piso; modelo con pisos rígidos de masas concentradas y rigidez de columnas constantes y no uniformemente distribuidas; modelo anterior considerando la flexibilidad de los sistemas de piso. Para el cálculo de la variación de la amplificación de las aceleraciones verticales, el autor consideró un espectro plano con factor por respuesta elástica igual a 3, y factor de reducción por ductilidad igual a 2. Al referirse al espectro de diseño de la componente vertical de la norma peruana, el investigador propone reducciones por ductilidad del 50% de las estimadas para el movimiento horizontal.

Tani y Soda (1980) estudian el efecto de la componente vertical en el comportamiento dinámico de marcos de concreto reforzados. Obtiene experimentalmente las características de fuerza-desplazamiento de los marcos, considerando la interacción entre los desplazamientos horizontales y verticales. Proponen dos alternativas para considerar esta interacción: primero, haciendo depender fuertemente la fuerza característica de restitución en la dirección horizontal con la carga axial de las columnas; segundo, haciendo depender la fuerza característica de restitución en la dirección vertical con el desplazamiento horizontal. Se calculan las respuestas inelásticas de los marcos de concreto reforzados sujetos a las componentes horizontal y vertical del movimiento sísmico del terreno, y se hicieron comparaciones con los resultados que exclusivamente correspondieron a los movimientos horizontales. Encontraron un caso donde la fuerza axial en una columna creció en más de 1.5 veces de aquella para carga muerta, y otros casos donde los desplazamientos laterales máximos, las fuerzas cortantes en las columnas y otras respuestas de los marcos aumentaron o disminuyeron en alrededor del 20%, respecto de las mismas respuestas que se calcularon sin consideración del movimiento vertical del terreno.

Shi y Lin (1982) desarrollan un método analítico para calcular las propiedades estadísticas de la respuesta de sistemas simples sometidos a un movimiento sísmico, con especial énfasis en el efecto de la aceleración vertical del movimiento del terreno. Modelan a la excitación sísmica como procesos aleatorios gaussianos de amplitud modulada, y suponen una relación esfuerzo-deformación de la estructura del tipo propuesto por Hata y Shibata. Concluyen que la aceleración vertical tiene efecto importante en la respuesta estructural, semejante a la fuerza sísmica estática gravitacional.

Kikuchi y Yoshimura (1984) investigan el efecto de la componente vertical y de las deformaciones axiales de las columnas en el comportamiento dinámico lineal de 56 marcos de concreto reforzados, con varias disposiciones de muros de rigidez monolíticamente colados con las trabes y columnas de borde, cubriendo

determinadas longitudes de claros en los marcos. Otorgaron especial atención al comportamiento dinámico de marcos de seis niveles sujetos a las componentes horizontal y vertical, tomando en cuenta las siguientes consideraciones: las matrices de rigidez de vigas y columnas fueron determinadas incluyendo las deformaciones de flexión y cortante, con la presencia de zonas rígidas en las uniones viga-columna; en el caso de las columnas, se incluyeron adicionalmente las deformaciones axiales; los muros de rigidez fueron representados como elementos finitos con cuatro modos y con tres grados de libertad por nodo, los cuales se ubicaron en las intersecciones de las vigas y columnas de borde; se propuso amortiguamiento viscoso del 5% del crítico. Consideraron tres distribuciones de masa: masas concentradas en los extremos de las trabes, masas concentradas en el centro y extremo de las trabes, y masas concentradas en el centro, cuartos y extremos de las trabes; de acuerdo con los resultados del estudio, los autores recomiendan la distribución de masas en el centro y extremos de las trabes sobre las otras dos propuestas revisadas. Las respuestas de los marcos para los movimientos sísmicos del terreno se calcularon mediante un análisis modal y paso a paso. Los autores concluyen lo siguiente: que la disposición de los muros de rigidez no tiene un efecto importante sobre los periodos fundamentales de vibración de los modos verticales de columnas, pero sí afecta considerablemente los periodos fundamentales de los modos de desplazamiento lateral; que al considerar exclusivamente el movimiento vertical del terreno, las columnas de los pisos superiores son las más afectadas en términos de fuerzas axiales; y finalmente, que al considerar simultáneamente los movimientos horizontal y vertical del terreno, se presenta una amplificación importante de las fuerzas axiales en las columnas interiores de los pisos inferiores debido a la inclusión en los análisis de la componente vertical.

Sovero (1986) propone un método para introducir el efecto de la componente vertical de temblores en el diseño de estructuras planas sensibles a dicha componente combinada con el efecto horizontal; el método se basa en un análisis dinámico modal y en el uso de espectros sísmicos reducidos por ductilidad. Las estructuras se suponen con propiedades deterministas y se consideran las incertidumbres asociadas con las solicitaciones sísmicas mediante la selección de conjuntos representativos de componentes sísmicos horizontales y verticales, reales y simulados. Se realizaron dos tipos de análisis: el primero, considera únicamente la acción dinámica de las componentes horizontales; el segundo, considera la acción de parejas de componentes horizontales y verticales. El criterio de reducción por ductilidad del componente sísmico vertical, consiste en ajustar el factor de reducción por ductilidad vertical de diseño del segundo grupo de análisis para obtener la igualdad de las máximas demandas de ductilidad local promedio de la estructura solicitada con y sin la presencia de la componente vertical. El criterio descrito se aplica a un conjunto de marcos simples de concreto reforzado con apoyos articulados y empotrados, con propiedades prescritas de geometría, distribución de masa, rigidez y amortiguamiento; la altura de todos los marcos se mantuvo constante e igual a 4m, y se consideran trabes con claros de 6m y 9m. Se seleccionaron cuatro parejas normalizadas de temblores

reales pertenecientes al sismo de San Fernando del año de 1971, registrados en terreno firme de la zona de California, USA. Los modelos de los marcos se definieron discretizando la masa y resistencia de las trabes en cinco secciones, considerando un amortiguamiento viscoso del 5% del crítico. El autor comenta que los resultados del trabajo son insuficientes para elaborar recomendaciones confiables para el diseño de marcos, pero ilustran la variabilidad que se puede esperar en los valores del factor de reducción por ductilidad vertical, el cual puede oscilar entre valores de 1 y 2.

Papadopoulou (1989) compara los periodos fundamentales de marcos de concreto reforzados de 1 a 8 niveles. Obtiene que valores del periodo en la dirección vertical son de $1/3$ (para marcos de pocos niveles) a $1/7$ (para marcos de 8 niveles) del periodo fundamental horizontal de los marcos de concreto estudiados

Papaleontiou y Roesset (1993) estudian los efectos de la aceleración vertical en la respuesta sísmica de marcos de acero de 4, 10, 16 y 20 niveles. Comparan las fuerzas axiales inducidas en las columnas introduciendo la componente horizontal de registros sísmicos con las que se obtienen de considerar las componentes horizontal y vertical de los mismos registros. Concluyen que para los marcos estudiados de acero de 4, 10, 16 y 20 niveles, la componente vertical de los registros contribuye en 72, 85, 76 y 64%, respectivamente, con respecto al total de la carga axial de las columnas de los entresijos superiores; la contribución en el total de la carga axial para las columnas del primer entresijo correspondiente es 56, 52, 24 y 21%, respectivamente. Además, comparan los periodos fundamentales y observan que el periodo en la dirección vertical es de $1/6$ a $1/11$ del periodo fundamental horizontal de los marcos de acero estudiados.

Papazoglou y Elnashai (1996) estudian resultados analíticos asociados a fallas estructurales en edificios y puentes, atribuidas según los autores a la componente vertical de movimientos sísmicos. Las fallas estructurales en edificios y puentes que estudian corresponden a los producidos por los sismos de Kalamata-Grecia en 1986, Northridge-California en 1994 y Kobe-Japón en 1995. Concluyen que con base en las observaciones de campo y de resultados analíticos, los modos de falla son atribuibles a las fuerzas inducidas por la componente vertical de los temblores; agregan que la capacidad a momento y ductilidad en columnas de concreto reforzado se reduce debido a fluctuaciones en la carga axial. Finalmente recomiendan considerar la componente vertical en el diseño sismorresistente

Kohzu y Suita (1996) estudian la respuesta dinámica inelástica de dos marcos metálicos con diferente claro sujeto a la combinación combinada de los movimientos del terreno de las componentes horizontal y vertical de registros del sismo de Kobe (17-Ene-1995, $M_w=7.2$). Su trabajo se enfoca a la explicación de la aparición

de la falla prematura sin disipación de energía en estructuras reales debido a este sismo; sin embargo, no presentan ninguna conclusión clara sobre los efectos de considerar o no a la componente vertical.

Saadeghvaziri (1996) considera las altas aceleraciones de la componente vertical durante el sismo de Northridge (17-Ene-1994, $M_w=6.7$) como la causa principal de falla en puentes localizados cercanos al sitio de falla. Los resultados muestran que la presencia de la componente vertical produjo momentos del orden de 5 veces los resistentes para la sección creándose articulaciones plásticas en las trabes, y este efecto combinado con la demanda de cortante asociada, excedieron su capacidad a cortante, provocando la falla frágil. Finalmente comenta que los resultados obtenidos con el modelo propuesto concuerdan con los daños observados.

Yamanouchi y Hasegawa (1996) analizan la influencia de la componente vertical de movimientos fuertes del terreno en la respuesta inelástica de estructuras de acero con 2, 4 y 8 niveles, sometidas a los registros del sismo de Kobe (17-Ene-1995, $M_w=7.2$) y diseñadas con el reglamento vigente del Japón (AIJ). Concluye que los efectos que produce dicha componente tienen influencia en la respuesta local (aceleración vertical en el centro de las vigas), pero sin influencia en la respuesta global del marco (desplazamientos relativos de entrepiso).

Esteva (1996) plantea un criterio de diseño sísmico para estructuras resistentes a temblores donde la componente vertical se considere importante, a fin de obtener respuestas similares a las correspondientes a estructuras diseñadas con propuestas reglamentarias donde se ignora dicha componente. Diseña un grupo de estructuras sismorresistentes a la acción de la componente horizontal considerándolas dentro del grupo B y en terreno firme, y se compara su respuesta con la obtenida de la acción combinada de los efectos de la componente horizontal y vertical. Los parámetros utilizados para comparar las respuestas son ductilidades locales de curvatura y ductilidades globales de desplazamiento de entrepiso. Los resultados obtenidos indican que la componente vertical no influye significativamente en la respuesta global de la estructura; sin embargo, afecta la respuesta local de los miembros sometidos principalmente a flexión.

Elnashai y Papazoglou (1997), con base en los trabajos de Ambraseys y Simpson (1995) y Ambraseys y Liteheiser (1989), proponen relaciones de cocientes de aceleraciones máximas del terreno de la componente vertical a horizontal para diferentes intervalos de magnitud y distancia. Adicionalmente, estiman periodos fundamentales de marcos de concreto reforzado, y obtienen valores del periodo en la dirección vertical de 1/4 a 1/10 del periodo fundamental horizontal.

Elnashai (1997) revisa posibles efectos estructurales con evidencia analítica y observaciones de daño atribuidos a los efectos de la vibración vertical. Propone un procedimiento simple para la evaluación de las fuerzas verticales inducidas en estructuras y para los casos donde según el autor es necesario. Explica que la aportación de la componente vertical en columnas es del orden de 25% al 40% del total de la fuerza axial, contribución que en la mayoría de los casos es ignorada. Comenta que definir un espectro vertical con el procedimiento usual del espectro horizontal, presenta las siguientes dificultades: La vibración vertical no tiene el plano de simétrica como el caso de la vibración horizontal; la estructura se encuentra verticalmente precargada, lo cual no ocurre para el caso de la dirección horizontal; la respuesta vertical en tensión y compresión de miembros hechos con materiales usuales son diferentes. De 35 registros de movimientos verticales con aceleraciones mayores de 0.3g, y asociados a temblores de magnitud $M > 5$ y distancia epicentral < 25 km, propone un espectro de diseño, de forma convencional y para todos los tipos de suelo, ajustado a la media de los espectros de respuesta ($\xi = 2\%$) de los registros verticales; el espectro de diseño tiene un plato de 3.48g y periodos característicos en 0.05 y 0.15s. Adicionalmente, presenta un factor de corrección para otros valores de amortiguamiento, aunque reconoce que no existe información disponible de valores típicos de amortiguamiento para estructuras en vibración vertical.

Reyes-Salazar y Haldar (2000) evalúan la influencia de la componente vertical de sismos y la flexibilidad de conexiones en el comportamiento estructural de marcos de acero resistentes a momento, diseñados con propuestas reglamentarias de México (MDOC, 1993) y Estados Unidos (NEHRP, 1994). Realizan análisis no lineales en el dominio del tiempo usando simultáneamente las componentes horizontal y vertical en modelos que consideran la flexibilidad de las conexiones. Con base en los análisis concluyen que ambas propuestas reglamentarias coinciden en la estimación de los desplazamientos de azotea y momentos flexionantes de columnas, pero también que subestiman la carga axial en las columnas. Comentan además que el efecto de la componente vertical en los momentos en columnas es despreciable en la mayoría de los casos; no así con la carga axial, la cual se incrementa considerablemente. Recomiendan modificaciones en los requerimientos de diseño del NEHRP (1994) y del MDOC (1993).

Nakajima *et al* (2000) realizan ensayosseudodinámicos en un aislador sísmico desarrollado para puentes, considerando la componente vertical del movimiento del registro en la estación JMA del sismo de Kobe de 1995. Además, realizan análisis numéricos para confirmar los resultados del efecto de la componente vertical en el desempeño del aislador sísmico. Observan que la fuerza de fricción en el aislador cambia sustancialmente sólo cuando actúa la componente vertical. Con base en los resultados concluyen que el mejor desempeño del aislador ante acciones sísmicas, aún bajo componente vertical, se obtiene al reducir la rigidez vertical del resorte del aislador.

Kehoe y Attalla (2000) estudian un edificio sujeto a la excitación horizontal y vertical. Proponen un modelo con elementos finitos y hacen análisis modal espectral considerando masa distribuida en vigas. Los cuatro casos estudiados son: despreciando la componente vertical, considerando la componente vertical escalando $2/3$ la horizontal, considerando la componente vertical escalada con leyes de atenuación a una distancia de 5 y 10 km de la fuente (Bozorgnia *et al*, 1996). Comentan que para el análisis modal tomando en cuenta los efectos de la componente vertical, debe considerarse masa distribuida en vigas a fin de considerar los modos verticales de vibración y calcularse un gran número de modos a fin de obtener al menos el 90% de la masa modal efectiva, lo cual presenta el inconveniente de consumir enorme recursos de tiempo y computadora; por ello, sugieren el uso de los vectores de Ritz para la estimación de las formas modales. Concluyen que las fuerzas inducidas en los elementos estructurales por la aceleración vertical de terremotos, en general son mucho menores que las correspondientes a los efectos de la carga de gravedad; la sobre-resistencia debido a los efectos ante la aceleración horizontal es más significativa que los efectos ante aceleración vertical; comentan que en algunos casos como estructuras de concreto de gran claro, la fuerza debido a la aceleración vertical es igual o superior a la carga de gravedad.

Alaghebandian, Otani y Shiohara (2000) estudian el efecto de los sismos epicentrales en la respuesta de edificios de concreto reforzado, con un especial énfasis en la influencia de la componente vertical del movimiento del terreno sobre la respuesta no lineal del marco considerando masa puntual y distribuida. Comparan las respuestas del análisis convencional del modelo con masa puntual, con el modelo considerando masa distribuida. Los registros de los sismos de Kobe y Northridge se utilizaron para los análisis paso a paso. Concluyen que los desplazamientos y cortantes laterales de piso son ligeramente afectados por la componente vertical del movimiento, pero que se tienen fuertes variaciones en la carga axial en columnas.

CAPÍTULO

3

PROPUESTAS REGLAMENTARIAS

3 PROPUESTAS REGLAMENTARIAS

Existen diversas recomendaciones para tomar en cuenta los efectos debidos a la componente vertical del movimiento sísmico en varios de los reglamentos de construcción existentes. A continuación se presentan y comentan las propuestas reglamentarias para considerar la componente vertical en el diseño por sismo de algunos de los códigos internacionales y nacionales que la considera

Con el propósito de tener expresiones homogéneas para fines de comparación, la nomenclatura utilizada en las expresiones de este capítulo es la siguiente: F_H y F_V , son las fuerzas inerciales que producen las componentes horizontal y vertical, respectivamente; C_H y C_V , son los coeficientes sísmicos para las componentes horizontal y vertical, respectivamente; $A_H(I_H)$ y $A_V(I_V)$, son las aceleraciones del espectro de diseño de las componentes horizontal y vertical, respectivamente; I y S , son factores que dependen de la importancia del edificio y del sitio, respectivamente; R_μ es un factor de reducción de las fuerzas elásticas, que depende de la ductilidad del sistema, absorción de energía, comportamiento inelástico, sobrerresistencia, etc ; FC es un factor de amplificación para las cargas de gravedad; PP , CM y CV , son el peso propio y las cargas muertas y vivas instantáneas, respectivamente, y que al sumarse integran la carga total W

3.1 CÓDIGOS INTERNACIONALES

3.1.1 Códigos de América

El Código Sísmico de Edificios de Canadá (NBCC, 1990) acepta, en su capítulo asociado a la dirección del movimiento sísmico, que los requerimientos de la carga gravitacional del NBCC (1990) aseguran una reserva suficiente de resistencia para considerar los efectos de la componente vertical de movimientos sísmicos del terreno.

El Uniform Building Code (UBC, 1997) sugiere, sólo si el diseño se hace por el método de resistencias últimas, estimar estáticamente el efecto de la componente vertical del movimiento del terreno por temblores como una proporción de la carga muerta; si el método de diseño es por esfuerzos permisibles, no se propone considerar el efecto de la componente vertical. Adicionalmente, elementos horizontales en voladizos ubicados en las zonas sísmicas 3 y 4, deben diseñarse con una fuerza neta hacia arriba de $F_v=0.7 C_H I C_M$. Para análisis dinámicos, sugiere que la componente vertical del movimiento del terreno se puede obtener escalando la componente horizontal por un factor de 2/3, u otro factor justificado por los datos específicos del sitio; menciona que donde el factor de la fuente sísmica (N_a) sea más alto que 1.0, el espectro de respuesta vertical del sitio debe ser usado en lugar del horizontal por un factor de 2/3. Menciona que para el caso de un análisis espectral, se deberán incluir todos los modos necesarios para alcanzar un 90% de la masa modal efectiva en las direcciones horizontales, aunque no presenta comentario para la dirección vertical. Los efectos del movimiento vertical sobre voladizos y elementos presforzados deben ser considerados como en el caso estático, y alternativamente, la respuesta sísmica vertical puede ser determinada por métodos dinámicos, pero en ningún caso deberá la respuesta ser menor que la obtenida por el método estático.

$$\uparrow F_v = 0.7 C_H I C_M \quad : \text{Análisis estático} \quad (3.1)$$

$$A_v(I_v) = 2A_H(I_H)/3 \quad : \text{Análisis dinámico} \quad (3.2)$$

La norma propuesta por la NEHRP para el diseño sísmico de nuevos edificios (FEMA-302, 1997; FEMA-368, 2000), sugiere que la componente vertical de movimientos sísmicos deba ser considerada en voladizos horizontales y elementos presforzados horizontales, diseñados para una fuerza mínima hacia arriba de 0.2 veces la carga muerta en adición a las demás combinaciones de carga aplicables. Para el resto de elementos horizontales, se deberá considerar una carga en ambos sentidos de 0.2 veces la carga muerta por un coeficiente definido como la aceleración espectral de diseño a periodo corto. En los comentarios de la norma (FEMA-303, 1997; FEMA-369, 2000), aclara que dicha carga no intenta representar el total de la respuesta

vertical debido a que en las combinaciones se adiciona con la máxima carga horizontal; el caso de la ocurrencia de las respuestas máximas horizontal y vertical en el mismo instante es poco probable, y por lo tanto, la suma directa de respuestas máximas horizontal y vertical no es apropiada. En los requerimientos de diseño de otras estructuras de la versión reciente de la norma NHERP (FEMA-368, 2000), se menciona que la componente vertical de las aceleraciones verticales debe considerarse de acuerdo a la norma nacional apropiada, si es que la exige; en caso contrario, la fuerza sísmica vertical puede ser calculada con base en la aceleración del movimiento vertical definido como el 67% de la aceleración horizontal de diseño

$$\uparrow F_V = 0.2 \cdot C_M \quad : \text{elementos horizontales en voladizos y presforzados} \quad (3.3)$$

$$\downarrow F_V = 0.2 \cdot C_V \cdot C_M \quad : \text{elementos horizontales de edificios} \quad (3.4)$$

$$A_V(I_V) = 2A_H(I_H)/3 \quad : \text{otras estructuras} \quad (3.5)$$

Las Especificaciones de Proyecto y Métodos de Cálculo de Cuba (NC53-114, 1999), indican considerar la componente vertical en los siguientes casos: a) voladizos y balcones considerando una fuerza sísmica vertical ascendente o descendente en la punta del elemento; b) elementos pretensados horizontales o estructuras con luces mayores o iguales a 20 m considerando una fuerza sísmica vertical ascendente o descendente en el centro del elemento; c) construcciones en arco (con altas compresiones) considerando una fuerza sísmica vertical ascendente o descendente en la clave del arco; d) columnas de hormigón armado y muros tímpanos de cortante sujetos a grandes fuerzas cortantes, considerando la fuerza en la superficie de contacto de estos; e) puentes con articulaciones, considerando la fuerza en el centro de la articulación. La NC53-114:99, propone tomar en cuenta la componente vertical del movimiento sísmico con una fuerza sísmica vertical ascendente o descendente, la cual se calculará por la siguiente fórmula:

$$\downarrow F_V = 0.75 \cdot C_H \cdot I \cdot C_M \quad (3.6)$$

La Norma Técnica para el Diseño por Sismo del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador (NTDS-RSECES, 1997), exige que los miembros horizontales en voladizo deben diseñarse estáticamente para una fuerza neta hacia arriba de $0.5C_H$ veces la carga muerta (Ecuación 3.7), además de las otras combinaciones de cargas aplicables. Por su parte, los miembros horizontales presforzados deben diseñarse estáticamente, en adición a todas las demás combinaciones de cargas aplicables, usando no más del 50 por ciento de la carga muerta para las fuerzas gravitacionales, sólo o en combinación con los efectos de las fuerzas laterales. Para los análisis dinámicos, la componente vertical del movimiento del terreno puede determinarse multiplicando las aceleraciones horizontales del espectro de diseño por un factor de 2/3; comenta que pueden usarse factores diferentes siempre que sean sustentados por datos locales específicos. En los comentarios de la norma aclara que los efectos de respuesta debido a nentes

verticales del movimiento del terreno no se calculan usualmente; se considera que éstas se absorben por la diferencia entre el diseño y las cargas verticales reales y en disposiciones especiales relativas a la reducción de carga muerta, cuando tal reducción pueda producir efectos importantes. Comenta además que las cargas muertas en los miembros eliminan usualmente los problemas que podrían resultar de aceleraciones verticales hacia abajo. Por otra parte, los factores de carga reglamentarios proporcionan, en la mayoría de los casos, seguridad contra fallas de aceleraciones verticales hacia arriba. Finalmente, explica que es necesario proporcionar una seguridad adicional a las vigas en voladizo y las presforzadas, por ser los elementos más vulnerables a los efectos de la aceleración vertical del terreno.

$$\uparrow F_V = 0.5 C_H \cdot CM \quad (3.7)$$

En el Reglamento de Construcciones Nicaragüense (NSN, 1990) se combinan los efectos de las aceleraciones verticales con los de las aceleraciones horizontales. Se revisa la seguridad de cada elemento estructural para la consideración más desfavorable que resulte de considerar la acción de cada una de las componentes por separado ó la combinación del efecto de cada componente horizontal con 0.7 veces el efecto de la componente vertical. El efecto de las aceleraciones verticales se considera equivalente a un sistema de fuerzas verticales obtenido de multiplicar por 0.4 las cargas muertas y vivas. En el caso de efectuar un análisis dinámico, se considera como espectro de diseño vertical al espectro de diseño horizontal.

$$\uparrow F_V = 0.4 (CM + CV) \quad : \text{Análisis estático} \quad (3.8)$$

$$A_V(I_V) = A_H(I_H) \quad : \text{Análisis modal} \quad (3.9)$$

En el Código Sísmico de Costa Rica (CSCR, 1986) la excitación sísmica vertical puede despreciarse, excepto en los casos cuando la estructura tenga una significativa flexibilidad bajo cargas verticales, tal como las losas planas, vigas de gran claro, voladizos y columnas con grandes esfuerzos axiales. El código estipula que la componente vertical de la excitación sísmica puede calcularse como 2/3 de la componente sísmica horizontal. Para considerar los efectos tridireccionales, se combinarán vectorialmente los efectos de una componente más el 30% de las otras dos componentes y con los signos que resulten más desfavorables.

$$A_V(I_V) = 2 \cdot A_H(I_H) / 3 \quad (3.10)$$

En el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC, 2000), se reconoce la necesidad de considerar los efectos de la componente vertical de los sismos, especialmente sobre elementos que exceden los límites de las plantas de los pisos, como son los voladizos. La expresión propuesta para considerar dichos efectos toma en cuenta que, al menos en el campo no cercano, la acción máxima de la componente vertical se puede estimar como los

dos tercios de la acción máxima horizontal, y que la rigidez de los voladizos horizontales requeriría utilizar un espectro de diseño plano, y que a su vez depende del tipo de suelo. De existir voladizos horizontales en las estructuras, éstos se diseñarán para una fuerza neta vertical reversible F_v (Ecuación 3 11). En caso de usarse un método dinámico, la componente vertical del sismo puede definirse mediante el escalamiento de la componente horizontal de la aceleración por un factor de 2/3. Aclara que, aunque la respuesta dinámica vertical puede calcularse alternativamente utilizando métodos dinámicos, en ningún caso la respuesta utilizada para diseño será menor que la obtenida aplicando el método estático.

$$\updownarrow F_v = 2 \cdot C_H \cdot I_S \cdot (CM + CV) / 3 \quad (3 11)$$

La Norma de Diseño Sismorresistente del Reglamento de Construcciones en Perú (NDS-RCP, 1977), comenta que los efectos sísmicos verticales tienen que ser evaluados en todos los elementos verticales, elementos prefabricados y voladizos. La fuerza sísmica vertical debe ser considerada en combinación con la fuerza sísmica horizontal. La fuerza sísmica vertical es: 30% de la carga total en el elemento de análisis para la zona de mayor peligro sísmico; 20% de la carga total en el elemento de análisis para la zona de mediano peligro sísmico; en la zona de menor peligro sísmico, los efectos de la componente sísmica vertical pueden no ser considerados.

$$\updownarrow F_v = C_v \cdot (CM + CV) \quad (3 12)$$

El Reglamento de Diseño Sísmico de Edificios de Chile (INN, 1989), no considera explícitamente el efecto de las aceleraciones verticales en el diseño de las construcciones.

En las Normas Argentinas para las construcciones sismorresistentes (INPRES-CIRSOC 103, 1991) se menciona que cuando sea necesario considerar la acción sísmica vertical, el espectro de aceleración vertical se obtendrá a partir del espectro de aceleración horizontal por un factor ($C_{V/H}$) dependiente de la zona sísmica (Ecuación 3 13); dicho factor varía entre 0.4 para la zona de menor peligro sísmico hasta 0.6 para la zona de mayor peligro sísmico.

$$A_v(T_v) = C_{V/H} \cdot A_h(T_h) \quad (3 13)$$

3.1.2 Códigos de Europa

El Eurocódigo (CEN, 1994) exige que, a menos que estudios específicos indiquen otra cosa, la componente vertical de la acción sísmica deberá representarse por el espectro de respuesta como fue definido para la acción sísmica horizontal, pero con las ordenadas reducidas como sigue: para períodos de vibración T menores que 0.15s, las ordenadas deben multiplicarse por un factor de 0.70; para períodos de vibración T mayores que 0.5s, las ordenadas se multiplican por un factor de 0.50; para períodos de vibración T entre 0.15s y 0.5s se deberá interpolar linealmente. Menciona además que la componente vertical de la acción sísmica debe tomarse en los siguientes casos: a) elementos estructurales horizontales o casi horizontales con luces de 20 metros o más; b) elementos en voladizos horizontales o casi horizontales; c) elementos pretensados horizontales o casi horizontales; d) vigas que soportan columnas. En general, el análisis para determinar los efectos de la componente vertical de la acción sísmica puede hacerse basado en un modelo parcial de la estructura, en la cual se incluyan los elementos bajo consideración y se tome en cuenta la rigidez de los elementos adyacentes, es decir, los efectos de la componente vertical solo necesitan calcularse para los elementos bajo consideración y aquellos elementos soportantes o subestructuras que están asociadas a ellos. En el caso de que los efectos de las componentes horizontales y de la componente vertical de la acción sísmica sean relevantes para los elementos en consideración, se calcularán los efectos tridireccionales sumando vectorialmente los efectos de la acción de una componente más el 30% de los efectos de las otras dos componentes ortogonales, tomando en cuenta el signo de la combinación más desfavorable.

$$A_v(T_v) = C_{v/H}(T_v) \cdot A_H(T_H) \quad (3.14)$$

El Código Sísmico de España (P D S.-1, 1974) exige que la estructura deba ser diseñada para resistir la fuerza sísmica vertical, aunque generalmente los diseñadores desprecian los efectos de la fuerza sísmica vertical o sólo la consideran en casos especiales como vigas de grandes e inusuales claros (Paz, 1994). La fuerza sísmica vertical se calcula con la Ecuación 3.15, es decir, multiplicando las cargas gravitatorias por dos coeficientes función de la intensidad sísmica: i) coeficiente sísmico horizontal correspondiente a un periodo de $T=0.5s$; ii) coeficiente de amplificación de carga. En la modificación del código español (P D S.-1, 1991), a fin de obtener los efectos de la componente vertical de movimientos del terreno en las fuerzas sísmicas, se adopta un espectro de respuesta vertical que se obtiene factorizando por 0.7 el espectro de respuesta horizontal (Ecuación 3.16).

$$\uparrow F_v = FC \cdot A_H(0.5s) (CM + CV) \quad (3.15)$$

$$A_v(T_v) = 0.7 \cdot A_H(T_H) \quad (3.16)$$

La Norma Sísmica de Francia (PS, 1982), establece que los elementos del sistema resistente a cargas laterales deben ser considerados sujetos a fuerzas verticales aplicadas en el centro de gravedad del elemento a fin de evaluar la estabilidad del sistema en su totalidad. En la determinación de las fuerzas verticales, el total de las cargas vivas y muertas se consideran, además de un factor de intensidad que se define por: $\alpha = 2^{(IMM-9)}$, donde IMM es la intensidad en la escala de Mercalli Modificada. El coeficiente sísmico vertical se obtiene multiplicando el coeficiente sísmico horizontal por el inverso de la raíz del factor de intensidad α (Ecuación 3.17); los valores del coeficiente sísmico vertical varían desde $0.5C_H$ para intensidad XI, $0.71C_H$ para intensidad X, y $1.0C_H$ para intensidad igual o inferior a IX. Las vigas en voladizo y similares, deben ser diseñados utilizando un coeficiente sísmico vertical calculado con la Ecuación 3.18, pero sin exceder el valor de 0.4α o la unidad. En la actualización de la norma sísmica de Francia (AFPS, 1990), se adopta que el espectro de diseño elástico vertical es igual que el espectro de diseño elástico horizontal, y las correcciones por amortiguamiento aplicables son las mismas que para la dirección horizontal (Ecuación 3.19)

$$C_V = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} C_H \quad (3.17)$$

$$C_V = \frac{0.15\alpha}{\Gamma} \leq 0.4\alpha \leq 1 \quad (3.18)$$

$$A_V(I_V) = A_H(I_H) \quad (3.19)$$

En la Norma Técnica Relativa a la Construcción Sísmica de Italia (NTRCS, 1986), se exige considerar las fuerzas sísmicas verticales para los siguientes casos: edificios con claros de piso mayores a 20m; elementos que ejerzan un empuje horizontal; y elementos en voladizo. El coeficiente sísmico vertical es de ± 0.2 para los dos primeros casos y de ± 0.4 para voladizos. La fuerza vertical de diseño en dichos elementos se obtiene con la aplicación de la Ecuación 3.20. Para determinar las fuerzas y desplazamientos que son resultado de la combinación de la componente horizontal y vertical se utiliza la regla SRSS, es decir, la de la raíz suma de los cuadrados de la respuesta en cada dirección: fuerza axial, fuerza cortante, momento de flexión; desplazamiento, etc

$$\updownarrow F_V = C_V \cdot I \cdot (CM + CV) \quad (3.20)$$

Los Principios de la Guía Técnica de Hungría (TGPH, 1978), no considera en el análisis la componente sísmica vertical, excepto para las estructuras que son sensibles al movimiento vertical, como los voladizos, cubiertas, etc. En estos casos, se pide asumir una acción vertical igual a 2/3 del valor que se determine para los efectos de la componente horizontal.

$$A_V(I_V) = 2 \cdot A_H(I_H) / 3 \quad (3.21)$$

El Código para el Diseño Sísmico de Construcciones en la República Rumana (P100, 1991), exige que deben ser revisadas para la acción sísmica vertical: las columnas con altas fuerzas axiales, las vigas y voladizos con altas fuerzas de corte, y los pisos apoyados directamente en las columnas. Las fuerzas sísmicas verticales deben superponerse sólo a las cargas gravitatorias; no se considera que las cargas sísmicas verticales y horizontales actúen simultáneamente. La fuerza sísmica vertical que actúa sobre un elemento estructural está dada por:

$$\updownarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot (CM + CV) \quad (3.22)$$

El Código Yugoslavo para el Diseño y Construcción de Edificios en Regiones Sísmicas (YNBC, 1987), permite a los diseñadores ignorar los efectos que produce la componente sísmica vertical, excepto en estructuras que contienen elementos con grandes e inusuales claros. La acción de la componente sísmica vertical se calcula con la siguiente expresión:

$$\updownarrow F_V = 0.7 \cdot C_H \cdot (CM + CV) \quad (3.23)$$

El Código para el Diseño de Edificios y Estructuras en Regiones Sísmicas de Bulgaria (CDBSSR, 1987) exige calcular los efectos de la componente vertical de excitaciones sísmicas, los cuales deben ser considerados en las siguientes estructuras: en voladizos horizontales e inclinados; en la superestructura de puentes; en marcos, arcos, armaduras y cubiertas con claros mayores de 24m; en edificios y estructuras susceptibles a giro o deslizamiento; y en estructuras de mampostería. Para todos los casos, la fuerza sísmica vertical de diseño se determina como una fracción de la fuerza horizontal: la fuerza sísmica vertical se calcula factorizando las cargas gravitatorias por 15% para edificios en zonas de mediano peligro sísmico y por 30% para edificios en zonas de alto peligro sísmico (Ecuación 3.24); la fuerza sísmica vertical para voladizos horizontales e inclinados se calcula con la Ecuación 3.25

$$\updownarrow F_V = FC \cdot (CM + CV) \quad \text{Edificios, } FC = 0.15 \text{ ó } 0.30 \quad (3.24)$$

$$\updownarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot I \cdot (CM + CV) \quad \text{Voladizos} \quad (3.25)$$

En el Código Sísmico de Grecia (GSC, 1992) se permite ignorar la acción de la componente sísmica vertical, excepto en los casos de miembros de concreto preforzado o vigas actuando como soportes de columnas superiores; en estos casos, se examinará la acción sísmica vertical sobre dichos miembros estructurales. El periodo fundamental en la dirección vertical para los miembros puede ser obtenido con un modelo de masa discreta aplicando la fórmula de Rayleigh (Ecuación 3.26), donde m_i y u_i , son respectivamente la masa discreta y el desplazamiento vertical bajo la acción de la carga de gravedad discreta en el punto i . La fuerza de

diseño vertical se calcula multiplicando el peso sísmico total por un coeficiente sísmico vertical; dicha fuerza se discretiza en el elemento en proporción al producto de $m_i u_i$ (Ecuación 3.27). El coeficiente sísmico vertical se calcula como el 70% del horizontal, enfatizando el que se considere al periodo en la dirección vertical y eliminando los factores de influencia de la cimentación; el coeficiente sísmico vertical es función de un coeficiente dependiente de la zonificación sísmica α , de un factor de importancia I , de un factor de amplificación espectral dependiente del periodo vertical $\beta(T_V)$, de un factor de corrección por amortiguamiento $n = (0.05/\xi)^{1/2}$, y de un coeficiente de reducción de la respuesta vertical $R_{\mu_V} = 0.5R_{\mu_H} > 1$ (Ecuación 3.28). Aclara que el método simplificado para considerar la acción sísmica vertical debe aplicarse cualquier que fuera el método para considerar la acción sísmica horizontal (estático o dinámico); finalmente, comenta que se permite hacer una superposición simple para combinar los efectos de la acción sísmica horizontal y vertical.

$$T_V = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i u_i^2}{g \sum_{i=1}^n m_i u_i}} \quad (3.26)$$

$$\Downarrow F_{vi} = \frac{(C_M + C_V) \cdot C_v \cdot m_i u_i}{\sum_{i=1}^n m_i u_i} \quad (3.27)$$

$$C_V = 0.7 \frac{\alpha I \beta(T_V) n}{R_{\mu_V}} \quad (3.28)$$

3.1.3 Códigos de Asia

En las Normas de Israel (IC-413, 1994), se exige considerar la acción sísmica vertical a partir de un análisis estático vertical solo para elementos estructurales sensibles a las cargas sísmicas verticales: vigas presforzadas y voladizos. La carga vertical de diseño en elementos en voladizo se calcula con la Ecuación 3.29; la carga vertical de diseño en vigas presforzadas se calcula con la Ecuación 3.30.

$$\Downarrow F_V = \frac{2}{3} C_H \cdot C_M \quad (3.29)$$

$$\Downarrow F_V = PP - 1.5 \cdot C_H \cdot I \cdot S \cdot C_M \quad (3.30)$$

El Código Iraní para el Diseño de Edificios Resistentes a Sismos (IC-SRDB, 1988) propone considerar la componente vertical para voladizos y proyecciones de las estructuras. La fuerza ascendente y descendente que induce la componente vertical de sismos, se calcula como:

$$\updownarrow F_V = \frac{2 \cdot C_H \cdot I}{R\mu} (CM + CV) \quad (3.31)$$

En la Norma para el Diseño Sismorresistente de Estructuras en la India (IS:1893, 1994), exige que en situaciones donde la consideración de la aceleración vertical se requiera, el coeficiente de diseño vertical se puede tomar como la mitad del coeficiente sísmico horizontal. Las proyecciones horizontales y verticales de edificios, por ejemplo: torres, parapetos, chimeneas y balcones, son elementos vulnerables al daño durante temblores, y por lo tanto, para el diseño de proyecciones verticales y sus conexiones se deberá considerar cinco veces el coeficiente sísmico horizontal; en forma similar, para las proyecciones horizontales y sus conexiones se deberá considerar cinco veces el coeficiente sísmico vertical (es decir, 2.5 veces el coeficiente sísmico horizontal). La Norma de la India no exige combinaciones entre las fuerzas sísmicas horizontales con la vertical; sin embargo, si la estabilidad del edificio es un criterio de diseño, la fuerza sísmica vertical debe considerarse simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal.

$$\updownarrow F_V = 2.5 \cdot C_H (CM + CV) \quad (3.32)$$

En el Código Chino de Diseño Sísmico de Edificios y Estructuras (GBJ-11, 1989), la fuerza sísmica vertical para edificios de gran altura, chimeneas, y estructuras similares, debe determinarse multiplicando el 75% del peso total de la estructura por un coeficiente sísmico vertical calculado como el 65% del coeficiente sísmico horizontal (Ecuación 3.33); la fuerza sísmica vertical que se calcula debe distribuirse proporcionalmente al producto del peso y la altura del i -ésimo nivel entre el producto del peso y la altura total de la estructura (Ecuación 3.34). Para cubiertas y armaduras de claros mayores de 24m, la fuerza sísmica vertical se calculará como el producto del peso total de la estructura por un coeficiente sísmico vertical, el cual es función del tipo de cubierta, de la intensidad sísmica y del tipo de suelo (Ecuación 3.35). Para las estructuras con largos voladizos o grandes claros en regiones de intensidad sísmica VIII y IX, el valor de diseño de la fuerza sísmica vertical puede calcularse como el 10% ó 20% del peso total de la estructura, respectivamente.

$$F_V = 0.65 C_H \cdot 0.75 (CM + CV) \quad (3.33)$$

$$\updownarrow F_{Vi} = F_V \frac{(CM_i + CV_i) H_i}{(CM + CV) H} \quad (3.34)$$

$$F_V = C_V (CM + CV) \quad (3.35)$$

Las Normas para las Construcciones Antisísmicas de Japón (AIJ, 1990) consideran el coeficiente sísmico vertical como 50% del coeficiente sísmico horizontal.

$$A_v(I_v) = A_h(I_h)/2 \quad (3.36)$$

Los Reglamentos para Estructuras de Edificación (BSLEO, 1981) y para Obra Civil (SSCECI, 1980) en Japón, no consideran explícitamente el efecto de las aceleraciones verticales en el diseño de las construcciones.

3.1.4 Códigos de Australia

La Norma Australiana para Diseño por Sismo (AS 1170.4, 1993) menciona que los efectos del movimiento sísmico vertical tienden a ser significantes sólo para edificios esenciales. Sugiere, a menos que datos específicos indiquen otro valor, la componente vertical se puede definir como la mitad de la aceleración horizontal correspondiente, es decir:

$$A_v(I_v) = 0.5 A_h(I_h) \quad (3.37)$$

El Código de Nueva Zelanda (NZS-4203,1992), no considera explícitamente el efecto de las aceleraciones verticales en el diseño de las construcciones.

3.2 CÓDIGOS NACIONALES

3.2.1 Reglamento de Construcciones para los Municipios del Estado de Guerrero (RCEG, 1990)

El Reglamento de Construcciones para los Municipios del Estado de Guerrero (RCEG, 1990) presenta recomendaciones para tomar en cuenta la componente vertical del movimiento sísmico; a continuación se describen los párrafos donde se mencionan dichas recomendaciones:

4. Reducción de fuerzas sísmicas

El factor reductivo Q no se aplica a los efectos de las aceleraciones verticales del terreno

8. Análisis estático

8.8. Efectos tridireccionales

Se considerarán las aceleraciones verticales como 2/3 de la correspondiente horizontal. Los efectos de las aceleraciones verticales se combinarán con los de las aceleraciones horizontales y los de las fuerzas gravitatorias

Para el diseño de estructuras que no cumplan con las condiciones de regularidad establecidas en la sección 6, así como el diseño de columnas y muros de rigidez, y los cimientos respectivos, de estructuras regulares, los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno y del componente vertical se combinarán entre sí y con los de las fuerzas gravitacionales. La combinación en cada sección crítica se efectuará sumando vectorialmente los efectos gravitacionales, los de un componente del movimiento del terreno y 0.3 ó 0.5 de los efectos de los otros, el primero de estos valores corresponde a edificios y el segundo a péndulos invertidos, tanques elevados, torres, chimeneas y estructuras semejantes. Se supondrá en cada caso la más desfavorable de dichas combinaciones, asignando a los efectos sísmicos el signo más desfavorable

Para el diseño de las partes no mencionadas en el párrafo anterior de estructuras regulares, será suficiente combinar por separado en cada una de las tres direcciones de análisis los efectos gravitacionales con los efectos del componente de movimiento del terreno paralelo a la dirección considerada

9. Análisis dinámico

9.4. Efectos tridireccionales

Cualquiera que sea el método dinámico de análisis que se emplee, los efectos de movimientos horizontales y verticales del terreno en direcciones ortogonales se combinarán como se especifica en relación con el método estático del análisis sísmico. Igualmente aplicables son las demás disposiciones de la sección 8 en cuanto al cálculo de fuerzas internas y desplazamientos laterales, con las salvedades que señala la presente sección

3.2.2 Manual de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por Sismo (MDOC, 1993)

El capítulo 3 del Manual de Diseño de Obras Civiles, diseño por sismo, publicado por la Comisión Federal de Electricidad y el Instituto de Investigaciones Eléctricas (MDOC, 1993), presenta las siguientes recomendaciones para tomar en cuenta la componente vertical del movimiento sísmico:

Propone que en estructuras localizadas en las zonas sísmicas C y D, se realice un análisis estático ante la acción combinada de las tres componentes ortogonales del movimiento, considerando la acción de la componente vertical igual a $2/3$ de la componente mayor horizontal.

Sugiere que los efectos correspondientes, tales como desplazamientos y elementos mecánicos, se combinarán sumando vectorialmente los gravitacionales, los de la componente del movimiento del terreno paralelo a la dirección del análisis y 0.3 ó 0.5 de los efectos de los otros componentes, con los signos que para cada efecto sísmico resulten más desfavorables; el primero de estos valores corresponde a edificios y puentes, el segundo a péndulos invertidos, chimeneas, silos, tanques, depósitos y estructuras industriales.

Para análisis dinámicos, cualquiera que sea el método que se emplee, los efectos combinados de los movimientos del terreno se tratarán como en el caso del análisis estático.

Para el caso de estructuras industriales, propone analizarlas bajo la acción de las tres componentes del movimiento del terreno, estimando los efectos con la acción de fuerzas estáticas laterales y verticales equivalentes; alternatively, sugiere efectuar análisis dinámicos que consideren los modos de vibración vertical de la estructura y un espectro de diseño igual a 0.75 veces el correspondiente a movimiento horizontal. Propone revisar la seguridad de cada elemento estructural, para la condición más desfavorable que resulte de considerar la acción de cada componente por separado, o para la combinación de una de las componentes horizontales más 0.3 de la otra componente horizontal más 0.7 de los efectos de la componente vertical, para la condición de signos más desfavorable.

Excluye del análisis a la componente vertical para el caso de chimeneas y silos no demasiado esbeltos, muros de retención y tuberías. En ninguno de los tipos de estructuras, se comenta la forma de reducir las fuerzas inerciales verticales por comportamiento inelástico o reservas de capacidad de resistencia, entendiéndose de este modo que no se reducen las fuerzas inerciales verticales. La propuesta de incluir la componente vertical en los análisis de las estructuras ubicadas en las zonas sísmicas C y D, sólo queda claramente indicada en el apartado referente a las estructuras de edificios, y sin comentario en las demás estructuras, ni en un capítulo de carácter general.

En la sección de comentarios, destaca que se introducen errores del lado de la inseguridad al despreciar el efecto de la componente vertical, y que ésta es la razón por la que para las zonas sísmicas C y D se exige considerar tal componente. Explica en los mismos comentarios, que la combinación de efectos se realiza para tomar en cuenta las incertidumbres en la dirección de análisis, y en consecuencia, el diseño se realiza con aquella combinación que produzca los efectos sísmicos más desfavorables. La razón por la que en algunas estructuras los efectos de la componente del movimiento vertical y normal a la dirección de análisis se utilice un factor de superposición de 0.5, obedece a que tales efectos adquieren mayor importancia que en los casos donde se sugiere el valor de 0.3. Para el caso de puentes, en los comentarios se acepta que considerar la componente vertical del movimiento del terreno no es significativo, aunque para los puentes irregulares sugiere incluirla, debido a que se pueden generar fuerzas axiales adicionales en las pilas y en consecuencia aumentar la demanda de ductilidad de éstas. En los comentarios correspondientes a estructuras industriales, comenta la especial necesidad de considerar los desplazamientos verticales que sean significativos en la respuesta de la estructura, refiriéndose no sólo a la consideración de los grados de libertad verticales al efectuar el análisis estructural, sino también a considerar las fuerzas de inercia debidas a las aceleraciones verticales que resulten como respuesta a las aceleraciones del terreno; ningún comentario fundamenta los factores de 0.75 para obtener el espectro vertical, ni de 0.7 para las combinaciones de carga.

Cabe mencionar que aunque el MDOC (1993), no es legalmente un reglamento de construcciones, es considerado en la práctica profesional como una ayuda de diseño en sitios donde se adolece de un reglamento local de construcciones.

3.2.3 Reglamento de Construcciones para el Municipio de Puebla (RCMP, 1999)

El Reglamento de Construcciones para el Municipio de Puebla (RCMP, 1999), elaborado recientemente, presenta recomendaciones idénticas al RCEG (1990), para tomar en cuenta la componente vertical del movimiento sísmico; a continuación se describen los párrafos donde se mencionan dichas recomendaciones:

Art. 300 Reducción de fuerzas sísmicas

El factor reductivo Q no se aplica a los efectos de las aceleraciones verticales del terreno.

Art. 304 Análisis estático

VIII. Efectos tridireccionales

Las estructuras se analizarán ante la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Para el diseño de voladizos, vigas y losas de gran claro, columnas y muros de rigidez y los cimientos respectivos, adicionalmente se considerará la acción del componente vertical que se tomará como 2/3 del mayor horizontal.

Los efectos correspondientes, tales como desplazamientos y elementos mecánicos, se combinarán sumando vectorialmente los gravitacionales, los del componente del movimiento del terreno paralelo a la dirección de análisis y 0.3 ó 0.5 de los efectos de los otros componentes, con los signos que para cada efecto sísmico resulten más desfavorables, el primero de estos valores corresponde a edificios y el segundo a péndulos invertidos, tanques y chimeneas.

Art. 305 Análisis dinámico

IV. Efectos tridireccionales

Cualquiera que sea el método dinámico de análisis que se emplee, los efectos de movimientos horizontales y verticales del terreno en direcciones ortogonales se combinarán como se especifica en relación con el método estático del análisis sísmico. Igualmente aplicables son las demás disposiciones del artículo 304 en cuanto al cálculo de fuerzas internas y desplazamientos laterales, con las salvedades que señala el presente artículo.

3.3 COMENTARIOS FINALES

En la Tabla 3.1, se presenta un resumen comparativo de las expresiones analíticas propuestas en códigos sísmicos en el mundo para considerar la componente sísmica vertical en el diseño de estructuras, y utilizando métodos estáticos y/o dinámicos. En algunos de ellos, las fuerzas verticales se combinan con las fuerzas horizontales; en otros, la componente sísmica vertical se aplica sólo en algunos elementos estructurales. Para conocer algunos detalles sobre las consideraciones reglamentarias con la componente sísmica vertical, en primera instancia consulte el resumen incluido en el presente trabajo; para mayores detalles, consulte la referencia de cada norma u otras referencias concentradoras (por ejemplo: Paz, 1995)

Tabla 3.1. Resumen comparativo sobre las consideraciones reglamentarias para la componente sísmica vertical en códigos sísmicos mundiales

PAÍS	REFERENCIA	MÉTODO ESTÁTICO	MÉTODO DINÁMICO
Canadá	NBCC, 1990	No Aplica	No Aplica
USA	UBC, 1997	$\uparrow F_V = 0.7 C_H \cdot I \cdot CM$ Voladizos en zonas sísmicas 3 y 4	$A_V(I_V) = 2A_H(I_H)/3$ Considerar modos con $m^* > 90\%$
	FEMA-368, 2000	$\uparrow F_V = 0.2 \cdot CM$ Vigas, voladizos y presforzados $\downarrow F_V = 0.2 \cdot C_V \cdot CM$ Vigas de edificios	$A_V(I_V) = 2A_H(I_H)/3$ otras estructuras
México	RCEG 1990	$\downarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot (CM + CV)/3$	$A_V(I_V) = 2 \cdot A_H(I_H)/3$
	MDOC 1993	$\downarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot (CM + CV)/3$	$A_V(I_V) = C_{V/H} \cdot A_H(I_H)$ $C_{V/H} = 2/3$; $C_{V/H} = 3/4$ (Industrias)
	RCMP, 1999	$\downarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot (CM + CV)/3$	$A_V(I_V) = 2 \cdot A_H(I_H)/3$
	NTCDS-RCDF, 2000	No Aplica	No Aplica
Cuba	NC53-114, 1999	$\downarrow F_V = 0.75 \cdot C_H \cdot I \cdot CM$ Voladizos, balcones, arcos, elementos horizontales pretensados o con claros mayores a 20m	No Aplica
El Salvador	NTDS-RSECES, 1997	$\uparrow F_V = 0.50 \cdot C_H \cdot CM$ Voladizos horizontales	$A_V(I_V) = 2 \cdot A_H(I_H)/3$
Nicaragua	NSN, 1990	$\downarrow F_V = 0.40 \cdot (CM + CV)$	$A_V(I_V) = A_H(I_H)$
Costa Rica	CSCR 1986	$\downarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot (CM + CV)/3$ Losas planas, vigas de gran claro, voladizos, columnas con grandes esfuerzos axiales	$A_V(I_V) = 2 \cdot A_H(I_H)/3$

Tabla 3.1. Resumen comparativo sobre las consideraciones reglamentarias para la componente sísmica vertical en códigos sísmicos mundiales (Continuación)

PAÍS	REFERENCIA	MÉTODO ESTÁTICO	MÉTODO DINÁMICO
Ecuador	CEC, 2000	$\Downarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot I \cdot S \cdot (CM + CV)/3$	$A_V(T_V) = 2 \cdot A_H(T_H)/3$
Perú	NDS-RCP, 1977	$\Downarrow F_V = C_V \cdot (CM + CV)$ $C_V = 0, 0.2 \text{ ó } 0.3$	No Aplica
Chile	INN, 1989	No Aplica	No Aplica
Argentina	INPRES-CIRSOC 103, 1991	$\Downarrow F_V = C_{V/H} \cdot (CM + CV)$ $C_{V/H} = 0.4 \text{ a } 0.6$	$A_V(T_V) = C_{V/H} \cdot A_H(T_H)$ $C_{V/H} = 0.4 \text{ a } 0.6$
Europa	CEN, 1994	$\Downarrow F_V = C_{V/H}(I_V) \cdot (CM + CV)$ $C_{V/H} = 0.70; I_V < 0.15; C_{V/H} = 0.40; I_V > 0.50; C_{V/H} = +11/14 - 4I_V/7; 0.15 < I_V < 0.50$	$A_V(T_V) = C_{V/H}(I_V) \cdot A_H(T_H)$
España	PDS -I, 1974	$\Downarrow F_V = FC \cdot A_H(0.5s) \cdot (CM + CV)$	$A_V(T_V) = 0.7 \cdot A_H(T_H)$
Francia	PS, 1982	$\Downarrow F_V = C_V \cdot (CM + CV)$ Todos los elementos: $C_V = C_H / \sqrt{\alpha}$	No Aplica
	AFPS, 1990	$\Downarrow F_V = C_H \cdot (CM + CV)$	Sólo voladizos: $C_V = 0.15\alpha / I \leq 0.4\alpha \leq 1$
		$\alpha = 2^{(1MM-9)}$	
Italia	NIRCS, 1986	$\Downarrow F_V = C_V \cdot I \cdot (CM + CV)$	No Aplica
Hungría	IGPH, 1978	$\Downarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot (CM + CV)/3$	$A_V(T_V) = 2 \cdot A_H(T_H)/3$
Rumania	P100, 1991	$\Downarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot (CM + CV)$	No Aplica
Yugoslavia	YNBC, 1987	$\Downarrow F_V = 0.7 \cdot C_H \cdot (CM + CV)$ Elementos con grandes claros	No Aplica
Bulgaria	CDBSSR, 1987	$\Downarrow F_V = FC \cdot (CM + CV)$ Edificios: $FC = 0.15 \text{ ó } 0.30$ $\Downarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot I \cdot (CM + CV)$ Voladizos	No Aplica

Tabla 3.1. Resumen comparativo sobre las consideraciones reglamentarias para la componente sísmica vertical en códigos sísmicos mundiales (Continuación)

PAÍS	REFERENCIA	MÉTODO ESTÁTICO	MÉTODO DINÁMICO
Grecia	GSC, 1992	$\updownarrow F_{Vi} = \frac{(CM + CV) C_v \cdot m_i u_i}{\sum_{i=1}^n m_i u_i}$ $I = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i u_i^2}{g \sum_{i=1}^n m_i u_i}} \quad C_v = 0.7 \frac{\alpha I \cdot \beta(I_V)}{R\mu_V} n$	No Aplica
Israel	IC-413, 1994	$\updownarrow F_V = 2 \cdot C_H \cdot CM/3$ Voladizos $\updownarrow F_V = PP - 1.5 \cdot C_H \cdot I \cdot S \cdot CM$ Vigas presforzadas	No Aplica
Irán	IC-SRDB, 1988	$\updownarrow F_V = \frac{2 \cdot C_H \cdot I}{R\mu} (CM + CV)$	No Aplica
China	GBJ-11, 1989	$\updownarrow F_{Vi} = F_V \frac{(CM_i + CV_i) H_i}{(CM + CV) \cdot H}$ Edificios altos, Chimeneas, etc Cubiertas L > 24m, Volados, etc $F_V = 0.65 C_H \quad 0.75(CM + CV) \quad F_V = C_V (CM + CV)$	No Aplica
India	IS:1893, 1994	$\updownarrow F_V = 2.5 \cdot C_H \cdot (CM + CV)$	$A_V(I_V) = 0.5 \cdot A_H(I_H)$
Japón	BSLEO, 1981	No Aplica	No Aplica
	SSCECJ, 1980	No Aplica	No Aplica
	AII, 1990	$\updownarrow F_V = 0.5 \cdot C_H \cdot (CM + CV)$	$A_V(I_V) = 0.5 \cdot A_H(I_H)$
Australia	AS 1170.4, 1993	$\updownarrow F_V = 0.5 \cdot C_H \cdot (CM + CV)$	$A_V(I_V) = 0.5 \cdot A_H(I_H)$
Nueva Zelanda	NZS-4203, 1992	No Aplica	No Aplica

Se puede concluir a partir de las recomendaciones presentadas que no existe un criterio general para considerar los efectos de la componente vertical en los reglamentos de construcciones existentes: algunos de ellos sólo consideran estos efectos en elementos estructurales que se suponen especialmente sensibles a dicha componente; algunos otros suponen que el problema se resuelve incrementado las cargas gravitatorias con cargas estáticas equivalentes a la que produciría la aceleración vertical del movimiento del terreno; otros proponen realizar análisis dinámicos con un espectro o acelerograma horizontal factorizado; muy pocos

aclaran la necesidad de incluir en el análisis grados de libertad vertical que simulen la masa distribuida a fin de estimar periodos verticales y hacer combinaciones modales racionales; y ninguno propone implícitamente espectros de diseño para la componente vertical, compatibles con el peligro sísmico del sitio.

Los códigos nacionales, que presentan recomendaciones y prácticas comunes, tratan el problema según el autor, en forma confusa, provocando que en ocasiones sea mal entendida o ignorada, por lo cuál parece recomendable hacer estudios que permitan entender mejor el fenómeno y proponer recomendaciones más confiables y transparentes.

Es común en la práctica actual de diseño donde se exige la consideración de la componente vertical de temblores, obtener el coeficiente vertical de diseño de multiplicar el correspondiente horizontal por un factor reductivo, sin considerar las diferencias entre ambos periodos correspondientes a cada dirección. Dicho factor, se sabe que es resultado del análisis estadístico de los cocientes de la aceleración máxima del terreno de la componente horizontal sobre la aceleración máxima del terreno de la componente vertical de registros característicos; sin embargo, no se considera que el cociente de la ordenada espectral de la componente vertical entre la ordenada espectral de la componente horizontal es altamente dependiente del periodo, y no constante como la mayoría de los códigos consideran. Omitir dicha observación implica sobrestimar los efectos de la componente vertical, que no necesariamente significa un grado de seguridad estructural más alto, sobre todo si se piensa en un posible cambio de mecanismo de colapso en caso de diseñar vigas más fuertes sin revisar su interacción con las columnas.

Para obtener el coeficiente vertical de diseño es necesario estimar el periodo vertical de la estructura; sin embargo, aún es común que los programas comerciales actuales, con el propósito de tener un número menor de grados de libertad, consideren en el modelo masa puntual actuando en un sentido horizontal. Solo un limitado número de modernos programas de análisis tienen la opción de considerar la contribución de la masa rotacional y vertical, y modelar con masa discreta que simule el caso real de masa distribuida; el discretizar la masa y considerar su influencia horizontal, vertical y rotacional, implica tener un mayor número de grados de libertad en el modelo.

Otra consideración común en la mayoría de los códigos, al menos en los mexicanos, es no permitir la reducción por comportamiento inelástico. En los comentarios de las propuestas mexicanas, no se aclara la razón de dicha limitante. Adicionalmente, no hay comentarios sobre los valores del porcentaje de amortiguamiento crítico (ξ) asociado a la vibración vertical.

Dentro de este marco, hace falta tener propuestas reglamentarias transparentes para considerar la componente vertical del movimiento, y estudiar en el dominio de la frecuencia el efecto de diseñar considerando el periodo vertical de la estructura con sus combinaciones entre las componentes sísmicas. Dichos análisis podrán ser comparados con análisis dinámicos paso a paso que utilicen acelerogramas reales o simulados de movimientos representativos e independientes entre sí, cuyas características de intensidad, duración y contenidos de frecuencia sean compatibles con el peligro sísmico del sitio.

CAPÍTULO

4

ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO

4 ANÁLISIS DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO

4.1 RELACIÓN DE LA COMPONENTE VERTICAL Y LA HORIZONTAL DE TEMBLORES

Se estudian relaciones entre la componente vertical y la horizontal de movimientos en el terreno por sismo, y para ello se seleccionan 380 registros con sus tres componentes de estaciones ubicadas en terrenos firmes (roca) y asociados a mecanismo de subducción. Resultados preliminares del estudio de la relación de la componente vertical y la horizontal de algunos registros seleccionados, correspondientes a estaciones ubicadas en suelo firme de la costa del Pacífico de México, fueron presentados por Perea y Esteva (1999).

A continuación se presenta información sobre dichas estaciones (Tabla 4.1) y se ilustran los intervalos de magnitud (M_c) y distancia epicentral (R) asociados a los registros seleccionados (Figura 4.1)

Cabe mencionar que en lo sucesivo, se nombrará a cada estación y registro de acuerdo con la clave de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (SMIS, 1995). Para los registros, los primeros cuatro dígitos corresponden a la clave de la estación (SMIS, 1993), y los seis restantes al año, mes y día correspondientes a la ocurrencia del temblor

Tabla 4.1. Información de las estaciones asociados a los registros seleccionados

CLAVE	NOMBRE	UBICACIÓN
ACAJ	ESTACION 1 ACAPULCO	Edif. TELMEX, Av. Farallón del Obispo No 2, Col. Garita de Juárez, Acapulco
ACPD	ACAPULCO DIANA	Escuela Secundaria Federal Numero 1, junto a la Diana, Acapulco, Gro
AIYC	ATOYAC	Iglesia de Atoyac, Guerrero
BALC	EL BALCON	Casa del Sr. Agustín Coria, Carretera Cd. Altamirano-Ixtapa El Balcón, Guerrero
CALE	CALETA DE CAMPOS	Escuela Secundaria Técnica 68 de Pesca Caleta de Campos, Michoacán
CAYR	CAYACO ROCA	A 500 m de la escuela primaria "Ignacio Zaragoza". Cayaco, Guerrero
CAZO	CAÑON DEL ZOPILOTE	Cañón de Zopilote a 50 m del entronque a Filo de Caballo, Guerrero
COMD	LA COMUNIDAD	La Comunidad, a 20 km de Cd. Altamirano. La Comunidad, Guerrero
COPL	COPALA	Escuela Primaria Federal "Otilio Montaño" Copala, Guerrero
COYC	COYUCA	Escuela Primaria "Lic. Alfredo V. Bonfil", Coyuca, Guerrero
CPDR	CERRO DE PIEDRA	Rancho "La Unión", SARH. Cerro de Piedra, Guerrero
CHIL	ESTACION 2 CHILPANCINGO	Cement. de autos Carr. Fed. México-Acapulco 12 km al sur de Chilpancingo
ESTA	LA ESTANCIA	km 40 de la carretera Atoyac-Paraíso, Guerrero
FIC2	FILO DE CABALLO	Telesecundaria. Filo de Caballo, Guerrero
IGUA	ESTACION 4 IGUALA	Comisaría Mpal de Platanillos 7 Km al Nte de Iguala, Carr. Fed. México-Acapulco
LLAV	LA LLAVE	Esc. "La Llave" A 15 km de San Luis La Loma, Gro. Carr. México-Zihuatanejo
MAGY	LOS MAGUEYES	Km 27 Carr. Acapulco-Ixtapa, Guerrero. Río Tecpan en el paso de los Magueyes
MEZC	ESTACION 3 MEZCALA	Sobre Carr. Fed. México-Acapulco 95. Entronque al poblado de Mezcala, Gro.
MSAS	LAS MESAS	Atrás de la Clínica S.S.A. en Las Mesas, Guerrero
NUXC	NUXCO	Poblado de Nuxco, Gro. A 10m de la Carr. México-Zihuatanejo junto a la clínica
OCLL	OCOTILLO	Atrás de la Comisaría Municipal de Ocotillo, Guerrero
OCTT	EL OCOITO	Escuela "Crepe", carretera Chilpancingo-Acapulco-Ocotito, Guerrero
PAPN	PAPANOA	Escuela Primaria "Sor Juana Inés de la Cruz", Papanoa, Guerrero
PETA	PETATLAN	Atrás de la Bodega de Materiales en Petatlán, Guerrero
PTQL	PETAQUILLAS	Deshuesadero de automóviles, Petaquillas, Guerrero. Cerca de Chilpancingo
RIXC	RIIS, TUXTLA GIZ	Universidad Autónoma de Chiapas (UNACH), Tuxtla Gutiérrez, Chiapas
SLUI	SAN LUIS DE LA LOMA	Casa particular, familia Torrez Leyva, San Luis de la Loma, Guerrero
SMR2	SAN MARCOS	Escuela Primaria a 7 km de San Marcos, Guerrero
SUCH	EL SUCHIL	Taller Mecánico en el Suchil, Guerrero
TEAC	TEACALCO	Escuela Primaria en Teacalco, Guerrero
INLP	TONALAPA DEL SUR	Escuela "Francisco I. Madero", Tonalapa del Sur, Guerrero
UNIO	LA UNION	Escuela Secundaria Técnica #37, La Unión, Guerrero
VIGA	LAS VIGAS	Instalaciones SARH, en las Vigas, Guerrero
VNTA	LA VENTA	Poblado La Venta, a 2 km de Ciudad Renacimiento, Acapulco, Guerrero.

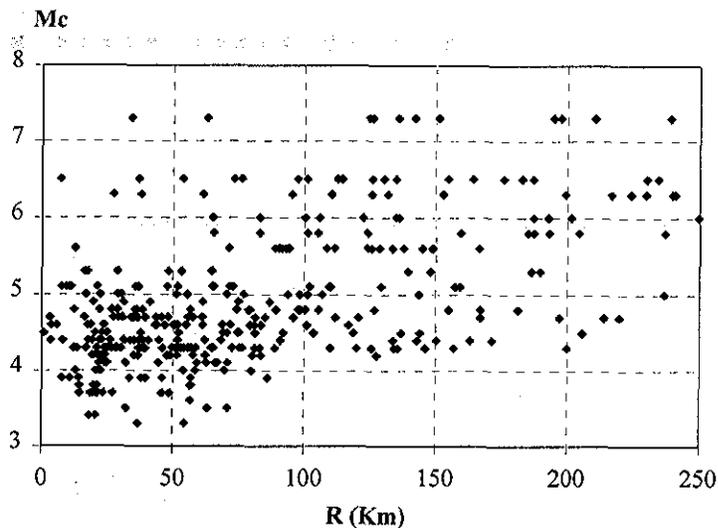


Figura 4.1. Intervalos de magnitud y distancia epicentral asociados a los registros seleccionados

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Como se comentó con anterioridad, se ha observado que las intensidades promedio de las componentes sísmicas horizontal y vertical varían dependiendo de la relación existente entre la distancia epicentral y la profundidad focal, y en la zona epicentral generalmente la intensidad de la componente vertical resulta igual o incluso mayor que la horizontal. Para ilustrar lo anterior se grafica la variación de la relación de aceleraciones máximas del terreno de la componente vertical (A_{gv}) entre la horizontal (A_{gh}) con la distancia epicentral (R) de los registros seleccionados (Figura 4.2); se ilustra también el efecto de la magnitud con dicha relación al graficar a éstas para diferentes intervalos de magnitudes, y se observa que al menos para estos datos no existe una relación clara de la variable estudiada con la distancia y la magnitud; sin embargo, llama la atención que el promedio de todos los datos es 0.8, valor propuesto por varios autores para dicha relación en sitios muy cercanos a la falla (Anderson, 1990; Iwan, 1994).

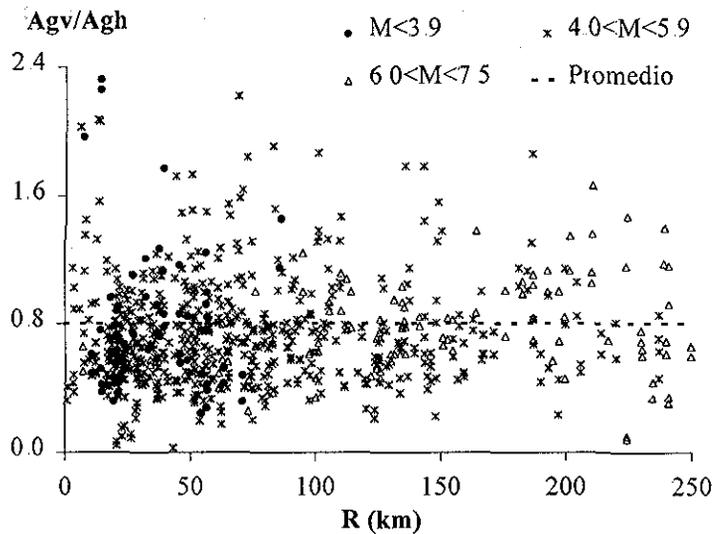


Figura 4.2. Variación de la relación de aceleraciones máximas del terreno de la componente vertical entre la horizontal con la distancia epicentral de 760 registros

No obstante la gran dispersión observada con la distancia y la magnitud, se ajustan dichos cocientes usando un modelo de atenuación. A partir de esta expresión se obtienen curvas para diferentes magnitudes y distancia y se comparan con los cocientes de aceleración máxima del terreno de la componente vertical entre la horizontal asociados a los registros (Figura 4.3) Cabe mencionar que dicha expresión no presenta inconsistencias físicas, aunque está limitada por la gran dispersión que presenta dicha variable y por lo tanto debe ser aplicada con reserva.

$$\frac{A_{gv}}{A_{gh}} = 0.8 \left[\text{Exp} \left(\frac{M}{15} - \frac{\ln(R+25)}{12} - \frac{R}{700} \right) \right]$$



(4.1)

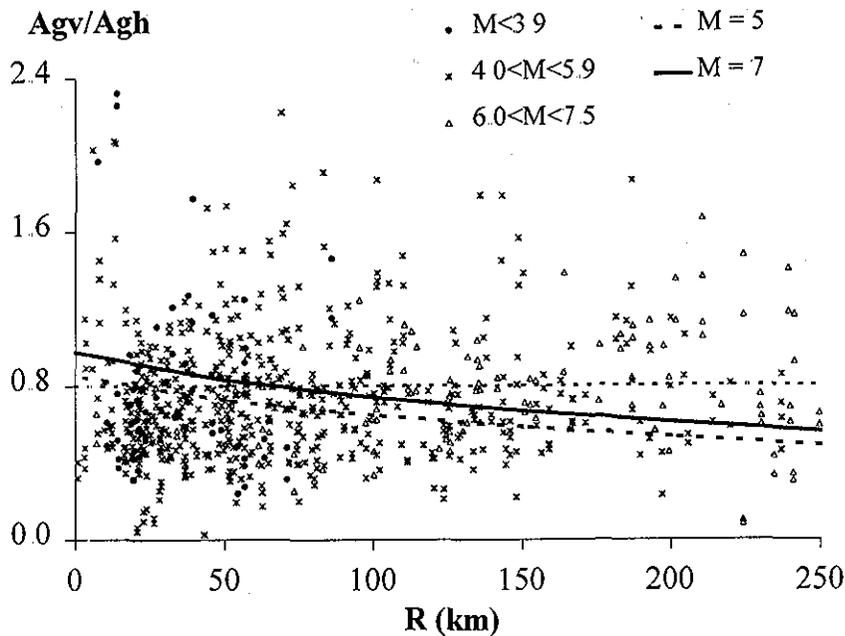


Figura 4.3. Comparación de cocientes de aceleración máxima del terreno de la componente vertical entre la horizontal de 760 registros, y curvas obtenidas para diferentes magnitudes con la expresión propuesta

Enseguida se estudia para una familia de osciladores de un grado de libertad ($\xi=5\%$), la variación del cociente de los máximos desplazamientos relativos calculados con la componente vertical (V) entre los correspondientes calculados con la componente horizontal (H). En la Figura 4.4, se grafican sólo cinco de los registros seleccionados y se observa una gran dispersión con los datos; sin embargo, nuevamente se destaca que para la muestra en estudio, el promedio de los 760 cocientes espectrales para cada periodo entre 0 y 1s, oscila alrededor de 0.8. La variación fuerte en la muestra estudiada obedece a lo complejo que son los procesos sismogénicos asociados a cada registro. Los resultados observados hay que tomarlos con reserva debido a que en ocasiones, sobre todo en registros de pequeña intensidad, el cociente tiende a ser grande para periodos altos; sin embargo, la amplitud de las aceleraciones espectrales en esos periodos es pequeña, y por lo tanto el cociente alto no es consecuencia de una componente vertical intensa.

En la Figura 4.5 i, se ilustran los espectros de respuesta de pseudoaceleraciones ($\xi=5\%$) de diez registros característicos cuya distancia epicentral de acuerdo a la Tabla 4.2 es menor a 85 km. De dichos registros, destacan por su alta intensidad los correspondientes a las estaciones Islas Agrarias (IAGS791015), Victoria (VIC800609) y Volcán Cerro Prieto (VCPS870207), registros que de acuerdo a la Tabla 4.2 presentan la distancia epicentral y profundidad focal más corta y cuyas estaciones se ubican en el Valle de Mexicali, Baja California Norte (Figura 4.5 ii).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En la Figura 4.6 se obtienen, para los diez registros seleccionados y dos registros característicos de la ciudad de México (Tabla 4.2), el cociente de los espectros de respuesta ($\xi=5\%$) de desplazamientos de la componente vertical entre el correspondiente horizontal. Dicho cociente espectral también muestra una alta dispersión con los datos, aunque se distingue que en general, su mayor amplitud se presenta en periodos bajos. En algunos casos, el cociente tiende a crecer para periodos altos, sin embargo como se comentó en el párrafo anterior, la amplitud de las aceleraciones espectrales en esos periodos es pequeña, y por lo tanto el cociente alto no es consecuencia de una componente vertical intensa; ejemplo de ello, son los resultados del registro CU850919 en la Figura 4.6.L.

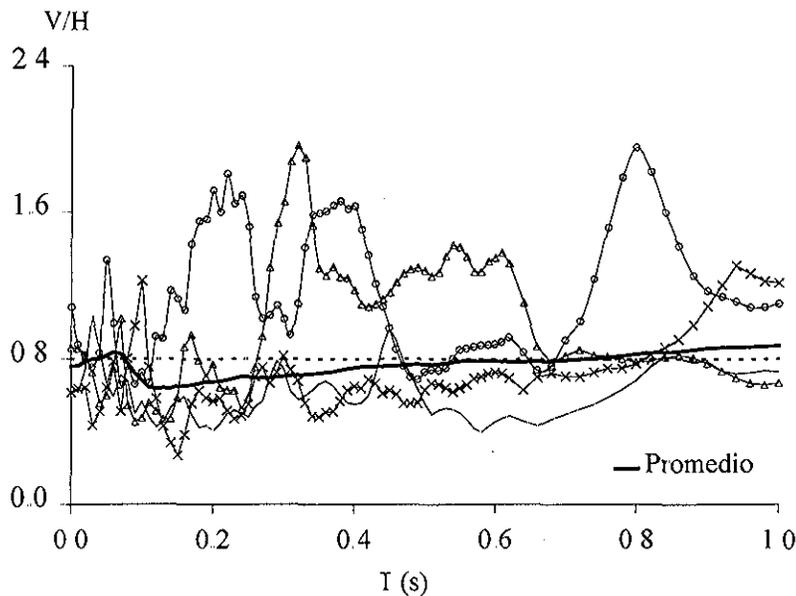


Figura 4.4. Cociente espectral de desplazamientos ($\xi=5\%$) de algunos registros seleccionados (líneas delgadas) y el promedio de 766 registros (línea gruesa)

Tabla 4.2. Información de doce registros seleccionados

REGISTRO	M	R	H	D	SUELO	SITIO
VCPS870207	5.4	6	6	8	Rocas volcánicas	Valle de Mexicali, Baja California
IAGS791015	6.6	3	10	10	Sedimentos (aluvión)	Valle de Mexicali, Baja California
VICS800609	6.1	10	12	15	Sedimentos (aluvión)	Valle de Mexicali, Baja California
COPL931025	6.6	7	19	20	Roca	Copala, Guerrero
CALE850919	8.1	21	15	25	Roca	Caleta de Campos, Michoacán
CALE970111	6.9	30	16	40	Roca	Caleta de Campos, Michoacán
BALC941210	6.3	38	20	43	Roca	El Balcón, Guerrero
ACAC890425	6.9	56	15	58	Arena, limo, arcilla	Acapulco, Guerrero
ZACA850920	8.1	84	15	86	Arcilla compacta	Zacatula, Michoacán
RIXC951021	6.5	54	98	112	Calizas	Tuxtla Gutiérrez, Chiapas
CU01850920	8.1	436	15	436	Roca	México DF
SCT1850920	8.1	442	15	442	Arcilla	México DF

M: Magnitud; R: Distancia epicentral en km; H: Profundidad focal en km; D: Distancia hipocentral en km.

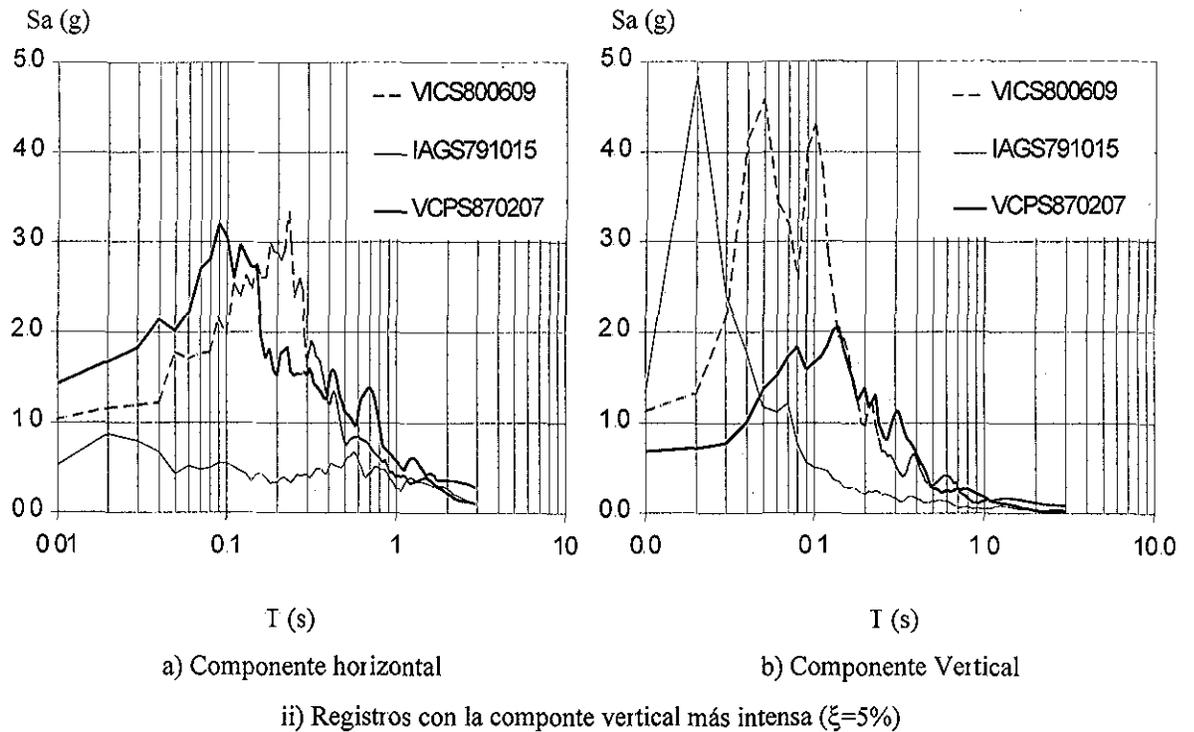
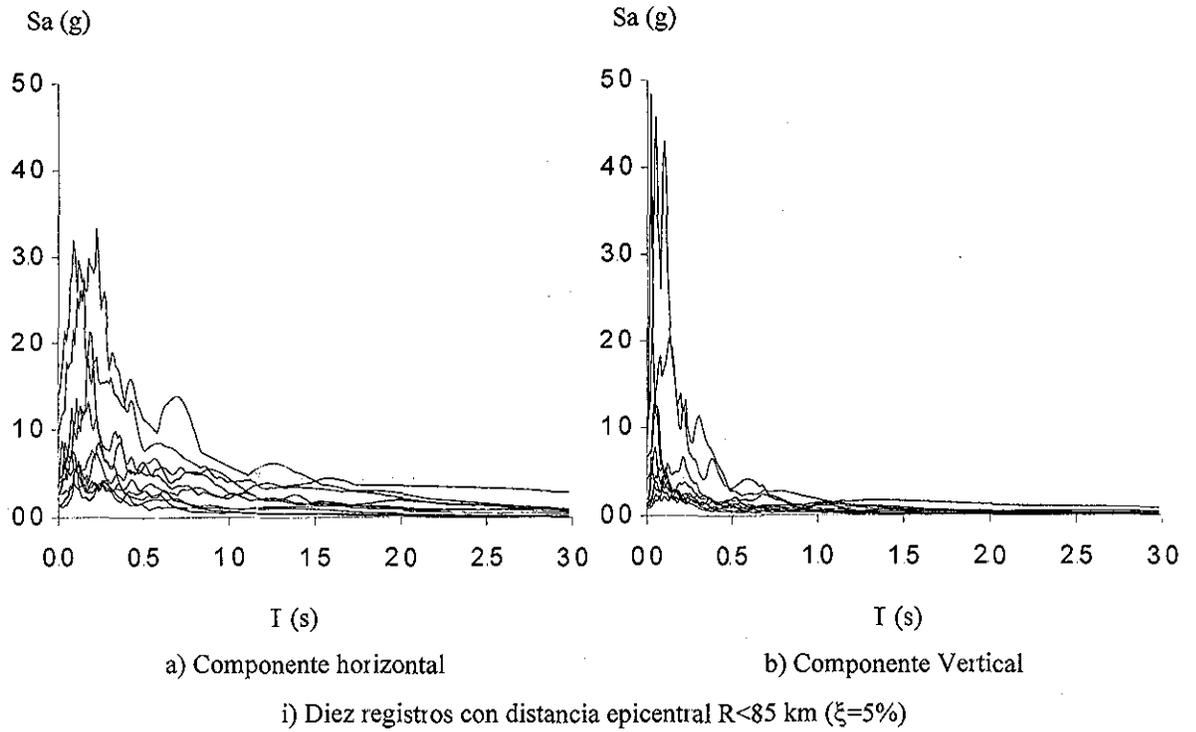


Figura 4.5. Espectros de respuesta de pseudoaceleración de registros con distancia epicentral $R < 85$ km

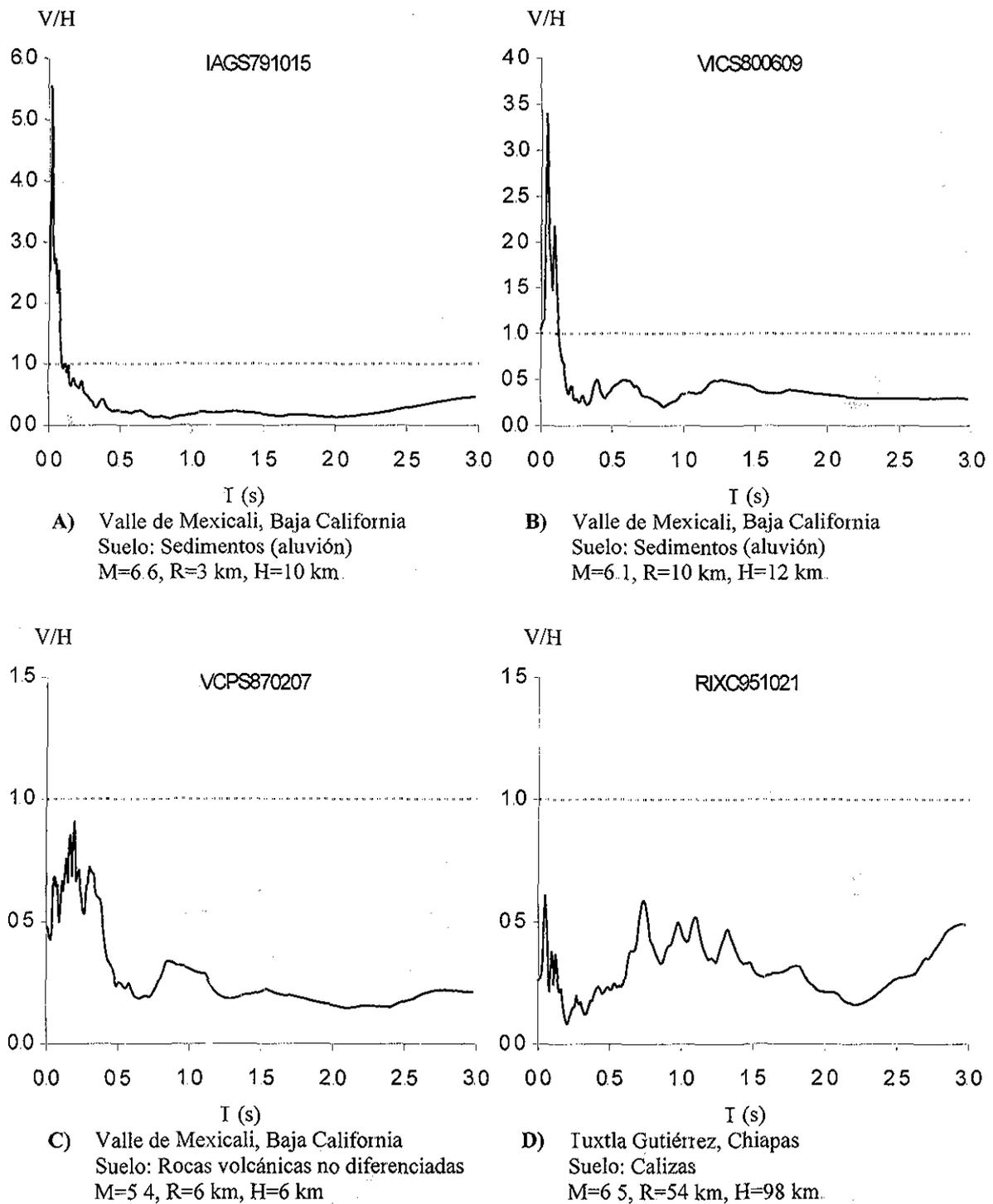


Figura 4.6. Cociente espectral de desplazamientos ($\zeta=5\%$) de la componente vertical entre la horizontal de algunos registros seleccionados

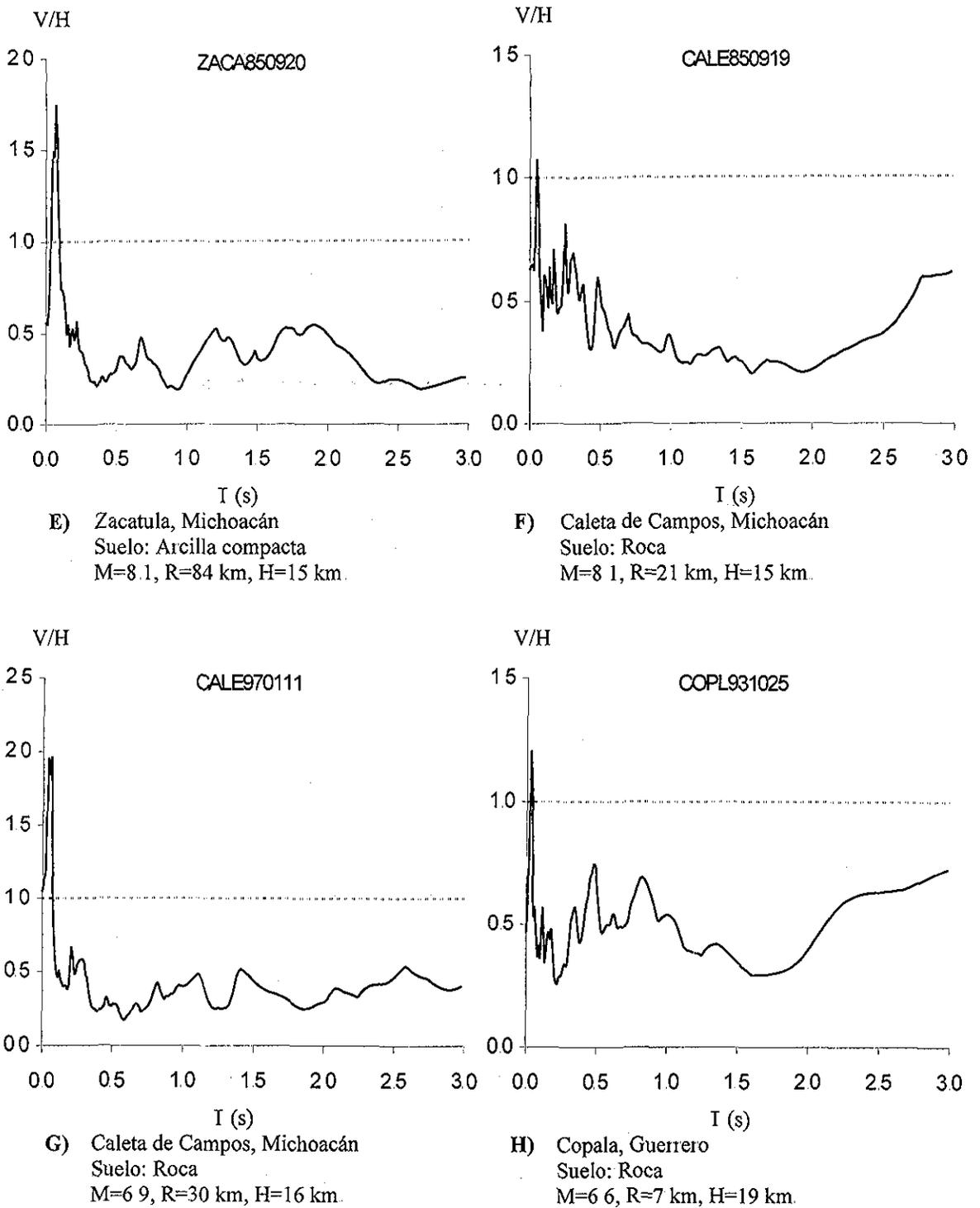


Figura 4.6. Cociente espectral de desplazamientos ($\xi=5\%$) de la componente vertical entre la horizontal de algunos registros seleccionados (Continuación).

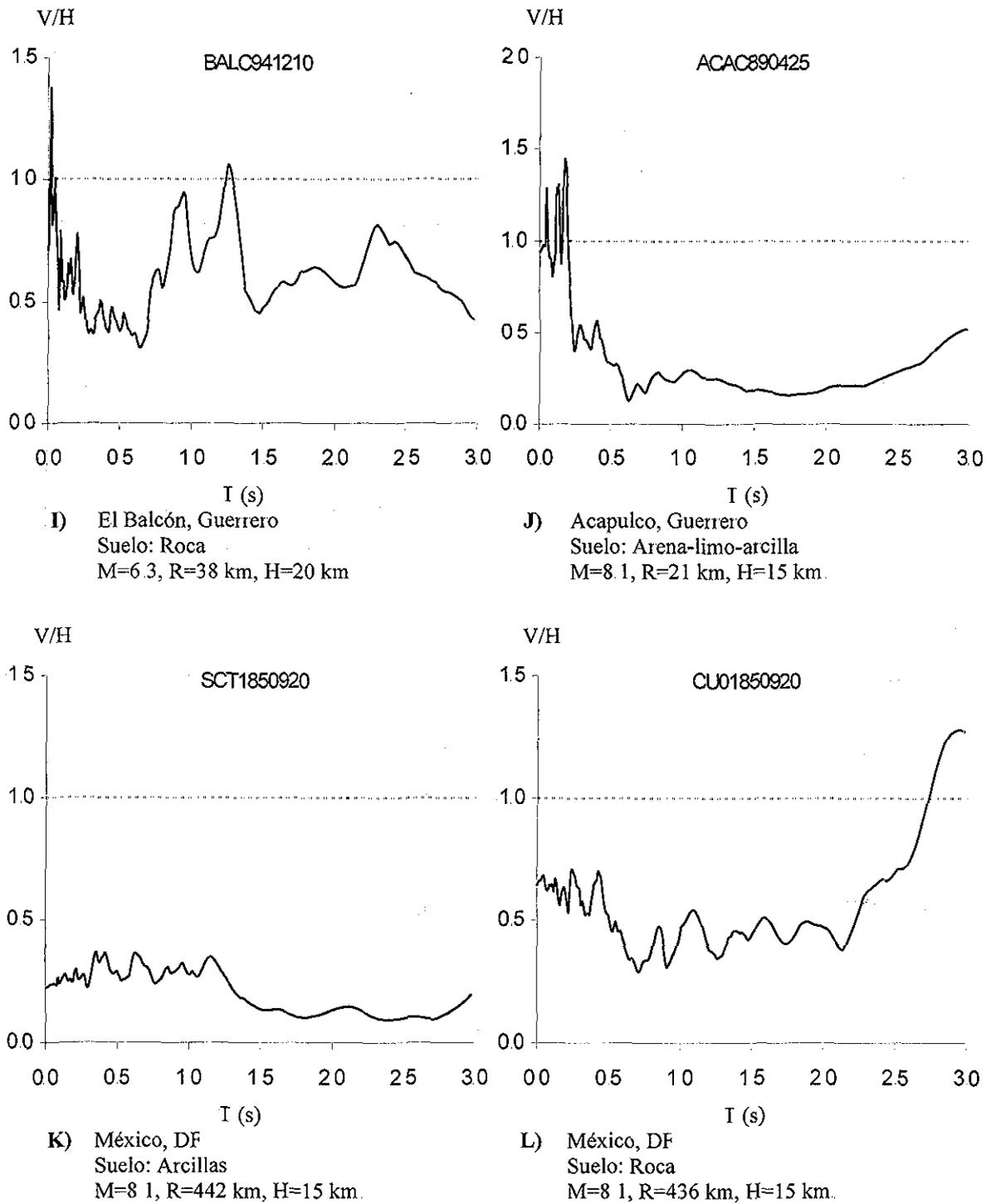


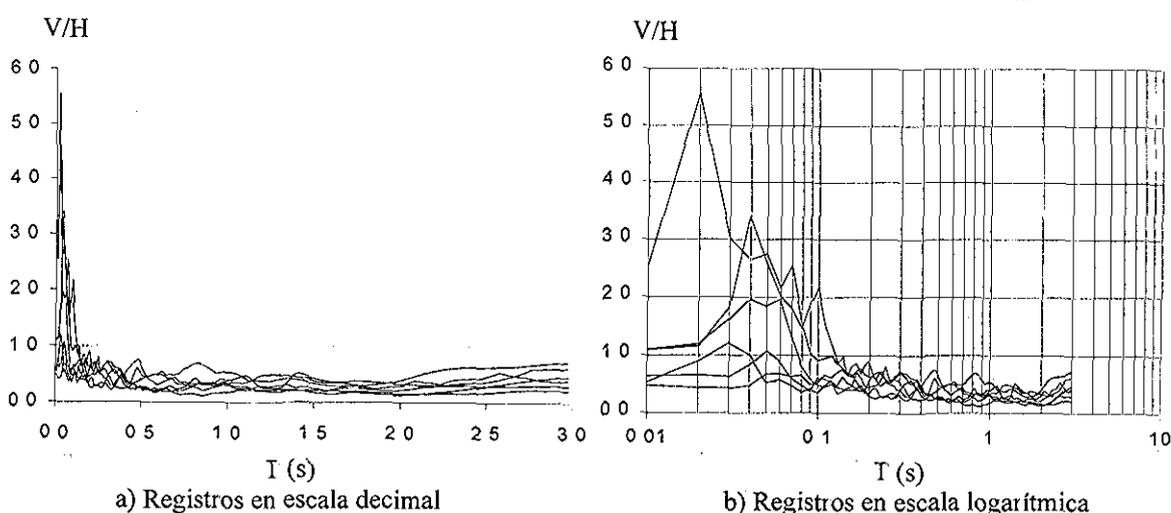
Figura 4.6. Cociente espectral de desplazamientos ($\xi=5\%$) de la componente vertical entre la horizontal de algunos registros seleccionados (Continuación).

Para evitar combinar registros de diferentes mecanismos y procesos sismogénicos, se grafican los cocientes espectrales asociados a seis sismos epicentrales (Figura 4.7 a y 4.7 b), considerando a éstos con una distancia epicentral máxima de 30 km. De acuerdo a varios autores (Ambraseys *et al.*, 1995; Singh, 1995; Hudson *et al.*, 1996; Bozorgnia *et al.*, 1996; Papazoglou *et al.*, 1996; Elnashai, 1997), estos registros son los que pueden ser más dañinos debido a una componente vertical intensa.

Como se observa (Figura 4.7: a, b), además que la forma es más consistente al menos para esta pequeña muestra de seis registros, únicamente para periodos muy cortos la componente vertical es más intensa que la horizontal. En los periodos mayores a 0.5 s., el cociente espectral nunca rebasa el 40% de la ordenada espectral de la componente horizontal, y no el 67%, 75% u 80% que algunos reglamentos proponen con base en el cálculo del cociente para periodo cero.

Se obtiene el promedio de los cocientes espectrales (μ) y las desviaciones estándar (σ) asociadas (Figura 4.7.c); el promedio se ajusta a tres curvas por mínimos cuadrados (Figura 4.7: d, e, f; Ecuación 4.2: a, b, c) y a una envolvente bilineal (Figura 4.7: g, h; Ecuación 4.2.d). Se observa que los coeficientes de correlación asociados a las tres curvas de ajuste son considerablemente aceptables, aunque las desviaciones estándar más altas ocurren para periodos cortos.

La curva de mejor ajuste corresponde a la polinomial, sin embargo ésta adolece de que para periodos largos se tendrían valores físicamente inadmisibles. La curva de ajuste logarítmica, y principalmente la potencial, son físicamente inconsistentes para valores de periodo que tienden a cero. La envolvente bilineal subestima la ordenada para periodo largo ($T > 1s$), no obstante que cubre la mayoría de los casos reales y prácticos de vigas y edificios convencionales. Las curvas de ajuste propuestas, son estrictamente aplicables al intervalo de periodos que les dieron origen ($0.1s < T < 3s$).



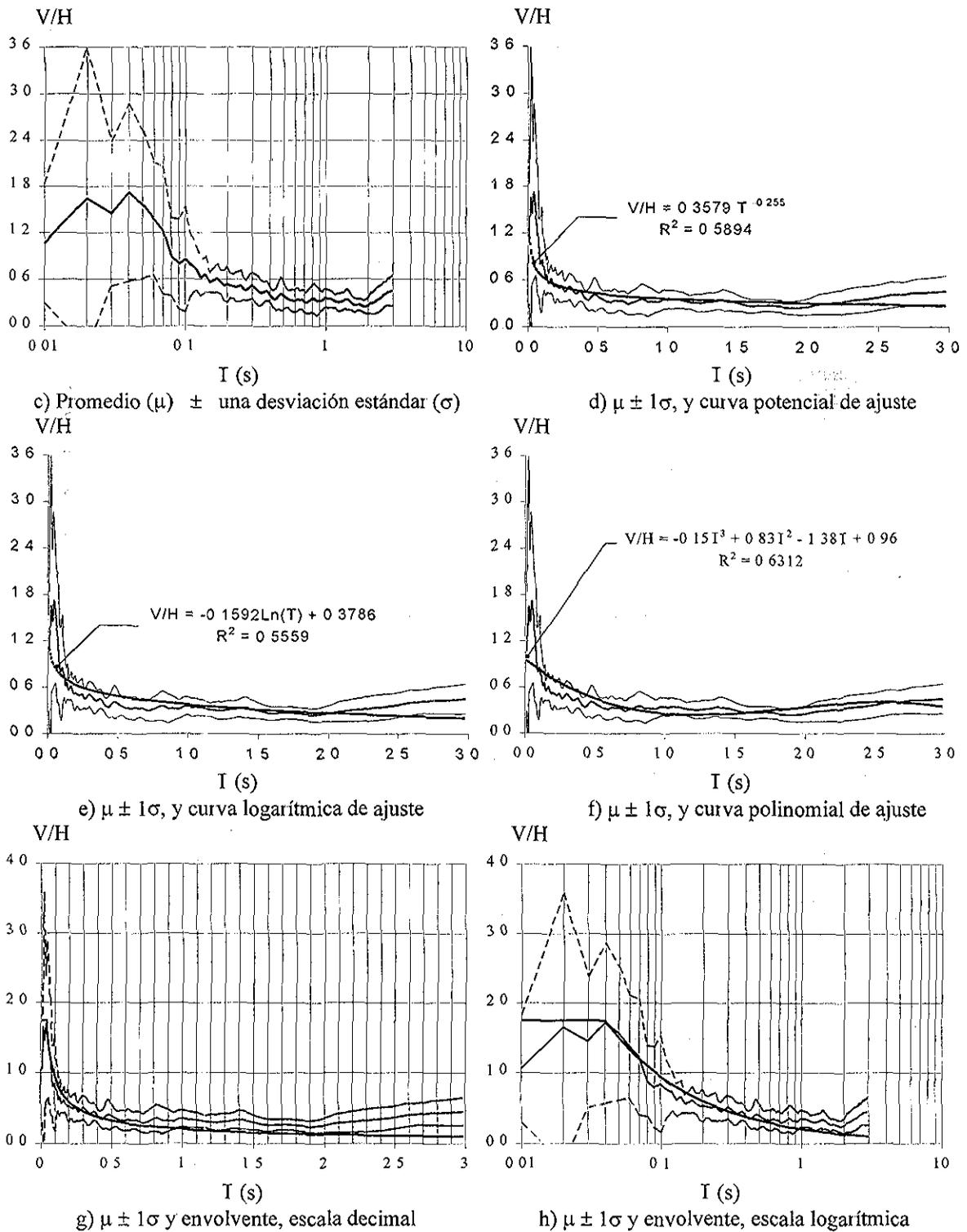


Figura 4.7. Variación de la relación espectral de la componente vertical entre la horizontal con el periodo de los registros con distancia epicentral $R < 30 \text{ km}$

$$\frac{V(T)}{H(T)} = 0.3579 T^{-0.255} \quad (4.2 a)$$

$$\frac{V(T)}{H(T)} = -0.1592 \ln(T) + 0.3786 \quad (4.2 b)$$

$$\frac{V(T)}{H(T)} = -0.15T^3 + 0.83T^2 - 1.38T + 0.96 \quad (4.2 c)$$

$$\frac{V(T)}{H(T)} = +1.75 : T \leq 0.04 \quad ; \quad \frac{V(T)}{H(T)} = +1.75 \left(\frac{0.04}{T} \right)^2 : T > 0.04 \quad (4.2 d)$$

En las expresiones anteriores, T es el periodo estructural; V y H son las ordenadas espectrales de la componente vertical y horizontal, respectivamente.

4.2 LEYES DE ATENUACIÓN

Se resumen los resultados de la obtención de funciones de atenuación para las componentes horizontal y vertical de 380 espectros elásticos de respuesta (80 periodos estructurales entre 0 y 1s. y $\xi=5\%$) asociados a los registros seleccionados de sismos con mecanismo de subducción y de estaciones ubicadas en roca.

Se obtienen los coeficientes de atenuación usando el siguiente modelo, propuesto en anteriores trabajos para la obtención de leyes de atenuación (Esteva, 1970; McGuire, 1976; Joyner y Boore, 1981; Campbell, 1985; EERI, 1989; Atkinson y Boore, 1990; Arboleda y Ordaz, 1994; Carballo, 1994; Sabetta y Pugliese, 1996; Perea, 1996; Perea y Esteva, 1999; entre otros) y que tiene su base geofísica en el modelo de fuente puntual ó ω^2 (Aki, 1967; Brune, 1979).

$$\ln [Sa(T)] = \beta_1(T) + \beta_2(T) M + \beta_3(T) \ln(R+R_0) \quad (4.3)$$

A continuación se resume brevemente la metodología de regresión, conocida como regresión en una etapa para ajustar una ley de atenuación a espectros elásticos de respuesta. El modelo puede ser escrito matricialmente de la siguiente manera:

$$\{Y\} = \{b\} [X] + \{\varepsilon\} = \{\beta\} [X] \quad (4.4)$$

$$\{Y\} = \begin{Bmatrix} \ln(Sa_1) \\ \vdots \\ \ln(Sa_i) \end{Bmatrix} \quad \{\beta\} = \begin{Bmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \\ \beta_3 \end{Bmatrix} \quad [X] = \begin{bmatrix} 1 & M_i & \ln(R_i + R_0) \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & M_i & \ln(R_i + R_0) \end{bmatrix}$$

Donde: $\{Y\}$ es el vector de logaritmos de pseudoaceleraciones (S_a) para $\xi=5\%$ y correspondientes al periodo T ; $\{\beta\}$ es el vector de estimadores de los coeficientes de atenuación sísmica $\{b\}$; $[X]$ es la matriz de parámetros de la fuente sísmica; $\{\varepsilon\}$ es el vector de residuales. Los subíndices de S_a , M y R indican el número de registros. El parámetro R_0 es el radio mínimo y ha sido incluido por varios autores a los modelos de atenuación para evitar errores numéricos (Esteva, 1970; Carballo, 1994; Sabetta y Pugliese, 1996; Perea, 1996; Perea y Esteva, 1999; entre otros); en el presente trabajo se propone $R_0 = 25$ km.

La solución matricial (Draper y Smith, 1981), para obtener los coeficientes de atenuación β y las desviaciones estándar σ asociadas, esta dada por:

$$\{\beta\} = [X[X^T X]^{-1} X^T] \{Y\} \quad (4.5) \quad \sigma = \frac{[Y[Y^T Y] - \{\beta\}[X^T X] \{Y\}]}{NGL} = \frac{[Y[Y^T Y] - \{\beta\}[X^T X] \{Y\}]}{N - N_{\alpha}} \quad (4.6)$$

Donde: NGL = número de grados de libertad = número de datos – número de coeficientes a obtener

Resolviendo las ecuaciones anteriores se obtienen los coeficientes de atenuación y las desviaciones estándar asociados a los 80 periodos considerados. Para que los coeficientes de atenuación no presenten inconsistencias físicas, el coeficiente de atenuación asociado a la magnitud (β_2) debe presentar valores positivos para que la amplitud del espectro de respuesta aumente con la magnitud; por su parte, el coeficiente de atenuación geométrica asociado al logaritmo de la distancia epicentral (β_3) debe presentar valores negativos para que la amplitud del espectro disminuya con la distancia epicentral.

Como se observa en la Figura 4.8, los valores de los coeficientes β_2 y β_3 para ambas componentes no presentan inconsistencias físicas; además, se observa que los valores de dichos parámetros son similares, lo cual indica que la influencia en la amplitud espectral de la magnitud, y en menor grado la distancia, es la misma para ambas componentes y que son los efectos de sitio, considerados en el valor del coeficiente β_1 , los que principalmente controlan las diferencias en ambas amplitudes espectrales. Con base en esta última observación, se propone estimar los espectros de ambas componentes con el promedio de los parámetros β_2 y β_3 calculados para cada una de ellas (Figura 4.9)

A fin de estimar con mayor simplicidad el espectro elástico de respuesta de pseudoaceleraciones ($\xi=5\%$), se ajustan los coeficientes de atenuación obtenidos a curvas de polinomios de sexto grado como función del periodo (Ecuación 4.7). En la Tabla 4.3, se presentan los coeficientes de ajuste para obtener los parámetros de atenuación, así como sus correspondientes coeficientes de determinación asociados.

$$\beta_i = aT^6 + bT^5 + cT^4 + dT^3 + eT^2 + fT + g \quad (4.7)$$

Tabla 4.3. Coeficientes del polinomio (Ecuación 3.2) para obtener parámetros de atenuación

β_i	a	b	c	d	e	f	g	r^2
β_h	-812.085	+2683.81	-3426.664	+2099.61	-602.354	+47.408	+6.2733	0.997
β_v	-842.132	+2747.38	-3453.624	+2071.49	-571.548	+37.725	+5.7211	0.993
β_2	+28.2347	-97.7463	+132.551	-88.1438	+28.180	-2.3608	+0.6933	0.999
β_3	+105.584	-340.844	+419.968	-242.063	+61.0096	-2.5613	-1.6080	0.986

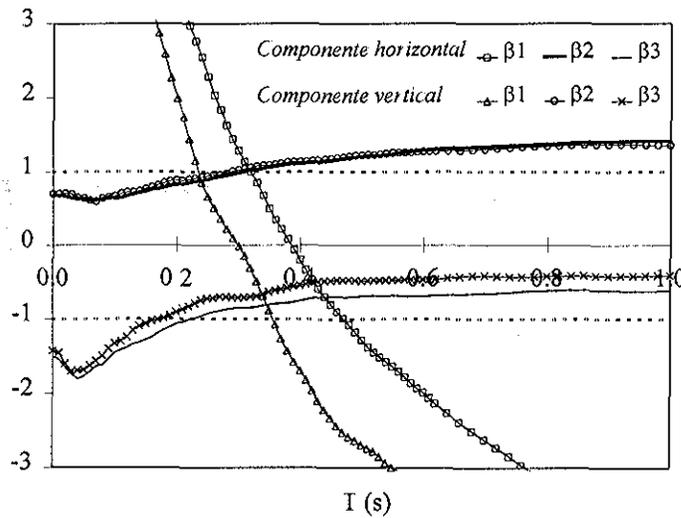


Figura 4.8. Coeficientes de atenuación obtenidos con el primer modelo para ambas componentes.
 $\ln(Sa) = \beta_1 + \beta_2 M + \beta_3 \ln(R+25)$

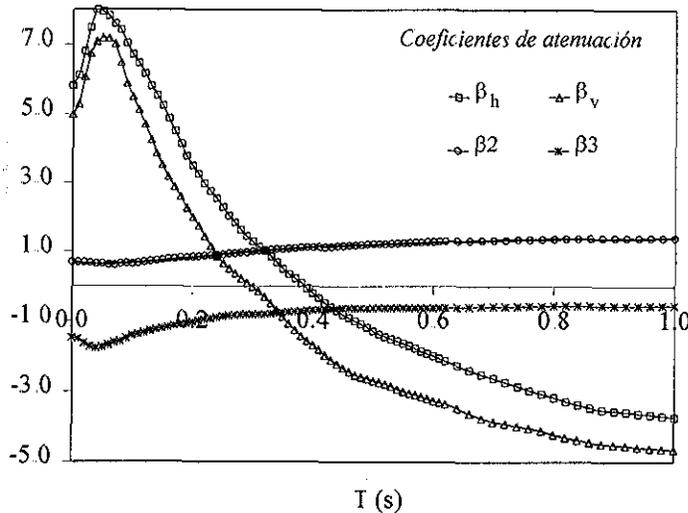


Figura 4.9. Coeficientes de atenuación propuestos para ambas componentes.
 $\ln(Sa^H) = \beta_h + \beta_2 M + \beta_3 \ln(R+25)$, $\ln(Sa^V) = \beta_v + \beta_2 M + \beta_3 \ln(R+25)$

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

El coeficiente de determinación (r^2) es una medida estadística que cuantifica la bondad del ajuste en el modelo de regresión a un conjunto de datos, y representa la fracción de la variación en la muestra de los valores de intensidad que explica la ecuación de predicción de los cuadrados mínimos; así, $r^2=0$ representa ajuste nulo de los datos con el modelo, mientras $r^2=1$ representa ajuste perfecto de los datos con el modelo. El hecho de que r^2 sea una medida estadística de la muestra significa que se puede emplear para hacer inferencias acerca de la utilidad de todo el modelo para predecir valores de intensidad en cada conjunto de las variables independientes

Las desviaciones estándar (σ) asociadas al ajuste de las funciones de atenuación de las componentes horizontal y la vertical, se presentan en la Figura 4.10, las cuales varían entre 0.83 y 0.98 para el intervalo de periodos analizados. Los coeficientes de determinación (r^2) correspondiente al ajuste de las funciones de atenuación de las componentes horizontal y la vertical, se muestran en la Figura 4.11, los cuales varían entre 0.30 y 0.64 para el intervalo de periodos analizados. Las desviaciones estándar y los coeficientes de determinación calculados, muestran una gran dispersión de los datos y un ajuste bajo de los coeficientes con el modelo de atenuación, principalmente para periodos cortos.

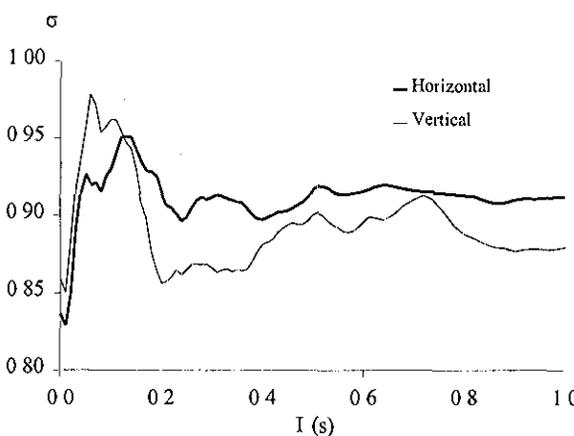


Figura 4.10. Desviaciones estándar

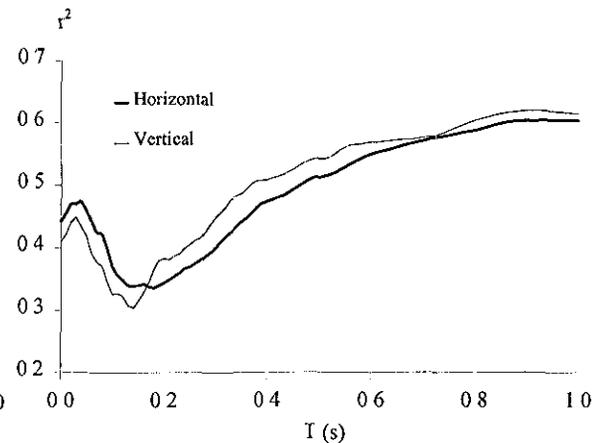


Figura 4.11. Coeficientes de determinación

Las altas desviaciones y el ajuste bajo con los datos obtenidos en este trabajo utilizando leyes de atenuación, obedecen a lo complejo de los procesos sismogénicos, aunado a la selección de registros con características sismogénicas distintas, con parámetros de fuente magnitud y distancia acotado en sus intervalos, y a la omisión de otras variables de influencia: profundidad focal, distinción entre registros de actividad de fondo y característicos, efectos de trayectoria, efectos de sitio, etc. Futuros trabajos encaminados a estimar espectros elásticos de respuesta con leyes de atenuación, deberán considerar dichas recomendaciones a fin de obtener mejores predicciones.

4.3 PREDICCIÓN DE INTENSIDADES ESPECTRALES

En la Figura 4.12, se comparan los espectros de respuesta ($\xi=5\%$) de la componente vertical de los registros de campo libre con los estimados de leyes de atenuación y del escalamiento del espectro horizontal por el factor $2/3$ (propuesta reglamentaria RCEG-90 y MDOC-93) y por los factores dependientes del periodo propuestos en las ecuaciones 4.2.a y 4.2.d. Como se observa en dichas gráficas, los espectros verticales obtenidos con las funciones de atenuación, debido a las altas desviaciones no presentan un buen ajuste en general. Tampoco, como se comentó en capítulos previos, se obtienen predicciones correctas de multiplicar el espectro horizontal por un factor de escala constante con el periodo. Por su parte, la obtención del espectro vertical a partir del producto del espectro horizontal por un factor de escala dependiente del periodo presenta predicciones razonables, excepto en algunos casos para periodo corto donde se distinguen las mayores desviaciones.

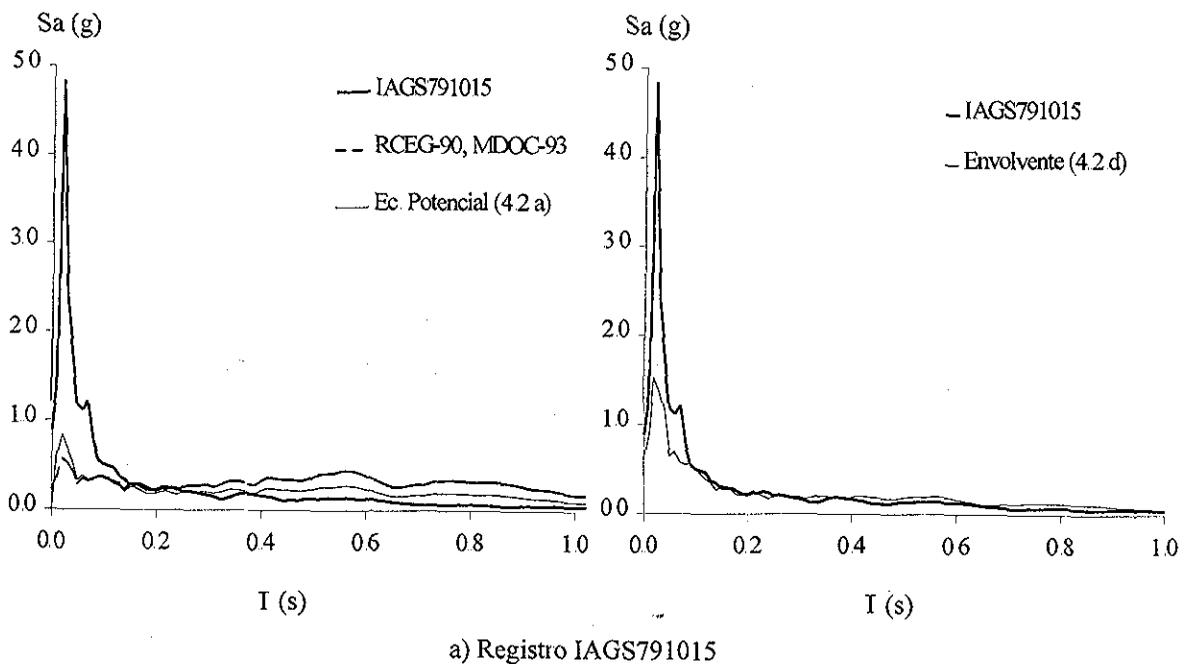


Figura 4.12. Comparación del espectro vertical asociado al registro de campo libre con los estimados por varios métodos

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

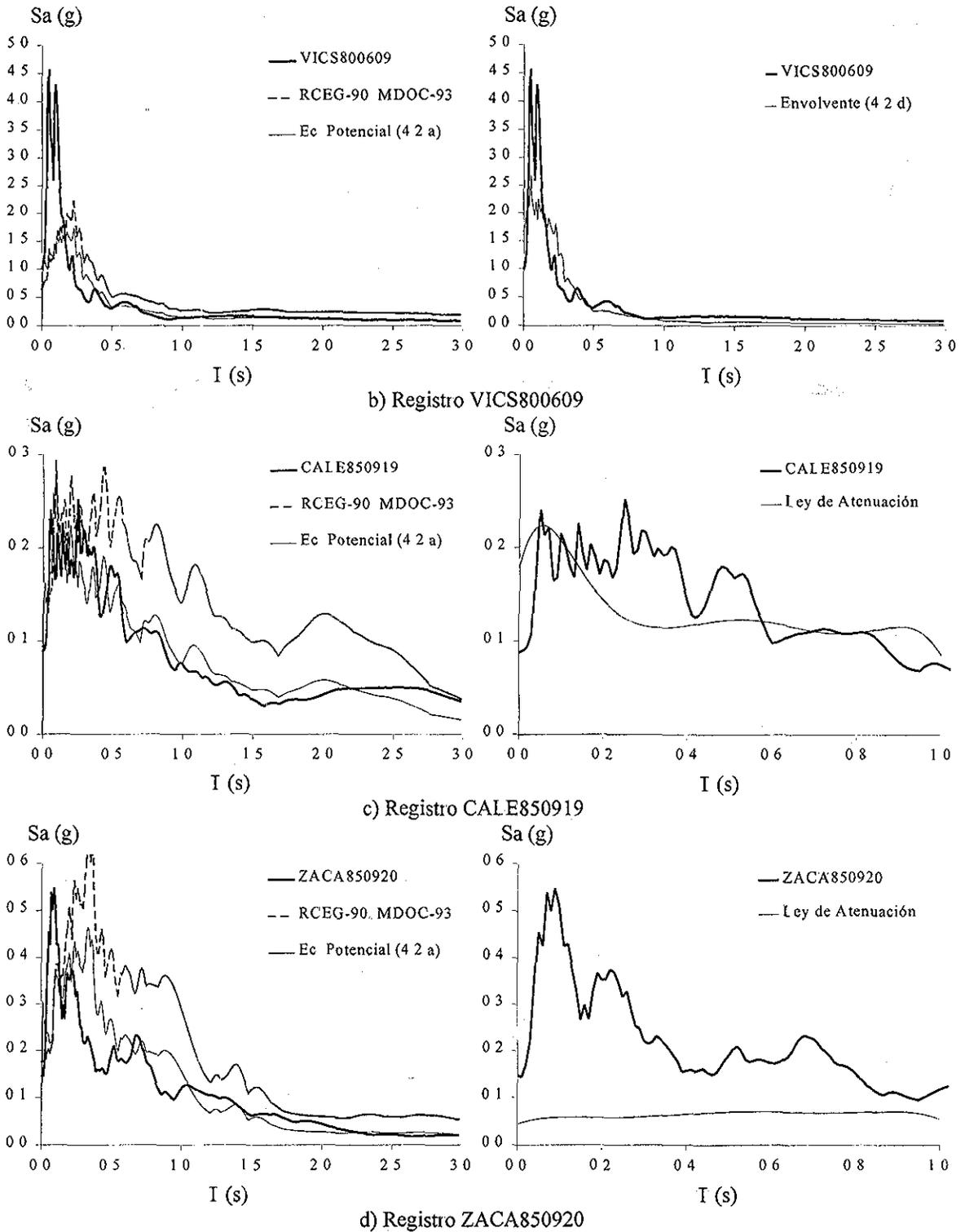


Figura 4.12. Comparación del espectro vertical asociado al registro de campo libre con los estimados por varios métodos (continuación).

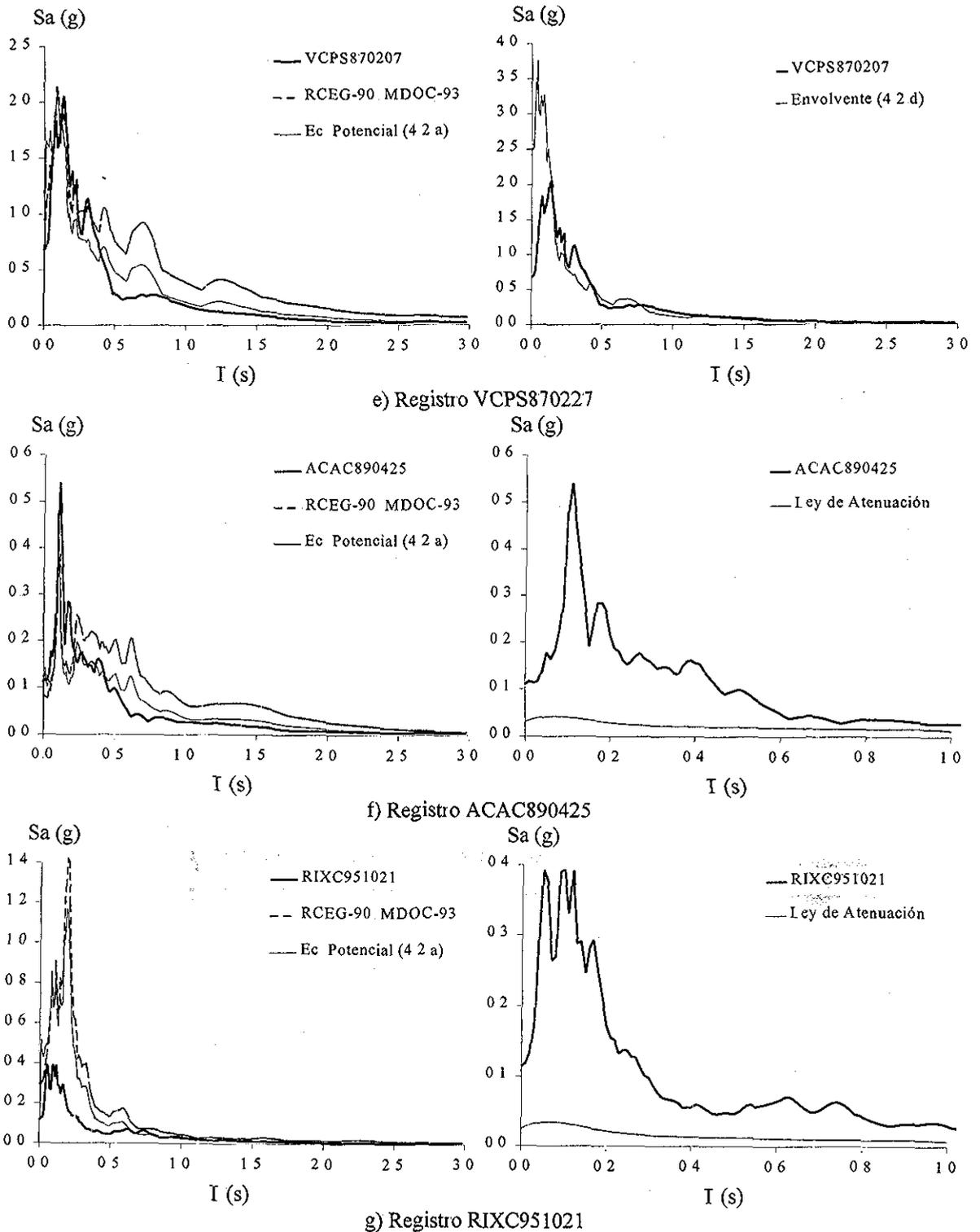


Figura 4.12. Comparación del espectro vertical asociado al registro de campo libre con los estimados por varios métodos (continuación).

En resumen, la relación entre la componente vertical y la horizontal presenta grandes dispersiones; sin embargo, es claro que su amplitud es función del contenido de frecuencias, con valores altos en periodos bajos y decreciente para periodos altos. Se exceptúan los casos en que la amplitud de las aceleraciones espectrales en dichos periodos son pequeños, lo que implica que el cociente alto no es consecuencia de una componente vertical intensa. Se ha comentado que el factor de escala que aplica convencionalmente para obtener el espectro vertical a partir del horizontal, es consecuencia de las relaciones entre ambas componentes en aceleraciones máximas del terreno o para periodo cero. Con la propuesta de escalar el espectro horizontal por un factor dependiente del periodo se obtendría un espectro vertical más realista y transparente; sin embargo, faltaría verificar el ajuste con más datos. No obstante, los registros epicentrales seleccionados y que dieron origen a los factores de escala propuestos son todos registros característicos con un contenido energético alto para ambas componentes.

Llama la atención que los espectros de respuesta ($\xi=5\%$) correspondientes a los registros con la componente vertical más intensa en pseudoaceleraciones (Figura 4.5 ii) y desplazamientos, corresponden a las estaciones Islas Agrarias (IAGS791015), Victoria (VIC800609) y Volcán Cerro Prieto (VCPS870207), registros que de acuerdo a la Tabla 4.2 presentan la distancia epicentral y profundidad focal más corta y cuyas estaciones se ubican en el Valle de Mexicali, Baja California Norte. Futuros trabajos deberán encaminarse a estudiar con detalle implicaciones en la respuesta dinámica del suelo y la estructura con registros similares, es decir, registros de sismos superficiales cercanos a la fuente.

En la Figura 4.13, a manera de ilustración, se muestra el espectro vertical propuesto para la zona firme del RCEG (1990) y para edificios en la zona sísmica D del MDOC (1993), además de los espectros verticales obtenidos con el producto del espectro horizontal por los factores de escala dependientes del periodo propuestos en la ecuación 4.2. De la observación de dicha gráfica, resulta evidente que la propuesta reglamentaria actual para el estado de Guerrero y zona D del MDOC es conservadora para estructuras diseñadas con periodos verticales mayores a 0.2s, no obstante que un gran número de estructuras pueden tener un periodo vertical dentro del intervalo entre 0.0 y 0.2s, donde la propuesta reglamentaria es insuficiente.

Otra metodología no explorada en el presente trabajo, es obtener en forma directa para algún sitio específico de interés el espectro elástico de diseño vertical con la envolvente de los espectros elásticos de respuesta de aceleraciones verticales asociados a registros característicos y congruente con el peligro sísmico del sitio. Futuros trabajos podrían encaminarse en este sentido, y en estudiar algunos conceptos que aún no quedan bien definidos: diferencias en las características dinámicas estructurales para vibración horizontal y vertical (amortiguamiento, disipación por comportamiento inelástico), etc.

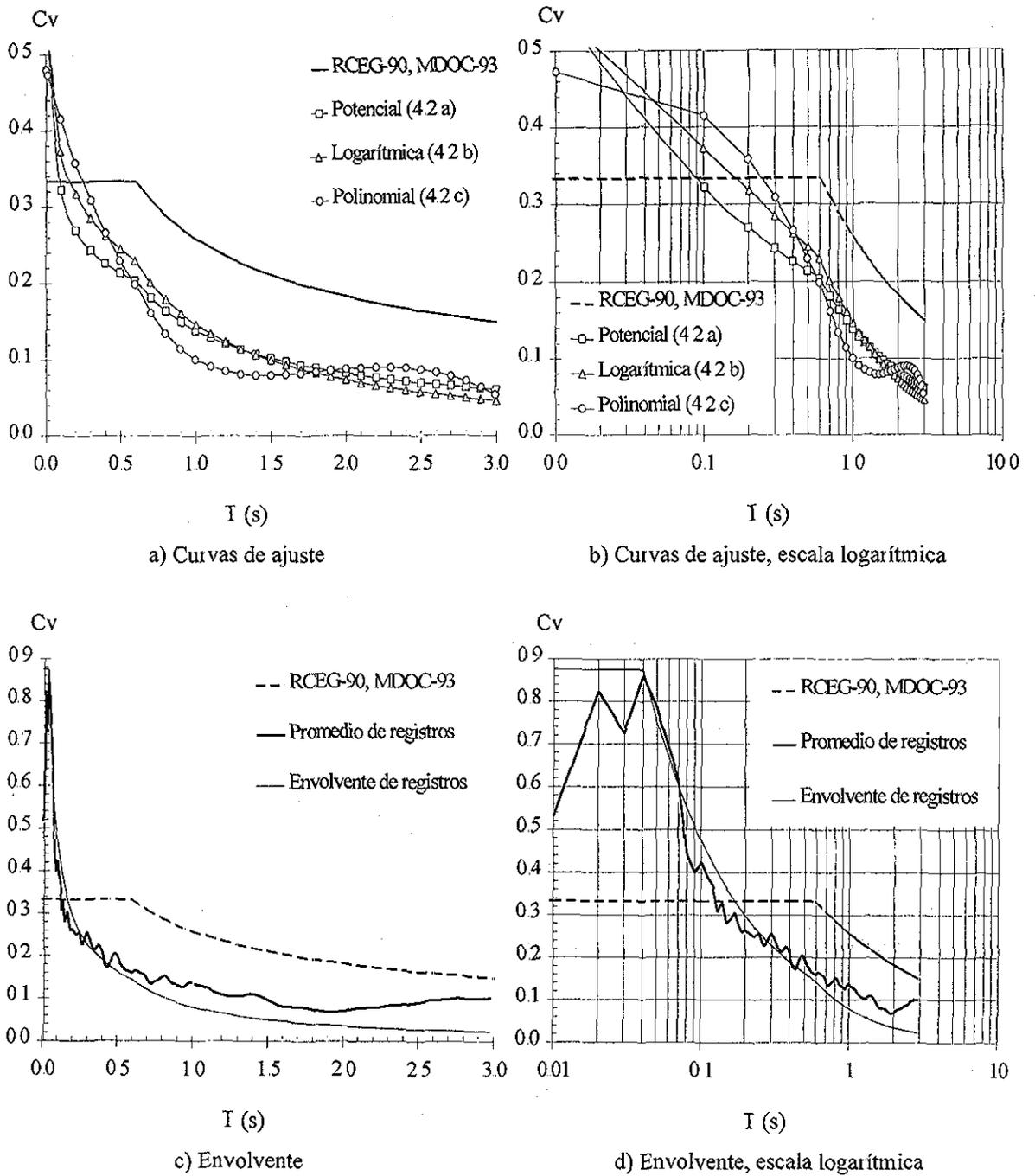


Figura 4.13. Comparación del espectro de diseño vertical propuesto en el RCEG y el MDOC con los obtenidos del producto del espectro de diseño horizontal por factores de escala dependientes del periodo

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

4.4 AMPLIFICACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO ESTÁTICO

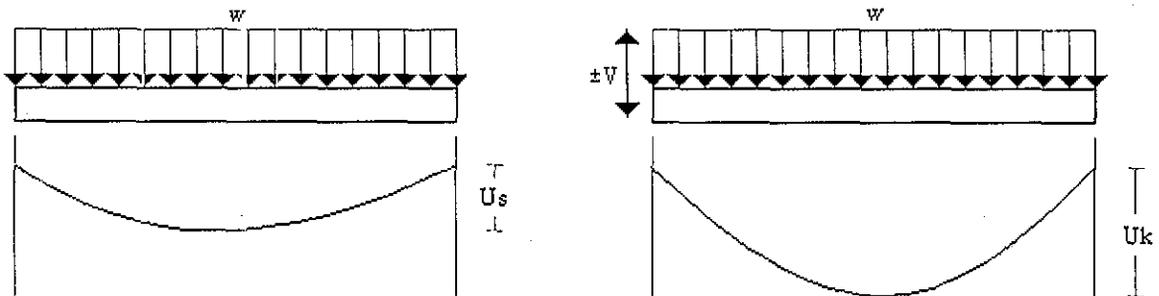
A continuación se calcula para una familia de osciladores de un grado de libertad ($\xi=5\%$), el máximo desplazamiento del sistema sujeto a la carga estática gravitacional y la aceleración vertical (U_k) normalizado con el máximo desplazamiento del sistema sujeto a la carga estática gravitacional (U_s), citado en este trabajo como el factor de amplificación del desplazamiento estático (FADE). Con base en principios básicos de dinámica estructural, el FADE se obtiene a partir del cálculo de las siguientes expresiones

$$U_s = \frac{mg}{k} = \frac{g}{\omega^2} \tag{4.8}$$

$$U_k = U_s + S_d \tag{4.9}$$

$$FADE = \frac{U_k}{U_s} = 1 + \frac{S_d \omega^2}{g} = 1 + \frac{S_a}{g} \tag{4.10}$$

En las expresiones anteriores, U_s es el desplazamiento máximo del sistema sujeto a la carga estática gravitacional (Figura 4.14 a); U_k es el desplazamiento máximo del sistema sujeto a la carga estática gravitacional y la aceleración vertical (Figura 4.14 b); S_d y S_a son respectivamente las máximas respuestas en desplazamiento y pseudoaceleración del sistema sujeto a la aceleración vertical; ω y k , son la frecuencia y la rigidez elástica del oscilador, respectivamente; g es la constante de gravedad



a) Deformada debida a carga estática gravitacional

b) Deformada debida a cargas estática y dinámica vertical

Figura 4.14. Esquematzación de U_s y U_k para el cálculo del factor del desplazamiento estático

En la Figura 4.15, se muestra los factores de amplificación obtenidos para diez registros característicos con distancia epicentral menor a 85 km. Como se observa, las amplificaciones mayores en la componente vertical se presentan en periodos bajos, mientras que para periodos mayores a 0.45s el factor de amplificación del desplazamiento estático nunca rebasa valores de 1.4.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

De los diez registros seleccionados, nuevamente destacan por la alta amplificación del desplazamiento estático que producen los registros correspondientes a las estaciones Islas Agrarias (IAGS791015), Victoria (VIC800609) y Volcán Cerro Prieto (VCPS870207), registros que de acuerdo a la Tabla 4.2 presentan la distancia epicentral y profundidad focal más corta y cuyas estaciones se ubican en el Valle de Mexicali, Baja California Norte (Figura 4.16).

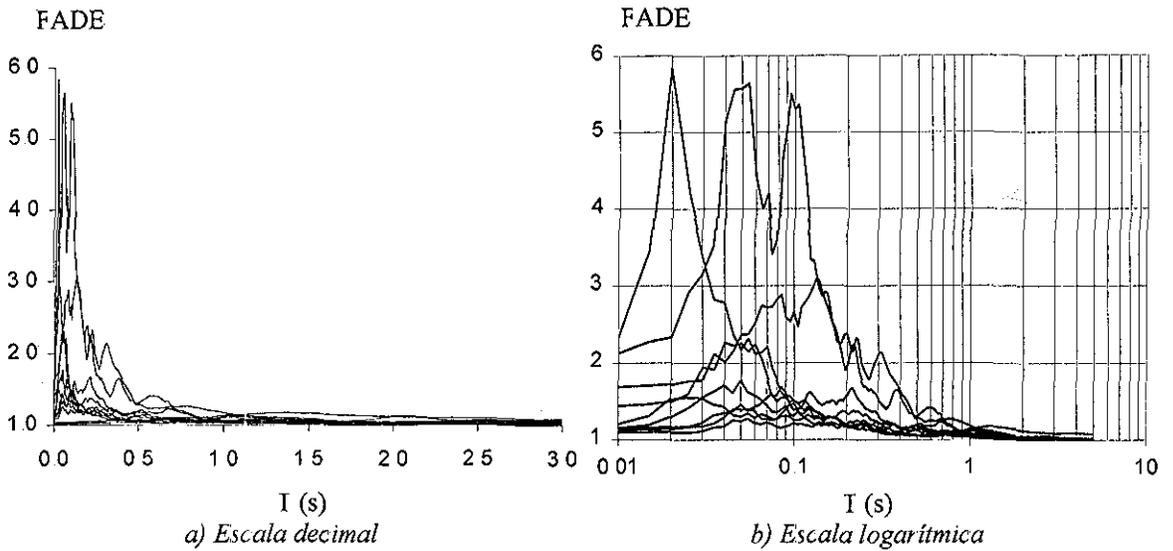


Figura 4.15. Factor de amplificación del desplazamiento estático calculados con la componente vertical de nueve registros seleccionados

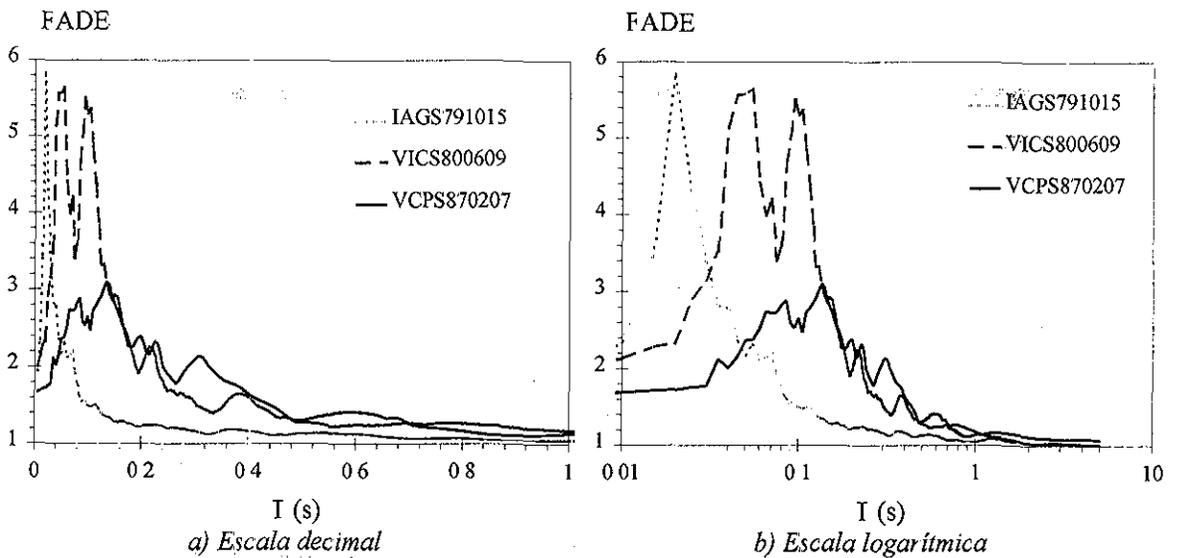


Figura 4.16. Registros que producen la mayor amplificación del desplazamiento estático

4.5 FUNCIONES DE ATENUACIÓN GENERALIZADAS

Se aplica un método desarrollado por Alamilla *et al* (1999) para generar acelerogramas de las componentes horizontal y vertical sobre suelo firme. Cada historia de aceleraciones se considera como una realización de un proceso estocástico gaussiano no estacionario, con parámetros estadísticos dependientes de la magnitud y la distancia al sitio. Para ligar estos parámetros del movimiento del terreno con su correspondiente magnitud y distancia al sitio, se determinan funciones semi-empíricas llamadas funciones de atenuación generalizadas. El conjunto de historias detalladas del movimiento del terreno empleadas para obtener dichas funciones corresponden a movimientos generados en diversas fuentes de la costa del Pacífico de México y registrados en diferentes sitios en la vecindad de la costa. Los resultados de la aplicación del modelo de amplificación y frecuencia moduladora, fueron previamente publicados por Perea *et al* (2001).

4.5.1 Modelo probabilista del movimiento del terreno

El modelo probabilista del movimiento del terreno que adopta el método se puede representar mediante procesos estocásticos no estacionarios cuya intensidad y contenido de frecuencias varían durante cada evento. Para representar estas variaciones, se adopta el proceso aleatorio modulado en frecuencia y en amplitud (Yeh y Wen, 1989), el cual tiene la siguiente forma:

$$\xi(t) = I(t)\zeta(\phi(t)) \quad (4.11)$$

En esta ecuación, $\xi(t)$ es la aceleración del terreno en el dominio del tiempo; $I(t)$ es una función determinista que constituye la envolvente de la intensidad que controla la amplitud de $\xi(t)$; $\phi(t)$ es la función de modulación de frecuencias que determina la tasa de cambios de las frecuencias dominantes de $\xi(t)$; $\zeta(\phi(t))$ es un ruido blanco filtrado en ϕ . El método consiste en estimar en función de la magnitud M y la distancia epicentral R los parámetros requeridos para el modelo, es decir los parámetros asociados al filtro y las dos funciones de modulación $I(t)$ y $\phi(t)$.

La función de energía acumulada, $W(t)$, cuya derivada con respecto al tiempo es la función $I(t)$, se representa por cinco segmentos en correspondencia con los intervalos de escala del tiempo. Los instantes t_a , t_b , t_c y t_d corresponden a valores de $W(t)$ iguales a 0.025, 0.25, 0.75 y 0.975 respectivamente.

$$W(t) = \begin{cases} b_1 t & 0 < t < t_a \\ b_1 t + b_2 (t - t_a)^n & t_a < t < t_b \\ b_3 + b_4 t + b_5 t^2 & t_b < t < t_c \\ b_6 + b_7 t + b_8 t^2 & t_c < t < t_d \\ W(1 - e^{-\alpha t}) & t > t_d \end{cases} \quad (4.12)$$

Los parámetros b_1 a b_8 , n , ε se estiman a través de condiciones de continuidad y del valor de la energía y de la pendiente en los puntos de unión

La función de modulación de frecuencias, la cual depende del número medio de cruces por cero (Yeh y Wen, 1989), está dada por $\phi(t)=\mu_0(t)/\mu'_0(t)$ La prima denota la primera derivada y $t_0=(t_b+t_c)/2$ corresponde a un tiempo de referencia para el que se obtiene la densidad espectral del proceso. Se supone que $\mu_0(t)$ está dada por la siguiente expresión, con parámetros p , q y r :

$$\mu_0(t) = p \left[2 - e^{-qt} - e^{-rt^3} \right] \quad (4.13)$$

Además de las dos funciones moduladoras, para describir el movimiento del terreno se requiere la densidad espectral para un instante dado, la cual puede adoptar la función de Clough-Penzien (1975), definida por los parámetros S_0 , ω_g , ζ_g , ω_f , ζ_f , donde S_0 representa un factor de escala y los demás la forma de la densidad espectral del proceso modulado.

$$S(\omega, t_0) = S_0 \left[\frac{\omega_g^4 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \right] \left[\frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \right] \quad (4.14)$$

Adicionalmente se obtienen la distribución de error para cada uno de los parámetros que definen a las funciones anteriores, así como la matriz de correlación entre ellos

4.5.1.1 Funciones semi-empíricas de atenuación

De acuerdo con Alamilla *et al* (1999), al analizar los datos empíricos de relaciones de los parámetros de las funciones anteriores contra M y R , su predicción se ve afectada por incertidumbres importantes; es decir, al combinar los valores más probables de los parámetros para obtener valores de las funciones descritas, es posible obtener valores inadmisibles o lejanos de los valores correctos; todo ello se debe a la carencia de significado físico que poseen estos parámetros. Para dar solución al problema anterior se desarrollan funciones de atenuación generalizadas con otros parámetros, que posteriormente se transforman en los originales para la etapa de simulación de acelerogramas. De acuerdo con lo anterior, al proceso estocástico se ajusta un conjunto de parámetros globales de M y R , mencionados a continuación.

La duración del movimiento del terreno se caracteriza por los parámetros: α , β , Δ , que tienen la forma:

$$\alpha = \frac{t_b - t_a}{\Delta} \quad (4.15a)$$

$$\beta = \frac{t_d - t_c}{\Delta} \quad (4.15b)$$

$$\Delta = t_c - t_b \quad (4.15c)$$

Cada parámetro corresponde a cierta fase de tiempo de la distribución de la energía del movimiento del terreno Δ está relacionada con la duración de la parte más intensa del movimiento en el sitio que se encuentra entre el 25 y el 75% de la energía total de dicho movimiento; α y β representan, en forma normalizada con respecto a la fase intensa del movimiento, la duración limitada de 25 a 25% y de 75 a 97.5% de la energía total respectivamente

La varianza instantánea de la aceleración se caracteriza por un parámetro global z , definido por la siguiente ecuación, que representa el 50% de la energía total normalizada por la duración de la fase intensa del movimiento.

$$Z^2 = \frac{W_t}{2\Delta} \quad (4.16)$$

La evolución del contenido de frecuencias en el tiempo se estima a través de la esperanza del número de veces que el proceso cruza el eje del tiempo. De acuerdo con Alamilla *et al* (1999) para tener un significado físico conviene representarlos a través del número esperado de cruces (μ) que corresponde a un segmento de tiempo (t) normalizado por la duración de dicho segmento. Tomando en cuenta los mismos segmentos que definen la función de energía acumulada, dichos parámetros quedan dados como:

$$\eta_a = \frac{\mu_a}{t_a} \quad (4.17a)$$

$$\eta_b = \frac{\mu_b - \mu_a}{t_b - t_a} \quad (4.17b)$$

$$\eta_o = \frac{\mu_o - \mu_b}{t_o - t_b} \quad (4.17c)$$

$$\eta_c = \frac{\mu_c - \mu_o}{t_c - t_o} \quad (4.17d)$$

$$\eta_d = \frac{\mu_d - \mu_c}{t_d - t_c} \quad (4.17e)$$

Donde $t_o = (t_c - t_b)/2$, es el tiempo que corresponde en forma aproximada al 50% de la energía total del movimiento; μ es el número de cruces acumulado hasta el tiempo t

La densidad espectral evolutiva se obtiene aplicando las funciones moduladoras de amplitud y de frecuencias a la densidad espectral para el instante de referencia t_o . Dicha densidad espectral se representa por la función de Clough-Penzien (1975), y su estimación para valores dados de M y R se logra a partir de leyes semi-empíricas de atenuación de los parámetros ω_g , ζ_g , ω_f , ζ_f , que definen la forma del filtro. Estimados los parámetros anteriores, S_o resulta de la condición de varianza unitaria del proceso modulado

Con el objetivo de relacionar con M y R los valores de los parámetros anteriores, se definen funciones de atenuación generalizadas dadas por las Ecuación 4.18 y 4.19; a , b , c , d y k son coeficientes que determinan los valores medios de cada parámetro en cuestión

$$\text{Ln}(P) = a + bM + cR \quad ; \quad P = \{\alpha, \beta, \Delta, \eta_a, \eta_b, \eta_o, \eta_c, \eta_d, \omega_g, \zeta_g, \omega_f, \zeta_f\} \quad (4.18)$$

$$\text{Ln}(Z) = \text{Ln}(k) + aM - b\text{Ln}(R + c^{dM}) \quad (4.19)$$

4.5.2 Aplicación a registros de la costa sur del Pacífico de México

4.5.2.1 Muestra seleccionada

Se seleccionaron las tres componentes de 40 registros con estaciones ubicadas en terrenos firmes o roca, y asociados a 5 temblores de mecanismo de subducción. En la Tabla 4.4 se presenta información sobre dichas estaciones y en la Tabla 4.5 se muestran las características de dichos sismos. Los intervalos de magnitud y distancia asociados a los registros seleccionados se ilustran en la Figura 4.17.

Tabla 4.4. Información de las estaciones asociados a los registros seleccionados

CLAVE	NOMBRE	UBICACIÓN
ACAJ	ESTACIÓN I ACAPULCO	Edif. TELMEX, Av. Farallón del Obispo No 2, Col. Garita de Juárez, Acapulco
ACPD	ACAPULCO DIANA	Escuela Secundaria Federal Numero 1, junto a la Diana, Acapulco, Gro
AIYC	ATOYAC	Iglesia de Atoyac, Guerrero
BALC	EL BALCON	Casa del Sr. Agustín Coria, Carretera Cd. Altamirano-Ixtapa, El Balcón, Guerrero
CALE	CALETA DE CAMPOS	Escuela Secundaria Técnica 68 de Pesca, Caleta de Campos, Michoacán
COPL	COPALA	Escuela Primaria Federal "Otilio Montaño", Copala, Guerrero
COYC	COYUCA	Escuela Primaria "Lic. Alfredo V. Bonfil", Coyuca, Guerrero
CPDR	CERRO DE PIEDRA	Rancho "La Unión", SARH, Cerro de Piedra, Guerrero
ESTI	LA ESTANCIA	km 40 de la carretera Atoyac-Paraiso, Guerrero
FIC2	FILO DE CABALLO	Telesecundaria Filo de Caballo, Guerrero
MSAS	LAS MESAS	Atrás de la Clínica S S A, en Las Mesas, Guerrero
NUXC	NUXCO	Poblado de Nuxco, Gro. A 10m de la Carr. México-Zihuatanejo junto a la clínica
OCLL	OCOTILLO	Atrás de la Comisaría Municipal de Ocotillo, Guerrero
OCTI	EL OCOIITO	Escuela "Crepe", carretera Chilpancingo- Acapulco Ocotito, Guerrero
PAPN	PAPANOA	Escuela Primaria "Sor Juana Inés de la Cruz", Papanoa, Guerrero
PEIA	PETAÍLAN	Atrás de la Bodega de Materiales en Petatlán, Guerrero
PTQL	PETAQUILLAS	Deshuesadero de automóviles, Petaquillas, Guerrero. Cerca de Chilpancingo
RIXC	RIIS TUXILA GIZ	Universidad Autónoma de Chiapas (UNACH)
SLUI	SAN LUIS DE LA LOMA	Casa particular, familia Torrez Leyva, San Luis de la Loma, Guerrero
SMR2	SAN MARCOS	Escuela Primaria a 7 km de San Marcos, Guerrero
INLP	IONALAPA DEL SUR	Escuela "Francisco I. Madero", Ionalapa del Sur, Guerrero
VIGA	LAS VIGAS	Instalaciones SARH, en las Vigas, Guerrero
VNIA	LA VENTIA	Poblado La Venta, a 2 km de Ciudad Renacimiento, Acapulco, Guerrero.

Tabla 4.5. Información sísmológica de registros

FECHA	M
15-05-93	5.9
24-10-93	6.6
10-12-94	6.3
14-09-95	7.2
21-10-95	6.2

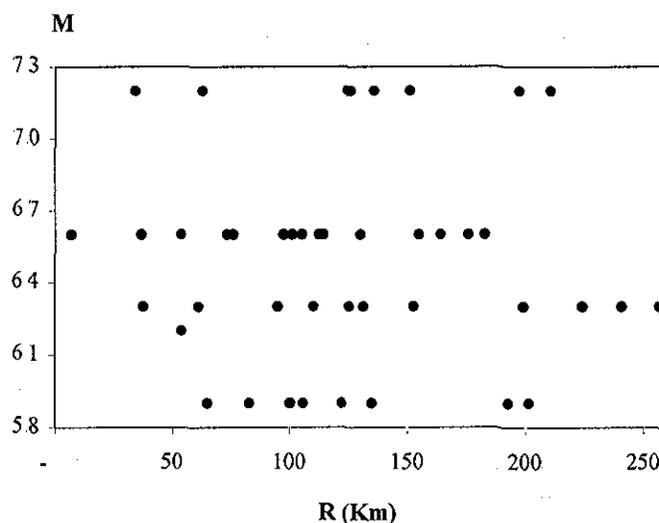


Figura 4.17. Intervalos de M y R asociados a registros

4.5.2.2 Estimación de parámetros de atenuación

Enseguida se resume, para ambas componentes, los valores de los coeficientes para cada parámetro (Tabla 4.6 y Tabla 4.7), así como las varianzas y coeficientes de correlación de los parámetros asociados a las funciones moduladoras de amplitud (Tabla 4.8 y Tabla 4.9) y de frecuencia (Tabla 4.10 y Tabla 4.11). Los datos que dieron origen a dichos parámetros, fueron 86 y 36 registros para las componentes horizontal y vertical respectivamente, asociados a estaciones ubicadas en terrenos firmes (roca) y al mecanismo de subducción. (Tabla 4.1, Figura 4.1)

Tabla 4.6. Parámetros de las funciones de atenuación generalizadas para la componente horizontal

Parámetro	a	b	c	d	k
$\ln \alpha$	0.7272	-0.0952	-0.0037		
$\ln \beta$	2.5139	-0.2188	-0.0026		
$\ln \Delta$	-2.5290	0.5321	0.0060		
$\ln Z$	1.1445	2.8095	0.0026	1.3984	6559.39
$\ln \eta_a$	3.9829	-0.1083	-0.0036		
$\ln \eta_b$	4.7465	-0.2351	-0.0038		
$\ln \eta_o$	4.0934	-0.1606	-0.0038		
$\ln \eta_c$	3.8171	-0.1220	-0.0035		
$\ln \eta_d$	4.7559	-0.2524	-0.0049		
$\ln \omega_g$	7.5032	-0.5961	-0.0028		
$\ln \zeta_g$	-2.3495	0.2515	-0.0007		
$\ln \omega_f$	12.0303	-1.8516	0.0016		
$\ln \zeta_f$	-4.2453	0.5752	-0.0004		

Tabla 4.7. Parámetros de las funciones de atenuación generalizadas para la componente vertical

Parámetro	a	b	c	d	k
$\text{Ln } \alpha$	-1.4818	0.2714	-0.0037		
$\text{Ln } \Delta$	-2.2730	0.5241	0.0051		
$\text{Ln } \beta$	2.6717	-0.2813	-0.0003		
$\text{Ln } Z$	1.1155	2.7083	0.0009	1.5305	4207.55
$\text{Ln } \eta_{0.25}$	4.0181	-0.1056	-0.0035		
$\text{Ln } \eta_{.25}$	5.2713	-0.2503	-0.0055		
$\text{Ln } \eta_0$	5.2713	-0.2503	-0.0055		
$\text{Ln } \eta_{.75}$	5.0731	-0.2864	-0.0041		
$\text{Ln } \eta_{.925}$	4.1838	-0.1517	-0.0047		
$\text{Ln } \omega_g$	8.2647	-0.7012	-0.0037		
$\text{Ln } \zeta_g$	-2.5904	0.2567	0.0016		
$\text{Ln } \omega_f$	0.5738	-0.2315	0.0059		
$\text{Ln } \zeta_f$	0.0329	0.0476	-0.0117		

Tabla 4.8. Varianzas y coeficientes de correlación de los parámetros asociados a la función moduladora de amplitud para la componente horizontal

Parámetro	Varianza	$\text{Ln } \alpha$	$\text{Ln } \Delta$	$\text{Ln } \beta$	$\text{Ln } Z$
$\text{Ln } \alpha$	0.3220	1.0000	-0.1634	0.3330	0.1077
$\text{Ln } \Delta$	0.2044	-0.1634	1.0000	-0.6808	0.0448
$\text{Ln } \beta$	0.2464	0.3330	-0.6808	1.0000	-0.1246
$\text{Ln } Z$	0.6180	0.1077	0.0448	-0.1246	1.0000

Tabla 4.9. Varianzas y coeficientes de correlación de los parámetros asociados a la función moduladora de amplitud para la componente vertical

Parámetro	Varianza	$\text{Ln } \alpha$	$\text{Ln } \Delta$	$\text{Ln } \beta$	$\text{Ln } Z$
$\text{Ln } \alpha$	0.3488	1.0000	-0.4319	0.4356	0.1154
$\text{Ln } \Delta$	0.2527	-0.4319	1.0000	-0.7683	-0.0162
$\text{Ln } \beta$	0.2262	0.4356	-0.7683	1.0000	-0.0098
$\text{Ln } Z$	0.6806	0.1154	-0.0162	-0.0098	1.0000

Tabla 4.10. Varianzas y coeficientes de correlación de los parámetros asociados a la función moduladora de frecuencia para la componente horizontal

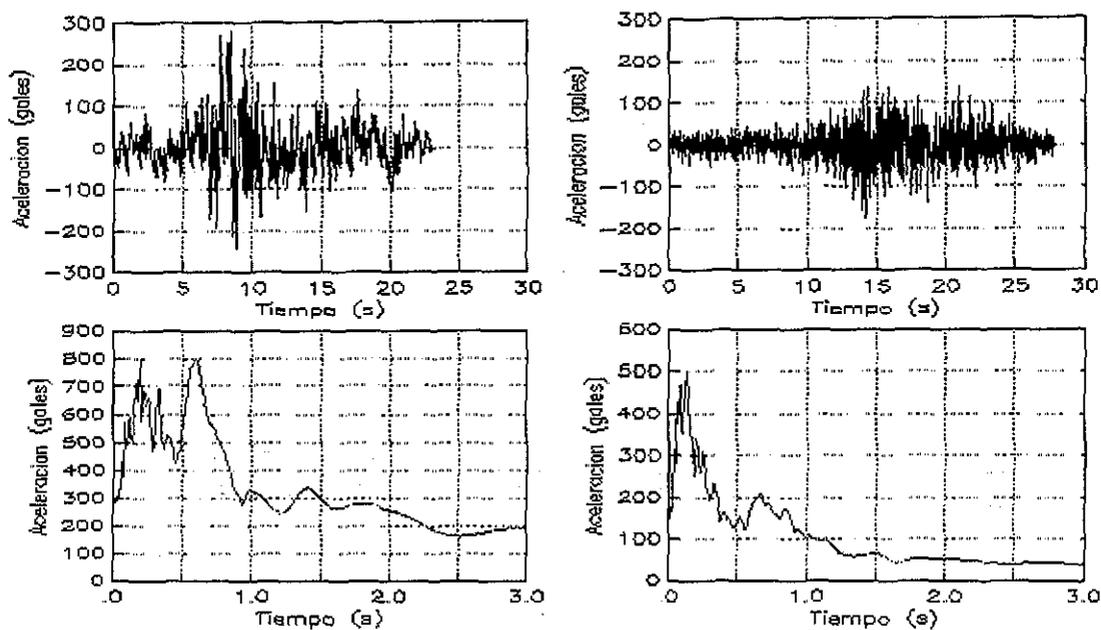
Parámetro	Varianza	$\text{Ln } \eta_{.025}$	$\text{Ln } \eta_{.25}$	$\text{Ln } \eta_0$	$\text{Ln } \eta_{.75}$	$\text{Ln } \eta_{.925}$	$\text{Ln } \omega_g$	$\text{Ln } \zeta_g$	$\text{Ln } \omega_f$	$\text{Ln } \zeta_f$
$\text{Ln } \eta_{.025}$	0.4189	1.0000	0.7434	0.6903	0.6870	0.7967	0.3448	-0.2542	0.3096	-0.0644
$\text{Ln } \eta_{.25}$	0.2295	0.7434	1.0000	0.7654	0.7792	0.8103	0.3843	0.0638	0.2190	-0.1444
$\text{Ln } \eta_0$	0.2227	0.6903	0.7654	1.0000	0.8585	0.8366	0.4615	-0.2167	0.2294	-0.1191
$\text{Ln } \eta_{.75}$	0.1719	0.6870	0.7792	0.8585	1.0000	0.8548	0.5058	-0.2140	0.2014	-0.1765
$\text{Ln } \eta_{.925}$	0.2554	0.7967	0.8103	0.8366	0.8548	1.0000	0.4265	-0.2021	0.2323	-0.0074
$\text{Ln } \omega_g$	0.7195	0.3448	0.3843	0.4615	0.5058	0.4265	1.0000	-0.5056	0.4357	-0.1700
$\text{Ln } \zeta_g$	0.3871	-0.2542	0.0638	-0.2167	-0.2140	-0.2021	-0.5056	1.0000	-0.2568	-0.1796
$\text{Ln } \omega_f$	6.1665	0.3096	0.2190	0.2294	0.2014	0.2323	0.4357	-0.2568	1.0000	-0.2347
$\text{Ln } \zeta_f$.74892	-0.0644	-0.1444	-0.1191	-0.1765	-0.0074	-0.1700	-0.1796	-0.2347	1.0000

Tabla 4.11. Varianzas y coeficientes de correlación de los parámetros asociados a la función moduladora de frecuencia para la componente vertical

Parámetro	Varianza	$\text{Ln } \eta_{.025}$	$\text{Ln } \eta_{.25}$	$\text{Ln } \eta_0$	$\text{Ln } \eta_{.75}$	$\text{Ln } \eta_{.925}$	$\text{Ln } \omega_g$	$\text{Ln } \zeta_g$	$\text{Ln } \omega_f$	$\text{Ln } \zeta_f$
$\text{Ln } \eta_{.025}$	0.7893	1.0000	0.4871	0.4475	0.4107	0.5283	0.0506	-0.0969	0.1939	0.0934
$\text{Ln } \eta_{.25}$	0.1588	0.4871	1.0000	0.8901	0.7935	0.8887	0.3805	-0.1743	0.2105	-0.2358
$\text{Ln } \eta_0$	0.2118	0.4475	0.8901	1.0000	0.8965	0.8361	0.3356	-0.1764	0.2976	-0.1166
$\text{Ln } \eta_{.75}$	0.2200	0.4107	0.7935	0.8965	1.0000	0.8256	0.3730	-0.2602	0.2698	-0.1229
$\text{Ln } \eta_{.925}$	0.2355	0.5283	0.8887	0.8361	0.8256	1.0000	0.5191	-0.4552	0.3063	-0.1108
$\text{Ln } \omega_g$	1.1393	0.0506	0.3805	0.3356	0.3730	0.5191	1.0000	-0.6309	0.6115	-0.4386
$\text{Ln } \zeta_g$	0.3720	-0.0969	-0.1743	-0.1764	-0.2602	-0.4552	-0.6309	1.0000	-0.2321	-0.0186
$\text{Ln } \omega_f$	8.7054	0.1939	0.2105	0.2976	0.2698	0.3063	0.6115	-0.2321	1.0000	-0.1301
$\text{Ln } \zeta_f$.80753	0.0934	-0.2358	-0.1166	-0.1229	-0.1108	-0.4386	-0.0186	-0.1301	1.0000

4.5.2.3 Simulación de registros en función de los parámetros de fuente

De la Figura 4.18 a la Figura 4.22 se ilustran para ambas componentes, 5 acelerogramas simulados y sus espectros elásticos de respuesta para el 5% del amortiguamiento crítico. En la Figura 4.23 se muestran los espectros elásticos de respuesta asociados a los 5 registros simulados. Las intensidades de los acelerogramas generados se escalaron a fin de obtener una ordenada espectral elástica con 5% del amortiguamiento crítico, de 800 cm/s^2 para la componente horizontal y de 500 cm/s^2 para la componente vertical.

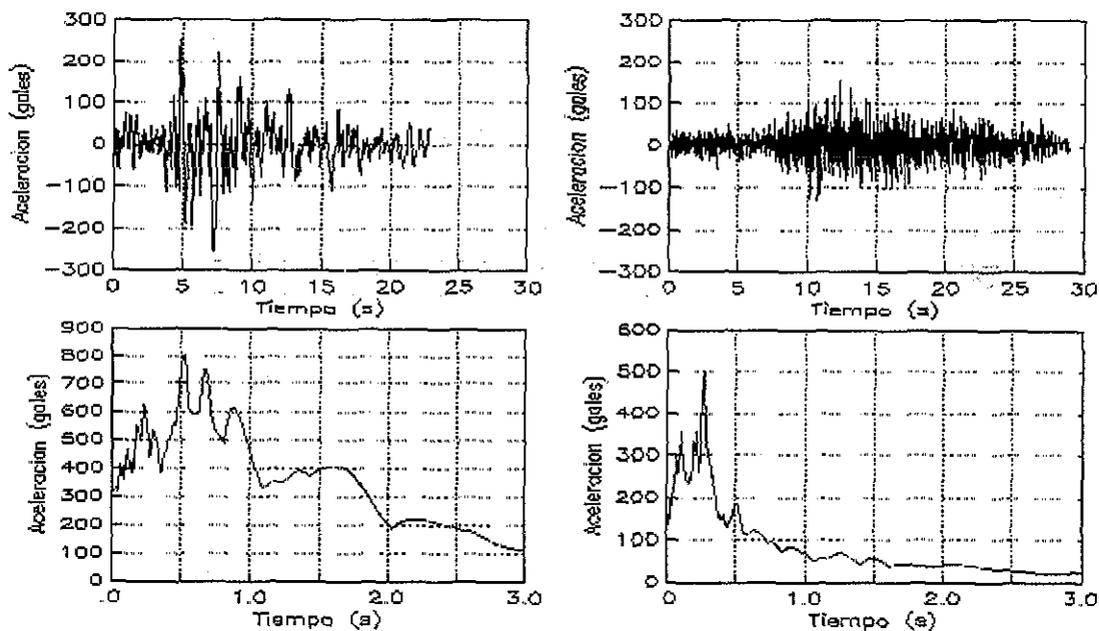


a) Componente horizontal

b) Componente vertical

Figura 4.18. Acelerograma simulado #1 y su espectro elástico de respuesta

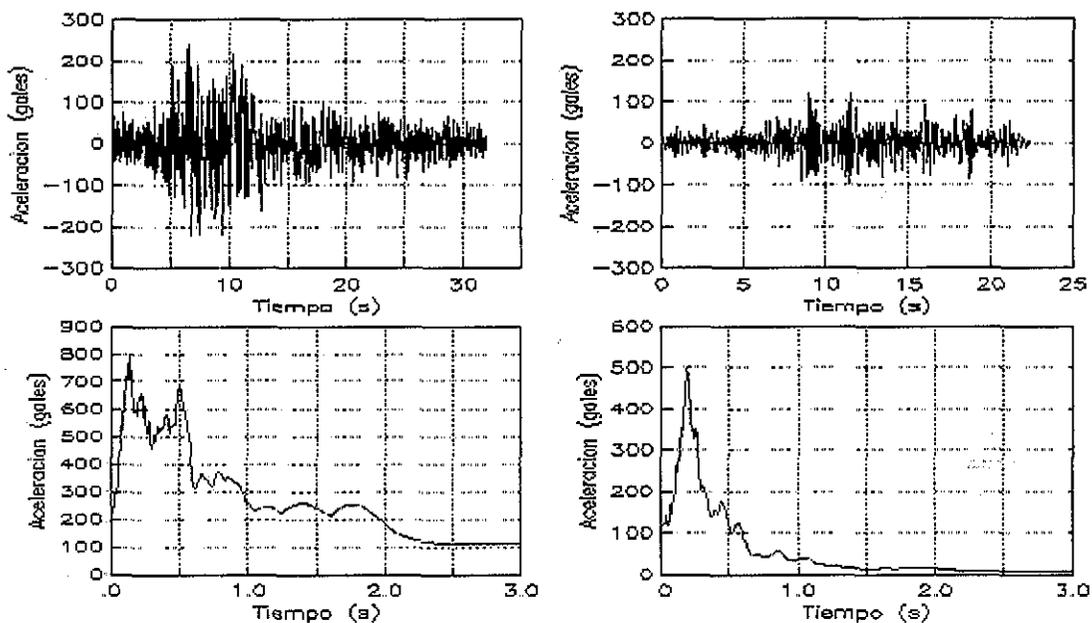
CON
 DE ORIGEN



a) Componente horizontal

b) Componente vertical

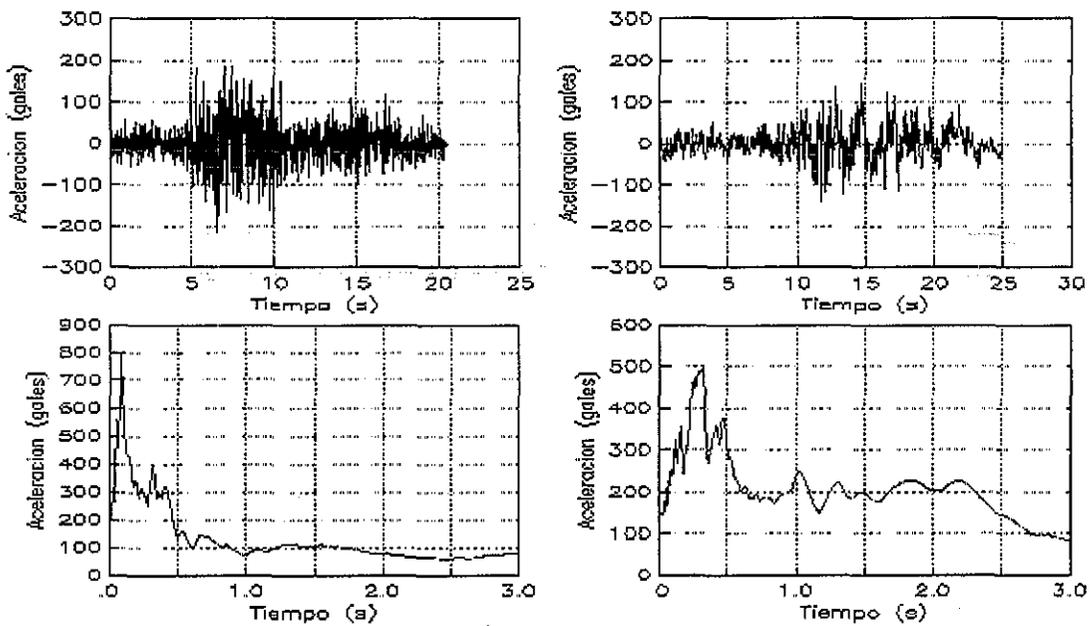
Figura 4.19. Acelerograma simulado #2 y su espectro elástico de respuesta



a) Componente horizontal

b) Componente vertical

Figura 4.20. Acelerograma simulado #3 y su espectro elástico de respuesta

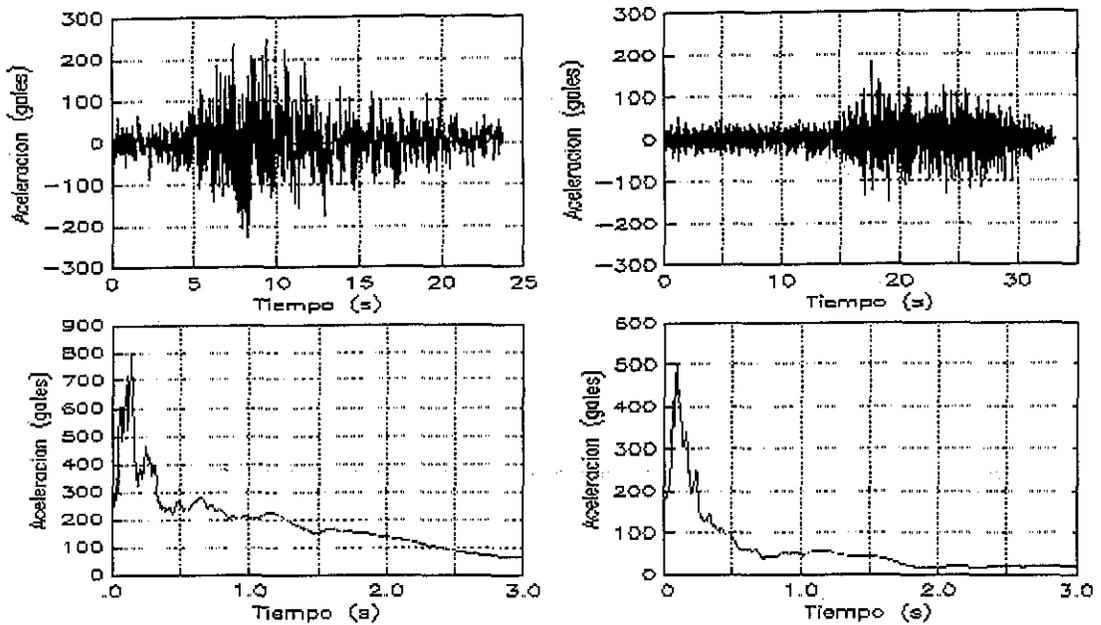


a) Componente horizontal

b) Componente vertical

Figura 4.21. Acelerograma simulado #4 y su espectro elástico de respuesta

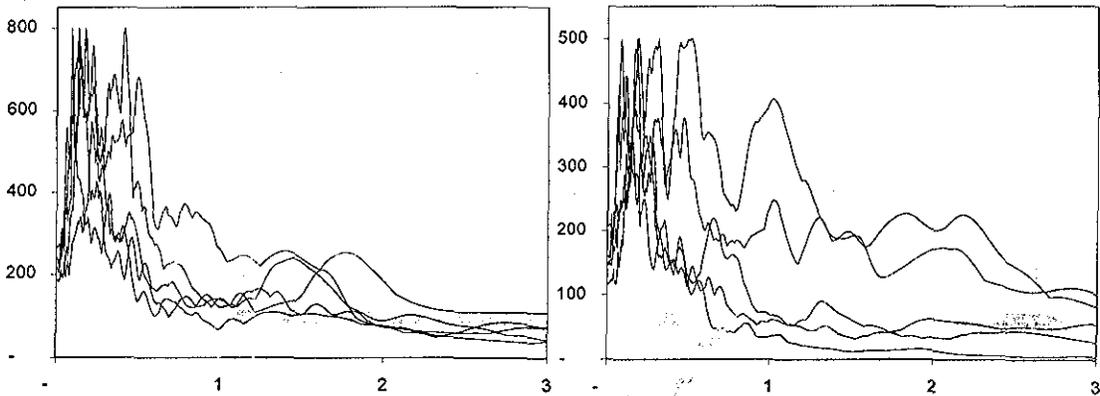
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



a) Componente horizontal

b) Componente vertical

Figura 4.22. Acelerograma simulado #5 y su espectro elástico de respuesta



a) Componente horizontal

b) Componente vertical

Figura 4.23. Espectros elásticos de respuesta asociado a cinco registros simulados

Como se puede observar de las figuras anteriores, se aprecia una significativa dispersión que caracterizan al modelo adoptado para representar el movimiento del terreno como un proceso gaussiano no estacionario con densidad espectral evolutiva. Esta dispersión está asociada con las características de los acelerogramas reales incluidos en la muestra de estudio y al intervalo de los parámetros de la fuente sísmica correspondientes a los registros. Un punto de investigación futura, es el estudio de la posible correlación estadística entre los parámetros del modelo de amplificación y frecuencia moduladora para las componentes horizontal y vertical con valores dados de magnitud y distancia.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO

5

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

5 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Se estudia la influencia de la componente vertical de los temblores en el comportamiento de algunas estructuras comunes bajo comportamiento elástico e inelástico, y para ello se compara la respuesta dinámica producida con la componente horizontal con la obtenida de la acción combinada de los efectos de las componentes horizontal y vertical

Las estructuras propuestas primeramente se analizan y diseñan conforme a las prácticas actuales de diseño antisísmico, es decir, se realiza un análisis elástico lineal con las cargas de gravedad y accidentales, se diseñan elementos estructurales considerando comportamiento plástico con los elementos mecánicos correspondientes a la combinación de carga más desfavorable (estado límite de falla), y finalmente se revisa que no se sobrepasen los estados límite de servicio; las fuerzas laterales se obtienen a partir de un análisis dinámico modal espectral considerando el coeficiente sísmico propuesto por el RCEG y el MDOC para suelo firme, excluyendo en los análisis las acciones sísmicas en la dirección vertical

Enseguida se modelan marcos planos en el programa Drain-2DX (Prakash *et al.*, 1993; Powell, 1993) y se realizan análisis elásticos e inelásticos y sísmico dinámico paso a paso, considerando la componente horizontal y vertical de algunos registros intensos seleccionados Finalmente se compara la respuesta dinámica producida con la componente horizontal con la obtenida de la acción combinada de los efectos de las componentes horizontal y vertical.

5.1 VIGAS

5.1.1 Periodo vertical de vigas

Las expresiones generales para calcular los periodos (T_{VN}) de vibración vertical de vigas con masa distribuida y sus correspondientes formas modales $\phi(x)$, que se derivan a partir de la teoría clásica de vibración de vigas, las reportan Young-Budynas (2002) y Chopra (1995) con base en los resultados de Huang (1964).

$$T_{VN} = \frac{2\pi}{K_N} \sqrt{\frac{wL^4}{g \cdot EI}} \quad (5.1)$$

$$\phi(x) = C_1 \sin \beta x + C_2 \cos \beta x + C_3 \sinh \beta x + C_4 \cosh \beta x \quad (5.2)$$

Donde: T_{VN} es el periodo vertical correspondiente al modo N de vibrar; $\phi(x)$ es la función que define la N forma modal en el punto x de la viga ($0 < x < L$); w, L y EI son la magnitud de la carga uniforme, la longitud del claro y la rigidez elástica a flexión de la viga, respectivamente; g es la constante de la aceleración de la gravedad; C_1 , C_2 , C_3 y C_4 son constantes que dependen de la condición de apoyo de la viga. El cuadro del parámetro eigenvalor β , es igual a:

$$\beta^2 = \frac{2\pi}{T} \sqrt{\frac{wL}{g \cdot EI}} \quad (5.3.1)$$

La constante adimensional K_1 para calcular el periodo fundamental de vigas, se puede estimar considerando que la rigidez elástica asociada a la primera forma modal es igual a la fuerza que genera la carga uniforme necesaria para producir desplazamiento unitario (Figura 5.1).

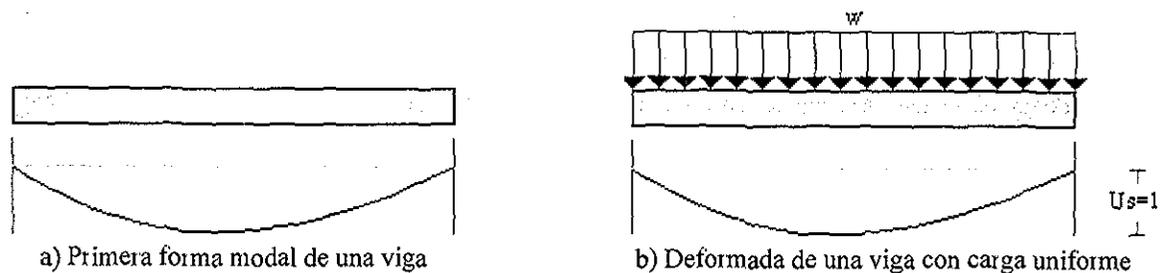


Figura 5.1. Esquematización de la hipótesis de identidad entre la primera forma modal y la deformada de la viga con carga uniforme

Con dicha premisa y las expresiones para obtener la rigidez elástica (k) de vigas con carga uniforme para condiciones simples de apoyo, se deducen las respectivas constantes para la estimación del periodo fundamental vertical (K_1), las cuales se presentan continuación

$$T_{V1} = \frac{2\pi}{\omega_1} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{w \cdot L}{g \cdot k}} = \frac{2\pi}{K_1} \sqrt{\frac{w \cdot L^4}{g \cdot EI}} \tag{5.1}$$

Viga doblemente empotrada (V1) : $k = \frac{384 \cdot EI}{L^3}$ $K_1 = \sqrt{384} \approx 19.596$

Viga simplemente apoyada (V2) : $k = \frac{384 \cdot EI}{5 \cdot L^3}$ $K_1 = \sqrt{\frac{384}{5}} \approx 8.764$

Viga en voladizo (V3) : $k = \frac{8 \cdot EI}{L^3}$ $K_1 = \sqrt{8} \approx 2.828$

En la Tabla 5.1, se presentan los valores calculados por Huang (1964) de la constante adimensional K_N para evaluar, con distintas condiciones de apoyo, los primeros cinco periodos de vibración vertical de vigas; dichos valores K_N son resultado de sustituir las condiciones de frontera en la expresión que se deriva de la teoría clásica de vibración de vigas (Ecuación 5.1).

Tabla 5.1. Constante K_N para los primeros 5 modos de vibración vertical de vigas con carga uniforme y distintas condiciones de apoyo

Modo	K_N	Modelos		
		V1	V2	V3
1	K_1	22.4	9.87	3.516
2	K_2	61.7	39.48	22.03
3	K_3	121	88.83	61.70
4	K_4	200	157.91	120.90
5	K_5	299	246.74	199.86

Para el caso de la viga simplemente apoyada (modelo V2) y carga uniforme (w), la solución cerrada para el cálculo de los periodos de vibración vertical y las formas modales correspondientes (Chopra, 1995), son:

$$T_{VN} = \frac{2\pi}{(N\pi)^2} \sqrt{\frac{wL^4}{g \cdot EI}} \tag{5.1a}$$

$$\phi(x) = \text{sen} \frac{N\pi x}{L} \tag{5.2.1}$$

Como se observa, existe una ligera variación entre la estimación del periodo fundamental vertical de vigas usando la constante adimensional K_1 que se calcula con la solución cerrada (Huang, 1964) y la que se obtiene a partir de suponer identidad entre la primera forma modal y la deformada con carga uniforme; la diferencia entre ambas es de 13% para el modelo V1, 11% para el modelo V2 y 20% para el modelo V3

El periodo fundamental en la dirección vertical, también puede ser estimado con bastante precisión y en forma sencilla con un modelo de masa discreta de acuerdo a la formula de Rayleigh (Chopra, 1995):

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i u_i^2}{g \sum_{i=1}^n m_i u_i}} \approx \frac{2\pi}{1.2} \sqrt{\frac{u_{\max}}{g}} \quad (5.1.b)$$

Donde: m_i y u_i , son respectivamente la masa discreta y el desplazamiento vertical bajo la acción de la carga de gravedad en el i -ésimo punto discreto; u_{\max} es el desplazamiento vertical máximo bajo la acción de la carga de gravedad.

5.1.2 Amplificación del desplazamiento estático

A fin de comparar los resultados analíticos, se modelan en el programa Drain-2DX vigas con comportamiento elástico, condiciones simples de apoyo, masa discreta en puntos espaciados a cada $L/10$ sobre la viga, y amortiguamiento $\xi=5\%$ del crítico. Para los análisis dinámicos paso a paso, se considera el registro del 9 de junio de 1980 de la estación Victoria (VICS800609). Para estimar una serie de osciladores elásticos de un grado de libertad, se varía la rigidez elástica a flexión EI y se calcula para cada caso el factor de amplificación del desplazamiento estático, es decir, el cociente del máximo desplazamiento dinámico que produce la fuerza inercial vertical entre el desplazamiento debido a la carga estática gravitatoria; dichos valores, se comparan con el espectro elástico de amplificación obtenido en el capítulo previo.

Como se aprecia en la Figura 5.2, la amplificación calculada a partir de los modelos elásticos (SVGL) es la misma que se obtiene de los espectros elásticos de amplificación (S1GL), y por lo tanto, dicha respuesta estimada para SVGL se puede representar con mucha precisión a partir de S1GL. Cabe mencionar que los periodos estimados con las expresiones analíticas (Ecuación 5.1) y las obtenidas del modelo son similares, y las pequeñas variaciones se atribuyen a la diferencia entre considerar masa discreta contra masa distribuida.

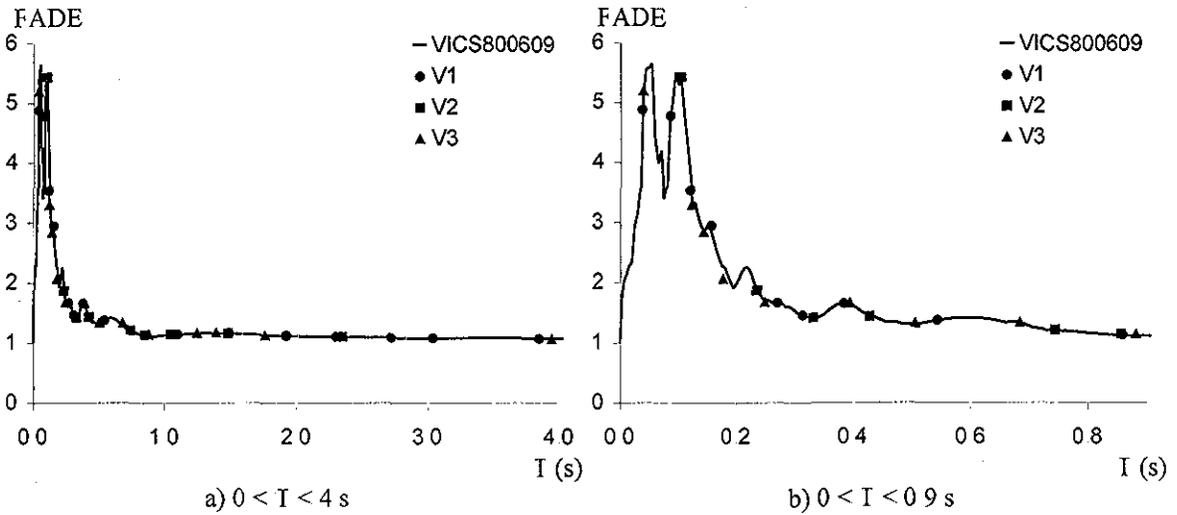


Figura 5.2. Espectro elástico de amplificación y FADE obtenidos con los modelos V1, V2 y V3

5.1.3 Modelos de vigas de concreto reforzado con condiciones simples de apoyo

A continuación se modelan vigas de concreto reforzado con masa discreta en puntos espaciados a cada $L/10$ sobre la viga, amortiguamiento $\xi=5\%$ del crítico, y tres condiciones simples de apoyo (Figura 5.3): doblemente empotrada (V1), simplemente apoyada (V2) y en voladizo (V3). Las vigas se diseñaron para resistir su peso propio y una carga uniforme de 4 T/m , calibrando el claro de la viga para tener en todos los casos un periodo fundamental vertical de 0.1 s . Las propiedades geométricas y detallados de armados se muestran en la Figura 5.4 y las resistencias se resumen en la Tabla 5.2.

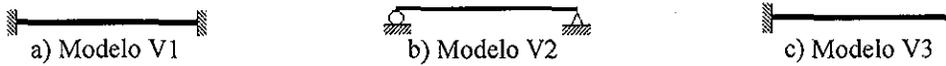


Figura 5.3. Modelos de vigas con condiciones simples de apoyo

Tabla 5.2. Resistencia de viga

Modelo	Extremo izquierdo		Centro del claro		Extremo derecho	
	M_y^+	M_y^-	M_y^+	M_y^-	M_y^+	M_y^-
V1	+20.95	-60.25	+30.85	-27.40	+20.95	-60.25
V2	+20.95	-20.95	+39.79	-20.95	+20.95	-20.95
V3	+20.95	-56.68	+20.95	-38.92	+20.95	-20.95

M_y^+ y M_y^- son los momentos resistentes a flexión pura positivo y negativo, respectivamente.

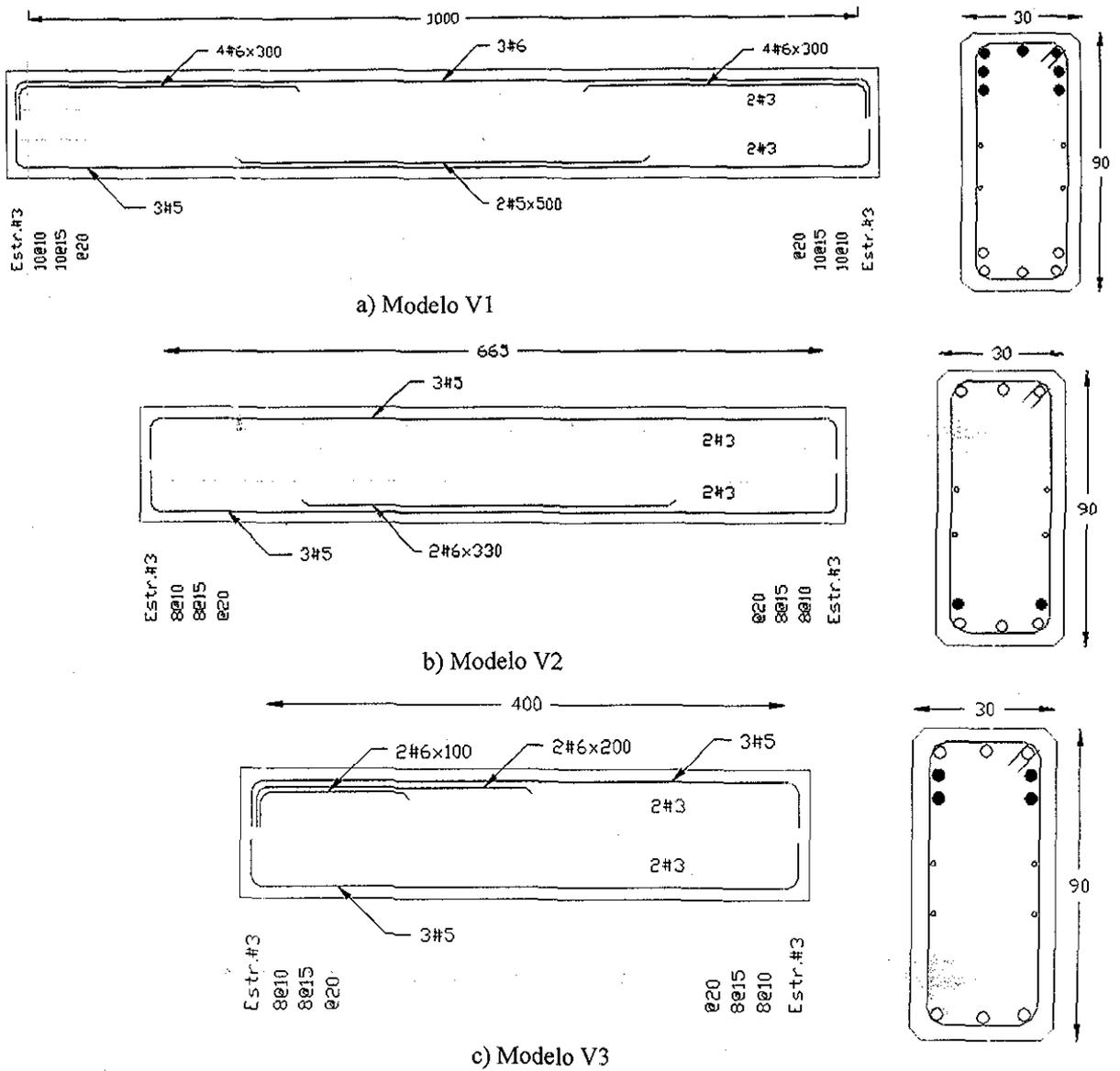


Figura 5.4. Detalle del armado de las vigas de concreto reforzado que se estudian

Se obtienen y se presentan en la Tabla 5.3, los periodos (T_v) asociados a los modos de vibrar en la dirección vertical obtenidos con el Drain-2DX, así como sus correspondientes factores de participación (Γ) y porcentajes de masa modal efectiva (m^*). El periodo fundamental vertical de las vigas propuestas que se obtiene analíticamente con la ecuación 5.1, tiene un valor muy cercano al periodo fundamental que arroja el análisis modal.

Tabla 5.3. Resultados del análisis modal

Modo	Doblemente empotrada (V1)			Simplemente apoyada (V2)			Viga en voladizo (V3)		
	I_v	Γ	m^*	I_v	Γ	m^*	I_v	Γ	m^*
1	0.100	1.63	0.67	0.100	1.34	0.70	0.100	0.85	0.49
2	0.025	0.70	0.12	0.018	0.30	0.04	0.025	0.56	0.22
3	0.014	0.48	0.06	0.009	0.12	0.01	0.012	0.34	0.08
4	0.010	0.46	0.05	0.008	0.61	0.15	0.009	0.35	0.08
Σ			0.90			0.89			0.87

5.1.4 Análisis dinámicos paso a paso

A continuación se hacen análisis dinámicos paso a paso, utilizando la componente vertical de algunos registros seleccionados. En la Tabla 5.4 se presentan los resultados, indicando en orden decreciente el valor de las rotaciones plásticas acumuladas. En la viga doblemente empotrada (V1), las rotaciones plásticas se presentan en los extremos y el centro por un incremento en la demanda a flexión negativa y positiva, respectivamente; en la viga simplemente apoyada (V2), la rotación plástica se presenta en el centro debido al incremento en la demanda de flexión positiva; en la viga en voladizo (V3), la rotación plástica se presenta en el extremo fijo por un incremento de la demanda a flexión negativa. Algunos otros detalles llaman la atención: el valor de las rotaciones para cada registro es similar en los tres modelos, lo cual indica que el daño es función de la intensidad del sismo y no exclusivo para sólo algunos elementos; las rotaciones plásticas más altas se presentaron con los registros más intensos, es decir, con los de mayor desplazamiento y pseudoaceleración espectral ($S_a > 0.4g$, $F_A D E = 1.4$) correspondiente al periodo fundamental vertical de los tres modelos ($T_v = 0.1s$), y que coincidentemente son registros asociados a temblores epicentrales y superficiales, los tres primeros correspondientes a estaciones del valle de Mexicali, Baja California. Es importante señalar que para los análisis y el diseño de las vigas se depreció la contribución de la losa en el incremento de su resistencia y rigidez, y que de haberse considerado los efectos de la componente sísmica vertical tenderían a reducirse; este último punto, sería de interés estudiarlo para una investigación futura.

Tabla 5.4. Rotaciones plásticas acumuladas que produce la componente vertical de los registros

REGISTRO	M	R	H	SUELO, SITIO	Sd	Sa	----- Ver Figura 5.5 -----			
	(km)	(km)	(km)		(cm)	(g)	R1	R2	R3	R4
VICS800609	6.1	10	12	Sedimento, Mexicali, Baja California	1.09	4.30	0.075	0.066	0.082	0.075
VCPS870207	5.4	6	6	Roca, Mexicali, Baja California	0.42	1.66	0.017	0.016	0.022	0.017
IAGS791015	6.6	3	10	Sedimento, Mexicali, Baja California	0.13	0.50	0.008	0.007	0.004	0.016
ZACA850919	8.1	84	15	Arcilla, Zacatula, Michoacán	0.13	0.51	0.003	0.003	0.005	0.002
CALE970111	6.9	30	16	Roca, Caleta de Campos, Mich.	0.12	0.46	0.002	0.002	0.003	0.001
RIXC951021	6.5	54	98	Calizas, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas	0.10	0.39	0.001	0.001	0.003	0.001
BALC941210	6.3	38	20	Roca, El Balcón, Guerrero	0.08	0.31	0.000	0.000	0.000	0.000
COPL931025	6.6	7	19	Roca, Copala, Guerrero	0.06	0.25	0.000	0.000	0.000	0.000
CALE850919	8.1	21	15	Roca, Caleta de Campos, Mich.	0.05	0.22	0.000	0.000	0.000	0.000

M, R y H son la magnitud, distancia epicentral y profundidad focal, respectivamente; Sd y Sa son el desplazamiento y la pseudoaceleración espectral correspondiente al periodo fundamental vertical de interés ($T_v = 0.1s$); y R1, R2, R3 y R4 son las máximas rotaciones plásticas acumuladas ilustradas esquemáticamente en la Figura 5.5 y correspondientes a los análisis dinámicos

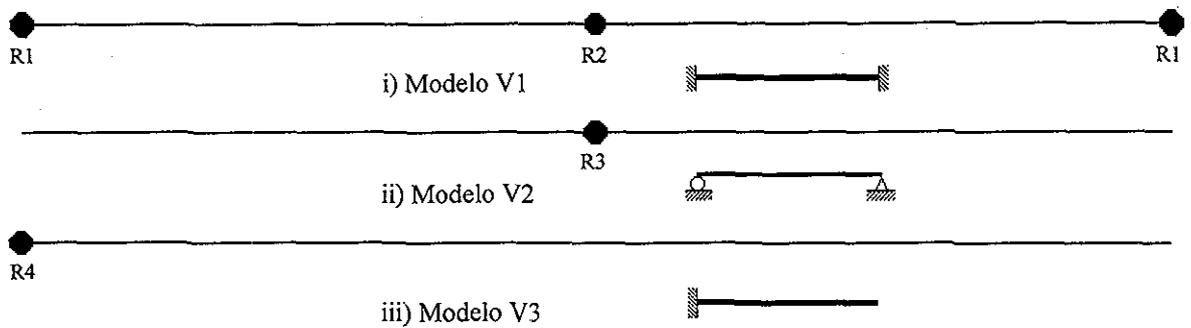


Figura 5.5. Esquematización de las rotaciones plásticas acumuladas en vigas que produce la componente vertical de los registros. Los valores de dichas rotaciones se presentan en la Tabla 5.4

5.2 MARCO PLANO

5.2.1 Propuesta para la estimación del periodo vertical en marcos

En el inciso anterior, se presentó una expresión para estimar el periodo vertical de vigas con condiciones simples de apoyo, las cuales son función de la rigidez elástica a flexión, la carga uniforme y el claro de la viga, y de una constante adimensional función de la condición de apoyo. Esta expresión, se resume como:

$$T_v = \frac{2\pi}{K_N} \sqrt{\frac{w L^4}{g \cdot E_v I_v}} \quad (5.1)$$

Donde: T_v es el periodo vertical; K_N es la constante adimensional función de la condición de apoyo; w es la carga uniformemente distribuida; L es la longitud del claro de la viga; g es la constante de gravedad; y $E_v I_v$ es la rigidez a flexión de las vigas.

Como se presentó previamente, el valor de la constante adimensional K_1 asociado al periodo fundamental vertical, tiende a un valor según Huang (1964) de 9.87 para la condición de apoyos doblemente articulado y de 22.40 para la condición de apoyo doblemente empotrado. Como es conocido de los especialistas en estructuras, en la práctica no se producen articulaciones ni empotramientos perfectos o ideales; por lo tanto, en el caso de las vigas de marcos es de esperarse una condición de apoyo intermedia entre los casos previos donde se asocia una constante K_1 entre 9.87 y 22.40.

Para ocho casos, donde se conoce el periodo vertical y el cociente de la rigidez a flexión de las vigas entre la rigidez a flexión de las columnas, se calcula la constante K_1 , y los datos se ajustan a tres curvas por mínimos cuadrados (Figura 5.6):

- La ecuación potencial 5.3.2, es la del mejor ajuste con los datos ($r^2=0.9964$) aunque presenta el inconveniente de no ser consistente en ambas fronteras.
- La ecuación exponencial 5.3.3, presenta un buen ajuste con los datos ($r^2=0.96$) pero no es consistente en su frontera superior.
- La ecuación asintótica 5.3.4, presenta un adecuado ajuste con los datos ($r^2=0.8$, $E_{II}<15\%$) y es consistente con las condiciones de ambas fronteras (viga doblemente empotrada: $E_V I_V / E_C I_C \rightarrow 0$, $K_1=22.4$; viga simplemente apoyada: $E_V I_V / E_C I_C \rightarrow \infty$, $K_1=9.87$)

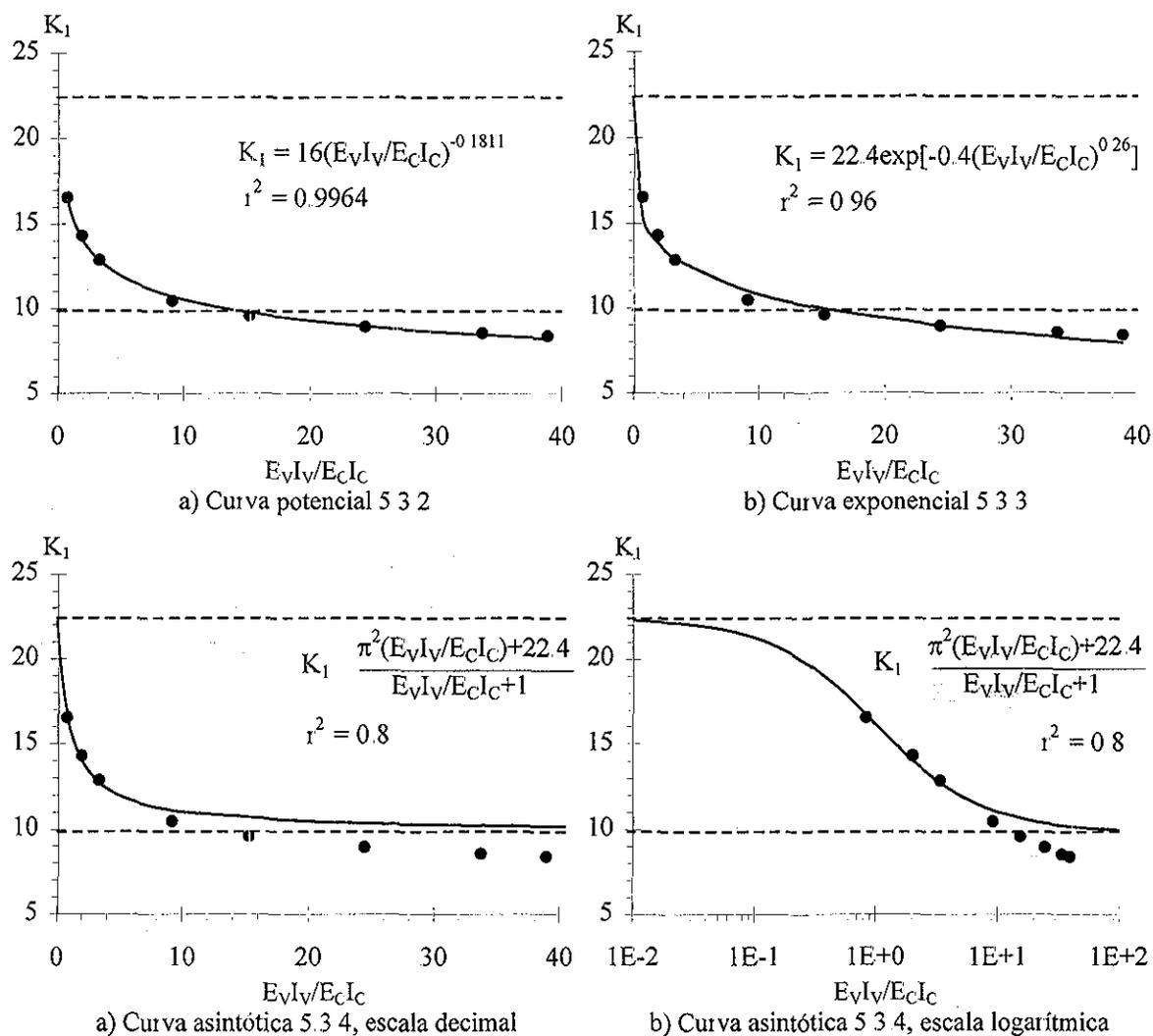


Figura 5.6. Comparación entre los datos obtenidos con los análisis elásticos de marcos y las curvas de ajuste (líneas continuas)

Sustituyendo la constante ajustada K_1 en la expresión 5.1, es posible la estimación del periodo vertical de marcos simples con base rígida, sin la necesidad de modelar con masa distribuida.

$$K_1 = 16 \left(\frac{E_v I_v}{E_c I_c} \right)^{0.1811} \quad : 9.87 < K_1 < 22.40 \quad (5.3.2)$$

$$T_{v1} = \frac{2\pi}{16(E_v I_v / E_c I_c)^{0.1811}} \sqrt{\frac{w \cdot L^4}{g \cdot E_v I_v}} \quad (5.1.2)$$

$$K_1 = 22.4 \exp \left[-0.4 \left(\frac{E_v I_v}{E_c I_c} \right)^{0.26} \right] \quad : E_v I_v / E_c I_c > 15.8 ; K_1 = 9.87 \quad (5.3.3)$$

$$T_{v1} = \frac{2\pi}{22.4 \exp \left[-0.4 (E_v I_v / E_c I_c)^{0.26} \right]} \sqrt{\frac{w \cdot L^4}{g \cdot E_v I_v}} \quad (5.1.3)$$

$$K_1 = \frac{\pi^2 (E_v I_v / E_c I_c) + 22.4}{E_v I_v / E_c I_c + 1} \quad (5.3.4)$$

$$T_{v1} = \frac{2\pi (E_v I_v / E_c I_c + 1)}{\pi^2 (E_v I_v / E_c I_c) + 22.4} \sqrt{\frac{w \cdot L^4}{g \cdot E_v I_v}} \quad (5.1.4)$$

Trabajos posteriores se podrían encaminar a la verificación de la expresión propuesta con otros modelos, y en su caso optimizarla con la regresión de más datos y/o la inclusión de otras variables. En este sentido, Sovero (1986) dedujo previamente una expresión para calcular el periodo fundamental vertical de marcos simples con apoyos fijos y articulados:

$$T_{v1} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot w \cdot L^4}{768 \cdot g \cdot EI} \left[\frac{128B + 13m + \sqrt{15488B^2 + 2816Bm + 137m^2}}{(2B + m)} \right]} \quad (5.1.5)$$

$$B = \frac{I_v \cdot H}{I_c \cdot L} \quad (5.3.5)$$

Donde: **B** es la relación de rigideces relativas en flexión de la trabe y las columnas de un marco simple y simétrico de portal; **m** es un coeficiente que depende de las condiciones de apoyo de un marco simple: $m=3$ para ambos apoyos articulados, y $m=4$ para ambos apoyos empotrados.

Como se comentó en el inciso 5.1.1, el periodo fundamental en la dirección vertical también puede ser estimado con bastante precisión y en forma sencilla con un modelo de masa discreta de acuerdo a la fórmula de Rayleigh (Chopra, 1995), donde m_i y u_i son respectivamente la masa discreta y el desplazamiento vertical bajo la acción de la carga de gravedad en el i -ésimo punto discreto, y u_{\max} es el desplazamiento vertical máximo bajo la acción de la carga de gravedad:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i u_i^2}{g \sum_{i=1}^n m_i u_i}} \approx \frac{2\pi}{1.2} \sqrt{\frac{u_{\max}}{g}} \quad (5.1.b)$$

5.2.2 Amplificación del desplazamiento estático

A fin de comparar los resultados analíticos, se modela en el programa Drain-2DX el marco con las siguientes consideraciones: comportamiento elástico lineal, masa discreta sobre la viga en $L/10$, y amortiguamiento $\xi=5\%$ del crítico. Para estimar una serie de osciladores elásticos de un grado de libertad, se varía la rigidez elástica a flexión EI , y de los análisis dinámicos paso a paso con el registro del 9 de junio de 1980 de la estación Victoria (VICS800609), se calcula para cada caso el factor de amplificación del desplazamiento estático, es decir, el cociente del máximo desplazamiento dinámico que produce la fuerza inercial vertical entre el desplazamiento debido a la carga estática gravitatoria; dichos valores, se comparan con el espectro elástico de amplificación obtenido en el capítulo previo.

Como se aprecia en la Figura 5.7, la amplificación del desplazamiento estático que se calcula a partir de los modelos elásticos (SVGL) es la misma que se obtiene de los espectros elásticos de amplificación (S1GL), y por lo tanto, dicha respuesta estimada para SVGL se puede representar con mucha precisión a partir de S1GL. Cabe mencionar que los periodos estimados con las expresiones analíticas (Ecuación 5.1) y las obtenidas del modelo son similares, y las pequeñas variaciones se atribuyen a la diferencia entre considerar masa discreta contra masa distribuida.

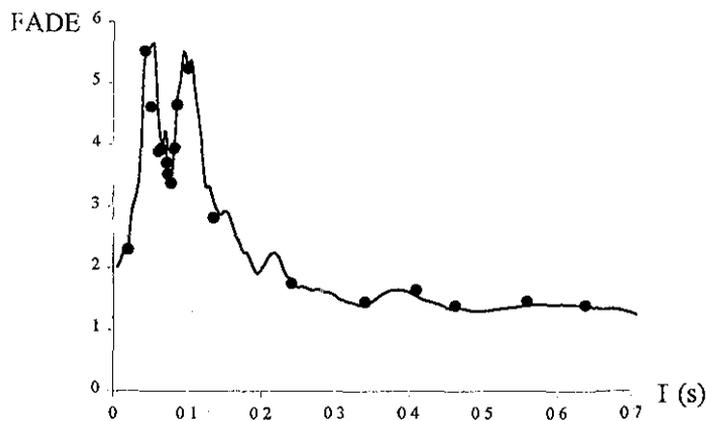


Figura 5.7. Espectro elástico de amplificación (línea continua) y FADE obtenidos con el modelo MI

5.2.3 Modelo de un marco de concreto reforzado

En este inciso se estudia la influencia de la componente vertical en un marco de concreto reforzado de un nivel de 3.5m, una crujía de 10m de claro, y apoyado sobre base rígida (modelo M1, Figura 5.8) Para considerar masa distribuida en el modelo, se supone masa discreta en puntos espaciados en L/10 sobre la viga y un amortiguamiento $\xi=5\%$ del crítico para los modos fundamentales de las direcciones horizontal y vertical

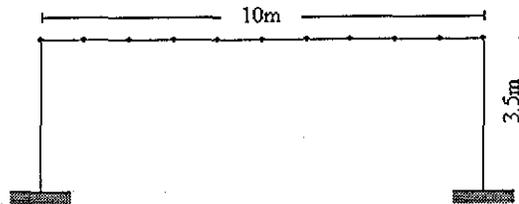


Figura 5.8. Modelo M1

En la Figura 5.9 se muestran detalles de armado de los elementos estructurales y en la Tabla 5.5 las propiedades de resistencia. En la Figura 5.10 se muestran los diagramas momento-curvatura y en la Tabla 5.6 las ductilidades de curvatura para la sección extrema y central de la trabe: para la sección extrema, la viga tiene mayor resistencia para momento negativo y mayor capacidad de curvatura para momento positivo, consecuencia de una mayor cantidad de refuerzo en el lecho superior; para la sección central, donde la cuantía es similar en ambos lechos, la resistencia y la ductilidad también son similares. Cabe aclarar que no se considera la contribución de la losa en la resistencia y ductilidad de las vigas

Tabla 5.5. Resistencias de trabe y columnas

Trabe	Esquina		Centro del claro (CL)				
	My ⁺	My ⁻	My ⁻	My ⁺	My ⁺	My ⁻	
	+36.500	-90.888		+41.365		-48.394	
Columnas	My ⁺	My ⁻	Pyc	Pyt	M/My ⁺	M/My ⁻	P/Pyc
	+53.5	-53.5	+375.0	-235.0	1.01	1.01	0.12

My⁺ y My⁻ son los momentos resistentes a flexión pura positivo y negativo; Pyc y Pyt son la carga axial pura de compresión y tensión; M es el momento máximo y P el valor de la carga axial correspondiente

Tabla 5.6. Ductilidad de rotación en trabe

[-1	Sección extrema		Sección central	
	+μφ	-μφ	+μφ	-μφ
	19.3	6.3	18.1	16.1

Se obtienen y se presentan en la Tabla 5.7 los periodos (T) asociados a los modos de vibrar para las componentes horizontal y vertical, así como sus correspondientes factores de participación (Γ) y porcentajes de masa modal efectiva (m^{*}). Se puede observar que en el caso de la componente vertical, para obtener un porcentaje alto de masa modal efectiva es necesario un mayor número de modos de vibrar que para la componente horizontal; más casos serán necesarios verificar si esta condición domina con otros modelos.

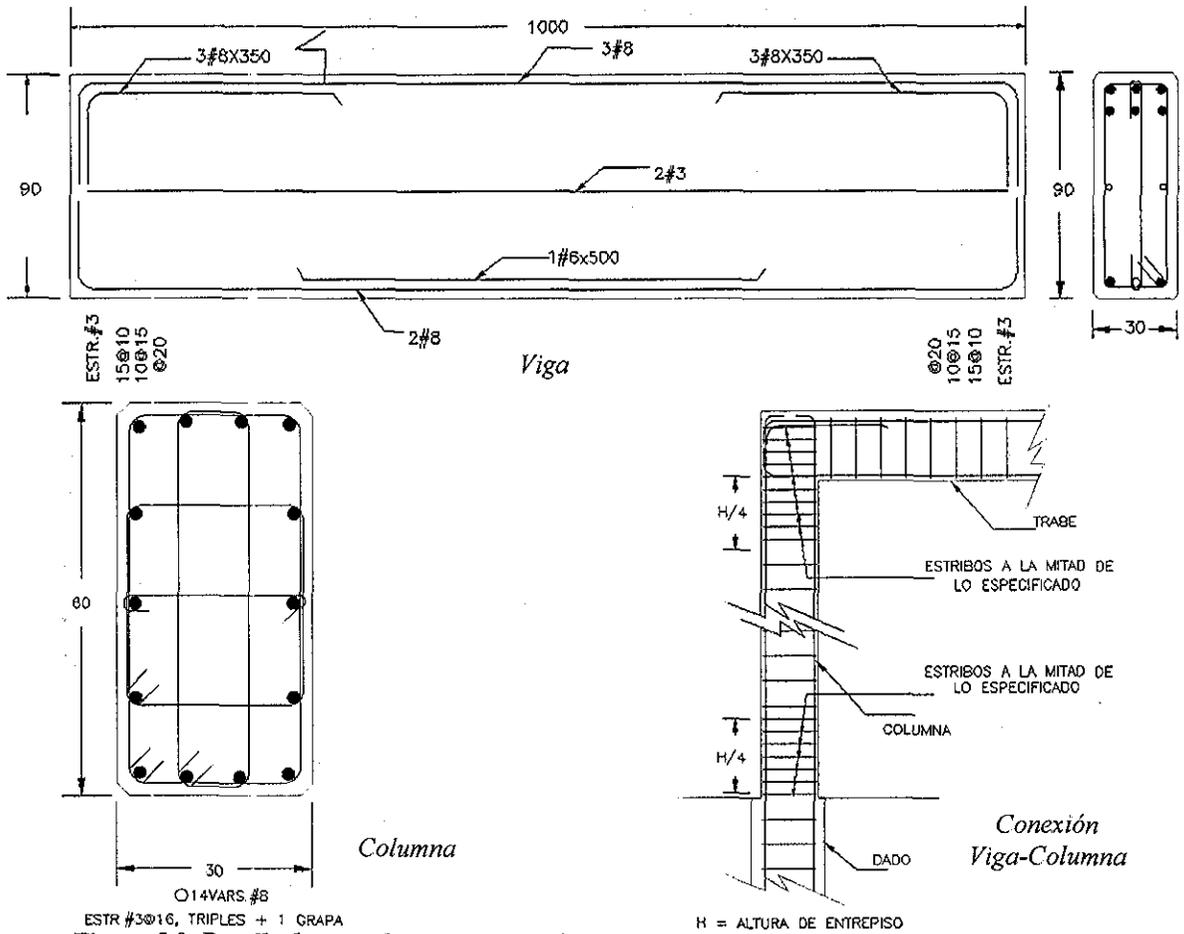


Figura 5.9. Detalle de armado del marco resistente a momento de concreto reforzado estudiado

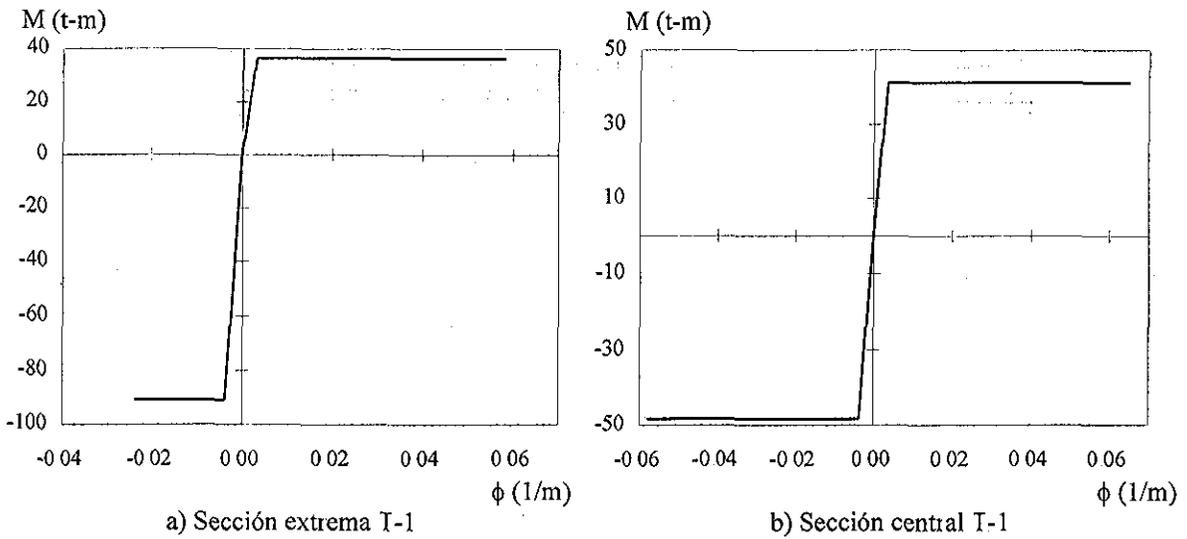


Figura 5.10. Momento-Curvatura en trabe

Tabla 5.7. Resultados del análisis modal.

MODO	COMPONENTE HORIZONTAL			COMPONENTE VERTICAL		
	Γ_H	Γ	m^*	Γ_V	Γ	m^*
1	0.1669	-1.961	96.78%	0.1357	-1.681	71.08%
2	0.0514	-0.347	3.04%	0.0298	0.611	9.38%
3	0.0205	-0.062	0.10%	0.0162	-0.112	0.31%
4	0.0136	0.009	0.00%	0.0159	0.477	5.72%
5	0.0119	-0.038	0.04%	0.0126	-0.638	10.23%
6	0.0102	-0.013	0.00%	0.0109	0.182	0.83%
7	0.0098	-0.001	0.00%	0.0088	0.014	0.01%
8	0.0086	0.034	0.03%	0.0083	-0.255	1.64%
9	0.0082	0.020	0.01%	0.0068	-0.127	0.41%
10	0.0076	-0.007	0.00%	0.0062	0.060	0.09%
Σ			100.00%			99.71%

5.2.4 Respuesta dinámica paso a paso ante el registro VICS800609

Se estudia el comportamiento dinámico del modelo ante el registro del sismo del 9 de junio de 1980 en la estación Victoria (VICS800609). Cabe mencionar que dicho registro fue filtrado por línea base y corregido con un filtro pasabanda. En la Figura 5.11 se muestran para todas sus componentes, los espectros elásticos de respuesta con $\xi = 5\%$ y las ordenadas espectrales asociadas a los periodos fundamentales del marco en estudio.

Como se comentó oportunamente, el marco se modela y se analiza en el Drain-2DX. De los análisis paso a paso se obtienen algunas respuestas globales y locales de interés. Se estudiarán las diferencias en el comportamiento considerando la componente vertical del registro propuesto.

Para ilustrar el daño ocasionado en los elementos al incursionar en el intervalo inelástico, se muestran esquemáticamente en la Figura 5.12 y se resumen en la Tabla 5.8, las rotaciones plásticas acumuladas obtenidas en el marco de estudio, a fin de visualizar las diferencias con el caso en que se omita la componente vertical del registro.

Del análisis en el dominio del tiempo con la componente horizontal, se presentan plastificaciones en la parte superior de las columnas. Al incluir la componente vertical del registro, se incrementan las rotaciones en todos los elementos: como consecuencia de discretizar la masa en el modelo, aparecen rotaciones plásticas en el centro de todas las vigas debido a un incremento de momento positivo no considerado en el diseño original; un aumento de momento negativo produce incremento en las rotaciones plásticas en los extremos de la viga; adicionalmente, las rotaciones plásticas crecen en las columnas.

El incremento en el daño de las vigas, al incluir en el análisis la componente vertical, se explica debido a las fuerzas inerciales que en esta dirección se crean, y produciendo incremento y decremento de respuestas.

Las fuerzas inerciales en las vigas influyen directamente en su apoyos, las columnas, donde como se muestra en la Figura 5.13, Figura 5.14 y Figura 5.15, con resultados que se resumen en la Tabla 5.9, la respuesta a flexocompresión se ve directamente afectada. Existe un incremento de la demanda a flexión que se traduce en un aumento en el nivel de rotaciones plásticas, y un incremento y decremento de la carga axial que implica en el primer caso, como se reconoce en la literatura, una disminución en la capacidad de rotación. El efecto dañino doble (incremento a la flexión y disminución de la ductilidad de rotación), deberá tender a producir un mecanismo de falla en las columnas por aplastamiento del concreto, efecto que será más grave si fuera escaso el refuerzo transversal.

Si la estimación de los efectos de la componente vertical, al menos en las vigas fuera una aplicación reglamentaria, las dimensiones en dichos elementos tendería a incrementar, buscando disminuir sus daños. Sin embargo, a fin de no tener un mecanismo plástico indeseado, también se debería cumplir en principio con la propuesta reglamentaria vigente, que exige que el momento resistente en las columnas por un factor de amplificación sea mayor que el de las vigas, a fin de buscar el mecanismo columna fuerte viga débil.

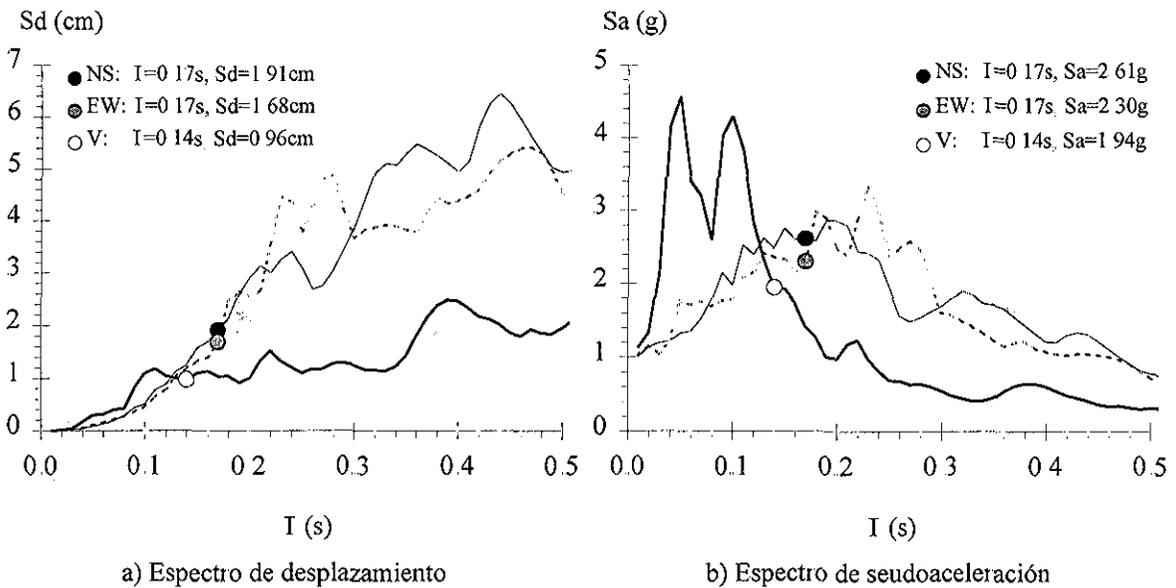


Figura 5.11. Espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$) del registro VICS800609

Tabla 5.8. Resumen de máximas rotaciones plásticas acumuladas esquematizadas en la Figura 5.12

Elemento \ Caso	H_{N-s}	H_{E-w}	+V	-V	H_{N-s+V}	H_{E-w+V}	H_{N-s+V}	H_{E-w+V}
Centro del claro de viga	0.0000	0.0000	0.0107	0.0098	0.0183	0.0165	0.0130	0.0124
Extremo superior de columnas	0.0308	0.0258	0.0110	0.0093	0.0526	0.0456	0.0447	0.0417

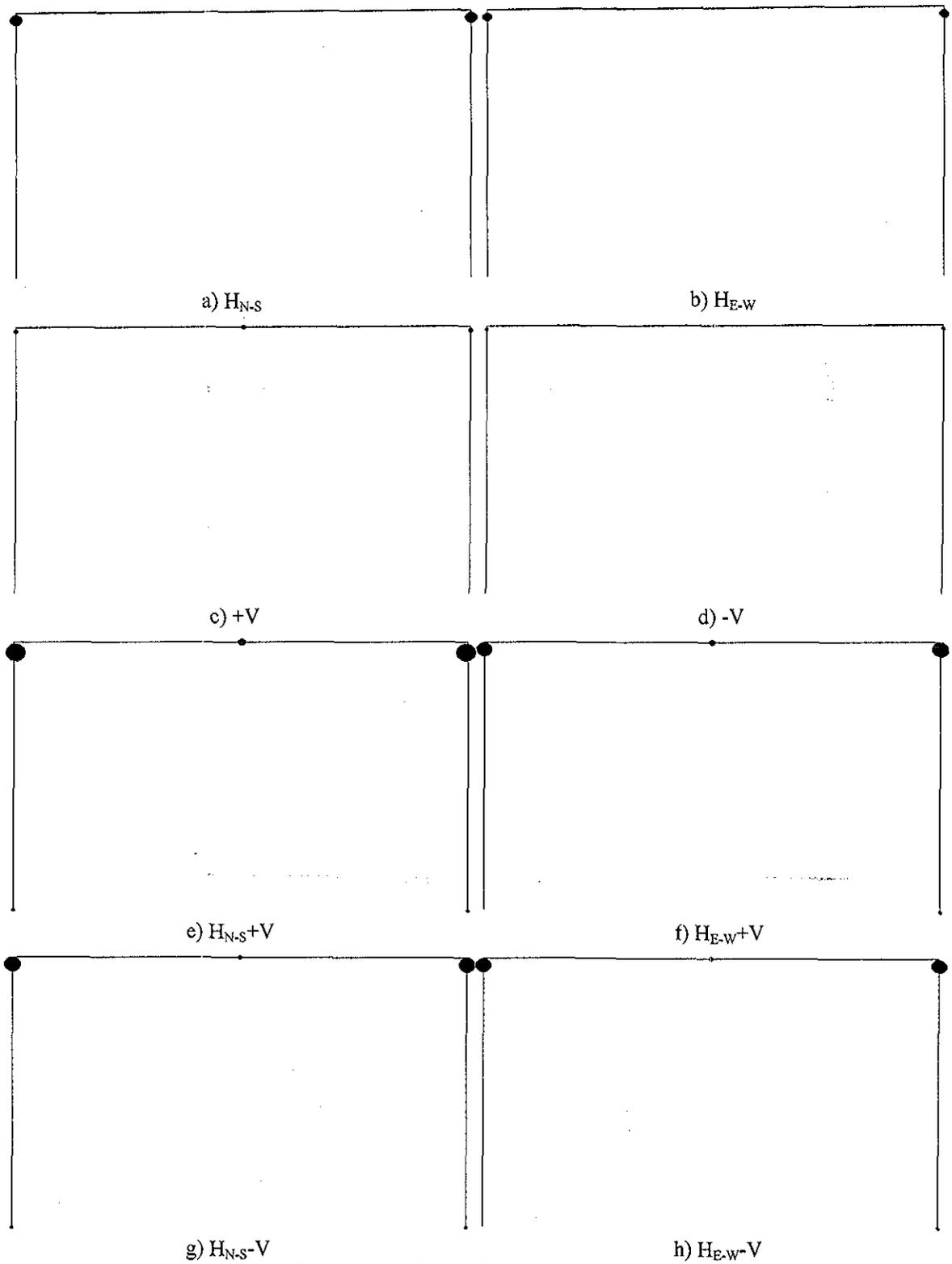


Figura 5.12. Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas

Tabla 5.9. Envolvente carga axial – momento

a) Comportamiento elástico									
H	+M _H	+M _{H±V}	Incr.	+P _H	+P _{H±V}	Incr.	-P _H	-P _{H±V}	Incr.
N-S	89.72	96.93	1.08	40.79	58.43	1.43	18.04	0.27	0.01
E-W	102.6	107.7	1.05	43.33	60.18	1.39	15.53	-1.48	-0.10

b) Comportamiento inelástico									
H	+M _H	+M _{H±V}	Incr.	+P _H	+P _{H±V}	Incr.	-P _H	-P _{H±V}	Incr.
N-S	53.95	54.00	1.00	38.44	45.75	1.19	15.92	7.45	0.47
E-W	53.96	54.03	1.00	39.02	45.68	1.17	15.13	7.35	0.49

c) Componente vertical			
Comportamiento	+M _{±V}	+P _{±V}	-P _{±V}
Elástico	66.05	55.81	2.92
Inelástico	53.99	45.68	7.72

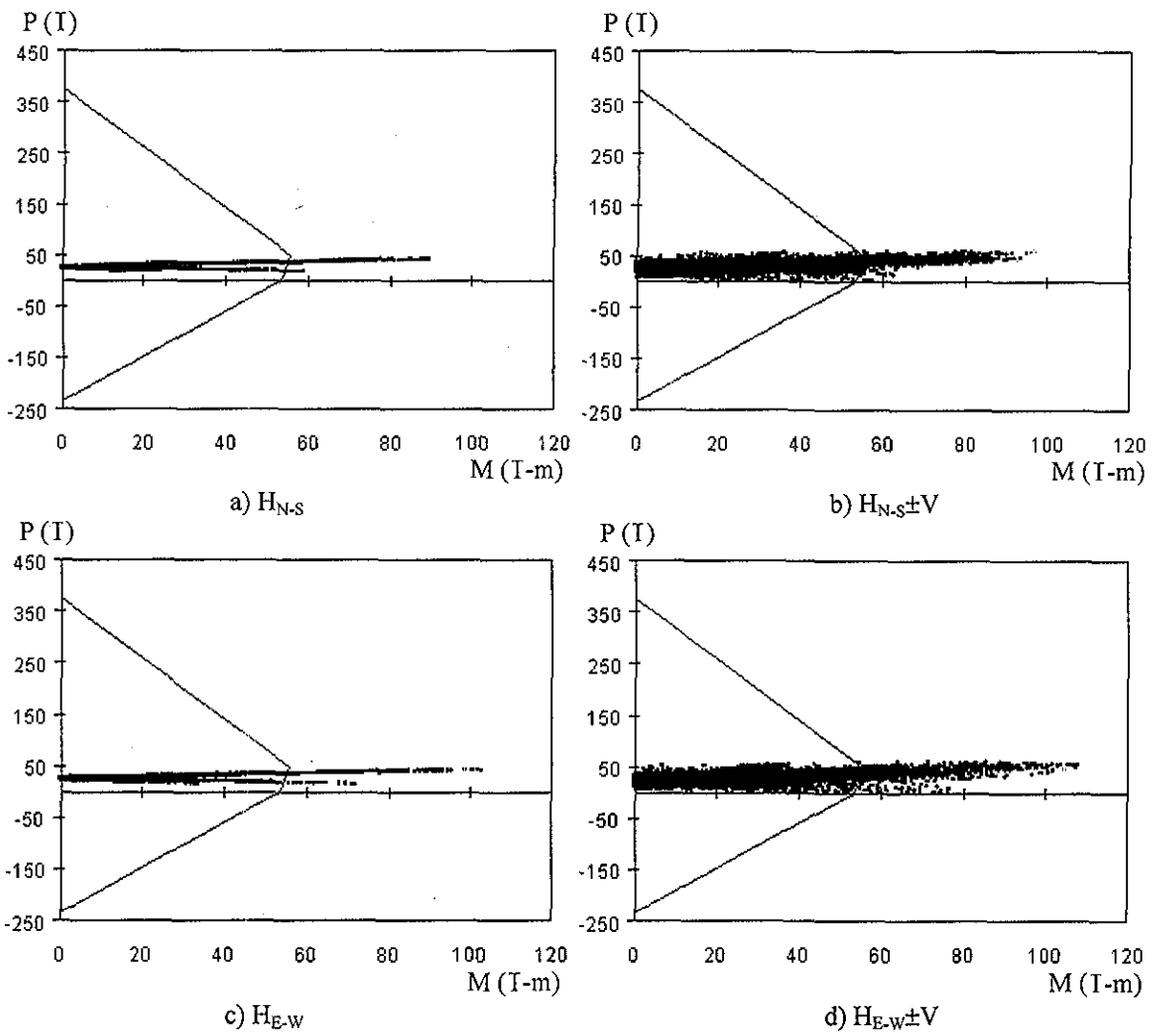


Figura 5.13. Historia Carga axial – Momento considerando comportamiento elástico

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

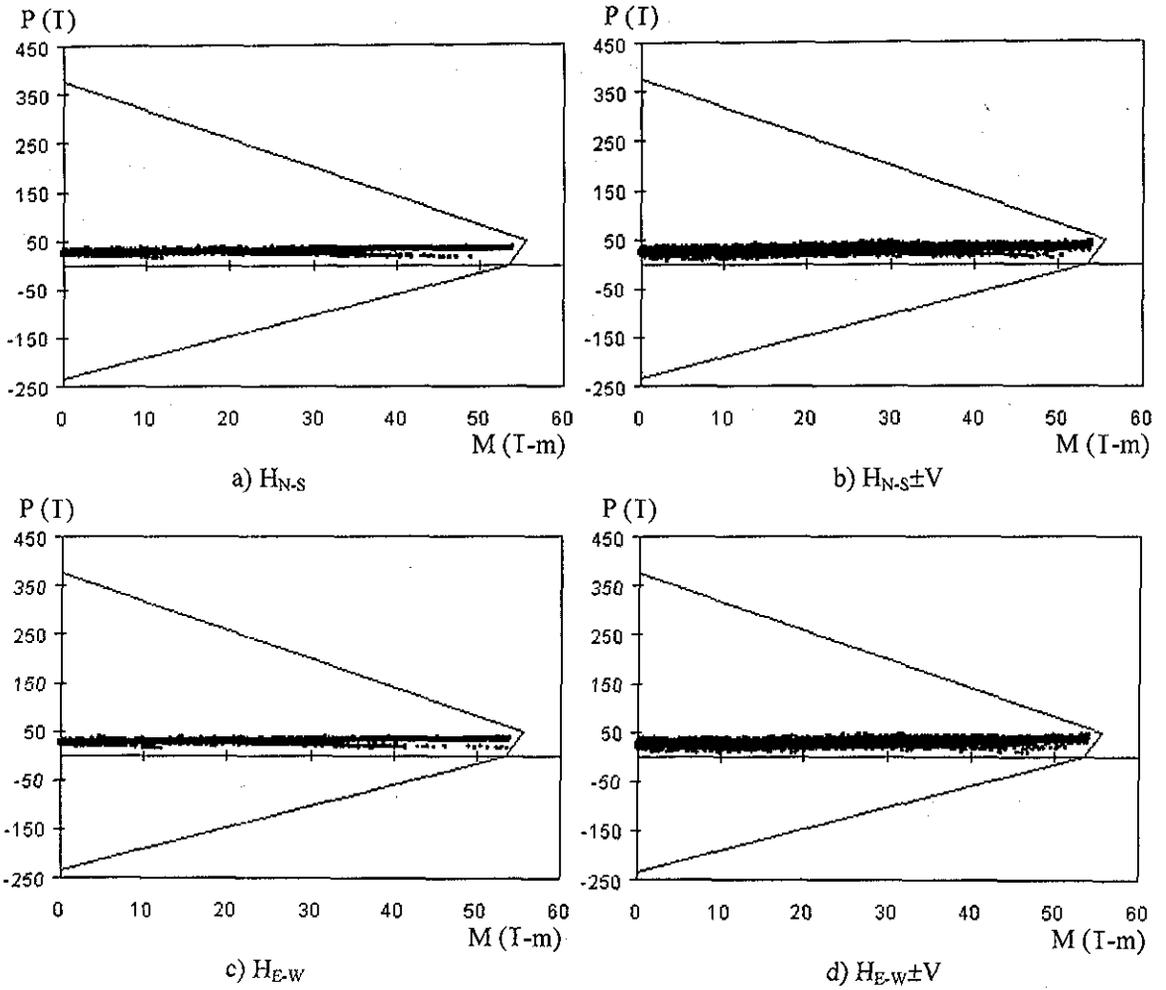


Figura 5.14. Historia Carga axial – Momento considerando comportamiento inelástico

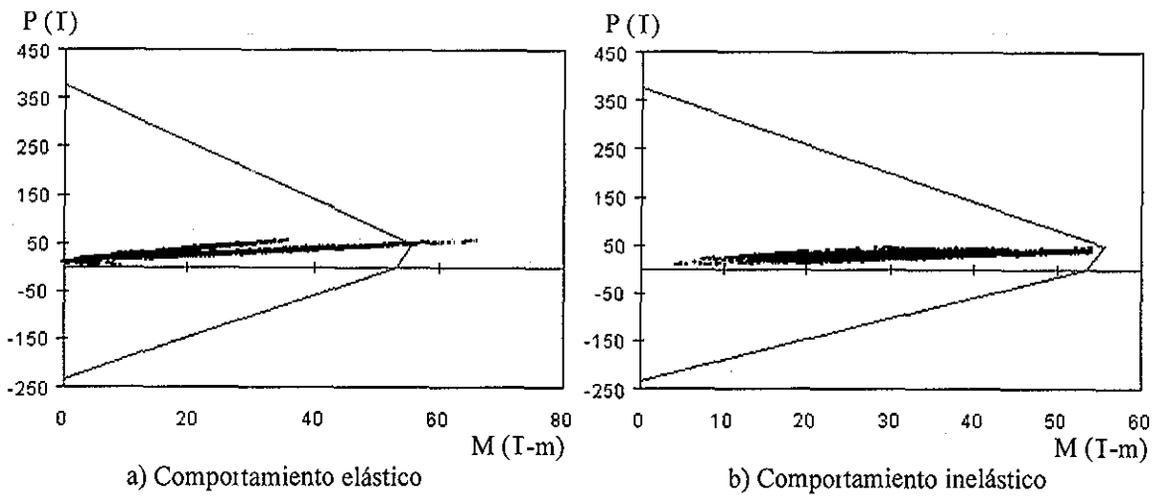


Figura 5.15. Historia Carga axial – Momento ($\pm V$)

5.2.5 Respuesta dinámica paso a paso ante el registro VCPS870207

Se estudia el comportamiento dinámico del modelo ante el registro del sismo del 7 de febrero de 1987 en la estación Volcán Cerro Prieto (VCPS870207) Cabe mencionar que dicho registro fue filtrado por línea base y corregido con un filtro pasabanda. En la Figura 5.16 se muestran para todas sus componentes, los espectros elásticos de respuesta con $\xi = 5\%$ y las ordenadas espectrales asociadas a los periodos fundamentales del marco en estudio

Para ilustrar el daño ocasionado en los elementos al incursionar en el intervalo inelástico, se muestran esquemáticamente en la Figura 5.17 y se resumen en la Tabla 5.10, las rotaciones plásticas acumuladas obtenidas en el marco de estudio, a fin de visualizar las diferencias con el caso en que se omita la componente vertical del registro.

Del análisis en el dominio del tiempo con la componente horizontal, se presentan plastificaciones en la parte superior de las columnas. Al incluir la componente vertical del registro, se incrementan las rotaciones en todos los elementos: como consecuencia de discretizar la masa en el modelo, aparecen rotaciones plásticas en el centro de todas las vigas debido a un incremento de momento positivo no considerado en el diseño original; un aumento de momento negativo produce incremento en las rotaciones plásticas de los extremos de la viga; adicionalmente, las rotaciones plásticas crecen en las columnas

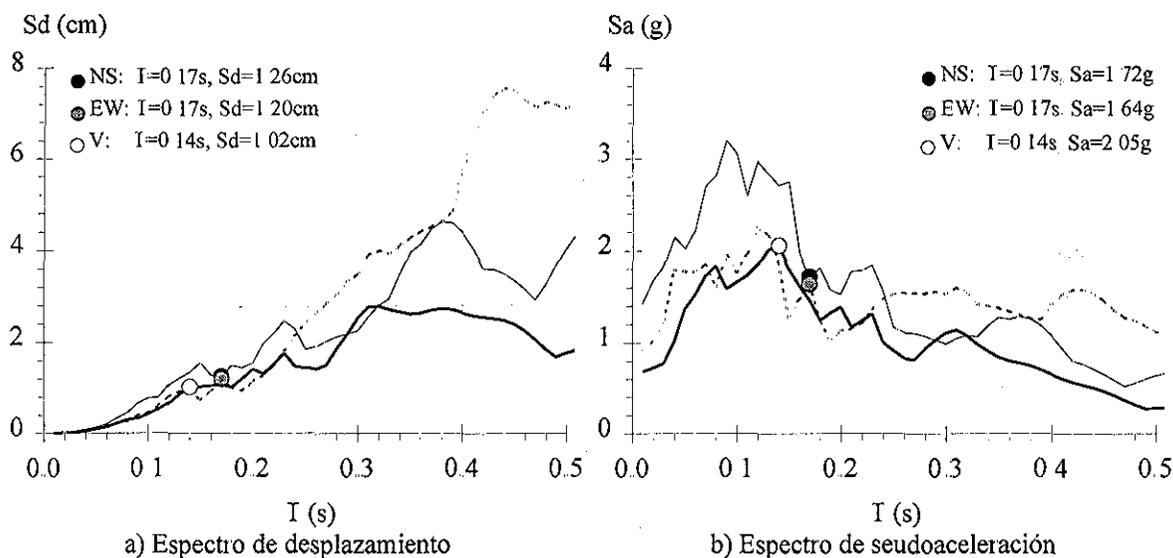


Figura 5.16. Espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$) del registro VCPS870207

Tabla 5.10. Resumen de rotaciones plásticas acumuladas máximas

Elemento \ Caso	H_{N-S}	H_{E-W}	+V	-V	H_{N-S+V}	H_{E-W+V}	H_{N-S+V}	H_{E-W+V}
Centro del claro de viga	0.0000	0.0000	0.0051	0.0052	0.0061	0.0063	0.0066	0.0070
Extremo superior de columnas	0.0039	0.0022	0.0039	0.0037	0.0093	0.0096	0.0121	0.0098

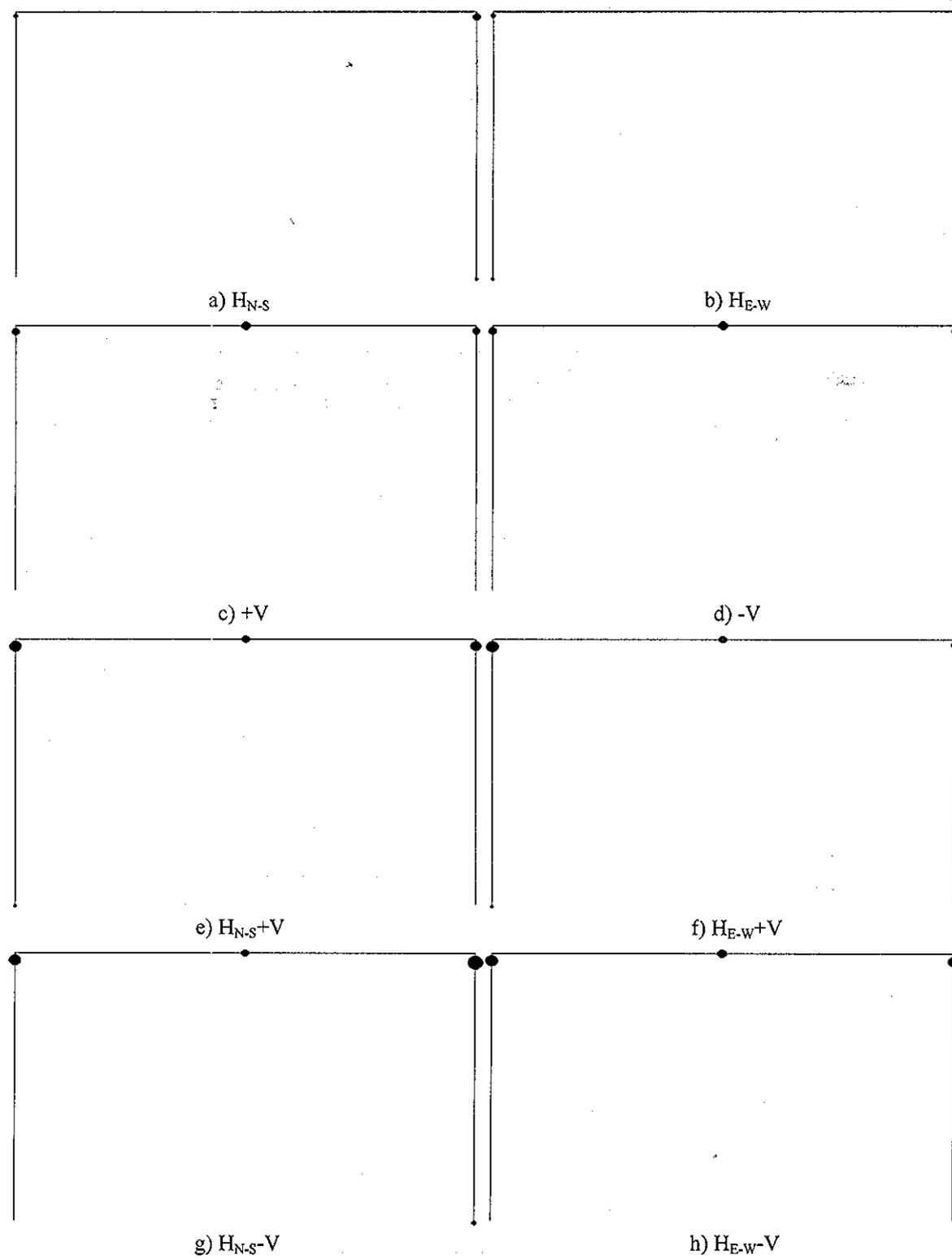


Figura 5.17. Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas

5.3 MARCO RESISTENTE A MOMENTO

5.3.1 Marco de concreto reforzado y cuatro niveles

5.3.1.1 Amplificación del desplazamiento estático

A fin de verificar los resultados analíticos, se estudia en este inciso la amplificación del desplazamiento estático del modelo ($\xi=5\%$) con el registro del sismo del 9 de junio de 1980 en la estación Victoria (VICS800609), definida como el cociente del máximo desplazamiento elástico dinámico que produce la fuerza inercial vertical entre el desplazamiento debido a la carga estática gravitatoria; dichos valores, se comparan con el espectro elástico de amplificación ($\xi=5\%$) obtenido en el capítulo previo

Como se aprecia en la Figura 5.18, la amplificación del desplazamiento estático que se calcula a partir de los modelos elásticos (SVGL) presenta valores cercanos a la que se obtiene de los espectros elásticos de amplificación (S1GL), y por lo tanto, dicha respuesta estimada para SVGL se puede representar con razonable precisión a partir de S1GL. Cabe mencionar que los periodos estimados con las expresiones analíticas (Ecuación 5.1) y las obtenidas del modelo son similares, y las pequeñas variaciones se atribuyen a la diferencia entre considerar masa discreta contra masa distribuida

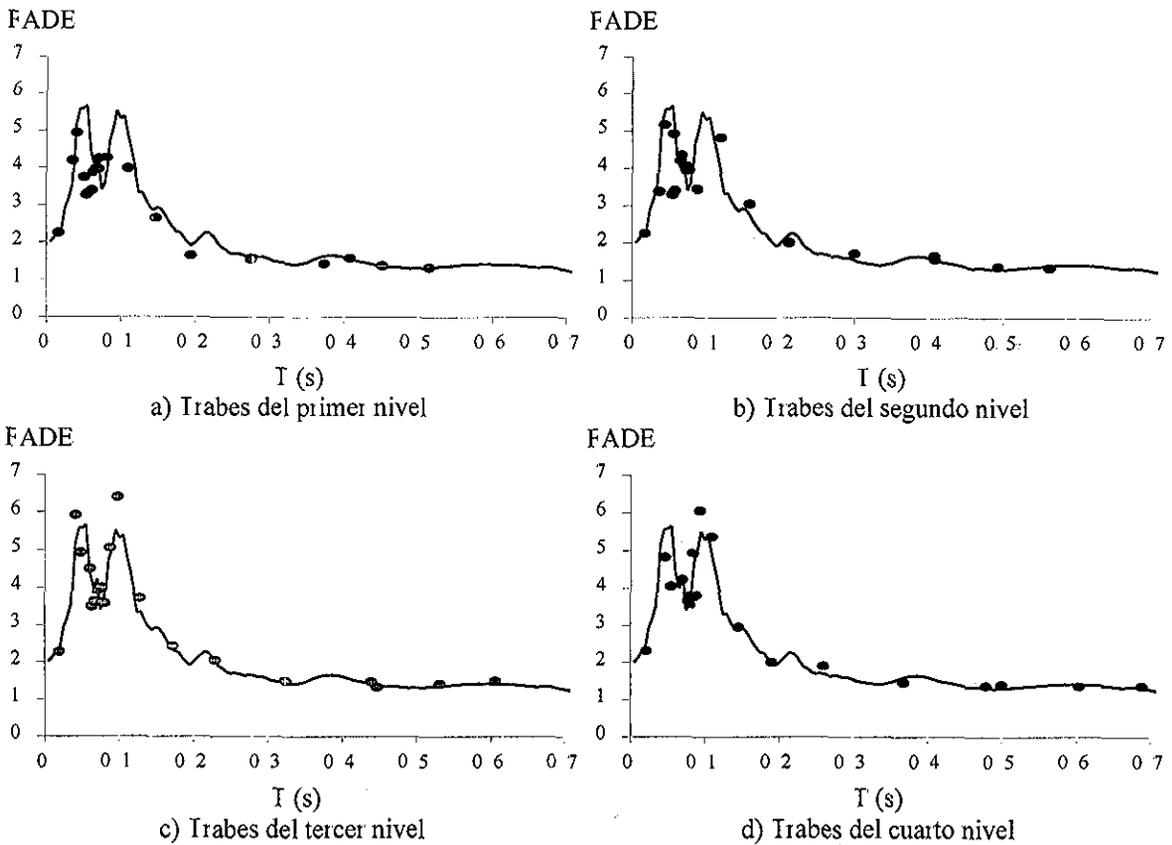


Figura 5.18. Espectro elástico de amplificación (línea gruesa) y FADE obtenidos con el modelo M2

5.3.1.2 Modelo

Se propone el estudio de la influencia de la componente vertical en una edificio (modelo M2) de uso para oficinas estructurado con marcos resistentes a momento de concreto reforzado de cuatro niveles, una crujía de 10m de claro en el sentido longitudinal y cuatro crujías de 5m de claro cada una en el sentido transversal, y apoyado sobre base rígida (Figura 5 19). El sistema de piso consiste en losas apoyadas sobre los marcos longitudinales, aunque no se considera la contribución de la losa en la resistencia, rigidez y ductilidad de las vigas. En la Tabla 5 11 se presenta el resumen del análisis de cargas considerado. Resultados preliminares del análisis dinámico inelásticos paso a paso del modelo, considerando la componente sísmica vertical de algunos registros seleccionados, fueron presentados por Perea y Esteva (1999)

A partir de un análisis elástico lineal con las cargas de gravedad y accidentales, estas últimas obtenidas a partir de un análisis dinámico modal espectral considerando un coeficiente sísmico horizontal de $C=0.5$ propuesto por el RCEG y el MDOC para suelo firme, y un factor de comportamiento sísmico de $Q=2$, se diseñan elementos estructurales considerando comportamiento plástico con los elementos mecánicos correspondientes a la combinación de carga más desfavorables (estado límite de falla) y se revisan desplazamientos relativos de entrepiso, los cuales presentan valores menores a 0.006.

Tabla 5.11. Resumen de análisis de carga

Carga	Piso (T/m ²)	Azotea (T/m ²)
Muerta	0.55	0.60
Viva máxima	0.25	0.10
Total	0.80	0.70

En la Figura 5 20 se muestran detalles de armado de secciones de trabes y columnas, y se resumen resistencias de las mismas en la Tabla 5 12 y Tabla 5 13.

Los valores mostrados en la Tabla 5 13, se obtienen a partir del diagrama de interacción de las columnas (Figura 5 21), donde: My^+ y My^- son los momentos resistentes a flexión pura positivo y negativo respectivamente; Pyc y Pyt son la carga axial pura de compresión y tensión respectivamente; M es el momento máximo y P el valor de la carga axial correspondiente.

Tabla 5.12. Momentos resistentes (T·m) de trabes del marco estudiado.

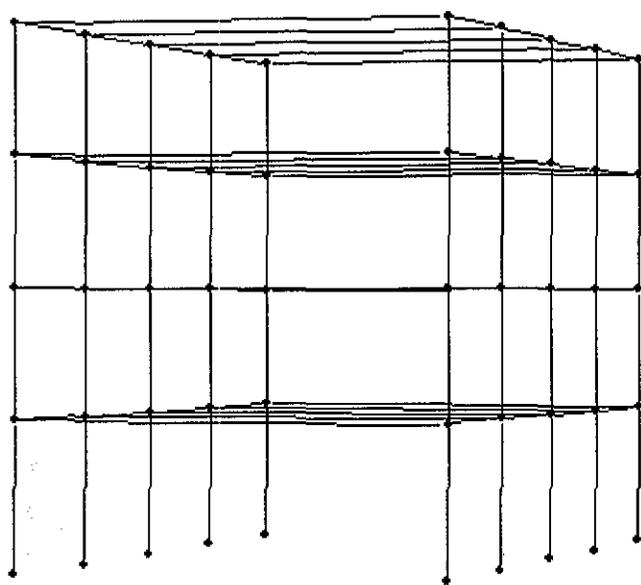
Momento resistente (T·m)	Esquina		Centro del claro (CL)	
	My^+	My^-	My^+	My^-
Trabe niveles 1 y 2, ejes B, C y D	+36.500	-90.888	+41.365	-48.394
Trabe niveles 2 y 3, ejes B, C y D	+28.529	-68.133	+36.486	-42.645

My^+ y My^- son los momentos resistentes a flexión pura positivo y negativo

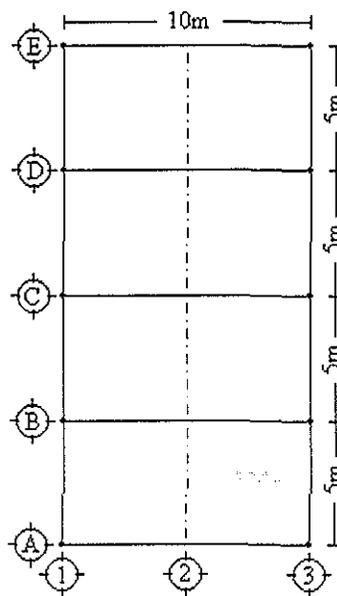
Tabla 5.13. Momentos (T·m) y cargas axiales (Ton) resistentes de columnas del marco estudiado.

	My^+	My^-	Pyc	Pyt	M/My^+	M/My^-	P/Pyc
Columnas entrepisos 1 y 2 (C1)	+53.5	-53.5	+375	-235	1.01	1.01	0.12
Columnas entrepisos 3 y 4 (C2)	+39.0	-39.0	+310	-170	1.04	1.04	0.13

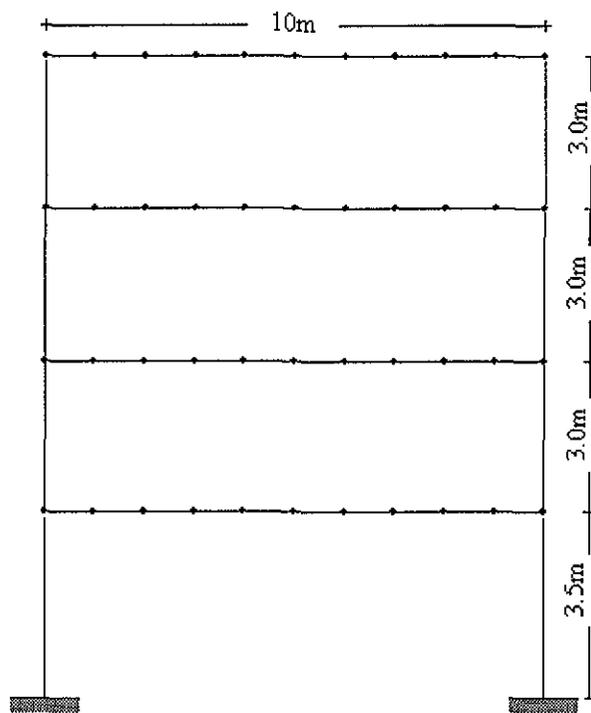
My^+ y My^- son los momentos resistentes a flexión pura positivo y negativo; Pyc y Pyt son la carga axial pura de compresión y tensión; M es el momento máximo y P el valor de la carga axial correspondiente



a) Marco tridimensional



b) Planta



c) Marco modelado

Figura 5.19. Marco resistente a momento de concreto reforzado estudiado

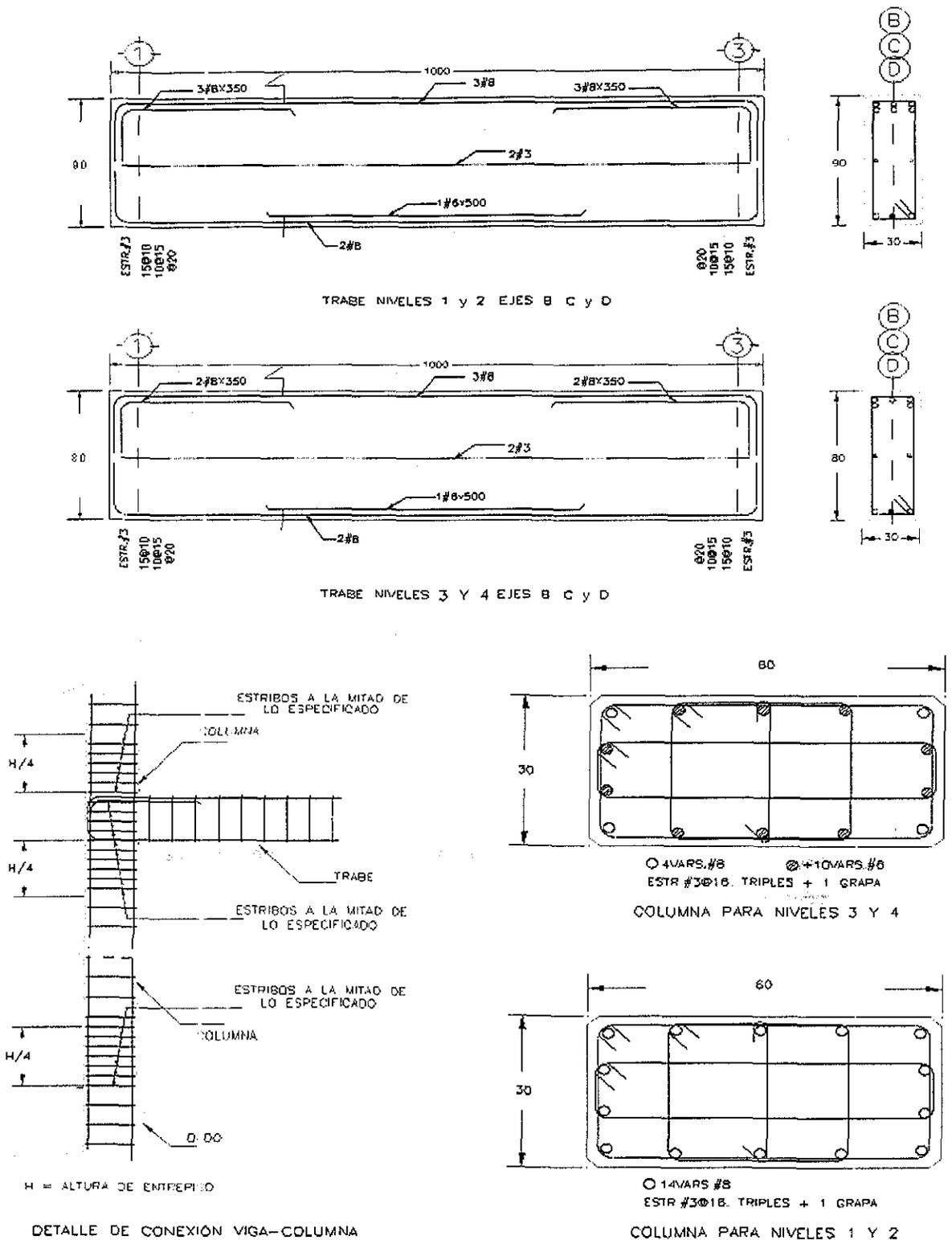


Figura 5.20. Detalle de armado del marco resistente a momento de concreto reforzado estudiado

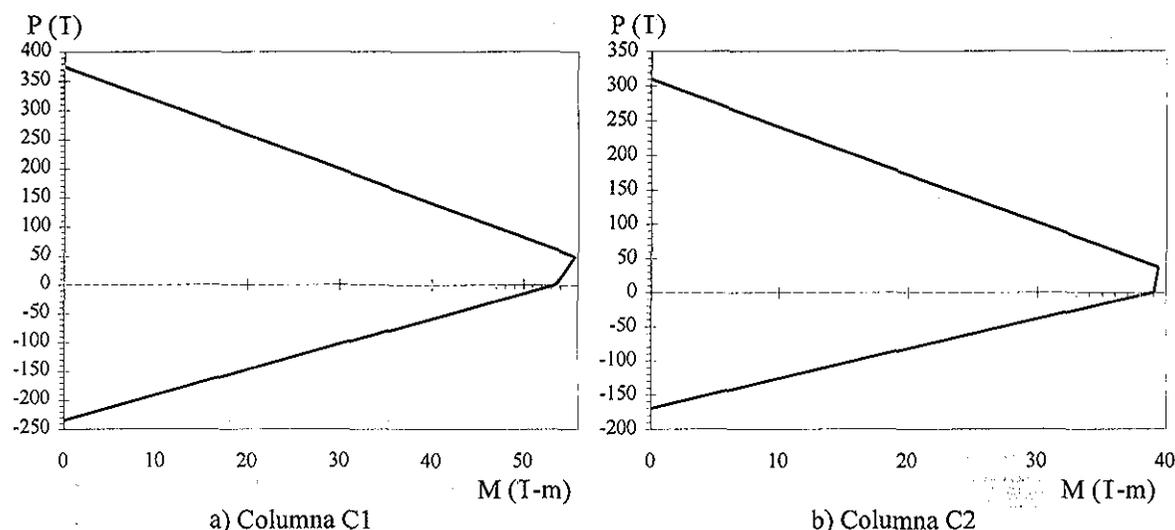


Figura 5.21. Diagrama de interacción carga axial-momento de las columnas del marco estudiado.

Se modela al marco longitudinal central en el Drain-2DX y se realizan análisis no lineal y sísmico dinámico paso a paso considerando la componente horizontal y vertical de algunos registros intensos seleccionados. Se compara la respuesta dinámica producida con la componente horizontal con la obtenida de la acción combinada de los efectos de las componentes horizontal y vertical. Cabe mencionar que en los modelos estudiados, se considera masa discreta en puntos espaciados a cada $L/10$ sobre la viga que simule la condición real de masa distribuida. Las constantes en la ecuación de amortiguamiento de Rayleigh, necesarias para el modelo, fueron estimadas para obtener $\xi=5\%$ en los modos fundamentales de ambas direcciones.

Se presentan en la Figura 5.22 los diagramas momento-curvatura y en la Tabla 5.14 las ductilidades de curvatura ($\mu\phi$), para las trabes T1 y T2 en las secciones extremas y centrales. Se observa que para las secciones extremas, las vigas tienen mayor resistencia para momento negativo y mayor capacidad de curvatura para momento positivo, consecuencia de una mayor cantidad de refuerzo en el lecho superior; para las secciones centrales, donde la cuantía es similar en ambos lechos, la resistencia y la ductilidad son comparables. A juicio del autor, los criterios del detallado en las trabes T1 y T2, toman los criterios típicamente empleados en la práctica del diseño de trabes en marcos resistentes a momento.

Tabla 5.14. Ductilidad de rotación en trabes

	Sección extrema		Sección central	
	$+\mu\phi$	$-\mu\phi$	$+\mu\phi$	$-\mu\phi$
T1	19.3	6.3	18.1	16.1
T2	17.5	7.0	15.5	13.3

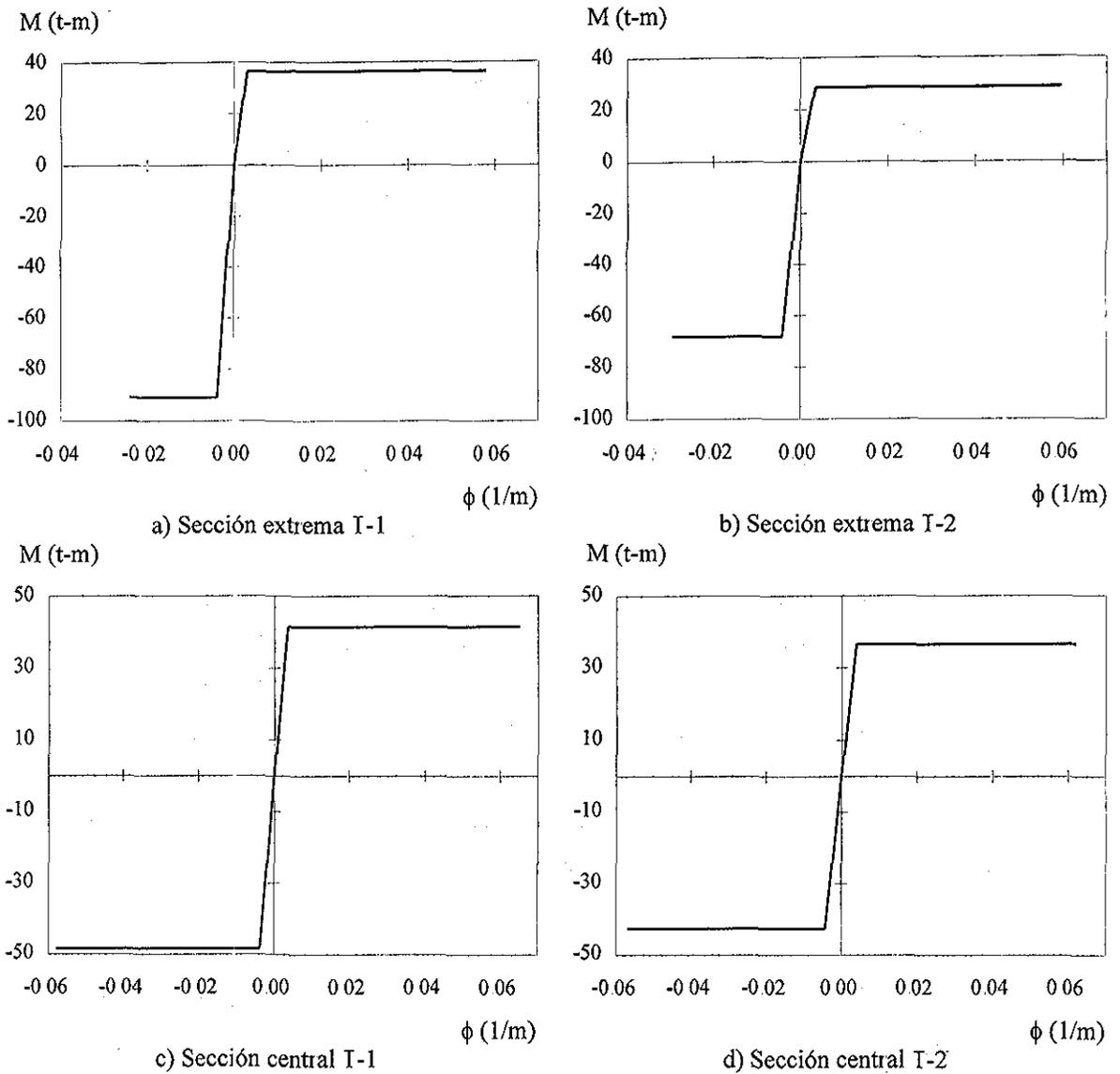


Figura 5.22. Momento-Curvatura en traves

Para conocer la respuesta del marco ante carga lateral, se realiza un análisis de empujón con un patrón de carga en forma triangular invertida. Como se muestra en la Tabla 5 15, Tabla 5 16 y Figura 5 23, el diseño es congruente con los parámetros de diseño seleccionados

Tabla 5.15. Resultados del análisis de empujón.

PUNTO	V	V/W	δ	δ/H
Fluencia (y)	30	0.25	0.020	0.002
Último (u)	56	0.46	0.113	0.009

V: cortante basal resistente; δ : desplazamiento de azotea; W y H: peso y altura de la estructura, respectivamente

Tabla 5.16. Comparación entre los parámetros de diseño y los obtenidos analíticamente.

	V_u/V_y	V/W	δ_u/δ_y	δ/H
Analítico	1.85	0.25	5.74	0.009
Teórico	2.00	0.25	2.00	0.006
Diferencia	-8%	0%	187%	51%

V_u y V_y : cortante basal resistente último y de fluencia, respectivamente; δ_u y δ_y : desplazamiento de azotea último y de fluencia, respectivamente; W y H : peso y altura de la estructura, respectivamente

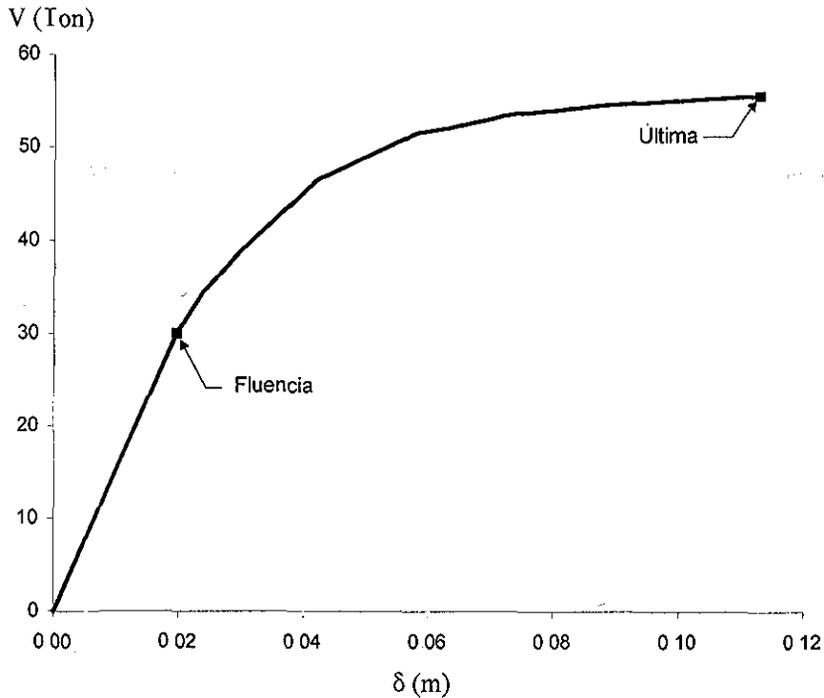


Figura 5.23. Curva cortante basal - desplazamiento de azotea

5.3.1.3 Análisis modal

Se obtienen y se presentan en la Tabla 5.17, los periodos calculados con el Drain-2DX y asociados a los modos de vibrar para las componentes horizontal y vertical, así como sus correspondientes factores de participación (Γ) y porcentajes de masa modal efectiva (m^*). Se puede observar que en el caso de la componente vertical, para obtener un porcentaje alto de masa modal efectiva es necesario un mayor número de modos de vibrar que para la componente horizontal; más casos serán necesarios verificar si esta condición domina con otros modelos

Tabla 5.17. Resultados del análisis modal

MODO	T_H	Γ	m^*	T_V	Γ	m^*
1	0.509	-3.662	88.01%	0.146	-0.694	3.17%
2	0.167	-1.154	8.73%	0.129	2.395	37.65%
3	0.089	-0.567	2.11%	0.120	0.890	5.20%
4	0.062	-0.290	0.55%	0.110	2.154	30.46%
5	0.057	-0.016	0.00%	0.039	1.653	17.94%
6	0.051	0.289	0.55%	0.032	0.006	0.00%
7	0.044	0.001	0.00%	0.029	0.445	1.30%
8	0.043	-0.027	0.00%	0.028	0.397	1.03%
9	0.029	0.010	0.00%	0.022	0.474	1.48%
10	0.022	-0.006	0.00%	0.017	-0.054	0.02%
Σ			99.97%			98.25%

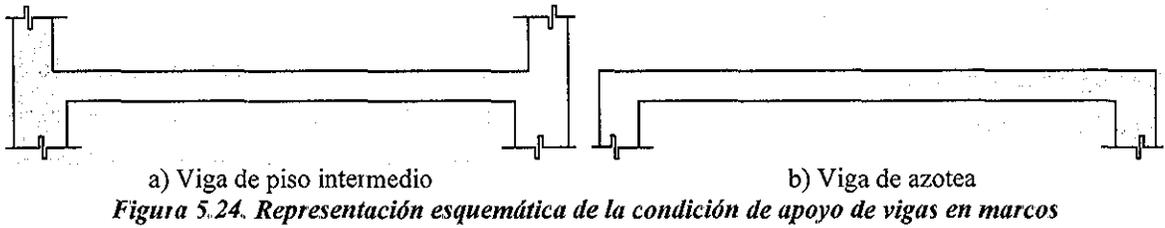
En el inciso 5.2.1, se ajustó el periodo fundamental vertical (T_{V1}) de vigas a expresiones (Ecuaciones 5.1.2 a 5.1.4) dependientes de la rigidez a flexión, la carga y el claro de la viga, además de una constante adimensional (K_1) que es función de la condición de apoyo que proporcionan las columnas (Ecuaciones 5.3.2 a 5.3.4); con dichas expresiones, se calculan los periodos fundamentales correspondientes a la vibración vertical para cada una de las vigas que integran el marco, los cuales presentan valores cercanos a los calculados con Drain-2DX (Tabla 5.18)

Tabla 5.18. Estimación del periodo vertical

N	$E_v = E_c$ (T/m ²)	I_v (m ⁴)	I_c (m ⁴)	w (T/m)	L (m)	Ec. 5.3.2 y 5.1.2		Ec. 5.3.3 y 5.1.3		Ec. 5.3.4 y 5.1.4		Drain T_{V1} (s)
						K_1	T_{V1} (s)	K_1	T_{V1} (s)	K_1	T_{V1} (s)	
4	2.21E+06	0.0128	0.0054	3.33	9.7	13.68	0.150	13.58	0.151	13.59	0.151	0.146
3	2.21E+06	0.0128	0.0108	3.83	9.7	15.52	0.141	14.75	0.149	15.60	0.141	0.129
2	2.21E+06	0.0182	0.0108	3.90	9.7	14.56	0.128	14.17	0.131	14.54	0.128	0.120
1	2.21E+06	0.0182	0.0108	3.90	9.7	14.56	0.128	14.17	0.131	14.54	0.128	0.110

N: número de nivel; E: módulo de elasticidad; I: momento de inercia; w: carga uniforme; L: longitud del claro de la viga; T: periodo estimado. Los subíndices v y c indican vigas o columnas, respectivamente

Como se comentó y observó en incisos previos, el periodo asociado al modo más flexible le corresponde a la condición de apoyo menos rígida. Para los casos de vigas con apoyos simples, la condición más flexible la presenta la viga en voladizo, continuando la viga simplemente apoyada, y la más rígida le corresponde a la viga doblemente empotrada. Para los casos de marcos resistentes a momento, la condición de apoyo más flexible le corresponde frecuentemente a la viga de azotea por las siguientes razones: la condición de apoyo en las vigas de azotea depende únicamente de las columnas del último entrepiso, y no de las columnas de los entrepisos superior e inferior como en el caso de las vigas de pisos intermedios (Figura 5.24); la inercia de las columnas generalmente decrece con la altura del marco (Figura 5.24); ocasionalmente, la inercia de las vigas de pisos superiores es menor que las de pisos inferiores; también ocasionalmente, la viga de azotea puede estar sujeta a mayor carga que las vigas de pisos intermedios



A fin de evaluar las expresiones propuestas para la estimación del periodo fundamental vertical de vigas, se comparan en la Figura 5.25 las curvas de ajuste para estimar la constante adimensional K_1 (Ecuaciones 5.3.2 a 5.3.4) con la correspondiente que se obtiene de los análisis elásticos de marcos resistentes a momento; se aprecia en dicha figura una razonable relación de las curvas de ajuste con los datos, y por lo tanto, la estimación del periodo fundamental vertical con dichas ecuaciones es consistente y útil para calcularlo sin la necesidad de modelar con masa distribuida

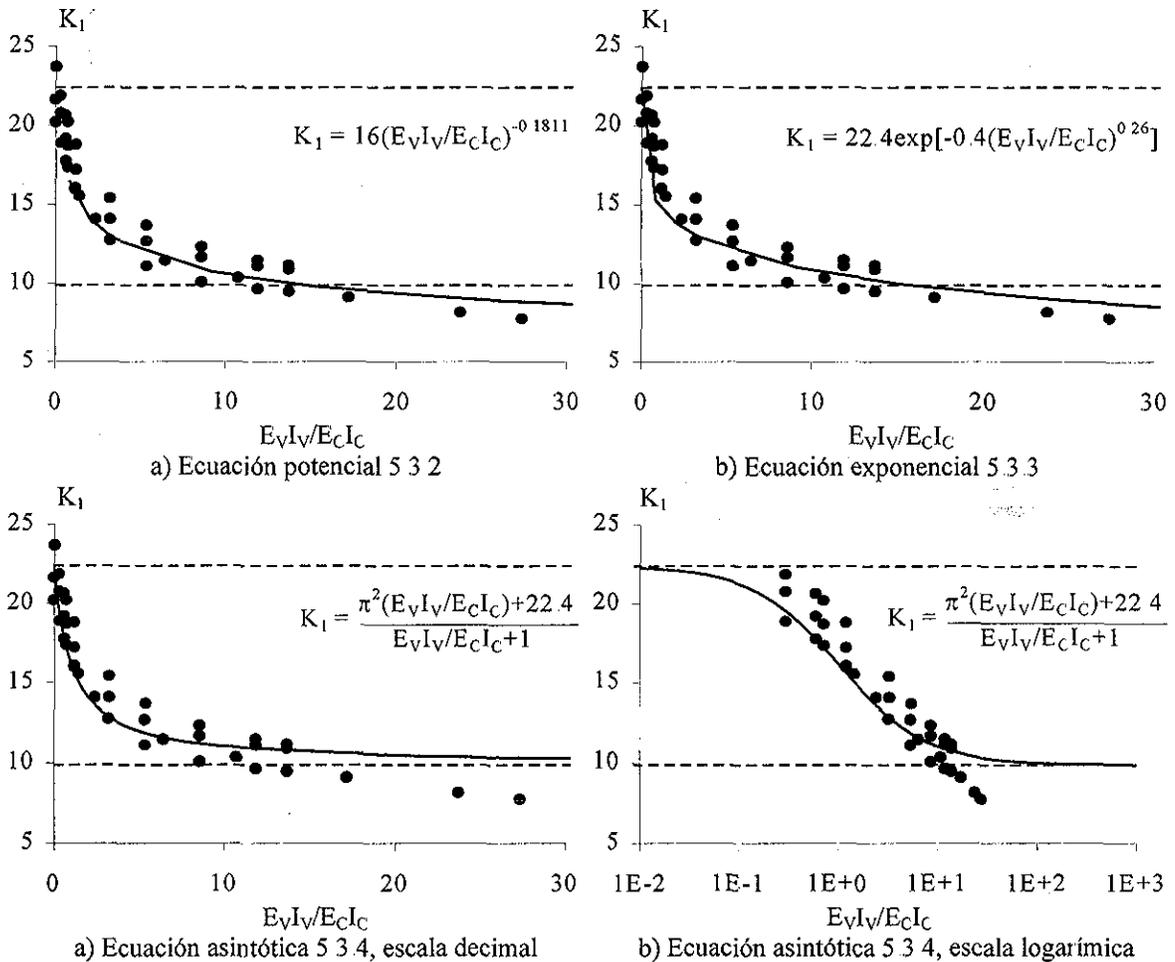
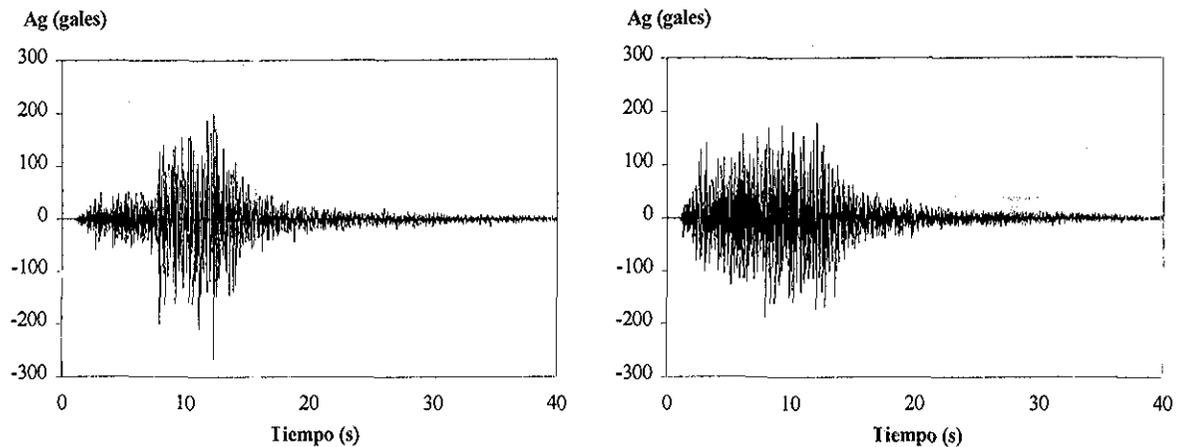


Figura 5.25. Comparación entre los datos obtenidos con los análisis elásticos de marcos resistentes a momento y las curvas de ajuste (líneas continuas)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.3.1.4 Respuesta dinámica paso a paso ante el registro BALC941210

En lo siguiente se estudiará la respuesta dinámica no lineal del marco modelado ante el registro del sismo del 10 de diciembre de 1994 en la estación Balcón (BALC10D94, Figura 5.26). Aunque el registro seleccionado está asociado a un sismo de magnitud moderada ($M_c=6.3$), se presentan cocientes altos de la componente vertical entre la horizontal debido a su cercanía con la fuente ($R=38$ km).



a) Componente horizontal ($A_{MAX} = 267$ gales) b) Componente vertical ($A_{MAX} = 190$ gales)
Figura 5.26. Registro del sismo 10/12/1994 ($M_c=6.3$, $R=38$ km) en la estación Balcón (BALC10D94)

En la Figura 5.27, se muestran los espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$) los cuales presentan ordenadas espectrales altas en periodos cortos; adicionalmente, se ilustran las ordenadas asociadas a los periodos fundamentales correspondientes a las direcciones horizontal y vertical del marco en estudio

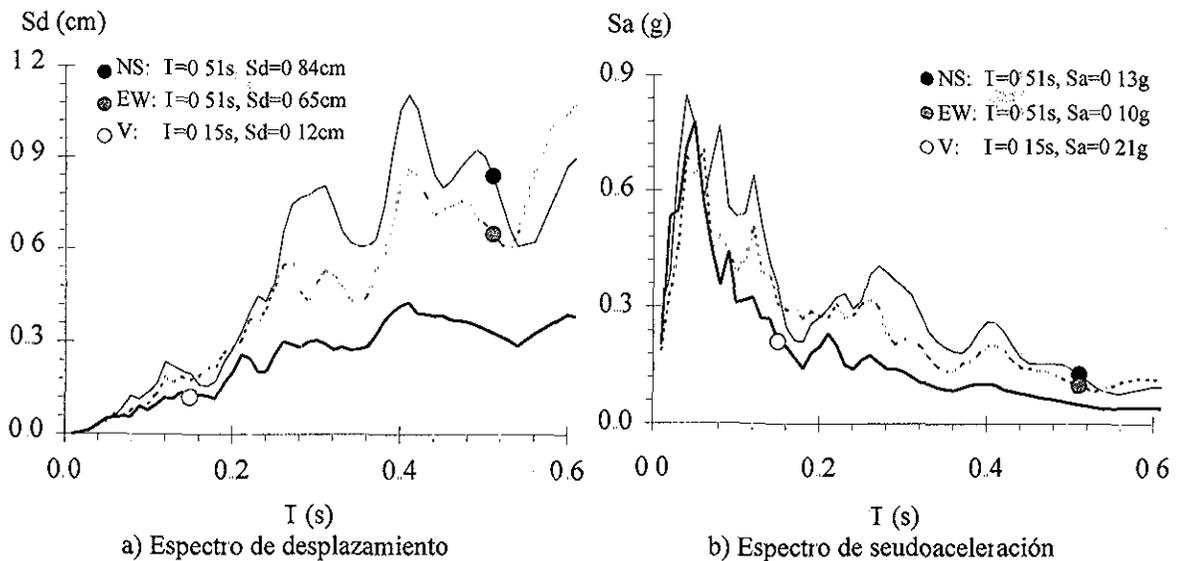


Figura 5.27. Espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$) del registro BALC10D94

De los análisis paso a paso se obtienen algunas respuestas globales y locales de interés. Se estudian las diferencias al incluir en el comportamiento, la componente vertical del registro propuesto.

En la Tabla 5.19 se resumen los desplazamientos de piso (Figura 5.28) y desplazamientos relativos de entrepiso (Figura 5.29) máximos, asociados a los análisis dinámicos unidireccional (H) y bidireccional (H+V). En este ejemplo, considerar la componente vertical no alteró la respuesta global del marco, el cual tuvo un comportamiento elástico en toda la historia del registro.

Tabla 5.19. Envoltente de respuestas globales elásticas

a) Desplazamientos de piso						
N	Positivos			Negativos		
	H	H+V	Incr.	H	H+V	Incr.
4	0.008	0.008	1.00	-0.011	-0.011	1.00
3	0.007	0.007	1.00	-0.009	-0.009	1.00
2	0.005	0.005	1.00	-0.006	-0.006	1.00
1	0.003	0.003	1.00	-0.003	-0.003	1.00

b) Desplazamientos relativos de entrepiso						
N	Positivos			Negativos		
	H	H+V	Incr.	H	H+V	Incr.
4	0.001	0.001	1.00	-0.001	-0.001	1.00
3	0.001	0.001	1.00	-0.001	-0.001	1.00
2	0.001	0.001	1.00	-0.001	-0.001	1.00
1	0.001	0.001	1.00	-0.001	-0.001	1.00

En la Tabla 5.20 se resumen los desplazamientos de piso (Figura 5.30) y los desplazamientos relativos de entrepiso (Figura 5.31) máximos, asociados a los análisis paso a paso bidireccional sin y con efectos de segundo orden. En este ejemplo, considerar la componente vertical y los efectos de segundo orden, no alteró la respuesta global del marco, el cual tuvo un comportamiento elástico en toda la historia del registro.

Tabla 5.20. Envoltente de respuestas globales elásticas con y sin efectos PΔ

a) Desplazamientos de piso						
N	Positivos			Negativos		
	H+V	PΔ	Incr.	H+V	PΔ	Incr.
4	0.008	0.008	1.00	-0.011	-0.011	1.00
3	0.007	0.007	1.00	-0.009	-0.009	1.00
2	0.005	0.005	1.00	-0.006	-0.006	1.00
1	0.003	0.003	1.00	-0.003	-0.003	1.00

b) Desplazamientos relativos de entrepiso						
N	Positivos			Negativos		
	H+V	PΔ	Incr.	H+V	PΔ	Incr.
4	0.001	0.001	1.00	-0.001	-0.001	1.00
3	0.001	0.001	1.00	-0.001	-0.001	1.00
2	0.001	0.001	1.00	-0.001	-0.001	1.00
1	0.001	0.001	1.00	-0.001	-0.001	1.00

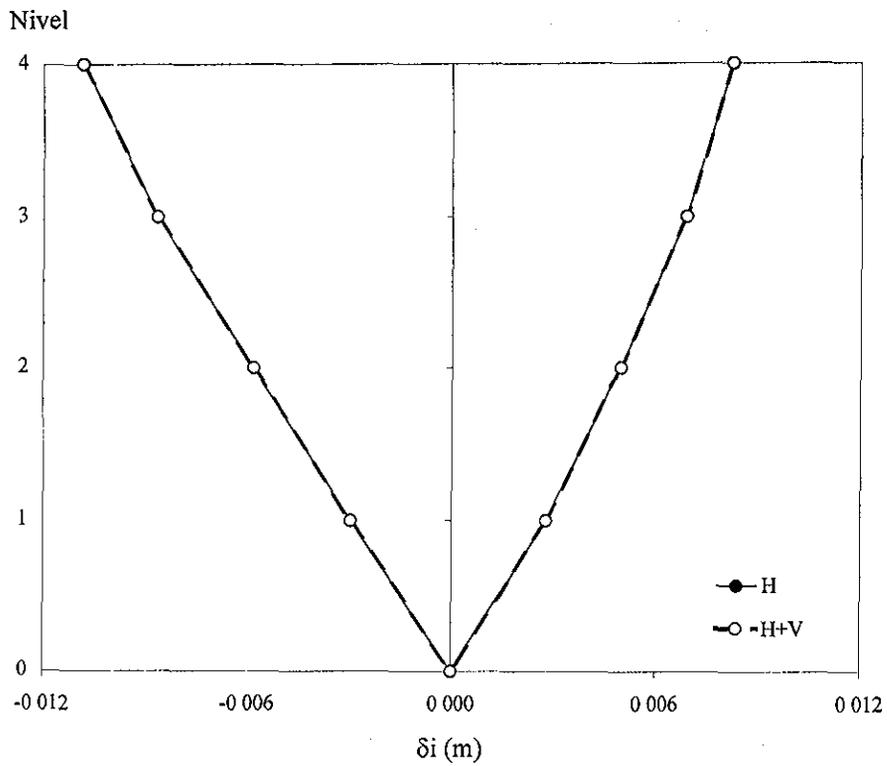


Figura 5.28. Desplazamientos de piso

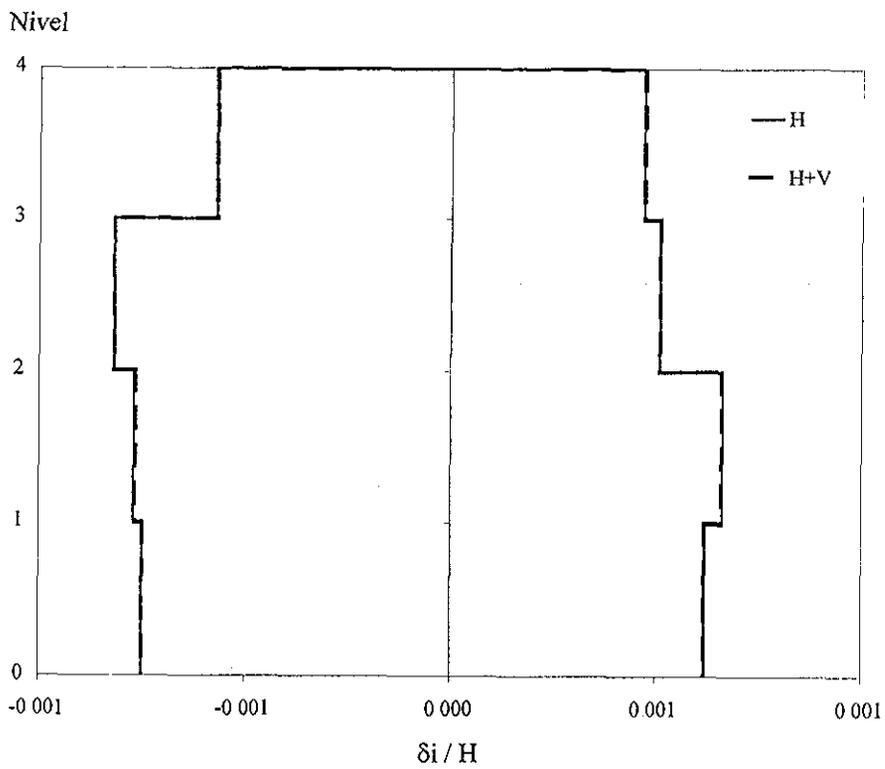


Figura 5.29. Desplazamientos relativos de entrepiso

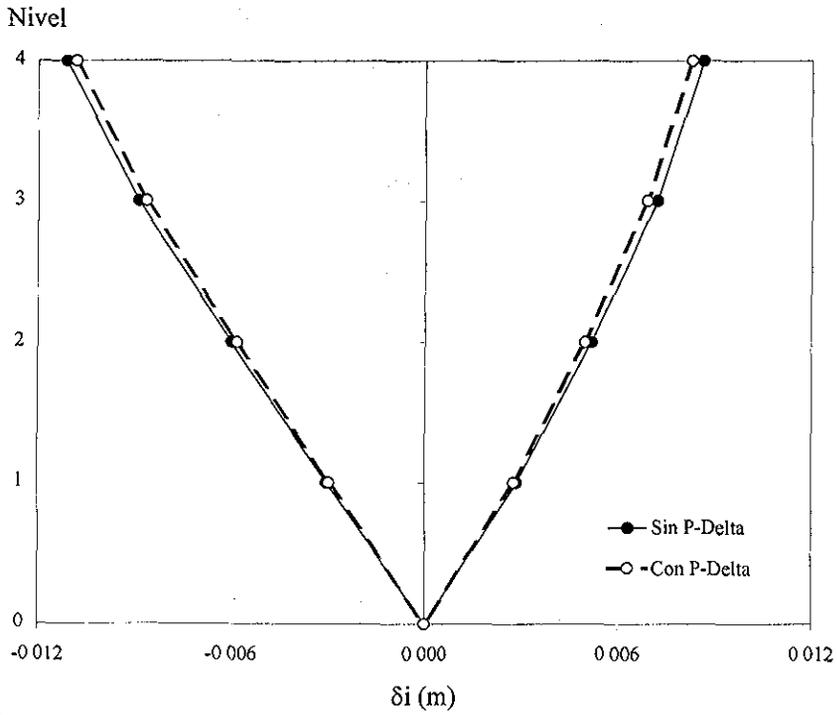


Figura 5.30. Desplazamientos de piso del análisis bidireccional (H+V): sin efectos $P\Delta$ (línea continua delgada) y con efectos $P\Delta$ (línea discontinua gruesa)

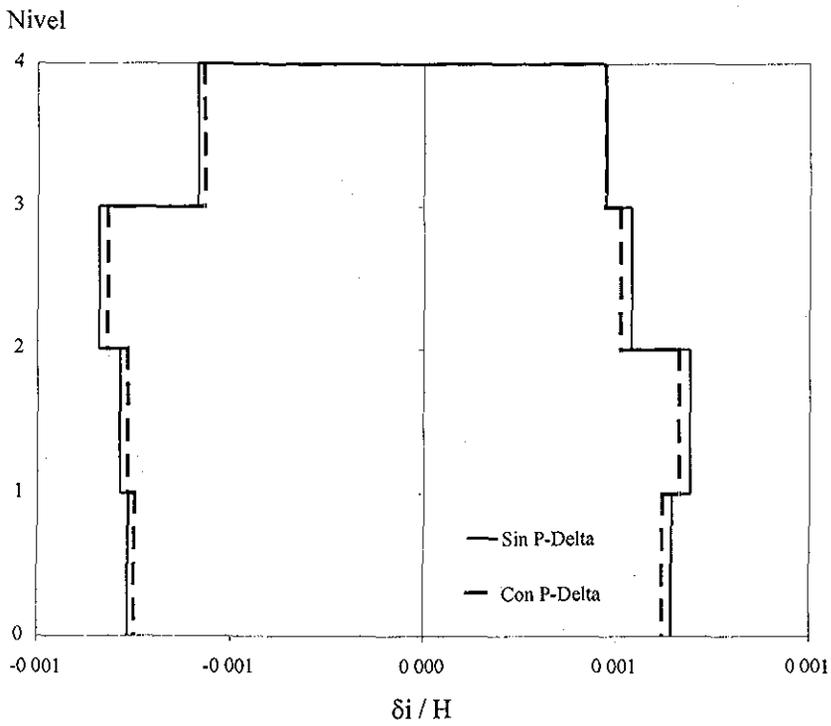
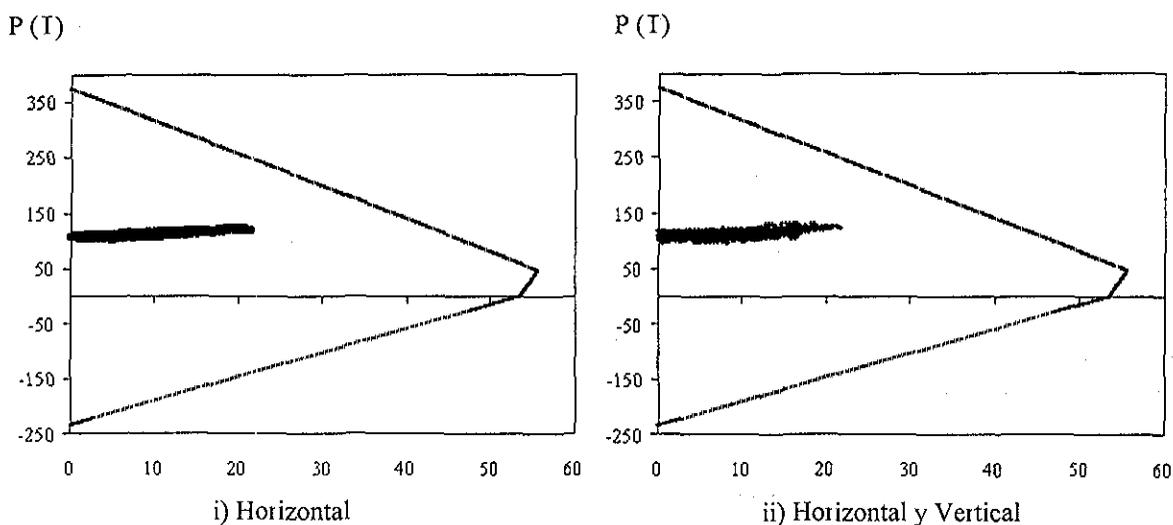


Figura 5.31. Desplazamientos relativos de entrepiso del análisis bidireccional (H+V): sin efectos $P\Delta$ (línea continua delgada) y con efectos $P\Delta$ (línea discontinua gruesa)

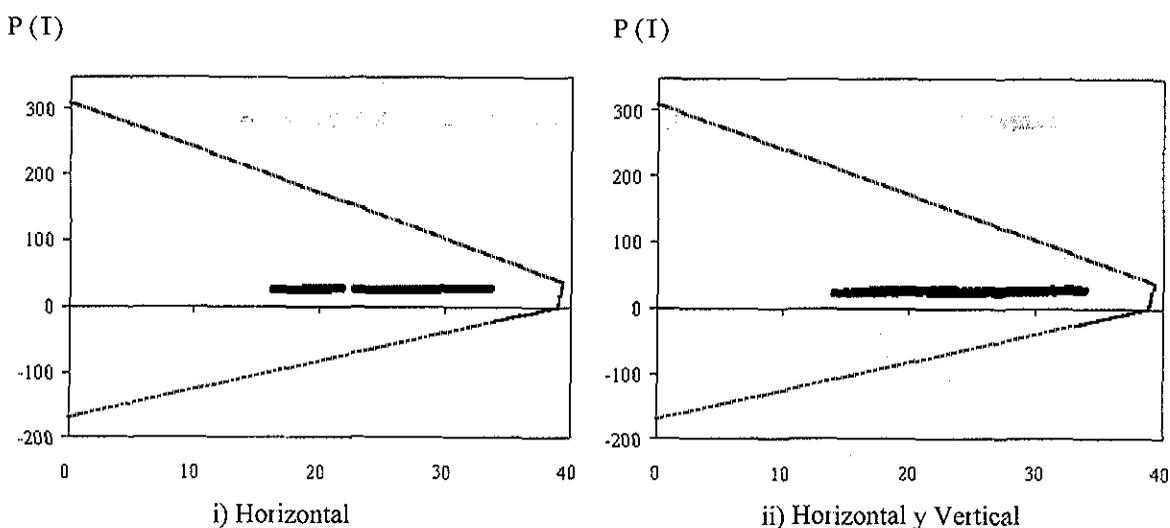
En Figura 5.32 se muestra la historia carga axial – momento en las columnas del primer y último entrepiso, asociados a los análisis en el dominio del tiempo unidireccional (H) y bidireccional (H+V). La Tabla 5.21 resume los valores máximos, con incrementos de 1% a flexión y ±10% a carga axial

Tabla 5.21. Envolvente carga axial – momento

N	+M _H	+M _{H+V}	Incr.	+P _H	+P _{H+V}	Incr	-P _H	-P _{H+V}	Incr.
1	21.58	21.72	1.01	124.60	130.70	1.05	102.90	96.16	0.93
4	33.60	33.87	1.01	26.70	28.55	1.07	23.98	21.88	0.91



a) Columnas del primer entrepiso



b) Columnas del cuarto entrepiso

Figura 5.32. Historia Carga axial – Momento

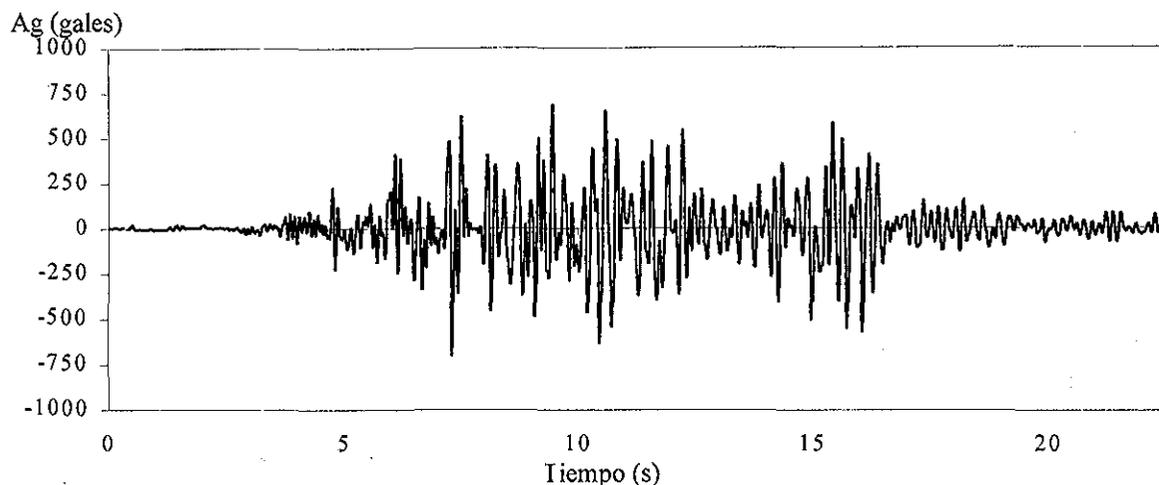
5.3.1.5 Respuesta dinámica paso a paso ante el registro VICS800609

Se estudia el comportamiento dinámico del modelo ante el registro del sismo del 9 de junio de 1980 en la estación Victoria (VICS800609, Figura 5.33); dicho registro fue filtrado por línea base y corregido con un filtro pasabanda. En la Figura 5.34 se muestran para todas sus componentes, los espectros elásticos de respuesta ($\xi = 5\%$) y las ordenadas espectrales asociadas a los periodos fundamentales del marco en estudio

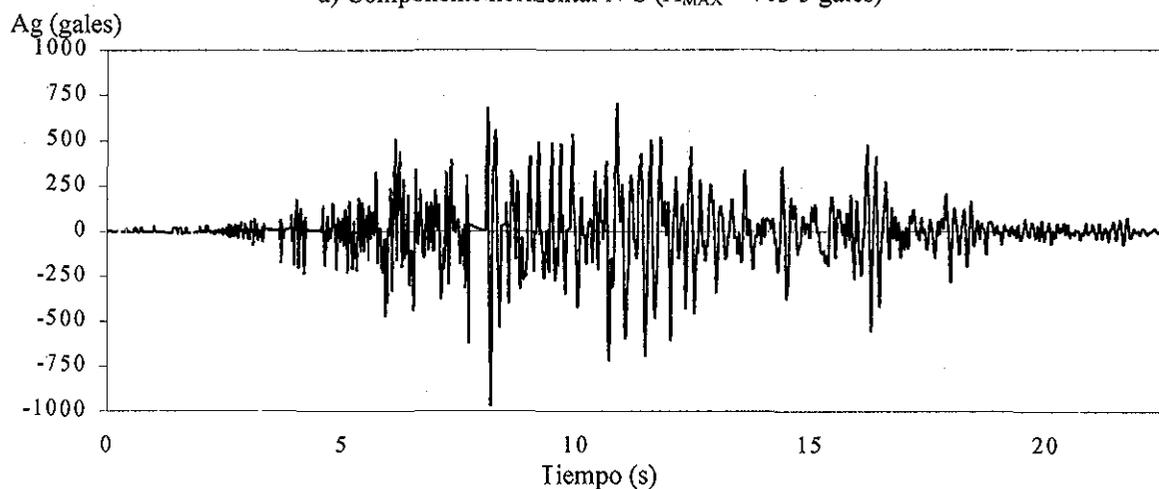
Este registro, a diferencia del anterior, lleva al marco con las resistencias de diseño al comportamiento inelástico. Cabe aclarar que al hablar de rotaciones plásticas, se entenderá que las máximas y las acumuladas son iguales, a menos que se especifique de cual de ellas se trata; así mismo, todos los análisis consideran efectos de segundo orden, a menos que se indique lo opuesto.

De los análisis paso a paso se obtienen algunas respuestas globales y locales de interés. Se estudian las diferencias en el comportamiento considerando la componente vertical del registro propuesto, al interactuar primero con la componente N-S, y después con la E-W

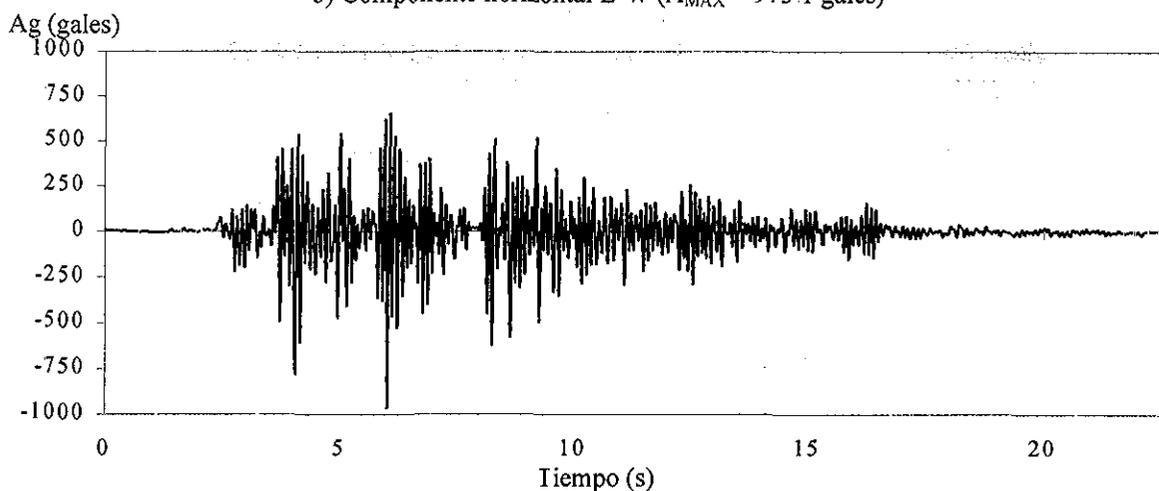
En la Tabla 5.22, se resumen los máximos desplazamientos de piso (Figura 5.35) y los máximos desplazamientos relativos de entrepiso (Figura 5.36) asociados a los análisis dinámicos unidireccional (H) y bidireccional (H±V). Se observa que al menos para este registro, la respuesta del registro horizontal N-S es diferente a la respuesta cuando se considera la componente vertical; aunque los desplazamientos negativos se incrementan mientras que los positivos disminuyen, en general el considerar la contribución de la componente vertical presenta un efecto desfavorable en el comportamiento global.



a) Componente horizontal N-S ($A_{MAX} = 703.5$ gales)



b) Componente horizontal E-W ($A_{MAX} = 975.1$ gales)



c) Componente vertical ($A_{MAX} = 967.7$ gales)

Figura 5.33. Registro VICS800609 ($M_c=6.1$, $R=10$ km)

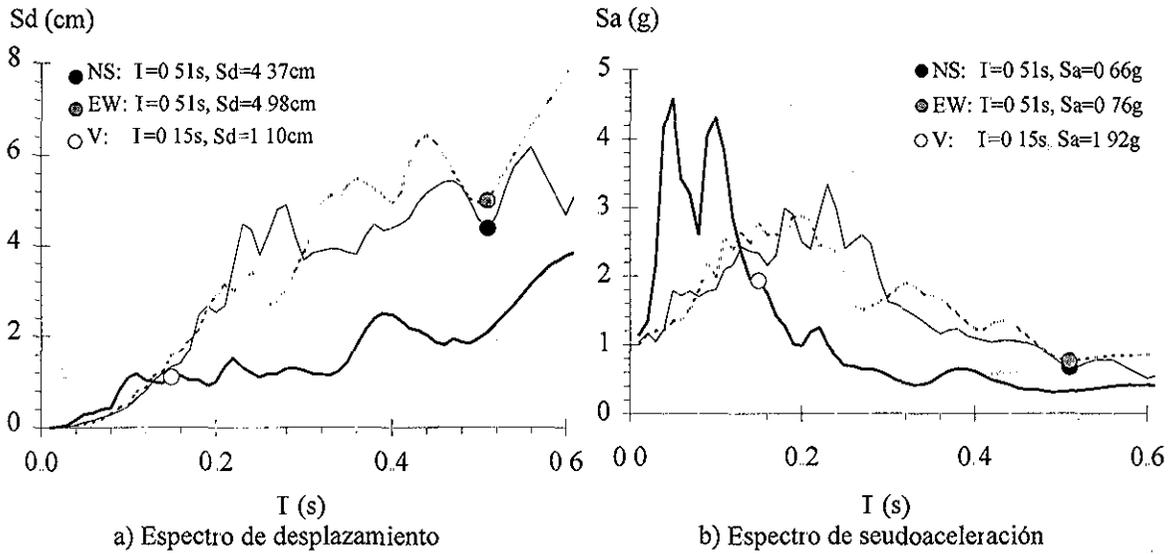


Figura 5.34. Espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$) del registro VICS800609

Tabla 5.22. Envolvente de respuestas globales elastoplásticas

a) Desplazamientos de piso

N	Positivos			Negativos							
	H	H+V	Incr.	H-V	Incr.	H	H+V	Incr.	H-V	Incr.	
4	0.024	0.020	0.85	0.018	0.75	-0.061	-0.103	1.67	-0.090	1.46	
3	0.023	0.016	0.69	0.015	0.62	-0.051	-0.081	1.57	-0.072	1.39	
2	0.023	0.012	0.49	0.010	0.45	-0.038	-0.056	1.47	-0.051	1.33	
1	0.018	0.014	0.77	0.013	0.72	-0.022	-0.022	0.97	-0.024	1.07	

b) Desplazamientos relativos de entrepiso

N	Positivos			Negativos							
	H	H+V	Incr.	H-V	Incr.	H	H+V	Incr.	H-V	Incr.	
4	0.001	0.001	1.03	0.001	0.84	-0.004	-0.008	1.90	-0.006	1.63	
3	0.002	0.002	0.83	0.001	0.72	-0.005	-0.010	1.95	-0.008	1.56	
2	0.003	0.002	0.68	0.002	0.65	-0.005	-0.012	2.10	-0.009	1.66	
1	0.005	0.004	0.76	0.004	0.72	-0.006	-0.006	0.97	-0.007	1.07	

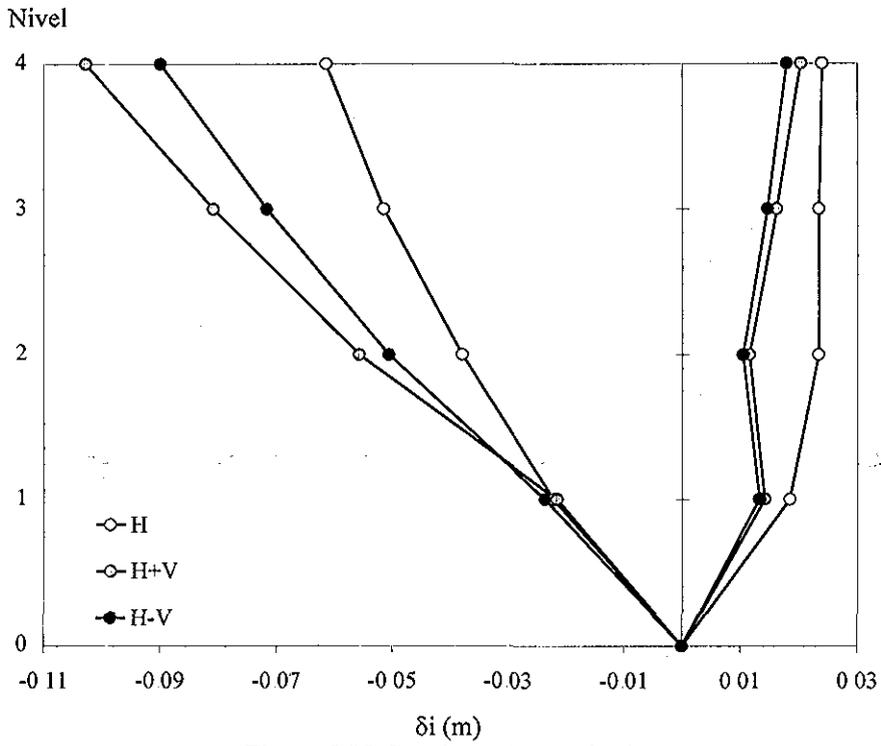


Figura 5.35. Desplazamientos de piso

FLECHA CON
 FALLA DE ORIGEN

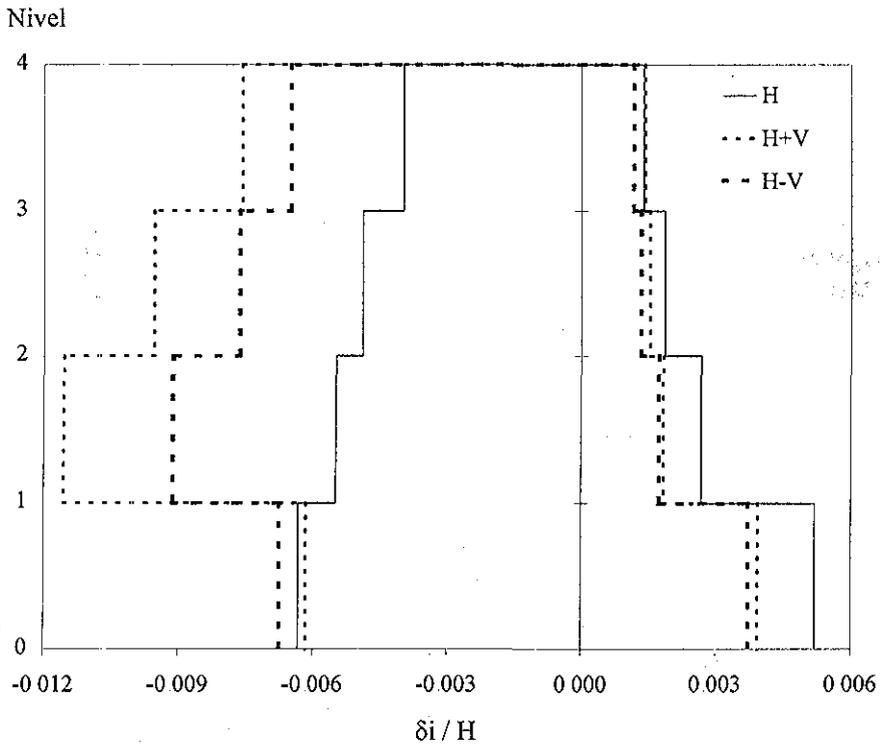


Figura 5.36. Desplazamientos relativos de entrepiso

En la Tabla 5.23, se resumen las máximas rotaciones plásticas en vigas para las secciones en los extremos y en el centro del claro (Figura 5.37). Al considerar la componente vertical, se aprecia un incremento significativo en rotaciones plásticas en los extremos de vigas de los niveles 2 y 3, y asociadas a un incremento en el momento negativo de flexión. En el centro del claro, se presentan rotaciones plásticas, nada despreciables, ocasionadas por un incremento en momentos positivos que produce la intensa componente vertical. Una inversión en los momentos de flexión en el centro del claro no ocurrió, y por lo tanto tampoco la plastificación, por lo que pareciera ser suficiente la mínima cuantía para momento negativo. Sin embargo, para ambas secciones, considerar la componente vertical influye en un efecto desfavorable en el comportamiento local de vigas.

Tabla 5.23. Rotaciones plásticas en vigas

N	Centro del claro			Extremos		
	H	H+V	H-V	H	H+V	H-V
4	0.000	-0.017	-0.015	0.000	0.000	0.000
3	0.000	-0.014	-0.013	0.006	0.028	0.026
2	0.000	-0.012	-0.012	0.004	0.016	0.014
1	0.000	-0.009	-0.008	0.012	0.014	0.011

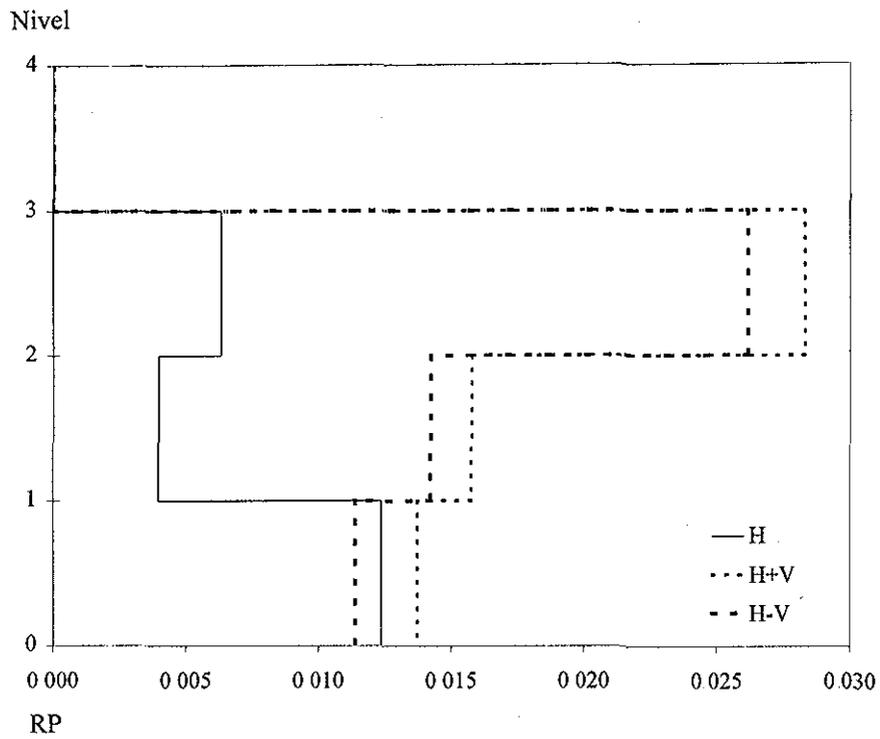
En la Tabla 5.24 se resumen las máximas rotaciones plásticas y en la Tabla 5.25 las máximas rotaciones acumuladas obtenidas en columnas. Se aprecia en la Figura 5.38, que la componente vertical de este registro influye en un efecto desfavorable en el comportamiento local de columnas, al incrementarse la demanda de rotación en los extremos de dichos elementos, en particular con los conectados en los niveles 1, 2 y 4.

Tabla 5.24. Rotaciones plásticas máximas en columnas

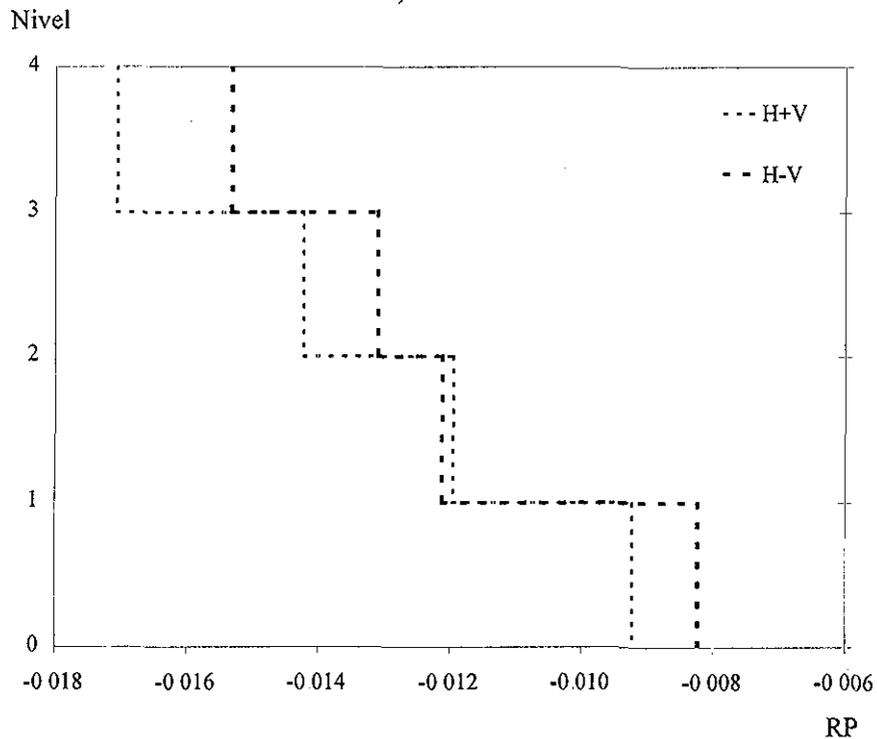
N	Positiva			Negativa		
	H	H+V	H-V	H	H+V	H-V
4s	0.004	0.031	0.028	-0.002	-0.021	-0.020
4i	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	-0.001
3s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3i	0.002	0.006	0.005	0.000	-0.007	-0.008
2s	0.002	0.015	0.015	-0.002	-0.005	-0.006
2i	0.004	0.009	0.012	-0.005	-0.022	-0.024
1s	0.003	0.011	0.016	-0.005	-0.012	-0.012
1i	0.005	0.005	0.005	-0.005	-0.005	-0.006

Tabla 5.25. Rotaciones plásticas acumuladas en columnas

N	Positiva			Negativa		
	H	H+V	H-V	H	H+V	H-V
4s	0.004	0.031	0.028	-0.002	-0.021	-0.020
4i	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	-0.001
3s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3i	0.002	0.006	0.005	0.000	-0.007	-0.008
2s	0.002	0.015	0.015	-0.002	-0.005	-0.006
2i	0.004	0.009	0.012	-0.005	-0.022	-0.024
1s	0.003	0.011	0.016	-0.005	-0.012	-0.012
1i	0.011	0.007	0.008	-0.015	-0.012	-0.014



a) Extremos



b) Centro del claro

Figura 5.37. Rotaciones plásticas de vigas obtenidas con los registros horizontal (línea continua) y horizontal más vertical (líneas discontinuas)

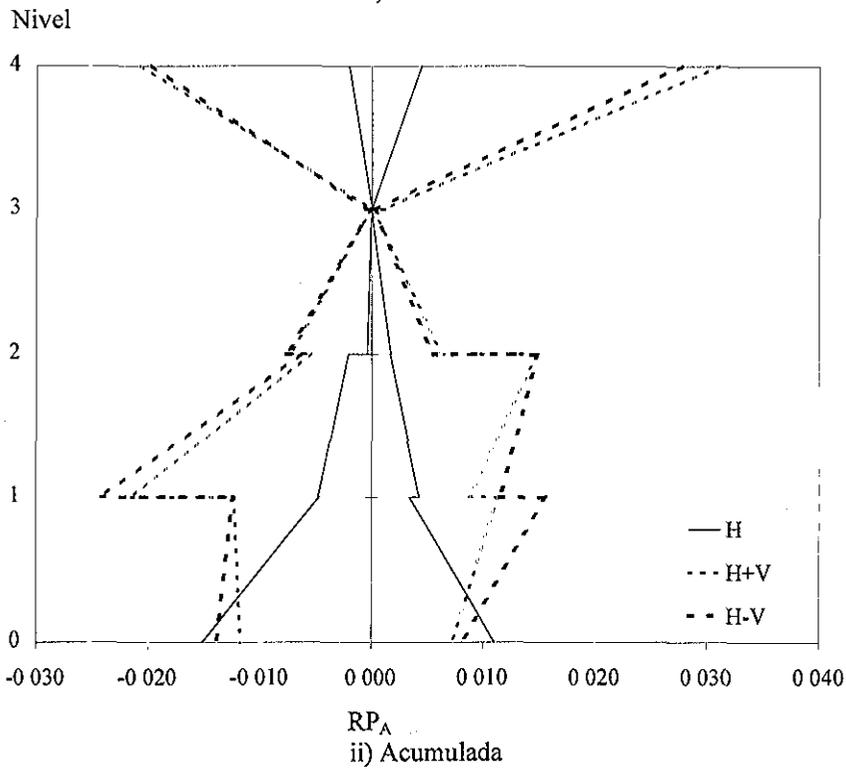
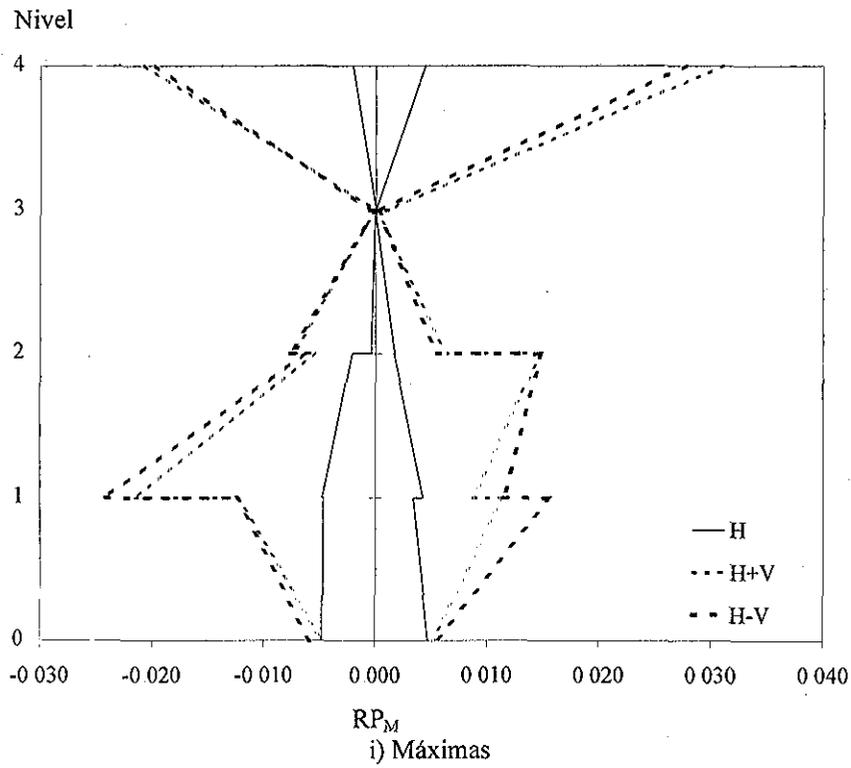


Figura 5.38. Rotaciones plásticas de columnas obtenidas con los registros horizontal (línea continua) y horizontal más vertical (líneas discontinuas)

Para ilustrar el daño ocasionado en los elementos al incursionar en el intervalo inelástico, se muestran esquemáticamente las rotaciones plásticas acumuladas obtenidas en el marco de estudio, a fin de visualizar las diferencias en el caso en que se omita la componente vertical del registro.

Del análisis en el dominio del tiempo con la componente horizontal, se presentan en la viga del primer nivel y en la base del marco, las rotaciones acumuladas más significativas (Figura 5.39). Al incluir la componente vertical del registro en el análisis, la estabilidad del marco se ve comprometida dañando seriamente las vigas y principalmente las columnas al incrementar las rotaciones significativamente en todos los elementos (Figura 5.40 y Figura 5.41); como consecuencia de discretizar la masa en el modelo, aparecen rotaciones plásticas en el centro de todas las vigas debido a un incremento de momento positivo no considerado en el diseño original; un aumento de momento negativo produce incremento en las rotaciones plásticas de los extremos de las vigas del segundo y principalmente del tercer nivel; adicionalmente, rotaciones plásticas crecen en las columnas del primer, segundo y cuarto nivel.

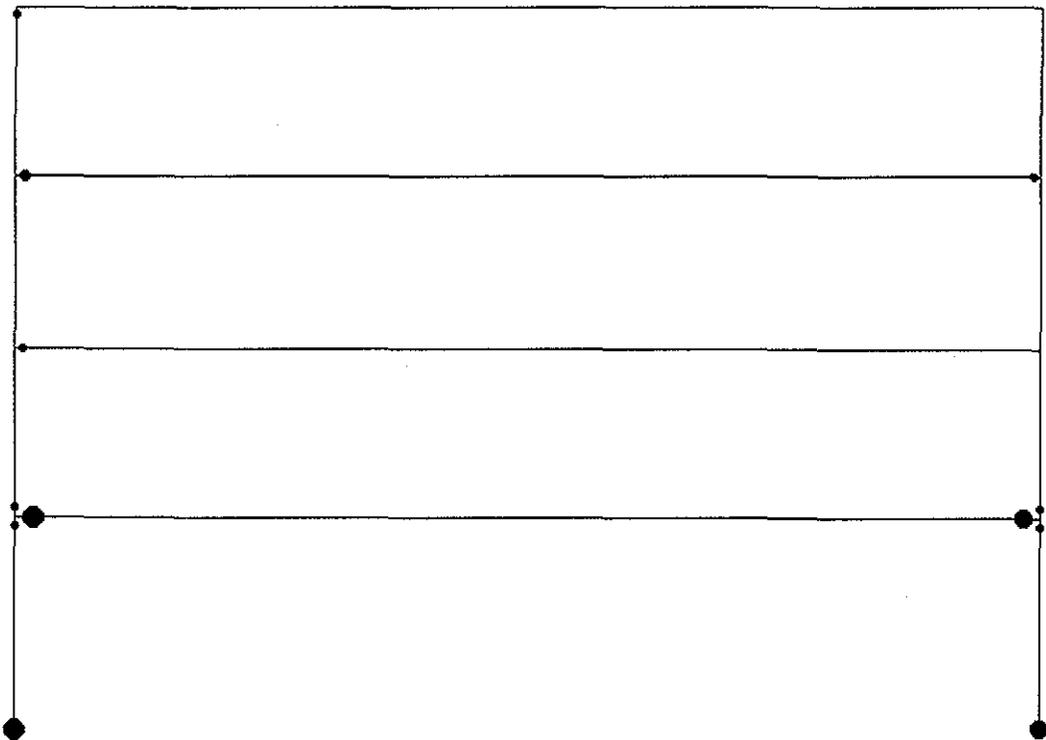


Figura 5.39. Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas (H_N)

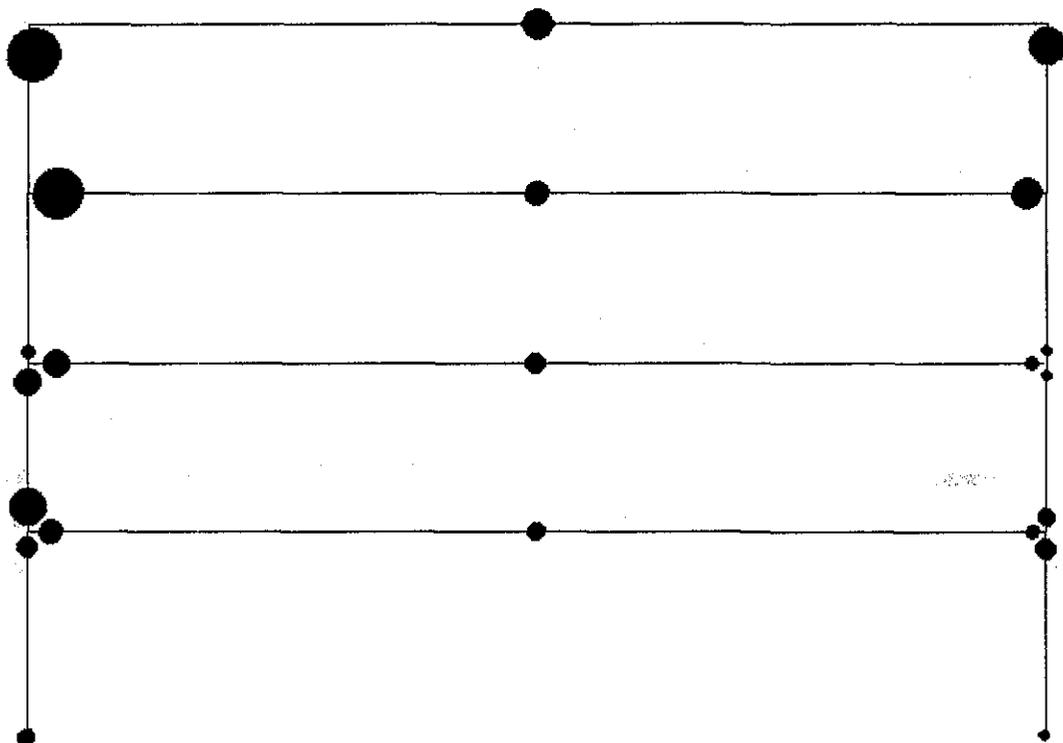


Figura 5.40. Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas (H_{N-S+V})

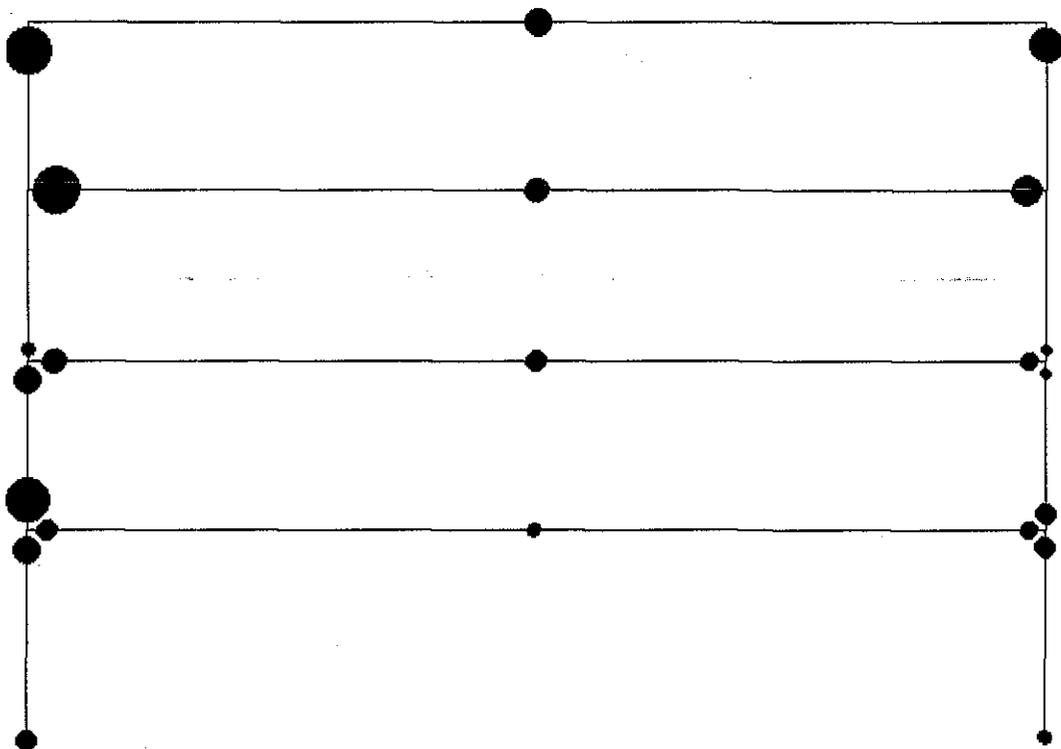


Figura 5.41. Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas (H_{N-S-V})

El incremento en el daño de las vigas al incluir en el análisis la componente vertical se explica debido a las fuerzas inerciales que en esta dirección se crean, y produciendo incremento y decremento de respuestas

Las fuerzas inerciales en las vigas influyen directamente en su apoyos, las columnas, donde como se muestra en la Tabla 5 26 y se ilustra en la Figura 5 42, la respuesta a flexocompresión se ve directamente afectada, presentándose incluso flexotensión. Existe un incremento de la demanda a flexión que se traduce en un aumento en el nivel de rotaciones plásticas, y un incremento y decremento de la carga axial que implica en el primer caso, como se reconoce en la literatura, una disminución en la capacidad de rotación. El efecto dañino doble (incremento a la flexión y disminución de la ductilidad de rotación), deberá tender a producir un mecanismo de falla en las columnas por aplastamiento del concreto, efecto que será más grave si fuera escaso el refuerzo transversal.

Si la estimación de los efectos de la componente vertical, al menos en las vigas fuera una aplicación reglamentaria, las dimensiones en dichos elementos tendería a incrementar, buscando disminuir sus daños. Sin embargo, a fin de no tener un mecanismo plástico indeseado, también se debería cumplir en principio con la propuesta reglamentaria vigente, que exige que el momento resistente en las columnas por un factor de amplificación sea mayor que el de las vigas, a fin de buscar el mecanismo columna fuerte viga débil. Futuras investigaciones deberán encaminarse a revisar cual es el factor de escala que conduzca al mecanismo deseado.

De gran interés es estudiar el incremento esperado en la demanda a flexocompresión en columnas considerando la componente vertical de temblores; sin embargo, el análisis en el dominio del tiempo con el registro de estudio presenta resultados que implican la incursión del marco en el intervalo plástico. De manera ilustrativa, se presenta el incremento en la respuesta carga axial – momento considerando al modelo con comportamiento elástico (Tabla 5 26, Figura 5 43)

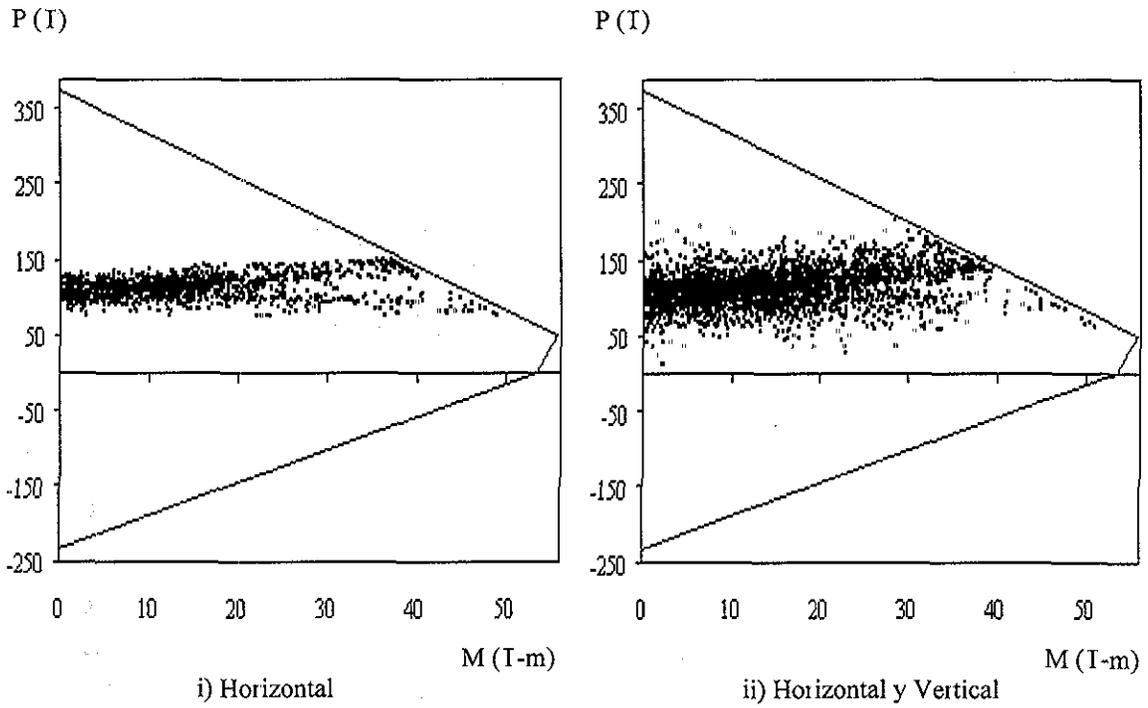
Tabla 5.26. Envolvente carga axial – momento

a) Comportamiento elastoplástico

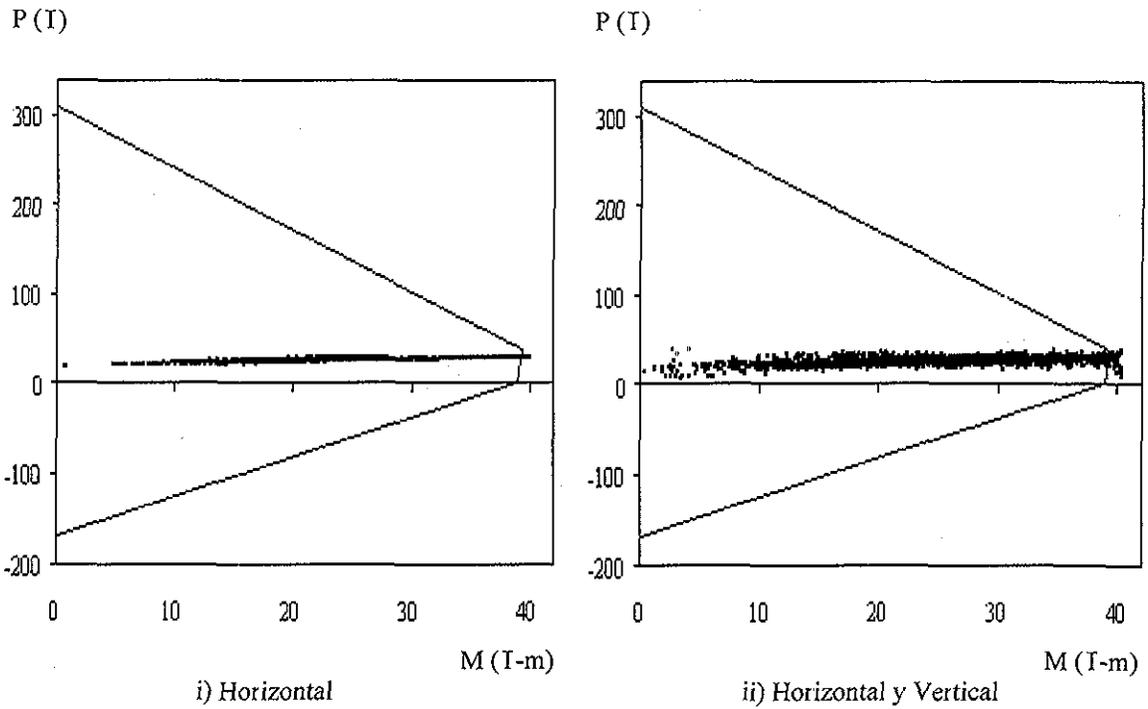
N	+M _H	+M _{H+V}	Incr.	+P _H	+P _{H+V}	Incr	-P _H	-P _{H+V}	Incr.
1	49.95	50.91	1.02	148.70	200.90	1.35	69.29	3.78	0.05
4	40.14	40.44	1.01	29.71	40.05	1.35	18.63	5.93	0.32

b) Comportamiento elástico

N	+M _H	+M _{H+V}	Incr.	+P _H	+P _{H+V}	Incr	-P _H	-P _{H+V}	Incr.
1	107.30	109.20	1.02	175.50	263.30	1.50	58.57	-19.22	-0.33
4	60.44	75.57	1.25	32.88	52.25	1.59	18.55	-2.04	-0.11



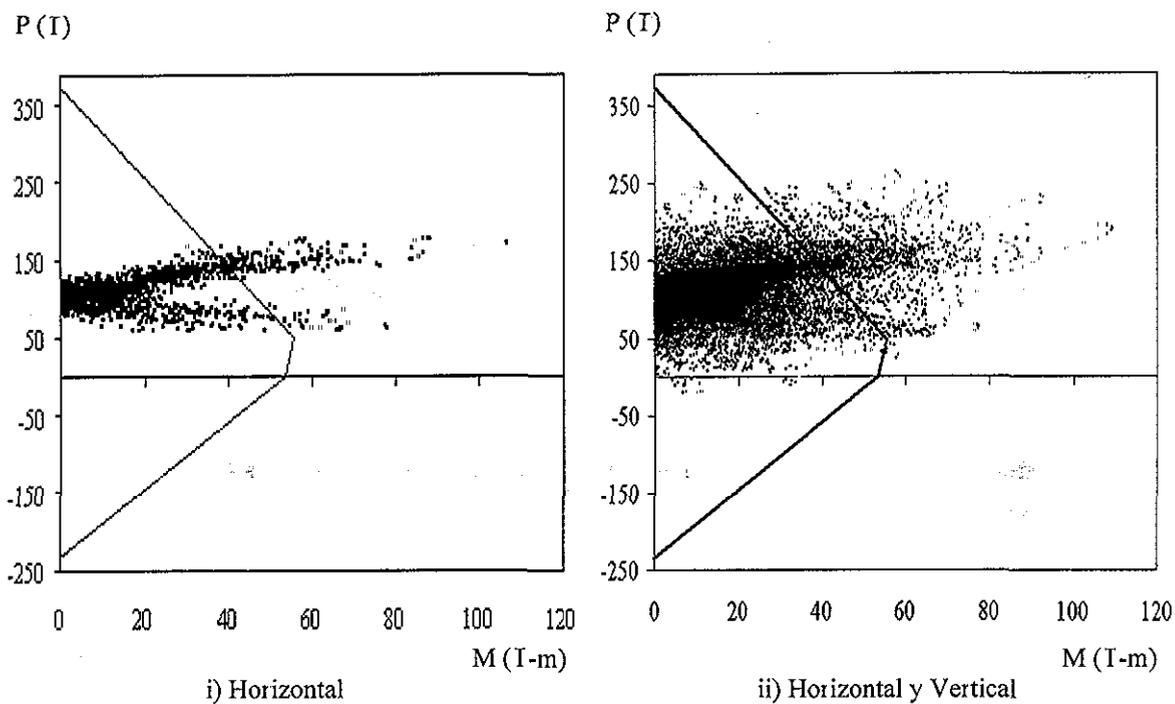
a) Columnas del primer entrepiso



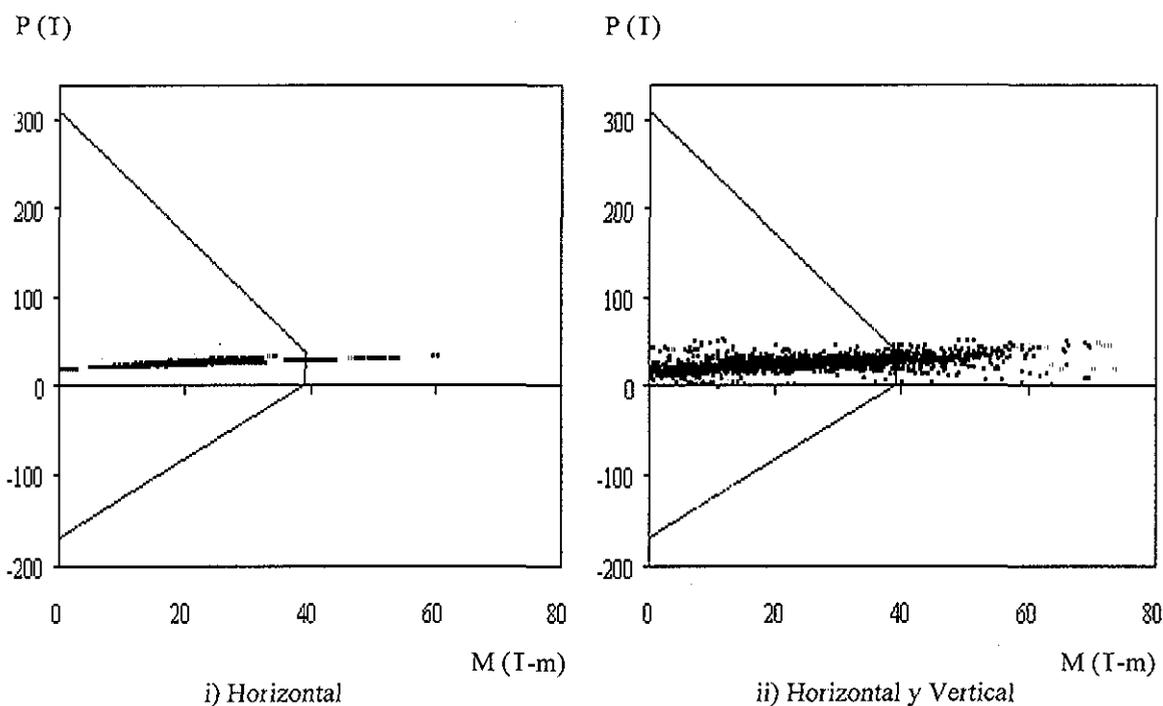
b) Columnas del cuarto entrepiso

Figura 5.42. Historia Carga axial – Momento considerando comportamiento elastoplástico

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



a) Columnas del primer entrepiso



b) Columnas del cuarto entrepiso

Figura 5.43. Historia Carga axial – Momento considerando comportamiento elástico

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

De gran interés es estudiar si los efectos de segundo orden son o no importantes en el análisis inelástico considerando la componente vertical de temblores. Parecería, sobre todo al obtener plastificaciones, que la componente vertical podría incrementar las respuestas al considerar efectos de segundo orden. En lo sucesivo, se estudiará si dicha condición es o no cierta.

En la Tabla 5.27 se muestran los máximos desplazamientos de piso (Figura 5.44) y los máximos desplazamientos relativos de entrepiso (Figura 5.45) asociados a los análisis dinámicos bidireccionales (H+V) despreciando y considerando los efectos de segundo orden (PA). En la Tabla 5.28 se presentan las rotaciones plásticas en vigas (Figura 5.46), mientras que la

Tabla 5.29 muestra las correspondientes a las columnas (Figura 5.47). Los resultados muestran al considerar efectos de segundo orden, respuestas distintas en desplazamientos (-11%, +14%), distorsiones (-12%, +15%) y rotaciones plásticas en vigas (+10%) y columnas ($\pm 10\%$); por lo tanto, considerar los efectos de segundo orden alteran los resultados del análisis en ambos sentidos, y se pueden desestimar las respuestas hasta en un 15% con el modelo y registro de estudio.

Tabla 5.27. Envoltente de respuestas globales elastoplásticas

a) Desplazamientos de piso						
N	Positivos			Negativos		
	H+V	PA	Incr.	H+V	PA	Incr.
4	0.020	0.020	1.02	-0.092	-0.103	1.11
3	0.016	0.016	1.02	-0.072	-0.081	1.12
2	0.011	0.012	1.03	-0.049	-0.056	1.14
1	0.016	0.014	0.89	-0.020	-0.022	1.09

b) Desplazamientos relativos de entrepiso						
N	Positivos			Negativos		
	H+V	PA	Incr.	H+V	PA	Incr.
4	0.001	0.001	1.01	-0.007	-0.008	1.07
3	0.002	0.002	1.00	-0.009	-0.010	1.10
2	0.002	0.002	1.02	-0.010	-0.012	1.15
1	0.004	0.004	0.88	-0.006	-0.006	1.09

Tabla 5.28. Rotaciones plásticas en vigas

N	Centro del claro		Extremos	
	H+V	PA	H+V	PA
4	-0.016	-0.017	0.000	0.000
3	-0.014	-0.014	0.028	0.028
2	-0.012	-0.012	0.015	0.016
1	-0.009	-0.009	0.013	0.014

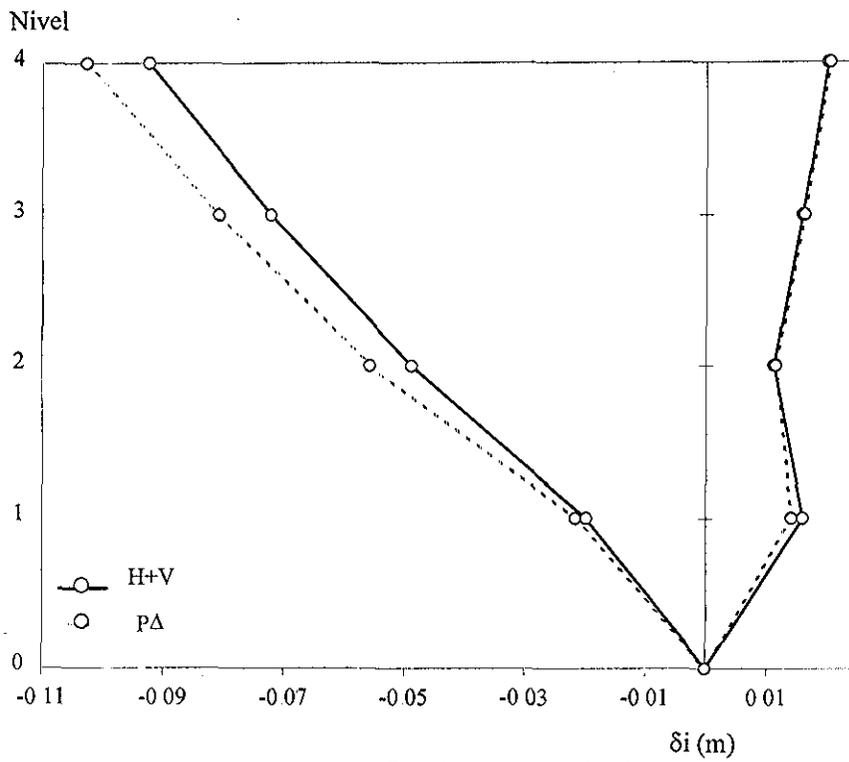


Figura 5.44. Desplazamientos de piso

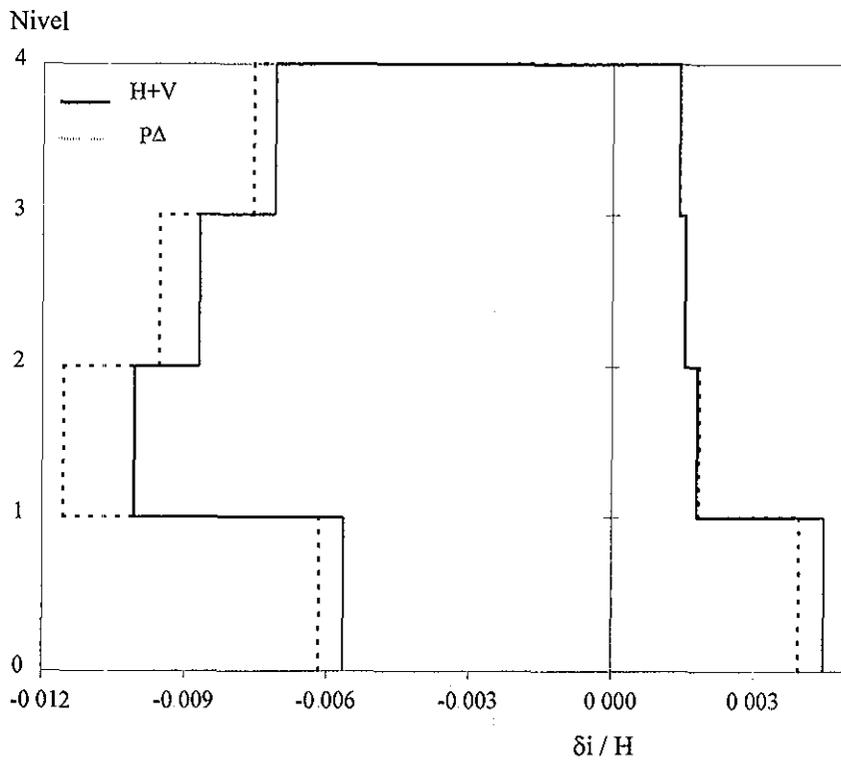
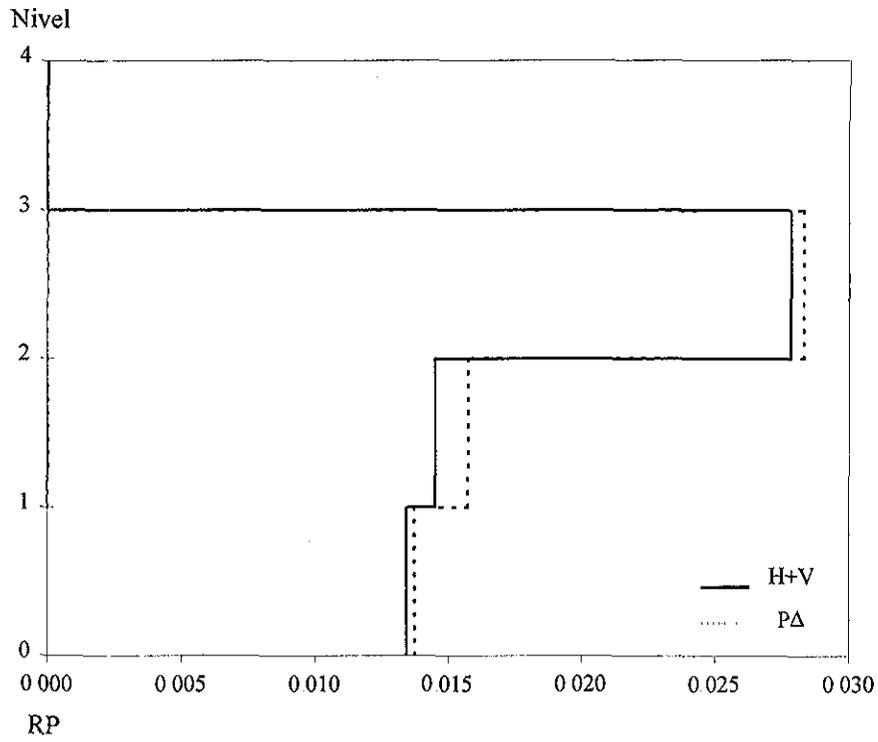
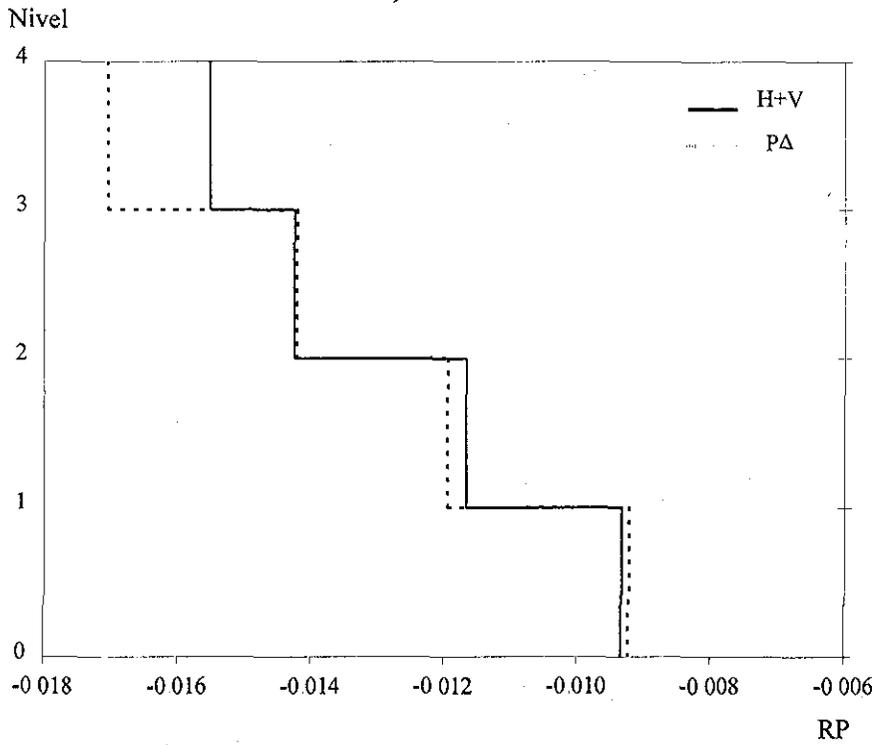


Figura 5.45. Desplazamientos relativos de entrepiso



a) Extremos



b) Centro del claro

Figura 5.46. Rotaciones plásticas de vigas obtenidas sin (línea continua) y con (líneas discontinuas) $P\Delta$

Tabla 5.29. Rotaciones plásticas máximas en columnas

N	Positiva		Negativa	
	H+V	PΔ	H+V	PΔ
4s	0.029	0.031	-0.020	-0.021
4i	0.001	0.001	0.000	0.000
3s	0.000	0.000	0.000	0.000
3i	0.006	0.006	-0.007	-0.007
2s	0.014	0.015	-0.006	-0.005
2i	0.010	0.009	-0.021	-0.022
1s	0.012	0.011	-0.012	-0.012
1i	0.007	0.007	-0.011	-0.012

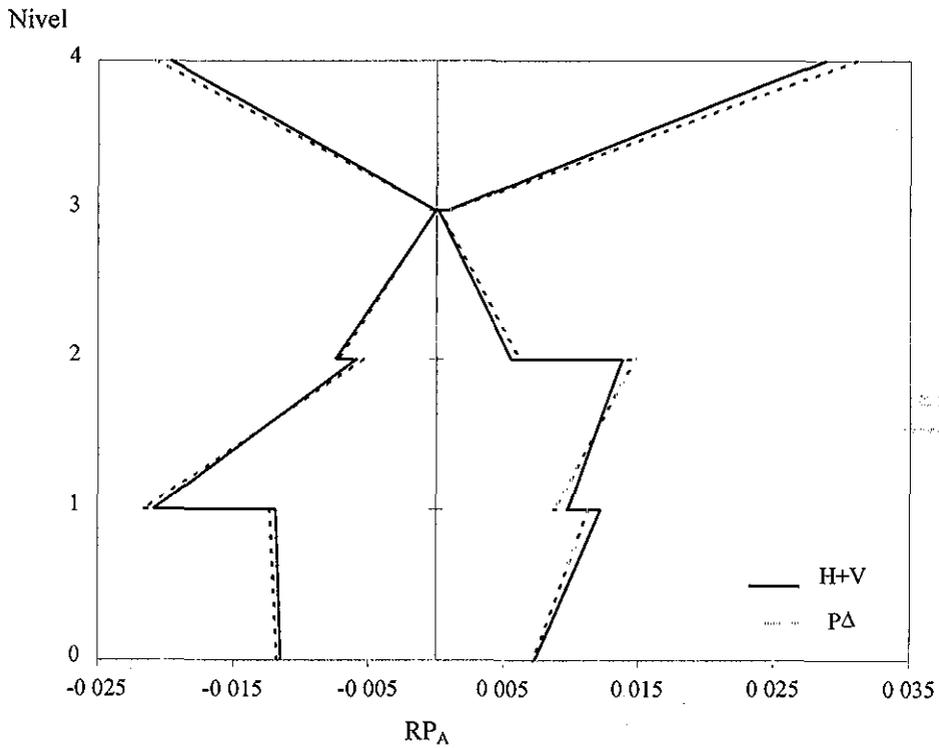


Figura 5.47. Rotaciones plásticas acumuladas de columnas obtenidas con los registros horizontal más vertical despreciando (línea continua) y considerando (líneas discontinuas) los efectos P-Delta

A continuación, se estudian nuevamente las mismas respuestas con la componente vertical y la componente E-W (horizontal) del registro propuesto. Los resultados son similares, y por lo tanto se aplican las mismas conclusiones.

En la Tabla 5.30 se resumen los máximos desplazamientos de piso (Figura 5.48) y los máximos desplazamientos relativos de entrepiso (Figura 5.49) asociados a los análisis inelásticos paso a paso unidireccional (H) y bidireccional (H±V). Con la componente E-W del registro en estudio, los desplazamientos positivos incrementan mientras que los negativos disminuyen, y reitera que la componente vertical produce un efecto más desfavorable en el comportamiento global

Tabla 5.30. Envoltente de respuestas globales elastoplásticas

a) Desplazamientos de piso										
N	Positivos			Negativos						
	H	H+V	Incr.	H-V	Incr.	H	H+V	Incr.	H-V	Incr.
4	0.047	0.051	1.08	0.069	1.47	-0.052	-0.033	0.63	-0.023	0.44
3	0.036	0.044	1.23	0.055	1.54	-0.050	-0.028	0.56	-0.019	0.38
2	0.021	0.034	1.58	0.038	1.78	-0.046	-0.025	0.55	-0.017	0.37
1	0.010	0.019	1.99	0.022	2.26	-0.033	-0.015	0.47	-0.012	0.37

b) Desplazamientos relativos de entrepiso										
N	Positivos			Negativos						
	H	H+V	Incr.	H-V	Incr.	H	H+V	Incr.	H-V	Incr.
4	0.004	0.004	0.97	0.005	1.40	-0.002	-0.003	1.54	-0.001	0.61
3	0.005	0.004	0.74	0.006	1.20	-0.003	-0.003	1.23	-0.002	0.72
2	0.004	0.005	1.13	0.006	1.33	-0.004	-0.004	0.83	-0.003	0.62
1	0.003	0.005	2.02	0.006	2.28	-0.009	-0.004	0.47	-0.003	0.37

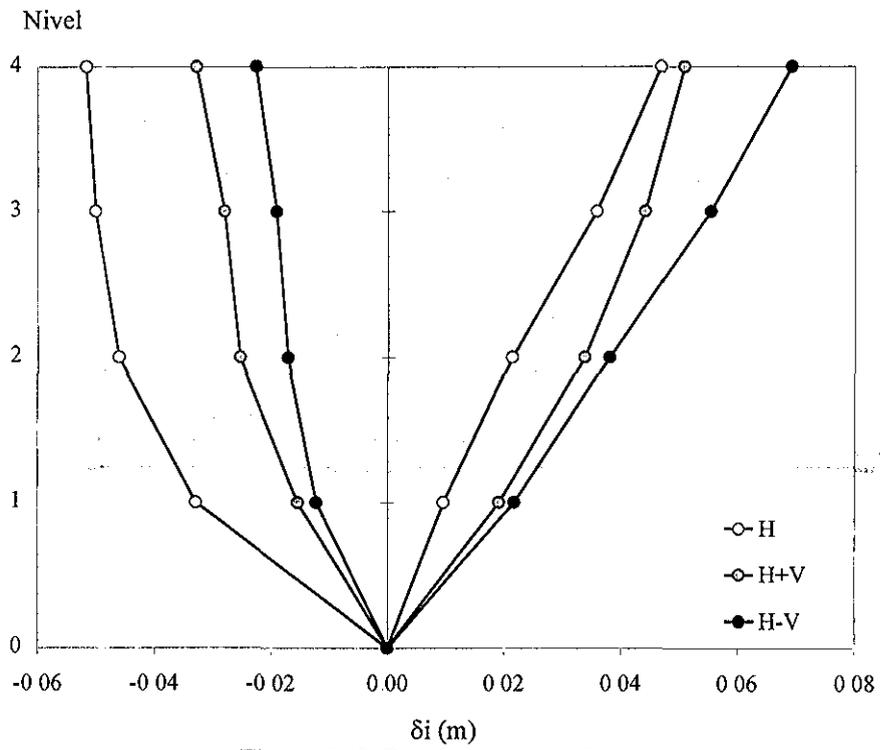


Figura 5.48. Desplazamientos de piso

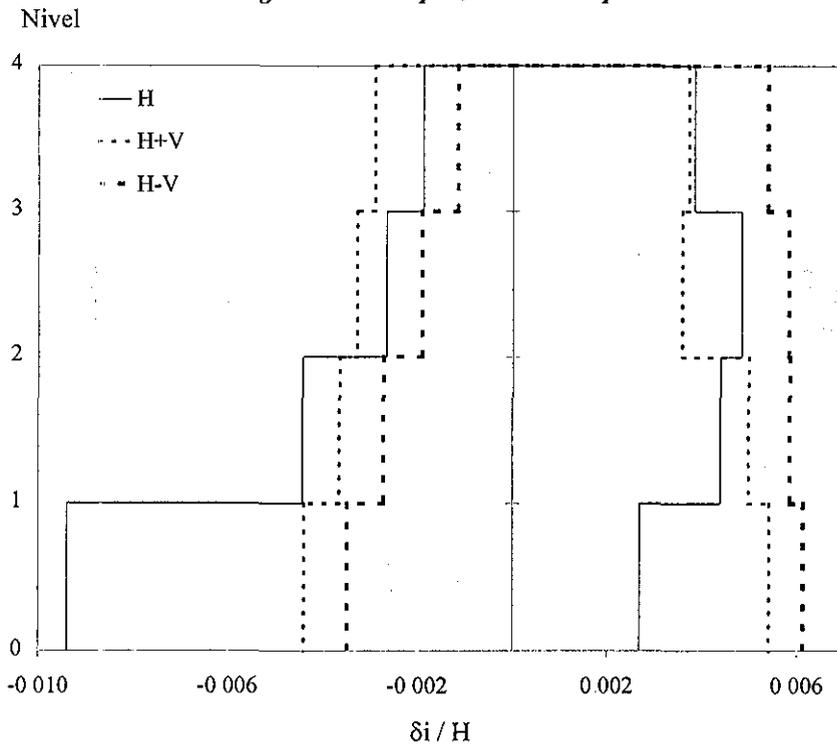


Figura 5.49. Desplazamientos relativos de entrepiso

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

En la Tabla 5.31 se resumen las máximas rotaciones plásticas en vigas para las secciones en los extremos y en el centro del claro (Figura 5.50) En los extremos, las rotaciones en las vigas de los niveles 2 y 3, crecen por un aumento en el momento negativo En el centro del claro, también crecen las rotaciones plásticas debido a un incremento en el momento positivo Reincide en ambas secciones que, considerar la componente vertical influye en un efecto desfavorable en el comportamiento local de vigas

En la Tabla 5.32 se resumen las máximas rotaciones plásticas máximas y acumuladas obtenidas en columnas (Figura 5.51) La componente vertical de este registro influye en un efecto desfavorable en el comportamiento local de columnas

Tabla 5.31. Envoltente de rotaciones plásticas máximas y acumuladas en vigas

N	Extremos			Centro del claro		
	H	H+V	H-V	H	H+V	H-V
4	0.000	-0.017	-0.014	0.000	0.000	0.000
3	0.000	-0.013	-0.012	0.009	0.025	0.028
2	0.000	-0.010	-0.010	0.004	0.014	0.017
1	0.000	-0.007	-0.007	0.016	0.014	0.013

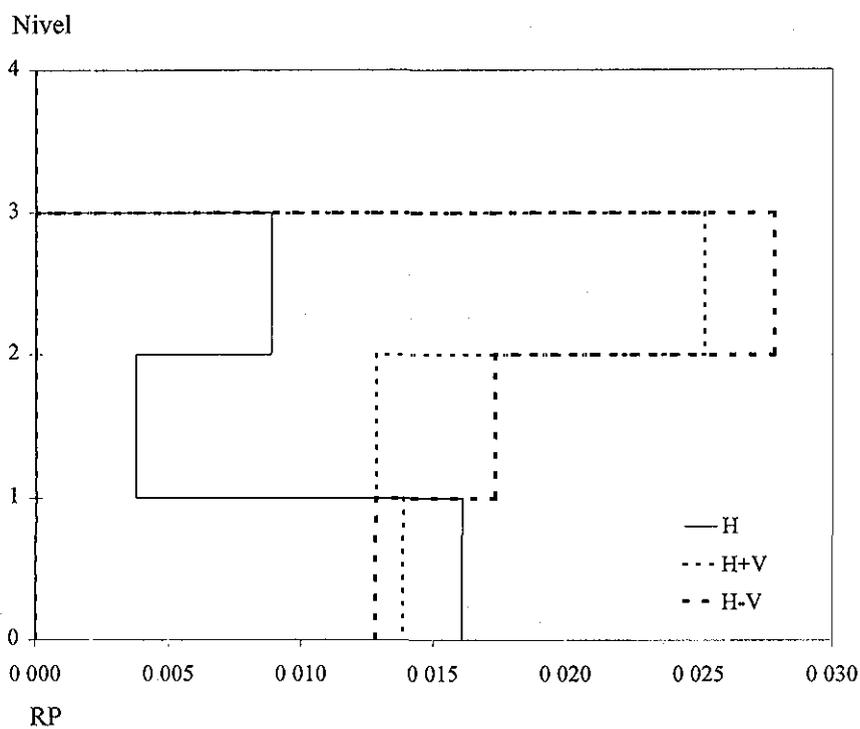
Tabla 5.32. Rotaciones plásticas en columnas

a) Máximas

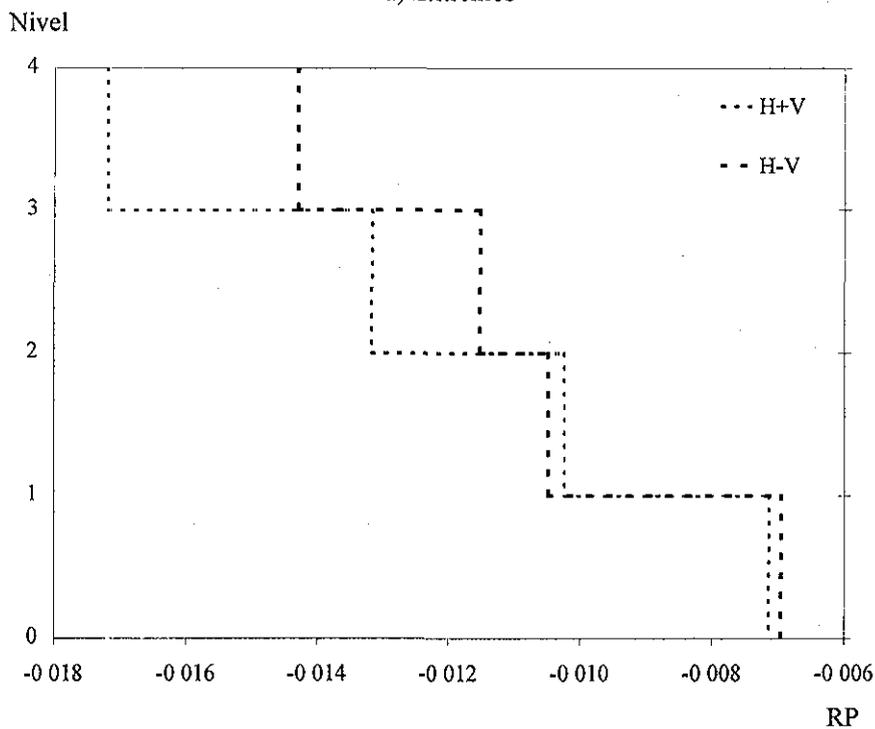
N	Positiva			Negativa		
	H	H+V	H-V	H	H+V	H-V
4s	0.004	0.031	0.028	-0.002	-0.021	-0.020
4i	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	-0.001
3s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3i	0.002	0.006	0.005	0.000	-0.007	-0.008
2s	0.002	0.015	0.015	-0.002	-0.005	-0.006
2i	0.004	0.009	0.012	-0.005	-0.022	-0.024
1s	0.003	0.011	0.016	-0.005	-0.012	-0.012
1i	0.005	0.005	0.005	-0.005	-0.005	-0.006

b) Acumuladas

N	Positiva			Negativa		
	H	H+V	H-V	H	H+V	H-V
4s	0.004	0.031	0.028	-0.002	-0.021	-0.020
4i	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	-0.001
3s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3i	0.002	0.006	0.005	0.000	-0.007	-0.008
2s	0.002	0.015	0.015	-0.002	-0.005	-0.006
2i	0.004	0.009	0.012	-0.005	-0.022	-0.024
1s	0.003	0.011	0.016	-0.005	-0.012	-0.012
1i	0.011	0.007	0.008	-0.015	-0.012	-0.014

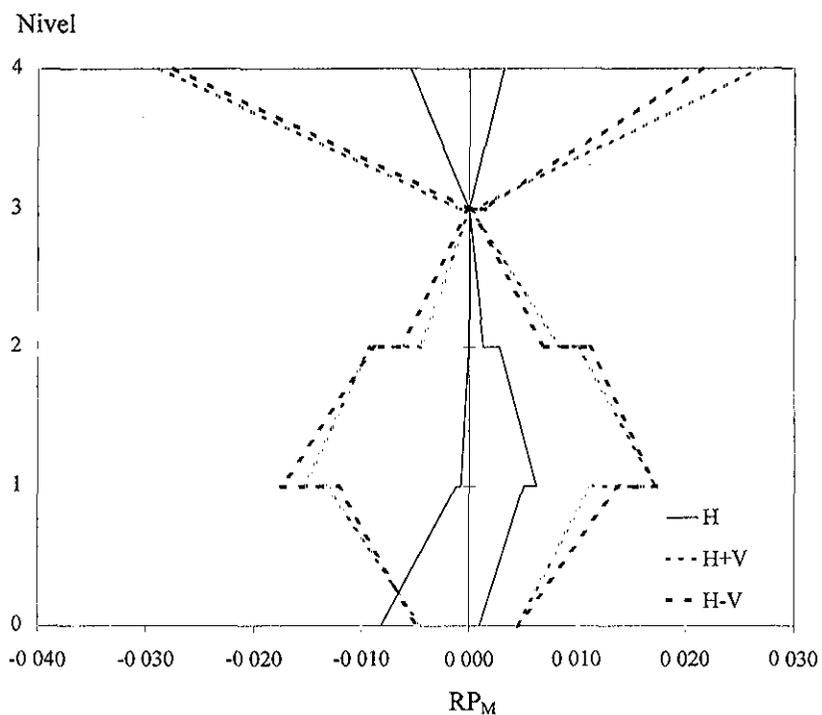


a) Extremos

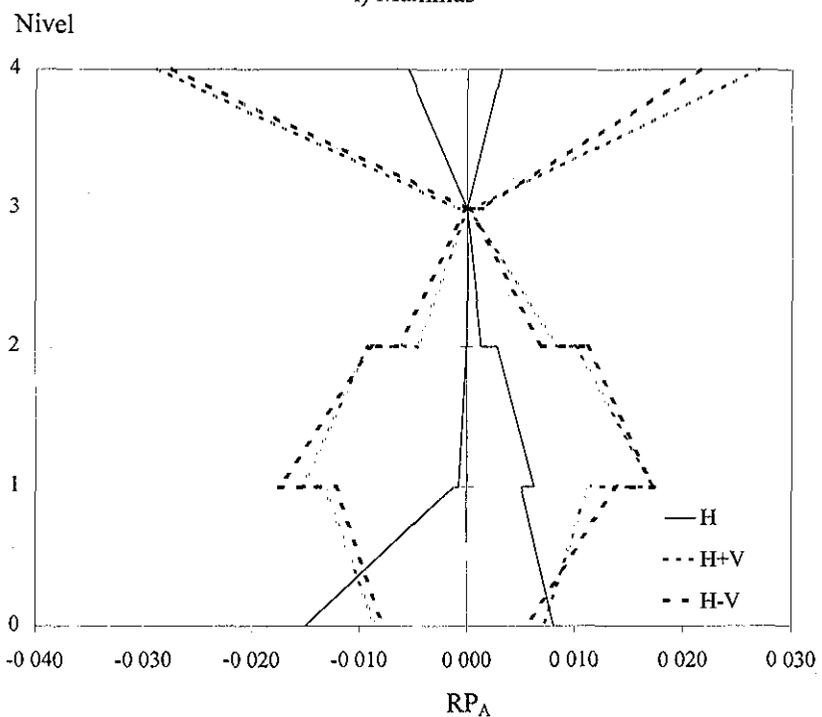


b) Centro del claro

Figura 5.50. Rotaciones plásticas de vigas obtenidas con los registros horizontal (línea continua) y horizontal más vertical (líneas discontinuas)



i) Máximas



ii) Acumuladas

Figura 5.51. Rotaciones plásticas de columnas obtenidas con los registros horizontal (línea continua) y horizontal más vertical (líneas discontinuas)

Para ilustrar el daño ocasionado en los elementos al incursionar en el intervalo inelástico, se muestran esquemáticamente las rotaciones plásticas acumuladas obtenidas en el marco de estudio, a fin de visualizar las diferencias en el caso en que se omita la componente vertical del registro. Se observa con los resultados del análisis unidireccional (H), que las rotaciones acumuladas más altas se presentan en la viga del primer nivel y en la base del marco (Figura 5.52); al incluir la componente vertical del registro ($H \pm V$), se incrementan las rotaciones significativamente en todos los elementos (Figura 5.53 y Figura 5.54), y así la estabilidad del marco se ve comprometida

En la Figura 5.55 y Figura 5.56 se presentan las historias a flexocompresión considerando al modelo con comportamiento elastoplástico perfecto y elástico, respectivamente, y cuyas envolventes se resumen en la Tabla 5.33. El incremento a la flexión y disminución de la ductilidad de rotación producirá un mecanismo de falla en las columnas por aplastamiento del concreto, efecto que será más grave si fuera escaso el refuerzo transversal

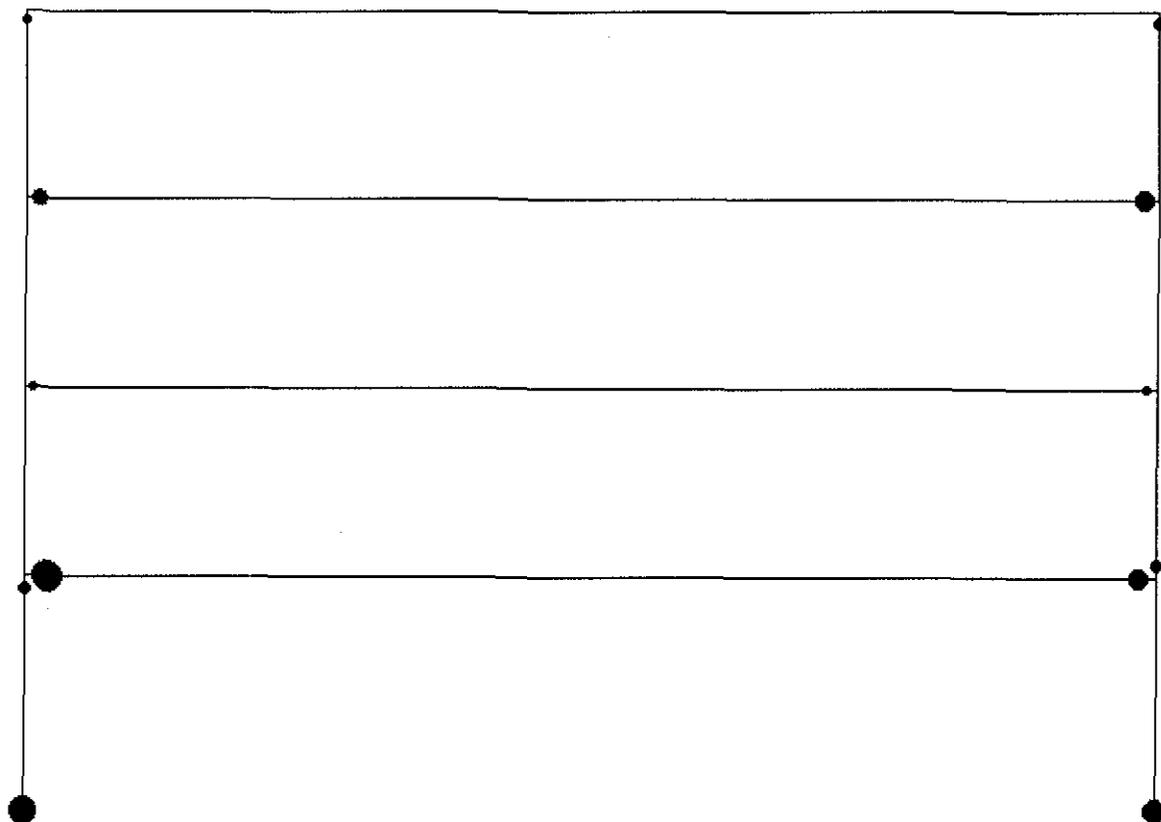


Figura 5.52. Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas (H_{E-W})

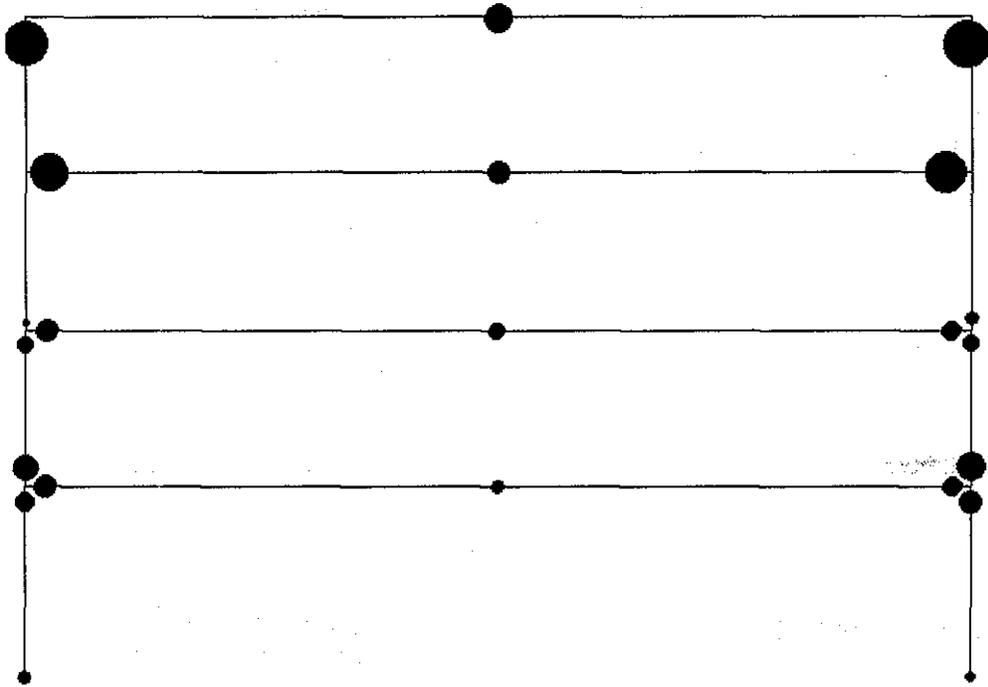


Figura 5.53. Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas (H_{E-W+V})

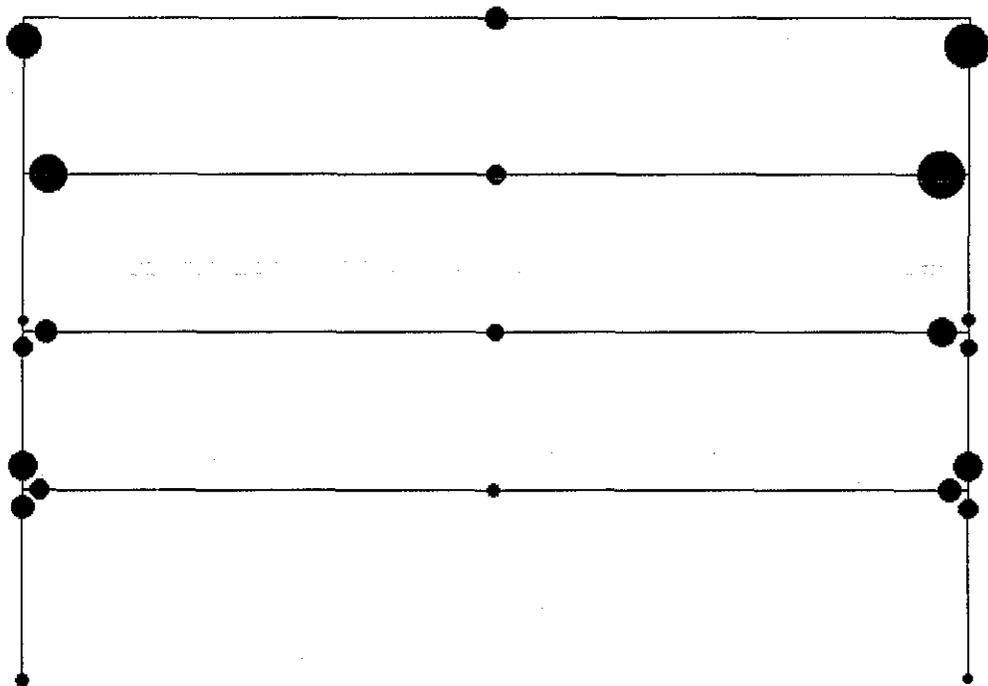


Figura 5.54. Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas (H_{E-W-V})

Tabla 5.33. Envolvente carga axial – momento

b) Comportamiento elastoplástico									
N	+M _H	+M _{H+V}	Incr.	+P _H	+P _{H+V}	Incr	-P _H	-P _{H+V}	Incr.
1	50.85	48.57	0.96	150.90	200.90	1.33	60.14	5.94	0.10
4	40.15	40.47	1.01	31.37	39.79	1.27	17.85	5.69	0.32

a) Comportamiento elástico									
N	+M _H	+M _{H+V}	Incr.	+P _H	+P _{H+V}	Incr	-P _H	-P _{H+V}	Incr.
1	105.90	108.50	1.02	177.50	255.50	1.44	49.70	-26.98	-0.54
4	60.27	76.85	1.28	33.02	51.71	1.57	18.07	-5.21	-0.29

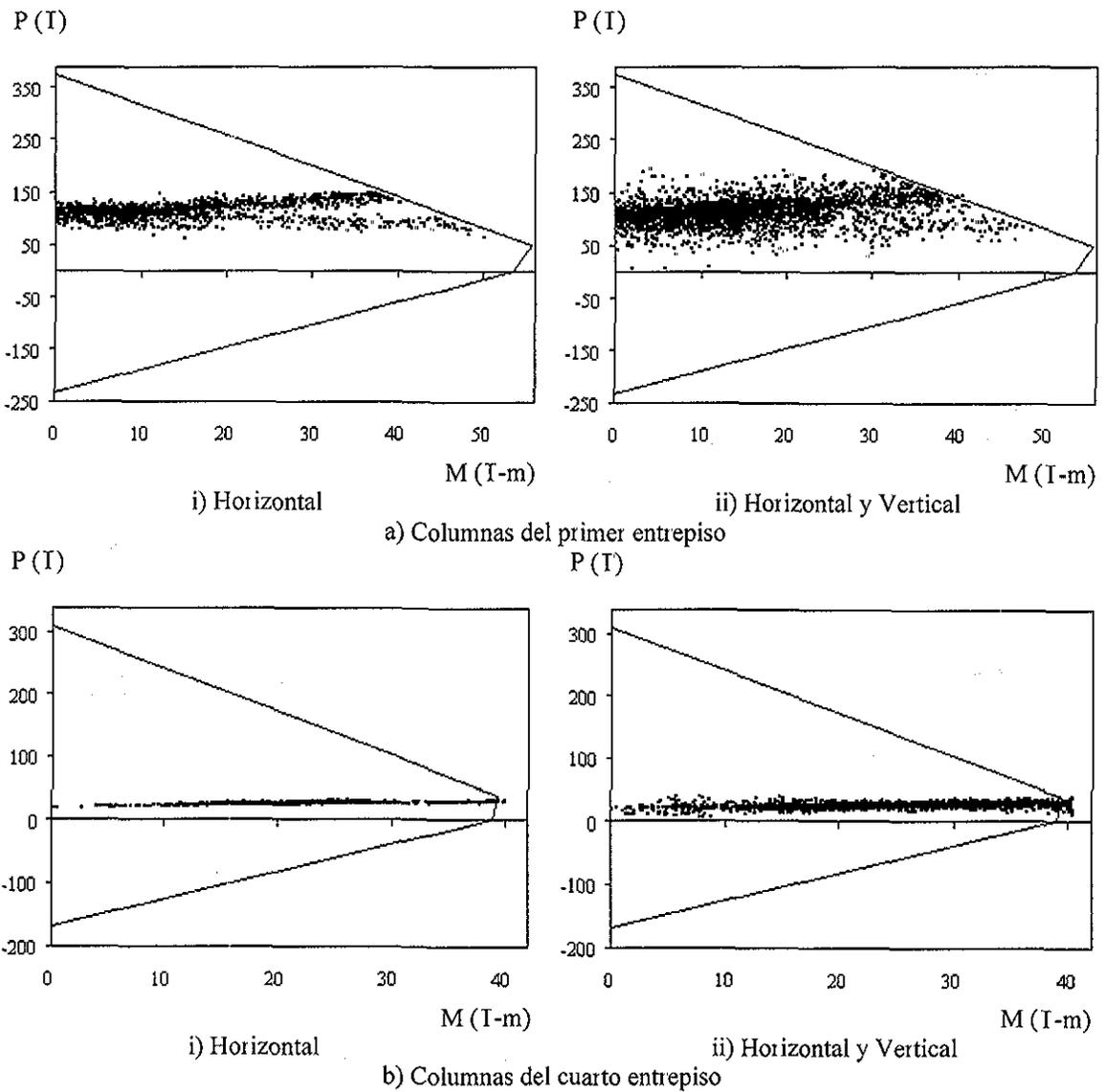
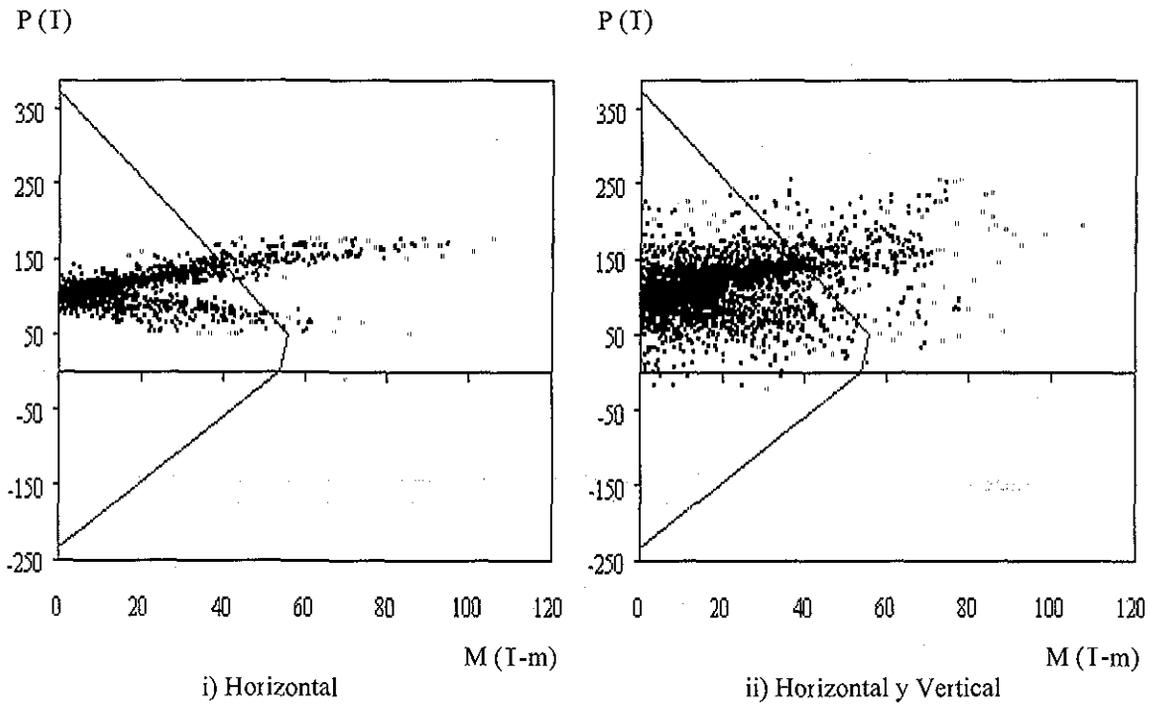
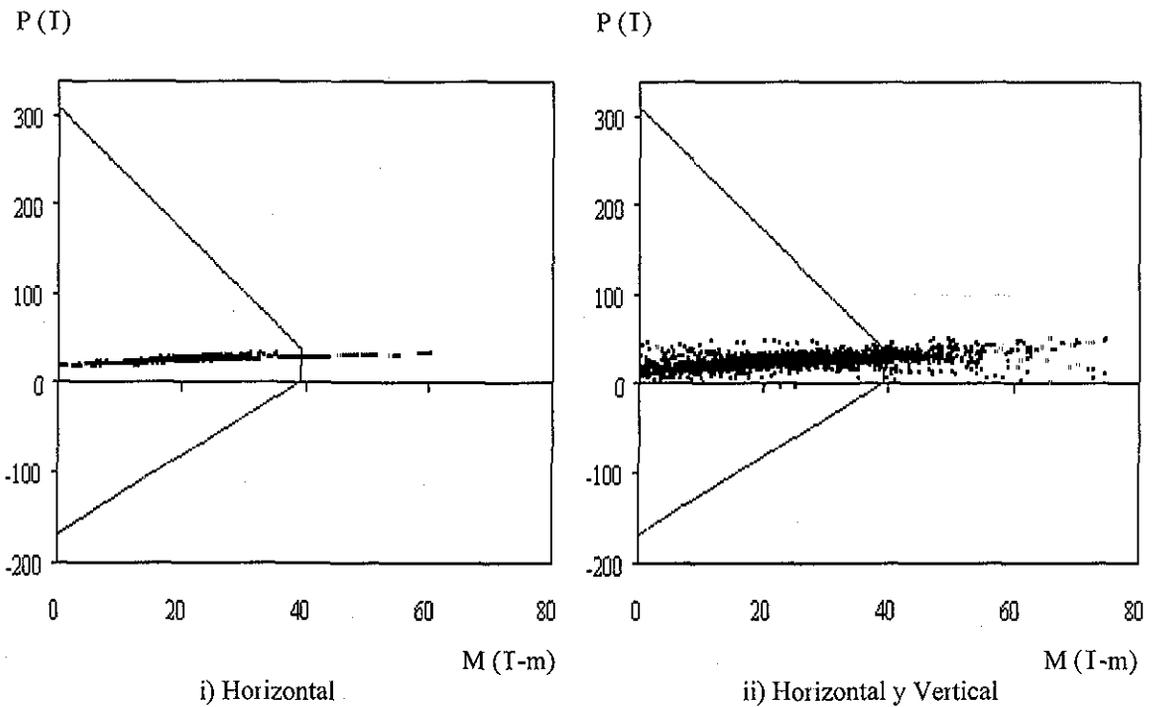


Figura 5.55. Historia Carga axial – Momento considerando comportamiento elastoplástico



a) Columnas del primer entreciso



b) Columnas del cuarto entreciso

Figura 5.56. Historia Carga axial – Momento considerando comportamiento elástico

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En la Tabla 5.34 se muestran los máximos desplazamientos de piso (Figura 5.57) y los máximos desplazamientos relativos de entrepiso (Figura 5.58) asociados a los análisis dinámicos bidireccionales despreciando (H-V) y considerando los efectos de segundo orden (PA) En la Tabla 5.35 se presentan las rotaciones plásticas en vigas (Figura 5.60), mientras que la Tabla 5.36 presenta las correspondientes a las columnas (Figura 5.59) Los resultados muestran al considerar efectos de segundo orden, respuestas distintas en desplazamientos (-21%, +6%), distorsiones (-18%, +8%) y rotaciones plásticas en vigas (+8%) y columnas ($\pm 6\%$); por lo tanto, considerar los efectos de segundo orden alteran los resultados del análisis en ambos sentidos, y se puede desestimar las respuestas hasta en un 8% con el modelo y registro de estudio.

Tabla 5.34. Envolvente de respuestas globales elastoplásticas

a) Desplazamientos de piso

N	Positivos			Negativos		
	H-V	PA	Incr.	H-V	PA	Incr.
4	0.066	0.069	1.06	-0.024	-0.023	0.95
3	0.053	0.055	1.06	-0.023	-0.019	0.82
2	0.036	0.038	1.06	-0.022	-0.017	0.79
1	0.020	0.022	1.06	-0.015	-0.012	0.82

b) Desplazamientos relativos de entrepiso

N	Positivos			Negativos		
	H-V	PA	Incr.	H-V	PA	Incr.
4	0.005	0.005	1.08	-0.001	-0.001	0.94
3	0.005	0.006	1.06	-0.002	-0.002	0.95
2	0.006	0.006	1.05	-0.003	-0.003	0.97
1	0.006	0.006	1.06	-0.004	-0.003	0.82

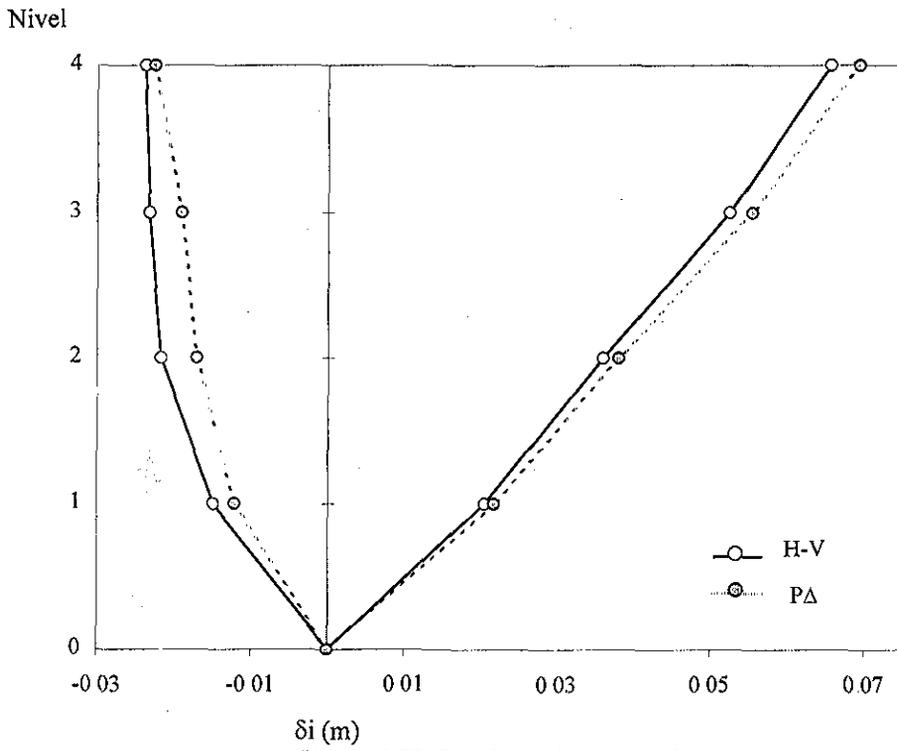


Figura 5.57. Desplazamientos de piso

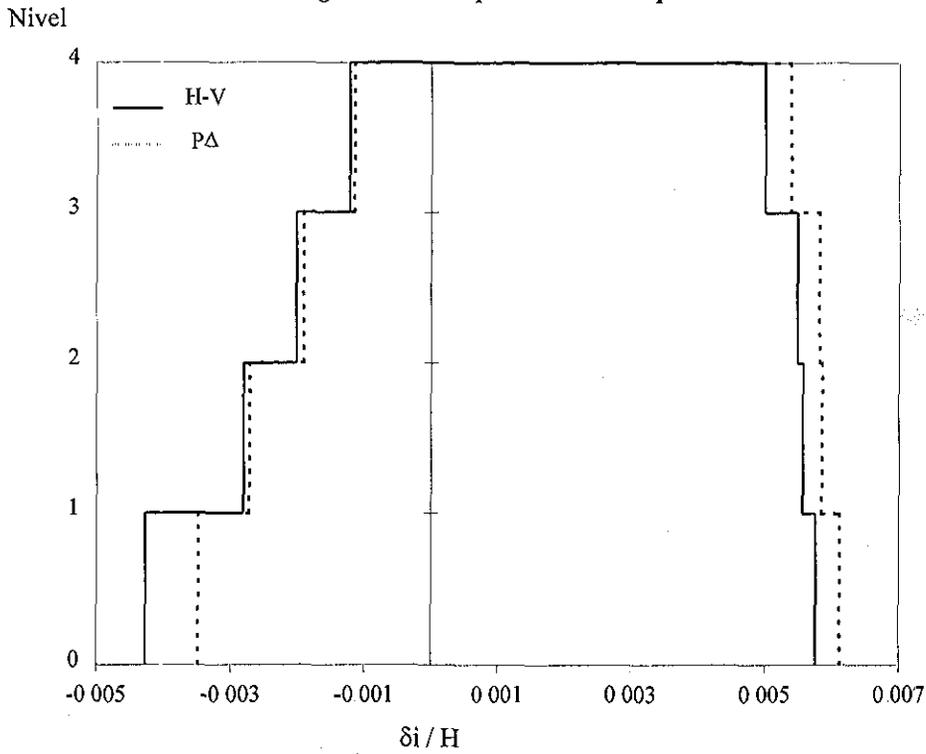


Figura 5.58. Desplazamientos relativos de entrepiso

Tabla 5.35. Rotaciones plásticas en vigas

N	Centro del claro		Extremos	
	H-V	$P\Delta$	H-V	$P\Delta$
4	-0.013	-0.014	0.000	0.000
3	-0.011	-0.012	0.027	0.028
2	-0.010	-0.010	0.017	0.017
1	-0.007	-0.007	0.013	0.013

Tabla 5.36. Rotaciones plásticas acumuladas en columnas

N	Positiva		Negativa	
	H-V	$P\Delta$	H-V	$P\Delta$
4s	0.021	0.021	-0.026	-0.027
4i	0.001	0.001	0.000	0.000
3s	0.000	0.000	0.000	0.000
3i	0.007	0.007	-0.006	-0.006
2s	0.011	0.011	-0.009	-0.009
2i	0.018	0.017	-0.017	-0.017
1s	0.014	0.014	-0.012	-0.012
1i	0.005	0.006	-0.008	-0.008

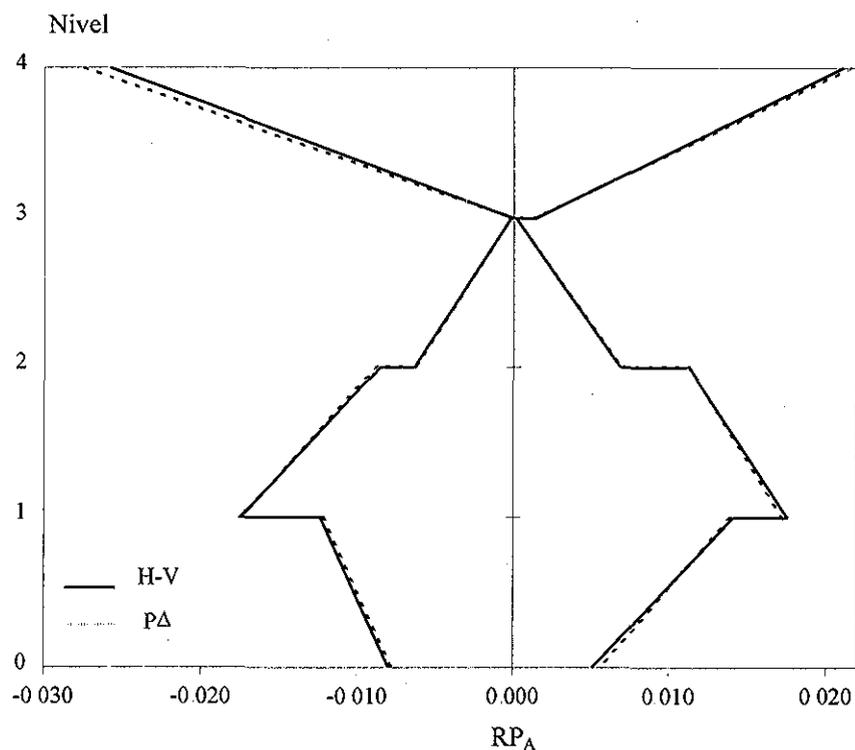
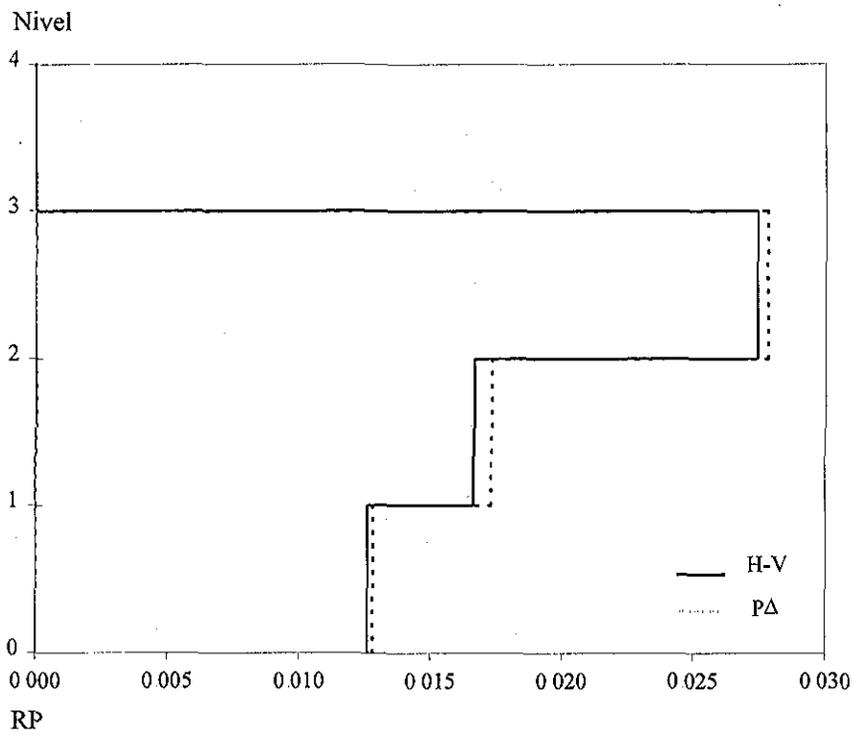
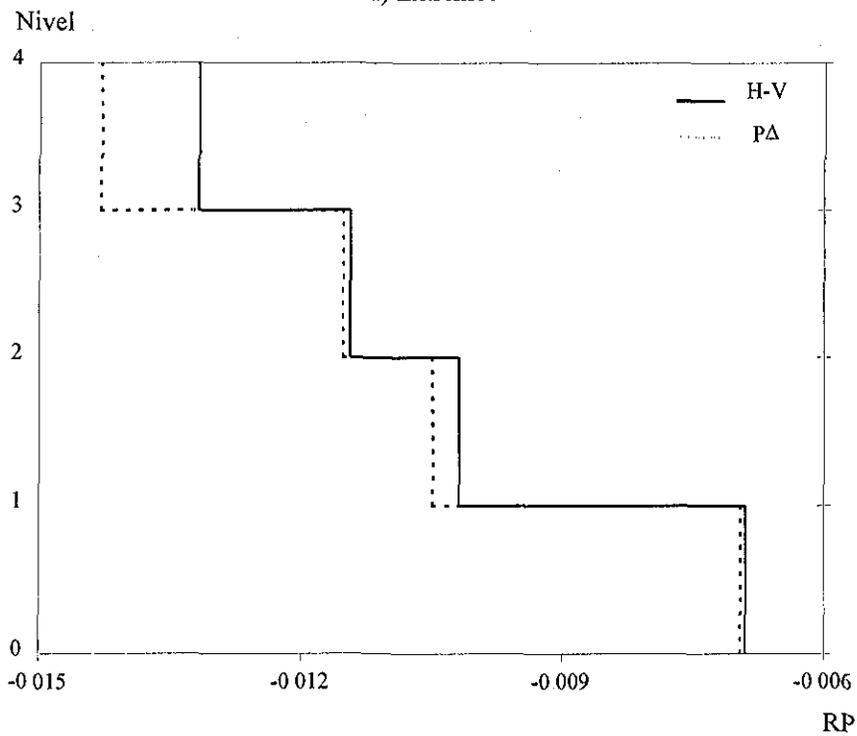


Figura 5.59. Rotaciones plásticas acumuladas de columnas obtenidas con los registros horizontal más vertical considerando (línea continua) y despreciando (líneas discontinuas) los efectos P-Delta



a) Extremos



b) Centro del claro

Figura 5.60. Rotaciones plásticas de vigas obtenidas con los registros horizontal (línea continua) y horizontal más vertical (líneas discontinuas)

Para tratar de explicar por qué se presenta un incremento en las respuestas dinámicas al incluir en el análisis la componente vertical del registro, se analiza paso a paso el marco sin hacer intervenir la componente horizontal

Los resultados muestran que con las cargas de gravedad y la componente vertical del registro, columnas y vigas del marco se plastifican. En la Tabla 5.38 se resumen las máximas rotaciones plásticas máximas y acumuladas obtenidas en columnas (Figura 5.61). En la Tabla 5.37, se resumen las máximas rotaciones plásticas en vigas para las secciones en los extremos y en el centro del claro (Figura 5.62).

Para ilustrar el daño ocasionado en los elementos al incursionar en el intervalo inelástico, se muestran esquemáticamente en la Figura 5.63 y Figura 5.64, las rotaciones plásticas acumuladas obtenidas del análisis dinámico del marco con las cargas de gravedad más y menos la componente vertical. En ambos casos se observa que las rotaciones más altas se presentan en el centro de la viga de azotea (la viga más flexible), en el nodo superior de la columna del cuarto entrepiso (el apoyo de la viga más flexible), y en los extremos de la viga del tercer nivel (viga flexible con apoyos rígidos)

En la Figura 5.65 y Figura 5.66 se presentan las historias a flexocompresión considerando al modelo con comportamiento elastoplástico perfecto y elástico, respectivamente, y cuyas envolventes se resumen en la Tabla 5.39. Se aprecia que en las columnas del primer entrepiso existe una tendencia de incremento en la demanda de carga axial, lo cual producirá una disminución de la capacidad a rotación del elemento; en las columnas del cuarto entrepiso se presenta una tendencia de incremento en la demanda de momento flexionante, lo cual producirá un aumento en el nivel de rotaciones plásticas. Ambas tendencias pueden producir un mecanismo de falla en las columnas por aplastamiento del concreto, efecto que será más grave si fuera escaso el refuerzo transversal

Tabla 5.37. Rotaciones plásticas en vigas

N	Centro del claro		Extremos	
	+V	-V	+V	-V
4	-0.014	-0.013	0.000	0.000
3	-0.012	-0.011	0.013	0.012
2	-0.010	-0.010	0.004	0.004
1	-0.007	-0.007	0.000	0.000

Tabla 5.38. Rotaciones plásticas acumuladas en columnas

N	Positiva		Negativa	
	+V	-V	+V	-V
4s	0.018	0.015	-0.018	-0.015
4i	0.000	0.000	0.000	0.000
3s	0.000	0.000	0.000	0.000
3i	0.003	0.004	-0.003	-0.004
2s	0.005	0.005	-0.005	-0.005
2i	0.007	0.007	-0.007	-0.007
1s	0.005	0.005	-0.005	-0.005
1i	0.000	0.000	0.000	0.000

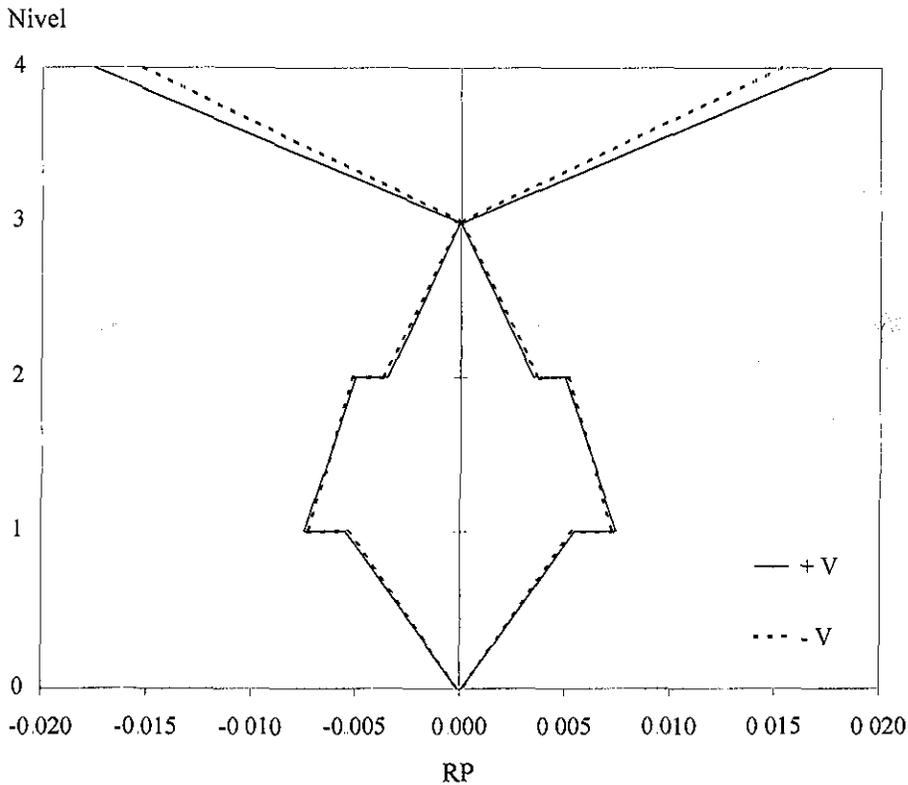
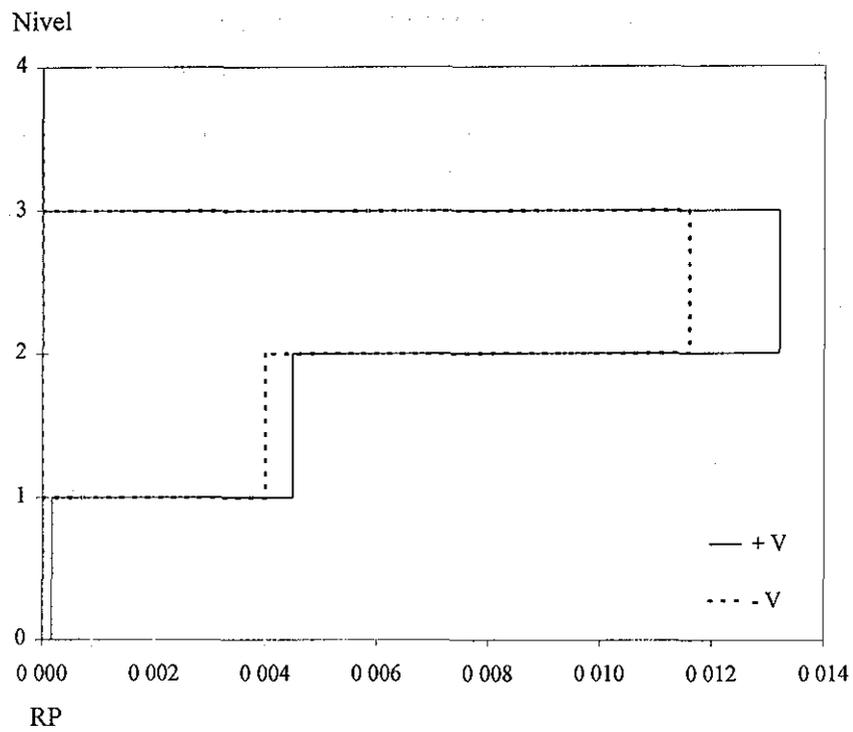
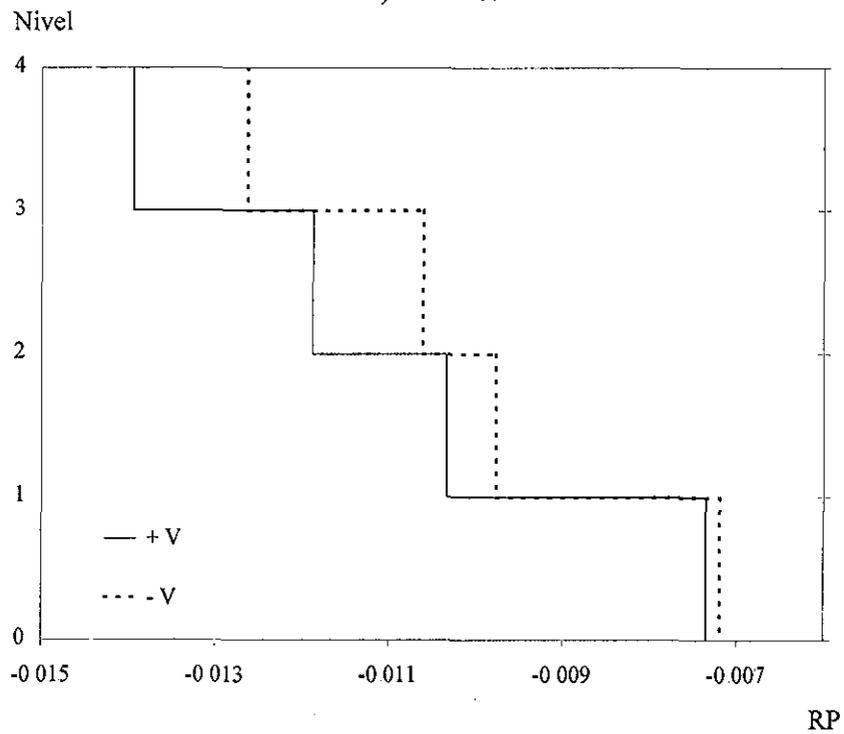


Figura 5.61. Rotaciones plásticas de columnas obtenidas con el registro vertical



a) Extremos



b) Centro del claro

Figura 5.62. Rotaciones plásticas de vigas obtenidas con el registro vertical

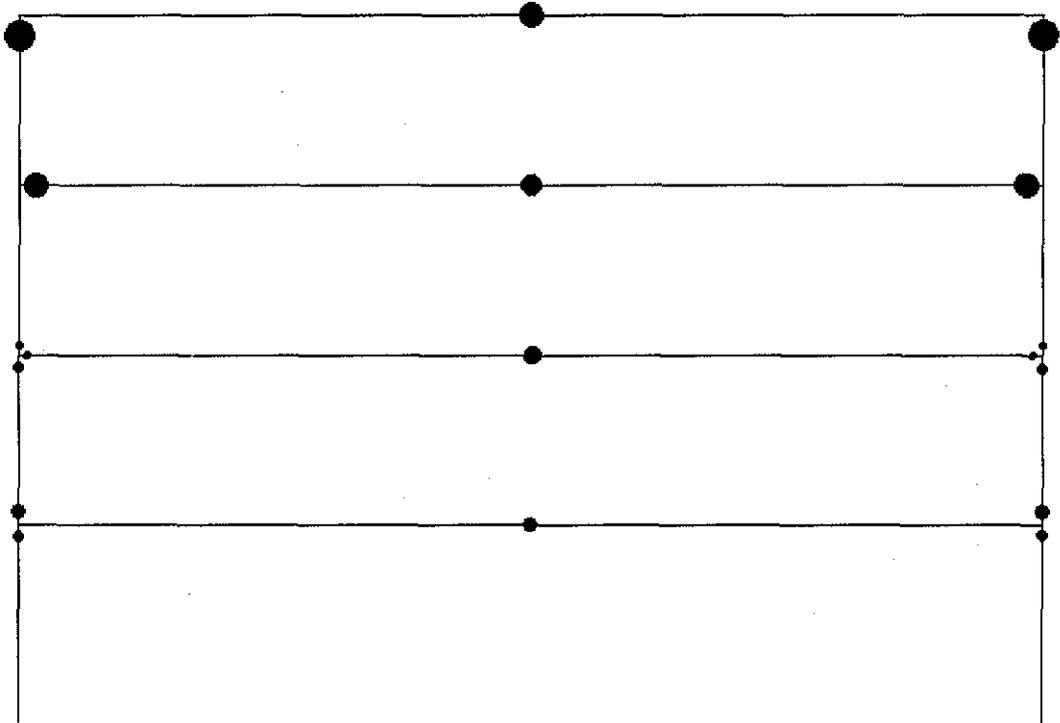


Figura 5.63. Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas (+V)

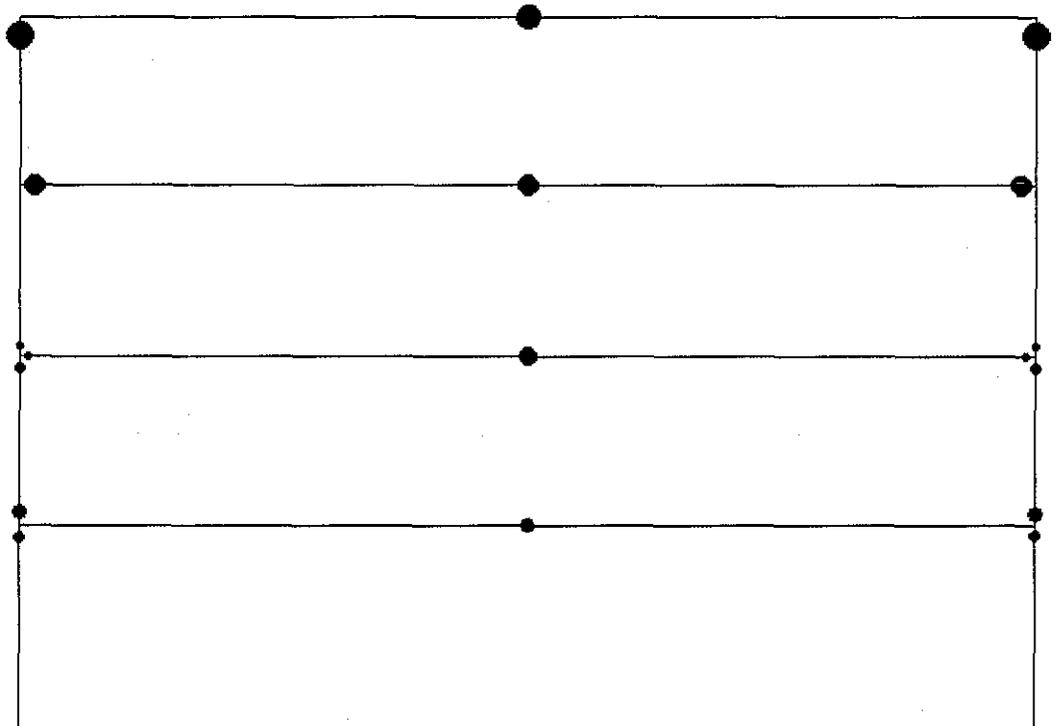


Figura 5.64. Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas (-V)

Tabla 5.39. Envolvente carga axial – momento

a) Comportamiento elástico			
N	+M _v (T-m)	+P _v (T)	-P _v (T)
1	34.70	243.50	-9.62
4	66.73	52.20	-0.67

b) Comportamiento elastoplástico			
N	+M _v (T-m)	+P _v (T)	-P _v (T)
1	33.33	200.80	2.85
4	40.45	39.76	6.01

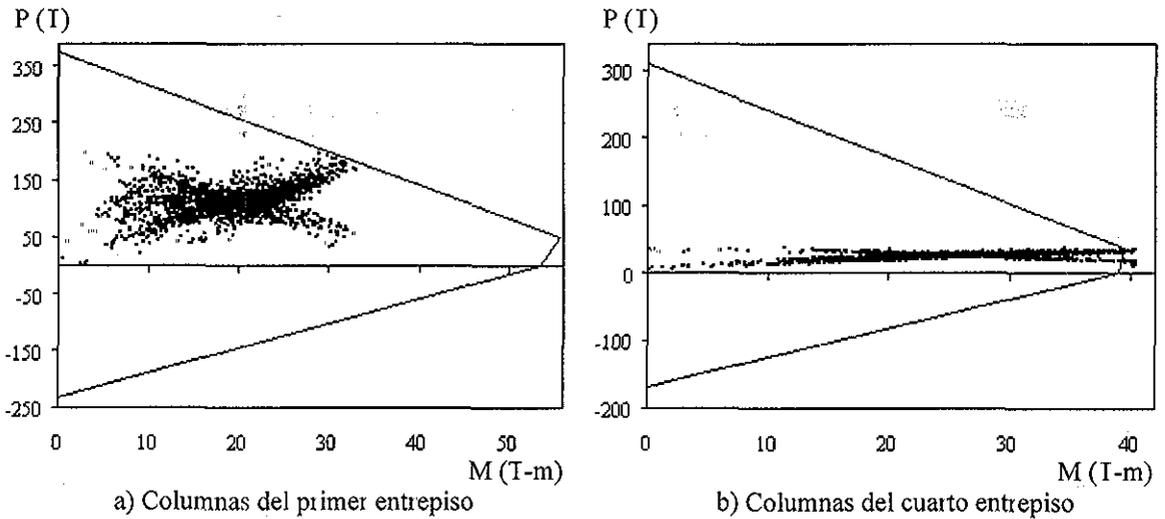


Figura 5.65. Historia Carga axial – Momento, componente vertical, comportamiento elastoplástico

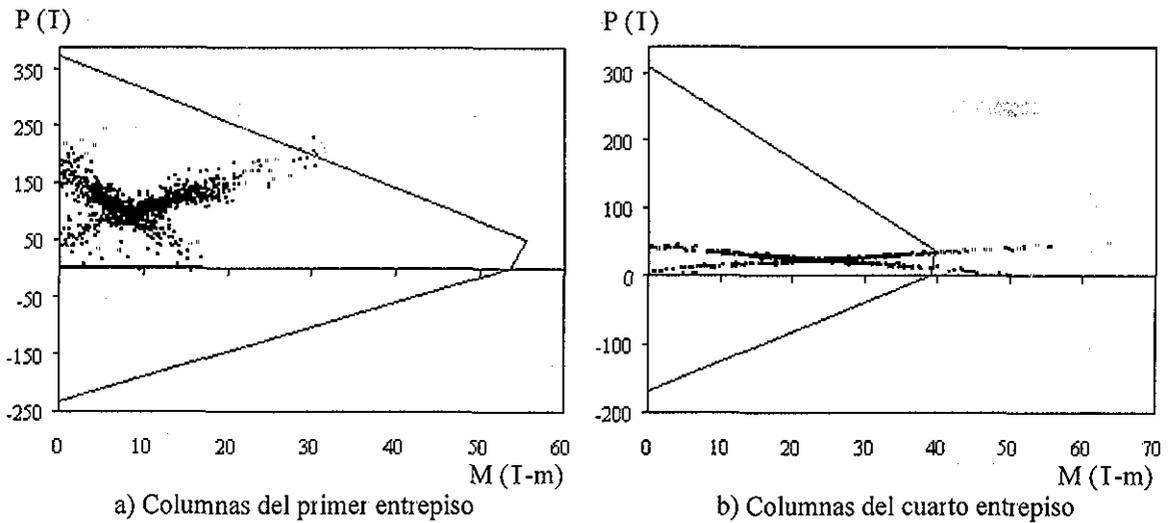


Figura 5.66. Historia Carga axial – Momento, componente vertical, comportamiento elástico

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

5.3.1.6 Respuesta dinámica paso a paso con otros registros

Se estudia el comportamiento dinámico del modelo ante los registros VCPS870207, IAGS791015 y ZACA850919. En la Figura 5.67 se muestran para dichos registros, los espectros elásticos de respuesta ($\xi = 5\%$) y las ordenadas espectrales asociadas a los periodos fundamentales del marco en estudio.

Para ilustrar el daño ocasionado en los elementos al incursionar en el intervalo inelástico, se muestran esquemáticamente en la Figura 5.68, Figura 5.69 y Figura 5.70, las rotaciones plásticas acumuladas obtenidas en el marco de estudio, a fin de visualizar las diferencias en el caso que se omita la componente vertical del registro.

Del análisis en el dominio del tiempo con la componente horizontal del registro VCPS870207, se presentan en los extremos de la viga del primer nivel y en la base del marco, las rotaciones acumuladas máximas. Al aplicar la componente vertical del registro, como consecuencia de discretizar la masa en el modelo, aparecen rotaciones plásticas en el centro de la viga del cuarto nivel debido a un incremento de momento positivo no considerado en el diseño original; adicionalmente se plastifica la columna que está conectada a dicha viga. Al actuar simultáneamente ambas componentes, no sólo crecen las rotaciones que se forman con los registros individualmente, sino que aparecen rotaciones en el centro y extremos de la viga del tercer nivel; sin embargo, aunque la componente vertical plastifica algunos elementos, las rotaciones más intensas son producto principalmente de la contribución de la componente horizontal. Por lo tanto, la componente vertical de estos registros no altera significativamente el comportamiento dinámico del modelo en estudio.

Del análisis en el dominio del tiempo con las componentes horizontales de los registros IAGS791015 y ZACA850919, la plastificación también se presenta en los extremos de la viga del primer nivel y en la base del marco. Sin embargo, el modelo permanece elástico al aplicar las componentes verticales de dichos registros, consecuencia de una baja intensidad espectral en este sentido. Al actuar simultáneamente ambas componentes, el comportamiento es prácticamente el mismo que el caso en que se omite la componente vertical en el análisis. Por lo tanto, la componente vertical de estos registros no altera el comportamiento dinámico del modelo en estudio.

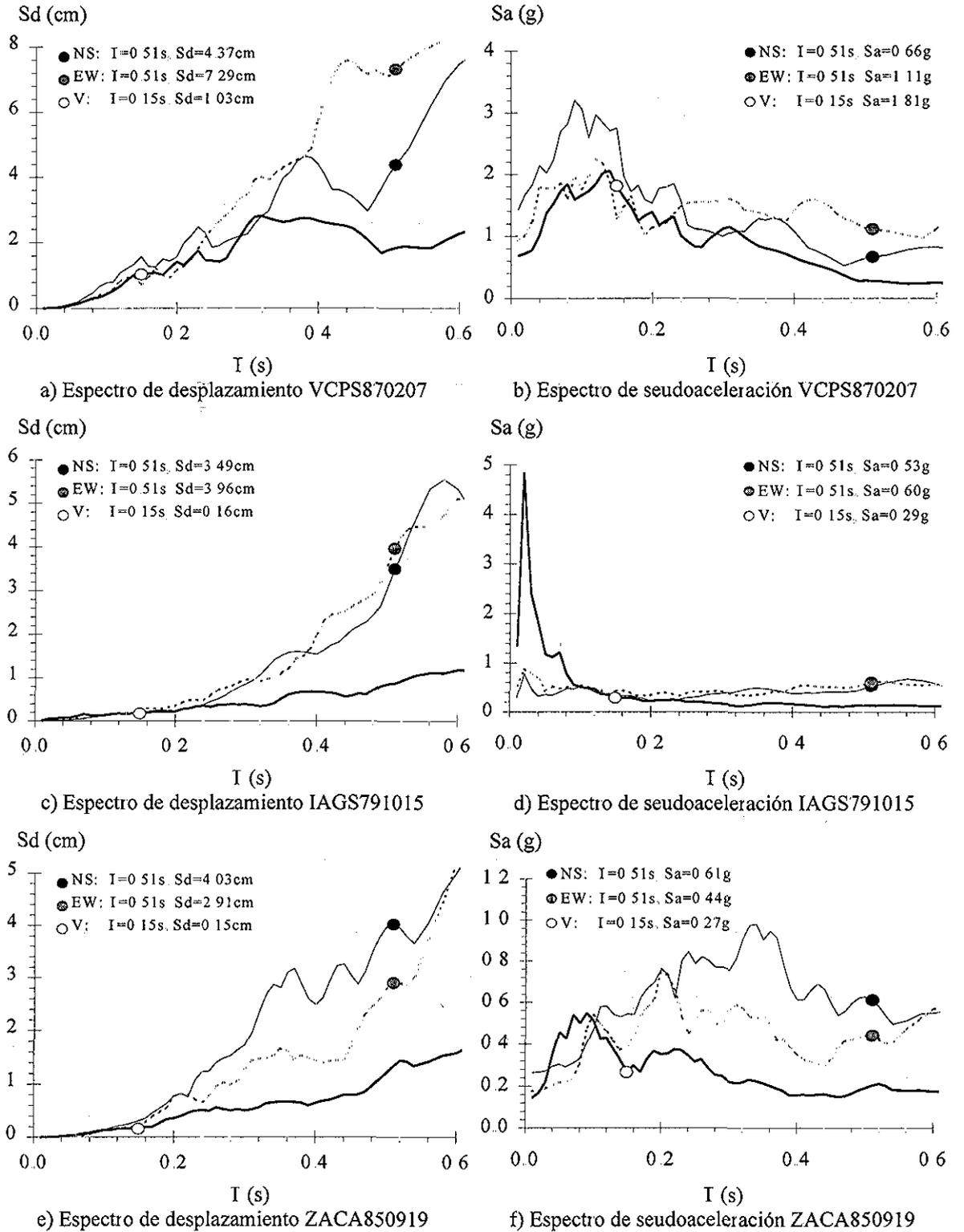


Figura 5.67. Espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$) de registro seleccionados para análisis paso a paso

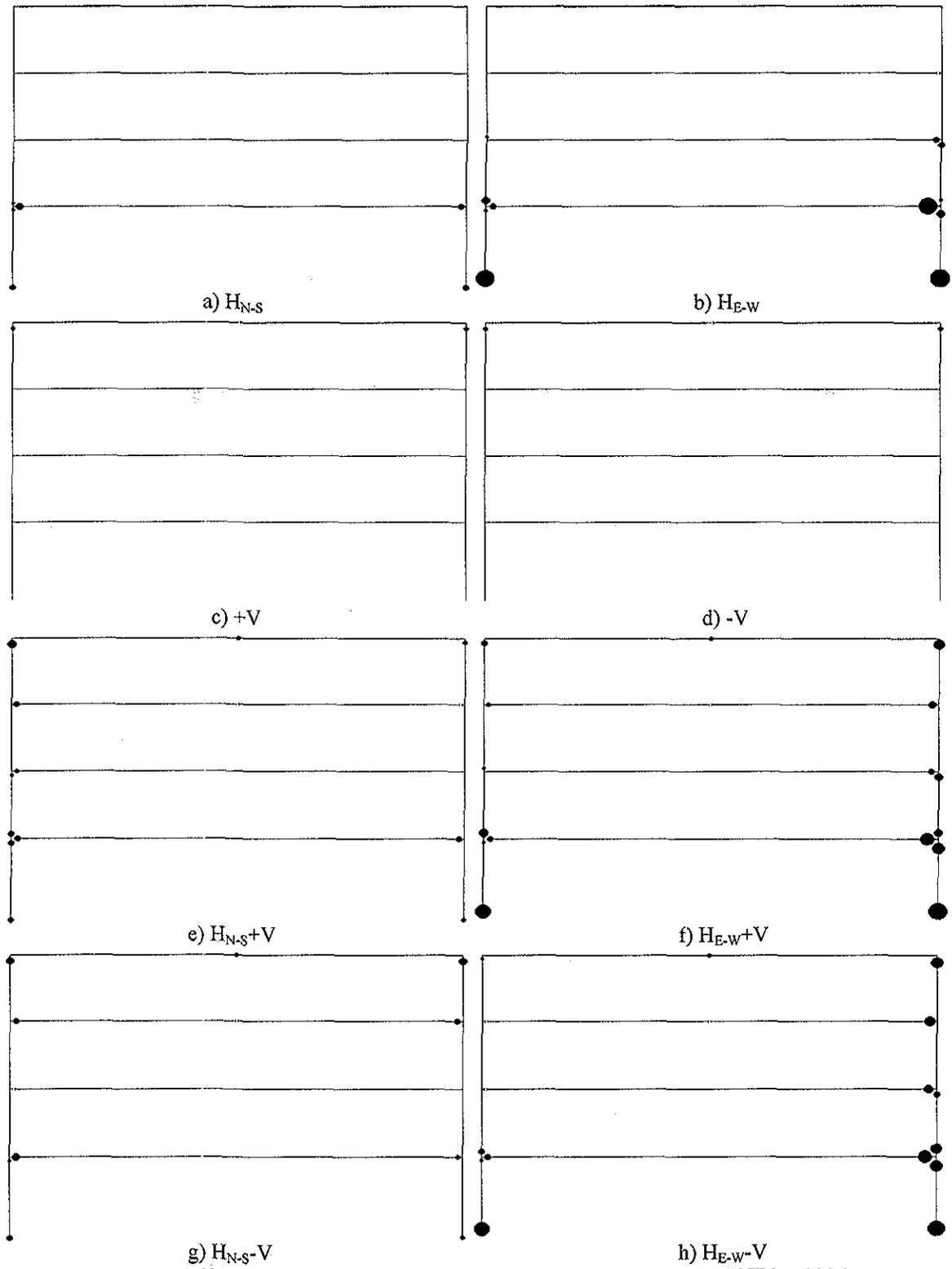


Figura 5.68. Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas con registro VCPS870207

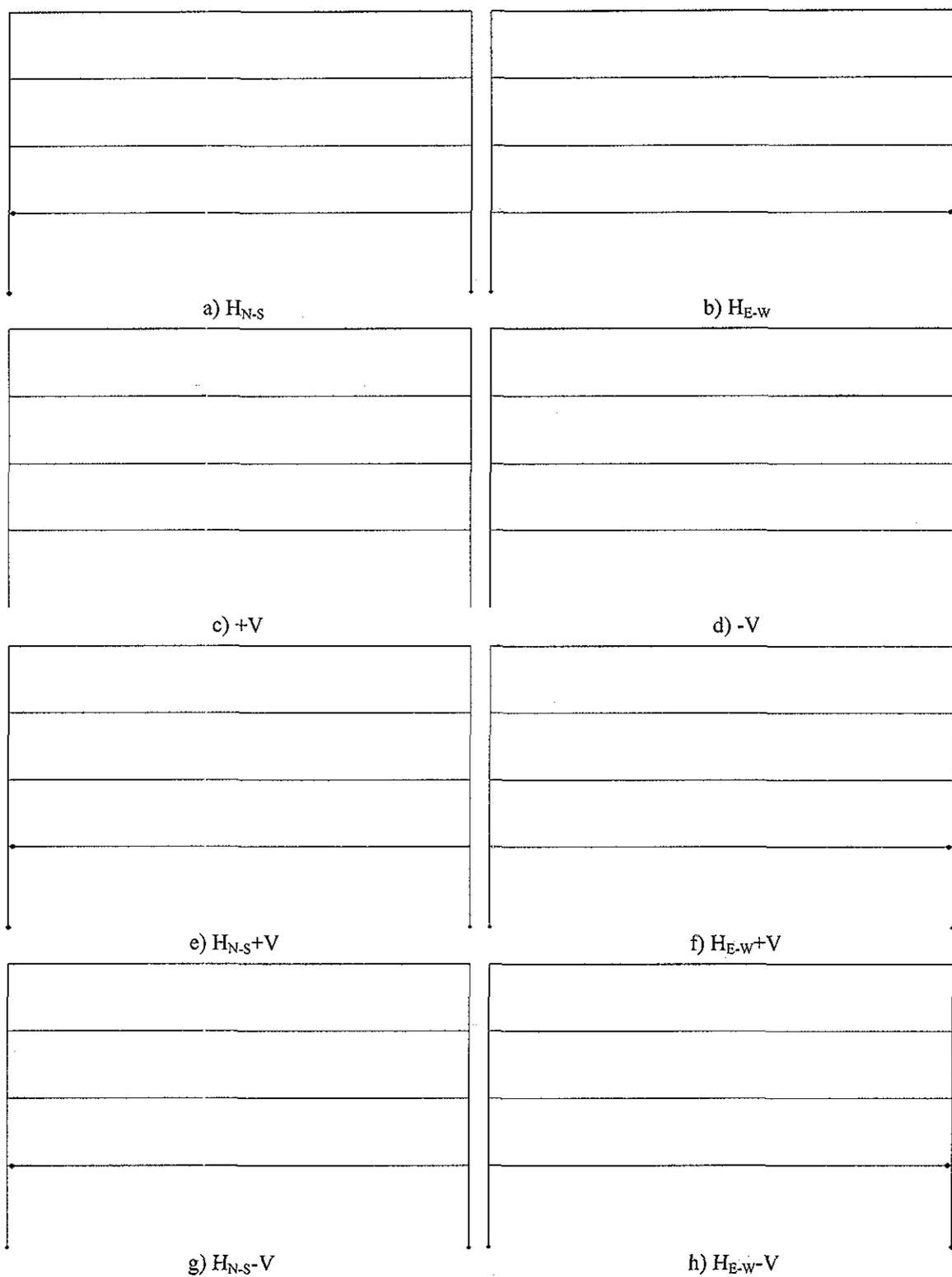


Figura 5.69. Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas con registro IAGS791015

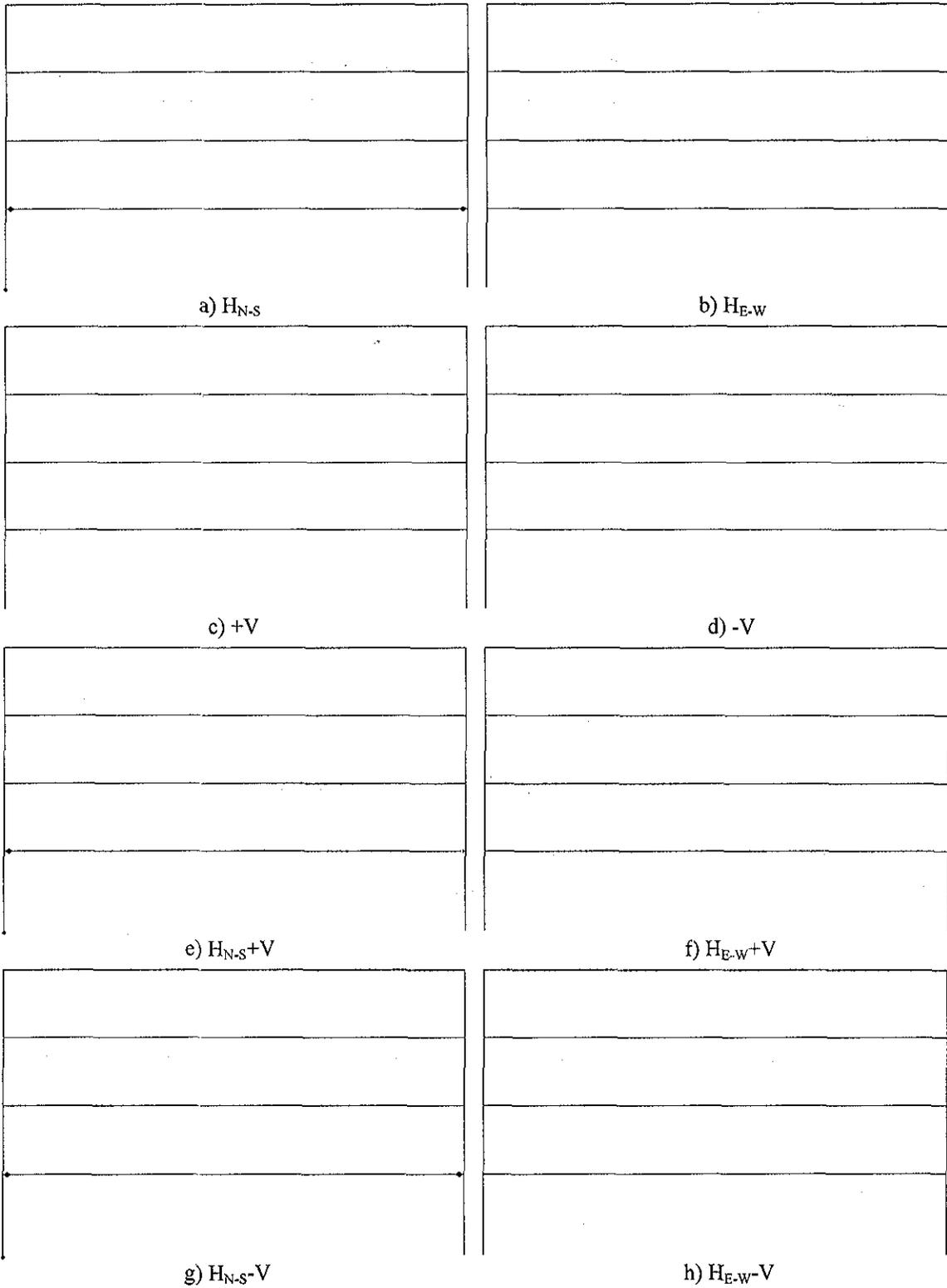


Figura 5.70. Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas con registro ZACA850919

5.3.2 Otros modelos

Se estudia la influencia de la componente vertical de temblores en otros dos marcos resistentes a momento de concreto reforzado (Figura 5.71), el primero de ellos de diez niveles y una crujía (modelo M3), y el segundo de cuatro niveles y dos crujías (modelo M4)

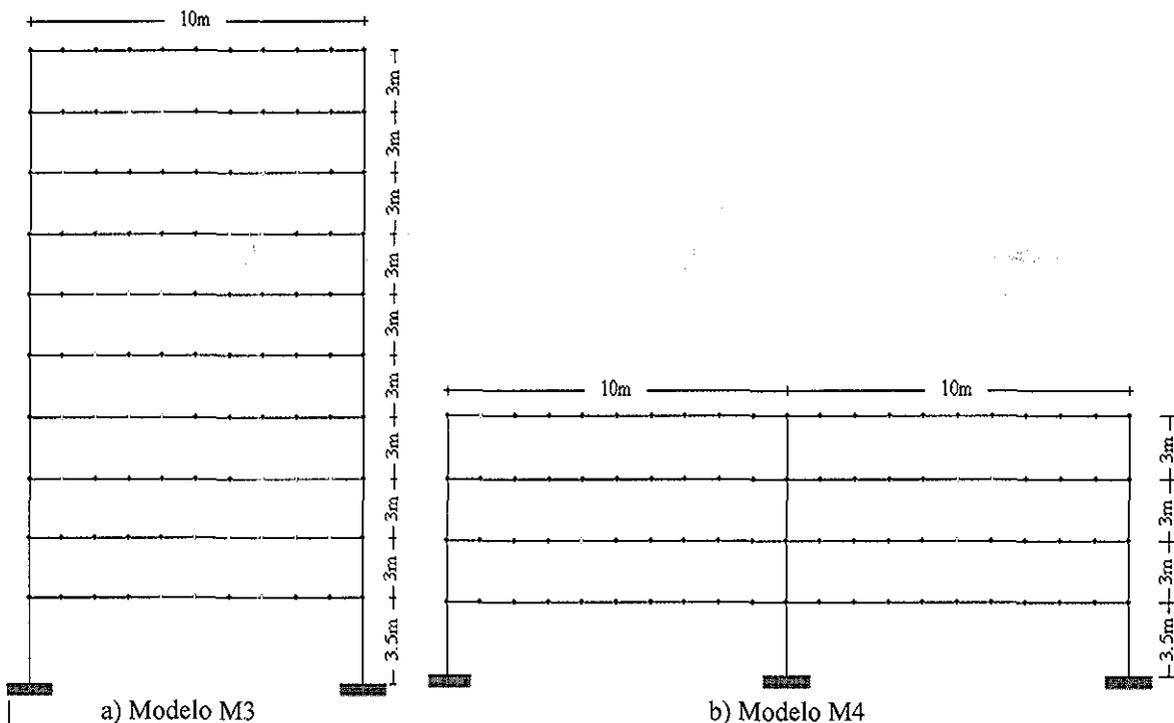


Figura 5.71. Modelos M3 y M4 esquemáticos

Al igual que para el caso estudiado con detalle en el inciso anterior, las estructuras se diseñan conforme a las prácticas actuales de diseño despreciando la componente vertical; Las estructuras se modelan en el Drain-2DX considerando masa discreta en puntos espaciados a cada $L/10$ sobre las vigas; se estudia su comportamiento dinámico no lineal con análisis dinámicos paso a paso utilizando algunos registros seleccionados

Cabe mencionar que para los modelos M3 y M4, se compararon los periodos verticales obtenidos analíticamente del modelo, con el obtenido de la ecuación 5.1. Los resultados muestran un buen ajuste de la ecuación propuesta con los modelos en estudio

Las historias de aceleraciones consideradas en los análisis son, al igual que en el inciso anterior, los correspondientes a los sismos: 15 de octubre de 1979 en la estación Islas Agrarias (IAGS791015); 9 de junio de 1980 en la estación Victoria (VICS800609); 7 de febrero de 1987 en la estación Volcán Cerro Prieto (VCPS870207); 19 de septiembre de 1985 en las estaciones Caleta de Campos (CALE850919), Zacatula

(ZACA850919), SCT (SCT1850919), CU (CU01850919); 24 de octubre de 1993 en la estación Copala (COPL931024); 10 de diciembre de 1994 en la estación El Balcón (BALC941210); 11 de enero de 1997 en la estación Caleta de Campos (CALE970111); 21 de octubre de 1995 en la estación RIIS UNACH (RIXC951021).

Con dichos acelerogramas, los que inducen al intervalo de comportamiento no lineal al marco que se estudia, son los mismos que en el modelo del inciso anterior, curiosamente ambos registrados en el valle de Mexicali Baja California: VICS800609, VCPS870207. Con la componente vertical de los demás registros la estructura permanece elástica, y en consecuencia las plastificaciones en los elementos al considerar el efecto bidireccional del registro son función exclusivamente de la componente horizontal del registro.

Se muestran en la Figura 5.72 y Figura 5.77, los espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$) de los registros utilizados en los análisis dinámicos del marco M3: VICS800609 y VCPS870207, respectivamente; en la Figura 5.80 se ilustran los espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$) de los registros utilizados en los análisis dinámicos del marco M4.

En la Figura 5.73 se muestra la distribución de rotaciones plásticas acumuladas del modelo M3, obtenido de los análisis dinámicos paso a paso considerando el registro VICS800609, y en la Figura 5.78 con el registro VCPS870207. En la Figura 5.81, se ilustra la distribución de rotaciones plásticas acumuladas de los análisis dinámicos del modelo M4 con dichos registros. En éstas figuras, se observa que las plastificaciones con la componente vertical se presentan en el centro y los extremos de las vigas más flexibles, y en las columnas conectadas a las vigas plastificadas; con la componente horizontal, articulaciones se presentan en los extremos de las vigas más rígidas y en la base de las columnas empotradas. La distribución de rotaciones plásticas que se obtiene al considerar las dos componentes actuando simultáneamente, es similar a la de superponer la distribución de rotaciones que se presentan cuando actúan independientemente, excepto en los casos cuando el elemento se plastifica con ambas historias ortogonales, donde pueden existir variaciones en ambos sentidos.

En la Figura 5.74 se grafican las envolventes de los desplazamientos de piso y de las distorsiones que se obtienen de los análisis unidireccional (H) y bidireccional ($H\pm V$) con las componentes sísmicas del registro VICS800609. Los resultados de los análisis unidireccional y bidireccional, muestran respuestas distintas en desplazamientos (-23%, +3%) y distorsiones (-27%, +14%); por lo tanto, considerar la componente sísmica vertical altera los resultados del análisis en ambos sentidos, y se puede desestimar las respuestas globales hasta en un 14% con el modelo y registro de estudio.

A partir de los resultados del análisis unidireccional ($\pm V$) con la componente sísmica vertical del registro VICS800609, se muestra en la Figura 5.75 la historia carga axial – momento para ambos extremos de las columnas extremas del marco, es decir, las del primer y décimo entrepiso. La tendencia en las columnas de

entrepisos inferiores, es de una fuerte variación en la demanda de carga axial, que para dicho registro en la columna del primer entrepiso resultó ser del 82% de la resistencia a carga axial pura a compresión y del 27% de la resistencia a carga axial pura en tensión; con referencia al momento máximo, la demanda a flexión creció 19% para el nodo inferior y 33% para el nodo superior. La tendencia en columnas de entrepisos superiores se invierte, donde resultó para la columna del décimo entrepiso demandar el 13% de la resistencia a carga axial pura a compresión y el 22% de la resistencia a carga axial pura en tensión; con referencia al momento máximo, la demanda a flexión creció 39% para el nodo inferior y 123% para el nodo superior, y como consecuencia de este último valor la columna se plastifica en dicho extremo. Con respecto al análisis dinámico unidireccional ($\pm V$) con la componente sísmica vertical del registro VCPS870207, se puede resumir que la demanda a carga axial crece de 17% a 70% para columnas del primer entrepiso, y de 8% a 10% para las del décimo entrepiso; la demanda a flexión crece por su parte de 13% a 23% para las del primer entrepiso, y de 26% a 83% para las del décimo entrepiso (Figura 5.79). En los incisos anteriores, ya se comentó la influencia negativa que presentan dichos efectos en el comportamiento local de las columnas. Para futuras investigaciones resulta sugerible, a fin de evaluar con detalle los resultados anteriores, modelar la estructura con algún programa que considere el efecto de la degradación de rigidez y resistencia en los elementos.

Se estudian los efectos de segundo orden en los desplazamientos de piso y distorsiones a partir de un análisis bidireccional con las componentes sísmicas horizontal y vertical del registro VICS800609 (Figura 5.76). Al igual que en el modelo que se estudia en el inciso anterior, el considerar los efectos $P\Delta$ alteran los resultados del análisis para ambas respuestas en ambos sentidos (-4%, +13%); con el modelo y registro de estudio, se puede desestimar las respuestas globales hasta en un 13%.

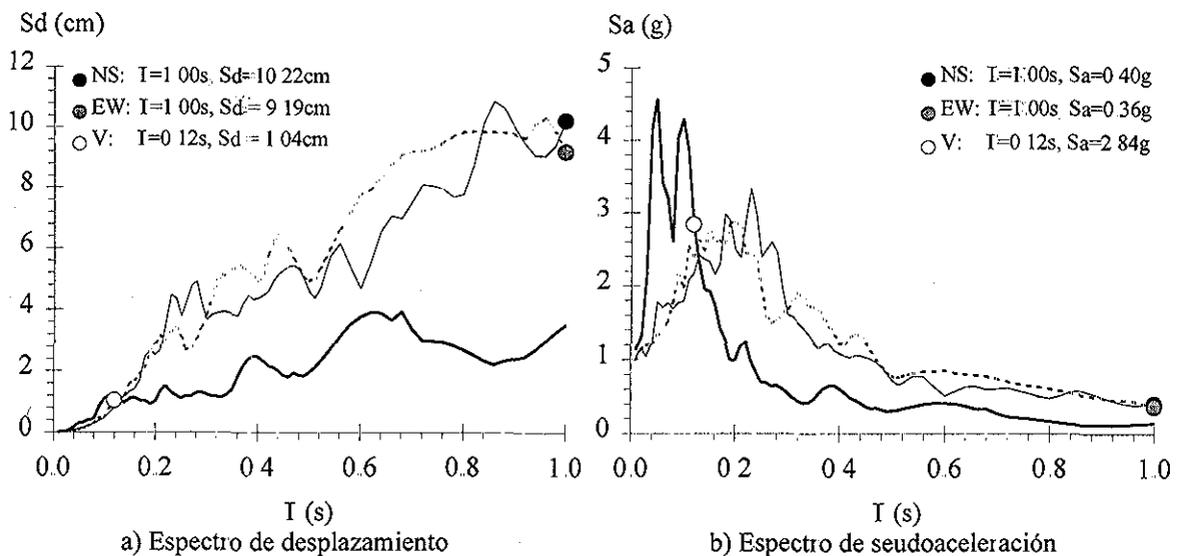


Figura 5.72. Espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$) del registro VICS800609

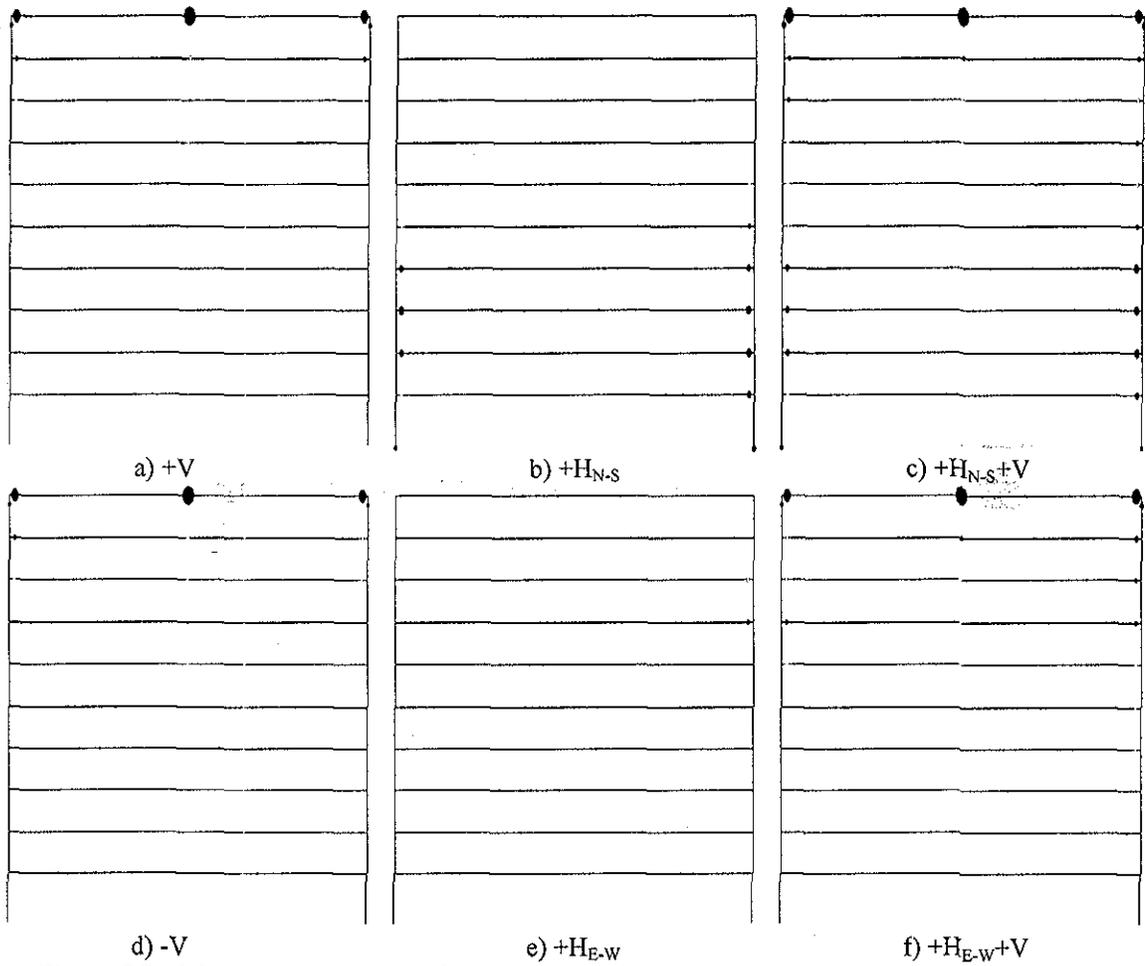


Figura 5.73. Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas del modelo M3 con el registro VICS800609

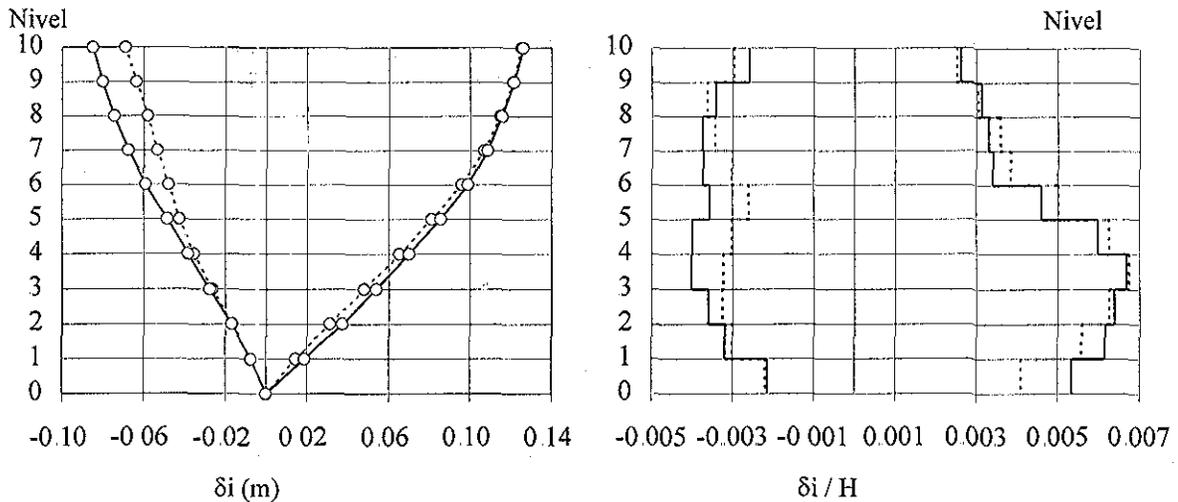


Figura 5.74. Desplazamientos máximos de piso y distorsiones de los análisis unidireccional (H, líneas continuas) y bidireccional (H+V, líneas discontinuas) del modelo M3 con el registro VICS800609

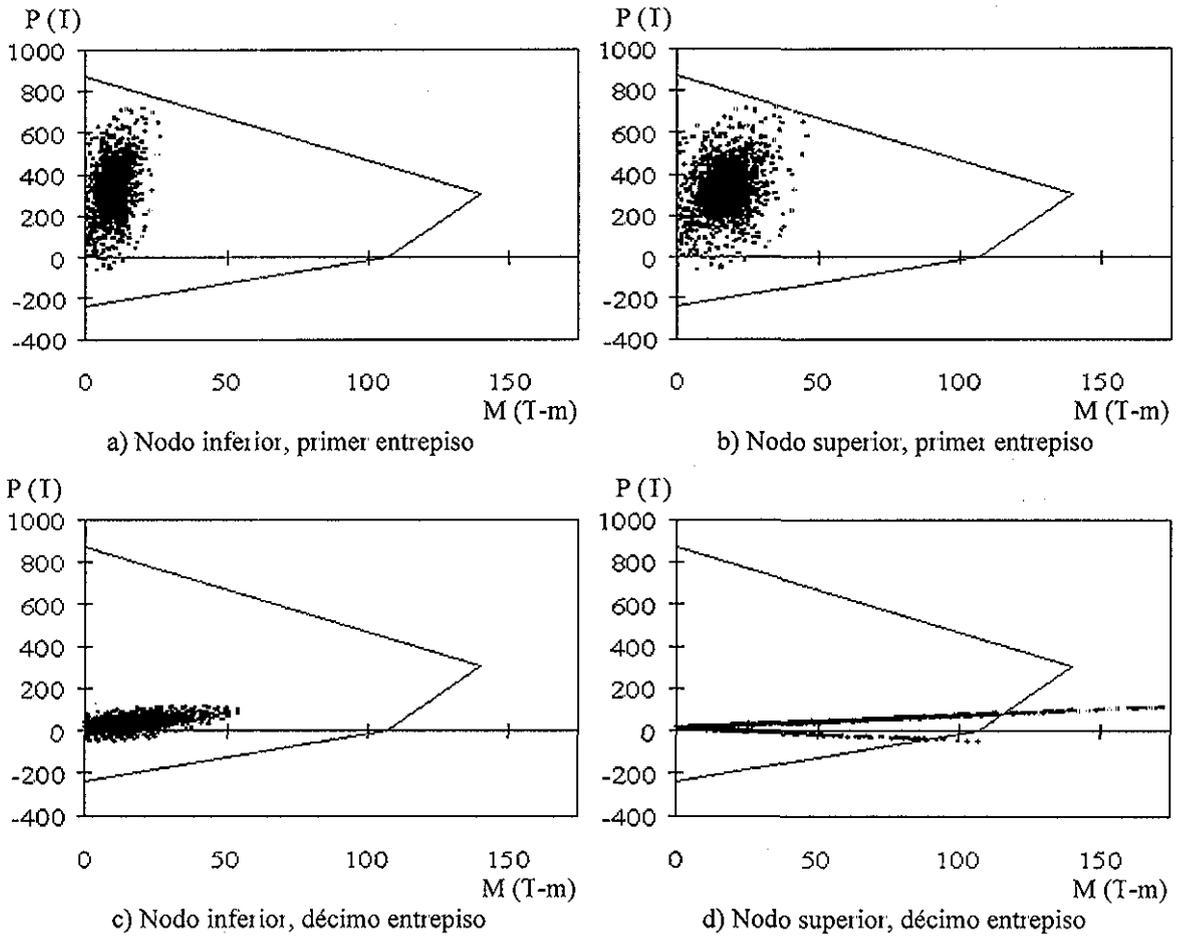


Figura 5.75. Historia Carga axial – Momento, componente vertical VICS800609, comportamiento elástico

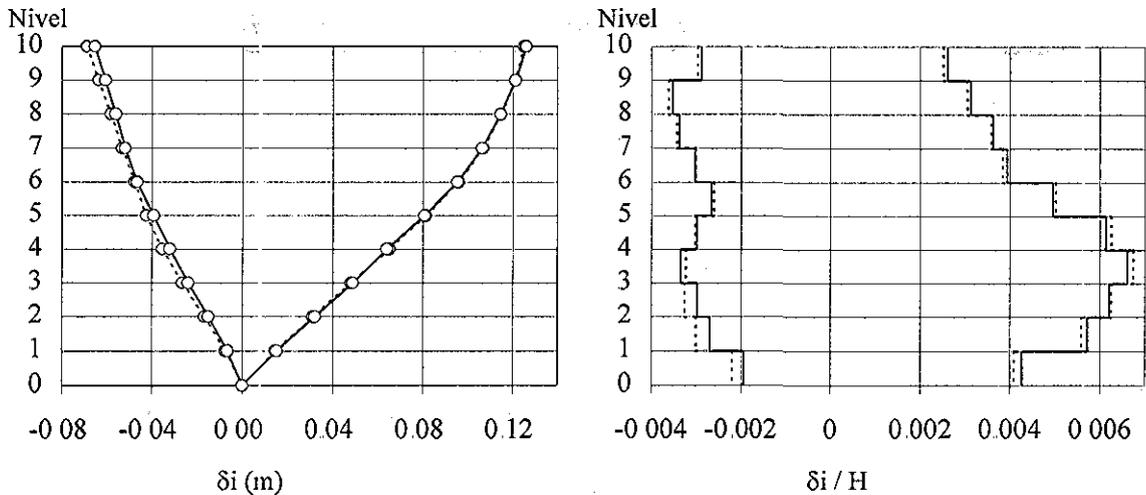


Figura 5.76. Desplazamientos máximos de piso y distorsiones de los análisis bidireccionales de M3 con el registro VICS800609, despreciando (líneas continuas) y considerando efectos PΔ (líneas discontinuas)

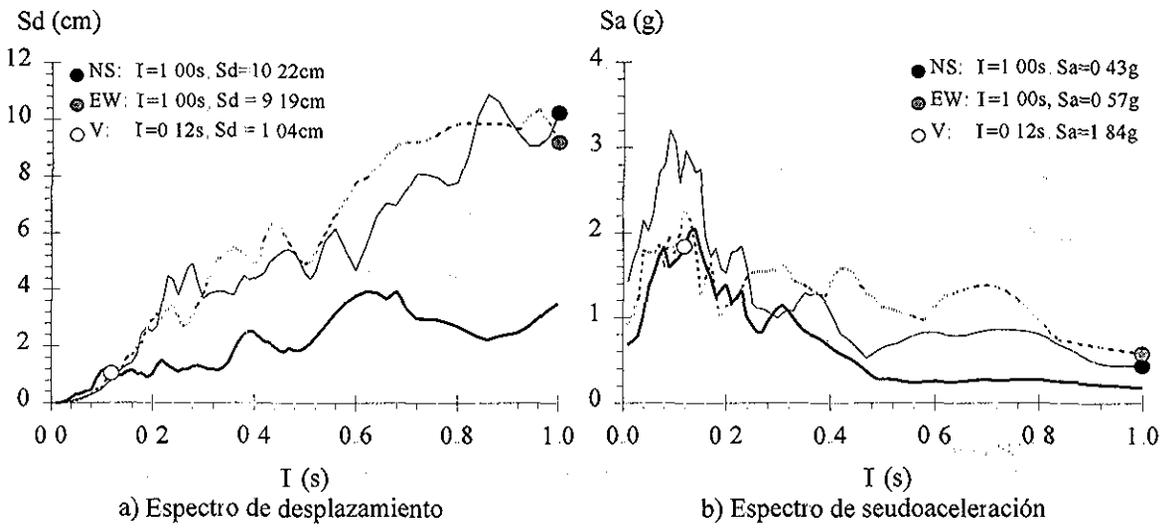


Figura 5.77. Espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$) del registro VCPS870207

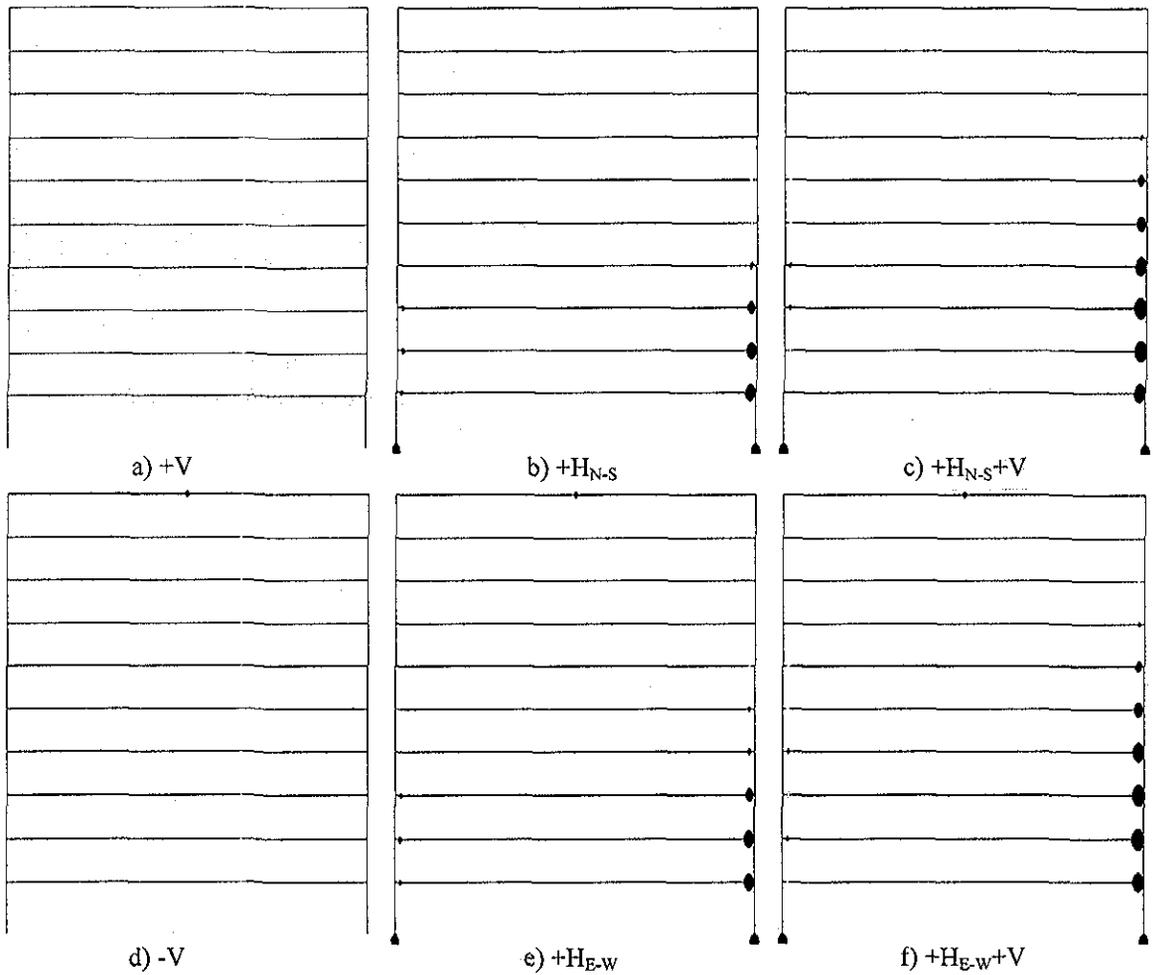


Figura 5.78. Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas del modelo M3 con registro VCPS870207

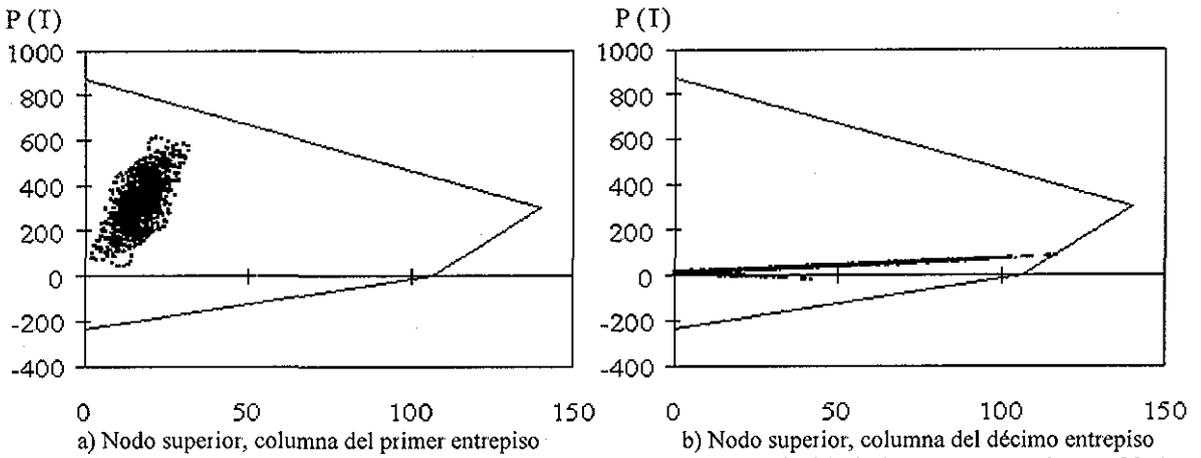


Figura 5.79. Historia Carga axial – Momento, componente vertical VCPS870207, comportamiento elástico

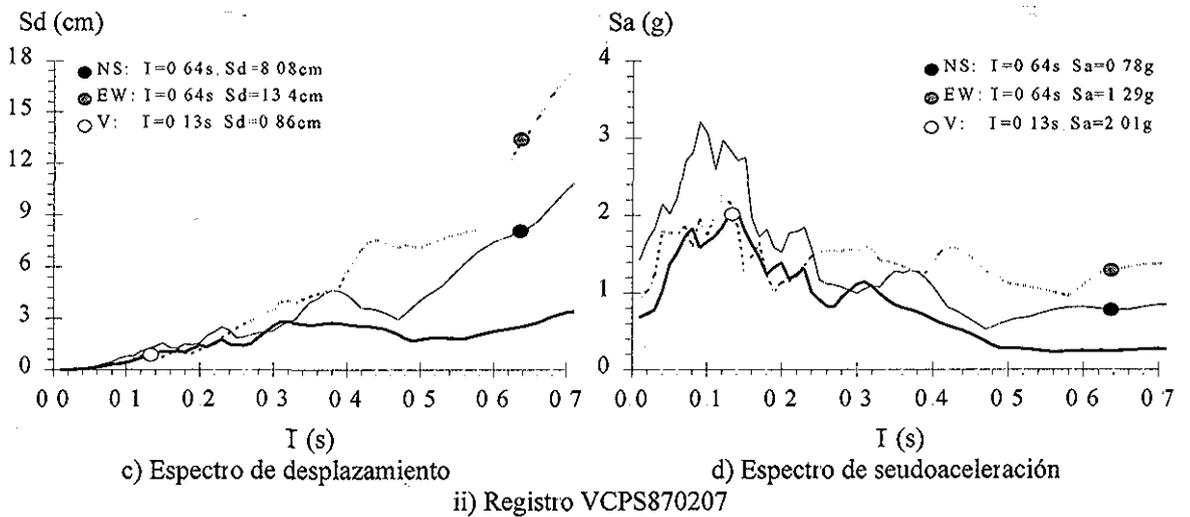
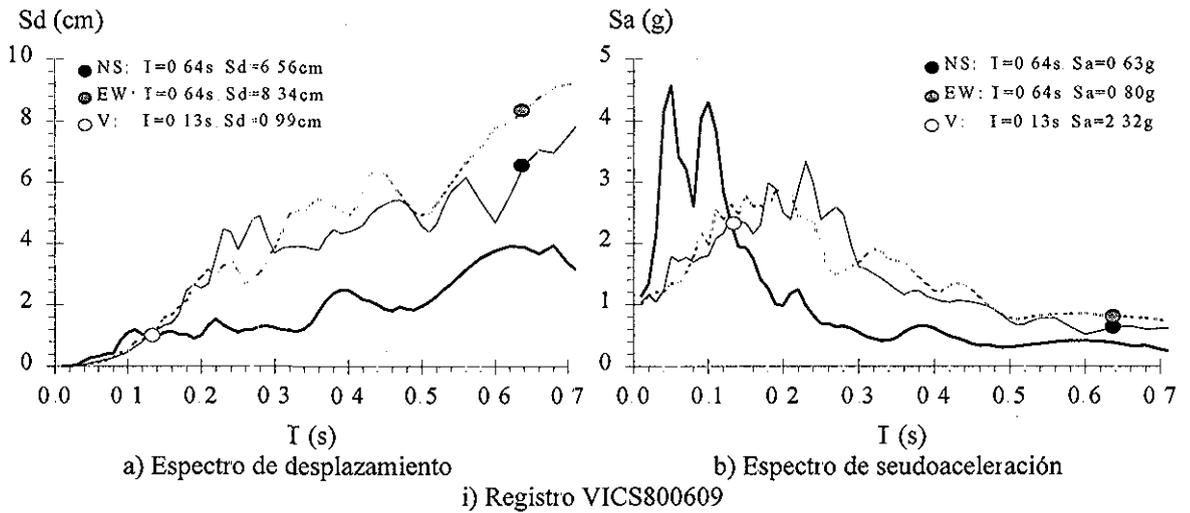


Figura 5.80. Espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$)

i) Registro VICS800609

ii) Registro VCPS870207

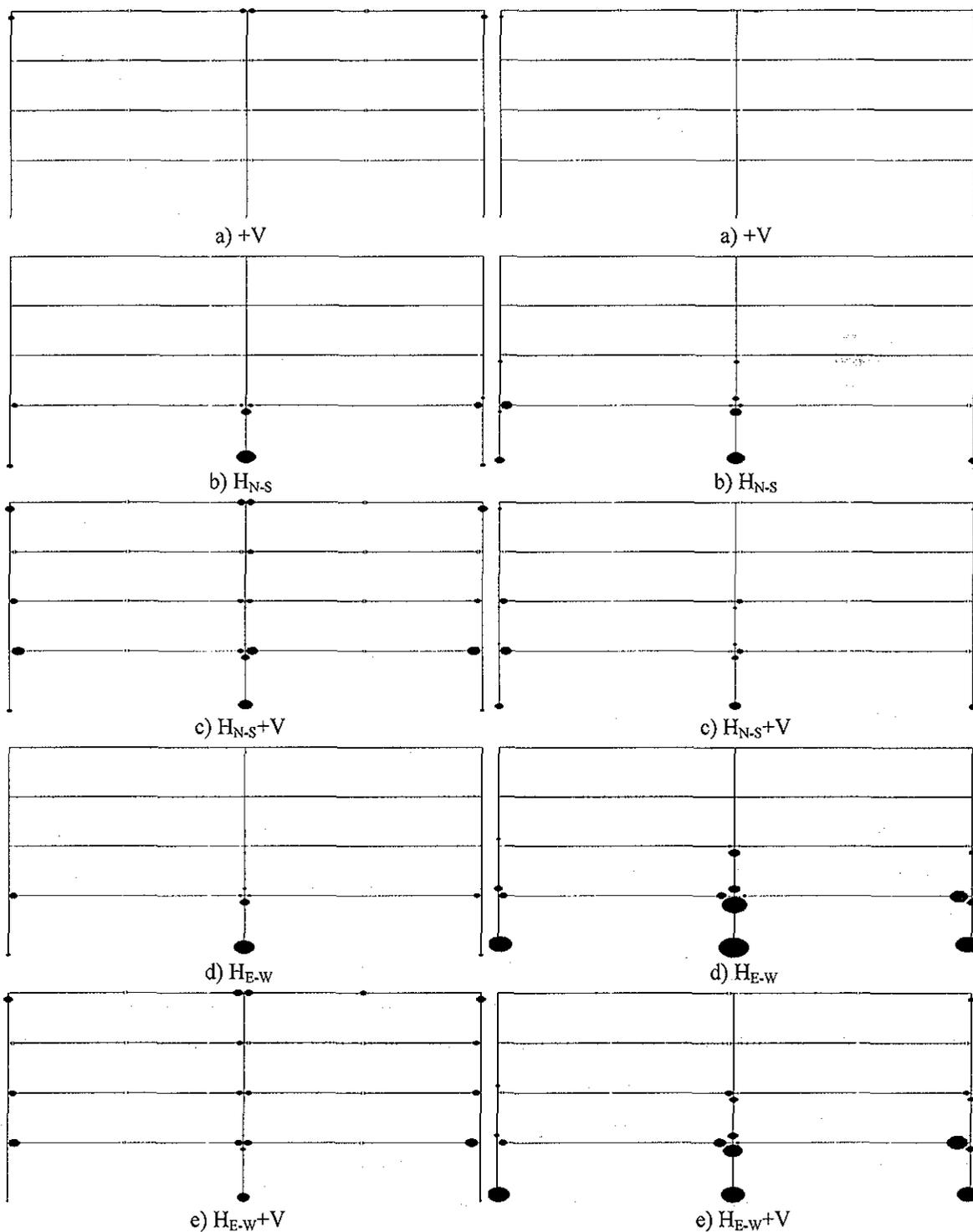


Figura 5.81. Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas del modelo M4

CAPÍTULO

6

CONCLUSIONES

6 CONCLUSIONES

En este trabajo se estudió la componente vertical de temblores, así como su influencia en la respuesta de algunas estructuras. Previamente, se presentaron algunos estudios sobre el movimiento del terreno con la componente sísmica vertical y su influencia en la respuesta estructural, incorporando el estado del arte del conocimiento de la ingeniería sísmica en mencionado tema; asimismo, se comentaron algunas propuestas reglamentarias que sugieren considerar la componente vertical de los temblores en el diseño sísmico de las construcciones

El estudio de la componente vertical del presente trabajo se basó en estudiar estadísticamente los cocientes de las aceleraciones de la componente vertical entre la horizontal, considerando no sólo la intensidad máxima del terreno, sino también la influencia del periodo a través del cociente de los espectros de respuesta ($\xi=5\%$) de la componente vertical entre la horizontal de registros característicos y epicentrales. Con base en el estudio estadístico de dichos cocientes espectrales, se ajustó el promedio a curvas propuestas para predecir aceleraciones espectrales verticales en función del correspondiente registro horizontal. Es claro que la amplitud de la función depende del periodo, con valores altos en periodos bajos y decrece para periodos altos; se exceptúa el caso en que la amplitud de la aceleración espectral horizontal es tan pequeña que produzca un cociente alto, sin ser consecuencia de una componente vertical intensa

Además, se obtuvieron funciones espectrales de atenuación para la componente vertical de los registros seleccionados con base en un modelo frecuentemente utilizado en la literatura especializada. Para el ajuste estadístico de los datos, se recurrió a la regresión en una etapa por mínimos cuadrados, calculando además las correspondientes medidas de dispersión: desviaciones estándar y coeficientes de determinación; los resultados arrojaron valores que indican un bajo ajuste con los datos.

A partir de la propuesta reglamentaria vigente de los códigos mexicanos, los ajustes del promedio de los cocientes espectrales y de las funciones espectrales de atenuación, se estimaron respuestas espectrales asociadas a la componente vertical, comparándola con la correspondiente a los registros instrumentales: las aceleraciones espectrales que se obtienen de la propuesta reglamentaria vigente presentan baja relación con los datos, y en la mayoría de los casos dicho valor se subestima para periodo corto y se sobrestima para periodo largo; con las que se obtienen de las funciones espectrales de atenuación se observa que existe un bajo ajuste del registro vertical, consecuencia de la alta dispersión de los datos; el registro vertical de mejor ajuste, es el que se obtiene a partir del producto de la componente horizontal con las curvas que se ajustan al promedio de los cocientes espectrales

Con base en las anteriores observaciones, se concluye que son conservadoras las propuestas reglamentarias que sugieren obtener el espectro vertical a partir de escalar el espectro horizontal, sobre todo cuando el periodo fundamental vertical tiende a ser largo, y más aún cuando se supone igual al periodo fundamental horizontal. Con la propuesta de obtener el espectro vertical, obtenido con el producto del correspondiente horizontal por la función dependiente del periodo que se deriva del ajuste del promedio de los cocientes espectrales, se obtendrían espectros más realistas; no obstante que los registros que dieron origen a dichas expresiones son característicos, epicentrales y con un contenido energético alto para ambas componentes, debería verificarse el ajuste con registros futuros, y en su caso, mejorar el ajuste con mayores datos.

Adicionalmente se obtienen para una familia de osciladores de un grado de libertad (SIGL), el máximo desplazamiento del sistema sujeto a la carga estática gravitacional y la aceleración vertical normalizado con el máximo desplazamiento del sistema sujeto a la carga estática gravitacional, citado en este trabajo como factor de amplificación del desplazamiento estático (FADE). En capítulos posteriores, se compararon dichos valores con la amplificación del desplazamiento estático estimada para vigas aisladas con condiciones simples de apoyo (SVGL) y para vigas conectadas a columnas que integran marcos (SVGL). Se observó que los valores de los FADE que se obtienen con los modelos elásticos para SVGL son muy cercanos a la intensidad de los espectros elásticos de amplificación que se obtienen para SIGL, y por lo tanto, dicha respuesta estimada para SVGL se puede representar con razonable precisión a partir de SIGL.

Suplementariamente, se aplica un método desarrollado para generar acelerogramas de las componentes horizontal y vertical sobre suelo firme. Cada historia de aceleraciones se considera como una realización de un proceso estocástico gaussiano no estacionario, con parámetros estadísticos dependientes de la magnitud y la distancia al sitio. Para ligar estos parámetros del movimiento del terreno con su correspondiente magnitud y distancia al sitio, se determinan funciones semi-empíricas llamadas funciones de atenuación generalizadas. El conjunto de historias detalladas del movimiento del terreno empleadas para obtener dichas funciones corresponden a movimientos generados en diversas fuentes de la costa del Pacífico de México y registrados en diferentes sitios en la vecindad de la costa. Se aprecia una significativa dispersión que caracterizan al modelo adoptado para representar el movimiento del terreno como un proceso gaussiano no estacionario con densidad espectral evolutiva; esta dispersión está asociada con las características de los acelerogramas reales incluidos en la muestra de estudio y al intervalo de los parámetros de la fuente sísmica correspondientes a los registros. Un punto de investigación futura, es el estudio de la posible correlación estadística entre los parámetros del modelo de amplificación y frecuencia moduladora para las componentes horizontal y vertical con valores dados de magnitud y distancia.

El estudio de la influencia de la componente vertical de los temblores en la respuesta estructural se basó en estimar su respuesta dinámica bajo comportamiento elástico e inelástico. Para ello básicamente se compararon las respuestas del análisis con la componente horizontal contra las que se obtienen de la aplicación aislada de la componente vertical y combinada con la componente horizontal.

Las estructuras propuestas, vigas con distintas condiciones de apoyo y marcos de uno, cuatro y diez niveles, se analizan y diseñan conforme a las prácticas actuales de diseño antisísmico, es decir, se realiza un análisis elástico lineal con las cargas de gravedad y accidentales, se diseñan elementos estructurales considerando comportamiento plástico con los elementos mecánicos correspondientes a la combinación de carga más desfavorable (estado límite de falla), y finalmente se revisa que no se sobrepasen los estados límite de servicio. Las acciones accidentales se obtienen a partir de un análisis dinámico modal espectral considerando un coeficiente sísmico para suelo firme propuesto por el RCEG (1990) y para la zona sísmica D por el MDOC (1993). Enseguida se realizan los modelos en el programa Drain-2DX, y se realizan análisis elásticos e inelásticos y sísmico dinámico paso a paso, considerando la componente horizontal y vertical de algunos registros intensos seleccionados. Finalmente se compara la respuesta dinámica producida con la componente horizontal con la obtenida de la acción combinada de los efectos de las componentes horizontal y vertical

Las historias de aceleraciones consideradas en los análisis corresponden a los sismos: 15 de octubre de 1979 en la estación Islas Agrarias (IAGS791015); 9 de junio de 1980 en la estación Victoria (VICS800609); 7 de febrero de 1987 en la estación Volcán Cerro Prieto (VCPS870207); 19 de septiembre de 1985 en las estaciones Caleta de Campos (CALE850919), Zacatula (ZACA850919), SCT (SCT1850919), CU (CU01850919); 24 de octubre de 1993 en la estación Copala (COPL931024); 10 de diciembre de 1994 en la estación El Balcón (BALC941210); 11 de enero de 1997 en la estación Caleta de Campos (CALE970111); 21 de octubre de 1995 en la estación RIIS UNACH (RIXC951021). Con dichos acelerogramas, los que llevan al intervalo no lineal en los modelos estudiados, son los registros superficiales del valle de Mexicali Baja California: VICS800609, VCPS870207, IAGS791015; la estructura permanece elástica en los análisis que incluyen la componente sísmica vertical del resto de registros, y en consecuencia las plastificaciones en los elementos al considerar el efecto bidireccional del registro son función exclusivamente de la componente horizontal de los registros.

En el caso de las vigas, se presentaron expresiones analíticas para estimar los periodos correspondientes a la vibración vertical. Dichas expresiones son función de la rigidez elástica a flexión, la carga uniforme, el claro de la viga, y de una constante función de la condición de apoyo.

En el caso de los marcos, se estimaron los periodos fundamentales asociados a la dirección vertical de ocho modelos elásticos de masa puntual discreta en puntos espaciados a cada $L/10$ sobre las vigas. Conocidos éstos y la rigidez elástica a flexión de vigas y sus apoyos, las columnas, se calculó para cada caso la constante K_1 la cual es función de la condición de apoyo; con la premisa de que las vigas conectadas en sus extremos con las columnas presentan una condición de apoyo intermedia entre el simple y el empotramiento, se ajustaron curvas por mínimos cuadrados con coeficientes de determinación cercanos a la unidad. Trabajos posteriores se deberán encaminar a la verificación de las expresiones propuestas con otros modelos, y en su caso a optimizarla con la regresión de más datos y/o la inclusión de otras variables.

Con la hipótesis de que el periodo fundamental vertical de cualquier estructura formada por marcos resistente a momento corresponde al periodo vertical local del elemento más flexible en esta dirección, generalmente la viga de azotea, se sugiere utilizar las expresiones propuestas con base en los resultados de la comparación del periodo vertical de la estructura que se obtiene analíticamente del modelo y el que se estima con las ecuaciones 5.1.2 y 5.1.3.

Del análisis dinámico paso a paso de los modelos en estudio, se presentan las siguientes observaciones:

- El sistema permanecerá elástico en los casos que la componente sísmica vertical sea de baja amplitud; en dicho caso, el comportamiento estructural únicamente puede ser influido por la componente sísmica horizontal.

- Para que la componente vertical de un temblor influya inelásticamente en el comportamiento estructural, deberá el sistema tener un efecto de resonancia en dicho sentido con una alta amplitud. Sin embargo, debido a que generalmente los registros de alta amplitud en este sentido corresponden a temblores epicentrales con un contenido generalmente alto de frecuencias, el efecto de resonancia vertical se presentaría con un sistema de periodo vertical bajo; en este caso, los desplazamientos son pequeños y la probabilidad de que ocurran articulaciones plásticas es baja o nula. Para el caso cuando el periodo vertical crece, también crecen los desplazamientos pero generalmente disminuye la aceleración espectral, y en consecuencia la probabilidad de que ocurran articulaciones plásticas es frecuentemente baja.

Algunos registros reales utilizados en este trabajo (por ejemplo registros del valle de Mexicali, Baja California), correspondientes a sismos con una distancia epicentral y profundidad focal muy cercana a la fuente, y con intensidades altas en un ancho de banda, plastificaron los modelos estructurales estudiados; en estos casos, donde el efecto de resonancia vertical estuvo presente, se observaron las siguientes tendencias:

- En vigas doblemente empotradas, articulaciones plásticas similares se presentan en el centro y extremos del elemento debido a un incremento en el momento positivo y negativo, respectivamente. Para proporcionar ductilidad a las secciones de mayor demanda a flexión, será necesario dotar con una cuantía suficiente de refuerzo transversal y/o acero de compresión, incluso para la sección central donde frecuentemente se detalla con la mayor separación de los estribos y el mínimo refuerzo de compresión; sin embargo, cabe aclarar que en los análisis no se consideró la contribución de la losa en la resistencia, rigidez y ductilidad de las vigas.
- En vigas simplemente apoyadas, las articulaciones se presentan sólo en el centro del claro debido a un incremento del momento positivo. Para proporcionar ductilidad a la sección central, la de mayor demanda a flexión, será necesario dotar con una cuantía suficiente de refuerzo transversal y/o acero de compresión, donde frecuentemente se detalla con la mayor separación de los estribos y el mínimo refuerzo de compresión; sin embargo, cabe aclarar que en los análisis no se consideró la contribución de la losa en la resistencia, rigidez y ductilidad de las vigas.
- En vigas en voladizo, la rotación plástica se presenta en el extremo fijo por un incremento de la demanda a flexión negativa. Para proporcionar ductilidad a la sección del extremo fijo, la de mayor demanda a flexión y cortante, será necesario dotar con una cuantía suficiente de refuerzo transversal y/o acero de compresión; sin embargo, cabe aclarar que en los análisis no se consideró la contribución de la losa en la resistencia, rigidez y ductilidad de las vigas.

- Para vigas con distintas condiciones de apoyo de igual periodo e igual demanda espectral en aceleración y desplazamiento, se presentan valores de rotaciones similares; lo anterior indica que el nivel de daño esperado para vigas es función de la intensidad del sismo y no exclusivo para vigas con sólo algunas condiciones de apoyo (por ejemplo vigas en voladizo).
- Las rotaciones plásticas más altas en vigas con condiciones simples de apoyo y masa discreta se presentaron con los registros más intensos, es decir, con los de mayor desplazamiento y pseudoaceleración espectral correspondiente al periodo fundamental vertical; dichos registros corresponden a las estaciones con la distancia epicentral y profundidad focal más cercana con la fuente (por ejemplo registros del valle de Mexicali, Baja California)

En marcos resistentes a momento, articulaciones plásticas se presentan en el centro y extremos de algunas vigas, y en los extremos de algunas columnas; para dichos modelos, donde el efecto de resonancia vertical estuvo presente, se observaron las siguientes tendencias

- Las plastificaciones centrales y extremas en las vigas tienden a crecer para los elementos de mayor periodo en el sentido vertical, y que generalmente son las vigas de niveles superiores por tener la condición de apoyo más desfavorable. En el centro del claro, se presentan rotaciones plásticas generadas por un incremento en momentos positivos; las articulaciones en los extremos de las vigas, están asociadas a un incremento en el momento negativo de flexión. Para proporcionar ductilidad a las secciones de mayor demanda a flexión, será necesario dotar con una cuantía suficiente de refuerzo transversal y/o acero de compresión, incluso para la sección central donde frecuentemente se detalla con la mayor separación de los estribos y el mínimo refuerzo de compresión. Una inversión en los momentos de flexión no ocurrió, y por lo tanto tampoco la plastificación de las vigas, por lo que pareciera ser suficiente la cuantía mínima especificada en la norma para momento negativo en el centro del claro y para momento positivo en los extremos; sin embargo, no así para dotar de ductilidad en dichas secciones al trabajar como acero en compresión; se aclara que en los análisis no se considera la contribución de la losa en la resistencia, rigidez y ductilidad de las vigas
- Las plastificaciones en las columnas tienden a ser más grandes en la conexión con la viga de mayor periodo, y que generalmente le corresponde a la viga de azotea por tener la condición de apoyo más desfavorable. Con respecto a lo anterior, la tendencia en las columnas de pisos superiores es de un incremento en la demanda a flexión, mientras que en las inferiores el incremento es para la demanda en carga axial. El caso del incremento en la demanda a flexión implica un aumento en el nivel de rotaciones plásticas, mientras que el incremento de la carga axial implica una disminución en la capacidad de rotación; ambos efectos tienden a producir un mecanismo de falla en las columnas por

aplastamiento del concreto, lo cuál será más grave si fuera escaso el refuerzo transversal. Se sugiere encauzar futuras investigaciones que evalúen con detalle los efectos de la degradación de rigidez y resistencia en los elementos.

- En un sentido general, la distribución de rotaciones plásticas al considerar las dos componentes actuando simultáneamente, es similar a la que se obtendría de superponer la distribución que se presenta cuando actúan independientemente, excepto en los casos cuando el elemento se plastifica con ambas historias ortogonales, donde pueden existir variaciones en ambos sentidos.
- El incremento en el daño de las vigas de marcos resistentes a momento, al incluir en el análisis la componente vertical, se explica debido a las fuerzas inerciales que en esta dirección se crean, las cuales producen incremento y decremento de respuestas. Las fuerzas inerciales en las vigas influyen directamente en sus apoyos, las columnas, donde la respuesta a flexocompresión se ve directamente afectada.
- De los estudios de los efectos de segundo orden, considerando la componente vertical de temblores en los análisis de marcos con comportamiento elastoplástico perfecto, los resultados muestran respuestas distintas en los desplazamientos, distorsiones y rotaciones plásticas de vigas y columnas; se observó que al considerar los efectos de segundo orden en los análisis bidireccionales (H+V), los resultados se alteran en ambos sentidos llegando a subestimar las respuestas hasta en un 15% con los modelos y registros de estudio.
- Si la estimación de los efectos de la componente vertical fuera una aplicación reglamentaria, las dimensiones al menos en las vigas tendería a incrementar, buscando disminuir sus daños. Sin embargo, a fin de no tener un mecanismo indeseado, también se debería cumplir en principio con la propuesta reglamentaria vigente que exige que el momento resistente factorizado en las columnas sea mayor que el de las vigas, a fin de buscar el mecanismo columna fuerte viga débil. Con lo anterior, se buscará no sólo evitar un mecanismo indeseado, sino también considerar las incertidumbres en las variaciones de la demanda a flexocompresión inducida por la componente vertical de movimientos fuertes del terreno.

Algunas recomendaciones cualitativas para aminorar el efecto de la componente sísmica vertical, que a juicio del autor son aplicables, se mencionan a continuación:

- *Adicionar puntales verticales o contraviento diagonal en K.* Con esta recomendación, se busca reducir el claro de la viga, y con ello reducir el periodo fundamental vertical y el desplazamiento vertical, lo cual no implicará necesariamente en una reducción de la fuerza inercial vertical por ser ésta dependiente del periodo.

- *Aumentar la inercia de las vigas o alguna zona de ellas (vigas de sección variable)* Con ello se busca incrementar la resistencia y rigidez de la viga para disminuir las rotaciones plásticas en la sección de mayor demanda. Lo anterior también influirá en una reducción del periodo fundamental vertical, lo cual no implica necesariamente en una reducción de la fuerza inercial vertical. Otro punto a considerar, para el caso de vigas que integran marcos, es no olvidar su interacción con las columnas a fin de buscar el mecanismo columna fuerte - viga débil.
- *Colocar en los apoyos de las vigas elastómeros deformables* Con esta propuesta, se busca incrementar el periodo fundamental vertical, y con ello, alejar la viga del caso de resonancia vertical. Este caso se aplica en puentes para absorber desplazamientos laterales, pero no para la componente sísmica vertical. Un punto a considerar, es la posible pérdida de apoyo si no se restringe el desplazamiento lateral.
- *Adicionando acero de refuerzo transversal o longitudinal en compresión.* Con esta solución, se busca aumentar la capacidad de deformación en algunos elementos, y principalmente en las secciones donde la componente sísmica vertical presenta mayores demandas de ductilidad:
 - + En los centros de claros de vigas apoyadas en los extremos
 - + En los extremos y el centro de vigas empotradas en los extremos
 - + En el extremo fijo de vigas en voladizos
 - + En los extremos de columnas
- *Considerar y/o aumentar la inercia de la losa* Como se comenta en el presente trabajo, los análisis no consideran la participación de la losa en la resistencia, rigidez y ductilidad de las vigas; el considerarla, implicaría que la componente sísmica vertical tuviera efectos menores o nulos.

Las anteriores sugerencias son aplicables también en los casos donde se desee reforzar vigas de marcos ubicados en sitios donde la componente sísmica vertical es importante.

Las conclusiones obtenidas a partir del presente trabajo se aplican únicamente para los casos de estructuras similares a las analizadas y localizadas en sitios similares a los correspondientes de los registros considerados.

Finalmente, se concluye la necesidad de llevar a cabo estudios posteriores que consideren la componente vertical de movimientos del terreno, a fin de proponer finales recomendaciones cuantitativas de diseño antisísmico en los reglamentos de construcciones, sobre todo en zonas en donde las aceleraciones verticales del terreno son importantes.

REFERENCIAS

- Abe K. y Watanabe H. (1996), "A study on amplification factors of earthquake motions observed at a granite site and relationship between their vertical and horizontal motions", *XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico
- Aki, K. (1967), "Scaling laws of seismic spectrum", *J Geophys, Res* 72, pages: 1217-1231.
- Alaghebadian, R Otani, S. Shiohara H. (2000), "Effect of distributed mass on earthquake response of reinforced concrete frames", *XII World Conference on Earthquake Engineering*, paper 2671, New Zealand.
- Ambraseys, N.N y Liteheiser, J.J (1989), "Attenuation of vertical peak acceleration", *Bull Seism Soc. Am*, 79, pages: 549-580.
- Ambraseys, N.N y Simpson, K.A (1995), "Prediction of vertical response spectra in Europe", *Research Report ESEE-95/1*, Imperial College.
- Anderson, J C y Bertero, V. V (1973), "Effects of gravity loads and vertical ground acceleration on the seismic response of multistory frames, *V World Conference on Earthquake Engineering*, Italy.
- Anderson, J, et al. (1990), "Further results of the Guerrero strong motion accelerograph array", *Conferencia publicada por la SMIS*; México, D.F.
- Arboleda y Ordaz (1994), "Leyes de atenuación a partir de diversos planteamientos de regresión", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No 47, México, D.F.
- Atkinson, G y Boore, D. M. (1990), "Recent of observational errors in relating magnitude scales and fitting the Gutenberg-Richter parameter", *Bull Seism Soc Am* 77, pages: 1400-1428.
- Bozorgnia, Y Campbell, K W. Niazi, M. (2000), "Observed spectral characteristics of vertical ground motion recorded during worldwide earthquake from 1957 to 1995", *XII World Conference on Earthquake Engineering*, paper 2671, New Zealand
- Bozorgnia, Y Niazi, M y Campbell, K (1996), "Relationship between vertical and horizontal response spectra for the Northridge earthquake", *XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico
- Brune, J. N (1979), "Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes", *J Geophys, Res.* 75, pages: 4997-5009.
- Campbell, K. W (1985), "Strong motion attenuation relations: A ten-year perspective", *Earthquake Spectra*, VI, N4.
- Carballo, J. (1994), "Estudio de riesgo sísmico para Chilpancingo", *Tesis de maestría*, DEPMI, UNAM, México.
- Cheng, F.Y y Oster, K.B (1974), "The effect of parametric earthquake motions on structural ultimate capacity", *Proceedings 3rd and 4th national meeting of the universities council for earthquake engineering research*, Pasadena, California.
- Chopra, A K (1995), "Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering", *Prentice Hall*, USA
- Clough R W. y Penzien J. (1993), "Dynamics of structures", *McGraw Hill*, New York, USA.

- Draper, N y Smith, H (1981), "Applied regression analysis", Ed. John Wiley & Sons, 2nd. Edition, USA
- EERI, Earthquake Engineering Research Institute - Committee on seismic risk (1989), "Seismic design criteria for nuclear reactor facilities", *IV World Conference on Earthquake Engineering*, Chile.
- Elnashai, A.S (1997), "Seismic design with vertical earthquake motion", *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Balkerna, Rotterdam, pages: 91-100.
- Elnashai, A.S y Papazoglou, A.J (1997), "Procedures and spectra for the analysis of RC structures subjected to strong vertical earthquake loads", *Journal of Earthquake Engineering*, 1(1), pages: 121-155.
- Esteva, J.A (1996), "Criterios de diseño sísmico tomando en cuenta la componente vertical del movimiento", *Tesis de maestría inédita*, DEPEFI, UNAM, México.
- Esteva, L. (1970), "Regionalización sísmica de México para fines de ingeniería", *Informe 246*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Goel, S.C. (1977), "Seismic behavior of multistory k-braced frames under combined horizontal and vertical ground motion", *VI World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, India.
- Hudson, M. B. et al. (1996), "Vertical strong ground motions characteristics of the Northridge earthquake" *XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico.
- Iwan, W. D. (1994), "Near field consideration in specification of seismic design motions for structures", *Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, pages: 257-267.
- Iyengar, R.N. y Saha, I.K. (1977), "Effect of vertical ground motion on the response of cantilever structures", *VI World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, India.
- Iyengar, R.N. y Shinozuka, M. (1972), "Effect of self weight and vertical acceleration on the behavior of tall structures during earthquakes", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 1, No. 1.
- Jennings, P.C. y Husid, R. (1968), "Collapse of yielding structures during earthquakes", *Journal of the engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol 94, No. EM5.
- Joyner, W. y Boore, D.M. (1981), "Peak horizontal acceleration and velocity from strong-motions records including record from the 1979 Imperial Valley, California, earthquake", *Bull Seism Soc. Am* 71, pages: 2011-2038.
- Kawashima, K. Aizawa, K. y Takahashi, K. (1985), "Attenuation of peak ground motion and absolute acceleration response spectra of vertical ground motion", *Proceedings of Japan Society of Civil Engineers*, 2(2), pages: 169-176.
- Kehoe, B.E y Atalla, M.R. (2000), "Considerations of vertical acceleration on structural response", *XII World Conference on Earthquake Engineering*, paper 2671, New Zealand.
- Kikuchi, K. y Yoshimura, K. (1984), "Effect of vertical component of ground motions and axial deformation of columns on seismic behavior of R/C building structures", *VIII World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California.

- Kohzu, I. y Suita, K. (1996), "Single or few excursion failure of steel structural joints due to impulsive shocks in 1995 Hyogo ken Nambu earthquake, *XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico.
- Kusunoki K. (1998), "Estudio sobre el efecto de las aceleraciones verticales en el comportamiento de estructuras a base de marcos", *Tesis Doctoral* (documento escrito en Japonés, traducido por Oscar López Batíz), Universidad de Tokio, Japón.
- López, O. A. Y Chopra, A.K. (1978), "Studies of structural response to earthquake ground motion", *Report No. UCB/EERC-78/07*, Earthquake Engineering Research Center. College of Engineering, University of California, Berkeley
- McGuire, R.K. (1976), "Evaluation of sites for earthquake risk", United States Department of the Interior Geological Survey, *Open file report*, pages: 76-67
- Mohammadioun, G. Mohammadioun, B. (1996), "Vertical / Horizontal ratio for strong ground motion in the near field and soil non-linearity", *XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico
- Nakajima, K. Iemura, H. Takahashi, Y. Ogawa, K. (2000), "Pseudo Dynamic Tests and Implementation of Sliding Bridge Isolator with Vertical Motion", *XII World Conference on Earthquake Engineering*, paper 1365, New Zealand
- Newmark, N. M. 1973. A Study of Vertical and Horizontal Spectra, *Report WASH-1255* Washington, D.C : U.S. Atomic Energy Commission, Directorate of Licensing
- Newmark, N.M. Blume, J.A. y Kapur K.K. (1973), "Seismic design spectra for nuclear power plants", *J Power Div*, 99, pages: 287-303
- Ohno, S. Konno, I. Abe, K. (1996), "Method of evaluating horizontal and vertical earthquake ground motions for seismic design" *XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico.
- Ordaz, M. Arboleda, J. y Singh S. K. (1993), "Un nuevo método para simular acelerogramas usando registros pequeños como funciones de Green Empíricas", *X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puerto Vallarta, México, Págs.: 28-35.
- Papadopoulou, O. (1989), "The effect of vertical excitation on reinforced concrete multi-storey structures", *Tesis de Maestría en Ciencias*, Imperial College, UK.
- Papaleontiou, C. y Roesset, J.M. (1993), "Effect of vertical accelerations on seismic response of frames", *Structural Dynamics - Eurodyn '93*, Balkema, Rotterdam, pages: 19-26.
- Papazoglou, A. J. y Elnashai A. S. (1996), "Analytical and field evidence of the damaging effect of vertical earthquake ground motion", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pages: 1109-1137.
- Paz, M. (1994), "International Handbook of Earthquake Engineering: codes, programs and examples", Edited by Mario Paz, *Chapman & Hall* USA
- Perea, I. (1996), "Obtención de leyes de atenuación sísmica para la ciudad de Puebla", *Tesis de Licenciatura*, UPAEP, Puebla, México
- Perea, I. Alámilla, J. Ésteva, L. (2001), "Funciones de atenuación generalizadas para la simulación de acelerogramas de la componente vertical en roca", *XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Guadalajara, Jal

- Perea, I y Esteva, L. (1999), "Relación entre la componente vertical y la horizontal de movimientos sísmicos e influencia de la componente vertical en el comportamiento de un edificio de concreto reforzado", *XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica* Morelia, Mich.
- Powell, G H (1993), "*Drian-2DX*. Element description and user guide for element type01, type02, type04, type06, type09, and type15. Version 1.10", Department of civil engineering, University of California, Berkeley, Ca., USA.
- Prakash, V. Powell, G H y Campbell S. (1993), "*Drian-2DX* Base program description and user guide. Version 1.10", Department of civil engineering, University of California, Berkeley, Ca., USA.
- Reyes-Salazar, A. Haldra, A (2000), "Consideration of vertical acceleration and flexibility of connections on seismic response of steel frames", *XII World Conference on Earthquake Engineering*, paper 1171, New Zealand
- Rosenblueth, E (1975), "Efectos del componente sísmico vertical en edificios altos", *IV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Oaxaca, México
- Saadeghvaziri. M. (1996), "A case study from the Northridge earthquake" *XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico
- Sabetta, F. y Pugliese, A (1996), "Estimation of response spectra and simulation of nonstationary ground motions", *Bull Seism Soc Am*, 86, N 2, pages: 337-352.
- Saragoni, G.R, and G.C. Hart (1974), "Simulation of artificial earthquakes", *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, Vol.2, N 3, pages: 249-267.
- Sharma, M. L. (2000), "Attenuation relationship for estimation of peak ground vertical acceleration using data from strong motion arrays in India", *XII World Conference on Earthquake Engineering*, paper 1964, New Zealand
- Singh, J P (1995), "Seismic loading: code versus site specific", *Portland Regional Seminar on Seismic Engineering Issues*
- SMIS (1993) "Catálogo de estaciones acelerográficas 1960-1992" *Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes* México D.F
- SMIS (1995), "Catálogo de acelerogramas 1960-1993", *Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes*, México, D.F.
- Sovero, G. (1986), "Un criterio de reducción por ductilidad del componente sísmico vertical", *Tesis Doctoral*, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Tani, S. y Soda, S. (1977), "Vertical load effect on structural dynamics" *VI World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, India
- Tani, S. Y Soda, S. (1980), "Dynamics of reinforced concrete frames subjected to horizontal and vertical ground motions", *VII World Conference on Earthquake Engineering*, Istanbul, Turkey
- Vargas, J.N. (1979), "Consideraciones sobre tópicos diversos de códigos sismorresistentes", *Memorias del Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismorresistente*, Caracas, Venezuela.
- Yamanouchi, I. y Hasegawa, H. (1996), "Seismic performance of model structures designed by old and new Japanese seismic codes, against the 1995 Kobe earthquake ground motions", *XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico

REGLAMENTOS

- AFPS (1990), "Recommandations AFPS-90 pour la redaction des regles relatives aou ouvrages et installations a realiser dans les regions sujettes aux seismes", Association Francaise du Genie Parasismique (AFPS), Presse des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- AIJ (1990), "Recommendations for Loads on Buildings, Chapter7 Seismic Loads", Architecture Institute of Japan (AIJ), Tokyo, Japan.
- AS 1170.4 (1993), "Minimum Design Loads on Structures; Part 4 – Earthquake Loads", Standards Association of Australia, Sydney, Australia
- BSLEO (1981), "Building Standard Law Enforcement Order", Ministry of Construction, Building Center of Japan Tokyo, Japan.
- CDBSSR (1987), "Code for Design of Building and Structures in Seismic Regions", Bulgarian Academy of Science Committee of Territorial of Town System at the Council of Ministers, Sofia, Bulgaria
- CEC (2000), "Código Ecuatoriano de la Construcción 2000. Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos Mínimos de Calculo para Diseño Sismo-Resistente", Comité Ecuatoriano, Quito, Ecuador
- CEN (1994), "Eurocode 8. Design provisions for earthquake resistance of structures" Env 1998-1-1, European Committee for Standardization CEN, Brussels, Belgium
- CSCR (1986), "Código Sísmico de Costa Rica", Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, Editorial Tecnológica de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- FEMA-302 (1997), "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1 – Provisions", prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA-302, Washington, DC
- FEMA-303 (1997), "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 2 – Commentary", prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA-303, Washington, DC
- FEMA-368 (2000), "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1 – Provisions", prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA-368, Washington, DC
- FEMA-369 (2000), "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 2 – Commentary", prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA-369, Washington, DC
- GBJ-11 (1989) "Seismic Design Code for Buildings and Structures", Chinese Academy of Building Research, Beijing, China
- GSC (1992), "Provisions of the Greek Seismic Code", Decree of the Minister of the Environment on the Revision of the 1984 Seismic Code for Building Structures (GSC-84), Government's Gazette, Athens, Greece.
- IC-413 (1994), "Israel Standard", The Standard Institution of Israel, Tel Aviv, Israel
- IC-SRDB (1988), "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Building", Building & Housing Research Center, Publication No. 82, 4th Edition, Tehran, Iran
- INN (1989), "Diseño Sísmico de Edificios", Instituto Nacional de Normalización, Publicación NCh.433 c89, Santiago de Chile.

- INPRES-CIRSOC 103 (1991), "*Normas Argentinas para las Construcciones Sismorresistentes*", Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INIT), Buenos Aires, Argentina
- IS:1893 (1994), "*Indian Standard Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures*" Bureau of Indian Standards, New Delhi, India
- MDOC (1993), "*Capítulo de diseño por sismo, Manual de diseño de obras civiles, C I 3*" Comisión Federal de Electricidad México D F.
- NBCC (1990) "*National Building Code of Canada*", National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario, Canada
- NC53-114 (1999), "*Construcciones sismorresistentes Especificaciones de proyecto y métodos de cálculo*", Habana, Cuba.
- NCSE94 (1995), "*Norma de construcción sismorresistente. parte general y edificación*", Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, Boletín Oficial del Estado BOE, Vol 33, Madrid, España, Págs. 3935-3980
- NDS-RCP (1977), "*Norma de Diseño Sismorresistente, Reglamento de Construcciones en Perú*", Ministerio de Vivienda y Construcción, Lima, Perú
- NIDS-RSECES (1997), "*Norma Técnica para el Diseño por Sismo, Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador*", Diario Oficial, Decreto Ejecutivo 119, Ministerio de Obras Públicas de El Salvador. San Salvador, El Salvador
- NTRCS (1986), "*Norme Tecniche Relative alle Costruzioni Sismiche*" Ministero dei Lavori Pubblici G U. 12-5-1986, Decreto 24 Gennaio, Rome, Italy.
- NZS-4203 (1992), "*New Zealand Standard NZS-4203, General Structural Design and Design Loadings for Buildings*", Draft DZ-4203, Standard Association of New Zealand, Wellington, New Zealand
- P.D.S -1 (1974, 1991), "*Norma Sismorresistente de España*", Presidencia del Gobierno Español, Comisión Interministerial, Decreto 3209, Madrid, España.
- P100 (1991), "*Code for Earthquake Resistant Design of Dwellings, Socio-Economical, Agro Zoo technical, and Industrial Buildings*", Petrovici, Rădu and Stanciulescu, Dan, eds. Department of Constructions and Public Works of MLPTAI, Bucharest, Romania
- PS (1982), "*Regles parasismiques 1969, annexes et addenda 1982 (Regles PS-69, modifiée 82)*", Groupe de Coordination des Textes Techniques (DTU), Editions Eyrolles, Paris, France
- RCEG (1990), "*Reglamento de Construcciones para los Municipios del Estado de Guerrero*" Periódico Oficial del Gobierno del Estado de Guerrero, Chilpancingo, Gro.
- RCMP (1999), "*Reglamento de Construcciones para el Municipio de Puebla*" Periódico Oficial del Gobierno del Estado de Puebla Puebla, Pue.
- SSCECJ (1980), "*Standards for Seismic Civil Engineering Construction in Japan*", Earthquake Resistant Regulation for Building Structures in Japan, Tokyo, Japan
- IGPH (1978). "*Technical Guiding Principles of Hungary*", MI-04 133-78, Magyar Szabványügyi Hivatal H-1450, Budapest, Hungary.
- UBC (1997), "*Uniform Building Code 1997 edition*", International Conference of Building Officials, Whittier, California
- YNBC (1987), "*Yugoslav National Building Code Technical Regulations for Design and Construction of Buildings in Seismic Regions*", Yugoslav Official Register No 31, Belgrade, Yugoslavia

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 4 1 Intervalos de magnitud y distancia epicentral asociados a los registros seleccionados	36
Figura 4 2 Variación de la relación de aceleraciones máximas del terreno de la componente vertical entre la horizontal con la distancia epicentral de 760 registros	37
Figura 4.3 Comparación de cocientes de aceleración máxima del terreno de la componente vertical entre la horizontal de 760 registros, y curvas obtenidas para diferentes magnitudes con la expresión propuesta	38
Figura 4 4 Cociente espectral de desplazamientos ($\xi=5\%$) de algunos registros seleccionados (líneas delgadas) y el promedio de 766 registros (línea gruesa)	39
Figura 4 5 Espectros de respuesta de pseudoaceleración de registros con distancia epicentral $R < 85$ km	40
Figura 4 6. Cociente espectral de desplazamientos ($\xi=5\%$) de la componente vertical entre la horizontal de algunos registros seleccionados	41
Figura 4 7. Variación de la relación espectral de la componente vertical entre la horizontal con el periodo de los registros con distancia epicentral $R < 30$ km	45
Figura 4 8 Coeficientes de atenuación obtenidos con el primer modelo para ambas componentes $\ln(Sa)=\beta_1+\beta_2M+\beta_3\ln(R+25)$	48
Figura 4 9. Coeficientes de atenuación propuestos para ambas componentes $\ln(Sa^h)=\beta_1+\beta_2M+\beta_3\ln(R+25)$, $\ln(Sa^v)=\beta_1+\beta_2M+\beta_3\ln(R+25)$	48
Figura 4 10 Desviaciones estándar Figura 4 11 Coeficientes de determinación	49
Figura 4 12 Comparación del espectro vertical asociado al registro de campo libre con los estimados por varios métodos	50
Figura 4 13. Comparación del espectro de diseño vertical propuesto en el RCEG y el MDOC con los obtenidos del producto del espectro de diseño horizontal por factores de escala dependientes del periodo	54
Figura 4 14 Esquemización de U_s y U_k para el cálculo del factor del desplazamiento estático	55
Figura 4 15 Factor de amplificación del desplazamiento estático calculados con la componente vertical de nueve registros seleccionados	56
Figura 4 16 Registros que producen la mayor amplificación del desplazamiento estático	56
Figura 4 17: Intervalos de M y R asociados a registros	61
Figura 4 18 Acelerograma simulado #1 y su espectro elástico de respuesta	64
Figura 4 19 Acelerograma simulado #2 y su espectro elástico de respuesta	64
Figura 4 20 Acelerograma simulado #3 y su espectro elástico de respuesta	65
Figura 4 21 Acelerograma simulado #4 y su espectro elástico de respuesta	65
Figura 4 22 Acelerograma simulado #5 y su espectro elástico de respuesta	66
Figura 4 23 Espectros elásticos de respuesta asociado a cinco registros simulados	66
Figura 5 1 Esquemización de la hipótesis de identidad entre la primera forma modal y la deformada de la viga con carga uniforme	68
Figura 5 2 Espectro elástico de amplificación y FADE obtenidos con los modelos V1, V2 y V3	71
Figura 5 3 Modelos de vigas con condiciones simples de apoyo	71
Figura 5 4 Detalle del armado de las vigas de concreto reforzado que se estudian	72
Figura 5.5 Esquemización de las rotaciones plásticas acumuladas en vigas que produce la componente vertical de los registros. Los valores de dichas rotaciones se presentan en la Tabla 5 4	74
Figura 5 6 Comparación entre los datos obtenidos con los análisis elásticos de marcos y las curvas de ajuste (líneas continuas)	75
Figura 5 7 Espectro elástico de amplificación (línea continua) y FADE obtenidos con el modelo M1	77
Figura 5 8 Modelo M1	78
Figura 5 9 Detalle de armado del marco resistente a momento de concreto reforzado estudiado	79
Figura 5 10 Momento-Curvatura en trabe	79

Figura 5 11 Espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$) del registro VICS800609	81
Figura 5 12 Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas	82
Figura 5 13 Historia Carga axial – Momento considerando comportamiento elástico	83
Figura 5 14 Historia Carga axial – Momento considerando comportamiento inelástico	84
Figura 5 15 Historia Carga axial – Momento ($\pm V$)	84
Figura 5 16 Espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$) del registro VCPS870207	85
Figura 5 17 Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas	86
Figura 5 18 Espectro elástico de amplificación (línea gruesa) y FADE obtenidos con el modelo M2	87
Figura 5 19 Marco resistente a momento de concreto reforzado estudiado	89
Figura 5 20 Detalle de armado del marco resistente a momento de concreto reforzado estudiado	90
Figura 5 21 Diagrama de interacción carga axial-momento de las columnas del marco estudiado	91
Figura 5 22 Momento-Curvatura en traves	92
Figura 5 23 Curva cortante basal - desplazamiento de azotea	93
Figura 5 24 Representación esquemática de la condición de apoyo de vigas en marcos	95
Figura 5 25 Comparación entre los datos obtenidos con los análisis elásticos de marcos resistentes a momento y las curvas de ajuste (líneas continuas)	95
Figura 5 26 Registro del sismo 10/12/1994 ($M_c=6.3$, $R=38$ km) en la estación Balcón (BALC10D94)	96
Figura 5 27 Espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$) del registro BALC10D94	96
Figura 5 28 Desplazamientos de piso	98
Figura 5 29 Desplazamientos relativos de entrepiso	98
Figura 5 30 Desplazamientos de piso del análisis bidireccional (H+V): sin efectos PA (línea continua delgada) y con efectos PA (línea discontinua gruesa)	99
Figura 5 31 Desplazamientos relativos de entrepiso del análisis bidireccional (H+V): sin efectos PA (línea continua delgada) y con efectos PA (línea discontinua gruesa)	99
Figura 5 32 Historia Carga axial – Momento	100
Figura 5 33 Registro VICS800609 ($M_c=6.1$, $R=10$ km)	102
Figura 5 34 Espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$) del registro VICS800609	103
Figura 5 35 Desplazamientos de piso	104
Figura 5 36 Desplazamientos relativos de entrepiso	104
Figura 5 37 Rotaciones plásticas de vigas obtenidas con los registros horizontal (línea continua) y horizontal más vertical (líneas discontinuas)	106
Figura 5 38 Rotaciones plásticas de columnas obtenidas con los registros horizontal (línea continua) y horizontal más vertical (líneas discontinuas)	107
Figura 5 39 Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas ($H_{N,S}$)	108
Figura 5 40 Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas ($H_{N,S+V}$)	109
Figura 5 41 Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas ($H_{N,S-V}$)	109
Figura 5 42 Historia Carga axial – Momento considerando comportamiento elastoplástico	111
Figura 5 43 Historia Carga axial – Momento considerando comportamiento elástico	112
Figura 5 44 Desplazamientos de piso	114
Figura 5 45 Desplazamientos relativos de entrepiso	114
Figura 5 46 Rotaciones plásticas de vigas obtenidas sin (línea continua) y con (líneas discontinuas) PA	115

Figura 5 47 Rotaciones plásticas acumuladas de columnas obtenidas con los registros horizontal más vertical despreciando (línea continua) y considerando (líneas discontinuas) los efectos P-Delta	116
Figura 5 48 Desplazamientos de piso	118
Figura 5 49 Desplazamientos relativos de entrepiso	118
Figura 5 50 Rotaciones plásticas de vigas obtenidas con los registros horizontal (línea continua) y horizontal más vertical (líneas discontinuas)	120
Figura 5 51 Rotaciones plásticas de columnas obtenidas con los registros horizontal (línea continua) y horizontal más vertical (líneas discontinuas)	121
Figura 5 52 Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas (H_{E-W})	122
Figura 5 53 Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas (H_{E-W+V})	123
Figura 5 54 Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas (H_{E-W-V})	123
Figura 5 55 Historia Carga axial – Momento considerando comportamiento elastoplástico	124
Figura 5 56 Historia Carga axial – Momento considerando comportamiento elástico	125
Figura 5 57 Desplazamientos de piso	127
Figura 5 58 Desplazamientos relativos de entrepiso	127
Figura 5 59 Rotaciones plásticas acumuladas de columnas obtenidas con los registros horizontal más vertical considerando (línea continua) y despreciando (líneas discontinuas) los efectos P-Delta	128
Figura 5 60 Rotaciones plásticas de vigas obtenidas con los registros horizontal (línea continua) y horizontal más vertical (líneas discontinuas)	129
Figura 5 61 Rotaciones plásticas de columnas obtenidas con el registro vertical	131
Figura 5 62 Rotaciones plásticas de vigas obtenidas con el registro vertical	132
Figura 5 63 Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas (+V)	133
Figura 5 64 Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas (-V)	133
Figura 5 65 Historia Carga axial – Momento, componente vertical, comportamiento elastoplástico	134
Figura 5 66 Historia Carga axial – Momento, componente vertical, comportamiento elástico	134
Figura 5 67 Espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$) de registro seleccionados para análisis paso a paso	136
Figura 5 68 Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas con registro VCPS870207	137
Figura 5 69 Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas con registro IAGS791015	138
Figura 5 70 Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas con registro ZACA850919	139
Figura 5 71 Modelos M3 y M4 esquemáticos	140
Figura 5 72 Espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$) del registro VICS800609	142
Figura 5 73 Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas del modelo M3 con el registro VICS800609	143
Figura 5 74 Desplazamientos máximos de piso y distorsiones de los análisis unidireccional (H, líneas continuas) y bidireccional (H+V, líneas discontinuas) del modelo M3 con el registro VICS800609	143
Figura 5 75 Historia Carga axial – Momento, componente vertical VICS800609, comportamiento elástico	144
Figura 5 76 Desplazamientos máximos de piso y distorsiones de los análisis bidireccionales de M3 con el registro VICS800609, despreciando (líneas continuas) y considerando efectos PA (líneas discontinuas)	144
Figura 5 77 Espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$) del registro VCPS870207	145
Figura 5 78 Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas del modelo M3 con registro VCPS870207	145
Figura 5 79 Historia Carga axial – Momento, componente vertical VCPS870207, comportamiento elástico	146
Figura 5 80 Espectros elásticos de respuesta ($\xi=5\%$)	146
Figura 5 81 Mapeo de rotaciones plásticas acumuladas del modelo M4	147

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3 1 Resumen comparativo sobre las consideraciones reglamentarias para la componente sísmica vertical en códigos sísmicos mundiales	31
Tabla 4 1 Información de las estaciones asociados a los registros seleccionados	36
Tabla 4 2 Información de doce registros seleccionados	39
Tabla 4 3 Coeficientes del polinomio (Ecuación 3 2) para obtener parámetros de atenuación	48
Tabla 5 1 Constante K_N para los primeros 5 modos de vibración vertical de vigas con carga uniforme y distintas condiciones de apoyo	69
Tabla 5 2 Resistencia de viga	71
Tabla 5 3 Resultados del análisis modal	73
Tabla 5 4 Rotaciones plásticas acumuladas que produce la componente vertical de los registros	73
Tabla 5 5 Resistencias de trabe y columnas	78
Tabla 5 6 Ductilidad de rotación en trabe	78
Tabla 5 7 Resultados del análisis modal	80
Tabla 5 8 Resumen de máximas rotaciones plásticas acumuladas esquematizadas en la Figura 5 12	81
Tabla 5 9 Envolvente carga axial – momento	83
Tabla 5 10 Resumen de rotaciones plásticas acumuladas máximas	85
Tabla 5 11 Resumen de análisis de carga	88
Tabla 5 12 Momentos resistentes (I m) de trabes del marco estudiado	88
Tabla 5 13 Momentos (I m) y cargas axiales (I on) resistentes de columnas del marco estudiado	88
Tabla 5 14 Ductilidad de rotación en trabes	91
Tabla 5 15 Resultados del análisis de empujón	92
Tabla 5 16 Comparación entre los parámetros de diseño y los obtenidos analíticamente	93
Tabla 5 17 Resultados del análisis modal	94
Tabla 5 18 Estimación del periodo vertical	94
Tabla 5 19 Envolvente de respuestas globales elásticas	97
Tabla 5 20 Envolvente de respuestas globales elásticas con y sin efectos PA	97
Tabla 5 21 Envolvente carga axial – momento	100
Tabla 5 22 Envolvente de respuestas globales elastoplásticas	103
Tabla 5 23 Rotaciones plásticas en vigas	105
Tabla 5 24 Rotaciones plásticas máximas en columnas	105
Tabla 5 25 Rotaciones plásticas acumuladas en columnas	105
Tabla 5 26 Envolvente carga axial – momento	110
Tabla 5 27 Envolvente de respuestas globales elastoplásticas	113
Tabla 5 28 Rotaciones plásticas en vigas	113
Tabla 5 29 Rotaciones plásticas máximas en columnas	116
Tabla 5 30 Envolvente de respuestas globales elastoplásticas	117
Tabla 5 31 Envolvente de rotaciones plásticas máximas y acumuladas en vigas	119
Tabla 5 32 Rotaciones plásticas en columnas	119
Tabla 5 33 Envolvente carga axial – momento	124
Tabla 5 34 Envolvente de respuestas globales elastoplásticas	126
Tabla 5 35 Rotaciones plásticas en vigas	128
Tabla 5 36 Rotaciones plásticas acumuladas en columnas	128
Tabla 5 37 Rotaciones plásticas en vigas	131
Tabla 5 38 Rotaciones plásticas acumuladas en columnas	131
Tabla 5 39 Envolvente carga axial – momento	134