



01161

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

PROGRAMA DE POSGRADO EN INGENIERÍA

**COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO
INELÁSTICO DE EDIFICIOS TIPO HOSPITAL Y OFICINAS
DE 10 Y 20 NIVELES, SIN Y CON SOBRE-RESISTENCIAS**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

**PRESENTA
ALFREDO CIRIÓN ARANA**

**DIRIGIDA POR
M.I. JORGE A. ÁVILA RODRIGUEZ**

**CIUDAD UNIVERSITARIA
MÉXICO 2005**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

m. 346732

CIRION ARANA, ALFREDO

2005



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

Índice

1. INTRODUCCIÓN

1.1	Antecedentes	1
1.2	Objetivos y alcance	2

2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

2.1	Introducción	5
2.2	Filosofía del diseño	5
2.3	Métodos de análisis sísmico	6
2.4	Análisis dinámico modal espectral	6
2.5	Integración paso a paso	8
2.6	Niveles de deformación lateral permisible	8
2.7	Efectos $P-\Delta$	8
2.8	Ductilidad de curvatura	9
2.9	Demandas de ductilidad local y longitud de articulación plástica (l_p).	9
2.10	Factores de ductilidad global (μ_G)	10
2.11	Requisitos para el diseño de las estructuras	10
2.12	Efectos de sobre-resistencia en miembros estructurales	14
	2.12.1 Diagrama esfuerzo-deformación del acero	16
	2.12.2 Modelo de Kent y Park modificado	17
2.13	Análisis ante cargas laterales estáticas monotónicamente crecientes	17

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑO

3.1	Descripción de las estructuras	27
	3.1.1 Consideraciones generales	28
3.2	Análisis sísmico elástico.	28

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.2.1	Periodos de vibración	29
3.2.2	Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri}/h_i	29
3.2.3	Desplazamientos horizontales máximos totales	30
3.2.4	Fuerzas cortantes de entrepiso	30
3.3	Diseños con los dos niveles de deformación lateral permisible	30

4. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

4.1	Introducción	99
4.2	Respuestas inelásticas del análisis dinámico paso a paso con resistencias nominales	101
4.2.1	Desplazamientos horizontales máximos, historias de desplazamientos en azotea y demandas de ductilidad global	101
4.2.2	Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri}/h_i	101
4.2.3	Fuerzas cortantes de entrepiso	102
4.2.4	Historias de coeficientes sísmicos	102
4.2.5	Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea	102
4.2.6	Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas tipo	102
4.2.7	Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas tipo	104
4.2.8	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	104
4.3	Respuestas inelásticas del análisis dinámico paso a paso considerando los efectos de sobre-resistencias	105
4.3.1	Desplazamientos horizontales máximos, historias de desplazamientos en azotea y demandas de ductilidad global	105
4.3.2	Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri}/h_i	105



5.3.4	Historias en el tiempo de momentos mecánicos en columnas y vigas tipo	174
5.3.5	Distribución global de rótulas plásticas y demandas máximas de ductilidad local	174
5.4	Comparación de respuestas de los análisis estáticos no lineales ante cargas monotónicamente crecientes.	175
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
6.1	Conclusiones	353
6.2	Recomendaciones	357
7.	REFERENCIAS	359
APÉNDICE A		
	Programa para computadora ETABS y CONKER	361
APÉNDICE B		
	Programa para computadora DRAIN 2DX	365
APÉNDICE C		
	Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas del análisis push-over	367

4.3.3	Fuerzas cortantes de entrepiso	105
4.3.4	Historias de coeficientes sísmicos	106
4.3.5	Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea	106
4.3.6	Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas tipo	106
4.3.7	Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas tipo	107
4.3.8	Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	107
4.4	Cálculo de respuestas no lineales ante cargas laterales estáticas monotónicamente crecientes (Push-Over)	108
4.4.1	Distribuciones de fuerzas laterales en la altura.	108
4.4.2	Respuestas con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias	109

5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS

5.1	Introducción	171
5.2	Análisis sísmico modal espectral	171
5.2.1	Comparación de dimensiones de secciones transversales	171
5.2.2	Periodos de vibración	171
5.2.3	Desplazamientos horizontales máximos	172
5.2.4	Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri}/h_i	172
5.2.5	Fuerzas cortantes de entrepiso	172
5.3	Análisis sísmicos elástico e inelástico paso a paso	172
5.3.1	Desplazamientos horizontales máximos totales, relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso e historias de desplazamientos laterales de azotea	173
5.3.2	Demandas de ductilidad global	173
5.3.3	Fuerzas cortantes de entrepiso y coeficientes sísmicos.	174

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

En la actualidad, la teoría más aceptada para tratar de explicar el porqué de la configuración actual de nuestro planeta y de la ocurrencia de los terremotos es la teoría de la deriva continental que se basa en el estudio de la tectónica de placas. Este estudio muestra que el planeta está constituido por una corteza dividida en 17 placas principales que se encuentran en constante movimiento y que chocan unas contra otras, se separan, o deslizan entre sí. En los límites de las placas y debido al movimiento entre ellas, se forman grandes hendiduras en el suelo conocidas como líneas de falla y es ahí en donde se generan las ondas sísmicas que se transmiten a través del suelo y que dan origen así a los terremotos. La República Mexicana se encuentra en medio de tres placas y dos fallas, lo que provoca que el país siempre se encuentre en movimiento.

Ha sido trabajo de varios siglos atrás el intentar medir la cantidad de energía que libera un sismo (magnitud sísmica) y los daños que se provocan en las construcciones (intensidad sísmica); en México, con datos medidos desde principios de siglo XX, se ha desarrollado una regionalización y se han obtenido curvas de iguales intensidades sísmicas (isosistas) correspondientes a periodos de recurrencia dados (figs 1.1 y 1.2).

Debido a la alta sismicidad característica de la región en que se encuentra ubicada la República Mexicana, la ciudad de México, así como otras ciudades importantes, sufren de las consecuencias que los movimientos sísmicos producen en las construcciones que en ocasiones han llegado a ser terriblemente desastrosas; como ejemplo de lo anterior se tienen sismos relevantes que ocurrieron en marzo de 1979, con una magnitud de 7.6 grados, y los de septiembre de 1985, de 8.1 y 7.6. Sin embargo, existe un tramo de poco más de 200 kilómetros a lo largo de la costa de Guerrero, en el que no se ha presentado un sismo fuerte desde 1911 (fenómeno conocido como brecha sísmica), lo que hace suponer que se está acumulando tal cantidad de energía que el sismo que se provoque será de gran magnitud, aunque es difícil pronosticar en que momento ocurrirá y cómo se presentará.

Aunado a esto, gran parte de la ciudad de México se ubica en una zona altamente compresible, antiguamente sumergida por el Viejo Lago, lo que produce que el suelo sobre el que está cimentada sea muy sensible a los movimientos provocados por las ondas sísmicas. Debido a lo anterior, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, documento rector actual en el ámbito de la construcción, clasifica al suelo del Valle de México en tres zonas: lomeríos, transición y blandos o de lago, siendo ésta última la más afectada por los movimientos telúricos.

Por todo esto, es necesario contar con una normatividad sísmica adecuada que conduzca al diseño seguro y confortable de las edificaciones, no simplemente para que éstas sean capaces de soportar las fuerzas generadas al ocurrir un movimiento telúrico, sino para que presenten una respuesta adecuada, predecible y controlada, de acuerdo a su uso y a las necesidades de los que la ocupan. Para lograrlo, ha sido necesario obtener registros de los sismos que se presentan en la ciudad de México (como son los acelerogramas o registros continuos de las aceleraciones del terreno durante un terremoto como función del tiempo) para después calcular espectros de diseño sísmico (respuestas de un sistema de un grado de libertad, S1GL, para un amortiguamiento y periodo dados) que dependen de las características del suelo, del nivel de ductilidad que se desee desarrollar en la edificación y de la importancia de esta última. Después de 1985 se colocaron aparatos de medición en múltiples lugares de la Ciudad, logrando, de este modo, obtener mapas de microzonificación que definen mejor las características del suelo y así estimar mucho mejor los efectos de sitio provocados por un terremoto.

Como tarea permanente, a lo largo de los años, se tienen que actualizar las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo) y las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto) que fijan los criterios de diseño para las construcciones dentro del Valle de México. Se consideran aspectos importantes, como son los efectos de segundo orden ($P-\Delta$), los de torsión y los del comportamiento no lineal, entre otros; la relación de los desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso (γ_p), es el concepto más importante para estimar daños que actualmente está en vigor en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

1.2 Objetivos y alcance

En este trabajo se compara el comportamiento sísmico elástico e inelástico de cuatro edificios de concreto reforzado desplantados en la zona III de la ciudad de México: dos edificios de 10 y 20 niveles cuyos usos serán de hospital, y dos edificios de 10 y 20 niveles destinados a oficinas, diseñados de tal forma que las relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso (γ_p) no excedan de 0.006 y 0.012 en cada caso, cumpliendo con los estados límites de resistencia, para un mismo nivel de factor de comportamiento sísmico ($Q=4$), según las especificaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias. El suelo en que se localizan todos los edificios es tipo compresible, y su cimentación es a base de un cajón rígido y pilotes de punta.

A partir de los diseños obtenidos, después de satisfacer los estados límite de servicio y de falla, se comparan los resultados de las dimensiones de las secciones transversales, desplazamientos laterales máximos, fuerzas cortantes y relaciones desplazamiento horizontal relativo entre altura de entrepiso, así como también de los elementos mecánicos de diseño y de las resistencias de los armados resultantes. Los diseños incluyen los efectos de segundo orden, y los de las cargas verticales.

Con los análisis paso a paso, utilizando registros de aceleraciones representativos de la zona III, se determinan y comparan las respuestas inelásticas de los dos casos de diseño ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq$

0.012) para cada edificio de 10 y 20 niveles y para cada uso (hospital u oficinas), mismo $Q=4$. Estos análisis no lineales comparan las respuestas con los efectos de las resistencias nominales y con los efectos de las sobre-resistencias.

Se obtienen las demandas de ductilidad global y locales, y se comparan con los niveles permisibles del código. Se determinan las tendencias de los posibles mecanismos de falla, así como también la distribución de las deformaciones no-lineales en los diferentes miembros estructurales, para todos los casos de diseño con resistencias nominales y con los efectos de sobre-resistencias.

Y, para fines de justificar y verificar los mecanismos de colapso y niveles de deformaciones inelásticas en los diferentes elementos estructurales, se hacen análisis ante cargas laterales estáticas monotónicamente crecientes ("push-over") de los marcos representativos de todos los casos de interés con resistencias nominales y con los efectos de sobre-resistencias; la definición de la distribución de fuerzas laterales aplicadas, que llevan al colapso a las estructuras, se hace de acuerdo a la distribución de fuerzas sísmicas, que se presenta en las fases de diseño, así como también de los análisis paso a paso. Se obtienen respuestas de fuerza cortante basal contra desplazamiento de azotea para cada caso en estudio, la distribución de articulaciones plásticas en vigas y columnas (mecanismo de colapso), y las demandas máximas de ductilidad en el instante del colapso.

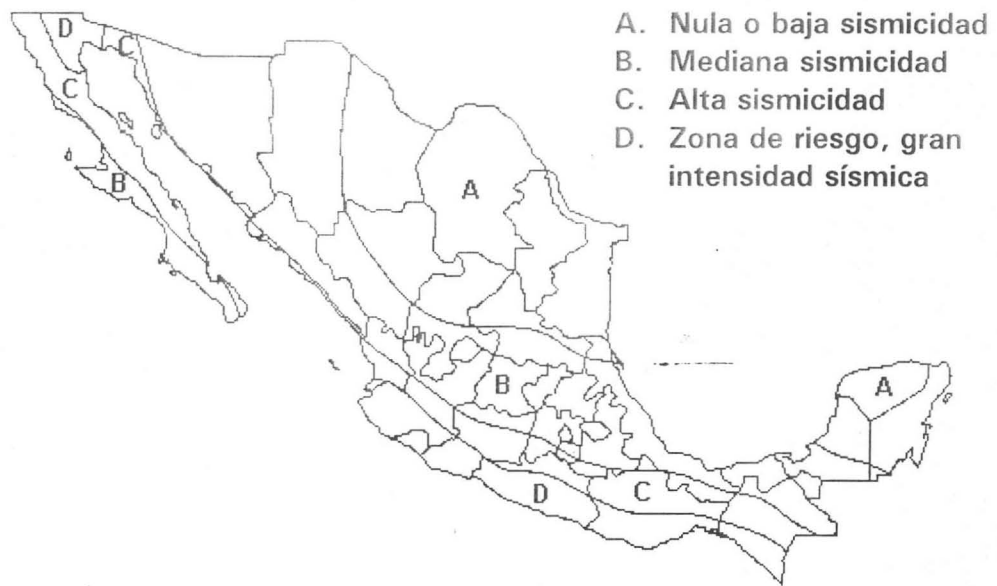


Fig 1.1 Regionalización sísmica de la República Mexicana



Fig 1.2 Epicentros de los mayores sismos ocurridos en la República Mexicana

2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

2.1 Introducción

El dimensionamiento de elementos estructurales de concreto reforzado y el cálculo de sus cuantías de acero de refuerzo para edificaciones construidas dentro del Valle de México, se realiza conforme a un conjunto de criterios de diseño con los cuales se procura lograr un comportamiento específico en ellas y en dichos elementos estructurales que las conforman de acuerdo a los tipos de solicitaciones a los que van a ser sometidos.

El RDF-93 y sus NTC-Sismo y NTC-Concreto son los documentos normativos que establecen los criterios antes mencionados. En ellos se establece que toda edificación y todo elemento estructural deben cumplir con los estados límite de falla y de servicio. Por tanto, lograr un diseño adecuado significa lograr una edificación segura y confortable, en la medida de lo posible ante la ocurrencia de un siniestro.

En el RDF-93 se establecen los criterios de diseño que permiten que los elementos estructurales posean un acero de refuerzo longitudinal que sea capaz de alcanzar el rango de deformación inelástico (elementos dúctiles), y que la separación del acero de refuerzo transversal sea la necesaria para que se logre un confinamiento adecuado que permita alcanzar las deformaciones en dicho rango, y evitar la falla frágil; de este modo, la energía transmitida a la estructura a través de un sismo, es posible disiparla por histéresis, adicional al efecto del amortiguamiento viscoso intrínseco de cada tipo de estructura.

2.2 Filosofía del diseño

La normatividad actual, recomienda un tipo de estructuración que combina columnas "fuertes" y vigas "débiles", buscando que el mecanismo de falla, en caso de que se llegue a formar, para disipar la energía sea más eficiente. Con este tipo de estructuración las vigas deben trabajar de forma dúctil

(el porcentaje de acero a tensión debe diseñarse por debajo de la condición balanceada), y así disipar la energía por amortiguamiento histerético ante los efectos cíclicos de los sismos importantes.

Al diseñar bajo el concepto de columnas fuertes se aumenta la seguridad del edificio ya que le ayudan a permanecer en pie en caso de un siniestro; la experiencia denota que la falla de una columna en un piso puede provocar el colapso de todas las demás en el mismo. Se procura que, durante la solicitación, el acero de refuerzo que las conforma se encuentre bajo un nivel de esfuerzos tal que no se llegue al rango inelástico.

En la práctica actual el dimensionamiento de las vigas y columnas se lleva a cabo a partir de realizar un análisis sísmico dinámico modal espectral de cada edificio; para este estudio se recurre a la ayuda del programa de computadora ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems), cumpliendo con los dos estados límite de deformación lateral permisible marcados por el reglamento ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), así como con las condiciones de resistencia establecidas después de reducir las fuerzas sísmicas por el factor de comportamiento sísmico $Q=4$, para fines comparativos.

2.3 Métodos de análisis sísmico

El RDF-93 y sus NTC-Sismo establecen tres tipos de análisis sísmicos: el método simplificado, el estático, y el dinámico. Este último tiene dos variantes: el modal espectral y el de integración paso a paso en el dominio del tiempo.

En el presente trabajo se utiliza el análisis sísmico dinámico modal espectral para el diseño de los elementos estructurales, y el de integración paso a paso para la revisión y cálculo de las respuestas inelásticas.

2.4 Análisis dinámico modal espectral

Este tipo de análisis debe considerar la participación de todos los modos naturales de vibración con un periodo mayor o igual a 0.4 segundos.

Con este método se idealiza a la estructura como un sistema de masas y resortes, y se lleva a cabo el análisis con técnicas del espectro de respuesta, aplicando solicitaciones a la estructura de acuerdo a las aceleraciones obtenidas de un espectro de diseño propuesto por el RDF-93. Las ordenadas y la forma de dicho espectro de diseño dependen del tipo suelo en el que se desplanta la estructura (zonas I, II ó III para el Valle de México), de su importancia (grupo A o B), y de la incursión en el rango inelástico que se desee para el sistema estructural (definida de acuerdo con el factor de comportamiento sísmico, Q , especificado en las NTC-Sismo).

Así, las NTC-Sismo proponen que las ordenadas del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , queden definidas por:

$$\begin{aligned} a &= \left(1 + \frac{3T}{T_a}\right) \frac{c}{4} && \text{si } T < T_a \\ a &= c && \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ a &= \left(\frac{T_b}{T}\right)^r c && \text{si } T > T_b \end{aligned}$$

donde:

- a = Ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico
- T = Período natural de vibración de interés de la estructura
- T_a, T_b = Períodos característicos del espectro de diseño
- c = Coeficiente sísmico
- r = Exponente que depende de la zona sísmica en que se halla la estructura

La fig 2.1 muestra la forma del espectro de diseño propuesto por el reglamento.

Además, las ordenadas espectrales se podrán reducir por el factor Q' si se acepta que existen deformaciones inelásticas; es decir, las ordenadas espectrales se dividirán entre Q' , siendo éste igual a:

$$Q' = Q \quad \text{si se desconoce } T \text{ o si } T \geq T_a$$
$$Q' = 1 + \left(\frac{T}{T_a} \right) (Q - 1) \quad \text{si } T < T_a$$

donde Q = factor de comportamiento sísmico.

Q' se deberá multiplicar por 0.8 si la estructura no cumple con alguna de las condiciones de regularidad establecidas en las NTC-Sismo, que son:

1. Planta sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base es menor o igual a 2.5.
3. La relación largo-ancho de la base no excede de 2.5.
4. En planta no hay entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.
5. En cada nivel se tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente
6. No existen aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda del 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de la abertura no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

De este modo, el espectro sísmico de aceleraciones para el diseño por sismo puede adquirir las configuraciones mostradas en la fig 2.2, dependiendo del Q utilizado.

2.5 Integración paso a paso

Cuando se realiza el análisis dinámico de integración paso a paso se recurre a la información dada por acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, para excitar con ellos a la estructura de interés.

Para llevar a cabo este análisis es necesario dar solución a la ecuación del equilibrio dinámico, de forma incremental para el tiempo t , de un sistema de un grado de libertad (fig 2.3), que es de la forma:

$$m\ddot{v}(t) + c(t)\dot{v}(t) + k(t)v(t) = p(t)$$

donde:

- m = Masa del sistema
- $C(t), k(t)$ = Propiedades del amortiguamiento y rigidez en función del tiempo
- $v(t), \dot{v}(t), \ddot{v}(t)$ = Desplazamiento, velocidad y aceleración de la masa del sistema en función del tiempo
- $p(t)$ = Fuerza externa en función del tiempo

La solución de esta ecuación, y por tanto, la realización del análisis paso a paso, es posible obtenerla a través de procesos numéricos, siendo conveniente hacerlo con algún programa de computadora.

2.6 Niveles de deformación lateral permisible (γ_p)

Las NTC-Sismo del RDF-93 establecen dos límites de deformaciones laterales relativas de entrepiso para revisar las condiciones de servicio, a saber:

- a) 0.006 veces la altura de entrepiso, que se aplica a construcciones en las que los elementos no-estructurales están ligados a la estructura principal.
- b) 0.012 veces la altura de entrepiso, para aquellos casos en que los elementos no-estructurales que forman parte del sistema estructural principal están desligados.

Estos cálculos deben realizarse únicamente bajo los efectos de la fuerza cortante horizontal que actúa en un entrepiso determinado. Los resultados obtenidos deberán estar afectados por el factor comportamiento sísmico Q , si las fuerzas se obtuvieron con el espectro reducido. La fig 2.4 muestra esquemáticamente las dos condiciones de distorsión permisible, según el Reglamento mencionado.

Al cumplir con este nivel de deformaciones laterales relativas de entrepiso ante la acción del sismo de diseño, se asegura que, para los sismos de servicio, se tenga daño prácticamente nulo en elementos no estructurales. Los diseños obtenidos logran, en general, que las edificaciones sean seguras y poco flexibles en las que los efectos de segundo orden no son importantes y en las que se cumplen los requerimientos de confort para el usuario.

2.7 Efectos P- Δ

En el análisis sísmico de los edificios se deben considerar los efectos de segundo orden (efectos P- Δ) especificados por las NTC-Sismo, y que se producen por la acción de las cargas verticales cuando la estructura se desplaza lateralmente (fig 2.5). Estos efectos pueden ocasionar que exista una menor disipación de energía, que se reduzca la rigidez lateral, y que no se presenten

mayores demandas de ductilidad. No incluir dichos efectos puede ocasionar que se hagan diseños, principalmente de las columnas, por debajo de lo necesario.

2.8 Ductilidad de curvatura

La curvatura de un miembro de concreto reforzado sujeto a flexión está dada por la siguiente expresión:

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_c}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d}$$

donde:

- φ = Curvatura = 1/R
- R= Radio de curvatura medida al eje neutro
- kd= Profundidad del eje neutro
- ε_c = Deformación unitaria del concreto en la fibra extrema a compresión
- ε_s = Deformación unitaria del acero a tensión
- d= Peralte efectivo del miembro

Esta curvatura es el gradiente del perfil de deformaciones del elemento como se muestra en la fig 2.6.

La ductilidad es la relación de la deformación última entre la deformación de la primera fluencia. Es un concepto útil para medir la disipación de la energía transmitida por las fuerzas sísmicas a una estructura cuando se incurre en el rango inelástico.

La ductilidad de curvatura, relación de la curvatura última (φ_u) a la curvatura en la primera fluencia del acero de tensión (φ_y), se calcula cuando los esfuerzos que producen las fuerzas sísmicas actuantes en las secciones transversales de los elementos estructurales de un edificio rebasan el límite elástico del acero de refuerzo y éste último comienza a trabajar en su etapa de fluencia (ver 2.8). La energía se disipa entonces por deformaciones en los elementos estructurales, principalmente en los extremos, cerca de las uniones de las vigas con las columnas, a través de un comportamiento histerético.

Según el nivel de reducción de las fuerzas de diseño, el nivel de ductilidad requerido puede variar desde poco significativo (sin requerimientos especiales de detalles) hasta considerable (con requerimientos máximos exigentes de detalles). En el cap 5 de las NTC-Concreto, se especifican los requerimientos especiales a seguir, tanto en refuerzos como en detalles, para que las estructuras se comporten dúctilmente cuando se diseñen para factores de comportamiento sísmico de Q=3 y 4, además de haber cumplido con los requisitos generales.

2.9 Demandas de ductilidad local y longitud de articulación plástica (l_p)

Las demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas durante un análisis paso a paso inelástico, en la historia del tiempo ante la acción de un acelerograma, se calculan con la siguiente expresión:

$$\mu_L = \frac{\varphi_{m\acute{a}x}}{\varphi_y} = \frac{\varphi_p + \varphi_y}{\varphi_y} = \frac{\varphi_p}{\varphi_y} + 1$$

donde:

μ_L = Factor de ductilidad local

- ϕ_p = Curvatura plástica = θ_p/l_p
- θ_p = Rotación plástica, resultado del análisis paso a paso
- l_p = Longitud equivalente de articulación plástica, supuesta igual a un peralte efectivo
- ϕ_y = Curvatura de fluencia = M_y/EI
- M_y = Momento de fluencia
- E = Módulo de elasticidad del concreto
- I = Momento de inercia de la sección transversal

Con valores de μ_L superiores a la unidad se presentan deformaciones inelásticas, mientras que si $\mu_L=1$ el comportamiento observado es elástico.

En este estudio se utiliza una longitud equivalente de articulación plástica de un peralte efectivo (1d), de acuerdo a lo observado en los daños por los sismos de septiembre de 1985, y a lo que se reporta en la literatura (fig 2.8).

2.10 Factores de ductilidad global (μ_G)

Con base en los resultados de los análisis sísmicos paso a paso, podemos conocer el desplazamiento horizontal de azotea en que se presenta la primera fluencia en la estructura ($\Delta_{fluencia}$), así como también el desplazamiento horizontal máximo ($\Delta_{m\acute{a}x}$) que se presenta en un cierto tiempo t_i .

Así pues, conocidos el $\Delta_{m\acute{a}x}$ y el $\Delta_{fluencia}$, podemos entonces estimar el factor de ductilidad global, μ_G , a saber:

$$\mu_G = \left| \frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{\Delta_{fluencia}} \right|$$

2.11 Requisitos para el diseño de las estructuras

Las estructuras que conforman los edificios que se diseñan en este trabajo cumplen con los requisitos que señalan las NTC-Concreto del RDF para el diseño de marcos dúctiles ($Q=3$ ó 4), y son los que se presentan a continuación.

- Materiales:

1. El concreto tendrá una resistencia mínima a la compresión (f'_c) de 250 kg/cm^2
2. Las barras de refuerzo serán corrugadas de grado no mayor que el 42 ($f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$)
3. Las barras longitudinales de vigas y columnas deberán tener fluencia definida, bajo un esfuerzo que no exceda al esfuerzo especificado en más de $1,300 \text{ kg/cm}^2$, y su resistencia real debe ser por lo menos igual a 1.25 veces su esfuerzo real de fluencia

- Miembros a flexión

(Vigas y columnas con cargas axiales pequeñas: $P_u \leq A_g f'_c / 10$; A_g = área transversal del miembro; P_u = carga axial de compresión de diseño)

• Requisitos geométricos

1. El claro libre no deber ser menor que cuatro veces el peralte efectivo

2. En sistemas de piso con vigas y losas monolíticas, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30
 3. La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3
 4. El ancho de la viga no será menor de 25 cm, ni excederá al ancho de las columnas a las que llega
 5. El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna a más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga
- Refuerzo longitudinal
 1. Se dispondrá acero de refuerzo longitudinal tanto en el lecho inferior como en el superior, siendo en ambos lechos de un área mayor o igual que

$$\frac{0.7 \sqrt{f'_c} \cdot bd}{f_y} \text{ ó } 2 \text{ var } \#4$$

donde:

- f'_c = Resistencia a compresión del concreto, en kg/cm^2
- b = Ancho de la viga o columna, en cm
- d = Peralte efectivo de la viga o columna, en cm
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm^2

2. El área del acero de refuerzo a tensión será menor o igual al 75 por ciento de la correspondiente a la falla balanceada de la sección
 3. El momento resistente positivo en la unión con un nudo no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección transversal. En ninguna sección a lo largo del miembro el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que se tenga en los extremos
 4. Los traslapes sólo se permiten en secciones donde exista refuerzo transversal de confinamiento con separación menor o igual que 0.25 d, o 10 cm. No se permiten traslapes: a) dentro de los nudos; b) en una distancia de dos veces el peralte del miembro, medida desde el paño de nudo, y c) en zonas de posibles articulaciones plásticas
 5. Los paquetes de barras se forman de cuando mucho dos barras
 6. Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos necesitan cumplir con los requisitos señalados en la sección 3.9 de las NTC-Concreto
- Refuerzo transversal para confinamiento
(Zonas de aplicación: a) extremos de los miembros a una distancia de dos peraltes, a partir del paño del nudo; b) en la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes de toda sección donde se pueda formar una articulación plástica)
 1. El primer estribo se colocará a una distancia de 5 cm como mínimo de la cara del miembro de apoyo
 2. La separación no superará: a) 0.25d; b) ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada; c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo; d) 30 cm; e) la requerida por fuerza cortante
 3. Fuera de las zonas definidas anteriormente, la separación de los estribos no será mayor que 0.5d a todo lo largo o la requerida por fuerza cortante
 4. Los estribos serán cerrados del número 2.5 como mínimo, rematando en una esquina con dobleces de 135° , seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo
 5. En cada esquina debe haber por lo menos una barra longitudinal
 6. La separación máxima de una varilla longitudinal sin soporte es de 15 cm.
 7. Los remates se alternarán de uno a otro estribo

- Fuerza cortante
 1. Los estribos serán cerrados del número 2.5 como mínimo, rematando en una esquina con dobleces de 135°, seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo
 2. Para calcular la fuerza cortante de diseño se supondrá que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, sin factores de reducción, y con el esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a $1.25 f_y$. A lo largo del miembro actuarán las cargas correspondientes multiplicadas por el factor de carga. Para esta opción $F_R=0.8$
 3. Como segunda opción, se puede diseñar con base en la fuerza cortante última obtenida del análisis, si al factor de resistencia, F_R , se le asigna un valor de 0.6
 4. En zonas donde la fuerza cortante de diseño causada por el sismo sea igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según los párrafos anteriores, se despreciará la contribución del concreto en la resistencia a fuerza cortante, al calcular el refuerzo transversal por este concepto

Miembros a flexocompresión

(Columnas con $P_u > A_g f_c' / 10$)

La fuerza axial producida por sismo se considera 1.7 veces la calculada, cuando esto conduzca a un momento resistente menor.

- Requisitos geométricos
 1. La dimensión transversal mínima no será menor que 30 cm
 2. El área bruta, A_g , no será menor que $P_u / 0.5 f_c'$
 3. La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4
 4. La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15

• Resistencia mínima a flexión

1. Las resistencias a flexión en cada nudo deben satisfacer la condición siguiente:

$$\sum M_c \geq 1.5 \sum M_g$$

donde:

$\sum M_c$ = Suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan a ese nudo

$\sum M_g$ = Suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan al nudo

Los momentos de las columnas se oponen a los momentos de las vigas. Cuando se utilice este procedimiento, $F_R=0.8$ para columnas.

2. Procedimiento optativo. No será necesario revisar el cumplimiento de la condición anterior si las columnas se dimensionan por flexocompresión, de forma convencional con los elementos mecánicos últimos (P_u , M_{ux} , M_{uy}) obtenidos del análisis estructural, con un factor de reducción de resistencia de 0.6

• Refuerzo longitudinal

1. La cuantía de refuerzo longitudinal, ρ , no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04
2. Los paquetes de barras tendrán cuando mucho dos barras
3. Sólo se permiten traslapes a la mitad del elemento, y que cumplan con la sección 3.9 de las NTC-Concreto
4. Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos necesitan cumplir con los requisitos señalados en la sección 3.9 de la NTC Concreto

- Refuerzo transversal

1. Se debe cumplir con los requisitos de refuerzo transversal para confinamiento que se establecen para miembros sometidos a flexión
2. Las barras no deben ser de grado mayor que el 42 ($f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$)
3. El refuerzo transversal por confinamiento se suministrará en una longitud no menor que la mayor dimensión transversal de la columna, un sexto de su altura libre, ni que 60 cm. En el extremo inferior de columnas de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna y continuarse hasta la cimentación al menos una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa.
4. En los extremos de columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas, A_{sh} , en cada dirección de la sección de la columna, no será menor que

donde:

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} s h_c \quad \text{ni que} \quad 0.12 \frac{f_c'}{f_y} s h_c$$

- A_c = Área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal
- A_g = Área transversal de la columna
- f_y = Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal
- h_c = Dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área A_{sh}
- s = Separación del refuerzo transversal

5. Los estribos deben ser de una sola pieza, sencillos o sobrepuestos, cerrados, de diámetro no menor que del número 3 y rematados como en el caso de las vigas
6. Cada extremo de una grapa debe abrazar una barra longitudinal de la periferia, con un doblado de 135° seguido de un tramo recto de al menos 10 diámetros de la grapa
7. La separación entre estribos, en los extremos, no debe exceder: a) la cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento, b) 10 cm, c) la requerida por fuerza cortante
8. La distancia centro a centro, transversal al eje del miembro, entre ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 45 cm, y entre grapas y ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 25 cm. Si el refuerzo consta de estribos sencillos, la mayor dimensión de éstos no excederá de 45 cm

- Requisitos para fuerza cortante

1. Como primer procedimiento, la fuerza cortante de diseño se calculará del equilibrio del elemento en su altura libre, suponiendo que en sus extremos actúan momentos del mismo sentido, numéricamente iguales a los momentos resistentes de esas secciones, sin factor de resistencia, y obtenidos con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento resistente. La carga axial de diseño se afectará con 1.7 cuando lo anterior pueda originar un momento resistente mayor
2. Cuando se utilice el procedimiento optativo para dimensionar por fuerza cortante, se utilizará un factor de resistencia igual a 0.5, con las fuerzas cortantes últimas obtenidas del análisis estructural convencional
3. En elementos cuya fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos por sismo, sea menor que $A_s f_c' / 20$, al calcular el refuerzo para fuerza cortante, si la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según los párrafos anteriores, se despreciará la contribución del concreto, V_{CR}
4. Los estribos tendrán las especificaciones ya mencionadas

- Uniones viga-columna

1. Se considera el esfuerzo de tensión de las barras longitudinales de las vigas igual a $1.25 f_y$

2. El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna
 - Refuerzo transversal
 1. El refuerzo transversal mínimo que se suministra es el mismo que para columnas
 2. Si el nudo está confinado por cuatro trabes que llegan a él, y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna puede usarse la mitad del refuerzo transversal mínimo colocado en los extremos de cada nudo
 - Resistencia a fuerza cortante
 1. La resistencia de diseño a fuerza cortante se tomará igual a

$$4.5F_R \sqrt{f_c} \cdot b_e h$$

o, en nudos confinados por cuatro vigas

$$5.5F_R \sqrt{f_c} \cdot b_e h$$

donde:

b_e = Ancho efectivo del nudo (promedio del ancho de la o las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, pero no mayor que el ancho de la o de las vigas más h)

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

- Anclaje de refuerzo
 1. Toda barra de refuerzo longitudinal de vigas que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un doblez a 90° seguido de un tramo recto no menor de 12 diámetros
 2. Los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectas a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumpla:

$$h(\text{columna})/d_b(\text{barra de viga}) \geq 20$$

$$h(\text{viga})/d_b(\text{barras de columna}) \geq 20$$

donde $h(\text{columna})$ es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras consideradas de la viga

3. Si $P_u/A_g f_c' \geq 0.3$, la relación del peralte total de la viga al diámetro de las barras de columna puede ser menor que 15. También es aplicable cuando los muros de concreto reforzado resisten más del 50 por ciento de la fuerza lateral total.

2.12 Efectos de sobre-resistencia en miembros estructurales

Los criterios de diseño antes presentados hacen que las estructuras sean construidas con cierto margen de resistencia que, finalmente, influye en su comportamiento ante las acciones sísmicas. El comportamiento con este tipo de sobre-resistencias no se ve reflejado en un análisis de respuestas convencional; según los objetivos de este trabajo, se realizarán los análisis con resistencias nominales y los que toman en cuenta los efectos de sobre-resistencias, para fines comparativos.

Las sobre-resistencias, como ya se mencionó, influyen en el comportamiento de las estructuras y, en la mayoría de los casos, logran en éstas un mejor desempeño y menores daños

ante la ocurrencia de un sismo. Estas sobre-resistencias provienen de diversas fuentes como las que continuación se numeran.

1. Esfuerzos promedio en el concreto y acero de refuerzo

En términos generales, los valores nominales de los esfuerzos resistentes del concreto y acero utilizados en el diseño están subestimados y, en realidad, los datos medidos de dichos esfuerzos tienden a ser mayores. De este modo, los valores basados en datos estadísticos para la resistencia a compresión del concreto y esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo presentan incrementos de aproximadamente el 20% con respecto de los valores nominales; es decir, que el valor de la resistencia nominal del concreto a compresión, que en este trabajo es de 250 kg/cm^2 , aumenta a 300 kg/cm^2 para el cálculo de los efectos de sobre-resistencia, mientras que se acepta un valor de 5000 kg/cm^2 de esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, al considerar sobre-resistencias, en lugar de los 4200 kg/cm^2 que se utilizan en el proceso del diseño nominal.

2. Endurecimiento por deformación del acero de refuerzo

Para el análisis convencional con resistencias nominales se utiliza la curva esfuerzo-deformación del acero idealizada como elastoplástica (fig 2.7 b), pero la curva típica esfuerzo-deformación del acero (explicada más adelante) presenta una zona elástica, una de fluencia y una última de endurecimiento por deformación antes de llegar a la ruptura (fig 2.7 a). Esta zona de endurecimiento por deformación del acero logra aumentar la resistencia del acero en miembros de concreto reforzado que incursionan en altos niveles de deformación. Los valores de los parámetros necesarios para definir este diagrama se presentan en la tabla 2.1 en que se comparan los esfuerzos promedio utilizados en el análisis con sobre-resistencias contra los que establece la Asociación Mexicana del Acero (AMA) para fines de diseño convencional.

3. Participación de la losa en la resistencias positiva de las vigas

Ante la acción de los momentos flexionantes positivos, es un hecho comprobado que la losa de entrepiso, colada monolíticamente con la viga, actúa como patín de esta última aumentando de esta forma su rigidez y resistencia. Para fines de este trabajo se consideró, ante la acción de los momentos positivos, el ancho de patín de la viga definido de acuerdo al reglamento por el menor de los tres valores siguientes: a) el claro, centro a centro de vigas, entre ocho menos la mitad de la dimensión de la base de la viga en consideración, b) la mitad del claro libre (paño a paño) entre vigas, o c) ocho veces el peralte de la losa. El patín así calculado aumenta la resistencia de las vigas ya que aumenta la superficie de concreto a compresión y el número de varillas actuando a compresión (fig 2.9 a).

4. Participación de la losa en la resistencia negativa de las vigas

Se ha demostrado que cierta cantidad de acero de la losa contribuye a tomar las tensiones provocadas por los momentos negativos en la viga. El ancho del patín total considerado en este trabajo, en donde existe acero de la losa trabajando a tensión es idéntico al calculado para momento positivo (fig 2.9 b).

5. Efecto del confinamiento del núcleo de concreto

El confinamiento proporcionado por los estribos a los elementos estructurales modifica sus relaciones esfuerzo-deformación, de tal forma que se logran mayores tasas de deformación en comparación con las que se alcanzan si el concreto está sin confinar. En este trabajo se tomó en cuenta el efecto del confinamiento del núcleo de concreto a través de la curva esfuerzo-deformación del modelo de Kent y Park modificado, que toma en

cuenta la cuantía de estribos, el espaciamiento de éstos, la resistencia a la cedencia del acero transversal y la resistencia del concreto, y que se resume más adelante. De esta forma, los elementos estructurales lograron mayor capacidad de deformación y mayores resistencias, obteniendo así una representación más real del comportamiento de las columnas y vigas.

2.12.1 Diagrama esfuerzo-deformación del acero

El diagrama esfuerzo-deformación del acero seleccionado (fig 2.7 a), en el que se toma en cuenta el endurecimiento por deformación del acero, puede dividirse en tres regiones:

1. Zona elástica

En esta zona se tiene proporcionalidad entre los esfuerzos y deformaciones, para deformaciones $\epsilon_s < \epsilon_y$:

$$f_s = \epsilon_s E_s$$

2. Zona de fluencia

Es el intervalo de deformaciones $\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$:

$$f_s = f_y$$

3. Zona de endurecimiento por deformación

Corresponde al intervalo en que $\epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$, y los esfuerzos valen:

$$f_s = f_y \left[\frac{m(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2}{60(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\epsilon_s - \epsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right]$$

$$m = \frac{(30r + 1)^2 \left(\frac{f_{su}}{f_y} \right) - 60r - 1}{15r^2}$$

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh}$$

donde:

- f_s = Esfuerzo en el acero
- f_{su} = Esfuerzo último del acero
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero
- ϵ_s = Deformación unitaria del acero
- ϵ_y = Deformación unitaria de fluencia del acero
- ϵ_{sh} = Deformación unitaria al inicio de la zona de endurecimiento por deformación del acero
- ϵ_{su} = Deformación máxima en el acero
- E_s = Módulo de elasticidad del acero

2.12.2 Modelo de Kent y Park modificado

El modelo se ajusta a una curva de tres regiones, como se muestra en la fig 2.10.

1. Zona ascendente

Esta zona es representada por una parábola de segundo grado en que $\varepsilon_c < 0.002k$, donde 0.002k es el esfuerzo máximo que puede alcanzar el concreto. Los esfuerzos se calculan con la relación:

$$f_c = kf_c' \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002k} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002k} \right)^2 \right]$$

donde k es el parámetro que toma en cuenta la sobre-resistencia en el concreto a compresión, por efectos del confinamiento:

$$k = 1 + \rho_s \frac{f_{yh}}{f_c'}$$

2. Zona descendente

Es una recta descendente cuya pendiente está dada por el parámetro Z_m que define el efecto del confinamiento del concreto. El intervalo de deformaciones es $0.002k \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c}$ y los esfuerzos se definen por:

$$f_c = kf_c' [1 - Z_m(\varepsilon_c - 0.002k)]$$
$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.028423f_c'}{14.2116f_c' - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \frac{h'}{S_h} - 0.002k}$$

3. Zona de altas deformaciones

Se forma por una recta horizontal que representa la capacidad del concreto confinado para soportar esfuerzos ante deformaciones muy altas: $\varepsilon_c > \varepsilon_{20c}$. Los esfuerzos permanecen constantes:

$$f_c = 0.2f_c'$$

donde:

- f_c = Esfuerzo en el concreto (kg/cm^2)
- f_c' = Esfuerzo que representa la resistencia a compresión del concreto (kg/cm^2)
- f_{yh} = Esfuerzo de fluencia de los estribos (kg/cm^2)
- ε_c = Deformación unitaria del concreto
- ε_{20c} = Deformación unitaria que marca el inicio de la zona de altas deformaciones
- k = Parámetro que toma en cuenta la sobre-resistencia del concreto confinado
- ρ_s = Relación entre el volumen de acero de refuerzo transversal y el volumen de concreto medido fuera del perímetro de los estribos
- h' = Ancho del elemento estructural medido al exterior de los estribos
- S_h = Espaciamiento centro a centro de los estribos

2.13 Análisis ante cargas laterales estáticas monotónicamente crecientes

Para fines de estimar la capacidad de las estructuras de este trabajo a resistir cargas laterales se realizó un análisis estático no lineal con cargas laterales monotónicamente crecientes, comúnmente conocido como "push-over". Con este análisis es posible llegar a conocer el nivel de

resistencia ante carga lateral de la estructura y la secuencia de plastificación de sus miembros estructurales, así como las ductilidades máximas a desarrollarse, ante cargas laterales trabajando hacia un mismo lado.

El análisis se realiza incrementando las cargas laterales que se aplican a la estructura según una distribución predeterminada con respecto de la altura. Conforme los miembros estructurales alcanzan su resistencia, comienzan a formarse en ellos articulaciones plásticas y, por consiguiente, aumentan las demandas de ductilidad en la edificación; las cargas continúan incrementándose monótonicamente, sin cambiar la distribución supuesta con respecto de la altura, hasta que la estructura alcanza un desplazamiento en la azotea con el cual las demandas de ductilidad generadas en vigas y columnas llega a su máximo permisible de acuerdo a pruebas experimentales de miembros de concreto reforzado. El desplazamiento de control, supuesto en este estudio, se alcanzó cuando las demandas de ductilidad local en columnas tuvieron un máximo de 20 y las demandas de ductilidad en vigas un máximo de 30.

Es de notar que la respuesta ante este tipo de análisis depende en gran medida del tipo de distribución de las cargas aplicadas al sistema, por lo que es importante tomar con reservas los resultados obtenidos de este tipo de análisis.

Por tanto, para cada caso en estudio, es decir, para cada resistencia, rigidez y número de niveles de la estructura, así como para cada distribución de cargas laterales en la altura se considera un desplazamiento de control en particular (ver fig 2.11). Este tipo de análisis estáticos no-lineales se realizan para fines de comparar las respuestas cortante basal-desplazamiento lateral de azotea contra los resultados de los análisis inelásticos paso a paso desarrollados posteriormente.

Tabla 2.1 Valores del diagrama esfuerzo – deformación del acero

	AMA	Valores promedio
f_y	4200 kg/cm ²	5000 kg/cm ²
f_{su}	6300 kg/cm ²	7500 kg/cm ²
ϵ_y	0.002	0.0024
ϵ_{sh}	0.010	0.010
ϵ_{su}	0.080	0.080

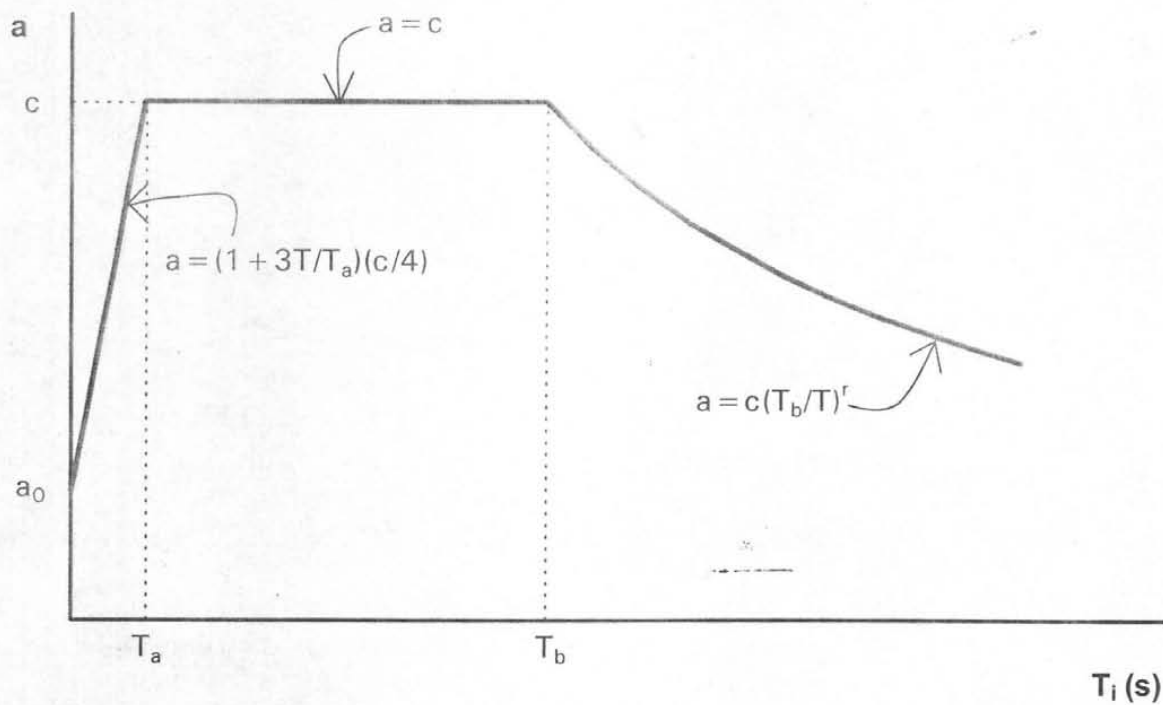


Fig 2.1 Forma del espectro de diseño propuesto por el reglamento de construcciones del Distrito Federal

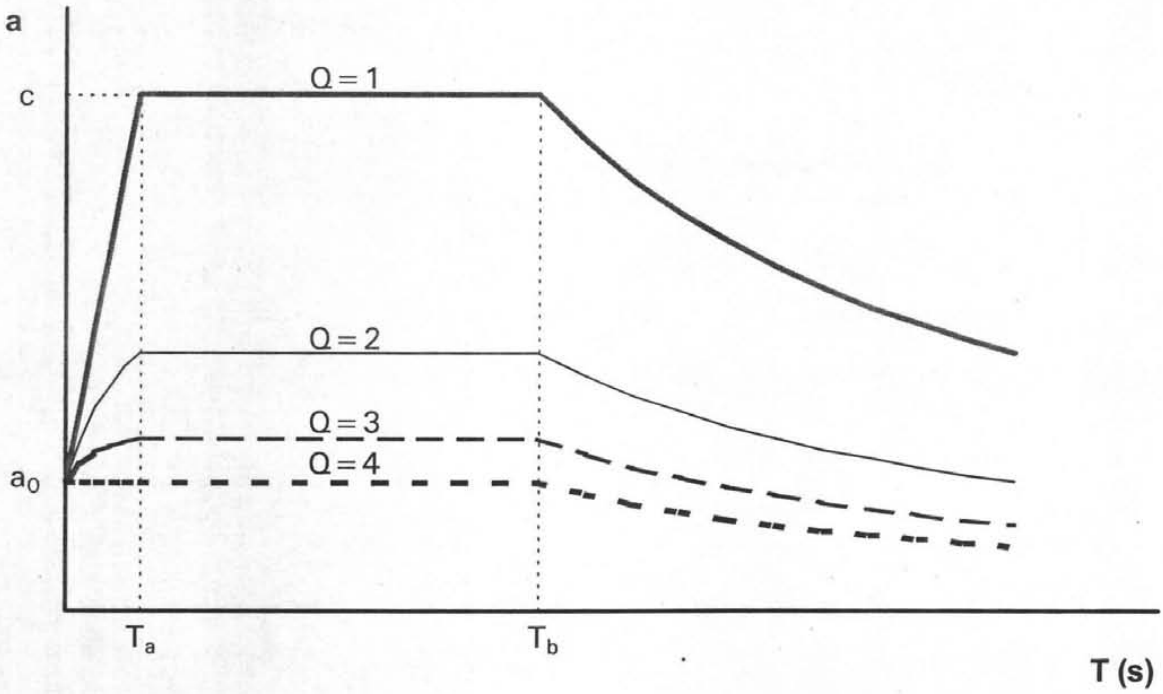
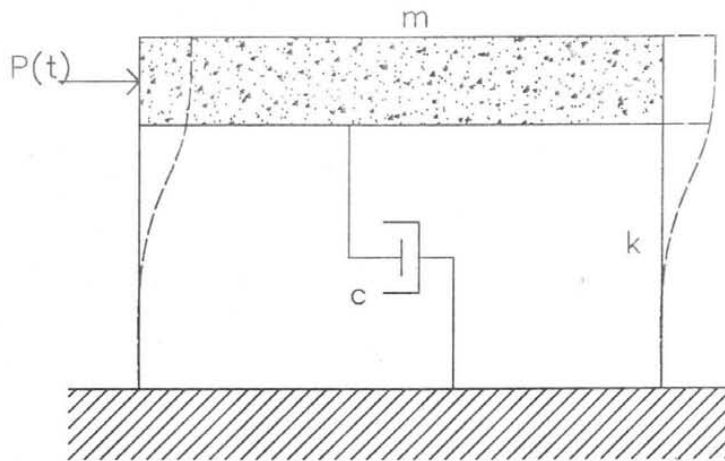
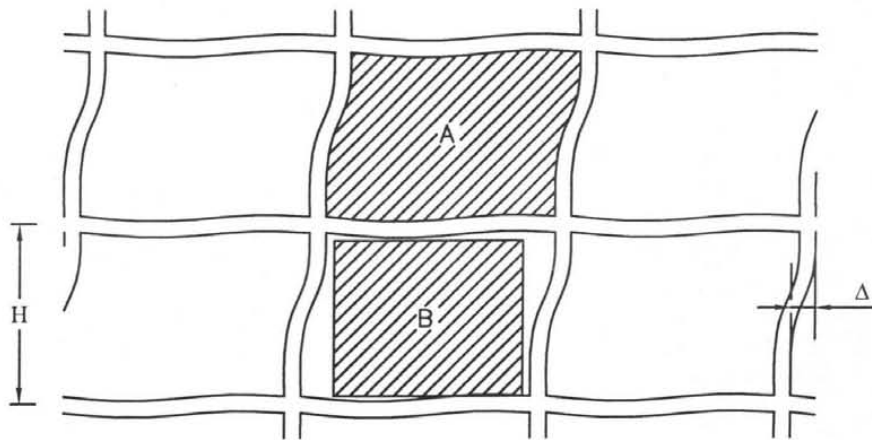


Fig 2.2 Espectros de diseño propuestos por las NTC-Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, reducido por el factor Q'



m = Masa del sistema
 k = Rigidez del resorte de los elementos resistentes
 c = Amortiguamiento viscoso
 $P(t)$ = Fuerza (externa) que varía en el tiempo

Fig 2.3 Diagrama esquemático de un sistema de un grado de libertad



A: Muro integrado a la estructura, $\gamma_{\text{permisible}} \leq 0.006$

B: Muro separado de la estructura, $\gamma_{\text{permisible}} \leq 0.012$

$\gamma = \Delta r / H = \text{Distorsión de entrepiso}$

Fig 2.4 Condiciones de deformación lateral permisible según el Reglamento actual

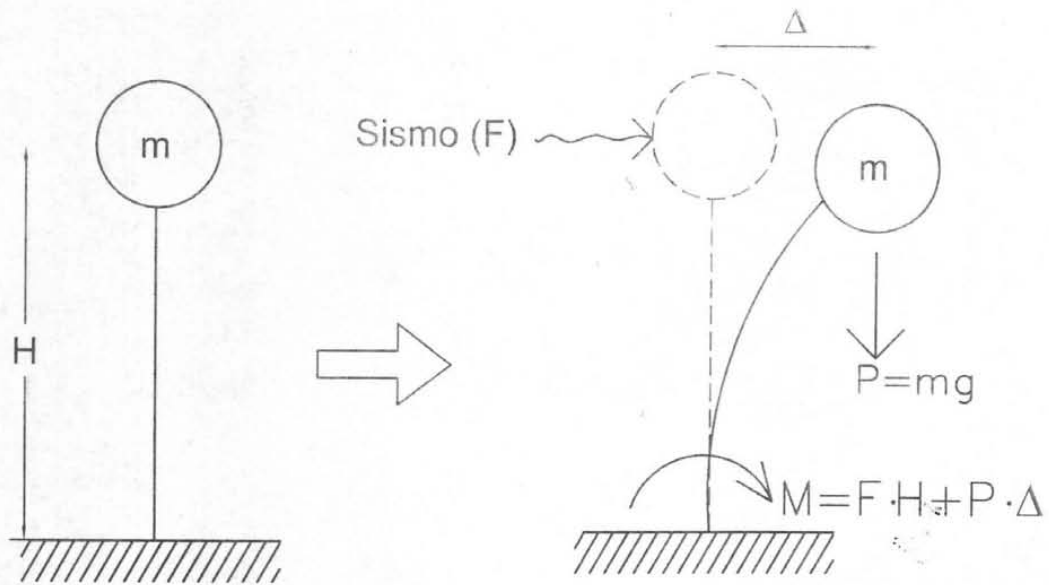


Fig 2.5 Esquematzación del efecto P-Δ

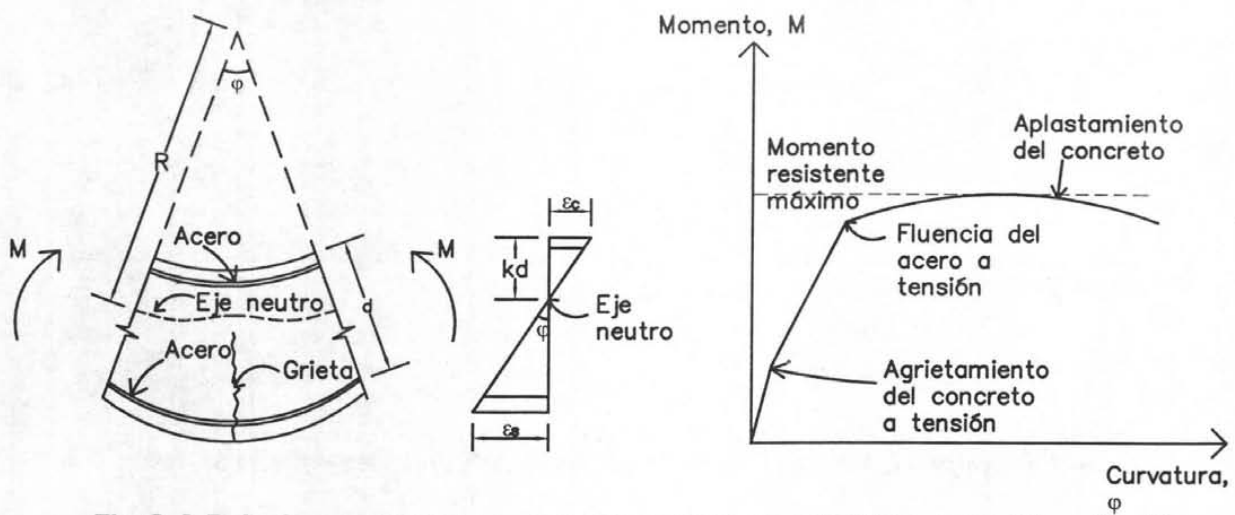
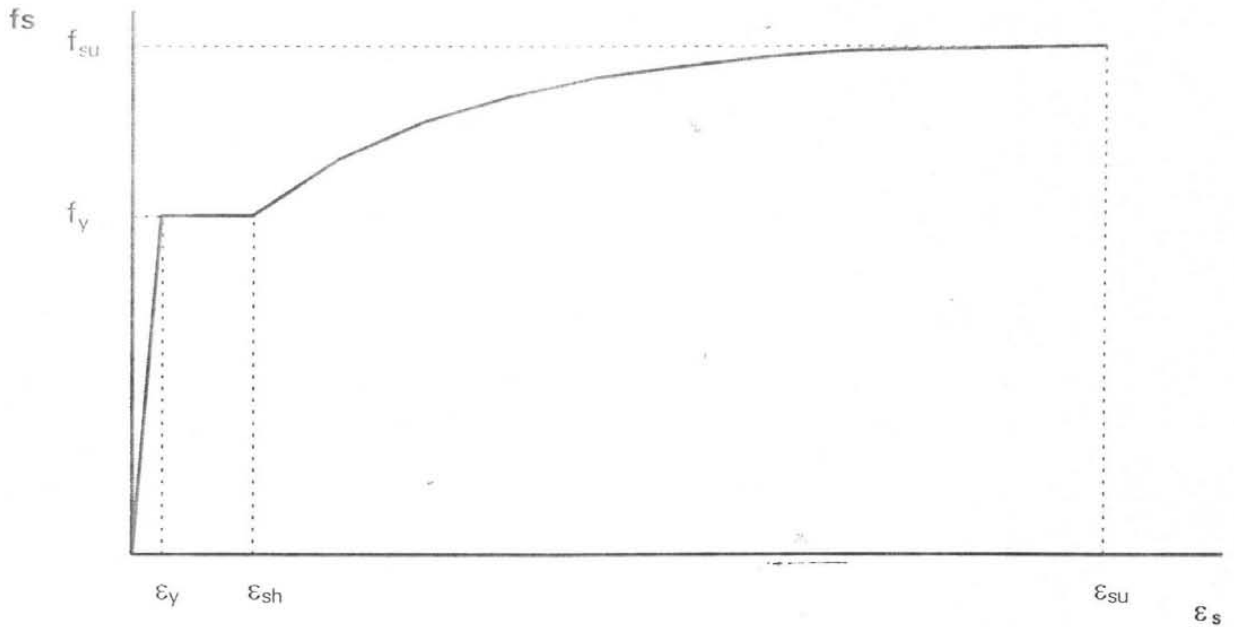
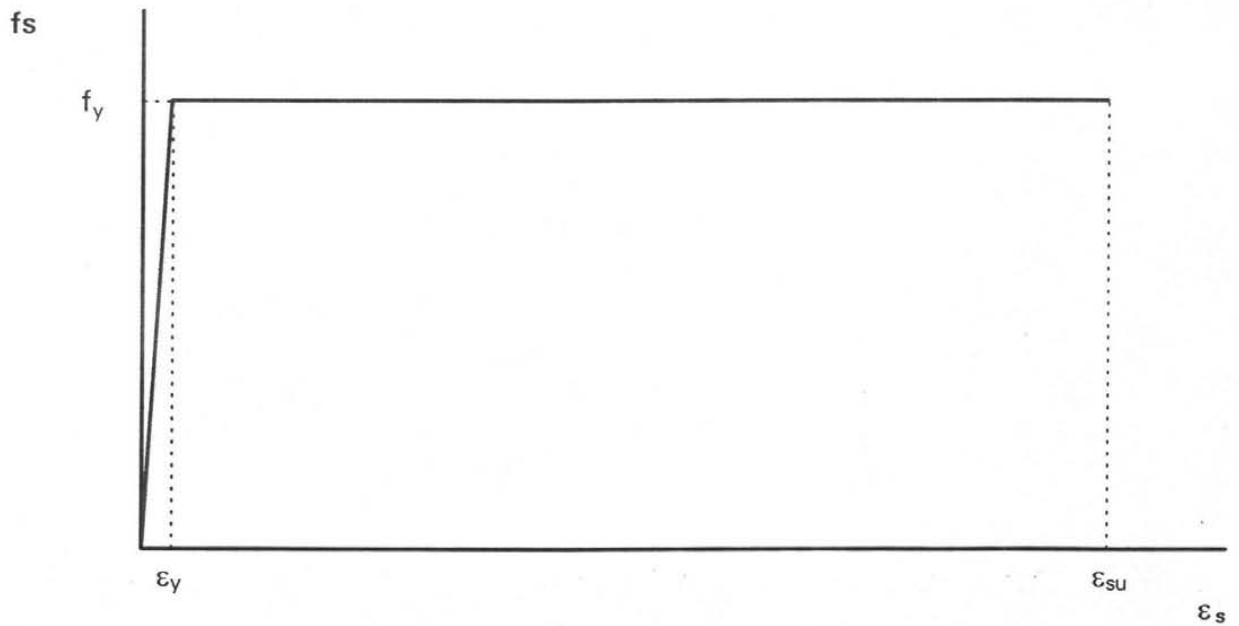


Fig 2.6 Relaciones momento - curvatura para un miembro sometido a flexión



a) Diagrama típico $\epsilon_s - f_s$ del acero de refuerzo considerando la zona de endurecimiento por deformación



b) Diagrama $\epsilon_s - f_s$ elastoplástico idealizado del acero de refuerzo

Fig 2.7 Diagramas esfuerzo - deformación del acero de refuerzo

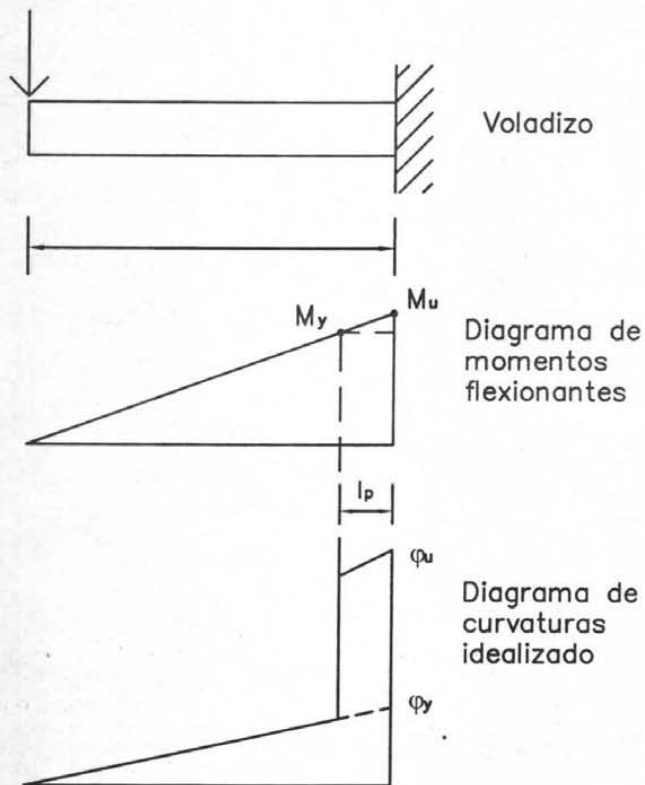
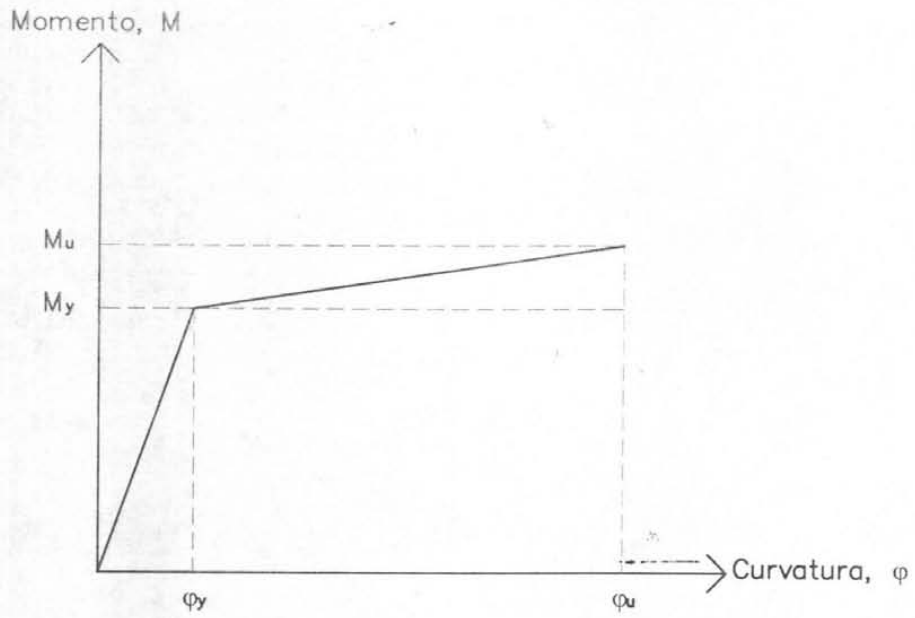
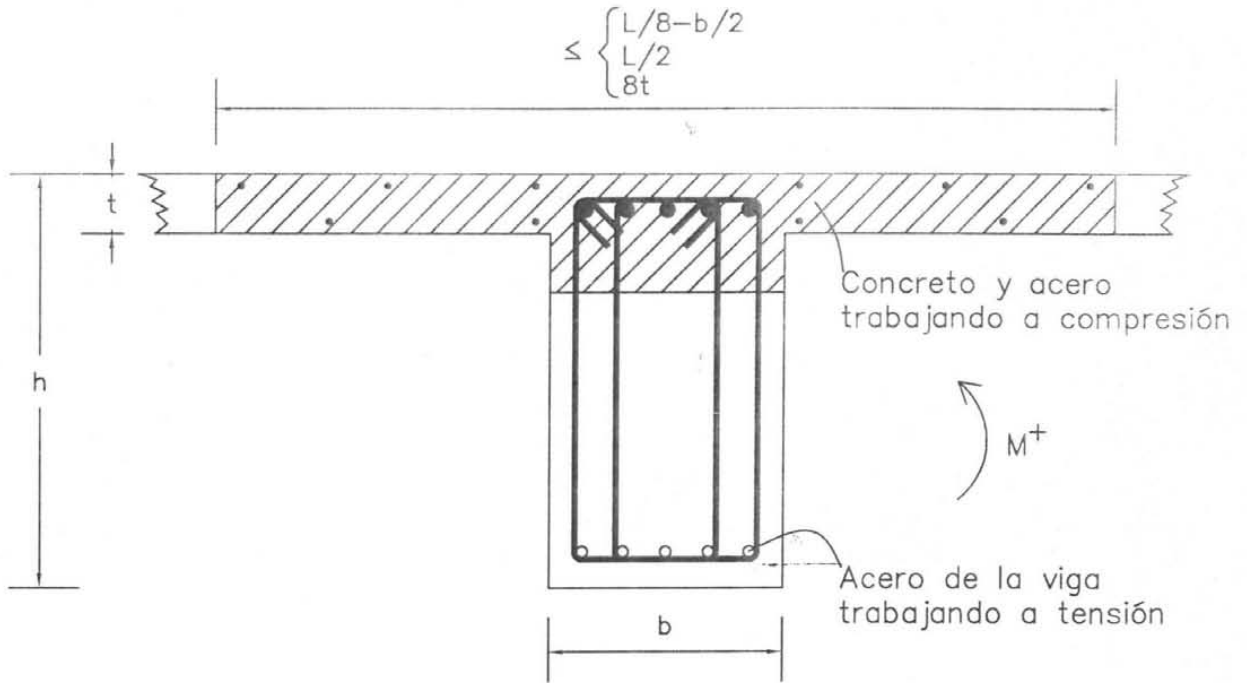
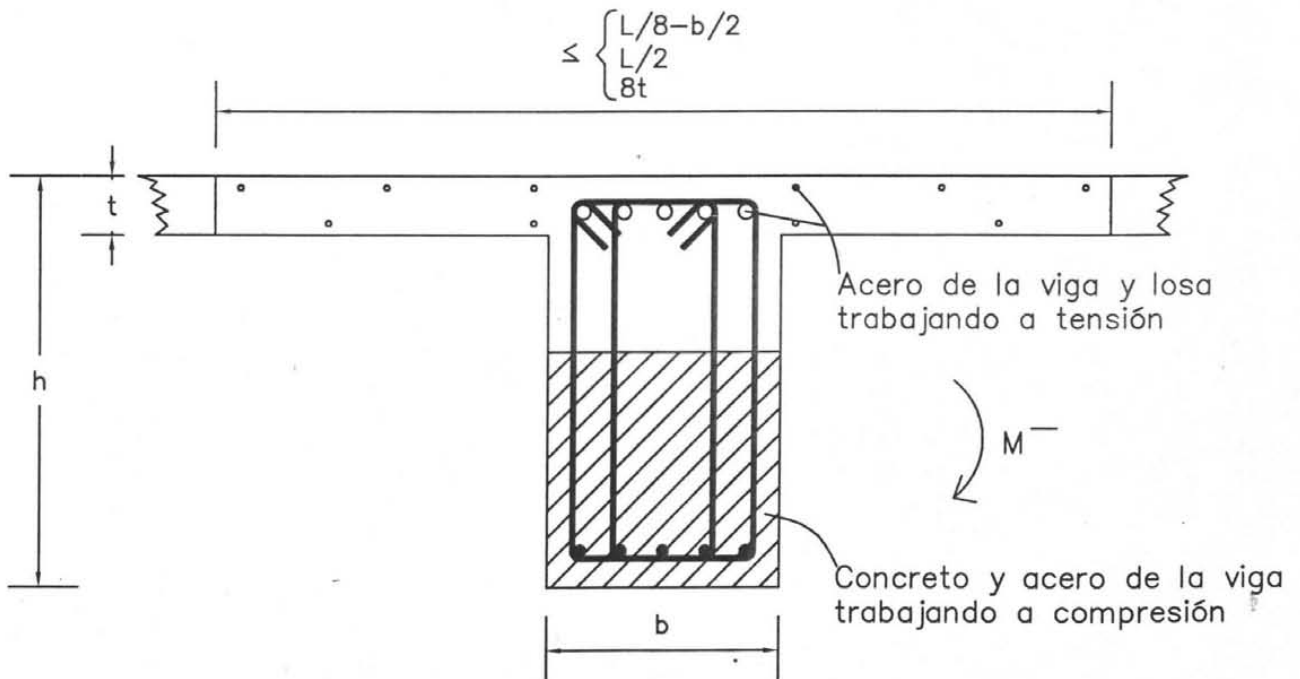


Fig 2.8 Idealización del diagrama momento – curvatura, y distribución idealizada de curvaturas para un miembro sometido a flexión



a) Momento positivo actuante



b) Momento negativo actuante

Fig 2.9 Participación de la losa en la resistencia de las vigas

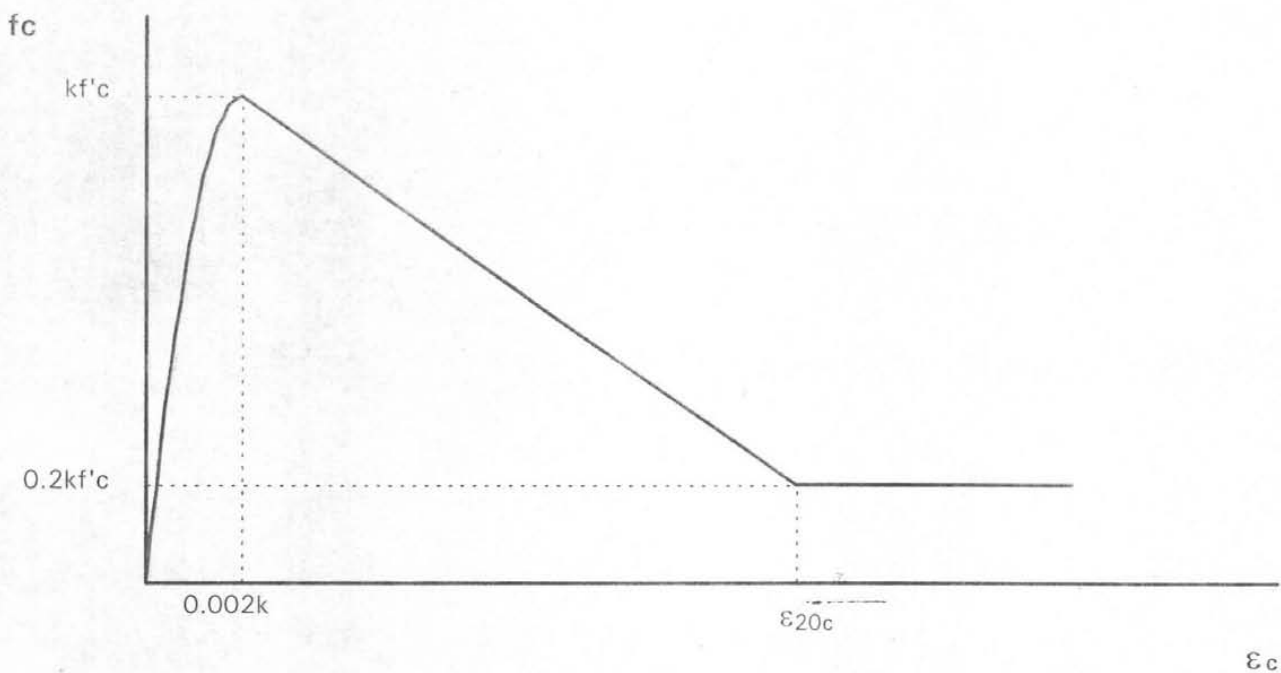


Fig 2.10 Diagrama esfuerzo – deformación del concreto confinado. Modelo de Kent y Park modificado

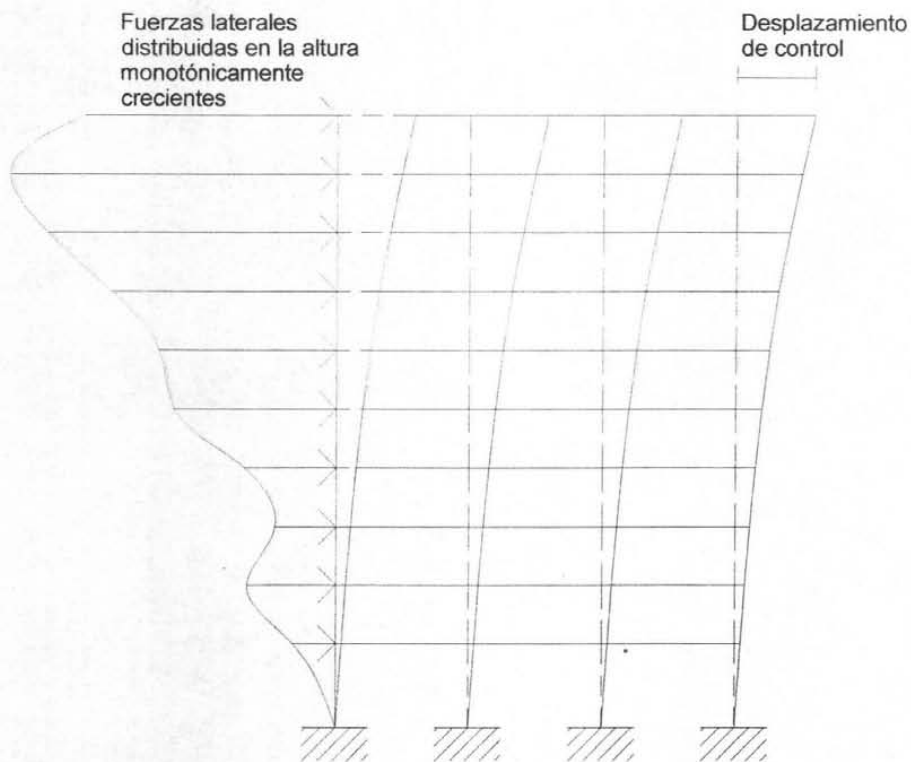


Fig 2.11 Análisis no lineal ante fuerzas laterales monotónicamente crecientes

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑO

3.1 Descripción de las estructuras

Los edificios estudiados en este trabajo están estructurados a base de marcos de concreto reforzado de 20 y 10 niveles por arriba del nivel de la calle (PB), con alturas de 71.5m y 36.5m, respectivamente. La geometría en planta es idéntica: pisos tipo de forma cuadrada, con un conjunto de 16 columnas, 24 crujiás de vigas principales y 18 vigas secundarias.

La cimentación de estos edificios se propuso a base de un cajón rígido de cimentación de dos niveles, con un sótano para estacionamiento, y una retícula de contratrabes; tienen además, por debajo de la losa de cimentación, un conjunto de pilotes de punta.

Las figs 3.1 a 3.5 muestran a los edificios en conjunto, un corte transversal sobre el eje C, la planta tipo, la planta baja y la cimentación de cada edificio.

Con base en los edificios de 20 y 10 niveles se estudia el efecto de la importancia del grupo A y B de las estructuras, asumiendo los dos niveles permisibles de deformación lateral que especifican las NTC-Sismo del RDF ($\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012). Cada caso de edificio (cuatro en total por edificio) fue diseñado para las dos condiciones de distorsión permisible, $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , según lo especifica el Reglamento, para las condiciones en que los elementos no-estructurales están ligados y están desligados de la estructura principal, respectivamente.

Finalmente, la revisión de la respuesta estructural de cada edificio se realizó en dos fases: la primera tomando en cuenta las consideraciones originales de diseño, con valores nominales de resistencias, y en segundo lugar, con los efectos de las sobre-resistencias especificadas en el capítulo anterior.

En resumen, se tienen en total ocho casos de estudio, mismos que se identifican según como aparecen en la tabla que se muestra a continuación.

Caso	Descripción		
	No. de niveles	Grupo	Distorsión permisible, $\gamma_p \leq$
A.1	20	A	0.006
A.2	20	A	0.012
B.1	20	B	0.006
B.2	20	B	0.012
C.1	10	A	0.006
C.2	10	A	0.012
D.1	10	B	0.006
D.2	10	B	0.012

Nota: Las estructuras del grupo A se diseñan ante el sismo con un factor de seguridad de 1.5 veces mayor que las del grupo B, según lo especifican las NTC-Sismo.

3.1.1 Consideraciones generales

El concreto utilizado para el cálculo y diseño estructural tiene una resistencia a la compresión $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ (clase 1), un peso volumétrico de 2400 kg/m^3 y un módulo de elasticidad, calculado de acuerdo a las NTC-Concreto, como sigue:

$$E = 14000 \sqrt{f'_c} = 14000 \cdot \sqrt{250} \cong 221,359 \text{ kg/cm}^2$$

Los edificios se ubican en la zona de suelo compresible (zona III), con un coeficiente sísmico (C_s) de 0.4, según el RDF-93. Se propuso un factor de comportamiento sísmico $Q=4$, con el que se redujeron las fuerzas sísmicas de diseño a la cuarta parte, obligando así a que gran parte de la energía sísmica se disipe por el comportamiento dúctil del edificio.

A los edificios que pertenecen al grupo A, casos A y C, es necesario incrementarles las fuerzas sísmicas de diseño un 50 por ciento, tal que el coeficiente sísmico sin reducir resulta $C_s=0.4 \times 1.5=0.6$. Los edificios de 20 niveles no cumplen con alguna de las condiciones de regularidad de las NTC-Sismo (la altura es mayor que 2.5 veces la dimensión menor de la base), por lo que, en esos casos, el factor de ductilidad se reduce al 80 por ciento (NTC-Sismo), tal que, finalmente las fuerzas sísmicas para el cálculo de las resistencias de los diferentes elementos estructurales en los casos A y B fueron determinadas reduciendo el espectro de diseño por el factor $Q'=4 \times 0.8=3.2$.

3.2 Análisis sísmico elástico

A partir de las consideraciones mencionadas anteriormente, para cada tipo de edificio, se determinan las dimensiones de sus diferentes miembros estructurales para satisfacer la condición de desplazamientos relativos laterales de entrepiso permisibles (γ_p); se calculan los pesos por nivel, las masas traslacionales y rotacionales por piso, tomando en cuenta los efectos de las cargas muertas y vivas especificadas por el RDF-93.

Los diseños se hacen con un análisis sísmico dinámico modal tridimensional, con la ayuda del programa de computadora ETABS (ver apéndice A), al cual se le proporcionan los datos de cada edificio y el espectro de diseño sísmico definido por las NTC-Sismo, de acuerdo a las condiciones de la zona sísmica tipo III (compresible).

El dimensionamiento de vigas y columnas depende, en primera instancia, de las condiciones del estado límite de servicio que se desea cumplir. Para fines de este estudio, se realizaron los análisis sísmicos para los dos casos de deformación angular permisible (γ_p) especificados por las NTC-Sismo del RDF-93 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$).

Posteriormente, después de satisfacer el estado límite de servicio (desplazamientos laterales), con las dimensiones obtenidas se efectuaron los mismos tipos de análisis dinámico modal espectral, superponiendo los efectos de las cargas gravitacionales, considerando todas las posibles combinaciones de carga factorizadas, así como los efectos P- Δ , según lo especifica el Reglamento; en estos análisis se incluyeron también los efectos bidireccionales del sismo, con 100 por ciento del sismo en una dirección más el 30 por ciento del sismo en la otra dirección, considerando la condición más desfavorable de signos. Se comparan los resultados de periodos de vibración, relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, desplazamientos horizontales máximos totales, fuerzas cortantes de entrepiso, elementos mecánicos últimos, y diseños de armados de refuerzo para los ocho casos de estructuras supuestas en este trabajo.

Las tablas 3.1 a 3.6 muestran los pesos resultantes por nivel, después de cumplir con el estado límite de servicio y después de haber revisado el estado límite de falla, para todos los casos de diseño; solo se presentan los niveles N1 a azotea. Al revisar los requisitos de resistencias, hubo la necesidad de aumentar las dimensiones de algunos miembros estructurales de los casos A.1, A.2 y B.2, debido a lo cual los pesos de las tablas 3.2 (casos $\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), y 3.4 (caso $\gamma_p \leq 0.012$) son ligeramente superiores a los de las tablas 3.1 y 3.3, respectivamente. En el resto de los casos los pesos obtenidos en las fases de servicio y resistencia coinciden entre sí, ya que el dimensionamiento propuesto para cumplir con el estado límite de servicio también satisface el de resistencia.

Las tablas 3.7 a 3.18 muestran las dimensiones resultantes de columnas y vigas, para todos los casos de estudio, después de haber cumplido con el estado límite de servicio, así como también las dimensiones finales resultantes del estado límite de falla (resistencias). Como ya se había mencionado anteriormente, para cumplir con el estado límite de falla en los casos A.1 y A.2 fue necesario aumentar ligeramente las dimensiones de las secciones transversales de columnas y vigas; para el caso B.2, también se aumentaron las dimensiones en columnas, lo anterior se puede observar comparando las tablas 3.7 con 3.9, 3.8 con 3.10 y 3.11 con 3.13. Cabe aclarar que se muestran los resultados de ambos estados límite de servicio para fines comparativos; el diseño final es con base a lo que rija después de haber revisado ambos estados límite, según lo especifica el Reglamento.

3.2.1 Periodos de vibración

Las tablas 3.19 a 3.24 muestran los periodos de los tres primeros modos de vibración de cada dirección de las estructuras tridimensionales, para los diseños resultantes después de haber revisado los estados límites de servicio (desplazamientos laterales: casos $\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$) y de falla (resistencias). Como era de esperarse, las estructuras resultaron con periodos menores en los casos en que hubo necesidad de proporcionar mayor rigidez lateral ($\gamma_p \leq 0.006$), así como también son más rígidos los edificios del grupo A.

3.2.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri}/h_i

Las figs 3.6, 3.9, 3.12, 3.15, 3.18, 3.21, 3.24 y 3.27 comparan las repuestas máximas de las Δ_{ri}/h_i resultantes del análisis dinámico modal espectral, para los dos estados límite (servicio y resistencia) y para todos los casos en estudio. Ante la necesidad de proporcionar una resistencia

dada, de acuerdo a la combinación crítica de cargas gravitacionales (cargas muertas más cargas vivas) y sísmicas, hubo que aumentar ligeramente las dimensiones de los miembros estructurales en los casos A.1, A.2 y B.2, motivo por lo cual, en cada uno de estos casos, los edificios muestran una rigidez lateral superior a la mínima requerida según los límites de deformación lateral utilizados ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$). En el resto de los casos, la rigidez lateral proporcionada para las etapas de servicio y falla, es idéntica. Cabe recordar que los resultados dados por el análisis con el espectro reducido ($Q=4$), tienen que ser multiplicados por Q para obtener los desplazamientos laterales máximos totales.

3.2.3 Desplazamientos horizontales máximos totales

Al comparar este tipo de respuesta dinámica en los diversos casos analizados, para ambas condiciones de estado límite, se tienen diferencias similares en los patrones de comportamiento con respecto de lo observado en las Δ_e/h_e : la estructura de cada caso que satisface el estado límite de falla, después de haberlo hecho para el de servicio, resulta más rígida, con menores desplazamientos en los casos A.1, A.2 y B.2; en el resto, los desplazamientos de servicio y resistencia resultan ser los mismos (ver figs 3.7, 3.10, 3.13, 3.16, 3.19, 3.22, 3.25 y 3.28). Todos estos desplazamientos ya están afectados por $Q=4$.

3.2.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las figs 3.8, 3.11, 3.14, 3.17, 3.20, 3.23, 3.26 y 3.29 tienen las fuerzas cortantes de entrepiso de cada caso considerado, después de revisar ante los dos estados límite (servicio y falla), respectivamente; las diferencias observadas son muy pequeñas, y en otros casos nulas, de manera congruente con las respuestas anteriores. Con base en este tipo de respuesta se puede inferir cómo se distribuyen las acciones internas por sismo con respecto de la altura de cada edificio.

3.3 Diseños con los dos niveles de deformación lateral permisible

Después de satisfacer las condiciones de los estados límite de servicio y de falla, se hizo el diseño de los elementos estructurales (vigas y columnas) de cada edificio para todos los casos de interés. Para fines de hacer posteriormente los análisis dinámicos paso a paso en el rango no-lineal sólo se diseña el marco interior del eje C, que se considera representativo del comportamiento general de los edificios. Para ello se obtuvieron los elementos mecánicos últimos de este eje, resultado del análisis sísmico modal espectral tridimensional más los efectos de las cargas gravitacionales, hecho con el ETABS; después se calcularon las cuantías de acero necesarias, siguiendo los criterios que especifican las NTC-Concreto del RDF-93.

Las figs 3.30 a 3.33 comparan los elementos mecánicos últimos de columnas de todos los casos, para los dos niveles de deformación lateral permisible; las figs 3.34 a 3.37 lo hacen para las vigas. Estos elementos mecánicos surgen después de seleccionar la combinación crítica de cargas, tomando en cuenta los diferentes factores de carga para efectos gravitacionales sin y con los efectos sísmicos. Los resultados de los casos con $\gamma_p \leq 0.012$ tienden a ser más pequeños en comparación con los casos diseñados bajo la condición en que los elementos no estructurales van ligados a la estructura principal; y, los resultados de los casos del grupo B, tienden a ser más pequeños que los del grupo A.

Para realizar el cálculo de las cuantías de acero de las columnas y vigas de todos los casos analizados en este trabajo, se contó con la ayuda del programa CONKER (post-procesador de diseño

del ETABS, cuyas características principales se muestran en el apéndice A), con los ajustes pertinentes para cumplir satisfactoriamente con las especificaciones y criterios generales de diseño de marcos dúctiles de las NTC-Concreto del RDF-93, para $Q=4$. Cabe recordar que solamente se determinaron las cuantías de acero de refuerzo del marco interior del eje C, supuesto representativo del comportamiento global en las direcciones X y Y, debido a la simetría de los edificios en estudio. Las figs 3.38 a 3.45 tienen los armados longitudinales resultantes en columnas y vigas del eje C, comparando los diseños para $\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_r \leq 0.012$, casos A y B de los edificios de 10 y 20 niveles. Para corroborar todos estos resultados hubo la necesidad de hacer varios cálculos de forma manual, encontrándose congruencia con los resultados determinados con el CONKER.

Después de calcular los armados teóricos, se procedió a tipificar y a obtener los tipos de arreglos de armados que desde el punto de vista práctico resultaran más convenientes; se obtuvieron, para el caso A.1, un total de 14 tipos de armados en columnas y 18 en vigas; para el caso A.2, 19 tipos en columnas y 19 en vigas; el caso B.1 tuvo 12 tipos de columnas contra 21 de vigas; para el caso B.2 se tipificaron 14 columnas y 23 vigas; el caso C.1 disminuyó a 6 tipos de columnas y 16 de vigas; el caso C.2, 8 tipos de columnas y 12 tipos de vigas; para el caso D.1 se obtuvieron 7 tipos de columnas y 11 de vigas; y finalmente, el caso D.2 presentó 9 tipos de columnas y 14 vigas (ver figs 3.46 a 3.53). Las fig 3.54 y 3.69 muestran esquemáticamente los detalles de los armados de algunas vigas y columnas tipo de los casos A.1 y D.2. Con este tipo de información ya se está en posibilidades de llevar a cabo los análisis sísmicos paso a paso sin y con comportamientos inelásticos.

Tabla 3.1 Pesos por nivel (estado límite de servicio),
Casos A.1 y A.2

Nivel	W _i (t)	
	$\gamma_p \leq 0.006$	$\gamma_p \leq 0.012$
AZO	1038.82	718.66
N19	1285.05	880.89
N18	1285.06	880.89
N17	1285.05	880.89
N16	1295.31	895.01
N15	1305.55	909.12
N14	1305.55	909.12
N13	1305.55	909.12
N12	1316.14	924.58
N11	1326.72	940.03
N10	1326.72	940.03
N9	1326.72	940.03
N8	1337.64	956.84
N7	1348.56	973.63
N6	1348.56	973.63
N5	1348.56	973.63
N4	1359.82	991.78
N3	1371.07	1009.92
N2	1371.07	1009.92
N1	1454.30	1066.37

Tabla 3.2 Pesos por nivel (estado limite de falla: resistencia).
Casos A.1 y A.2

Nivel	$W_i(t)$	
	$\gamma_p \leq 0.006$	$\gamma_p \leq 0.012$
AZO	1103.33	820.03
N19	1349.57	982.27
N18	1349.57	982.27
N17	1349.57	982.27
N16	1359.82	996.38
N15	1370.06	1010.50
N14	1370.06	1010.50
N13	1370.06	1010.50
N12	1380.65	1025.95
N11	1391.23	1041.41
N10	1391.23	1041.41
N9	1391.23	1041.41
N8	1402.16	1067.11
N7	1413.07	1092.82
N6	1413.07	1092.82
N5	1413.07	1092.82
N4	1435.92	1121.54
N3	1458.77	1150.27
N2	1458.77	1150.27
N1	1546.97	1215.08

Tabla 3.3 Pesos por nivel (estado límite de servicio).
Caso. B.1 y B.2

Nivel	$W_i(t)$	
	$\gamma_p \leq 0.006$	$\gamma_p \leq 0.012$
AZO	806.18	690.14
N19	1011.33	846.92
N18	1011.33	846.92
N17	1011.33	846.92
N16	1022.15	853.54
N15	1037.61	863.62
N14	1037.61	863.62
N13	1037.61	863.62
N12	1049.77	871.58
N11	1066.57	883.01
N10	1066.57	883.01
N9	1066.57	883.01
N8	1080.08	892.32
N7	1098.22	905.09
N6	1098.22	905.09
N5	1098.22	905.09
N4	1113.07	915.74
N3	1132.56	929.86
N2	1132.56	929.86
N1	1197.36	964.70

Tabla 3.4 Pesos por nivel (estado límite de falla: resistencia).
Casos B.1 y B.2

Nivel	$W_i(t)$	
	$\gamma_p \leq 0.006$	$\gamma_p \leq 0.012$
AZO	806.18	714.05
N19	1011.33	905.09
N18	1011.33	905.09
N17	1011.33	905.09
N16	1022.15	915.74
N15	1037.61	929.86
N14	1037.61	929.86
N13	1037.61	929.86
N12	1049.77	941.56
N11	1066.57	957.31
N10	1066.57	957.31
N9	1066.57	957.31
N8	1080.08	970.66
N7	1098.22	987.46
N6	1098.22	987.46
N5	1098.22	987.46
N4	1113.07	994.63
N3	1132.56	1003.54
N2	1132.56	1003.54
N1	1197.36	1056.02

**Tabla 3.5 Pesos por nivel (estados límite de servicio y falla).
Casos C.1 y C.2**

Nivel	$W_i(t)$	
	$\gamma_p \leq 0.006$	$\gamma_p \leq 0.012$
AZO	768.80	570.28
N9	1015.11	737.13
N8	1015.11	737.13
N7	1022.80	746.71
N6	1032.04	758.13
N5	1032.04	758.13
N4	1040.06	769.06
N3	1049.64	781.82
N2	1049.64	781.82
N1	1110.19	810.62

**Tabla 3.6 Pesos por nivel (estados límite de servicio y falla).
Casos D.1 y D.2**

Nivel	$W_i(t)$	
	$\gamma_p \leq 0.006$	$\gamma_p \leq 0.012$
AZO	634.56	545.22
N9	801.41	701.99
N8	801.41	701.99
N7	810.24	710.46
N6	821.66	720.54
N5	821.66	720.54
N4	831.84	730.35
N3	844.61	741.77
N2	844.61	741.77
N1	873.41	765.10

Tabla 3.7 Secciones transversales de columnas (estado límite de servicio). Casos A.1 y A.2

Entrepiso	Secciones (cm)	
	$\gamma_p \leq 0.006$	$\gamma_p \leq 0.012$
AZO – N19	150 x 150	100 x 100
N19 – N18	150 x 150	100 x 100
N18 – N17	150 x 150	100 x 100
N17 – N16	150 x 150	100 x 100
N16 – N15	155 x 155	110 x 110
N15 – N14	155 x 155	110 x 110
N14 – N13	155 x 155	110 x 110
N13 – N12	155 x 155	110 x 110
N12 – N11	160 x 160	120 x 120
N11 – N10	160 x 160	120 x 120
N10 – N9	160 x 160	120 x 120
N9 – N8	160 x 160	120 x 120
N8 – N7	165 x 165	130 x 130
N7 – N6	165 x 165	130 x 130
N6 – N5	165 x 165	130 x 130
N5 – N4	165 x 165	130 x 130
N4 – N3	170 x 170	140 x 140
N3 – N2	170 x 170	140 x 140
N2 – N1	170 x 170	140 x 140
N1 – PB	170 x 170	140 x 140

Tabla 3.8 Secciones transversales de vigas (estado límite de servicio). Casos A.1 y A.2

Nivel	Secciones (cm)			
	$\gamma_p \leq 0.006$		$\gamma_p \leq 0.012$	
	Principales	Secundarias	Principales	Secundarias
AZO – N1	140 x 70	80 x 40	110 x 50	70 x 30

Tabla 3.9 Secciones transversales de columnas (estado límite de falla); Casos A.1 y A.2

Entrepiso	Secciones (cm)	
	$\gamma_p \leq 0.006$	$\gamma_p \leq 0.012$
AZO – N19	150 x 150	100 x 100
N19 – N18	150 x 150	100 x 100
N18 – N17	150 x 150	100 x 100
N17 – N16	150 x 150	100 x 100
N16 – N15	155 x 155	110 x 110
N15 – N14	155 x 155	110 x 110
N14 – N13	155 x 155	110 x 110
N13 – N12	155 x 155	110 x 110
N12 – N11	160 x 160	120 x 120
N11 – N10	160 x 160	120 x 120
N10 – N9	160 x 160	120 x 120
N9 – N8	160 x 160	120 x 120
N8 – N7	165 x 165	135 x 135
N7 – N6	165 x 165	135 x 135
N6 – N5	165 x 165	135 x 135
N5 – N4	165 x 165	135 x 135
N4 – N3	175 x 175	150 x 150
N3 – N2	175 x 175	150 x 150
N2 – N1	175 x 175	150 x 150
N1 – PB	175 x 175	150 x 150

Tabla 3.10 Secciones transversales de trabes (estado límite de falla) Casos A.1 y A.2

Nivel	Secciones (cm)			
	$\gamma_p \leq 0.006$		$\gamma_p \leq 0.012$	
	Principales	Secundarias	Principales	Secundarias
AZO – N1	140 x 80	80 x 40	110 x 70	70 x 30

Tabla 3.11 Secciones transversales de columnas (estado límite de servicio). Casos B.1 y B.2

Entrepiso	Secciones (cm)	
	$\gamma_p \leq 0.006$	$\gamma_p \leq 0.012$
AZO – N19	110 x 110	70 x 70
N19 – N18	110 x 110	70 x 70
N18 – N17	110 x 110	70 x 70
N17 – N16	110 x 110	70 x 70
N16 – N15	120 x 120	80 x 80
N15 – N14	120 x 120	80 x 80
N14 – N13	120 x 120	80 x 80
N13 – N12	120 x 120	80 x 80
N12 – N11	130 x 130	90 x 90
N11 – N10	130 x 130	90 x 90
N10 – N9	130 x 130	90 x 90
N9 – N8	130 x 130	90 x 90
N8 – N7	140 x 140	100 x 100
N7 – N6	140 x 140	100 x 100
N6 – N5	140 x 140	100 x 100
N5 – N4	140 x 140	100 x 100
N4 – N3	150 x 150	110 x 110
N3 – N2	150 x 150	110 x 110
N2 – N1	150 x 150	110 x 110
N1 – PB	150 x 150	110 x 110

Tabla 3.12 Secciones transversales de vigas (estado límite de servicio). Casos B.1 y B.2

Nivel	Secciones (cm)			
	$\gamma_p \leq 0.006$		$\gamma_p \leq 0.012$	
	Principales	Secundarias	Principales	Secundarias
AZO – N1	115 x 70	60 x 30	100 x 60	60 x 30

Tabla 3.13 Secciones transversales de columnas (estado límite de falla). Casos B.1 y B.2

Entrepiso	Secciones (cm)	
	$\gamma_p \leq 0.006$	$\gamma_p \leq 0.012$
AZO – N19	110 x 110	100 x 100
N19 – N18	110 x 110	100 x 100
N18 – N17	110 x 110	100 x 100
N17 – N16	110 x 110	100 x 100
N16 – N15	120 x 120	110 x 110
N15 – N14	120 x 120	110 x 110
N14 – N13	120 x 120	110 x 110
N13 – N12	120 x 120	110 x 110
N12 – N11	130 x 130	120 x 120
N11 – N10	130 x 130	120 x 120
N10 – N9	130 x 130	120 x 120
N9 – N8	130 x 130	120 x 120
N8 – N7	140 x 140	130 x 130
N7 – N6	140 x 140	130 x 130
N6 – N5	140 x 140	130 x 130
N5 – N4	140 x 140	130 x 130
N4 – N3	150 x 150	135 x 135
N3 – N2	150 x 150	135 x 135
N2 – N1	150 x 150	135 x 135
N1 – PB	150 x 150	135 x 135

Tabla 3.14 Secciones transversales de trabes (estado límite de falla) Casos B.1 y B.2

Nivel	Secciones (cm)			
	$\gamma_p \leq 0.006$		$\gamma_p \leq 0.012$	
	Principales	Secundarias	Principales	Secundarias
AZO – N1	115 x 70	60 x 30	100 x 60	60 x 30

Tabla 3.15 Secciones transversales de columnas (estados límite de servicio y falla). Casos C.1 y C.2

Entrepiso	Secciones (cm)	
	$\gamma_p \leq 0.006$	$\gamma_p \leq 0.012$
AZO – N9	135 x 135	80 x 80
N9 – N8	135 x 135	80 x 80
N8 – N7	135 x 135	80 x 80
N7 – N6	140 x 140	90 x 90
N6 – N5	140 x 140	90 x 90
N5 – N4	140 x 140	90 x 90
N4 – N3	145 x 145	100 x 100
N3 – N2	145 x 145	100 x 100
N2 – N1	145 x 145	100 x 100
N1 – PB	145 x 145	100 x 100

Tabla 3.16 Secciones transversales de trabes (estados límite de servicio y falla). Casos C.1 y C.2

Nivel	Secciones (cm)			
	$\gamma_p \leq 0.006$		$\gamma_p \leq 0.012$	
	Principales	Secundarias	Principales	Secundarias
AZO – N1	90 x 60	70 x 40	80 x 40	50 x 30

Tabla 3.17 Secciones transversales de columnas (estados límite de servicio y falla). Casos D.1 y D.2

Entrepiso	Secciones (cm)	
	$\gamma_p \leq 0.006$	$\gamma_p \leq 0.012$
AZO – N9	80 x 80	70 x 70
N9 – N8	80 x 80	70 x 70
N8 – N7	80 x 80	70 x 70
N7 – N6	90 x 90	80 x 80
N6 – N5	90 x 90	80 x 80
N5 – N4	90 x 90	80 x 80
N4 – N3	100 x 100	90 x 90
N3 – N2	100 x 100	90 x 90
N2 – N1	100 x 100	90 x 90
N1 – PB	100 x 100	90 x 90

Tabla 3.18 Secciones transversales de trabes (estados límite de servicio y falla). Casos D.1 y D.2

Nivel	Secciones (cm)			
	$\gamma_p \leq 0.006$		$\gamma_p \leq 0.012$	
	Principales	Secundarias	Principales	Secundarias
AZO – N1	90 x 50	60 x 30	70 x 40	50 x 30

**Tabla 3.19 Periodos de vibración (estado límite de servicio).
Casos A.1 y A.2**

Dirección	Modo	Periodo T_i (s)	
		$\gamma_P \leq 0.006$	$\gamma_P \leq 0.012$
X=Y	1	1.201 (76.41)	1.630 (76.72)
	2	0.378 (13.50)	0.543 (12.68)
	3	0.202 (3.94)	0.302 (4.05)
Torsión	1	0.771 (81.19)	1.120 (79.30)
	2	0.258 (9.84)	0.387 (10.43)
	3	0.150 (3.63)	0.226 (3.91)

() Factor de participación de masa modal (%)

**Tabla 3.20 Periodos de vibración (estado límite de falla: resistencias).
Casos A.1 y A.2**

Dirección	Modo	Periodo T_i (s)	
		$\gamma_P \leq 0.006$	$\gamma_P \leq 0.012$
X=Y	1	1.171 (75.71)	1.491 (75.22)
	2	0.368 (14.52)	0.500 (13.43)
	3	0.197 (2.55)	0.278 (4.23)
Torsión	1	0.743 (80.07)	1.015 (78.58)
	2	0.249 (10.40)	0.353 (10.89)
	3	0.146 (4.21)	0.208 (4.02)

() Factor de participación de masa modal (%)

**Tabla 3.21 Periodos de vibración (estado límite de servicio).
Casos B.1 y B.2**

Dirección	Modo	Periodo T_i (s)	
		$\gamma_P \leq 0.006$	$\gamma_P \leq 0.012$
X=Y	1	1.391 (76.26)	1.875 (76.78)
	2	0.458 (13.39)	0.637 (13.42)
	3	0.253 (4.06)	0.359 (3.96)
Torsión	1	1.043 (79.56)	1.398 (79.78)
	2	0.360 (10.46)	0.495 (10.69)
	3	0.211 (3.89)	0.294 (3.87)

() Factor de participación de masa modal (%)

**Tabla 3.22 Periodos de vibración (estado límite de falla: resistencias).
Casos B.1 y B.2**

Dirección	Modo	Periodo T_i (s)	
		$\gamma_P \leq 0.006$	$\gamma_P \leq 0.012$
X=Y	1	1.391 (76.59)	1.685 (77.41)
	2	0.458 (13.48)	0.559 (12.35)
	3	0.253 (4.09)	0.311 (3.91)
Torsión	1	1.043 (79.56)	1.292 (79.65)
	2	0.360 (10.46)	0.444 (10.31)
	3	0.211 (3.89)	0.259 (3.82)

() Factor de participación de masa modal (%)

**Tabla 3.23 Periodos de vibración (estados límite de servicio y falla).
Casos C.1 y C.2**

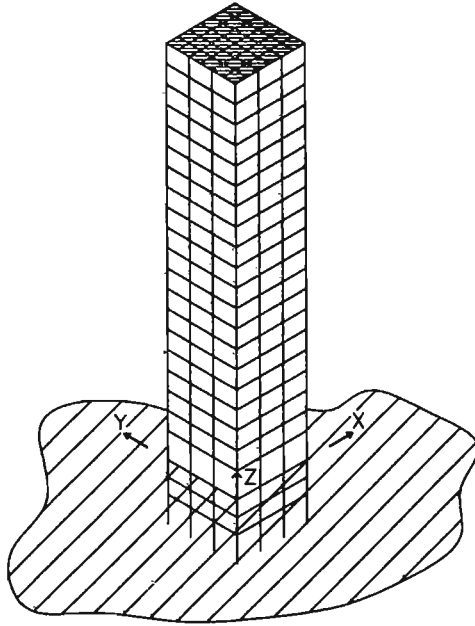
Dirección	Modo	Periodo T_i (s)	
		$\gamma_P \leq 0.006$	$\gamma_P \leq 0.012$
X	1	0.857 (65.32)	1.242 (81.29)
	2	0.262 (14.84)	0.401 (10.68)
	3	0.135 (10.65)	0.218 (3.88)
Y	1	0.857 (14.84)	1.242 (81.29)
	2	0.262 (65.32)	0.401 (10.68)
	3	0.135 (10.65)	0.218 (3.88)
Torsión	1	0.704 (80.63)	1.000 (81.45)
	2	0.219 (10.79)	0.328 (10.48)
	3	0.114 (4.30)	0.180 (3.91)

() Factor de participación de masa modal (%)

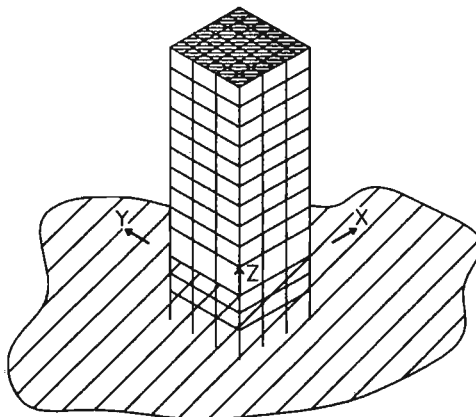
**Tabla 3.24 Periodos de vibración (estados límite de servicio y falla).
Casos D.1 y D.2**

Dirección	Modo	Periodo T_i (s)	
		$\gamma_P \leq 0.006$	$\gamma_P \leq 0.012$
X=Y	1	1.039 (81.72)	1.499 (80.49)
	2	0.343 (10.52)	0.486 (10.43)
	3	0.191 (3.50)	0.266 (3.87)
Torsión	1	0.840 (82.99)	1.200 (81.41)
	2	0.281 (10.12)	0.395 (10.45)
	3	0.158 (3.49)	0.218 (3.90)

() Factor de participación de masa modal (%)



a) Edificio de 20 niveles



b) Edificio de 10 niveles

Fig 3.1 Vista tridimensional de los edificios de 20 y 10 niveles

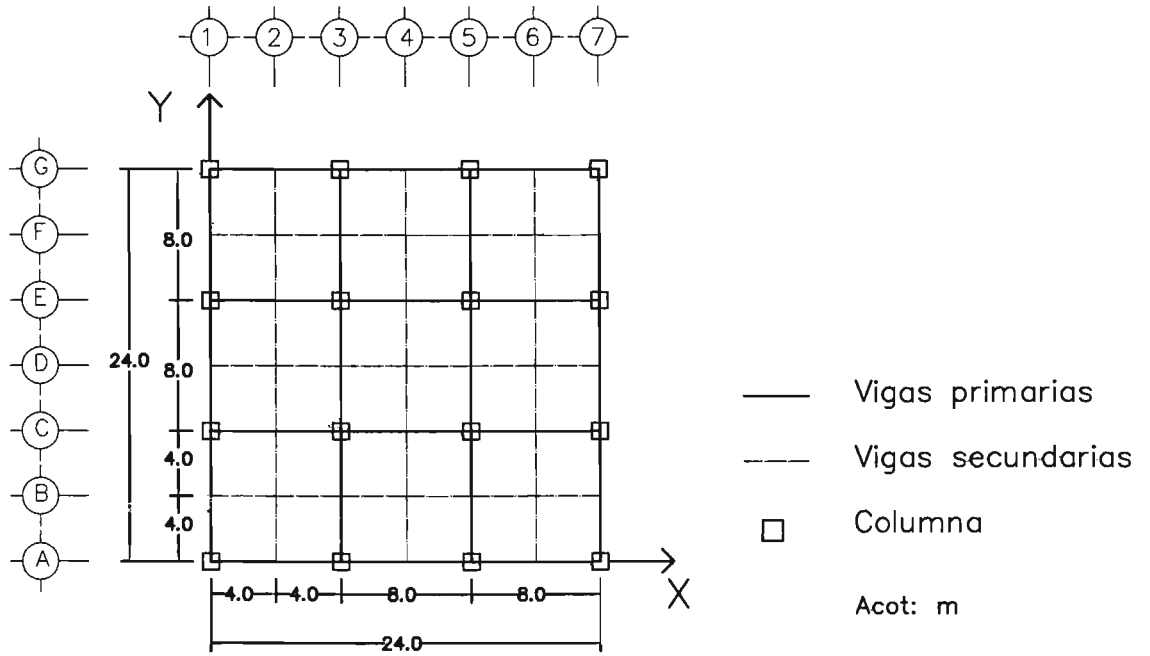


Fig 3.3 Planta tipo, niveles N1-AZO

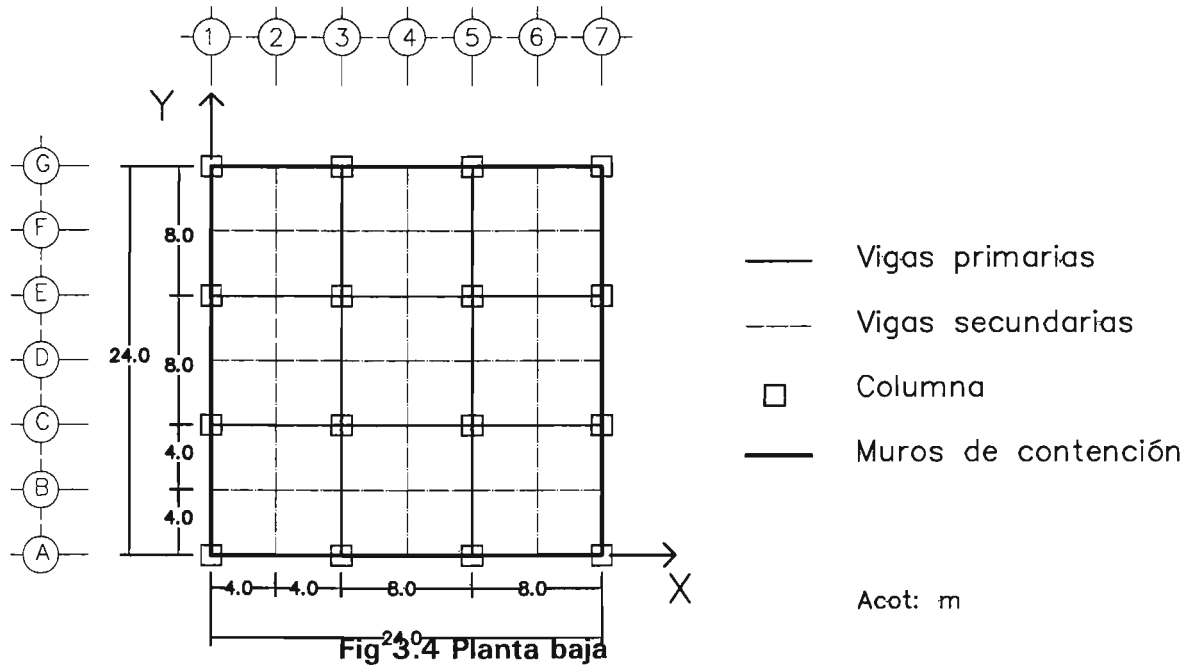


Fig 3.4 Planta baja

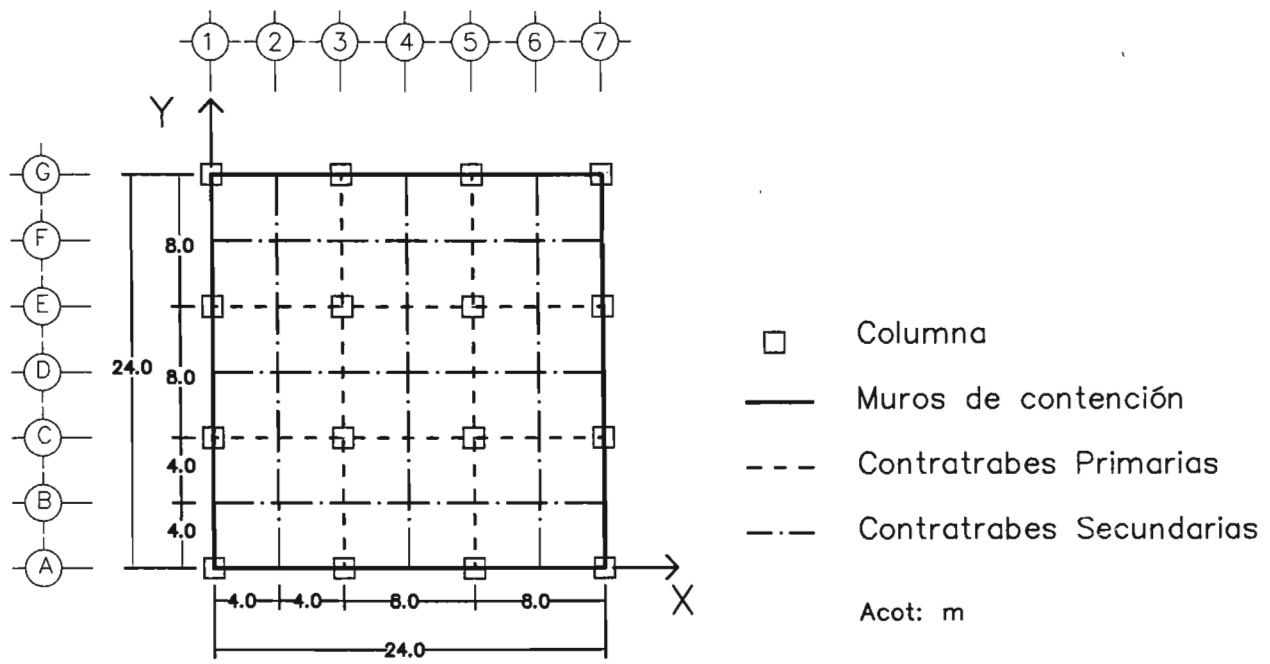


Fig 3.5 Planta de la cimentación

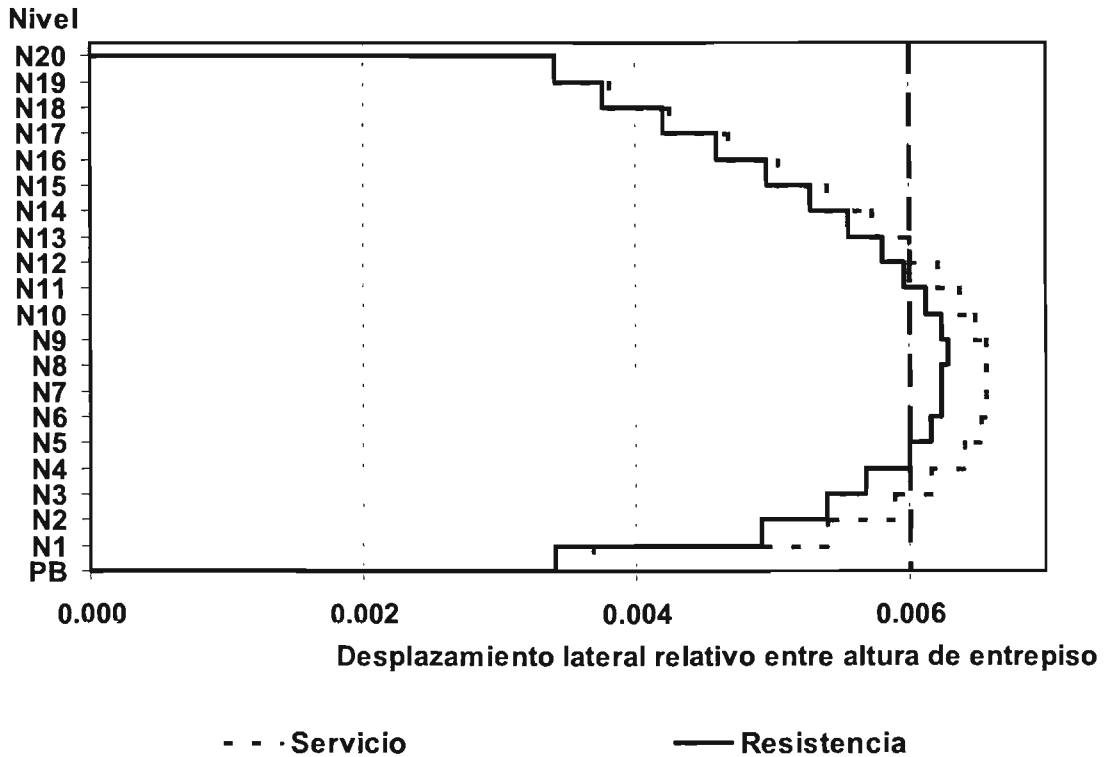


Fig 3.6 Comparación de Δ_i/h_i de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo A, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$

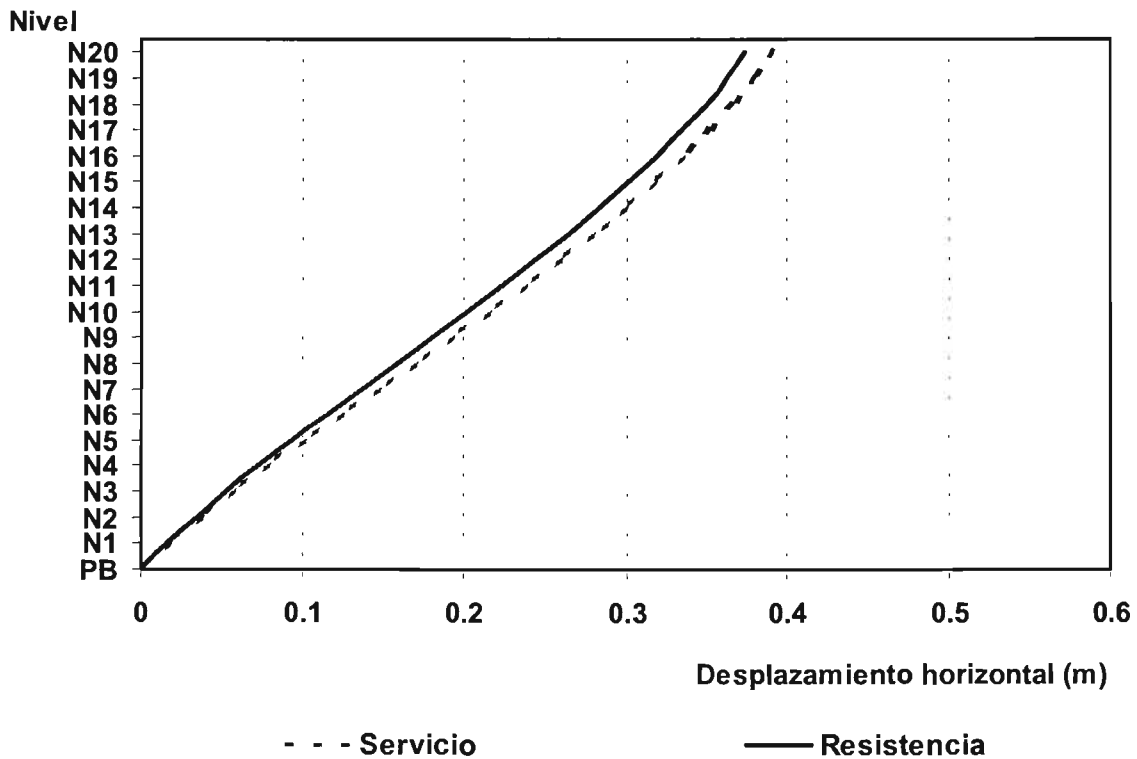


Fig 3.7 Comparación de desplazamientos laterales máximos de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo A, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$

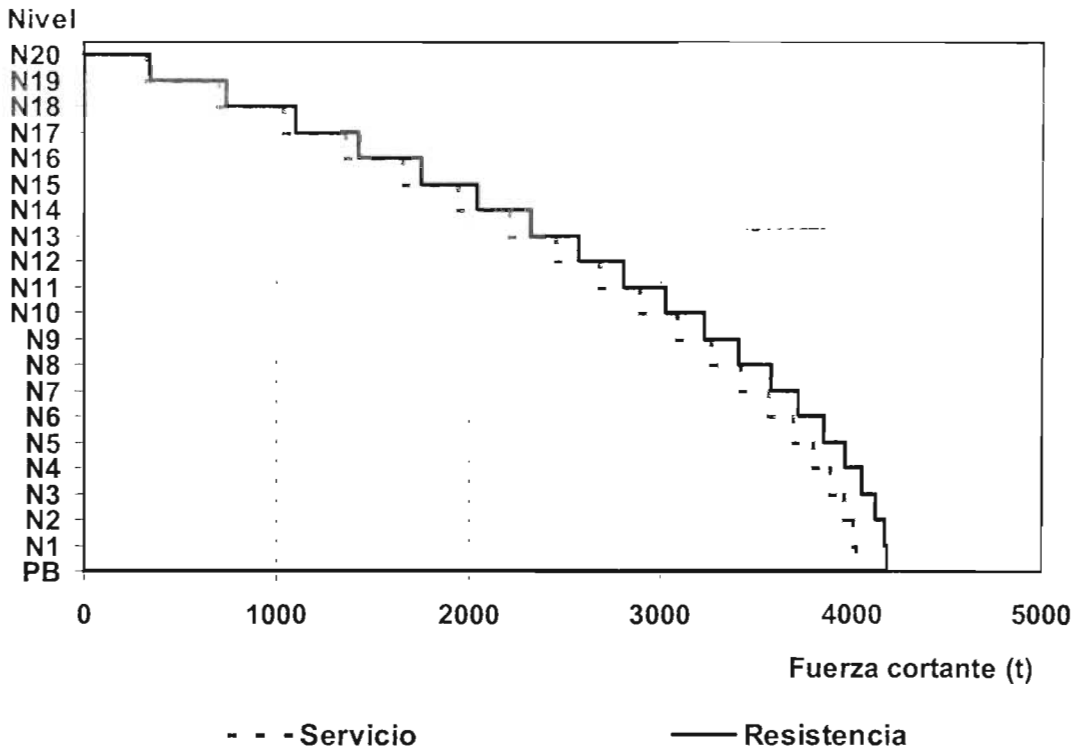


Fig 3.8 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo A, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$

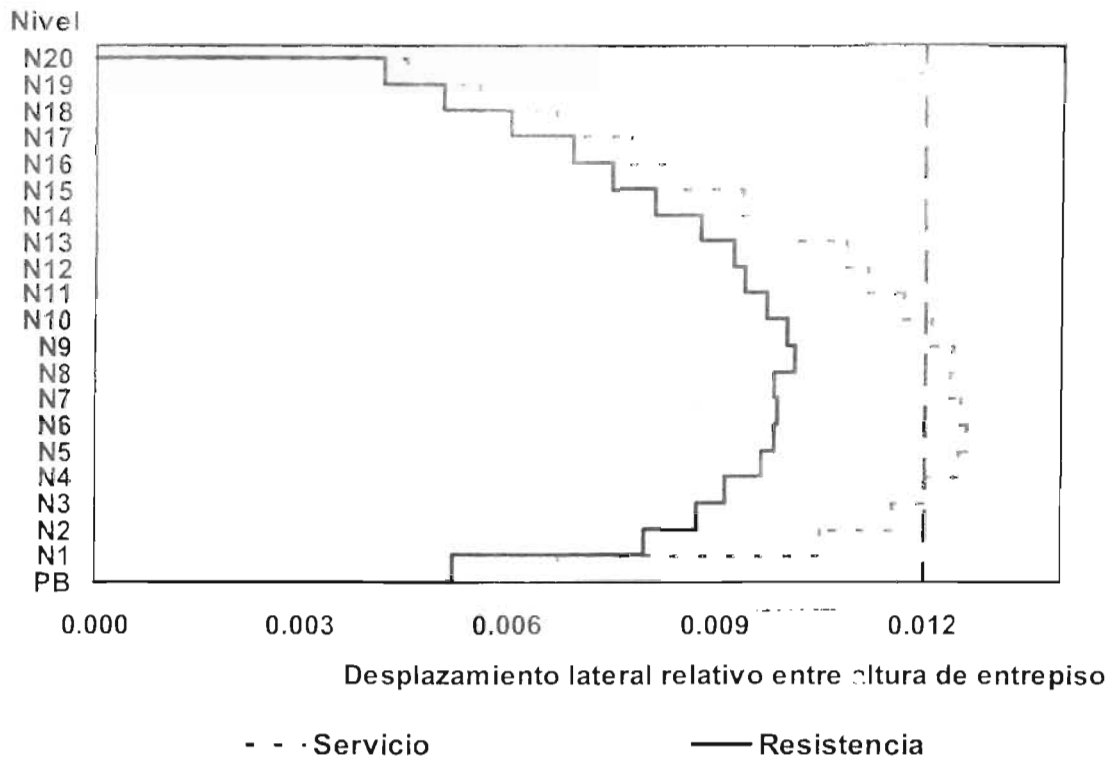


Fig 3.9 Comparación de $\Delta r_i/h_i$ de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo A, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.012$

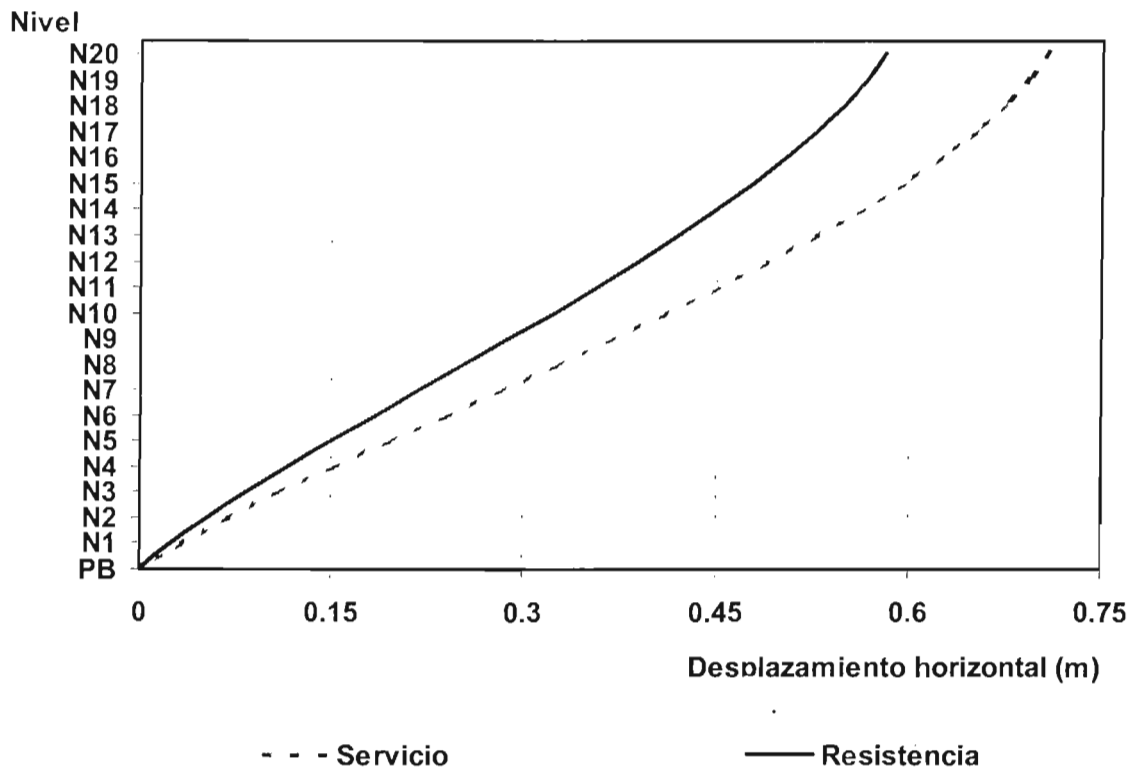


Fig 3.10 Comparación de desplazamientos laterales máximos de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo A, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.012$

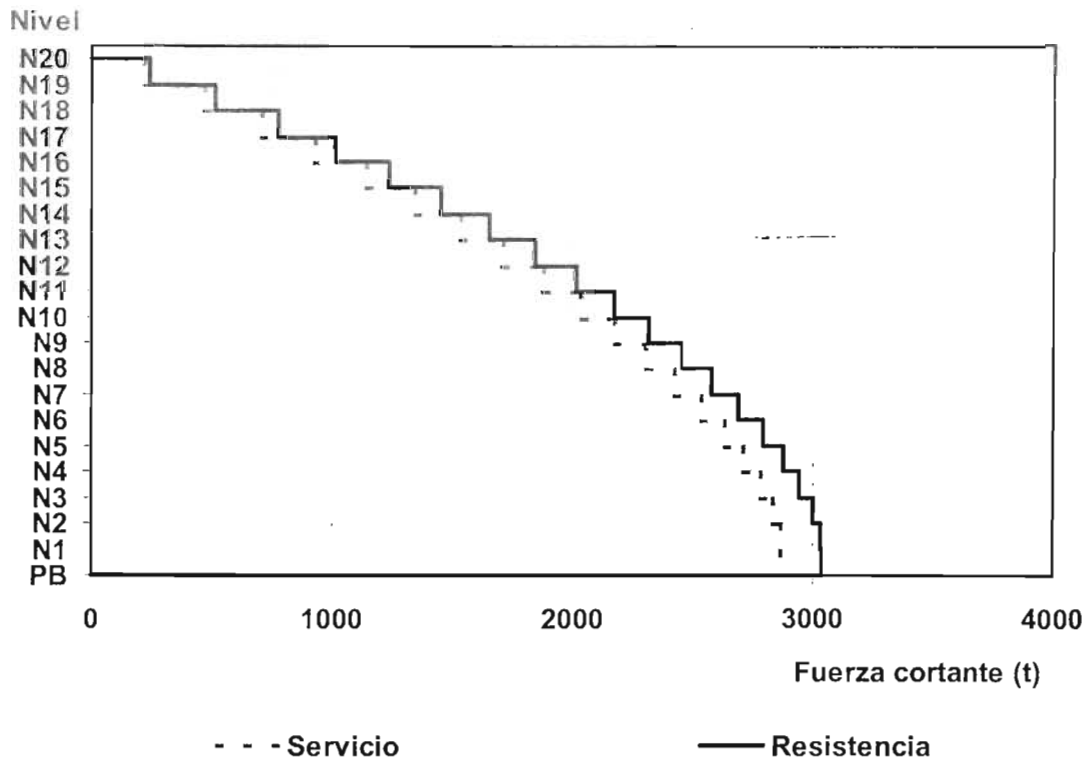


Fig 3.11 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo A, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.012$

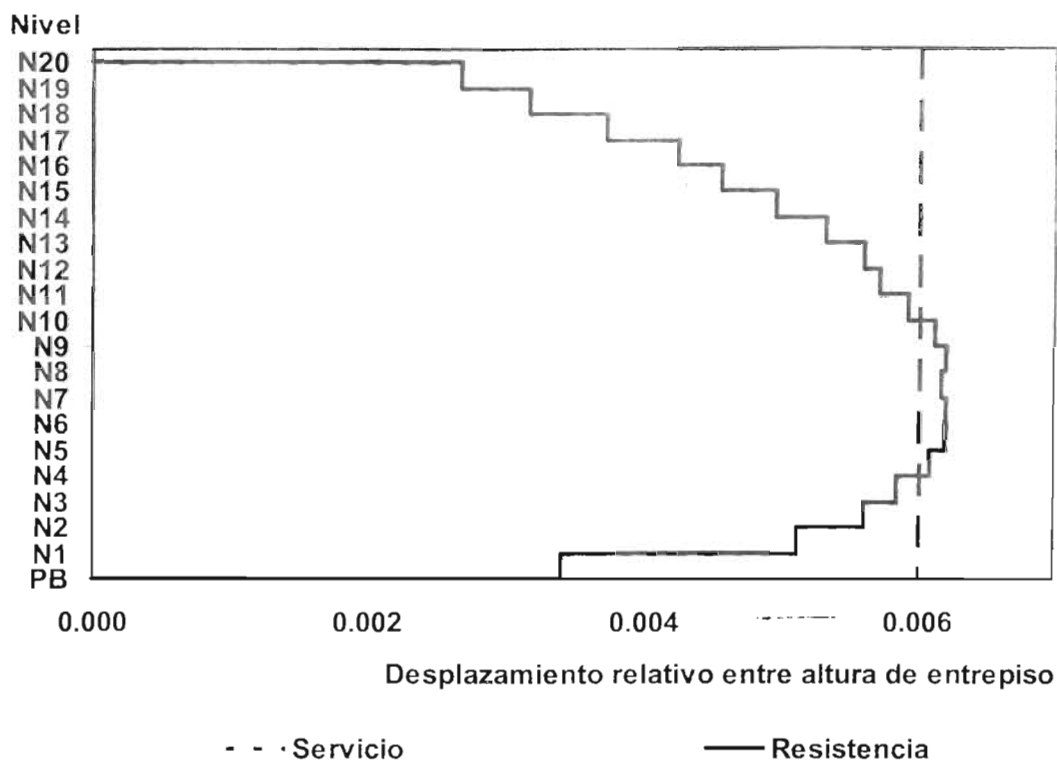


Fig 3.12 Comparación de Δ_i/h_i de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo B, 20 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$

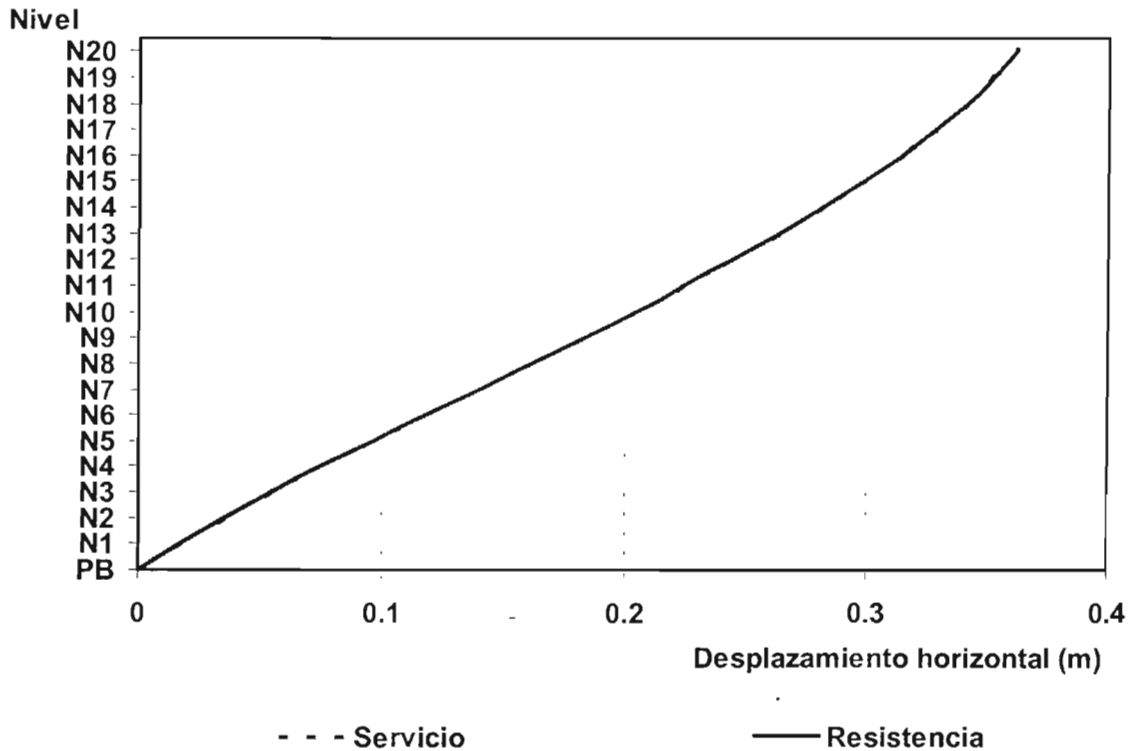


Fig 3.13 Comparación de desplazamientos laterales máximos de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo B 20 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$

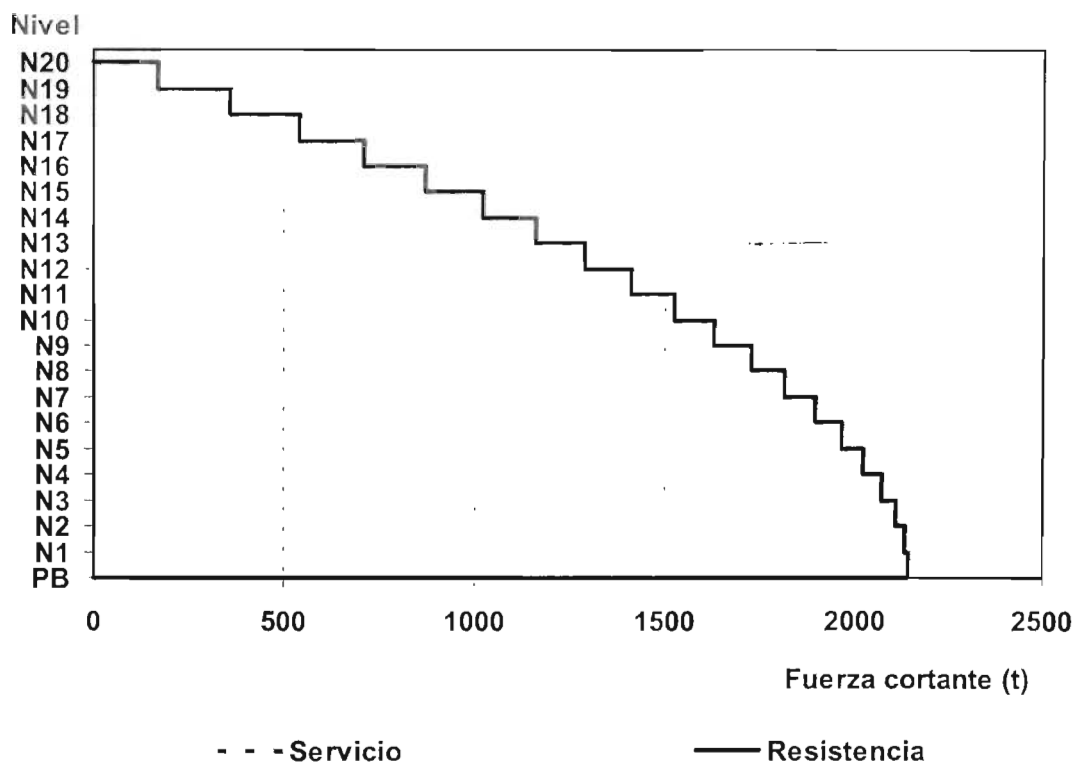


Fig 3.14 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo B, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$

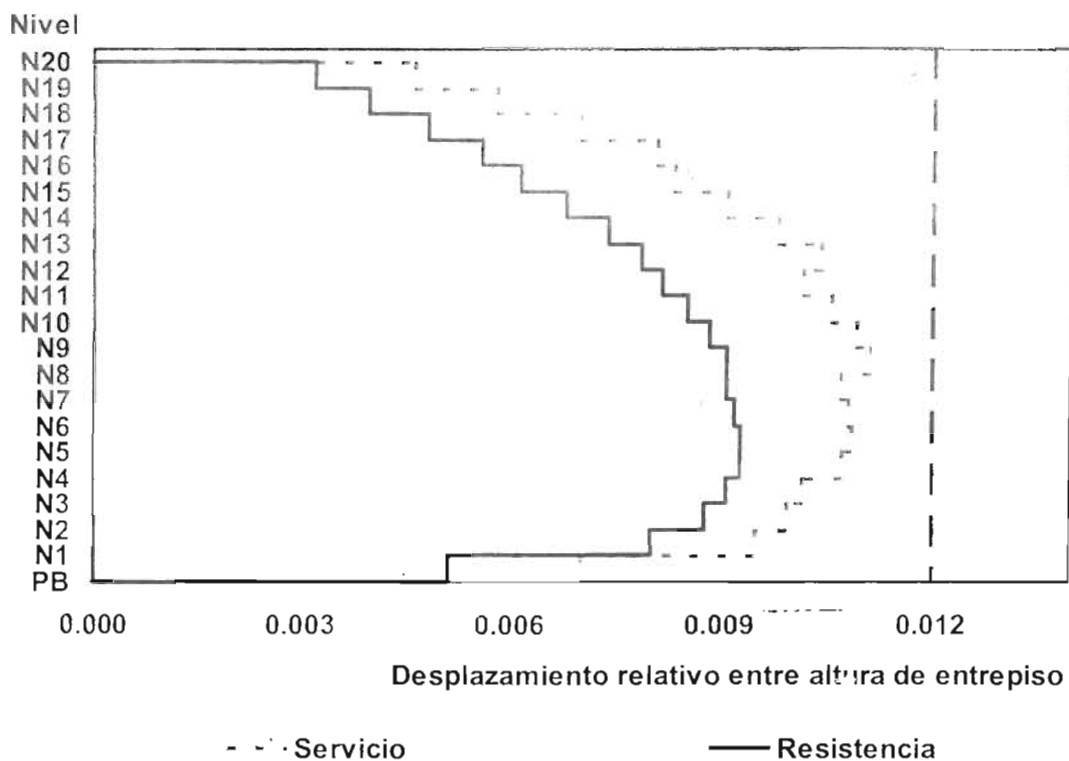


Fig 3.15 Comparación de Δ_{ri}/h_i de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo B, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.012$

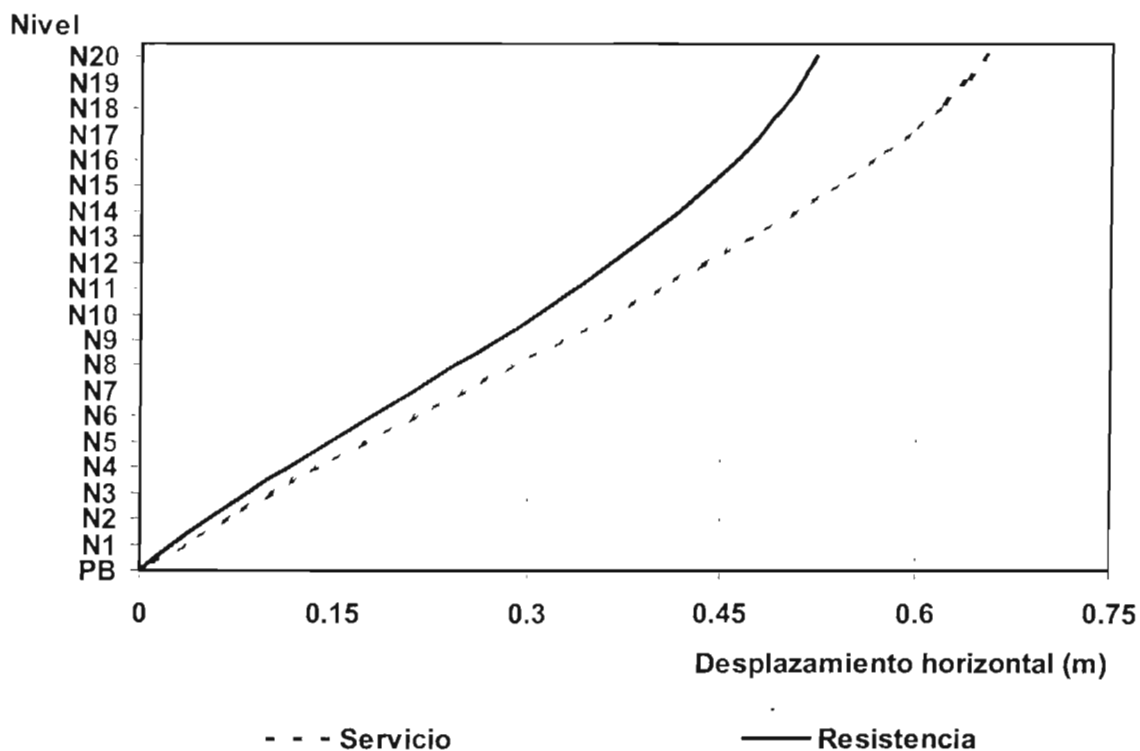


Fig 3.16 Comparación de desplazamientos laterales máximos de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo B, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.012$

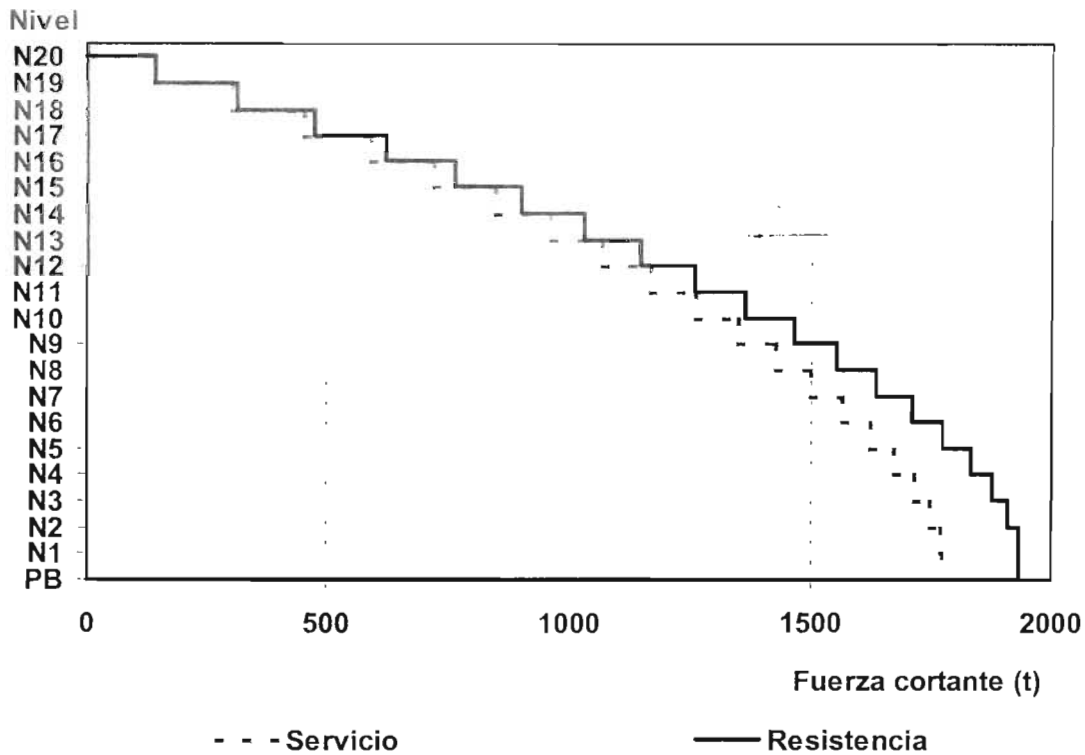


Fig 3.17 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo B, 20 niveles, $\gamma_p \leq 0.012$

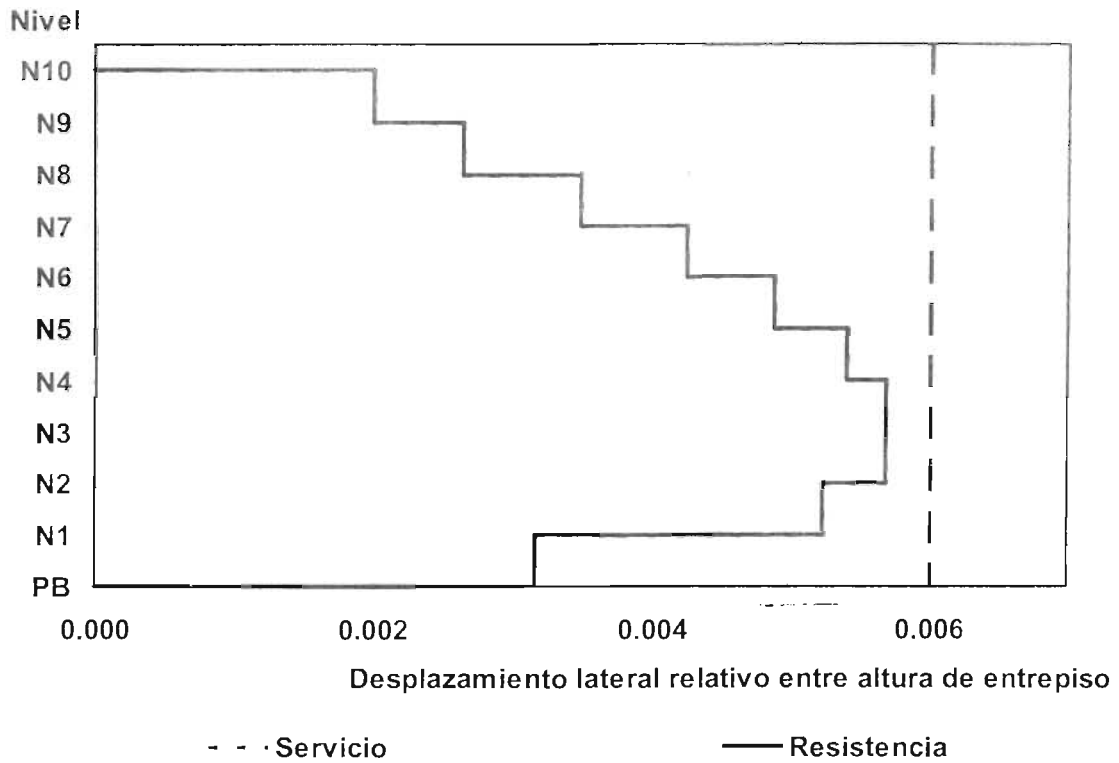


Fig 3.18 Comparación de $\Delta r/h_i$ de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo A, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$

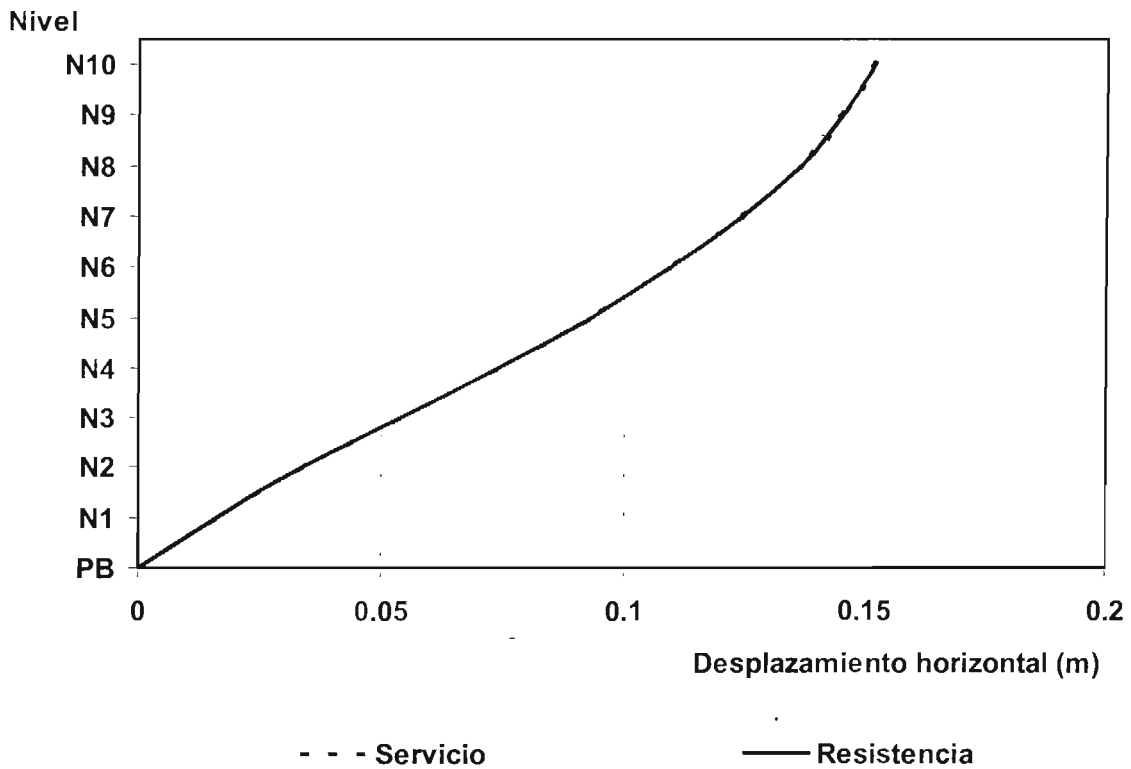


Fig 3.19 Comparación de desplazamientos laterales máximos de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo A, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$

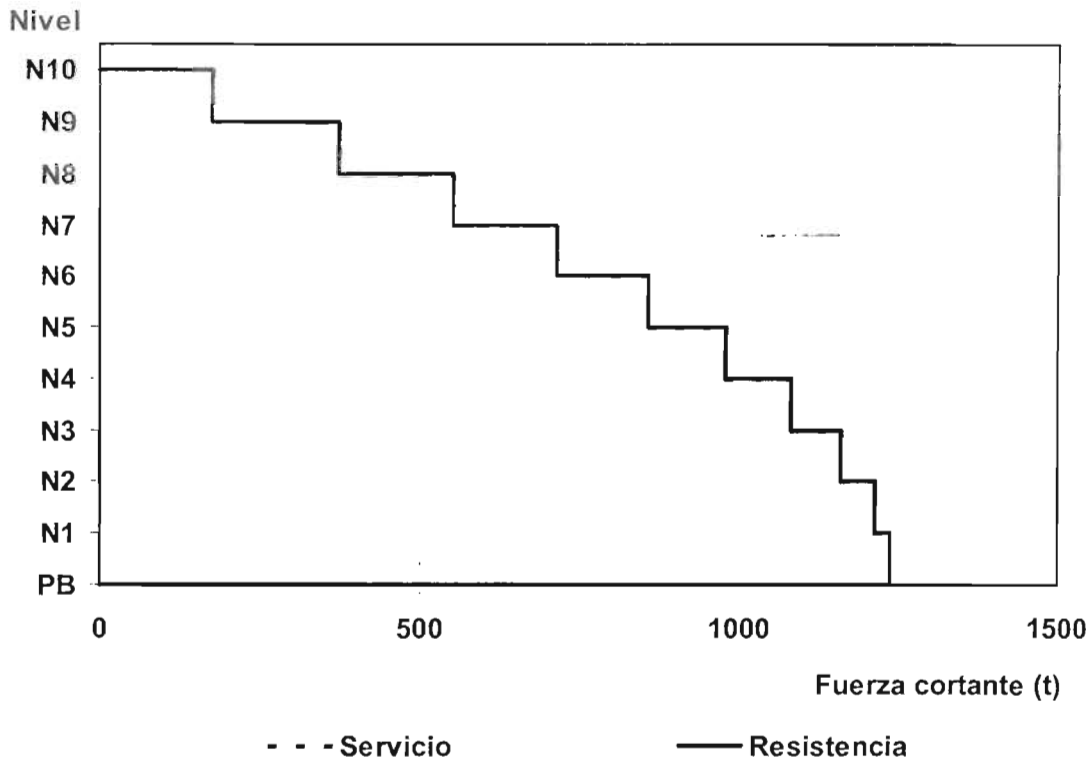


Fig 3.20 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo A, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$

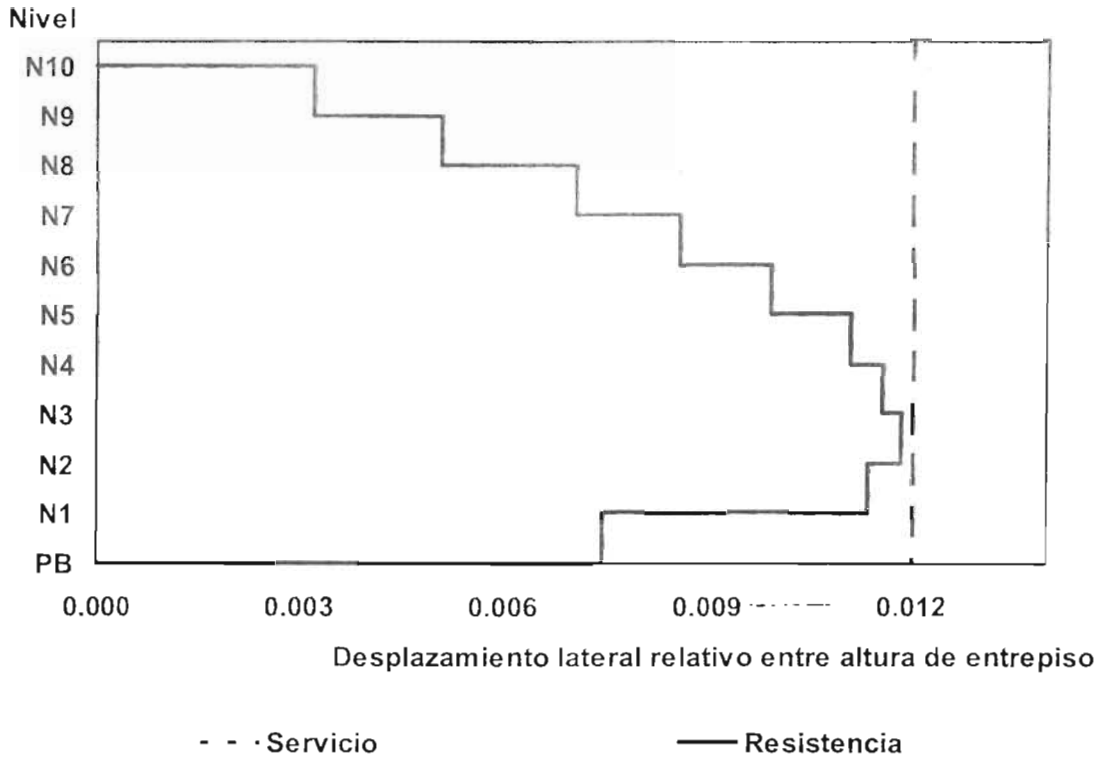


Fig 3.21 Comparación de Δ_{ri}/h_i de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo A, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.012$

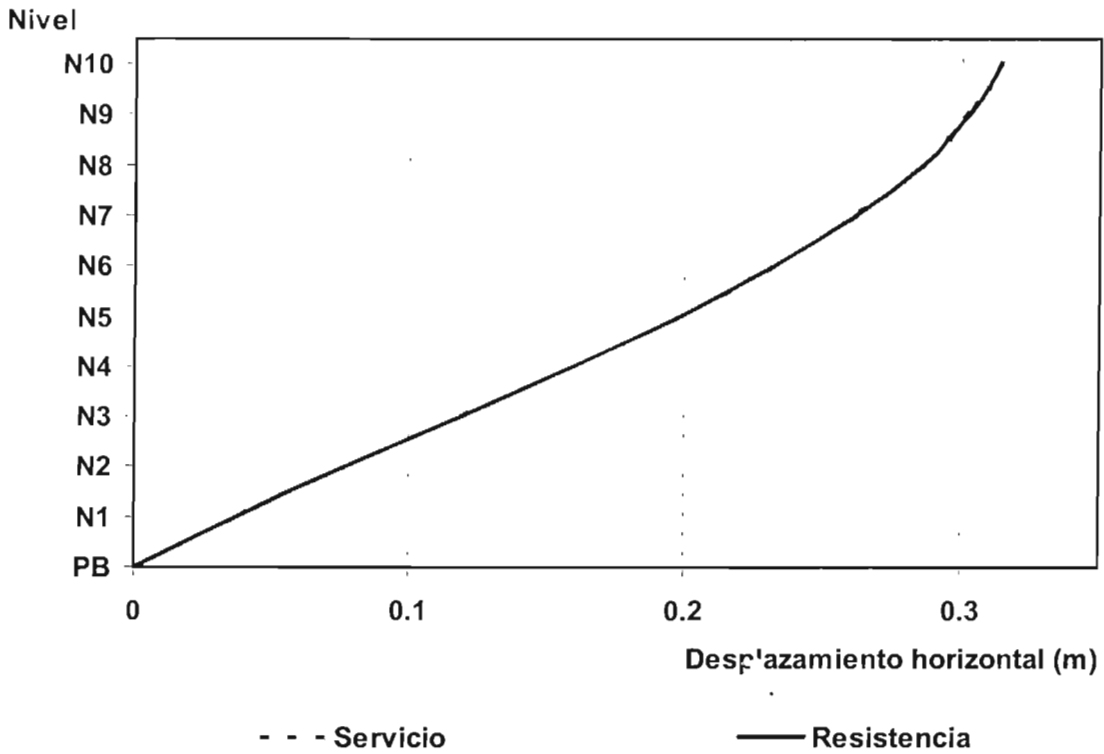


Fig 3.22 Comparación de desplazamientos laterales máximos de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo A, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.012$

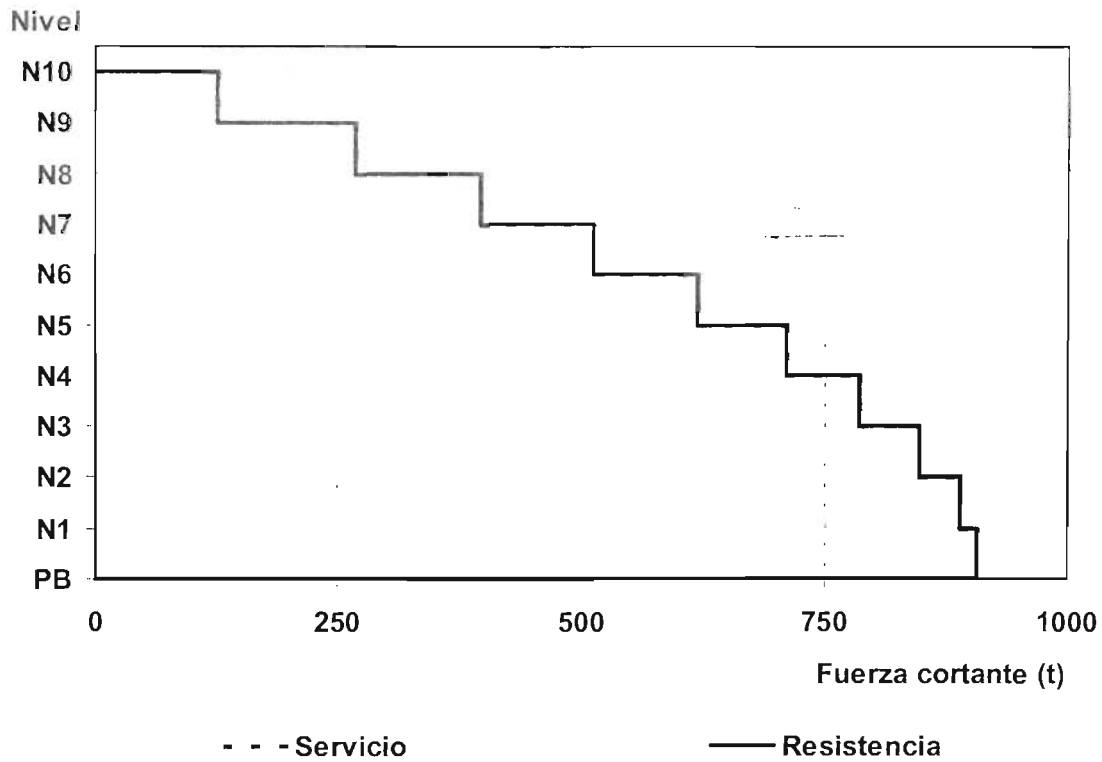


Fig 3.23 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo A, 10 niveles, $\gamma_p \leq 0.012$

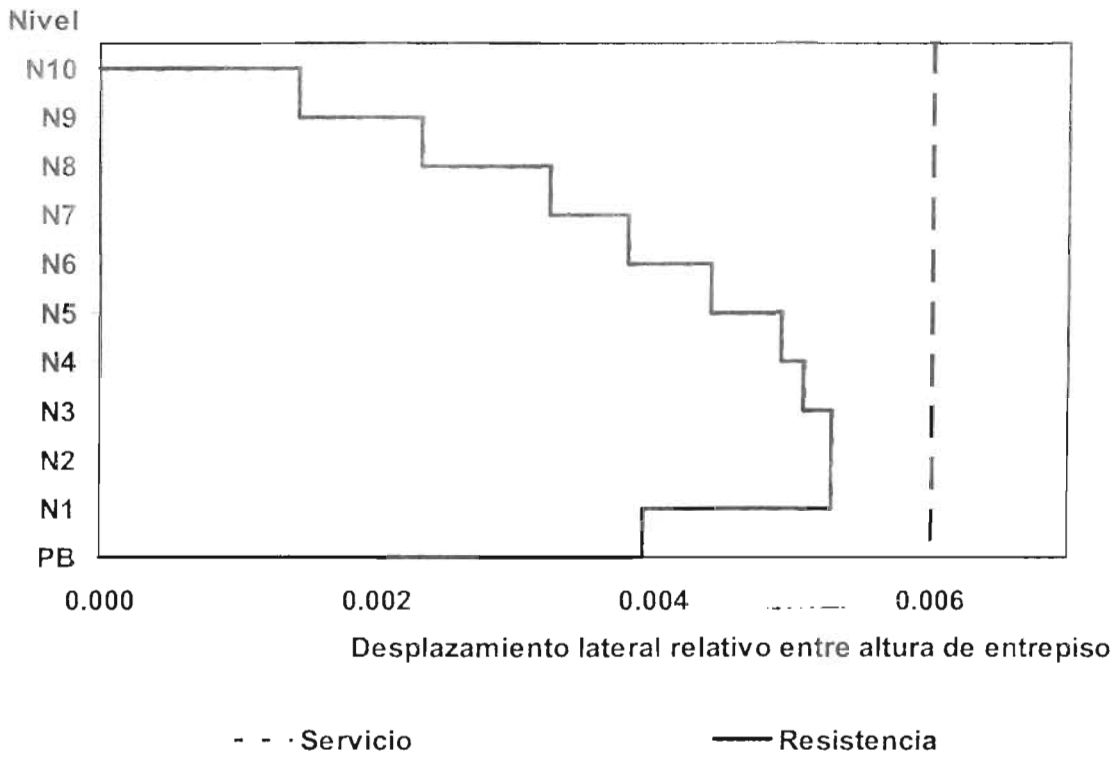


Fig 3.24 Comparación de $\Delta r_i/h_i$ de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo B, 10 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$

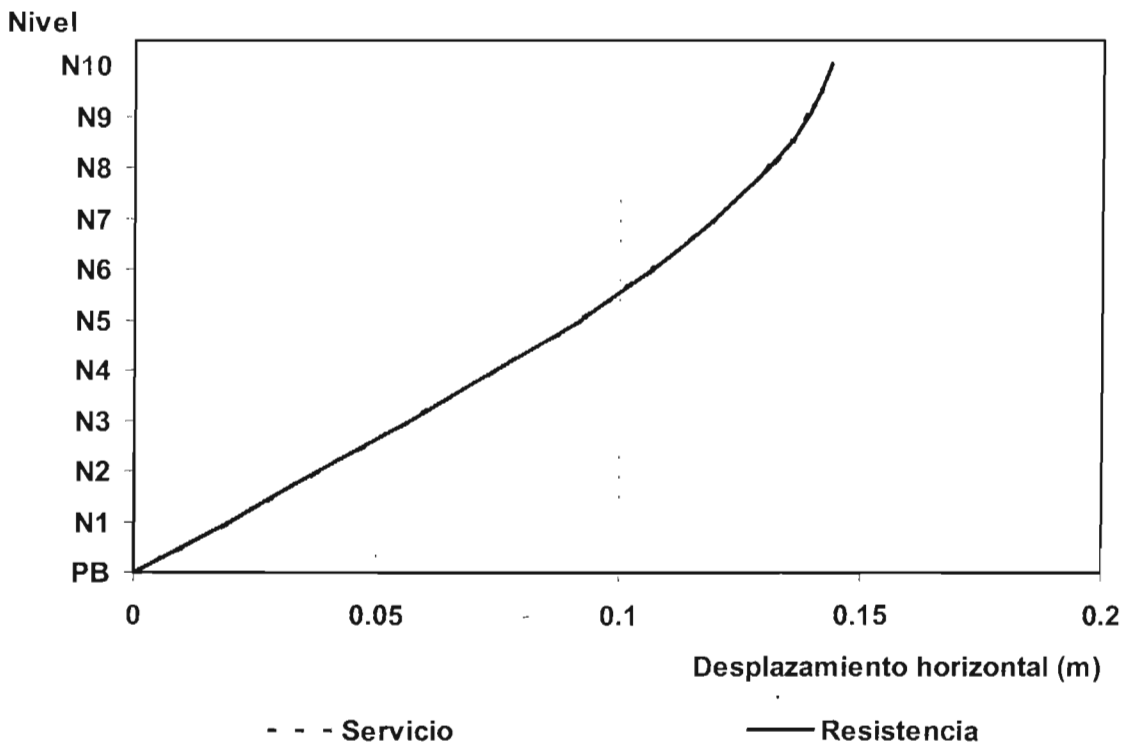


Fig 3.25 Comparación de desplazamientos laterales máximos de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo B, 10 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$

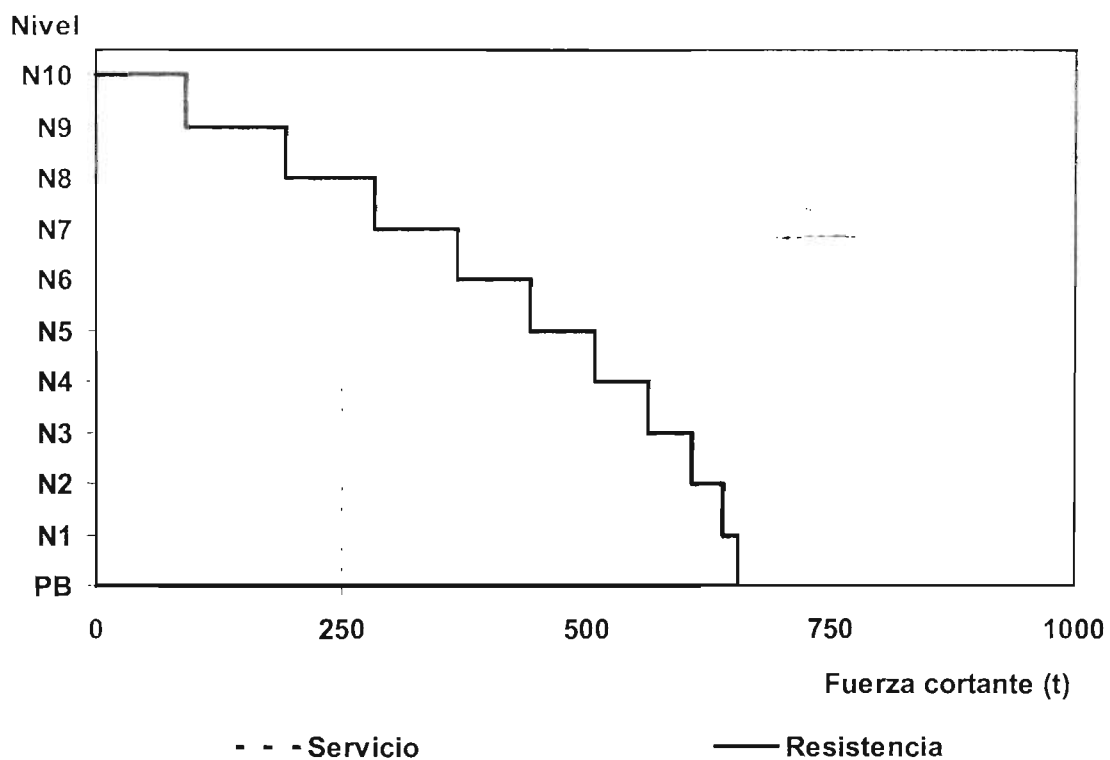


Fig 3.26 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo B, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$

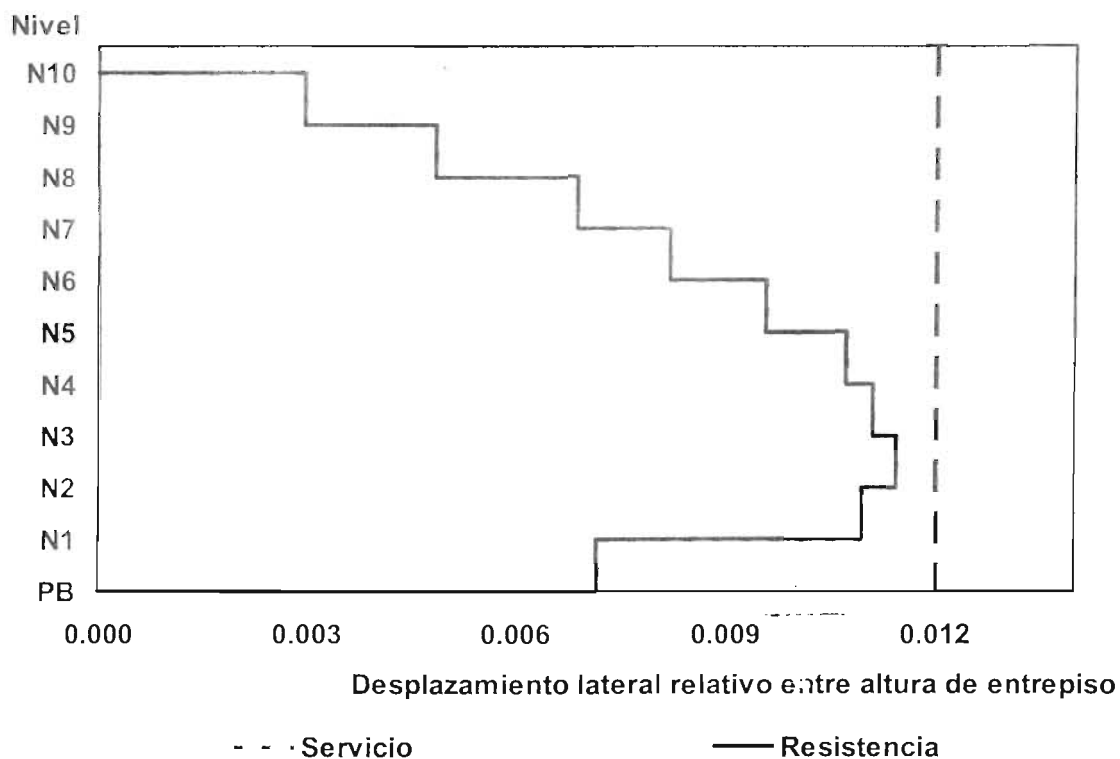


Fig 3.27 Comparación de $\Delta r_i/h_i$ de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo B, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.012$

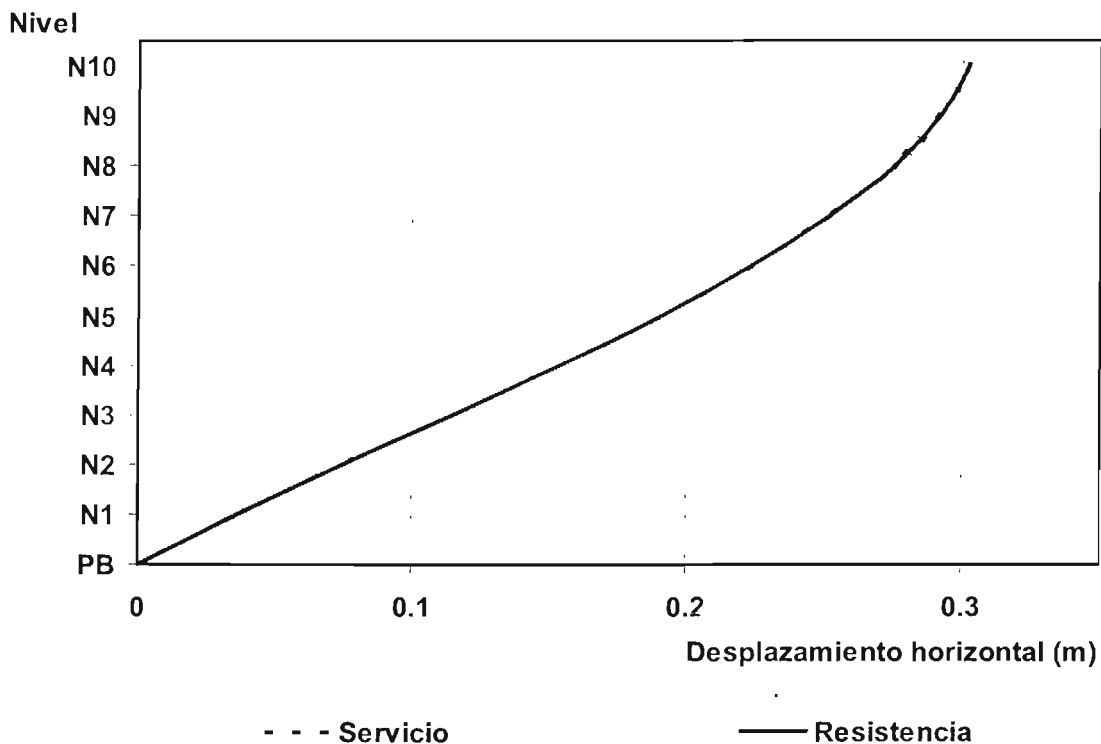


Fig 3.28 Comparación de desplazamientos laterales máximos de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo B, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.012$

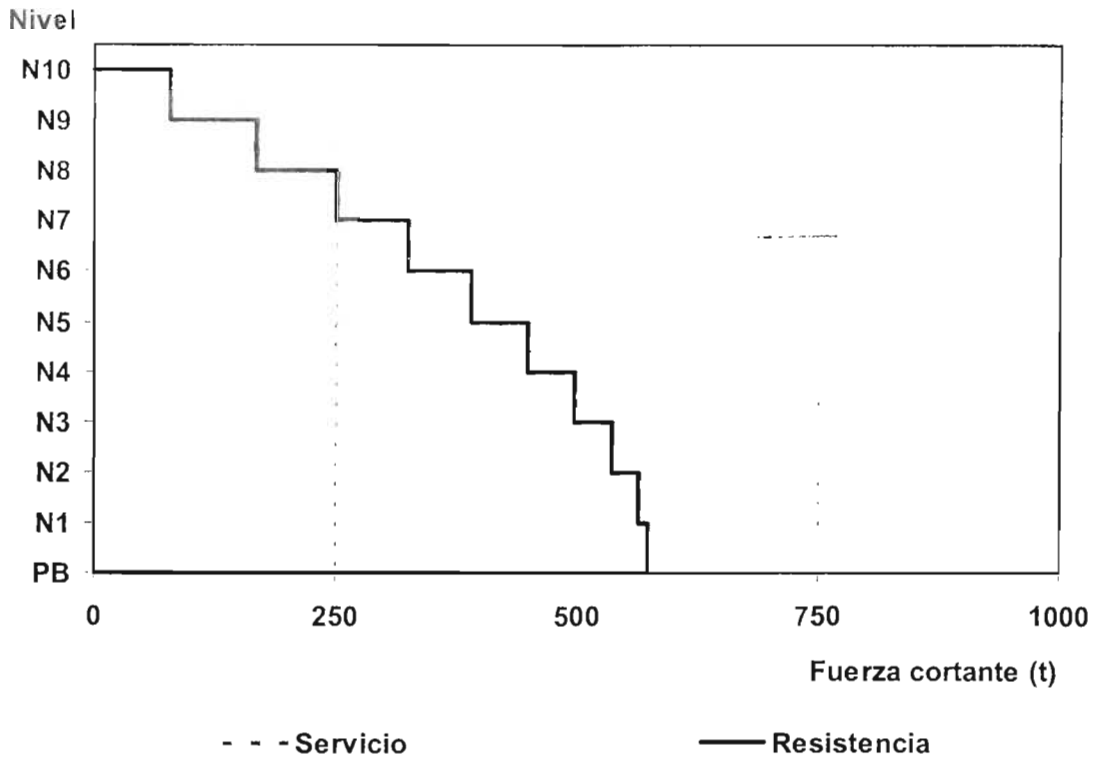
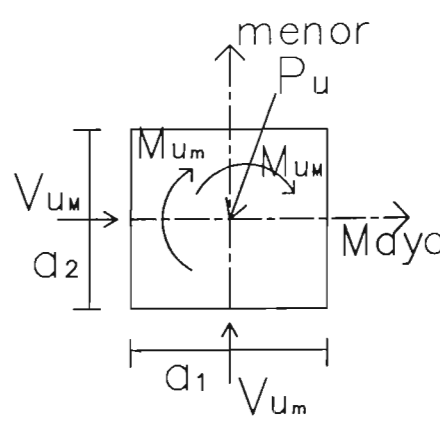


Fig 3.29 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso de los estados límite de servicio y de falla, análisis sísmico dinámico modal espectral, edificio grupo B, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.012$

Nivel		0.006 ←			→ 0.012		
AZO	64	56	52	53	33	33	66
	111	61	111	78	89	13	81
	62	25	32	32	43	27	57
N19	15	111	97	53	22	22	19
	214	95	202	97	195	70	156
	46	47	53	102	62	30	43
N18	13	133	129	24	87	48	19
	331	128	344	133	270	96	242
	44	82	88	40	93	40	43
N17	62	38	157	33	112	55	15
	474	156	465	162	365	117	331
	65	45	122	50	117	46	45
N16	74	47	188	42	142	30	14
	627	186	587	195	462	145	426
	79	56	155	61	146	56	51
N15	87	54	211	185	164	38	6
	791	210	713	220	559	162	523
	95	60	49	70	167	62	54
N14	94	60	232	216	184	44	67
	965	234	839	246	658	181	717
	113	73	56	79	192	69	108
N13	98	65	249	245	200	49	73
	1148	255	968	267	758	195	855
	133	81	61	86	211	74	125
N12	105	72	272	68	227	56	80
	1343	279	1100	292	861	219	1003
	144	90	272	95	235	82	128
N11	115	77	287	73	241	62	95
	1546	296	1233	310	965	229	1158
	158	96	295	101	250	85	139
N10	118	81	299	78	253	66	99
	1755	313	1368	328	1069	229	1315
	174	103	320	108	271	91	150
N9	117	84	307	81	258	68	98
	1971	326	1504	342	1175	250	1477
	194	109	343	114	285	94	173
N8	120	89	323	86	285	76	101
	2198	343	1843	360	1284	271	1651
	201	115	364	120	305	101	167
N7	125	91	328	88	290	79	118
	2425	353	1783	369	1395	274	1827
	216	120	382	125	314	102	177
N6	122	92	329	90	294	81	116
	2659	362	1922	379	1505	283	2006
	233	125	403	130	332	107	190
N5	108	90	319	88	283	79	104
	2895	367	2062	382	1616	284	2187
	262	131	425	135	348	110	220
N4	101	91	324	90	293	82	95
	3139	378	2204	395	1730	297	2376
	270	137	448	141	372	117	221
N3	86	85	299	84	265	75	85
	3383	375	2344	391	1844	291	2564
	306	143	489	146	390	121	257
N2	42	65	228	64	198	56	33
	3623	382	2484	397	1957	296	2747
	358	168	558	171	473	145	315
N1	86	21	79	22	41	11	73
	3859	329	2630	335	2078	248	2924
PB	983	323	1071	323	881	265	820

M_u
 M_u Menor
 V_u
 P_u
 M_u Mayor Menor

(Unidades: t, m)



a_1 = dimensión en dir. Mayor
 a_2 = dimensión en dir. menor

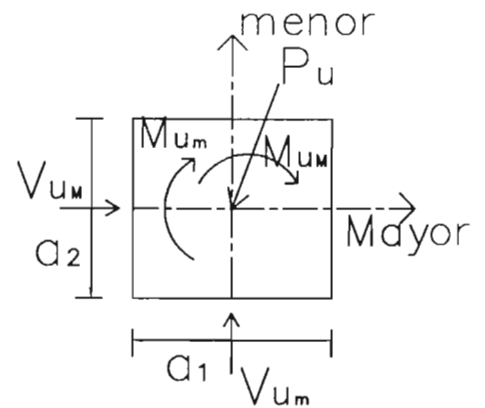
Fig 3.30 Elementos mecánicos últimos en columnas, diseños para edificio del grupo A, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$

Nivel		0.006		0.012			
AZO	44	19	13	13	12	13	42
	65	52	72	49	66	41	57
N19	44	28	24	33	22	30	42
	23	43	9	39	2	39	21
N18	146	56	162	55	151	47	129
	35	40	25	45	22	39	33
	24	62	5	58	6	56	22
	229	73	253	74	236	64	202
N17	40	67	32	66	29	59	37
	21	78	11	74	12	72	19
	313	86	345	88	321	76	276
N16	40	78	36	83	32	74	37
	21	99	15	95	16	93	19
	401	104	437	108	406	94	354
N15	45	97	43	102	39	93	42
	15	113	21	110	22	107	13
	493	114	531	119	493	104	435
N14	47	111	47	116	42	106	43
	13	127	26	124	26	121	113
	586	127	826	133	581	116	517
N13	50	128	52	135	47	123	46
	12	137	29	134	30	131	10
	680	137	722	143	670	125	600
N12	50	143	55	148	50	136	47
	12	156	34	153	35	150	10
	778	152	820	159	759	141	686
N11	54	158	61	164	56	152	50
	7	165	38	163	39	160	4
	878	160	919	166	851	147	775
N10	55	169	63	175	58	161	51
	6	174	41	172	42	169	3
	979	169	1020	176	944	157	863
N9	57	183	67	189	61	175	53
	5	178	43	176	44	174	2
	1081	174	1122	182	1037	162	953
N8	58	195	69	200	63	186	54
	5	193	47	192	49	190	3
	1185	186	1226	194	1132	174	1044
N7	60	207	73	213	67	198	56
	0	198	50	196	51	195	3
	1290	189	1332	197	1229	176	1137
N6	60	214	74	220	68	205	56
	1	200	52	199	53	199	3
	1395	195	1438	202	1326	162	1230
N5	62	226	77	231	71	215	58
	0	196	52	196	54	197	3
	1499	197	1546	204	1424	184	1322
N4	64	237	78	242	73	225	60
	1	200	54	200	54	197	2
	1604	203	1654	211	1523	189	1414
N3	66	251	82	255	76	240	63
	2	184	51	185	50	179	54
	1708	201	1765	207	1623	186	1963
N2	67	263	84	267	80	255	67
	9	143	40	144	5	5	19
	1810	205	1876	211	1967	189	2097
N1	85	316	99	319	4	4	215
	29	12	12	46	2	2	37
	2485	174	1992	176	2100	157	2226
PB	555	179	180	597	172	572	537
							172

Mu
 Mayor
 Pu
 Mu Mayor Menor

Mu Menor
 Vu
 Mu

(Unidades: t, m)



a_1 = dimensión en la dir. Mayor

a_2 = dimensión en la dir. menor

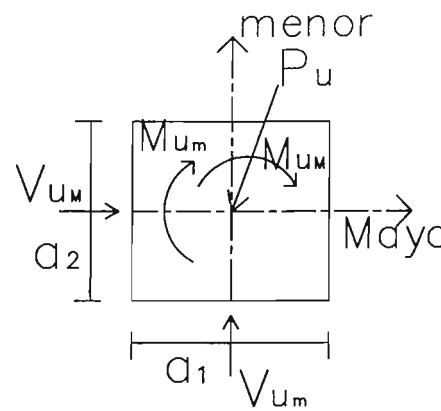
Fig 3.31 Elementos mecánicos últimos en columnas, diseños para edificio del grupo B, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$

Mu Mu Menor
 Mayor Vu
 Pu Mu
 Mu Mayor Menor

(Unidades: t, m)

0.006 ← → 0.012

Nivel							
AZO	26	58	10	55	3	24	23
	56	37	77	32	61	20	40
N9	39	154	10	17	7	13	26
	2	89	23	88	10	43	10
	129	44	178	42	139	30	91
N8	35	17	9	19	10	25	22
	1	112	30	111	15	58	9
	204	59	278	59	218	41	144
N7	32	27	127	30	14	39	23
	2	130	35	130	20	77	8
	281	73	380	75	297	54	199
N6	32	45	18	49	19	54	27
	7	138	38	139	24	87	4
	360	85	482	86	377	62	256
N5	33	66	24	71	22	67	28
	3	139	39	141	27	95	3
	439	95	584	97	457	69	313
N4	36	91	31	95	26	79	29
	0	135	39	137	30	105	4
	520	104	688	107	538	79	372
N3	42	118	39	123	30	94	33
	6	111	32	114	29	100	2
	601	108	792	110	621	81	432
N2	51	153	49	157	33	106	35
	16	60	18	63	24	84	7
	682	113	898	114	704	86	491
N1	74	215	67	219	42	137	48
	8	45	12	42	0	0	14
	763	98	1008	98	1067	73	551
PB	132	425	128	427	260	78	248



a1= dimensión en dir. Mayor

a2= dimensión en dir. menor

Fig 3.32 Elementos mecánicos últimos en columnas, diseños para edificio del grupo A, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_R \leq 0.012$

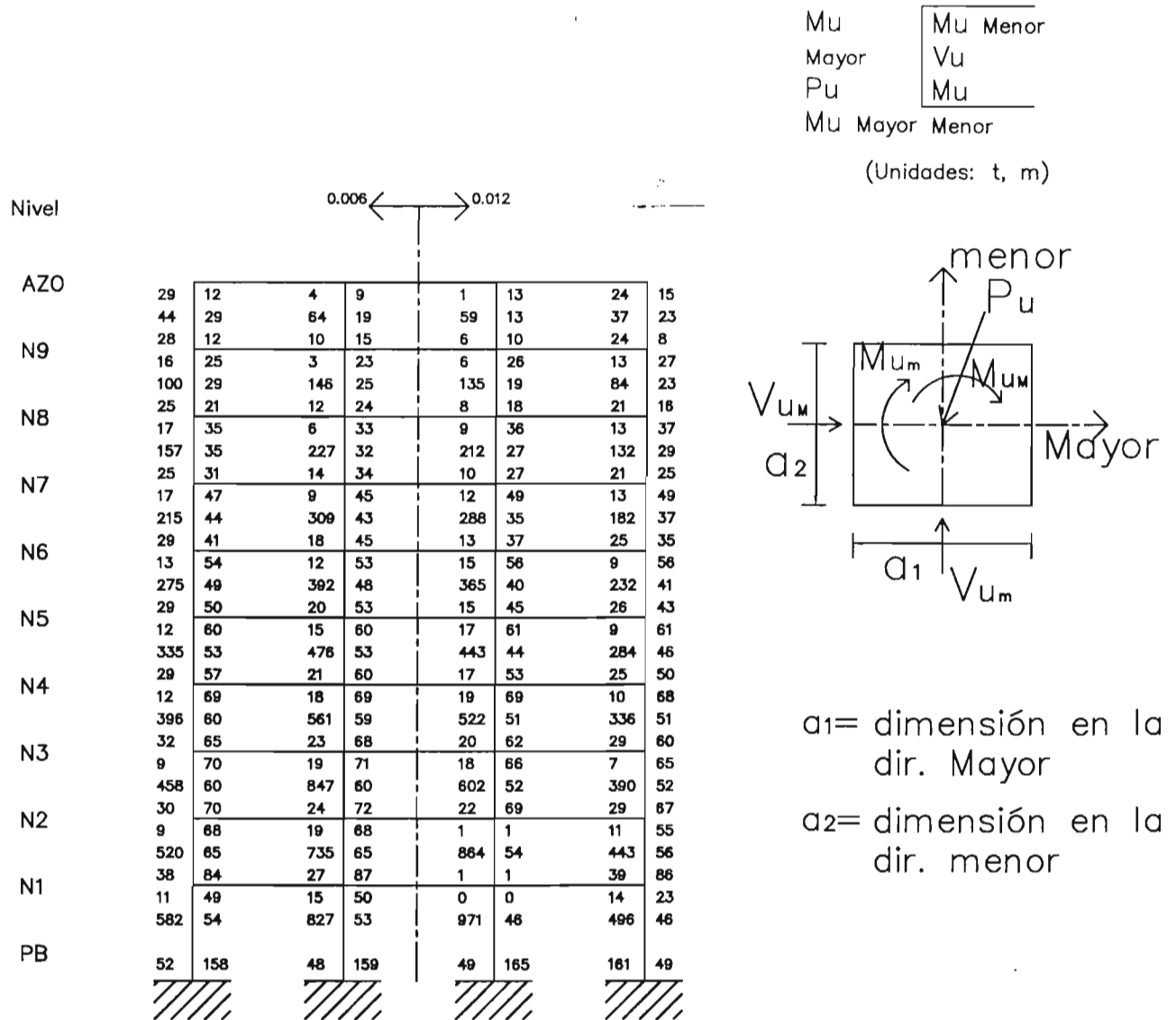


Fig 3.33 Elementos mecánicos últimos en columnas, diseños para edificio del grupo B, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$

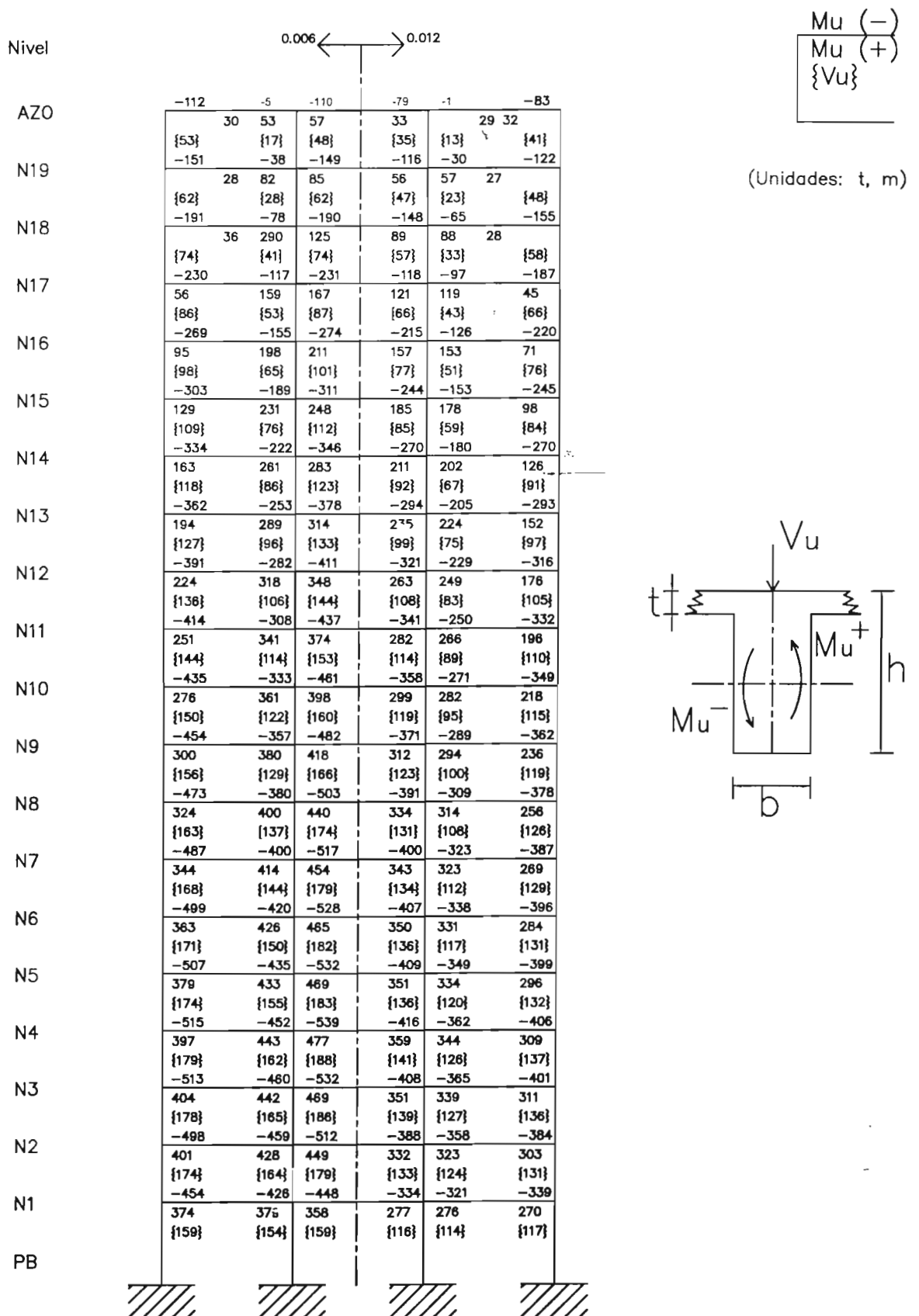


Fig 3.34 Elementos mecánicos últimos en vigas, diseños para edificio del grupo A, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$

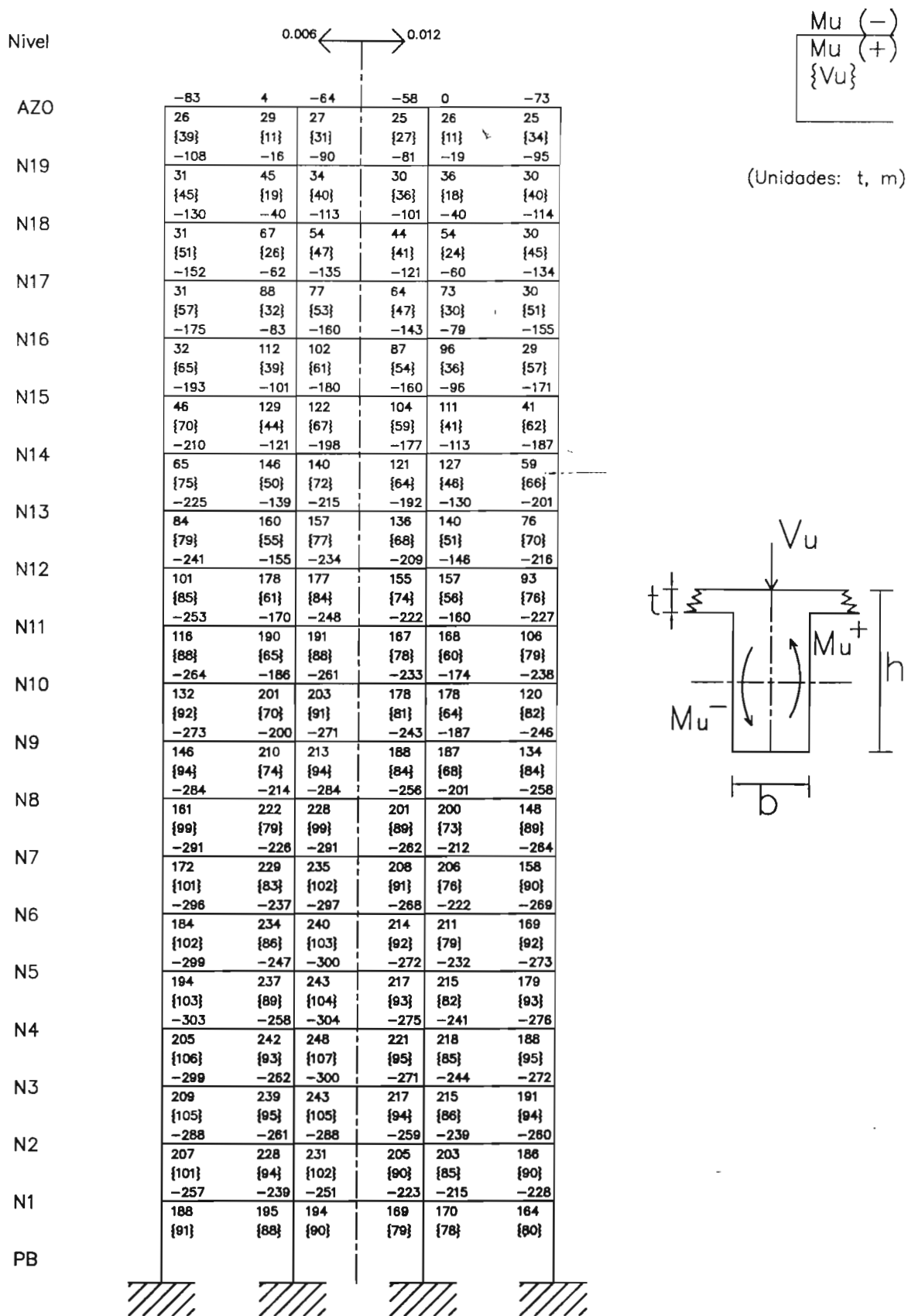


Fig 3.35 Elementos mecánicos últimos en vigas, diseños para edificio del grupo B, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$

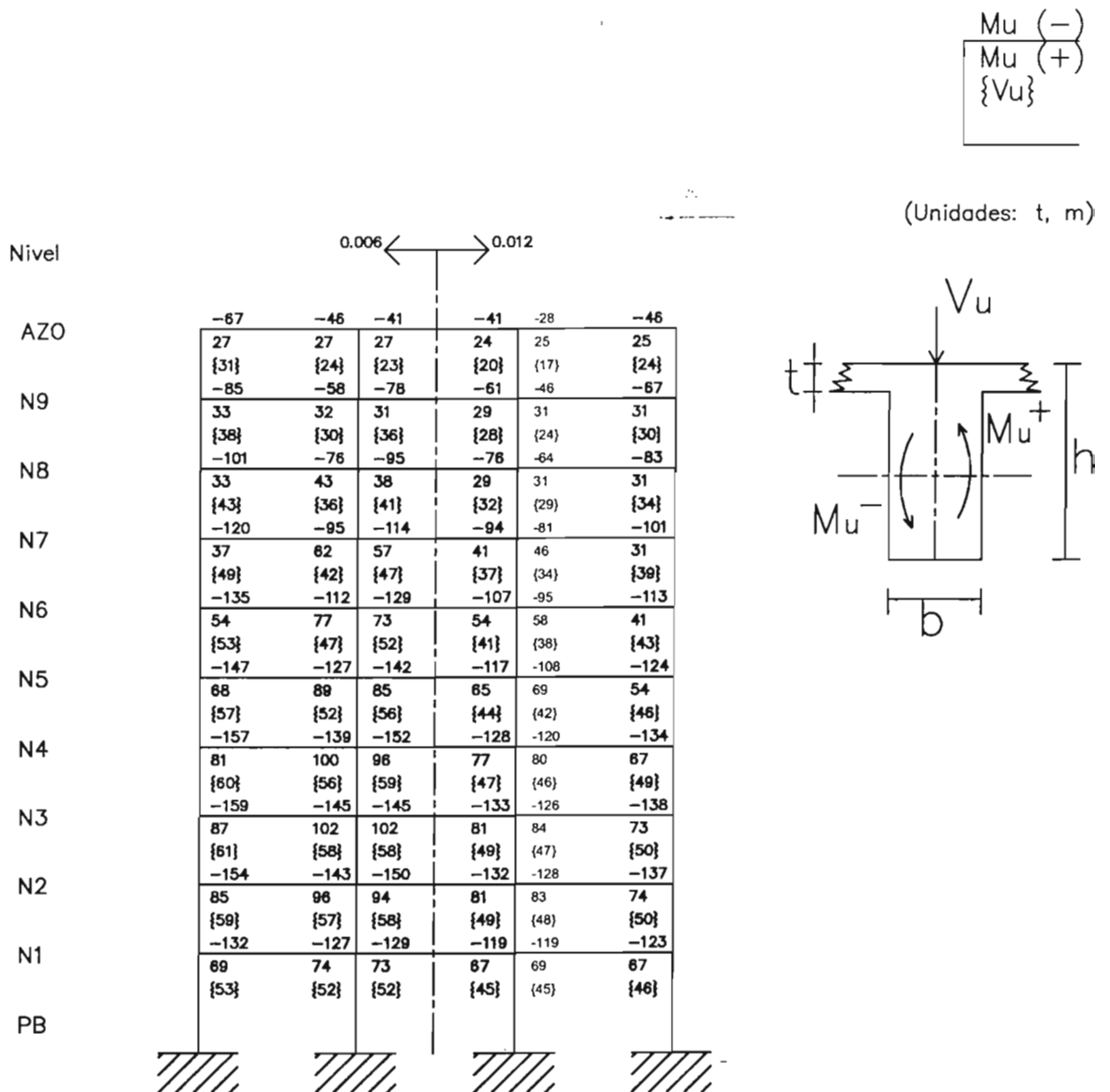
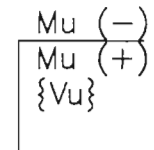


Fig 3.36 Elementos mecánicos últimos en vigas, diseños para edificio del grupo A,10 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$



(Unidades: t, m)

Nivel	0.006 ← → 0.012					
AZO	-47	-18	-37	-33	-24	-38
	26	25	24	22	23	24
	{26}	{16}	(20)	{18}	(16)	{21}
	-66	-32	-53	-48	-37	-54
N9	31	31	29	28	29	30
	{31}	{21}	(27)	{24}	(21)	{27}
N8	-77	-46	-65	-58	-49	-64
	31	31	30	28	29	30
	{33}	{25}	(30)	{26}	(25)	{29}
N7	-90	-58	-77	-69	-60	-76
	30	32	29	27	29	29
	{37}	{29}	(33)	{30}	(28)	{32}
N6	-98	-69	-87	-77	-69	-84
	30	40	32	27	30	29
	{39}	{32}	(36)	{32}	(30)	{34}
N5	-105	-79	-95	-84	-77	-90
	30	46	38	31	35	29
	{41}	{35}	(38)	{34}	(33)	{36}
N4	-112	-89	-103	-91	-85	-96
	34	54	47	39	42	32
	{44}	{38}	(41)	{36}	(35)	{38}
N3	-115	-96	-107	-94	-89	-99
	40	57	51	42	45	35
	{45}	{40}	(42)	{37}	(36)	{38}
N2	-118	-101	-109	-94	-91	-98
	45	58	54	42	44	37
	{45}	{41}	(43)	{37}	(37)	{38}
N1	-109	-102	-103	-85	-86	-89
	48	51	47	33	34	33
	{43}	{42}	(41)	{35}	(35)	{36}
PB						

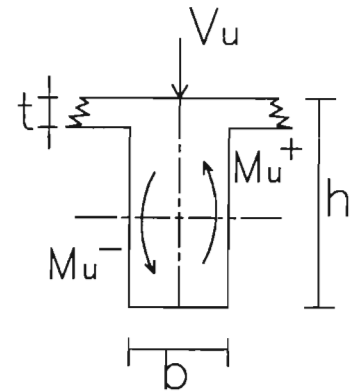


Fig 3.37 Elementos mecánicos últimos en vigas, diseños para edificio del grupo B, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$

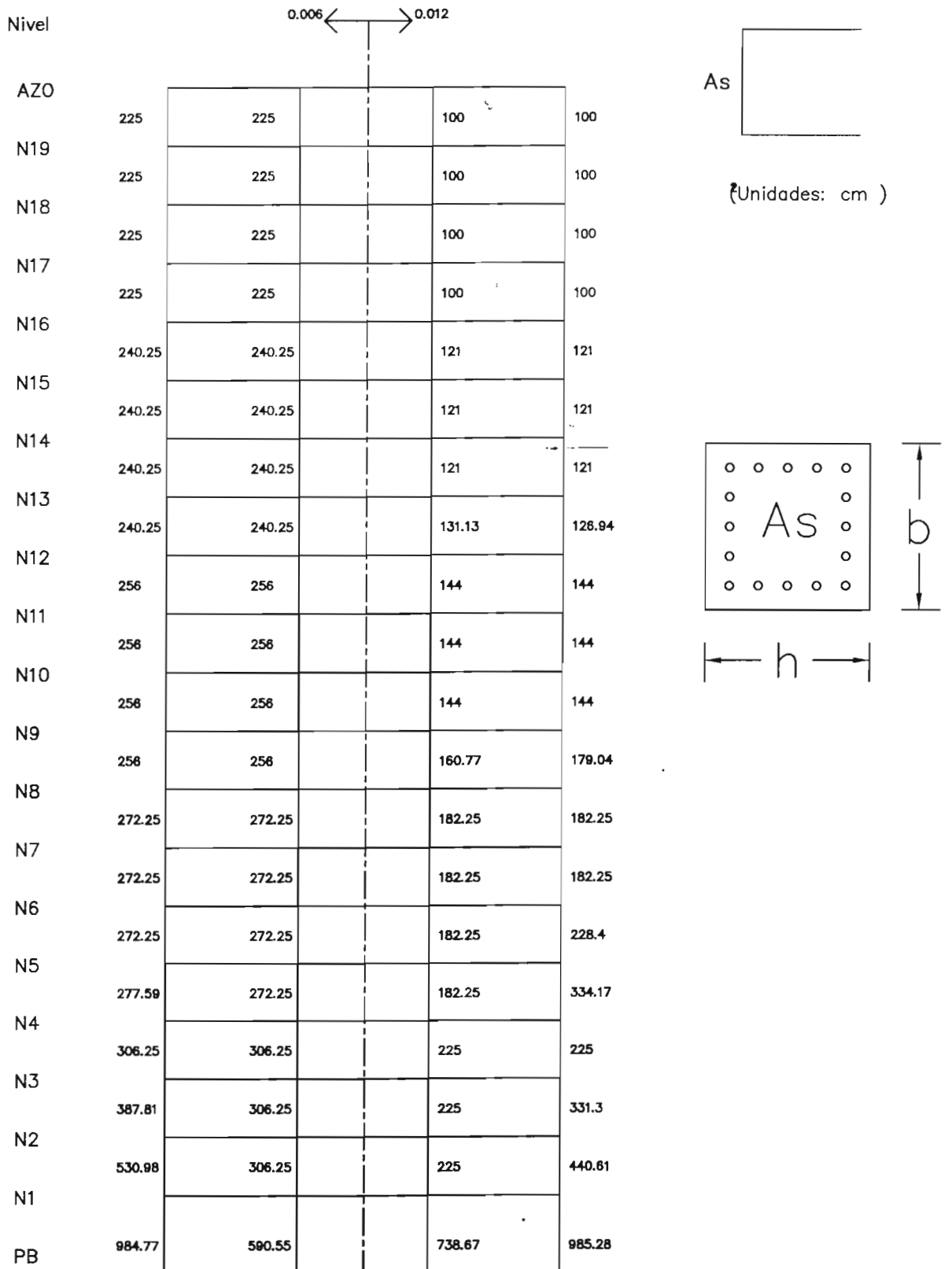


Fig 3.38 Cuanías de acero longitudinal en columnas del eje C, edificio del grupo A, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$

Nivel

0.006 ← → 0.012

AZO	121	121	100	100
N19	121	121	100	100
N18	121	121	100	100
N17	121	121	100	100
N16	144	144	121	121
N15	144	144	121	121
N14	144	144	121	121
N13	144	144	121	121
N12	169	169	144	144
N11	169	169	144	144
N10	169	169	144	144
N9	169	169	144	144
N8	196	196	169	169
N7	196	196	169	169
N6	196	196	169	169
N5	196	196	169	169
N4	225	225	182.25	182.25
N3	225	225	182.25	182.25
N2	225	225	203.43	282.01
N1	512.6	386.97	585.7	669.26
PB				



(Unidades: cm)

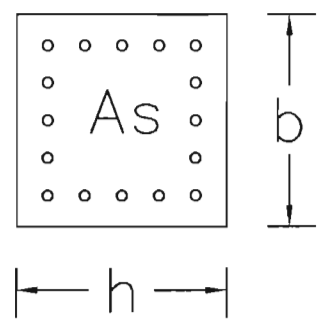


Fig 3.39 Cuantías de acero longitudinal en columna del eje C, edificio del grupo B, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$



(Unidades: cm)

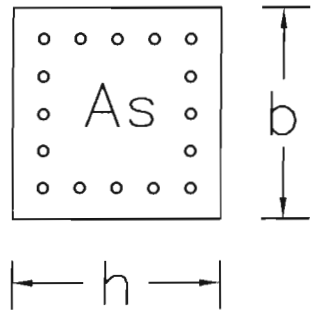
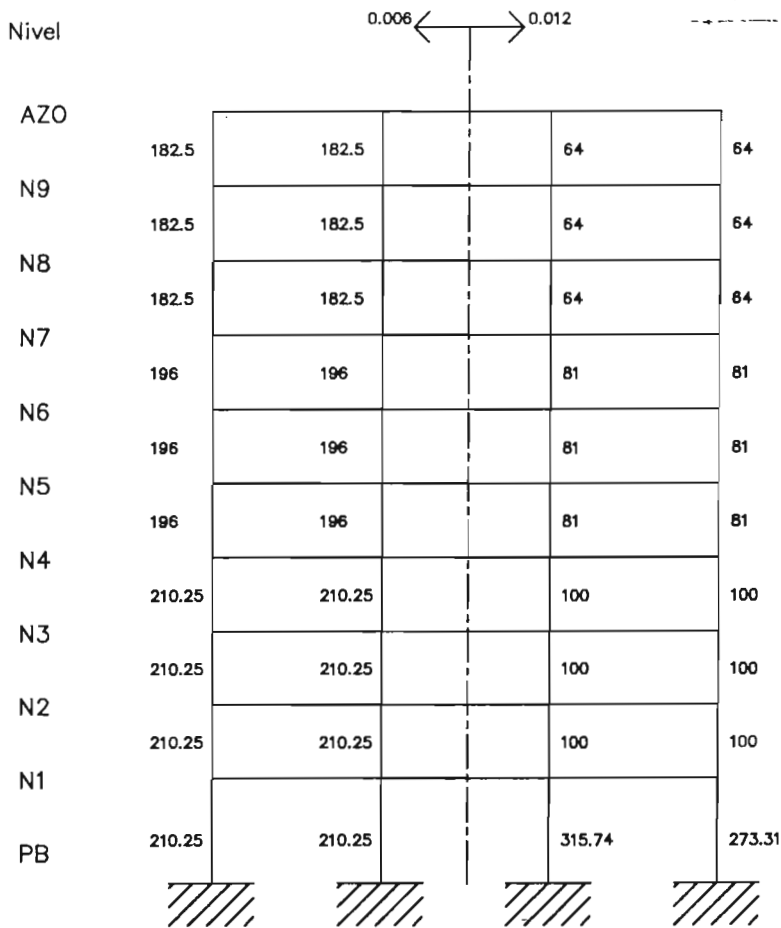


Fig 3.40 Cuantías de acero longitudinal en columnas del eje C, edificio del grupo A, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$



(Unidades: cm)

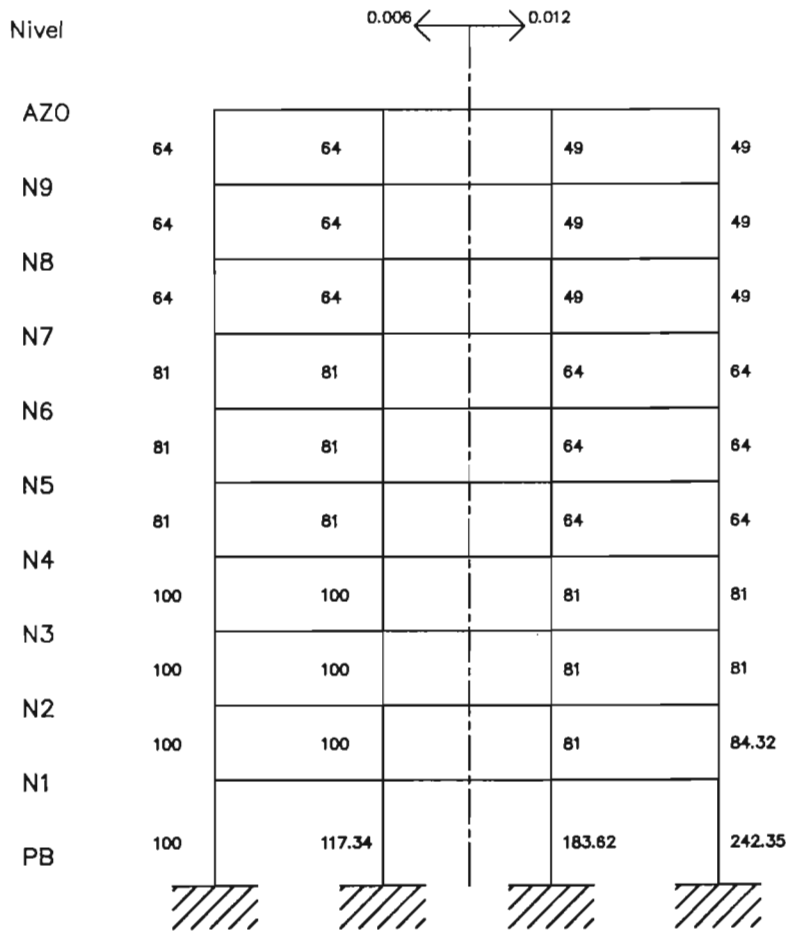
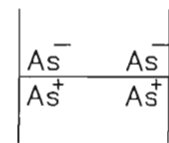


Fig 3.41 Cuantías de acero longitudinal en columnas del eje C, edificio del grupo B, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$

0.006 ← → 0.012

Nivel						
AZO	35.62	35.62	35.62	24.37	24.37	24.37
	35.62	35.62	35.62	24.37	24.37	24.37
N19	35.62	35.62	35.62	30.71	24.37	32.52
	35.62	35.62	35.62	24.37	24.37	24.37
N18	39.34	35.62	31.13	32.92	24.37	41.81
	35.62	35.62	35.62	24.37	24.37	24.37
N17	47.89	35.62	48.17	49.20	25.52	51.12
	35.62	35.62	35.62	32.23	31.63	24.37
N16	56.54	35.62	57.60	59.76	33.65	60.91
	35.62	41.01	43.68	42.46	41.19	29.09
N15	63.99	39.07	65.90	68.36	41.19	68.81
	35.62	48.08	51.72	50.48	48.51	32.64
N14	71.13	46.18	73.92	76.79	49.10	76.72
	35.62	54.82	59.49	58.39	55.66	36.14
N13	77.69	52.85	81.35	84.44	56.60	83.98
	40.11	60.98	66.68	65.55	62.10	40.98
N12	84.32	59.38	89.13	93.69	63.89	91.73
	46.66	67.49	74.34	74.47	69.92	47.88
N11	89.75	65.23	95.43	100.35	70.32	97.55
	52.39	72.65	80.40	80.59	75.35	53.86
N10	94.92	71.00	101.26	106.48	78.98	103.31
	58.11	77.51	86.01	86.22	80.51	60.28
N9	99.48	76.38	106.28	111.06	82.88	107.95
	63.44	81.77	90.83	90.43	84.53	66.07
N8	104.20	81.85	111.83	118.58	89.39	113.88
	68.88	86.49	96.12	97.90	91.10	72.15
N7	107.67	86.61	115.22	122.10	94.26	117.06
	73.48	89.81	99.53	101.05	94.20	78.48
N6	110.69	91.19	117.92	124.75	99.39	120.23
	77.96	92.64	102.08	103.43	97.00	81.33
N5	112.51	94.93	119.00	125.35	103.31	121.73
	81.63	94.32	103.07	103.91	98.25	85.08
N4	114.69	99.06	120.74	127.95	108.04	124.20
	85.74	96.93	105.04	106.88	101.54	89.62
N3	114.13	101.08	118.87	125.03	109.01	122.17
	87.58	96.46	103.16	104.12	99.82	90.31
N2	110.57	100.86	113.76	117.72	106.33	115.96
	88.88	93.25	98.16	97.31	94.29	87.52
N1	99.48	92.64	98.16	98.10	93.84	99.71
	80.30	81.64	83.03	79.00	78.52	76.64
PB						



(Unidades: cm)

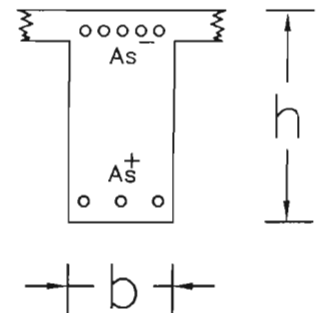
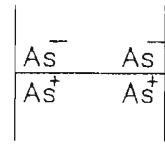


Fig 3.42 Cuantías de acero longitudinal en los extremos de las vigas del eje C, edificio del grupo A, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$

Nivel	0.006 ←		→ 0.012			
AZ0	25.55	25.55	25.55	18.88	18.88	21.37
N19	27.11	25.55	25.55	23.76	18.88	28.14
N18	32.96	25.55	28.44	29.89	18.88	34.27
N17	38.85	25.55	34.41	36.24	18.88	40.63
N16	45.16	25.55	41.02	43.46	23.14	47.69
N15	50.05	25.55	46.36	49.25	28.38	53.12
N14	54.83	30.49	51.57	54.99	33.96	58.54
N13	59.12	35.26	56.29	60.31	39.34	63.55
N12	63.88	39.75	61.82	66.76	44.69	69.34
N11	67.26	43.79	65.80	71.32	49.28	73.35
N10	70.58	48.02	69.51	75.67	54.14	77.37
N9	73.33	51.94	72.56	79.37	58.71	80.81
N8	76.65	55.96	76.54	84.39	63.69	85.21
N7	78.55	59.30	78.77	87.19	67.55	87.64
N6	80.27	62.73	80.52	89.53	71.56	89.93
N5	81.16	65.64	81.30	91.00	75.13	91.45
N4	82.26	68.68	82.54	92.26	78.50	92.65
N3	81.19	70.07	81.27	90.71	79.81	91.27
N2	77.75	69.48	77.63	85.81	78.06	86.39
N1	68.37	63.28	66.65	71.88	68.93	73.79
PB	48.77	50.67	50.45	52.21	52.65	50.53



(Unidades: cm)

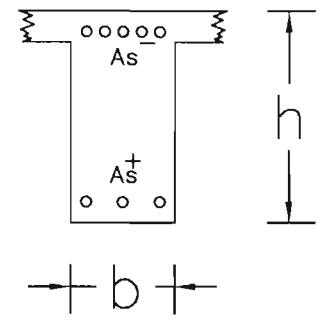
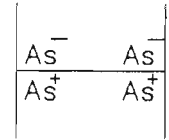


Fig 3.43 Cuantías de acero longitudinal en los extremos de las vigas del eje C, edificio del grupo B, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$



(Unidades: cm)

0.006 ← → 0.012

Nivel	1	2	3	4	5	6
AZO	21.94	16.87	19.75	15.52	10.32	17.66
N9	16.87	16.87	16.87	9.91	9.91	9.91
N8	28.27	18.97	25.94	23.55	17.54	26.43
N7	16.87	16.87	16.87	11.28	9.91	12.57
N6	34.25	25.15	31.91	30.43	24.84	33.57
N5	16.87	16.87	16.87	14.36	11.86	15.73
N4	41.07	32.03	38.74	38.6	32.56	42.05
N3	19.64	20.37	18.77	17.88	17.51	19.32
N2	48.68	38.12	44.48	44.84	38.92	48.25
N1	22.17	25.49	23.98	20.73	22.52	21.83
PB	51.5	43.69	49.4	50.52	45.36	54.06
	24.31	29.83	28.45	25.28	26.99	24.09
	55.4	48.47	53.48	56.55	51.67	56.52
	27	33.56	32.34	30.48	31.97	26.24
	56.43	50.78	54.74	56.13	55.27	58.08
	29.05	34.46	33.45	32.46	33.72	28.82
	54.08	49.99	52.71	55.74	56.33	57.69
	28.25	32.32	31.58	32.28	33.19	29.49
	45.77	43.64	44.53	51.42	51.3	53.79
	22.81	24.6	24.11	26.28	27.06	26.18

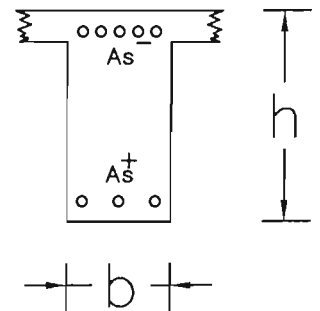
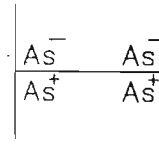


Fig 3.44 Cuantías de acero longitudinal en los extremos de las vigas del eje C, edificio del grupo A, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$



(Unidades: cm)

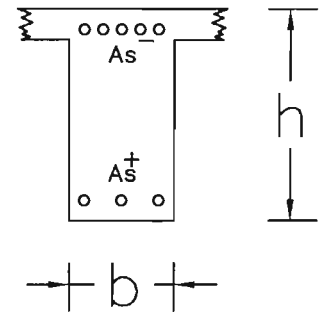
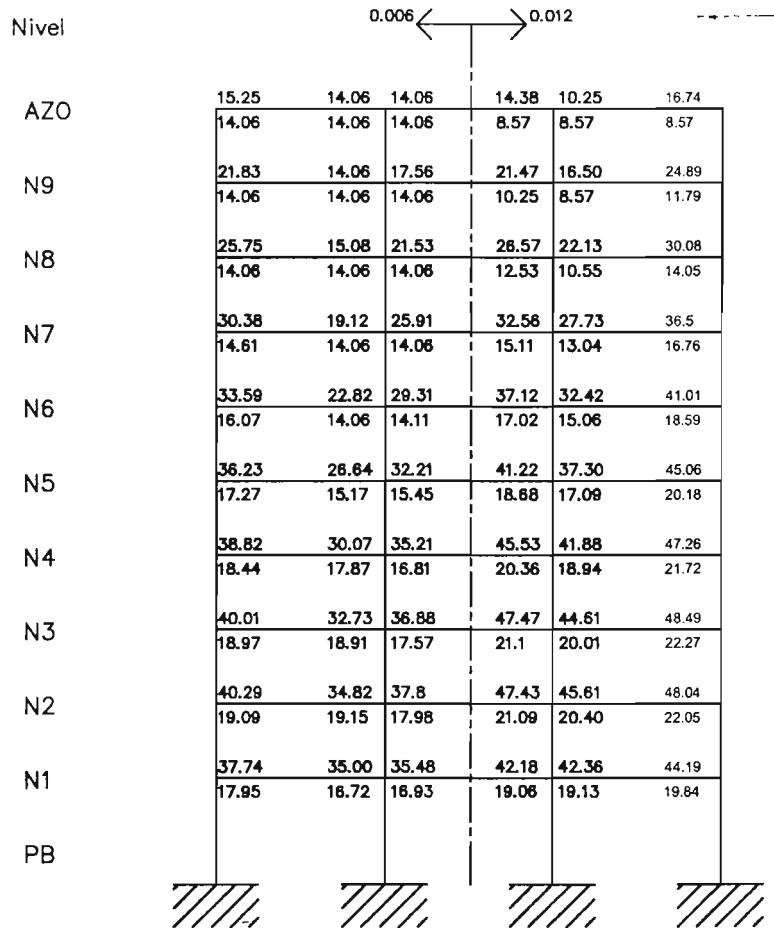


Fig 3.45 Cuantías de acero longitudinal en los extremos de las vigas del eje C, edificio del grupo B, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$

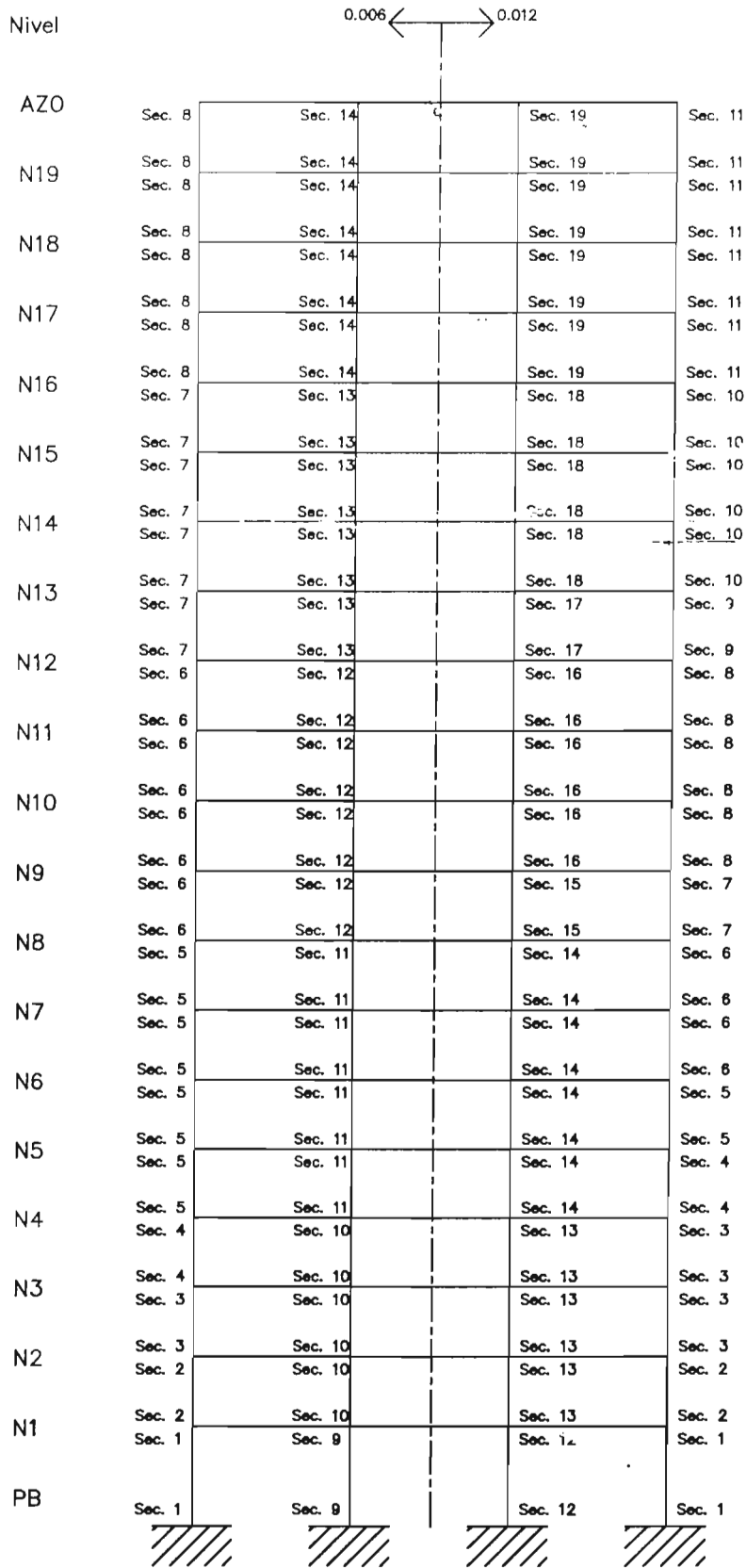


Fig 3.46 Distribución de los tipos de armados de columnas del eje C, diseños del grupo A, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$

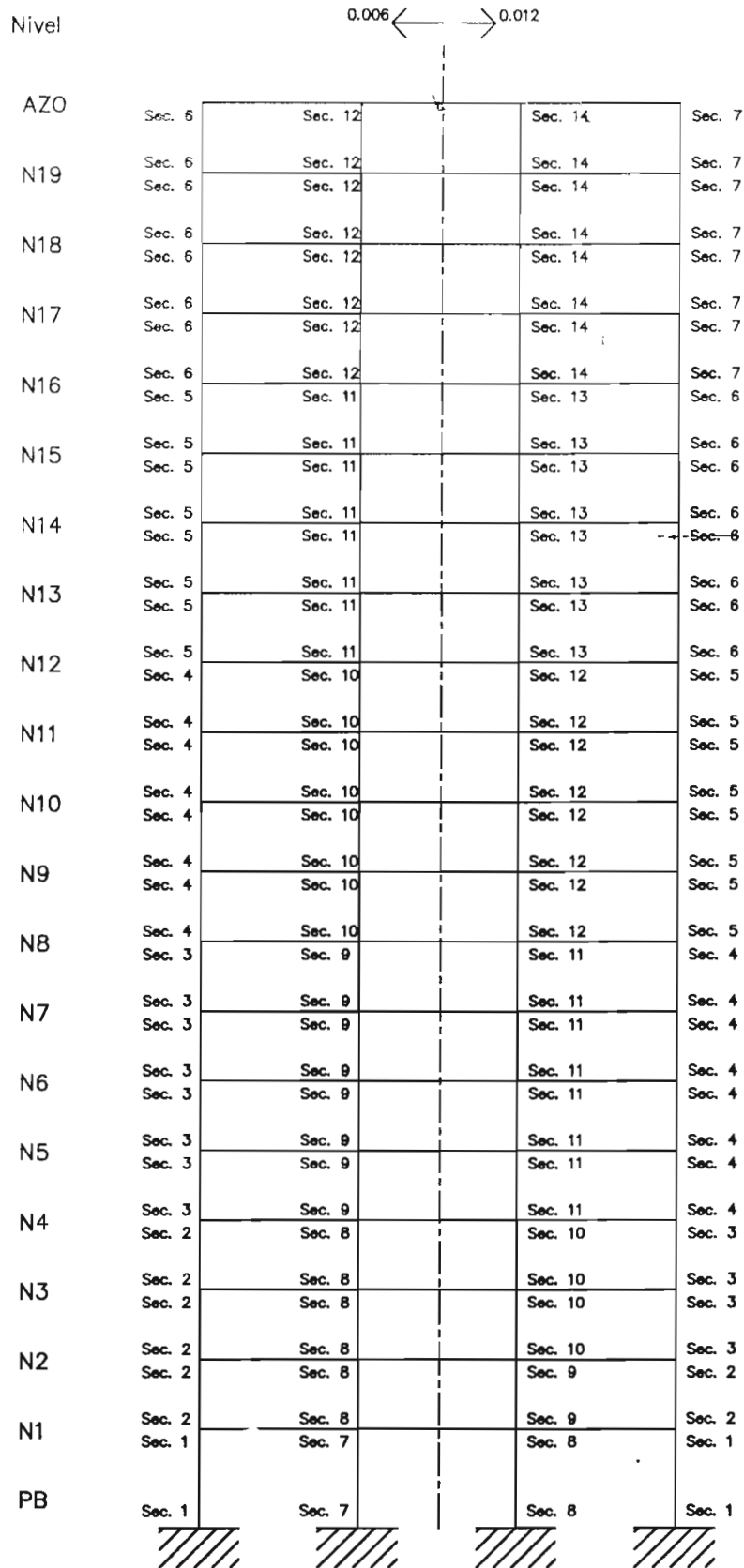


Fig 3.47 Distribución de los tipos de armados de columnas del eje C, diseños del grupo B, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$

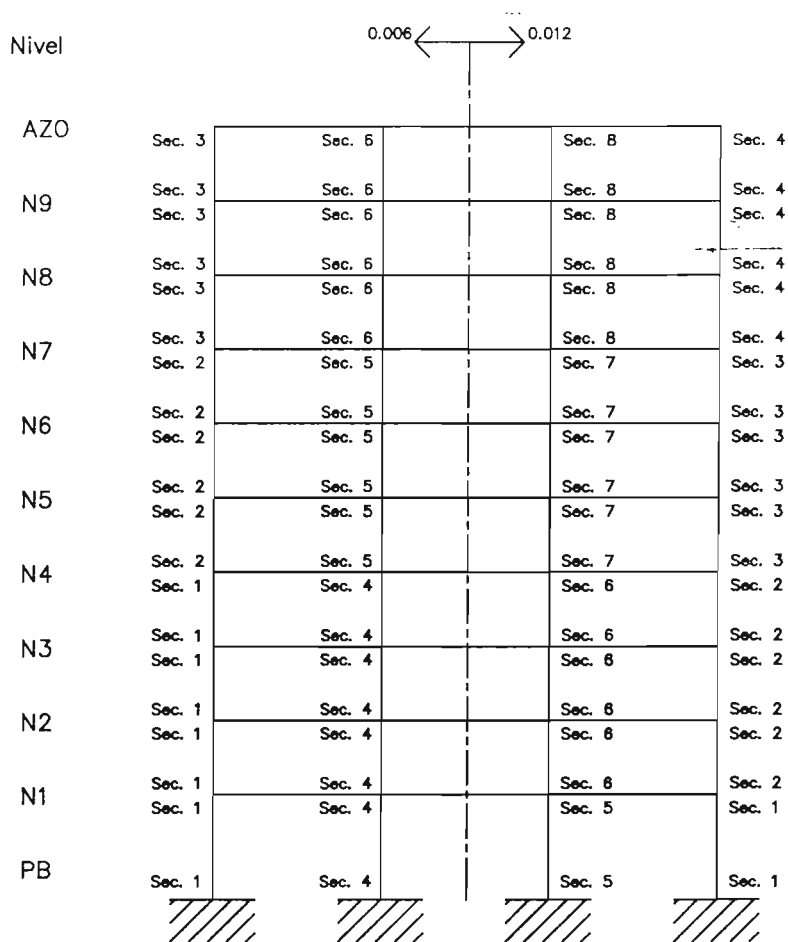


Fig 3.48 Distribución de los tipos de armados de columnas del eje C, diseños del grupo A, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$

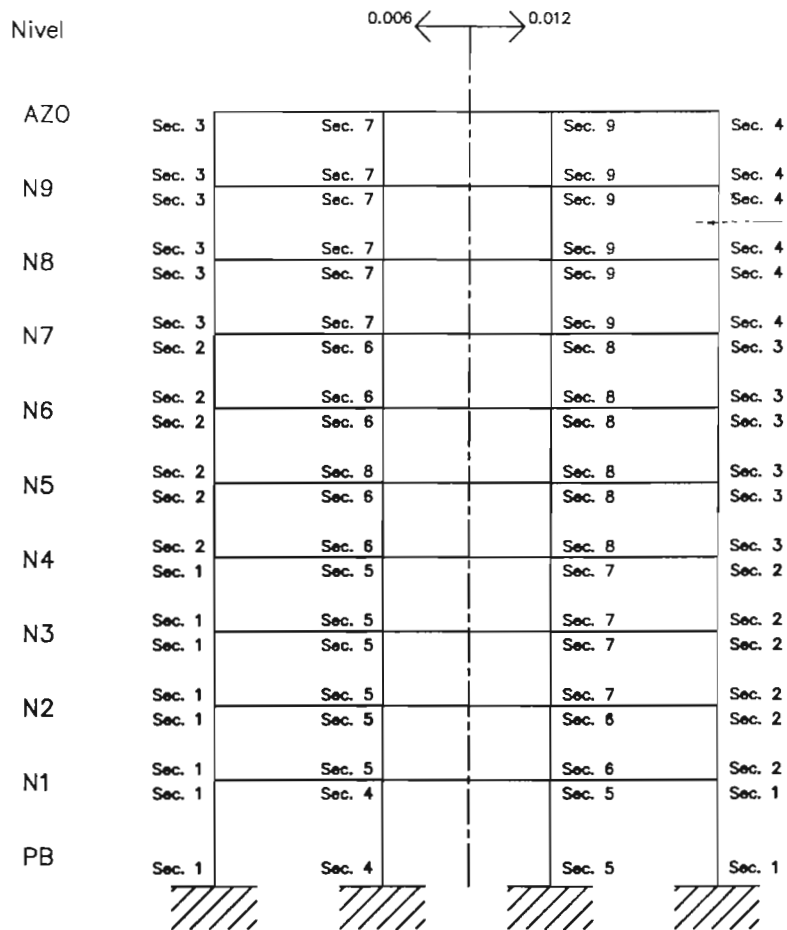


Fig 3.49 Distribución de los tipos de armados de columnas del eje C, diseños del grupo B, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$

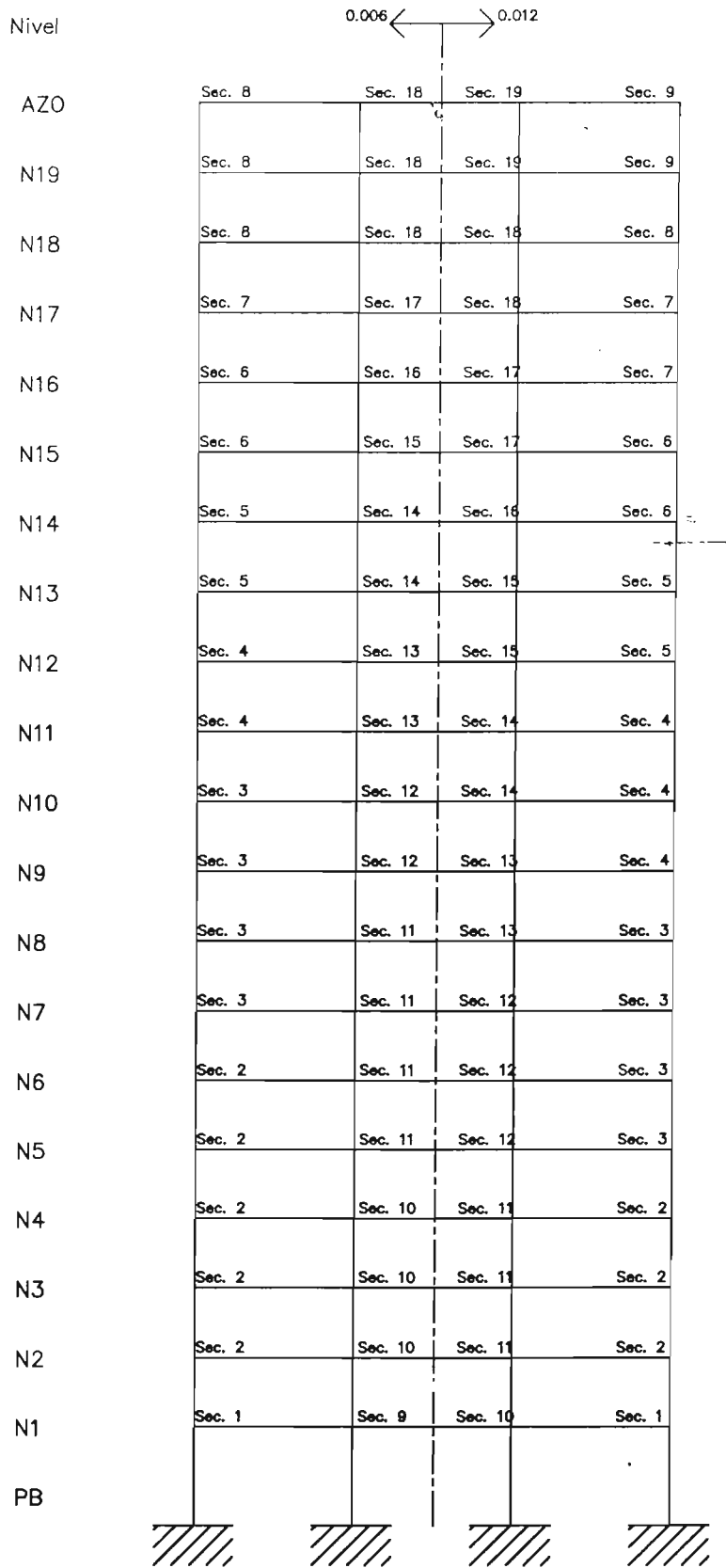


Fig 3.50 Distribución de los tipos de armados de vigas del eje C, diseños del grupo A, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$

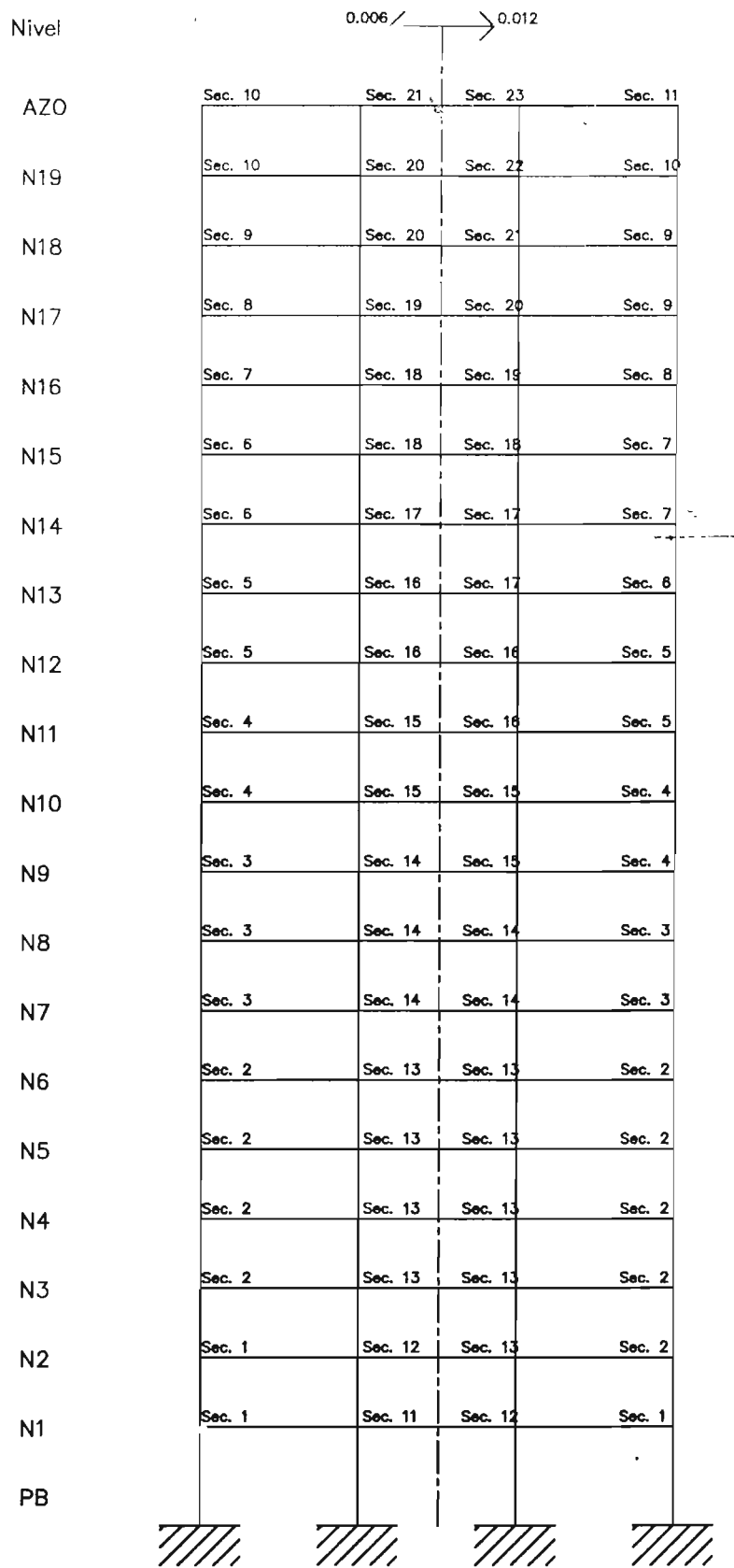


Fig 3.51 Distribución de los tipos de armados de vigas del eje C, diseños del grupo B, 20 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$

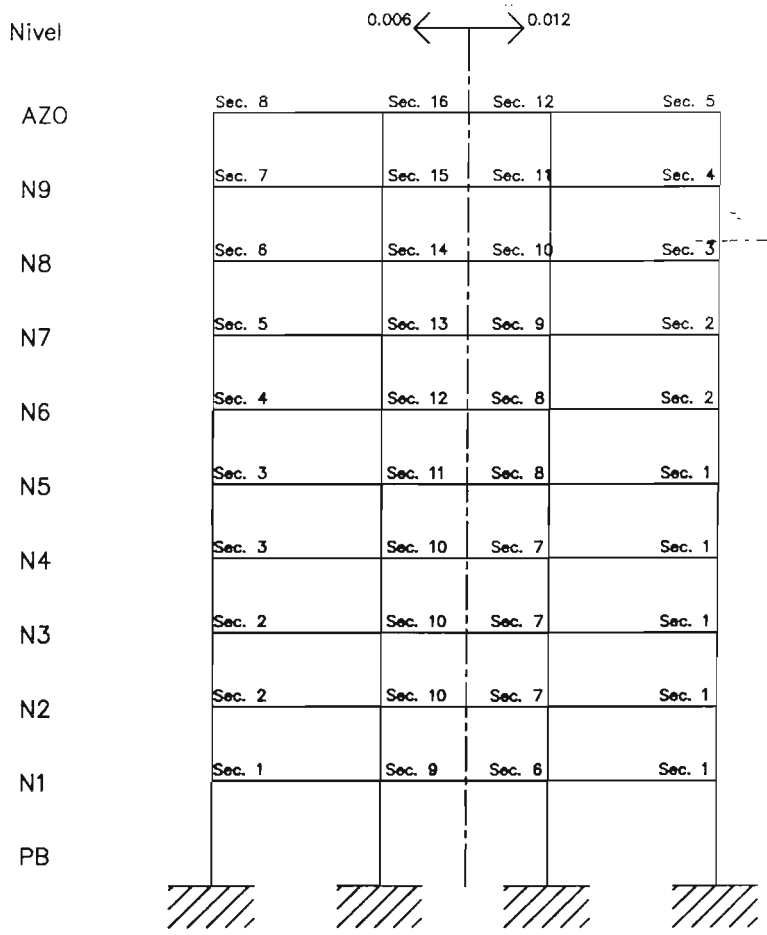


Fig 3.52 Distribución de los tipos de armados de vigas del eje C, diseños del grupo A, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$

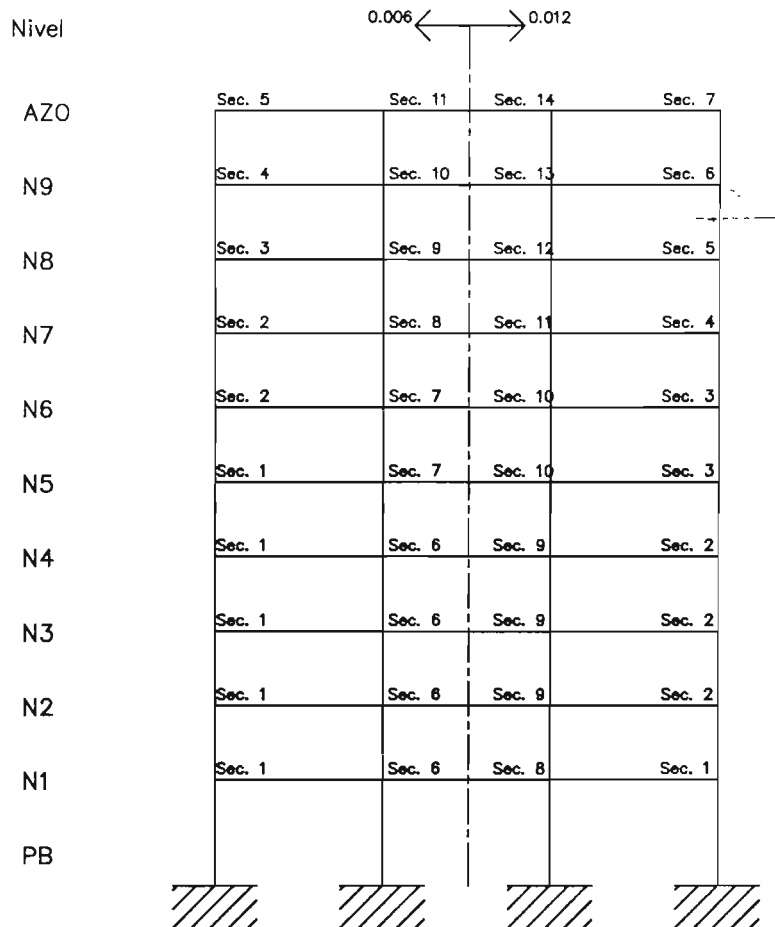
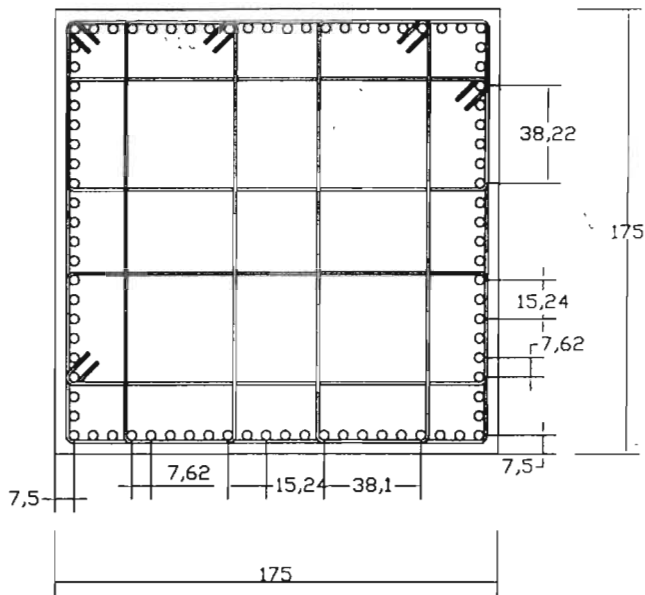


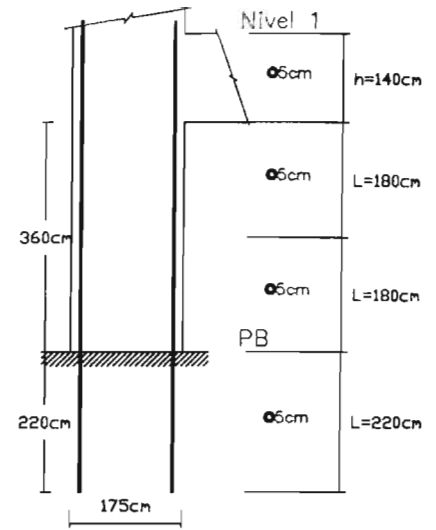
Fig 3.53 Distribución de los tipos de armados de vigas del eje C, diseños del grupo B, 10 niveles, $\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$



o 84 vars #12
5 estribos #4 @ 5 cm

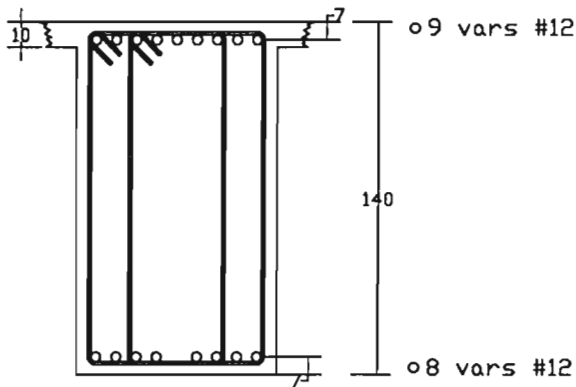
Acot: cm

a) Corte transversal



b) Elevación

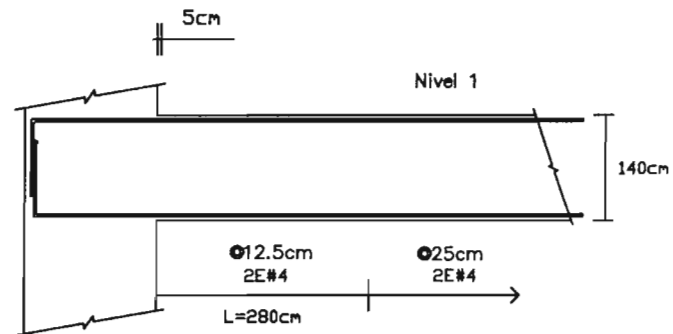
Fig 3.54 Diseño de columna, sección 1, caso A.1



80
2 estribos #4 @ 12.5 cm

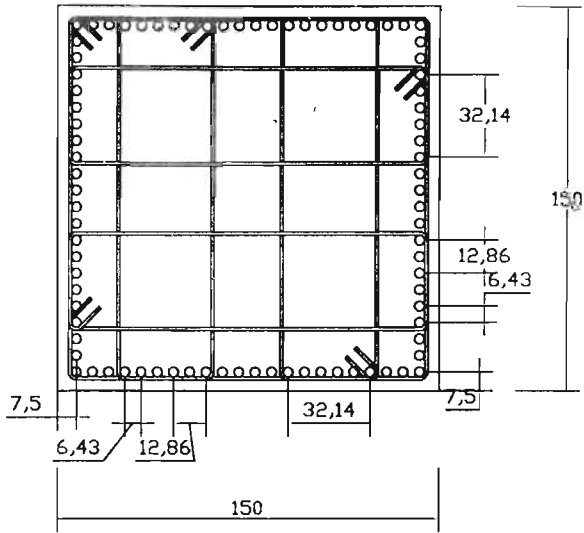
Acot: cm

a) Corte transversal



b) Elevación

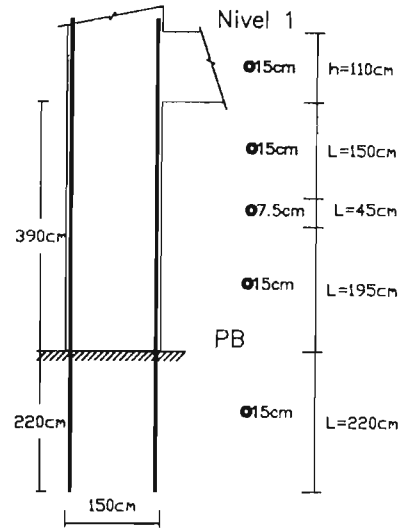
Fig 3.55 Diseño de viga, sección 1, caso A.1



o 84 vars #12
5 estribos #4 @7.5 cm

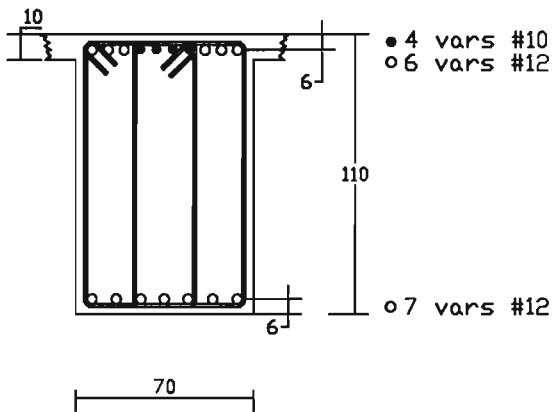
Acot: cm

a) Corte transversal



b) Elevación

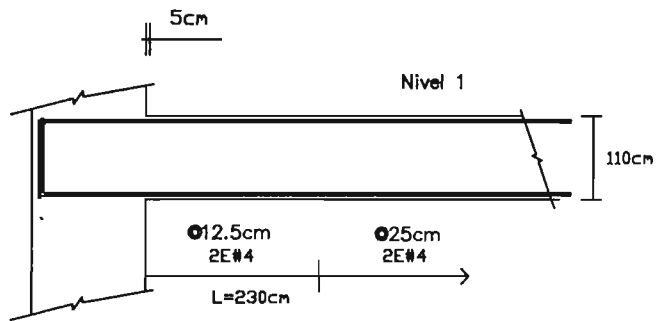
Fig 3.56 Diseño de columna, sección 1, caso A.2



2 estribos # 4 @12.5 cm

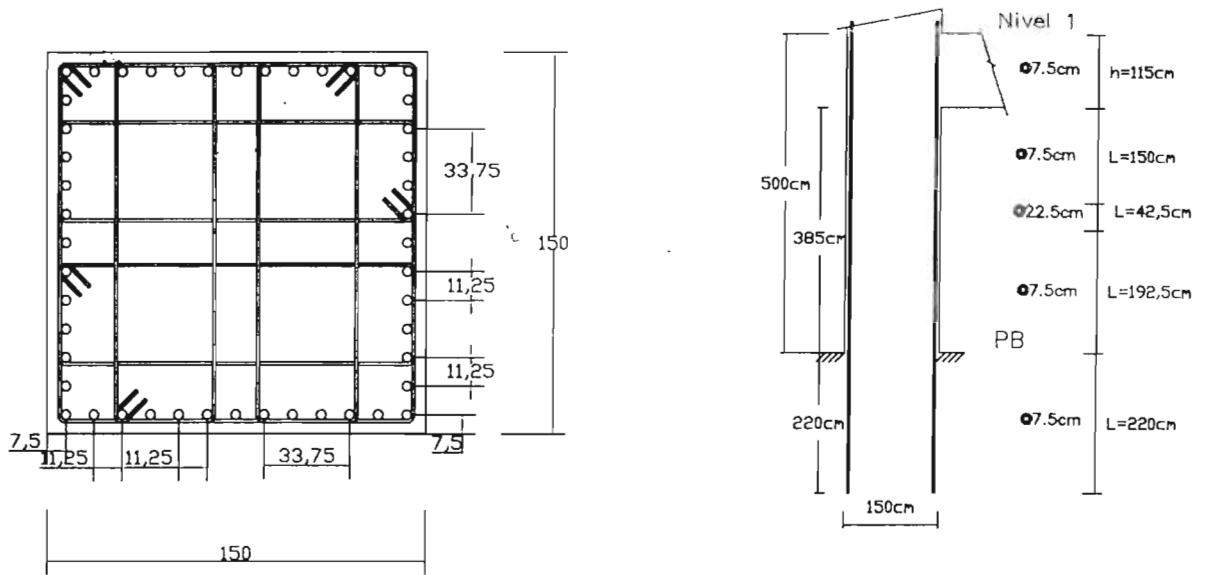
Acot: cm

a) Corte transversal



b) Elevación

Fig 3.57 Diseño de viga, sección 1, caso A.2



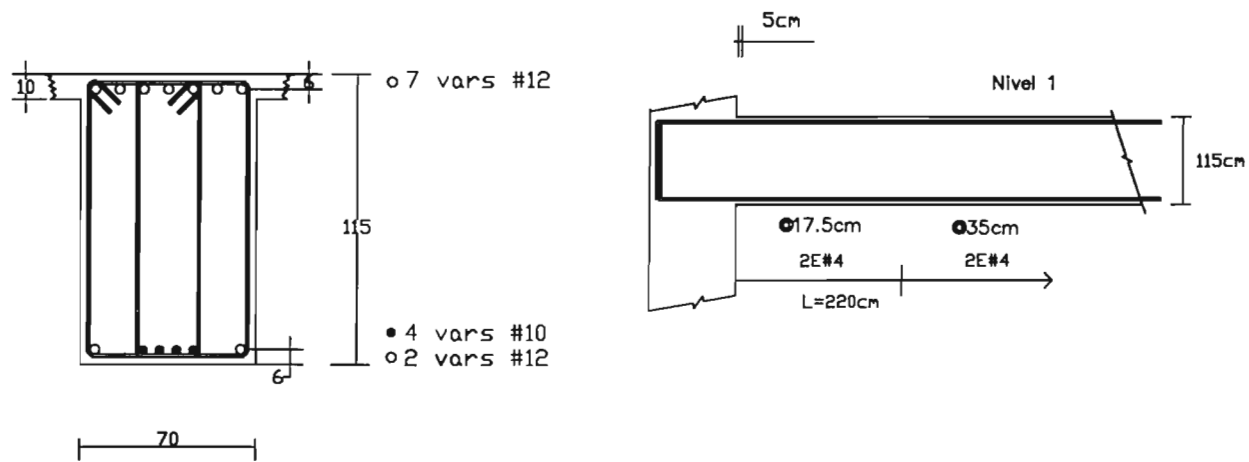
o 48 vars #12
5 estribos #4 @7.5 cm

Acot: cm

a) Corte transversal

b) Elevación

Fig 3.58 Diseño de columna, sección 1, caso B.1



2 estribos # 4 @17.5 cm

Acot: cm

a) Corte transversal

b) Elevación

Fig 3.59 Diseño de viga, sección 1, caso B.1

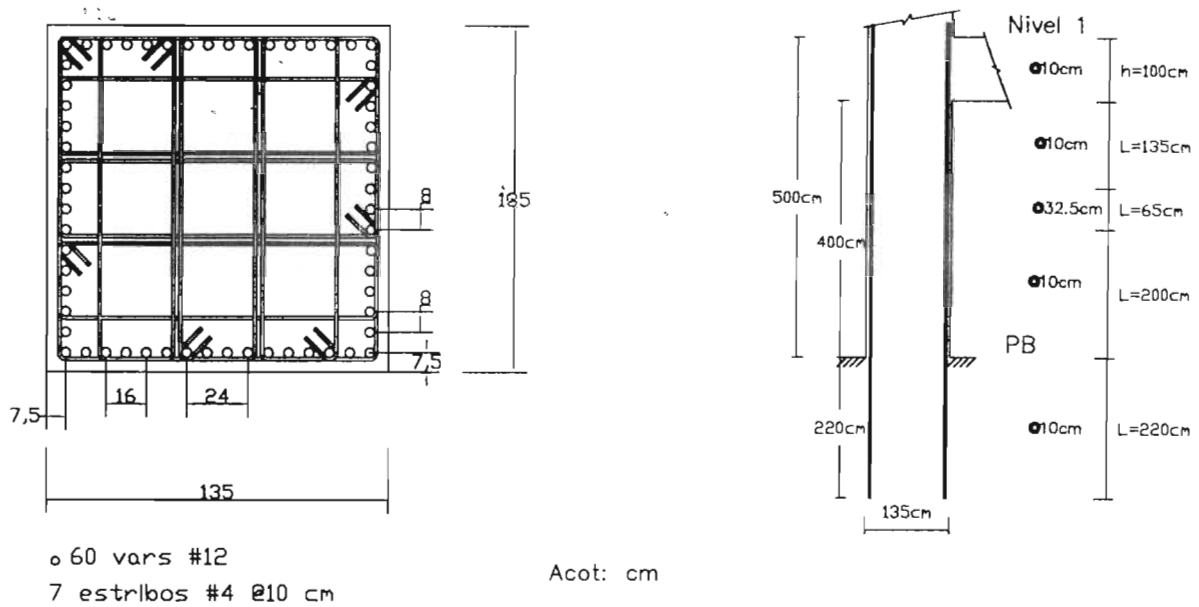


Fig 3.60 Diseño de columna, sección 1, caso B.2

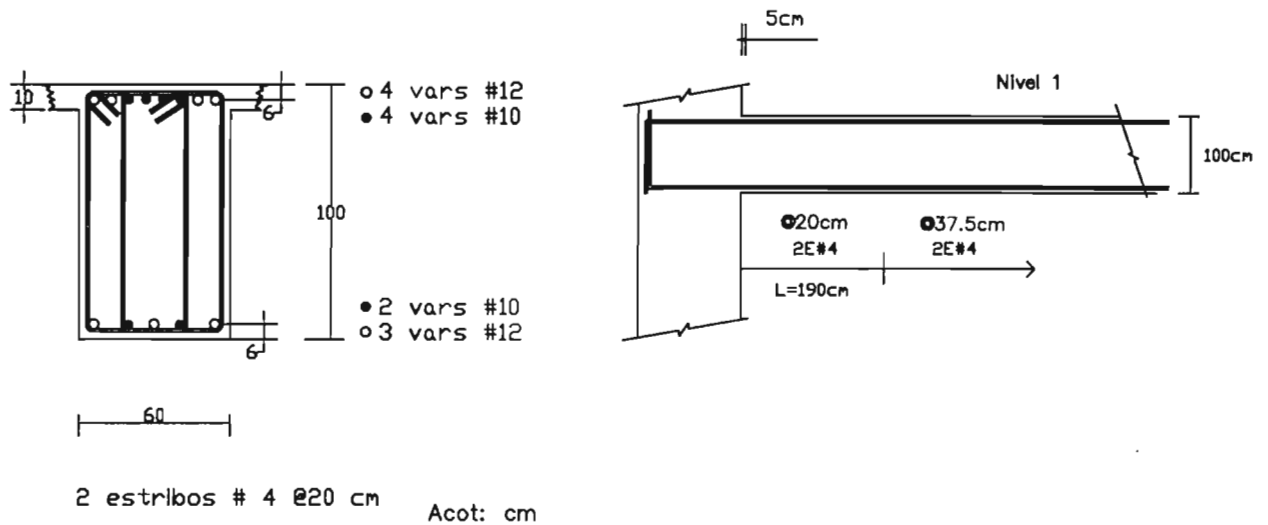
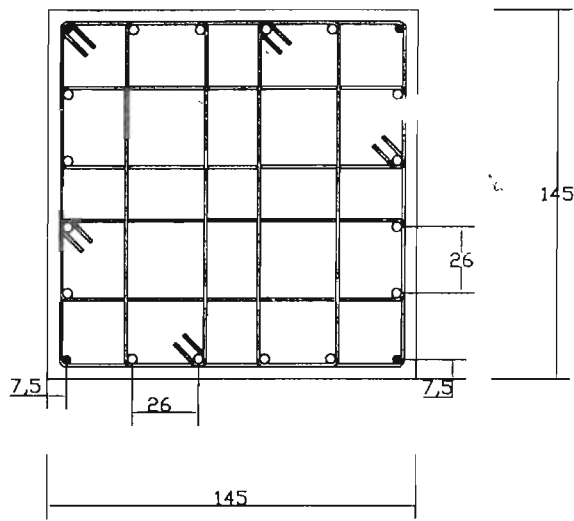


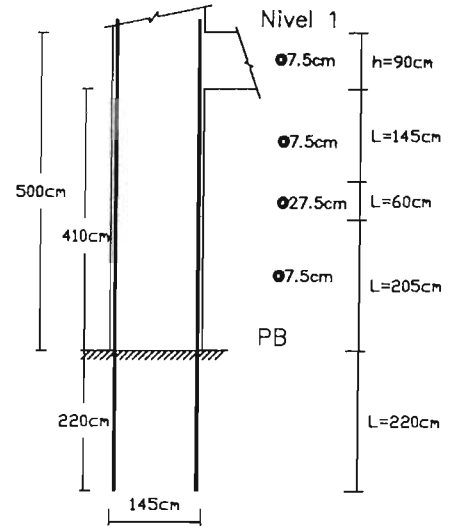
Fig 3.61 Diseño de viga, sección 1, caso B.2



- 4 vars #10
- o 16 vars #12
- 5 estribos #4 @7.5 cm

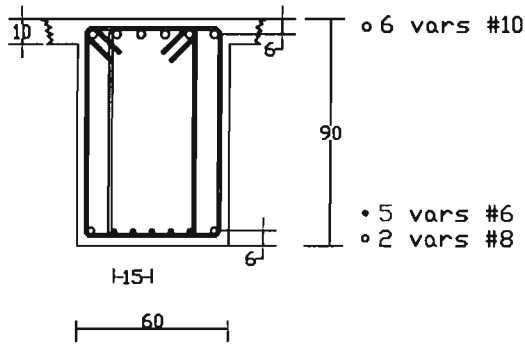
Acot: cm

a) Corte transversal



b) Elevación

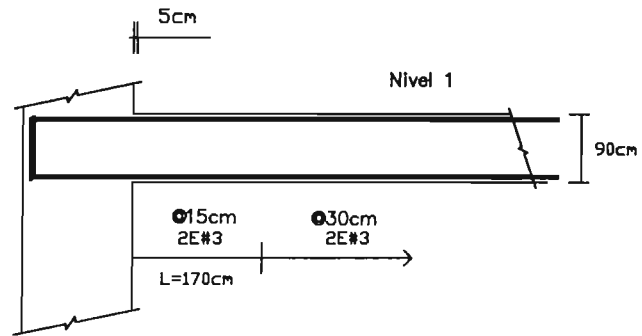
Fig 3.62 Diseño de columna, sección 1, caso C.1



- 6 vars #10
 - 5 vars #6
 - 2 vars #8
- 2 estribos # 3 @15 cm

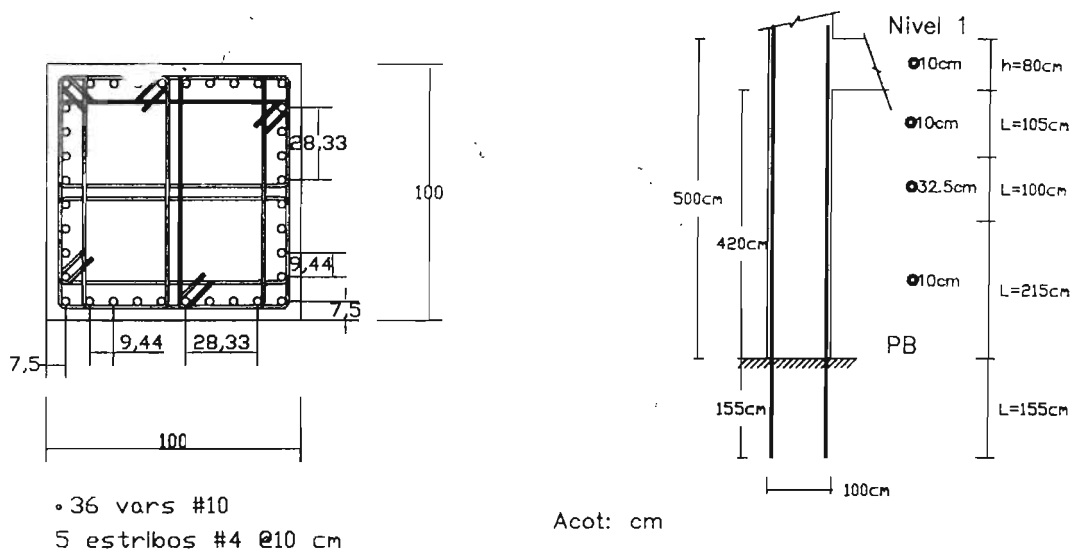
Acot: cm

a) Corte transversal



b) Elevación

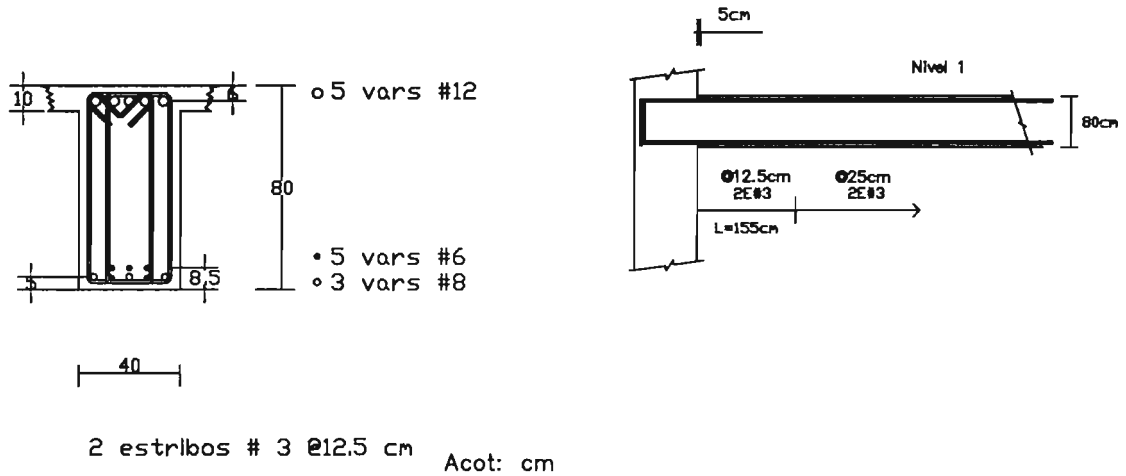
Fig 3.63 Diseño de viga, sección 1, caso C.1



a) Corte transversal

b) Elevación

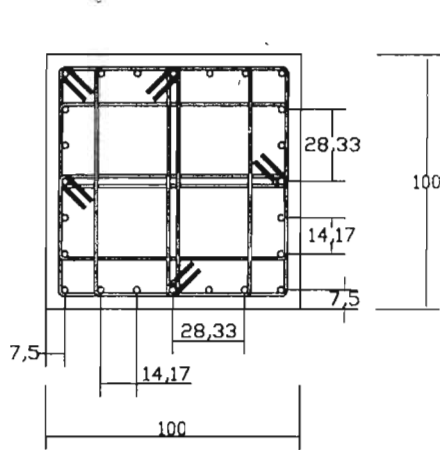
Fig 3.64 Diseño de columna, sección 1, caso C.2



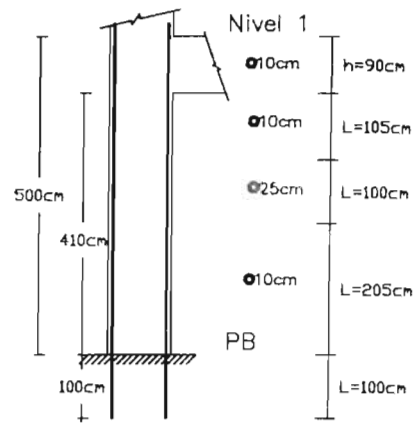
a) Corte transversal

b) Elevación

Fig 3.65 Diseño de viga, sección 1, caso C.2



• 24 vars #8
5 estribos #4 @10 cm

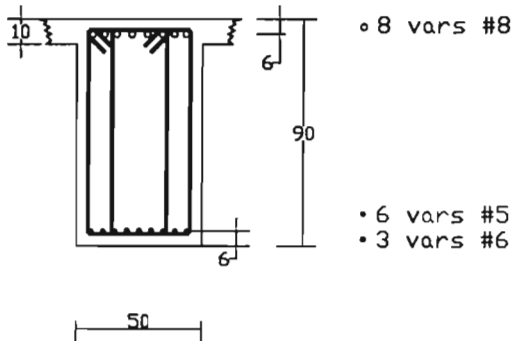


Acot: cm

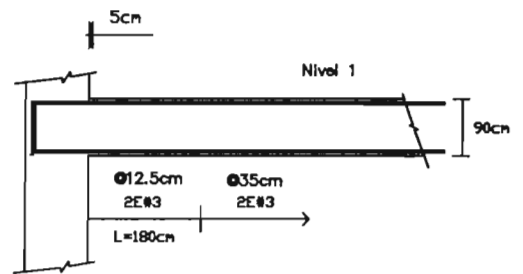
a) Corte transversal

b) Elevación

Fig 3.66 Diseño de columna, sección 1, caso D.1



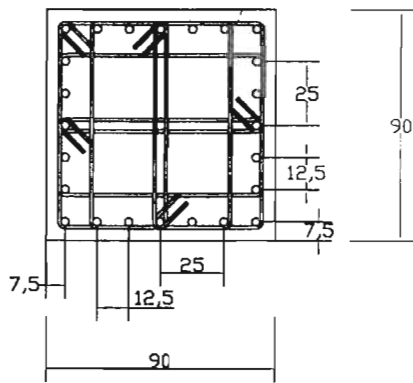
2 estribos # 3 @17.5 cm Acot: cm



a) Corte transversal

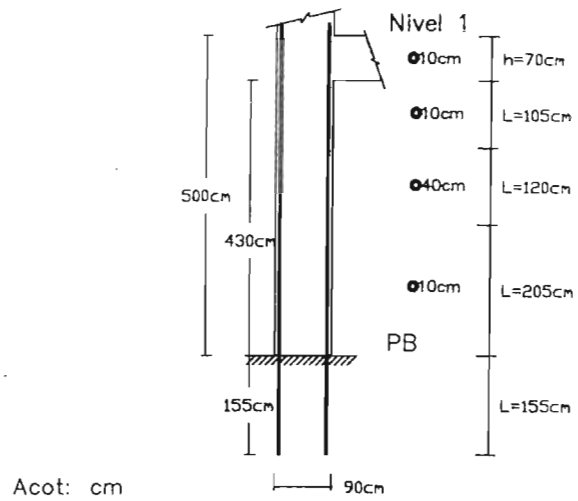
b) Elevación

Fig 3.67 Diseño de viga, sección 1, caso D.1



• 24 vars #10
5 estribos #4 @10 cm

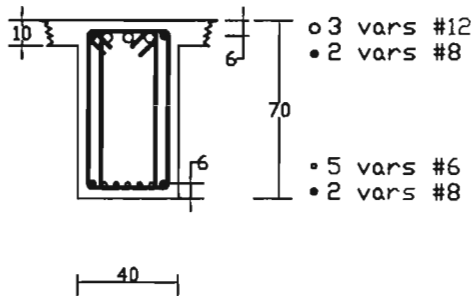
a) Corte transversal



Acot: cm

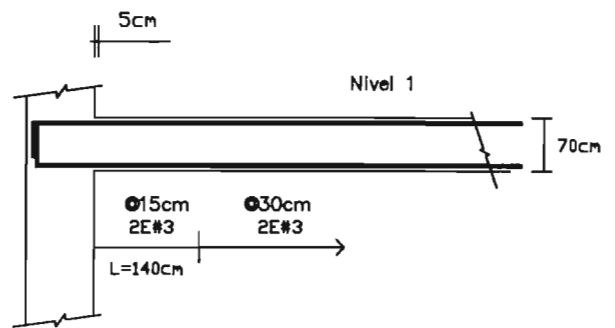
b) Elevación

Fig 3.68 Diseño de columna, sección 1, caso D.2



2 estribos # 3 @15 cm Acot: cm

a) Corte transversal



b) Elevación

Fig 3.69 Diseño de viga, sección 1, caso D.2

4. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

4.1 Introducción

En el capítulo anterior se presentaron todos los resultados del dimensionamiento de los edificios, así como también las cantidades de acero necesarias en vigas y columnas, satisfaciendo los requisitos generales y de marcos dúctiles (factor de comportamiento sísmico $Q=4$), para los dos niveles de deformación lateral permisible (0.006 y 0.012 veces la altura de entrepiso), según el RDF-93 y sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes. Ahora, se revisará el comportamiento ante la acción del acelerograma SCT-EW (fig 4.1) de los sismos de 1985, con base en respuestas tanto en el rango elástico como en el inelástico, considerando resistencias nominales y, en una segunda etapa, el efecto de sobre-resistencias que se presentan en los elementos estructurales. Para ello se hacen análisis sísmicos dinámicos paso a paso en la historia del tiempo.

Además, para cada caso de diseño y para cada tipo de resistencia considerada (nominal y sobre-resistencia), se realizan análisis no lineales ante cargas laterales monotónicamente crecientes hasta llevar al colapso a cada edificio y, de esta manera, verificar su mecanismo de falla (análisis conocido por Push-over).

Para realizar estas revisiones se recurrió a la ayuda del programa para computadora DRAIN-2DX, que permite realizar el análisis dinámico paso a paso de cualquier estructura de forma bidimensional, así como el análisis ante cargas laterales monotónicamente crecientes. Las características principales del DRAIN-2DX se presentan en el apéndice B.

Los análisis de las respuestas inelásticas sólo se determinan para el marco estructural del eje C de cada edificio, ya que este eje es representativo del comportamiento tridimensional de los edificios que interesan en este trabajo tanto en la dirección X como en la dirección Y. Los modelos matemáticos de los edificios de 20 niveles tienen 60 vigas y 80 columnas unidas entre sí a través de nudos, mientras que los edificios de 10 niveles constan de 30 vigas y 40 columnas. La masa de cada

piso se concentra en un nudo maestro que esclaviza a los otros tres nudos de cada piso (figs 4.2 y 4.3); lo anterior asume la existencia en cada nivel de una losa infinitamente rígida en su plano.

Debido a que el DRAIN-2DX trabaja solamente en dos dimensiones, fue necesario realizar diversas calibraciones ante la acción de fuerzas verticales y horizontales para que los resultados obtenidos en forma bidimensional realmente fueran representativos del sistema tridimensional; se compararon los resultados de periodos, desplazamientos laterales y elementos mecánicos de vigas y columnas determinados con el DRAIN-2DX, para carga vertical y fuerzas sísmicas estáticas, en el rango elástico, contra los correspondientes resultados del eje C de los modelos tridimensionales de todos los casos analizados con el ETABS. De esta forma, se pudo constatar que las respuestas obtenidas con ambos programas eran prácticamente las mismas; esto es, el marco estructural del eje C sí es representativo del mismo eje C, pero del comportamiento tridimensional. Los desplazamientos para el análisis estático se muestran en las figs 4.4 a 4.7; las tablas 4.1 a 4.4 comparan los periodos de vibración del ETABS y DRAIN-2DX.

Después de comprobar lo anterior, se tuvo la certeza de que el modelo bidimensional del marco estructural del eje C representa adecuadamente al de tres dimensiones; posteriormente se realizaron los análisis dinámicos paso a paso en los rangos elástico e inelástico, este último con resistencias nominales y con sobre-resistencias. Con base en los armados del diseño se calcularon las resistencias a flexión, cortante y flexocompresión de todas las vigas y columnas, desde el punto de vista nominal y con los efectos de las sobre-resistencias. Se utilizó un programa elaborado en el Instituto de Ingeniería, UNAM, para determinar dichas resistencias.

Las tablas 4.5 a 4.8 tienen los datos principales de los diagramas de interacción momento flexionante – carga axial (M-P) que definen las resistencias nominales de las distintas secciones de columnas de los casos analizados; las tablas 4.9 a 4.12 muestran los tipos de resistencias nominales a flexión de las vigas, para todos los casos de interés. En la tabla 4.13 se presentan los diferentes valores del ancho del volado del patín (b_1) y del ancho total (b) de las vigas en el que se considera el acero de la losa trabajando a compresión y tensión, respectivamente, y en la tabla 4.14 las cuantías de acero adicional aportado por la losa, a compresión y tensión, utilizado para el cálculo de las sobre-resistencias en vigas. Las tablas 4.15 a 4.18 contienen los datos principales de los diagramas de interacción de flexocompresión con los efectos de las sobre-resistencias de las columnas para todos los casos, y, por último, las tablas 4.19 a 4.22 muestran los datos de las resistencias a flexión con los efectos de las sobre-resistencias de todos los tipos de vigas de los casos analizados.

En una primera etapa, para fines comparativos, se realizan análisis paso a paso con resistencias muy grandes (caso elástico) y con resistencias nominales de acuerdo a los armados resultantes de un diseño convencional. En una segunda etapa, se realiza el análisis paso a paso con los efectos de sobre-resistencias. Se comparan las respuestas del caso elástico y el inelástico sin y con sobre-resistencias (desplazamientos horizontales máximos, historias de desplazamientos en azotea, demandas de ductilidad global, relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, fuerzas cortantes de entrepiso, historias de coeficientes sísmicos, relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, distribuciones globales de rótulas plásticas, demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, historias en el tiempo de elementos mecánicos para vigas y columnas tipo, etc).

Una tercera etapa consistió en obtener las respuestas ante un análisis lateral estático no lineal con fuerzas monotónicamente crecientes, utilizando los valores de las resistencias nominales y con efectos de las sobre-resistencias. Para ello se utilizaron diferentes distribuciones de fuerzas en la altura de acuerdo a los cortantes de entrepiso obtenidos de los análisis paso a paso elástico, inelástico con resistencias nominales e inelástico con sobre-resistencias. Para cada tipo de distribución de cargas laterales y tipo de resistencias se obtuvieron las curvas de capacidad (cortante

basal contra desplazamiento de azotea), demandas de ductilidad en columnas y vigas, y distribución de articulaciones plásticas en el marco estructural del eje C; se comparan las respuestas.

4.2 Respuestas inelásticas del análisis dinámico paso a paso con resistencias nominales

4.2.1 Desplazamientos horizontales máximos, historias de desplazamientos en azotea y demandas de ductilidad global

Las figs 4.8 a 4.11 muestran las envolventes de desplazamientos laterales de los análisis sísmicos paso a paso elástico e inelástico nominal, así como también del análisis modal espectral de la etapa de diseño, casos A.1 y A.2, B.1 y B.2, C.1 y C.2, D.1 y D.2.

Las respuestas de diseño de los casos de grupo A (casos A y C) son las que presentan las mayores amplitudes; esto es, después de haber diseñado ante el sismo con el factor de seguridad adicional de 1.5, se tiene un rango de seguridad adecuado con respecto de las exigencias del acelerograma SCT-EW-85. Las respuestas de diseño de los casos del grupo B, llegan a ser menores que las de la respuesta elástica e inelástica ante el acelerograma. Esto representa una diferencia importante entre las estructuras diseñadas como grupo A y entre las que pertenecen al grupo B.

Se obtuvieron, también, las historias en el tiempo de desplazamientos de azotea de cada caso de edificio diseñado para los dos límites permisibles de deformación lateral, considerando comportamientos elástico e inelástico (ver figs 4.12 a 4.15); los análisis elástico e inelástico inician con los mismos desplazamientos hasta un determinado instante en que las gráficas se separan y, en general, comienzan a ser menores los desplazamientos si la estructura se comporta inelásticamente, aunque en algunos casos (B.1, D.1 y D.2) existen picos en las gráficas en donde ocurren desplazamientos más grandes para el comportamiento inelástico nominal. Las respuestas para $\gamma_p \leq 0.012$ y para el grupo B tienden a ser mayores.

Conocidas las historias de desplazamientos elásticos e inelásticos, ambos tipos de diseño ($\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012), posteriormente se obtuvieron las demandas de ductilidad global. Los valores de desplazamientos y los factores de ductilidad obtenidos para cada caso, se presentan en la tabla 4.23. En general, los casos con mayor deformación de entrepiso permisible ($\gamma_p \leq 0.012$) y las del grupo B, tienen mayores demandas de ductilidad global (a excepción de los casos B y D con resistencias nominales). En esta misma tabla se tienen los resultados con los efectos de sobre-resistencias; estos valores se discuten posteriormente.

4.2.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri}/h_i

Las envolventes de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso se presentan en las figs 4.16 a 4.19, condiciones elástica e inelástica nominal; en dichas figuras se hace una comparación con los valores obtenidos del diseño con el análisis espectral. Como era de esperarse, las respuestas dinámicas paso a paso elástica e inelástica de las estructuras del grupo A, resultan lejos de los límites 0.006 y 0.012 establecidos; sin embargo, las respuestas inelásticas de las estructuras del grupo B, sí logran alcanzar dichos límites e inclusive en algunos entrepisos los sobrepasan un poco (casos B.1, D.1 y D.2; figs 4.17 y 4.19).

4.2.3 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las figs 4.20 a 4.23 comparan las envolventes de las fuerzas cortantes de entrepiso de los análisis sísmicos paso a paso (comportamientos elástico e inelástico nominal) y del dinámico modal espectral de cada caso revisado. Las respuestas de diseño tienden a ser mayores para los casos en que los elementos no-estructurales están ligados a la estructura principal ($\gamma_p \leq 0.006$). Las diferencias entre las fuerzas cortantes de diseño y las de las respuestas dinámicas paso a paso son mayores en las estructuras de mayor importancia (grupo A); las del grupo B presentan fuerzas cortantes del análisis paso a paso mucho más cercanas a las fuerzas cortantes del análisis modal espectral.

En todos los casos, las fuerzas cortantes de los análisis inelásticos nominales, en las que la estructura incursiona en el rango inelástico, resultan ser menores que a las obtenidas manteniendo a la estructura en el rango elástico, como era de esperarse.

4.2.4 Historias de coeficientes sísmicos

Las figs 4.24 a 4.27 tienen las historias en el tiempo de los coeficientes sísmicos (cociente del total de las fuerzas cortantes de todas las columnas del entrepiso PB – N1 en el tiempo t_i entre el peso total del edificio), comportamientos elástico e inelástico nominal, considerando todos los casos de diseño. Destacan los casos del grupo A, $\gamma_p \leq 0.006$, casos A.1 y C.1 (figs 4.24 y 4.26), donde la historia del coeficiente sísmico es casi la misma durante los 50 segundos para los análisis inelástico nominal y elástico, lo que significa la poca o nula incursión en el rango no-lineal. En los demás casos existe variación más importante entre los dos tipos de análisis.

4.2.5 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea

Al analizar los resultados de las relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea (figs 4.28 a 4.35), es interesante observar el comportamiento histerético que presenta cada estructura diseñada con los dos niveles de deformación lateral permisible ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$).

Se tienen diferencias de comportamiento para los casos elástico e inelástico, independientemente del nivel de diseño, mayores para $\gamma_p \leq 0.012$. Cuando la respuesta es elástica dicha respuesta se muestra prácticamente como una línea recta; cuando se tienen deformaciones inelásticas la gráfica se expande, mostrando una cierta área histerética que indica que existe disipación de energía por la ductilidad de vigas y/o columnas a través de ciclos en el rango no lineal.

Las respuestas son menores para los edificios de 10 niveles; al comparar la respuesta de edificios con el mismo número de niveles y distorsión de entrepiso, se presentan fuerzas más grandes en edificios del grupo A, y desplazamientos más grandes en las estructuras del grupo B, como era de esperarse.

4.2.6 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas tipo

a) Historias de momentos flexionantes actuantes contra resistencias en las vigas 58 y 28

Las figs 4.36 a 4.39 comparan las historias de momentos flexionantes actuantes del extremo izquierdo de la viga de la crujía exterior del nivel 1 del marco del eje C (viga 58 para los casos con 20

niveles y viga 28 para los casos con 10 niveles; ver figs 4.2 y 4.3) de interés de este trabajo, considerando todos los diseños, casos elástico e inelástico nominal. Los límites M_R^+ y M_R^- son las resistencias a la flexión calculadas con anterioridad (tablas 4.9 a 4.12), de acuerdo a los resultados de los armados del diseño con el análisis sísmico dinámico modal espectral. Nótese que en los casos de diseño con $\gamma_p \leq 0.012$ y grupo B, se llegan a presentar más ciclos en que la viga alcanza su fluencia.

b) Historias de fuerzas cortantes actuantes en las vigas 58 y 28

Las figs 4.40 a 4.43 tienen las historias de fuerzas cortantes actuantes de las mismas vigas (viga 58 o viga 28, dependiendo del número de niveles), bajo los comportamientos elástico e inelástico.

La capacidad disponible a cortante (V_R^+ y V_R^-) no se ve alcanzada por las respuestas inelásticas en ninguno de los casos de diseño ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), por lo que se puede asegurar que el refuerzo transversal (estribos) proporcionado es el adecuado, tal que evita que se presente falla frágil por tensión diagonal y obliga al modo de falla por flexión. Se tiene, en general, una adecuada respuesta de capacidad ante este tipo de acción interna.

c) Combinaciones momento flexionante - carga axial contra resistencias en columnas 77, 78, 37 y 38

Se presentan los resultados de las columnas 77 y 78 de los edificios de 20 niveles, y de las columnas 37 y 38 de los edificios de 10 niveles. Estas columnas representan las columnas exterior e interior del primer entrespacio del marco del eje C del edificio en estudio (ver figs 4.2 y 4.3).

Las figs 4.44 y 4.46 tienen las combinaciones M-P del extremo inferior de la columna 77, ambos tipos de diseño ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), para los casos A y B, respectivamente; las figs 4.45 y 4.47 muestran las combinaciones para la columna 78. La columna de los casos A.1 y A.2 no llega a presentar fluencias, mientras que las dos columnas para el caso B.1 y la columna 77 en el caso B.2 sí tienen incursión en el rango inelástico.

En los edificios de 10 niveles (ver figs 4.48 a 4.51) las columnas interiores para los casos C.1 y C.2 no presentan fluencias, mientras que sí lo hacen las columnas 37. Para los casos D.1 y D.2 las columnas 37 y 38 presentan fluencias en sus extremos inferiores.

En todos los casos de interés de este trabajo, las columnas exteriores tienen una variación más apreciable de la carga axial; las columnas interiores tienden a presentar una variación importante en los momentos flexionantes y a permanecer casi constantes en su carga axial a lo largo de los 50 segundos de la excitación. El comportamiento puede explicarse a partir de la posición de cada columna, de acuerdo a como se distribuye el momento de volteo que actúa sobre cada edificio.

d) Historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en las columnas 77, 78, 37 y 38

Se muestran las gráficas de las historias en el tiempo de las fuerzas cortantes actuantes de las columnas exterior e interior del entrespacio inferior de cada edificio con sus respectivas resistencias, comparando los resultados de los análisis elástico e inelástico nominal, para todos los casos de diseño de interés (figs 4.52 a 4.59). Las resistencias disponibles al cortante superan en gran medida a las fuerzas actuantes, lo que nos da la certeza de que el diseño por cortante del refuerzo transversal (estribos) de las columnas coloca a los edificios del lado de la seguridad, con respecto a este tipo de acción interna. La resistencia resultante después de haber satisfecho las condiciones de confinamiento requeridas por el Reglamento, está por arriba de las fuerzas cortantes actuantes.

4.2.7 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas tipo

Las figs 4.60 y 4.61 muestran, en la historia del tiempo, las respuestas de las demandas de ductilidad local desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga 58, ambos tipos de diseño ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), casos A y B. Las figs 4.62 y 4.63 lo hacen para los casos C y D. Los valores máximos de ductilidad local desarrollada en las vigas a través del tiempo están dentro de los límites tolerables desde el punto de vista del diseño, con una mayor respuesta para el diseño con $\gamma_p \leq 0.012$ y edificios del grupo B.

4.2.8 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

Se revisan las columnas y vigas del marco del eje C que presentan rótulas plásticas a lo largo de la historia de la excitación, incluidos todos los casos de diseño con resistencias nominales.

En el caso A, ambos tipos de diseño ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), se presentan fluencias en la mayoría de las vigas, con mayores amplitudes en los pisos inferiores. La distribución global de estas rótulas se presenta en la fig 4.64; para $\gamma_p \leq 0.012$ se tiene un número mayor de vigas excursionando en el rango no-lineal.

Las columnas no presentan articulaciones plásticas para $\gamma_p \leq 0.006$; para $\gamma_p \leq 0.012$ solo una columna en el extremo inferior del primer entrepiso apenas comienza a presentar comportamiento dúctil; esto indica que las resistencias proporcionadas a dichos miembros estructurales verticales, de acuerdo a las NTC-Concreto, resultaron adecuadas para evitar la presencia de alguna fluencia. Lo anterior se debe principalmente a que estos edificios, independientemente del límite admisible de distorsión de entrepiso ($\gamma_p \leq 0.006$ ó 0.012), fueron diseñados bajo condiciones de carga sísmica más severas (el espectro de diseño se multiplica por 1.5 para edificaciones que pertenezcan al grupo A), tal y como lo marca el RDF-93 en sus NTC-Sismo para cuando se dimensionan edificios que se consideran importantes.

En el caso B (ver fig 4.65), ambos tipos de distorsión, se presentan muchas más fluencias en la mayoría de las vigas, sobretodo en el caso más flexible ($\gamma_p \leq 0.012$), con respecto de lo observado para el caso A, como era de esperarse. Las columnas del primer entrepiso presentan articulaciones plásticas en sus extremos inferiores; en el caso más rígido, todas se articulan en el extremo inferior, y en el caso más flexible (B.2), solo se articulan las columnas exteriores en su extremo inferior. Lo anterior era de esperarse ya que las fuerzas de diseño para una estructura del grupo A, son 50% mayores que las utilizadas para diseñar una estructura del grupo B.

Los edificios de 10 niveles, casos C y D, mostrados en las figs 4.66 y 4.67, presentan un patrón de comportamiento similar al de los edificios de 20 niveles. Esto es, los casos C, cuyo diseño corresponde a edificios del grupo A, presenta menos cantidad de rótulas plásticas tanto en vigas como en columnas que los edificios de los casos D; cuando $\gamma_p \leq 0.012$ se tiene mayor cantidad de articulaciones que el caso más rígido, como era de esperarse.

La fig 4.68 compara las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas de cada piso, diseños con $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , casos A.1 y A.2; las respuestas tienden a ser mayores para el diseño con $\gamma_p \leq 0.012$, como era de esperarse. La figura 4.69 muestra las demandas máximas de ductilidad local de las columnas; se observa que prácticamente el comportamiento se mantiene elástico. Las figs 4.70 a 4.75 presentan las demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas del resto de los casos. En general, las demandas son mayores para las estructuras del

grupo B, tanto para vigas como para columnas, y se encuentran también dentro de valores tolerables desde el punto de vista de diseño práctico.

En lo que respecta a las columnas, con excepción del caso D.2, cuando se presenta alguna fluencia, ésta ocurre en PB. Solamente en el caso D.2 para el edificio de 10 niveles, se presentan demandas de ductilidad en las columnas de los pisos 5, 6 y 8, además de las de PB; esta configuración, aún cuando se aleja un poco de la configuración del mecanismo de falla tipo viga recomendable de acuerdo a los criterios de diseño del RDF, no representa problema ya que los valores de las demandas en estos pisos superiores siguen siendo pequeños.

4.3 Respuestas inelásticas del análisis dinámico paso a paso considerando los efectos de sobre-resistencias

4.3.1 Desplazamientos horizontales máximos, historias de desplazamientos en azotea y demandas de ductilidad global

Las envolventes de desplazamientos laterales de los análisis sísmicos paso a paso elástico, inelástico nominal e inelástico con sobre-resistencias, y las envolventes del análisis modal espectral de la etapa de diseño, considerando los ocho casos de diseño, se muestran en las figs 4.76 a 4.79. El caso inelástico con efectos de sobre-resistencias presenta respuestas con valores muy similares a los de la condición elástica.

Al observar las historias del desplazamiento lateral de azotea en las figs 4.80 a 4.83, en donde se comparan las condiciones elástica e inelástica con sobre-resistencias, se puede constatar que, en general, la respuesta inelástica con sobre-resistencias tiende a parecerse al caso elástico.

La tabla 4.25 muestra los factores de ductilidad global de todos los casos con los efectos de sobre-resistencias; estos factores son menores con respecto de la condición en que se utilizan los valores nominales de resistencias.

4.3.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri}/h_i

Los desplazamientos relativos de entrepiso entre altura de entrepiso presentan el mismo patrón de comportamiento que el observado en las envolventes de los desplazamientos laterales, cuando se comparan los casos con resistencias nominales y sobre-resistencias; esto es, los desplazamientos laterales relativos del análisis sísmico paso a paso inelástico con sobre-resistencias, en general, se aproximan más al caso elástico que los del análisis inelástico con resistencias nominales (ver figs 4.84 a 4.87).

4.3.3 Fuerzas cortantes de entrepiso

Congruente con las respuestas anteriores, las fuerzas cortantes de entrepiso de la condición inelástica con sobre-resistencias son mayores que las de la condición inelástica nominal, con valores similares a los de la condición elástica. Las amplitudes de estas fuerzas (elásticas, inelásticas nominales o inelásticas con sobre-resistencias) están por debajo de las fuerzas cortantes obtenidas del diseño con el análisis dinámico modal espectral (figs 4.88 a 4.91).

4.3.4 Historias de coeficientes sísmicos

La variación de los coeficientes sísmicos durante los 50 segundos de la excitación utilizada, es similar para la condición elástica y la condición inelástica con sobre-resistencias; si acaso, en ésta última, los valores pico son ligeramente menores; en los casos C.1 y C.2 la variación entre ambas condiciones de resistencias es prácticamente nula (ver figs. 4.92 a 4.95).

4.3.5 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea

Como era de esperarse, según se observa en las figs 4.96 a 4.103, al hacer el análisis inelástico con efectos de sobre-resistencias, el área de histéresis, obtenida al graficar la fuerza cortante basal contra el desplazamiento lateral de azotea, disminuye con respecto del área correspondiente obtenida con la condición inelástica nominal. Esto resulta congruente si se piensa que con una mayor resistencia en los elementos estructurales se incursiona menos en el rango inelástico y, por tanto, se tiene un comportamiento histerético menor, tendiendo a parecerse más la respuesta al caso elástico.

4.3.6 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas tipo

a) Historias de momentos flexionantes actuantes contra resistencias en las vigas 58 y 28

Se comparan las historias de momentos flexionantes actuantes del extremo izquierdo de las vigas 58 y 28, casos elástico e inelástico con sobre-resistencias. Al considerar los efectos de sobre-resistencias es evidente que los momentos flexionantes actuantes aumentan con respecto de los obtenidos para los casos con resistencias nominales. Las historias de momentos flexionantes actuantes en vigas con los efectos de sobre-resistencias muestran el mismo patrón de comportamiento que las historias de momentos flexionantes del caso elástico; para el caso A.1 en ningún ciclo se alcanza la fluencia de la viga 58; lo mismo sucede para la viga 28 de los casos C.1 y C.2. En el resto de los casos, el número de ciclos en que se alcanza la fluencia disminuye con respecto del caso con resistencias nominales, como era de esperarse (ver figs 4.104 a 4.107).

b) Historias de fuerzas cortantes actuantes en las vigas 58 y 28

Al comparar las fuerzas cortantes actuantes de las vigas 58 (20 niveles) y 28 (10 niveles) de todos los casos de interés, se tiene una reserva adecuada de resistencia al cortante tal que ésta no se ve alcanzada en ningún instante (ver figs. 4.108 a 4.111).

c) Combinaciones momento flexionante - carga axial actuantes contra resistencias en las columnas 77, 78, 37 y 38

Las columnas 77 y 78 representan las columnas de orilla del primer entrespejo de los edificios de 20 niveles, y las columnas 37 y 38 corresponden a los casos de edificios de 10 niveles. Las combinaciones momento flexionante - carga axial actuante contra las resistencias disponibles de dichas columnas se presentan en las figs 4.112 a 4.119.

Los casos A.1 y A.2 no presentan fluencias, y todas sus respuestas caen dentro del diagrama de interacción. Esto se esperaba después de lo observado con los resultados del caso con resistencias nominales.

En el caso B.1, debido al aumento de las resistencias de las columnas no se presentan fluencias en ninguna de las dos columnas inferiores tipo. El caso B.2 presenta de nuevo fluencia en la columna de la orilla (columna 77), y se mantuvo en el rango elástico la columna 78.

La columna 37 de los casos C.1 y C.2 que presenta fluencia para la condición con resistencias nominales, no presenta ningún comportamiento inelástico cuando se incluyen los efectos de las sobre-resistencias. Las columnas de los casos D.1 y D.2 siguen teniendo deformaciones inelásticas, pero ahora en un número menor de ciclos.

d) Historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias en las columnas 77, 78, 37 y 38

Las figs 4.120 a 4.127 tienen las historias en el tiempo de las fuerzas cortantes actuantes de las columnas exterior e interior del primer entepiso, contra las resistencias correspondientes; se comparan los casos elástico e inelástico con sobre-resistencias. No existe problema alguno ante este tipo de acción, las fuerzas de todas las columnas de los casos analizados quedaron muy por debajo de las resistencias proporcionadas.

4.3.7 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas tipo

Al considerar los efectos de las sobre-resistencias, las demandas de ductilidad local disminuyen notablemente con respecto de los casos con resistencias nominales, como era de esperarse; en los casos A.1, C.1 y C.2, el extremo izquierdo de las vigas 58 y 28 no presenta ninguna fluencia, por lo que la viga trabaja siempre en el rango elástico. Las figs 4.128 a 4.131 muestran las demandas de ductilidad local desarrolladas en el extremo izquierdo de las vigas tipo del primer piso.

4.3.8 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

Las distribuciones globales de articulaciones plásticas del marco estructural del eje C de los edificios en estudio muestran cuánto incursionaron cada uno de los casos en el rango plástico. Con la influencia de los efectos de las sobre-resistencias el número de articulaciones plásticas resulta menor que en el caso de las resistencias nominales. Todos los casos se muestran en las figs 4.132 a 4.135.

Nuevamente, los casos diseñados con mayor distorsión permisible ($\gamma_p \leq 0.012$) son los que tienen mayor cantidad de articulaciones, con respecto de los casos más rígidos. Los edificios del grupo B resultan ser los más castigados por la acción sísmica inducida.

Destacan los casos A.1 y C.1, ambas estructuras del grupo A, en que no se presentan articulaciones plásticas en vigas ni en columnas (ver figs 4.132 y 4.134).

Las figs 4.136 a 4.143 comparan las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas de cada piso, diseños para $\gamma_p \leq 0.006$ y 0.012 , considerando todos los casos. Con respecto de la condición con sobre-resistencias, las demandas de ductilidad locales de vigas y columnas son claramente más pequeñas. En los casos del grupo A las columnas no trabajan en el rango inelástico (ver casos A.1, A.2 y C.1, C.2; figs 4.137 y 4.141).

En el caso D.2 (el caso más crítico presentado en este trabajo), se tienen demandas de ductilidad local en columnas en los entrepisos N6-N5, N5-N4 y N1-PB, pero con valores más pequeños que los presentados en el caso inelástico nominal.

4.4 Cálculo de respuestas no lineales ante cargas laterales estáticas monotónicamente crecientes (Push-Over)

4.4.1 Distribuciones de fuerzas laterales con respecto de la altura

Las respuestas obtenidas en este tipo de análisis dependen directamente del tipo de distribución de fuerzas laterales con respecto de la altura; es decir, al analizar un sistema estructural con mismas resistencias, rigideces y número de niveles, es de esperarse que la respuesta sea distinta si se aplican distintas distribuciones de cargas en la altura. Debido a ello se consideró importante plantear un criterio adecuado para definir la forma de la distribución de estas fuerzas.

Se definieron tres tipos de distribuciones de cargas laterales diferentes provenientes de las fuerzas cortantes de entrepiso de los análisis dinámico modal espectral y dinámico paso a paso, según se describe en seguida.

- a) Análisis modal espectral. Con base en los resultados de este análisis elástico se obtuvieron las fuerzas por piso directamente de la envolvente de las fuerzas cortantes de entrepiso. Se consideran solamente las fuerzas cortantes de las columnas del eje C del modelo tridimensional, que es el eje representativo de la estructura en las dos direcciones de análisis. La distribución de fuerzas F_i así obtenida se llamará de aquí en adelante *distribución de fuerzas modal*.
- b) Análisis paso a paso, fase elástica. Cuando el sistema en particular que se está analizando se somete a un acelerograma (en este caso el registro SCT-EW-85), al inicio comienza a deformarse en el rango elástico, lo que da origen a una distribución de fuerzas cortantes de entrepiso. Así, con base en la fase elástica del análisis, se obtuvo la distribución de fuerzas en la altura, que se denotará como *distribución de fuerzas elástica*.
- c) Análisis paso a paso, fase inelástica. Cuando el edificio comienza a presentar rótulas plásticas en sus diferentes elementos estructurales, se dice que el sistema entra a su fase inelástica. Durante esta etapa, existe un instante de tiempo (un paso específico) en el que el desplazamiento de azotea del edificio llega a alcanzar su amplitud máxima, condición para la cual se tiene una determinada distribución de fuerzas cortantes en cada uno de los entrepisos. Con esta distribución de fuerzas cortantes de entrepiso se determina la distribución de fuerzas en la altura llamada en este trabajo *distribución de fuerzas inelástica nominal*, si se consideran resistencias nominales en el análisis paso a paso, y *distribución de fuerzas inelástica de sobre-resistencias*, si se obtiene del análisis paso a paso con sobre-resistencias en los elementos estructurales.

Cabe hacer mención que para los análisis con resistencias nominales y sobre-resistencias, la forma de las distribuciones de fuerzas sísmicas F_i de los análisis modal espectral y análisis paso a paso elástico son exactamente iguales; cuando se tiene comportamiento inelástico, la forma de la distribución de los F_i presenta diferencias, debido a que los elementos estructurales tienden a fluir de manera más inmediata si no se consideran los efectos de sobre-resistencias.

Así, para cada caso se tienen cuatro distribuciones diferentes de fuerzas laterales por piso: distribución del análisis dinámico modal, distribuciones de los análisis dinámicos paso a paso con el registro SCT-EW en su fase elástica, inelástica nominal (aplicada cuando se consideran resistencias

nominales en vigas y columnas), e inelástica con efectos de las sobre-resistencias. Las distribuciones correspondientes de F_i se muestran en las figs 4.144 a 4.147. Evidentemente, cada uno de los casos presenta una similar distribución de fuerzas en la fase elástica del análisis inelástico al considerarse los elementos estructurales sin y con sobre-resistencias. Las distribuciones de algunos casos son tipo triangular, otras se asemejan más a una distribución rectangular, mientras que algunas adquieren formas totalmente irregulares; esto nos habla de que, en general, es difícil definir, para este tipo de análisis estático no lineal, una distribución que pueda ser aplicada en forma estándar para todos los casos.

Con base en el estudio de estas formas de distribuciones de F_i , se definió a aquellas que fueron utilizadas para realizar el análisis con fuerzas monotónicamente crecientes. Por ejemplo, para el caso A.1 (ver parte superior de la fig 4.144), se acepta que las distribuciones inelástica nominal e inelástica con sobre-resistencias poseen una configuración similar que la distribución elástica, tal que para este caso se hizo el análisis estático no lineal con las F_i correspondientes de la parte elástica con las condiciones de resistencias nominales y con sobre-resistencias, además de las F_i del análisis dinámico modal espectral.

La tabla 4.24 muestra la selección de los casos de las distribuciones de fuerzas F_i aplicadas a los casos de interés de este estudio. En términos generales, los tipos de distribuciones de fuerzas laterales F_i que corresponden al grupo A correspondieron con las distribuciones del análisis dinámico modal espectral y de la parte elástica del análisis dinámico paso a paso; las estructuras del grupo B, fueron analizadas con las distribuciones del análisis dinámico modal y de las partes elástica e inelástica en su fase más intensa (asumida como la situación en que se presenta el desplazamiento lateral máximo del nivel de azotea de la estructura revisada), independientemente del tipo de resistencia.

Para llevar a cabo los análisis estáticos no lineales ante este tipo de distribuciones de cargas laterales monotónicamente crecientes; se utilizó el mismo programa DRAIN-2DX.

4.4.2 Respuestas con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias

Las figs 4.148 a 4.151 tienen las curvas fuerza cortante basal contra el desplazamiento lateral de azotea para las distintas distribuciones de fuerzas F_i asumidas anteriormente, considerando los efectos de resistencias nominales en las vigas y columnas. En los casos de diseño con mayor restricción al desplazamiento lateral, $\gamma_p \leq 0.006$, se desarrollan mayores fuerzas cortantes de diseño y menores desplazamientos laterales, con respecto de los casos con $\gamma_p \leq 0.012$, como era de esperarse. En todos los casos el análisis con la distribución de fuerzas F_i de la condición de la fase elástica del análisis dinámico paso a paso presenta las mayores fuerzas cortantes basales; en las estructuras del grupo B, después de los análisis realizados con la distribución modal y la distribución inelástica, no se presenta alguna correlación directa.

Las figs 4.152 a 4.155 muestran las gráficas de fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea de los ocho casos de interés, considerando las diferentes distribuciones de fuerzas F_i con los efectos de sobre-resistencias en los elementos estructurales. Este tipo de respuesta sigue el mismo patrón de comportamiento, de acuerdo a lo mencionado para el caso de resistencias nominales; si acaso, como era de esperarse, las fuerzas cortantes desarrolladas resultan superiores al considerar los efectos de las sobre-resistencias.

En el Apéndice C se presentan las figuras que muestran las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas y columnas de los ocho casos de interés, con las distribuciones de

fuerzas elegidas; se comparan los resultados sin y con efectos de sobre-resistencias. Los casos sin efectos de las sobre-resistencias desarrollan, en general, mayores demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas.

En este trabajo se revisaron las distribuciones de las articulaciones plásticas de los mecanismos de colapso de cada caso analizado, sin y con los efectos de las sobre-resistencias, para la condición supuesta en que se alcanza el desplazamiento lateral máximo de azotea cuando las vigas y columnas desarrollan una demanda máxima de ductilidad local de 30 y 20, respectivamente. Estos límites se asumieron de acuerdo a lo reportado en la literatura como valores máximos que pueden presentarse en dichos miembros estructurales; esto es, mediante tanteos en los análisis estáticos no lineales se determinó para cada estructura el desplazamiento lateral máximo que se presentaría para no llegar a exceder dichos valores límites, independientemente si se llegaba a formar o no el mecanismo de colapso ante las fuerzas laterales F_i monotónicamente crecientes. Sus figuras correspondientes van en el Apéndice C. Con los efectos de sobre-resistencias las vigas adquieren mayor resistencia y con ello propician un ligero aumento de rotaciones plásticas en columnas.

Tabla 4.1 Calibración de los casos A.1 y A.2 ETABS contra DRAIN-2DX de periodos de vibración.

Dirección		Modo		Periodo T_i (s)			
				$\gamma_p \leq 0.006$		$\gamma_p \leq 0.012$	
				ETABS	DRAIN	ETABS	DRAIN
X=Y	1	1.171	1.170	1.491	1.492		
	2	0.368	0.377	0.500	0.505		
	3	0.197	0.207	0.278	0.285		

Tabla 4.2 Calibración de los casos B.1 y B.2 ETABS contra DRAIN-2DX de periodos de vibración.

Dirección		Modo		Periodo T_i (s)			
				$\gamma_p \leq 0.006$		$\gamma_p \leq 0.012$	
				ETABS	DRAIN	ETABS	DRAIN
X=Y	1	1.391	1.392	1.685	1.686		
	2	0.458	0.464	0.559	0.563		
	3	0.253	0.260	0.311	0.317		

Tabla 4.3 Calibración de los casos C.1 y C.2 ETABS contra DRAIN-2DX de periodos de vibración.

Dirección		Modo		Periodo T_i (s)			
				$\gamma_p \leq 0.006$		$\gamma_p \leq 0.012$	
				ETABS	DRAIN	ETABS	DRAIN
X=Y	1	0.857	0.857	1.242	1.242		
	2	0.262	0.262	0.401	0.401		
	3	0.135	0.134	0.218	0.218		

Tabla 4.4 Calibración de los casos D.1 y D.2 ETABS contra DRAIN-2DX de periodos de vibración.

Dirección		Modo		Periodo T_i (s)			
				$\gamma_p \leq 0.006$		$\gamma_p \leq 0.012$	
				ETABS	DRAIN	ETABS	DRAIN
X=Y	1	1.039	1.039	1.499	1.498		
	2	0.343	0.343	0.486	0.485		
	3	0.191	0.191	0.266	0.265		

Tabla 4.5 Datos de los tipos de resistencias nominales de columnas ante efectos de flexocompresión, casos A.1 y A.2

Tipo	Resistencias									
	$\gamma_p \leq 0.006$					$\gamma_p \leq 0.012$				
	M_o (t-m)	P_{oc} (t)	P_{ot} (t)	M_b (t-m)	P_b (t)	M_o (t-m)	P_{oc} (t)	P_{ot} (t)	M_b (t-m)	P_b (t)
1	2407.64	9199.88	-4244.03	3698.29	2275.08	2004.83	7763.23	-4119.45	2826.42	1688.15
2	1443.29	7582.76	-2663.28	2660.45	2246.01	975.01	5723.93	-2109.16	1732.44	1638.51
3	1122.94	7045.89	-2134.91	2305.16	2247.61	795.20	5357.33	-1747.84	1540.89	1639.01
4	908.19	6688.11	-1769.01	2066.97	2257.10	694.27	4596.43	-1669.58	1242.80	1319.12
5	735.49	5904.49	-1522.33	1702.21	2000.93	525.64	4224.39	-1301.82	1060.41	1324.45
6	695.68	5592.65	-1468.55	1586.12	1879.68	410.81	3976.58	-1039.54	935.53	1327.81
7	604.00	5210.39	-1346.06	1394.54	1761.76	328.60	3250.13	-938.07	692.73	1039.51
8	561.57	4897.23	-1270.40	1291.18	1650.56	287.14	3119.91	-776.94	673.81	1046.24
9	1550.74	7762.22	-2839.46	2780.05	2250.91	231.62	2663.58	-708.77	516.80	872.69
10	908.19	6688.11	-1769.01	2066.97	2257.10	212.34	2618.65	-664.27	491.38	872.92
11	735.49	5904.49	-1522.33	1702.21	2000.93	163.45	2175.19	-559.13	372.87	716.41
12	695.68	5592.65	-1468.55	1586.12	1879.68	1599.90	6928.84	-3289.36	2407.38	1660.17
13	604.00	5210.39	-1346.06	1394.54	1761.78	604.61	4985.34	-1368.29	1332.17	1646.52
14	561.57	4897.23	-1270.40	1291.18	1650.56	410.81	3976.58	-1039.54	935.53	1327.81
5						328.60	3250.13	-938.07	692.73	1039.51
16						287.14	3119.91	-776.94	673.81	1046.24
17						231.62	2663.58	-708.77	516.80	872.69
18						212.34	2618.66	-664.27	491.38	872.92
19						163.45	2175.19	-559.13	372.87	716.41

$F_R=1.0$

Tabla 4.6 Datos de los tipos de resistencias nominales de columnas ante efectos de flexocompresión, casos B.1 y B.2

Tipo	Resistencias									
	$\gamma_D \leq 0.006$					$\gamma_D \leq 0.012$				
	M_0 (t-m)	P_{0c} (t)	P_{0t} (t)	M_b (t-m)	P_b (t)	M_0 (t-m)	P_{0c} (t)	P_{0t} (t)	M_b (t-m)	P_b (t)
1	1191.13	6137.89	-2511.23	1970.20	1642.51	1287.83	5921.65	-2972.18	1870.79	1345.39
2	554.37	4885.57	-1260.35	1278.07	1645.31	643.62	4482.10	-1558.36	1191.20	1325.82
3	462.63	4277.01	-1113.55	1057.18	1431.07	399.13	3946.55	-1008.10	923.69	1324.90
4	378.75	3710.66	-988.08	848.38	1225.17	378.75	3710.66	-988.08	848.38	1225.17
5	278.69	3126.32	-806.23	638.59	1041.18	278.69	3126.32	-806.22	638.59	1041.18
6	212.34	2618.66	-664.27	491.38	872.92	212.34	2618.66	-664.27	491.38	872.92
7	919.53	5600.20	-1987.48	1677.94	1639.25	155.70	2167.53	-530.74	376.43	752.40
8	554.37	4885.57	-1260.35	1278.07	1645.31	1126.89	5559.91	-2612.32	1702.02	1333.24
9	462.63	4277.01	-1113.55	1057.18	1431.07	480.88	4124.77	-1196.49	1012.47	1322.66
10	378.75	3710.66	-988.08	848.38	1225.17	399.13	3946.55	-1008.10	923.69	1324.90
11	278.69	3126.32	-806.23	638.59	1041.18	378.75	3710.66	-988.08	848.38	1225.17
12	212.34	2618.66	-664.27	491.38	872.92	278.69	3126.32	-806.23	638.59	1041.18
13						212.34	2618.66	-664.27	491.38	872.92
14						155.70	2167.53	-530.74	376.43	752.40

$F_R=1.0$

Tabla 4.7 Datos de los tipos de resistencias nominales de columnas ante efectos de flexocompresión, casos C.1 y C.2

Tipo	Resistencias									
	$\gamma_p \leq 0.006$					$\gamma_p \leq 0.012$				
	M_0 (t-m)	P_{0c} (t)	P_{0t} (t)	M_b (t-m)	P_b (t)	M_0 (t-m)	P_{0c} (t)	P_{0t} (t)	M_b (t-m)	P_b (t)
1	497.42	4567.23	-1184.60	1141.76	1534.47	395.58	2886.54	-1276.13	615.84	710.55
2	462.63	4277.01	-1113.55	1057.18	1431.07	159.64	2165.29	-549.31	367.85	716.46
3	410.81	3976.58	-1039.54	935.53	1327.81	114.48	1747.54	-438.58	264.88	576.23
4	497.42	4567.23	-1184.60	1141.76	1534.47	83.48	1394.86	-362.81	187.32	451.32
5	462.63	4277.01	-1113.55	1057.18	1431.07	435.38	3012.00	-1400.44	656.53	711.36
6	410.81	3976.58	-1039.54	935.53	1327.81	159.64	2165.29	-549.31	367.85	716.46
7						114.48	1747.54	-438.58	264.88	576.23
8						83.48	1394.86	-362.81	187.32	451.32

$F_R=1.0$

Tabla 4.8 Datos de los tipos de resistencias nominales de columnas ante efectos de flexocompresión, casos D.1 y D.2

Tipo	Resistencias									
	$\gamma_p \leq 0.006$					$\gamma_p \leq 0.012$				
	M_0 (t-m)	P_{0c} (t)	P_{0t} (t)	M_b (t-m)	P_b (t)	M_0 (t-m)	P_{0c} (t)	P_{0t} (t)	M_b (t-m)	P_b (t)
1	159.64	2165.29	-549.31	367.85	716.46	239.04	2174.42	-871.02	394.56	566.69
2	114.48	1747.54	-438.58	264.88	576.23	114.48	1747.54	-438.58	264.88	576.23
3	83.48	1394.86	-362.81	187.32	451.32	83.48	1394.86	-362.81	187.32	451.32
4	186.00	2244.23	-634.39	395.56	714.77	53.43	1055.93	-263.99	122.74	342.51
5	159.64	2165.29	-549.31	367.85	716.46	310.41	2425.22	-1120.54	467.63	567.55
6	114.48	1747.54	-438.58	264.88	576.23	129.79	1792.05	-482.72	284.71	576.14
7	83.48	1394.86	-362.81	187.32	451.32	114.48	1747.54	-438.58	264.88	576.23
8						83.48	1394.86	-362.81	187.32	451.32
9						53.43	1055.93	-263.99	122.74	342.51

$F_R=1.0$

Tabla 4.9 Tipos de resistencias nominales de vigas ante efectos de flexión, casos A.1 y A.2

Tipo	Resistencias (t-m)			
	$\gamma_p \leq 0.006$		$\gamma_p \leq 0.012$	
	M_R^+	M_R^-	M_R^+	M_R^-
1	485.11	544.48	330.08	411.71
2	482.84	648.23	377.77	544.36
3	396.64	569.85	339.27	500.95
4	391.77	488.99	282.16	441.92
5	224.36	415.38	208.82	391.50
6	203.93	344.98	150.61	321.78
7	197.52	262.51	127.89	251.96
8	197.48	197.48	103.28	176.28
9	485.11	544.48	103.05	136.62
10	581.26	649.14	330.08	411.71
11	573.33	633.05	447.93	538.50
12	490.91	573.86	449.23	525.73
13	433.55	507.62	415.40	504.81
14	367.27	444.51	358.46	445.72
15	284.40	363.76	274.23	356.19
16	251.52	315.86	248.28	326.20
17	197.52	262.51	210.54	288.61
18	197.48	197.48	137.31	217.59
19			103.05	136.62

$F_R=1.0$

Tabla 4.10 Tipos de resistencias nominales de vigas ante efectos de flexión, casos B.1 y B.2

Tipo	Resistencias (t-m)			
	$\gamma_p \leq 0.006$		$\gamma_p \leq 0.012$	
	M_R^+	M_R^-	M_R^+	M_R^-
1	237.57	344.80	186.58	284.30
2	241.73	351.70	228.67	351.03
3	202.03	341.03	185.46	345.11
4	158.20	306.43	156.27	297.02
5	136.31	272.92	139.86	268.40
6	119.79	239.56	116.42	233.49
7	112.93	206.31	108.20	219.47
8	112.92	172.78	91.80	183.36
9	112.90	151.11	77.17	150.40
10	112.90	122.49	73.07	108.57
11	226.66	308.73	73.08	83.60
12	270.42	343.02	206.44	263.64
13	285.42	352.70	264.91	339.97
14	273.15	343.09	247.41	327.01
15	236.22	308.92	222.81	294.59
16	204.72	274.86	193.60	263.32
17	170.52	235.44	164.38	221.74
18	142.37	200.04	126.93	184.49
19	112.91	152.84	108.21	165.87
20	112.91	127.26	83.60	139.16
21	112.91	114.97	73.09	118.40
22			73.08	91.75
23			73.08	73.08

$F_R=1.0$

Tabla 4.11 Tipos de resistencias nominales de vigas ante efectos de flexión, casos C.1 y C.2

Tipo	Resistencias (t-m)			
	$\gamma_p \leq 0.006$		$\gamma_p \leq 0.012$	
	M_R^+	M_R^-	M_R^+	M_R^-
1	81.58	155.60	85.22	158.58
2	96.11	183.74	67.85	138.13
3	90.93	180.49	51.24	100.23
4	76.39	155.35	40.91	76.63
5	67.04	135.29	29.38	52.95
6	57.68	114.04	79.86	151.40
7	57.68	95.84	97.89	161.03
8	57.68	74.27	79.55	145.11
9	84.73	151.79	58.11	112.11
10	117.94	181.75	44.98	86.91
11	101.32	168.27	35.04	70.16
12	84.70	144.82	29.38	45.61
13	68.12	128.35		
14	57.67	106.99		
15	57.70	86.65		
16	57.69	67.02		

$F_R=1.0$

Tabla 4.12 Tipos de resistencias nominales de vigas ante efectos de flexión, casos D.1 y D.2

Tipo	Resistencias (t-m)			
	$\gamma_p \leq 0.006$		$\gamma_p \leq 0.012$	
	M_R^+	M_R^-	M_R^+	M_R^-
1	68.34	132.66	60.53	106.89
2	55.34	108.38	62.09	118.39
3	48.07	86.14	54.31	107.13
4	48.08	73.89	46.73	89.15
5	48.08	55.35	74.13	38.53
6	64.19	124.56	35.82	62.34
7	52.48	106.31	25.22	42.65
8	48.07	86.14	55.04	105.48
9	48.08	71.85	52.05	112.41
10	48.07	62.59	53.58	100.72
11	48.08	48.08	41.23	82.15
12			35.83	70.37
13			28.88	53.23
14			25.23	35.81

$F_R=1.0$

Tabla 4.13 Valores del ancho del volado del patín (b_1) a cada lado del alma, y del ancho total (b) en el que se considera la contribución del acero de la losa trabajando a compresión, para el cálculo del momento resistente positivo

Caso	Ancho de patín a cada lado del alma, b_1 (cm)		Ancho total de patín b (cm)	
	$\gamma_p \leq 0.006$	$\gamma_p \leq 0.012$	$\gamma_p \leq 0.006$	$\gamma_p \leq 0.012$
A	60	65	200	200
B	65	70	200	200
C	70	80	200	200
D	75	80	200	200

Tabla 4.14 Acero adicional de la losa, para el cálculo del momento resistente positivo en vigas al considerar los efectos de sobre-resistencias

Caso		Acero adicional (cm^2)	
		$\gamma_p \leq 0.006$	$\gamma_p \leq 0.012$
A	Lecho inferior de losa	1.43 (2)	1.43 (2)
	Lecho superior de losa	2.84 (4)	2.84 (4)
B	Lecho inferior de losa	1.43 (2)	2.84 (4)
	Lecho superior de losa	2.84 (4)	2.84 (4)
C	Lecho inferior de losa	2.84 (4)	2.84 (4)
	Lecho superior de losa	2.84 (4)	4.26 (6)
D	Lecho inferior de losa	2.84 (4)	2.84 (4)
	Lecho superior de losa	4.26 (6)	4.26 (6)

() número de varillas del #3

Tabla 4.15 Datos de los diagramas de interacción de flexocompresión con efectos de las sobre-resistencias, columnas de los casos A.1 y A.2

Tipo	Resistencias									
	$\gamma_p \leq 0.006$					$\gamma_p \leq 0.012$				
	M_0 (t-m)	P_{oc} (t)	P_{ot} (t)	M_b (t-m)	P_b (t)	M_0 (t-m)	P_{oc} (t)	P_{ot} (t)	M_b (t-m)	P_b (t)
1	3174.91	11970.92	-7490.07	4629.54	3431.69	2641.04	9815.38	-7241.81	3565.78	2535.67
2	1961.81	10078.35	-4532.28	3418.95	3366.36	1328.41	7419.79	-3547.72	2243.93	2445.05
3	1550.48	9454.19	-3553.39	3011.39	3348.10	1093.96	6991.48	-2881.02	2014.87	2425.26
4	1258.79	8711.76	-2880.75	2657.12	3200.10	936.53	6022.53	-2848.47	1577.85	1950.60
5	1022.33	7731.89	-2479.69	2194.67	2843.54	719.65	5587.58	-2159.96	1367.90	1945.64
6	973.93	7328.19	-2355.06	2100.82	2724.96	573.00	5298.96	-1699.14	1225.10	1933.70
7	846.01	6858.68	-2150.00	1854.56	2563.04	450.64	4252.21	-1541.16	886.54	1490.71
8	782.43	6313.23	-2027.65	1683.50	2335.09	401.81	4098.50	-1285.32	867.76	1490.50
9	2097.71	10287.25	-4859.40	3554.26	3374.15	323.56	3514.07	-1135.66	686.97	1275.56
10	1258.79	8711.76	-2880.75	2657.12	3200.10	297.51	3464.67	-1057.69	655.94	1274.24
11	1022.33	7731.89	-2479.69	2194.67	2843.54	227.51	2907.02	-912.42	488.28	1045.78
12	973.93	7328.19	-2355.06	2100.82	2724.96	2129.37	8833.63	-5722.00	3059.43	2499.23
13	846.01	6858.68	-2150.00	1854.55	2563.04	843.38	6559.84	-2200.55	1767.09	2410.16
14	782.43	6313.23	-2027.65	1683.50	2335.09	573.00	5298.96	-1699.14	1225.10	1933.70
15						450.64	4252.21	-1541.16	886.54	1490.71
16						401.81	4098.50	-1285.32	867.76	1490.50
17						323.56	3514.07	-1135.66	686.97	1275.56
18						297.51	3464.70	-1057.69	655.94	1274.24
19						227.51	2907.02	-912.42	488.28	1045.78

$F_R=1.0$

Tabla 4.16 Datos de los diagramas de interacción de flexocompresión con efectos de las sobre-resistencias, columnas de los casos B.1 y B.2

Tipo	Resistencias									
	$\gamma_p \leq 0.006$					$\gamma_p \leq 0.012$				
	M_o (t-m)	P_{oc} (t)	P_{ot} (t)	M_b (t-m)	P_b (t)	M_o (t-m)	P_{oc} (t)	P_{ot} (t)	M_b (t-m)	P_b (t)
1	1607.33	7901.73	-4291.91	2529.26	2461.75	1671.32	7454.59	-5267.25	2285.75	1936.42
2	777.72	6441.65	-2014.42	1703.92	2399.00	866.50	5758.51	-2630.21	1488.50	1888.06
3	645.56	5676.04	-1825.62	1378.79	2073.55	557.96	5261.31	-1645.79	1211.59	1928.00
4	527.17	4957.06	-1621.22	1109.65	1791.30	527.17	4957.06	-1621.22	1109.65	1791.30
5	389.54	4223.69	-1313.70	845.67	1538.26	389.54	4223.69	-1313.70	845.67	1538.26
6	297.51	3464.70	-1057.69	655.94	1274.24	297.51	3464.70	-1057.69	655.94	1274.24
7	1256.51	7272.04	-3318.29	2179.88	2438.53	219.46	2898.50	-874.29	492.01	1085.80
8	777.72	6441.65	-2014.42	1703.92	2399.00	1473.01	7027.70	-4605.49	2086.45	1917.97
9	645.56	5676.04	-1825.62	1378.79	2073.55	663.36	5468.57	-1977.01	1312.51	1934.64
10	527.17	4957.06	-1621.22	1109.65	1791.30	557.96	5261.31	-1645.79	1211.59	1928.00
11	389.54	4223.69	-1313.70	845.67	1538.26	527.17	4957.06	-1621.22	1109.65	1791.30
12	297.51	3464.70	-1057.69	655.94	1274.24	389.54	4223.69	-1313.70	845.67	1538.26
13						297.51	3464.70	-1057.69	655.94	1274.24
14						219.46	2898.50	-874.29	492.01	1085.80

$F_R=1.0$

Tabla 4.17 Datos de los diagramas de interacción de flexocompresión con efectos de las sobre-resistencias, columnas de los casos C.1 y C.2

Tipo	Resistencias									
	$\gamma_p \leq 0.006$					$\gamma_p \leq 0.012$				
	M_0 (t-m)	P_{0c} (t)	P_{0t} (t)	M_b (t-m)	P_b (t)	M_0 (t-m)	P_{0c} (t)	P_{0t} (t)	M_b (t-m)	P_b (t)
1	697.44	6043.59	-1891.24	1526.36	2247.76	521.59	3742.481	-2236.48	768.46	1058.54
2	645.63	5678.51	-1825.73	1379.25	2074.52	222.45	2895.539	-894.14	482.52	1045.37
3	568.67	5169.06	-1692.87	1198.17	1873.97	161.06	2362.199	-695.31	360.66	861.75
4	697.44	6043.59	-1891.24	1526.36	2247.76	116.68	1915.169	-589.33	251.65	681.74
5	645.63	5678.51	-1825.73	1379.25	2074.52	571.13	3890.239	-2466.28	816.30	1058.72
6	568.67	5169.06	-1692.87	1198.17	1873.97	222.45	2895.539	-894.14	482.52	1045.37
7						161.06	2362.199	-695.31	360.66	861.75
8						116.68	1915.169	-589.33	251.65	681.74

$F_R=1.0$

Tabla 4.18 Datos de los diagramas de interacción de flexocompresión con efectos de las sobre-resistencias, columnas de los casos D.1 y D.2

Tipo	Resistencias									
	$\gamma_p \leq 0.006$					$\gamma_p \leq 0.012$				
	M_0 (t-m)	P_{0c} (t)	P_{0t} (t)	M_b (t-m)	P_b (t)	M_0 (t-m)	P_{0c} (t)	P_{0t} (t)	M_b (t-m)	P_b (t)
1	222.445	2895.539	-894.135	482.516	1045.374	323.835	2860.455	-1475.741	515.359	872.785
2	161.056	2362.199	-695.314	360.664	861.752	161.056	2362.199	-695.314	360.664	861.752
3	116.678	1915.169	-589.326	251.652	681.739	116.678	1915.169	-589.326	251.652	681.739
4	256.511	2987.857	-1043.413	513.917	1047.052	75.516	1479.353	-416.395	171.885	531.375
5	222.445	2895.539	-894.135	482.516	1045.374	414.883	3155.803	-1934.740	603.466	879.428
6	161.056	2362.199	-695.314	360.664	861.752	181.658	2411.297	-771.867	384.747	862.930
7	116.678	1915.169	-589.326	251.652	681.739	161.056	2362.199	-695.314	360.664	861.752
8						116.678	1915.169	-589.326	251.652	681.739
9						75.516	1479.353	-416.395	171.885	531.375

$F_R=1.0$

Tabla 4.19 Tipo de resistencias a flexión positiva y negativa con efectos de las sobre-resistencias, vigas de los casos A.1 y A.2

Tipo	Resistencias (t-m)			
	$\gamma_p \leq 0.006$		$\gamma_p \leq 0.012$	
	M_R^+	M_R^-	M_R^+	M_R^-
1	800.30	915.65	560.85	627.14
2	804.99	981.91	637.84	732.55
3	691.27	896.95	578.38	680.59
4	683.75	828.01	488.83	616.32
5	405.01	690.60	368.70	542.16
6	365.94	620.37	270.91	460.37
7	358.35	537.01	231.82	399.30
8	358.27	466.03	188.52	291.83
9	800.30	915.65	189.12	284.62
10	932.88	1041.68	560.82	627.13
11	916.88	1033.19	731.30	768.70
12	813.16	929.22	729.39	756.77
13	737.93	861.55	690.97	737.61
14	641.43	773.18	605.11	654.41
15	505.14	664.73	472.17	546.95
16	448.39	606.56	455.21	517.03
17	358.35	537.01	389.47	467.69
18	358.27	466.03	259.99	372.22
19			196.23	284.62

$F_R=1.0$

Tabla 4.20 Tipo de resistencias a flexión positiva y negativa con efectos de las sobre-resistencias, vigas de los casos B.1 y B.2

Tipo	Resistencias (t-m)			
	$\gamma_p \leq 0.006$		$\gamma_p \leq 0.012$	
	M_R^+	M_R^-	M_R^+	M_R^-
1	417.83	535.89	325.38	413.84
2	425.08	544.92	393.78	482.36
3	359.48	513.74	325.29	467.45
4	285.40	465.83	276.77	410.46
5	247.27	428.37	249.51	378.45
6	218.66	394.45	209.86	339.46
7	206.40	362.43	196.04	327.74
8	206.48	329.44	168.09	293.77
9	207.03	310.45	142.73	261.82
10	207.24	280.20	136.13	224.09
11	399.17	502.63	136.23	198.86
12	470.16	547.09	356.38	409.02
13	494.53	563.97	448.42	499.08
14	474.42	548.65	421.70	480.28
15	414.51	502.61	382.56	443.60
16	362.86	460.39	336.44	406.08
17	305.70	411.12	288.99	356.17
18	258.09	369.23	227.53	309.50
19	206.98	312.23	196.53	287.85
20	207.22	285.61	154.30	254.98
21	207.22	271.54	135.94	232.32
22			135.98	206.49
23			136.22	187.50

$F_R=1.0$

Tabla 4.21 Tipo de resistencias a flexión positiva y negativa con efectos de las sobre-resistencias, vigas de los casos C.1 y C.2

Tipo	Resistencias (t-m)			
	$\gamma_p \leq 0.006$		$\gamma_p \leq 0.012$	
	M_R^+	M_R^-	M_R^+	M_R^-
1	148.10	239.56	152.89	218.74
2	172.67	269.87	123.72	194.30
3	164.00	264.84	96.07	150.40
4	139.31	238.52	77.77	125.90
5	123.38	217.11	58.16	104.30
6	107.34	195.61	143.97	210.24
7	107.44	179.34	173.35	222.26
8	107.65	158.96	143.34	202.63
9	153.46	237.74	107.65	164.68
10	208.53	276.47	85.43	136.52
11	181.28	258.77	68.23	119.95
12	153.41	232.00	58.06	97.84
13	125.33	211.75		
14	107.39	189.45		
15	107.43	170.68		
16	107.65	151.40		

$F_R=1.0$

Tabla 4.22 Tipo de resistencias a flexión positiva v negativa con efectos de las sobre-resistencias, vigas de los casos D.1 y D.2

Tipo	Resistencias (t-m)			
	$\gamma_p \leq 0.006$		$\gamma_p \leq 0.012$	
	M_R^+	M_R^-	M_R^+	M_R^-
1	126.42	207.55	109.18	153.83
2	104.16	182.65	111.47	165.81
3	91.39	161.09	99.07	152.87
4	91.48	150.68	86.74	132.63
5	91.44	132.59	132.67	90.75
6	119.51	200.50	68.60	102.97
7	99.16	179.84	50.16	83.46
8	91.39	161.09	100.11	151.01
9	91.35	148.18	95.33	158.46
10	91.33	139.35	97.93	146.33
11	91.27	124.56	77.63	124.94
12			68.56	111.19
13			56.64	93.23
14			50.06	77.64

$F_R=1.0$

Tabla 4.23 Factores de ductilidad global, μ_G

Caso		$\gamma_p \leq 0.05$			$\gamma_p \leq 0.012$		
		$\Delta_{\text{máximo}}$ (cm)	Δ_{fluencia} (cm)	μ_G	$\Delta_{\text{máximo}}$ (cm)	Δ_{fluencia} (cm)	μ_G
A	Resistencias Nominales	-12.660 (29.20)	8.567 (20.00)	1.48	-30.856 (29.44)	-16.231 (10.48)	1.90
	Sobre-resistencias	-12.430 (28.92)	8.567 (20.00)	1.45	30.687 (27.92)	-16.231 (10.48)	1.89
B	Resistencias Nominales	32.238 (28.52)	10.088 (9.48)	3.20	-39.228 (27.48)	15.308 (9.68)	2.56
	Sobre-resistencias	-23.256 (26.88)	10.088 (9.48)	2.31	-41.074 (27.20)	15.308 (9.68)	2.68
C	Resistencias Nominales	5.805 (27.92)	-4.232 (12.92)	1.37	-17.123 (29.28)	-8.570 (12.96)	2.00
	Sobre-resistencias	-5.725 (33.16)	-4.232 (12.92)	1.35	-13.903 (29.00)	-8.570 (12.96)	1.62
D	Resistencias Nominales	20.794 (28.44)	-4.254 (7.12)	4.89	34.204 (28.60)	-8.841 (8.84)	3.87
	Sobre-resistencias	8.782 (27.88)	-4.254 (7.12)	2.06	-31.013 (29.44)	-8.841 (8.84)	3.51

() Tiempo de ocurrencia del valor máximo y del valor de fluencia, en segundos

Tabla 4.24 Tipos de distribuciones de fuerzas F_i aplicadas para el análisis estático lateral no lineal ante cargas monotónicamente crecientes

Caso		$\gamma_p \leq 0.006$			$\gamma_p \leq 0.012$		
		Modal	Elástica	Inelástica	Modal	Elástica	Inelástica
A	Resistencias Nominales	✓	✓		✓	✓	
	Sobre-resistencias	✓	✓		✓	✓	
B	Resistencias Nominales	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	Sobre-resistencias	✓	✓	✓	✓	✓	✓
C	Resistencias Nominales	✓	✓		✓	✓	
	Sobre-resistencias	✓	✓		✓	✓	
D	Resistencias Nominales	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	Sobre-resistencias	✓	✓	✓	✓	✓	✓

✓ Distribución aplicada de fuerzas laterales

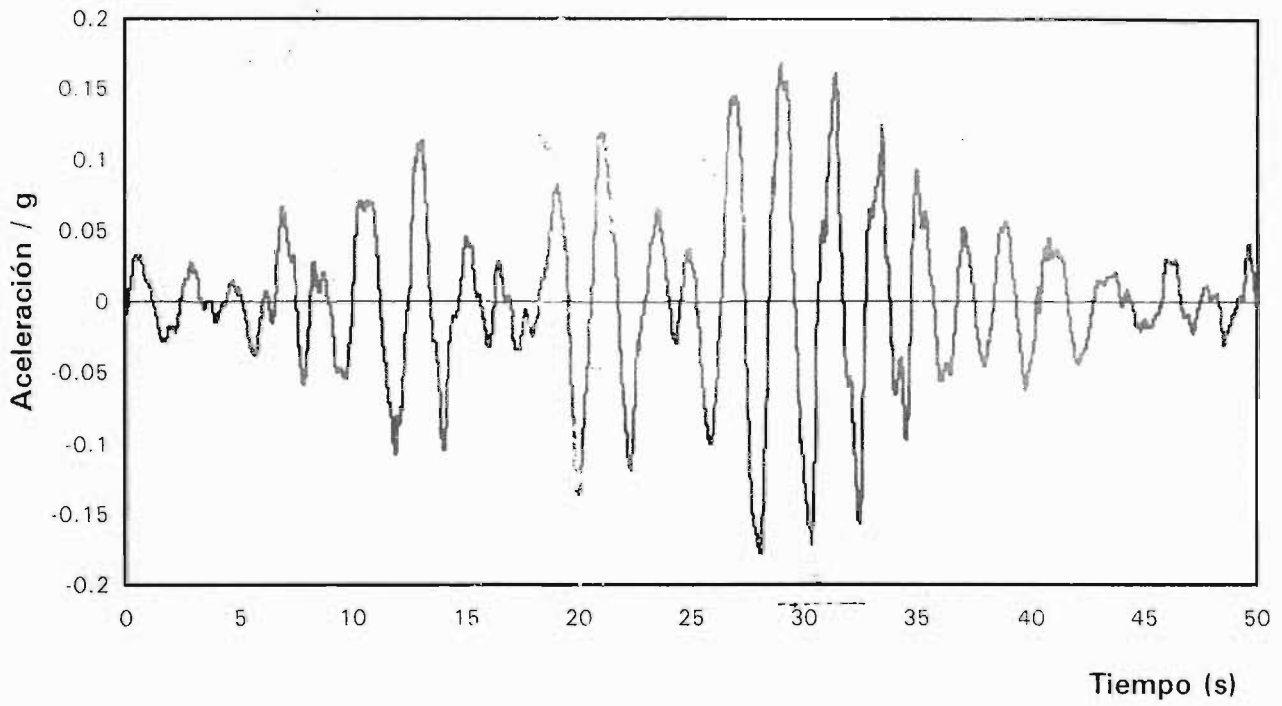


Fig 4.1 Acelerograma SCT, componente E-W, sismo del 19 de septiembre de 1985

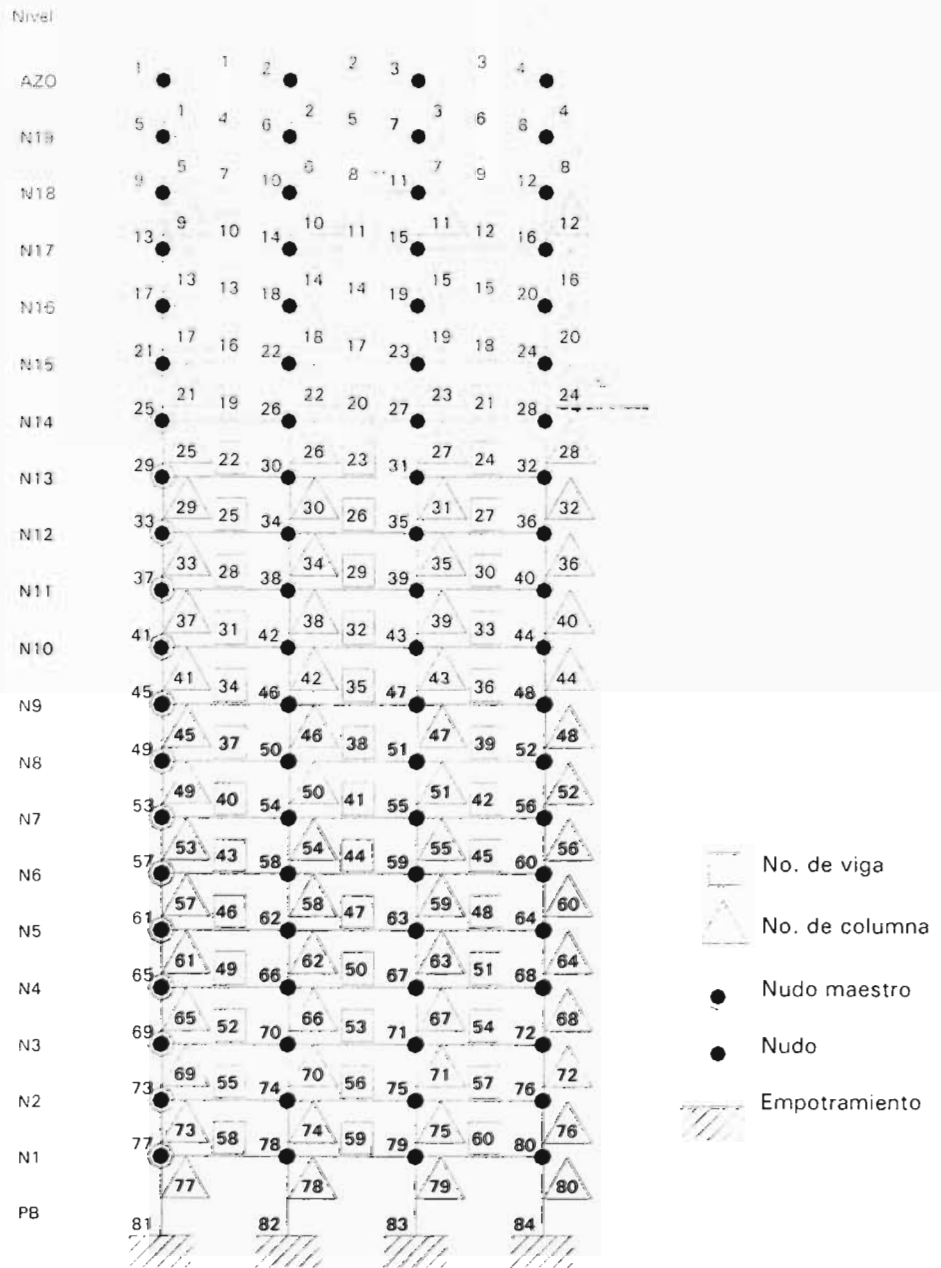


Fig 4.2 Modelo matemático del edificio de 20 niveles para el DRAIN-2DX

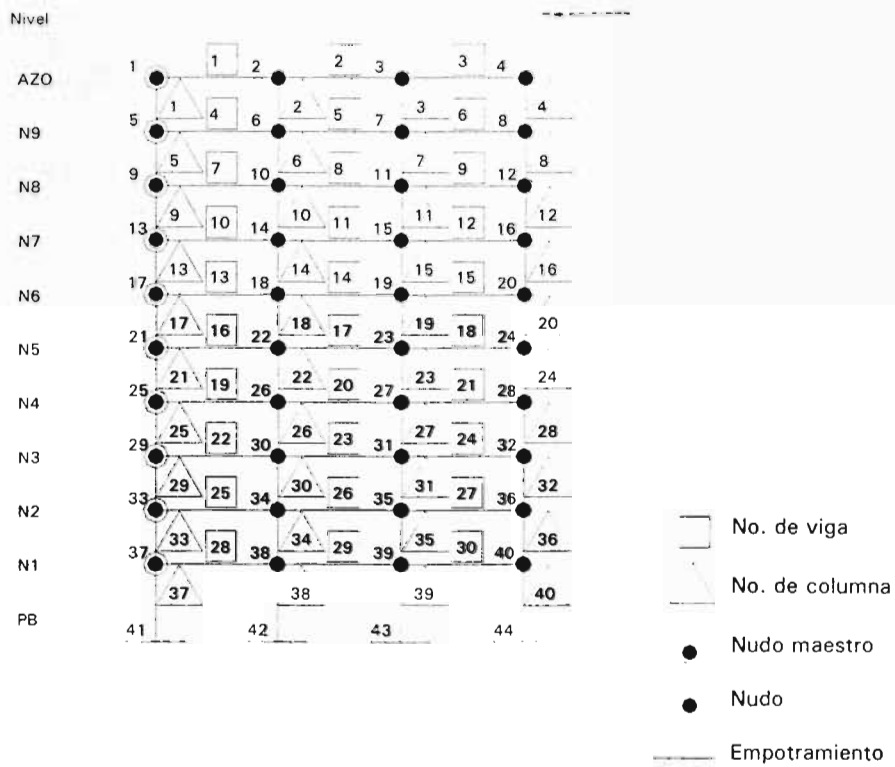
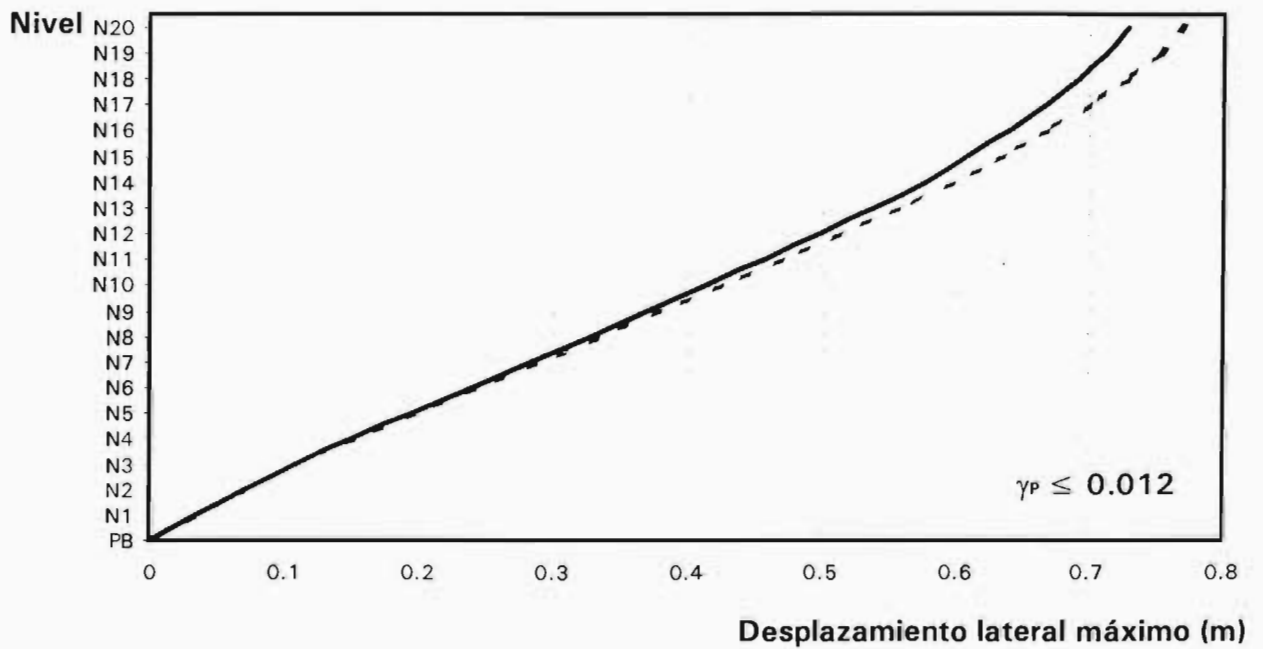
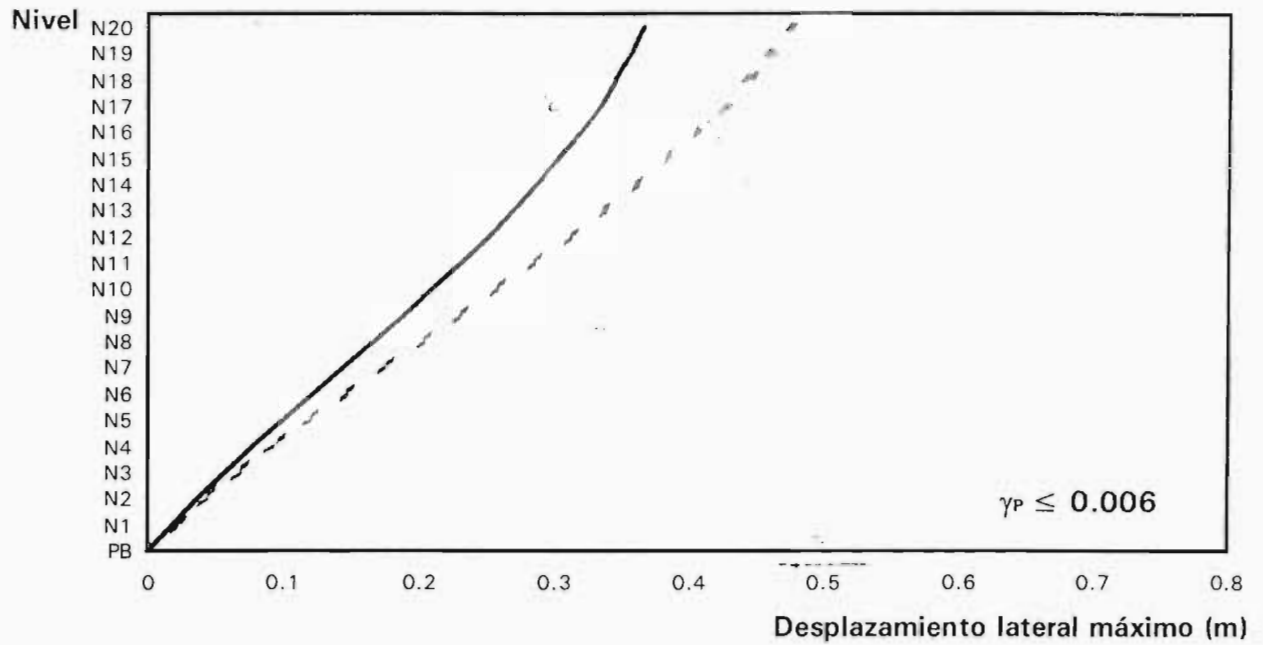
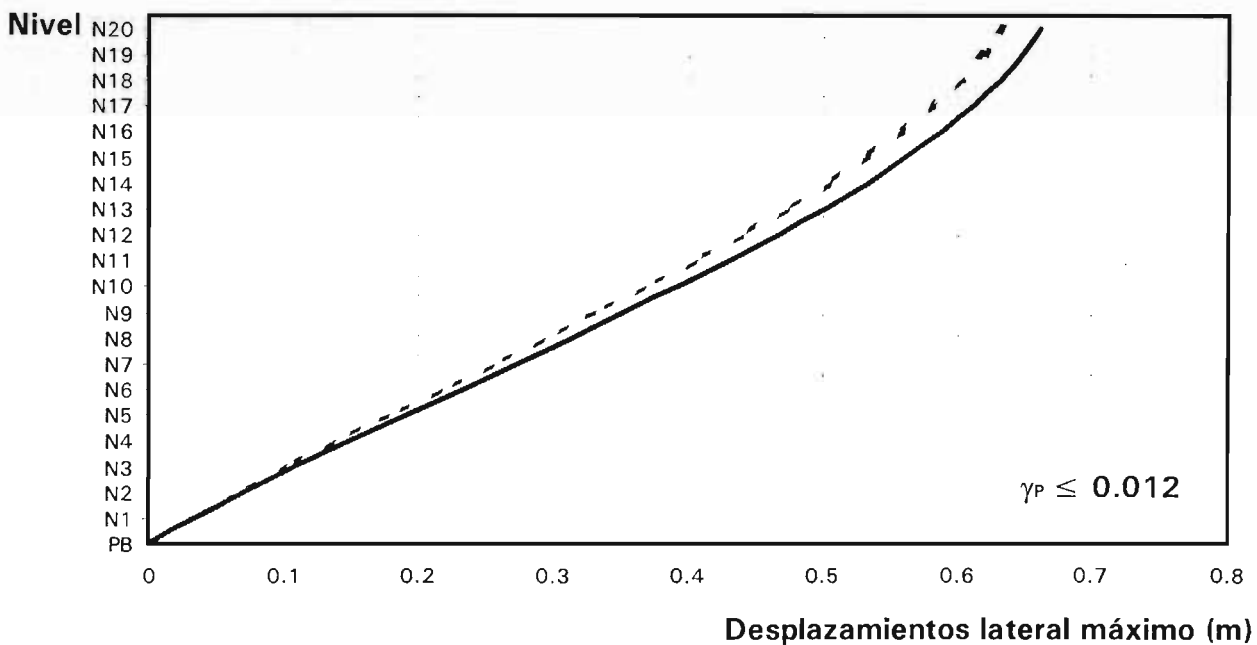
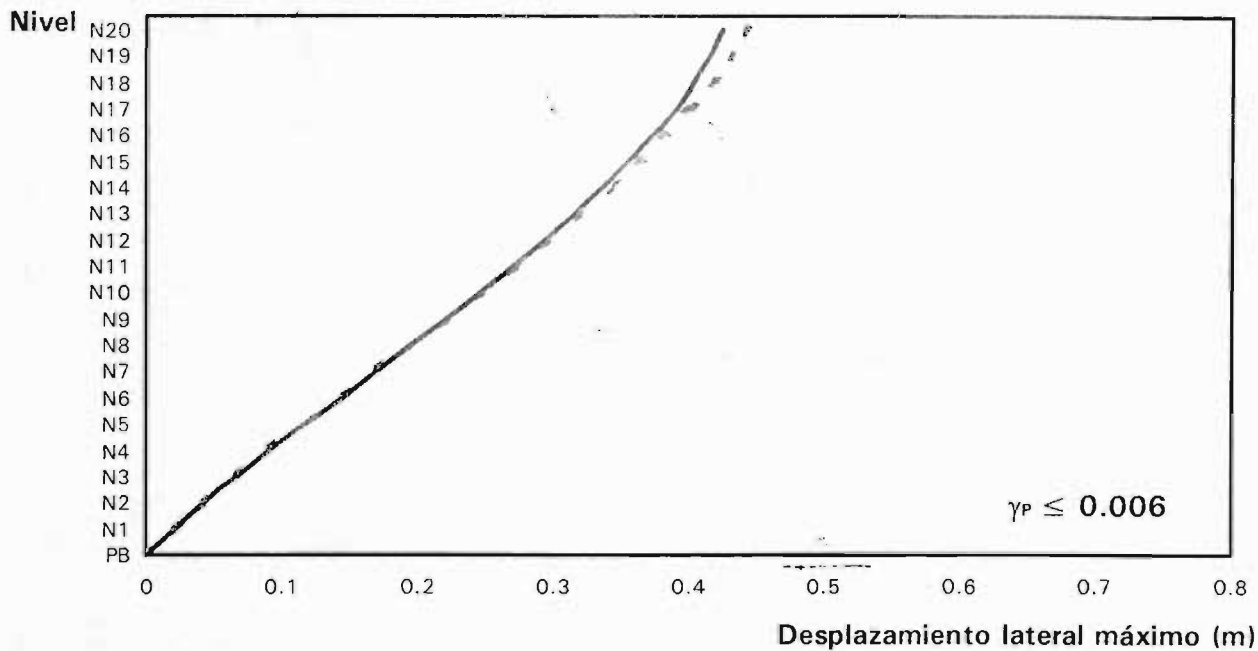


Fig 4.3 Modelo matemático del edificio de 10 niveles para el DRAIN-2DX



— DRAIN - - - ETABS

Fig 4.4 Resultados de la calibración de desplazamientos horizontales determinados con el ETABS (tridimensional) y DRAIN-2DX (bidimensional), análisis sísmico estático, edificio de 20 niveles, grupo A, ambos casos de diseño ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



— DRAIN - - - ETABS

Fig 4.5 Resultados de la calibración de desplazamientos horizontales determinados con el ETABS (tridimensional) y DRAIN-2DX (bidimensional), análisis sísmico estático, edificio de 20 niveles, grupo B, ambos casos de diseño ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

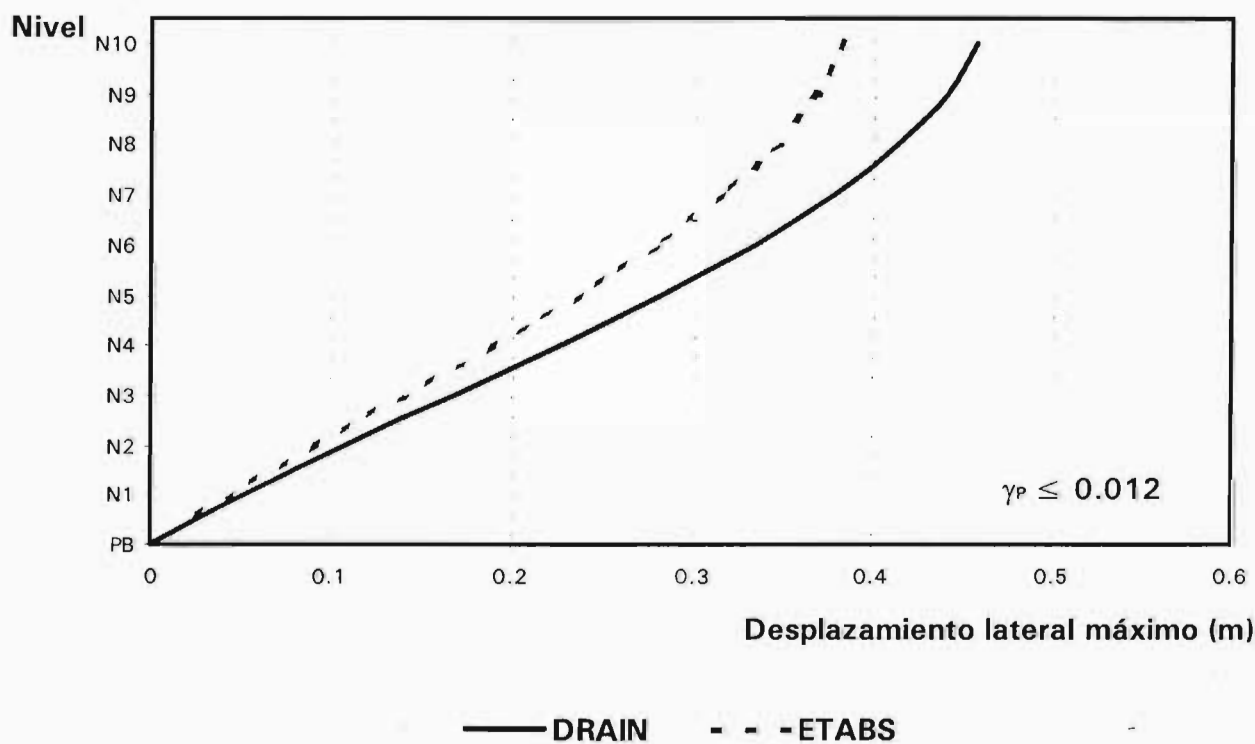
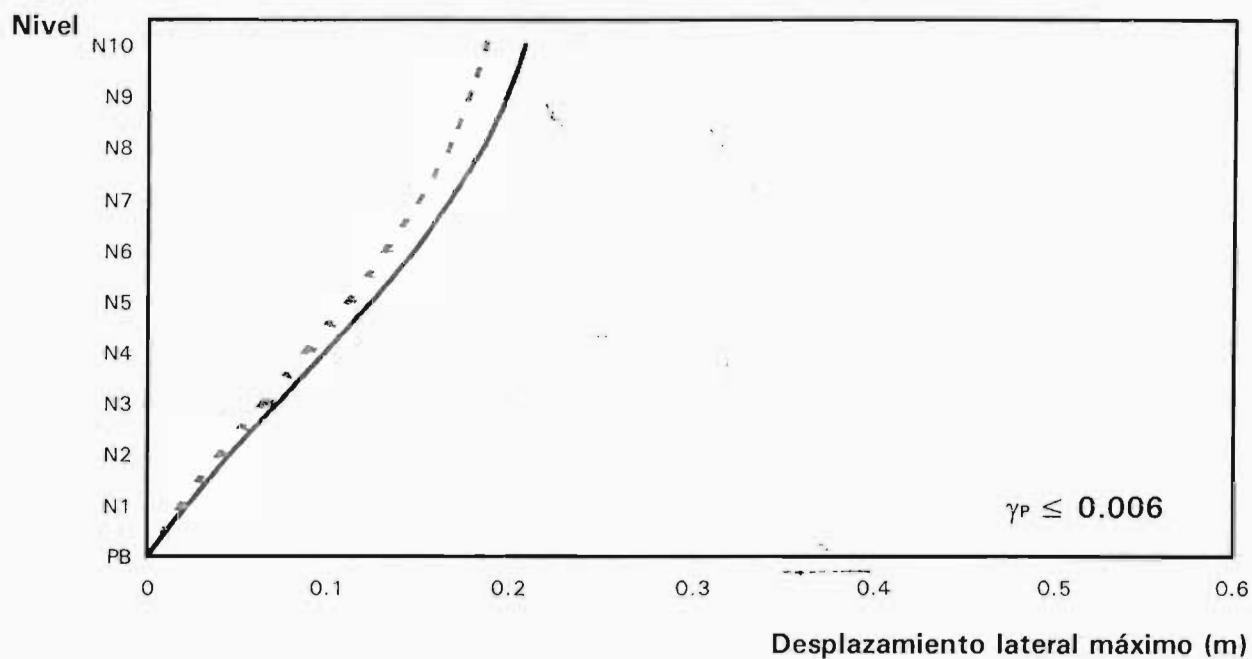
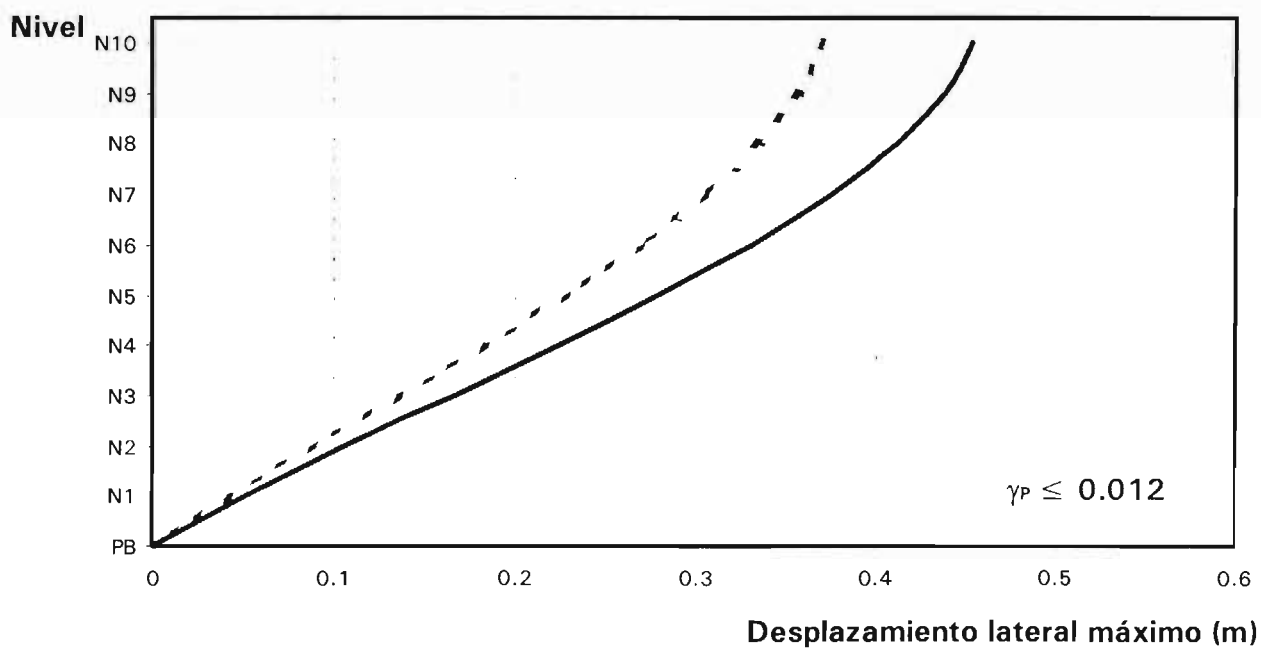
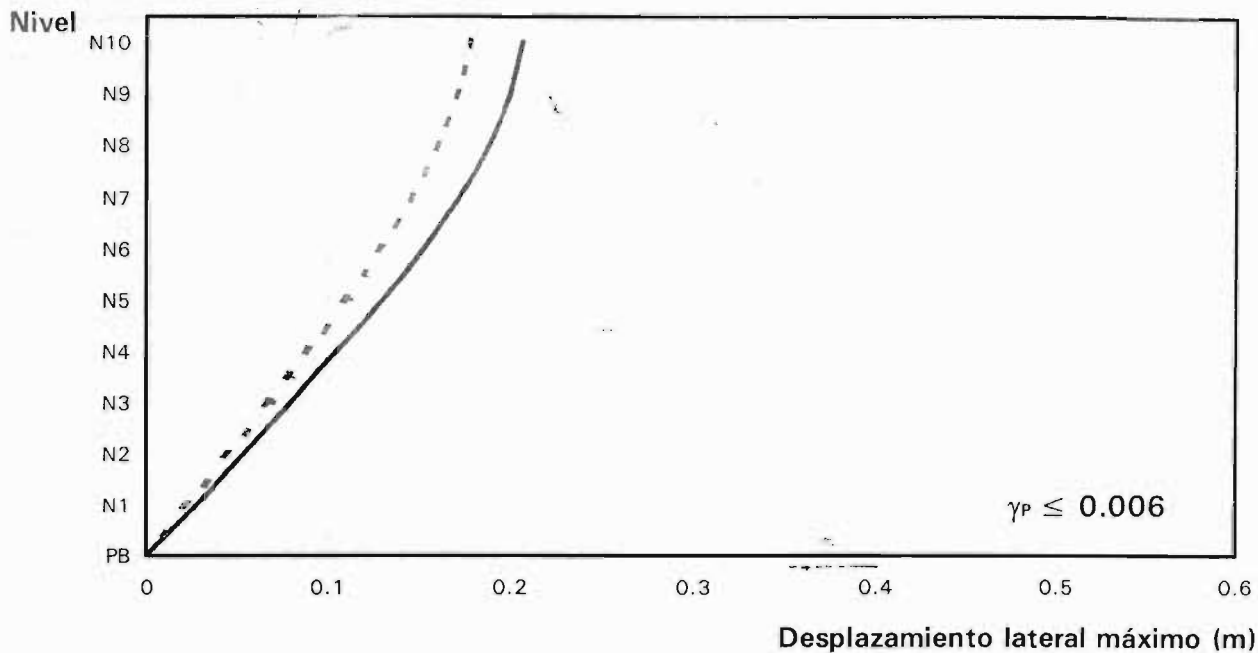
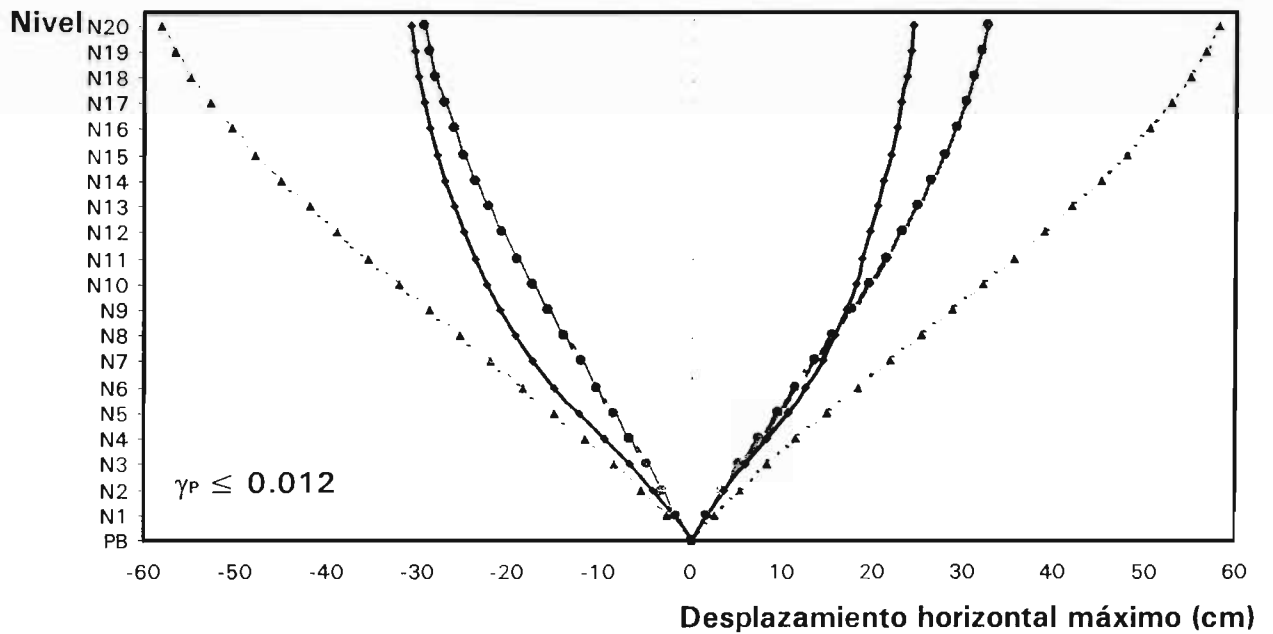
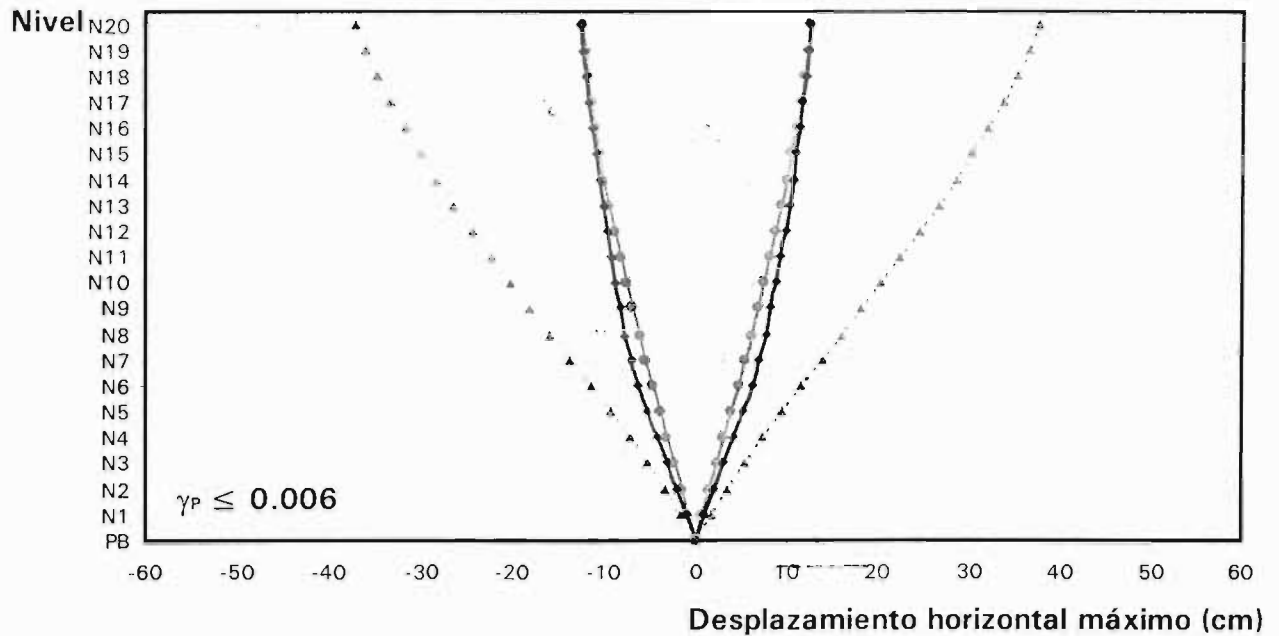


Fig 4.6 Resultados de la calibración de desplazamientos horizontales determinados con el ETABS (tridimensional) y DRAIN-2DX (bidimensional), análisis sísmico estático, edificio de 10 niveles, grupo A, ambos casos de diseño ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



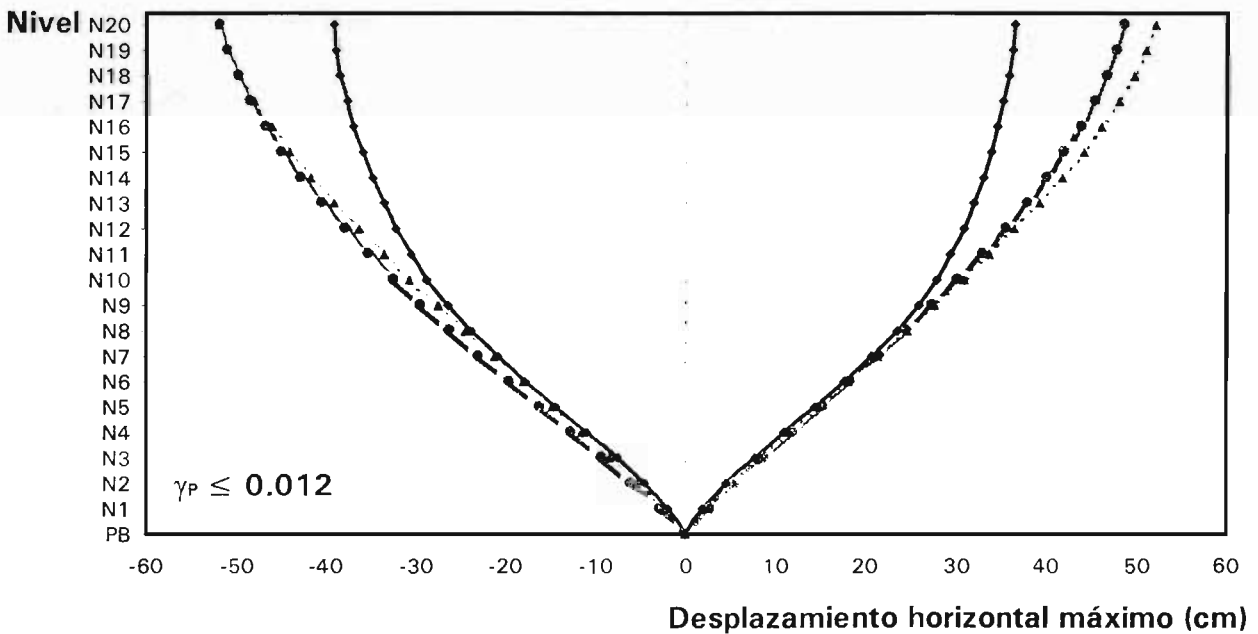
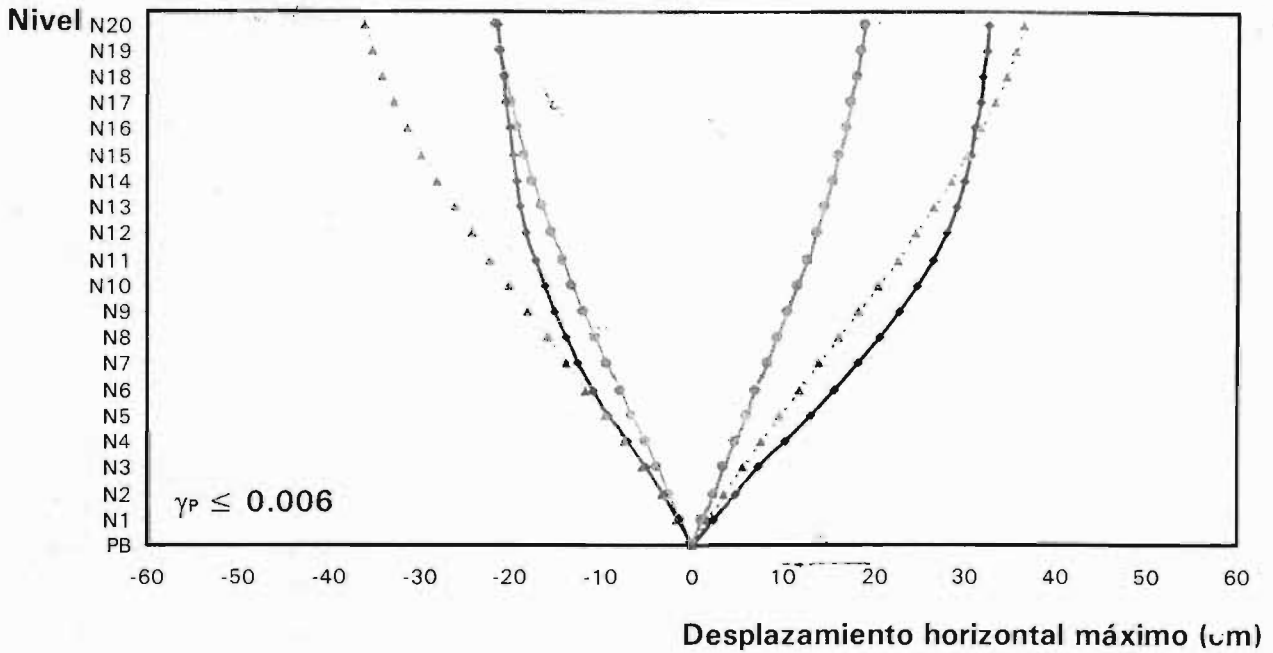
— DRAIN - - - ETABS

Fig 4.7 Resultados de la calibración de desplazamientos horizontales determinados con el ETABS (tridimensional) y DRAIN-2DX (bidimensional), análisis sísmico estático, edificio de 10 niveles, grupo B, ambos casos de diseño ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



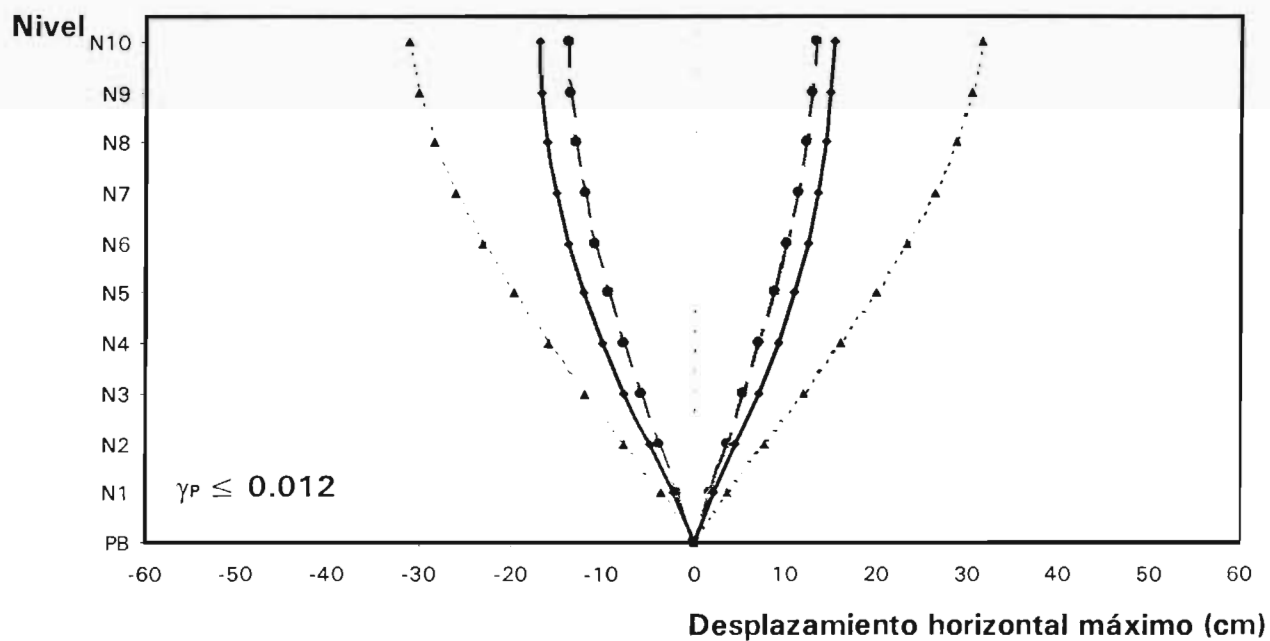
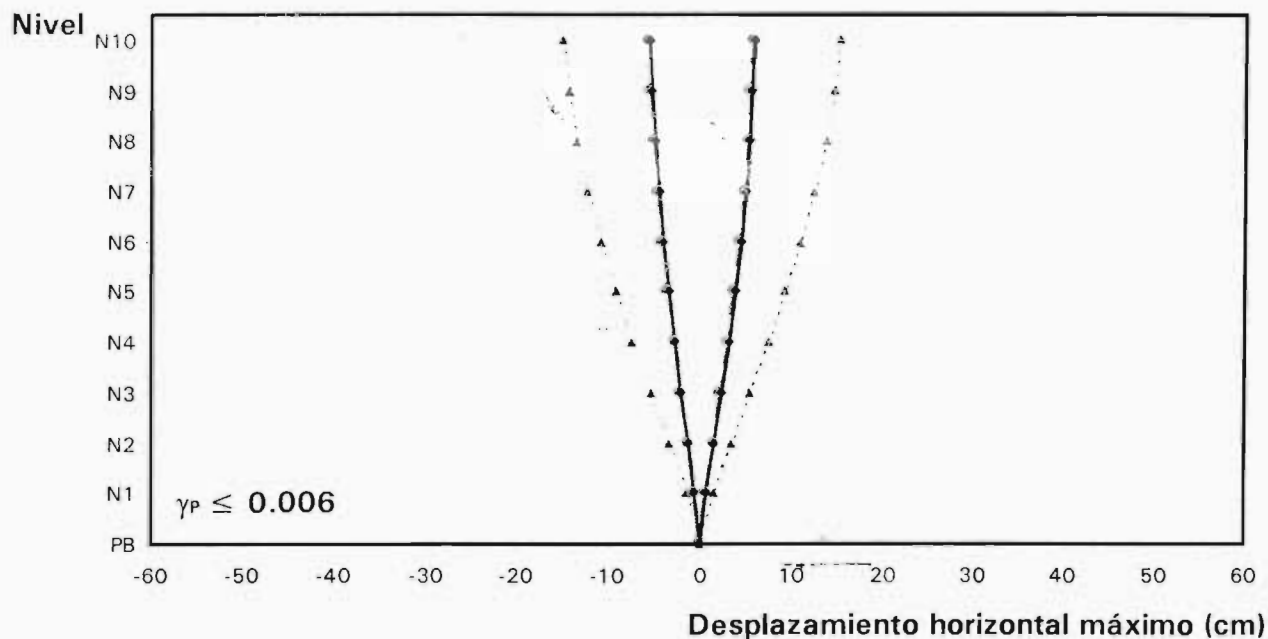
—▲— Elástico —●— Inelástico nominal Espectro x Q=4

Fig 4.8 Comparación de desplazamientos horizontales máximos de los análisis paso a paso (elástico e inelástico nominal) contra los del diseño, casos A.1 y A.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



—●— Elástico —○— Inelástico nominal - - -▲- - - Espectro x Q = 4

Fig 4.9 Comparación de desplazamientos horizontales máximos de los análisis paso a paso (elástico e inelástico nominal) contra los del diseño, casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



—•— Elástico —●— Inelástico nominal - - - - - Espectro x Q = 4

Fig 4.10 Comparación de desplazamientos horizontales máximos de los análisis paso a paso (elástico e inelástico nominal) contra los del diseño, casos C.1 y C.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

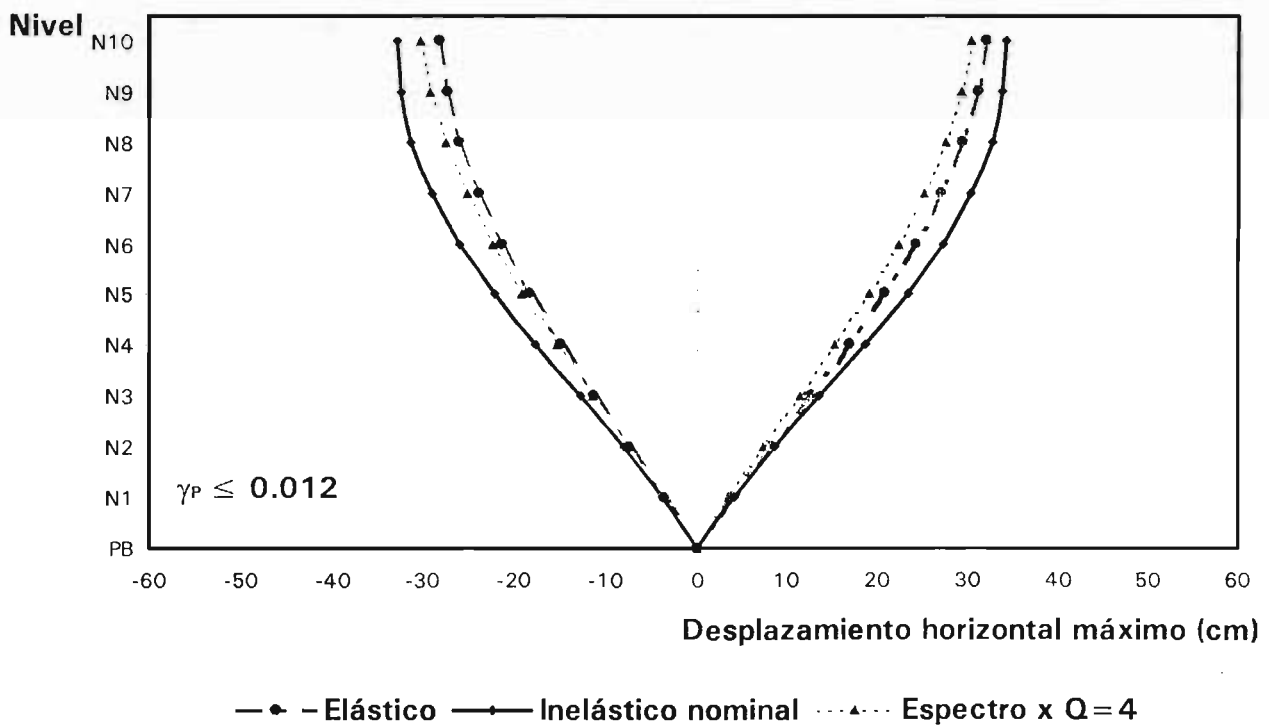
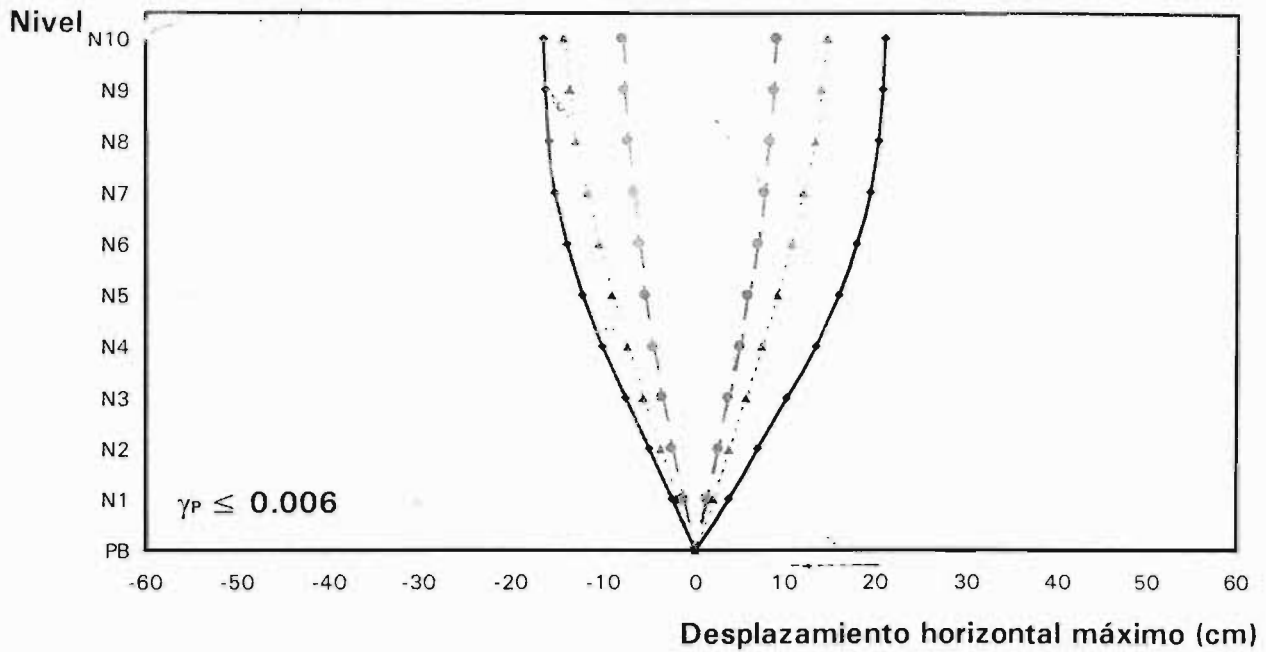
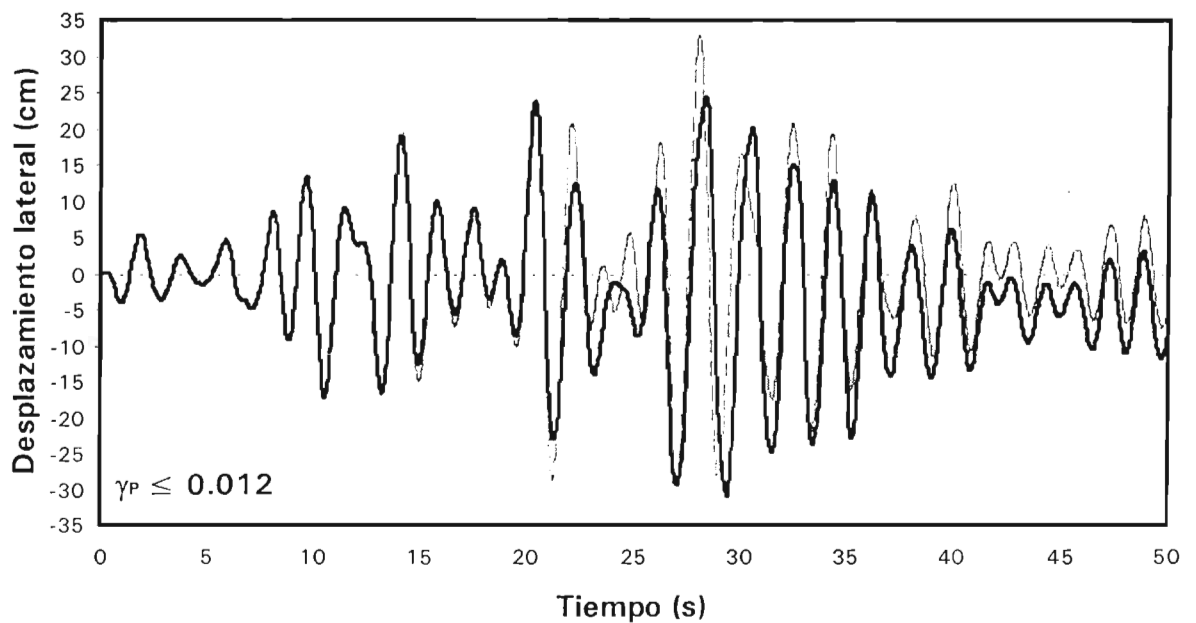
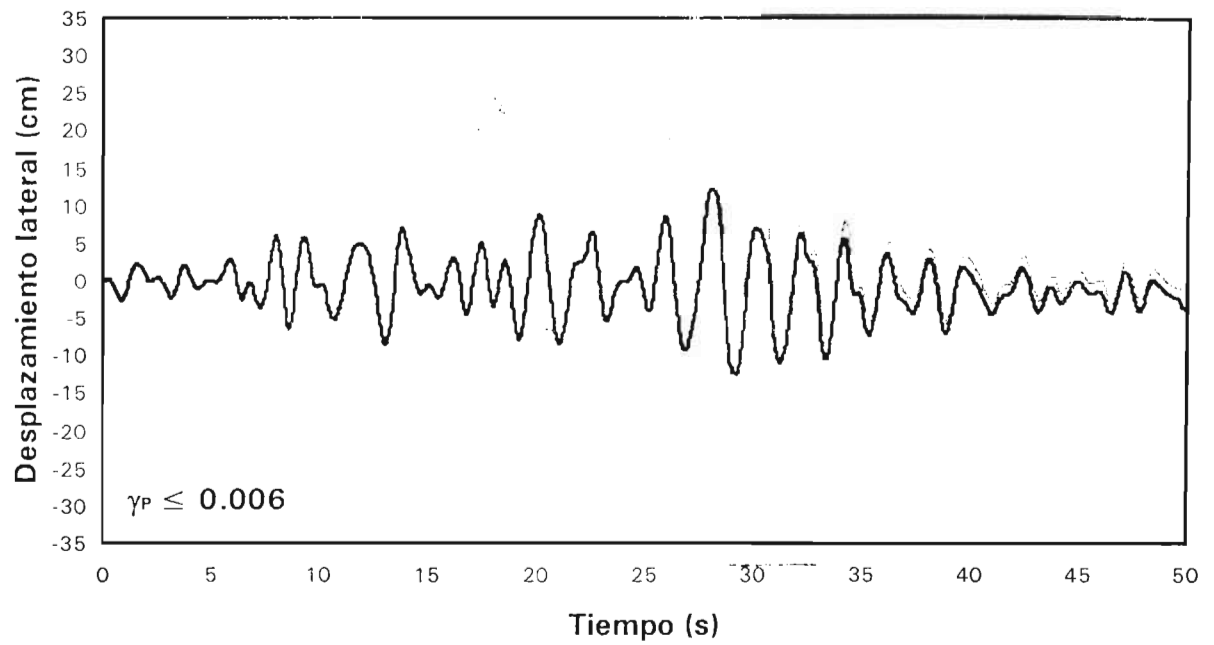
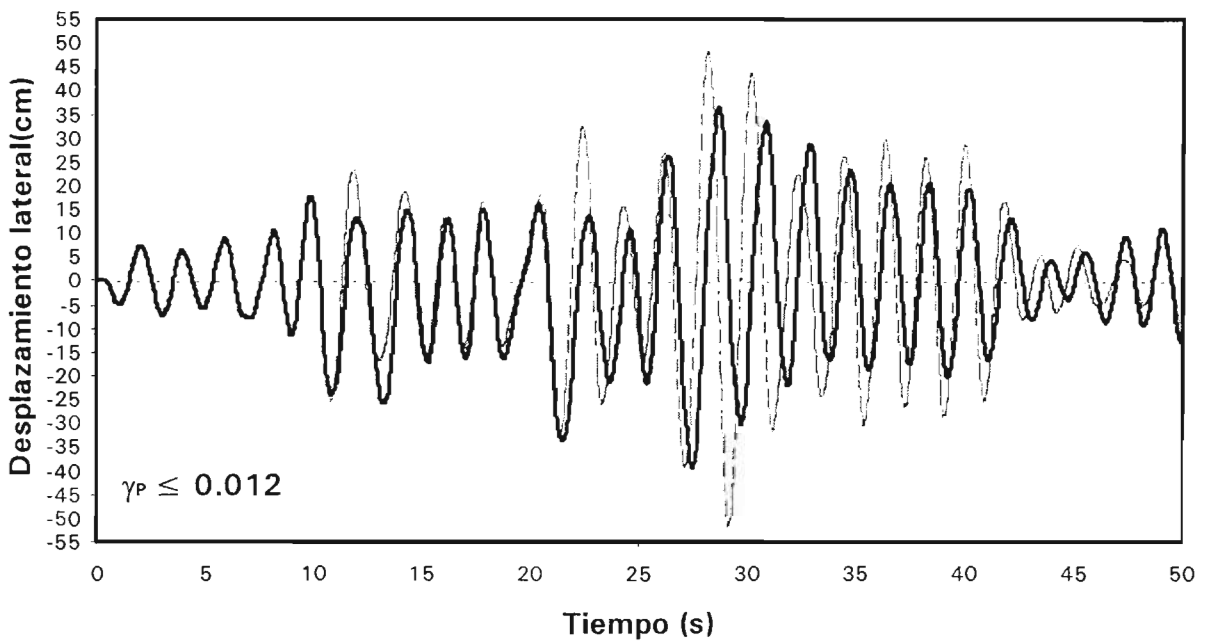
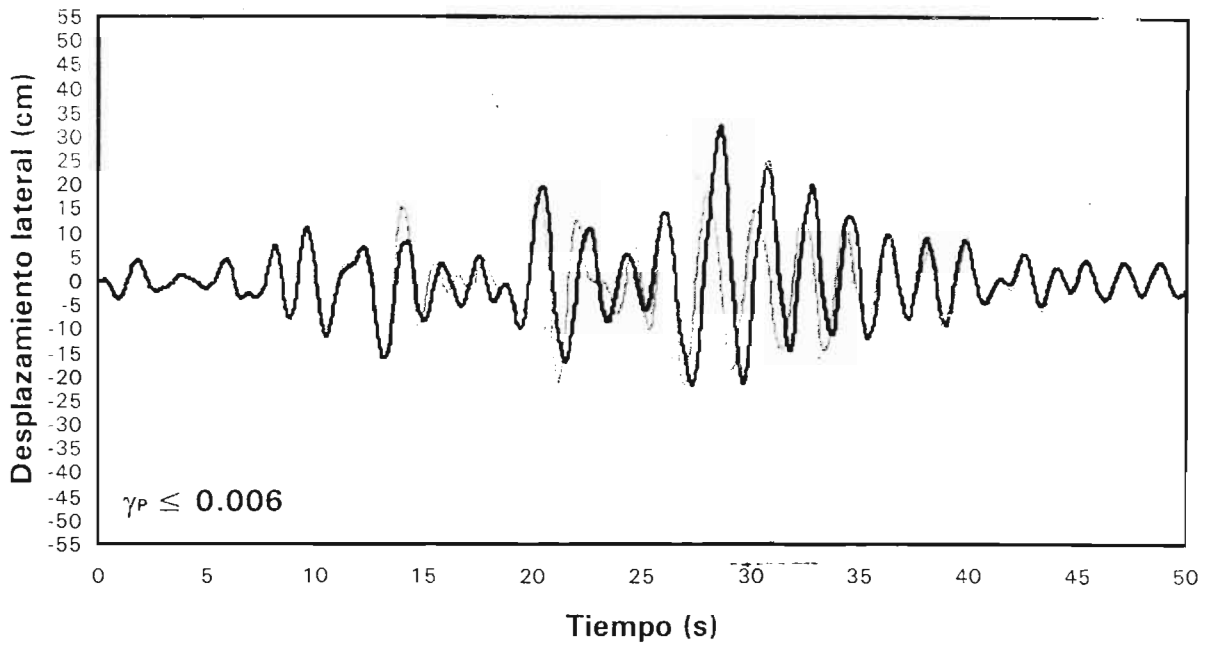


Fig 4.11 Comparación de desplazamientos horizontales máximos de los análisis paso a paso (elástico e inelástico nominal) contra los del diseño, casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



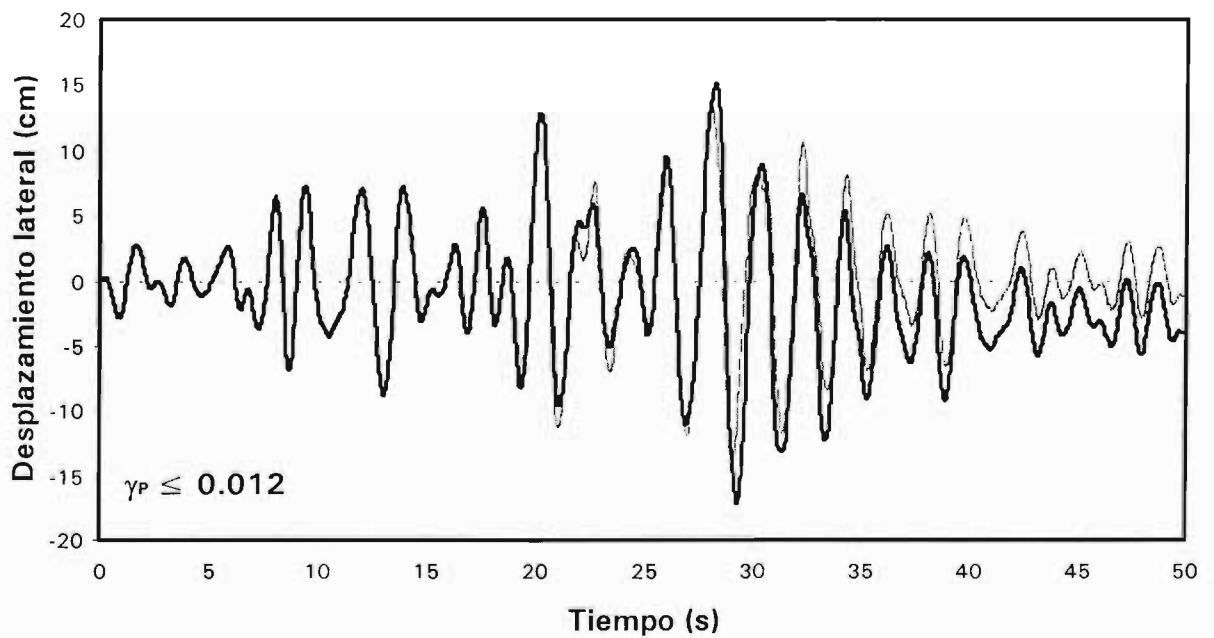
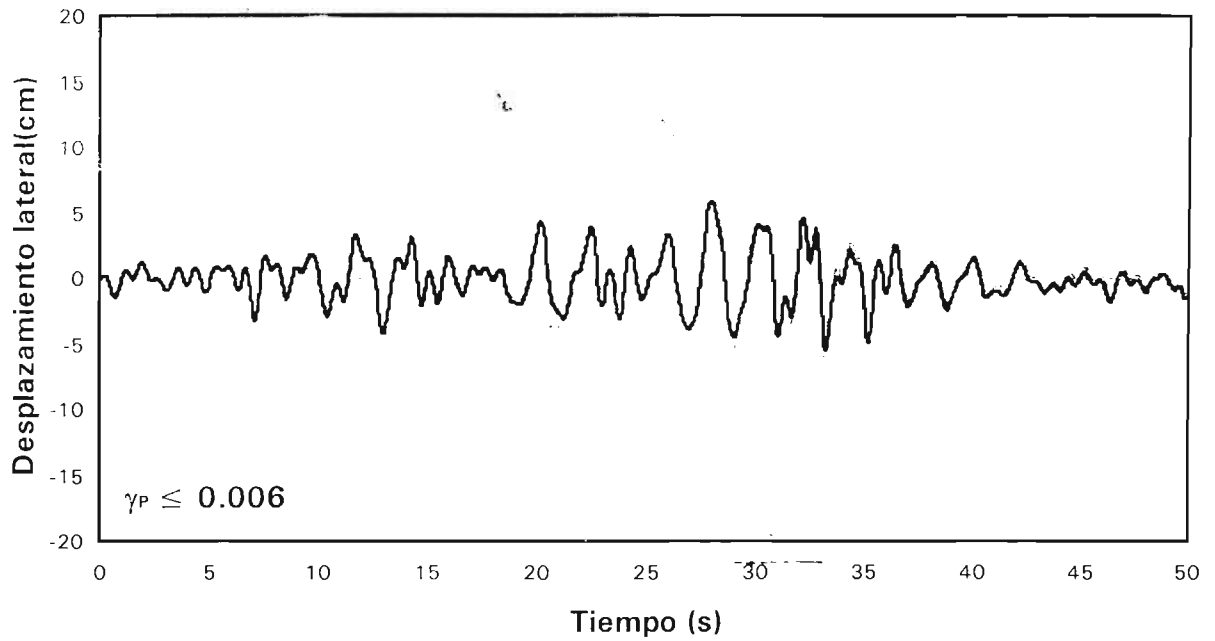
----- Elástico — Inelástico nominal

Fig 4.12 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea de los análisis dinámicos paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



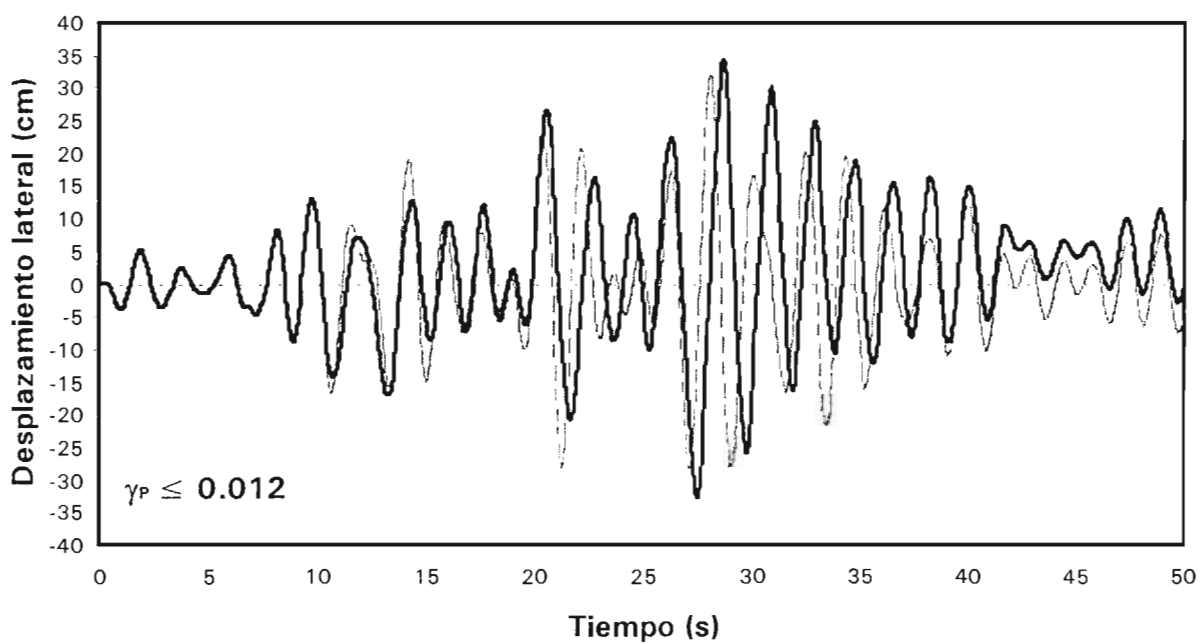
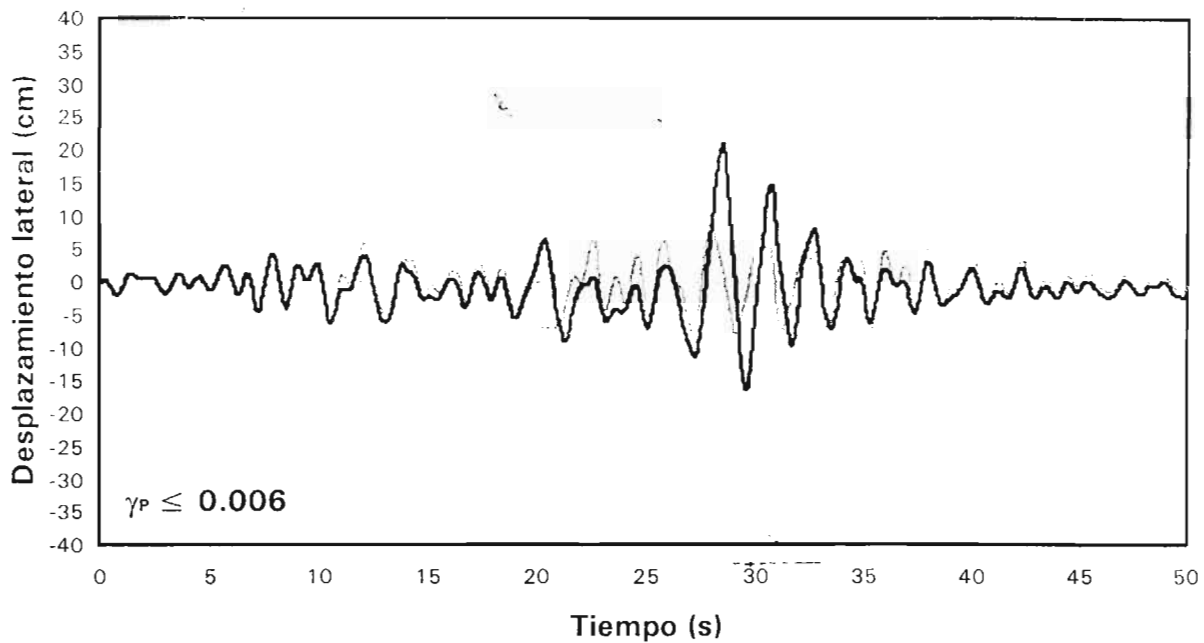
----- Elástico — Inelástico nominal

Fig 4.13 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea de los análisis dinámicos paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



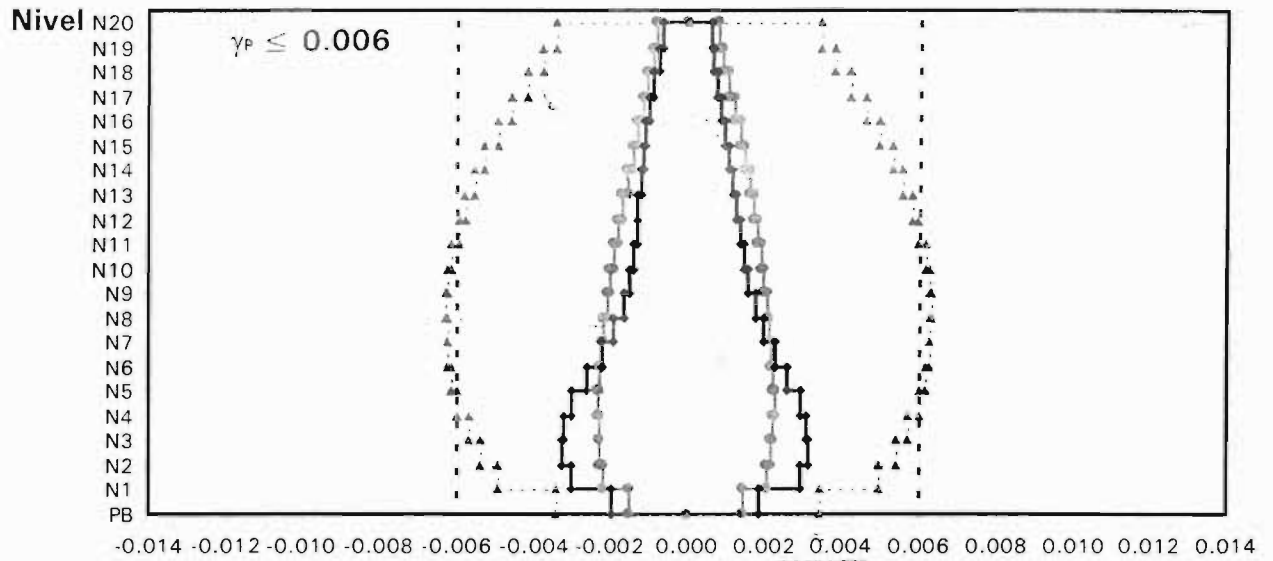
----- Elástico — Inelástico nominal

Fig 4.14 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea de los análisis dinámicos paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

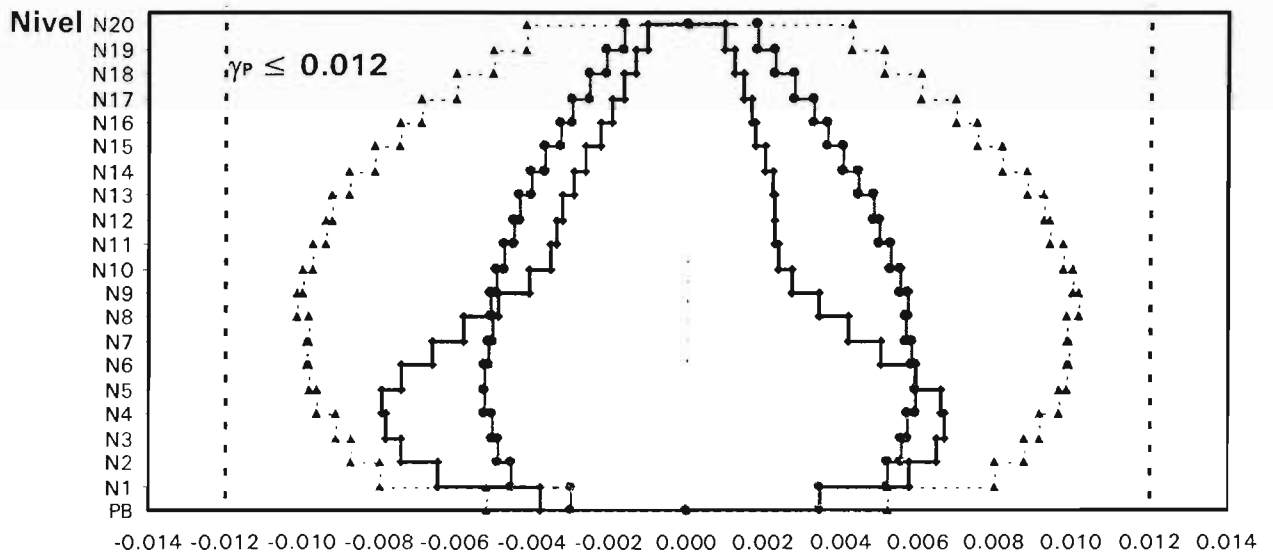


----- Elástico — Inelástico nominal

Fig 4.15 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea de los análisis dinámicos paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



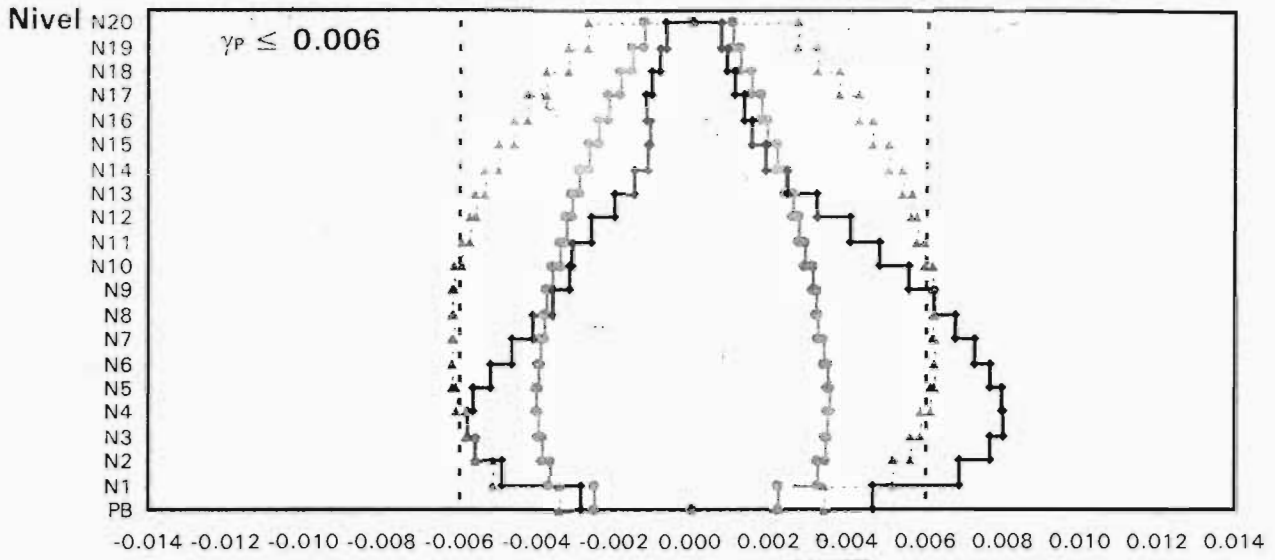
Desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso



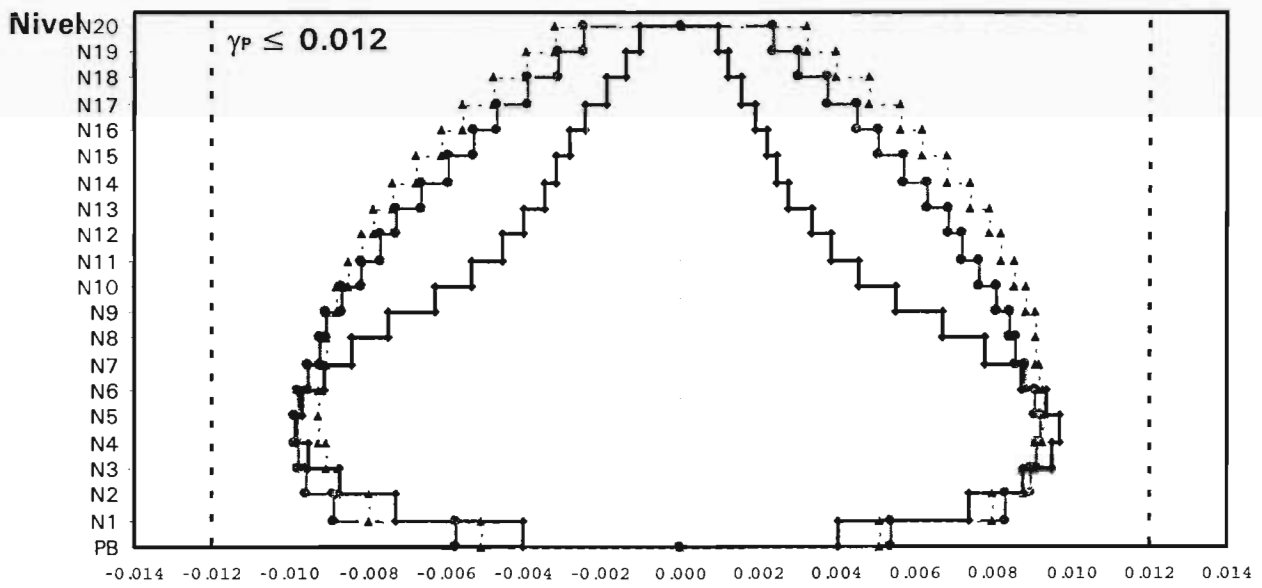
Desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

—●— Elástico —■— Inelástico nominal ...▲... Espectro x Q=4

Fig 4.16 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis sísmicos paso a paso (elástico e inelástico nominal) contra los valores de diseño (estado límite de falla), casos A.1 y A 2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



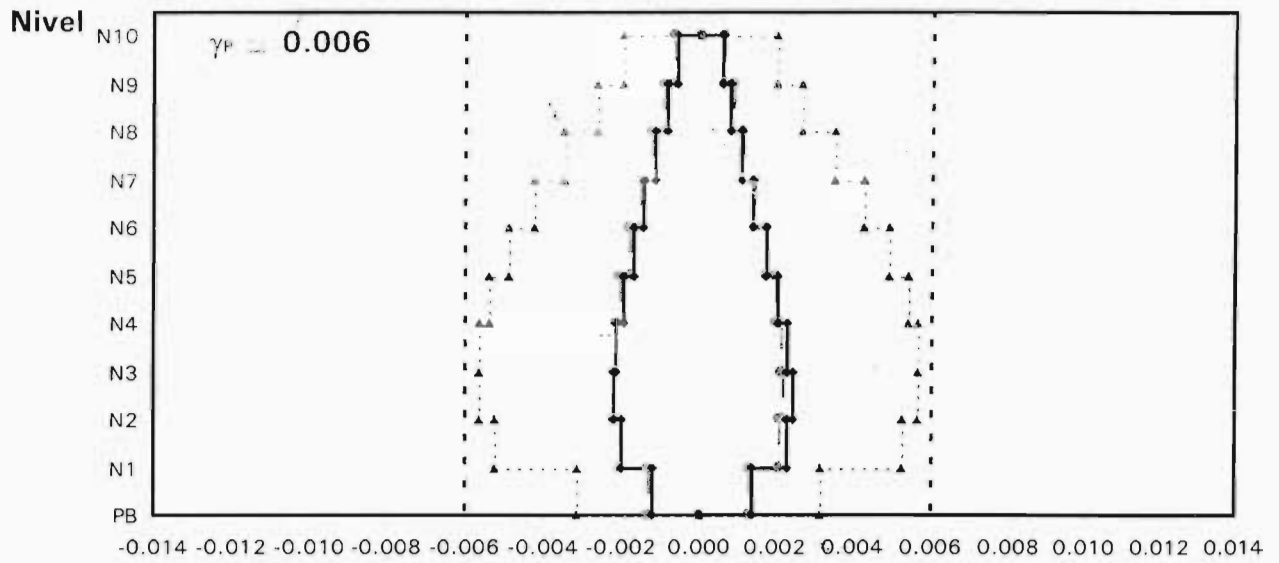
Desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso



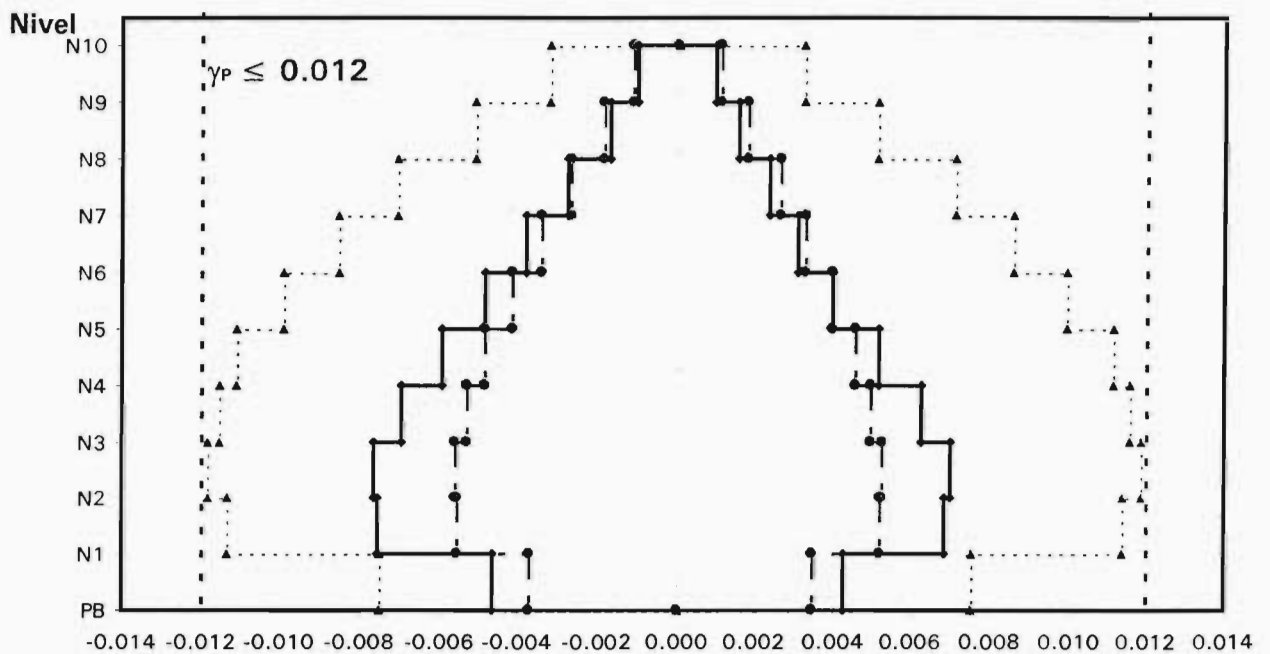
Desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

—●— Elástico —■— Inelástico nominal ...▲... Espectro x Q=4

Fig 4.17 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis sísmicos paso a paso (elástico e inelástico nominal) contra los valores de diseño (estado límite de falla), casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



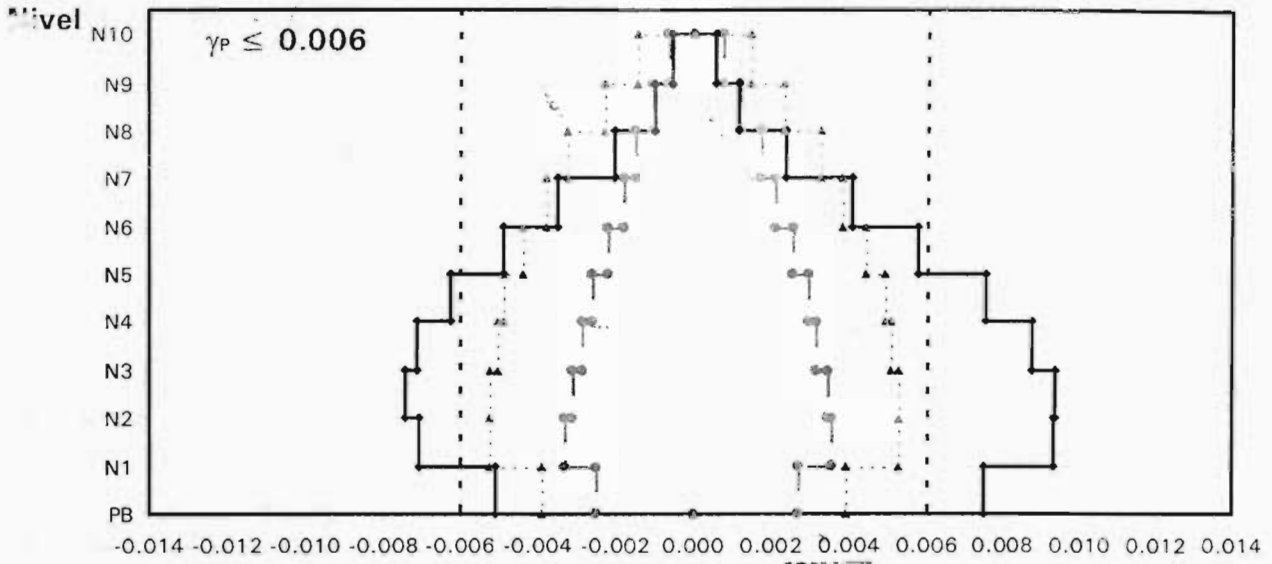
Desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso



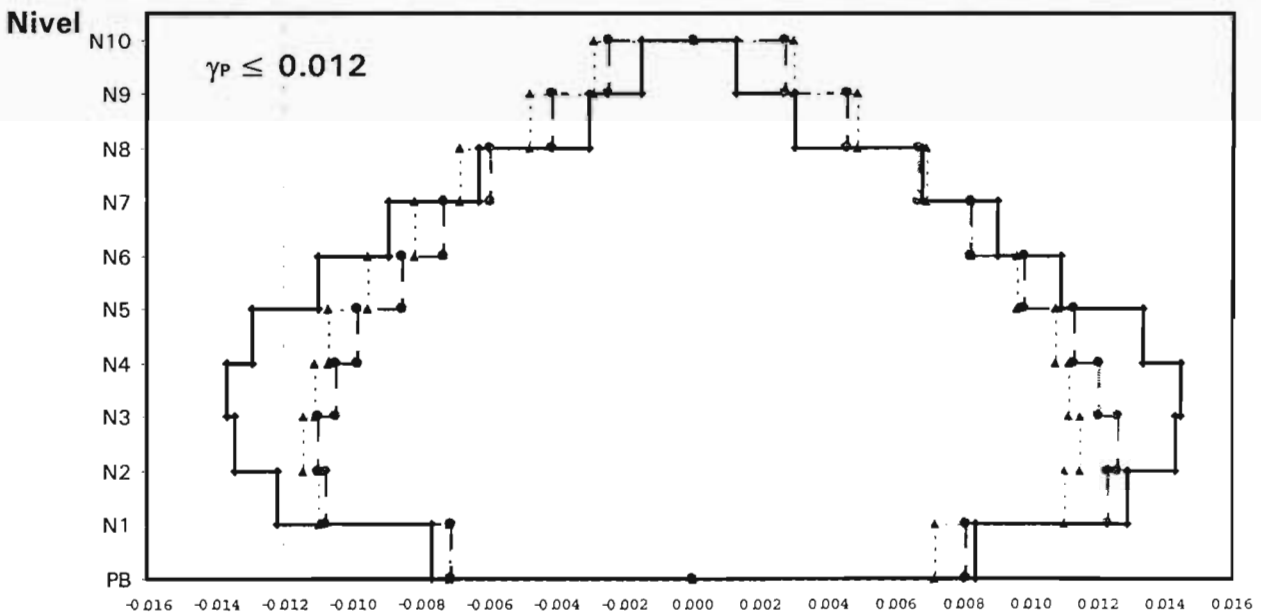
Desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

—●— Elástico —●— Inelástico nominal▲..... Espectro x Q = 4

Fig 4.18 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis sísmicos paso a paso (elástico e inelástico nominal) contra los valores de diseño (estado límite de falla), casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



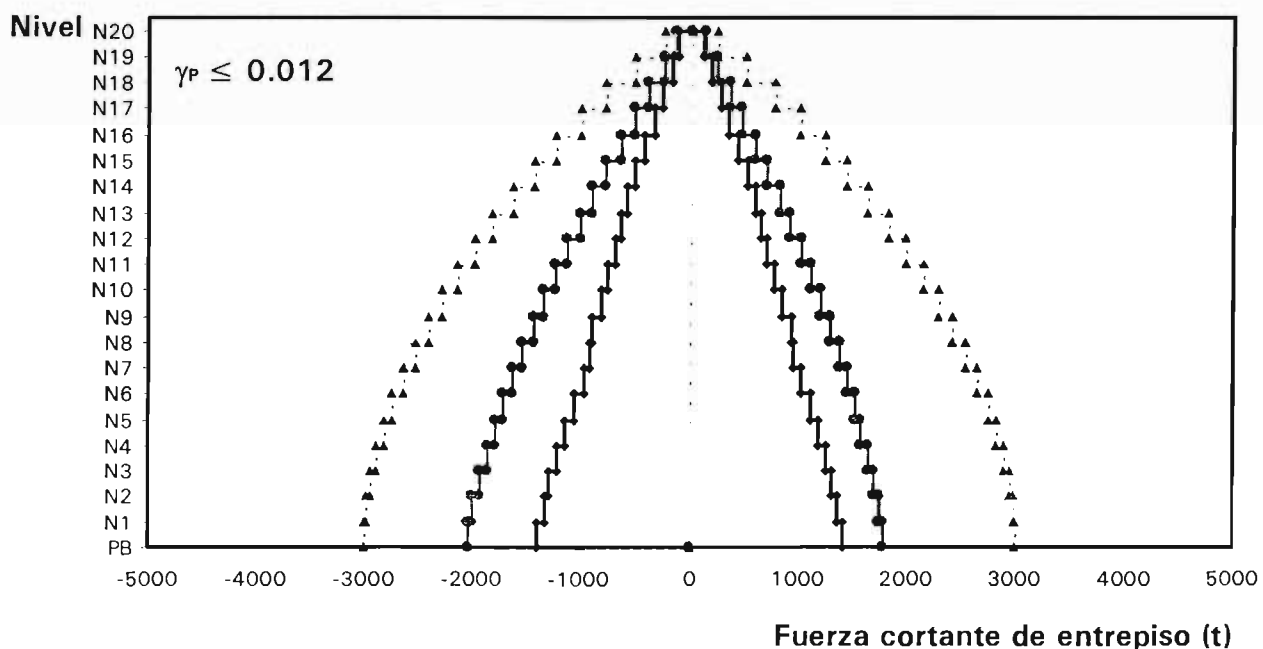
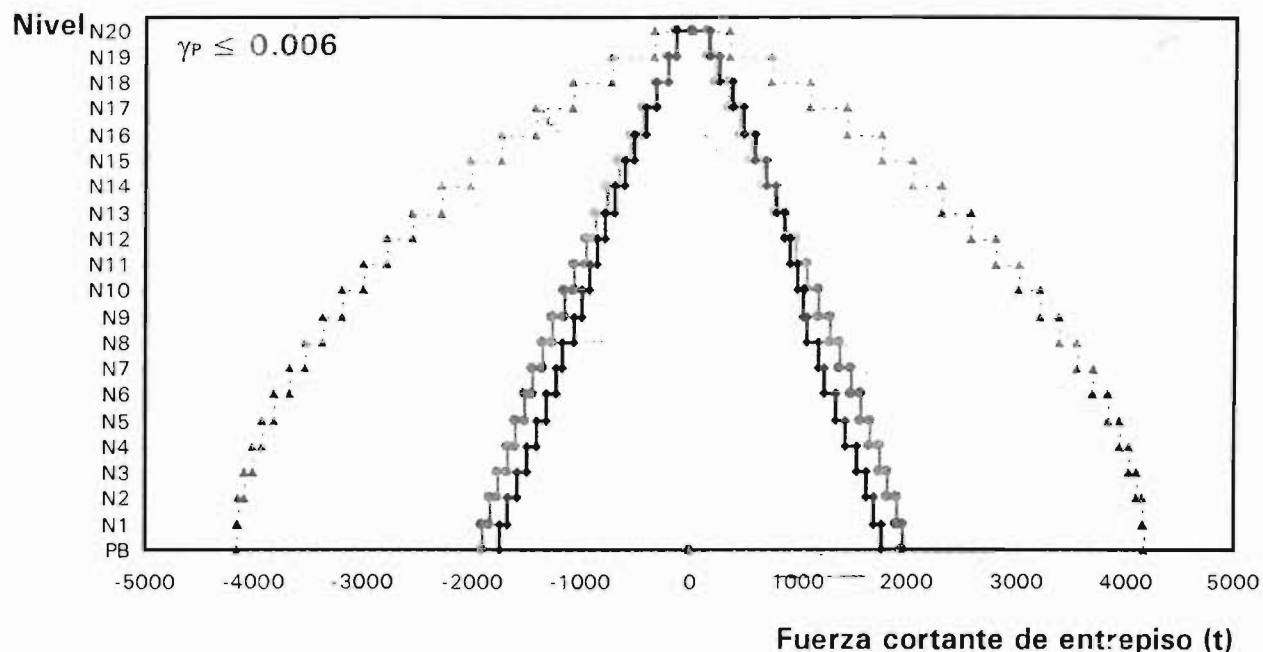
Desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso



Desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

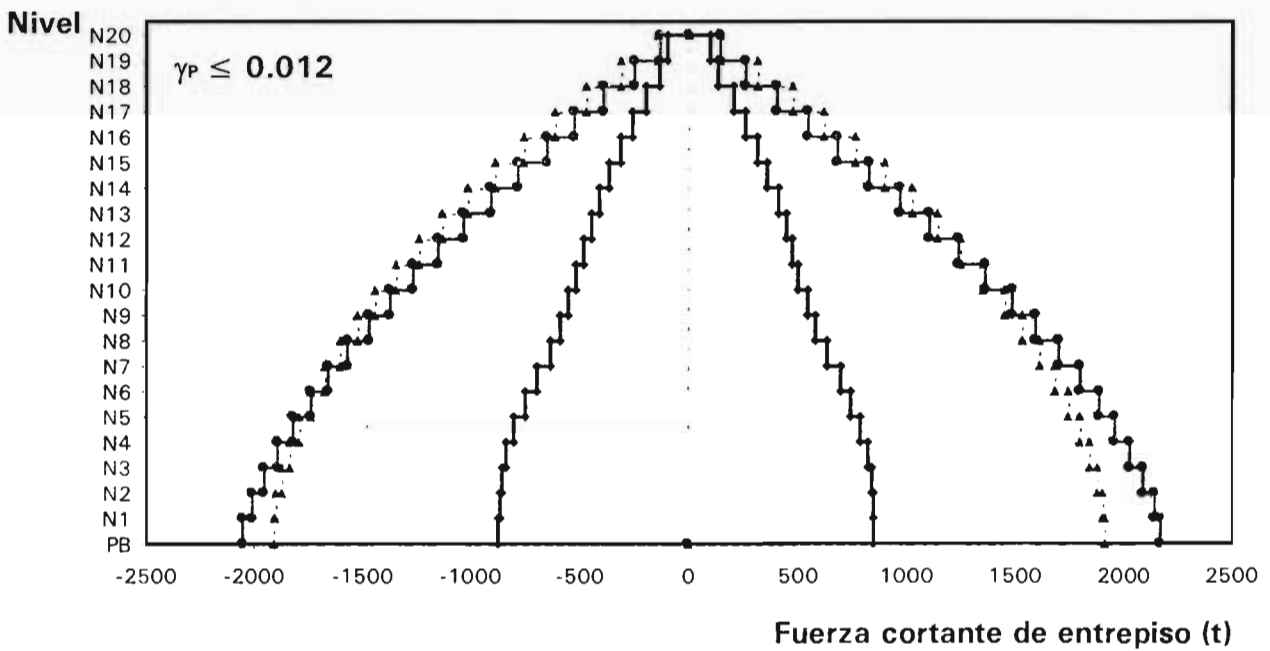
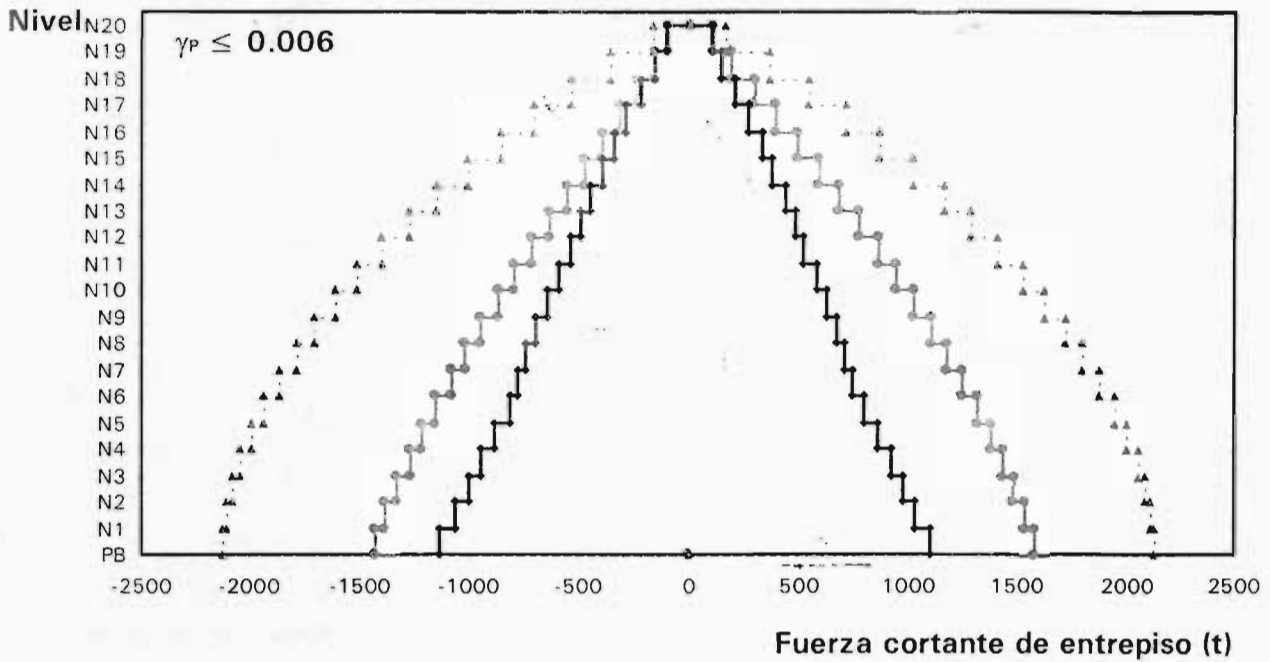
—●— Elástico —■— Inelástico nominal - - -▲- - - Espectro x Q=4

Fig 4.19 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis sísmicos paso a paso (elástico e inelástico nominal) contra los valores de diseño (estado límite de falla), casos D.1 y D.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



—●— Elástico —■— Inelástico nominal ...▲... Espectro de diseño

Fig 4.20 Comparación de cortantes de entrepiso de los análisis sísmicos paso a paso (elástico e inelástico nominal) contra los valores de diseño (estado límite de falla), casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



—●— Elástico —■— Inelástico nominal - - -▲- - - Espectro de diseño

Fig 4.21 Comparación de cortantes de entrepiso de los análisis sísmicos paso a paso (elástico e inelástico nominal) contra los valores de diseño (estado límite de falla), casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

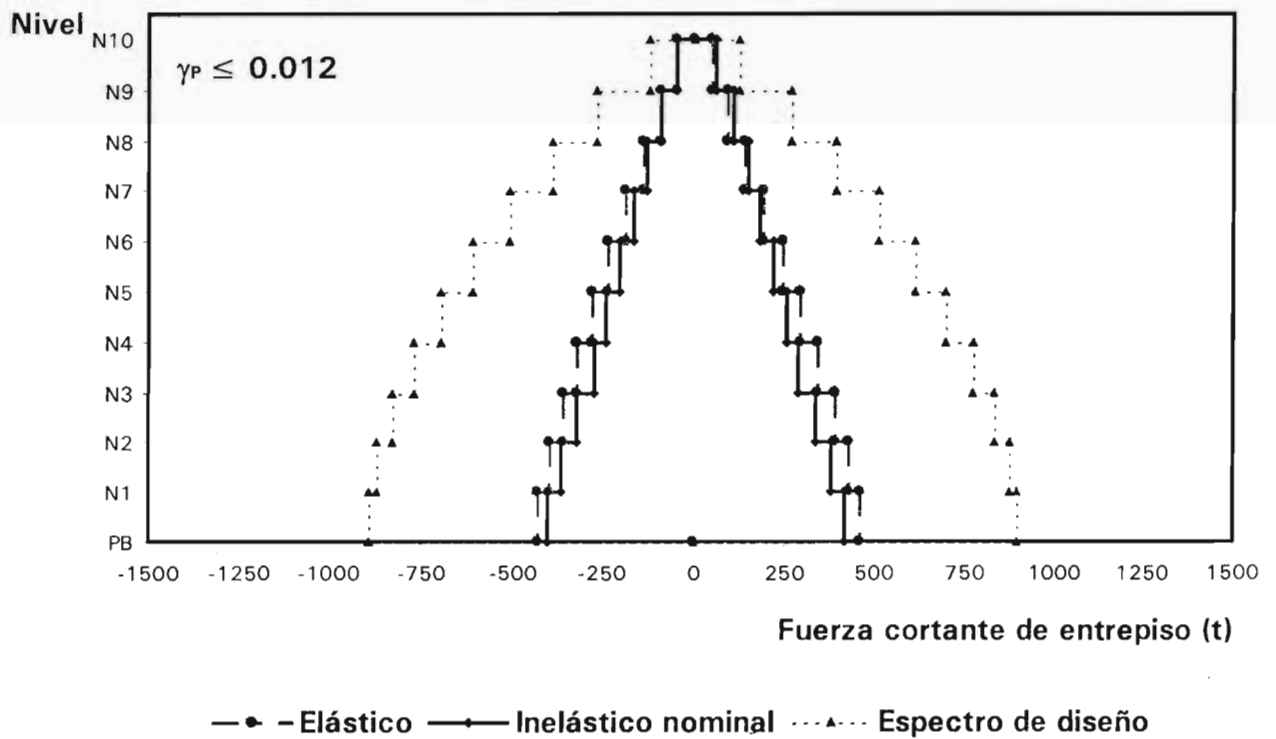
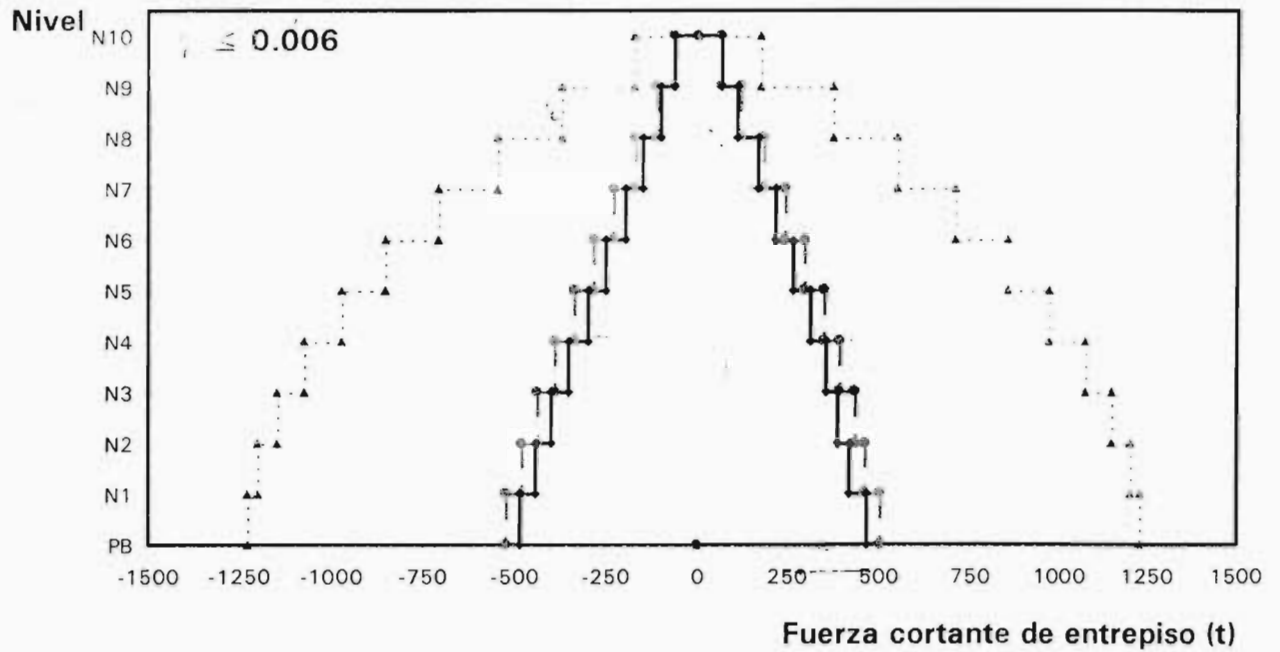


Fig 4.22 Comparación de cortantes de entrepiso de los análisis sísmicos paso a paso (elástico e inelástico nominal) contra los valores de diseño (estado límite de falla), casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

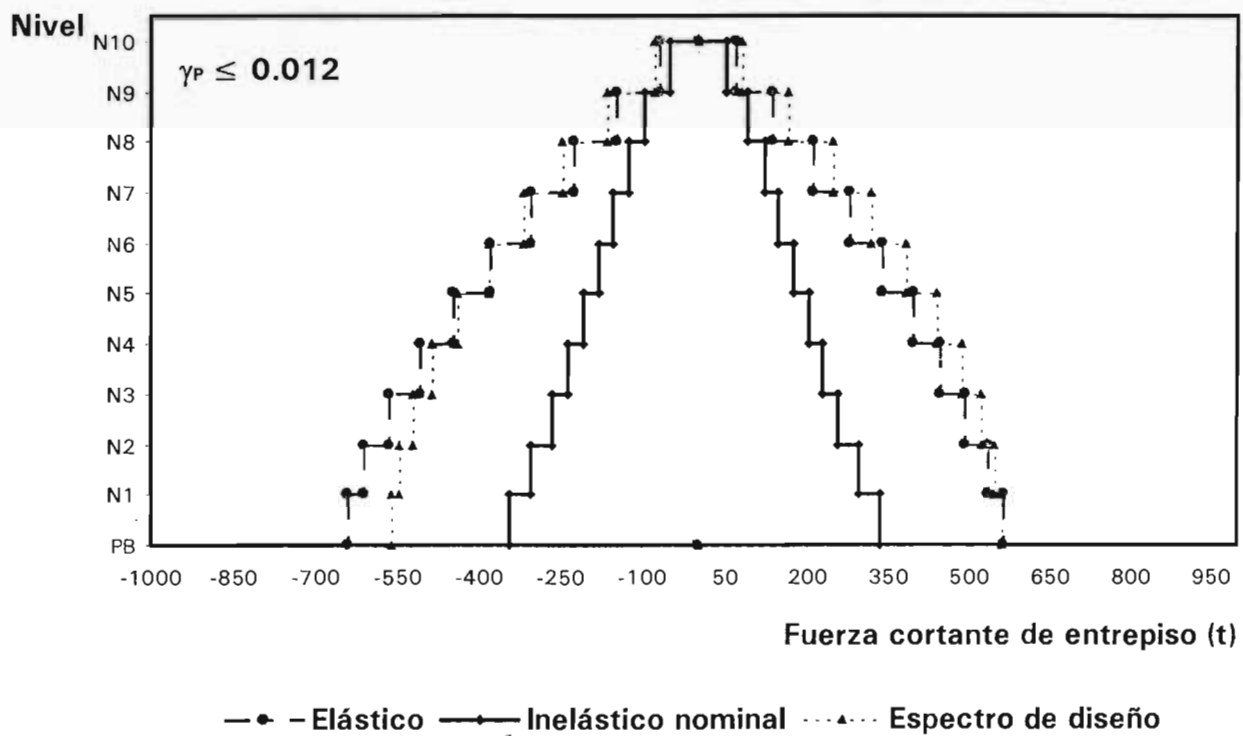
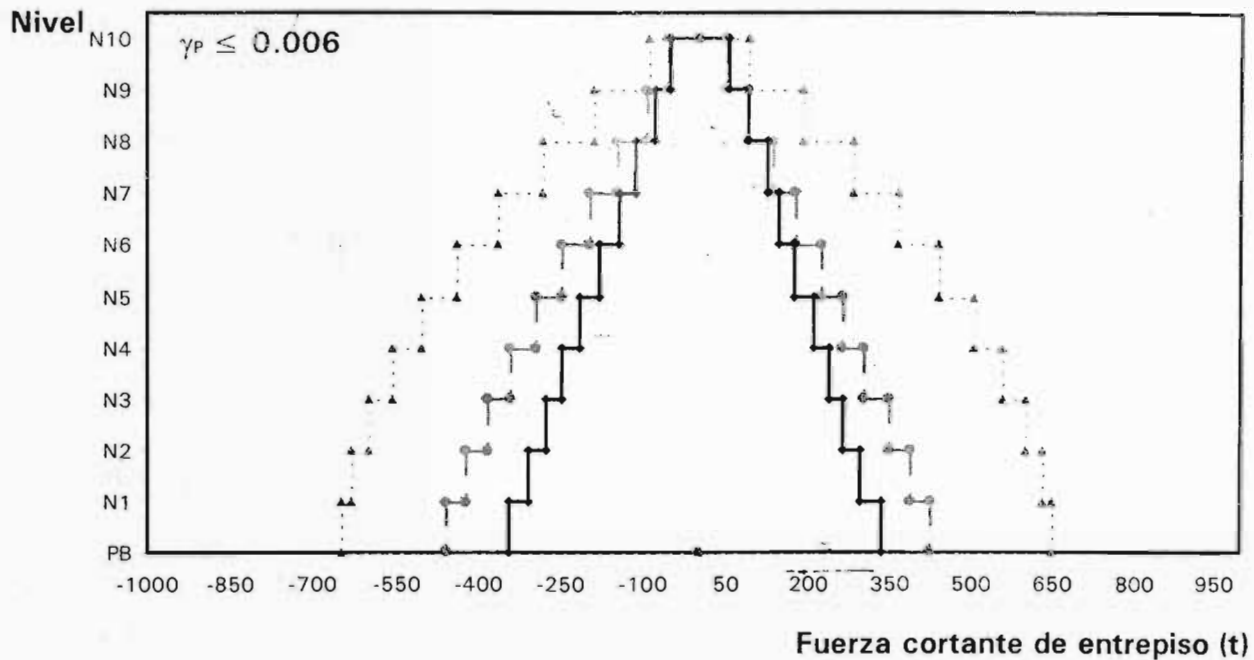
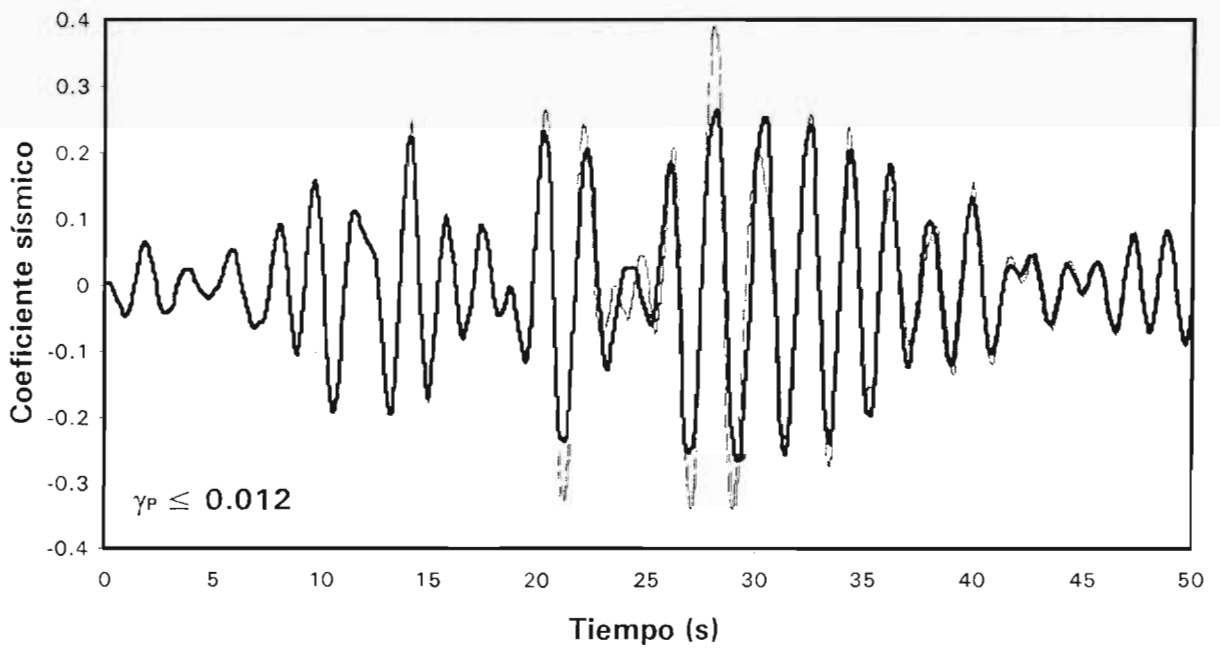
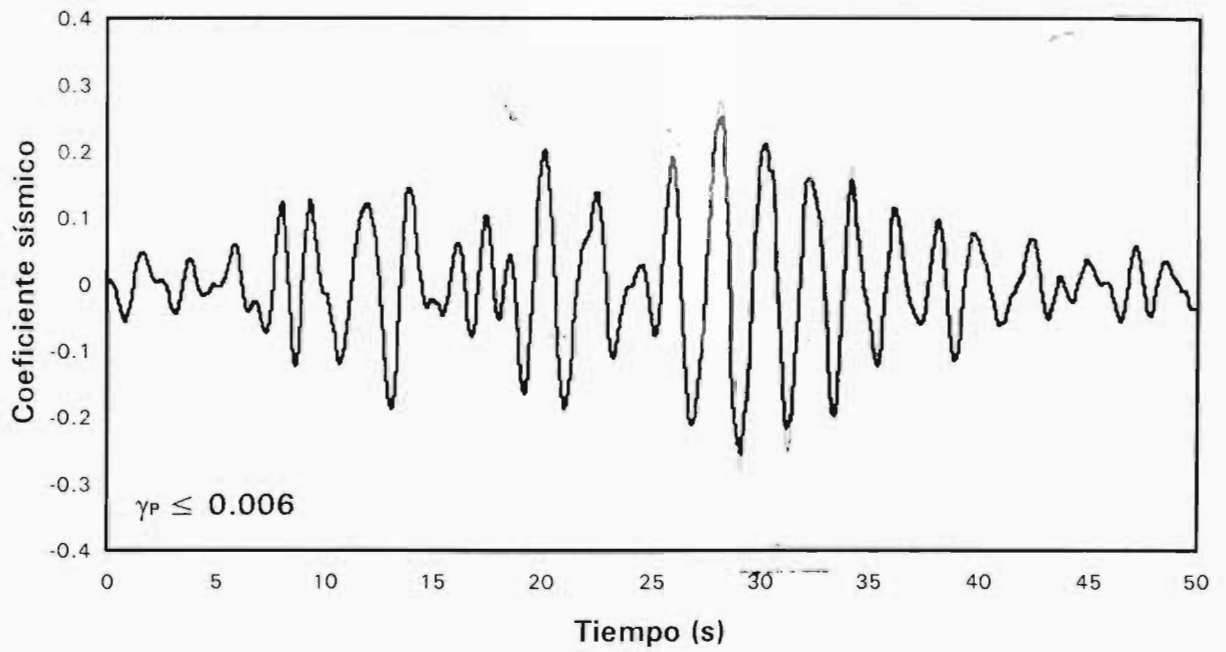
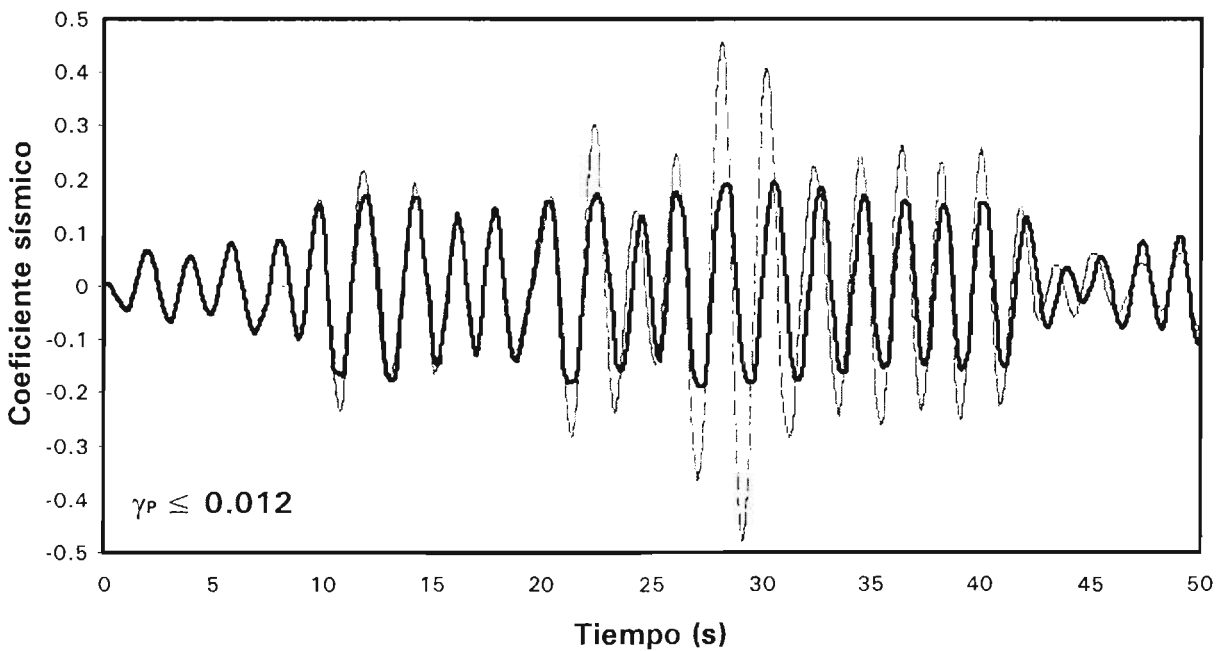
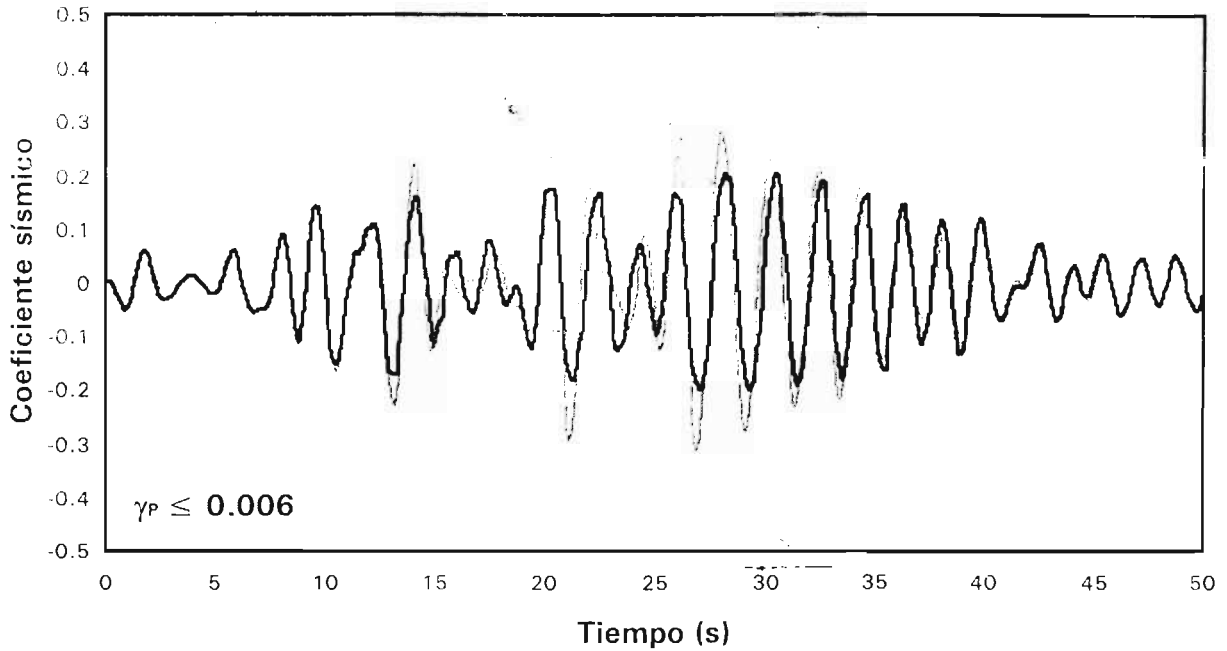


Fig 4.23 Comparación de cortantes de entrepiso de los análisis sísmicos paso a paso (elástico e inelástico) contra los de diseño (estado límite de falla), casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



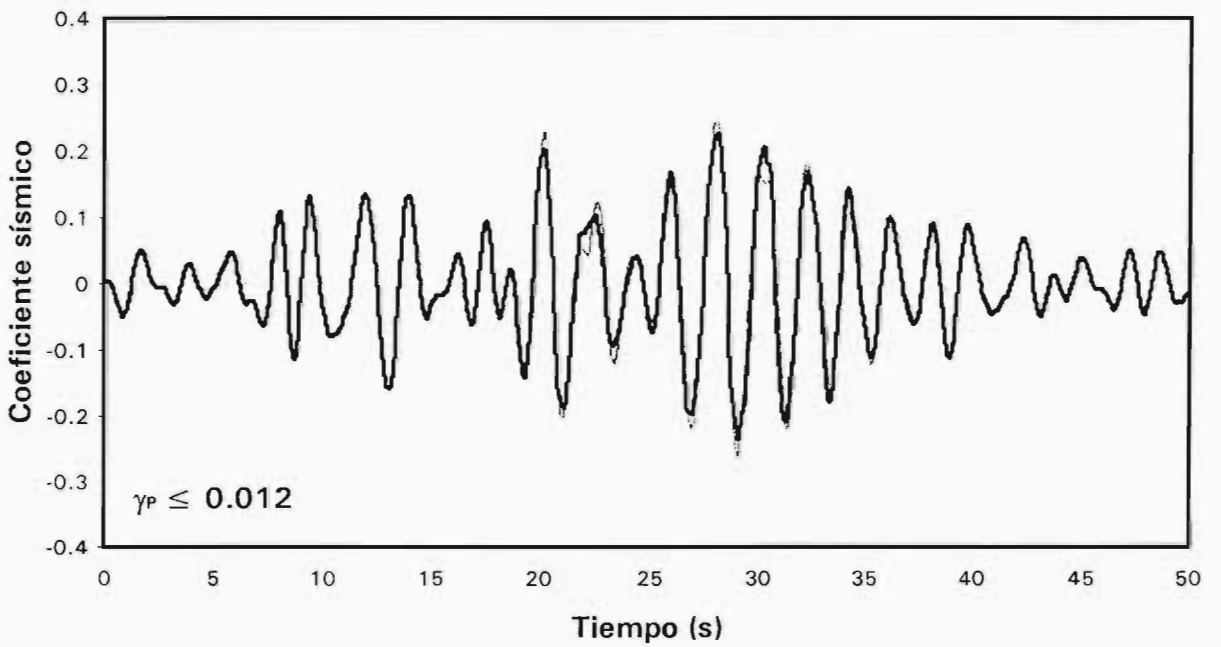
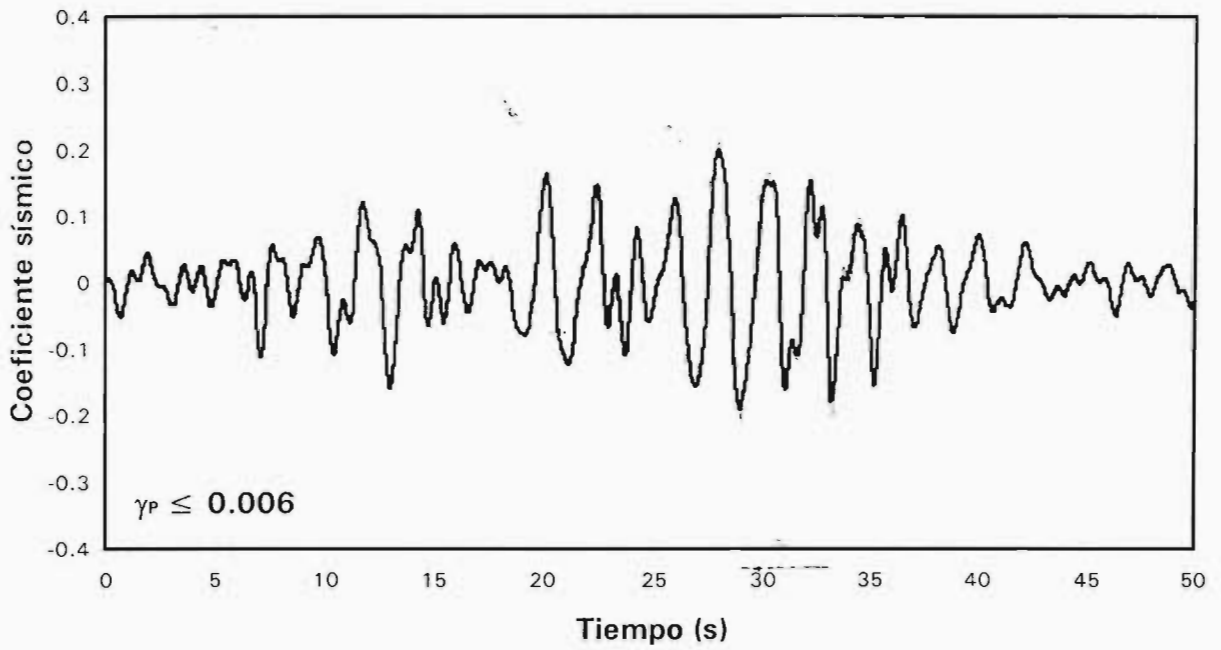
----- Elástico ——— Inelástico nominal

Fig 4.24 Comparación de historias de coeficientes sísmicos de los análisis dinámicos paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



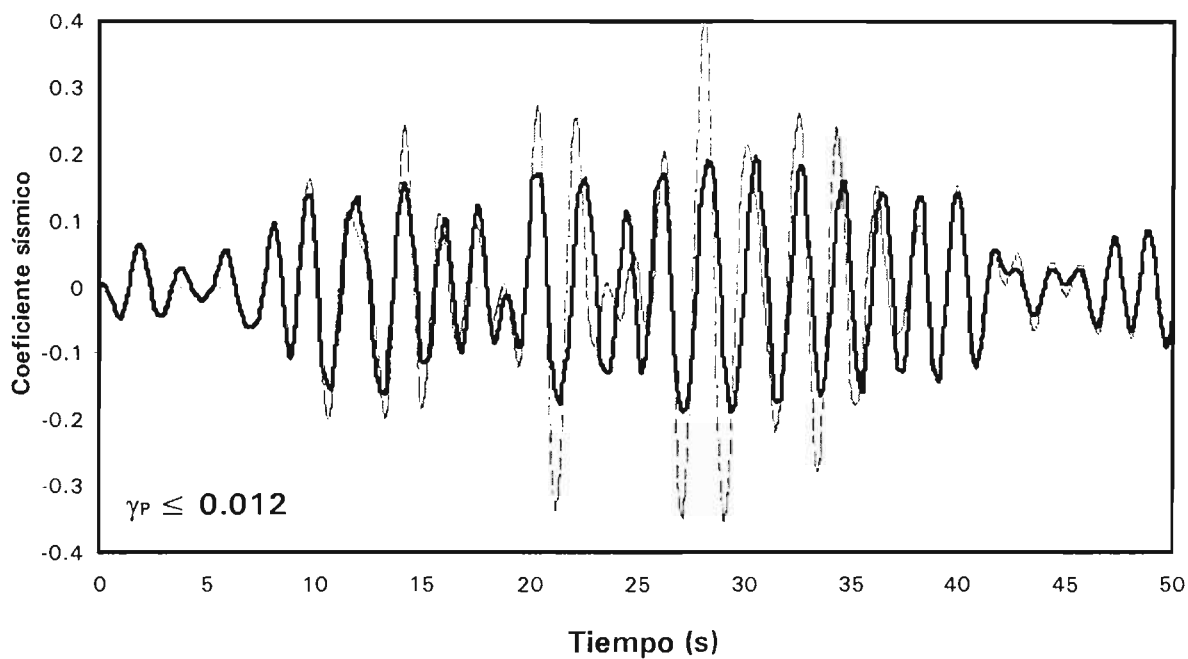
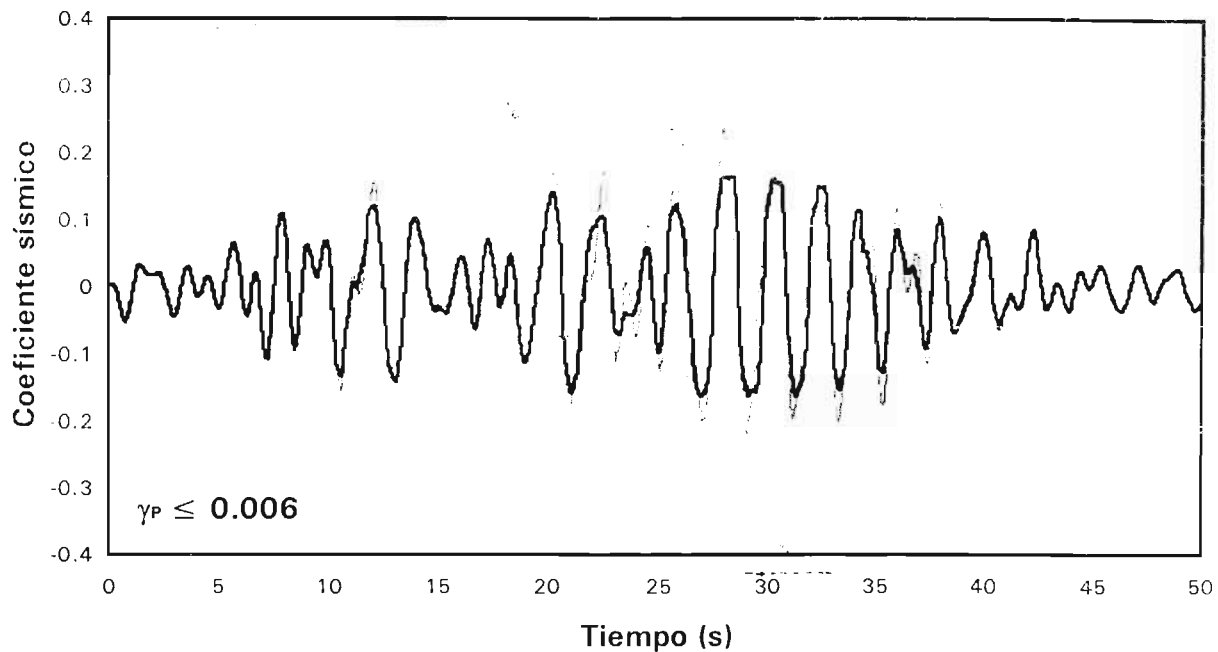
----- Elástico — Inelástico nominal

Fig 4.25 Comparación de historias de coeficientes sísmicos de los análisis dinámicos paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



----- Elástico ——— Inelástico nominal

Fig 4.26 Comparación de historias de coeficientes sísmicos de los análisis dinámicos paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos C.1 y C.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



----- Elástico — Inelástico nominal

Fig 4.27 Comparación de historias de coeficientes sísmicos de los análisis dinámicos paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

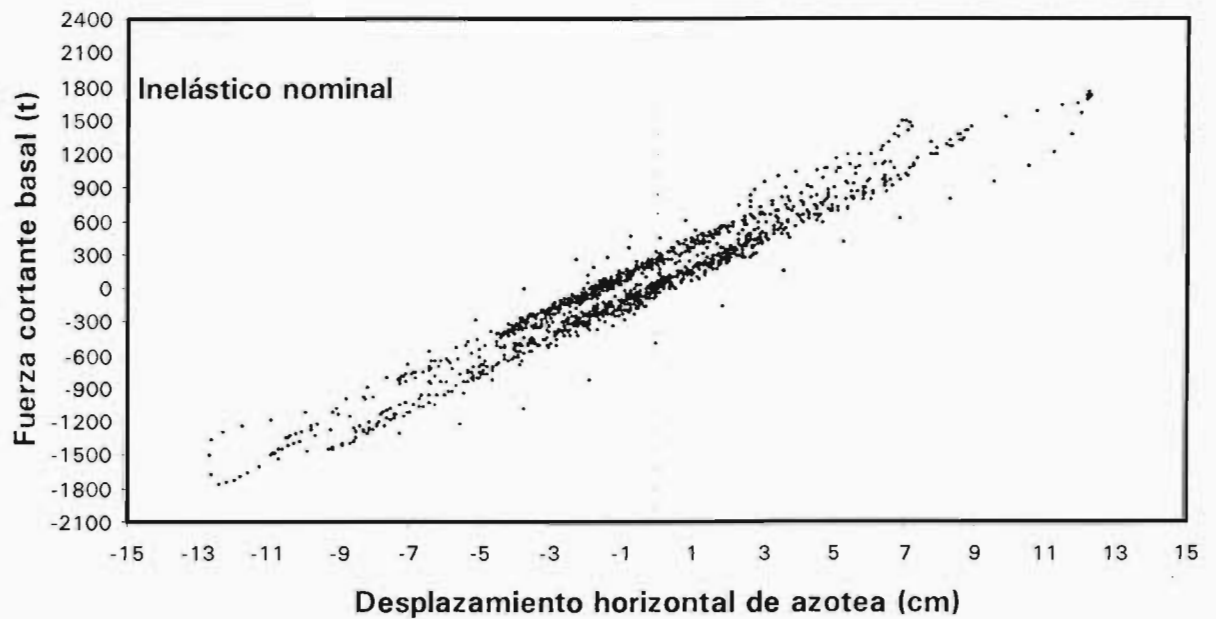
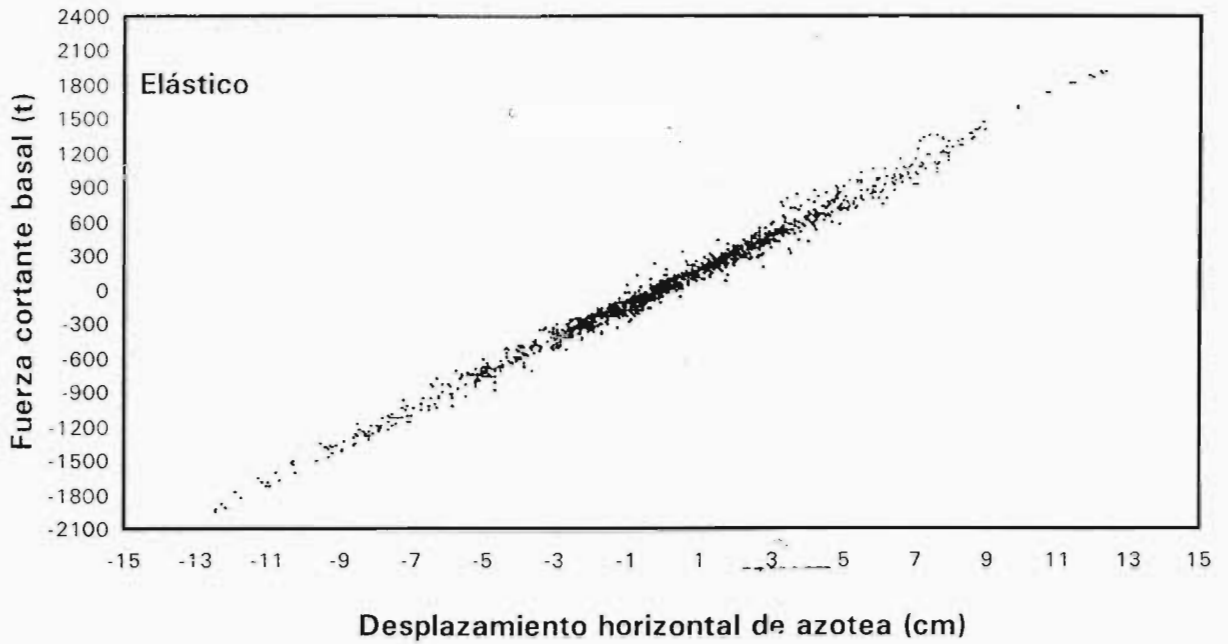


Fig 4.28 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento de azotea de los análisis sísmicos paso a paso (elástico e inelástico nominal), caso A.1

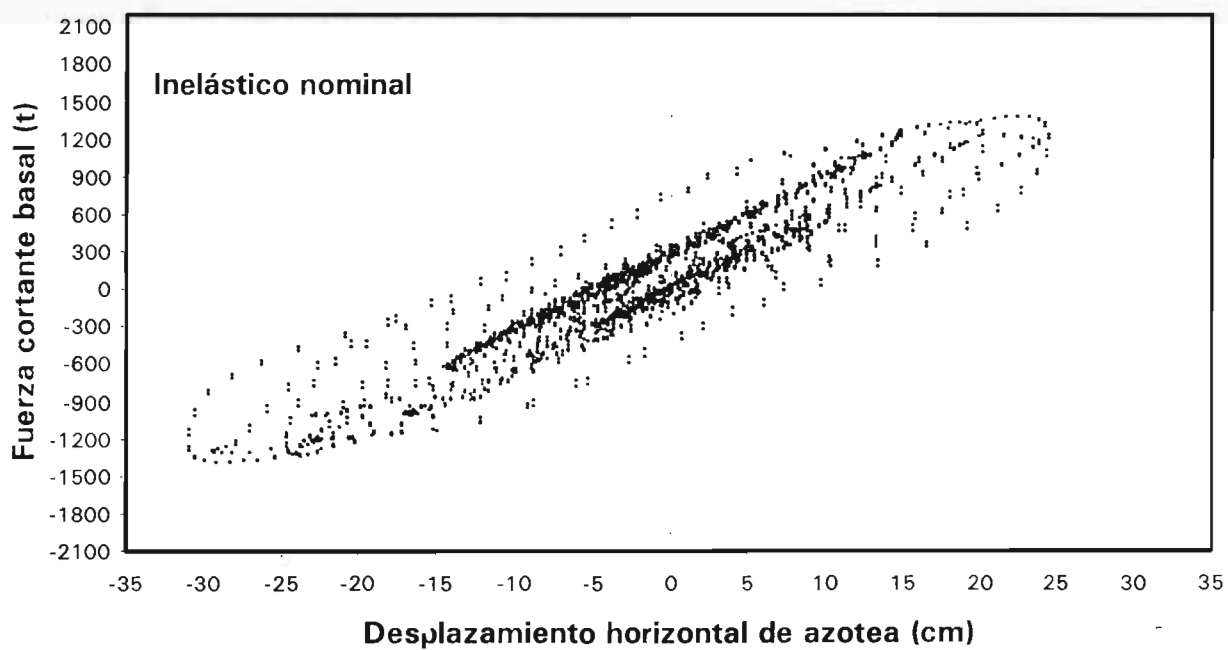
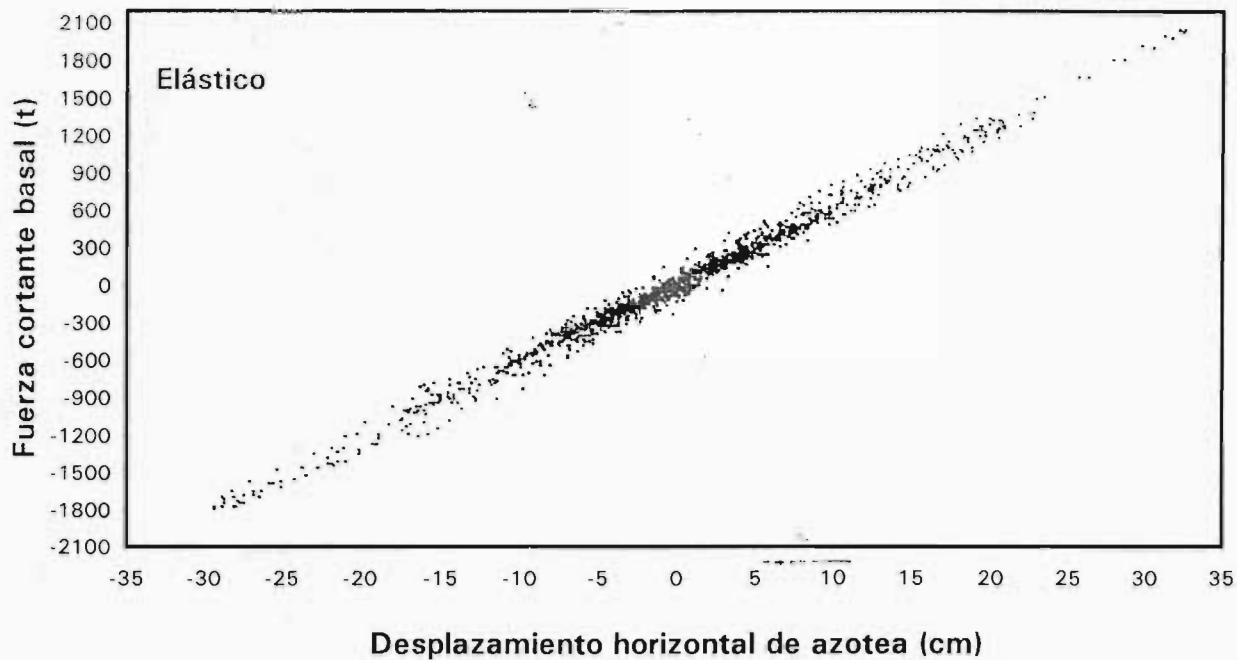


Fig 4.29 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento de azotea de los análisis sísmicos paso a paso (elástico e inelástico nominal), caso A.2

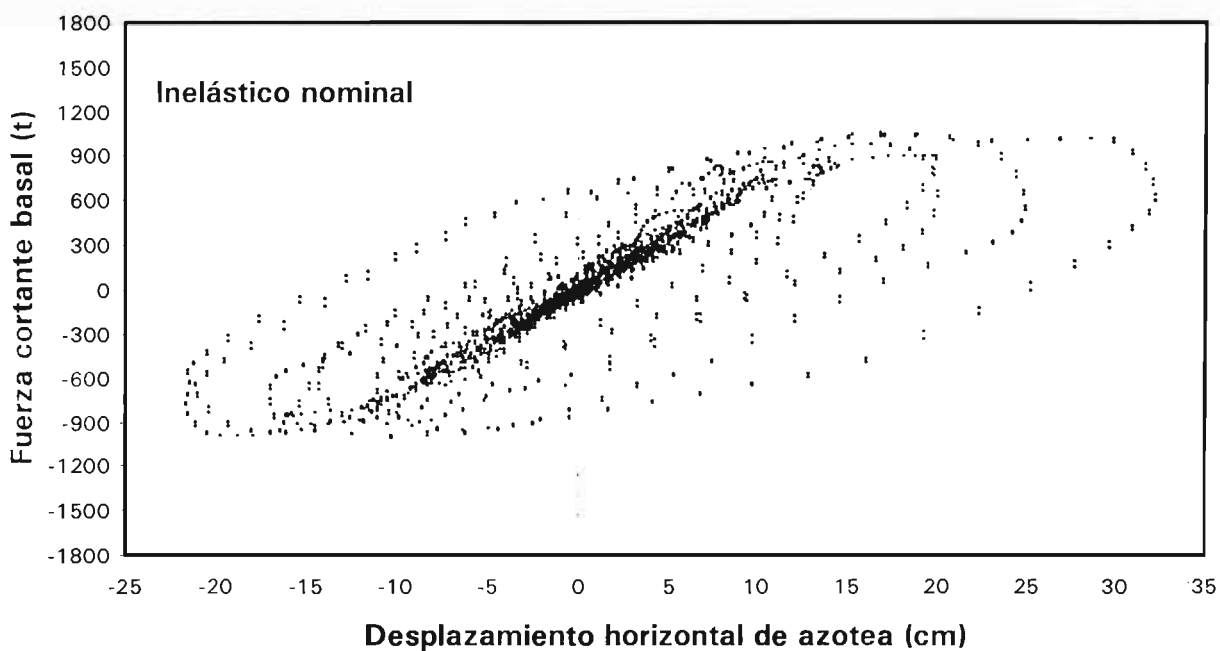
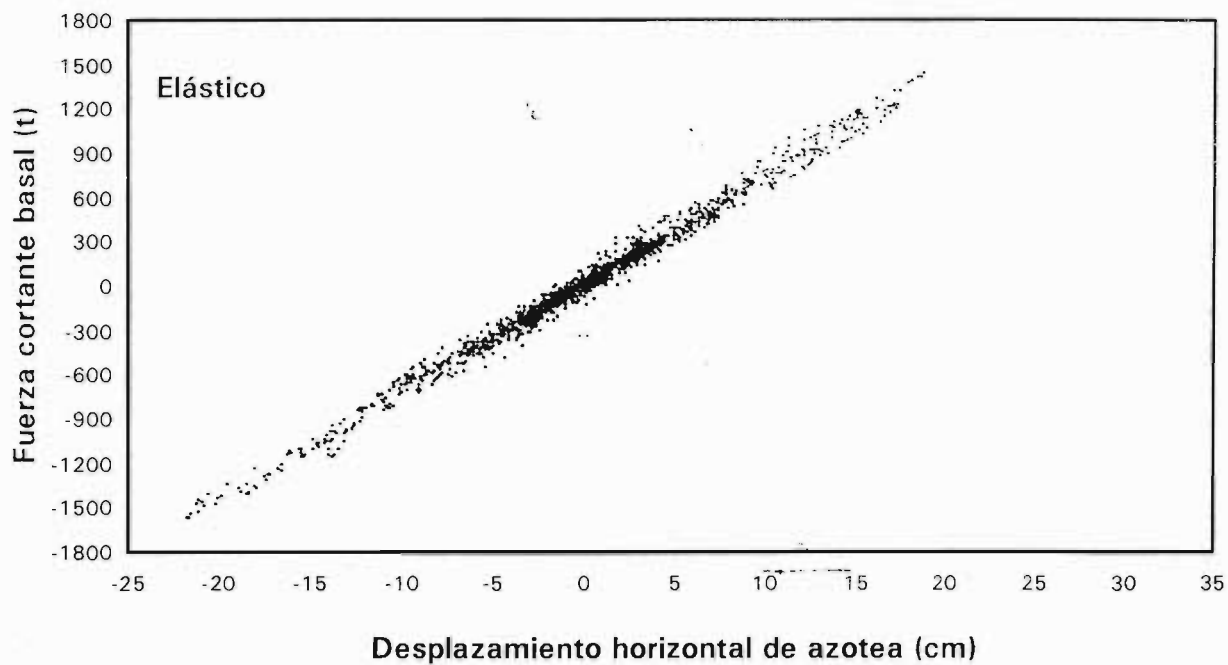


Fig 4.30 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento de azotea de los análisis sísmicos paso a paso (elástico e inelástico nominal), caso B.1

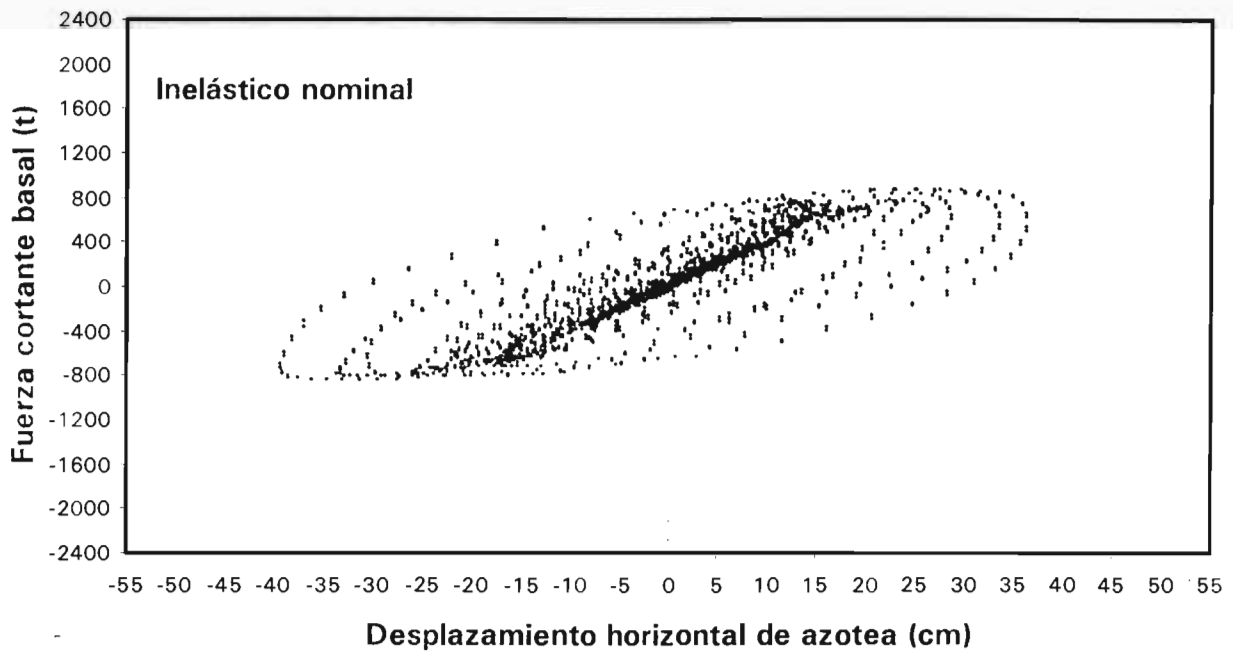
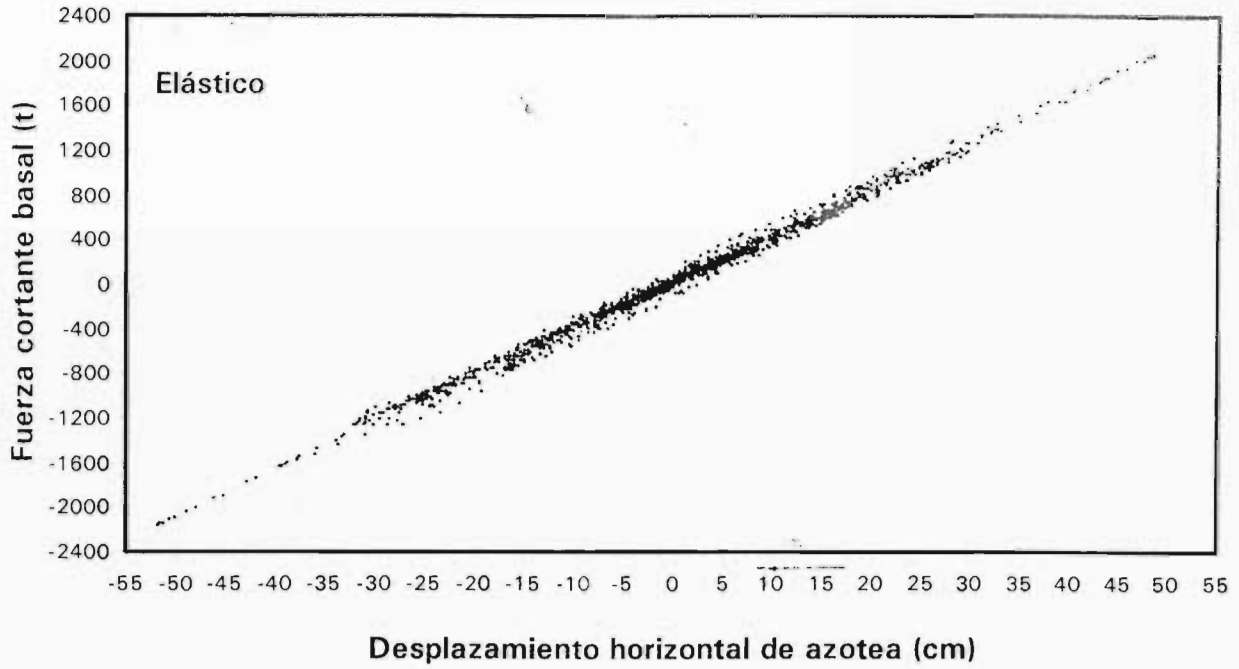
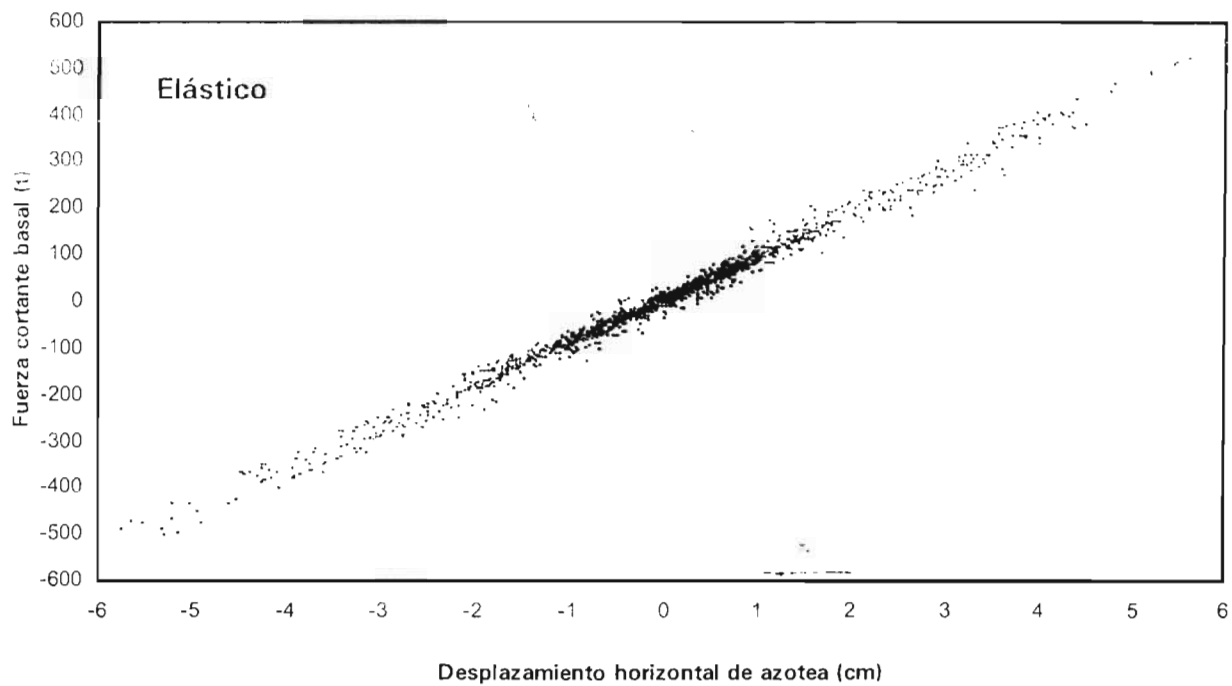
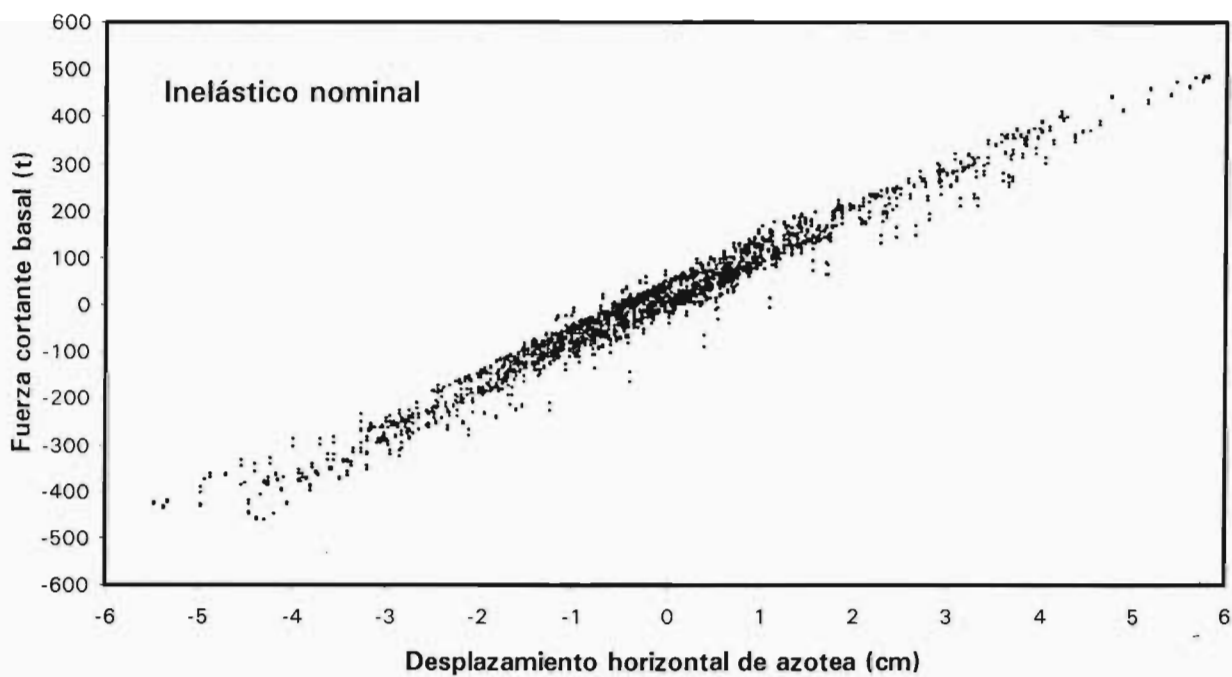


Fig 4.31 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento de azotea de los análisis sísmicos paso a paso (elástico e inelástico nominal), caso B.2



caso Elástico



caso Inelástico

Fig 4.32 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento de azotea de los análisis sísmicos paso a paso (elástico e inelástico nominal), caso C.1

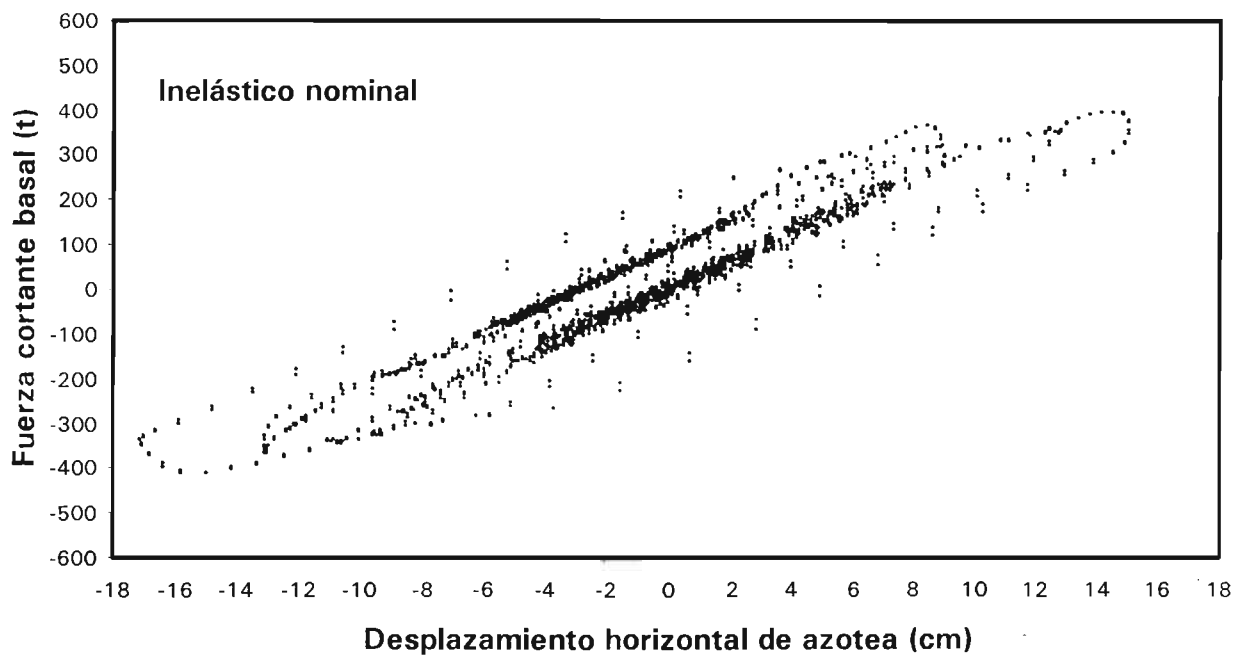
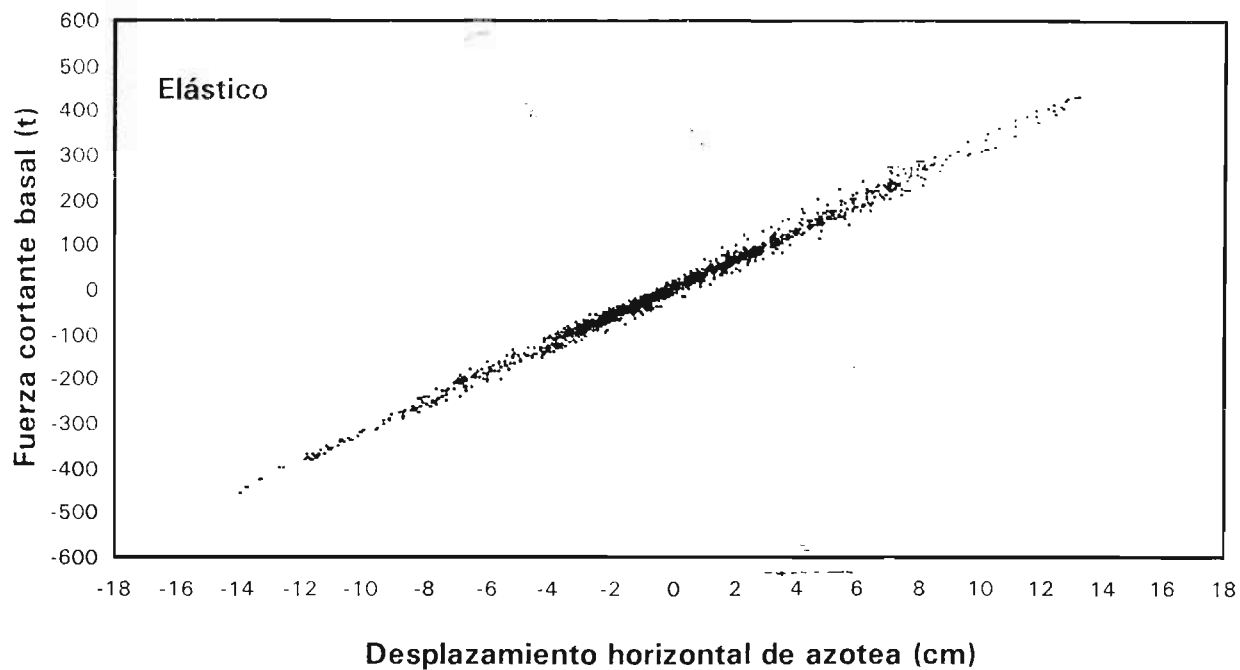


Fig 4.33 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento de azotea de los análisis sísmicos paso a paso (elástico e inelástico nominal), caso C.2

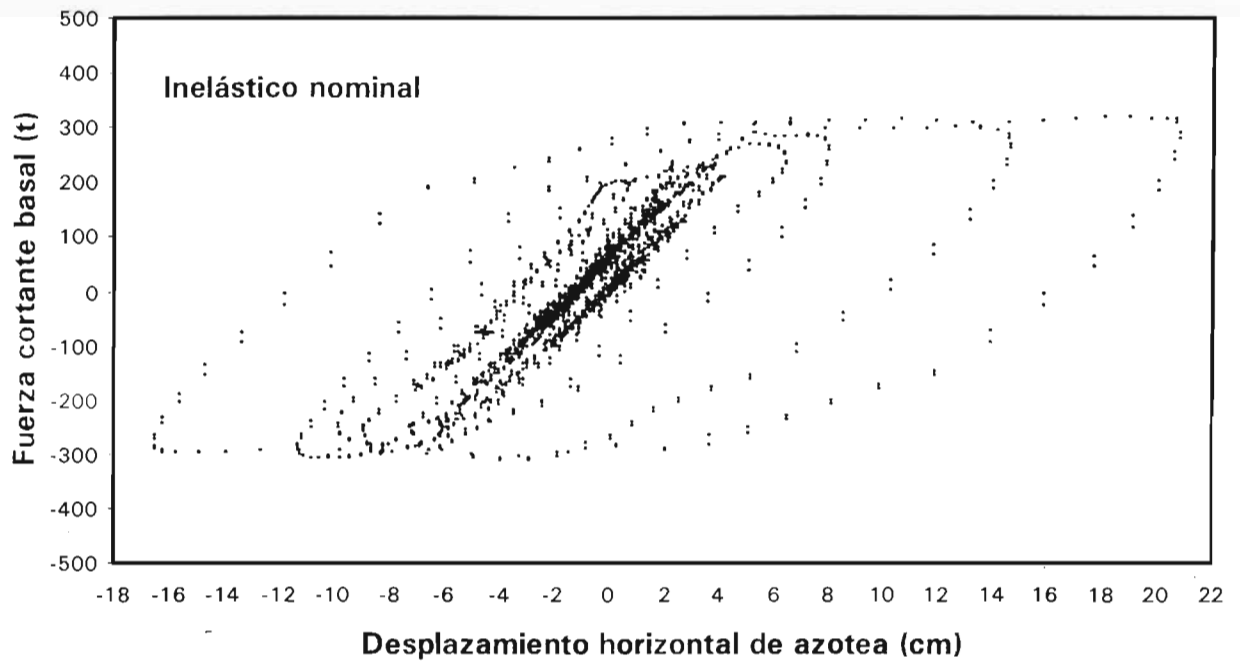
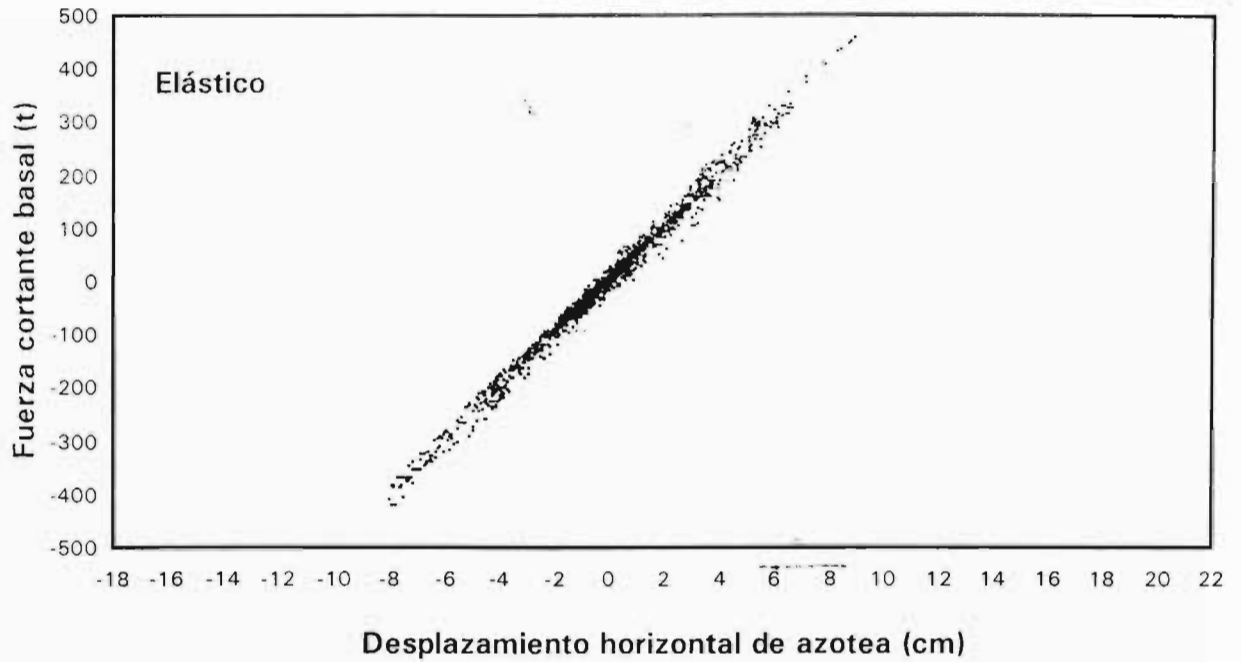


Fig 4.34 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento de azotea de los análisis sísmicos paso a paso (elástico e inelástico nominal), caso D.1

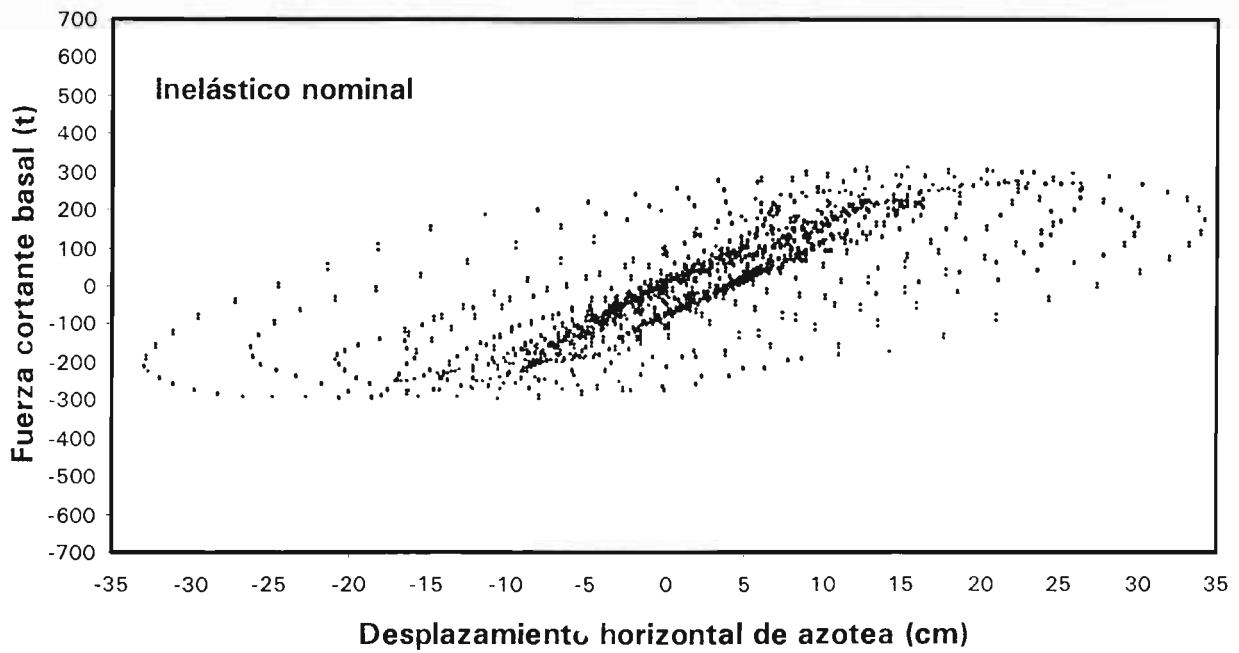
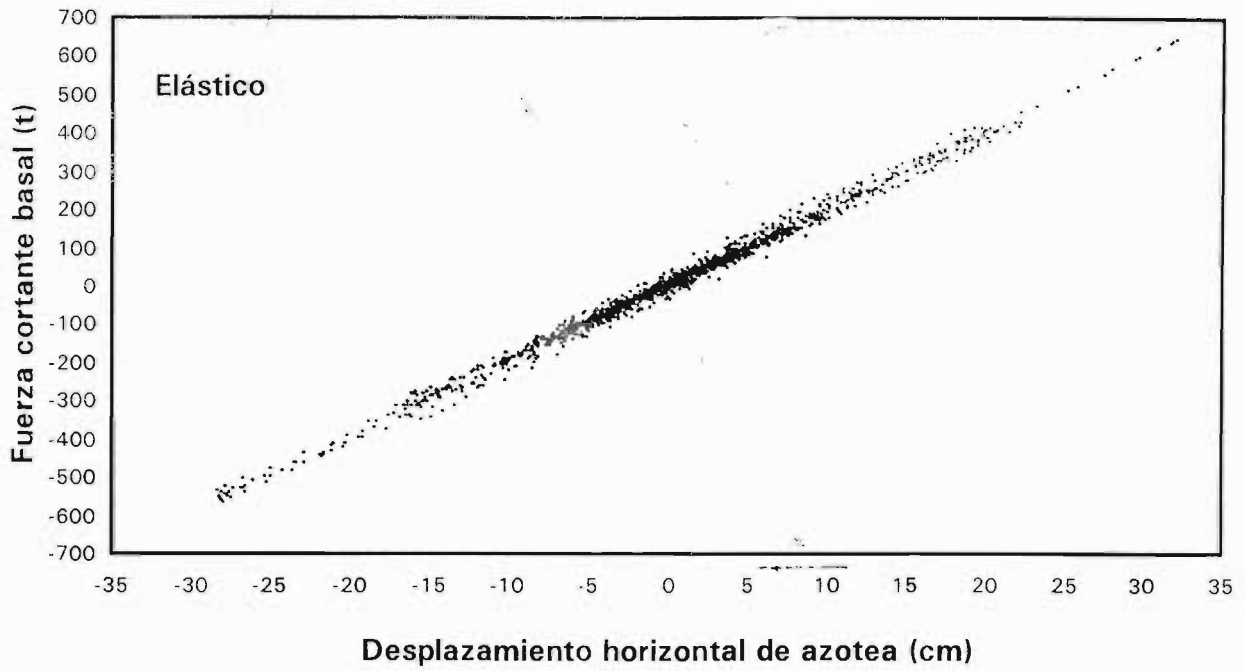
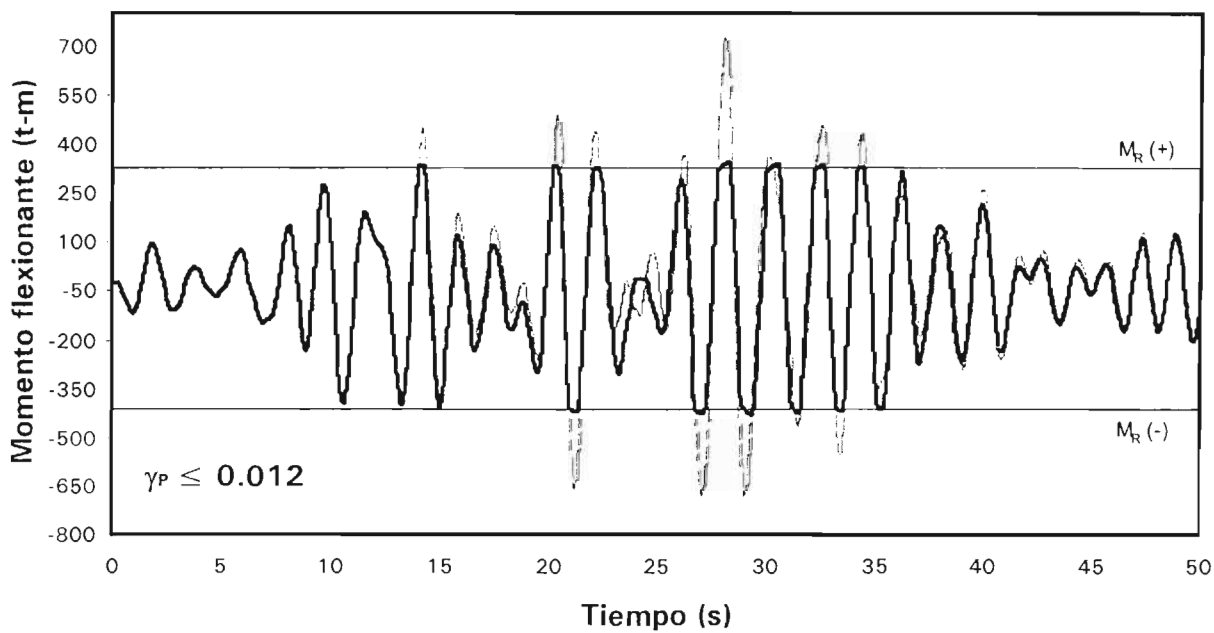
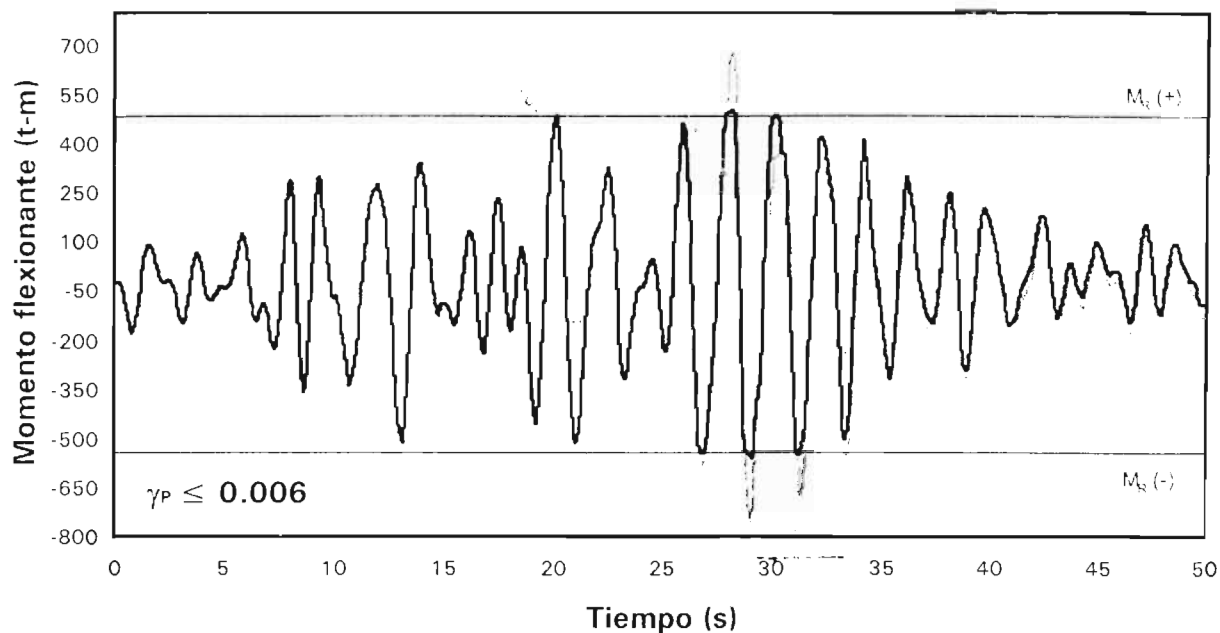
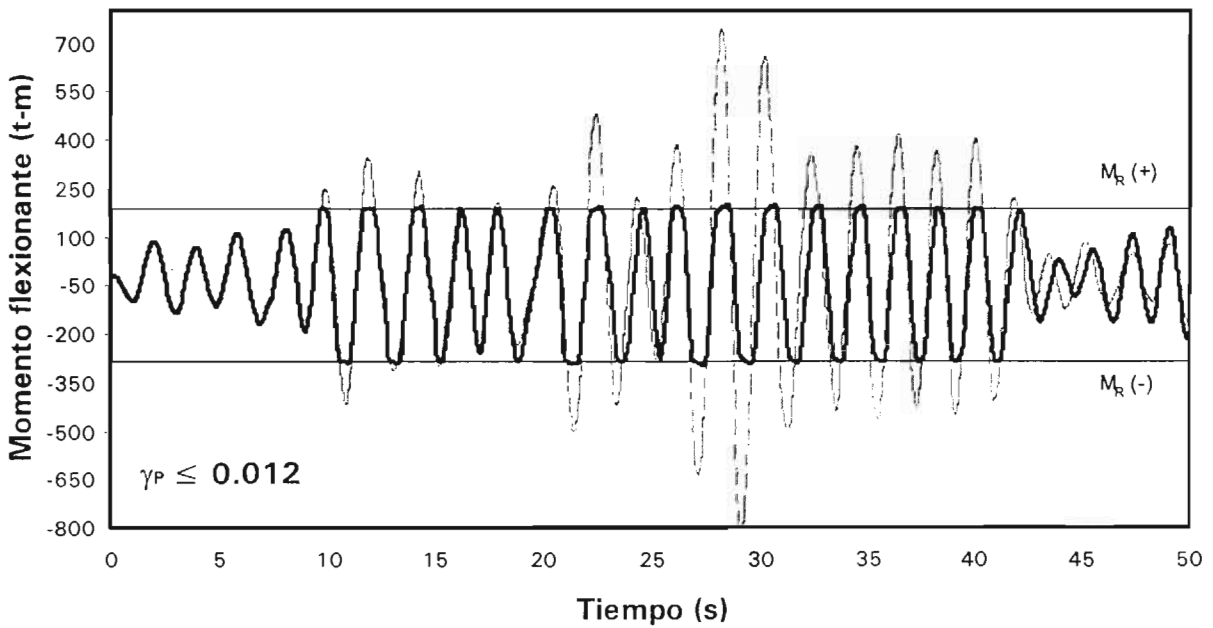
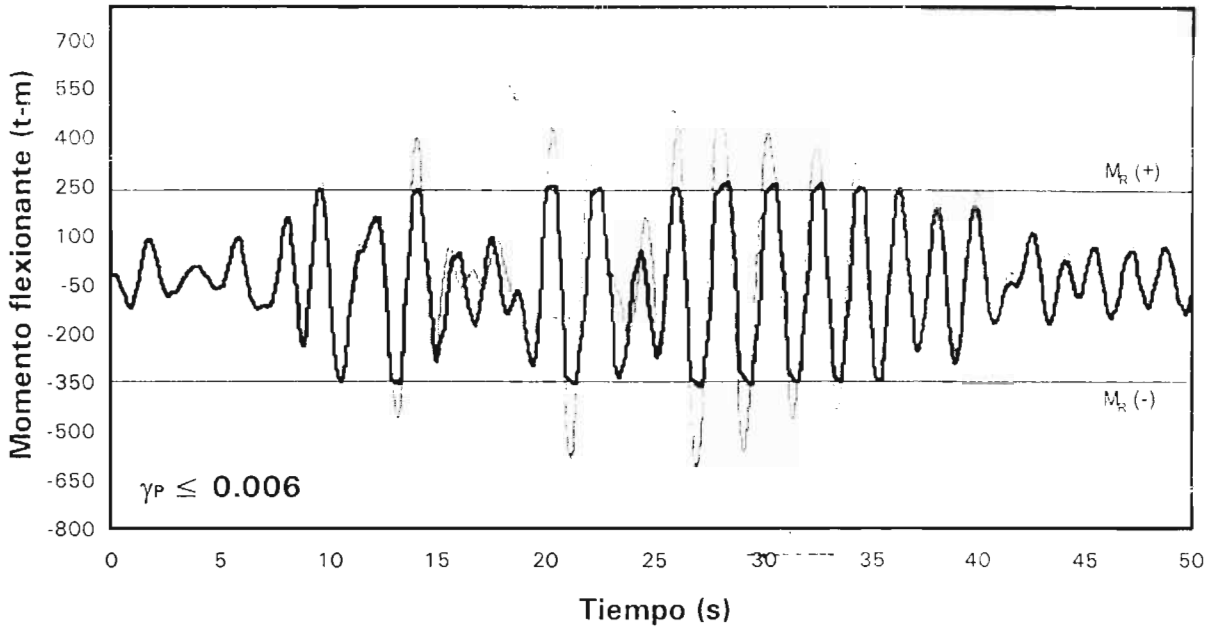


Fig 4.35 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento de azotea de los análisis sísmicos paso a paso (elástico e inelástico nominal), caso D.2



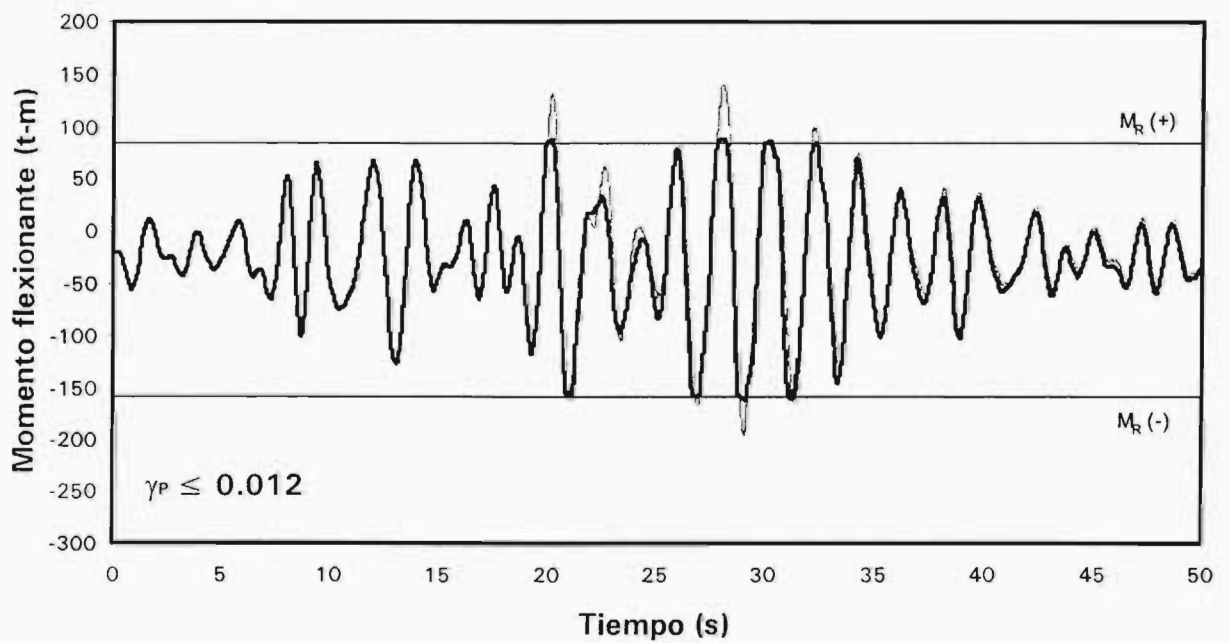
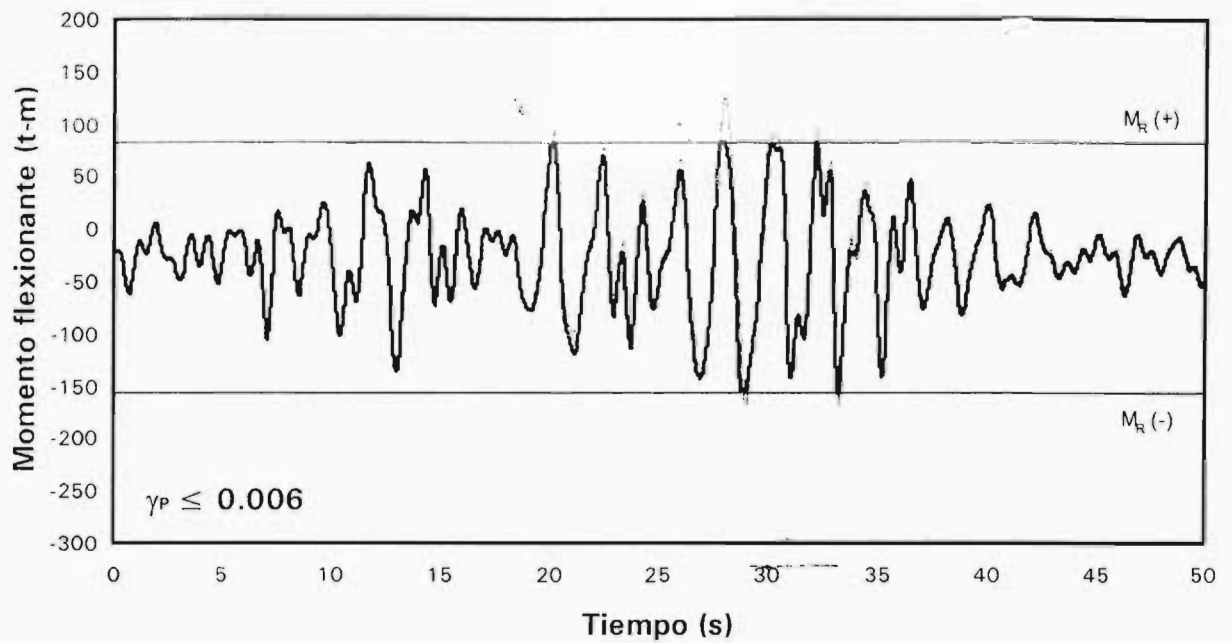
----- Elástico — Inelástico nominal

Fig 4.36 Historia de momentos flexionantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 58 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



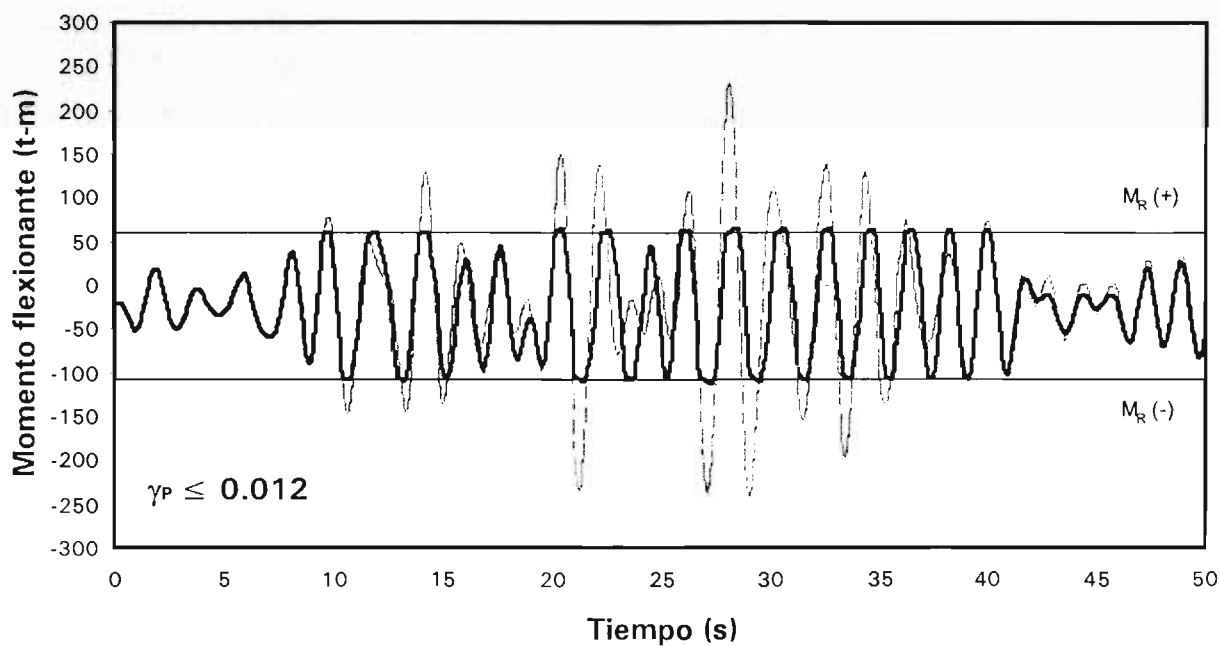
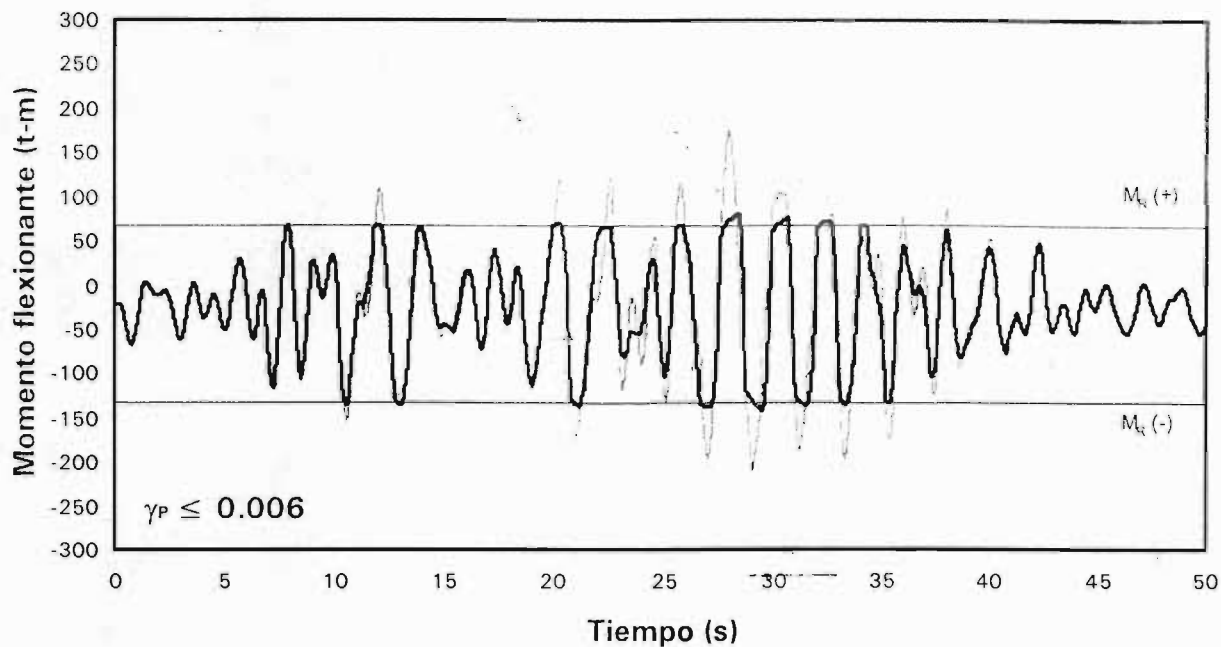
----- Elástico — Inelástico nominal

Fig 4.37 Historia de momentos flexionantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 58 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos B.1 y B.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



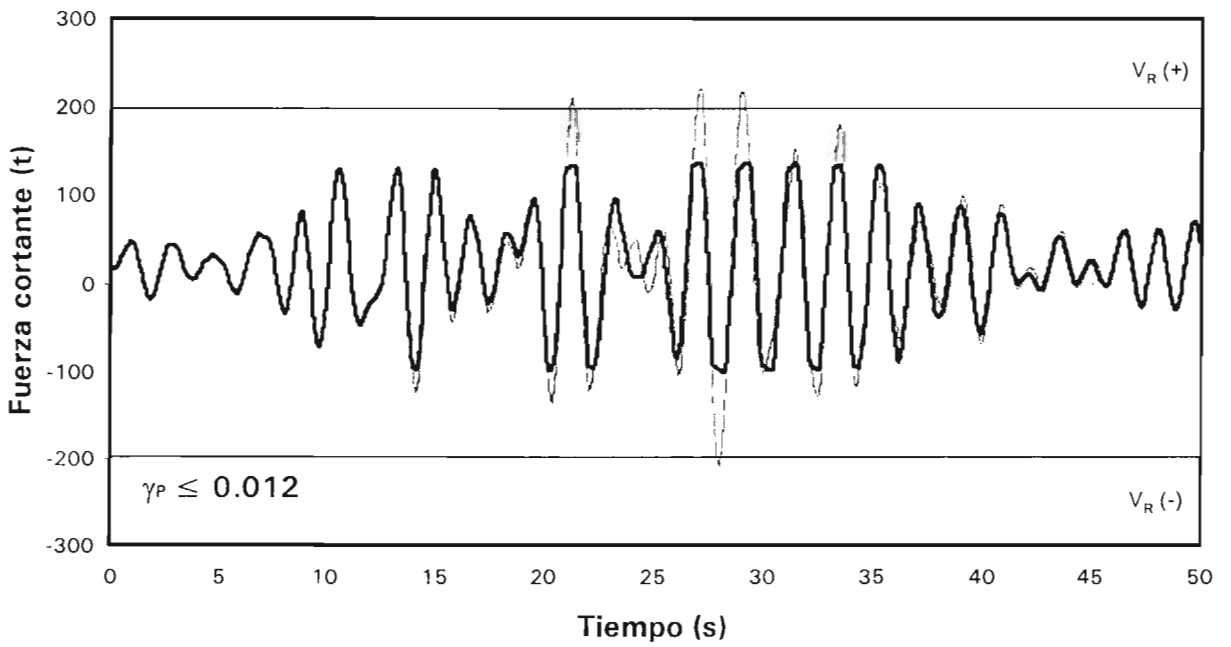
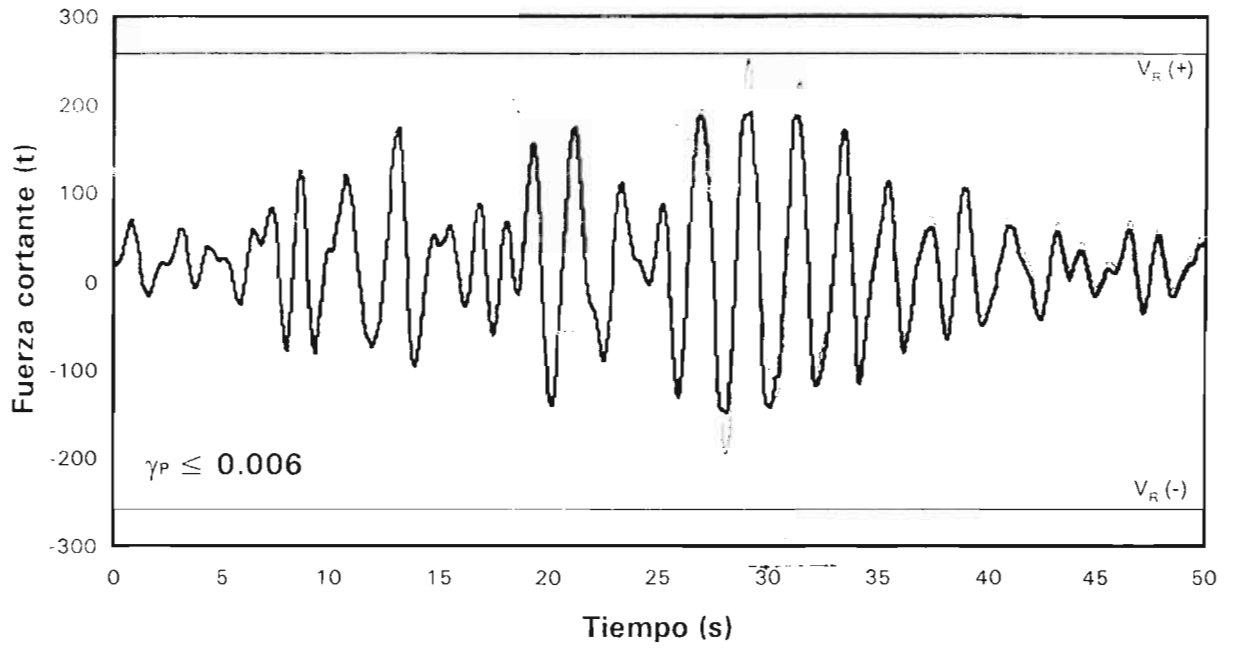
----- Elástico — Inelástico nominal

Fig 4.38 Historia de momentos flexionantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 28 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



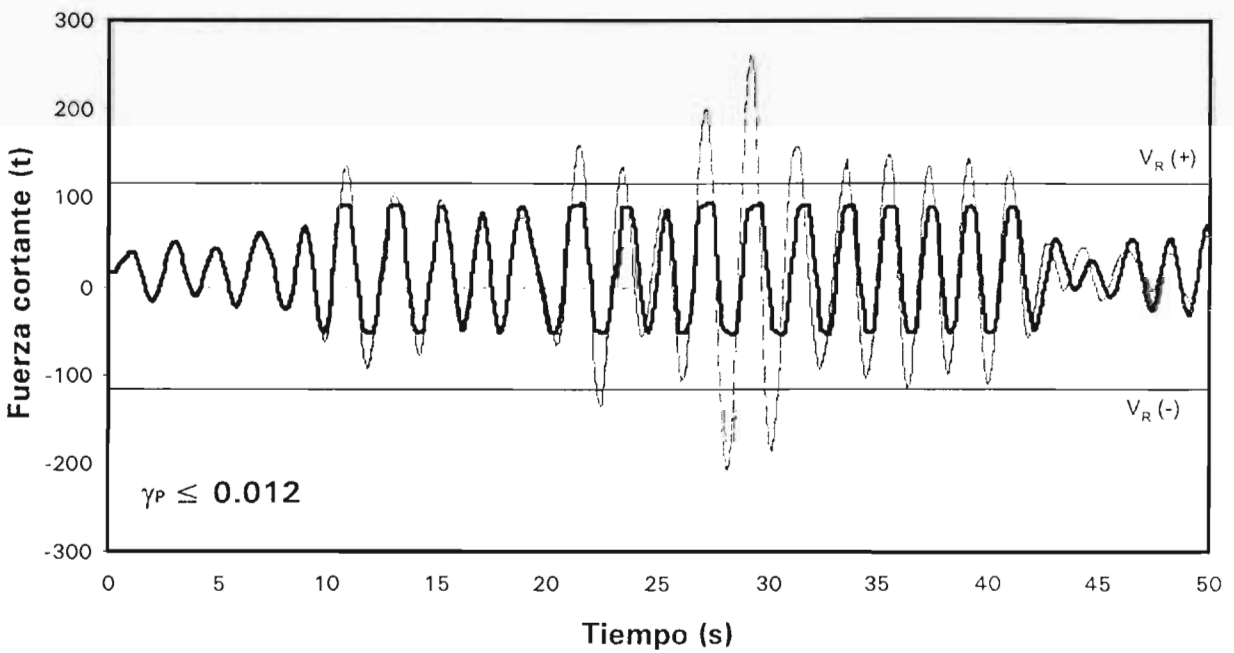
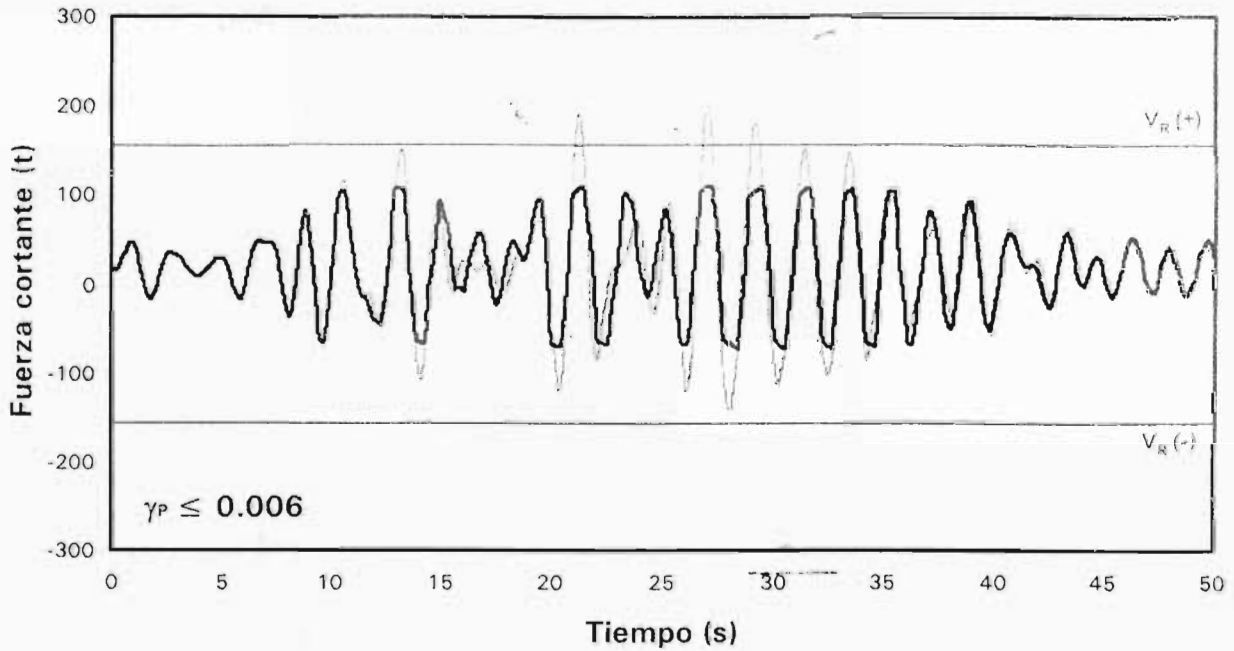
----- Elástico — Inelástico nominal

Fig 4.39 Historia de momentos flexionantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 28 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



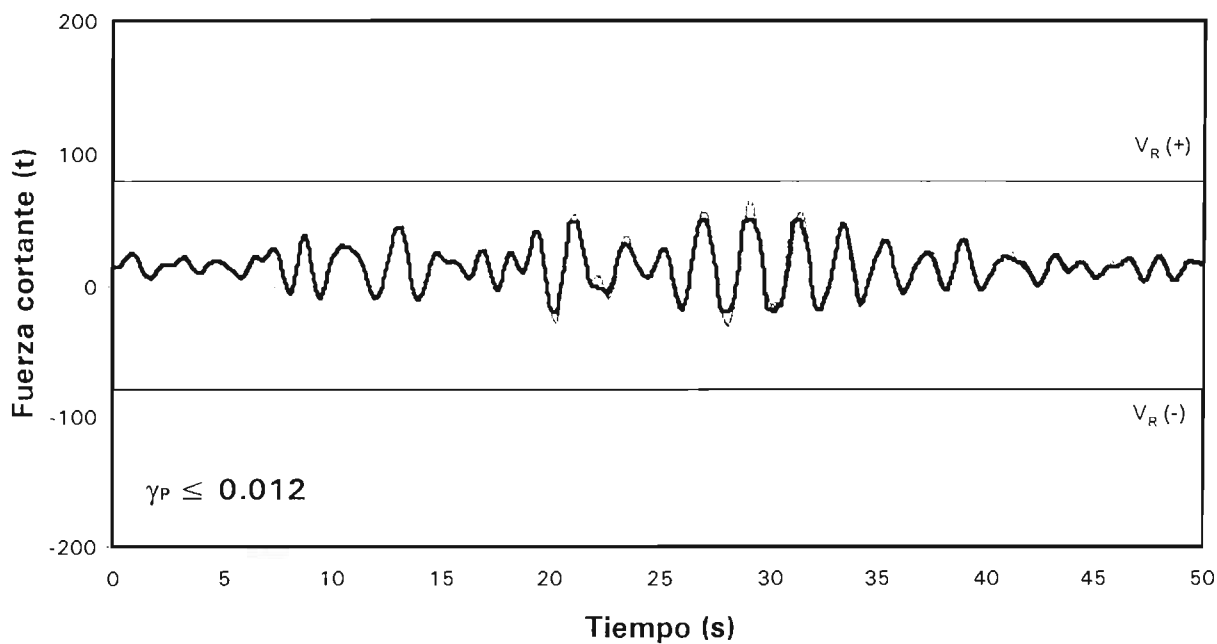
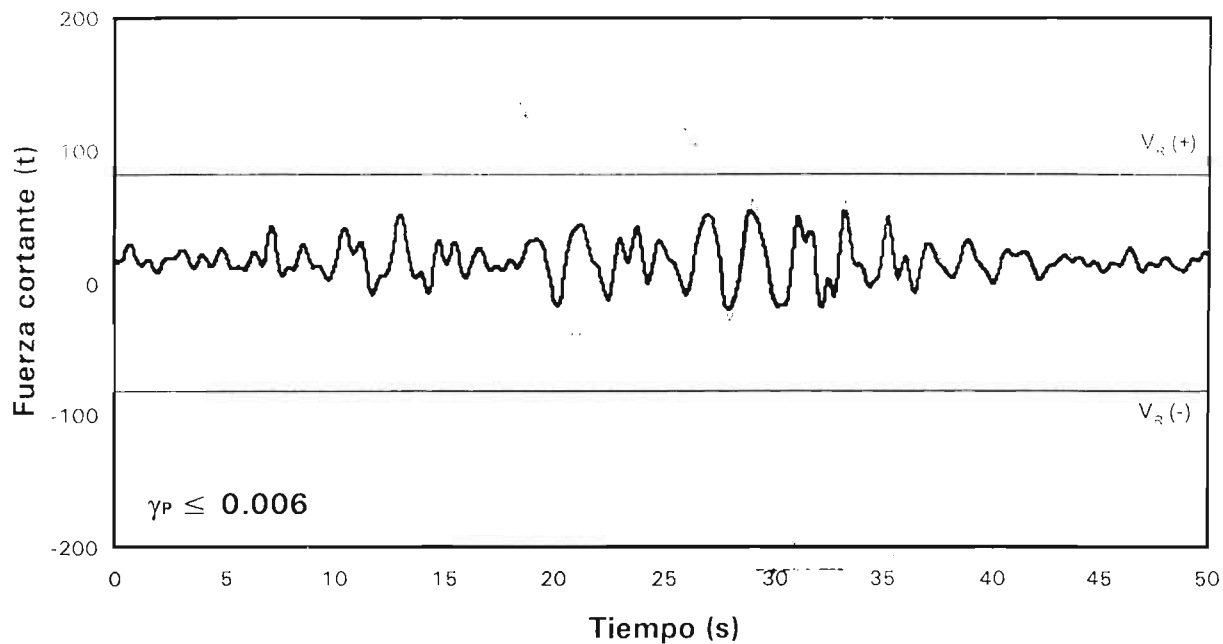
----- Elástico — Inelástico nominal

Fig 4.40 Historia de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 58 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



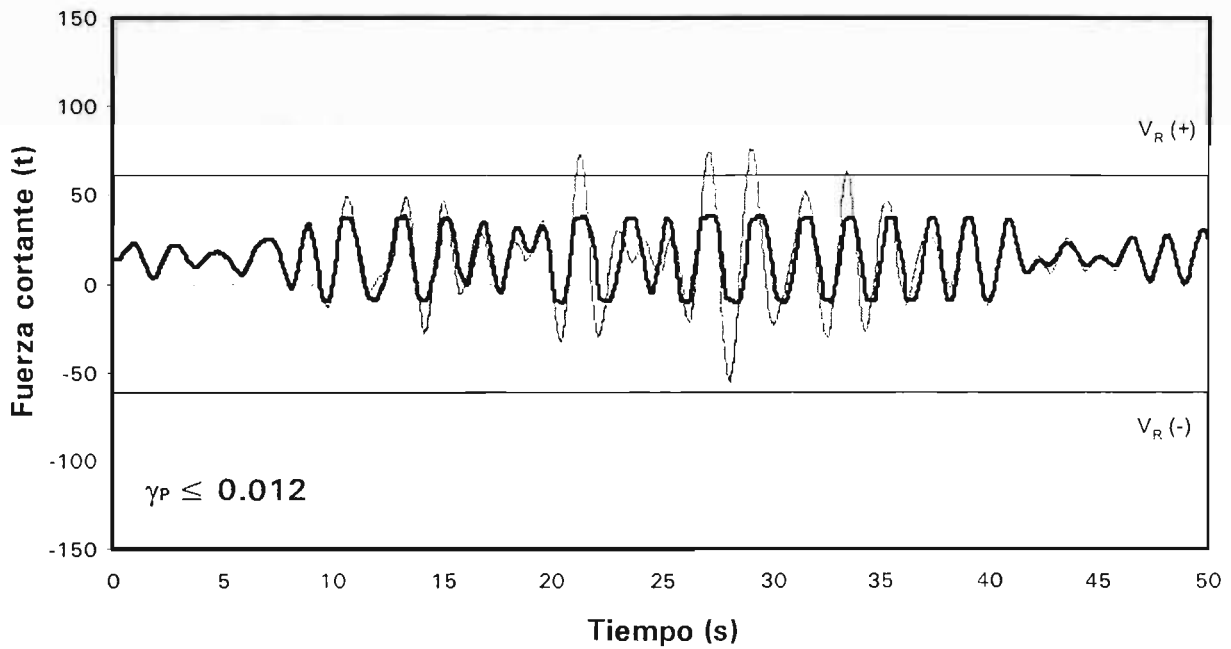
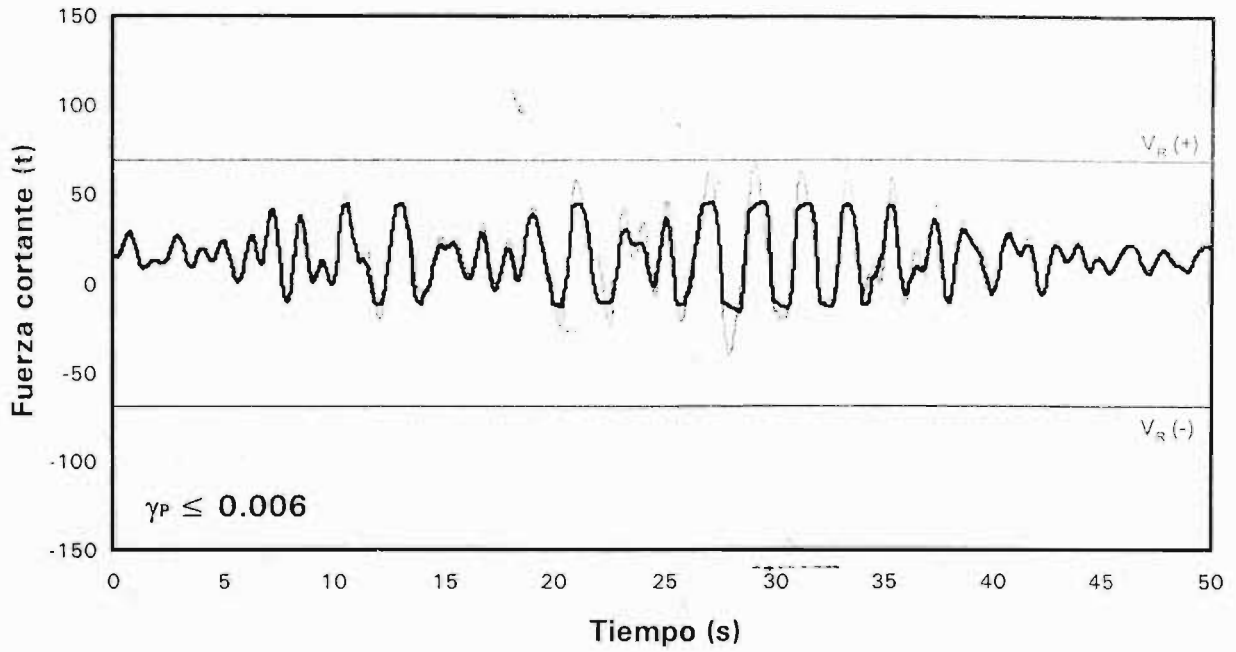
----- Elástico — — Inelástico nominal

Fig 4.41 Historia de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 58 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos B.1 y B.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



----- Elástico — Inelástico nominal

Fig 4.42 Historia de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 28 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



--- Elástico — Inelástico nominal

Fig 4.43 Historia de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 28 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos D.1 y D.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

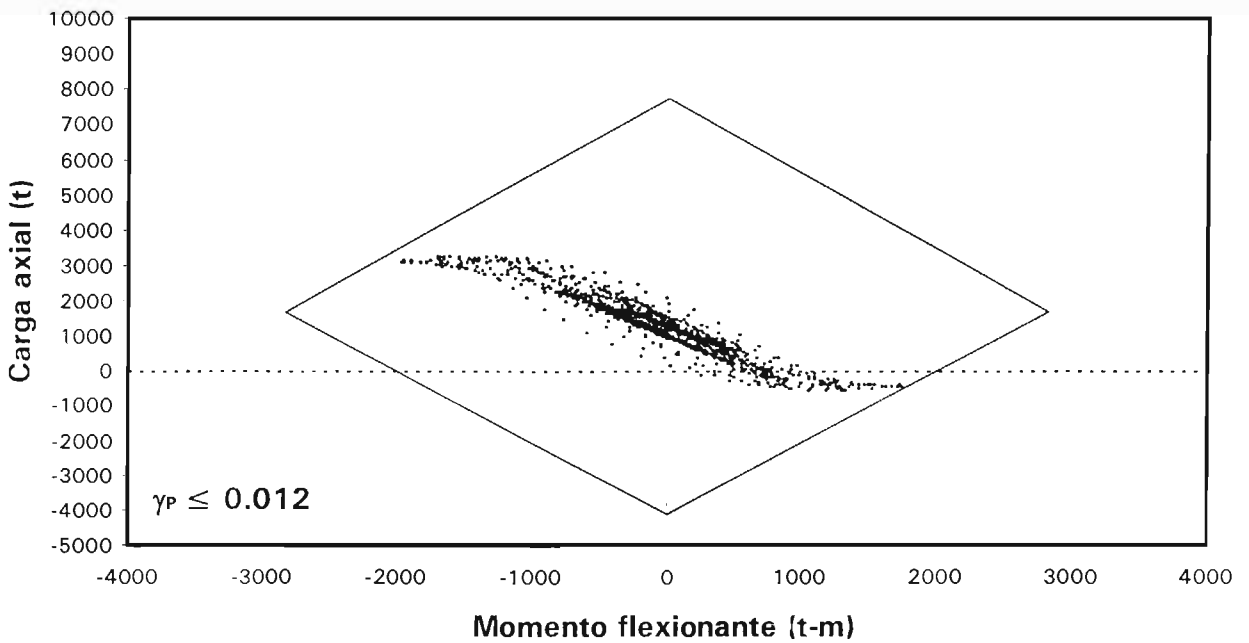
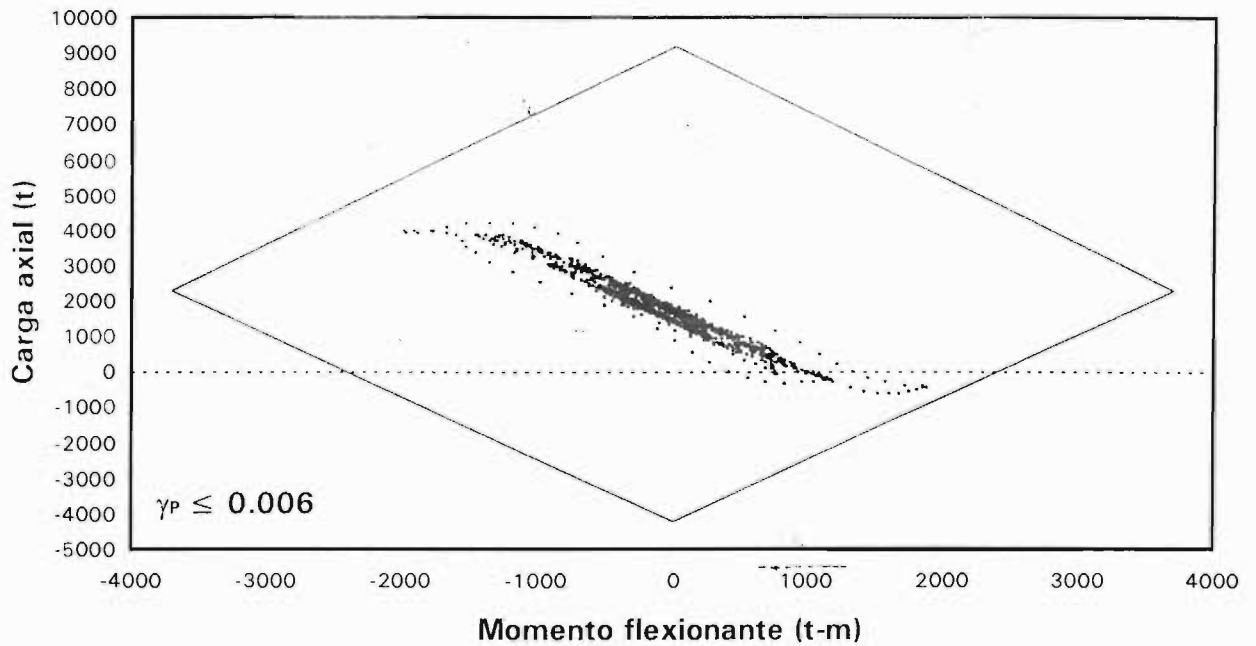


Fig 4.44 Combinaciones momento flexionante – carga axial actuantes del extremo inferior de la columna 77 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso (inelástico nominal), casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

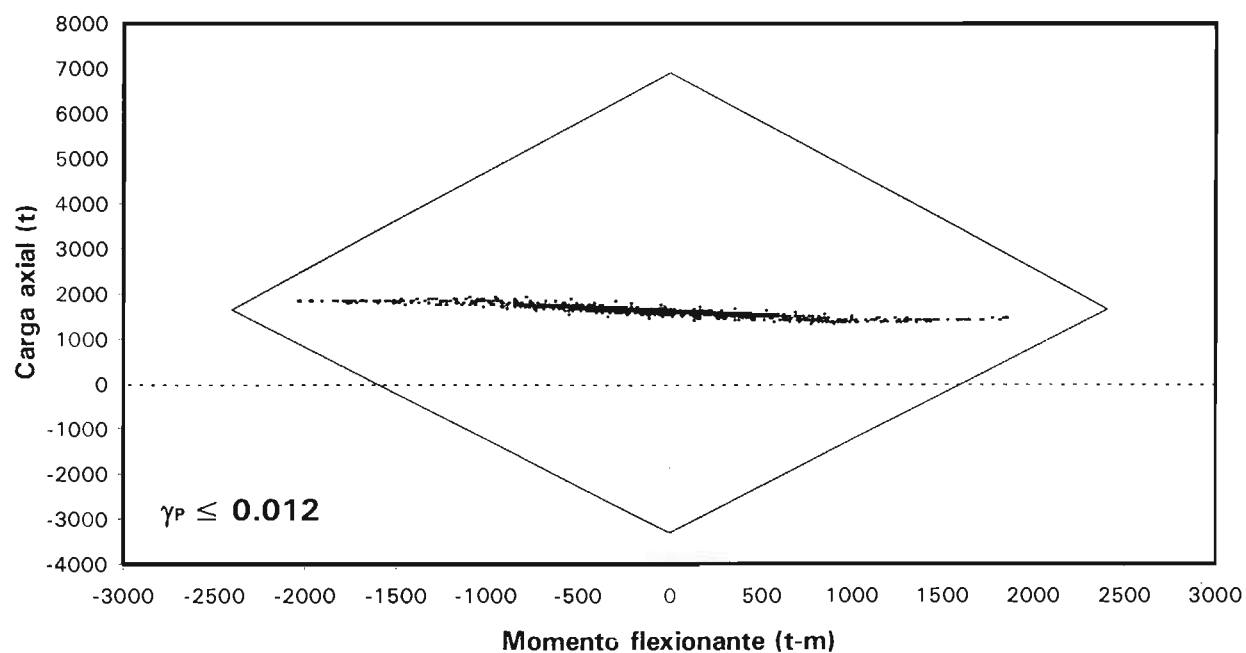
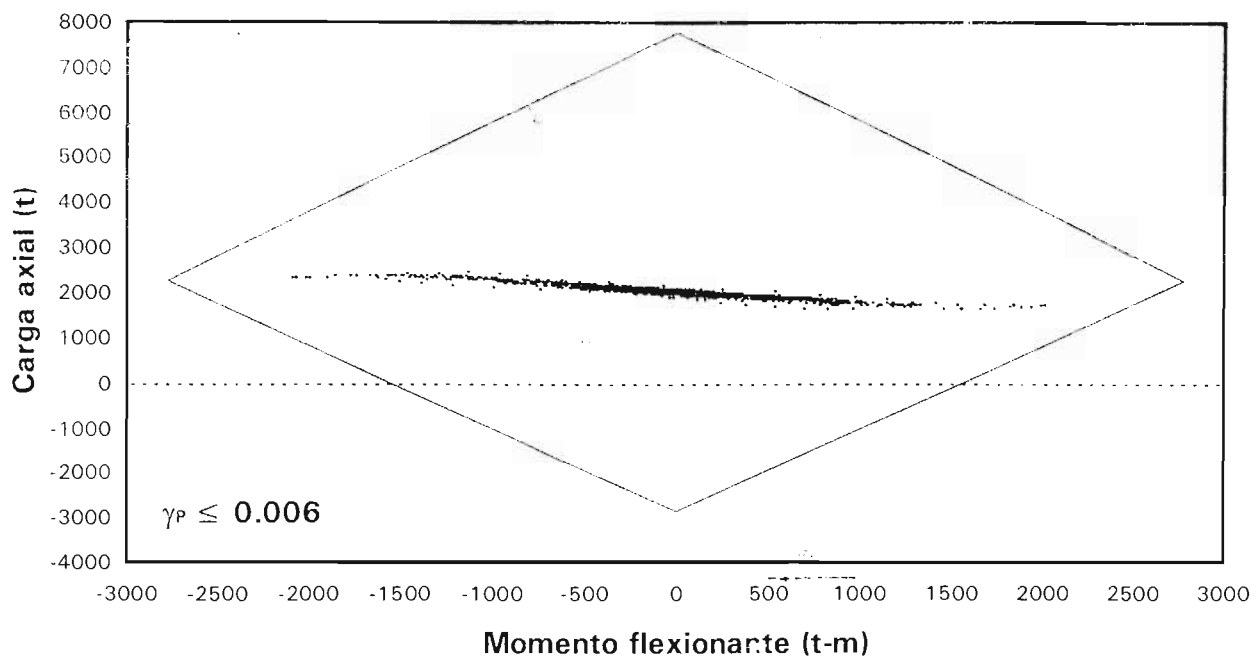


Fig 4.45 Combinaciones momento flexionante – carga axial actuantes del extremo inferior de la columna 78 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso (inelástico nominal), casos A.1 y A.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

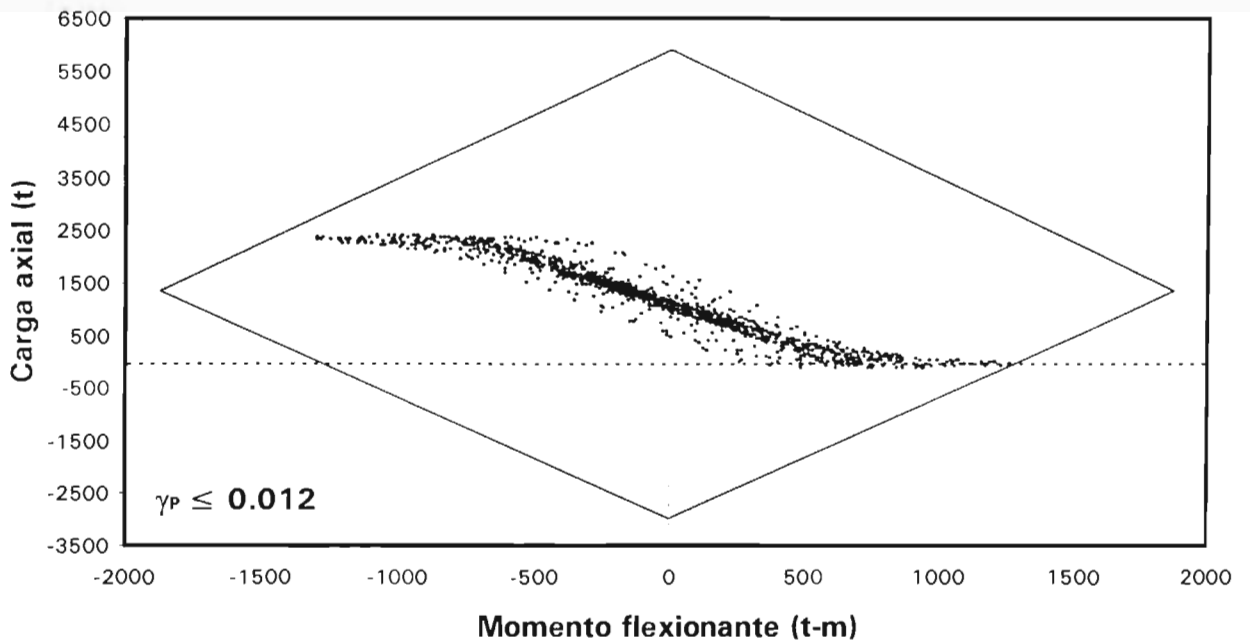
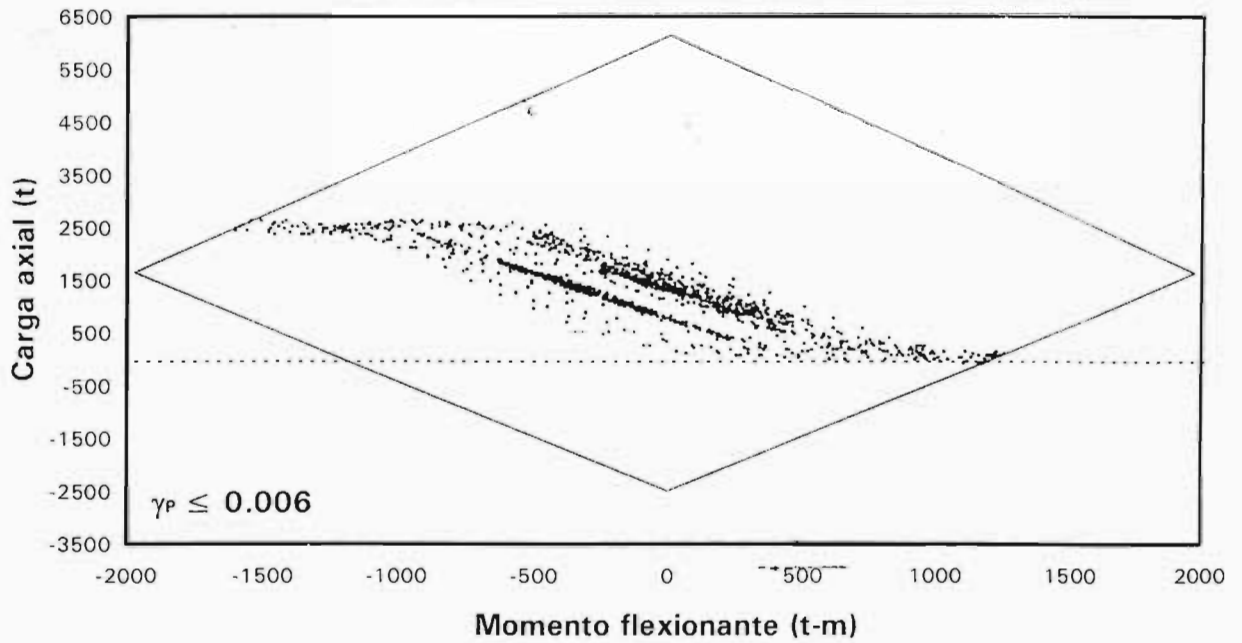


Fig 4.46 Combinaciones momento flexionante – carga axial actuantes del extremo inferior de la columna 77 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso (inelástico nominal), casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

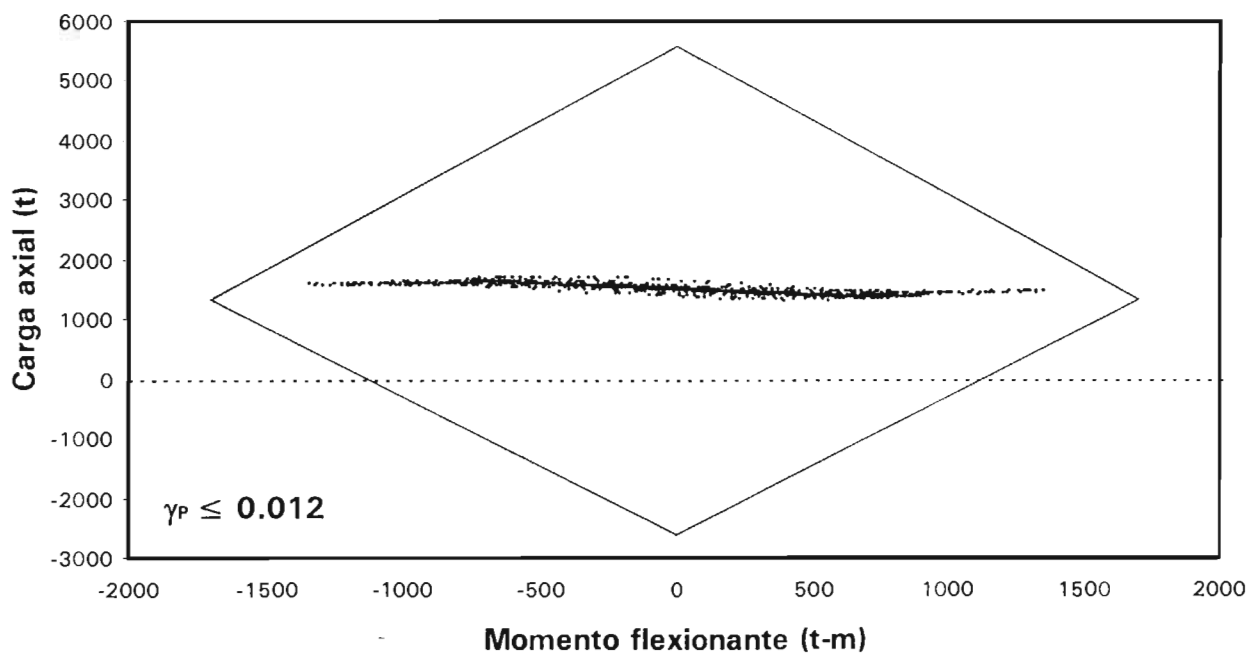
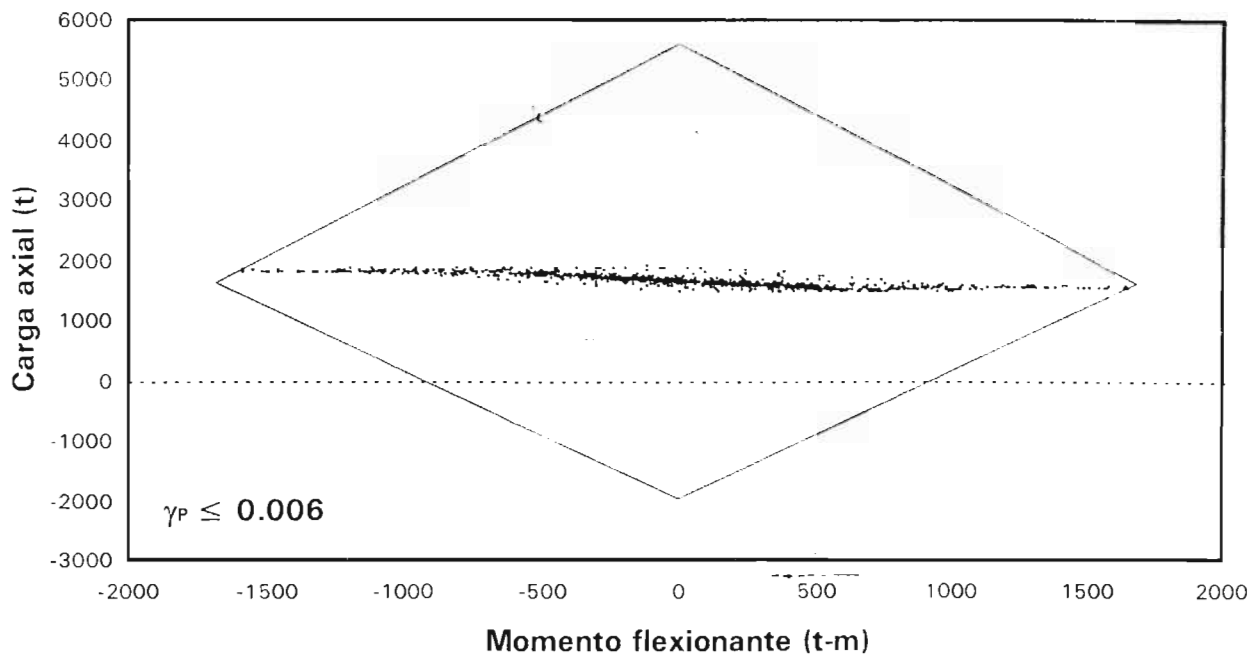


Fig 4.47 Combinaciones momento flexionante – carga axial actuantes del extremo inferior de la columna 78 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso (inelástico nominal), casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

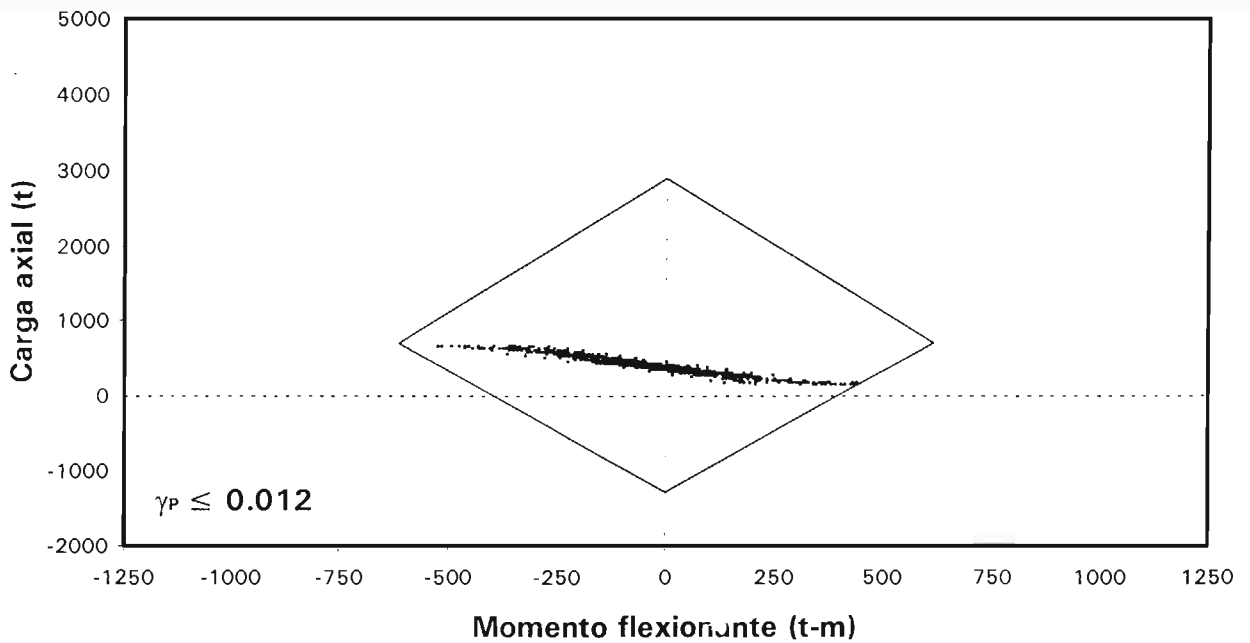
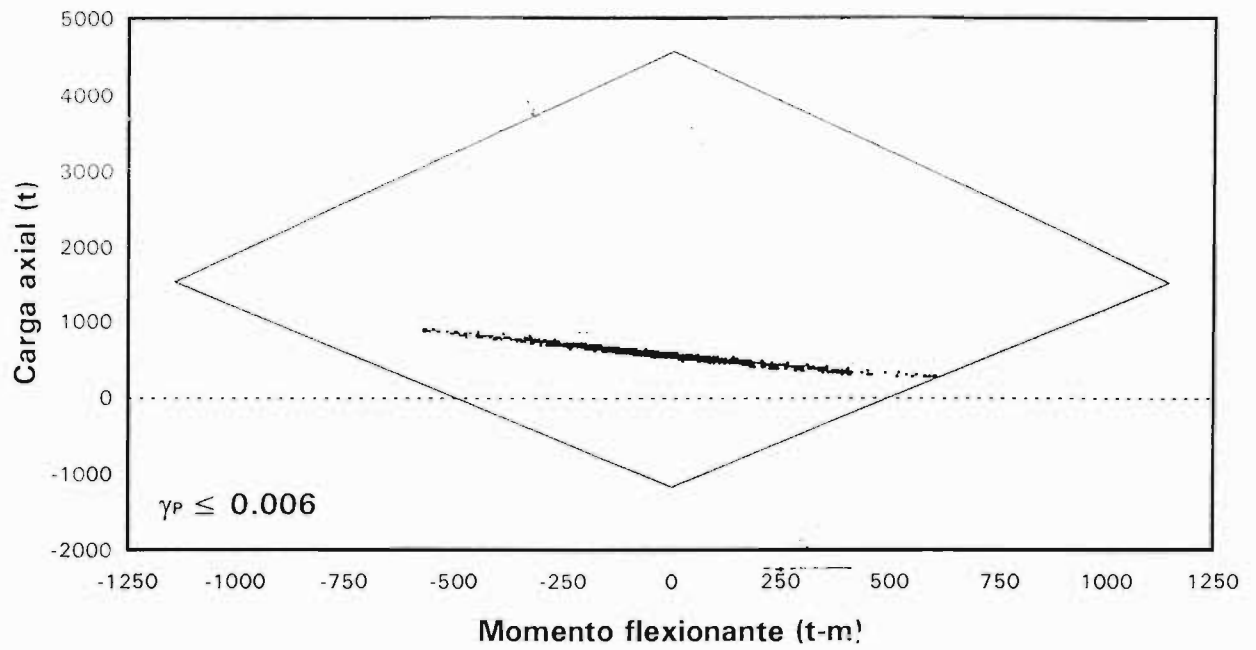


Fig 4.48 Combinaciones momento flexionante – carga axial actuantes del extremo inferior de la columna 37 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso (inelástico nominal), casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

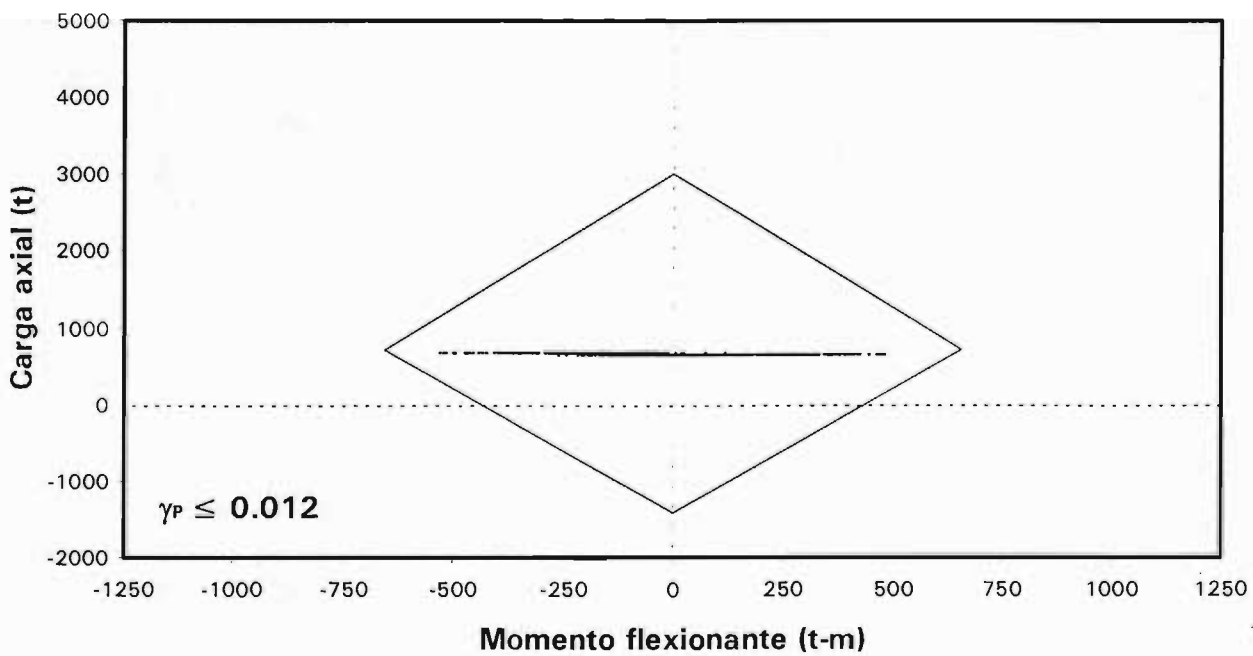
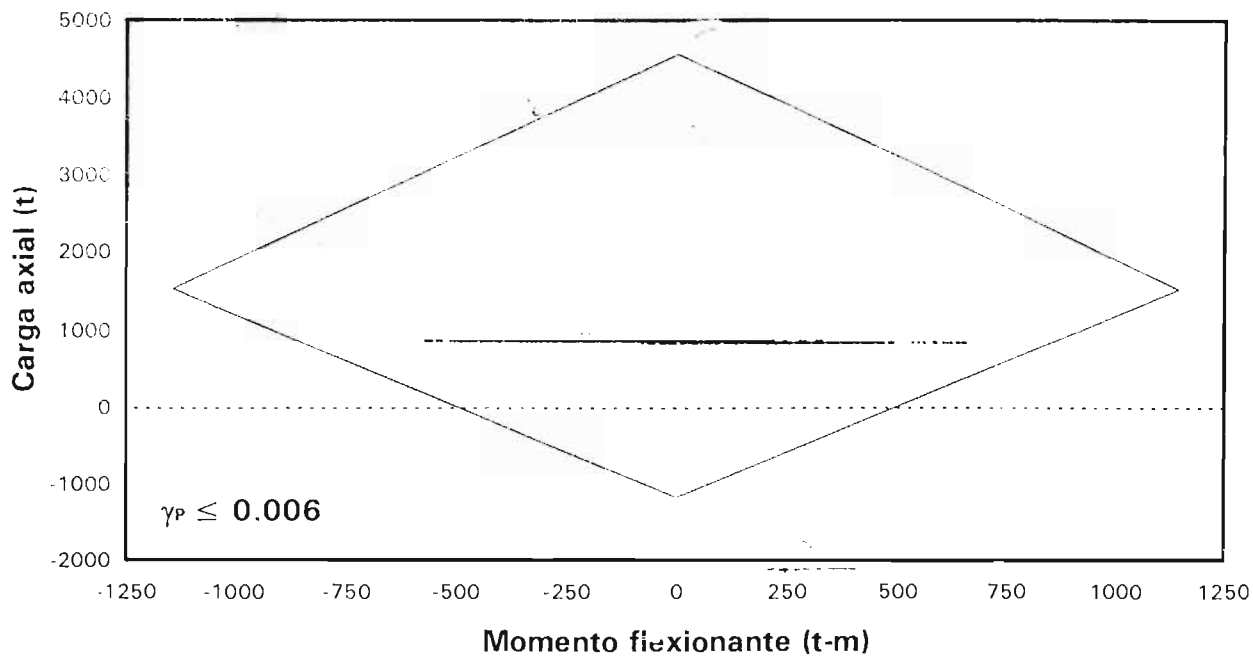


Fig 4.49 Combinaciones momento flexionante – carga axial actuantes del extremo inferior de la columna 38 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso (inelástico nominal), casos C.1 y C.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

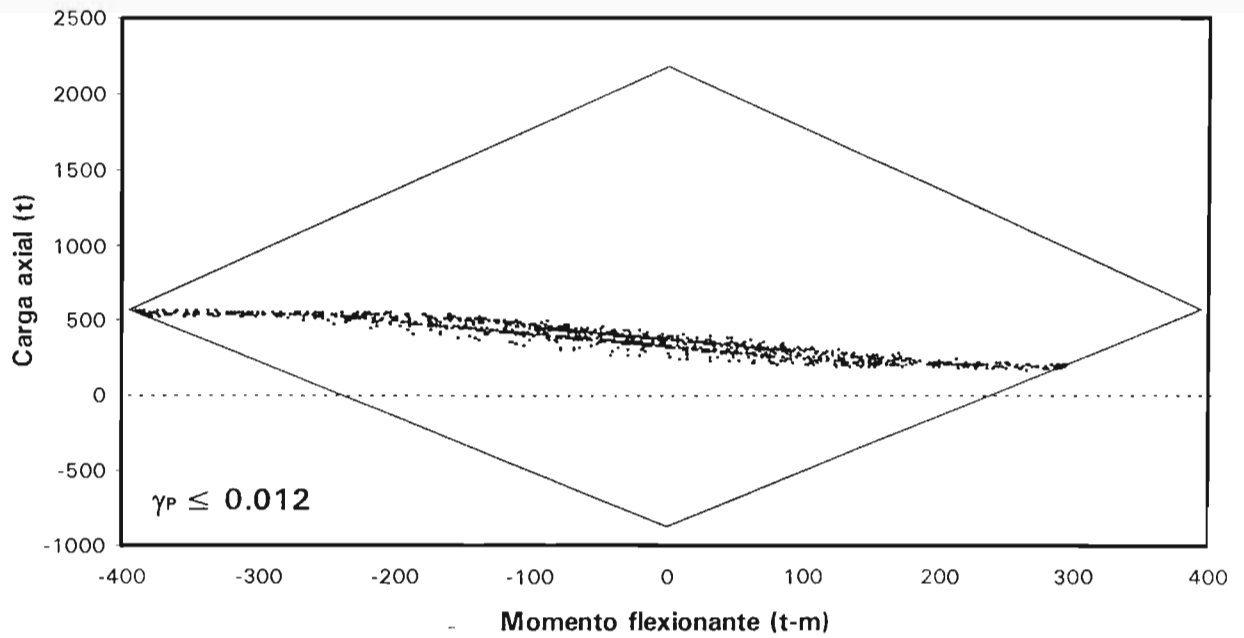
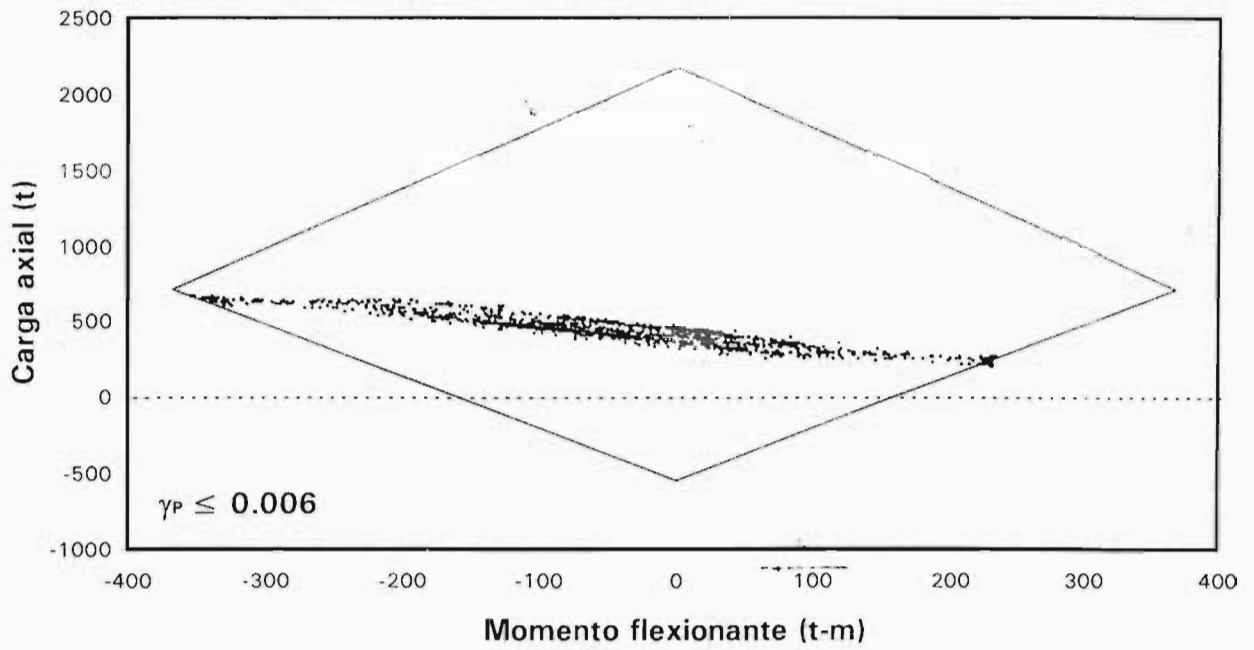


Fig 4.50 Combinaciones momento flexionante – carga axial actuantes del extremo inferior de la columna 37 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso (inelástico nominal), casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

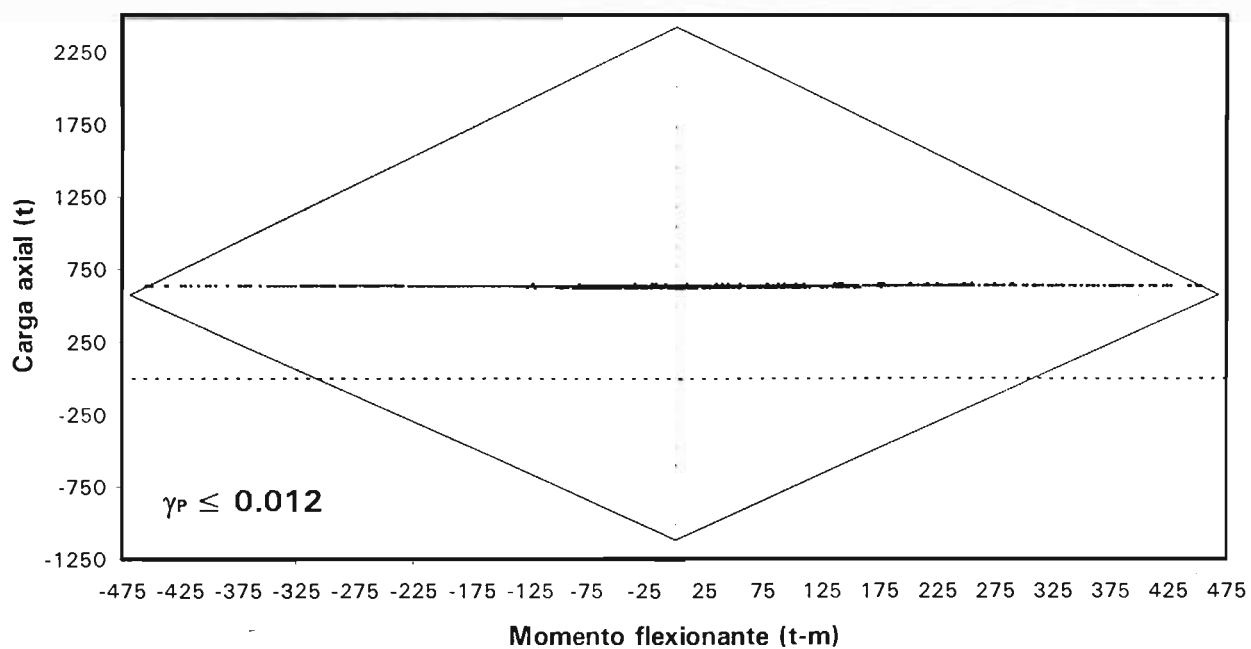
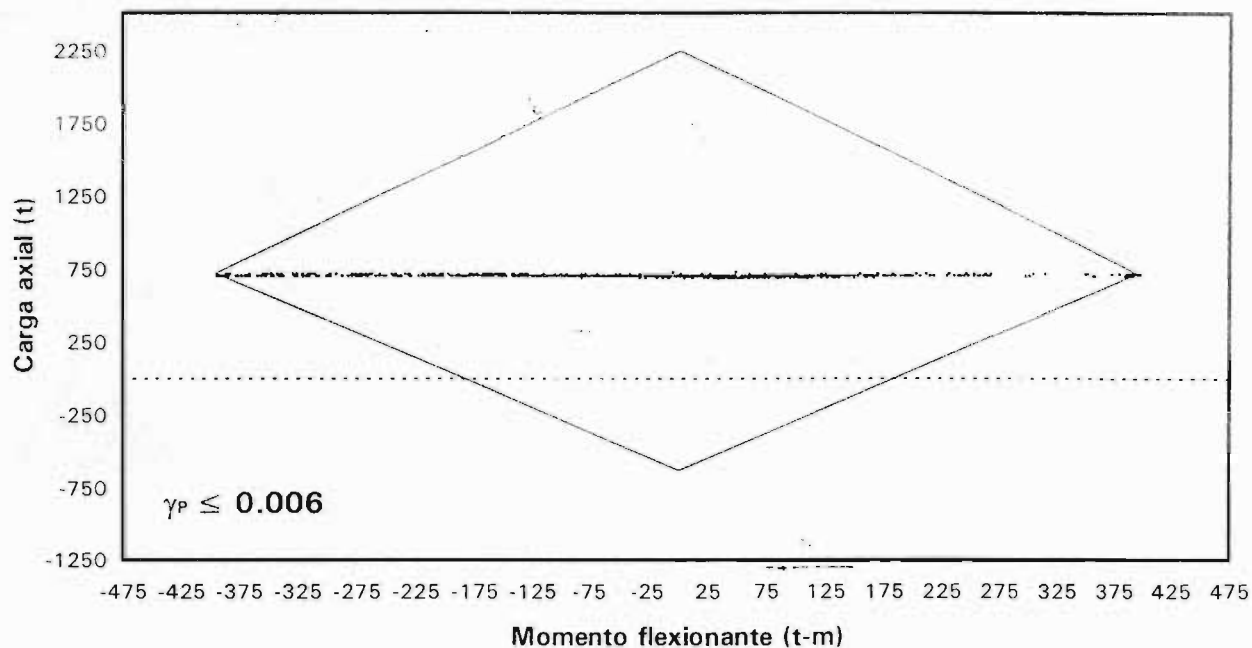
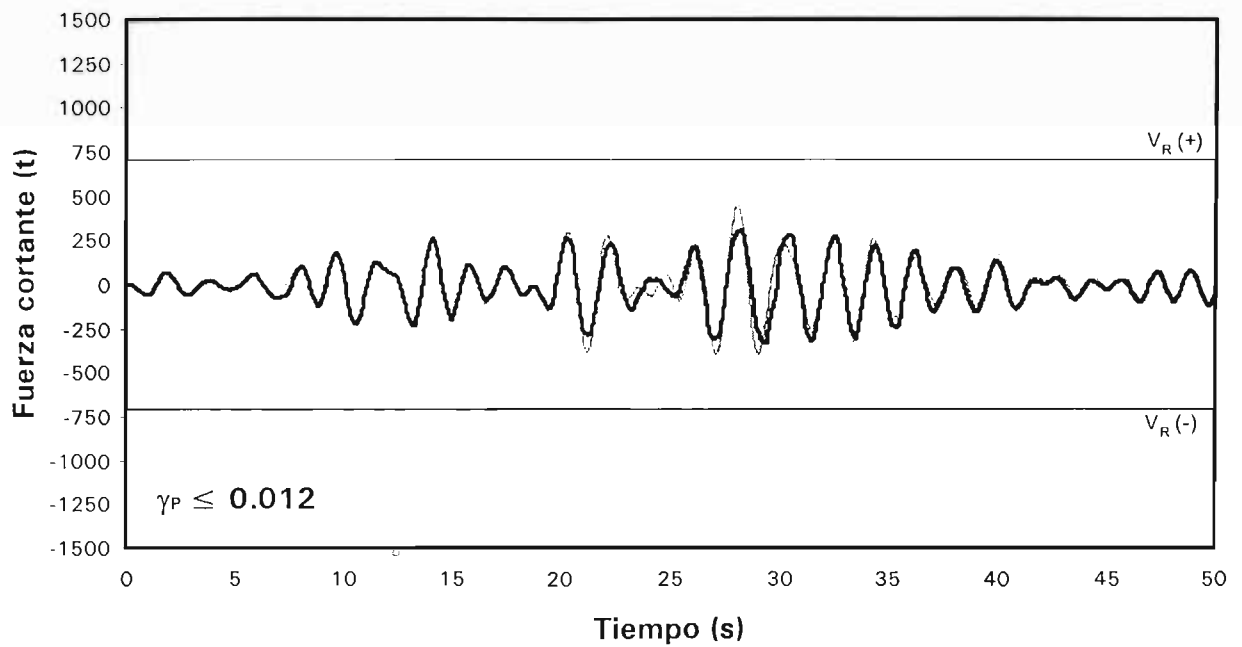
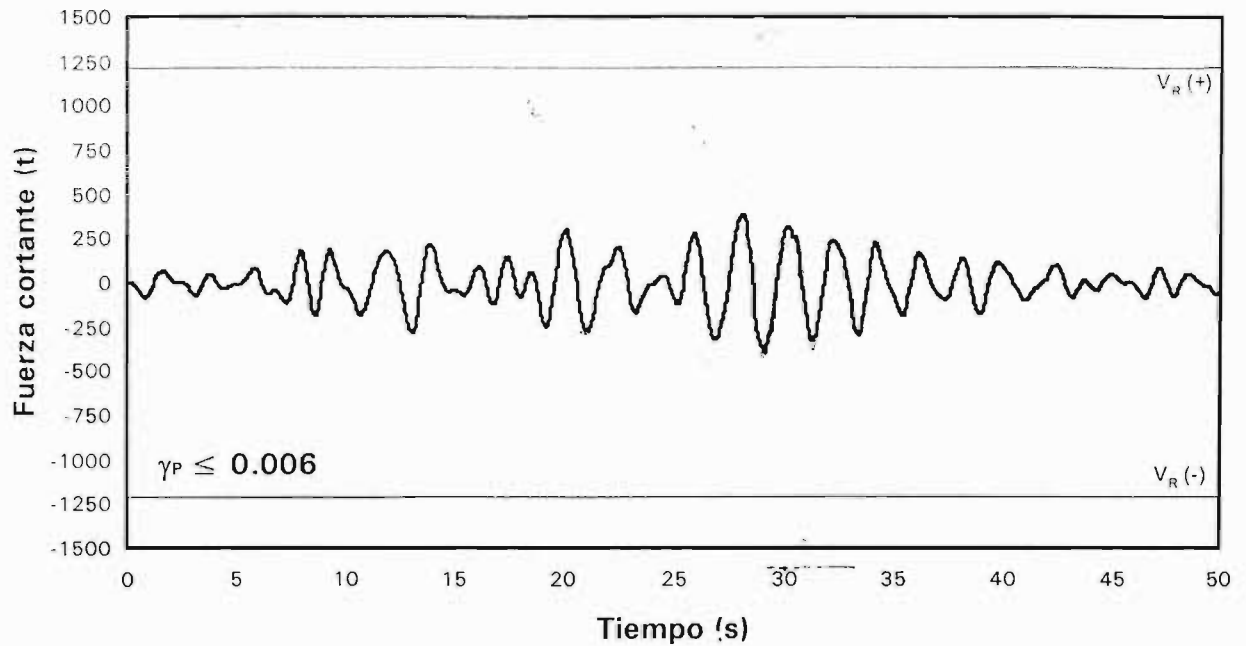
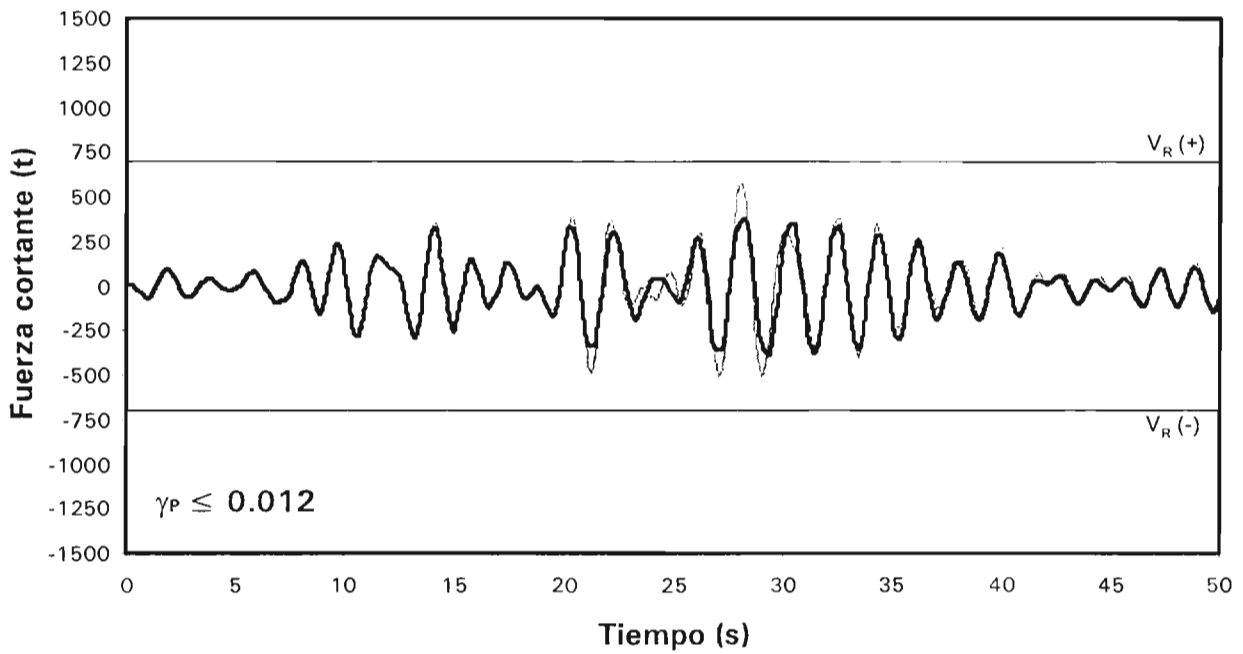
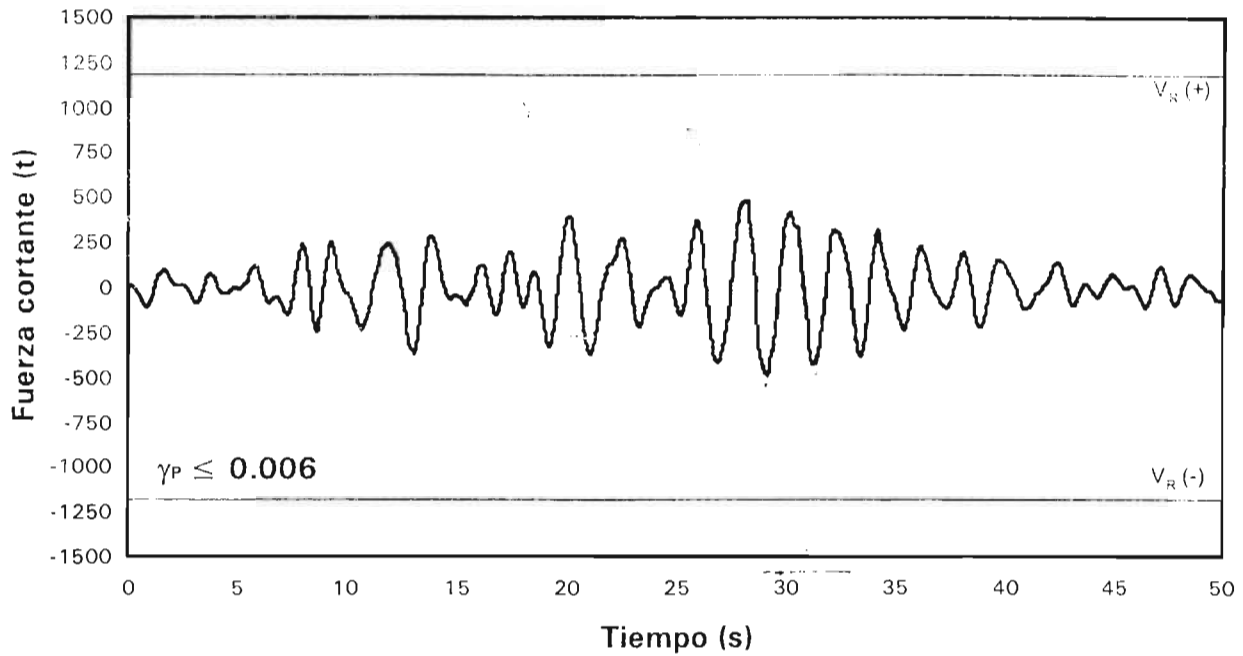


Fig 4.51 Combinaciones momento flexionante – carga axial actuantes del extremo inferior de la columna 38 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso (inelástico nominal), casos D.1 y D.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



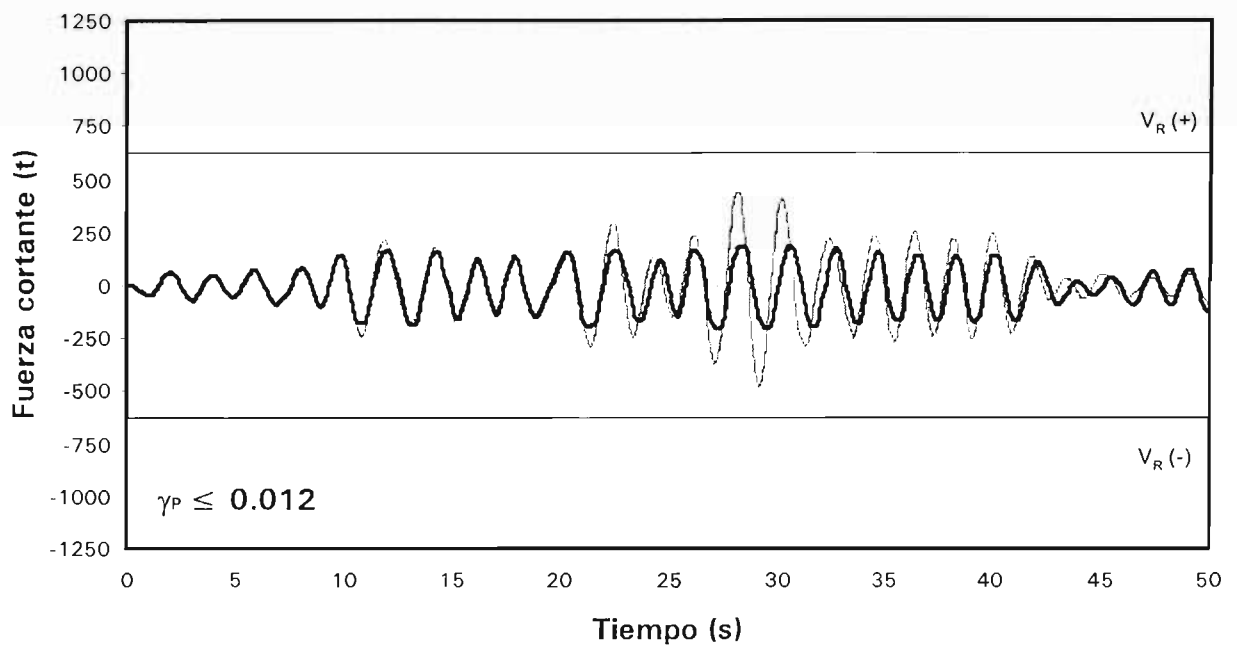
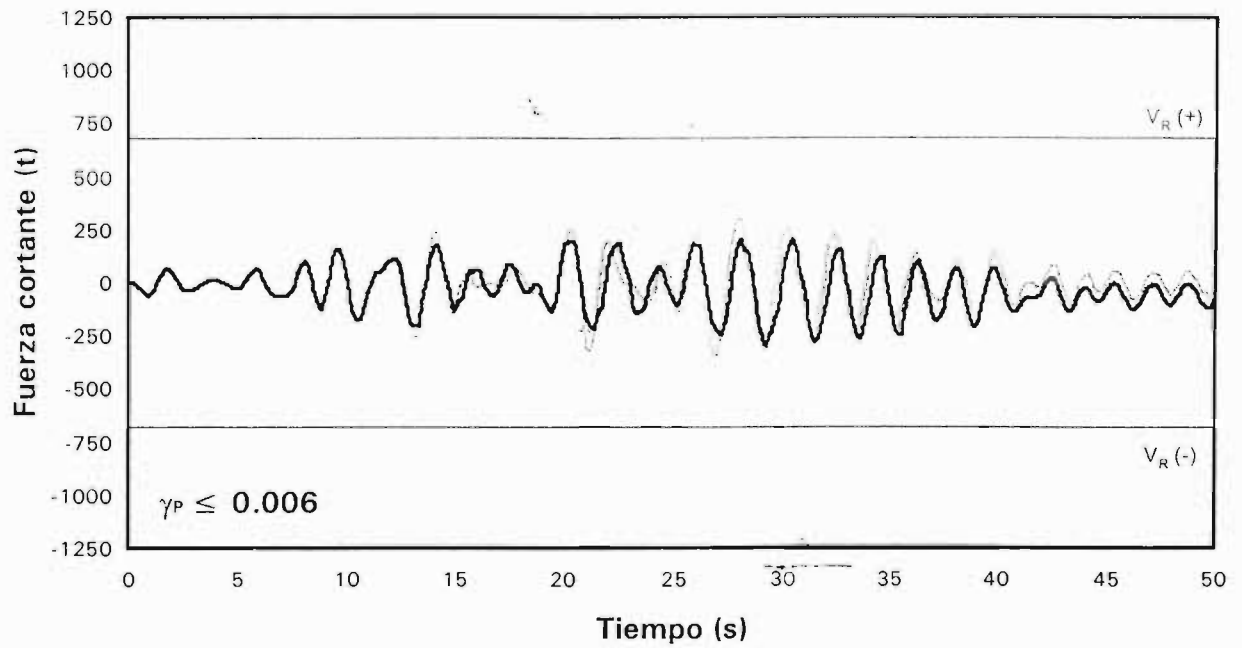
- - - - - Elástico ——— Inelástico nominal

Fig 4.52 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior de la columna 77 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos A.1 y A.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



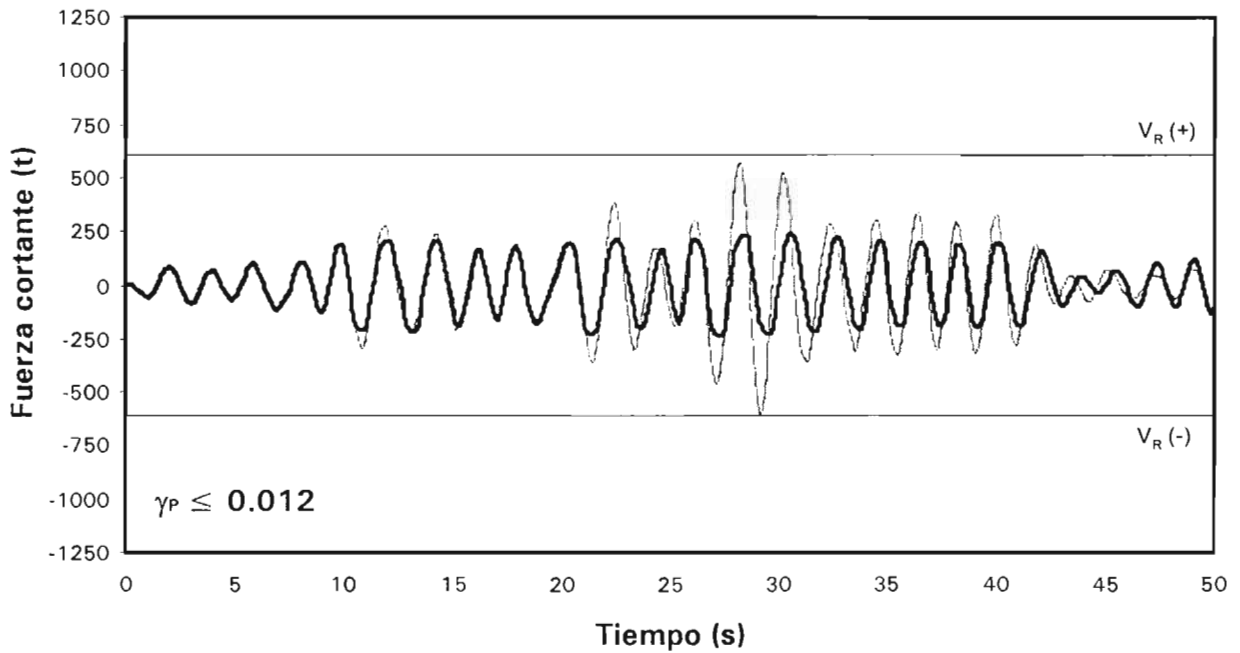
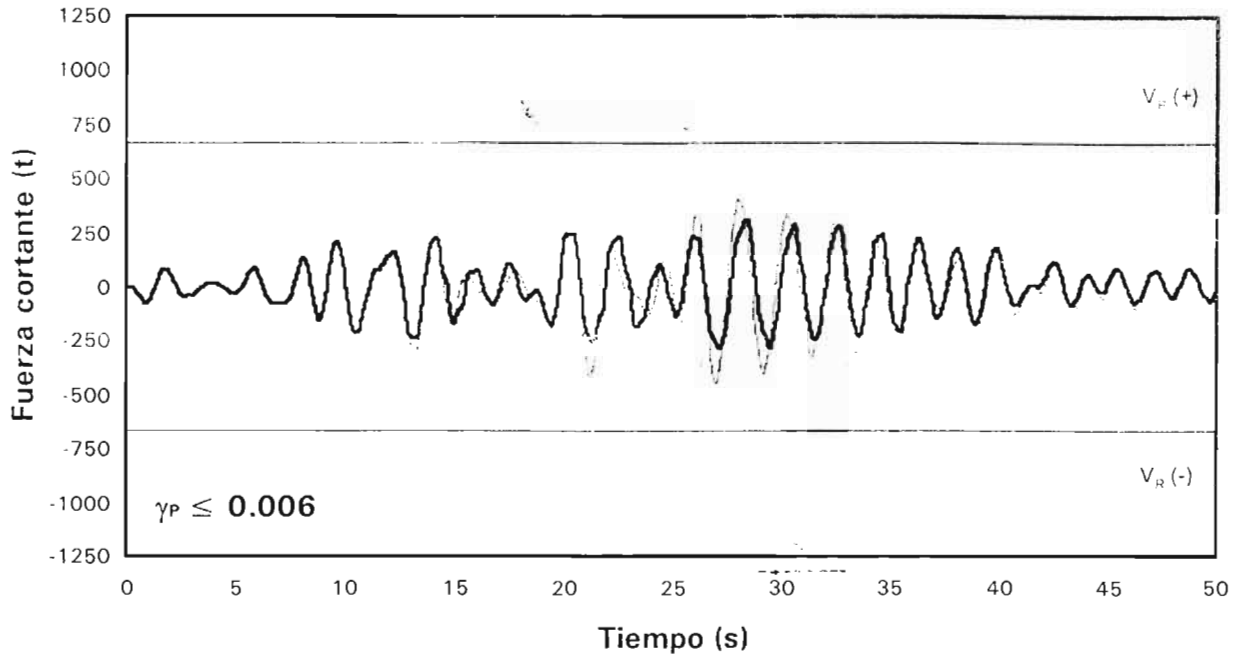
- - - - Elástico ——— Inelástico nominal

Fig 4.53 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior de la columna 78 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



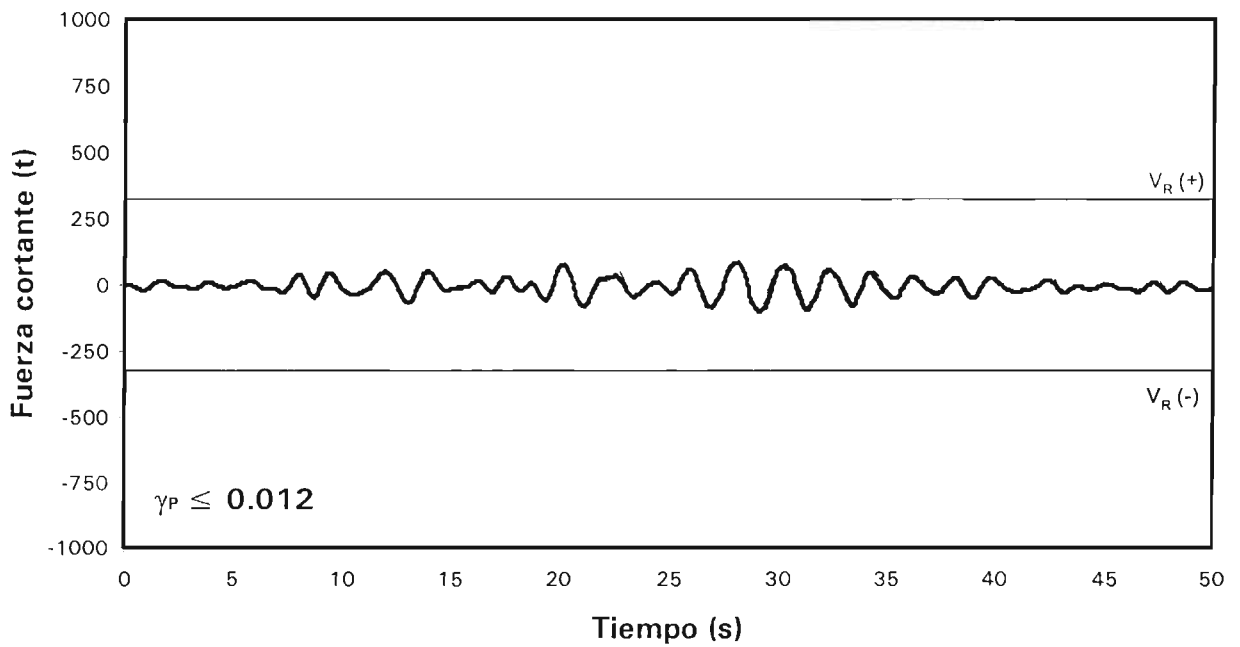
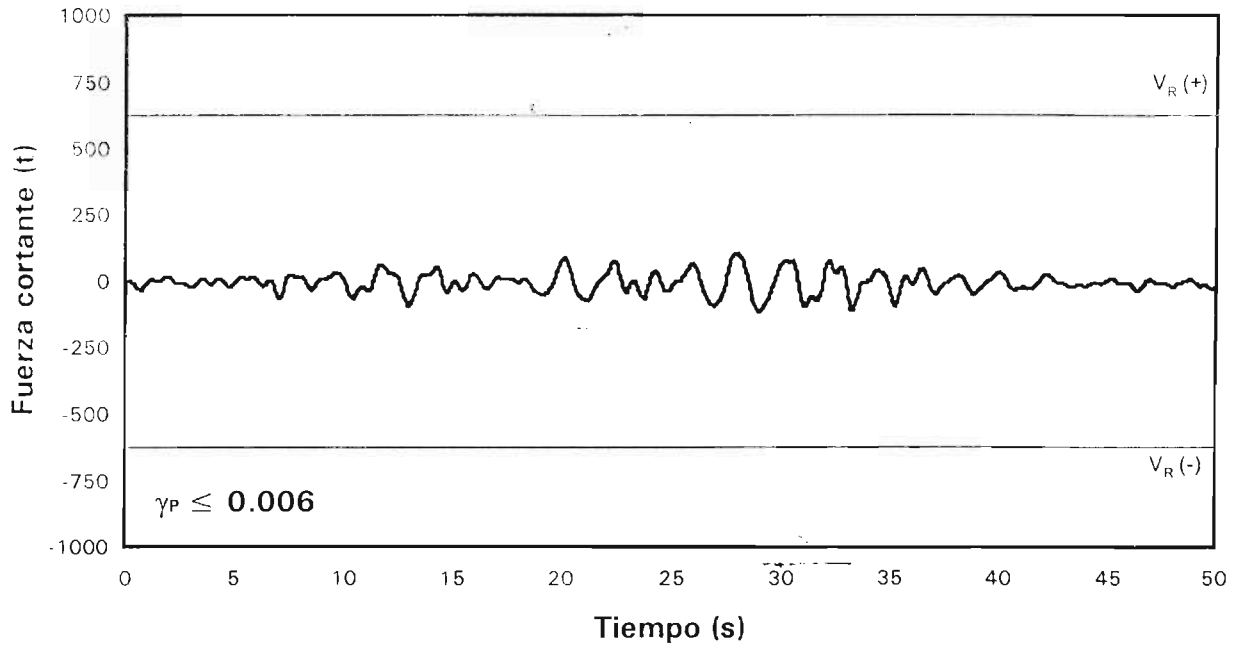
----- Elástico ——— Inelástico nominal

Fig 4.54 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior de la columna 77 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



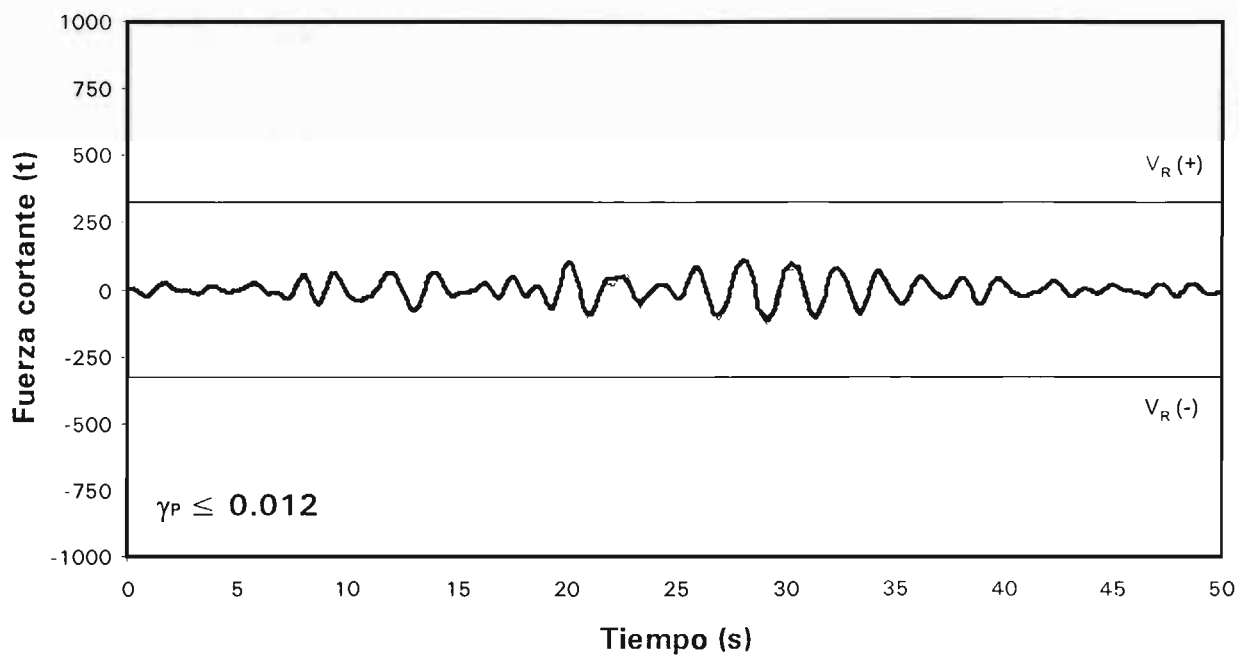
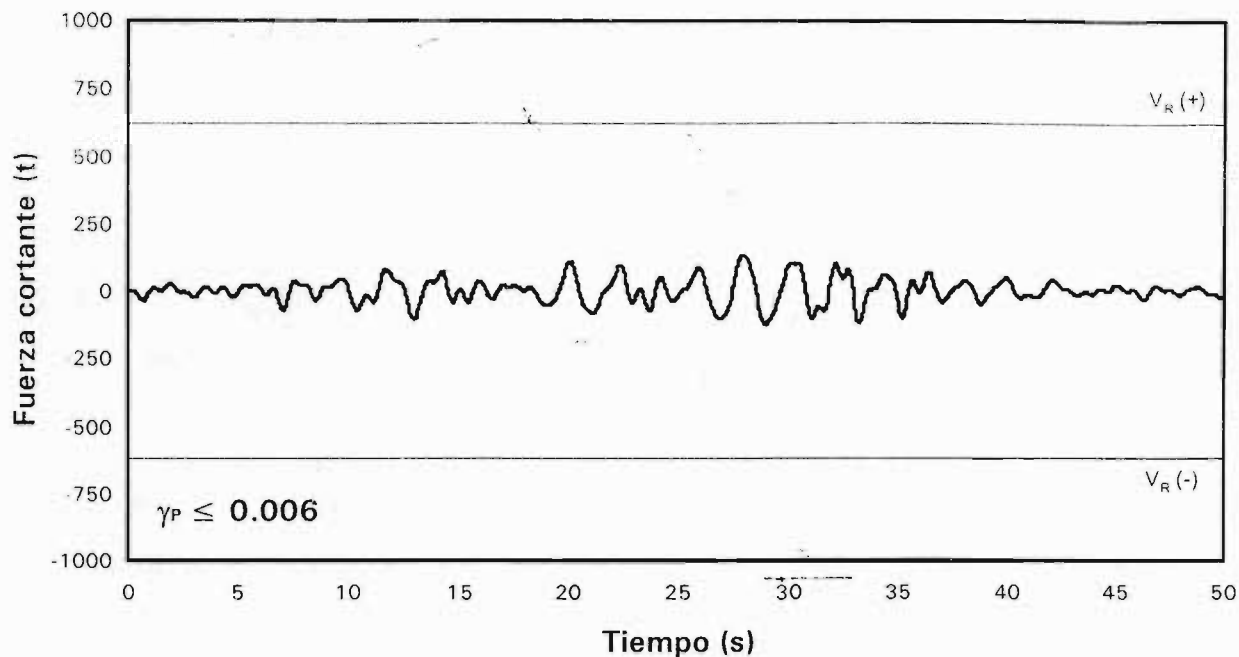
----- Elástico — Inelástico nominal

Fig 4.55 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior de la columna 78 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos B.1 y B.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



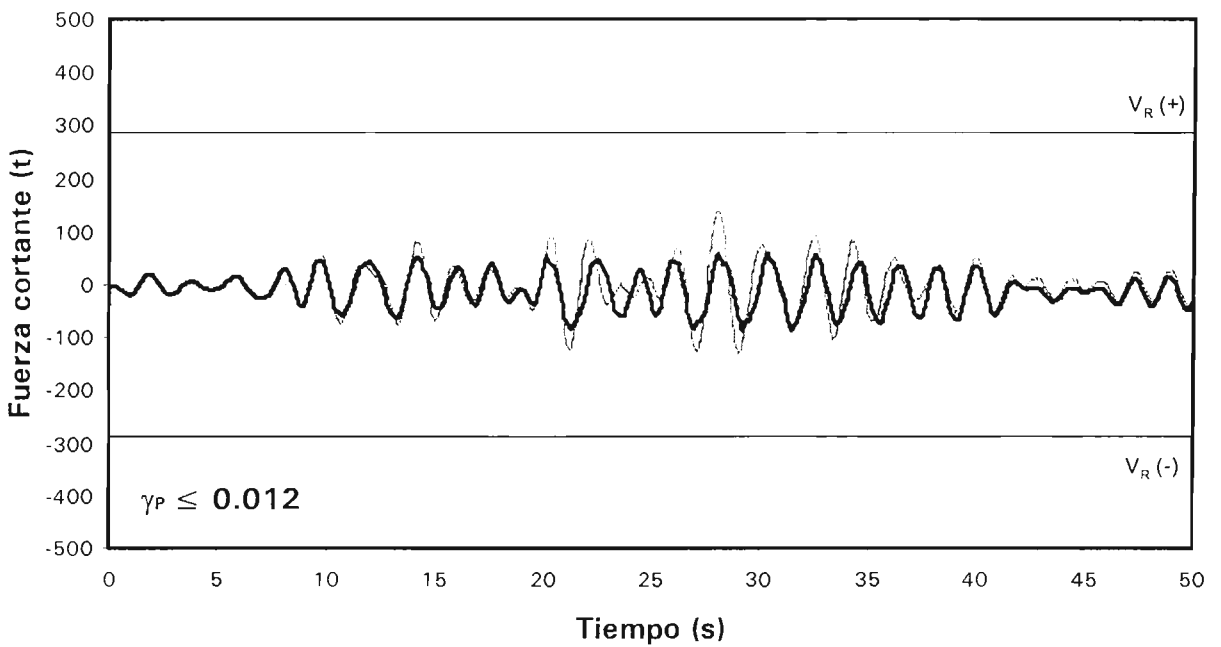
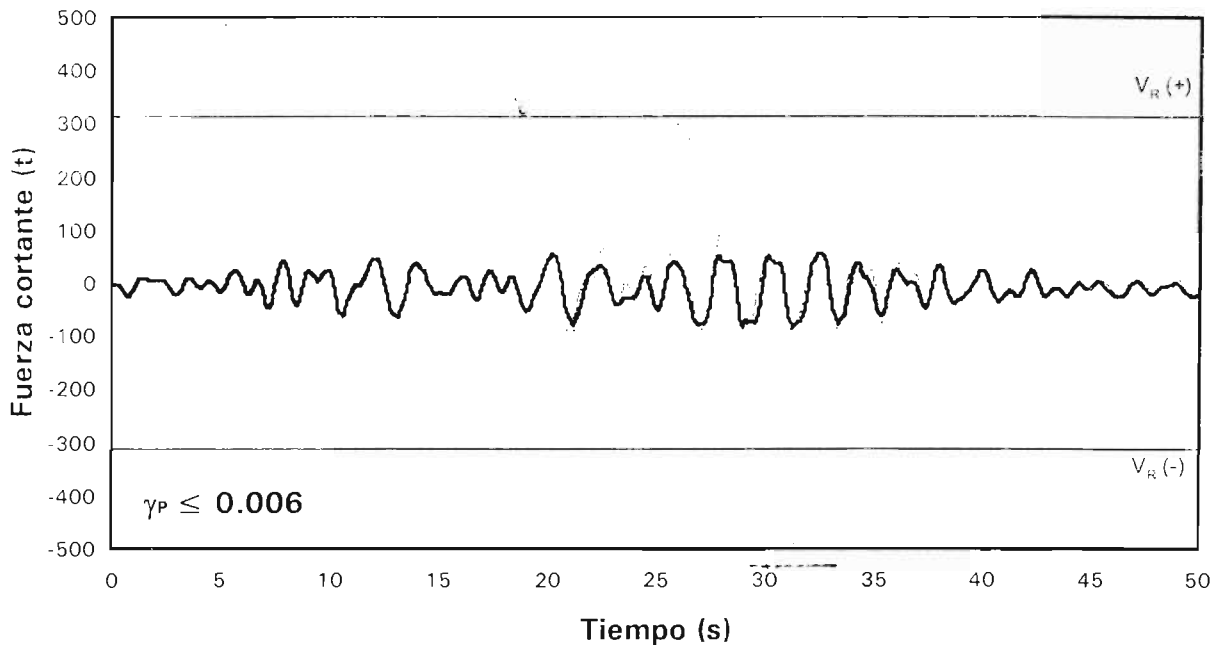
----- Elástico ——— Inelástico nominal

Fig 4.56 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior de la columna 37 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



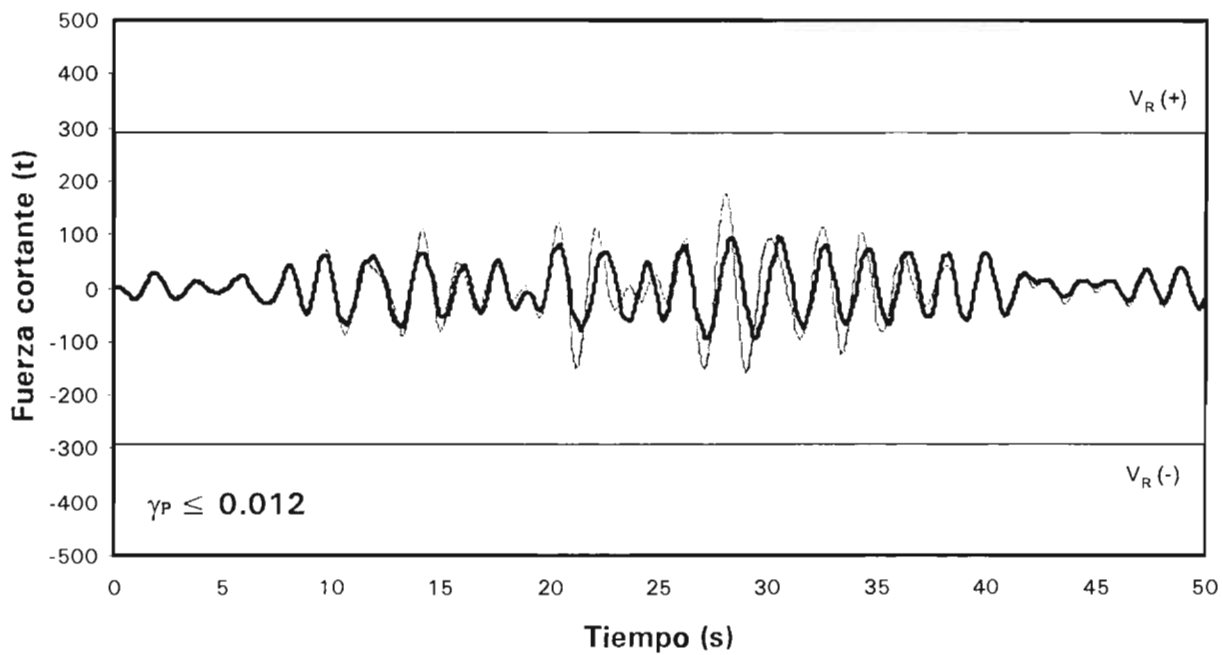
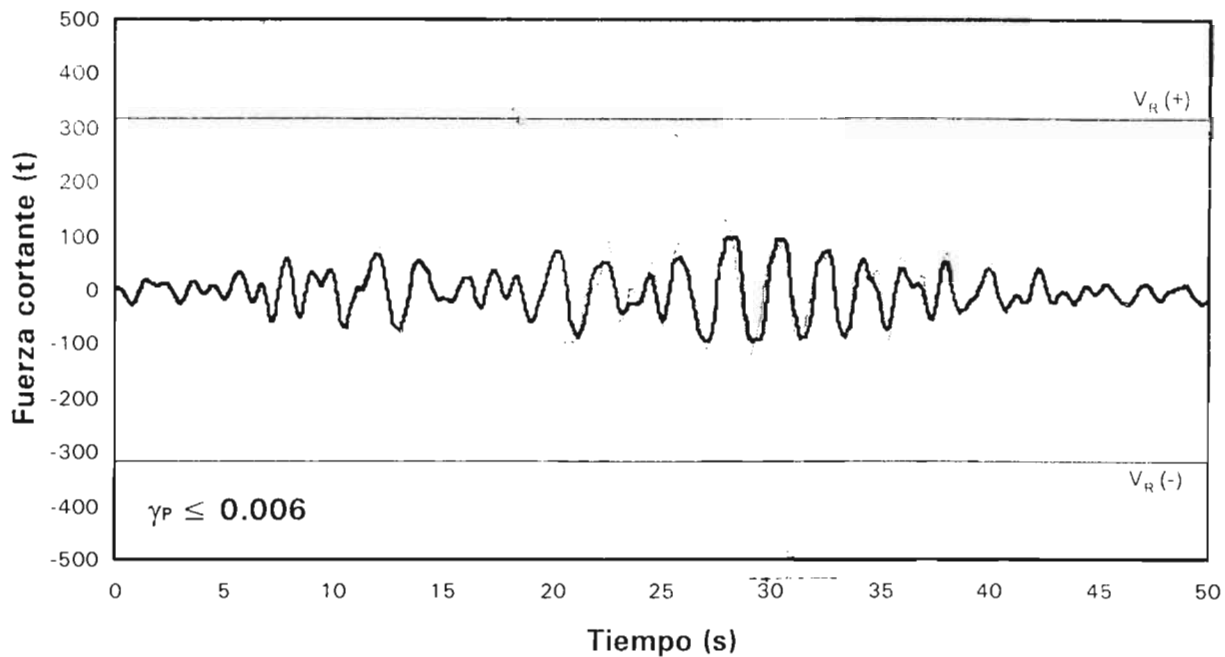
----- Elástico ——— Inelástico nominal

Fig 4.57 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior de la columna 38 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos C.1 y C.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



----- Elástico — Inelástico nominal

Fig 4.58 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior de la columna 37 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos D.1 y D.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



----- Elástico — Inelástico nominal

Fig 4.59 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior de la columna 38 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico nominal), casos D.1 y D.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

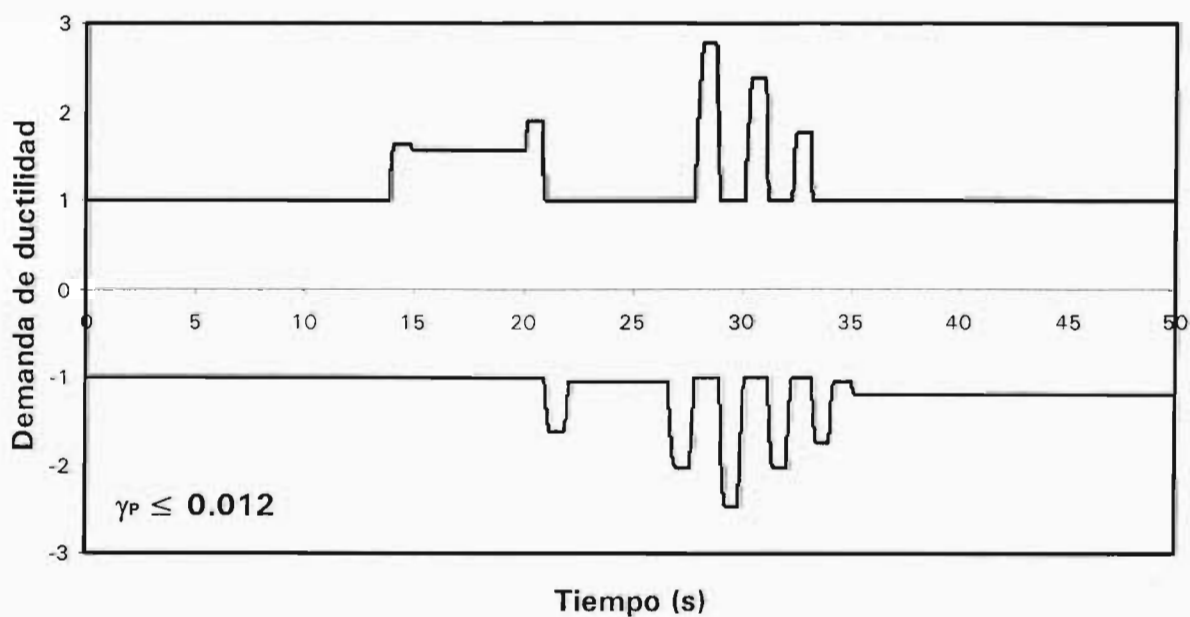
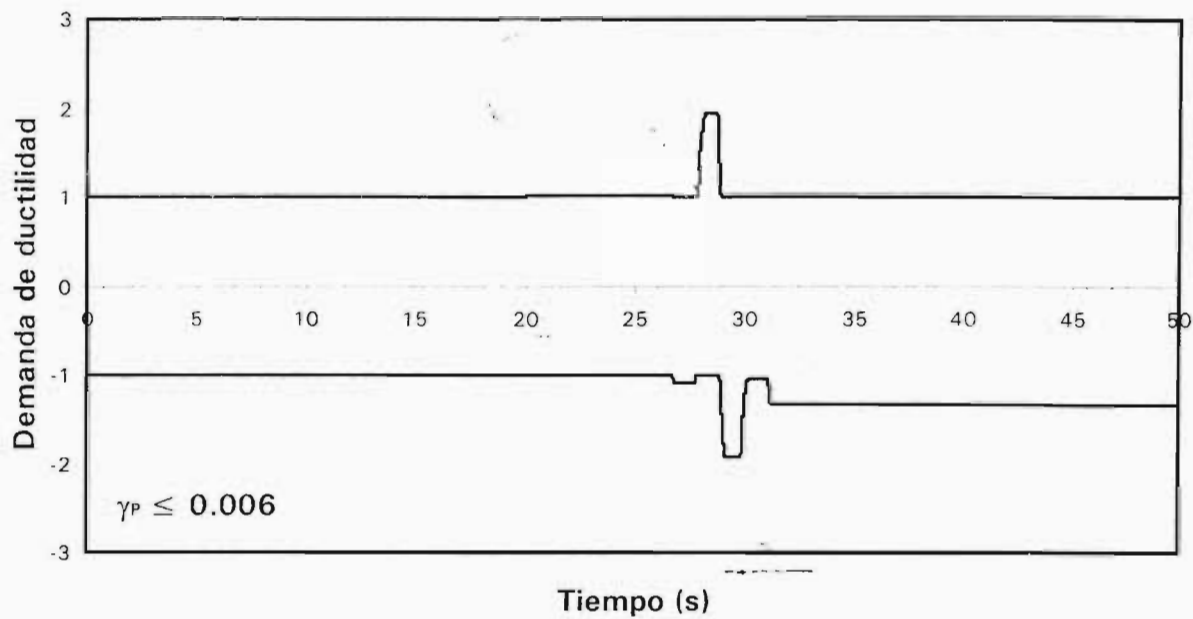


Fig 4.60 Historias de demandas de ductilidad desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga 58 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso (inelástico nominal), casos A.1 y A.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

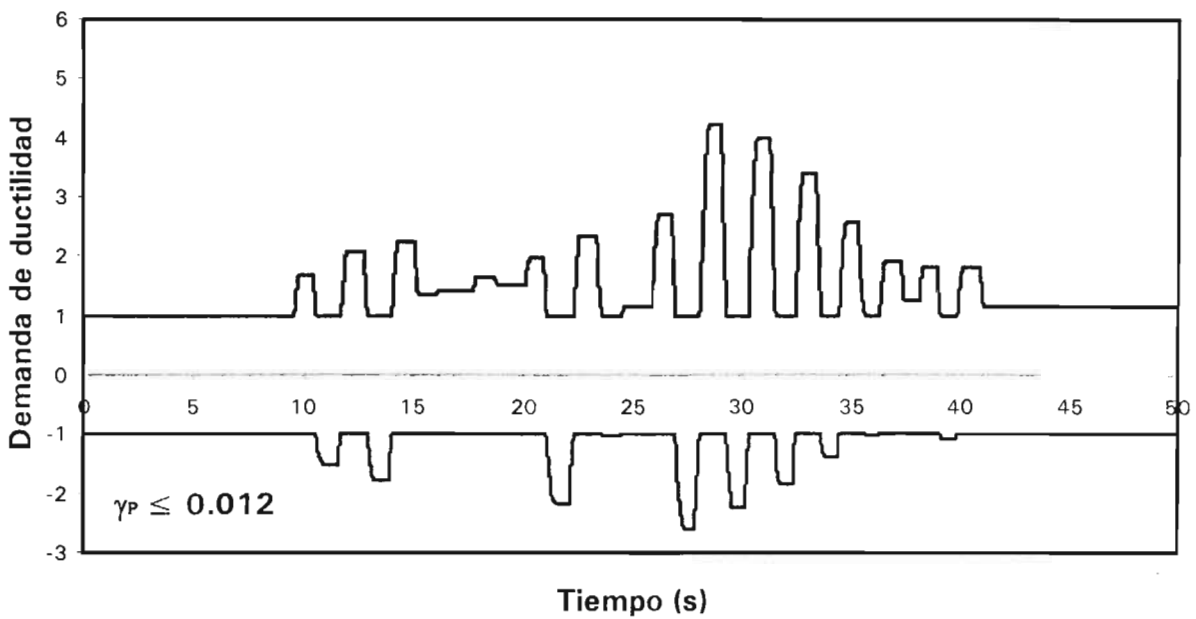
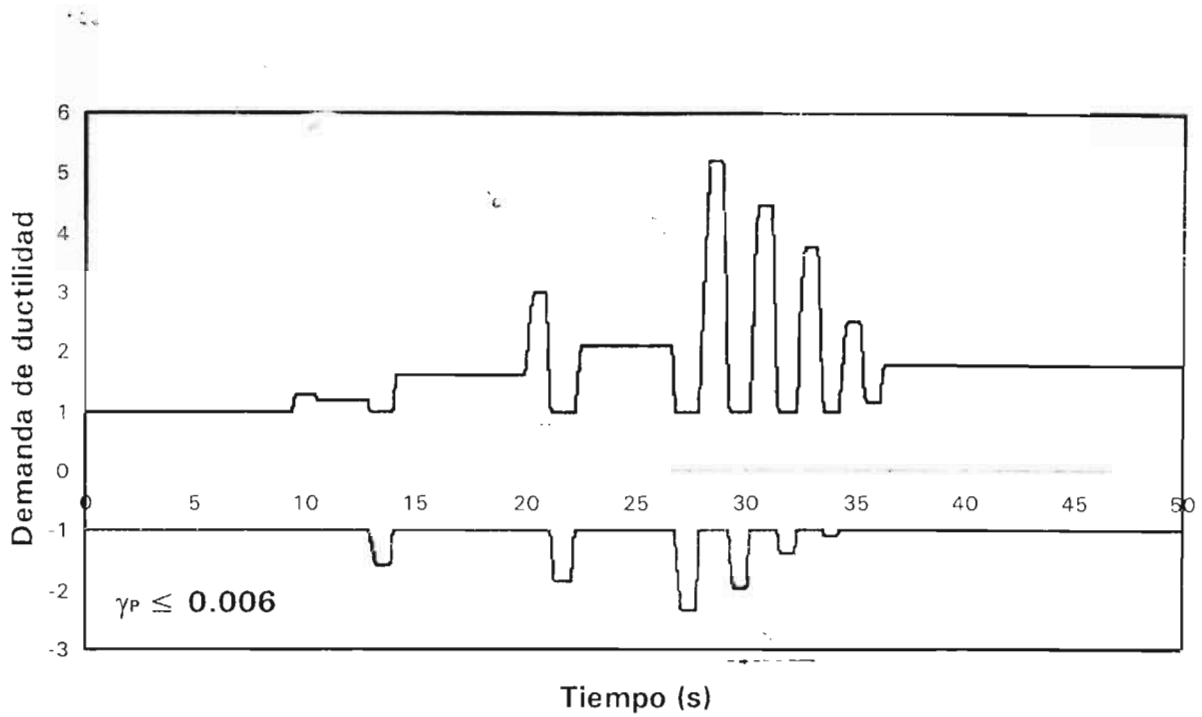


Fig 4.61 Historias de demandas de ductilidad desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga 58 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso (inelástico nominal), casos B.1 y B.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

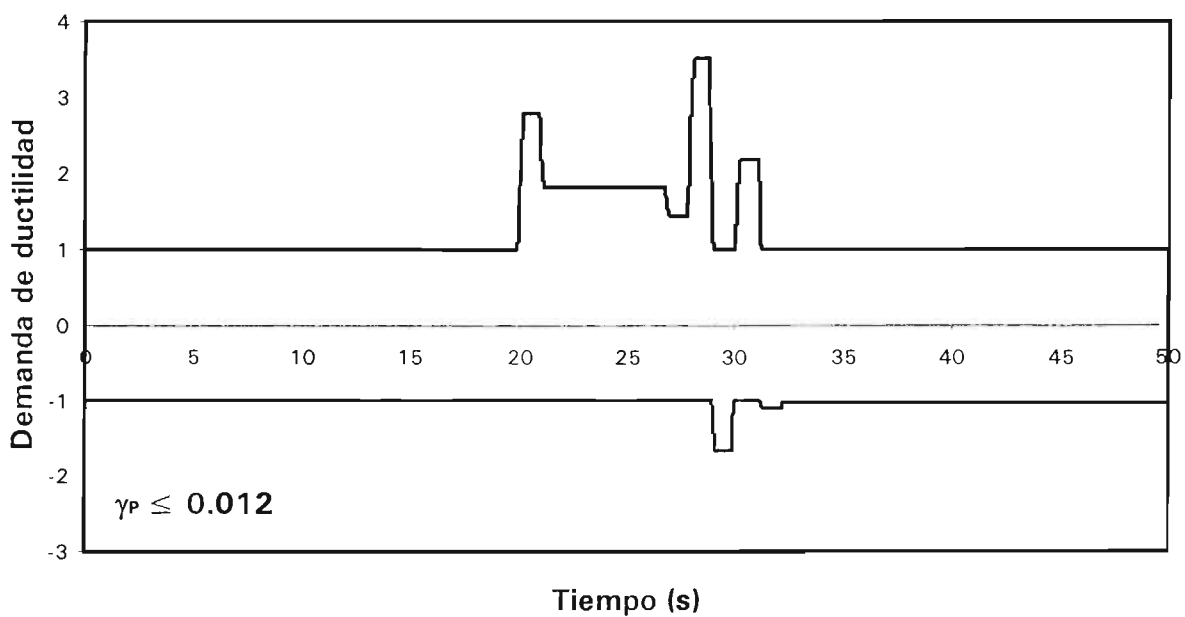
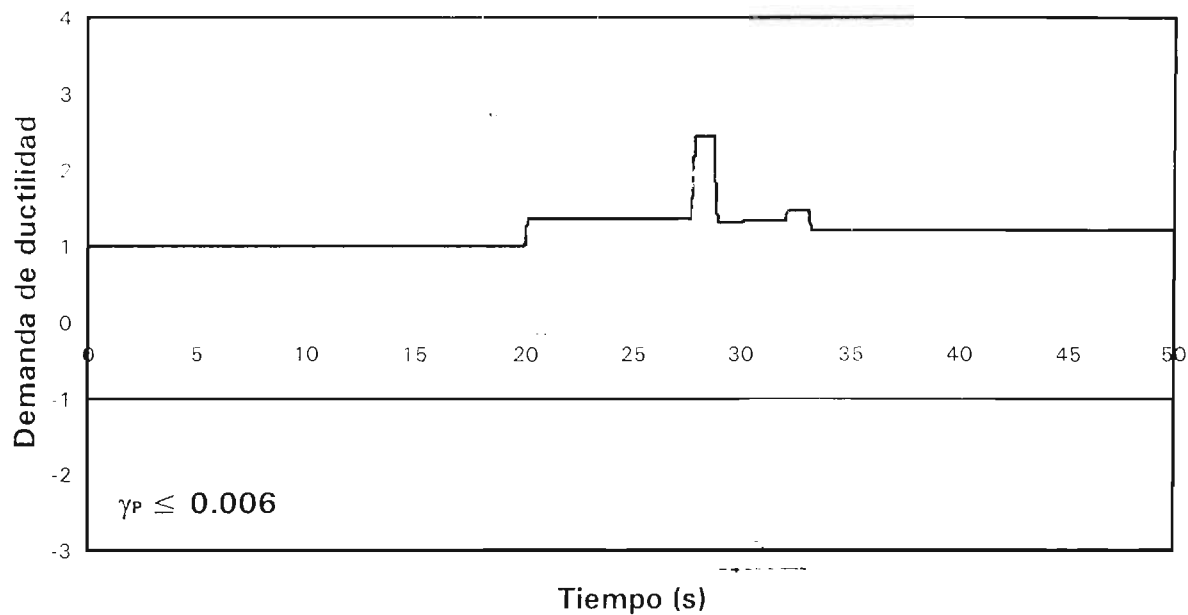


Fig 4.62 Historias de demandas de ductilidad desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga 28 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso (inelástico nominal), casos C.1 y C.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

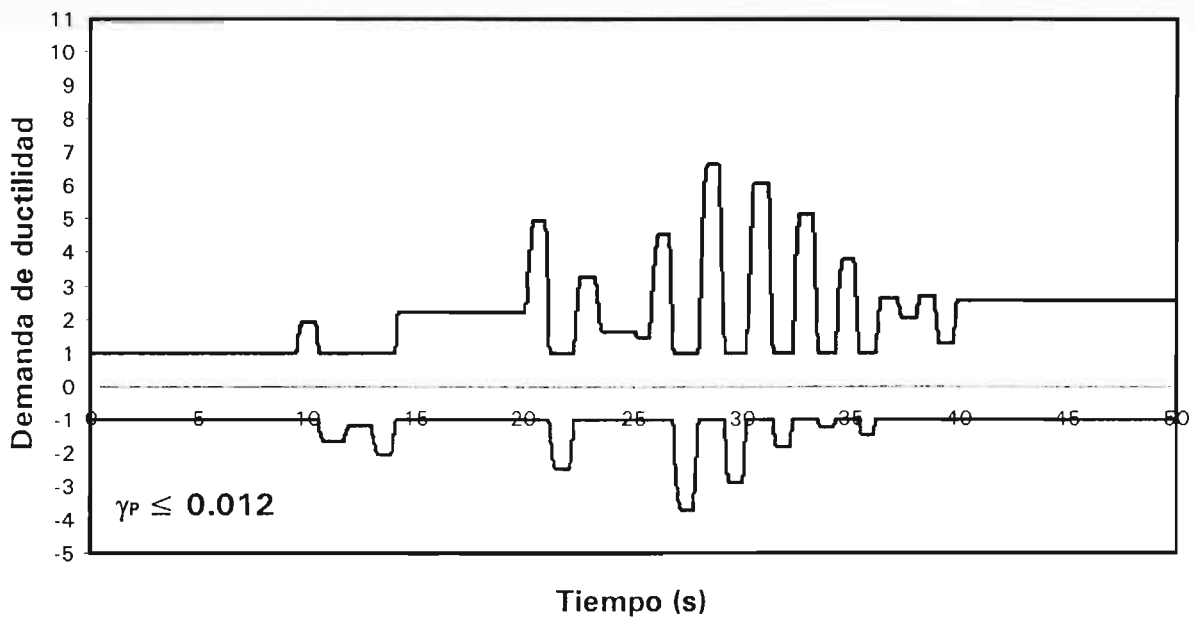
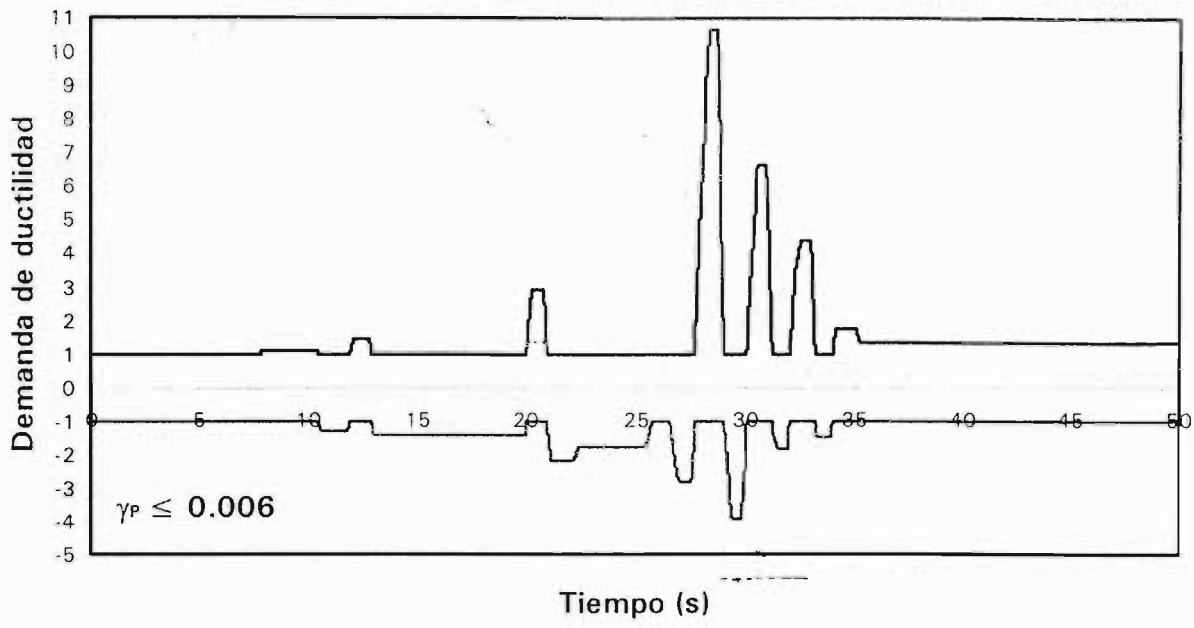


Fig 4.63 Historias de demandas de ductilidad desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga 28 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso (inelástico nominal), casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

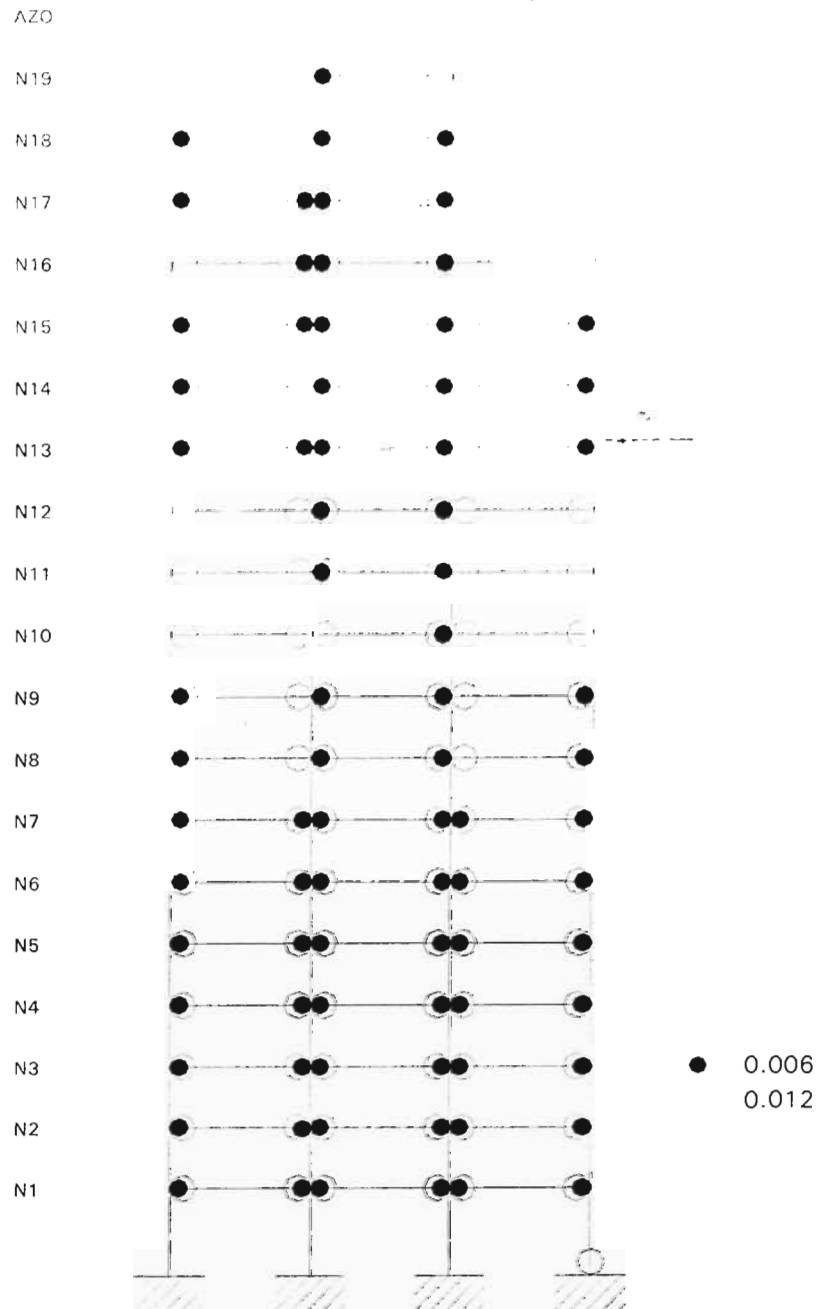


Fig 4.64 Distribución global de articulaciones plásticas, casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$), resistencias nominales

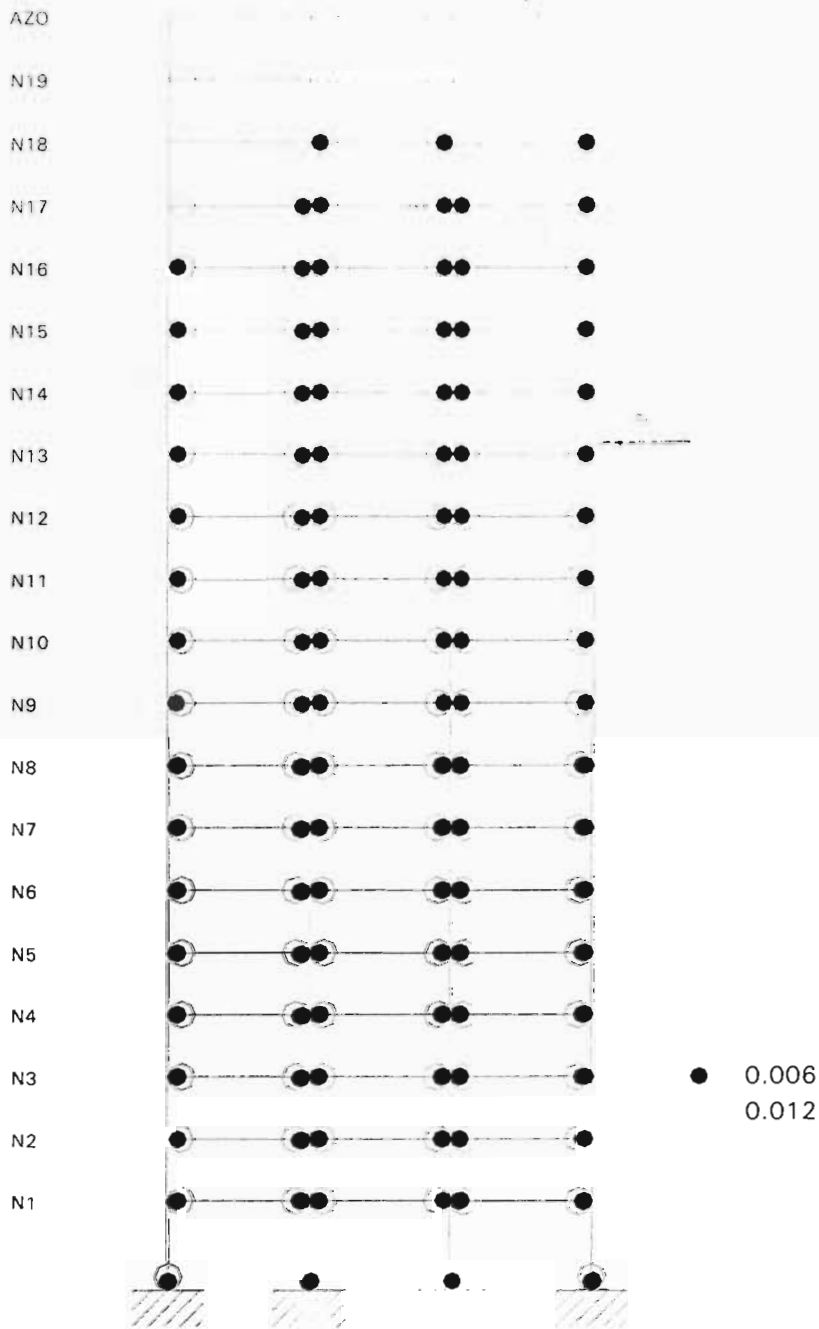


Fig 4.65 Distribución global de articulaciones plásticas, casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$), resistencias nominales

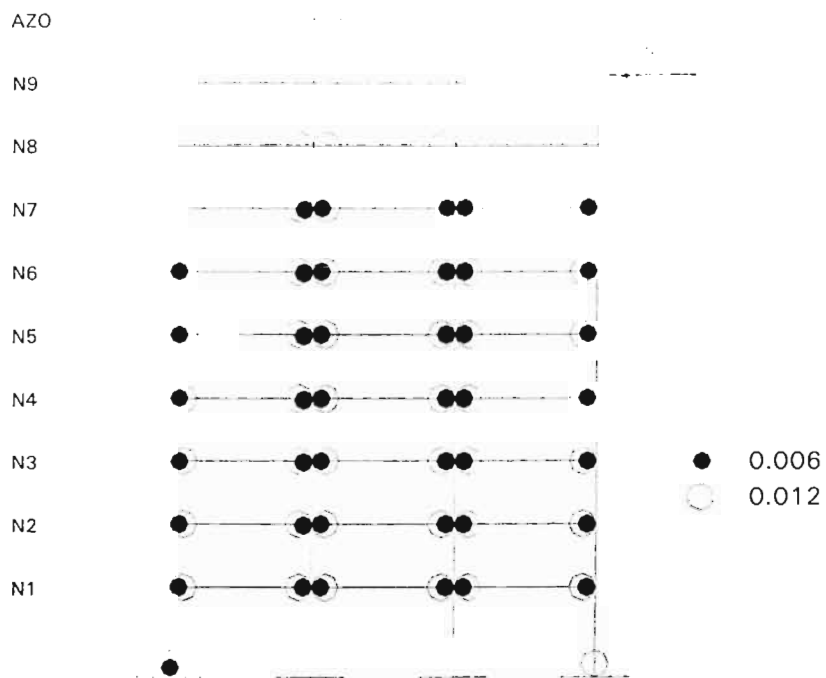


Fig 4.66 Distribución global de articulaciones plásticas, casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$), resistencias nominales

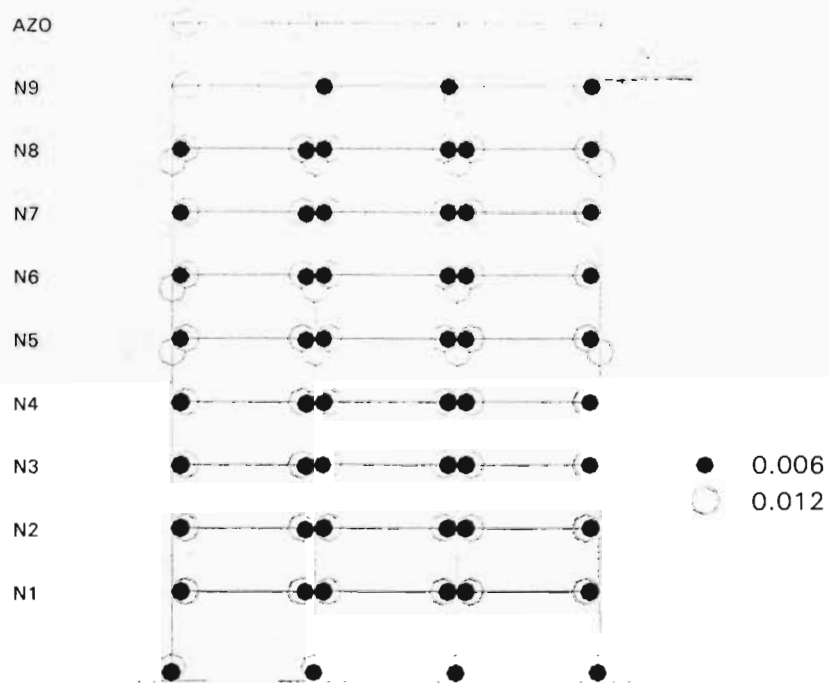


Fig 4.67 Distribución global de articulaciones plásticas, casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$), resistencias nominales

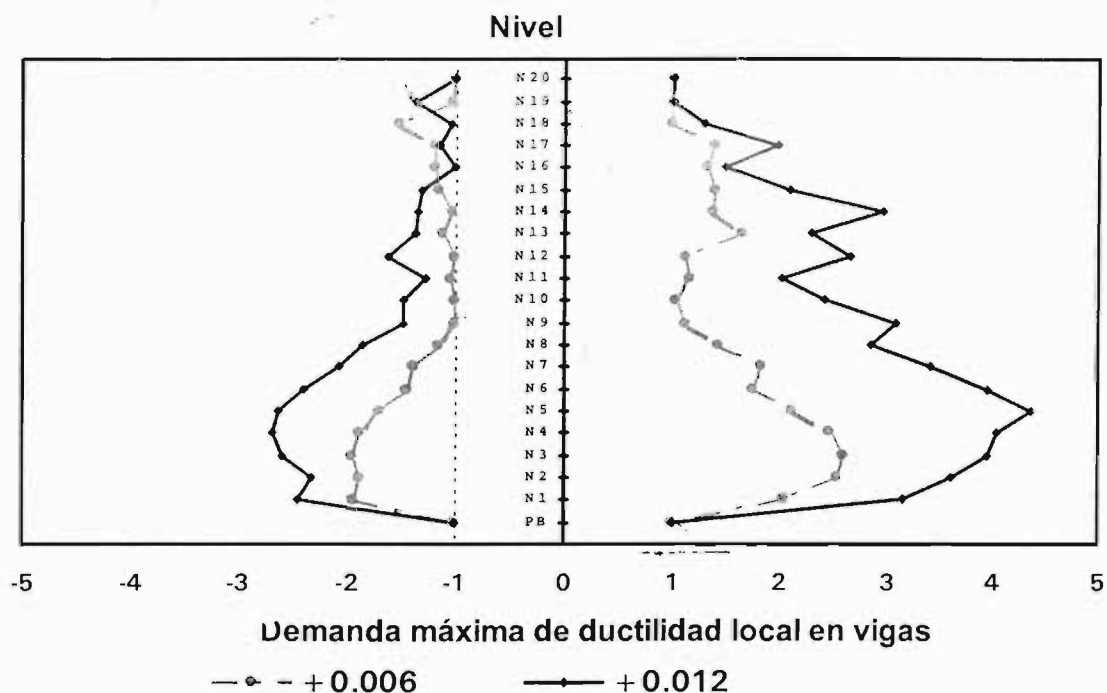


Fig 4.68 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas, análisis sísmico paso a paso (inelástico, resistencias nominales), casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

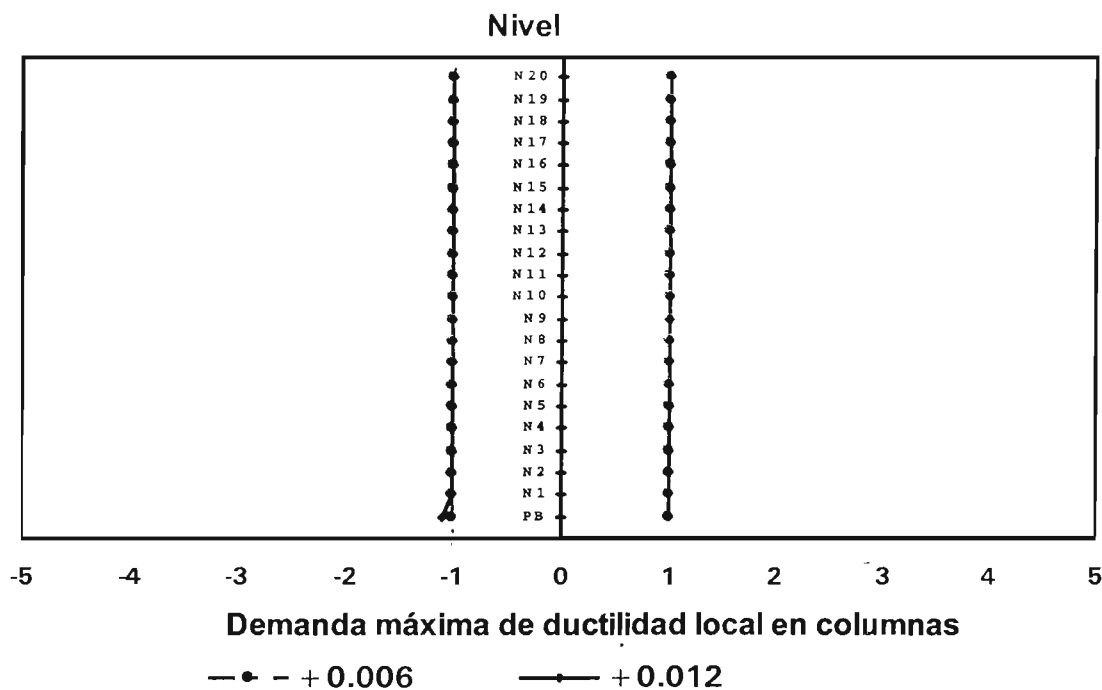


Fig 4.69 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en columnas, análisis sísmico paso a paso (inelástico, resistencias nominales), casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

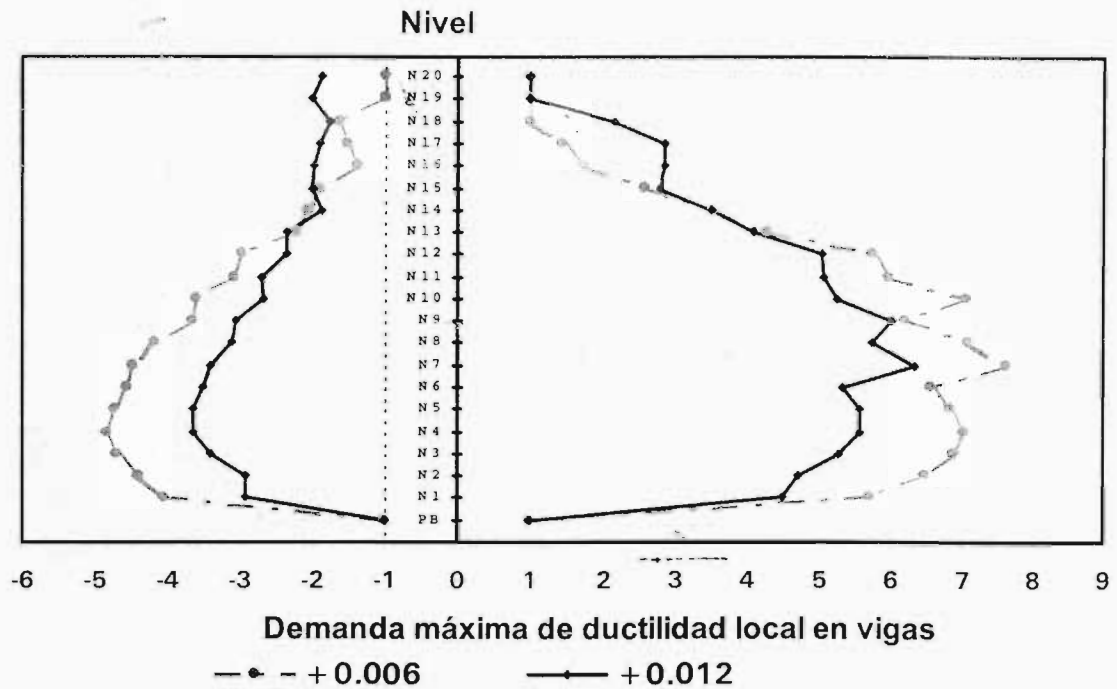


Fig 4.70 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas, análisis sísmico paso a paso (inelástico, resistencias nominales), casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

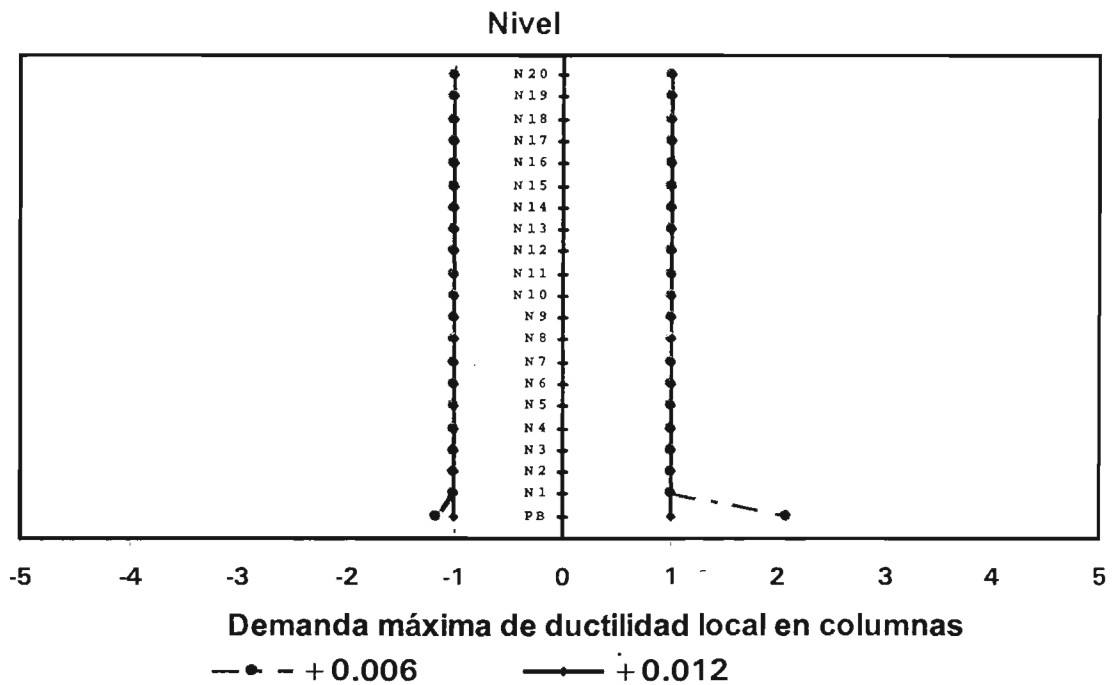


Fig 4.71 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en columnas, análisis sísmico paso a paso (inelástico, resistencias nominales), casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

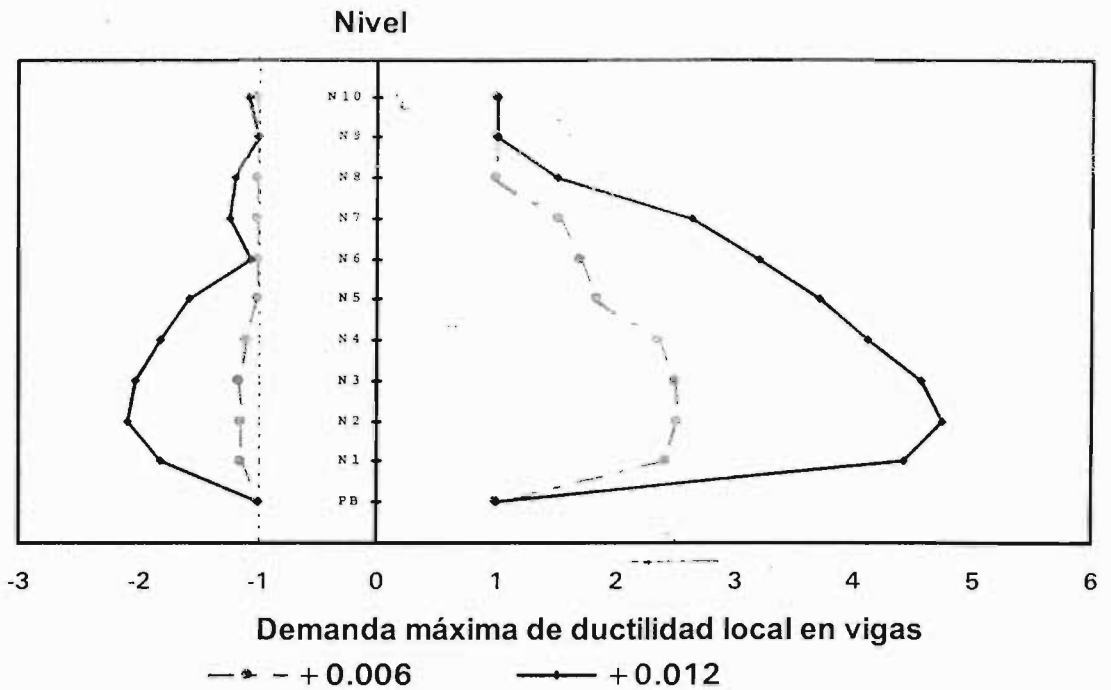


Fig 4.72 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas, análisis sísmico paso a paso (inelástico, resistencias nominales), casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

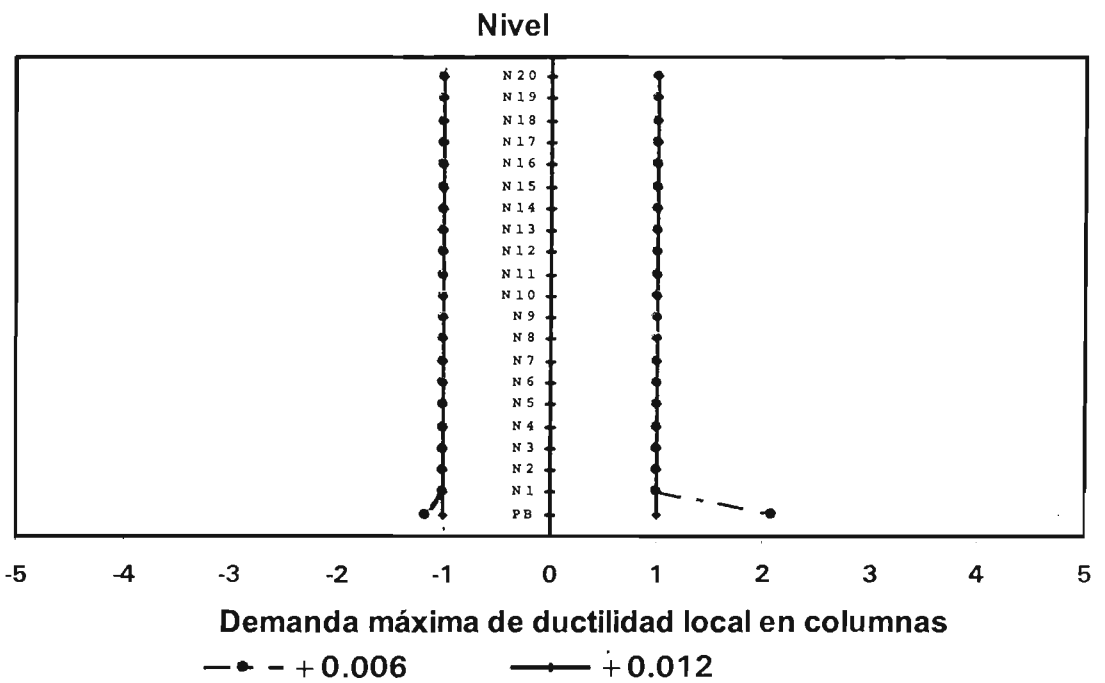


Fig 4.73 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en columnas, análisis sísmico paso a paso (inelástico, resistencias nominales), casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

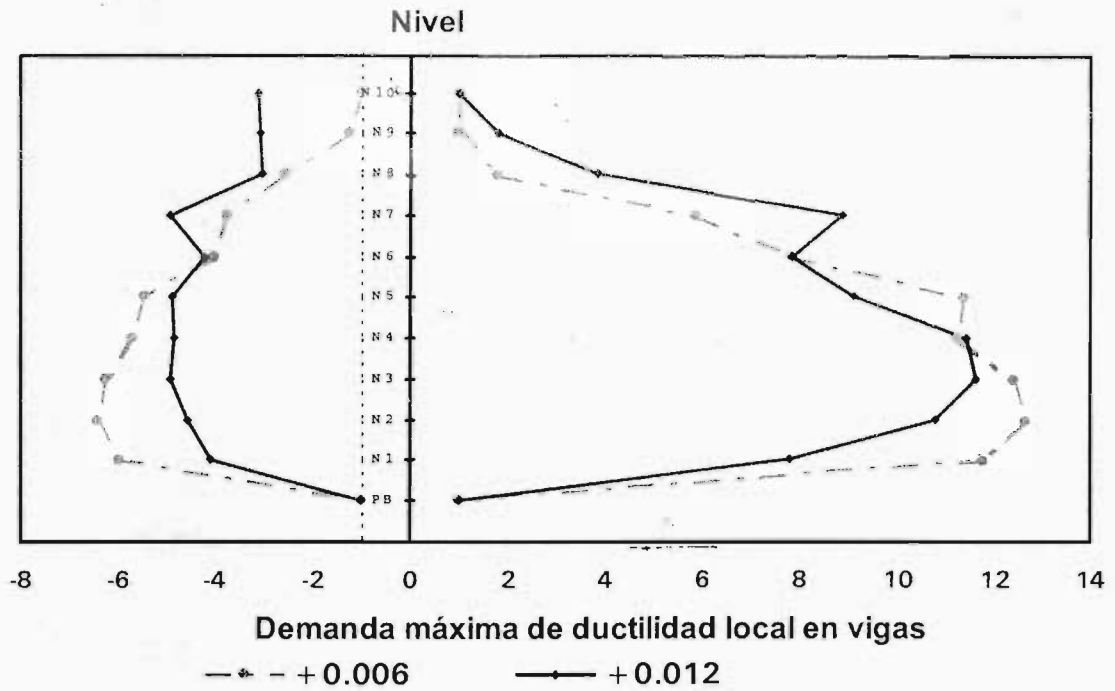


Fig 4.74 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas, análisis sísmico paso a paso (inelástico, resistencias nominales), casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

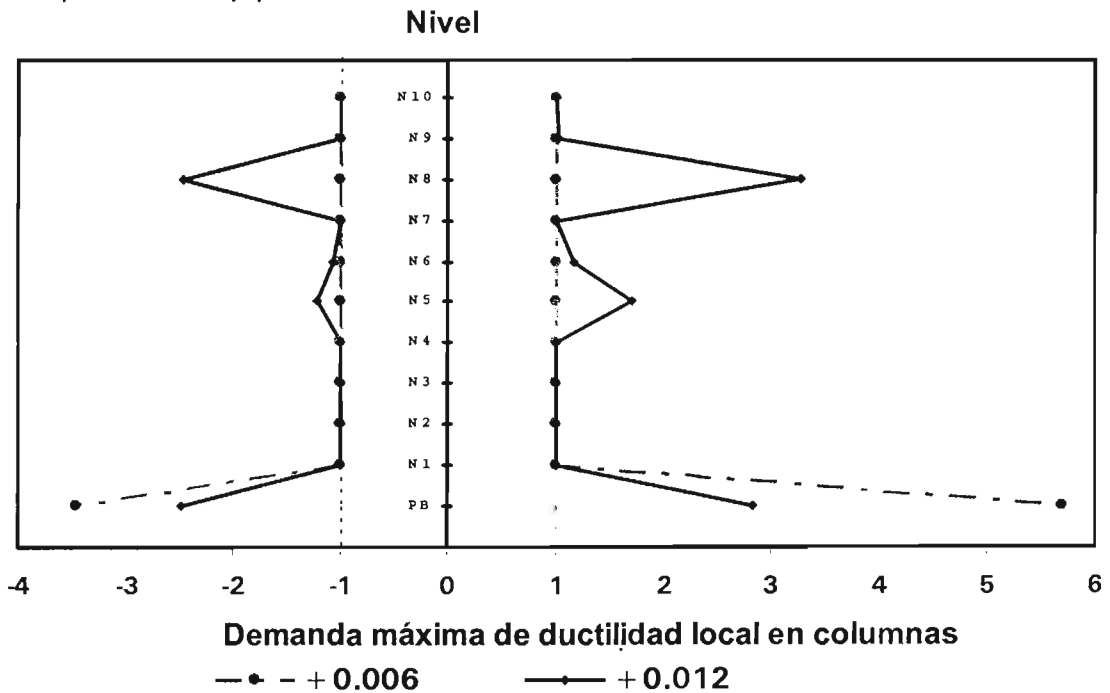
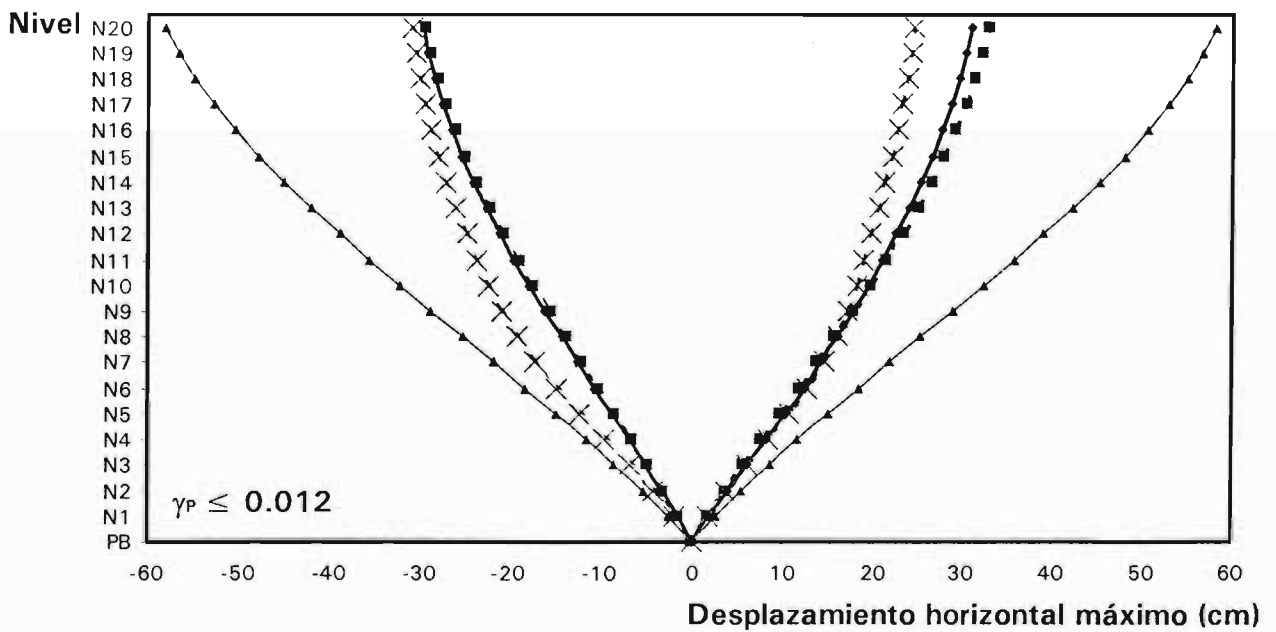
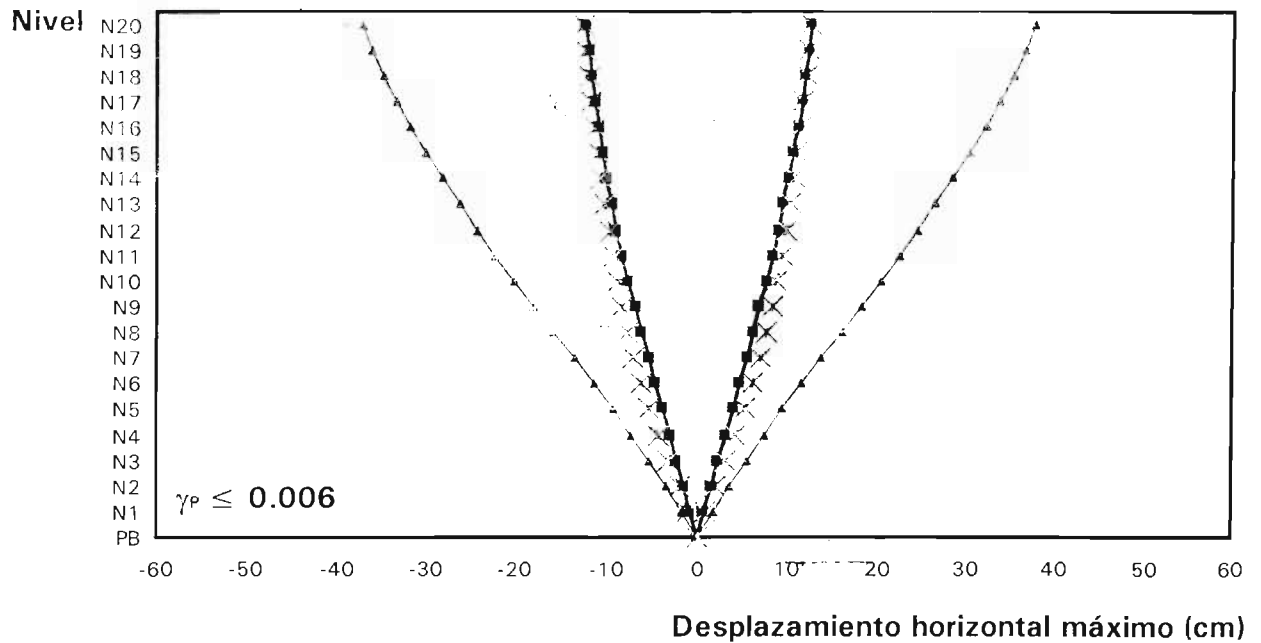
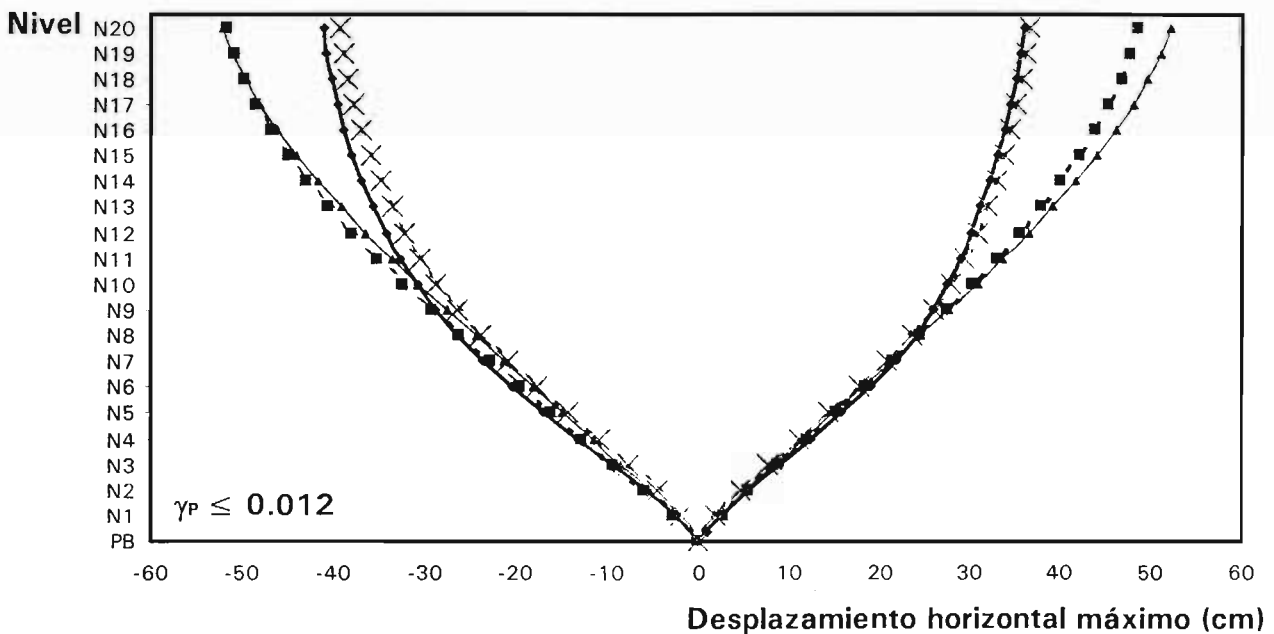
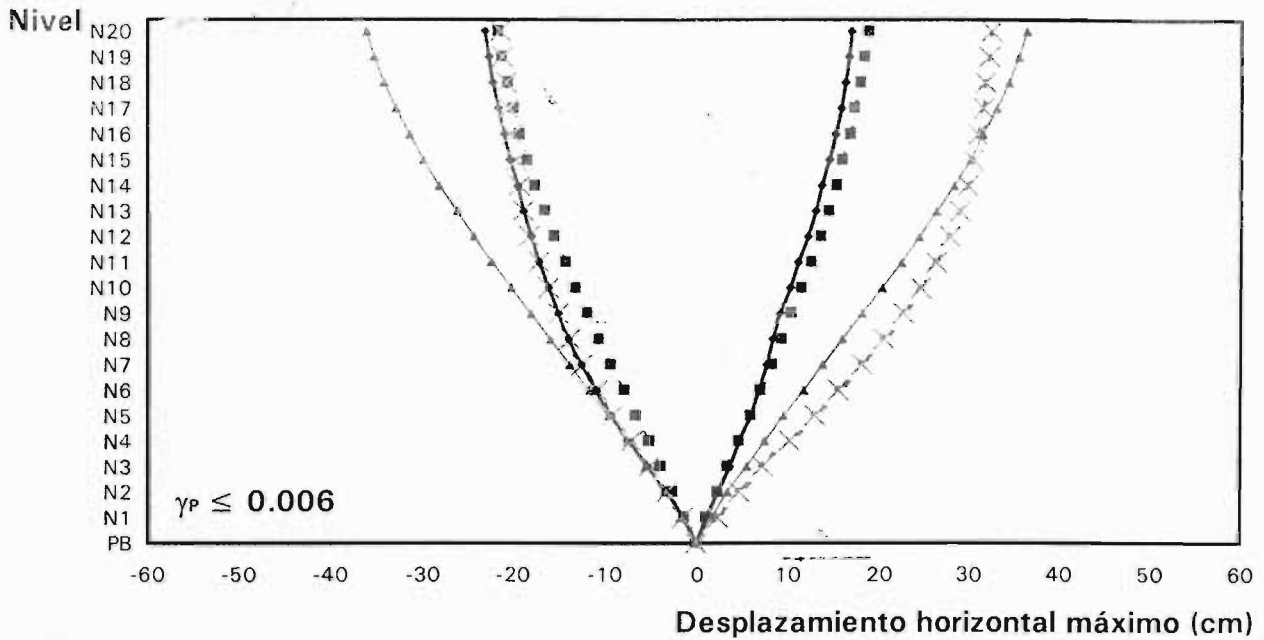


Fig 4.75 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en columnas, análisis sísmico paso a paso (inelástico, resistencias nominales), casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



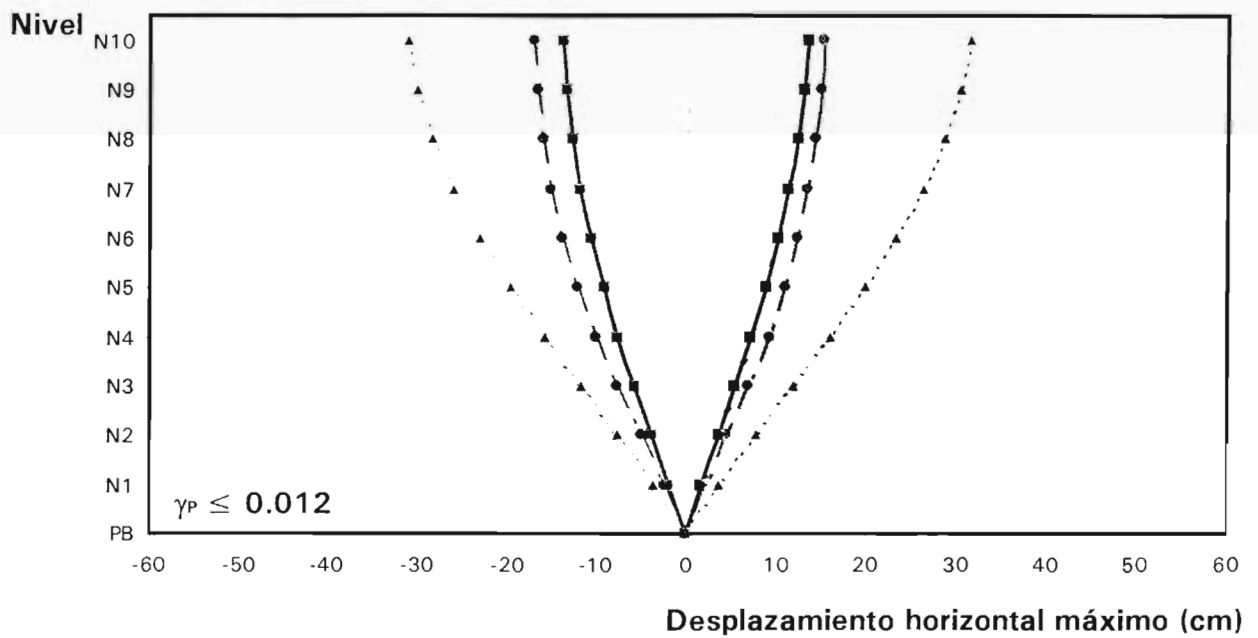
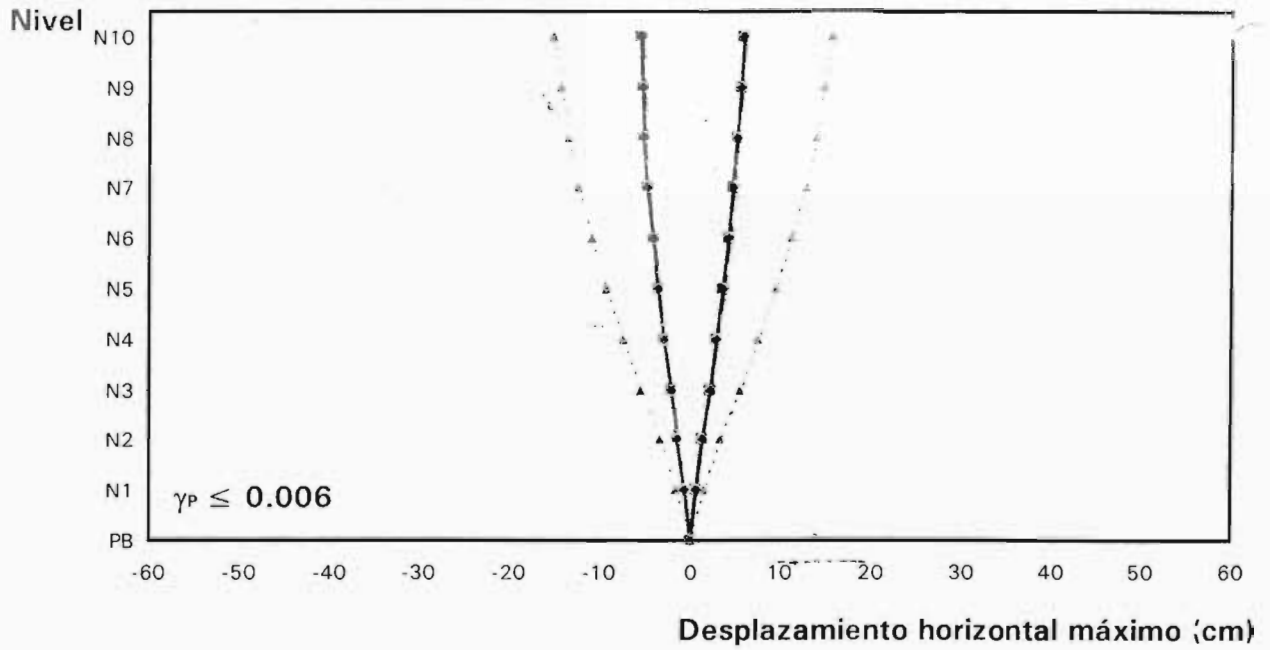
- -■ - Elástico
- -× - Inelástico, resistencias nominales
- Inelástico, sobre-resistencias
- ▲— Espectro x Q = 4

Fig 4.76 Comparación de desplazamientos horizontales máximos de los análisis paso a paso (inelástico, sin y con sobre-resistencias) contra los del diseño, casos A.1 y A.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



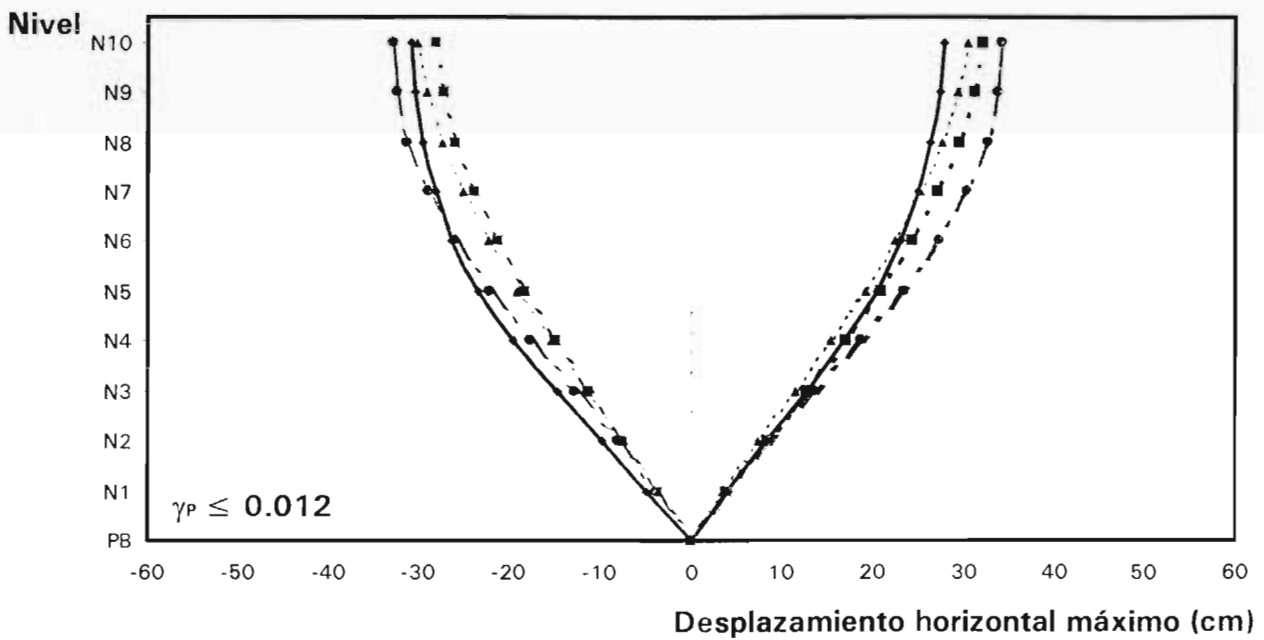
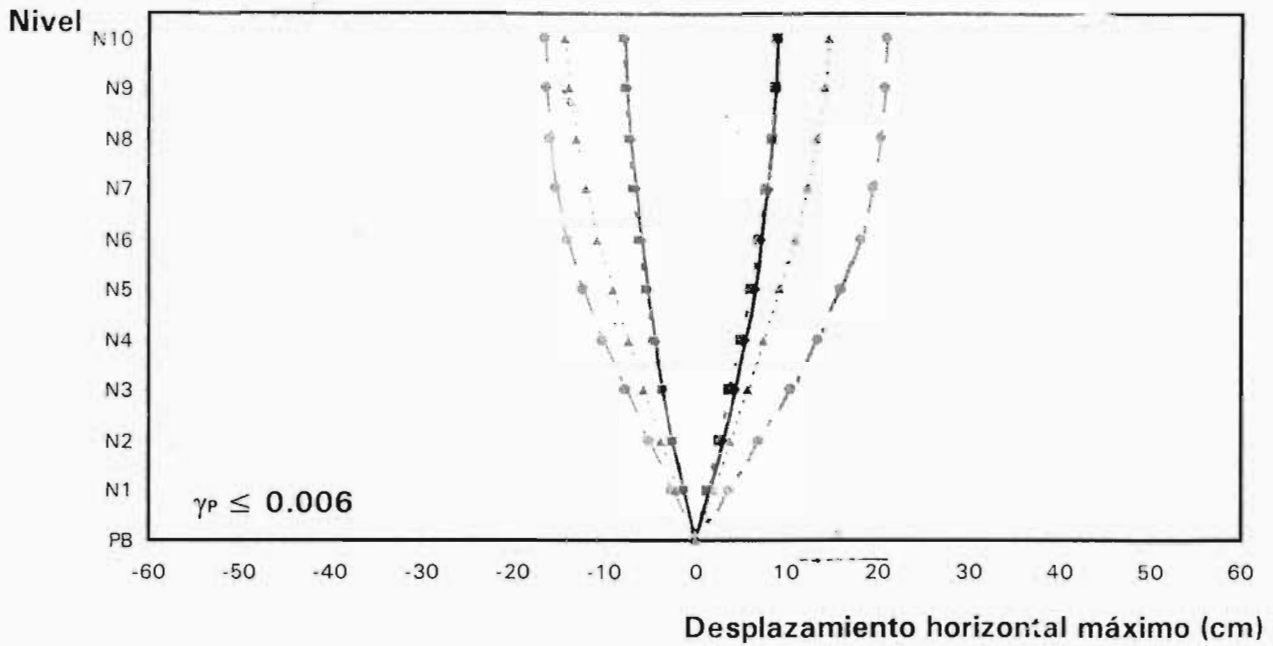
- -■ - Elástico
- -× - Inelástico, resistencias nominales
- Inelástico, sobre-resistencias
- ▲— Espectro x Q = 4

Fig 4.77 Comparación de desplazamientos horizontales máximos de los análisis paso a paso (inelástico, sin y con sobre-resistencias) contra los del diseño, casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



- -■- - Elástico
- -◆- - Inelástico, resistencias nominales
- -●- - Inelástico, sobre-resistencias
- ...▲... Espectro x Q=4

Fig 4.78 Comparación de desplazamientos horizontales máximos de los análisis paso a paso (inelástico, sin y con sobre-resistencias) contra los del diseño, casos C.1 y C.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



- -■ - Elástico
- -● - Inelástico, resistencias nominales
- -▲ - Inelástico, sobre-resistencias
- -▲ - Espectro x Q=4

Fig 4.79 Comparación de desplazamientos horizontales máximos de los análisis paso a paso (inelástico, sin y con sobre-resistencias) contra los del diseño, casos D.1 y D.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

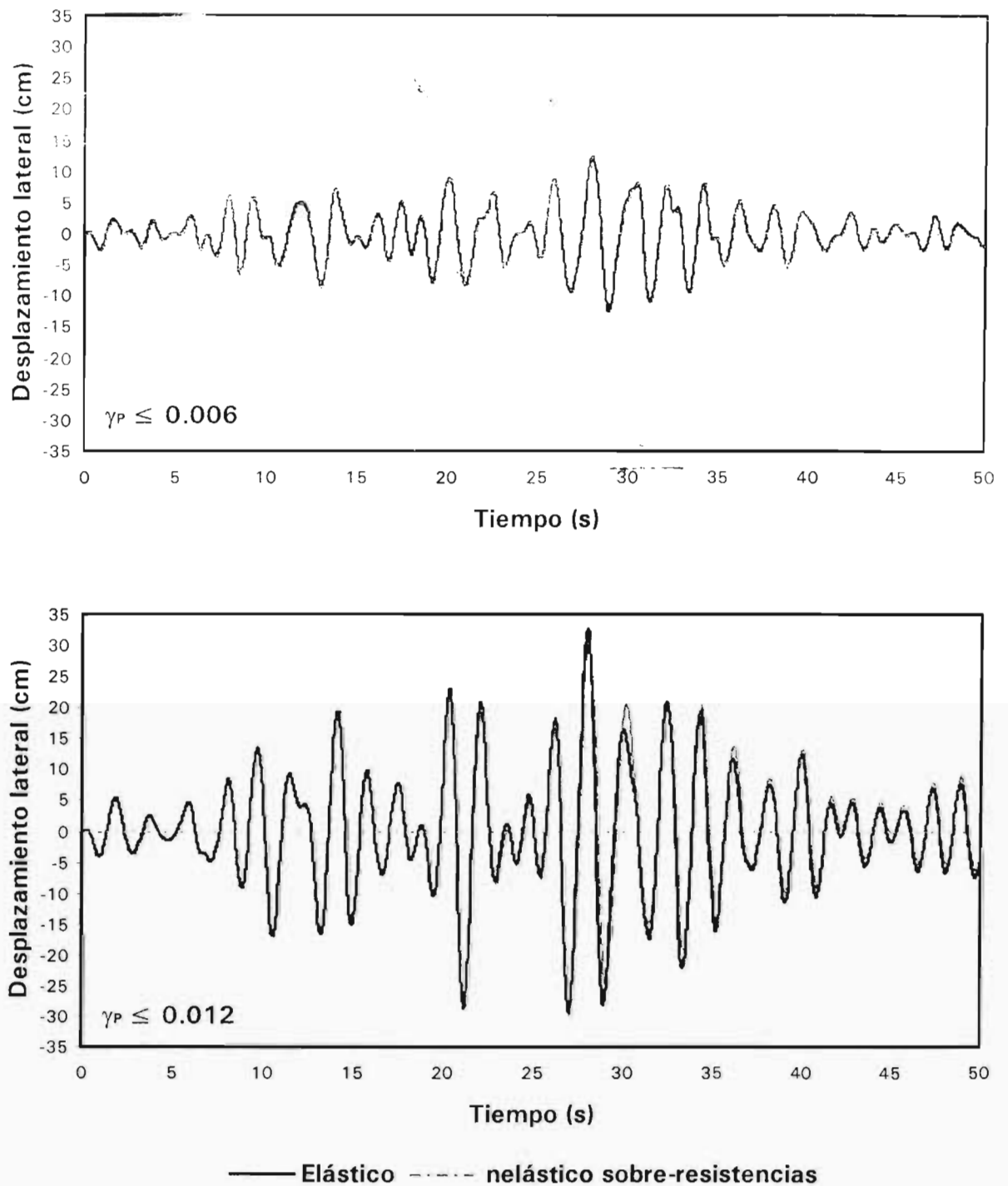
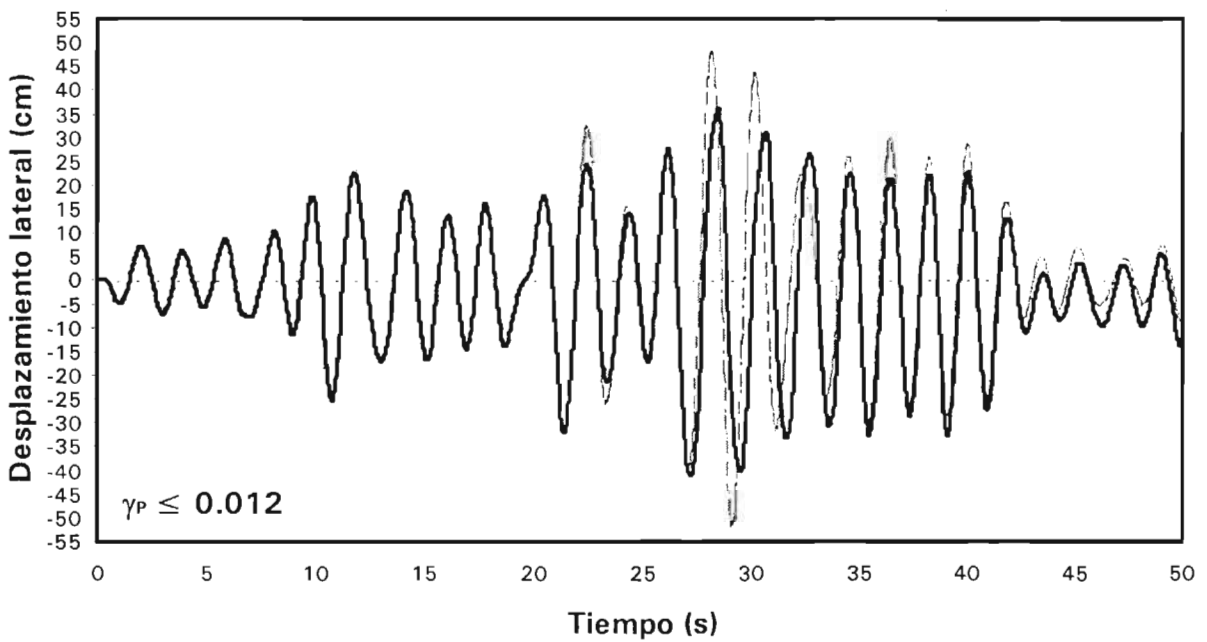
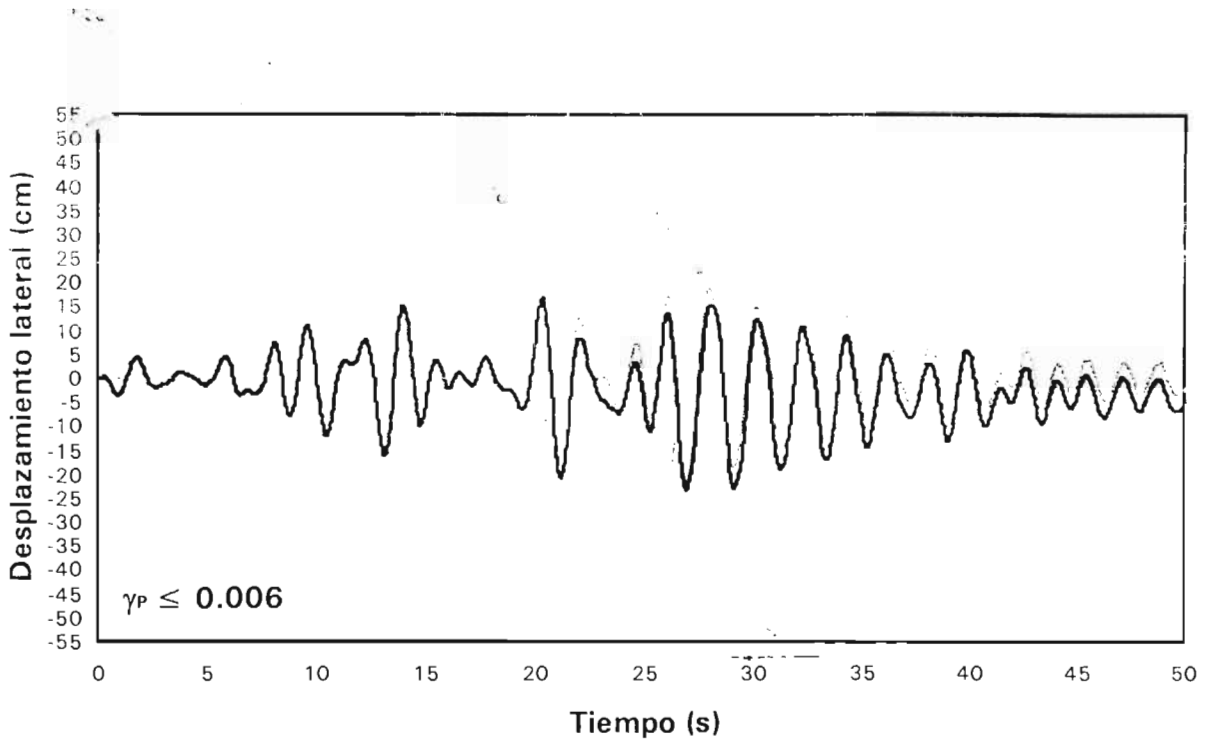


Fig 4.80 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea de los análisis dinámicos paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



----- Elástico ——— nelástico sobre-resistencia

Fig 4.81 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea de los análisis dinámicos paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencia, casos B.1 y B.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

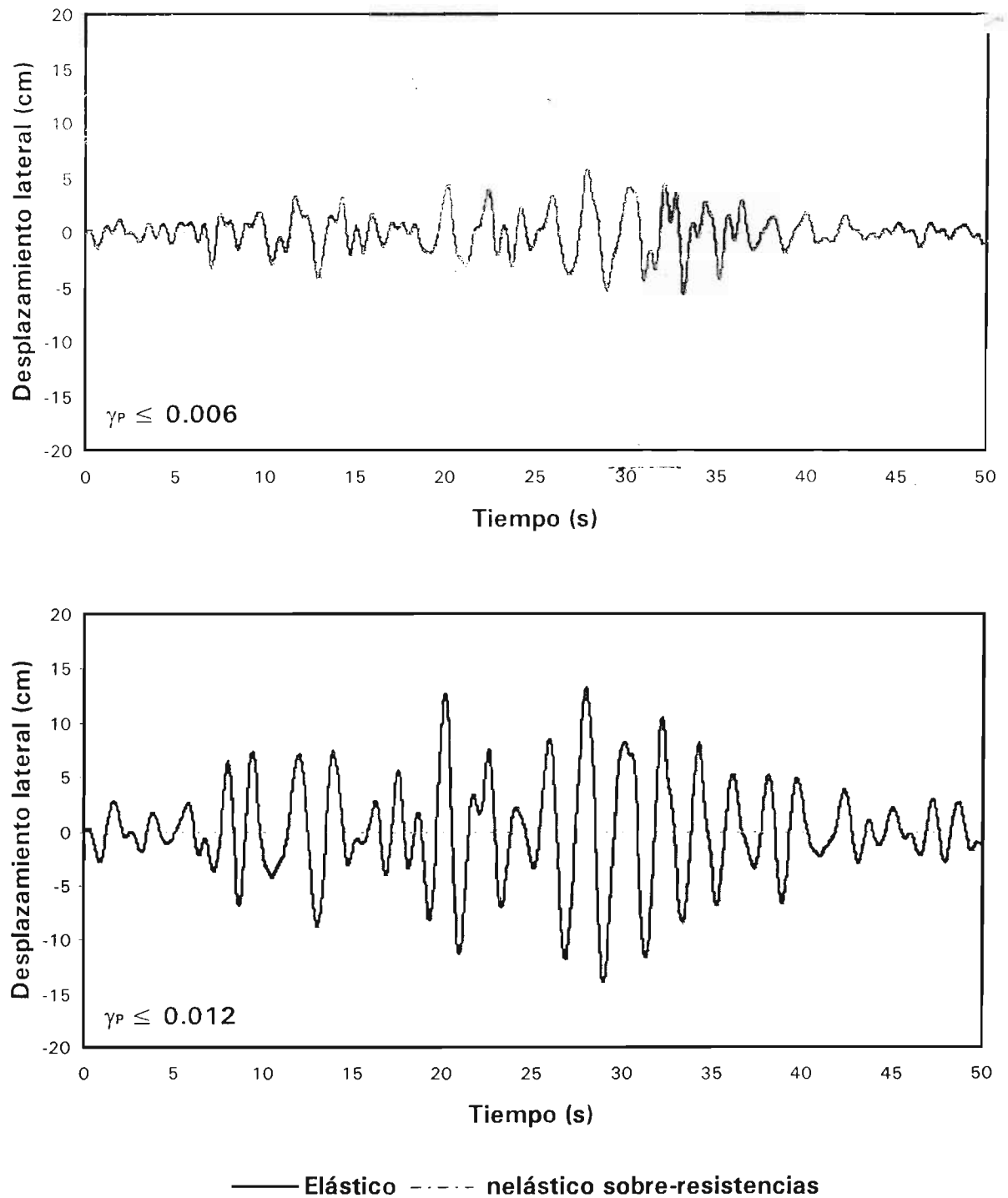
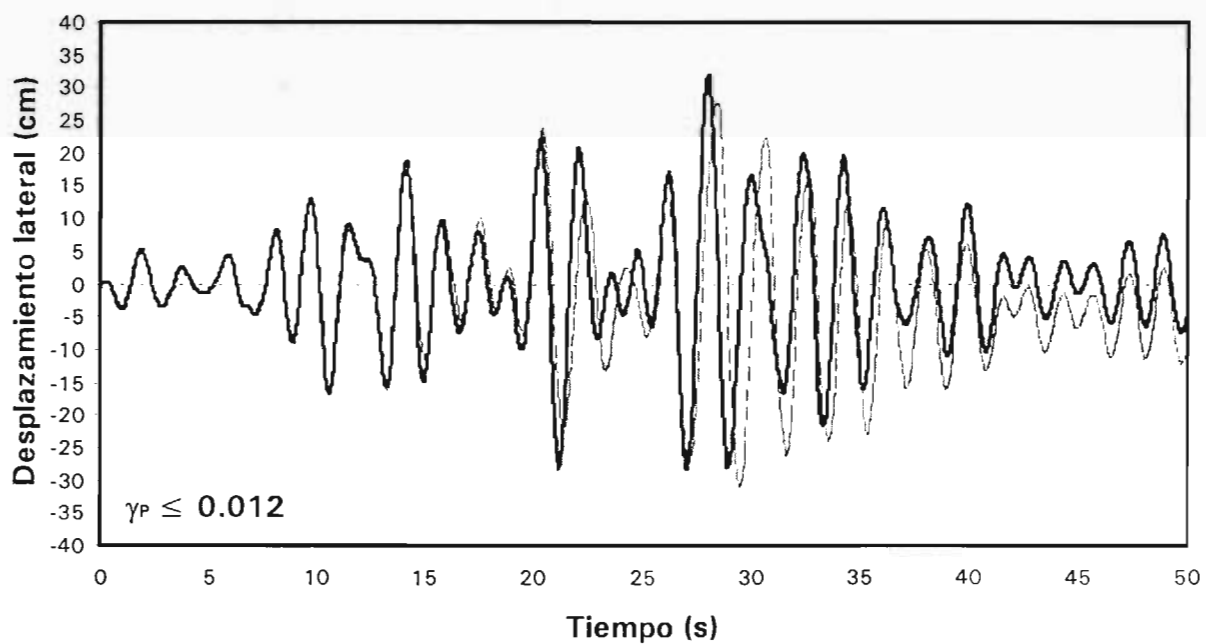
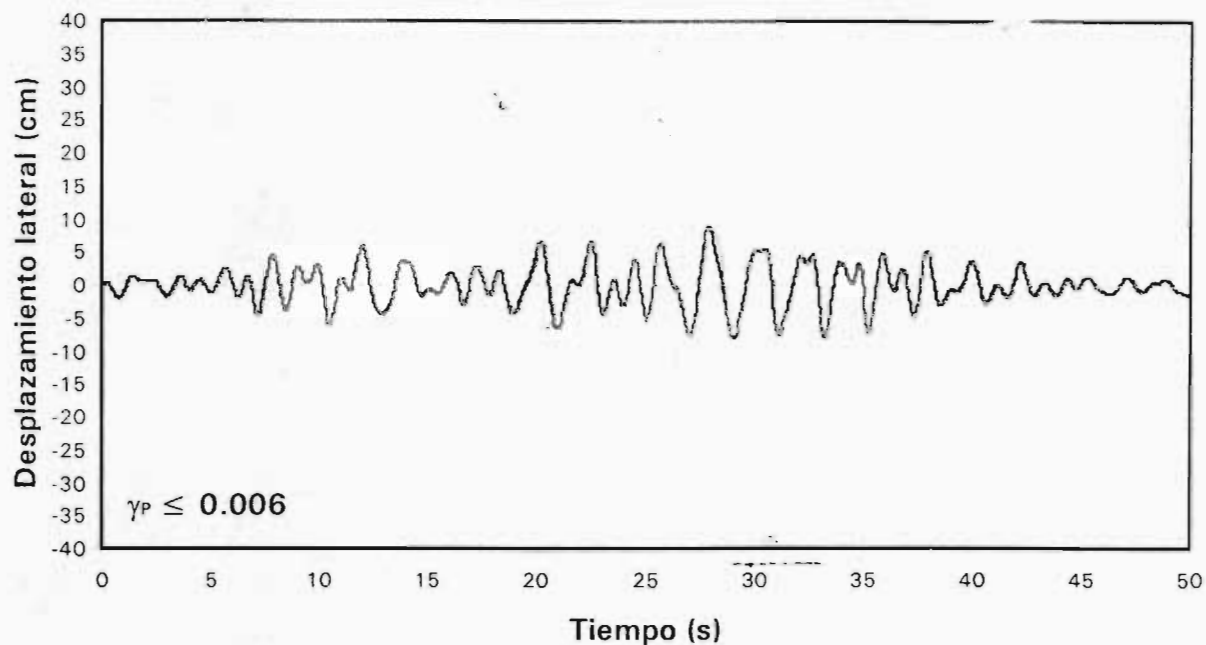
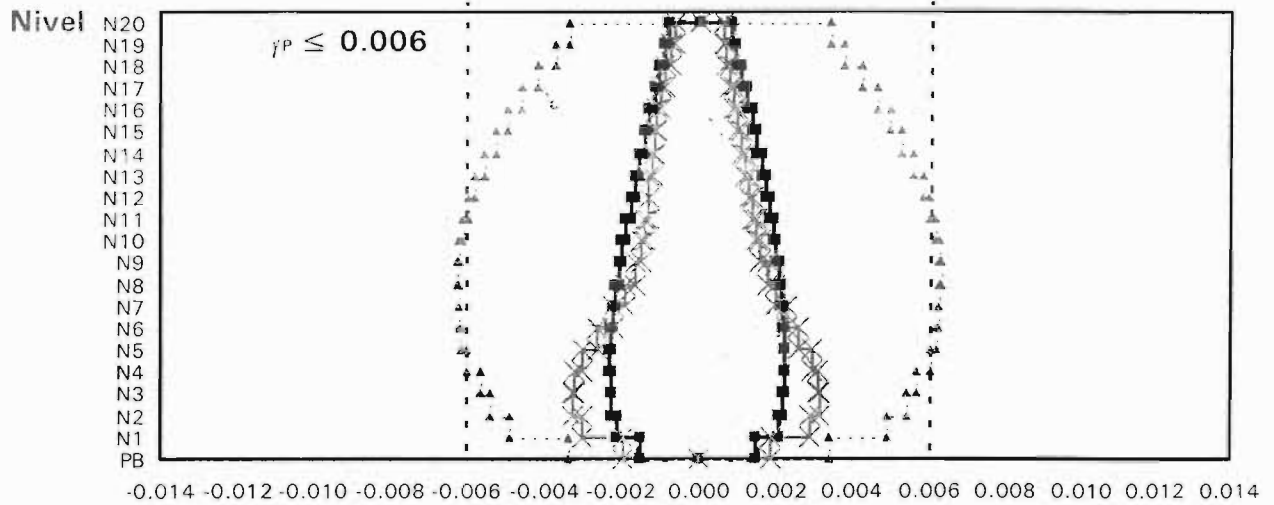


Fig 4.82 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea de los análisis dinámicos paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, casos C.1 y C.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

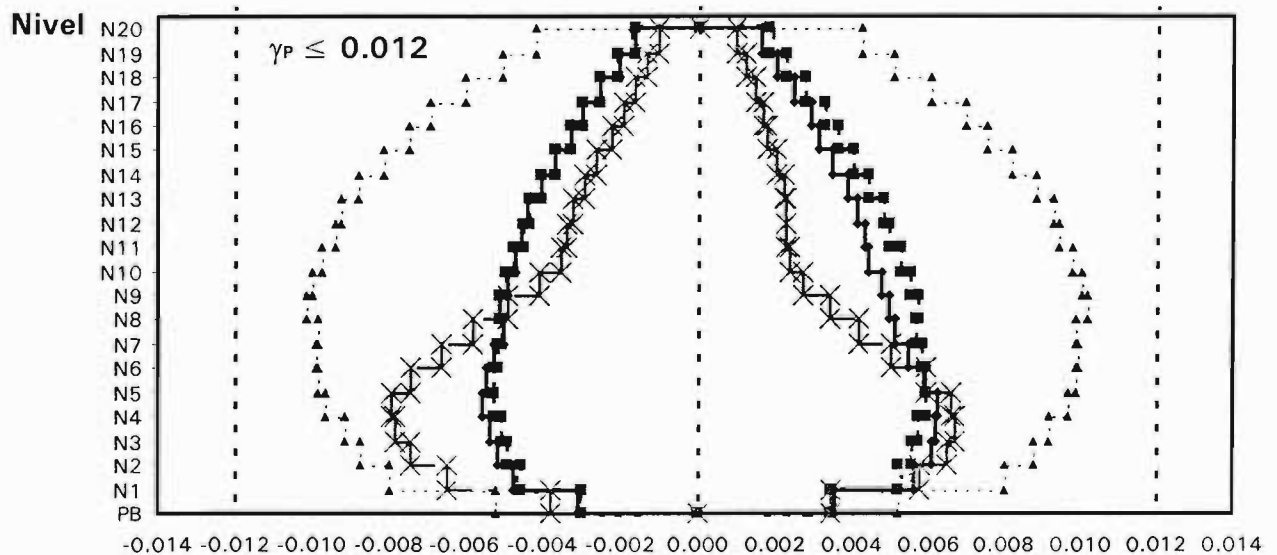


— Elástico - - - - Inelástico sobre-resistencia

Fig 4.83 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea de los análisis dinámicos paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencia, casos D.1 y D.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



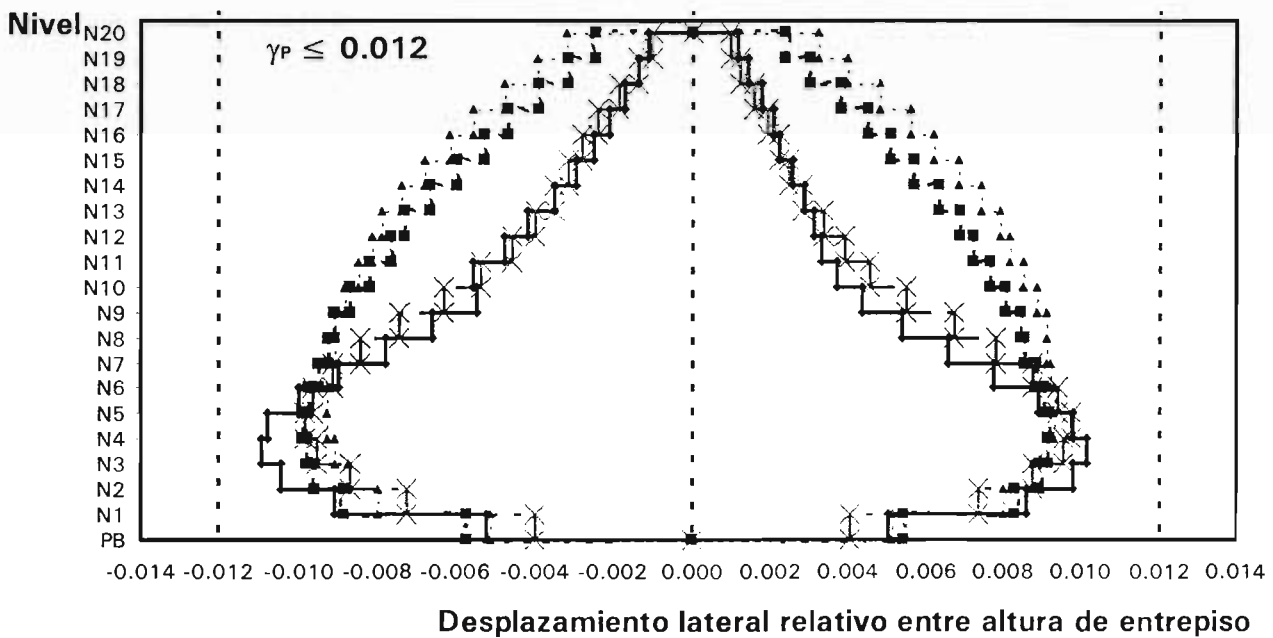
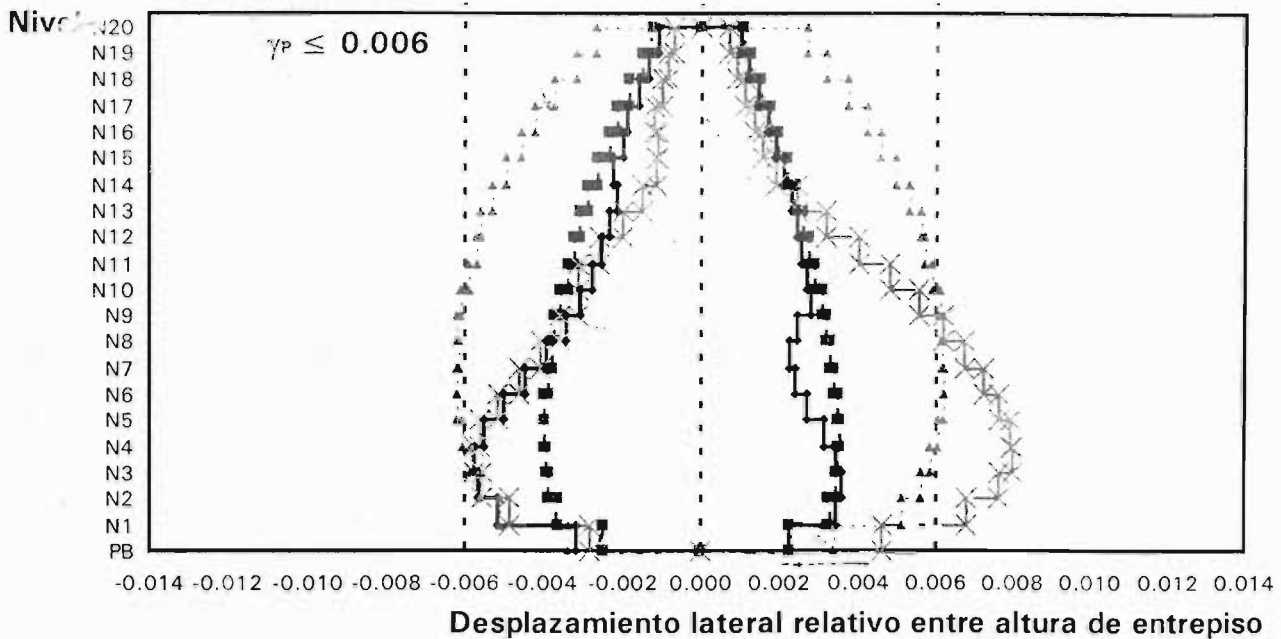
Desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso



Desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

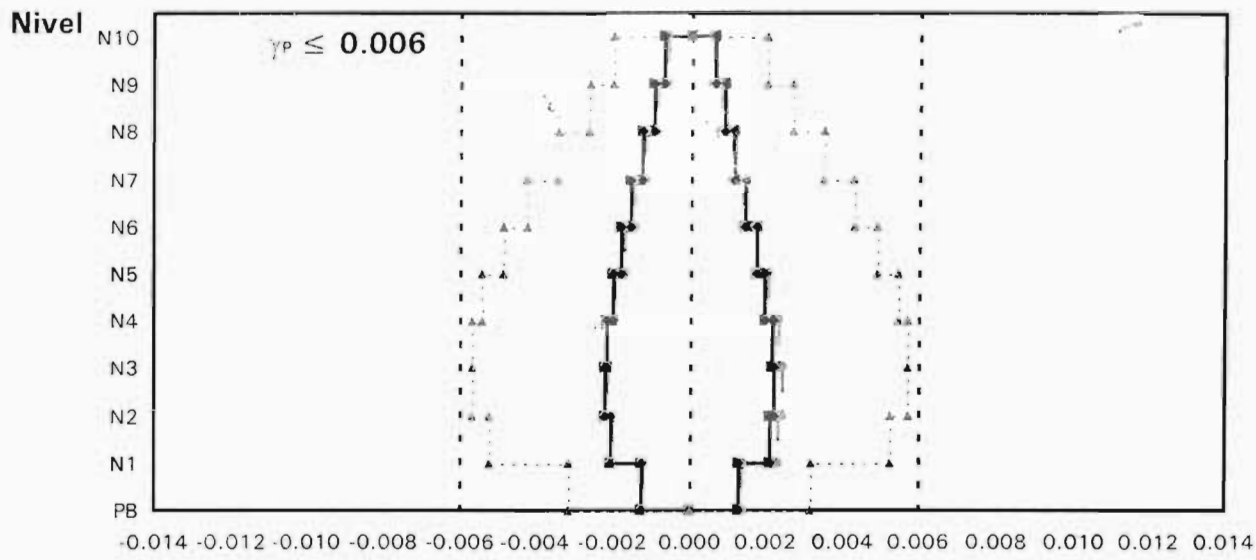
- -■ - Elástico
- ×— Inelástico, resistencias nominales
- Inelástico, sobre-resistencias
- ▲···· Espectro x Q = 4

Fig 4.84 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis sísmicos paso a paso (inelástico, sin y con sobre-resistencias) contra los de diseño (estado límite de falla), casos A.1 y A.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

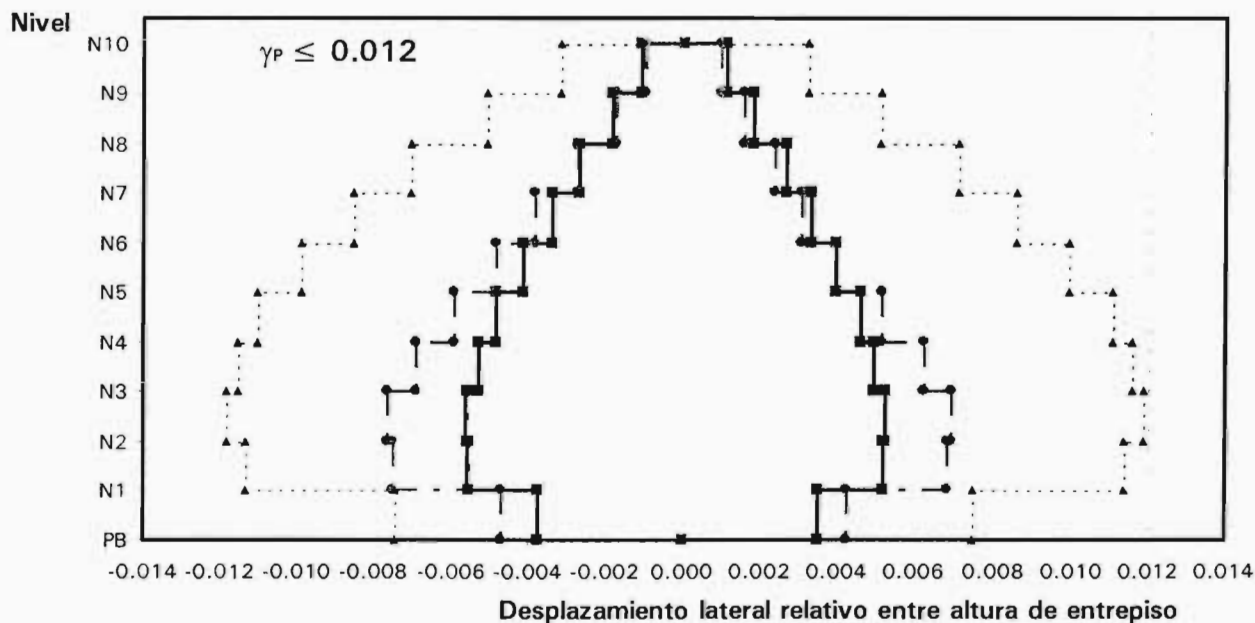


- -■ - Elástico
- ×— Inelástico, resistencias nominales
- ▲— Inelástico, sobre-resistencias
- ▲--- Espectro x Q = 4

Fig 4.85 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis sísmicos paso a paso (inelástico, sin y con sobre-resistencias) contra los de diseño (estado límite de falla), casos B.1 y B.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



Desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso



- -■ - - Elástico
- Inelástico, resistencias nominales
- Inelástico, sobre-resistencias
- ⋯▲⋯ Espectro x Q = 4

Fig 4.86 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis sísmicos paso a paso (inelástico, sin y con sobre-resistencias) contra los de diseño (estado límite de falla), casos C.1 y C.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

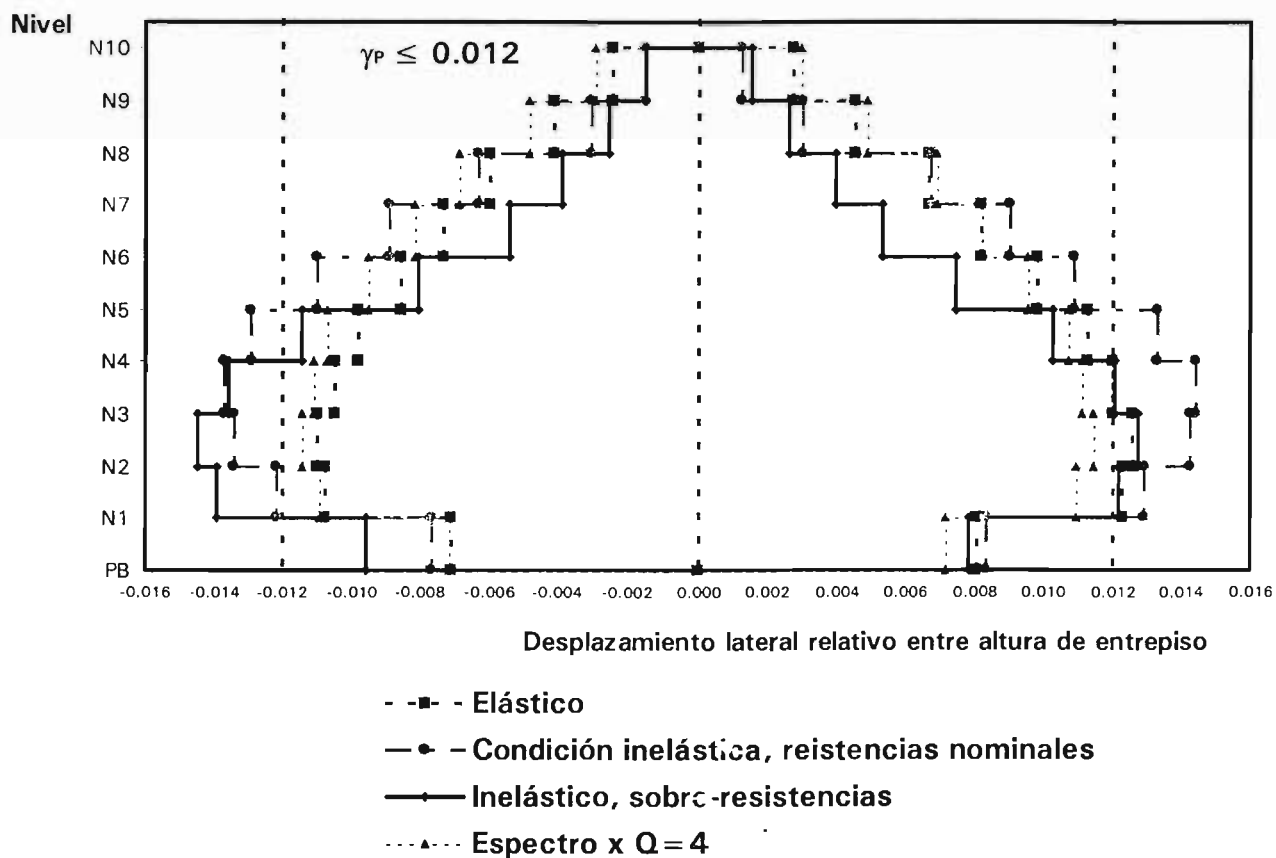
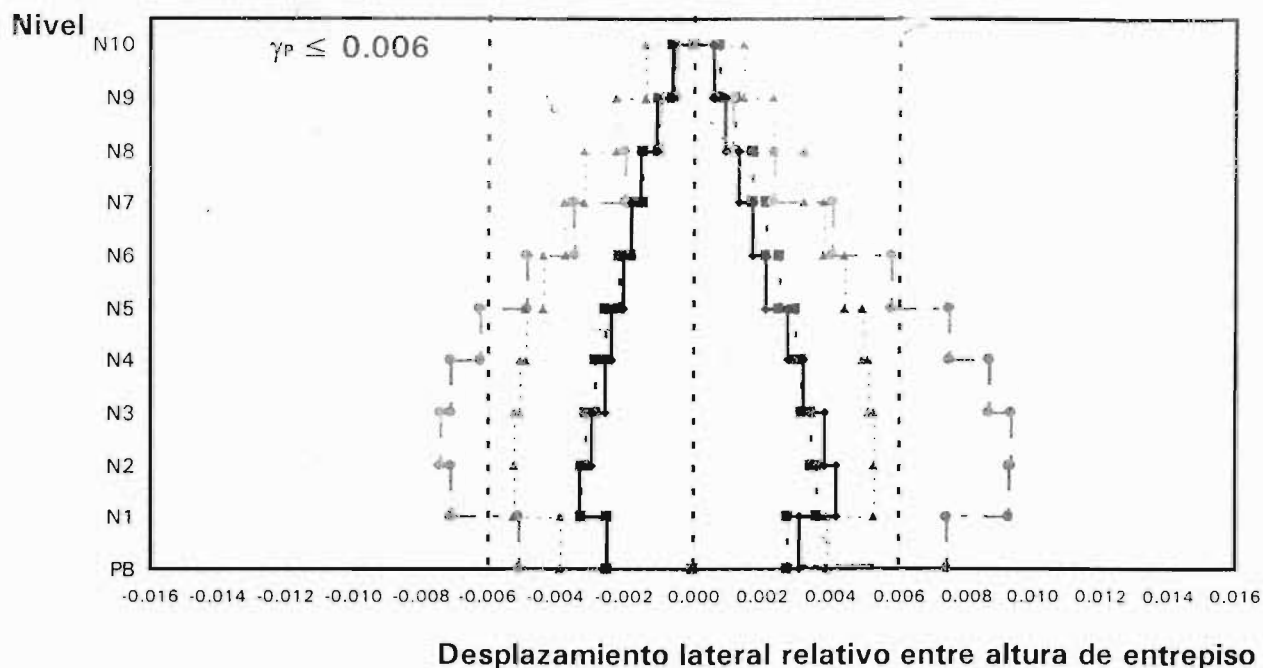
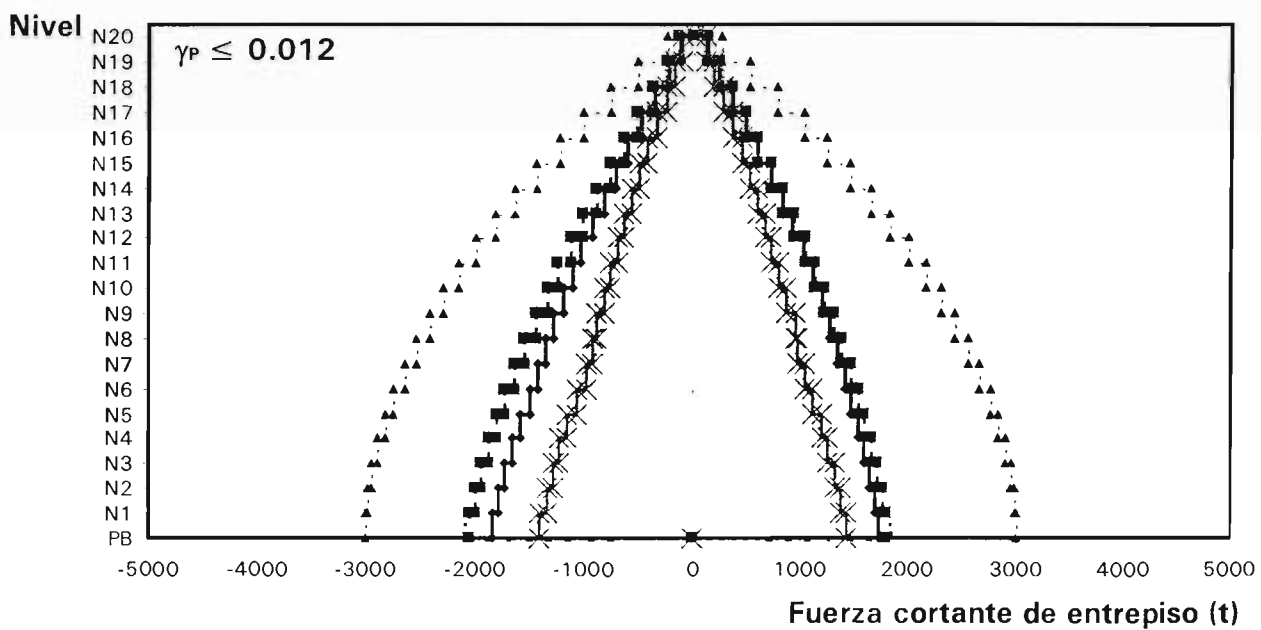
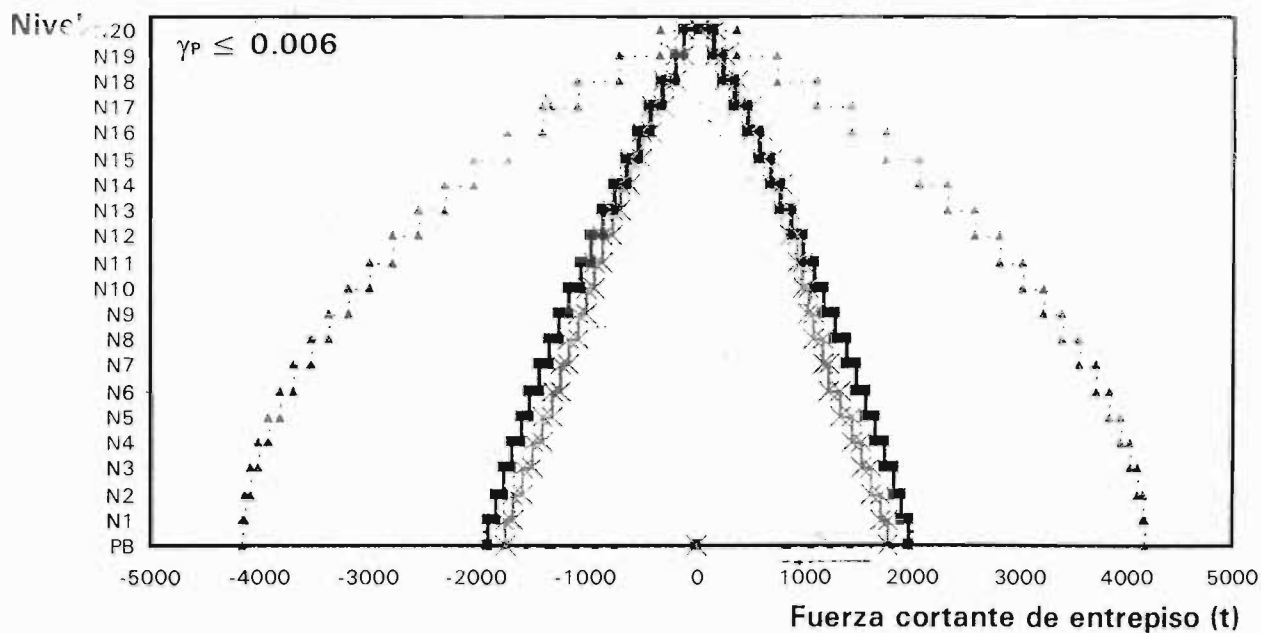


Fig 4.87 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis sísmicos paso a paso (inelástico, sin y con sobre-resistencias) contra los de diseño (estado límite de falla), casos D.1 y D.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



- -■ - Condición elástica
- ×— Condición inelástica, resistencias nominales
- Condición inelástica, sobre-resistencias
- ...▲... Espectro

Fig 4.88 Comparación de cortantes de entrepiso de los análisis sísmicos paso a paso (inelástico, sin y con sobre-resistencias) contra los de diseño (estado límite de falla), casos A.1 y A.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

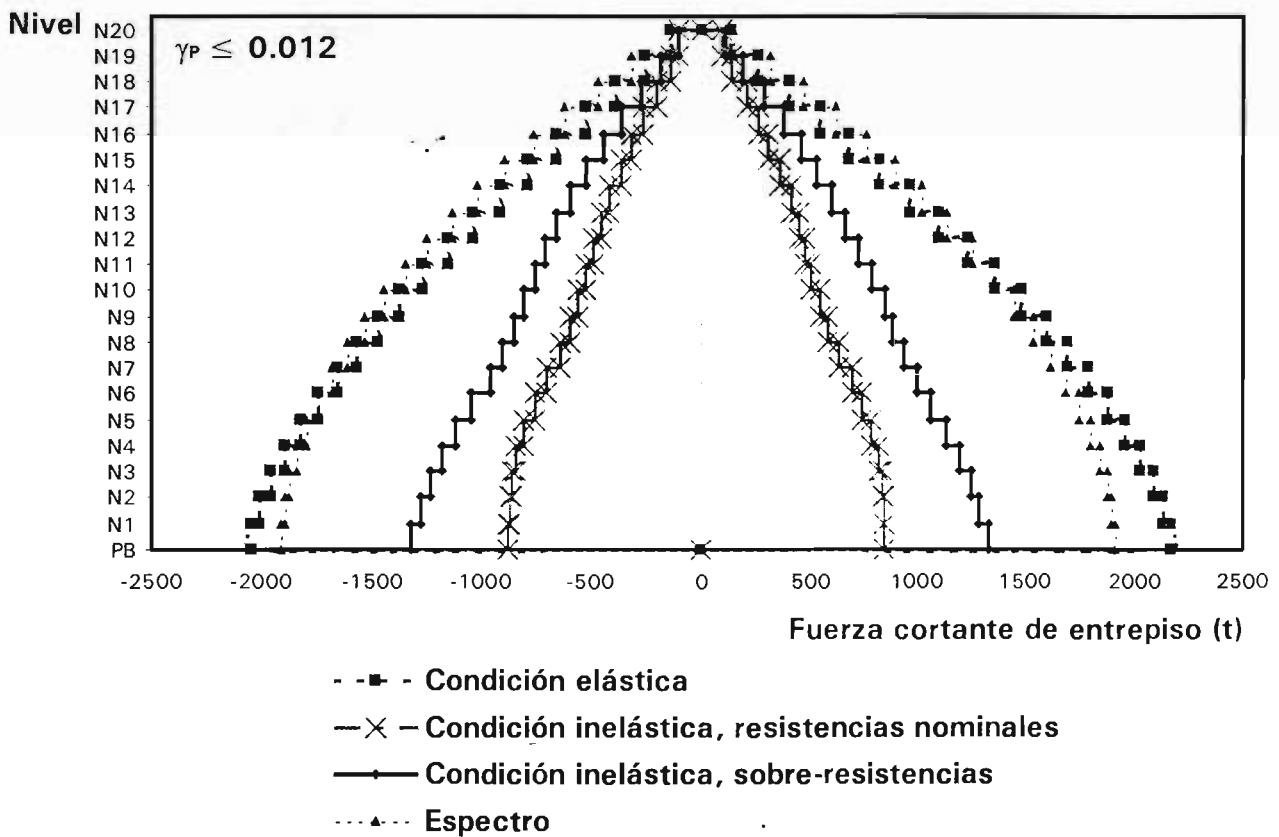
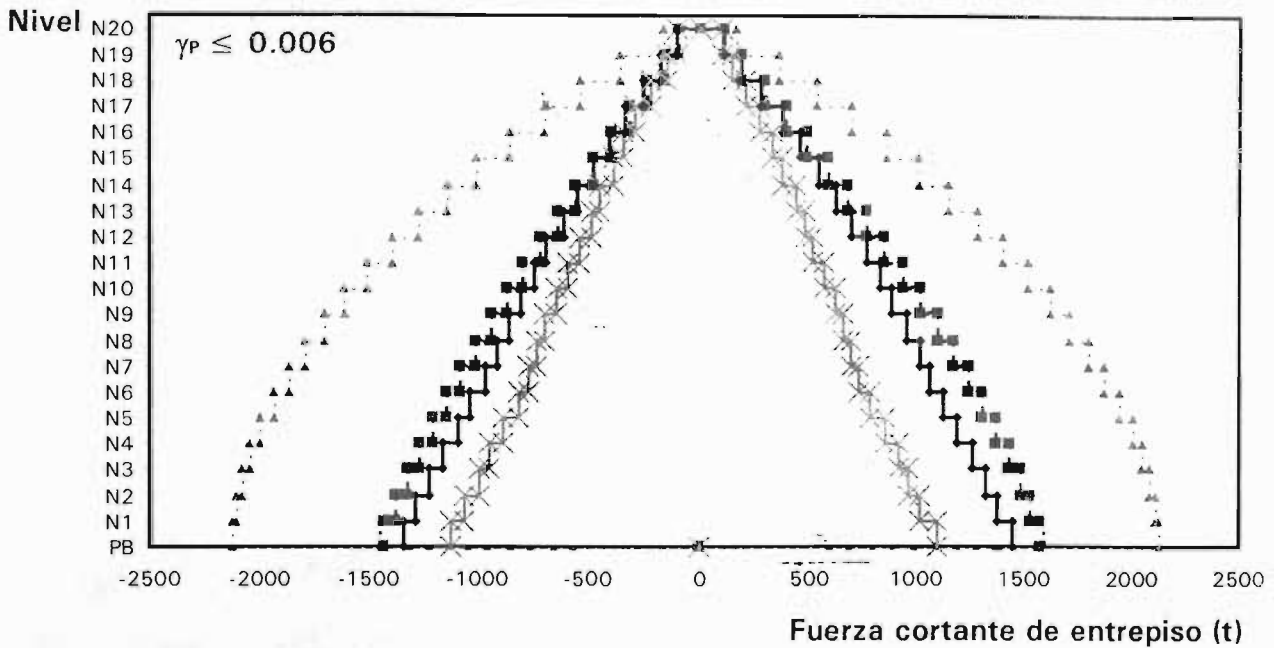
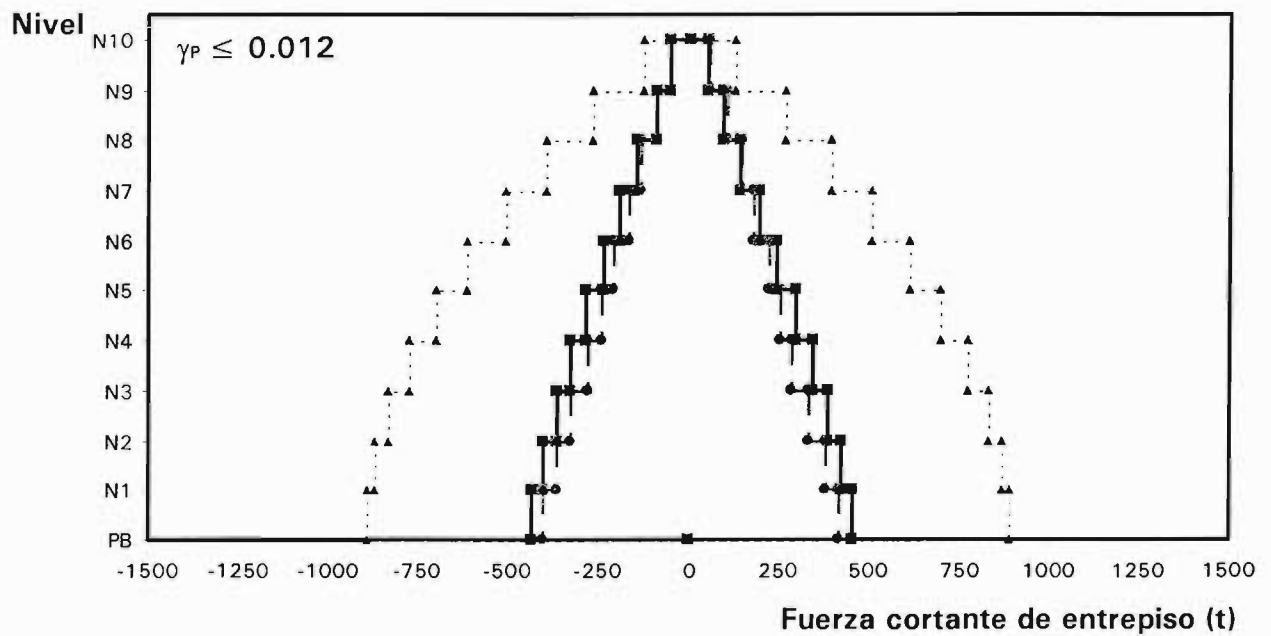
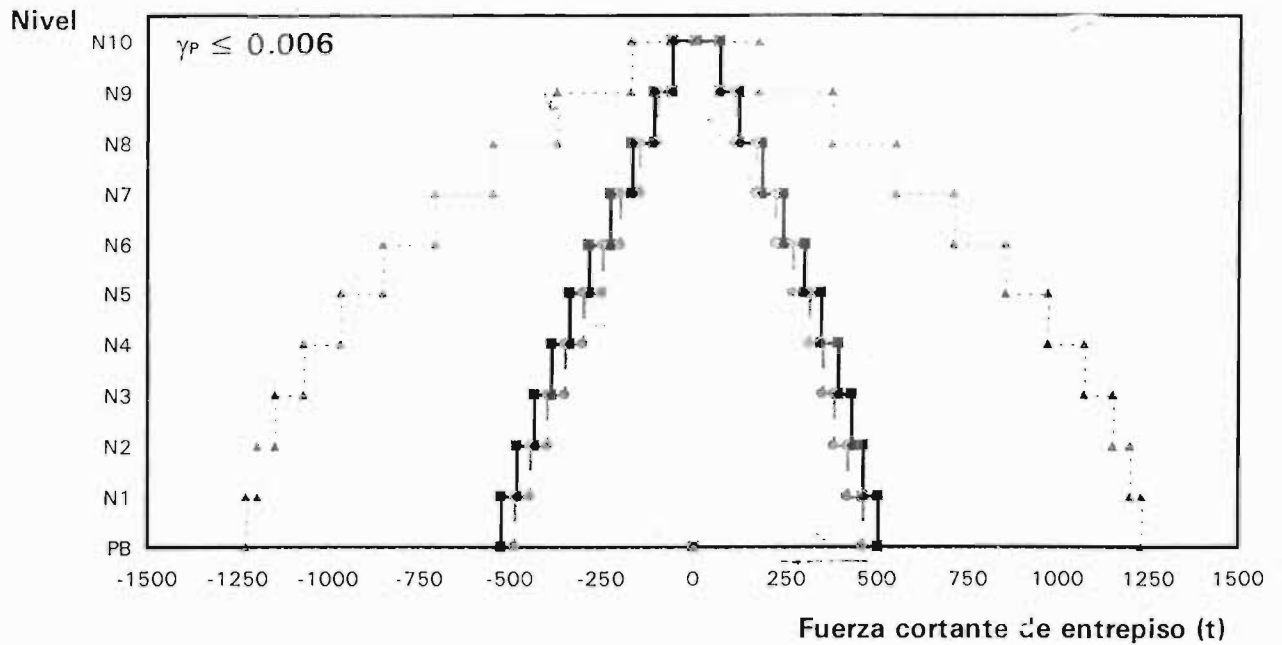


Fig 4.89 Comparación de cortantes de entrepiso de los análisis sísmicos paso a paso (inelástico, sin y con sobre-resistencias) contra los de diseño (estado límite de falla), casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



- ■ - Condición elástica
- ● - Condición inelástica, resistencias nominales
- ■ - Condición inelástica, sobre-resistencias
- ▲ - Espectro

Fig 4.90 Comparación de cortantes de entrepiso de los análisis sísmicos paso a paso (inelástico, sin y con sobre-resistencias) contra los de diseño (estado límite de falla), casos C.1 y C.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

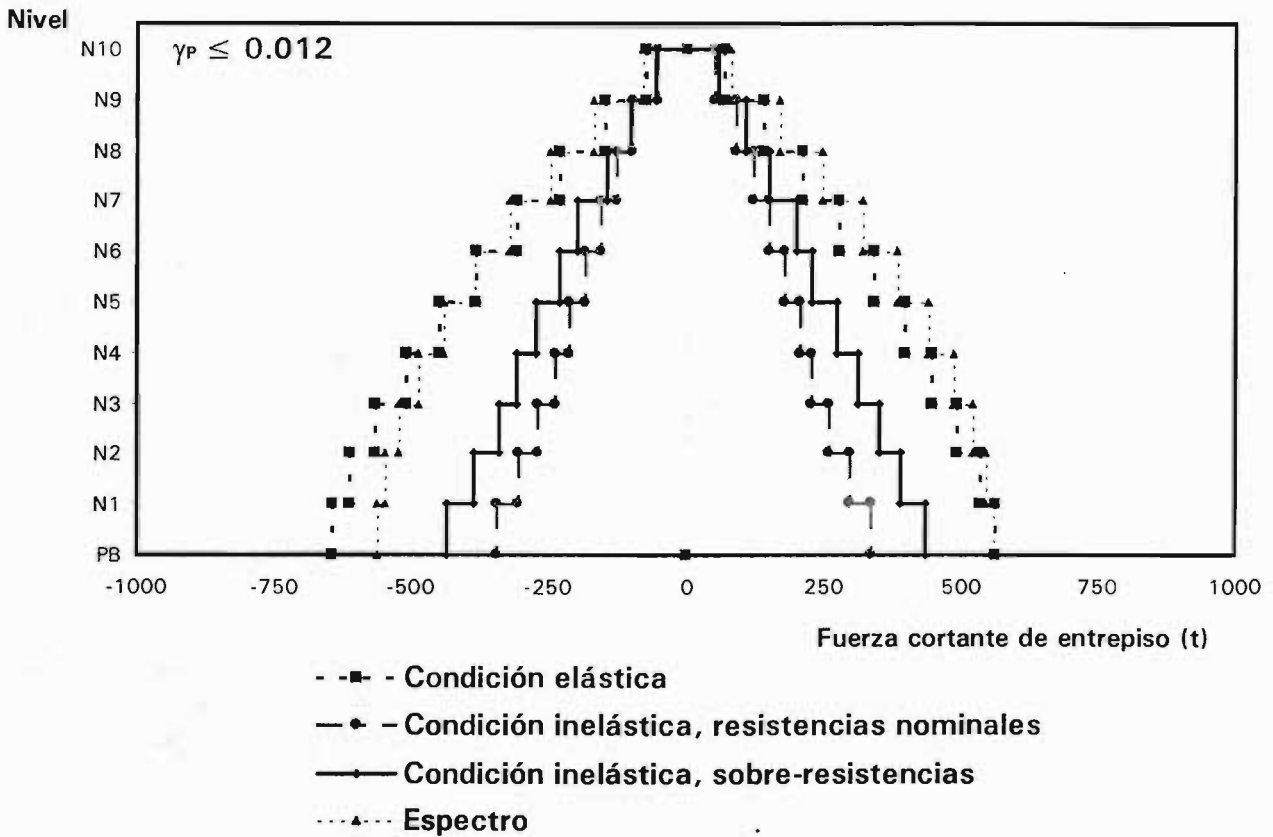
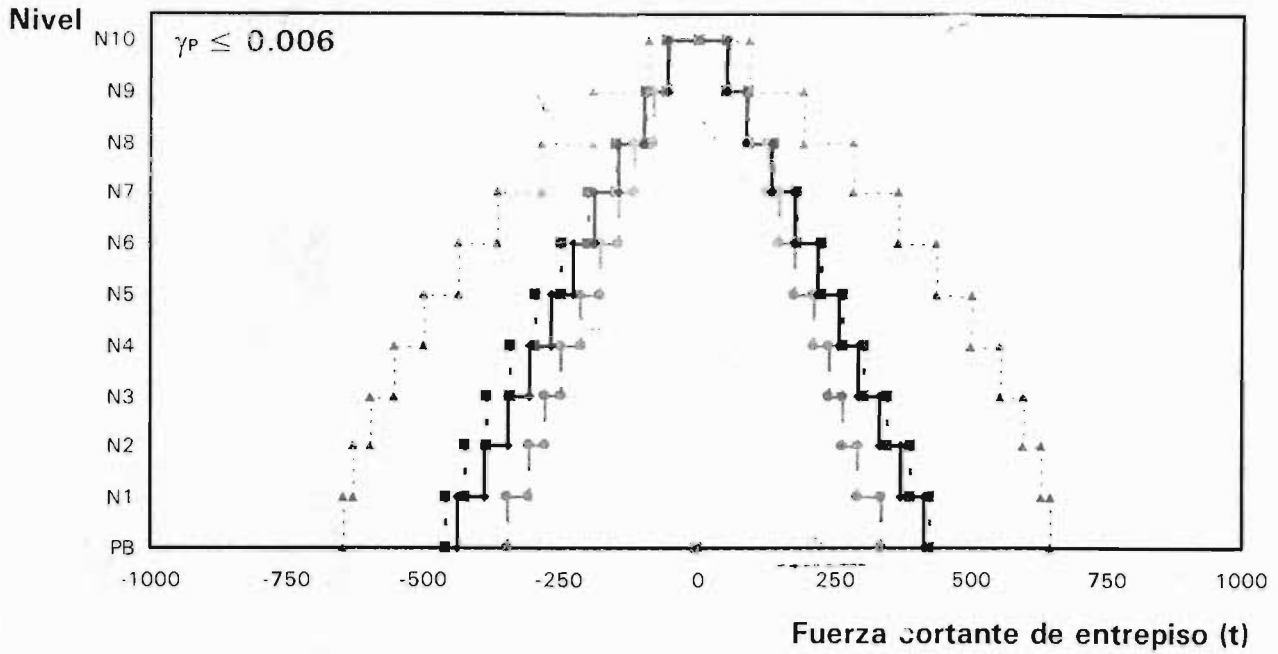
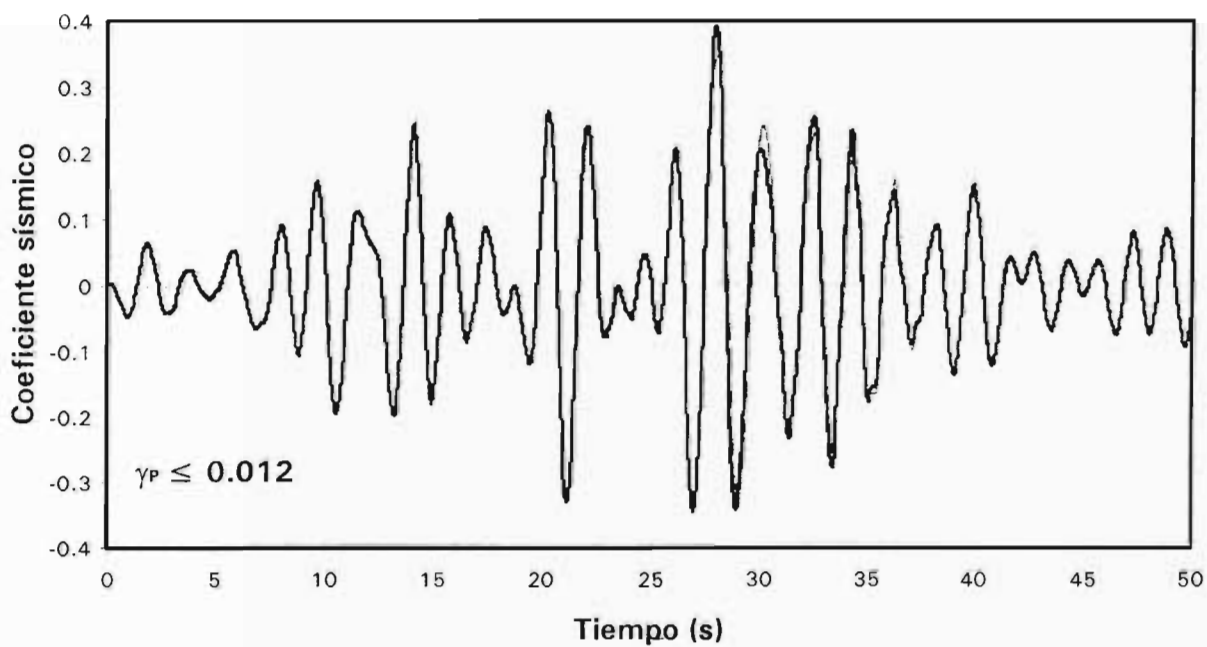
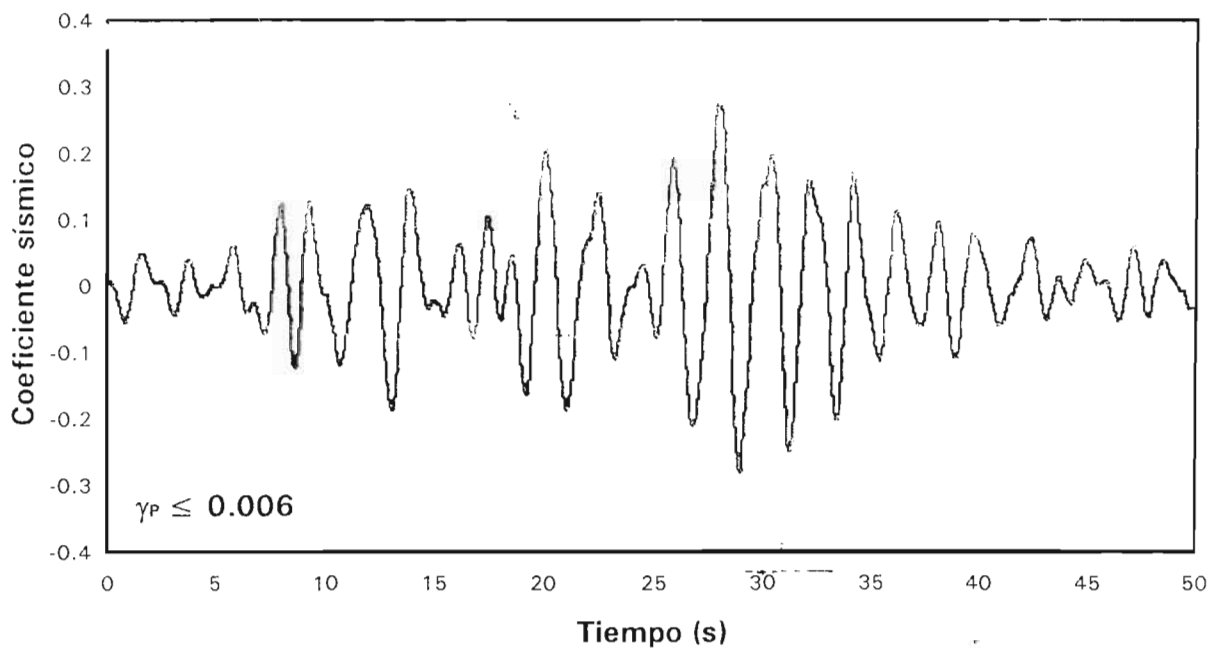
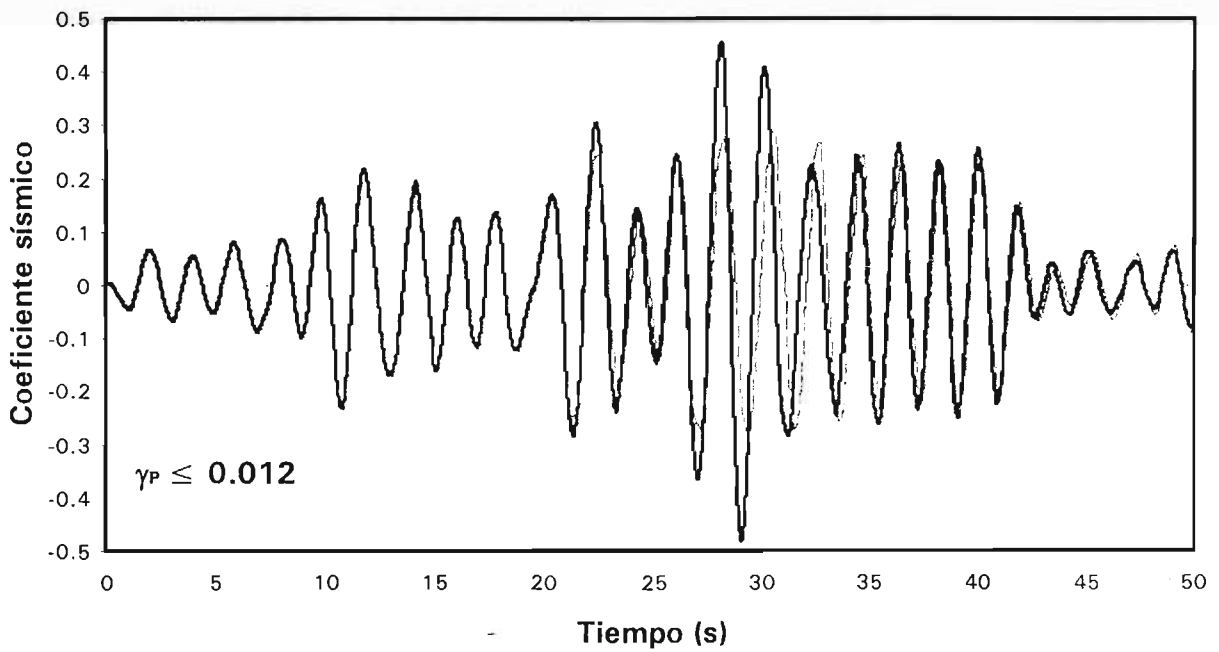
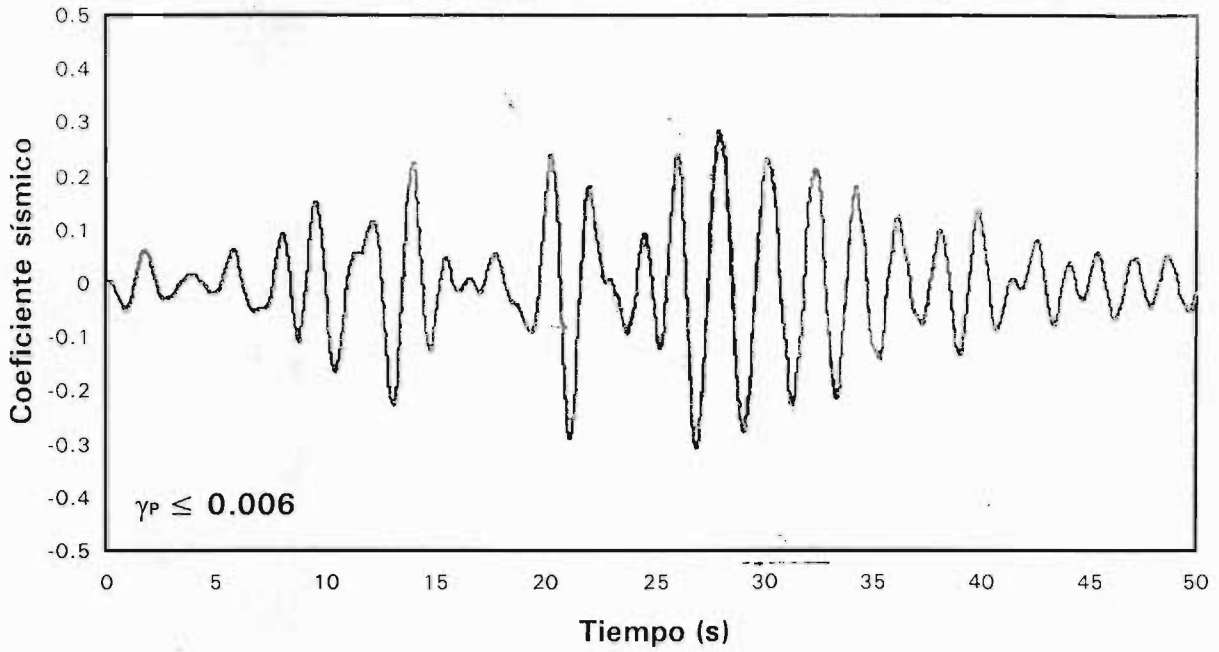


Fig 4.91 Comparación de cortantes de entrepiso de los análisis sísmicos paso a paso (inelástico, sin y con sobre-resistencias) contra los σ_e de diseño (estado límite de falla), casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



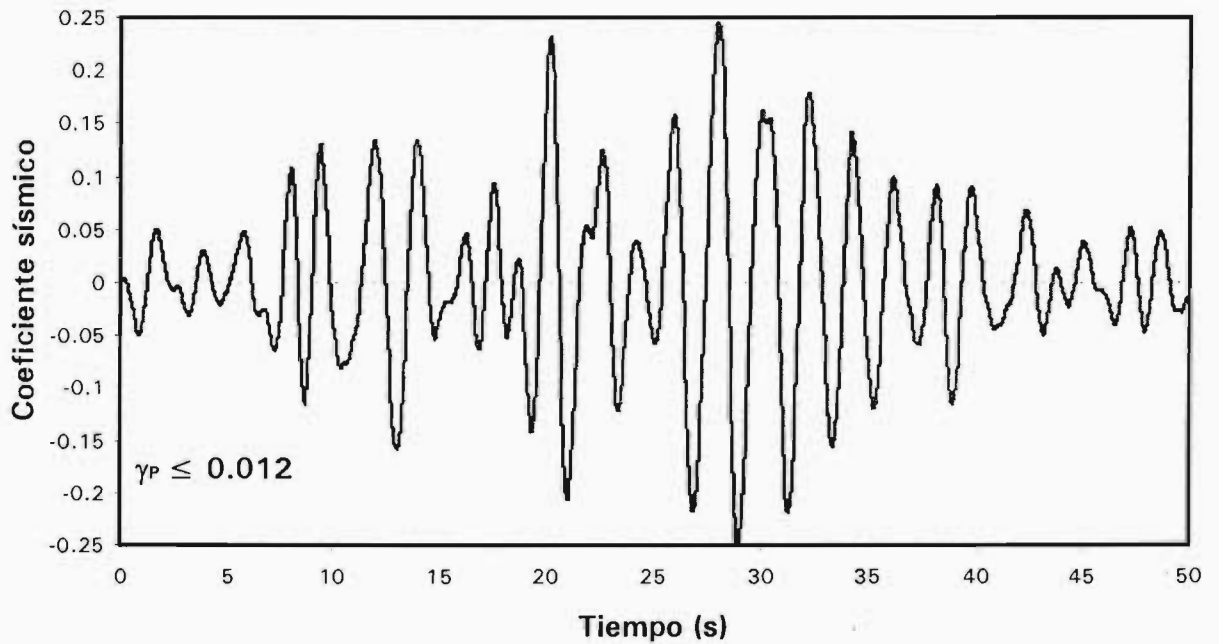
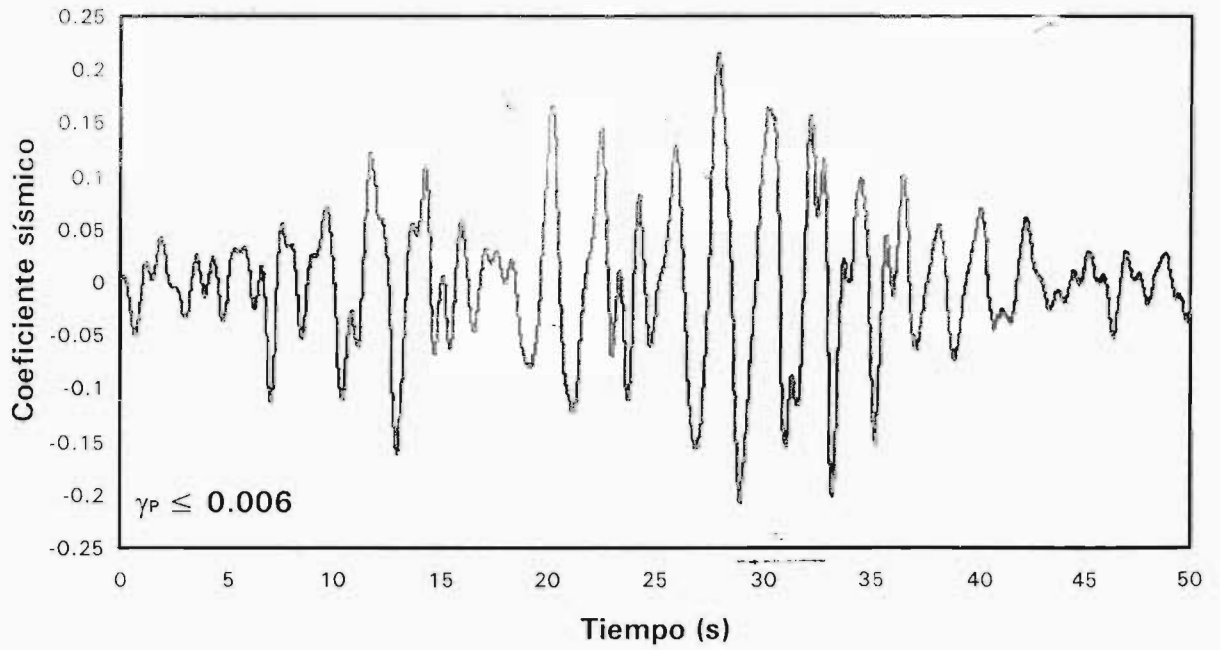
— Elástico - - - - - nelástico sobre-resistencias

Fig 4.92 Comparación de historias de coeficientes sísmicos de los análisis dinámicos paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



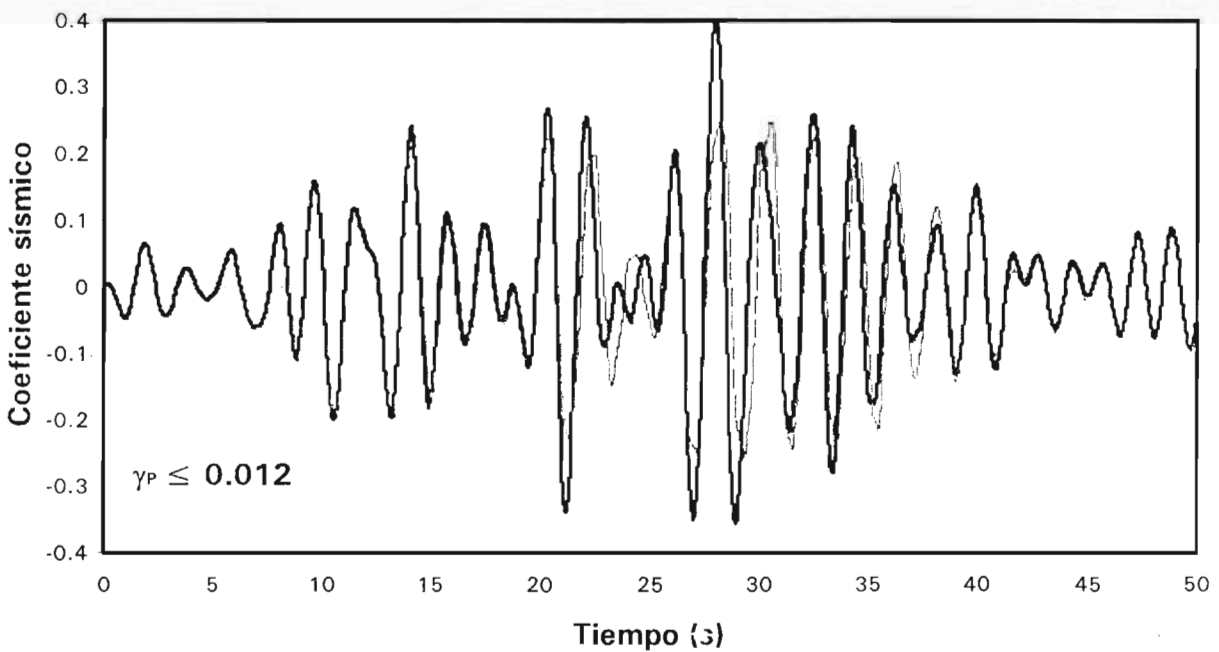
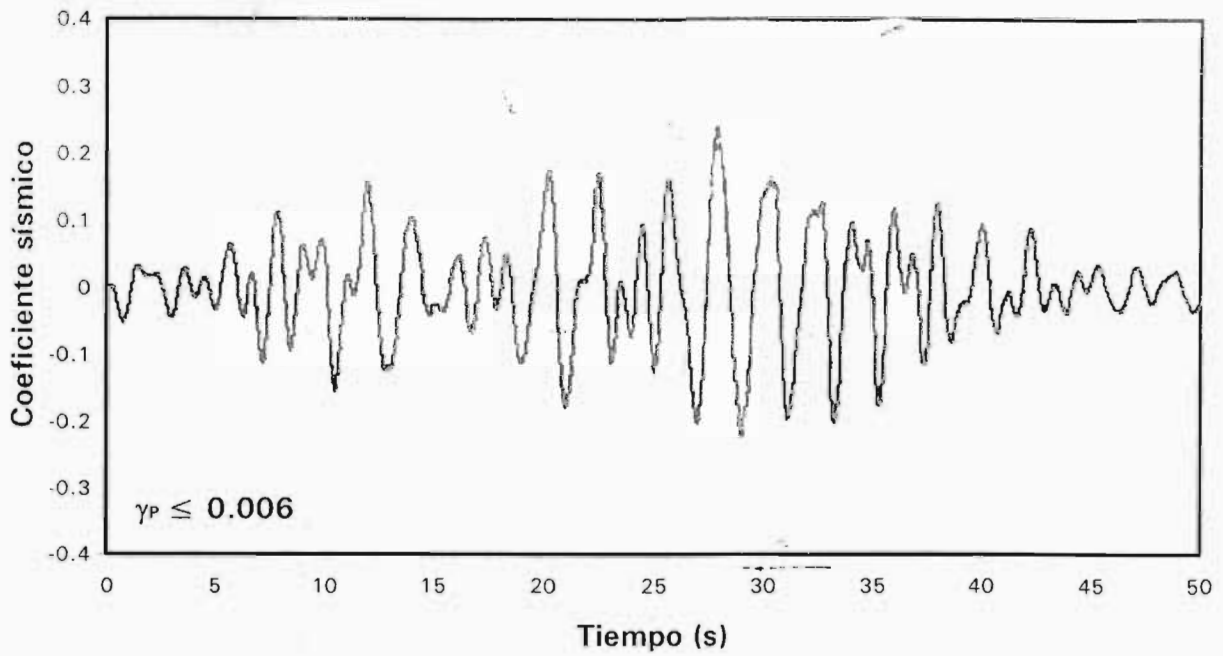
—— Elástico - - - - - nelástico sobre-resistencias

Fig 4.93 Comparación de historias de coeficientes sísmicos de los análisis dinámicos paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



— Elástico - - - - - nelástico sobre-resistencias

Fig 4.94 Comparación de historias de coeficientes sísmicos de los análisis dinámicos paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



— Elástico - - - - Inelástico sobre-resistencia

Fig 4.95 Comparación de historias de coeficientes sísmicos de los análisis dinámicos paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencia, casos D.1 y D.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

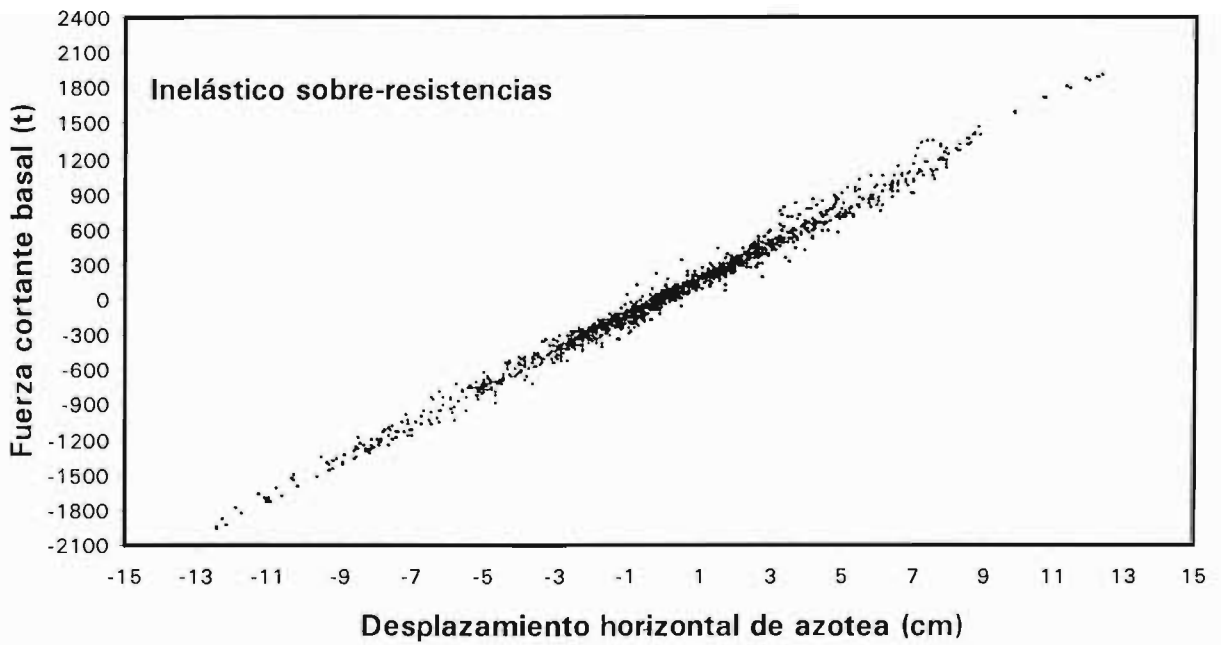
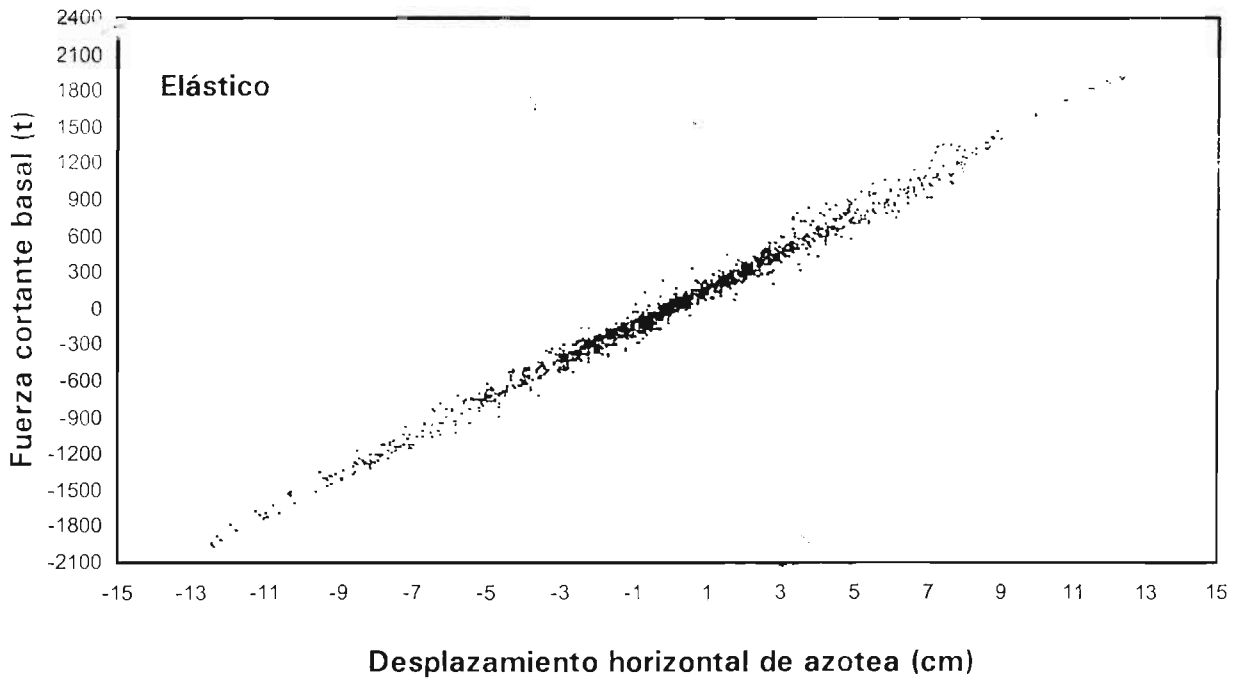


Fig 4.96 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento de azotea de los análisis sísmicos paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, caso A.1

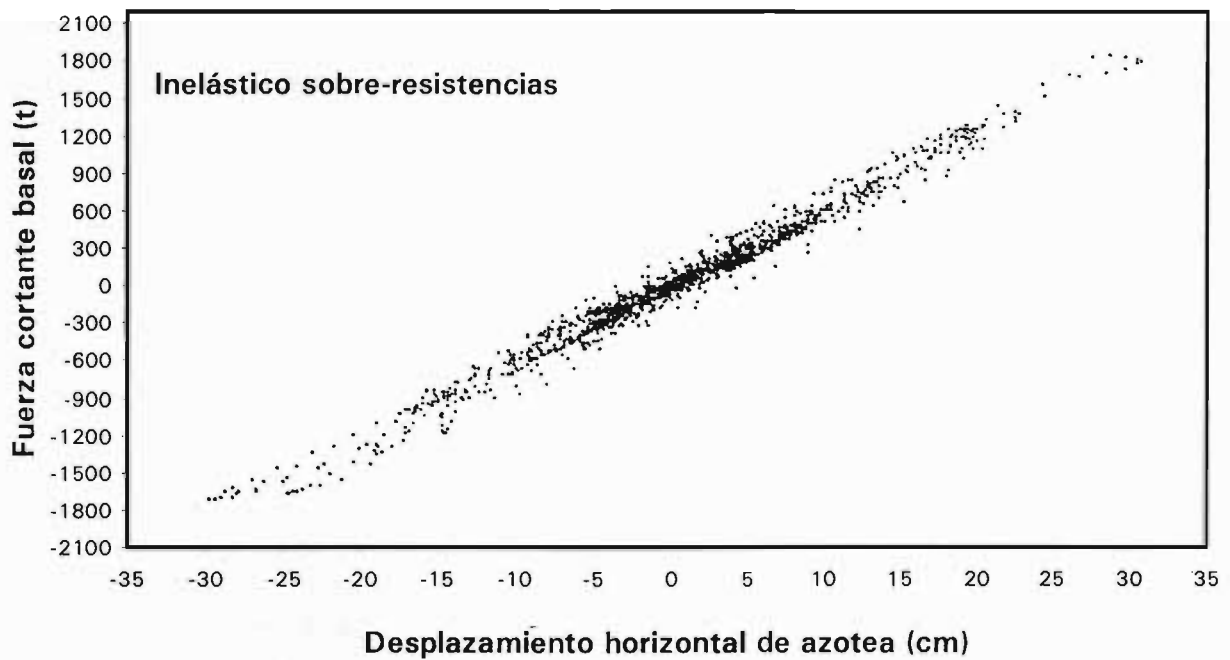
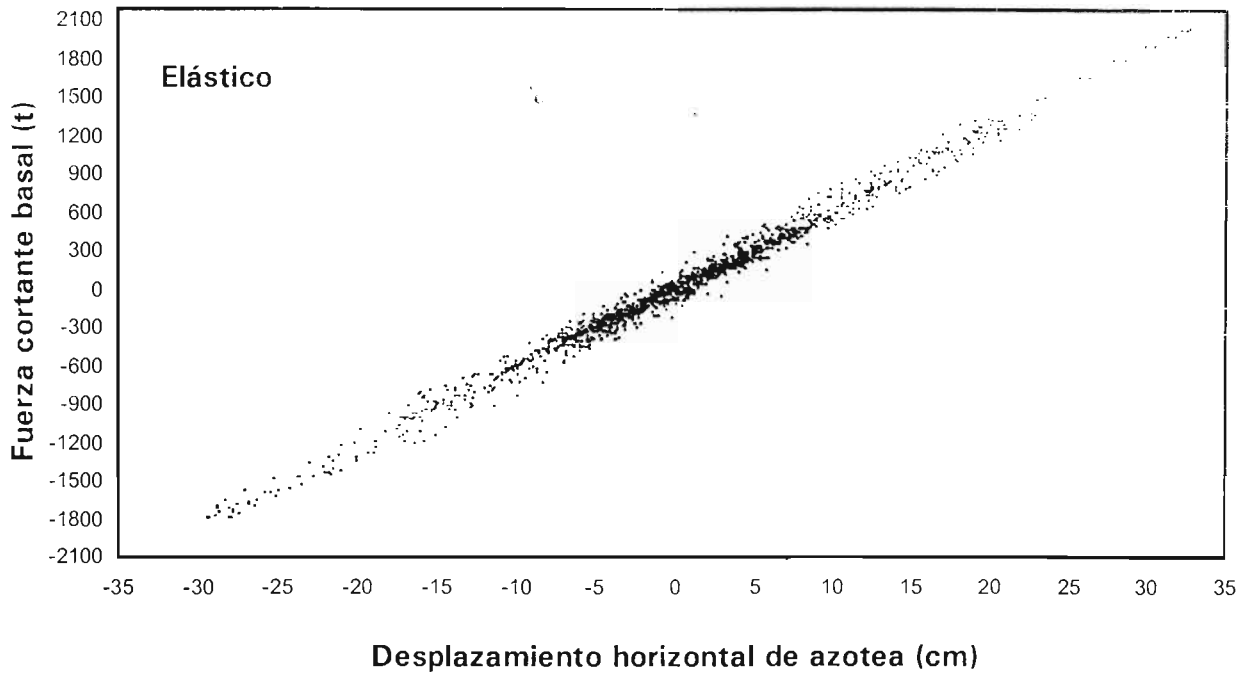


Fig 4.97 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento de azotea de los análisis sísmicos paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, caso A.2

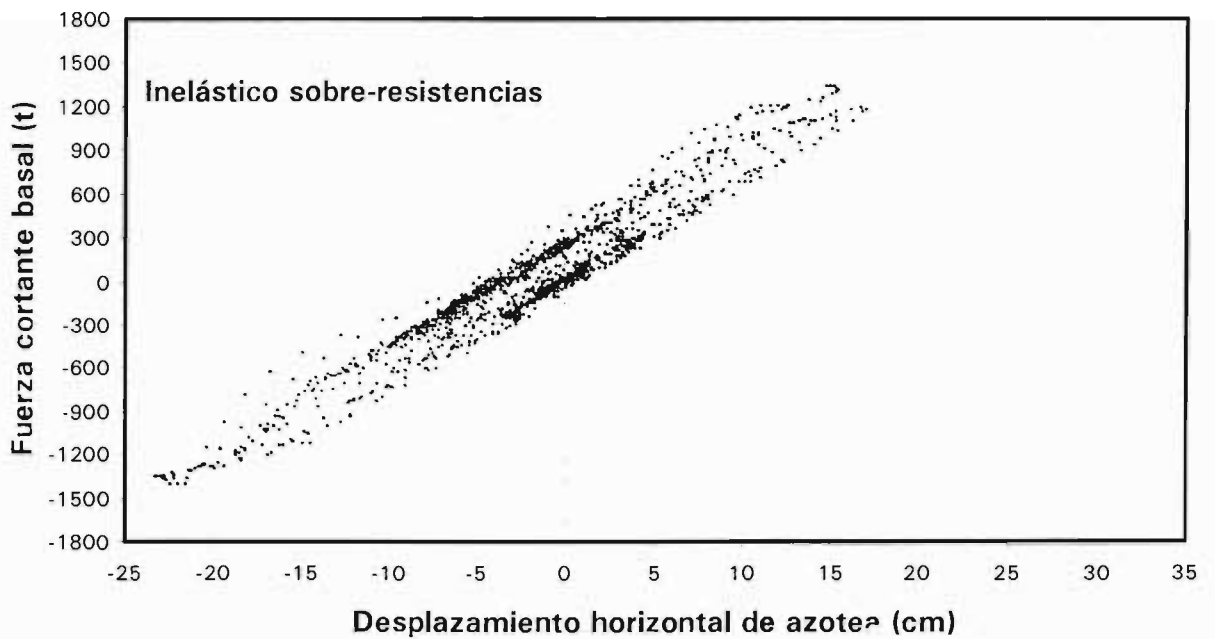
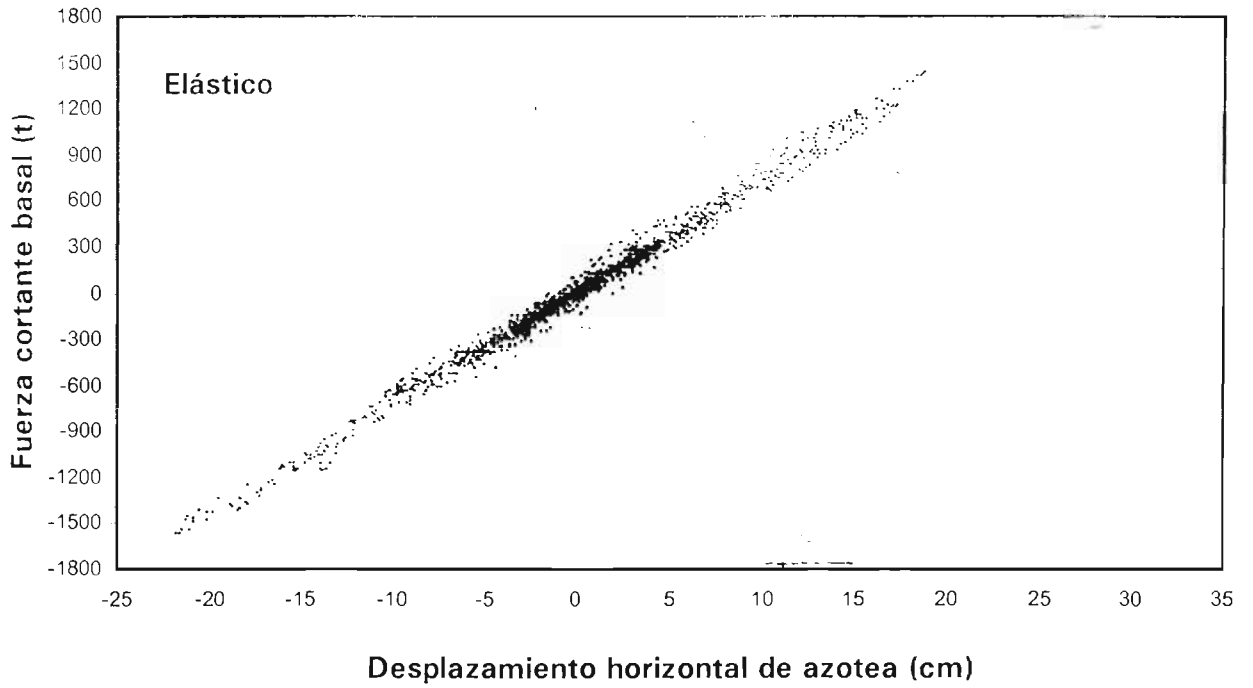


Fig 4.98 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento de azotea de los análisis sísmicos paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, caso B.1

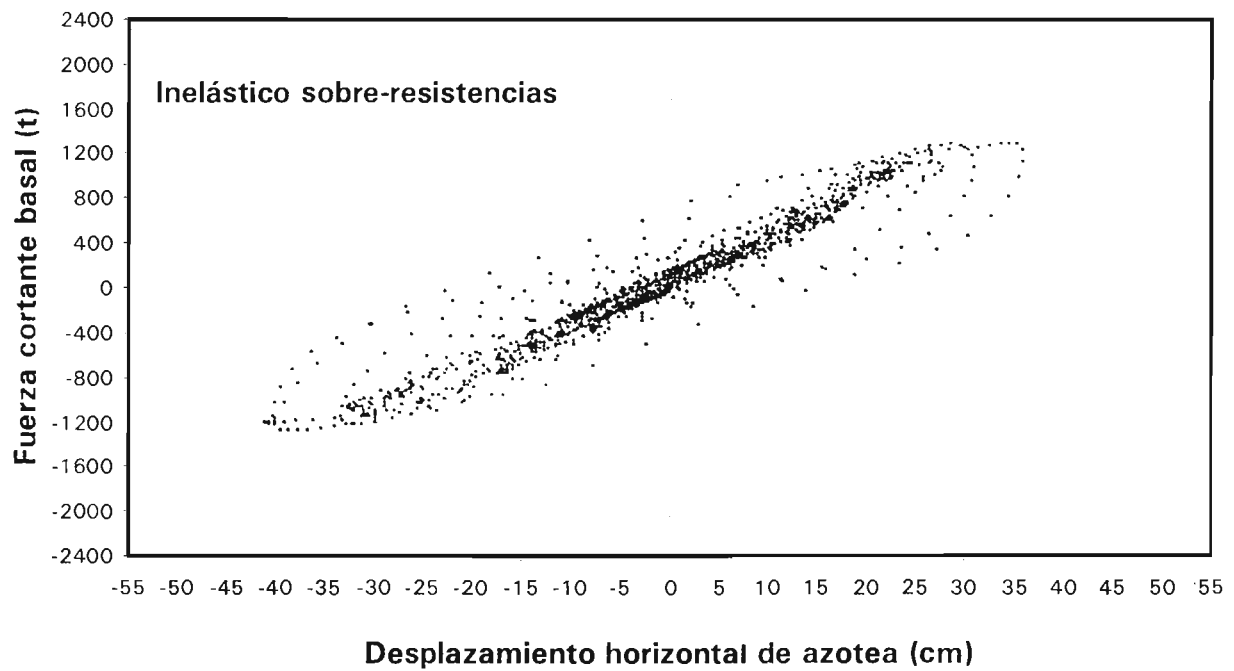
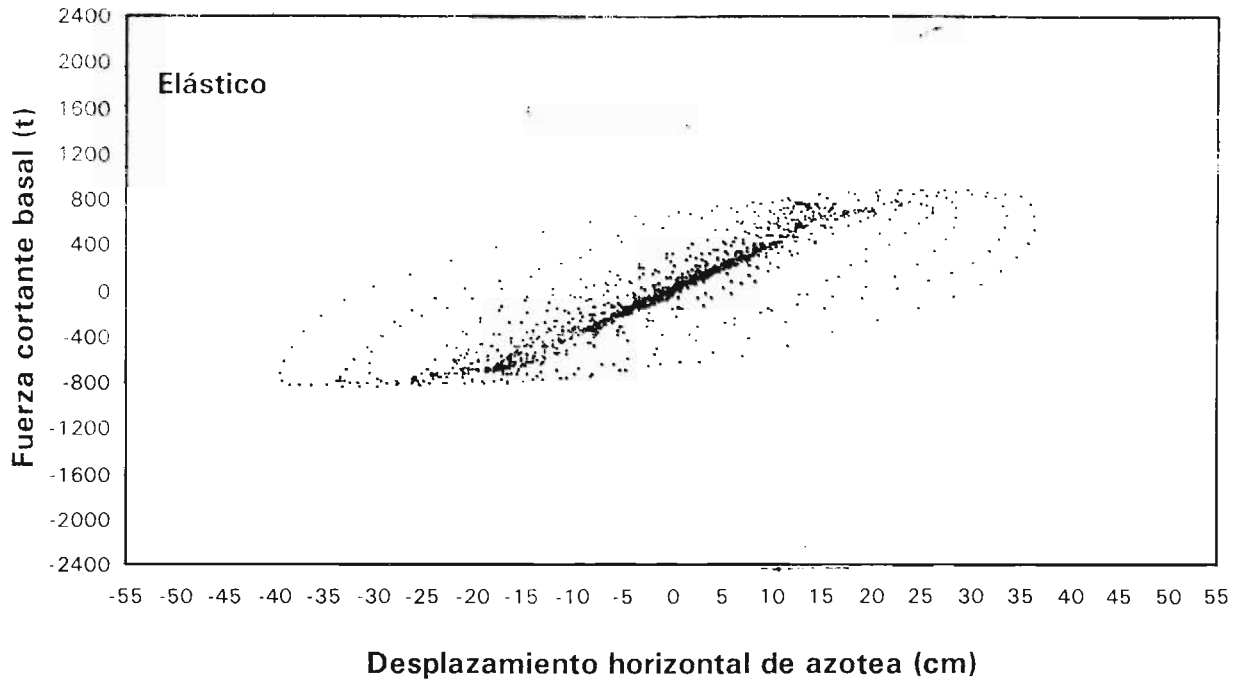


Fig 4.99 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento de azotea de los análisis sísmicos paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, caso B.2

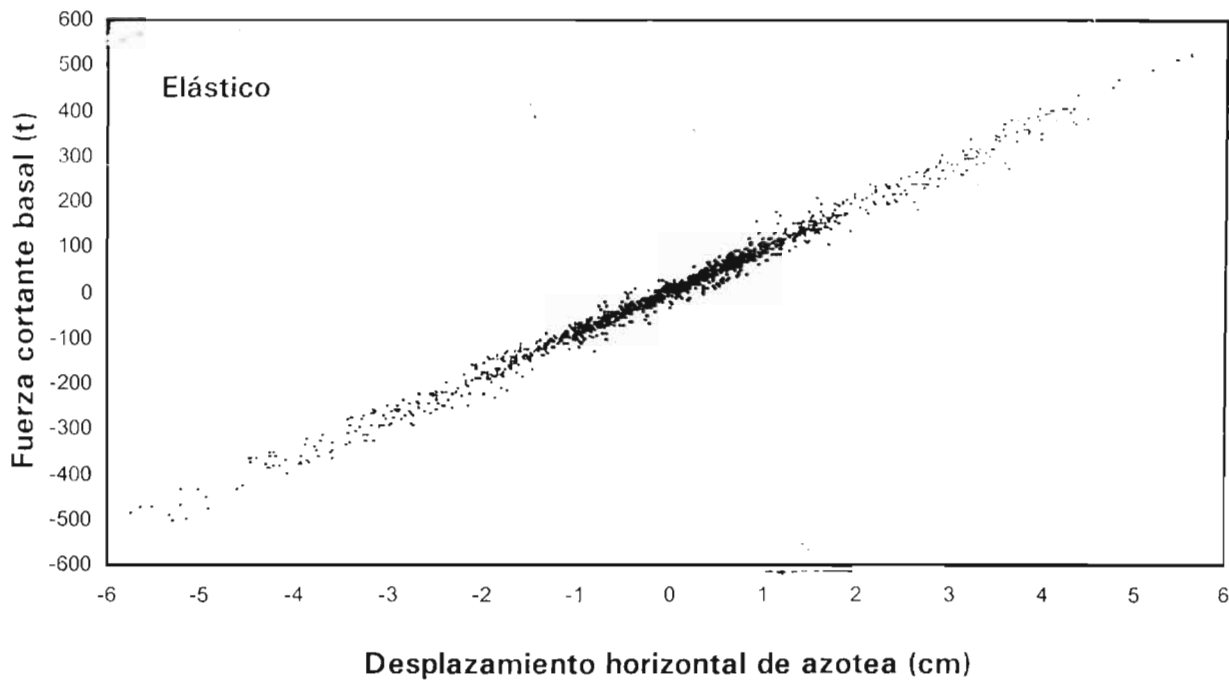


Fig 4.100 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento de azotea de los análisis sísmicos paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, caso C.1

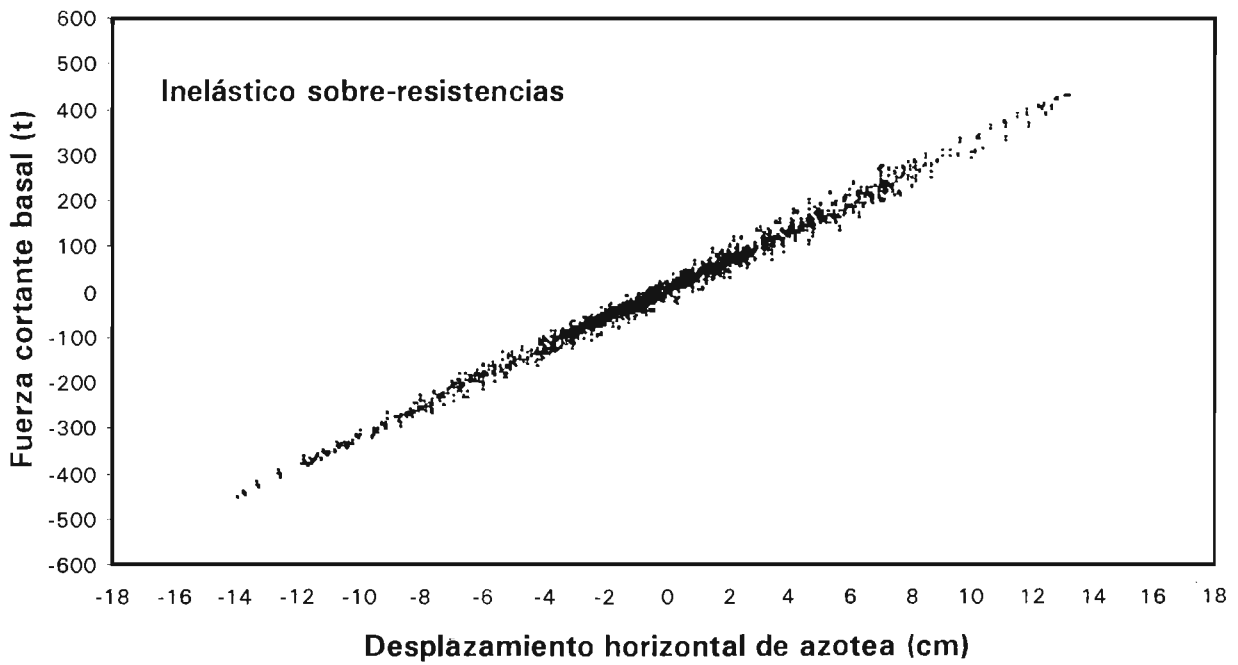
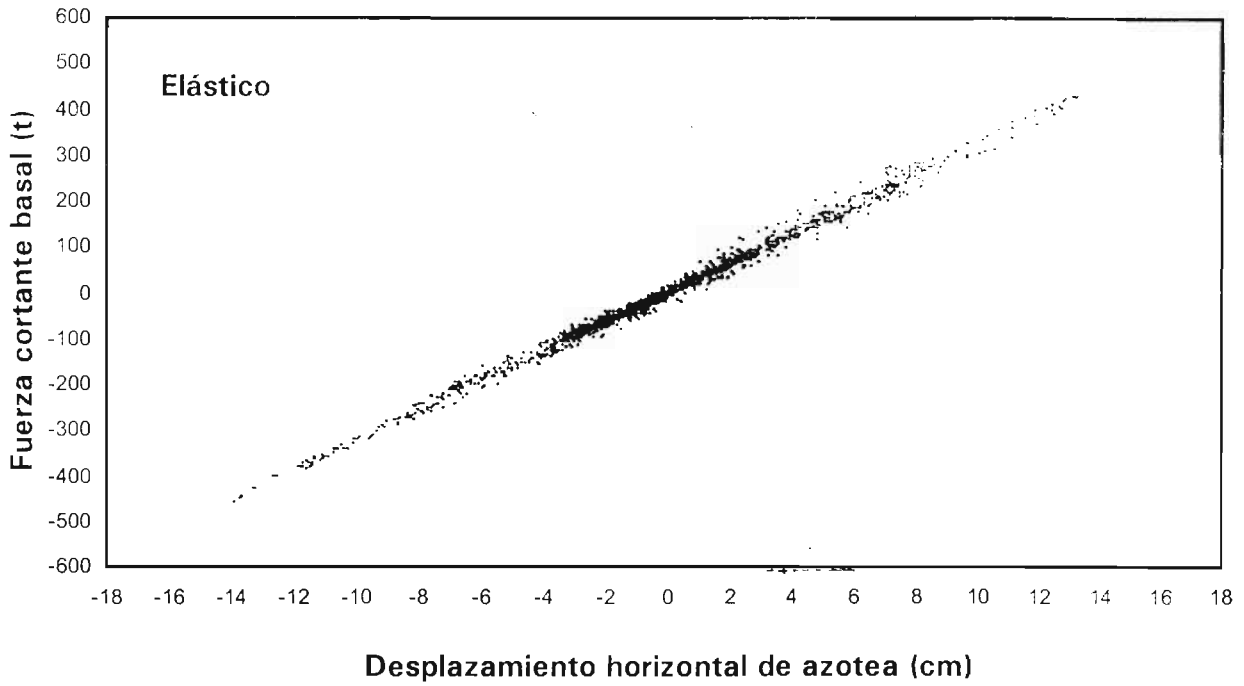


Fig 4.101 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento de azotea de los análisis sísmicos paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, caso C.2

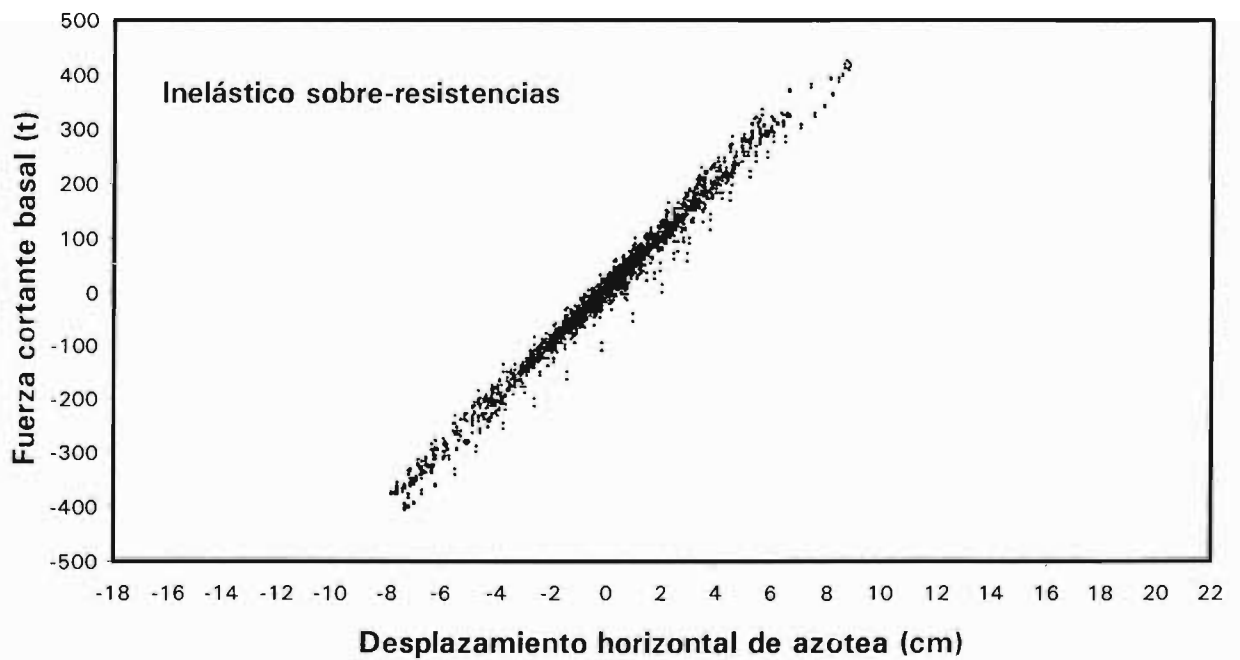
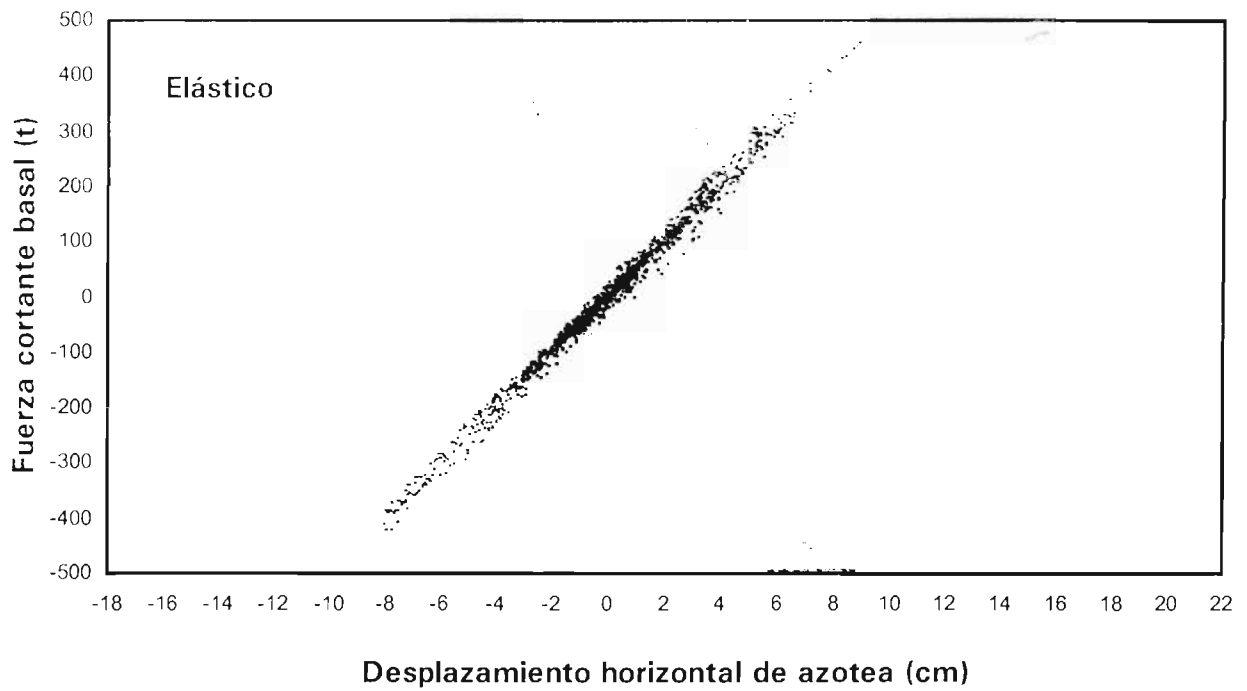


Fig 4.102 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento de azotea de los análisis sísmicos paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, caso D.1

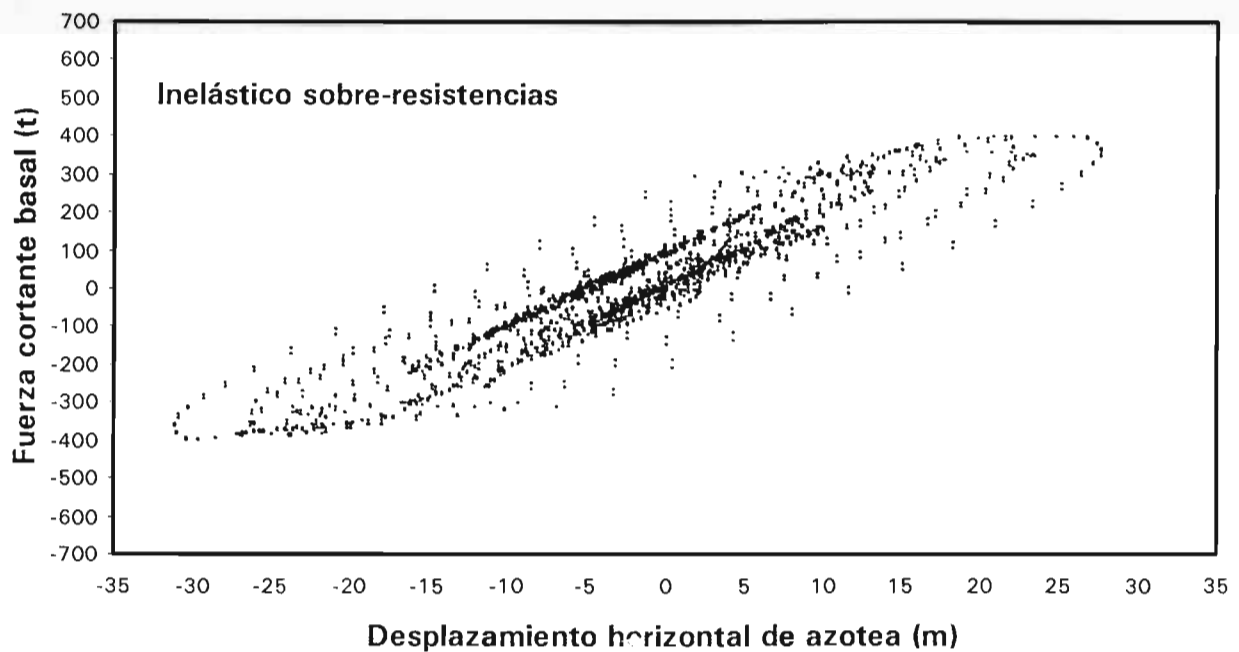
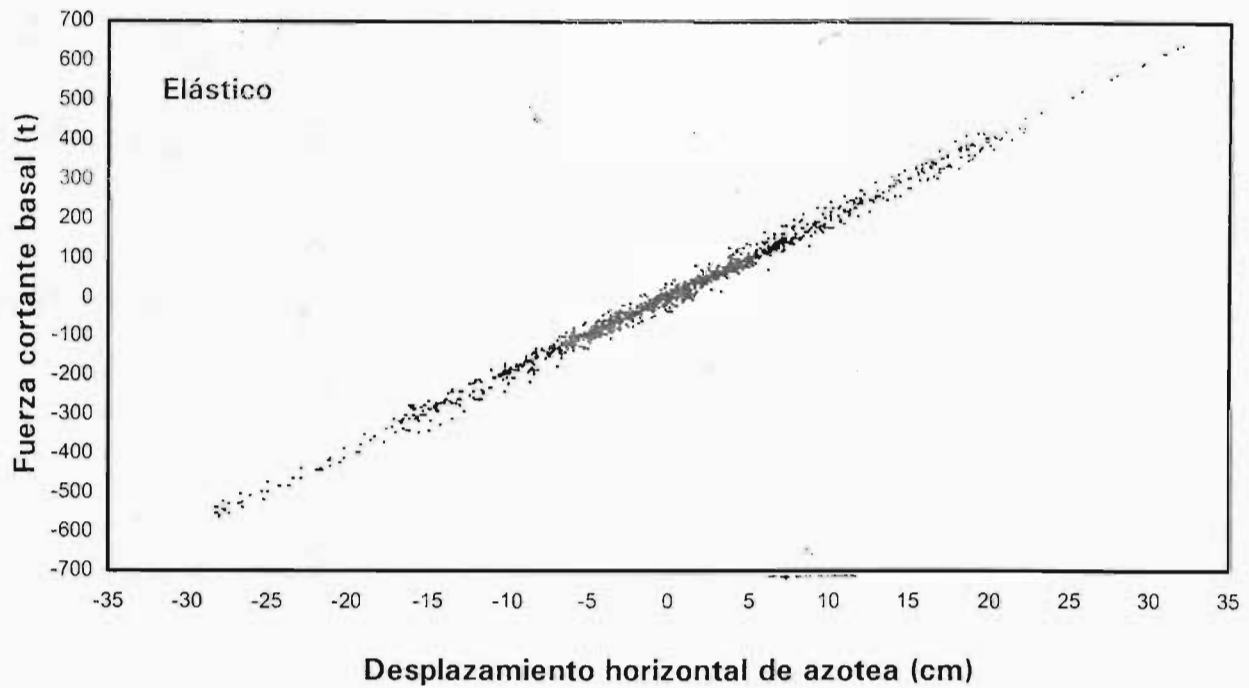
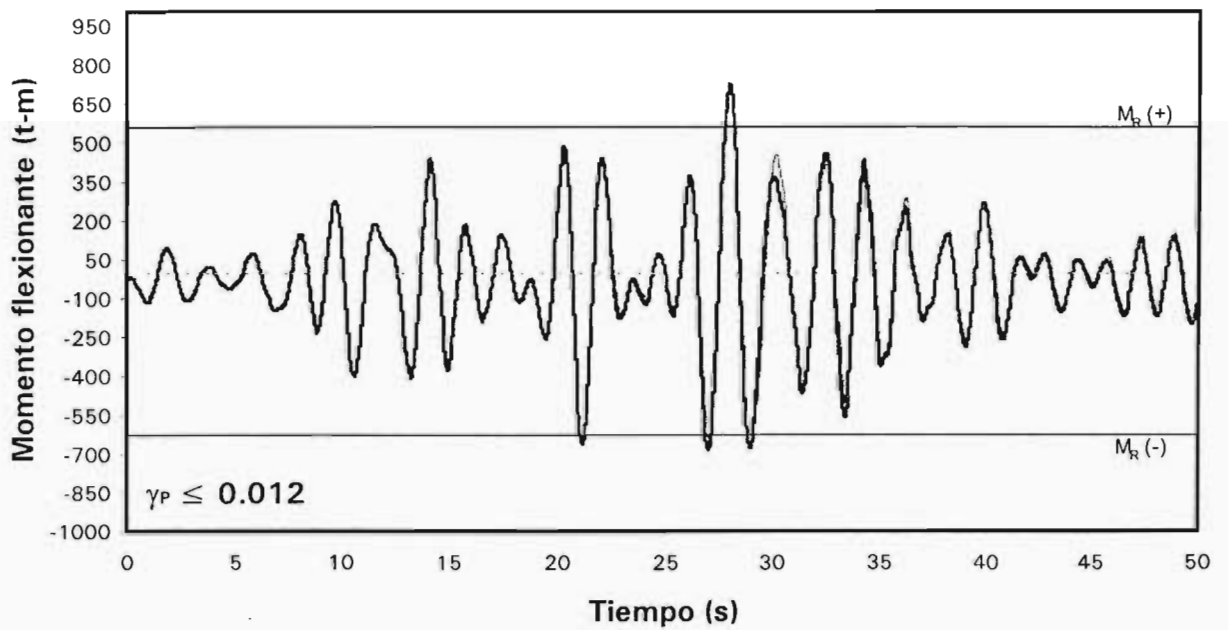
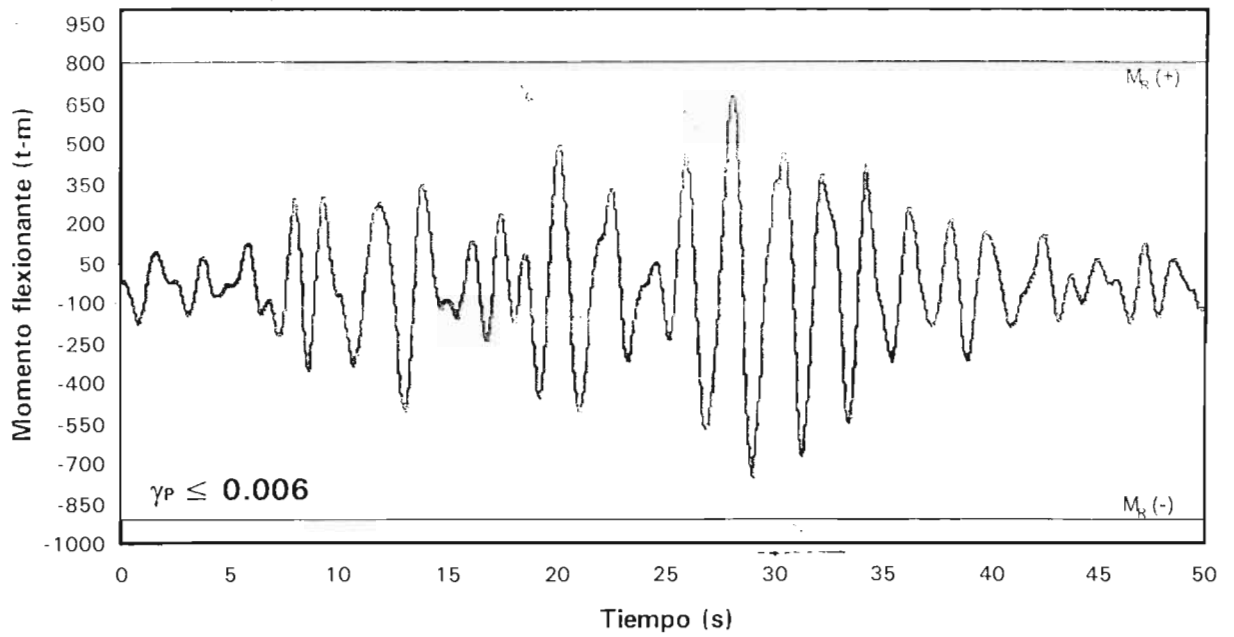
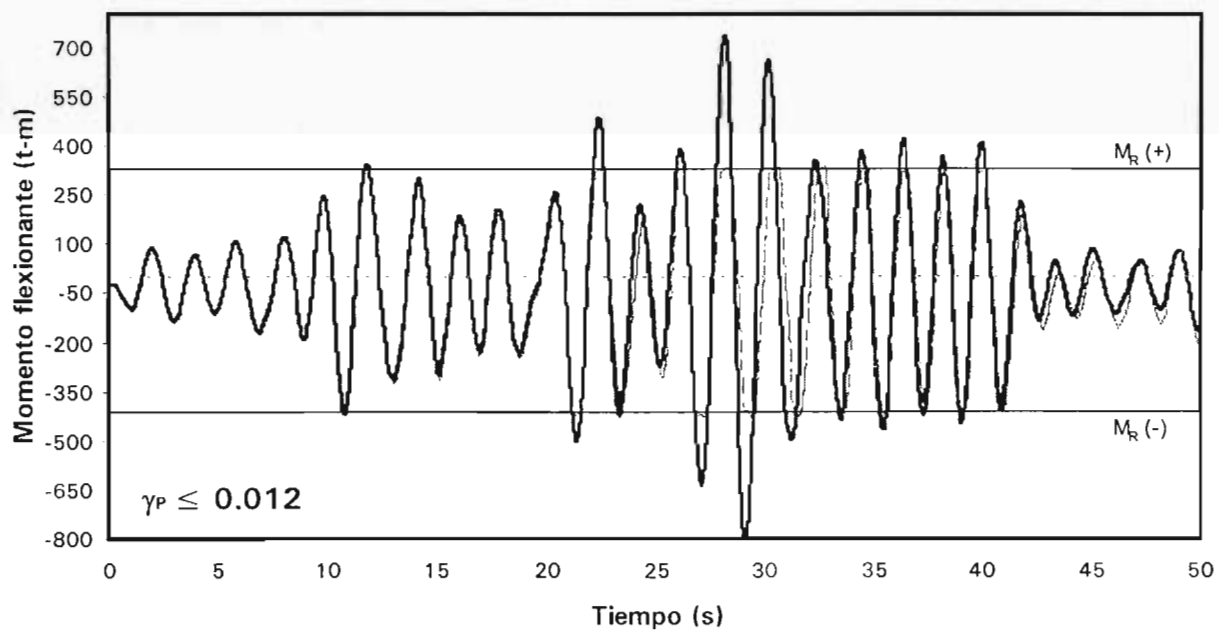
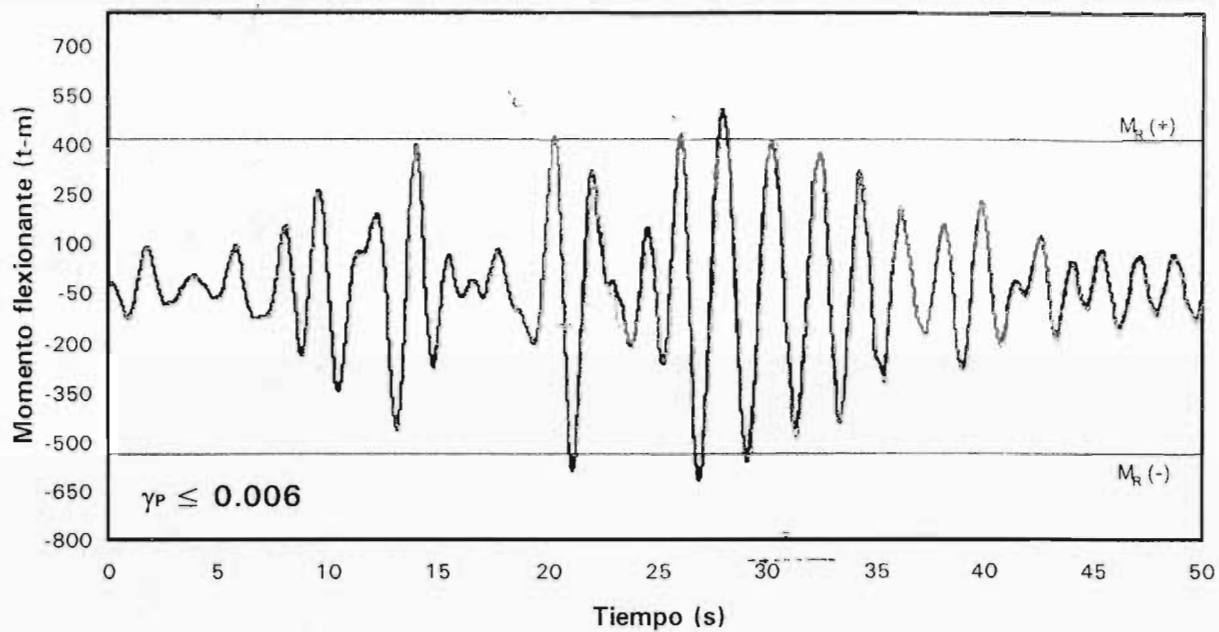


Fig 4.103 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento de azotea de los análisis sísmicos paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, caso D.2



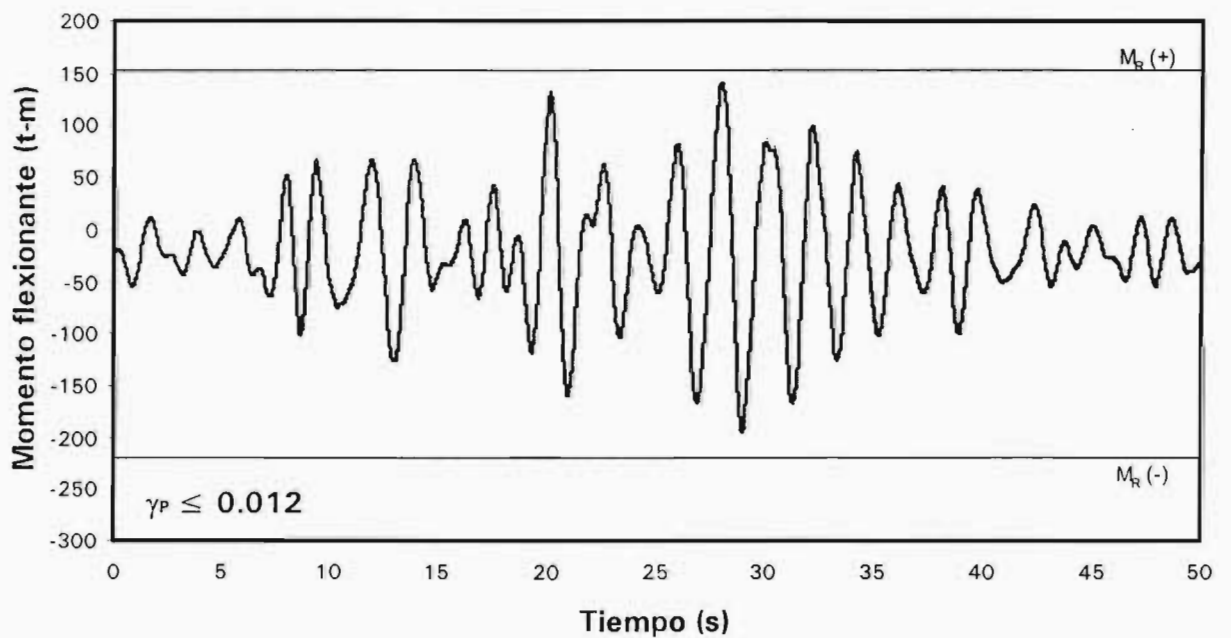
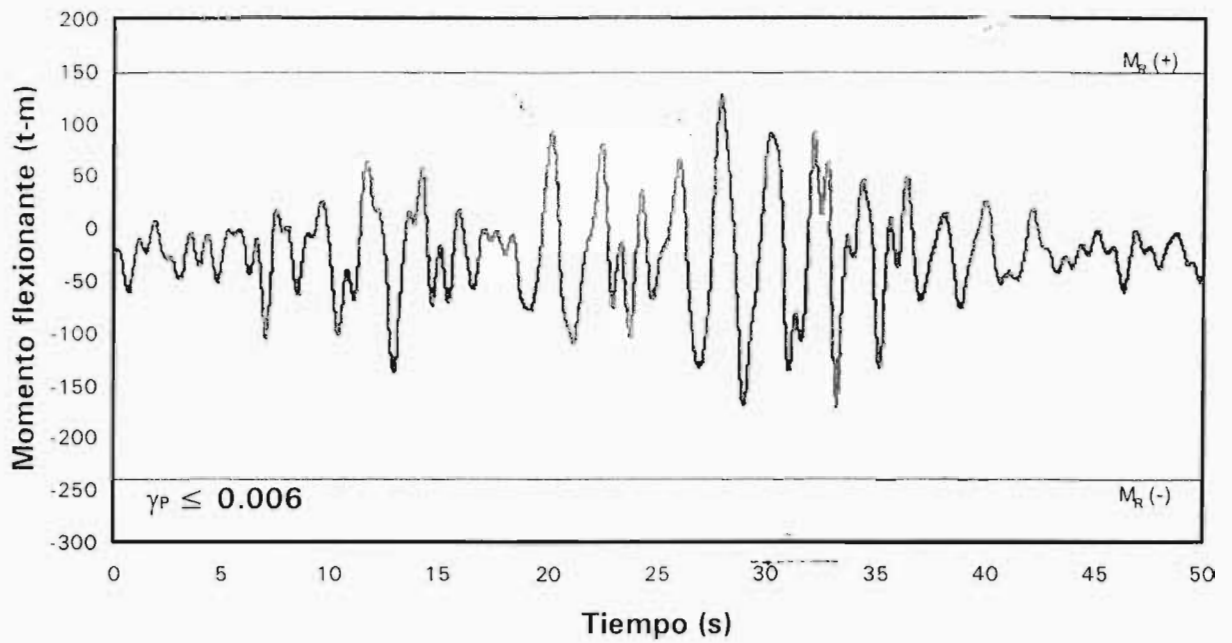
— Elástico - - - - Inelástico sobre-resistencia

Fig 4.104 Historia de momentos flexionantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 58 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencia, casos A.1 y A.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



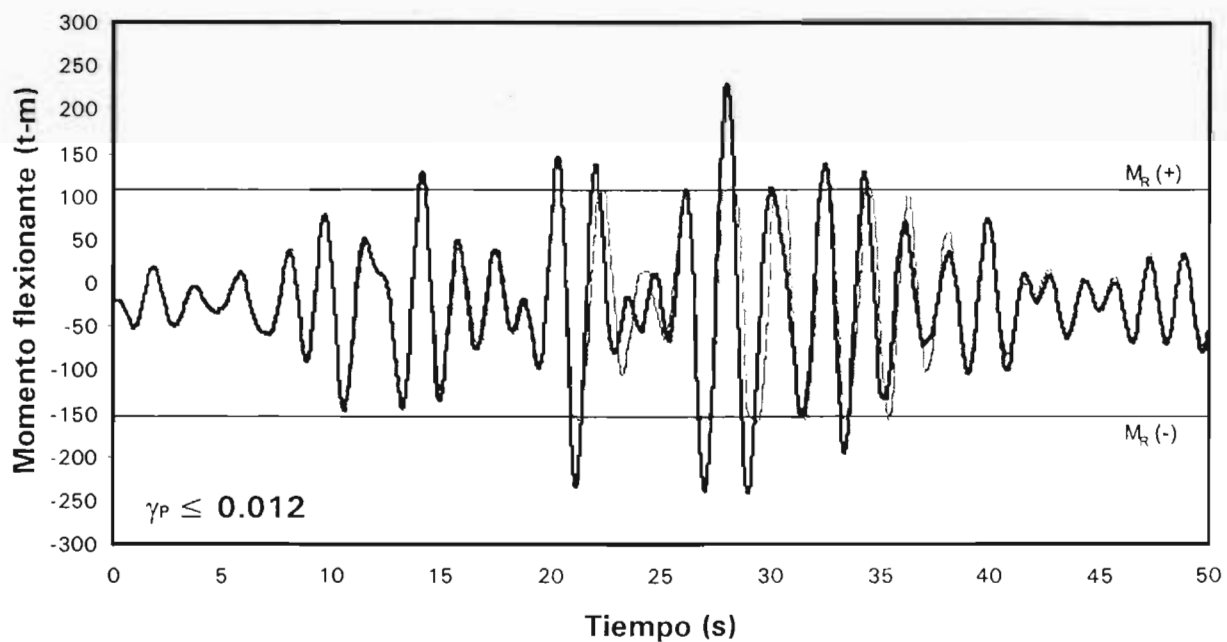
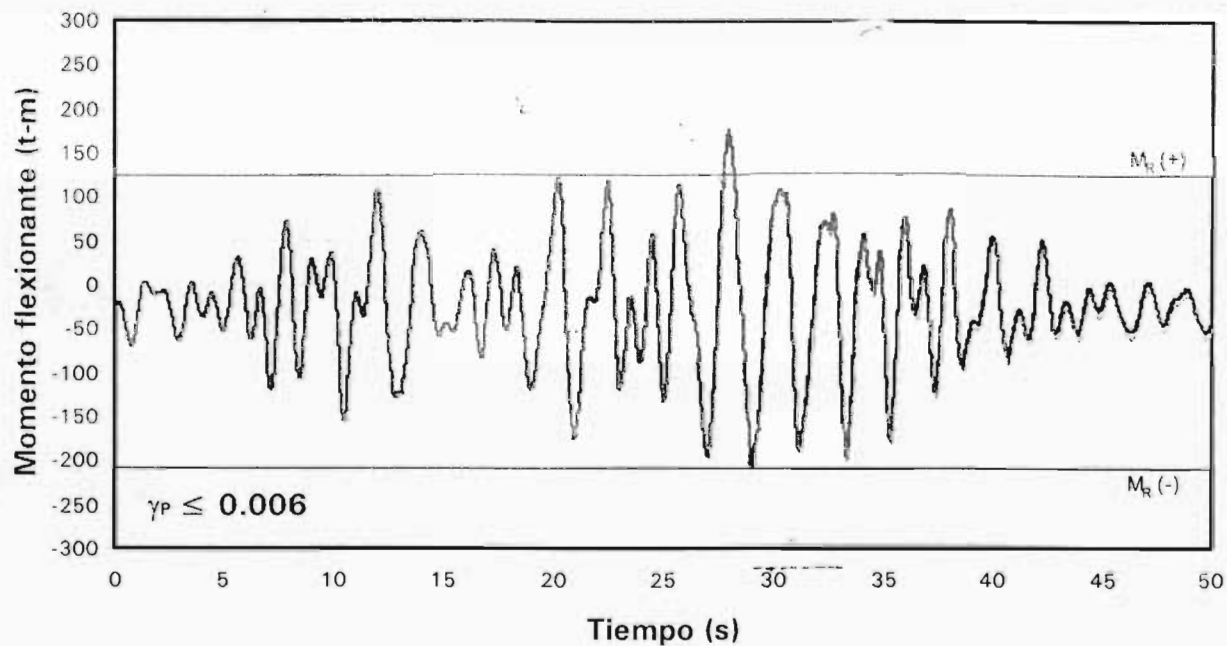
— Elástico - - - - - nelástico sobre-resistencias

Fig 4.105 Historia de momentos flexionantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 58 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, casos B.1 y B.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



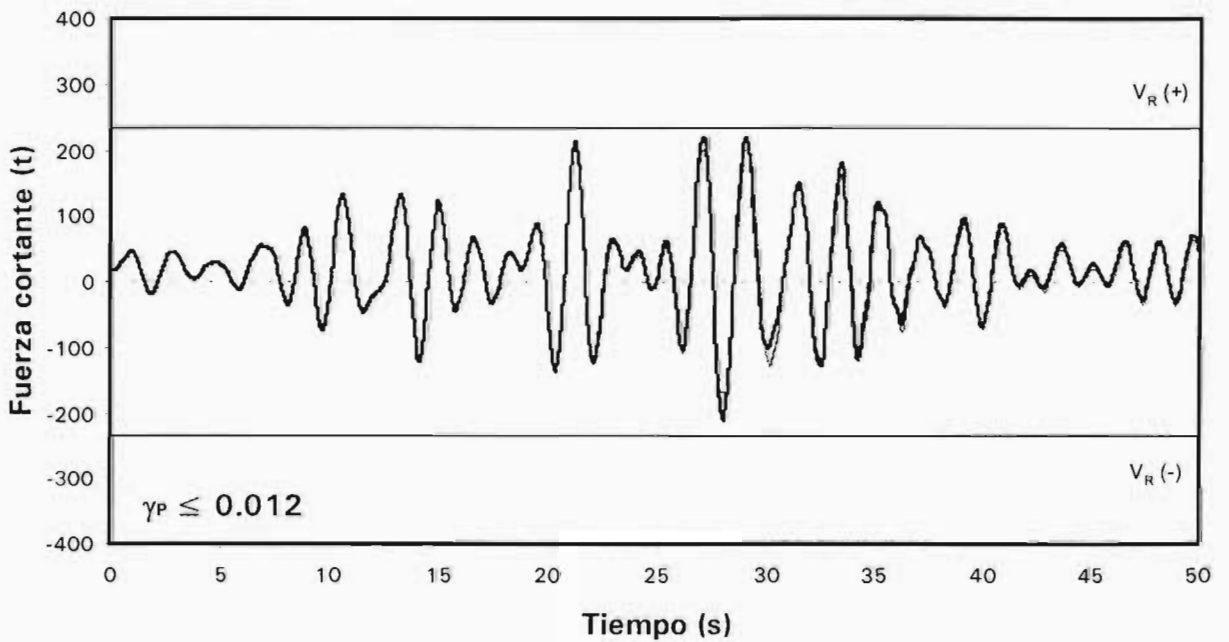
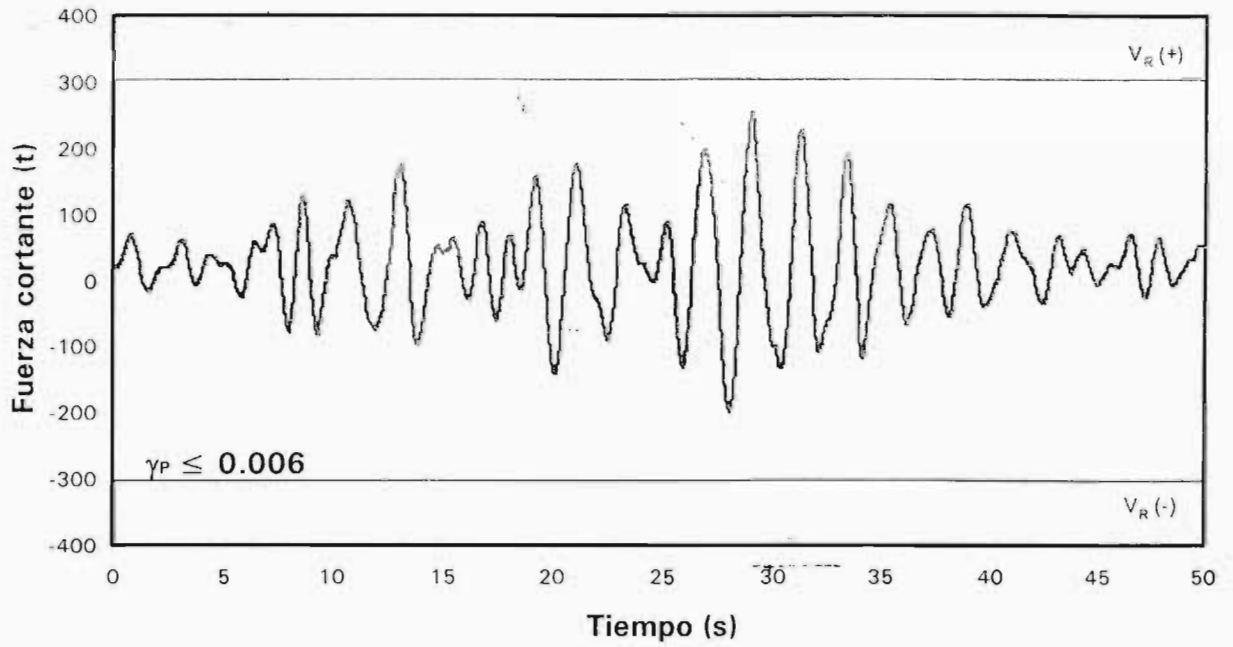
—— Elástico - - - - - nelástico sobre-resistencias

Fig 4.106 Historia de momentos flexionantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 28 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, casos C.1 y C.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



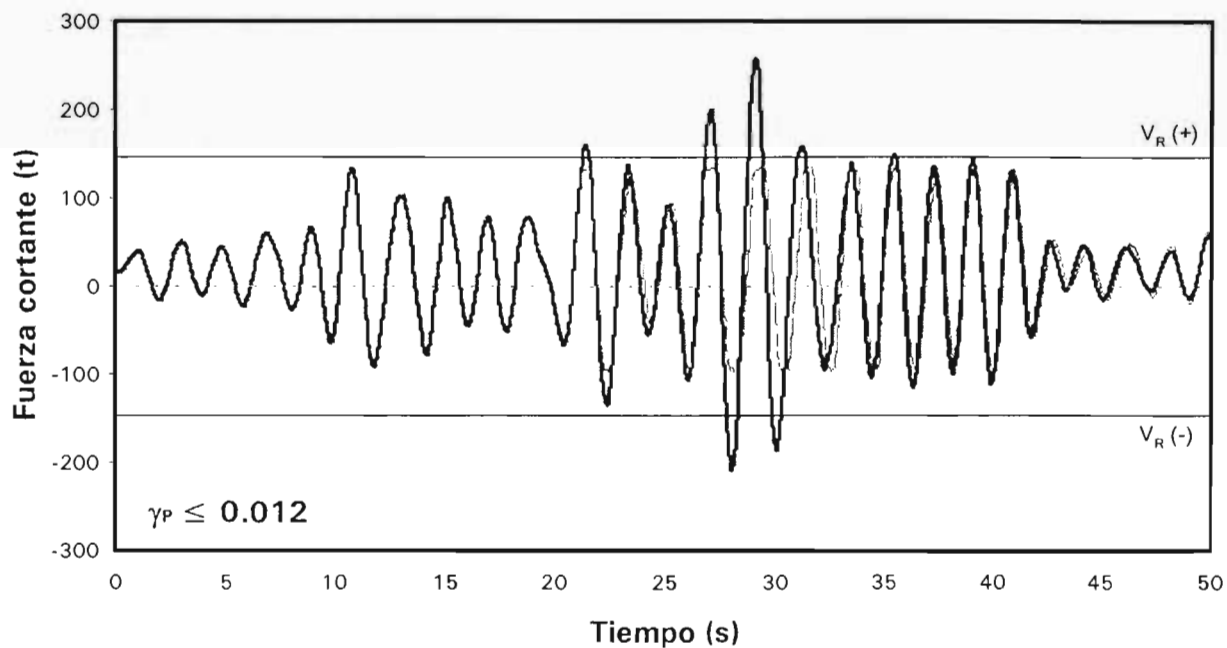
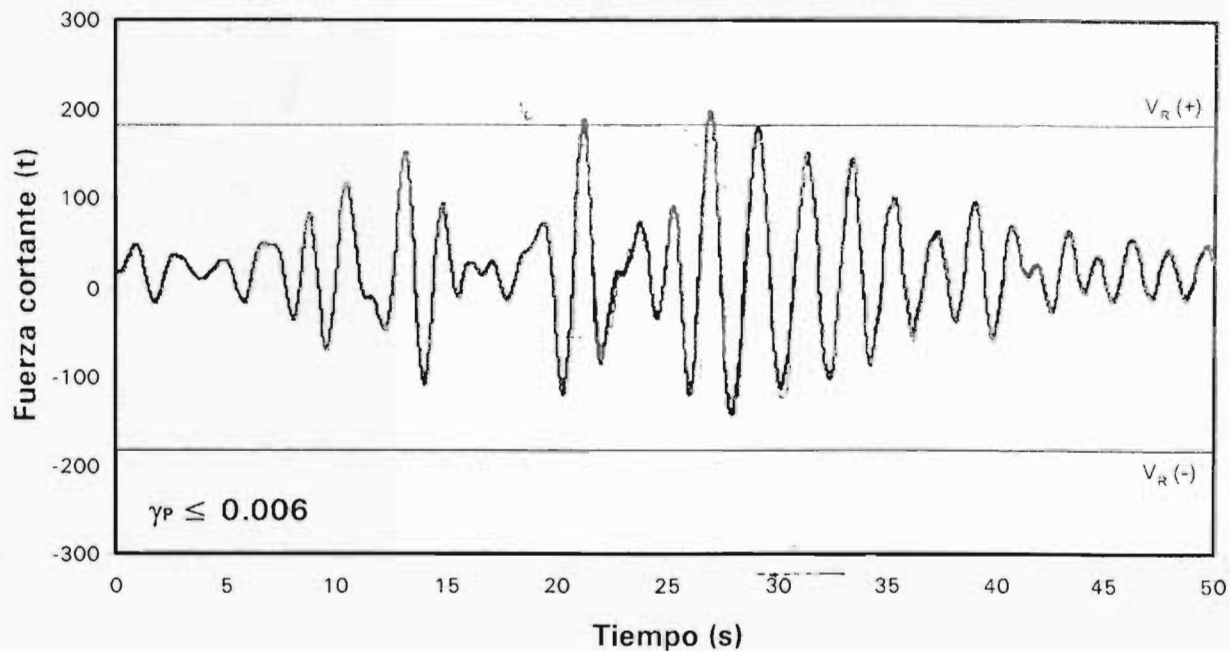
— Elástico - - - - Inelástico sobre-resistencias

Fig 4.107 Historia de momentos flexionantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 28 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, casos D.1 y D.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



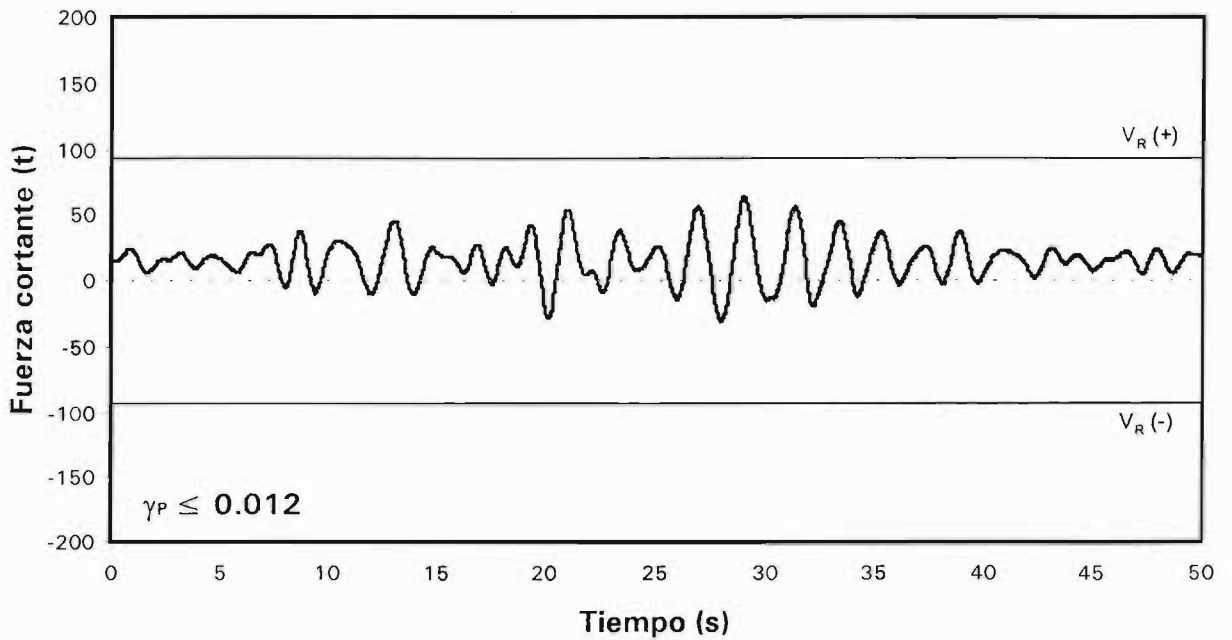
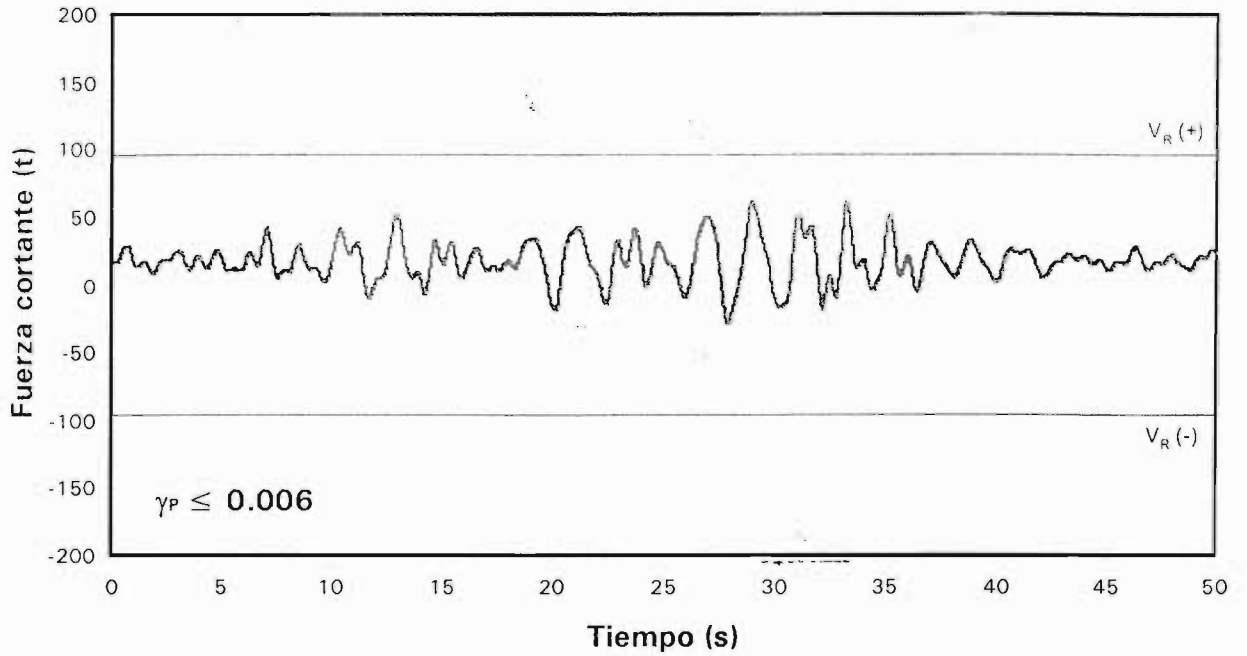
—— Elástico - - - - nelástico sobre-resistencia

Fig 4.108 Historia de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 58 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencia, casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



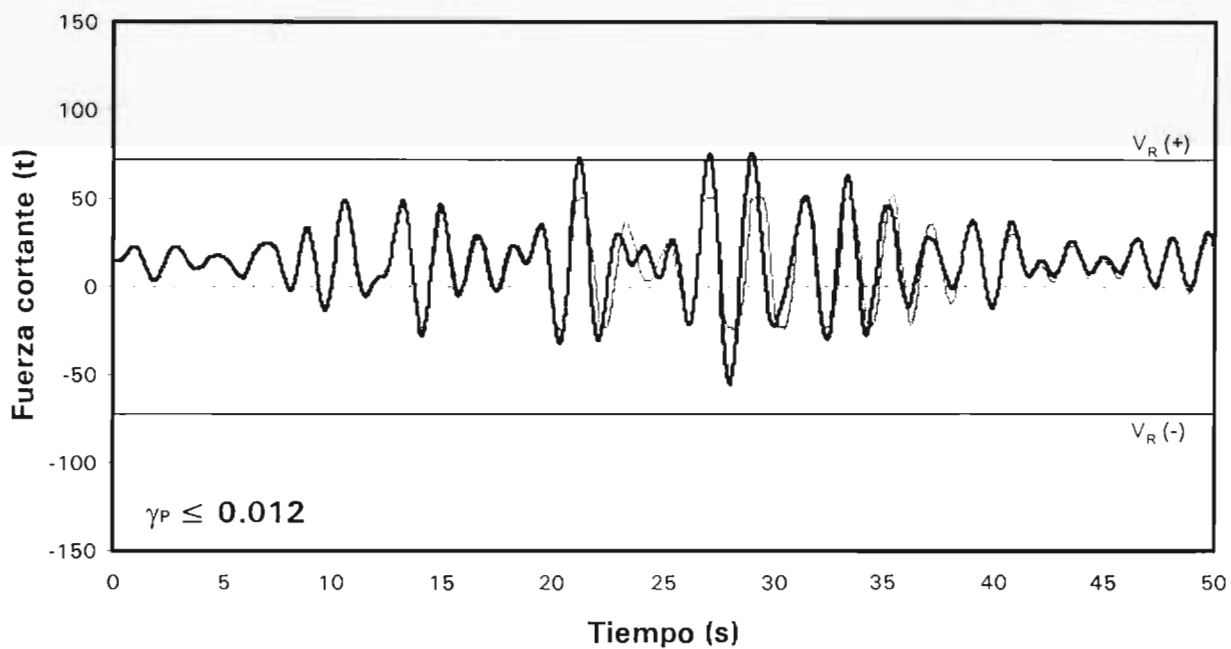
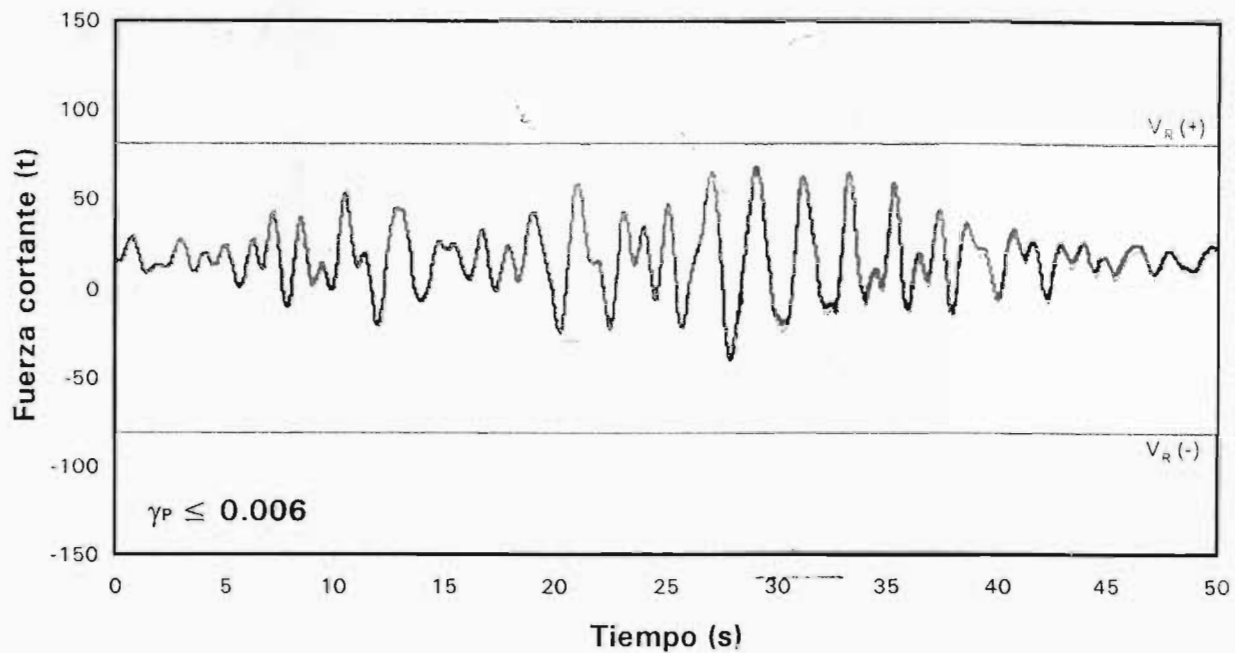
— Elástico - - - - Inelástico sobre-resistencias

Fig 4.109 Historia de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 58 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



— Elástico - - - - Inelástico sobre-resistencias

Fig 4.110 Historia de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 28 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, casos C.1 y C.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



— Elástico - - - - Inelástico sobre-resistencias

Fig 4.111 Historia de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 28 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

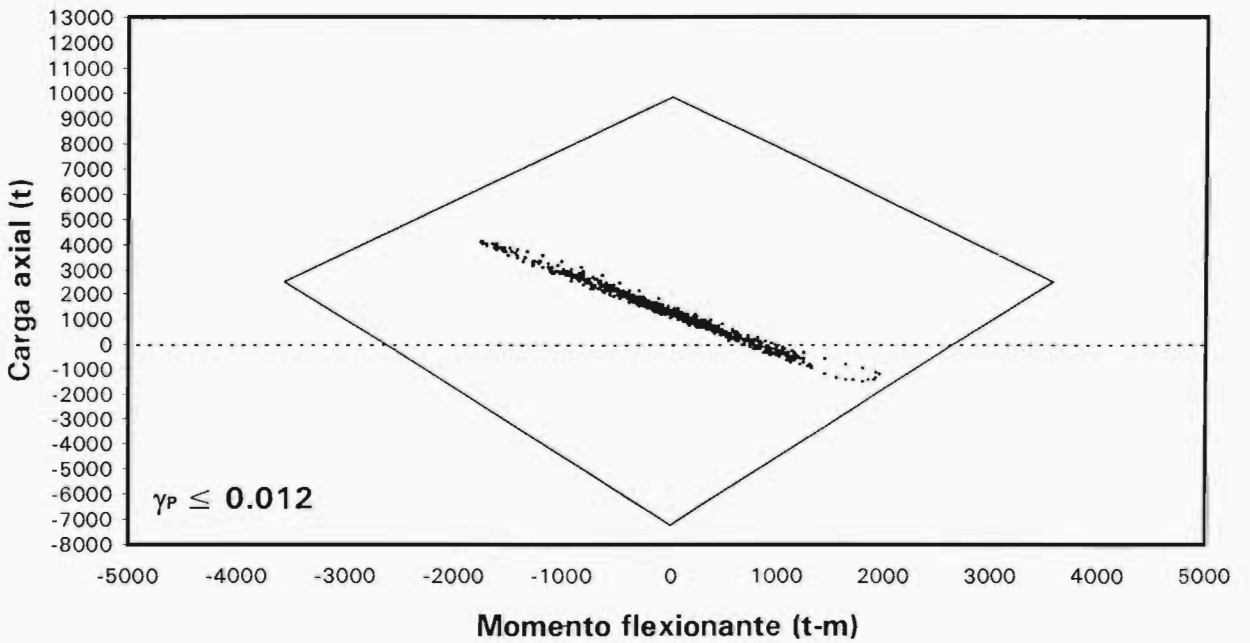
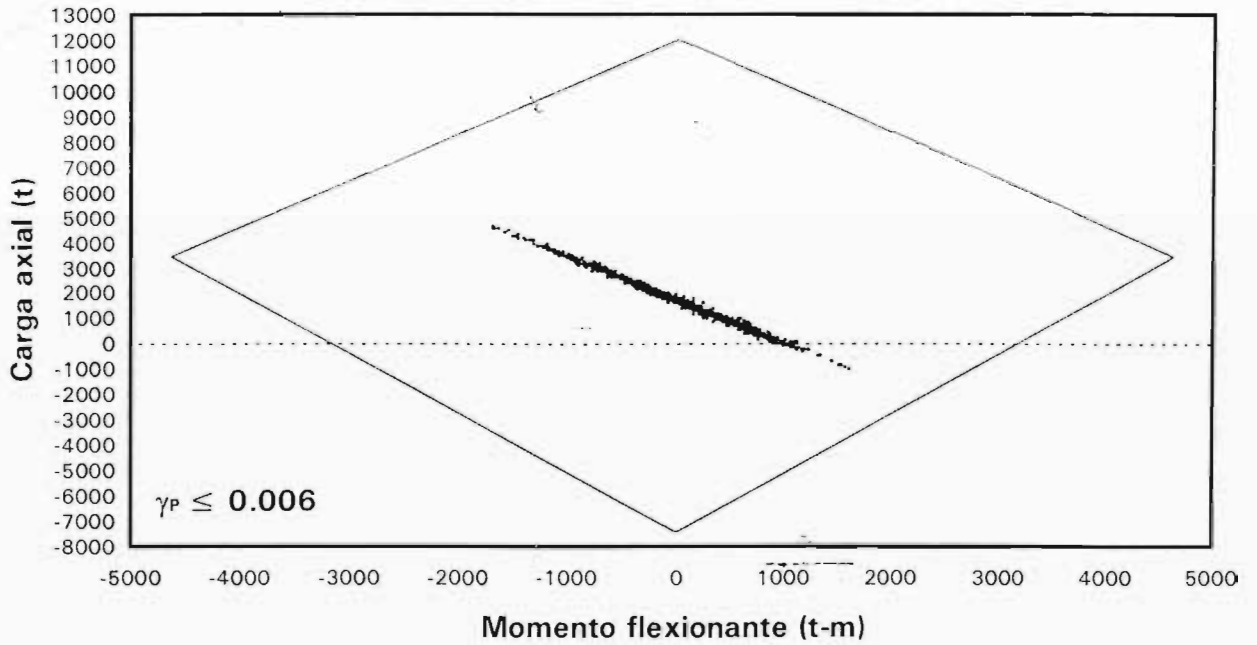


Fig 4.112 Combinaciones momento flexionante – carga axial actuantes en el extremo inferior de la columna 77 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso inelástico con sobre-resistencias, casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

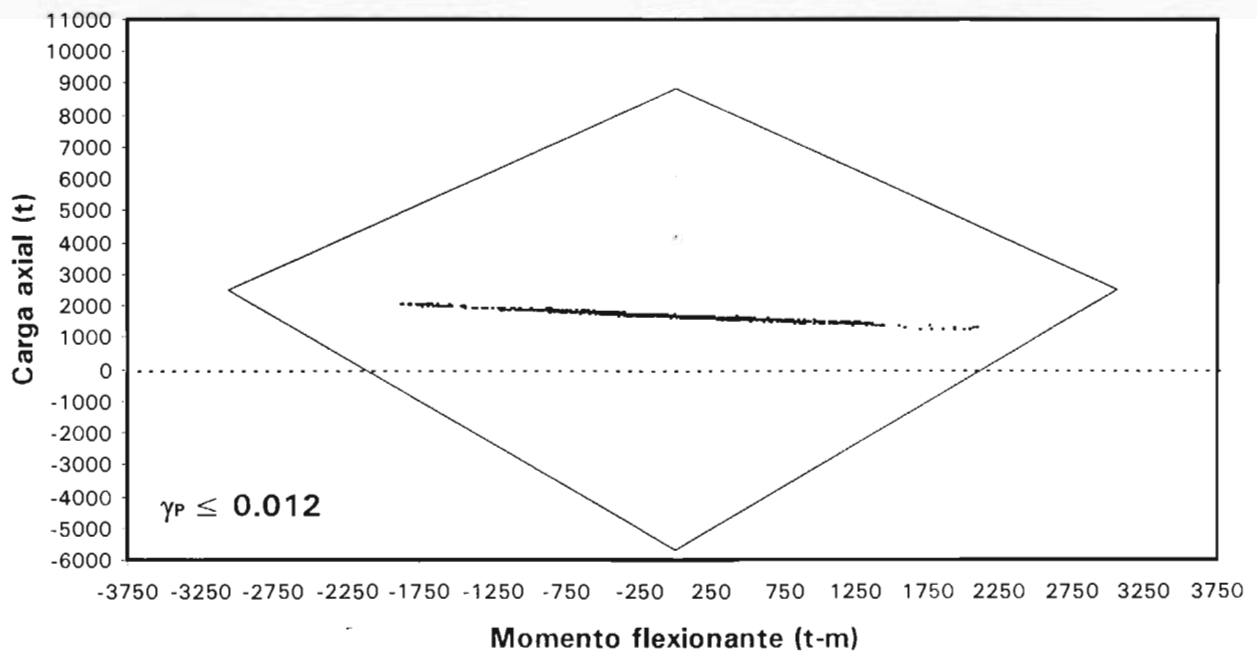
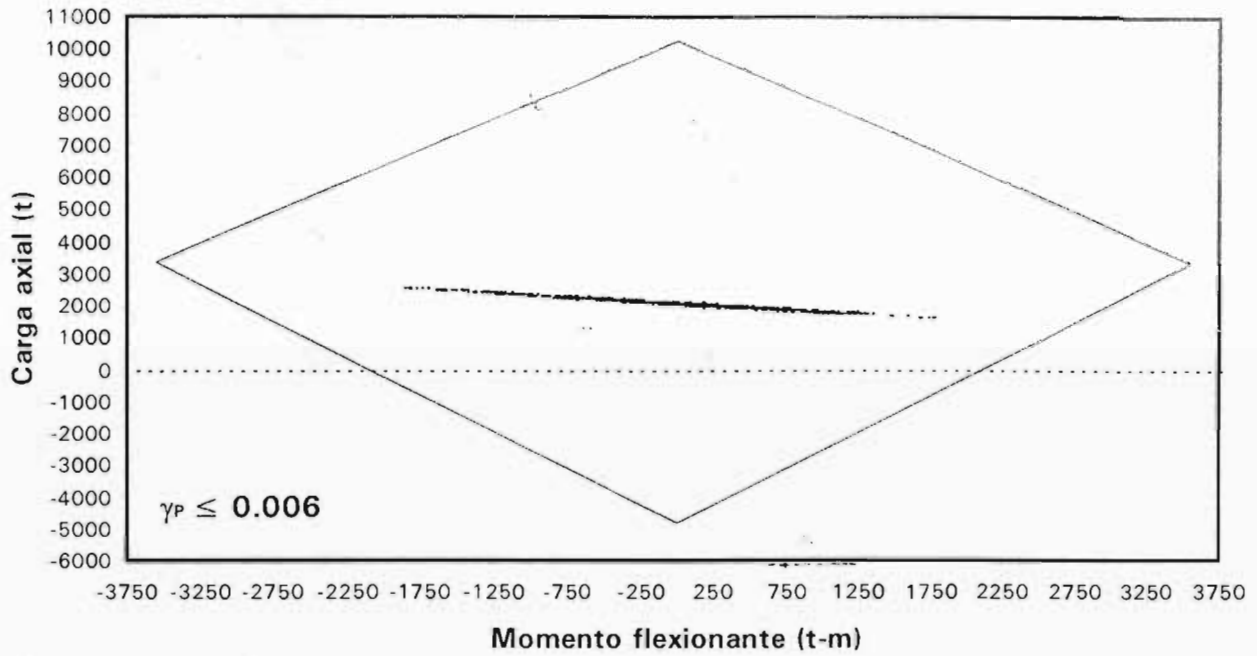


Fig 4.113 Combinaciones momento flexionante – carga axial actuantes en el extremo inferior de la columna 78 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso inelástico con sobre-resistencias, casos A.1 y A.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

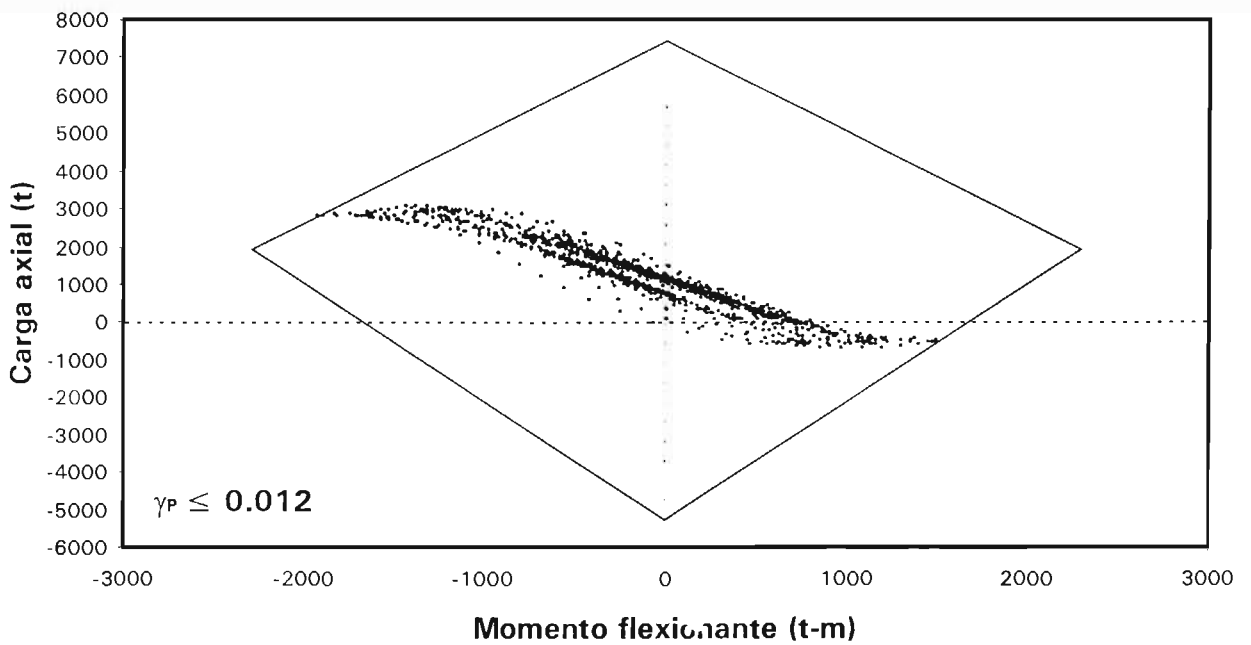
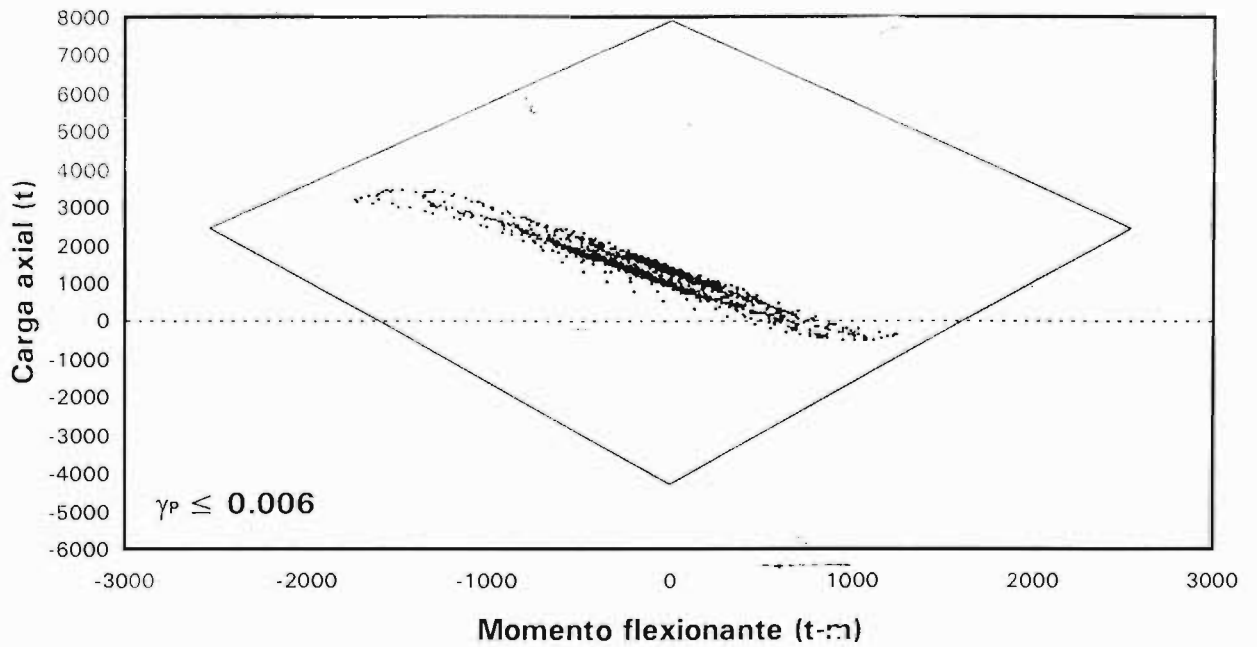


Fig 4.114 Combinaciones momento flexionante – carga axial actuantes en el extremo inferior de la columna 77 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso inelástico con sobre-resistencias, casos B.1 y R.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

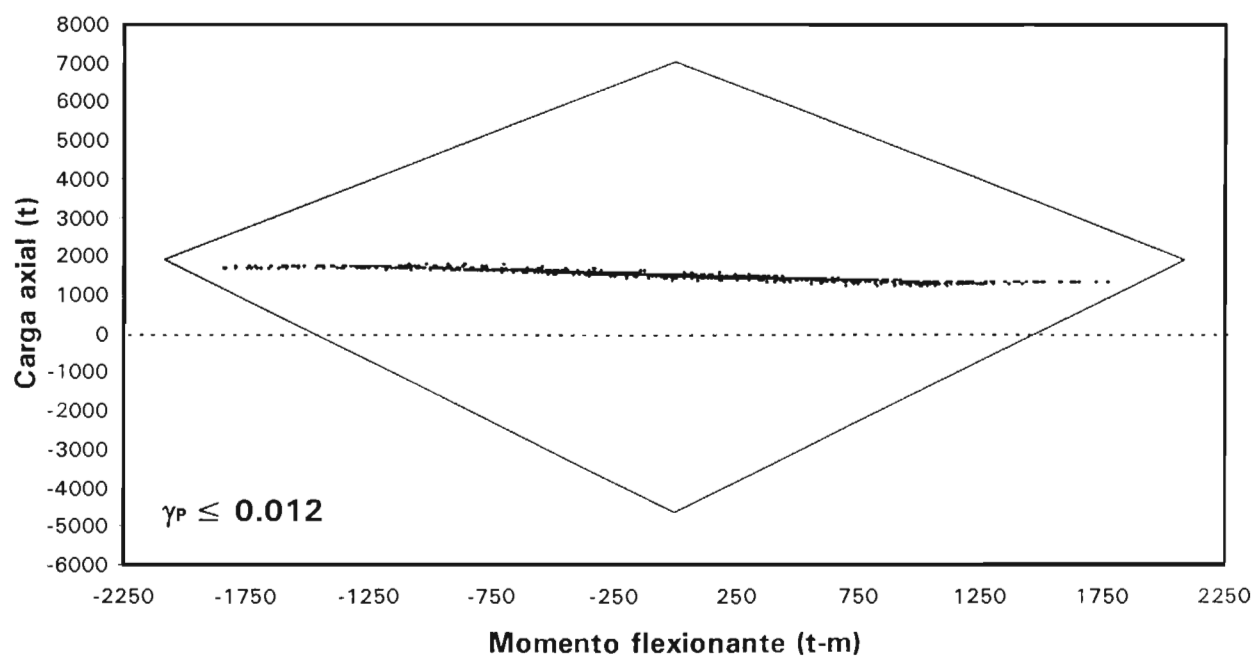
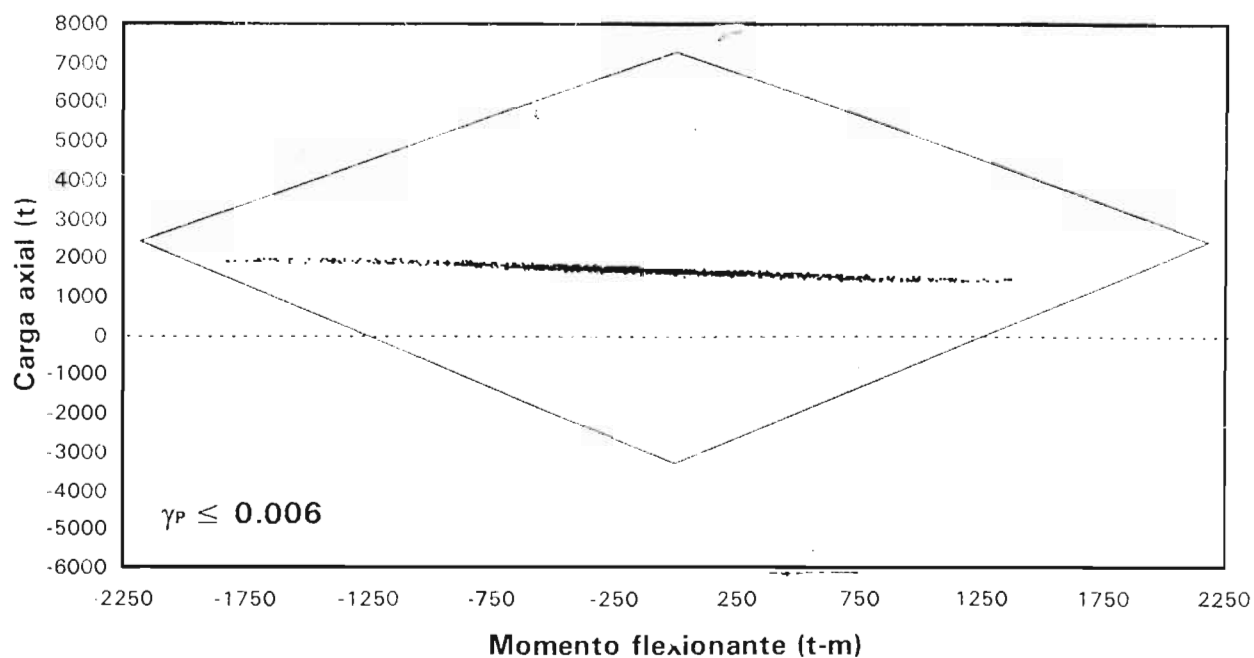


Fig 4.115 Combinaciones momento flexionante – carga axial actuantes en el extremo inferior de la columna 78 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso inelástico con sobre-resistencias, casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

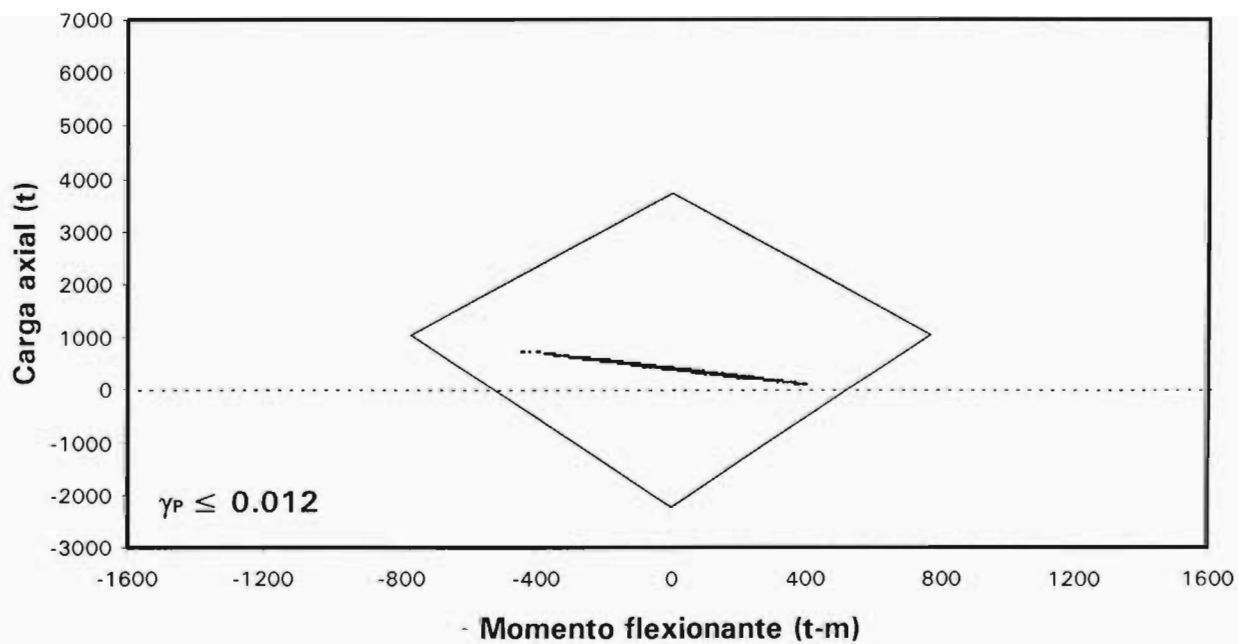
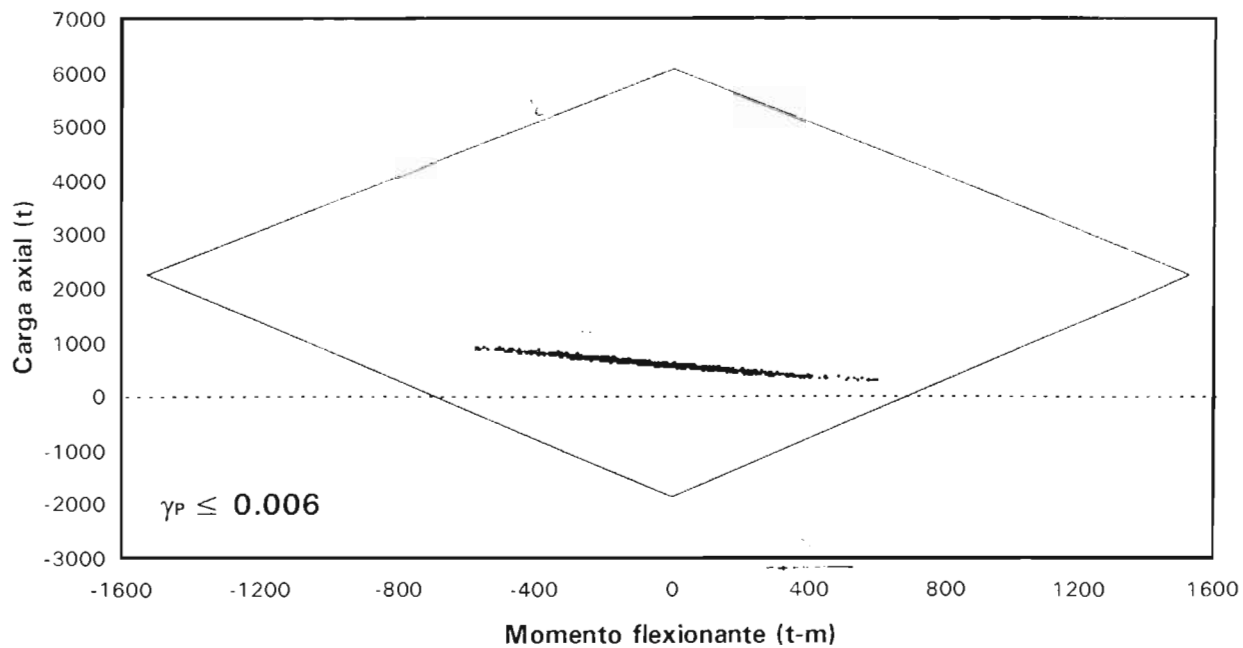


Fig 4.116 Combinaciones momento flexionante – carga axial actuantes en el extremo inferior de la columna 37 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso inelástico con sobre-resistencias, casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

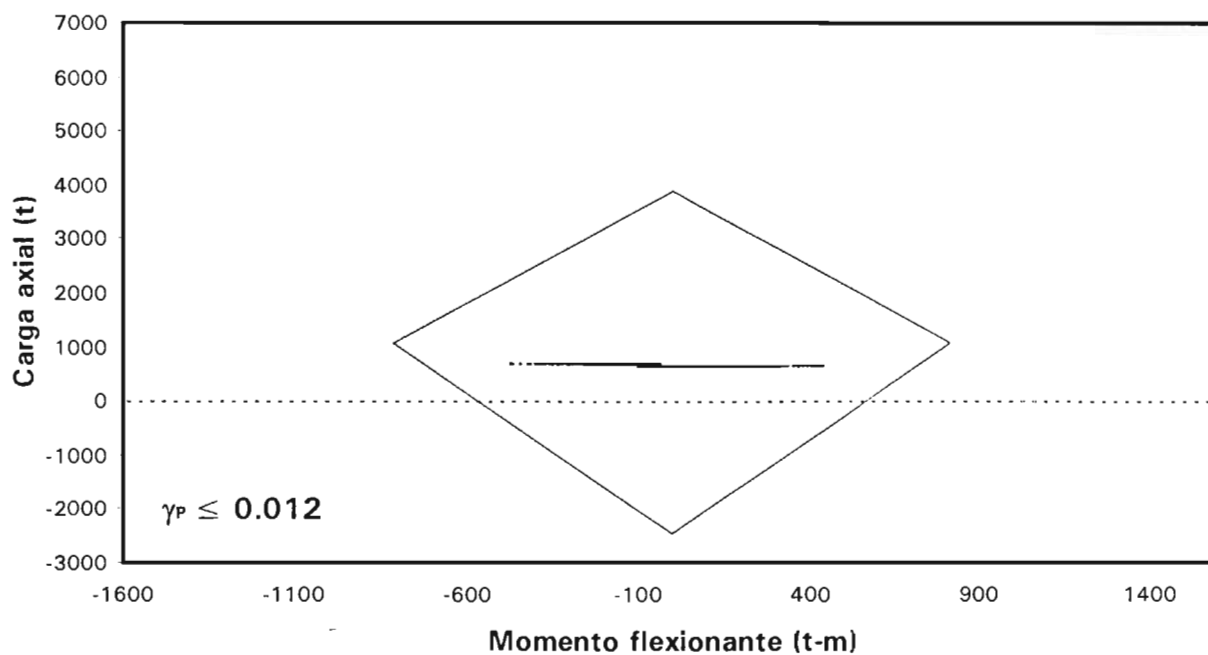
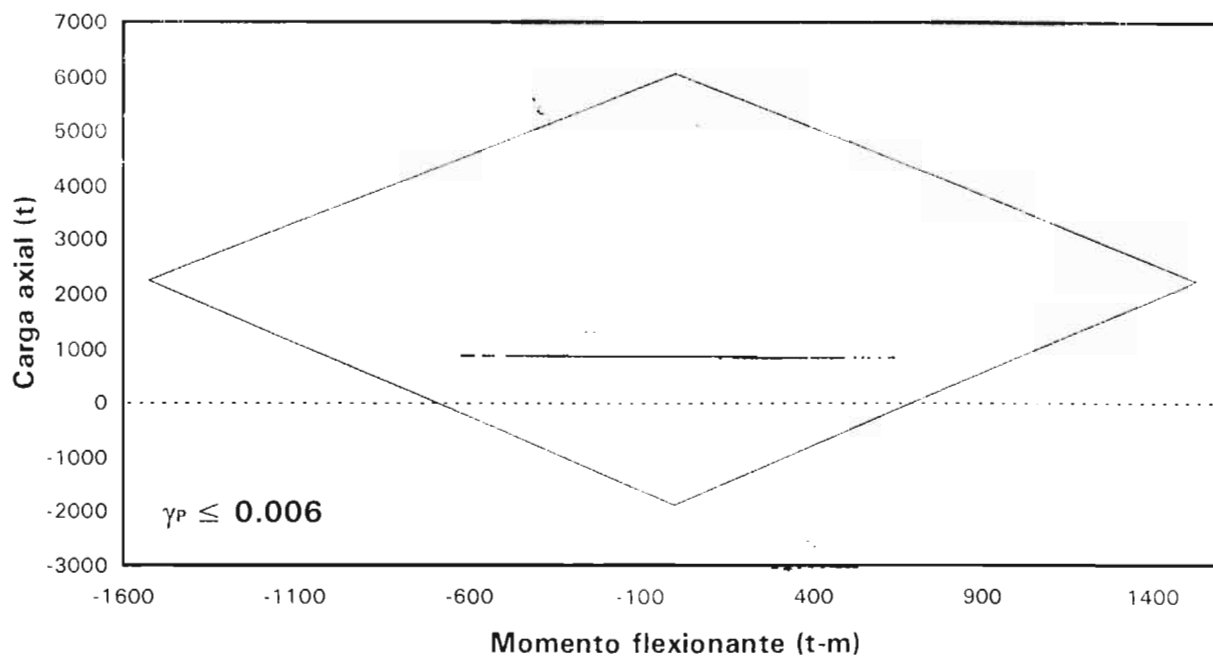


Fig 4.117 Combinaciones momento flexionante – carga axial actuantes en el extremo inferior de la columna 38 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso inelástico con sobre-resistencias, casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

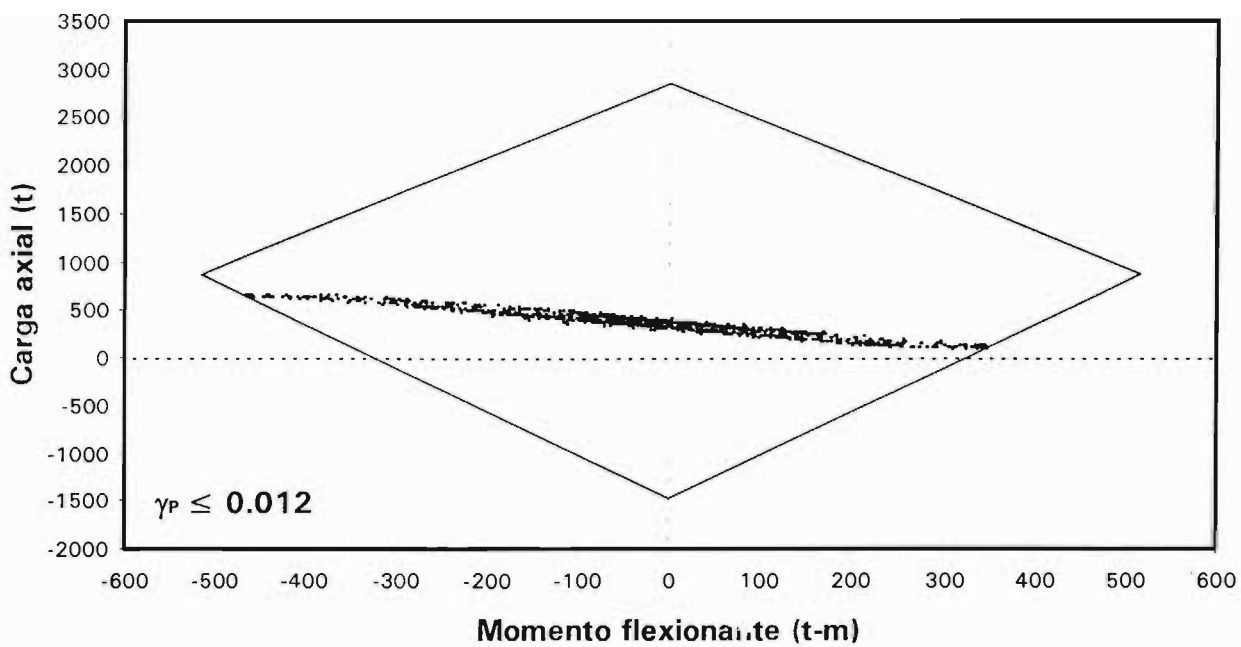
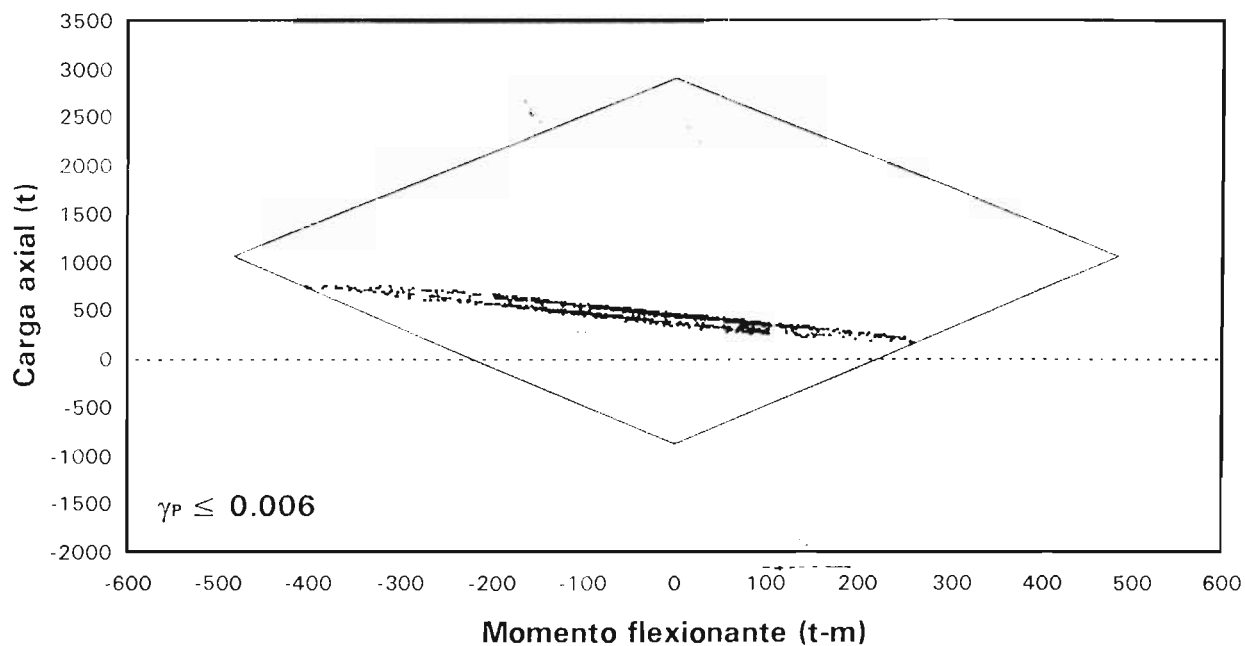


Fig 4.118 Combinaciones momento flexionante – carga axial actuantes en el extremo inferior de la columna 37 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso inelástico con sobre-resistencias, casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

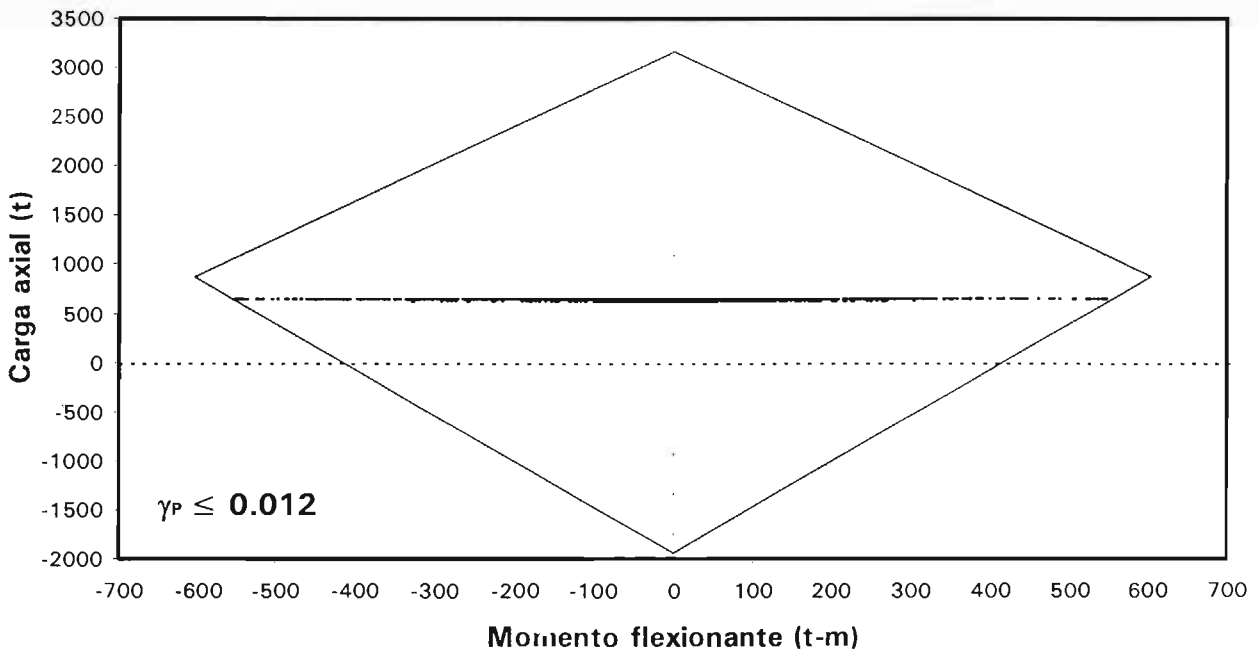
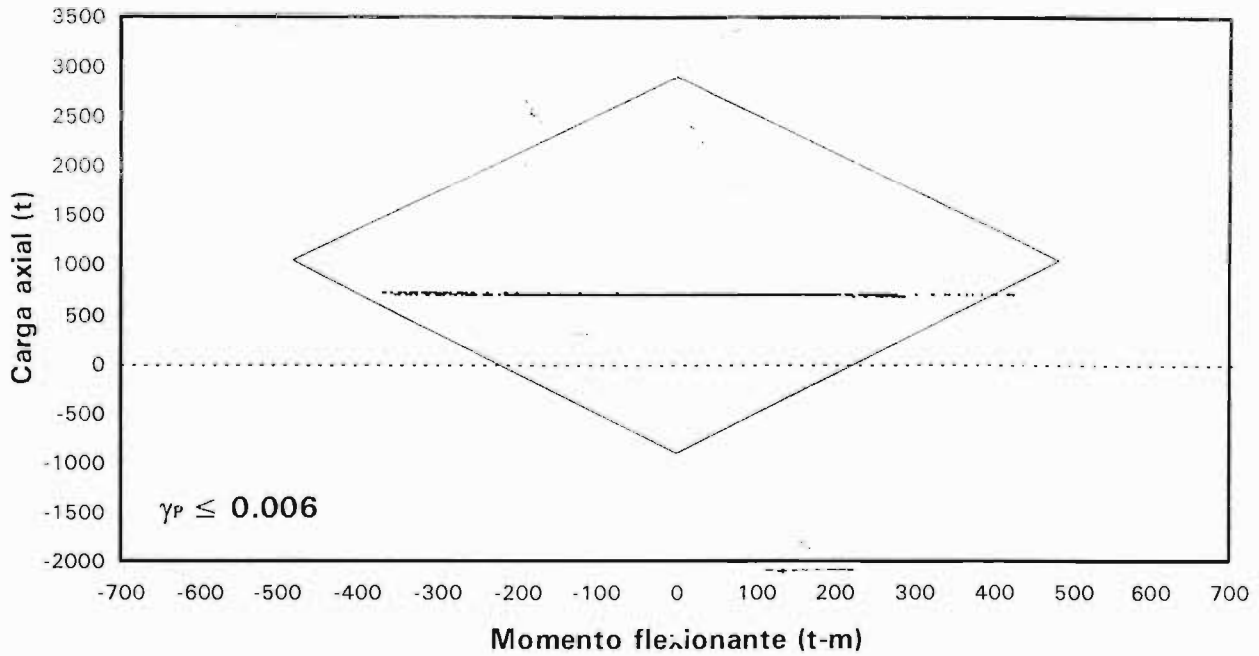
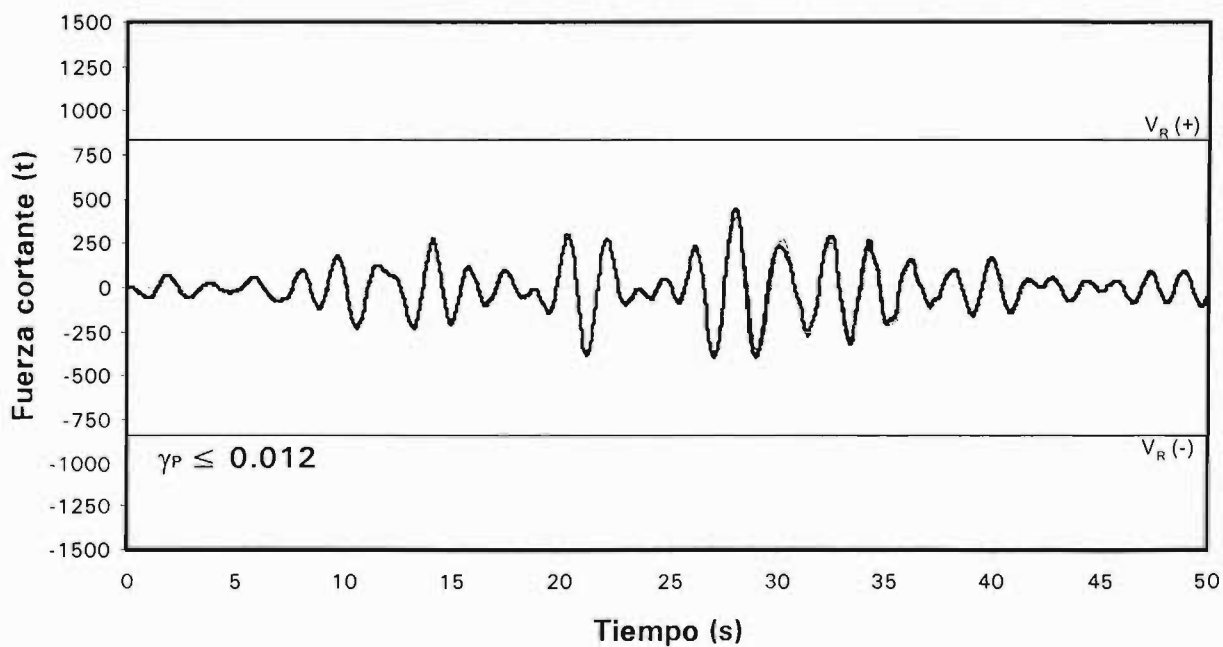
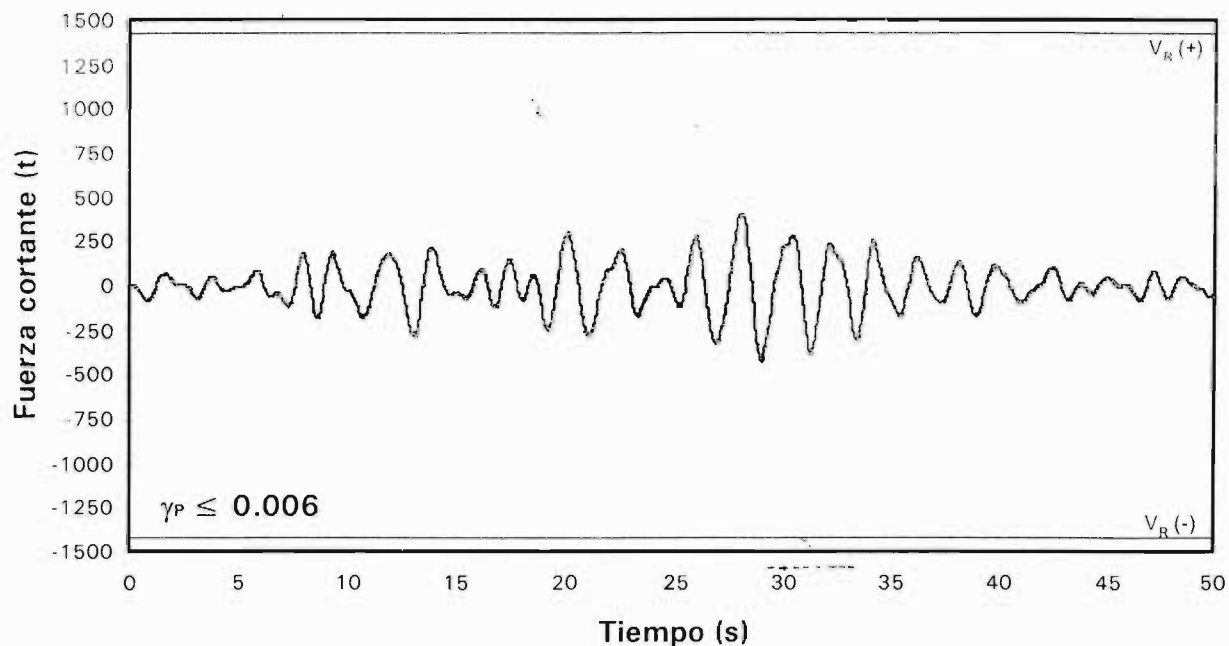
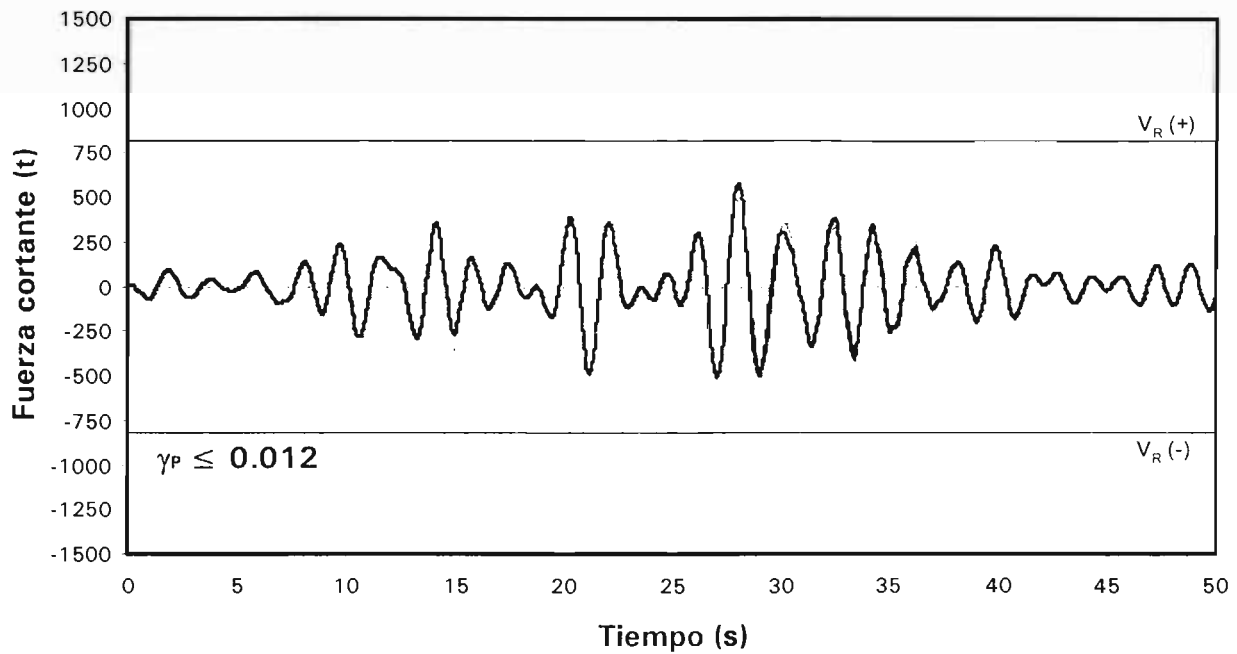
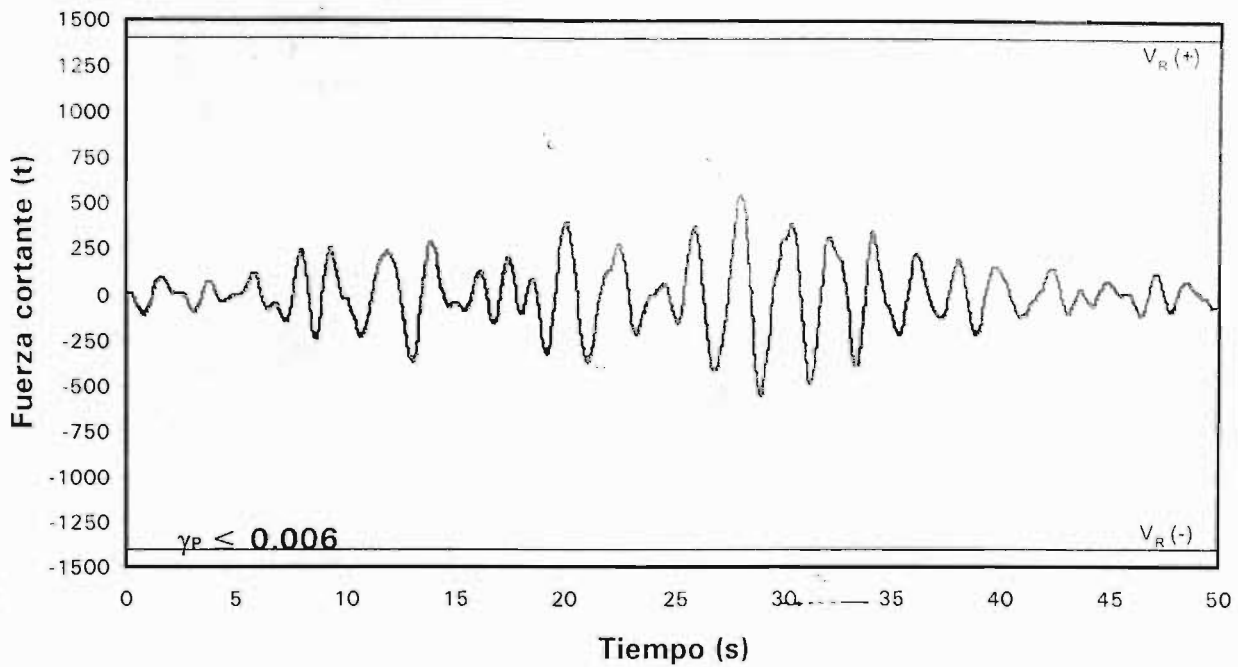


Fig 4.119 Combinaciones momento flexionante – carga axial actuantes en el extremo inferior de la columna 38 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso inelástico con sobre-resistencias, casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



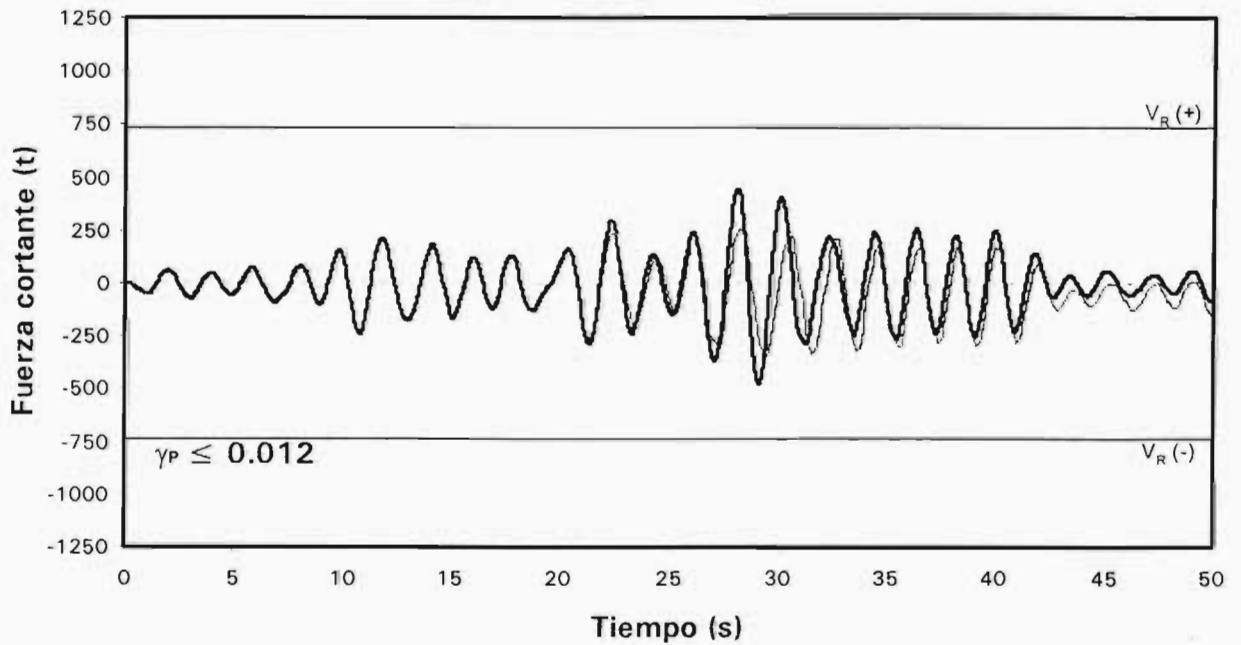
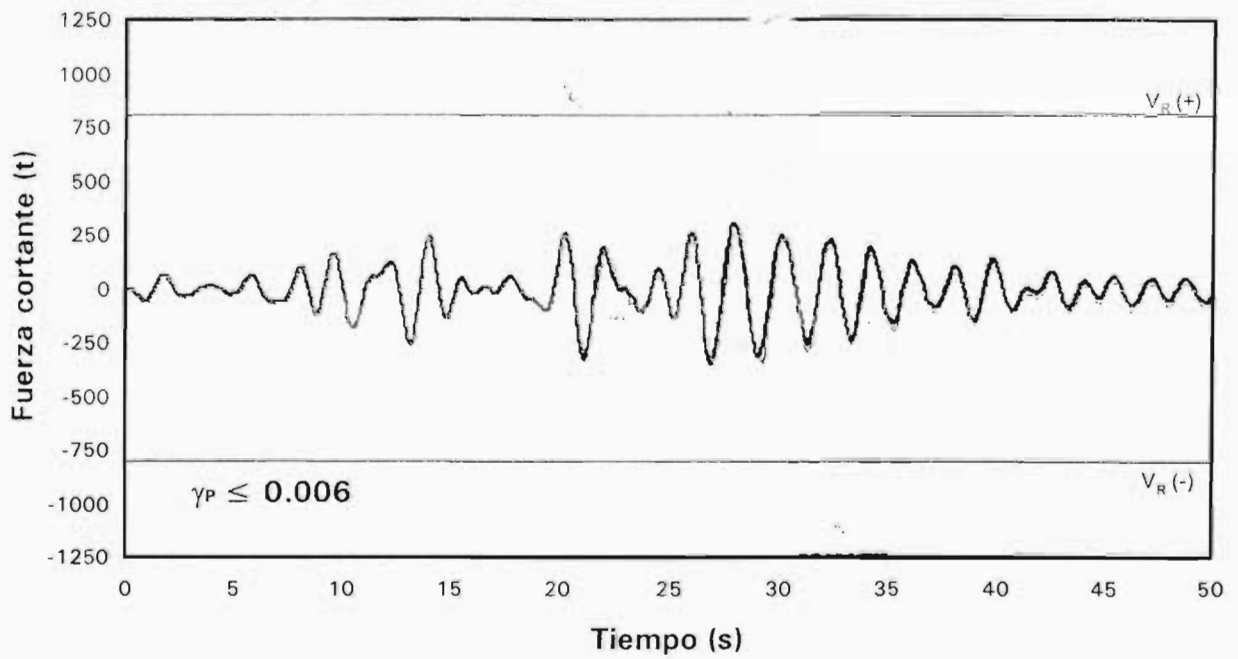
— Elástico - - - - Inelástico sobre-resistencias

Fig 4.120 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 77 del entresolio PB-N1, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



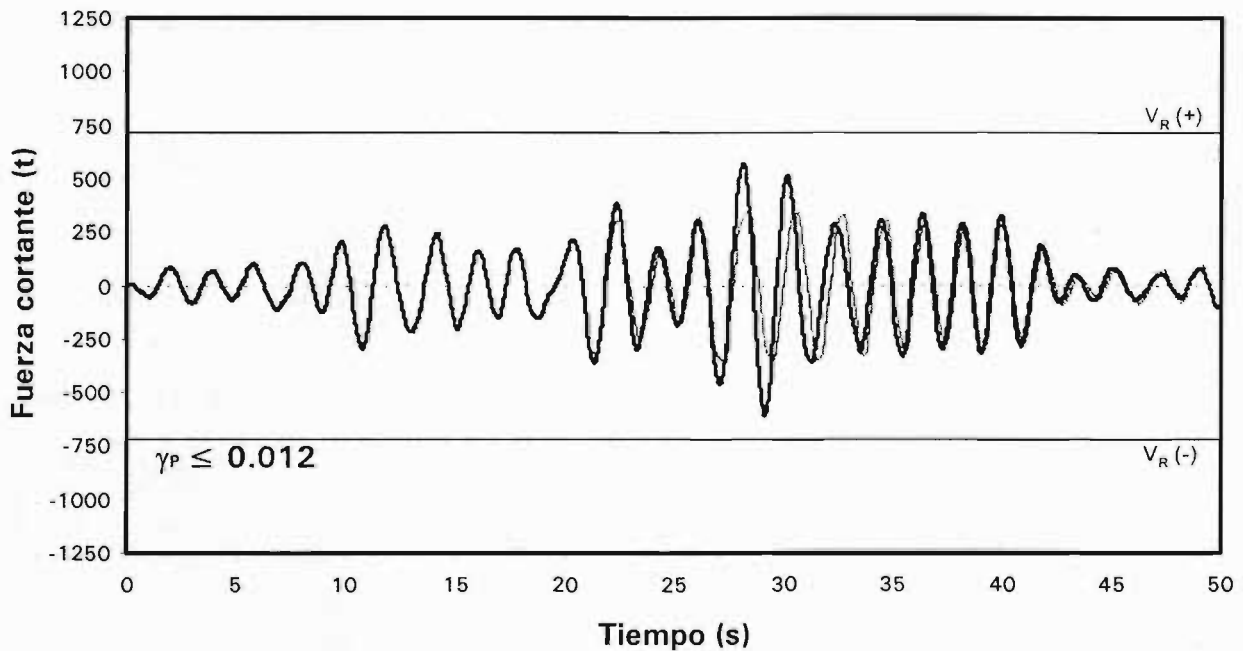
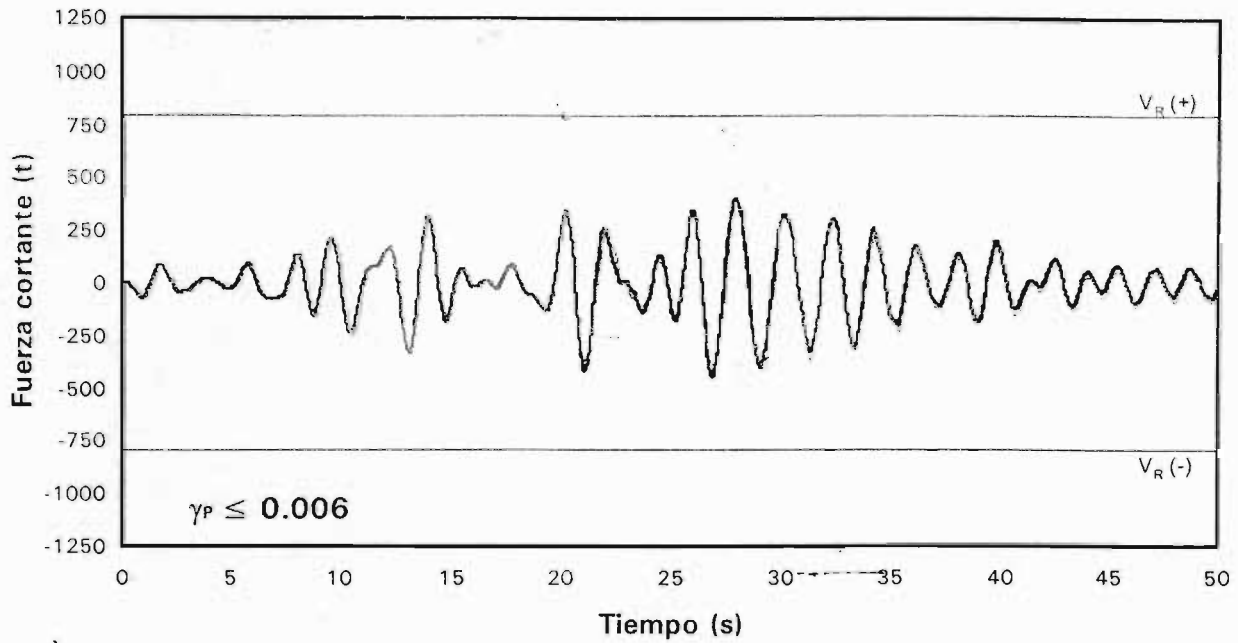
— Elástico - - - - Inelástico sobre-resistencias

Fig 4.121 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 78 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



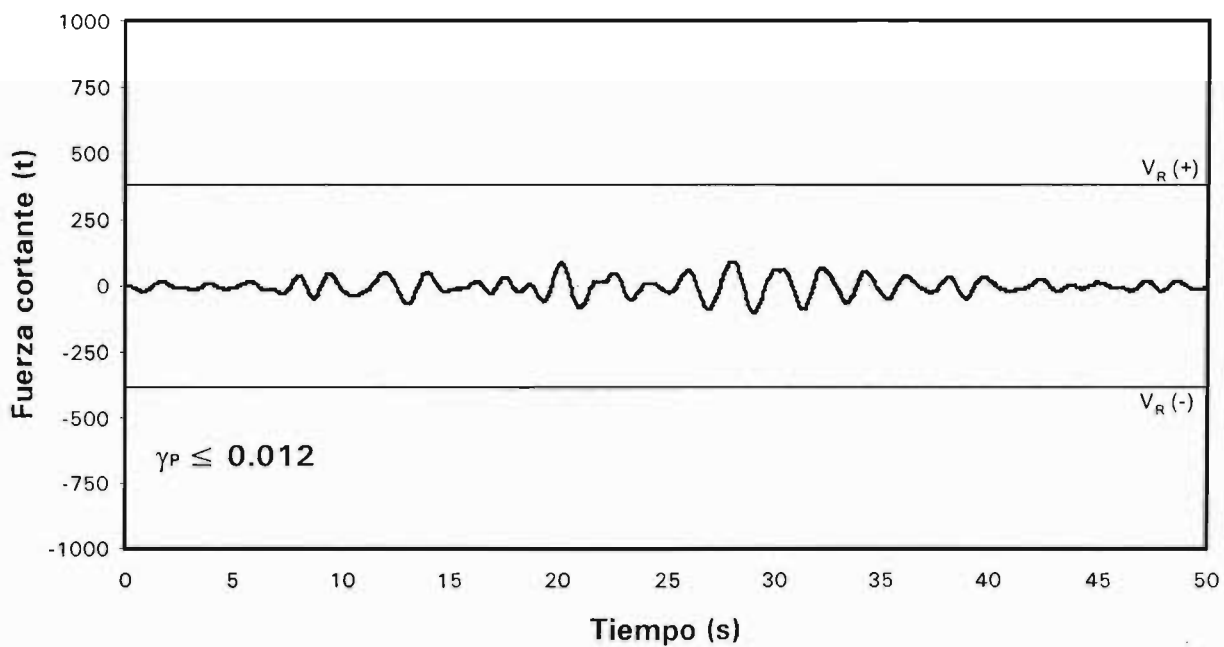
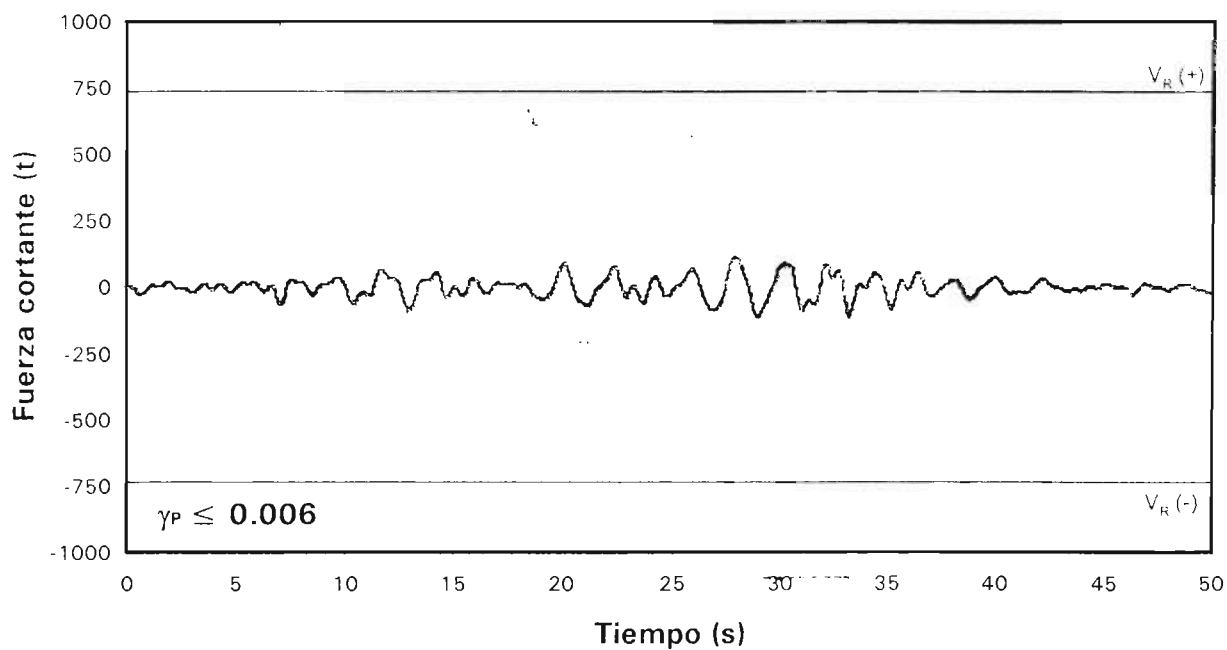
— Elástico - - - - - nelástico sobre-resistencias

Fig 4.122 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 77 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



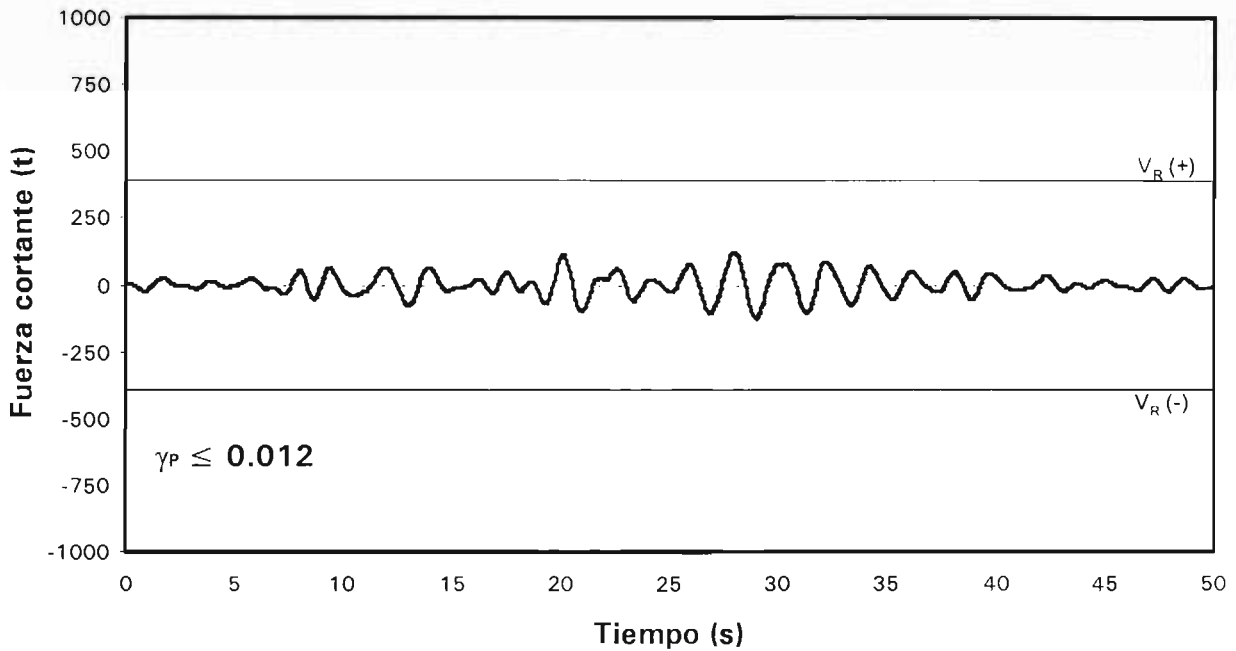
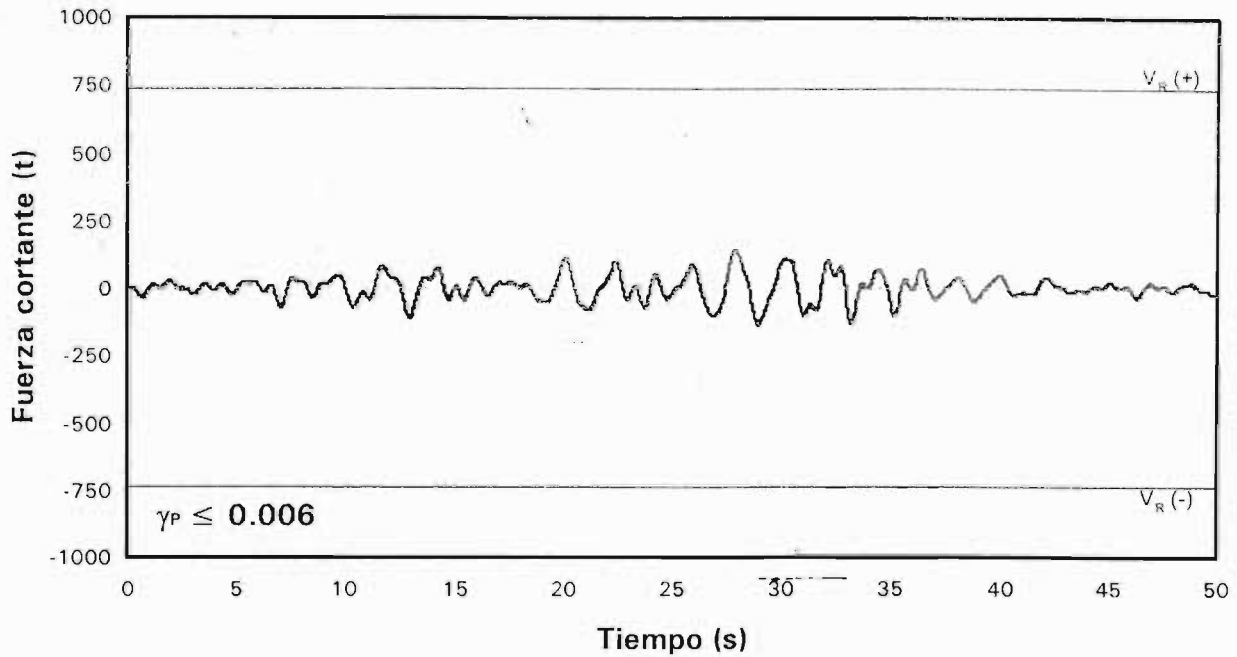
— Elástico - - - - Inelástico sobre-resistencia

Fig 4.123 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 78 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencia, casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



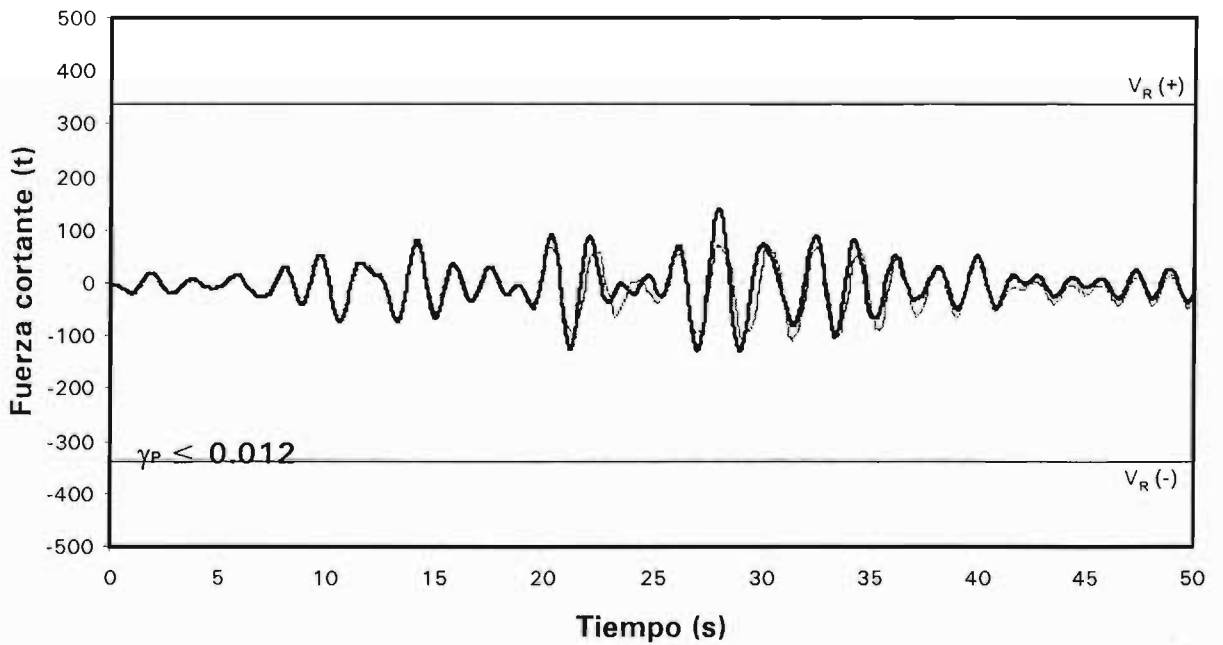
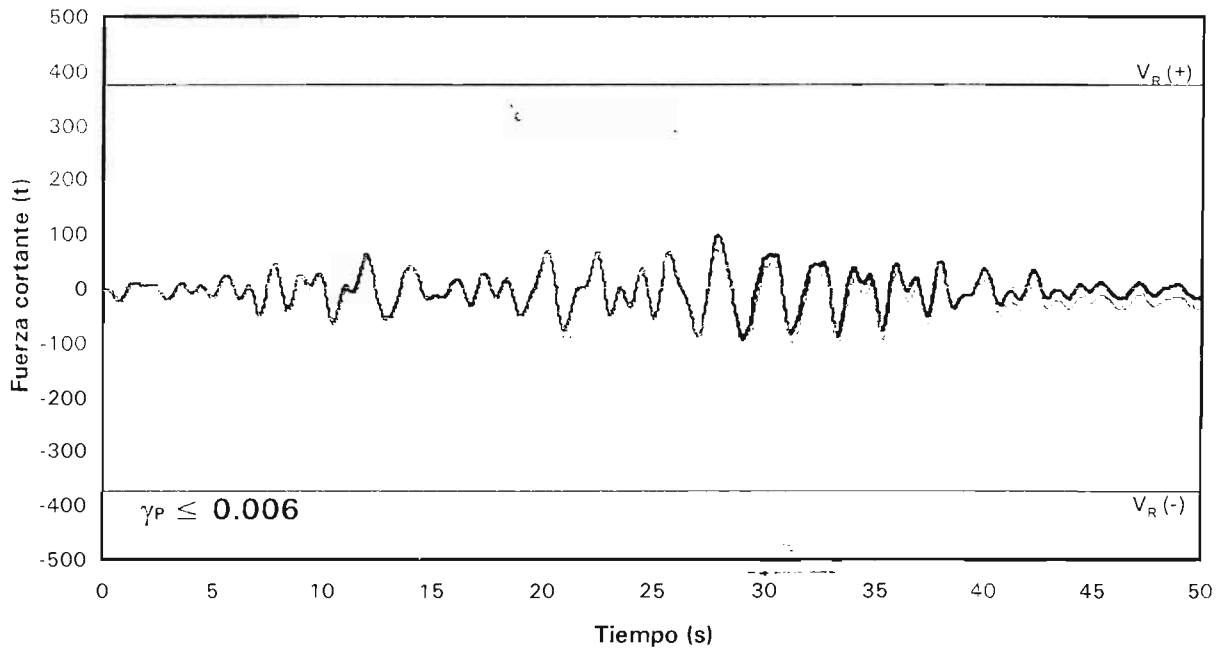
— Elástico - - - - - nelástico sobre-resistencias

Fig 4.124 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 37 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



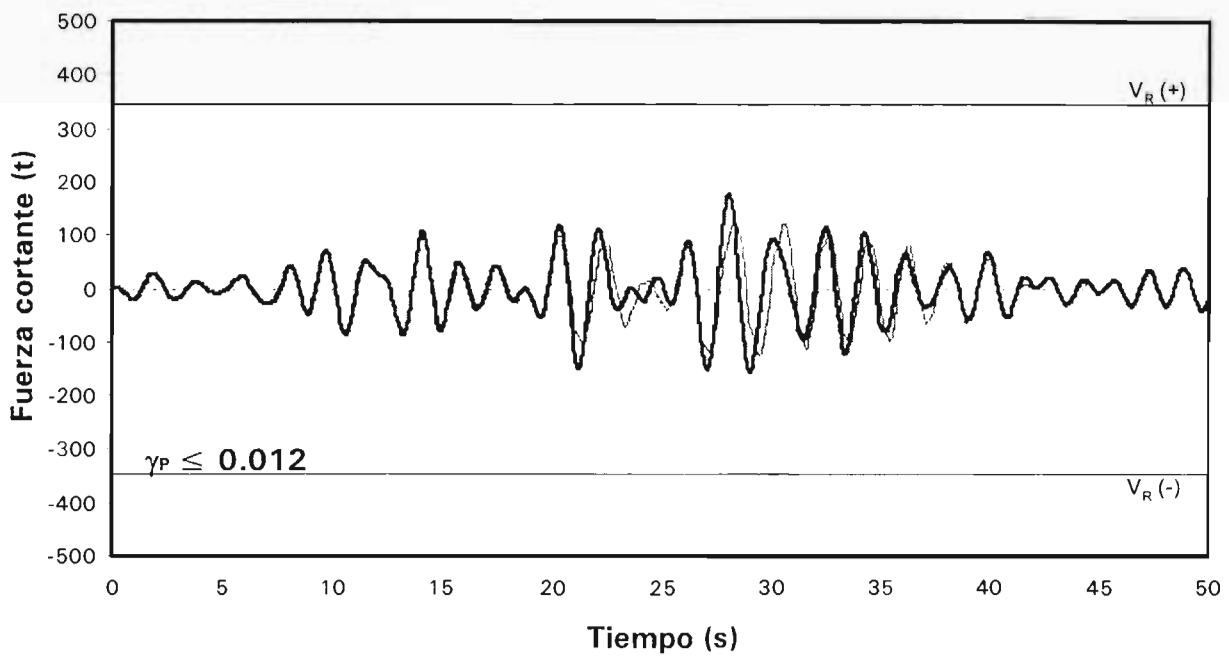
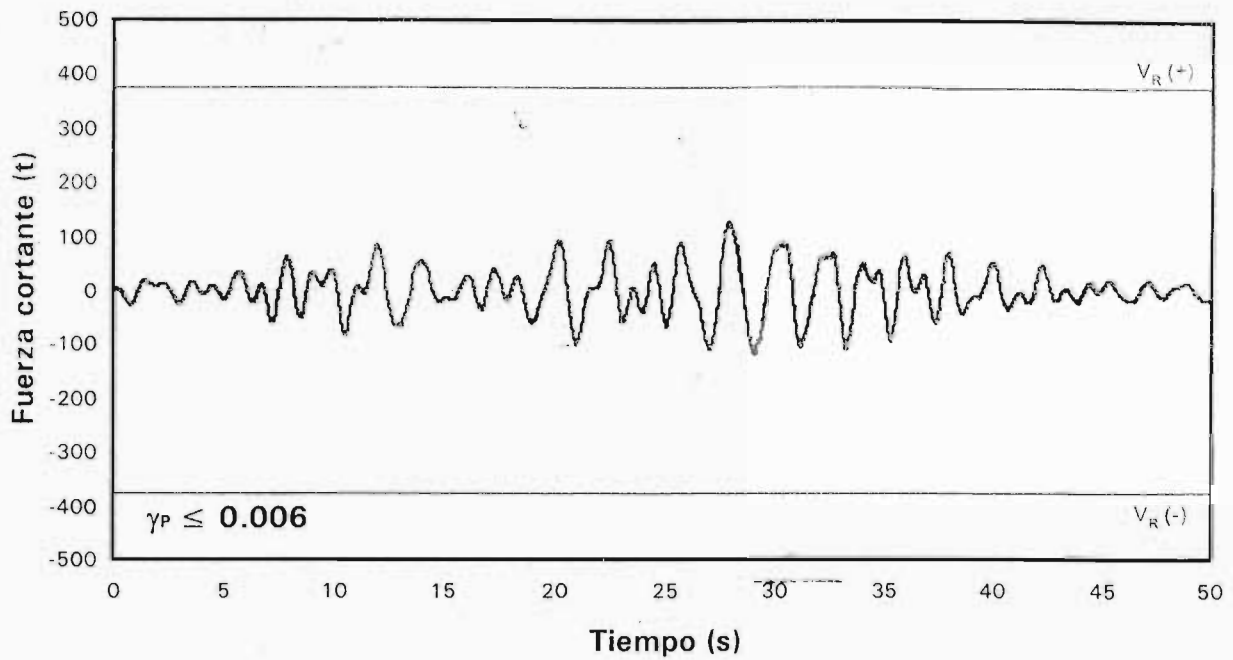
— Elástico - - - - Inelástico sobre-resistencias

Fig 4.125 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 38 del entrespacio PB-N1, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



— Elástico - - - - Inelástico sobre-resistencias

Fig 4.126 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 37 del entresolio PB-N1, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



— Elástico - - - - - nelástico sobre-resistencias

Fig 4.127 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 38 del entrepiso PB-N1, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con sobre-resistencias, casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

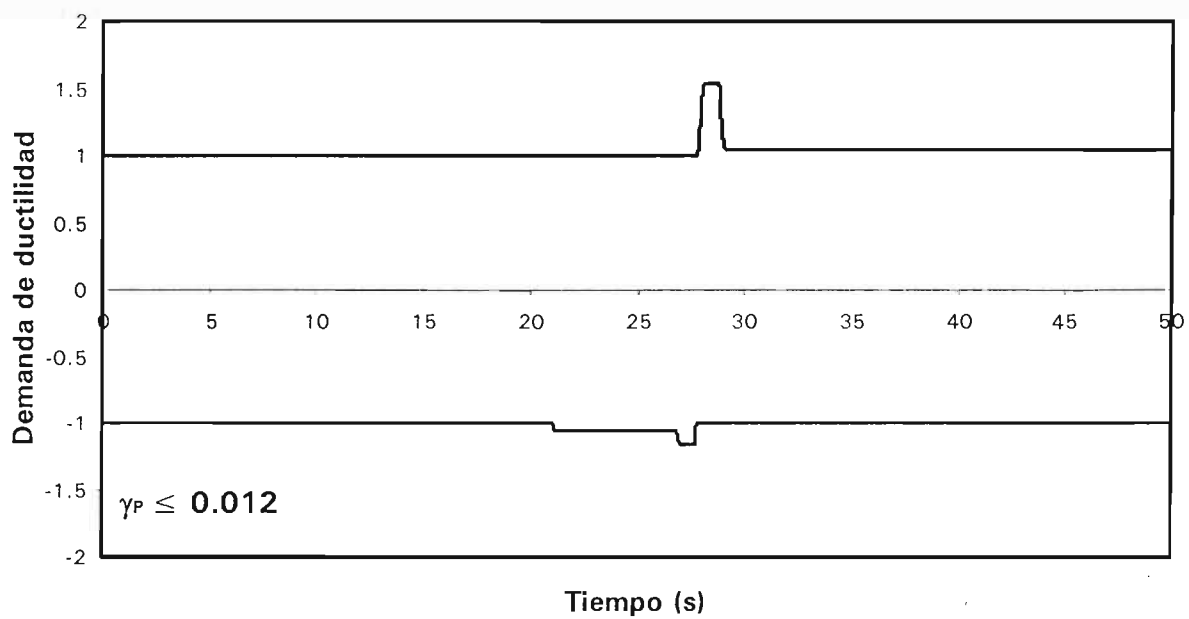
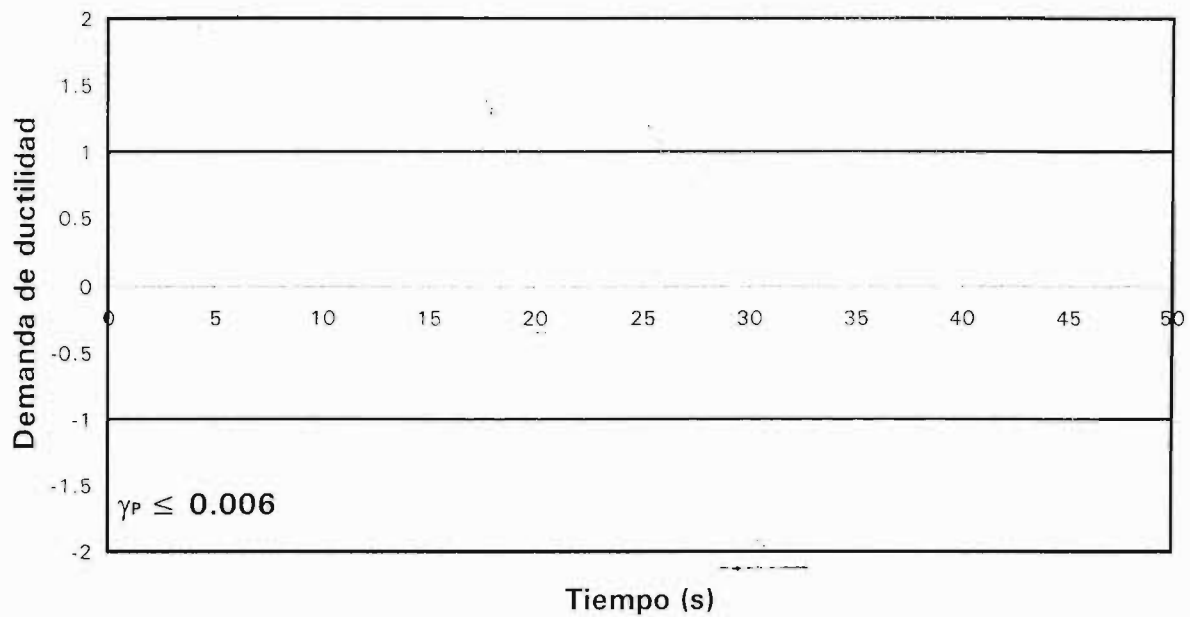


Fig 4.128 Historias de demandas de ductilidad en el extremo izquierdo de la viga 58 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso (inelástico con sobre-resistencias), casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

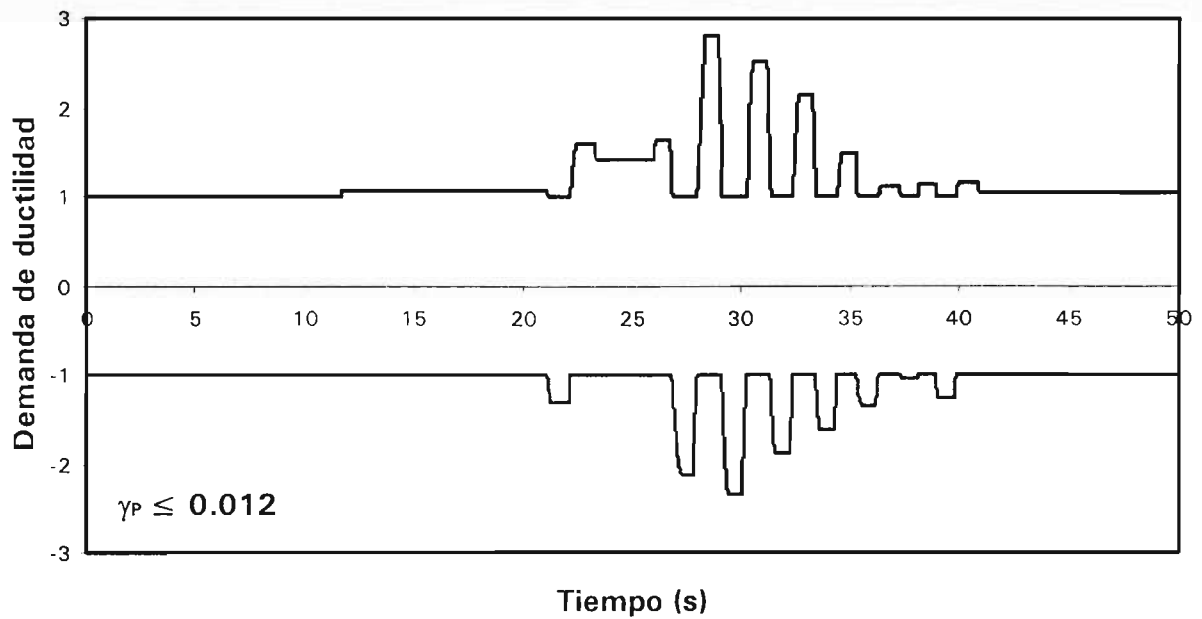
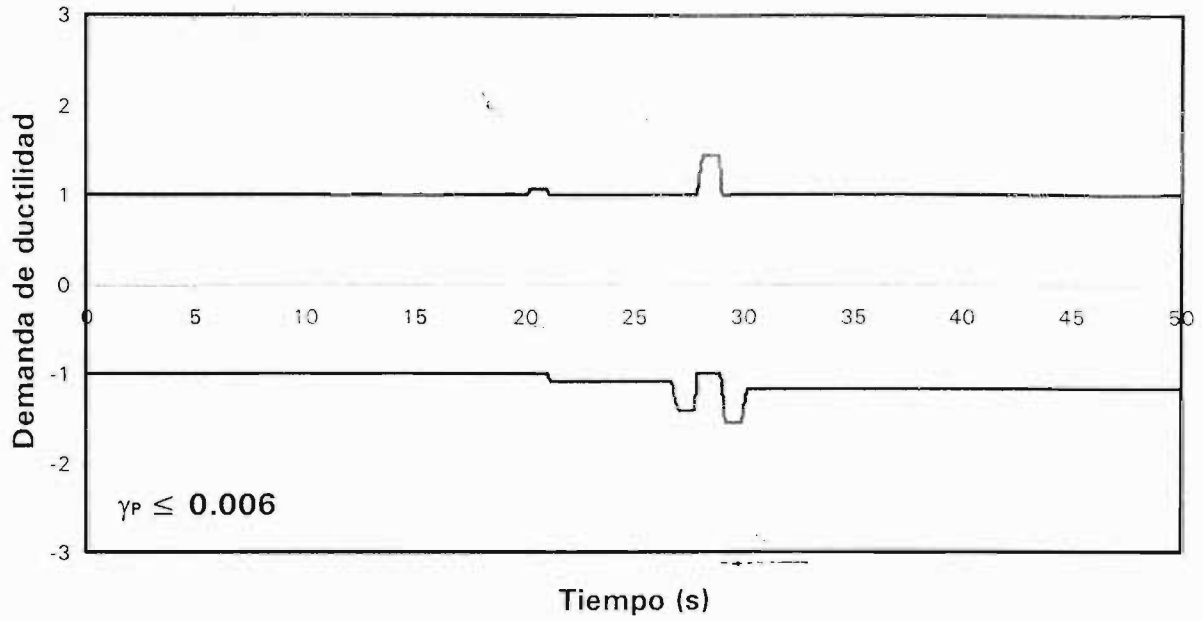


Fig 4.129 Historias de demandas de ductilidad en el extremo izquierdo de la viga 58 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso (inelástico con sobre-resistencias), casos B.1 y B.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

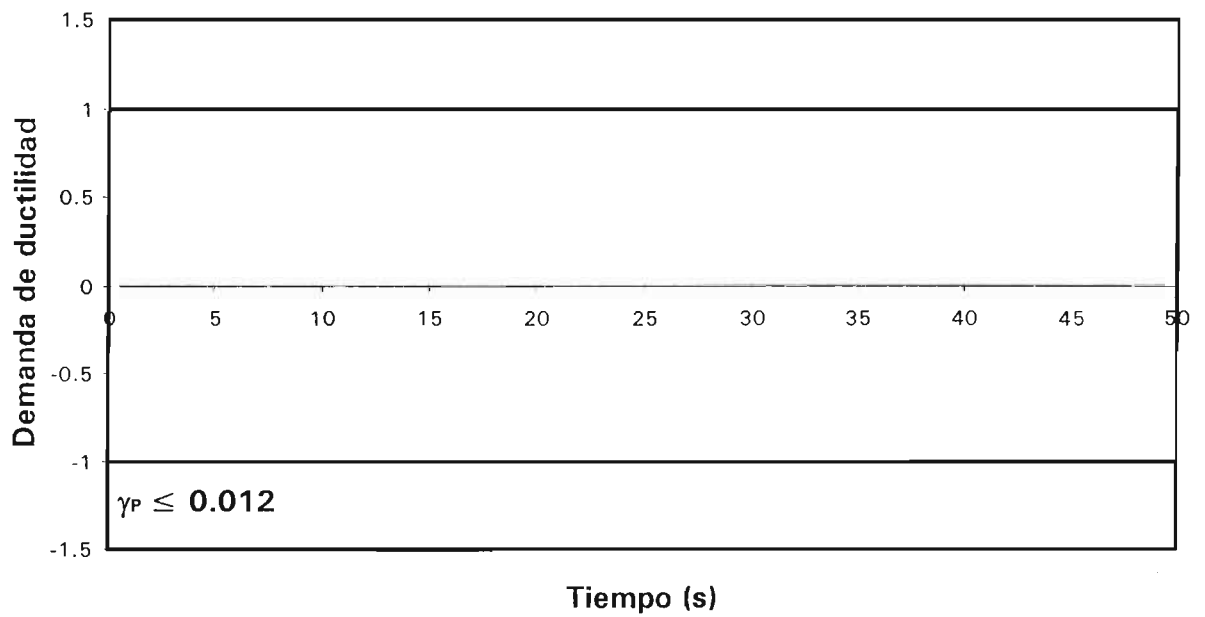
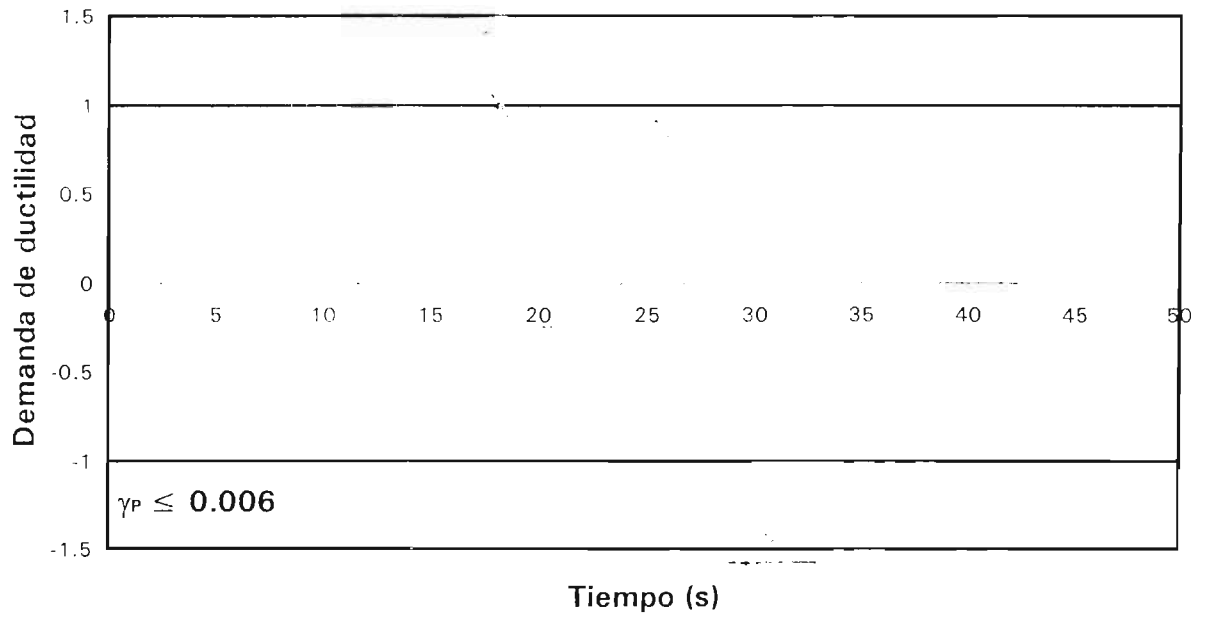


Fig 4.130 Historias de demandas de ductilidad en el extremo izquierdo de la viga 28 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso (inelástico con sobre-resistencias), casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

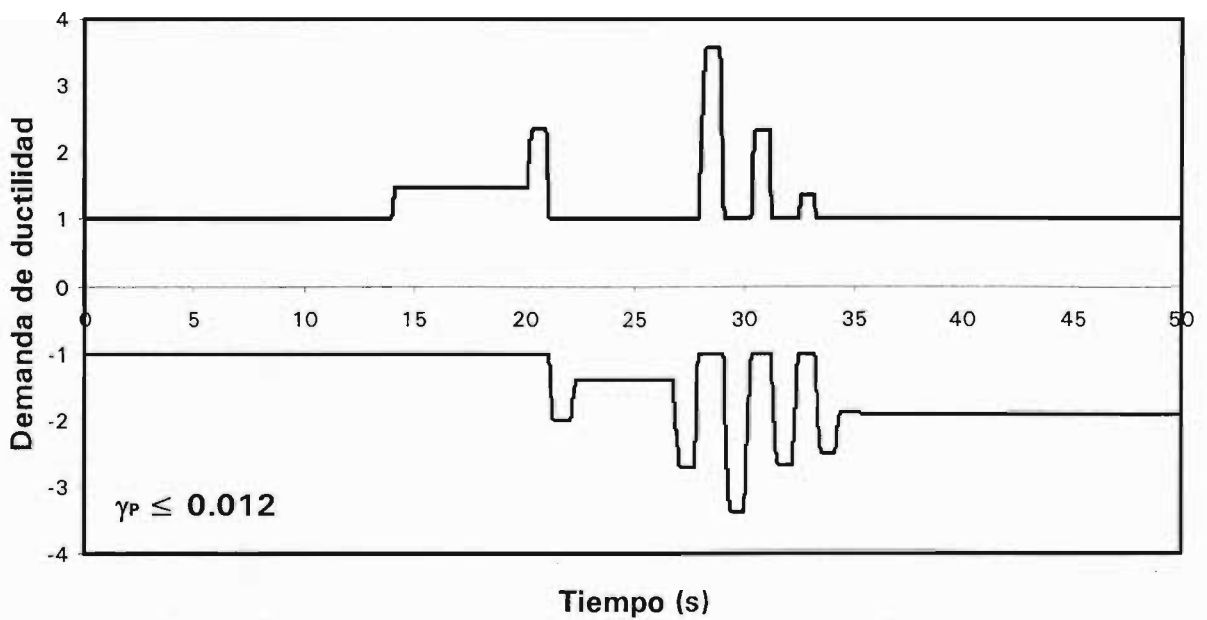
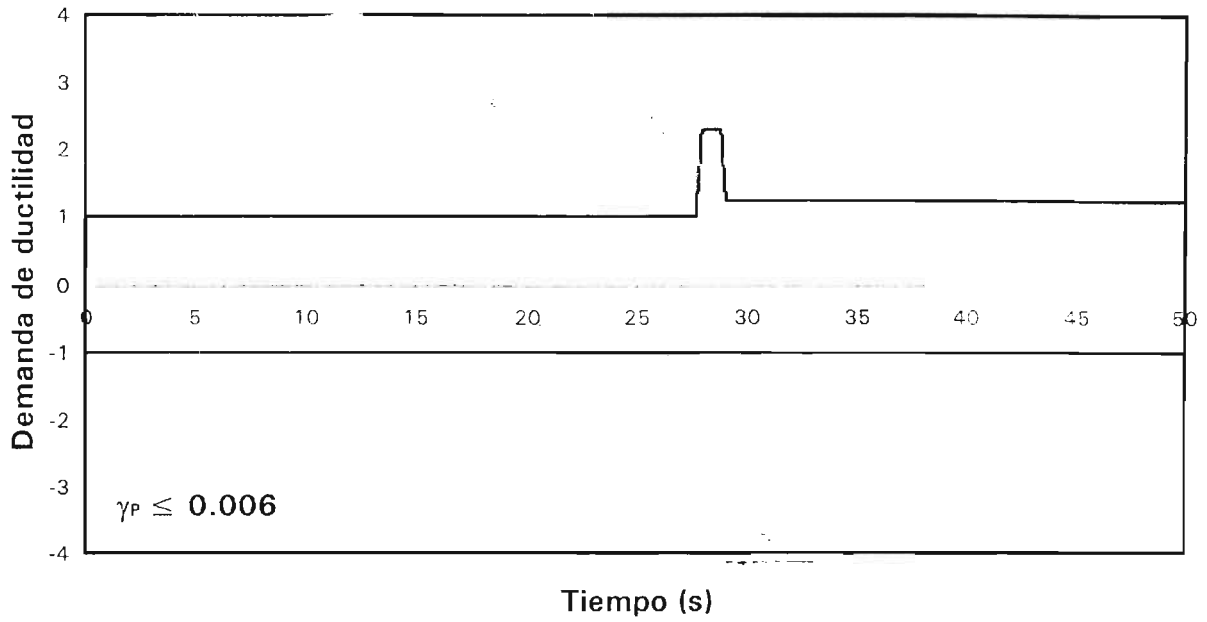


Fig 4.131 Historias de demandas de ductilidad en el extremo izquierdo de la viga 28 del nivel 1, análisis sísmico paso a paso (inelástico con sobre-resistencias), casos D.1 y D.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

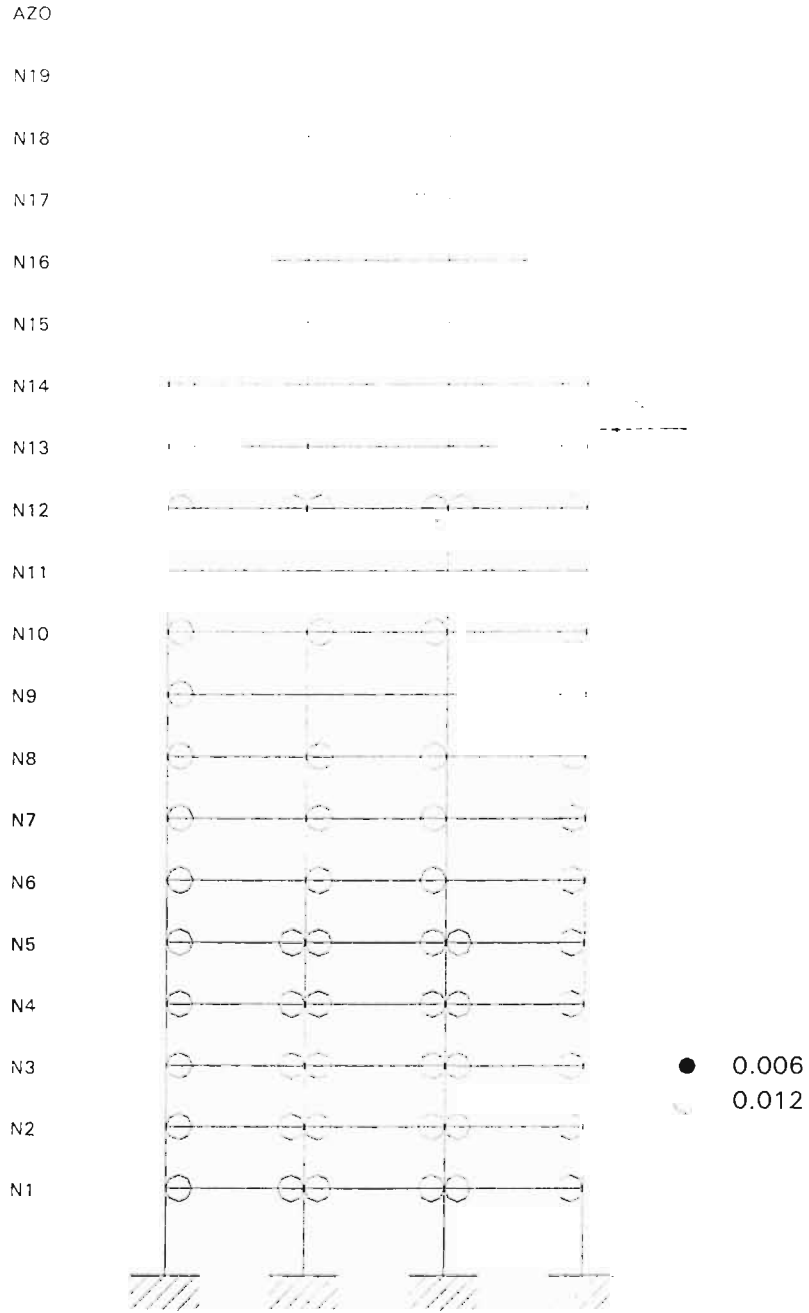


Fig 4.132 Distribución global de articulaciones plásticas con efectos de sobre-resistencias, casos A.1y A.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

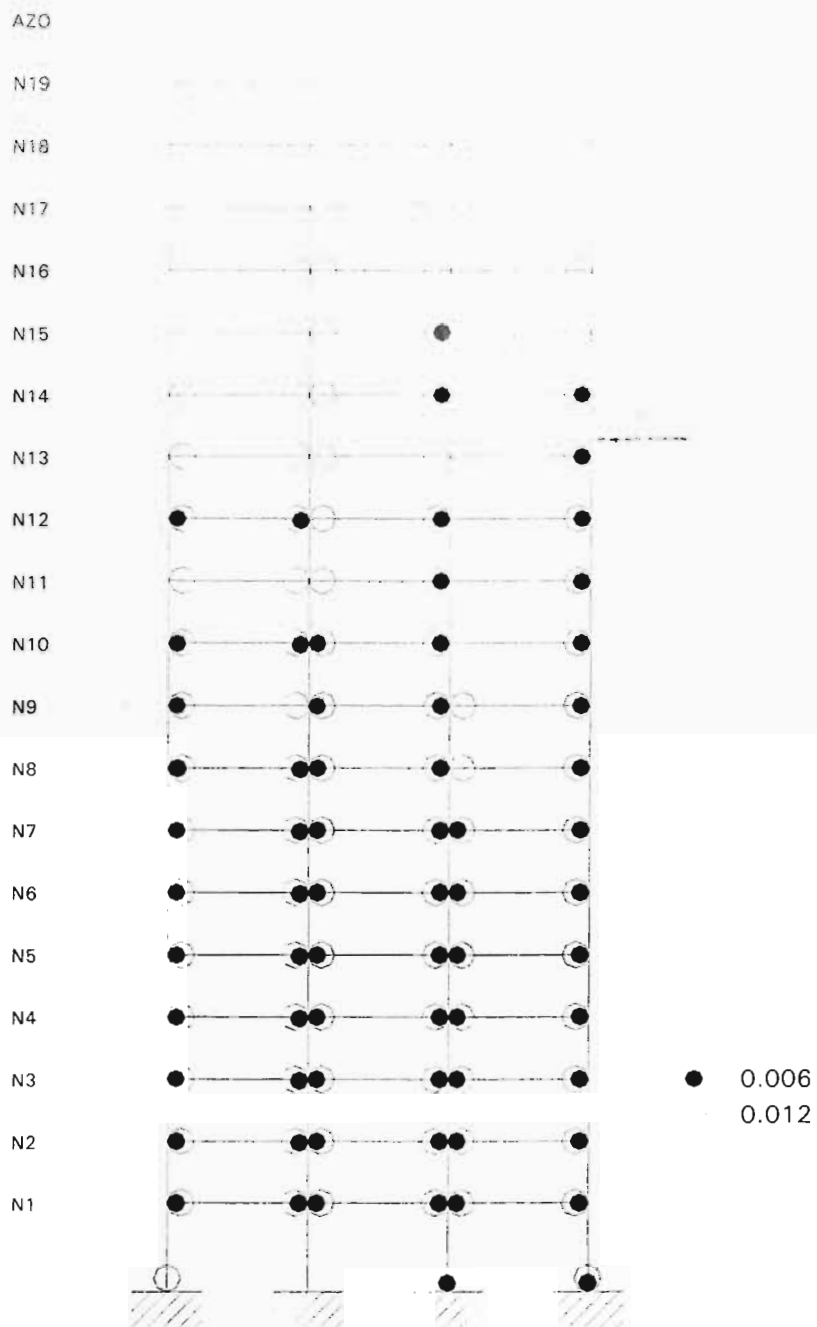


Fig 4.133 Distribución global de articulaciones plásticas con efectos de sobre-resistencias, casos B.1 y B.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

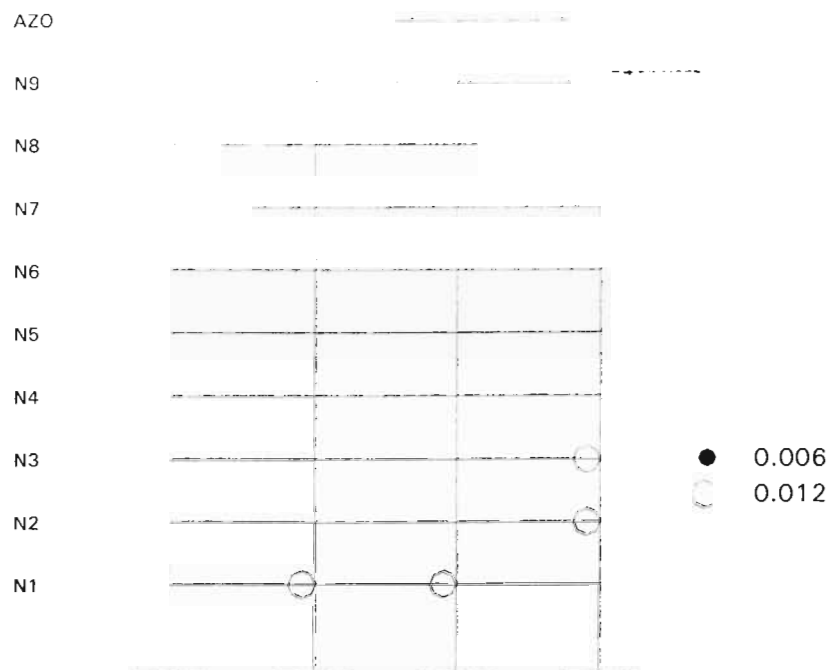


Fig 4.134 Distribución global de articulaciones plásticas con efectos de sobre-resistencias, casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

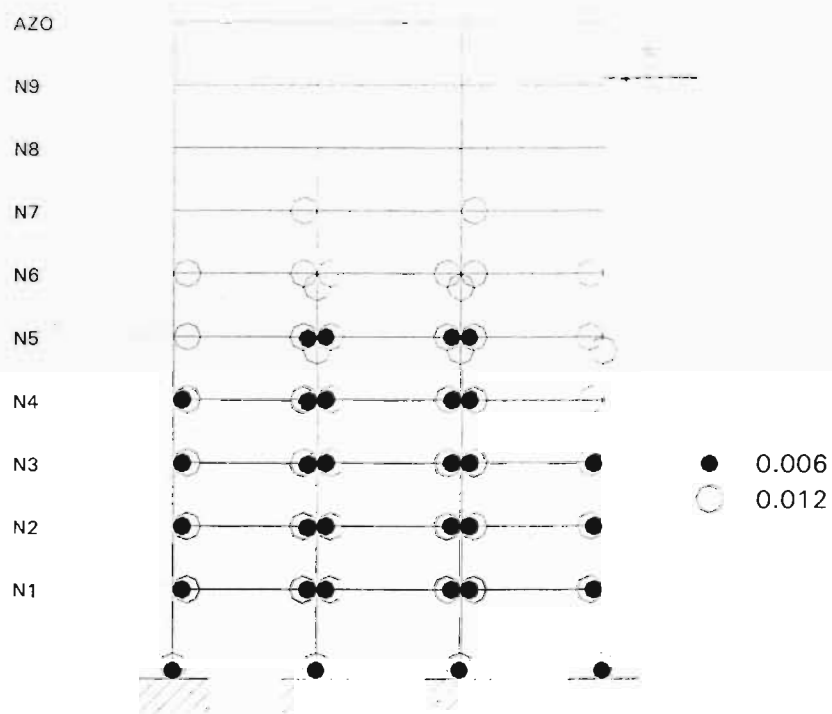


Fig 4.135 Distribución global de articulaciones plásticas con efectos de sobre-resistencias, casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

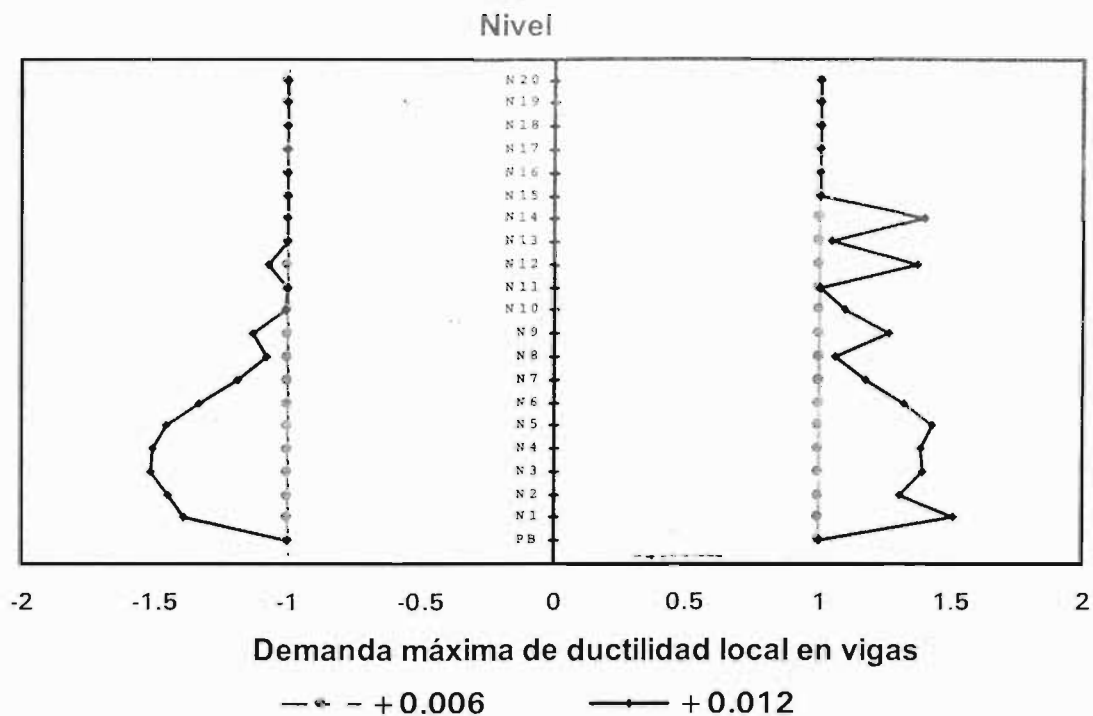


Fig 4.136 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas, análisis sísmico paso a paso (inelástico, sobre-resistencias), casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

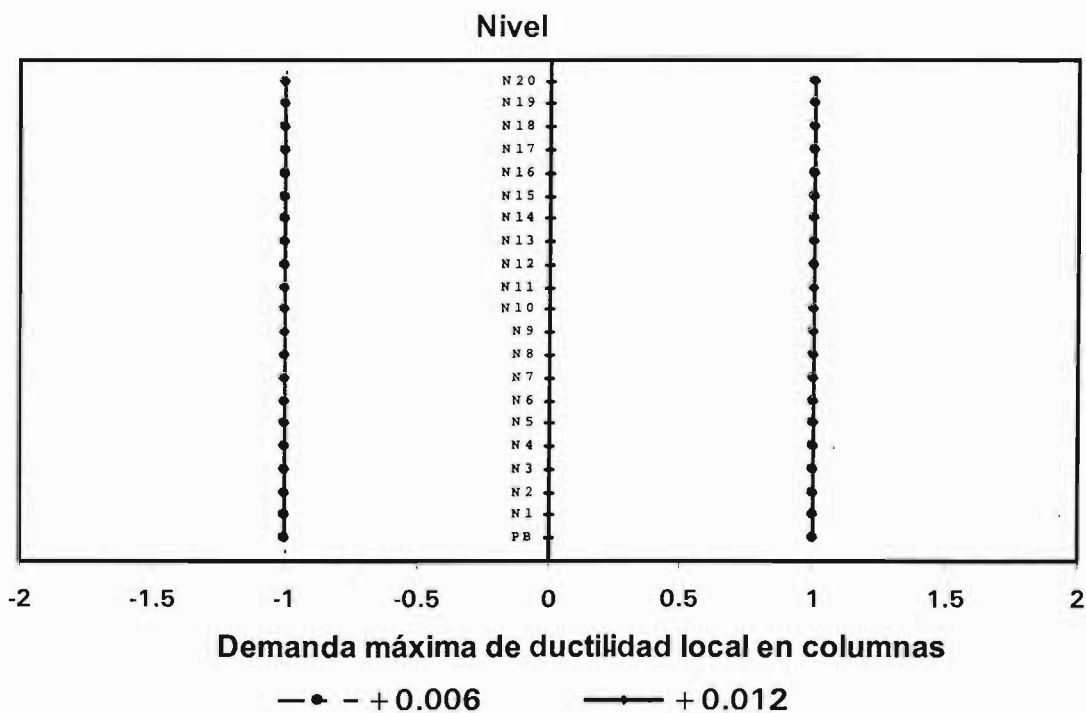


Fig 4.137 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en columnas, análisis sísmico paso a paso (inelástico, sobre-resistencias), casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

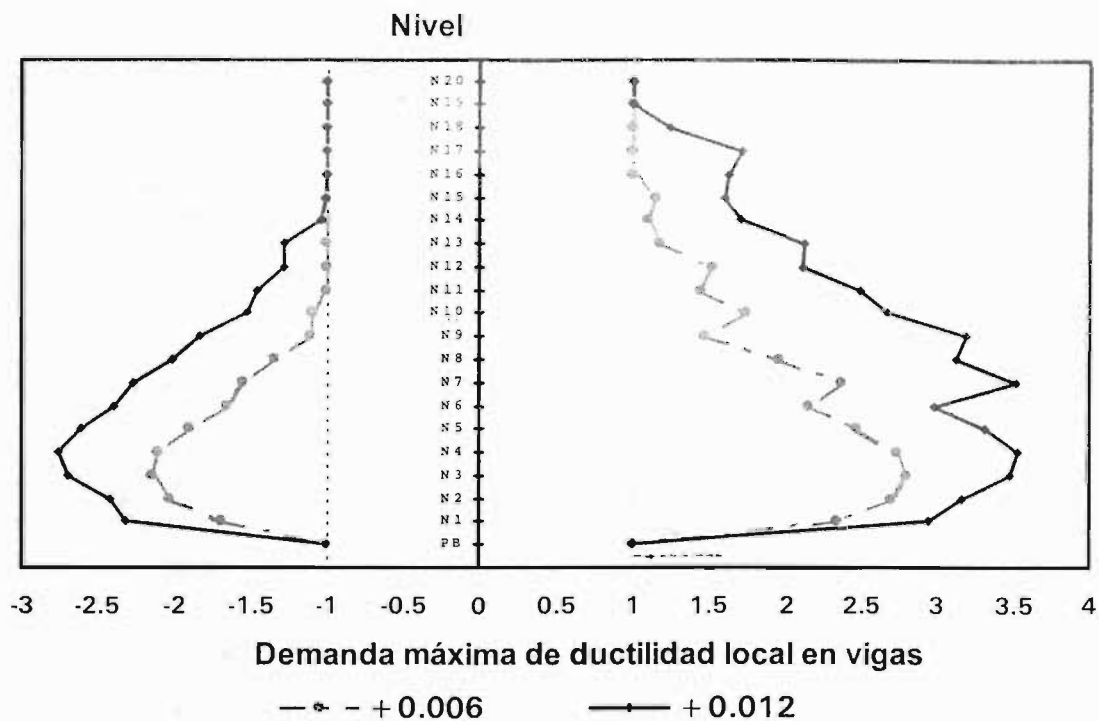


Fig 4.138 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas, análisis sísmico paso a paso (inelástico, sobre-resistencias), casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

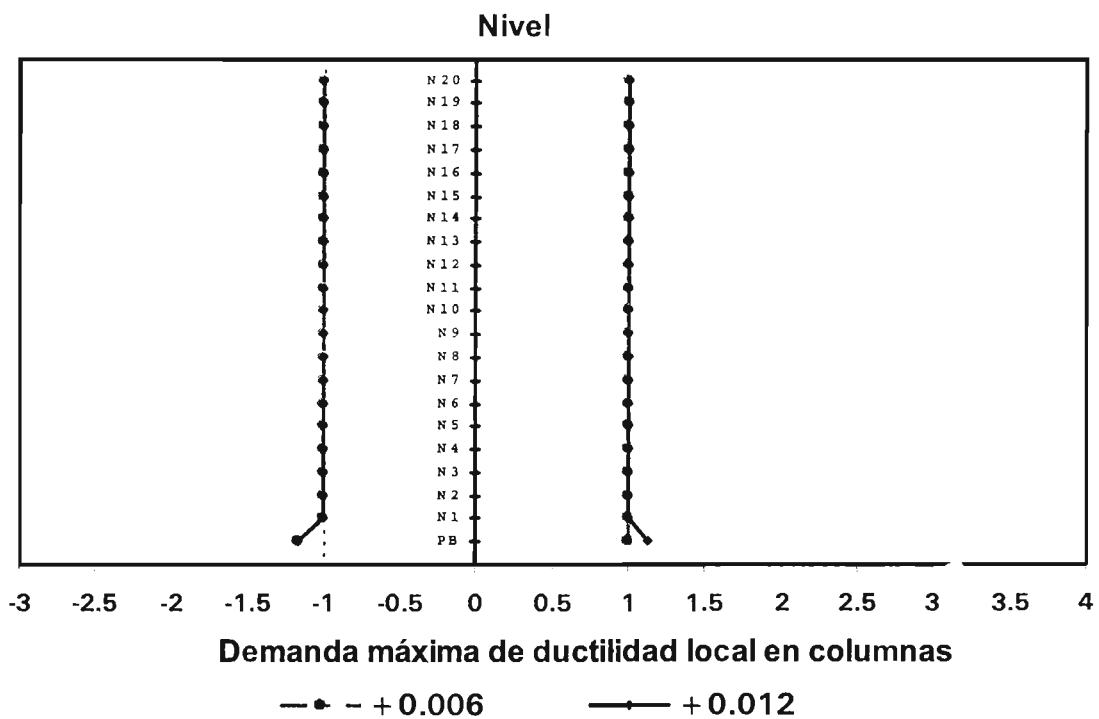


Fig 4.139 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en columnas, análisis sísmico paso a paso (inelástico, sobre-resistencias), casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

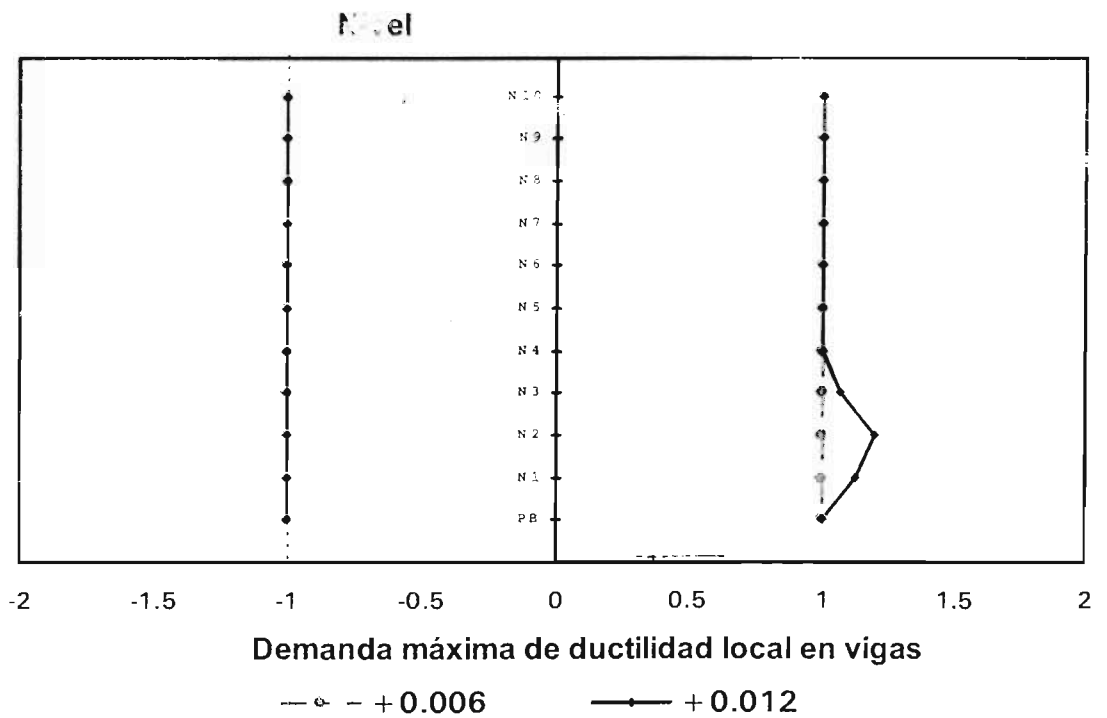


Fig 4.140 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas, análisis sísmico paso a paso (inelástico, sobre-resistencias), casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

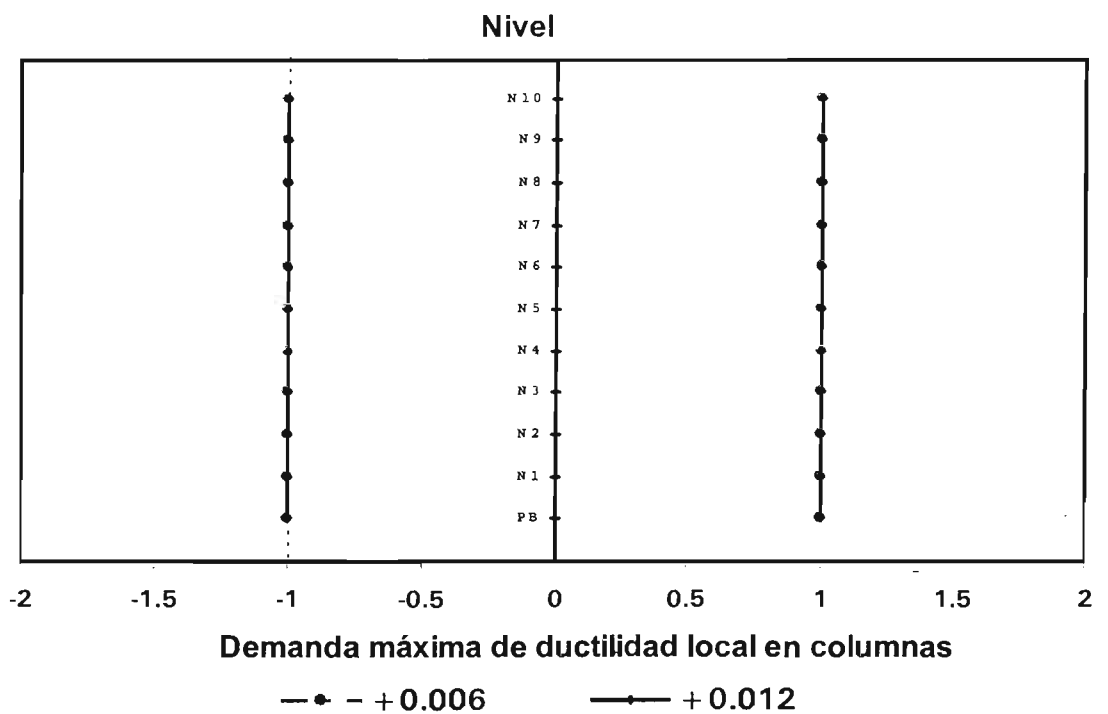


Fig 4.141 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en columnas, análisis sísmico paso a paso (inelástico, sobre-resistencias), casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

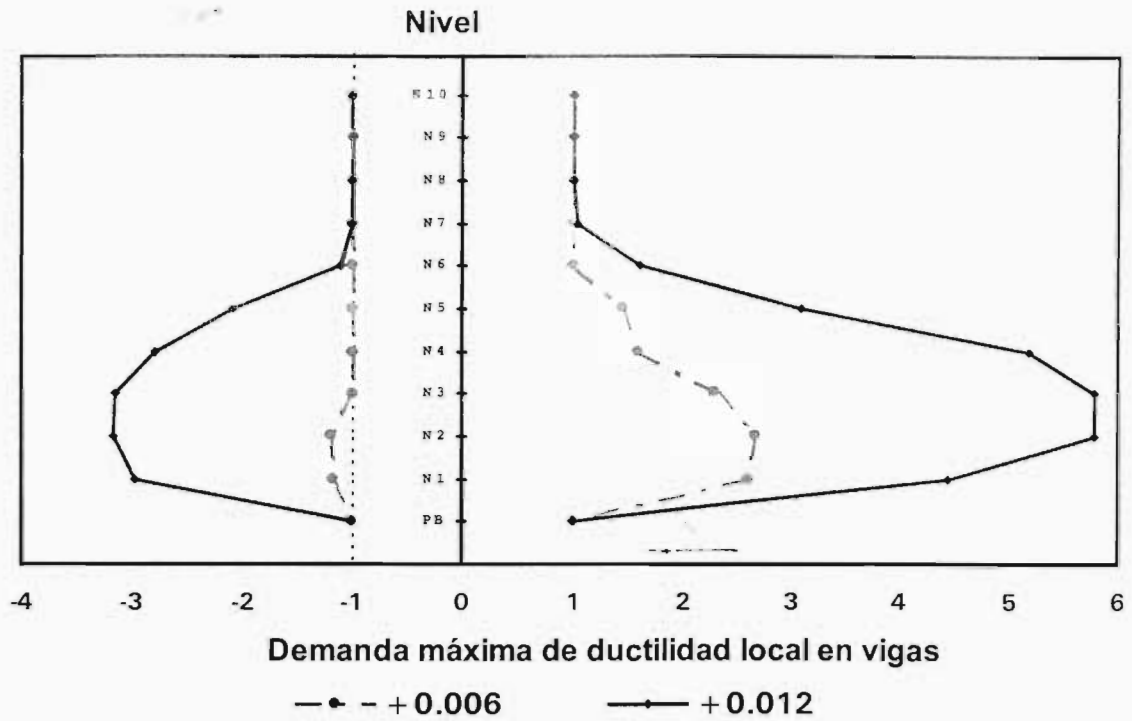


Fig 4.142 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas, análisis sísmico paso a paso (inelástico, sobre-resistencias), casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

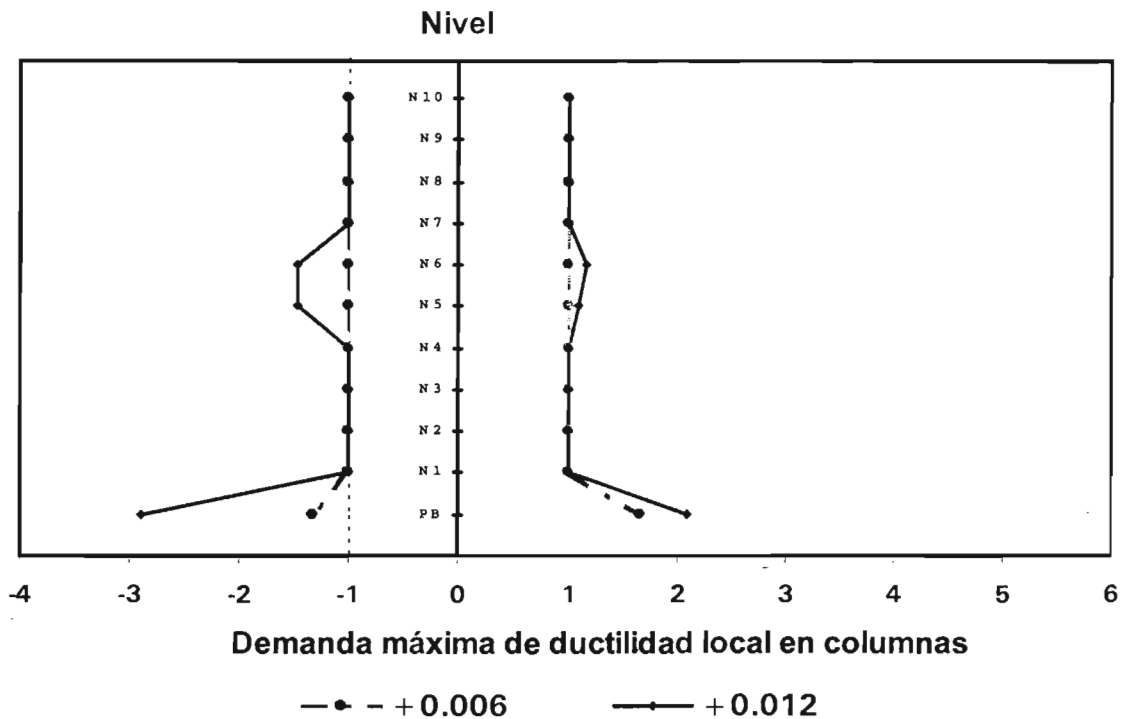
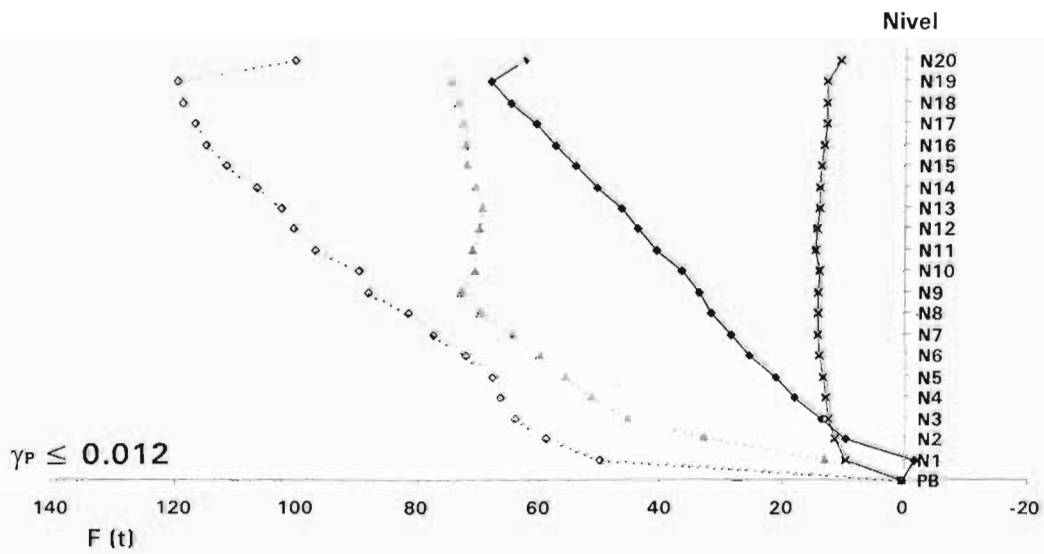
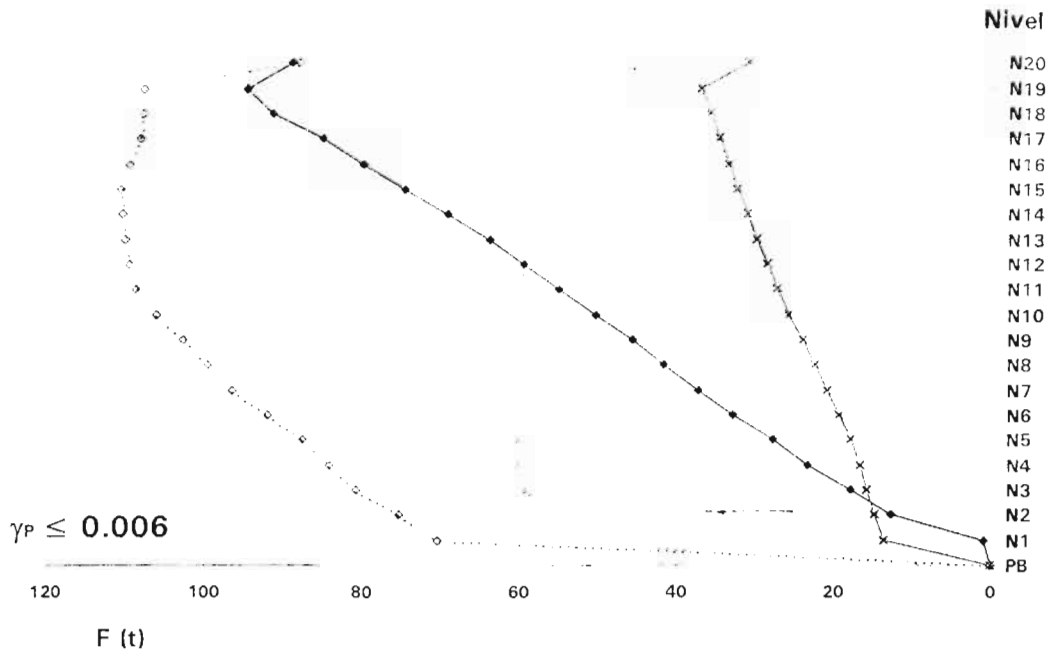


Fig 4.143 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en columnas, análisis sísmico paso a paso (inelástico, sobre-resistencias), casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



- Análisis modal espectral
- Análisis paso a paso inelástico (etapa elástica) - resistencias nominales
- ...▲... Análisis paso a paso inelástico (etapa inelástica, desplazamiento máximo) - resistencias nominales
- ×- Análisis paso a paso inelástico (etapa elástica) - sobre-resistencias
- ...◇... Análisis paso a paso inelástico (etapa inelástica, desplazamiento máximo) - sobre-resistencias

Fig 4.144 Comparación de las distribuciones de fuerzas laterales F_i para el análisis estático no lineal de cargas laterales monótonicamente crecientes, casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

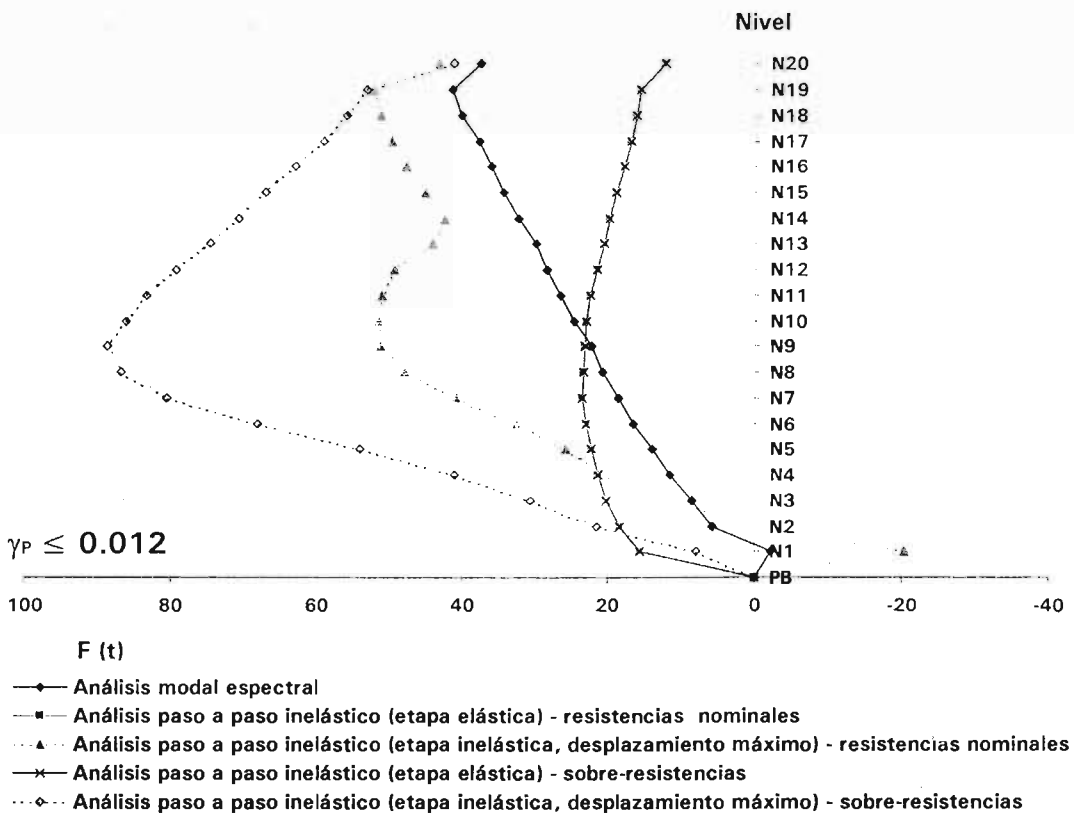
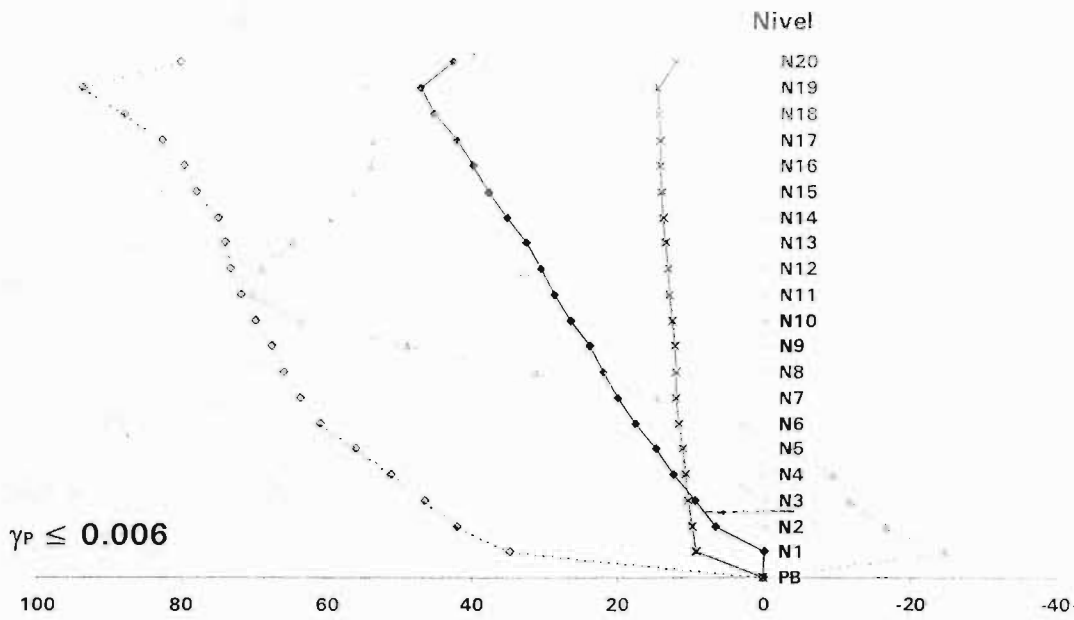


Fig 4.145 Comparación de las distribuciones de fuerzas laterales F_i para el análisis estático no lineal de cargas laterales monótonicamente crecientes, casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

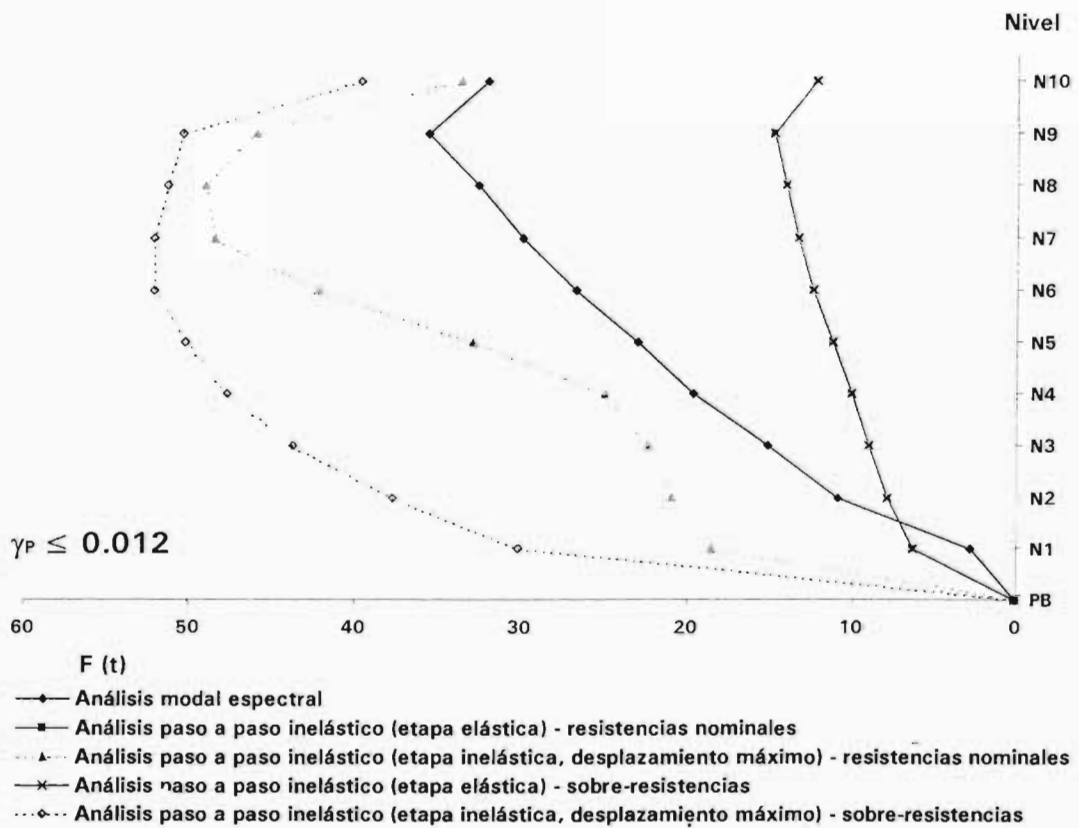
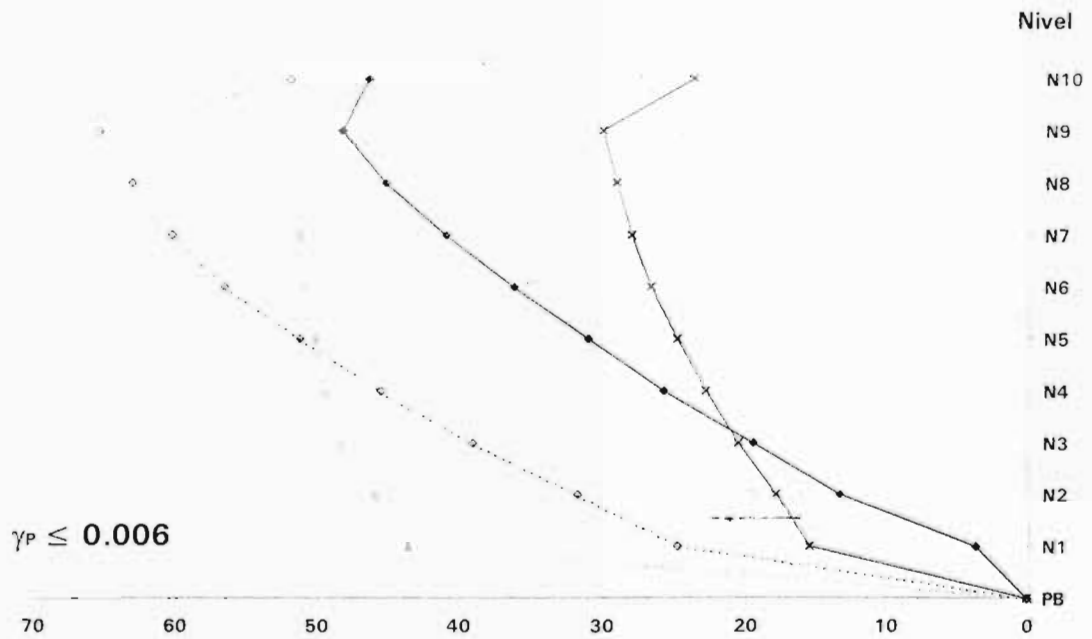


Fig 4.146 Comparación de las distribuciones de fuerzas laterales F_i para el análisis estático no lineal de cargas laterales monótonicamente crecientes, casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

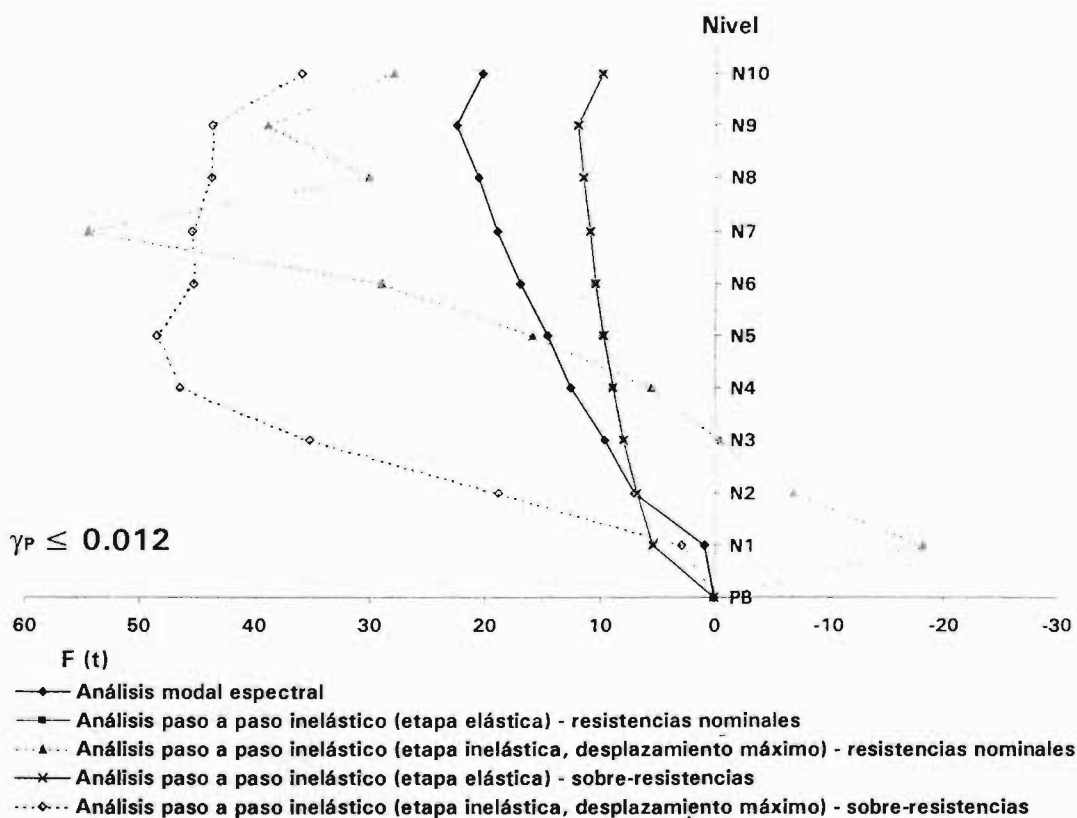
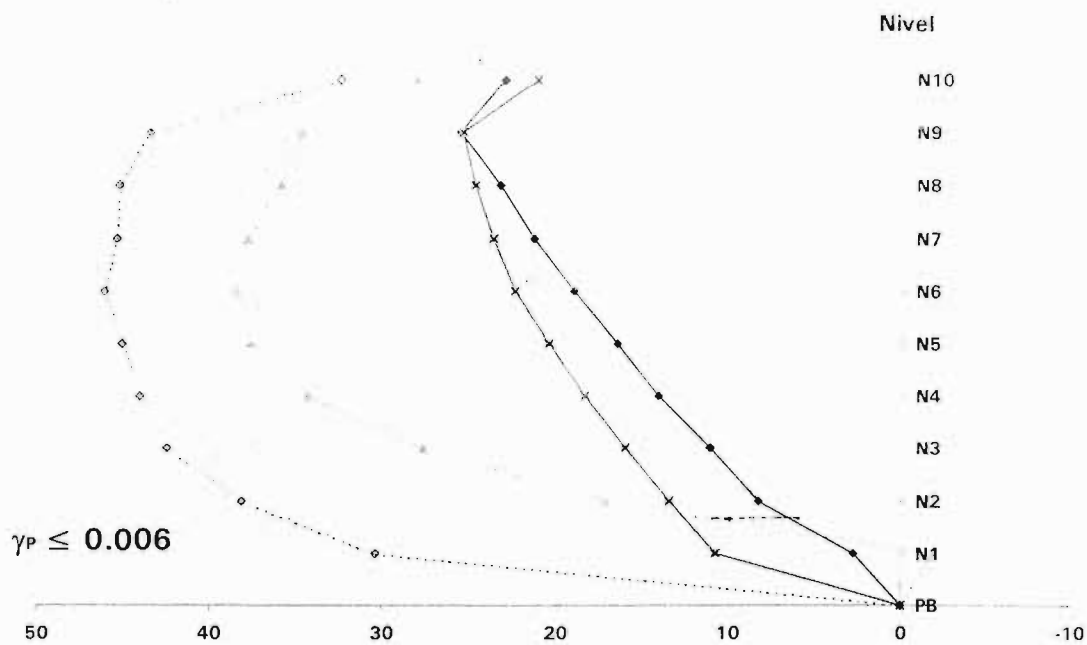
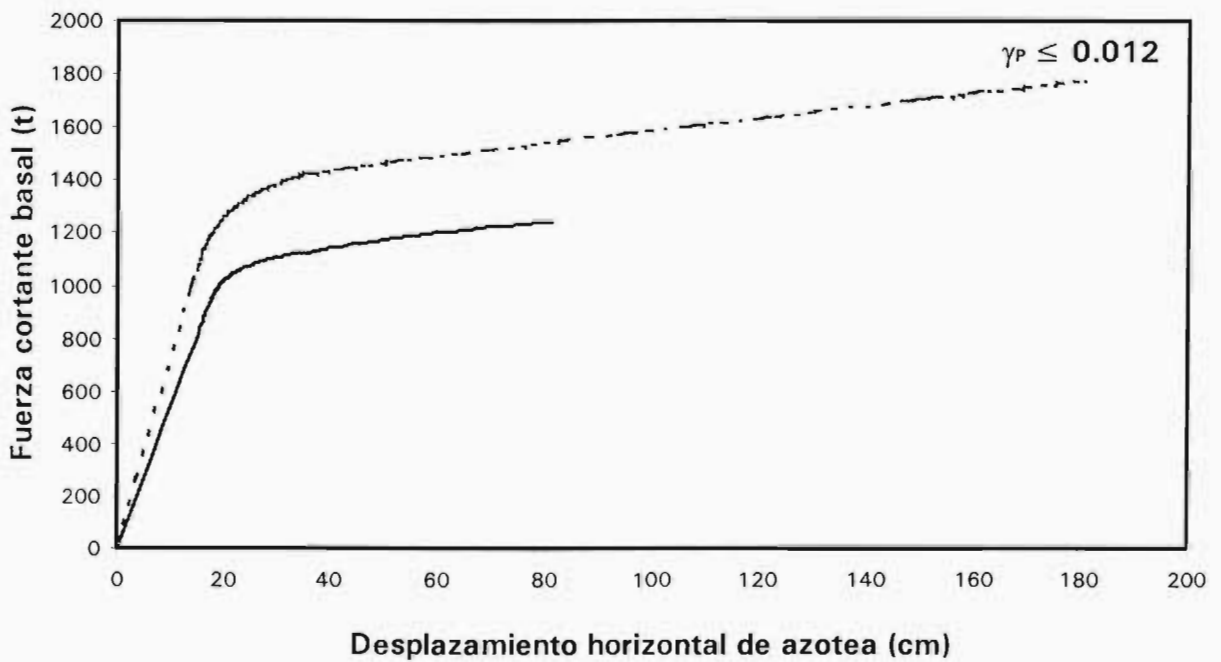
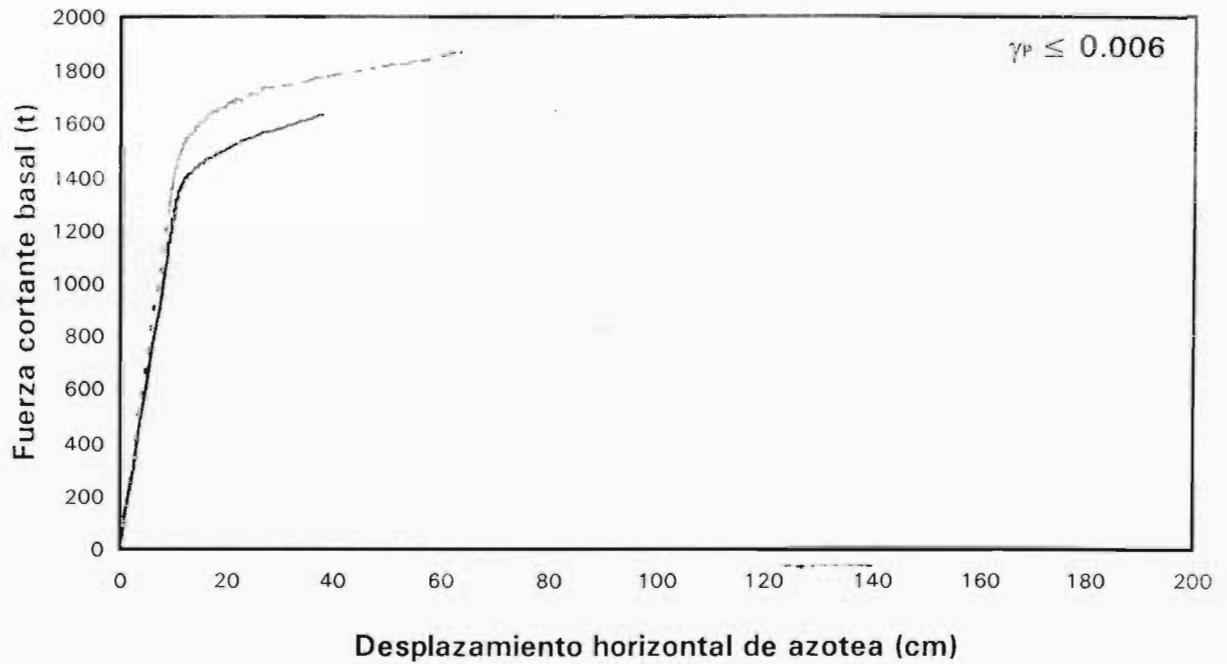
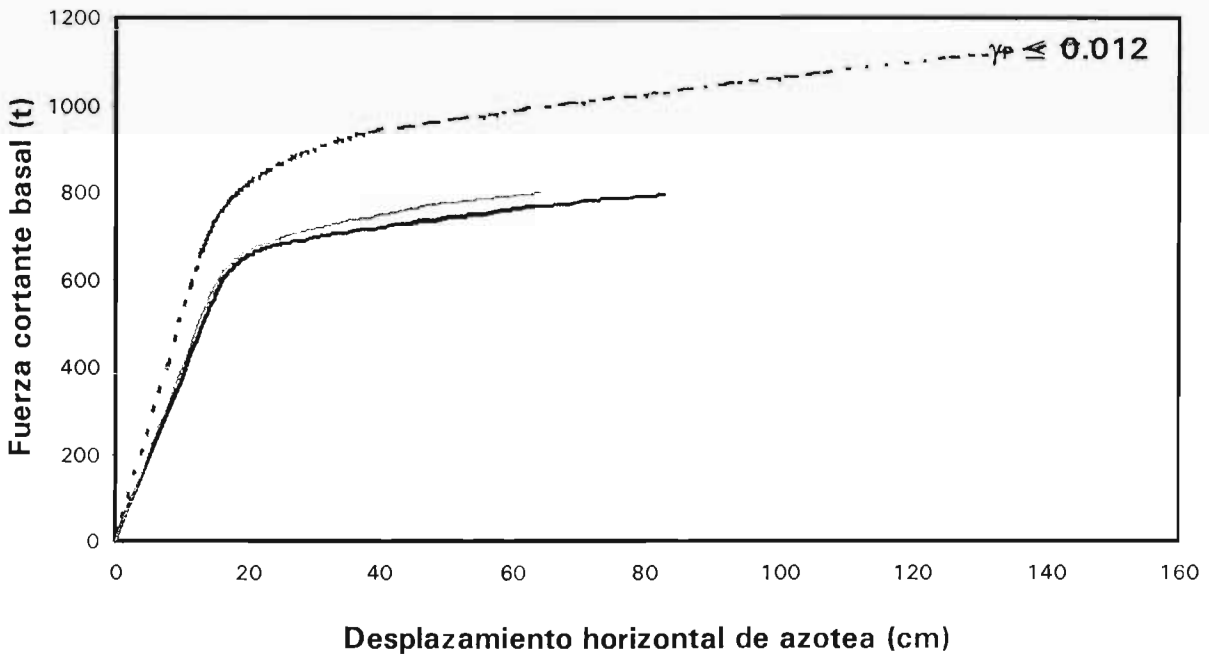
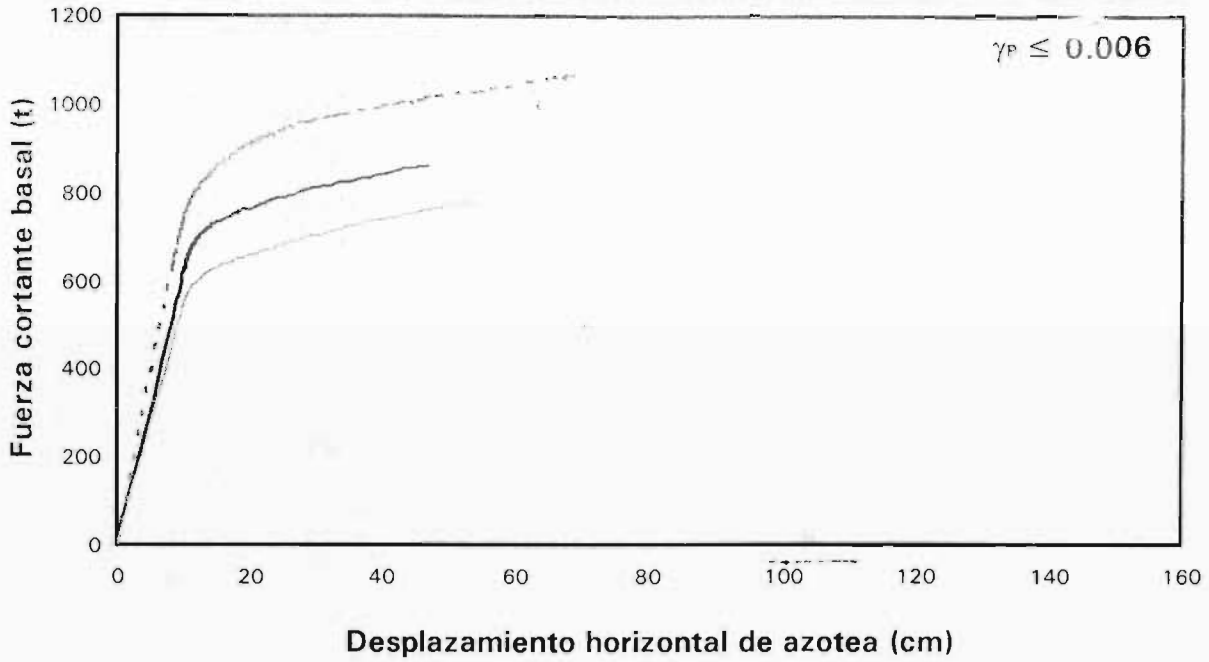


Fig 4.147 Comparación de las distribuciones de fuerzas laterales F_1 para el análisis estático no lineal de cargas laterales monótonicamente crecientes, casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



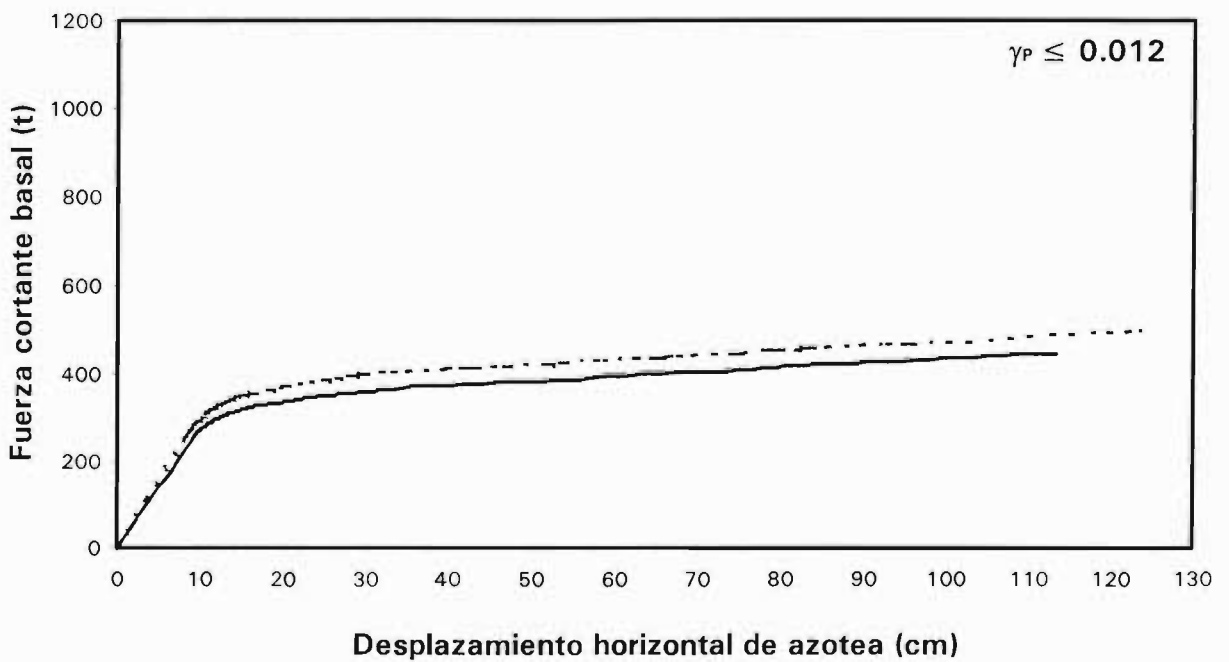
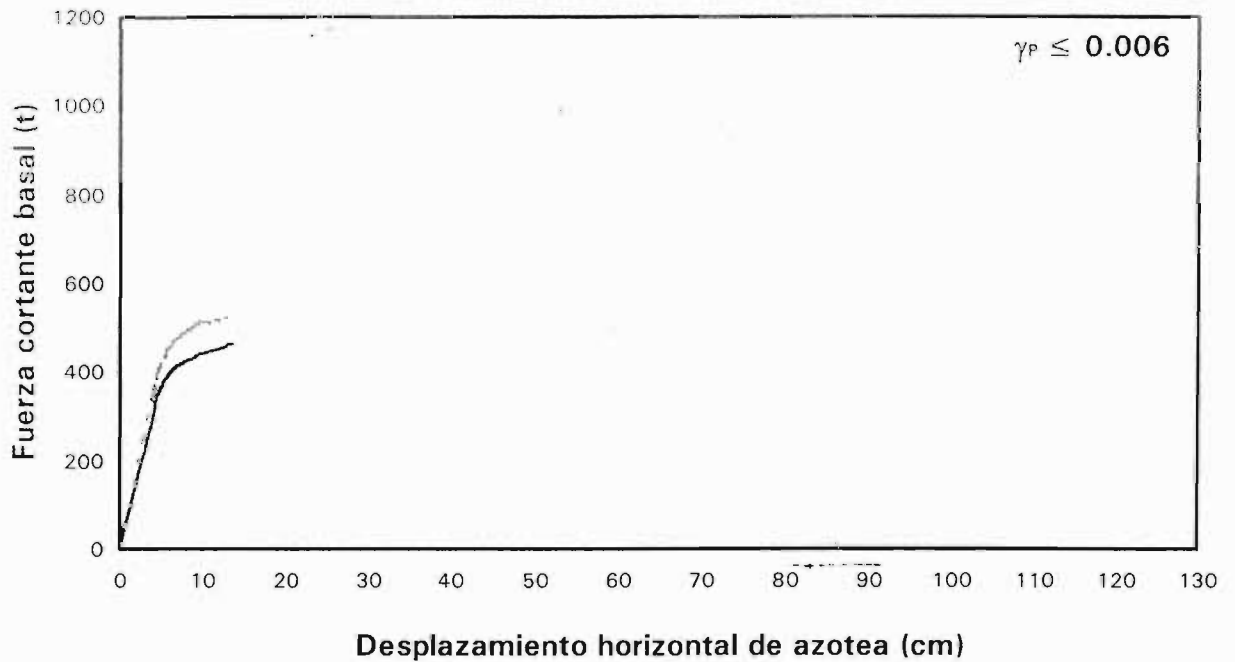
— Fuerzas del análisis modal espectral, resistencias nominales
 - - - Fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), resistencias nominales

Fig 4.148 Curvas fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático no lineal ante cargas laterales monótonicamente crecientes, casos A.1 y A.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), resistencias nominales



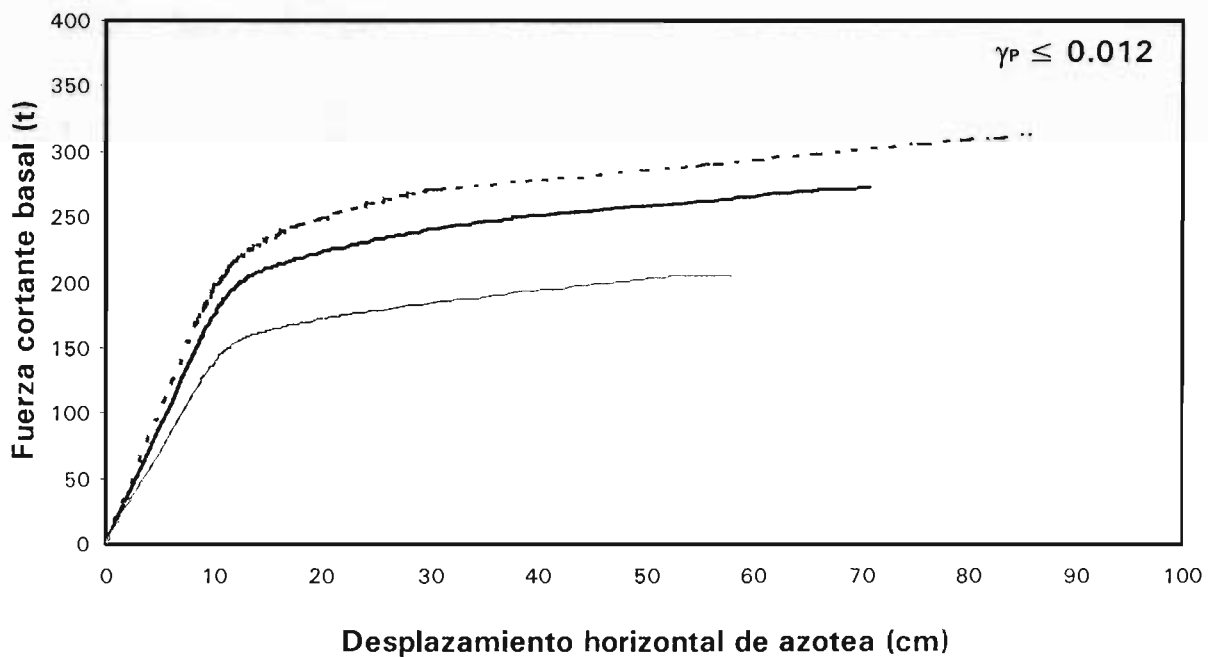
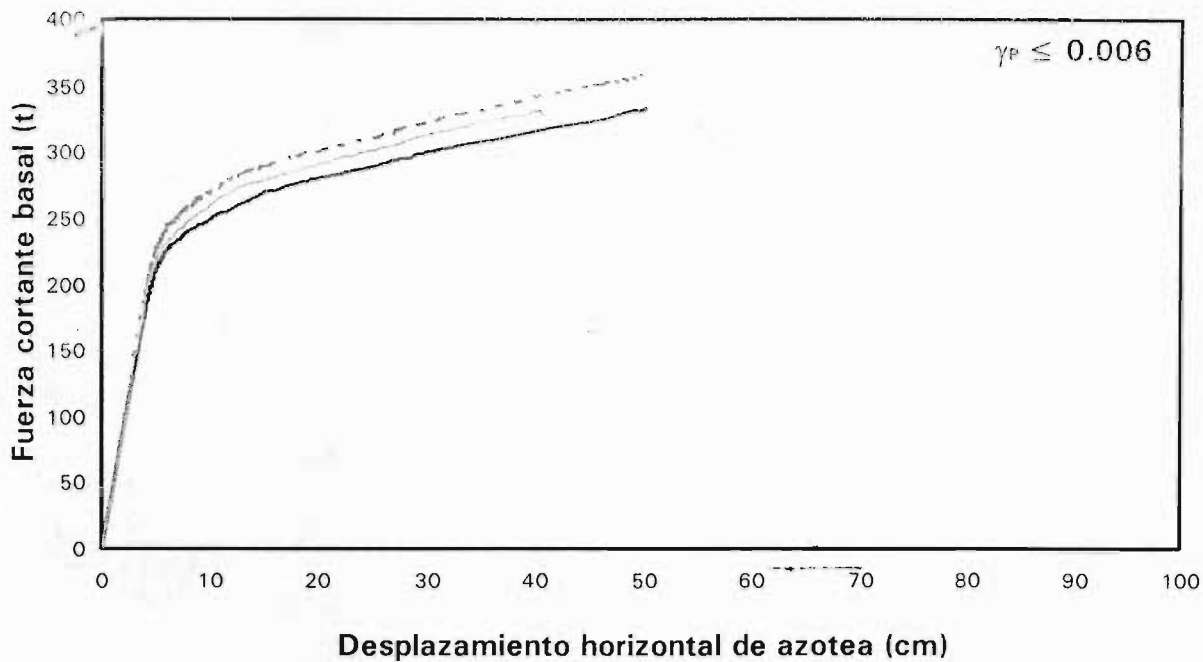
- Fuerzas del análisis modal espectral, resistencias nominales
- - - Fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), resistencias nominales
- Fuerzas del análisis paso a paso (fase inelástica), resistencias nominales

Fig 4.149 Curvas fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático no lineal ante cargas laterales monótonicamente crecientes, casos B.1 y B.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), resistencias nominales



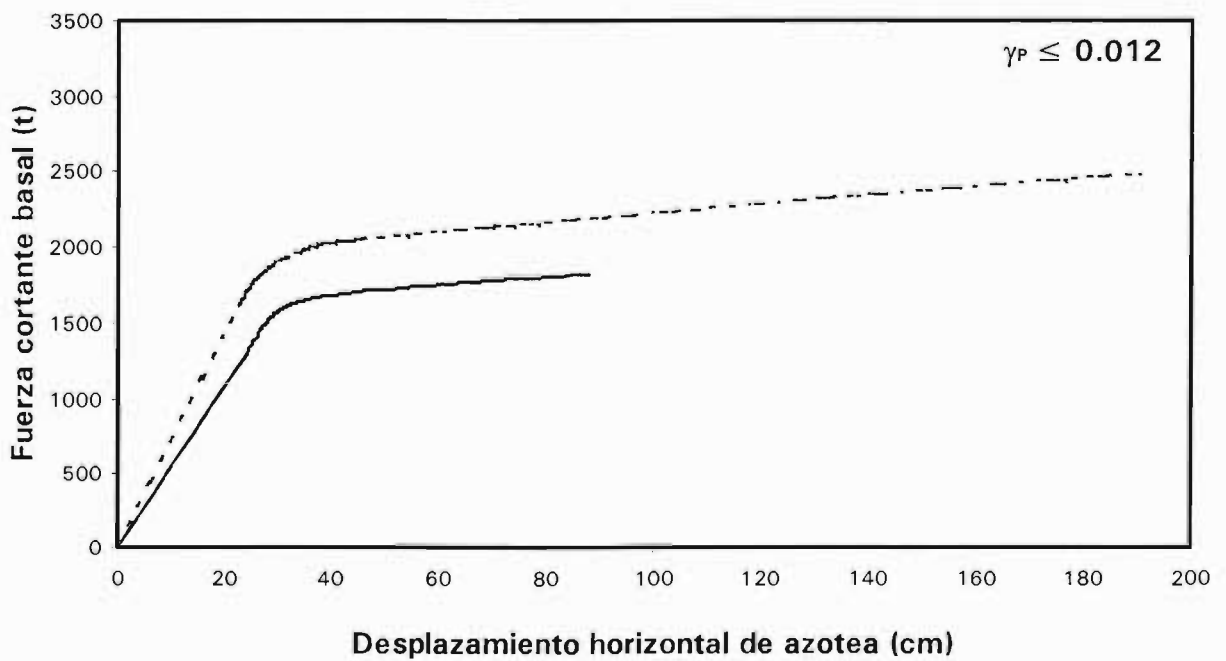
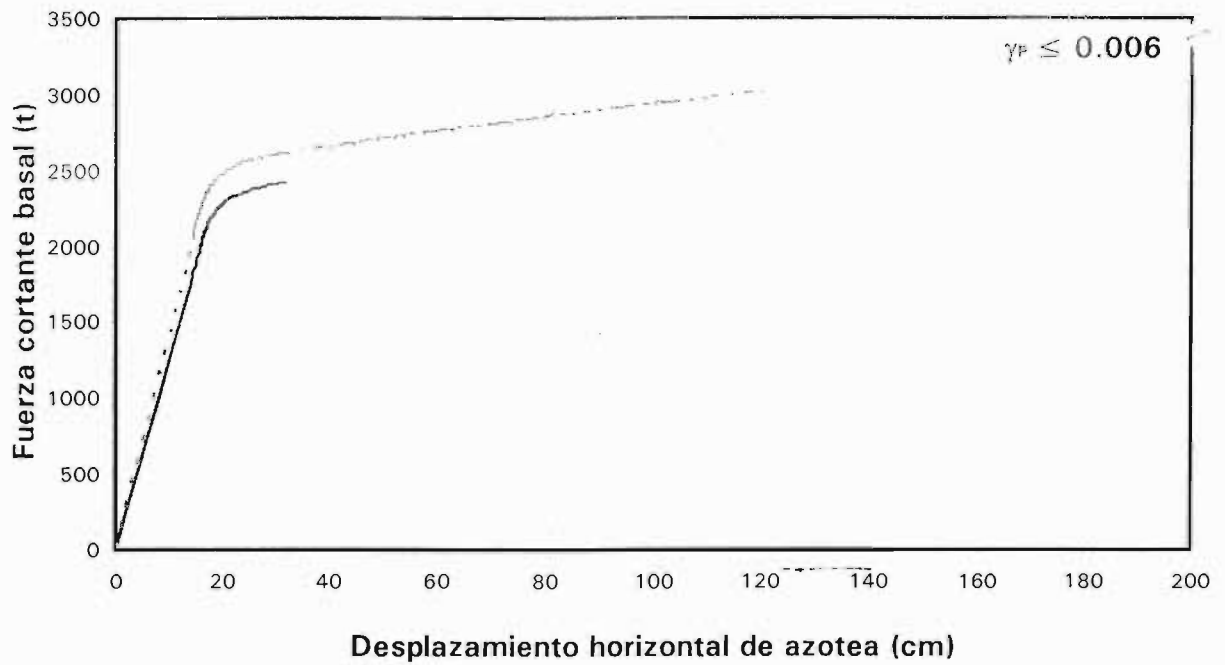
- Fuerzas del análisis modal espectral, resistencias nominales
- - - Fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), resistencias nominales

Fig 4.150 Curvas fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático no lineal ante cargas laterales monótonicamente crecientes, casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$), resistencias nominales



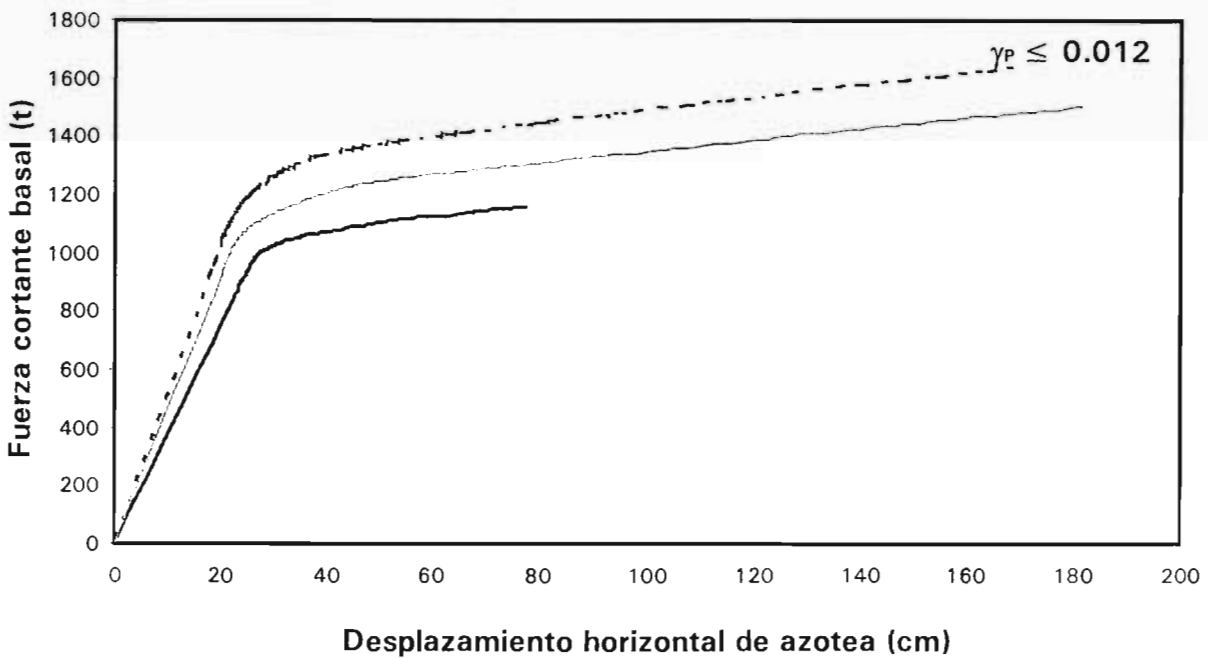
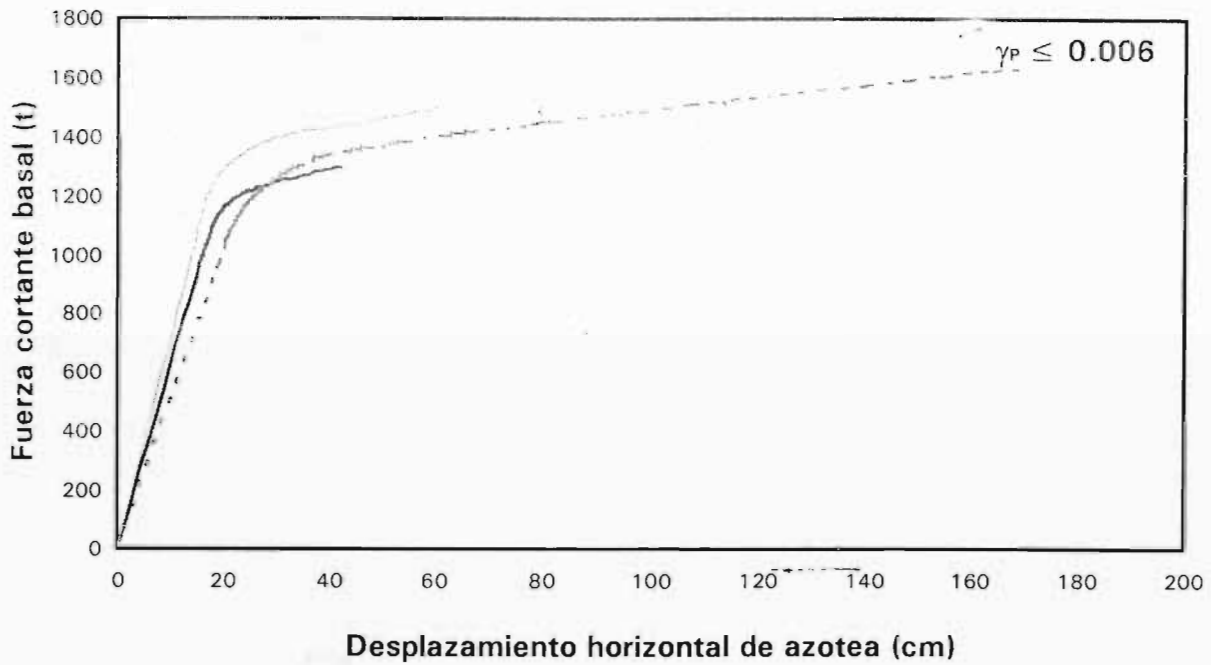
- Fuerzas del análisis modal espectral, resistencias nominales
- - - Fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), resistencias nominales
- Fuerzas del análisis paso a paso (fase inelástica), resistencias nominales

Fig 4.151 Curvas fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático no lineal ante cargas laterales monótonicamente crecientes, casos D.1 y D.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), resistencias nominales



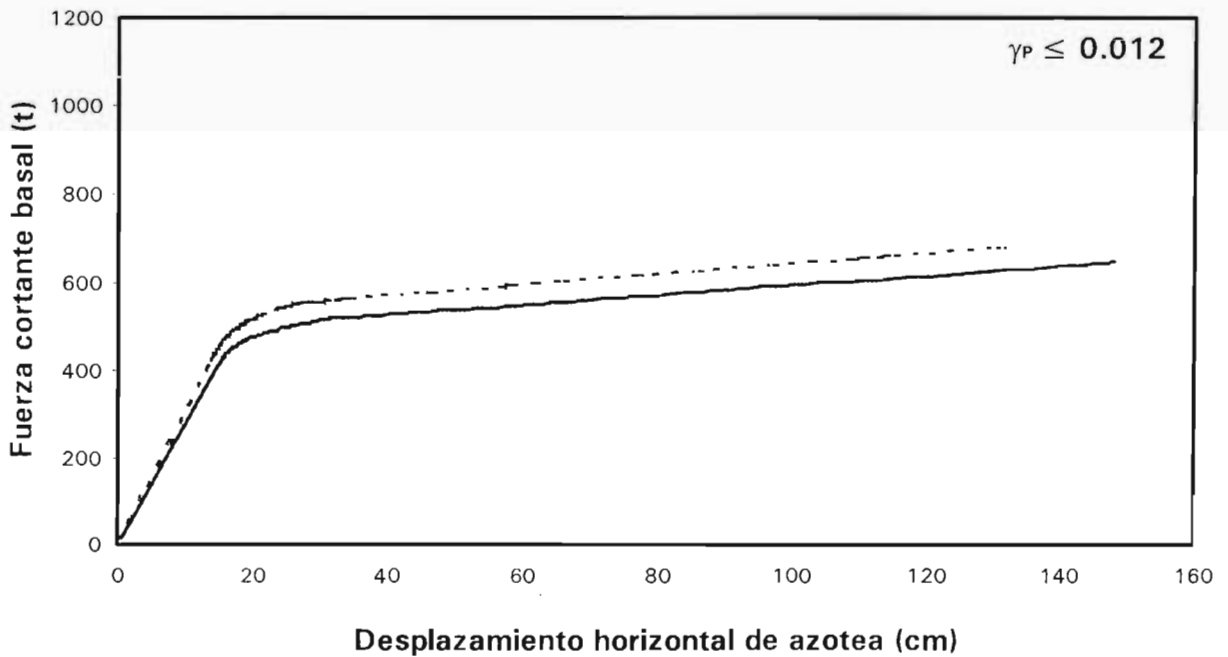
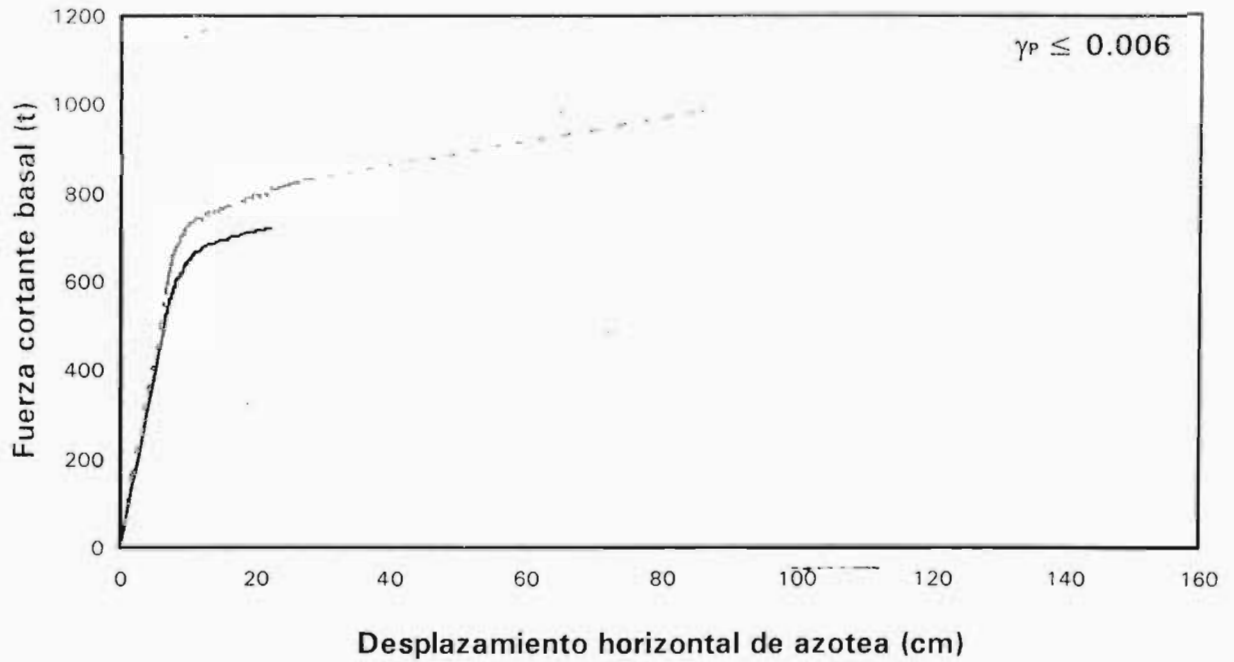
— Fuerzas del análisis modal espectral, sobre-resistencias
 - - - Fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), sobre-resistencias

Fig 4.152 Curvas fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático no lineal ante cargas laterales monótonicamente crecientes, casos A.1 y A.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), sobre-resistencias



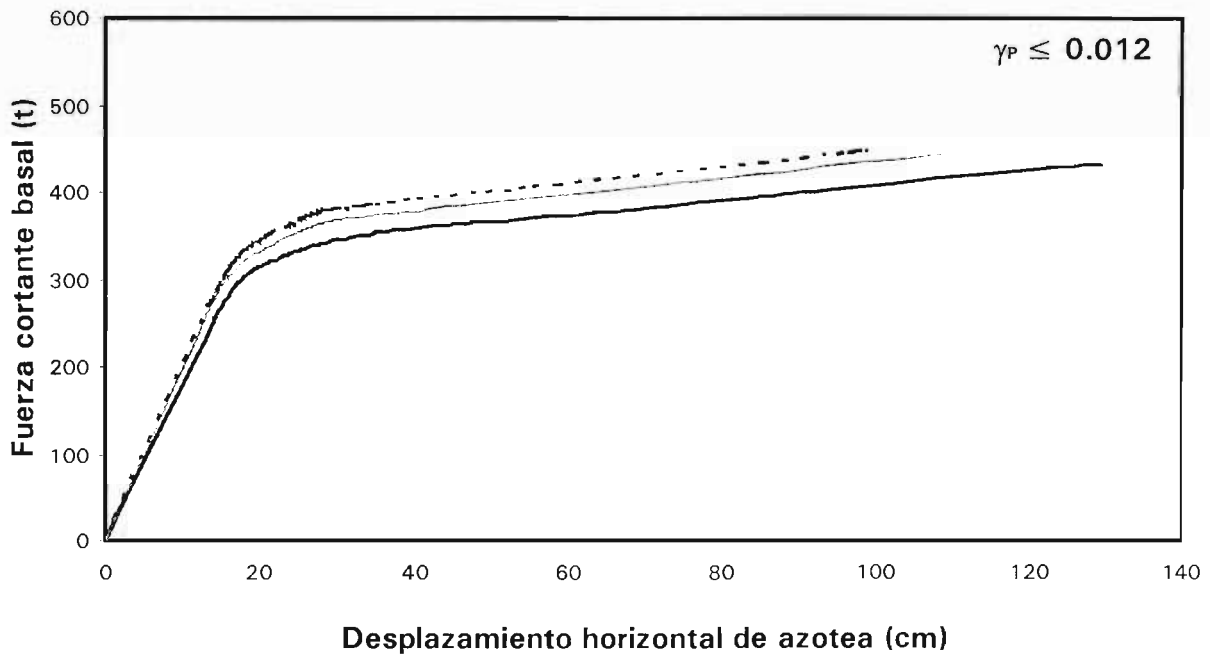
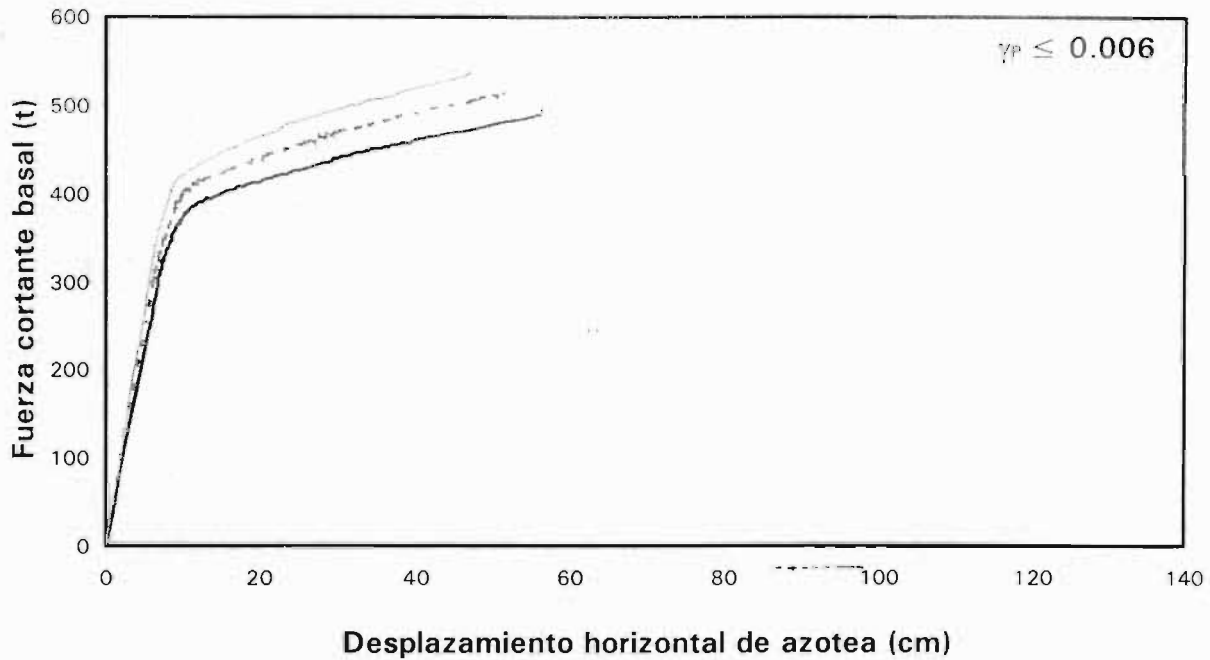
- Fuerzas del análisis modal espectral, sobre-resistencias
- - - Fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), sobre-resistencias
- · - Fuerzas del análisis paso a paso (fase inelástica), sobre-resistencias

Fig 4.153 Curvas fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático no lineal ante cargas laterales monótonicamente crecientes, casos B.1 y B.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), sobre-resistencias



— Fuerzas del análisis modal espectral, sobre-resistencias
 - - - Fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), sobre-resistencias

Fig 4.154 Curvas fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático no lineal ante cargas laterales monótonicamente crecientes, casos C.1 y C.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), sobre-resistencias



- Fuerzas del análisis modal espectral, sobre-resistencias
- - - Fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), sobre-resistencias
- · - Fuerzas del análisis paso a paso (fase inelástica), sobre-resistencias

Fig 4.155 Curvas fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático no lineal ante cargas laterales monótonicamente crecientes, casos D.1 y D.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), sobre-resistencias

5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS

5.1 Introducción

En este capítulo se comparan las respuestas del diseño y de los análisis sísmicos inelásticos, para así establecer las ventajas y desventajas de cada una de las dos condiciones de distorsión permisible ($\gamma_p \leq 0.006$ ó $\gamma_p \leq 0.012$), así como las diferencias en las respuestas sin y con los efectos de las sobre-resistencias en las estructuras de los grupos A (importantes) y B, tomando en cuenta los edificios de 10 y 20 niveles para el mismo factor de comportamiento sísmico $Q=4$.

5.2 Análisis sísmico modal espectral

5.2.1 Comparación de dimensiones de secciones transversales

Después de satisfacer los estados límite de servicio y de falla, se obtuvieron las dimensiones de vigas y columnas que se muestran y comparan en las tablas 5.1 a 5.4; las dimensiones son menores para los edificios del grupo B diseñados para $\gamma_p \leq 0.012$.

Las columnas y vigas con dimensiones más grandes pertenecen a los casos A.1 y A.2 (principalmente para $\gamma_p \leq 0.006$); al diseñar como del grupo A (importante), el coeficiente sísmico fue multiplicado por el factor de seguridad adicional 1.5. Lo anterior origina que el volumen de los elementos estructurales se incremente para alcanzar los niveles de deformación lateral máximos establecidos.

Por el contrario, los elementos estructurales con dimensiones menores son los de los edificios del caso D.2, caso más flexible con $\gamma_p \leq 0.012$, perteneciente al grupo B y de 10 niveles de altura.

5.2.2 Periodos de vibración

Los periodos de vibración de las estructuras diseñadas según los criterios establecidos en las NTC-Sismo del RDF-93, varían como se muestran en las tablas 5.5 y 5.6; se comparan los resultados para las condiciones de diseño de los grupos A y B, ambas situaciones de deformación lateral permisible. Los periodos fundamentales de vibración de todos los diseños quedan por debajo del periodo dominante del suelo (fig 5.1); es de esperarse que cada caso de estructura, ante la acción del acelerograma SCT-EW, no lleguen a estar en una condición crítica durante los análisis paso a paso. Los periodos más grandes corresponden al caso B.2, lo cual era de esperarse, congruentemente con la altura de la estructura y la rigidez lateral proporcionada en el diseño.

5.2.3 Desplazamientos horizontales máximos

Las figs 5.2 a 5.5 comparan los desplazamientos horizontales máximos determinados para todos los casos de diseño, ante los efectos del análisis dinámico modal espectral, y de acuerdo a que rigió el estado límite de falla (resistencias). Los casos más flexibles son aquellos que corresponden al nivel de deformación permisible $\gamma_p \leq 0.012$, como era de esperarse; los casos de mayor número de niveles, casos A y B, presentan los mayores desplazamientos laterales, con respecto de los casos C y D.

Los desplazamientos horizontales máximos de diseño de las estructuras tipo A y B resultan similares entre sí, independientemente del nivel permisible de distorsión angular ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), después de comparar los casos A.1 y B.1, A.2 y B.2, C.1 y D.1 y C.2 y D.2, respectivamente.

5.2.4 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri}/h_i

Las figs 5.6 a 5.9 comparan las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, después de haber hecho el diseño de todos los casos. En general, las respuestas de los casos con $\gamma_p \leq 0.006$ se acercan más al límite permisible; para $\gamma_p \leq 0.012$ las respuestas de los casos A.2 y B.2 quedan muy por debajo, debido a la necesidad de aumentar dimensiones para cumplir las condiciones de resistencia en vigas y columnas. Los casos C.2 y D.2 se aproximan bastante al límite de distorsión permisible de $\gamma_p \leq 0.012$.

5.2.5 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las fuerzas cortantes de entrepiso se comparan en las figs 5.10 a 5.13; como era de esperarse, los valores son mayores para los edificios de 20 niveles, ligeramente más grandes para los diseños con $\gamma_p \leq 0.006$. Se verifica que las fuerzas cortantes de entrepiso de diseño de las estructuras del grupo B son menores que las del grupo A, debido a que estas últimas fueron diseñadas con ordenadas espectrales un 50 por ciento más grandes.

5.3 Análisis sísmicos elásticos e inelásticos paso a paso

Enseguida se comparan las respuestas de los análisis sísmicos paso a paso, comportamientos elástico e inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias; se hacen comparaciones de los desplazamientos horizontales máximos, relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, demandas máximas de ductilidad global, relaciones fuerza

cortante basal–desplazamiento lateral de azotea, historias de elementos mecánicos en vigas y columnas tipo, distribución global de rótulas plásticas y demandas máximas de ductilidad local.

5.3.1 Desplazamientos horizontales máximos totales, relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso e historias de desplazamientos laterales de azotea

Las figuras 5.14 a 5.17 comparan las envolventes de los desplazamientos laterales de los dos casos de diseño de distorsión angular permisible ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$), estructuras de los grupos A y B de 10 y 20 niveles, sin y con efectos de las sobre-resistencias. Se tienen mayores desplazamientos para los casos de máxima distorsión de diseño; al incluir los efectos de sobre-resistencias, las respuestas disminuyen y tiende a presentarse un comportamiento elástico.

Algo similar ocurre al comparar las relaciones desplazamiento lateral relativo de entrepiso entre altura de entrepiso (ver figs 5.18 a 5.21). El caso más flexible que corresponde al caso D.2, tiene respuestas que rebasan el límite de diseño de 0.012, sin y con efectos de sobre-resistencias.

Las figs 5.22 a 5.25 presentan y comparan las historias de desplazamiento lateral de azotea de los casos $\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$, resistencias nominales contra sobre-resistencias; para $\gamma_p \leq 0.012$ se tienen desplazamientos más grandes a lo largo de la excitación, del acelerograma SCT-EW-85. Existe poca diferencia entre las respuestas con resistencias nominales y con sobre-resistencias; si acaso, los desplazamientos son mayores con resistencias nominales.

5.3.2 Demandas de ductilidad global

La tabla 5.7 compara las demandas de ductilidad global desarrolladas en cada uno de los casos de diseño; en general, son mayores para los casos con resistencias nominales, grupo B y desplazamiento relativo de entrepiso de diseño de 0.012 veces la altura de entrepiso, como era de esperarse. Sin embargo, existen excepciones como son los casos con resistencias nominales B.1 y D.1, con un factor de ductilidad global mayor a los casos B.2 y D.2, respectivamente; este resultado puede explicarse si se observa la aceleración que afecta a estos edificios debido a la posición que guardan dentro del espectro de respuesta del registro de aceleraciones SCT-EW-85, (fig. 5.1). Con base en dicha figura, es posible notar que los casos B.2 y D.2 son los casos con periodo mayor de los presentados en este trabajo, y sus ordenadas espectrales con $\mu=4$ son menores que las de los casos B.1 y D.1 con que se comparan. Por esto, las estructuras B.1 y D.1 diseñadas con $\gamma_p \leq 0.006$ presentan una mayor demanda de ductilidad global que los casos C.2 y D.2 con $\gamma_p \leq 0.012$.

5.3.3 Fuerzas cortantes de entrepiso y coeficientes sísmicos

Las figs. 5.26 a 5.29 comparan las envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso de los casos A.1 y A.2, B.1 y B.2, C.1 y C.2 y D.1 y D.2, respectivamente, sin y con efectos de las sobre-resistencias. Las respuestas de los casos de edificios A y B (20 niveles), $\gamma_p \leq 0.006$ y efectos de sobre-resistencias, son las de mayor amplitud. En los edificios de 10 niveles (casos C y D) las diferencias son poco apreciables.

Las figuras 5.30 a 5.37 comparan las relaciones fuerza cortante basal- desplazamiento lateral de azotea de los casos de estructuras A y B de 10 y 20 niveles, $\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$, sin y con efectos de las sobre-resistencias. Los casos diseñados para la condición $\gamma_p \leq 0.012$ muestran mayor área de histéresis, lo cual indica más incursionamiento en el rango no-lineal, como era de esperarse;

lo anterior significa que en estos casos de diseño existirá mayor disipación de energía por medio del trabajo en el rango plástico de los elementos estructurales, es decir, existirá una mayor demanda de ductilidad ante la fluencia de las vigas y columnas; además, en estos casos la configuración de fuerza cortante basal contra desplazamiento lateral tiene una pendiente con menos inclinada, mostrando que la rigidez lateral de los casos en los que los elementos no estructurales están desligados de la estructura principal es menor que para los casos en que están ligados. Es evidente, también, que las áreas de histéresis disminuyen al considerarse los efectos de sobre-resistencias en los elementos estructurales; debido a que se incursiona menos en el rango plástico.

5.3.4 Historias en el tiempo de momentos mecánicos en columnas y vigas tipo

Las figs 5.38 a 5.41 comparan las respuestas de las historias de momentos flexionantes actuantes, mientras que las figs 5.42 a 5.45 lo hacen para las fuerzas cortantes del extremo izquierdo de una viga tipo del nivel 1 (viga 58 de los edificios de 20 niveles y viga 28 de los edificios de 10 niveles), contra las resistencias correspondientes, ambas condiciones de diseño $\gamma_p \leq 0.006$ o $\gamma_p \leq 0.012$, resistencias nominales y sobre-resistencias; las amplitudes de respuesta de los casos $\gamma_p \leq 0.006$ son mayores con respecto de $\gamma_p \leq 0.012$, y superiores también si se consideran los efectos de las sobre-resistencias con respecto de la respuesta con resistencias nominales. Los casos A.1, C.1 y C.2 con efectos de sobre-resistencias son los únicos que no presentan fluencias ante la acción del momento flexionante. Ante la acción de la fuerza cortante se tiene una reserva adecuada de resistencias, independientemente del caso de diseño, lo cual habla bien de que domina el modo de falla dúctil.

Las figs 5.46 a 5.49 tienen las historias de fuerzas cortantes actuantes contra las resistencias correspondientes, del extremo inferior de la columna 77 de los casos A y B y columna 37 de los casos C y D; se comparan nuevamente las dos condiciones de desplazamiento lateral relativo permisible, y las resistencias nominales contra las sobre-resistencias. Las historias de fuerzas cortantes resultan muy similares para los dos tipos de distorsión lateral permisible; si acaso, las resistencias del diseño con $\gamma_p \leq 0.006$ son mayores. En todos los casos se tiene una reserva adecuada para evitar una posible falla del tipo frágil.

Las figs 5.50 a 5.53 presentan una comparación similar a la anterior, pero ahora para las columnas internas: columnas 78 y 38, según el número de niveles. Los resultados de cada caso son muy parecidos, independientemente de la condición de diseño de desplazamiento lateral relativo de entrepiso entre altura de entrepiso, ambos tipos de resistencias; si acaso, son un poco mayores para los diseños con rigidez lateral superior ($\gamma_p \leq 0.006$), casos con sobre-resistencias. Se nota también que se tiene una reserva adecuada ante el modo de falla frágil.

5.3.5 Distribución global de rótulas plásticas y demandas máximas de ductilidad local

Las figuras 5.54 a 5.57 comparan las distribuciones globales de articulaciones plásticas de cada edificio sin y con los efectos de resistencias consideradas para el cálculo de respuestas (valores nominales y sobre-resistencias). Aumenta el número de vigas con comportamiento dúctil en los casos de la condición de diseño en que los elementos no-estructurales están desligados de la estructura ($\gamma_p \leq 0.012$); disminuye el número de articulaciones plásticas si se consideran los efectos de sobre-resistencias en el cálculo de las respuestas. El caso C.1 tiene poca incursión en el rango no lineal cuando se consideran las sobre-resistencias.

Finalmente, al comparar las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas, ambos casos de distorsión de diseño, se corrobora que las estructuras dimensionadas para $\gamma_p \leq 0.012$ incurrieron más en el rango no-lineal, sobre todo al considerar los efectos de las resistencias nominales (ver figs. 5.58 a 5.65). A excepción del caso más crítico (caso D.2: 10 niveles, grupo B y $\gamma_p \leq 0.012$), en las columnas de los otros casos no se tienen deformaciones inelásticas. Es posible afirmar que todos los casos de edificios presentan amplitudes de demandas máximas en vigas y columnas controlables desde el punto de vista del diseñador.

5.4 Comparación de respuestas de los análisis estáticos no lineales

Con los resultados del análisis estático no lineal ante cargas laterales monotónicamente crecientes, después de analizar el eje C de cada caso en estudio, es posible comparar las curvas de capacidad de cada distribución de cargas laterales consideradas contra los resultados de las relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea de los análisis sísmicos dinámicos inelásticos paso a paso. Las figs 5.66 a 5.69 tienen los resultados de los casos con resistencias nominales, y las figs 5.70 a 5.73 con los efectos de las sobre-resistencias.

Después de analizar todos los resultados de este estudio con los análisis estáticos no lineales ante cargas laterales monotónicamente crecientes, surge la pregunta sobre cuál distribución de carga es la adecuada; con las diferentes distribuciones de carga lateral utilizadas, obligando a que no se exceda el valor máximo propuesto de demandas de ductilidad local en los elementos estructurales, en este trabajo se presentan los resultados de las diferentes combinaciones de fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea, determinadas en el instante en que prácticamente se tiene el mecanismo de falla.

Se verifica que las curvas obtenidas con el análisis inelástico paso a paso poseen la misma pendiente que la parte elástica de las curvas de capacidad del análisis lateral estático no lineal, lo que verifica que la rigidez lateral para ambos análisis es la misma. Asimismo, se tiene la misma resistencia a la fluencia en los dos tipos de análisis, con mayores desplazamientos en los análisis estáticos no lineales. Se confirma que los casos con efectos de las sobre-resistencias muestran un incremento en la resistencia lateral de los marcos analizados; además, con base en los análisis dinámicos paso a paso, se muestra que la respuesta queda por debajo de la capacidad que posee la edificación hasta que prácticamente se lleva hasta la falla, de acuerdo a los análisis laterales estáticos no lineales.

En todos los casos estudiados, en general, los análisis dinámicos paso a paso inelásticos con el acelerograma SCT-EW-85 presentan una respuesta por abajo y bastante alejada del estado de colapso; esto es, los diseños de las edificaciones tienen un rango de seguridad apropiado, después de observar que se presenta una respuesta aceptable.

Las figs 5.74 a 5.77 comparan de las curvas de capacidad para las distintas distribuciones aplicadas, considerando cada uno de los casos de interés, sin y con efectos de las sobre-resistencias. Los mayores desplazamientos, y mayor incursión en el rango inelástico se presentan en los casos en que el diseño se realizó considerando que los elementos no estructurales estarán desligados de la estructura principal, $\gamma_p \leq 0.012$; las mayores resistencias se alcanzan para los casos en que $\gamma_p \leq 0.006$, congruentemente con los resultados anteriormente obtenidos. Al considerar los efectos de las sobre-resistencias, los desplazamientos de colapso y las fuerzas cortantes basales alcanzan valores mayores, lo que habla nuevamente del efecto positivo que tiene el no considerar las resistencias nominales.

Se observa que, con base en los resultados de los análisis dinámicos paso a paso, las curvas de capacidad presentan mayor resistencia lateral para los casos del grupo A, y que evidentemente los desplazamientos de azotea son mayores en los casos en que la edificación posee 20 niveles.

En resumen, cuando se hace el análisis estático lateral no lineal con las fuerzas sísmicas del análisis modal espectral se tienen curvas de capacidad con menores resistencias, a excepción del caso D.2; la resistencia lateral mayor se presenta cuando las fuerzas del análisis estático no lineal se distribuyen de acuerdo a las fuerzas obtenidas con los análisis dinámicos paso a paso en su fase elástica, con excepción de los casos B.1 y D.1, con efectos de sobre-resistencias, en cuyos casos fue más importante utilizar la distribución de fuerzas laterales del análisis paso a paso en su etapa inelástica.

Tabla 5.1 Comparación de tamaños de secciones transversales de columnas (condición de diseño por resistencias). Casos A.1, A.2, B.1 Y B.2

Entrepiso	Sección transversal (cm)			
	A.1	A.2	B.1	B.2
AZO – N19	150 x 150	100 x 100	110 x 110	100 x 100
N19 – N18	150 x 150	100 x 100	110 x 110	100 x 100
N18 – N17	150 x 150	100 x 100	110 x 110	100 x 100
N17 – N16	150 x 150	100 x 100	110 x 110	100 x 100
N16 – N15	155 x 155	110 x 110	120 x 120	110 x 110
N15 – N14	155 x 155	110 x 110	120 x 120	110 x 110
N14 – N13	155 x 155	110 x 110	120 x 120	110 x 110
N13 – N12	155 x 155	110 x 110	120 x 120	110 x 110
N12 – N11	160 x 160	120 x 120	130 x 130	120 x 120
N11 – N10	160 x 160	120 x 120	130 x 130	120 x 120
N10 – N9	160 x 160	120 x 120	130 x 130	120 x 120
N9 – N8	160 x 160	120 x 120	130 x 130	120 x 120
N8 – N7	165 x 165	135 x 135	140 x 140	130 x 130
N7 – N6	165 x 165	135 x 135	140 x 140	130 x 130
N6 – N5	165 x 165	135 x 135	140 x 140	130 x 130
N5 – N4	165 x 165	135 x 135	140 x 140	130 x 130
N4 – N3	175 x 175	150 x 150	150 x 150	135 x 135
N3 – N2	175 x 175	150 x 150	150 x 150	135 x 135
N2 – N1	175 x 175	150 x 150	150 x 150	135 x 135
N1 – PB	175 x 175	150 x 150	150 x 150	135 x 135

Tabla 5.2 Comparación de tamaños de secciones transversales de columnas (condición de diseño por resistencias). Casos C.1, C.2, D.1 Y D.2

Entrepiso	Sección transversal (cm)			
	C.1	C.2	D.1	D.2
AZO – N19	135 x 135	80 x 80	80 x 80	70 x 70
N9 – N8	135 x 135	80 x 80	80 x 80	70 x 70
N8 – N7	135 x 135	80 x 80	80 x 80	70 x 70
N7 – N6	140 x 140	90 x 90	90 x 90	80 x 80
N6 – N5	140 x 140	90 x 90	90 x 90	80 x 80
N5 – N4	140 x 140	90 x 90	90 x 90	80 x 80
N4 – N3	145 x 145	100 x 100	100 x 100	90 x 90
N3 – N2	145 x 145	100 x 100	100 x 100	90 x 90
N2 – N1	145 x 145	100 x 100	100 x 100	90 x 90
N1 – PB	145 x 145	100 x 100	100 x 100	90 x 90

Tabla 5.3 Comparación de tamaños de secciones transversales de trabes (condición de diseño por resistencias). Casos A.1, A.2, B.1 y B.2

Nivel	Sección transversal (cm)			
	A.1	A.2	B.1	B.2
Principales AZO- N1	140 x 80	110 x 70	115 x 70	100 x 60
Secundarias AZO - N1	80 x 40	70 x 30	60 x 30	60 x 30

Tabla 5.4 Comparación de tamaños de secciones transversales de trabes (condición de diseño por resistencias). Casos C.1, C.2, D.1 y D.2

Nivel	Sección transversal (cm)			
	C.1	C.2	D.1	D.2
Principales AZO- N1	90 x 60	80 x 40	90 x 50	70 x 40
Secundarias AZO - N1	70 x 40	50 x 30	60 x 30	50 x 30

Tabla 5.5 Comparación de periodos de vibración de los edificios de 20 niveles.
Casos A.1, A.2, B.1 y B.2

Dirección	Modo	Periodo T_i (s)							
		A.1		A.2		B.1		B.2	
X = Y	1	1.171	(75.71)	1.491	(75.22)	1.391	(76.59)	1.685	(77.41)
	2	0.368	(14.52)	0.500	(13.43)	0.458	(13.48)	0.559	(12.35)
	3	0.197	(2.55)	0.278	(4.23)	0.253	(4.09)	0.311	(3.91)
Torsión	1	0.743	(80.07)	1.015	(78.58)	1.043	(79.56)	1.292	(79.65)
	2	0.249	(10.40)	0.353	(10.89)	0.360	(10.46)	0.444	(10.31)
	3	0.146	(4.21)	0.208	(4.02)	0.211	(3.89)	0.259	(3.82)

() factor de participación de masa modal en porcentaje

Tabla 5.6 Comparación de periodos de vibración de los edificios de 10 niveles.
Casos C.1, C.2, D.1 y D.2

Dirección	Modo	Periodo T_i (s)							
		C.1		C.2		D.1		D.2	
X = Y	1	0.857	(65.32)	1.242	(81.29)	1.039	(81.72)	1.499	(80.49)
	2	0.262	(14.84)	0.401	(10.68)	0.343	(10.52)	0.486	(10.43)
	3	0.135	(10.65)	0.218	(3.88)	0.191	(3.50)	0.266	(3.87)
Torsión	1	0.704	(80.63)	1.000	(81.45)	0.840	(82.99)	1.200	(81.41)
	2	0.219	(10.79)	0.328	(10.48)	0.281	(10.12)	0.395	(10.45)
	3	0.114	(4.30)	0.180	(3.91)	0.158	(3.49)	0.218	(3.90)

() factor de participación de masa modal en porcentaje

Tabla 5.7 Demandas de ductilidad global, μ_G

Caso		$\gamma_p \leq 0.006$			$\gamma_p \leq 0.012$		
		$\Delta_{\text{máximo}}$ (cm)	Δ_{fluencia} (cm)	μ_G	$\Delta_{\text{máximo}}$ (cm)	Δ_{fluencia} (cm)	μ_G
A	Resistencias Nominales	-12.660 (29.20)	8.567 (20.00)	1.48	-30.856 (29.44)	-16.231 (10.48)	1.90
	Sobre-resistencias	-12.430 (28.92)	8.567 (20.00)	1.45	30.687 (27.92)	-16.231 (10.48)	1.89
B	Resistencias Nominales	32.238 (28.52)	10.088 (9.48)	3.20	-39.228 (27.48)	15.308 (9.68)	2.56
	Sobre-resistencias	-23.256 (26.88)	10.088 (9.48)	2.31	-41.074 (27.20)	15.308 (9.68)	2.68
C	Resistencias Nominales	5.805 (27.92)	-4.232 (12.92)	1.37	-17.123 (29.28)	-8.570 (12.96)	2.00
	Sobre-resistencias	-5.725 (33.16)	-4.232 (12.92)	1.35	-13.903 (29.00)	-8.570 (12.96)	1.62
D	Resistencias Nominales	20.794 (28.44)	-4.254 (7.12)	4.89	34.204 (28.60)	-8.841 (8.84)	3.87
	Sobre-resistencias	8.782 (27.88)	-4.254 (7.12)	2.06	-31.013 (29.44)	-8.841 (8.84)	3.51

() Tiempo de ocurrencia del valor máximo y del valor de fluencia, en segundos

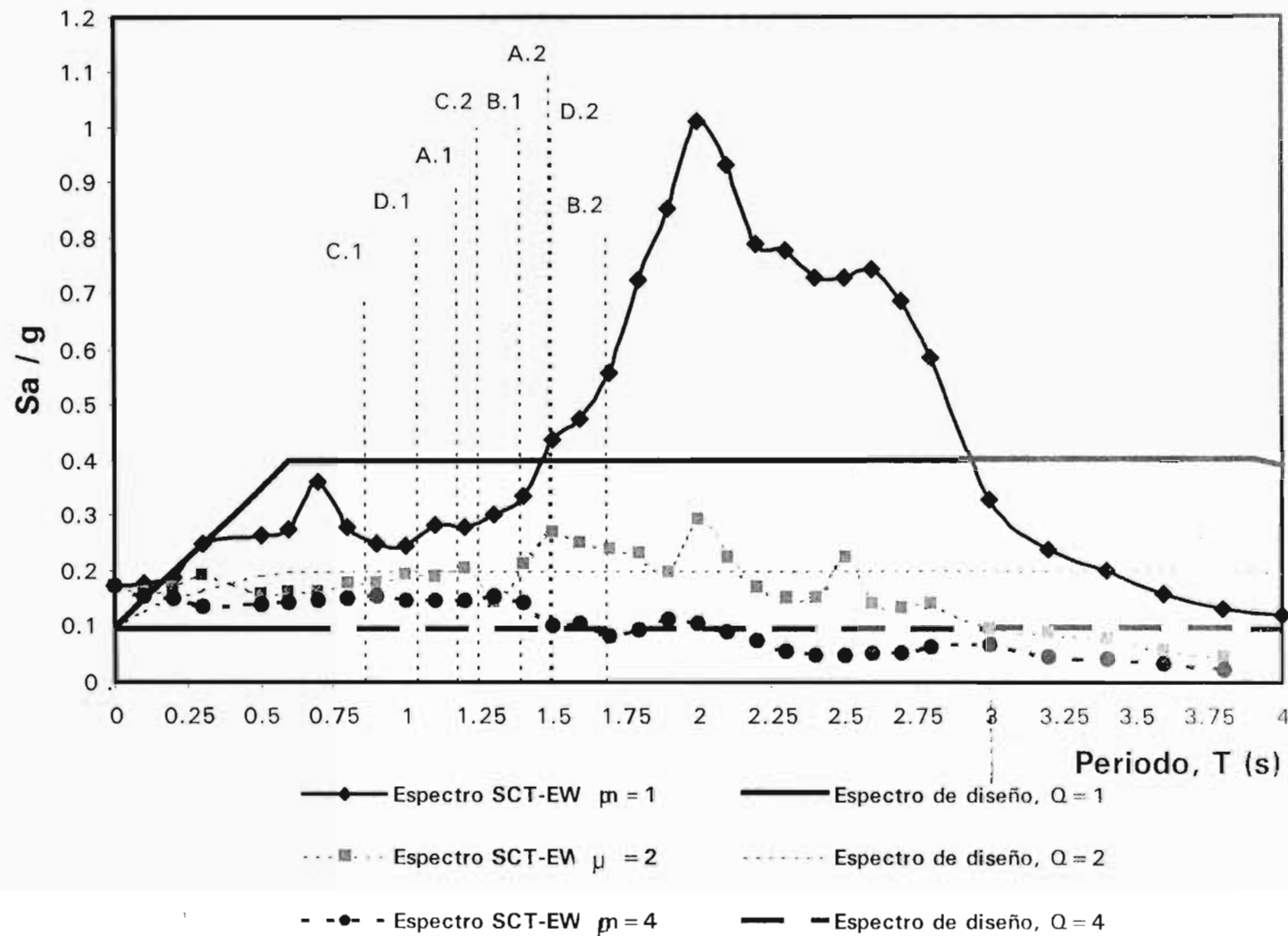


Fig 5.1 Ubicación de los periodos fundamentales de vibración de todos los casos de diseño, en los espectros de diseño del RDF-93 ($Q = 1, 2$ y 4) y de respuesta elástica ($\mu = 1$) e inelástica ($\mu = 2$ y 4) del registro de aceleraciones SCT-EW-85 ($\zeta = 5\%$)

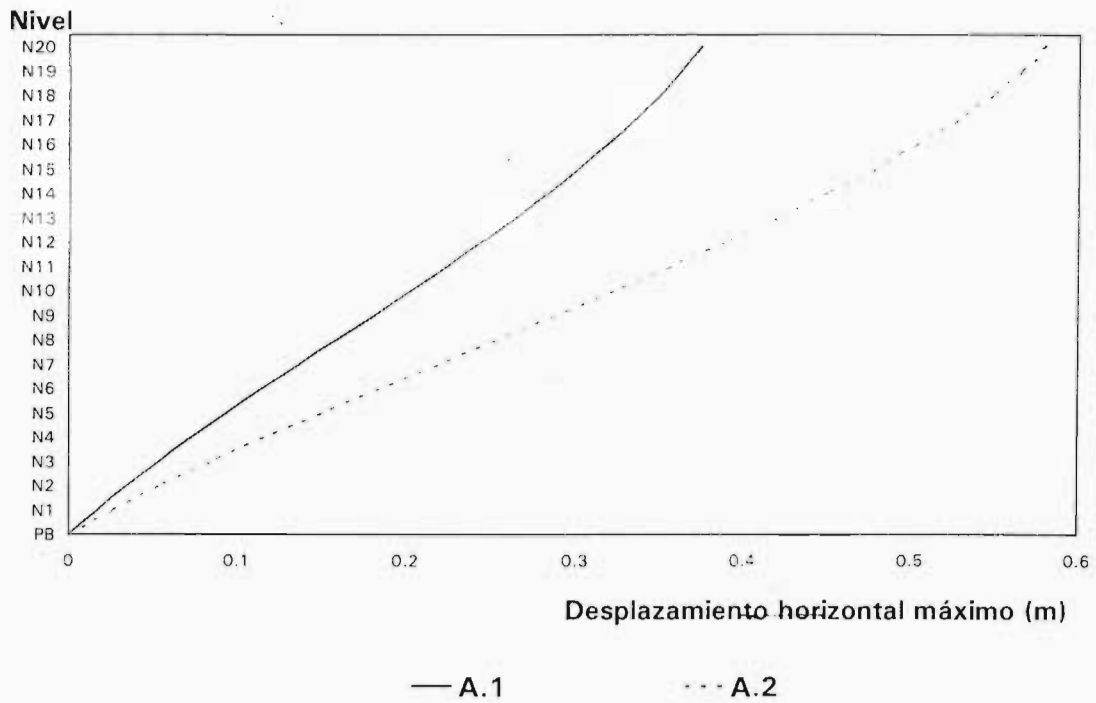


Fig 5.2 Comparación de desplazamientos horizontales máximos, análisis modal espectral, casos A.1 y A.2

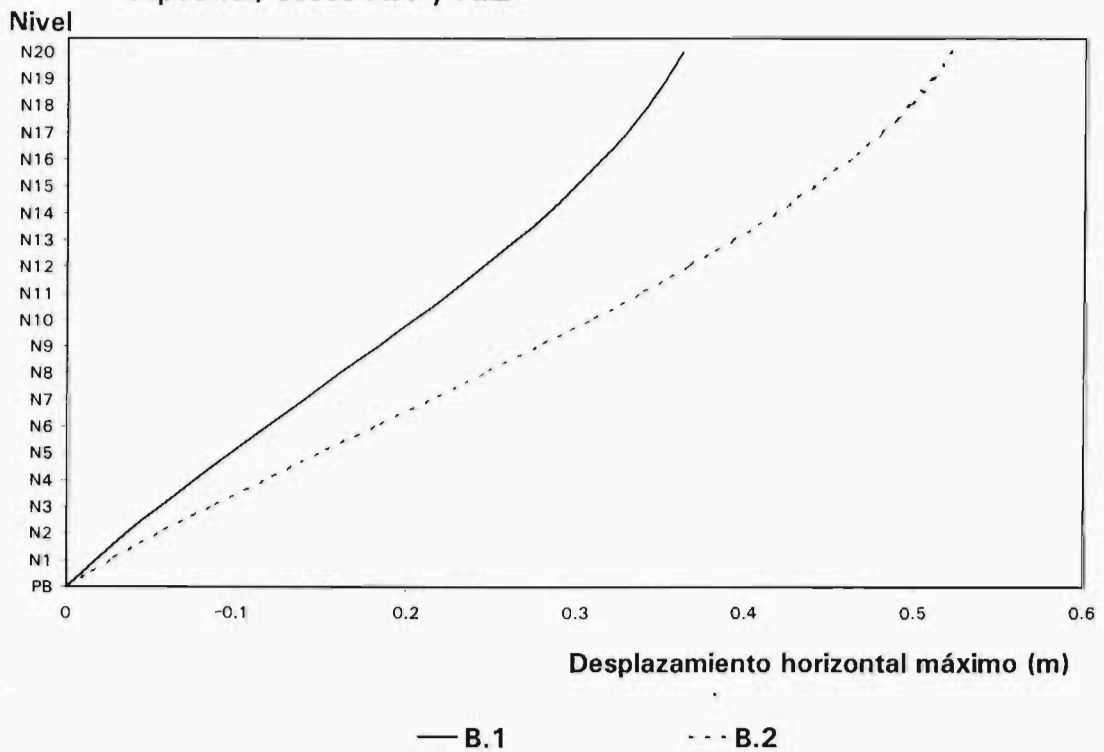


Fig 5.3 Comparación de desplazamientos horizontales máximos, análisis modal espectral, casos B.1 y B.2

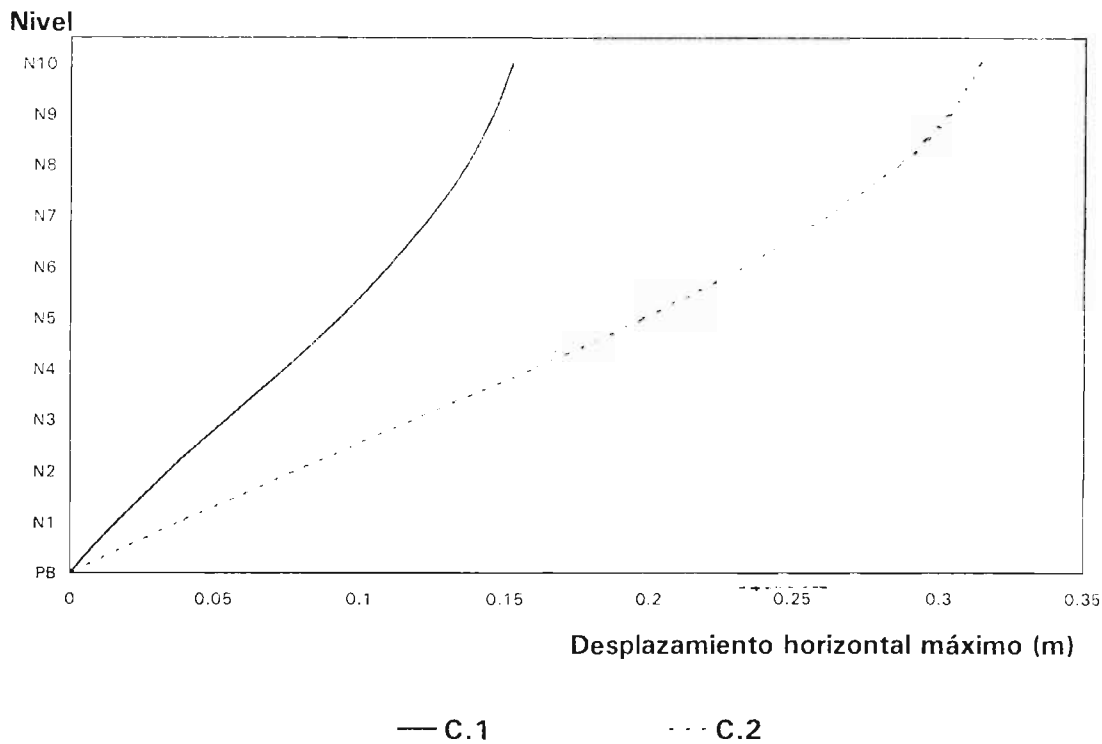


Fig 5.4 Comparación de desplazamientos horizontales máximos, análisis modal espectral, casos C.1 y C.2

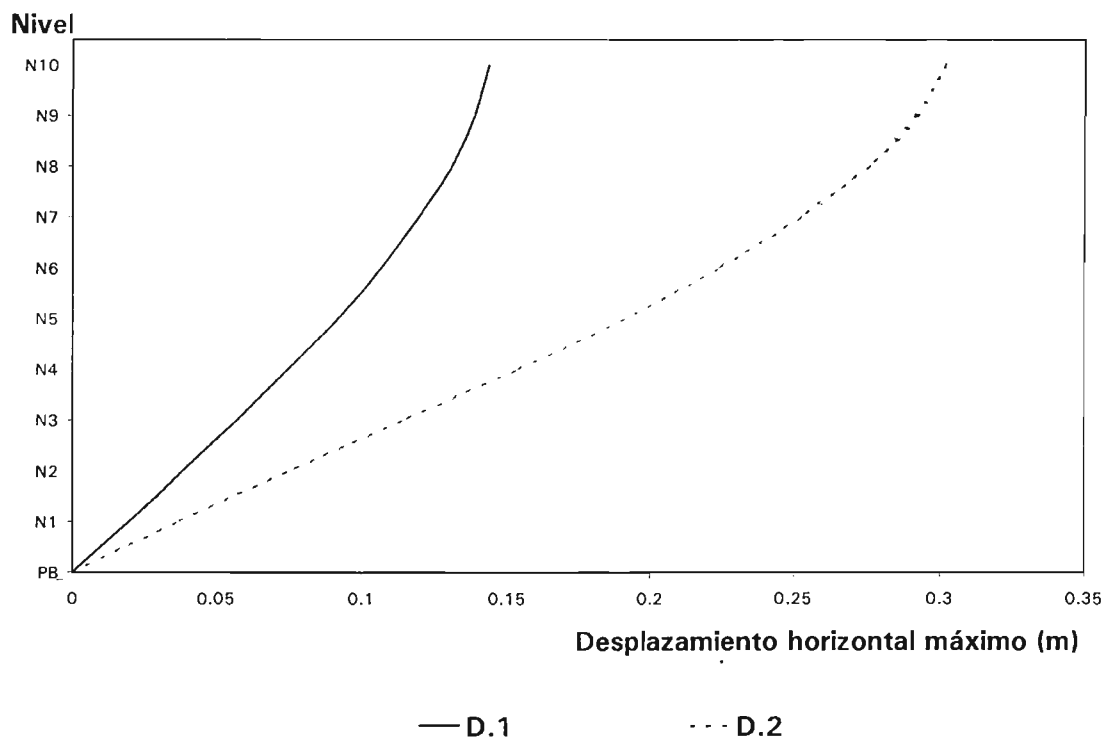


Fig 5.5 Comparación de desplazamientos horizontales máximos, análisis modal espectral, casos D.1 y D.2

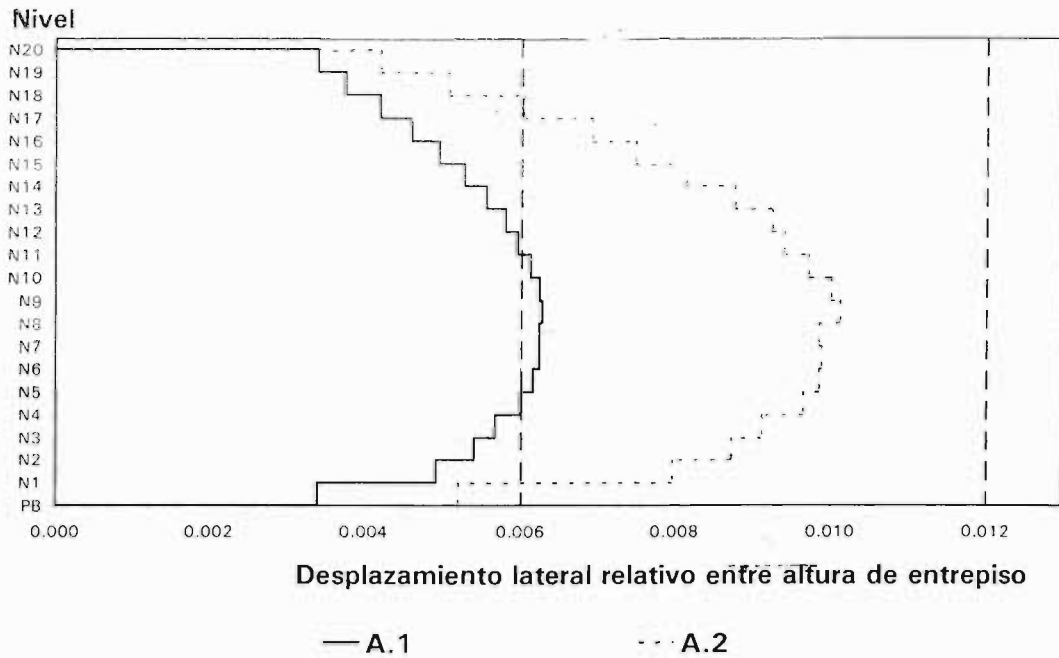


Fig 5.6 Comparación de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis modal espectral, casos A.1 y A.2

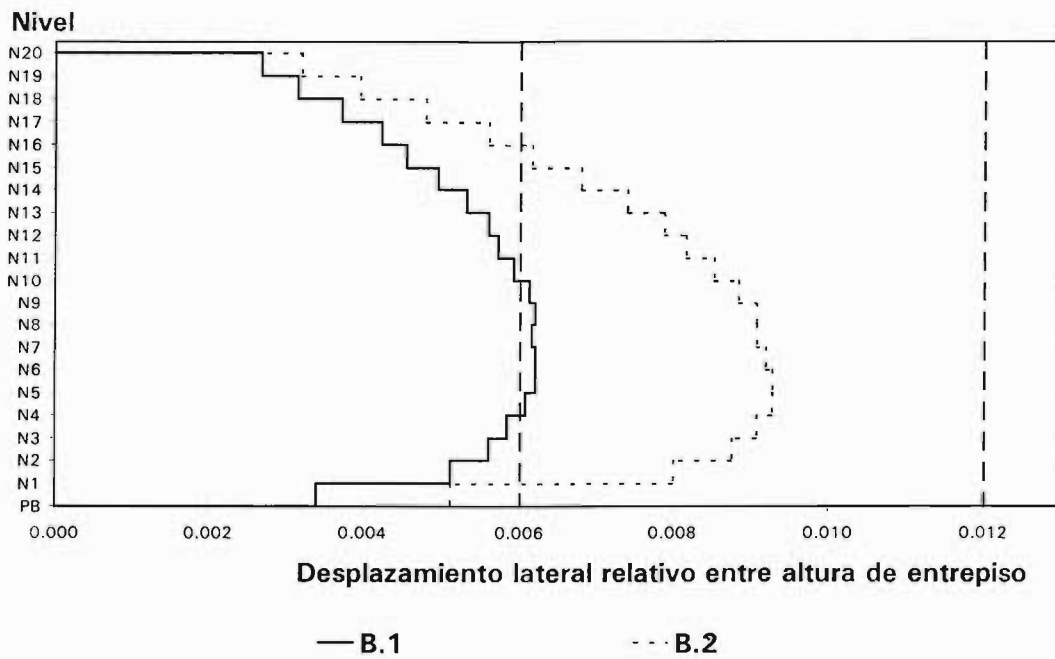


Fig 5.7 Comparación de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis modal espectral, casos B.1 y B.2

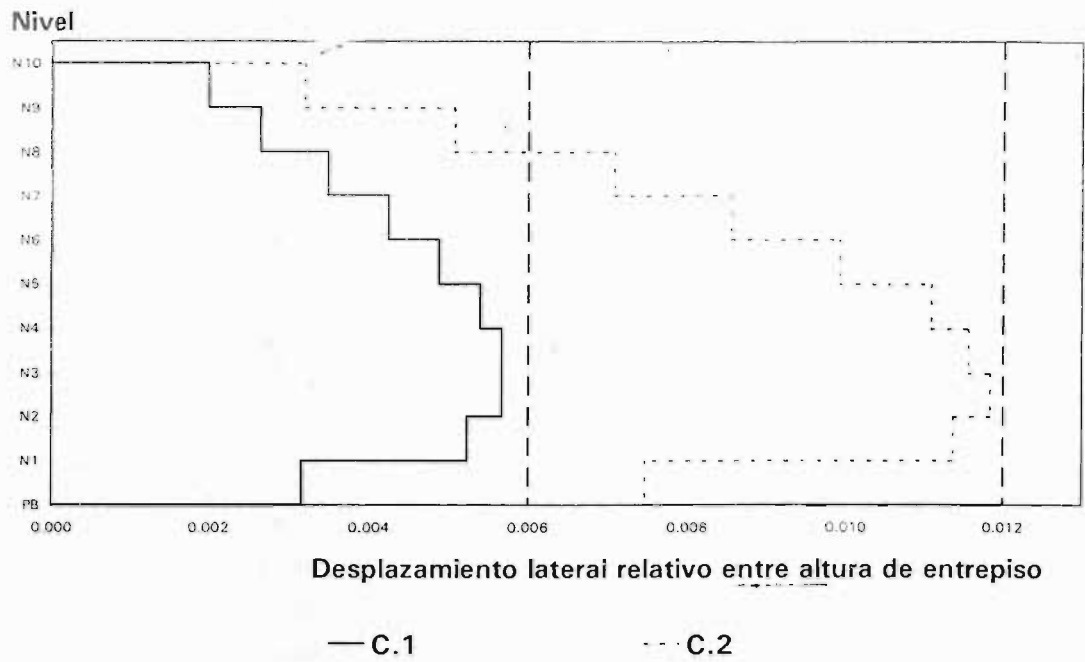


Fig 5.8 Comparación de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrespiso, análisis modal espectral, casos C.1 y C.2

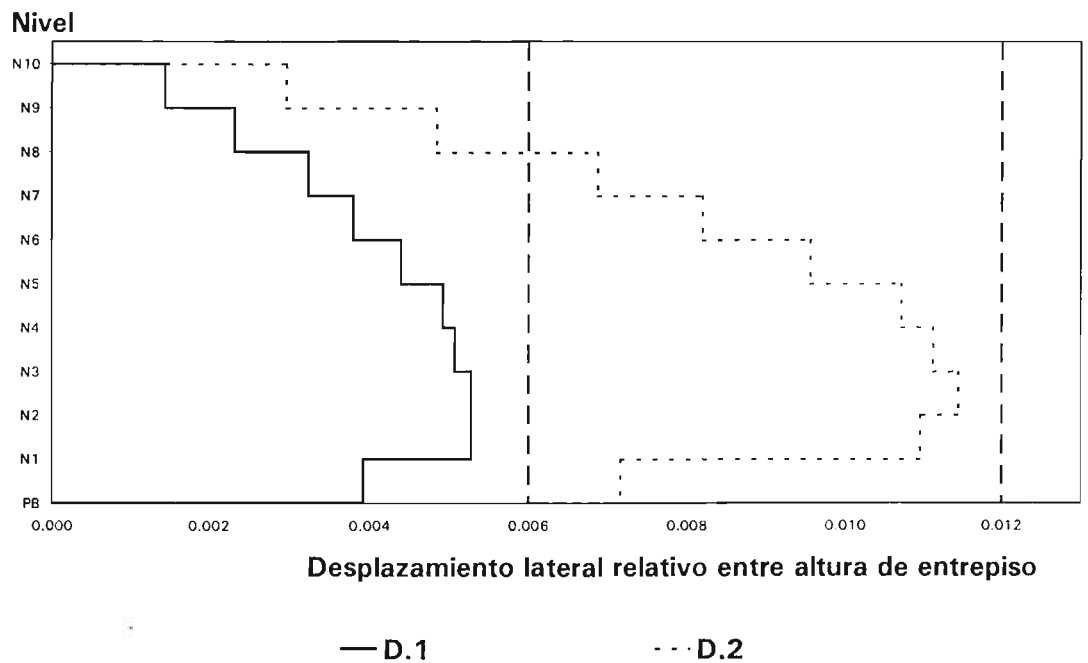


Fig 5.9 Comparación de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrespiso, análisis modal espectral, casos D.1 y D.2

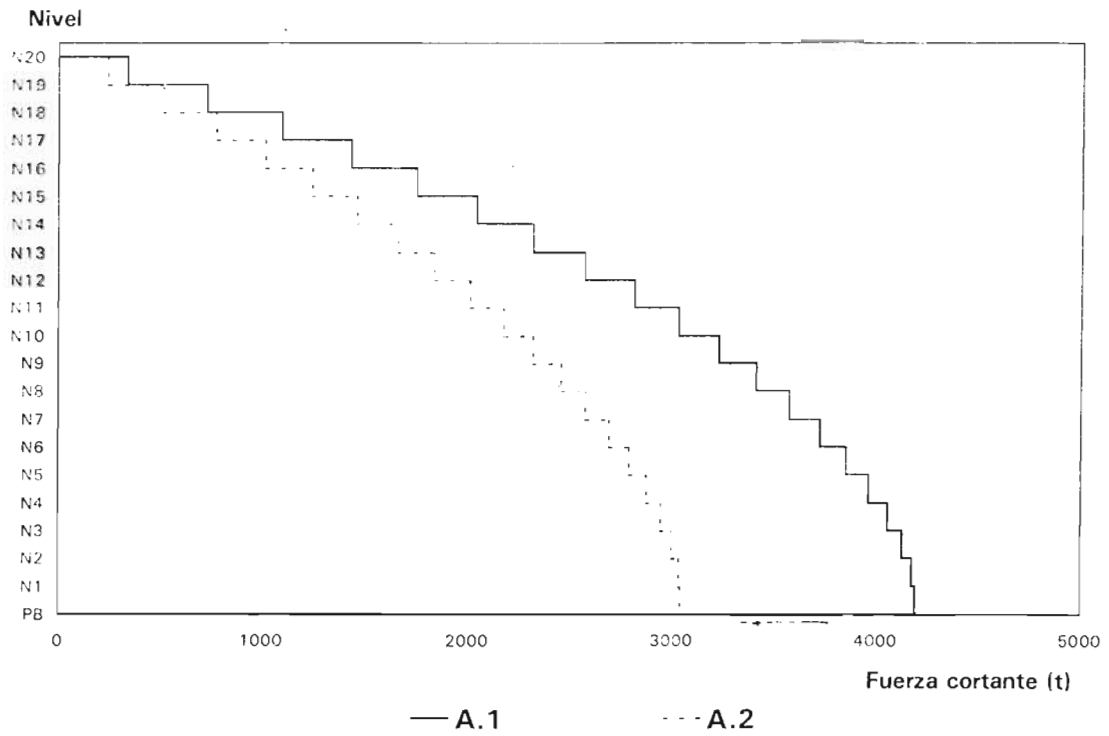


Fig 5.10 Comparación de envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso, análisis modal espectral, casos A.1 y A.2

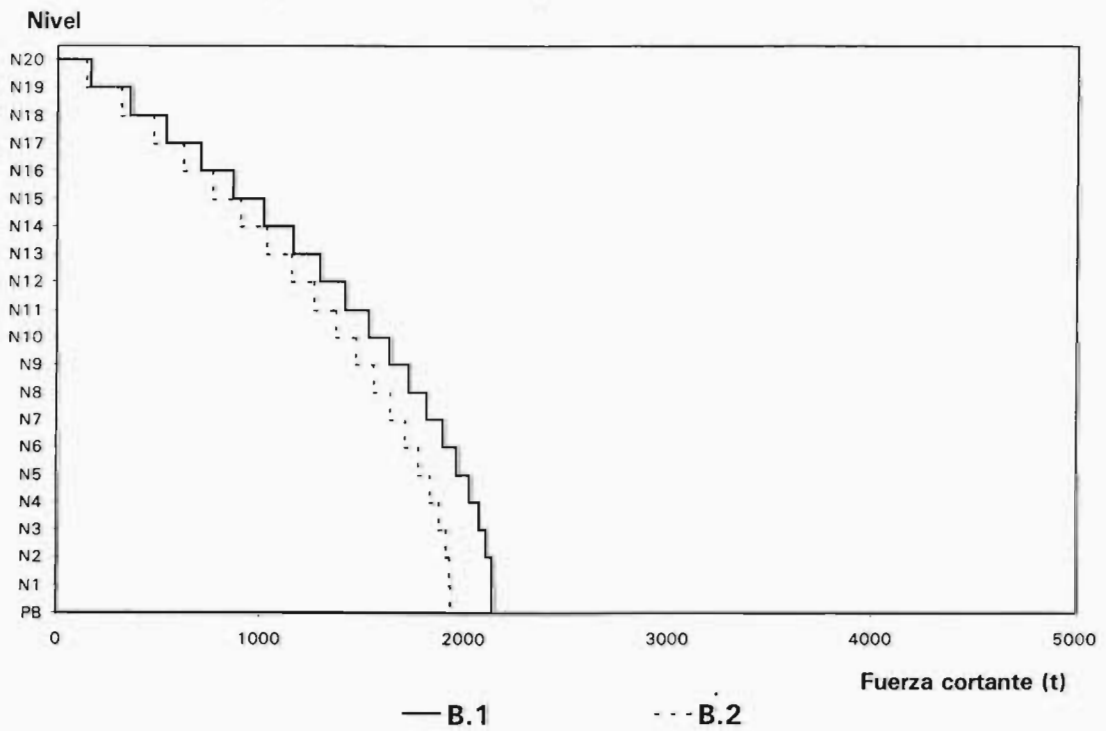


Fig 5.11 Comparación de envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso, análisis modal espectral, casos B.1 y B.2

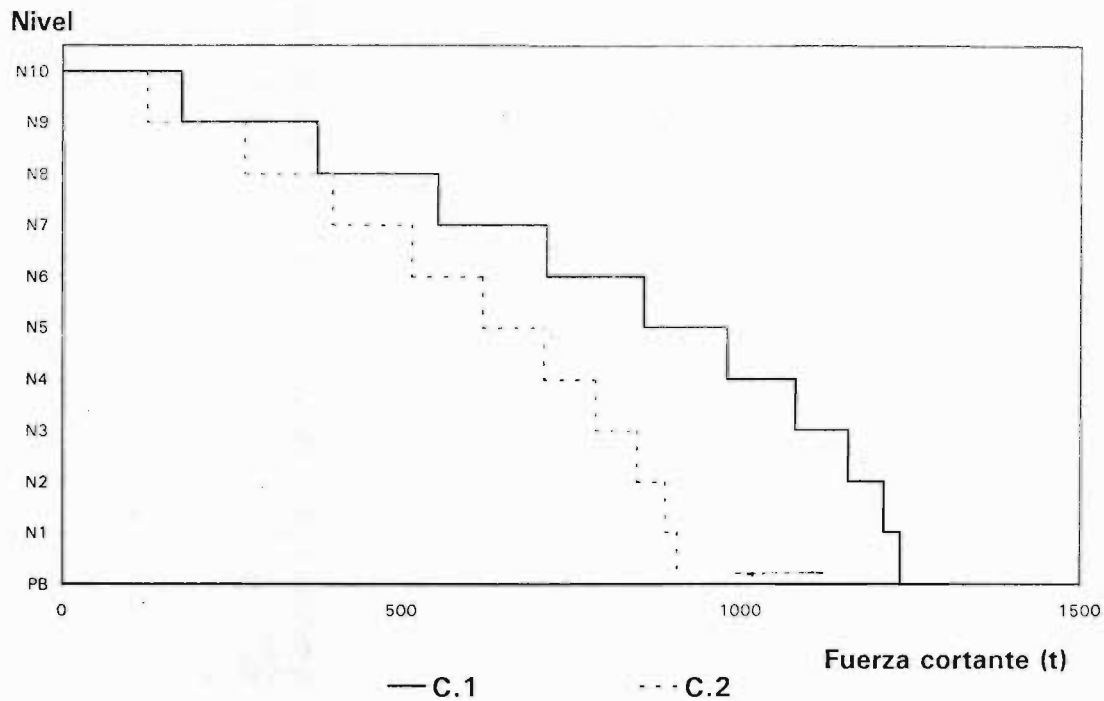


Fig 5.12 Comparación de envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso, análisis modal espectral, casos C.1 y C.2

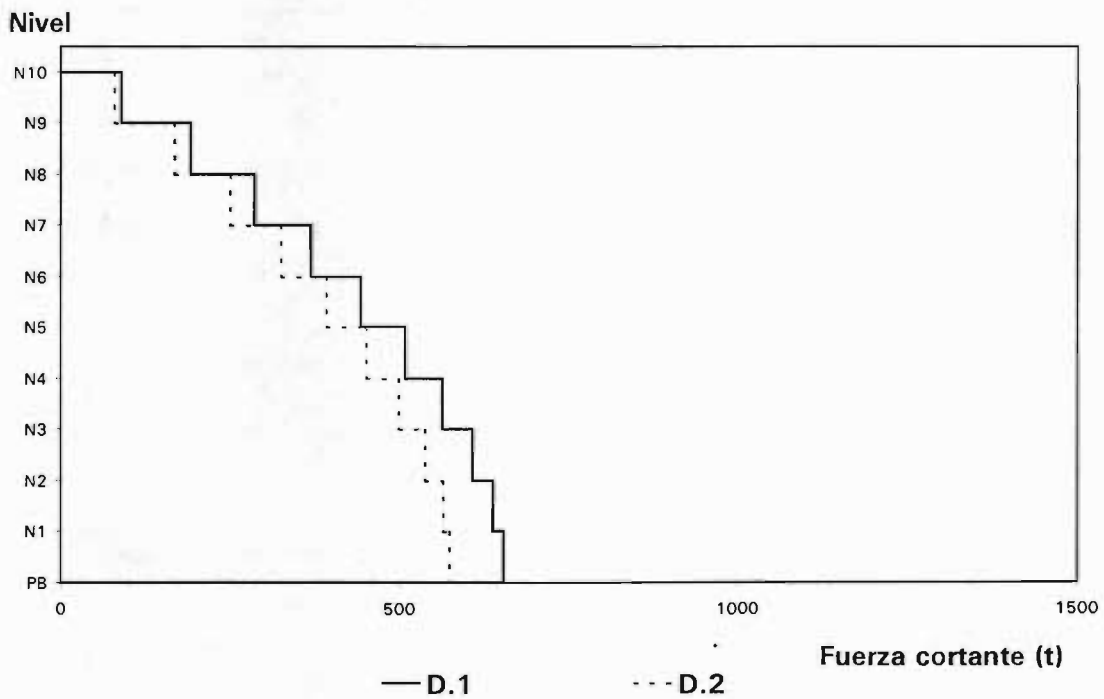


Fig 5.13 Comparación de envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso, análisis modal espectral, casos D.1 y D.2

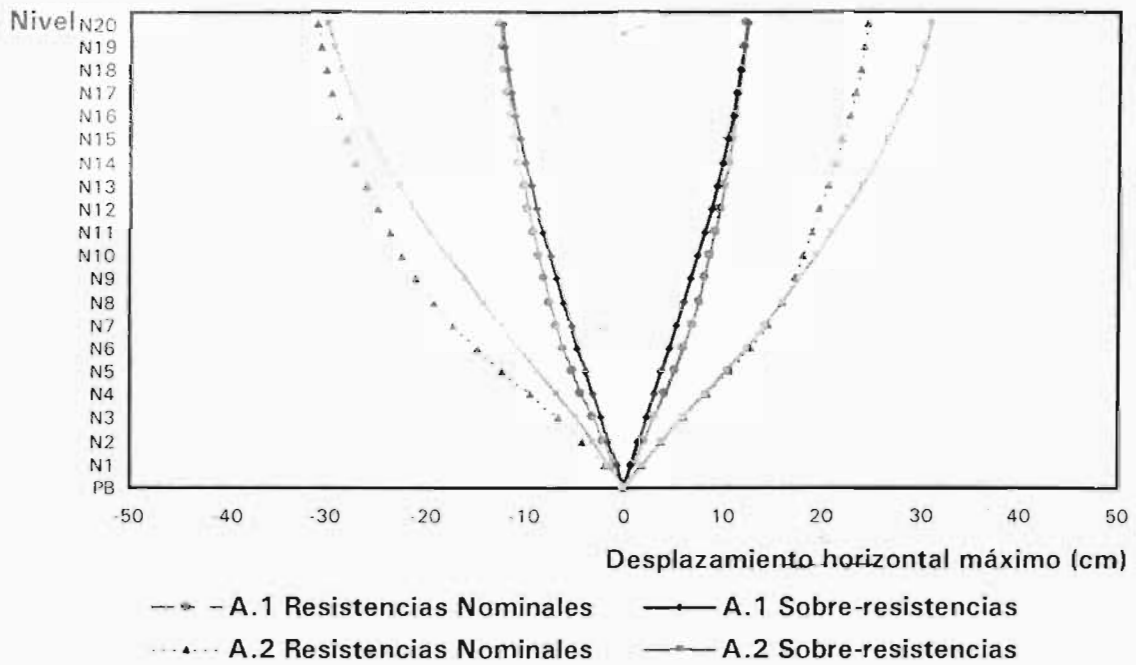


Fig 5.14 Comparación de desplazamientos horizontales máximos, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y efectos de sobre-resistencias, casos A.1 y A.2

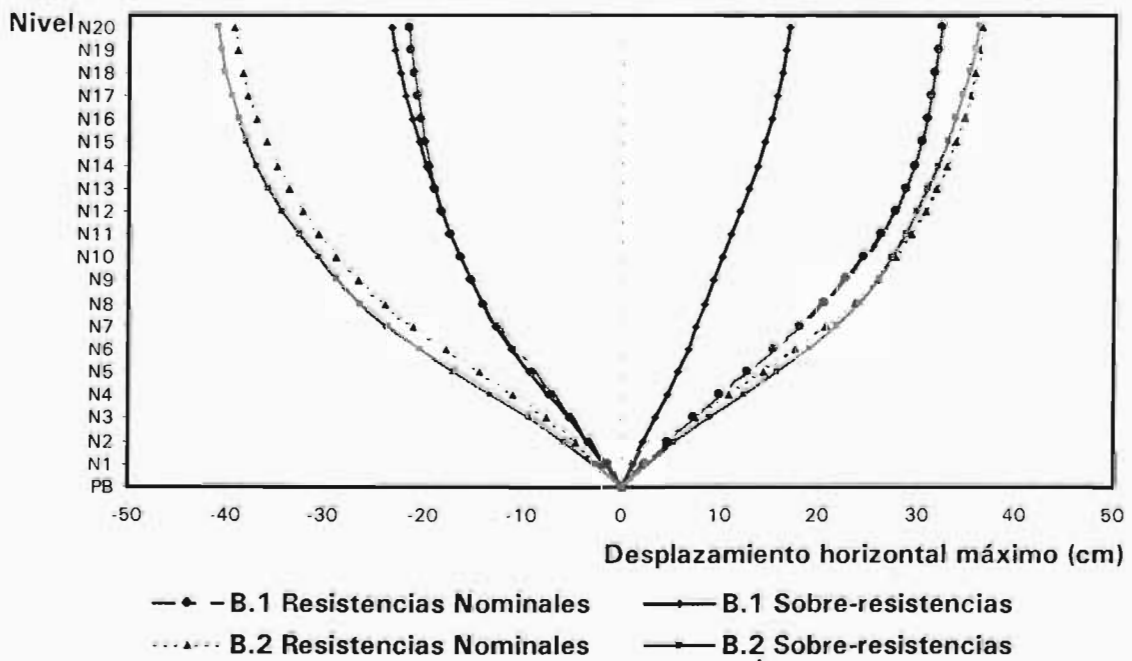


Fig 5.15 Comparación de desplazamientos horizontales máximos, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y efectos de sobre-resistencias, casos B.1 y B.2

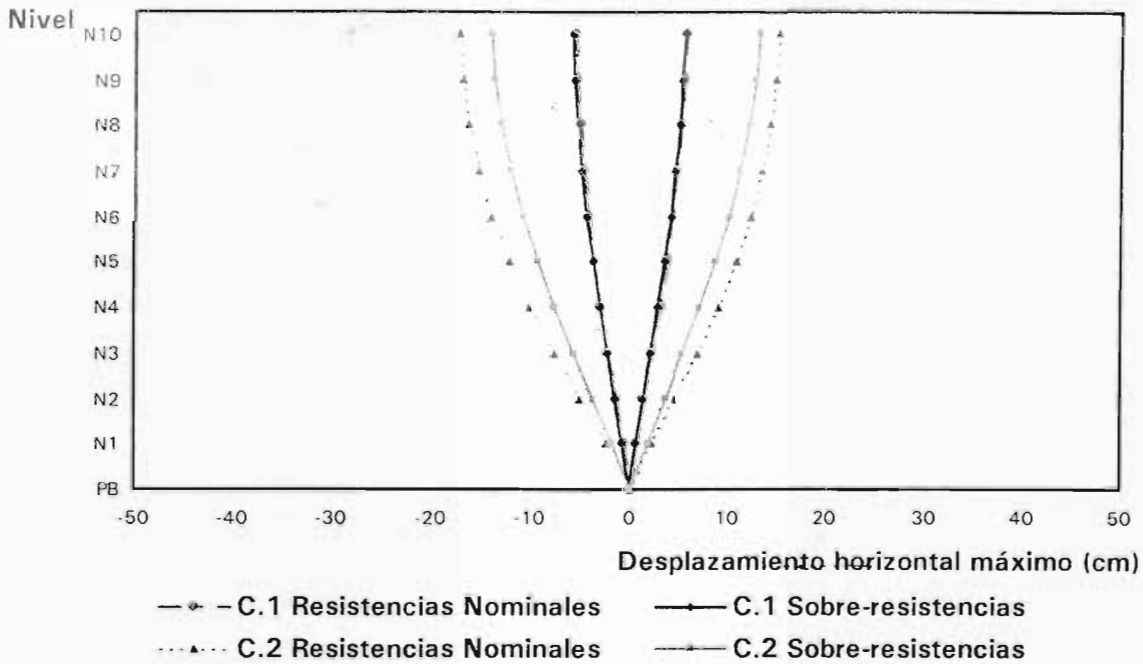


Fig 5.16 Comparación de desplazamientos horizontales máximos, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y efectos de sobre-resistencias, casos C.1 y C.2

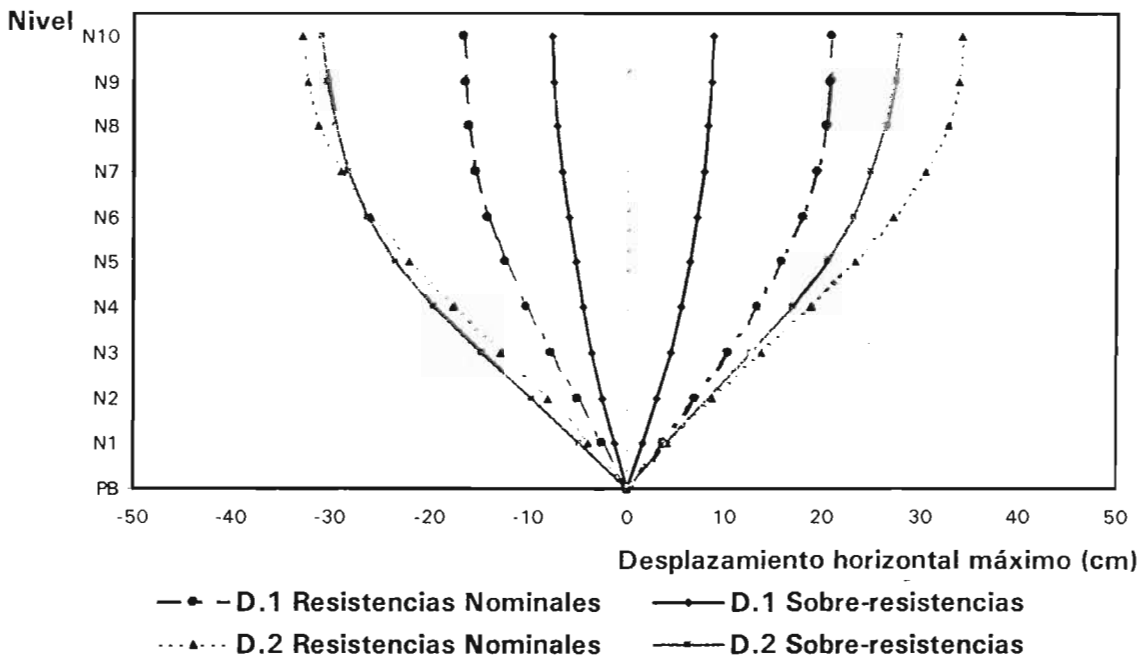


Fig 5.17 Comparación de desplazamientos horizontales máximos, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y efectos de sobre-resistencias, casos D.1 y D.2

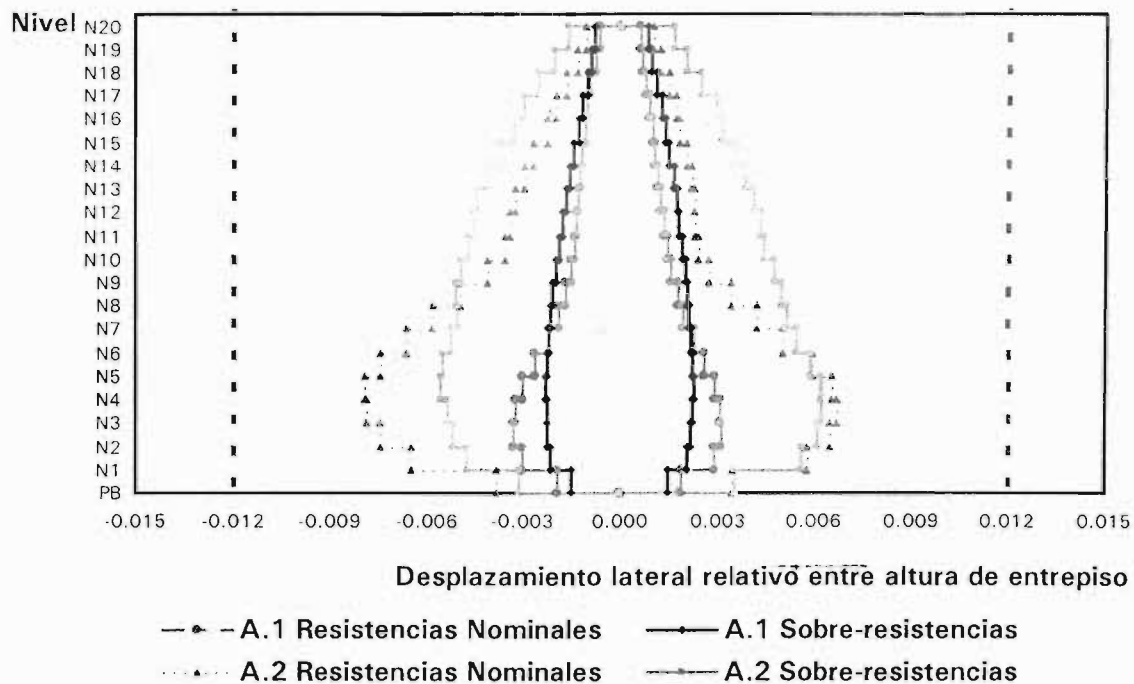


Fig 5.18 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entpiso, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos A.1 y A.2

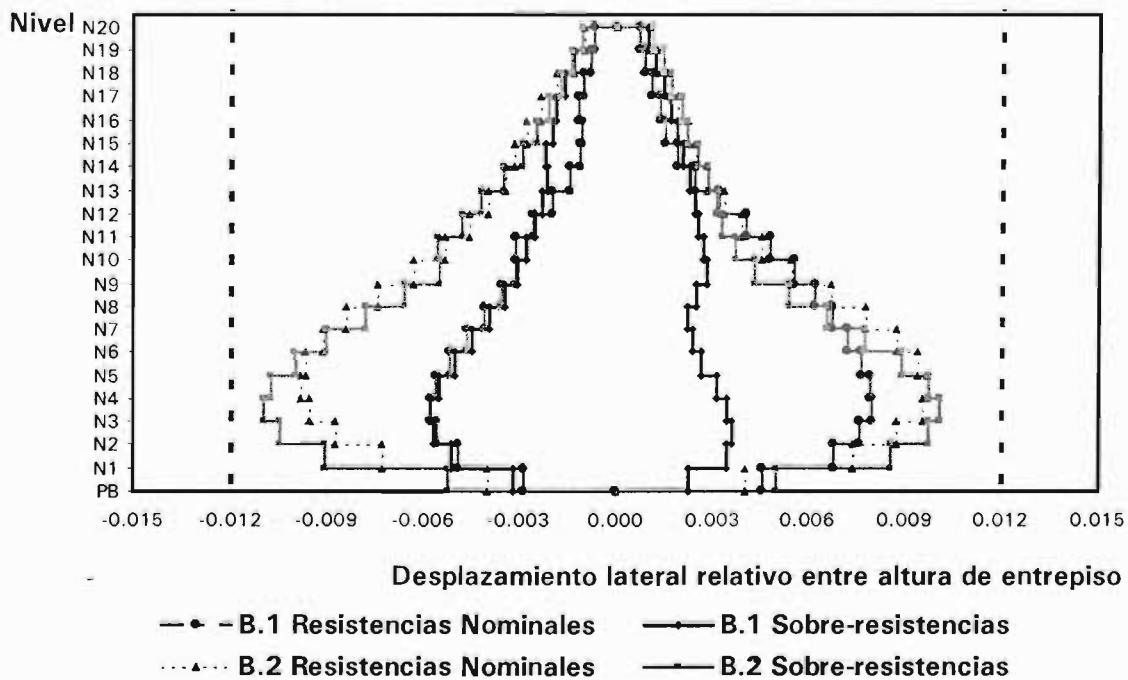


Fig 5.19 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entpiso, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos B.1 y B.2

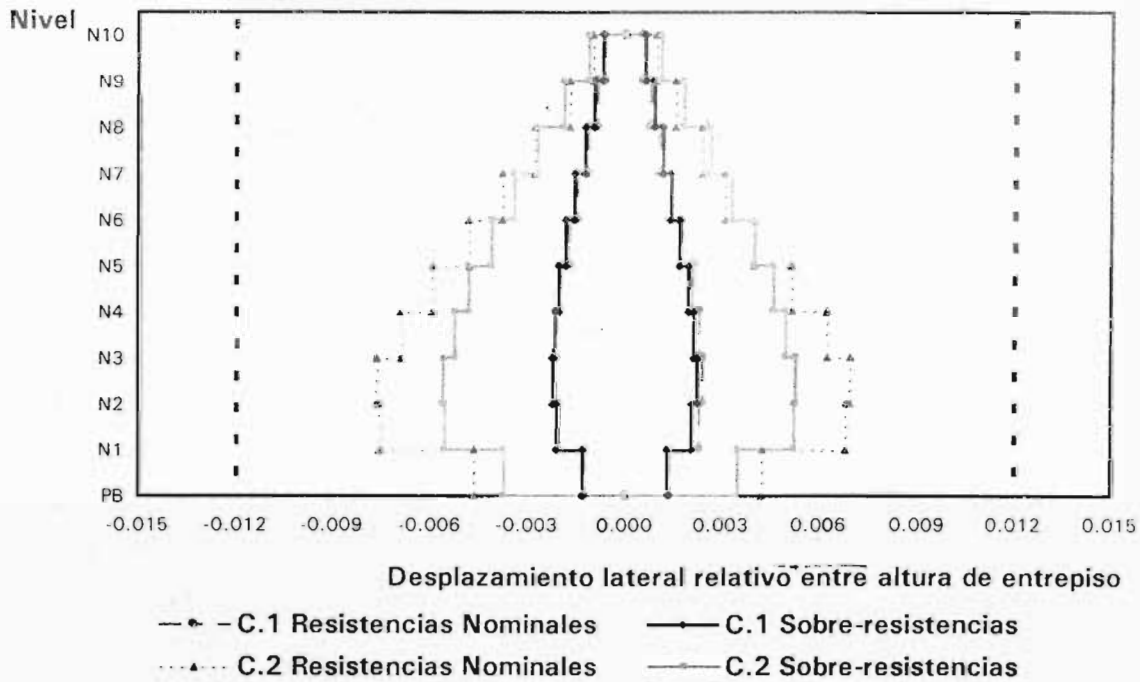


Fig 5.20 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos C.1 y C.2

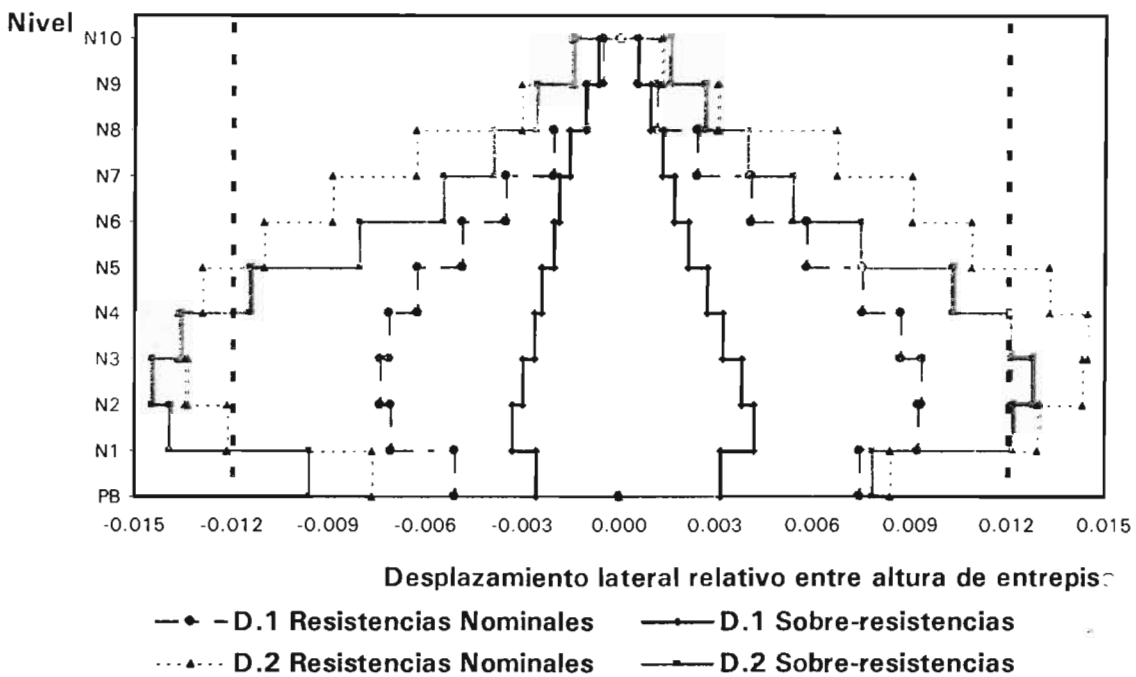


Fig 5.21 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos D.1 y D.2

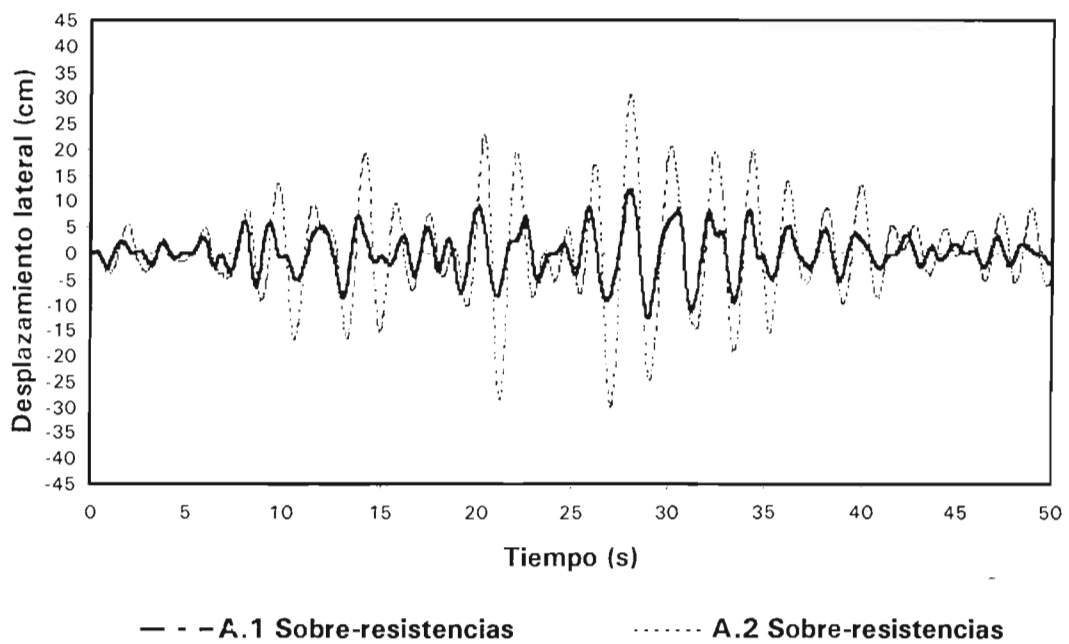
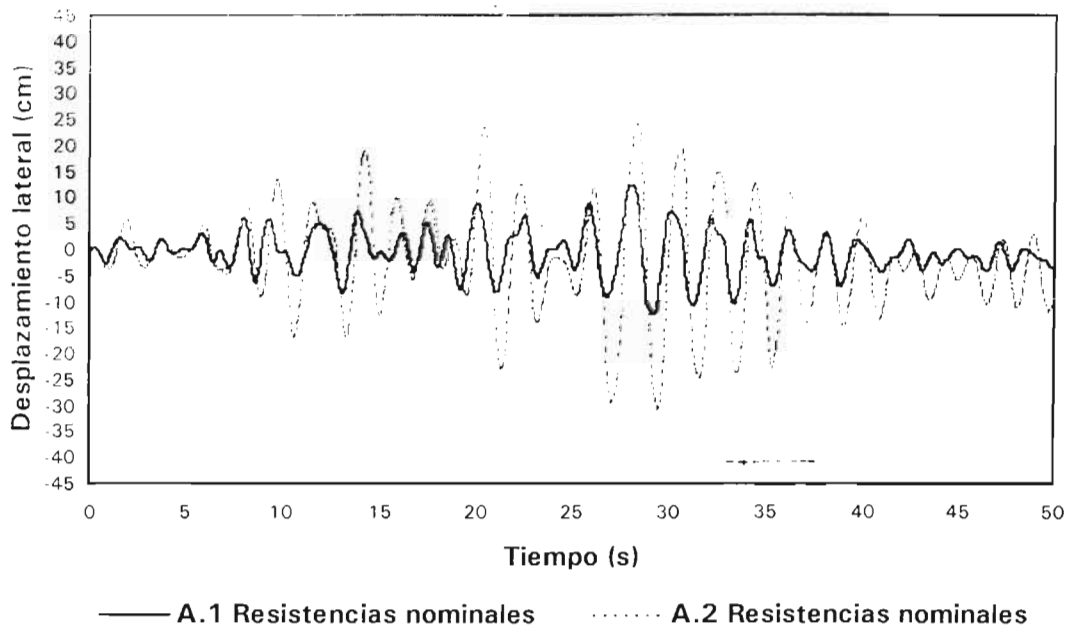


Fig 5.22 Comparación de historias en el tiempo de desplazamientos horizontales de azotea, análisis sísmico inelástico con resistencias, nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos A.1 y A.2

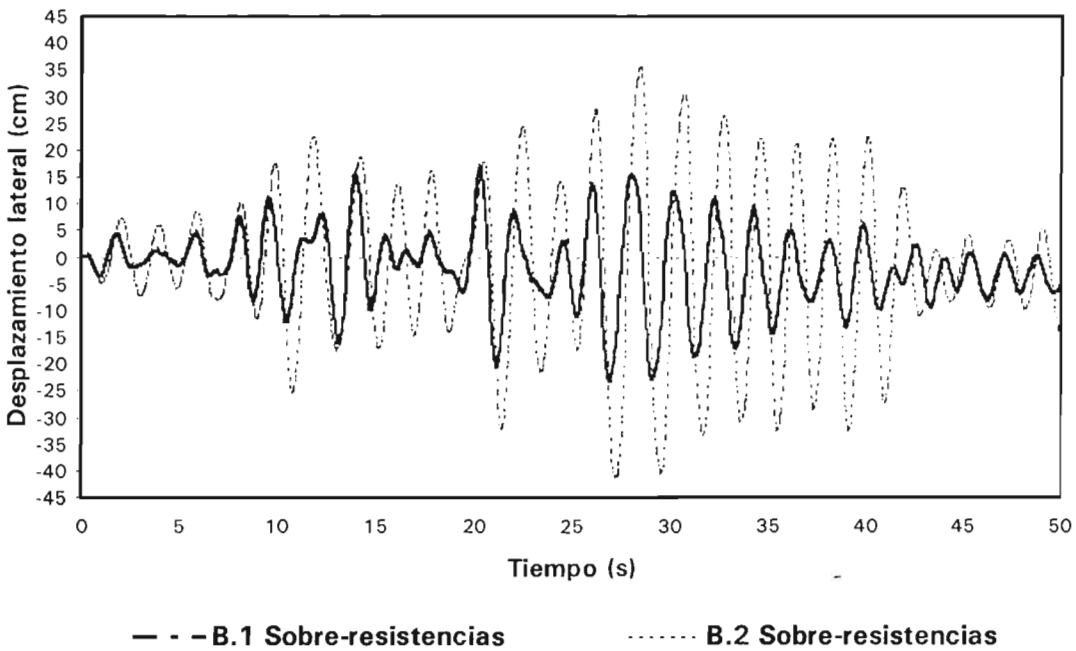
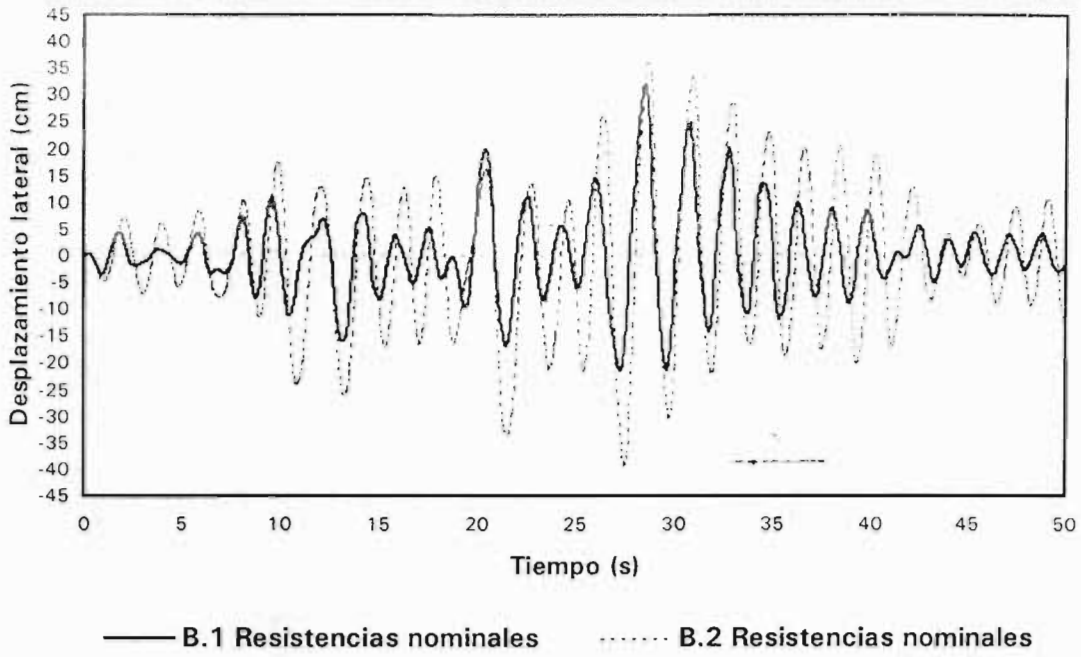


Fig 5.23 Comparación de historias en el tiempo de desplazamientos horizontales de azotea, análisis sísmico inelástico con resistencias, nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos B.1 y B.2

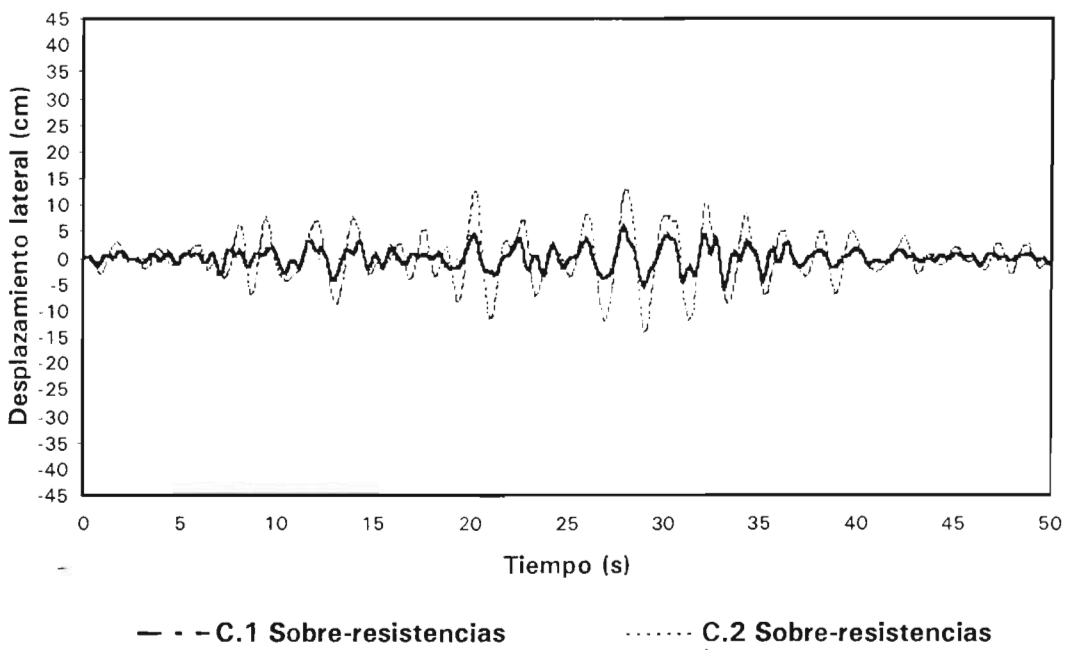
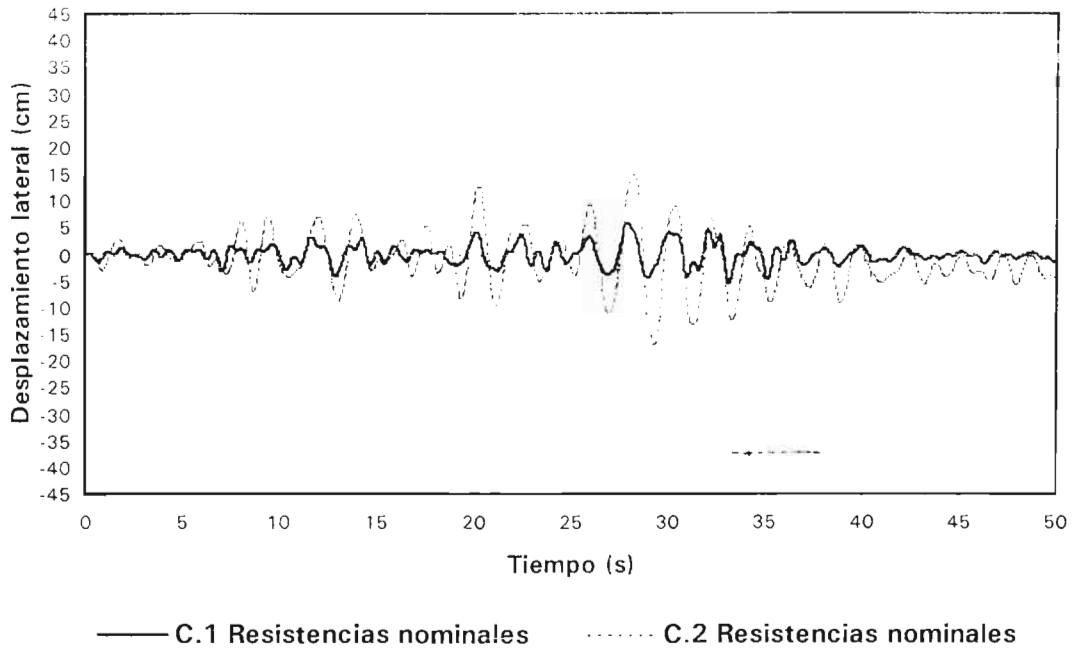


Fig 5.24 Comparación de historias en el tiempo de desplazamientos horizontales de azotea, análisis sísmico inelástico con resistencias, nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos C.1 y C.2

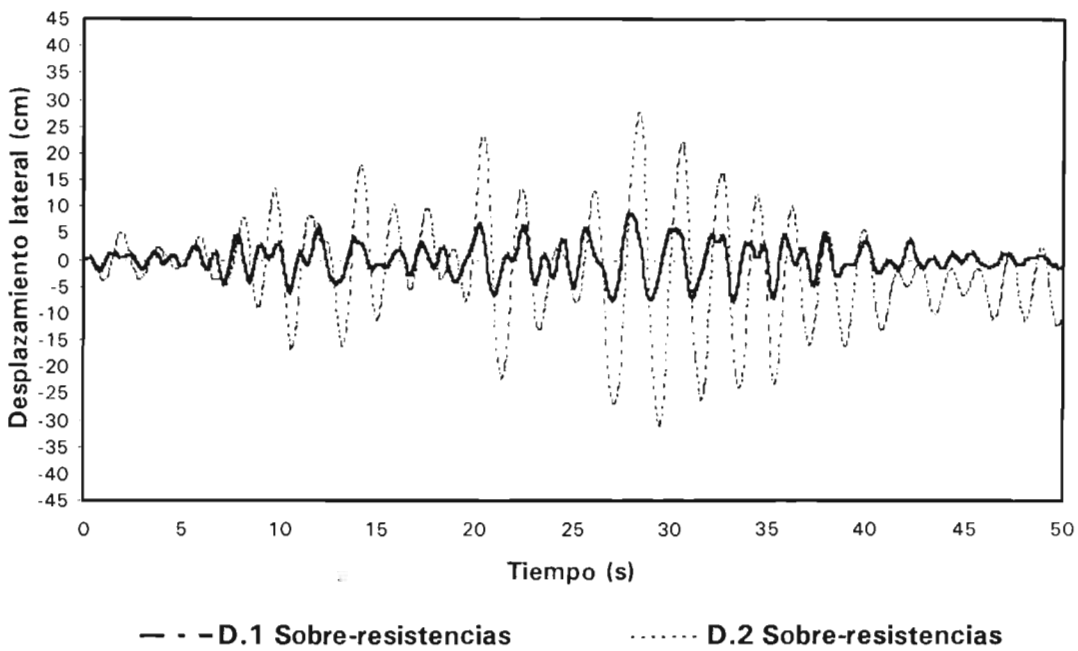
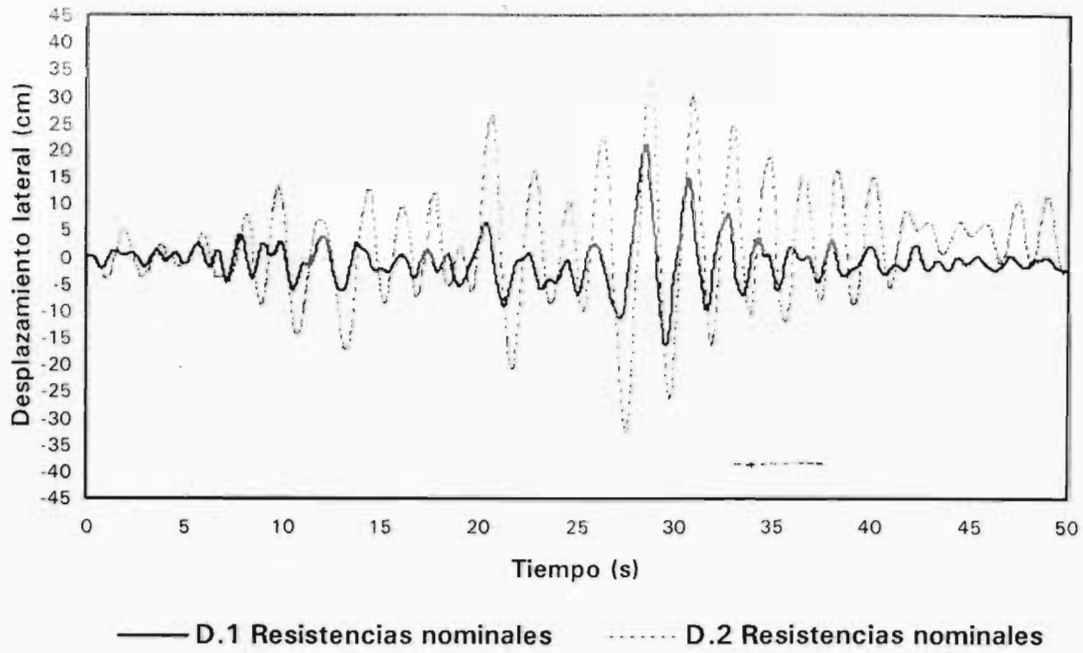


Fig 5.25 Comparación de historias en el tiempo de desplazamientos horizontales de azotea, análisis sísmico inelástico con resistencias, nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos D.1 y D.2

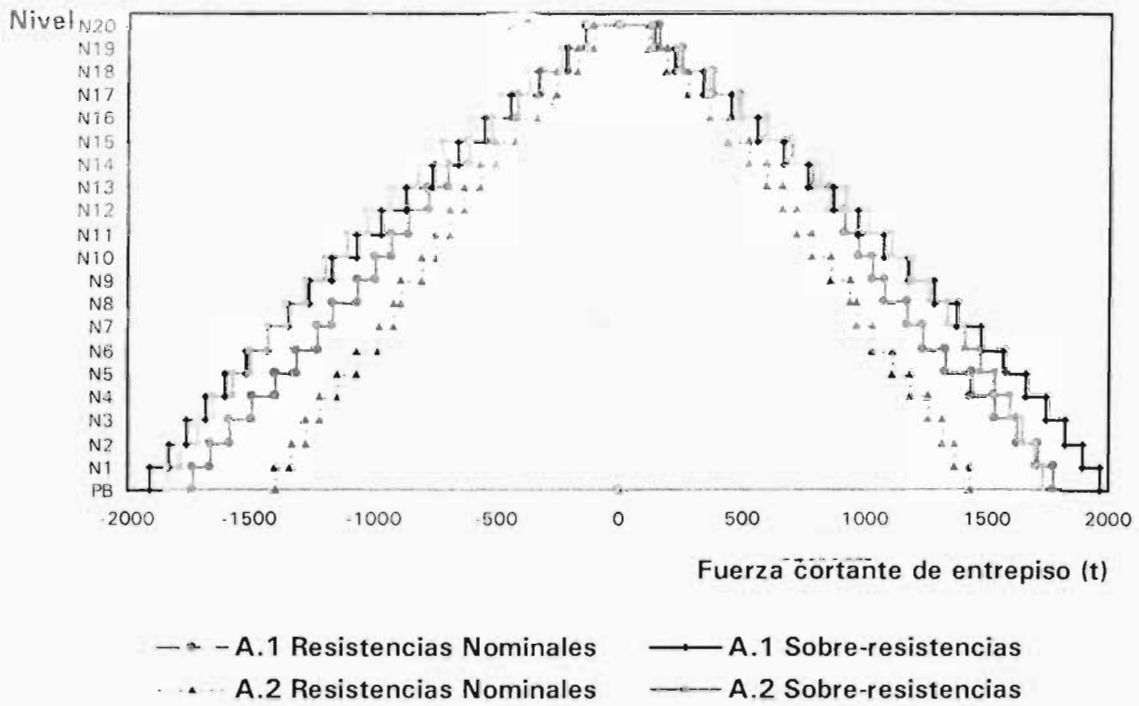


Fig 5.26 Comparación de envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos A.1 y A.2

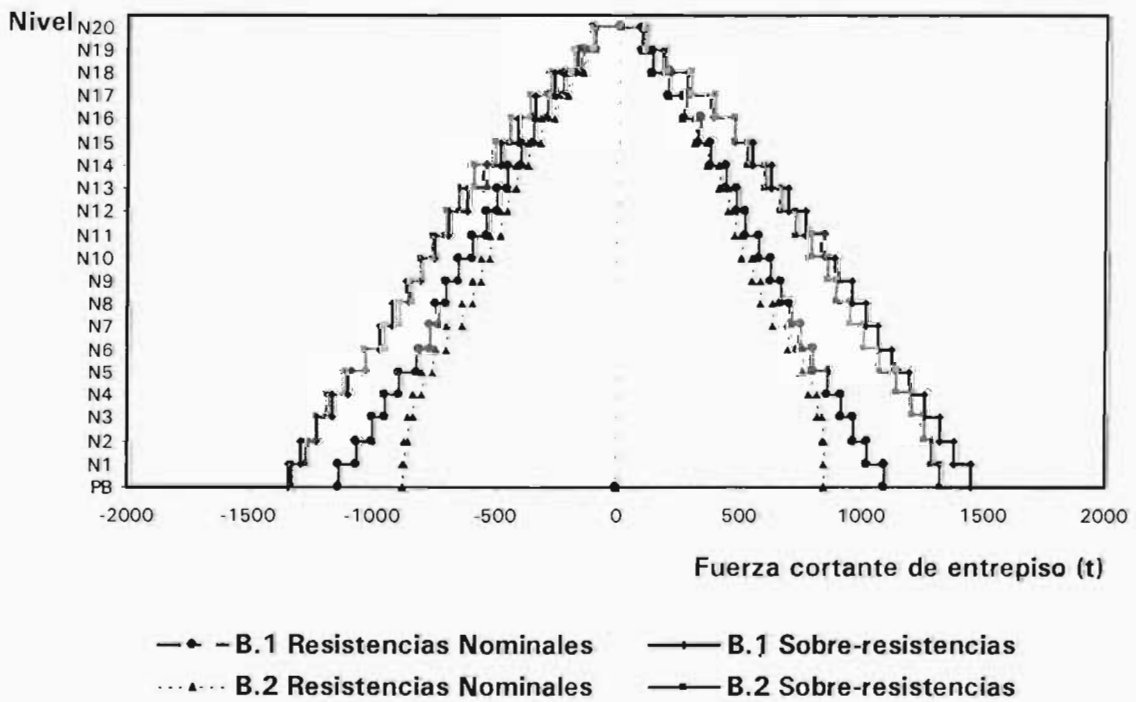


Fig 5.27 Comparación de envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos B.1 y B.2

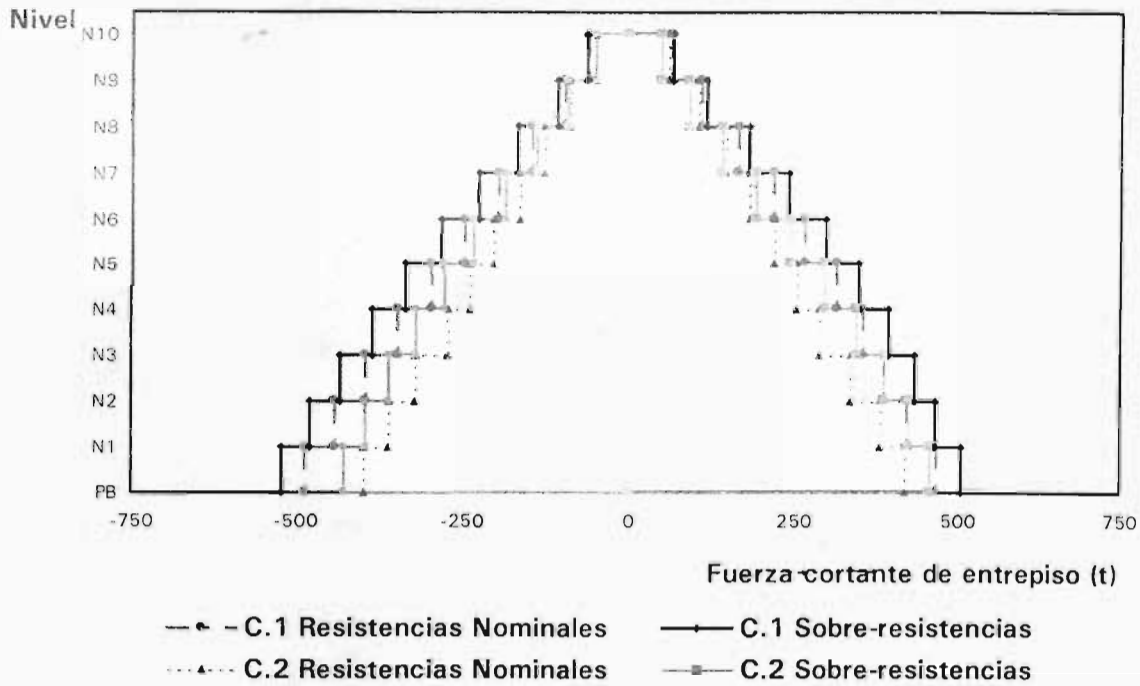


Fig 5.28 Comparación de envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos C.1 y C.2

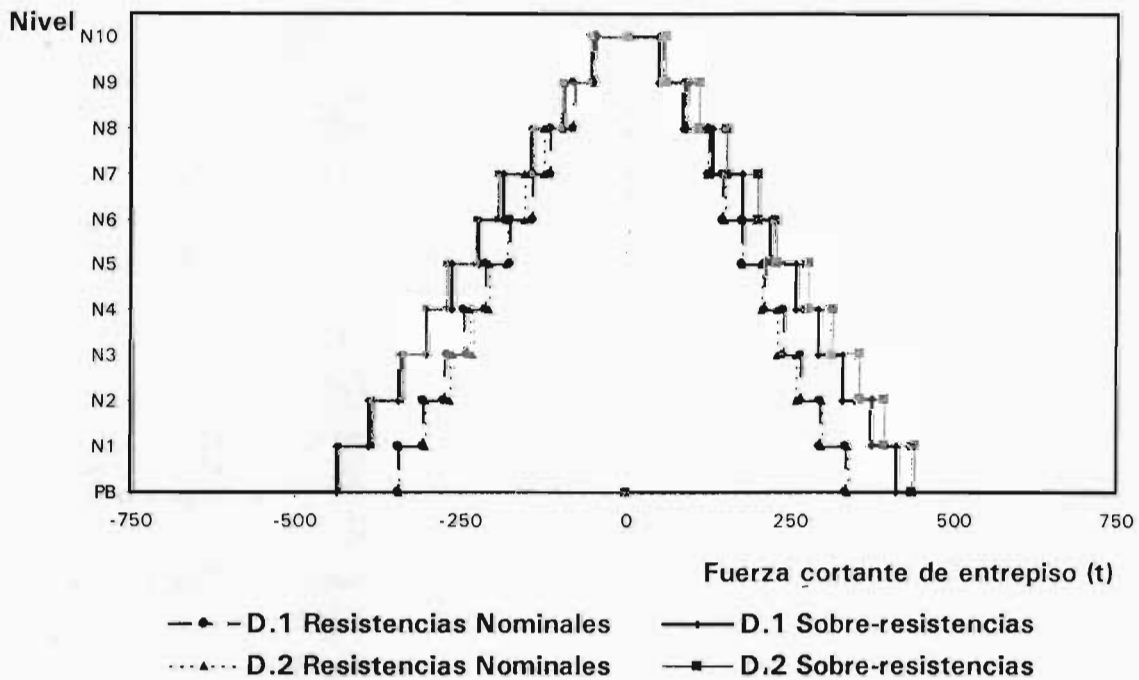


Fig 5.29 Comparación de envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos D.1 y D.2

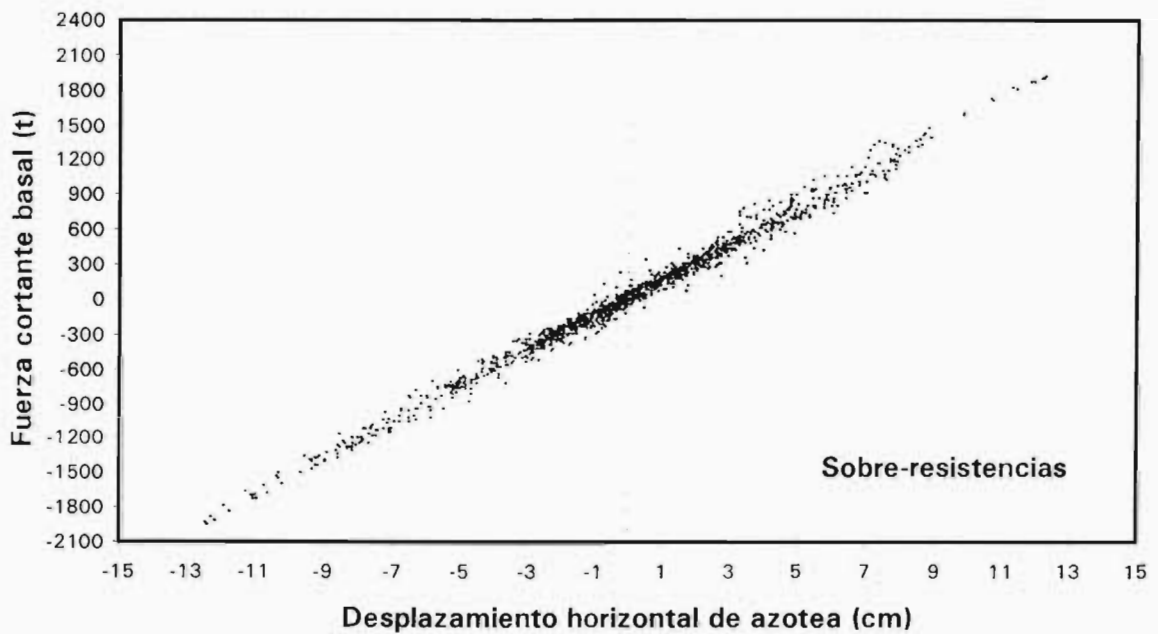
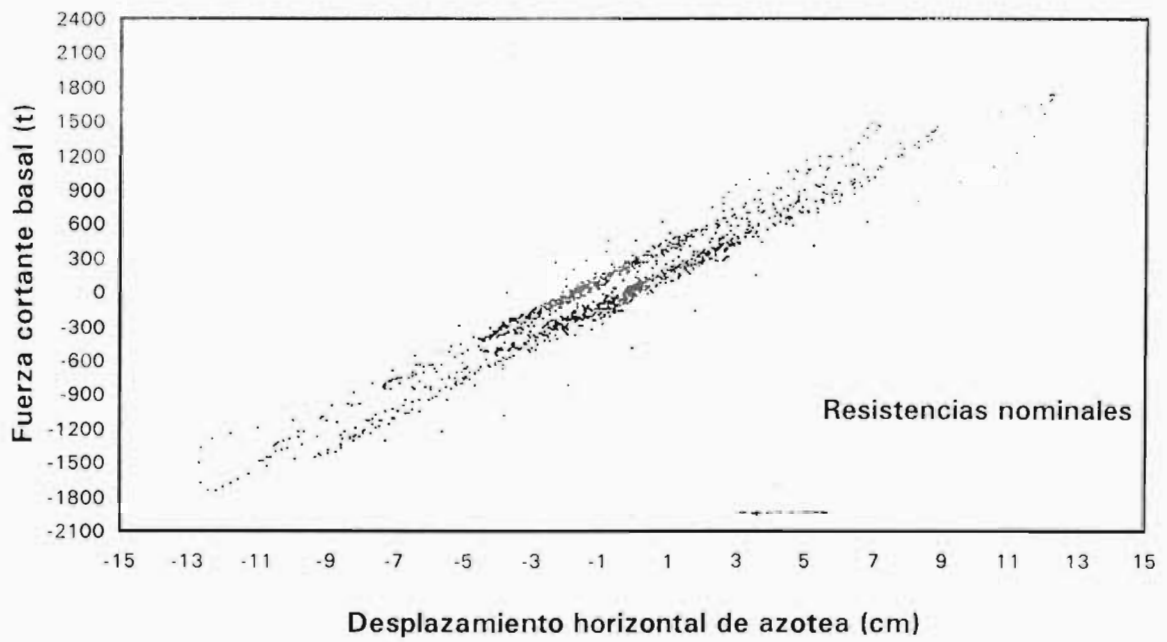


Fig 5.30 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento horizontal de azotea, comportamiento inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, caso A.1

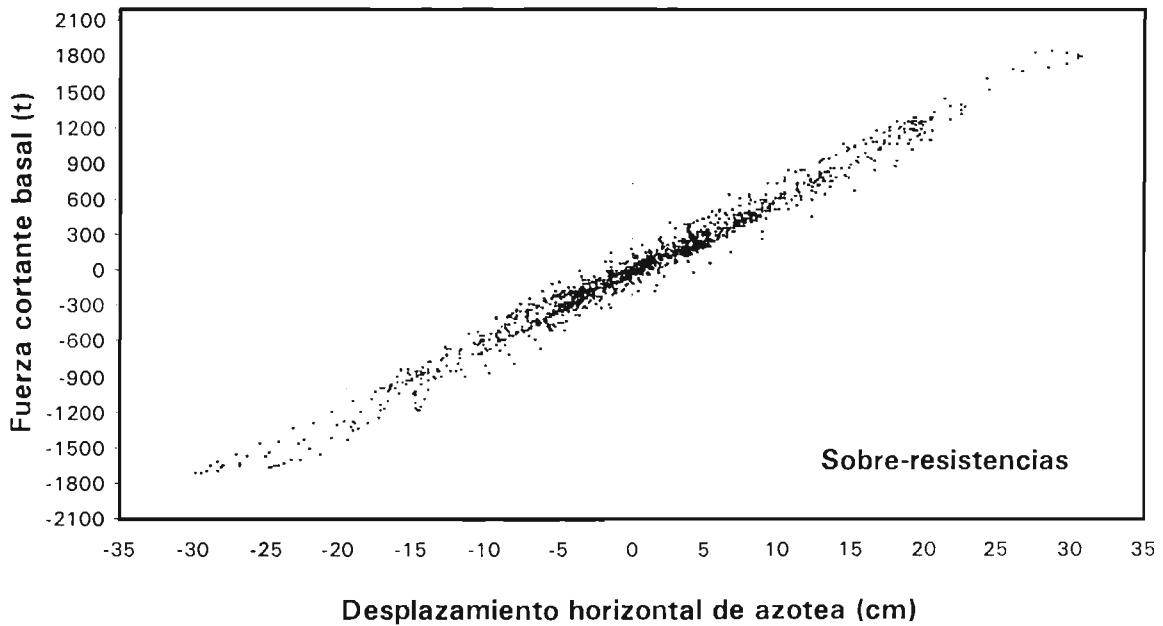
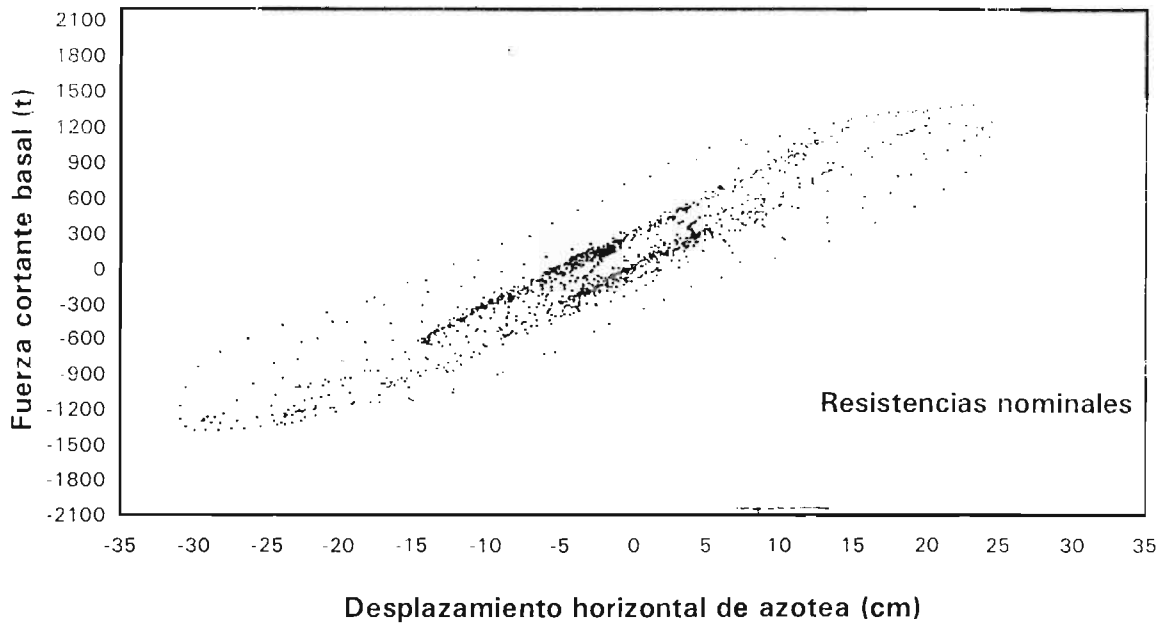


Fig 5.31 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento horizontal de azotea, comportamiento inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, caso A.2

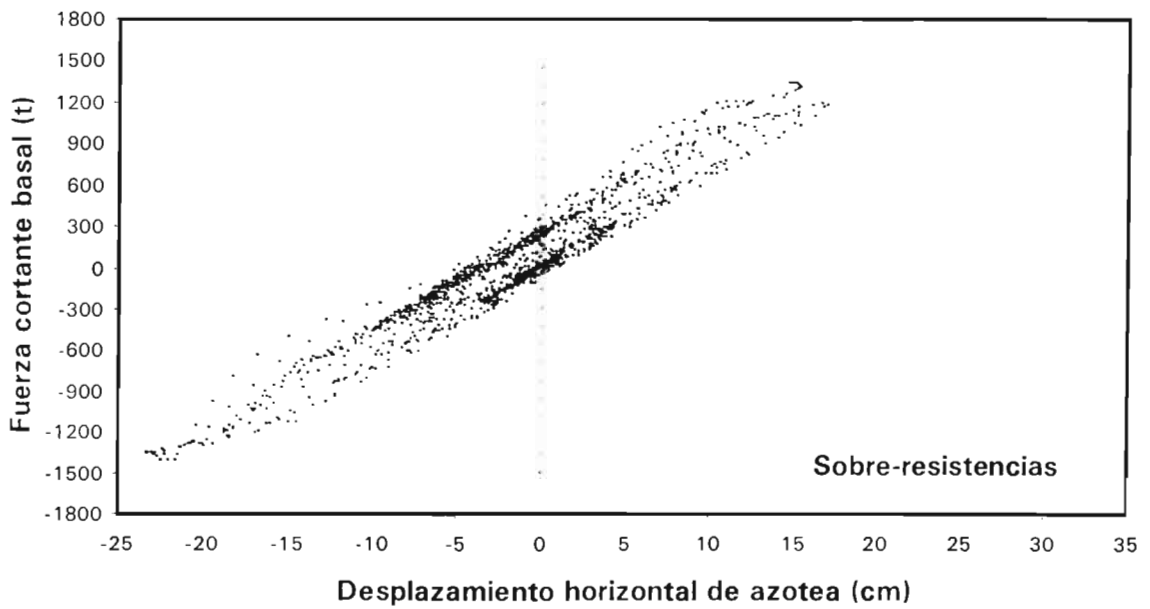
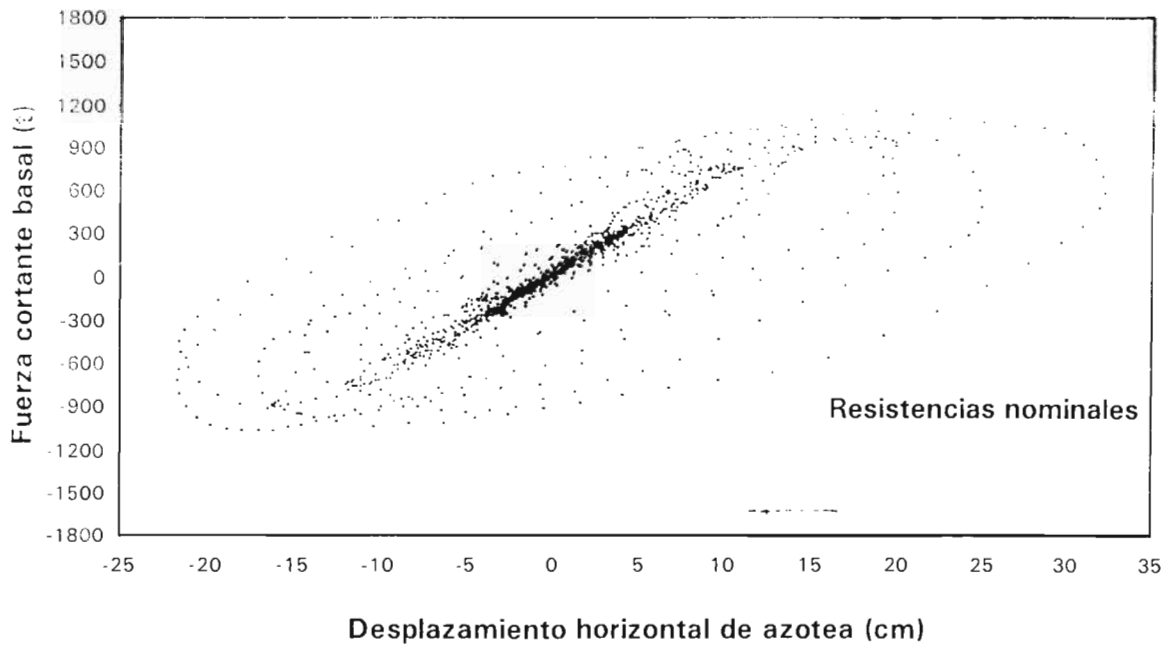


Fig 5.32 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento horizontal de azotea, comportamiento inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, caso B.1

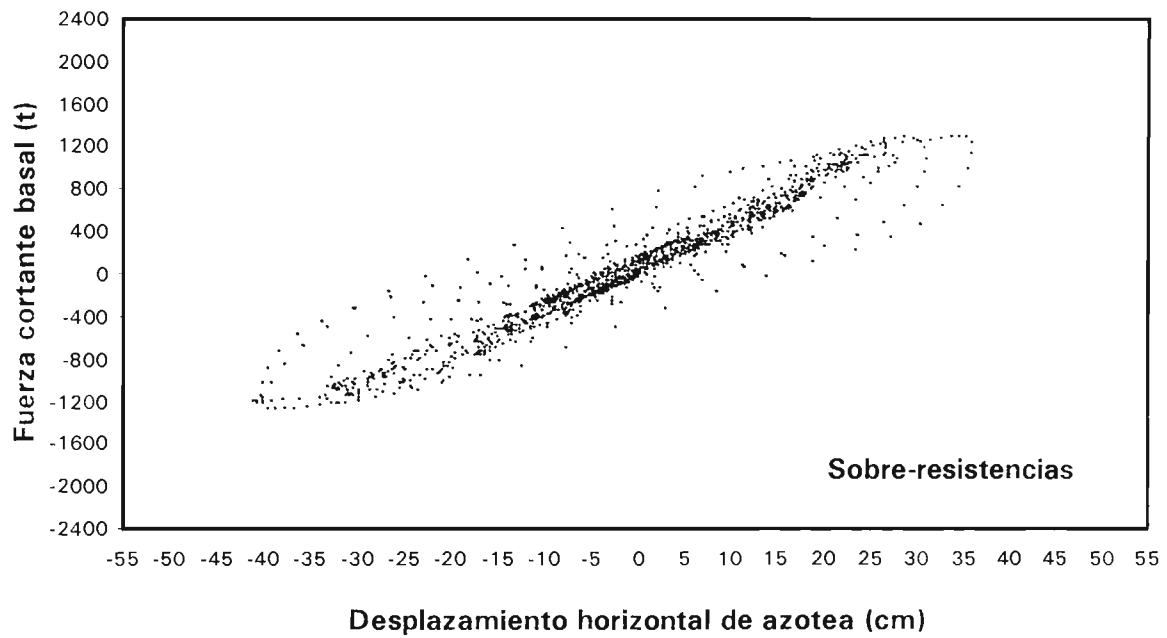
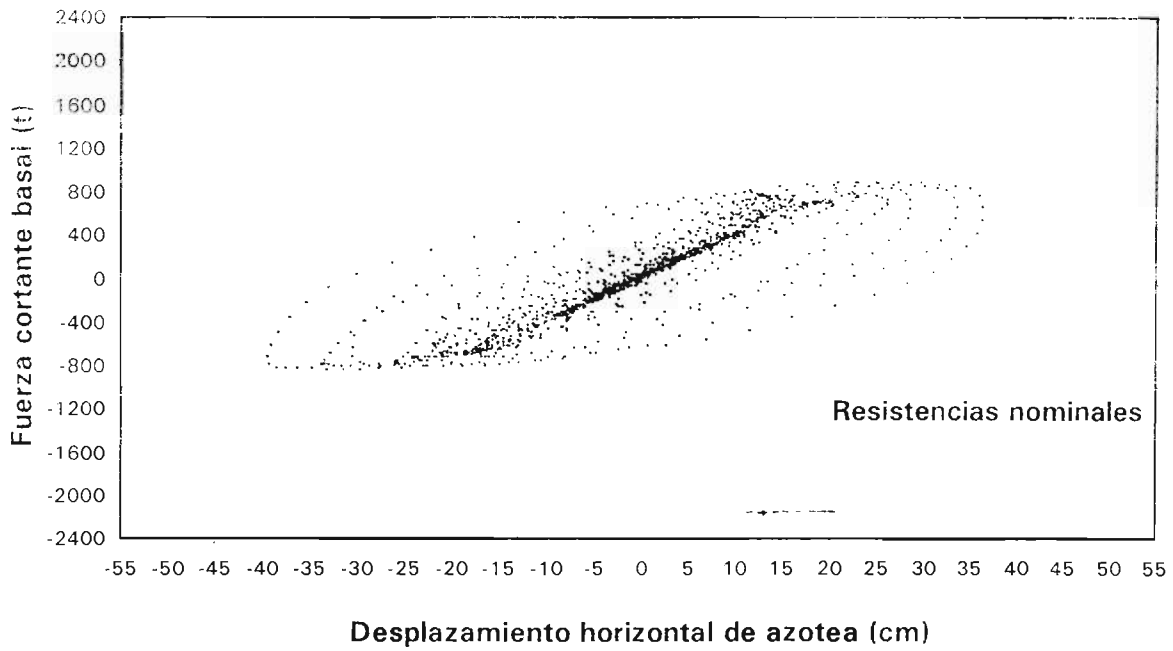


Fig 5.33 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento horizontal de azotea, comportamiento inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, caso B.2

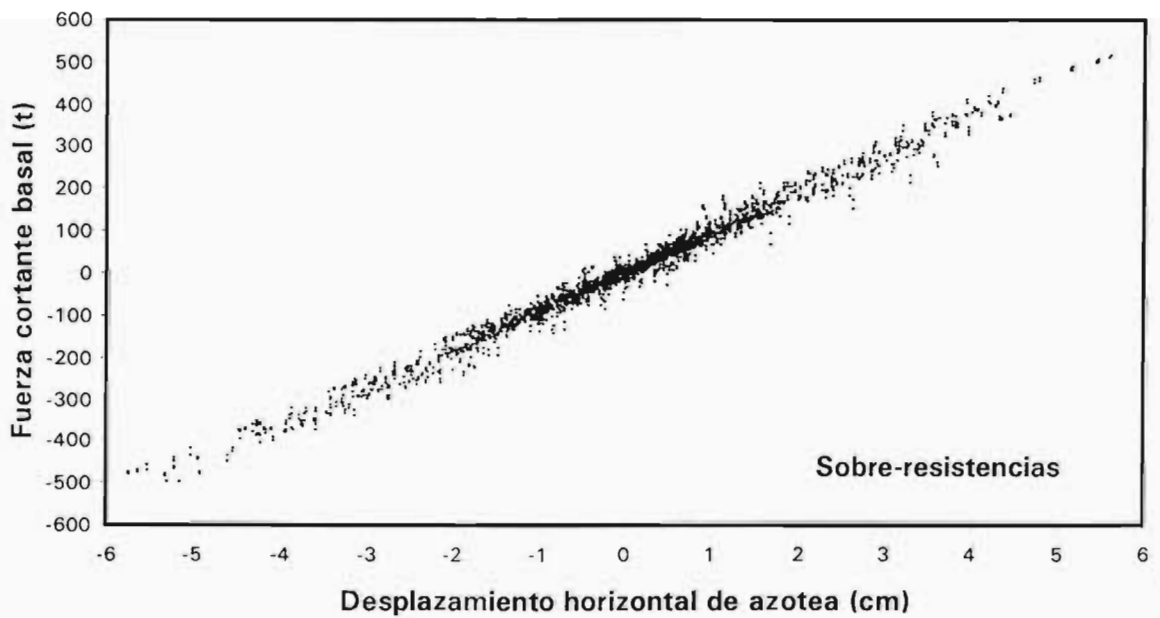
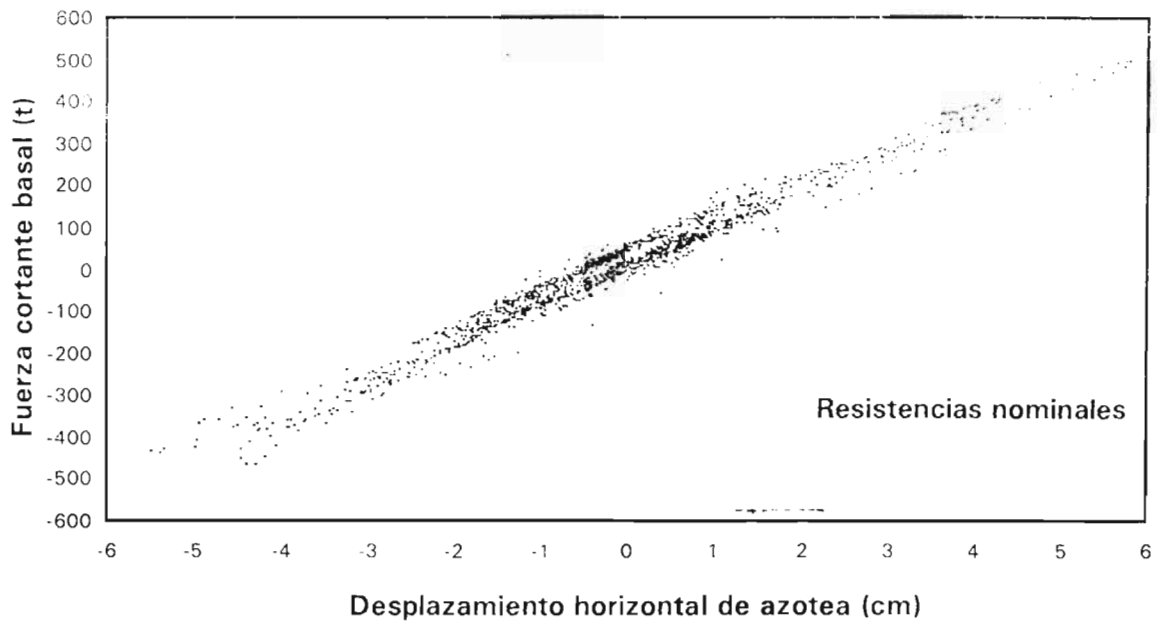


Fig 5.34 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento horizontal de azotea, comportamiento inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, caso C.1

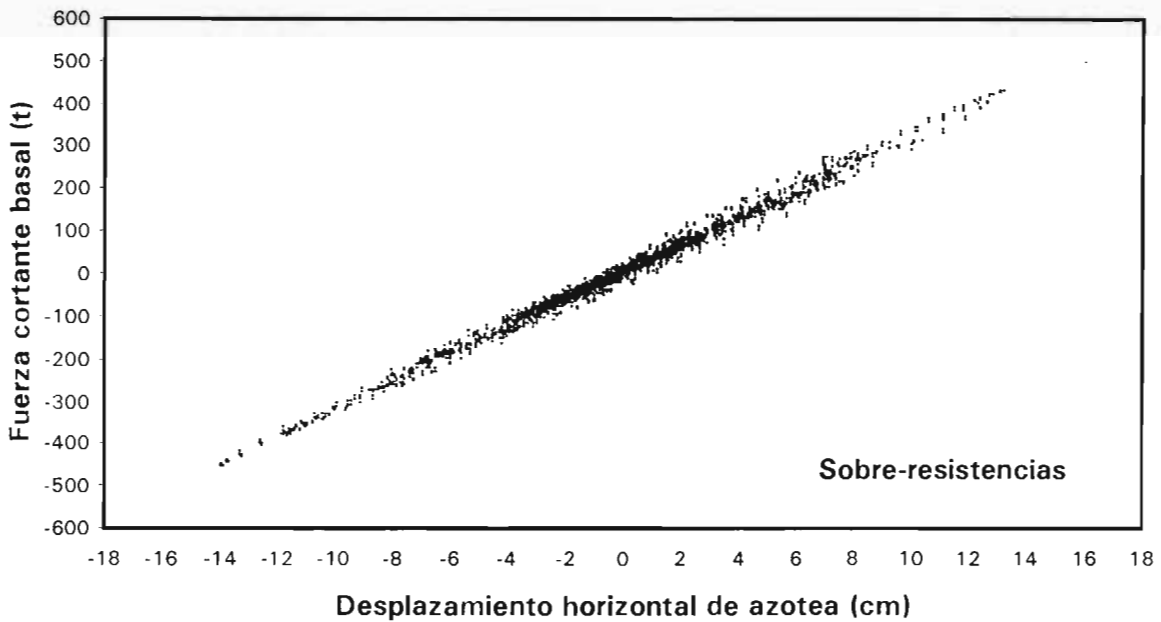
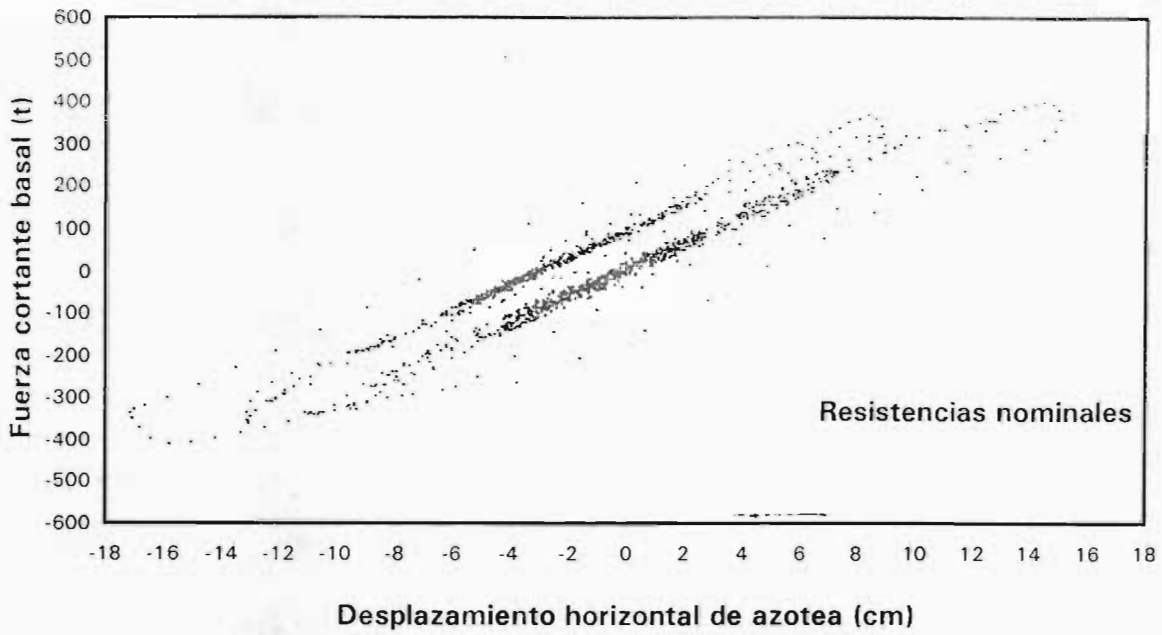


Fig 5.35 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento horizontal de azotea, comportamiento inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, caso C.2

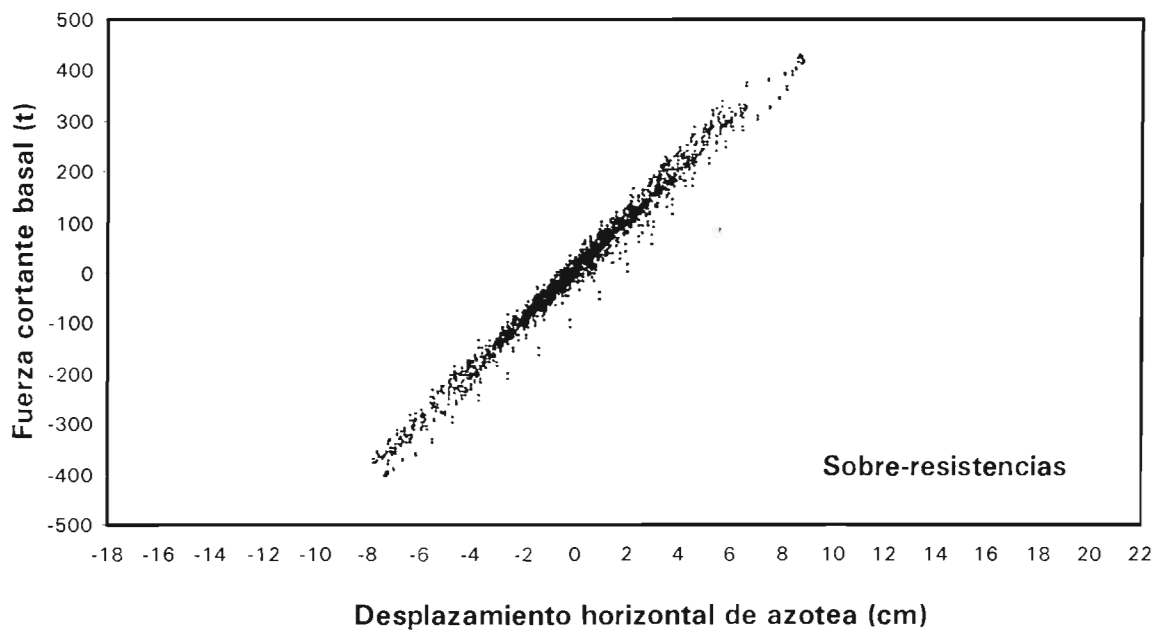
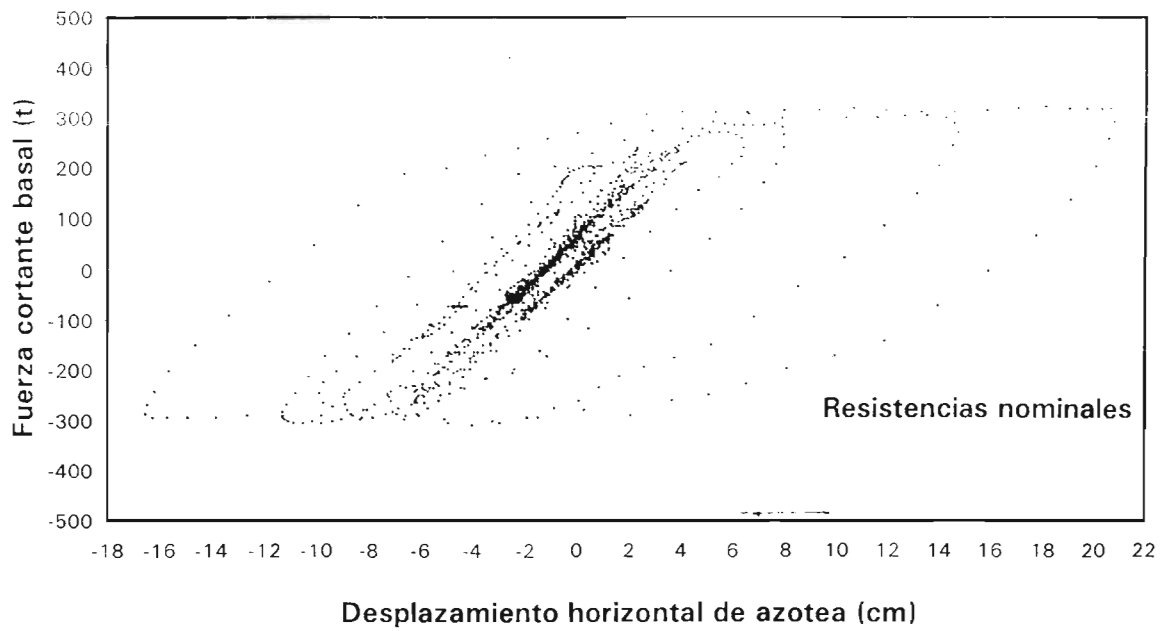


Fig 5.36 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento horizontal de azotea, comportamiento inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, caso D.1

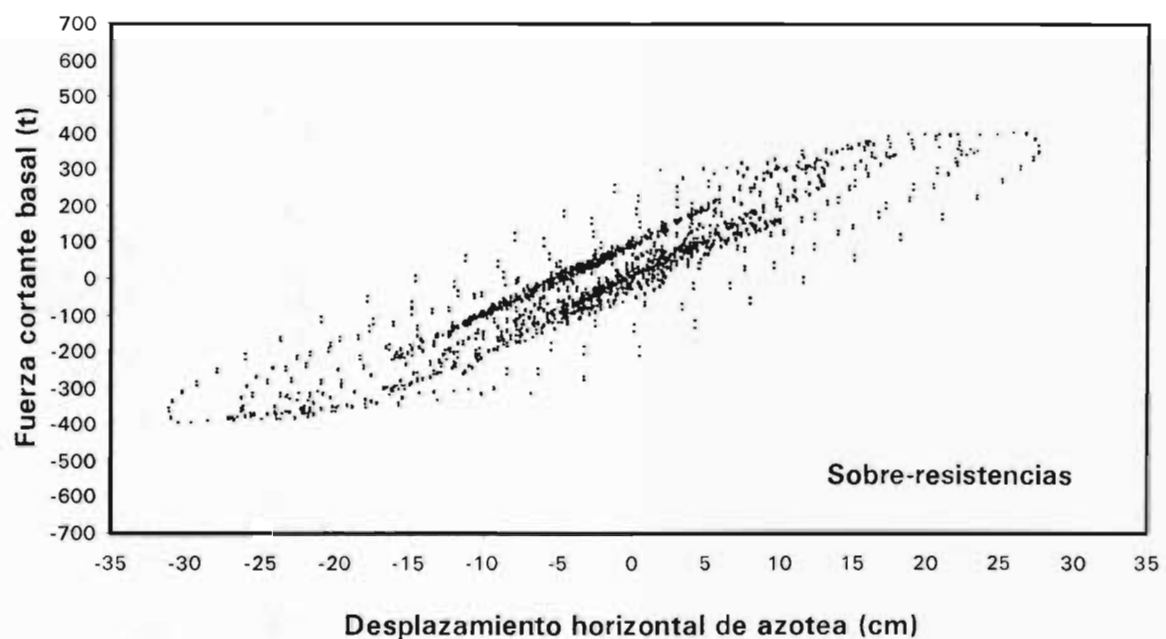
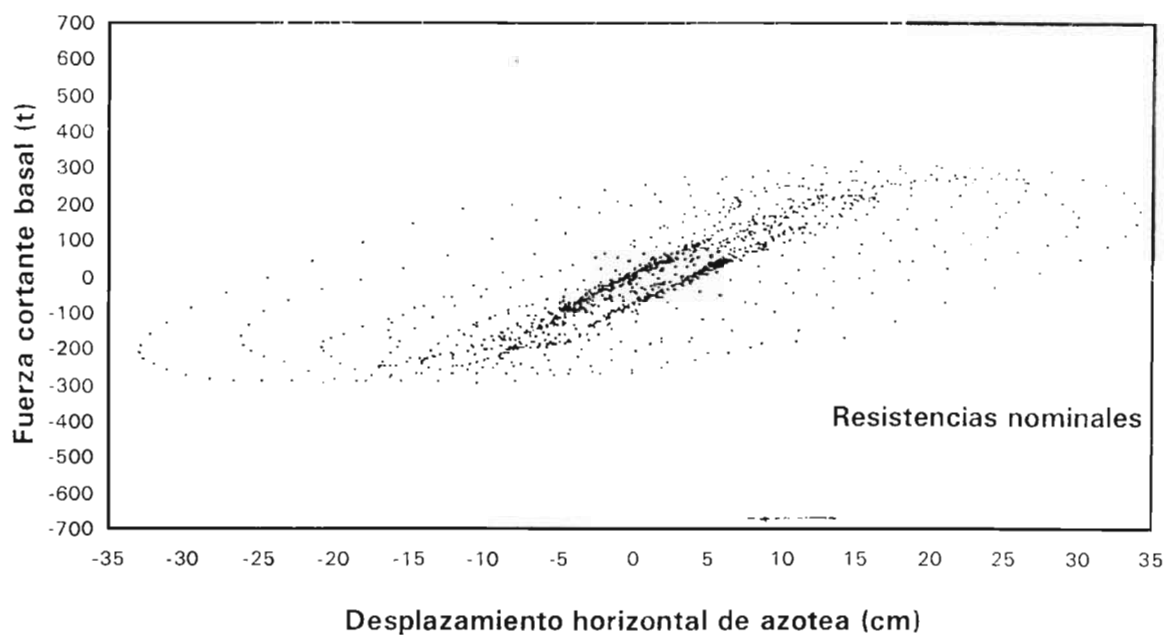
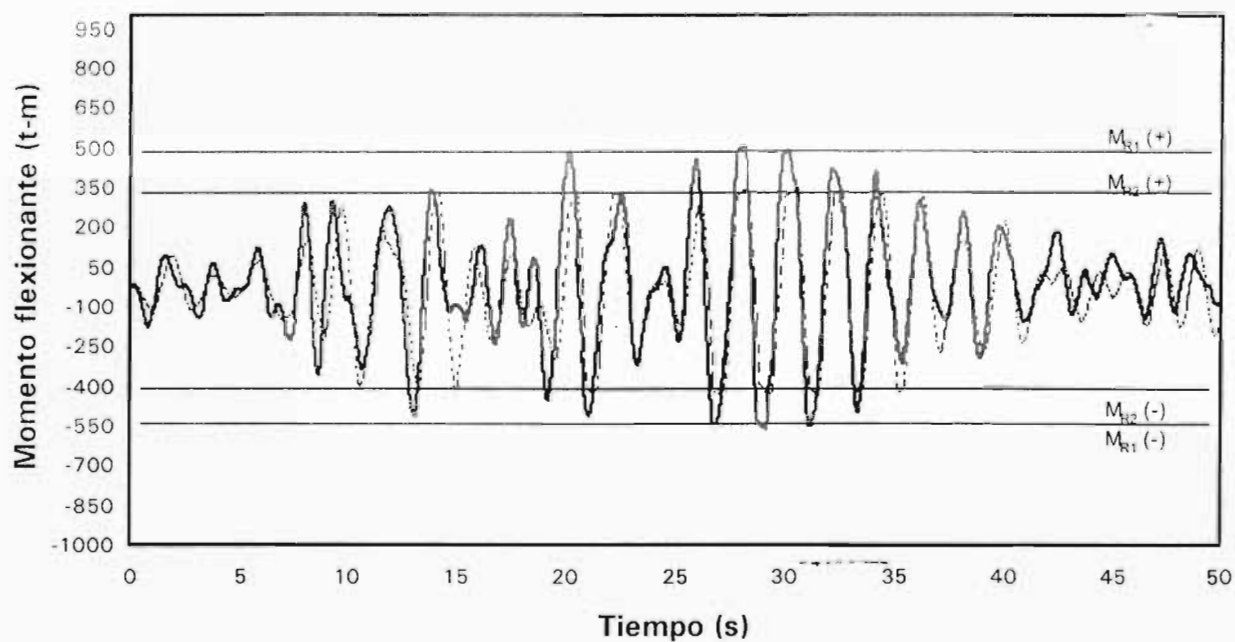
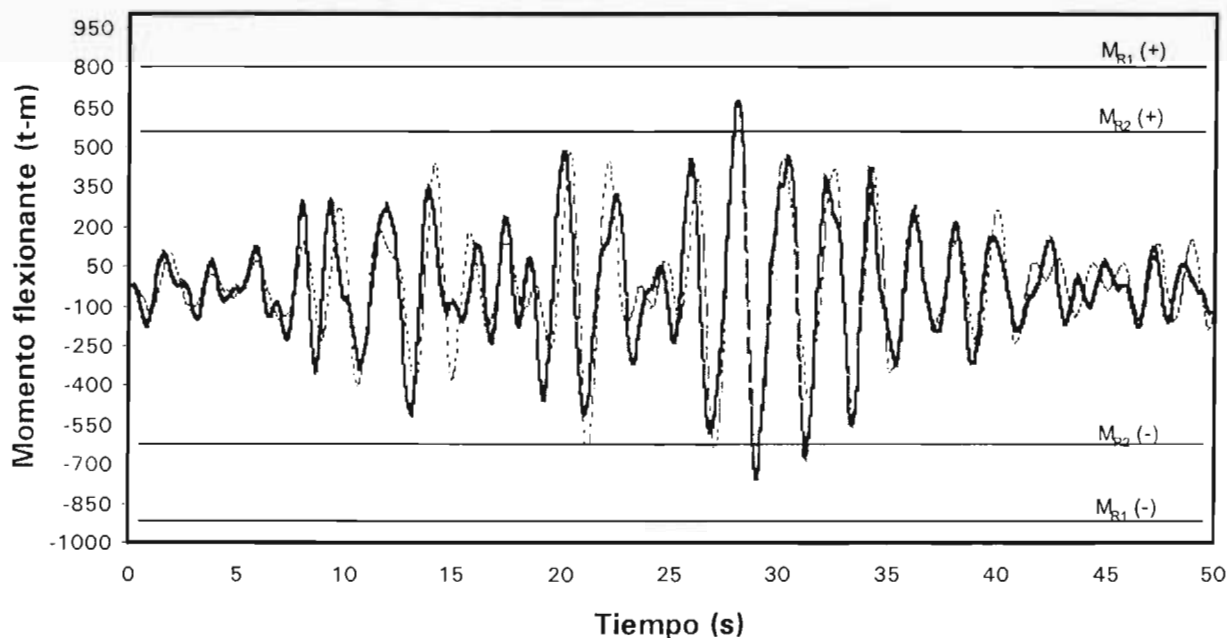


Fig 5.37 Comparación de relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento horizontales de azotea, comportamiento inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, caso D.2



— A.1 Resistencias nominales A.2 Resistencias nominales



- - - A.1 Sobre-resistencias A.2 Sobre-resistencias

Fig 5.38 Comparación de historias en el tiempo de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 58, nivel 1, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos A.1 y A.2

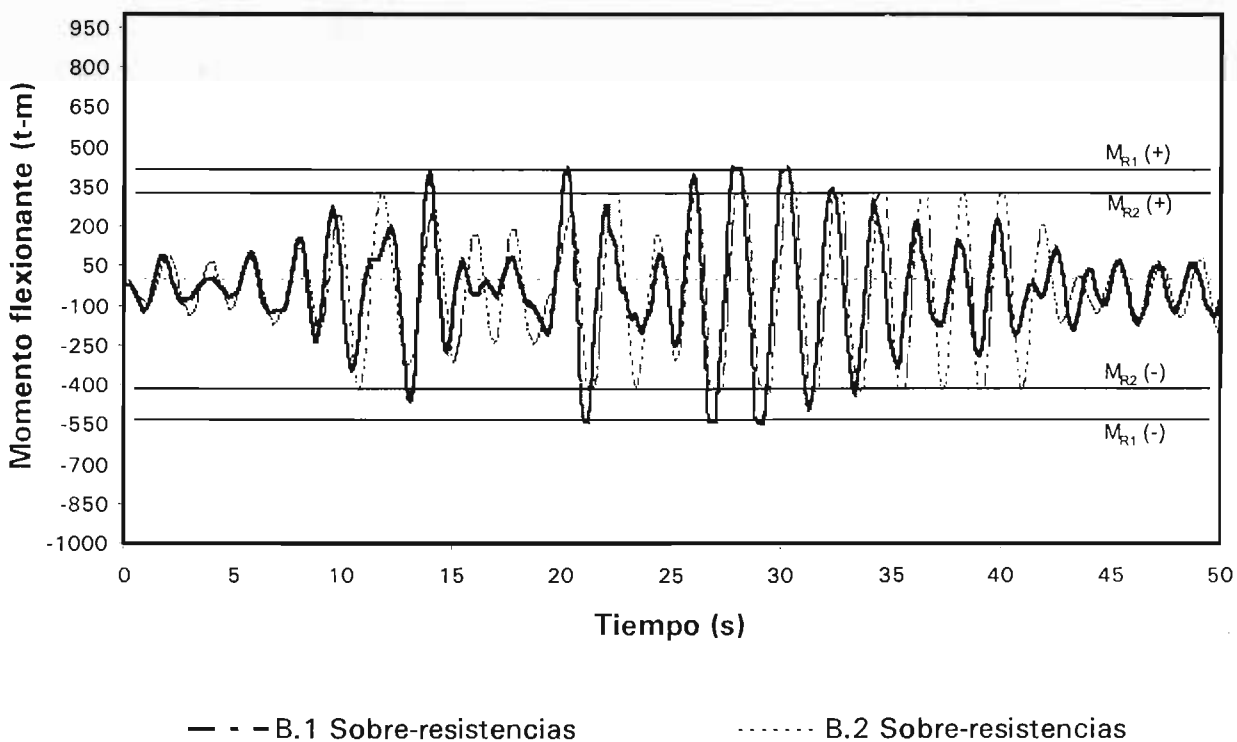
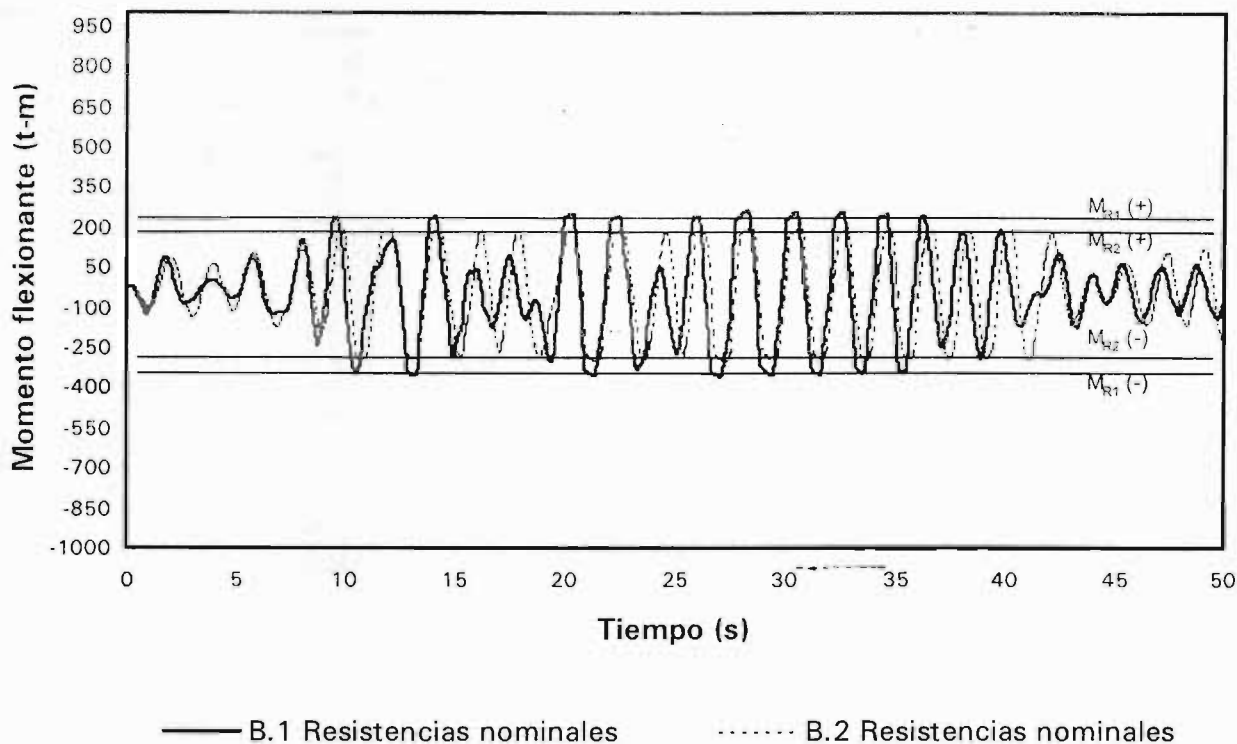
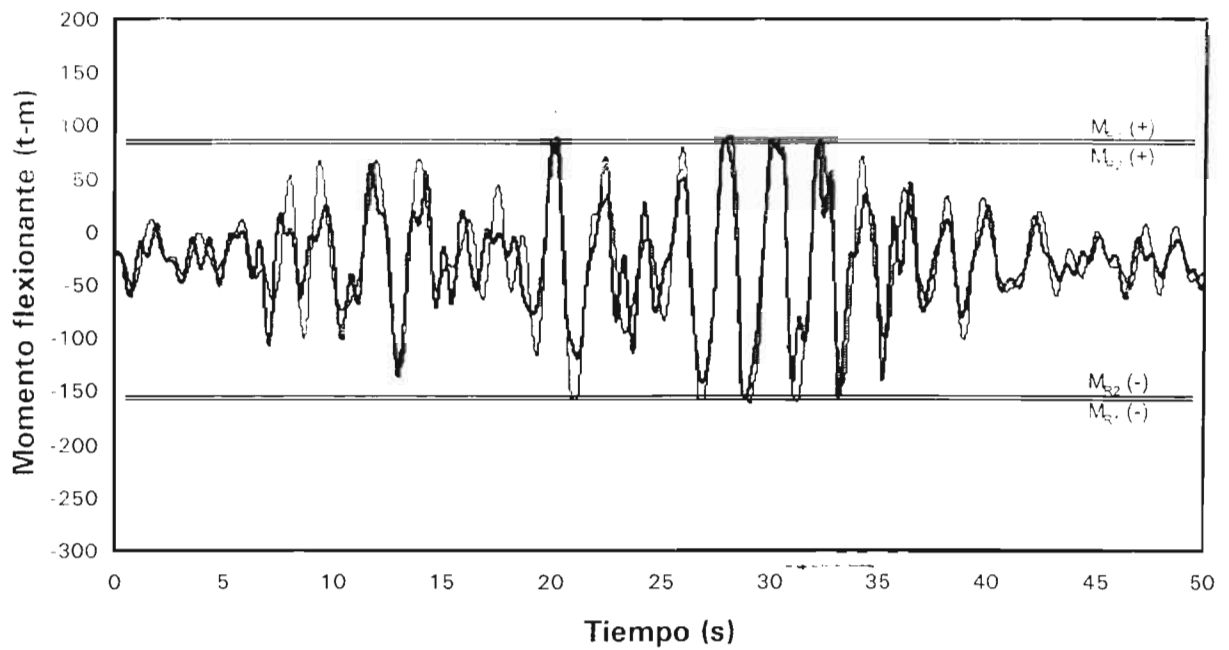
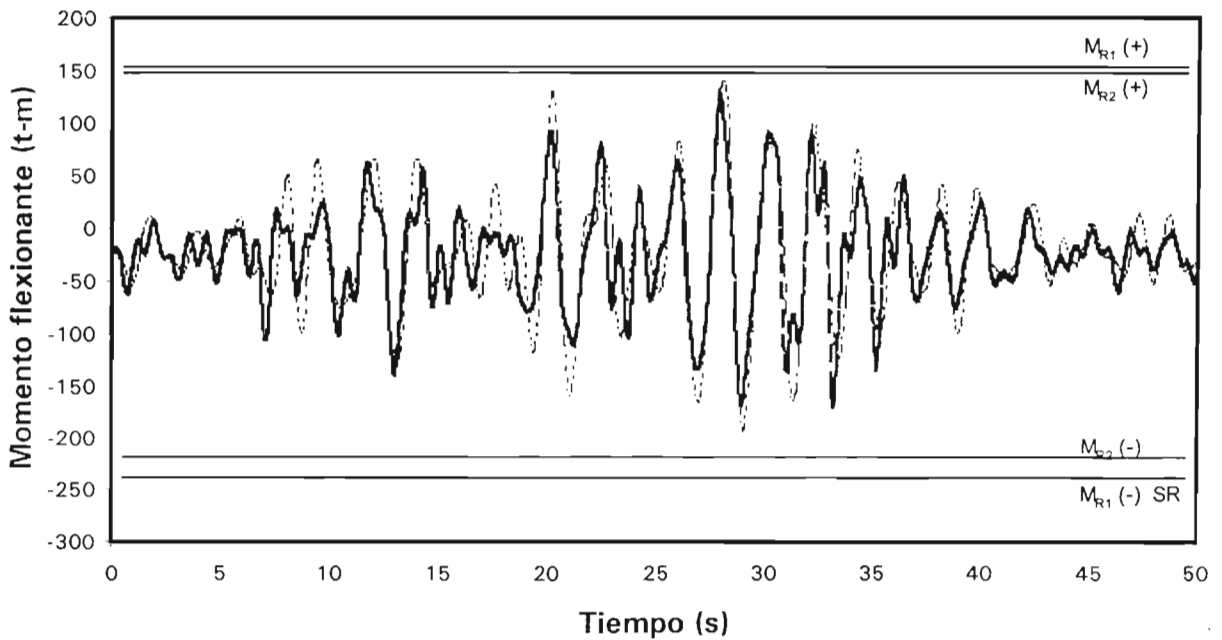


Fig 5.39 Comparación de historias en el tiempo de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 58, nivel 1, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos B.1 y B.2



— C.1 Resistencias nominales - - - C.2 Resistencias nominales



- - - C.1 Sobre-resistencias C.2 Sobre-resistencias

Fig 5.40 Comparación de historias en el tiempo de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 28, nivel 1, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos C.1 y C.2

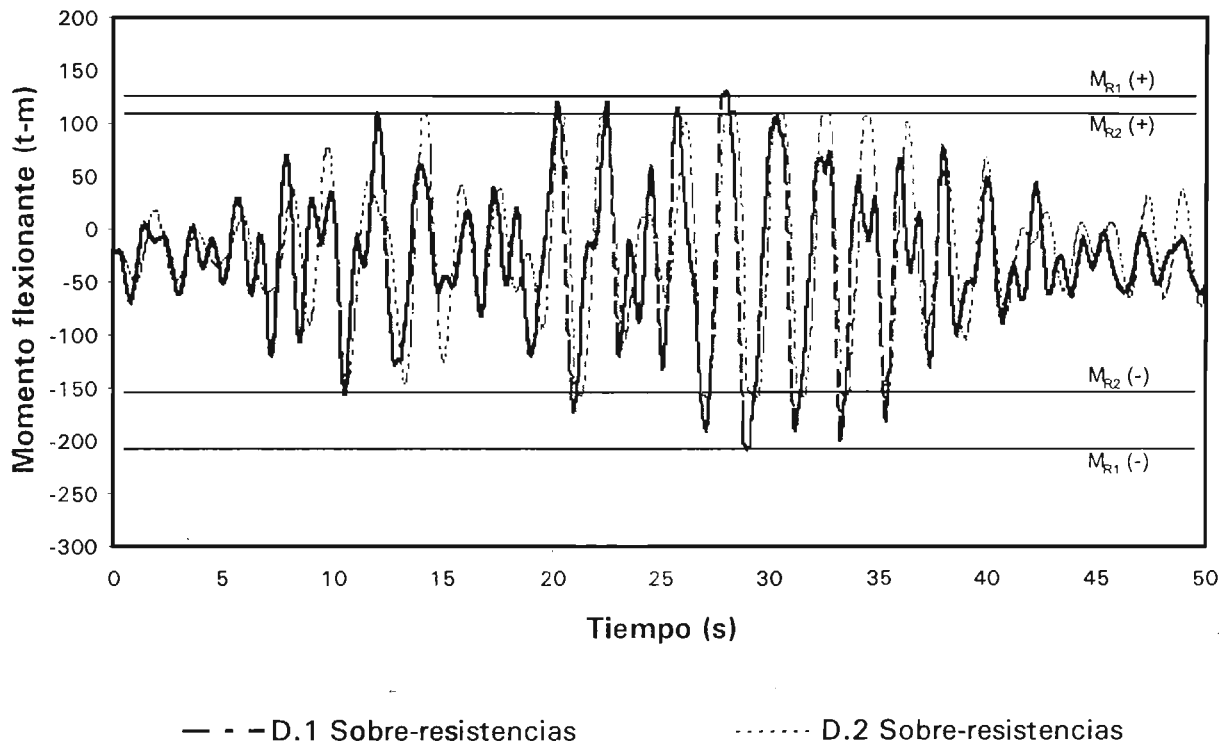
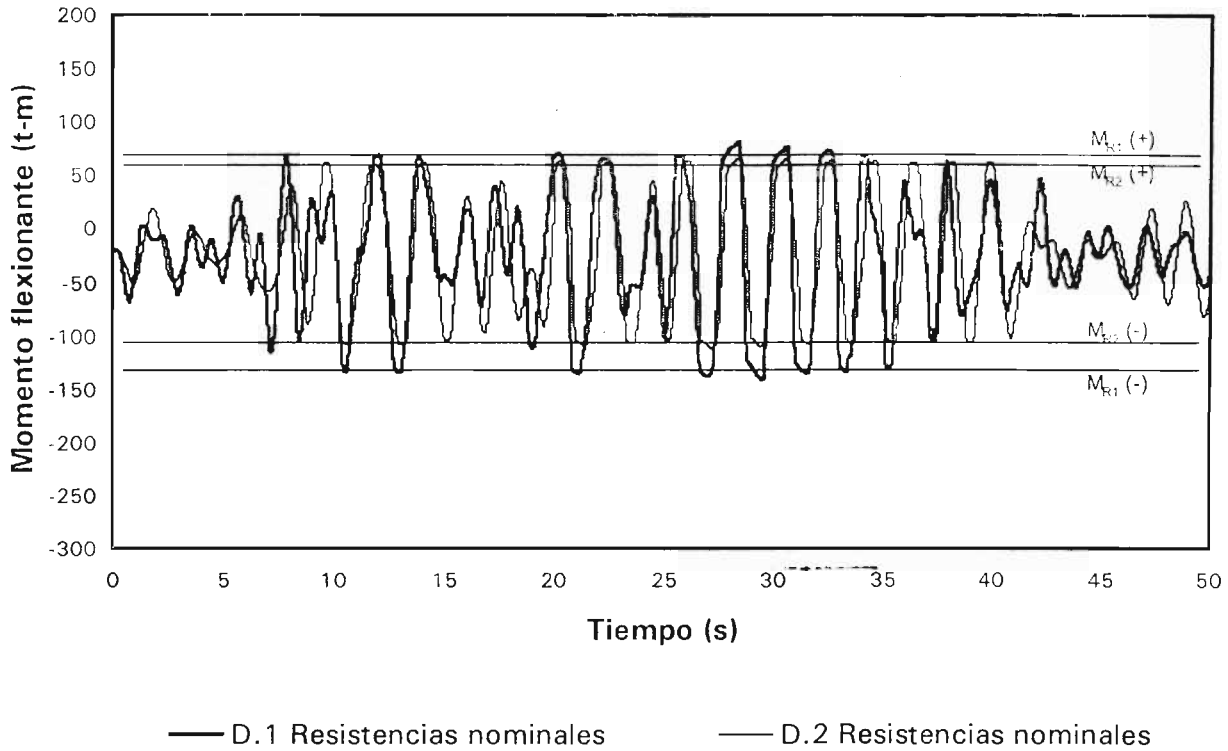
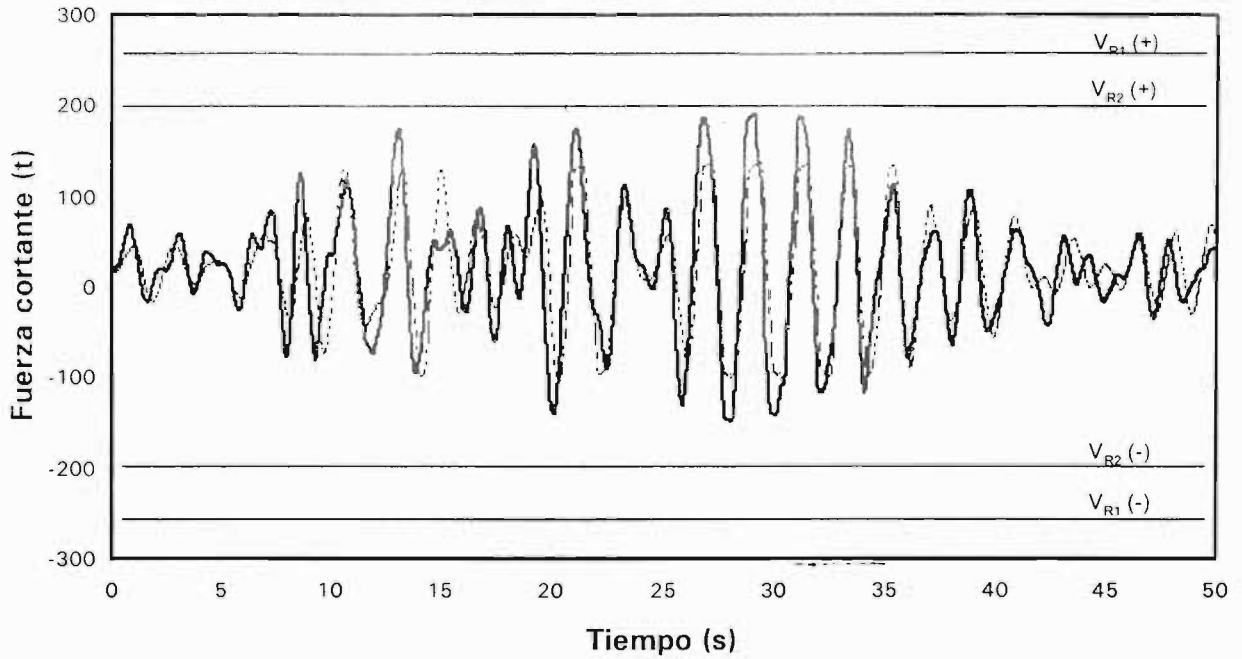
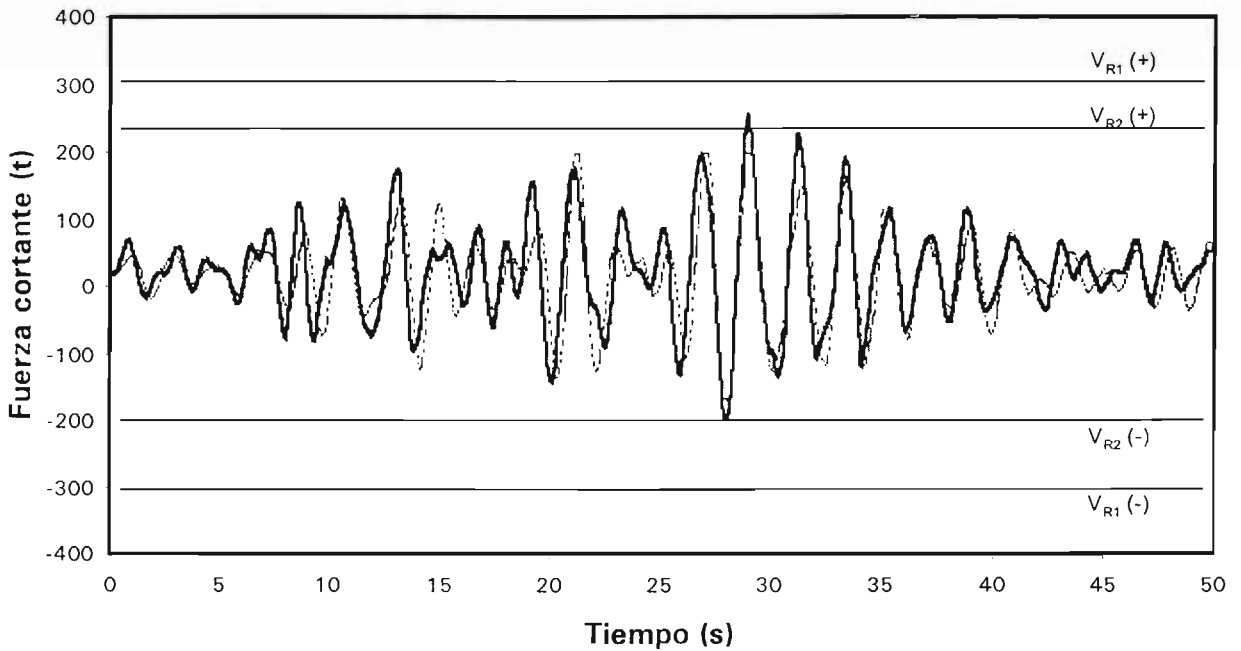


Fig 5.41 Comparación de historias en el tiempo de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 28, nivel 1, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos D.1 y D.2



— A.1 Resistencias nominales

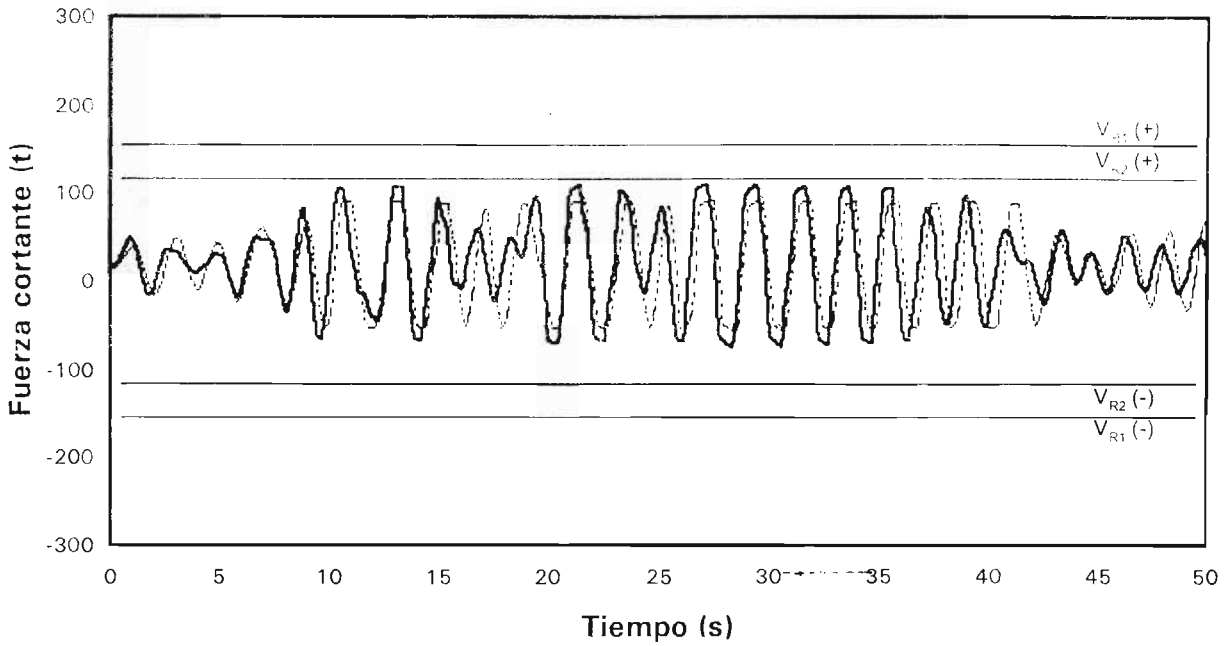
..... A.2 Resistencias nominales



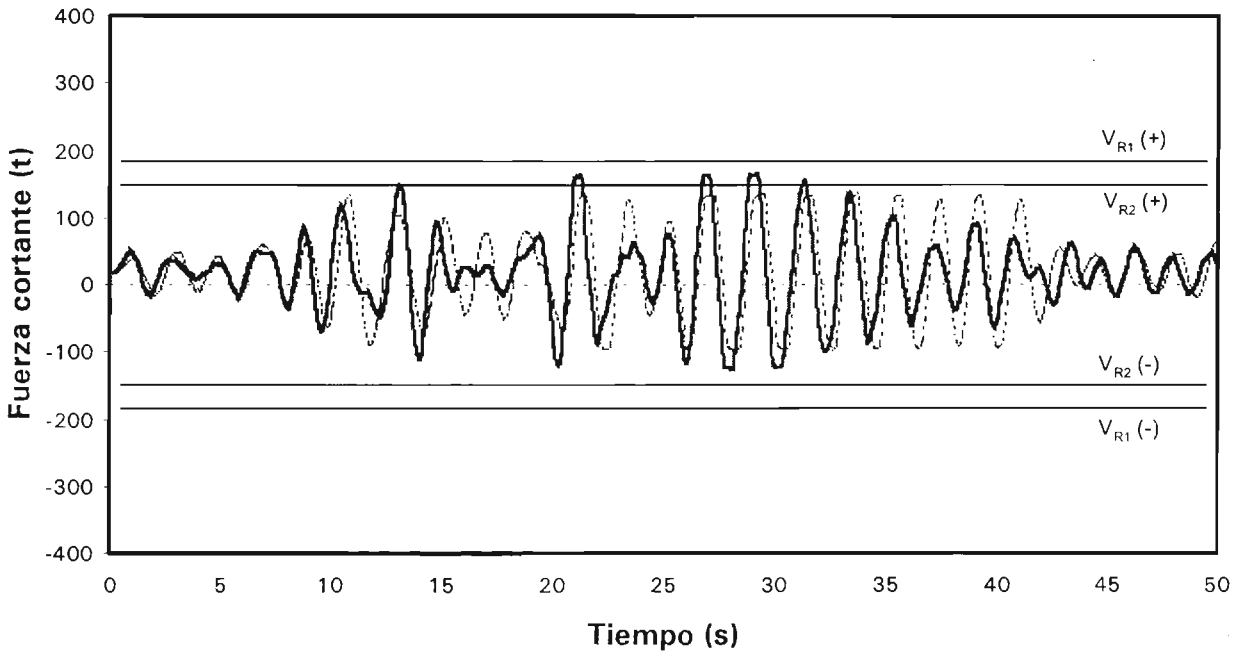
- - - A.1 Sobre-resistencias

..... A.2 Sobre-resistencias

Fig 5.42 Comparación de historias en el tiempo de fuerzas cortantes del extremo izquierdo de la viga 58, nivel 1, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos A.1 y A.2

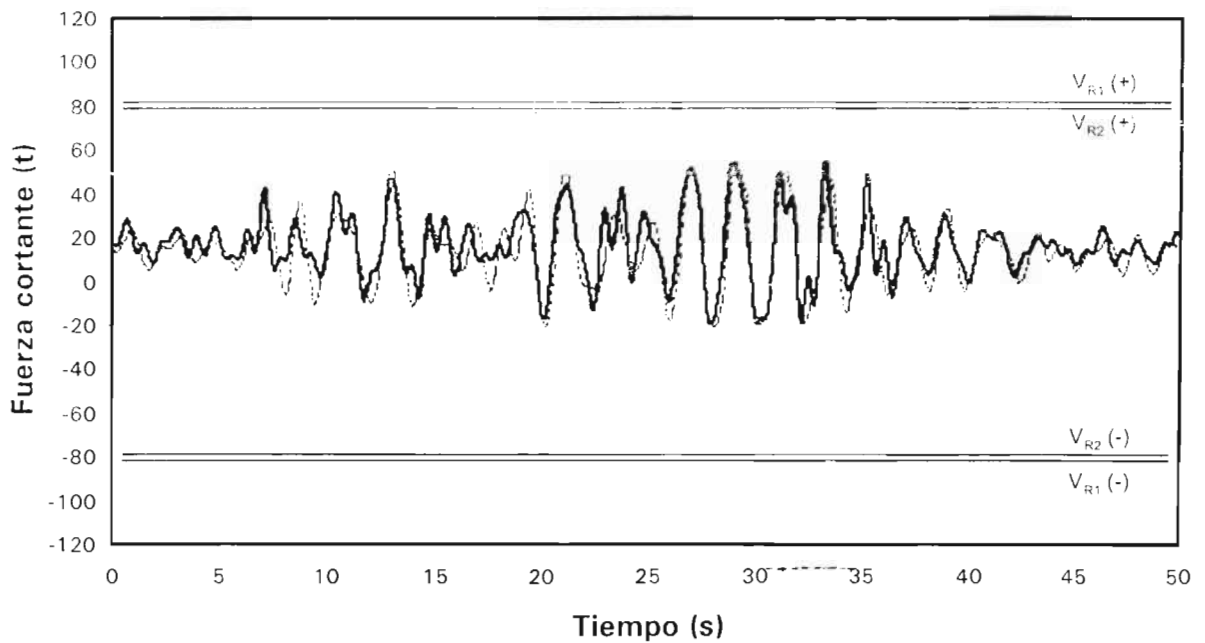


— B.1 Resistencias nominales ····· B.2 Resistencias nominales

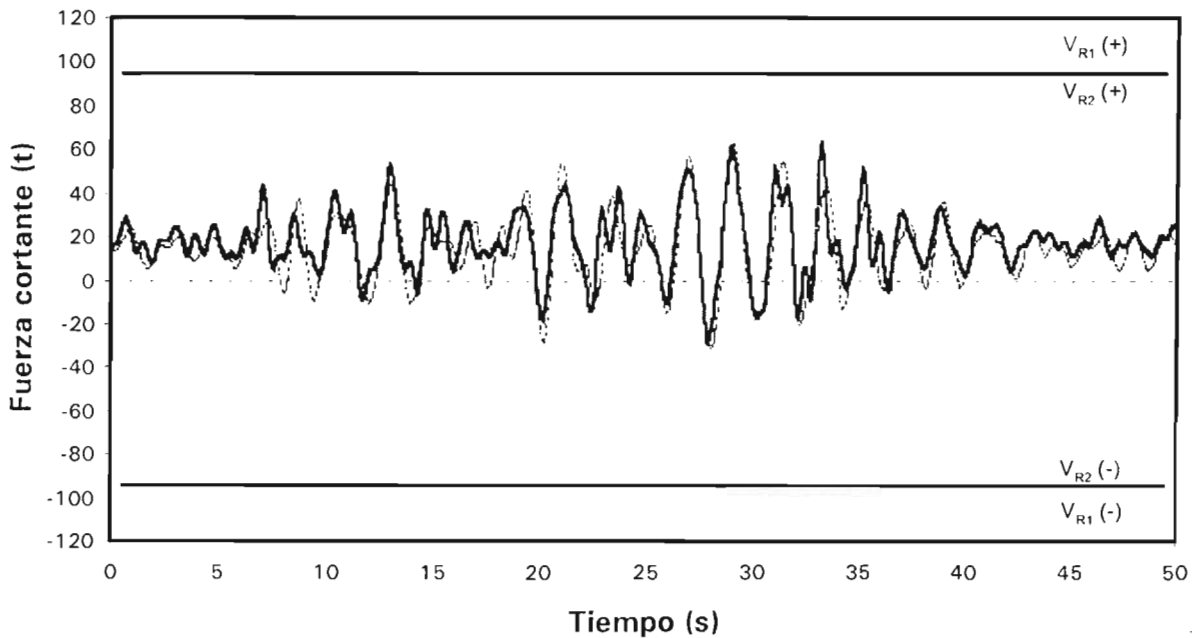


- - - B.1 Sobre-resistencias ····· B.2 Sobre-resistencias

Fig 5.43 Comparación de historias en el tiempo de fuerzas cortantes del extremo izquierdo de la viga 58, nivel 1, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos B.1 y B.2



— C.1 Resistencias nominales ····· C.2 Resistencias nominales



- - - C.1 Sobre-resistencias ····· C.2 Sobre-resistencias

Fig 5.44 Comparación de historias en el tiempo de fuerzas cortantes del extremo izquierdo de la viga 28, nivel 1, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos C.1 y C.2

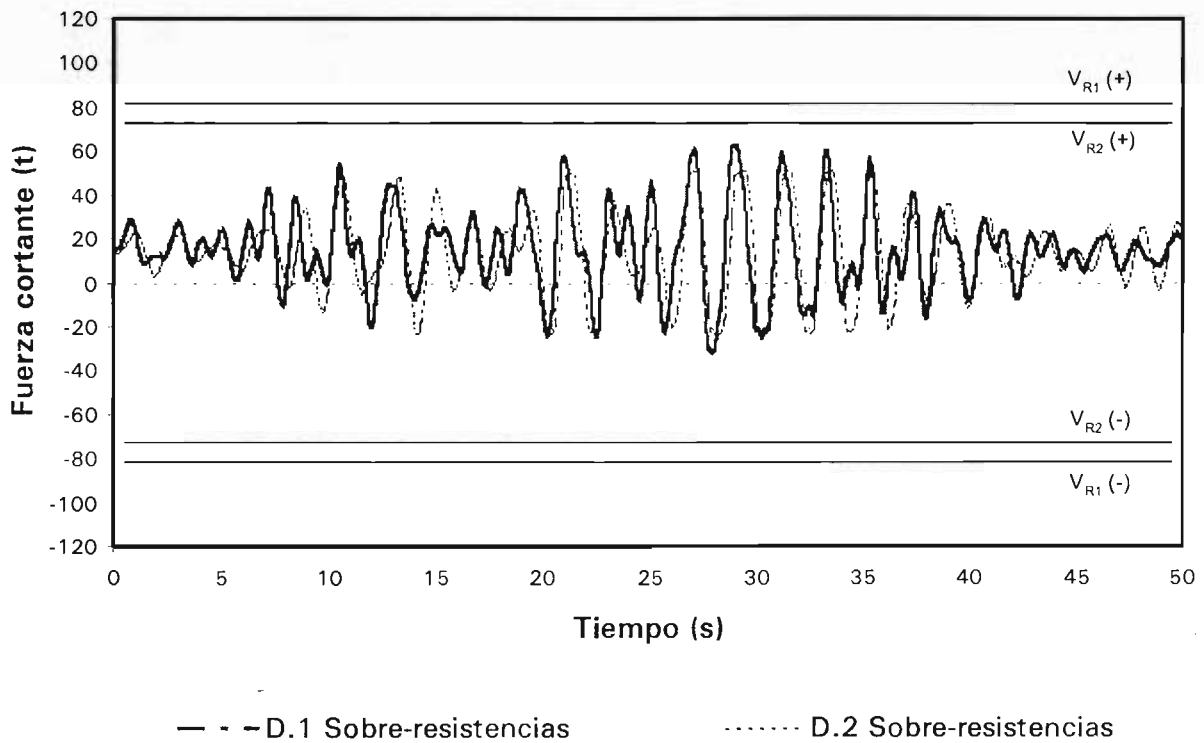
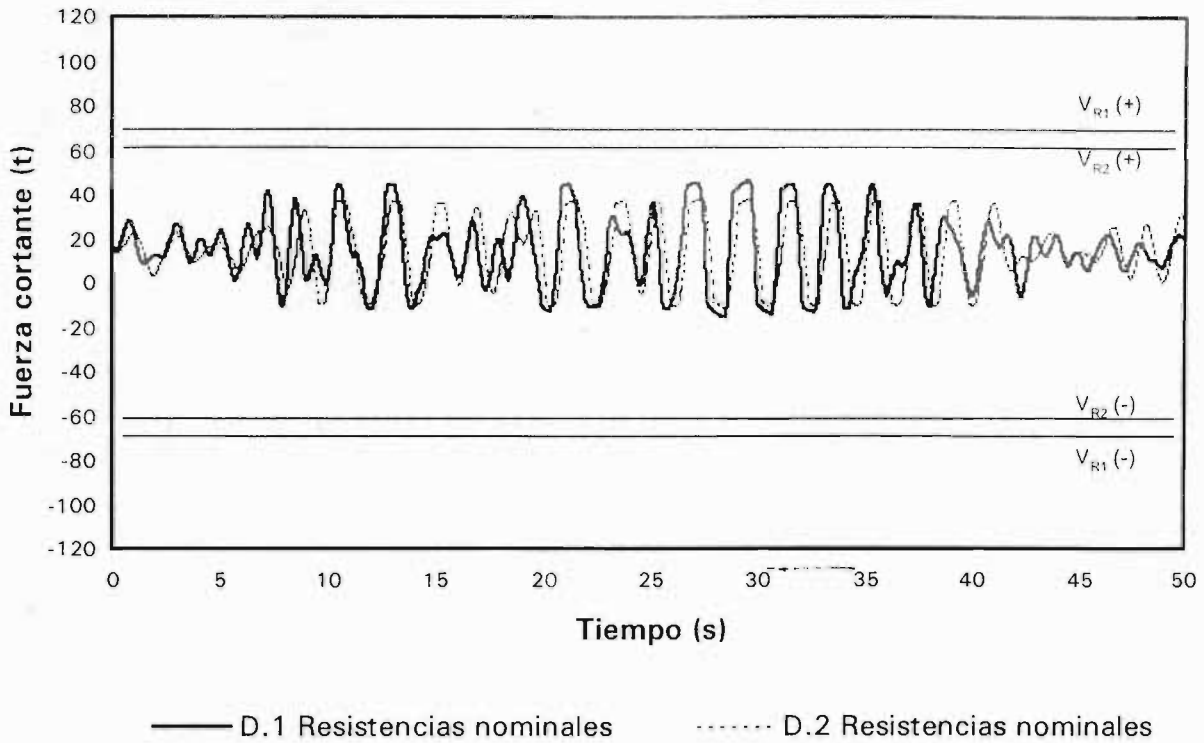
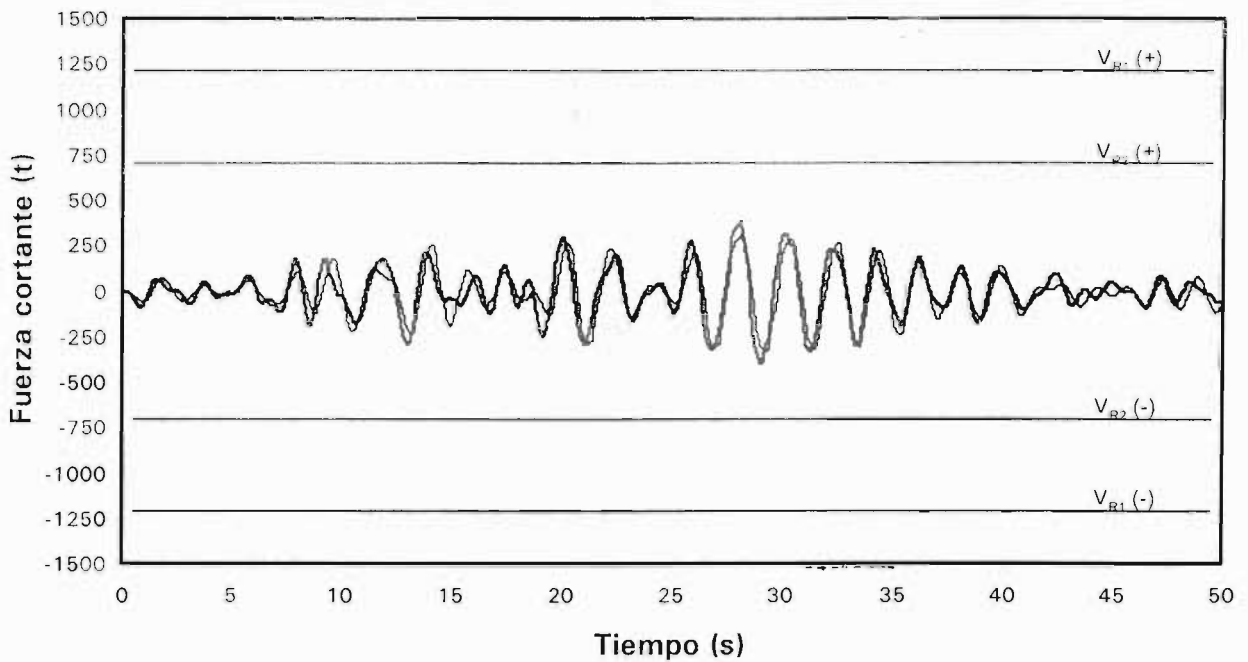
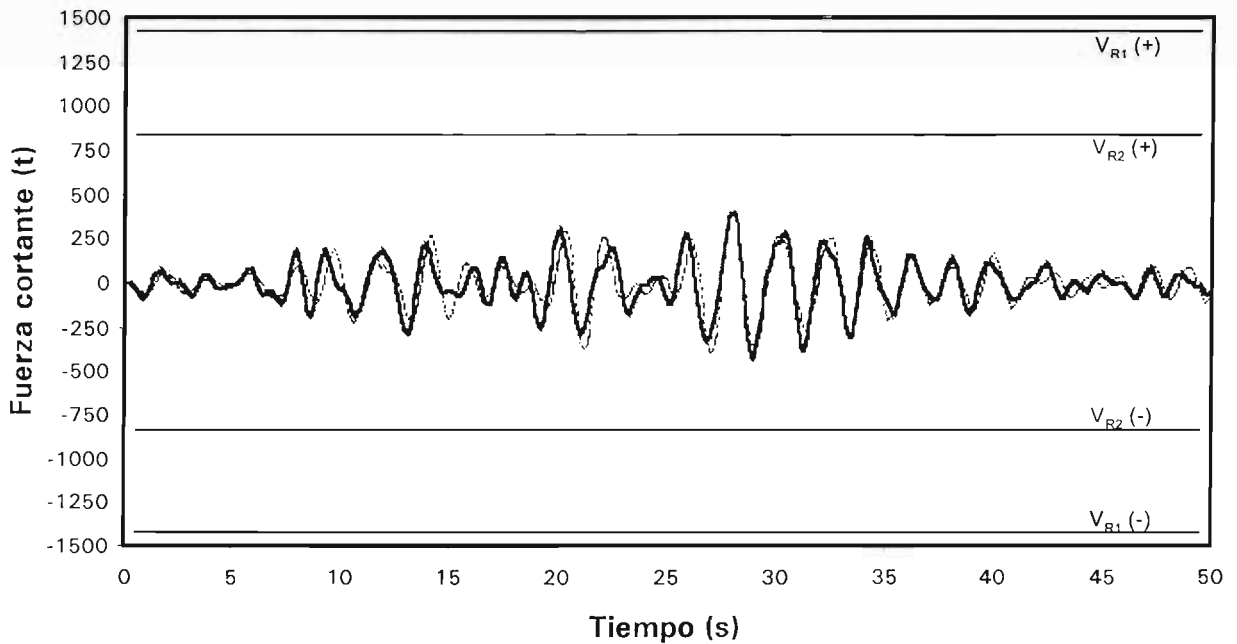


Fig 5.45 Comparación de historias en el tiempo de fuerzas cortantes del extremo izquierdo de la viga 28, nivel 1, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos D.1 y D.2



— A.1 Resistencias nominales

— A.2 Resistencias nominales



- - - A.1 Sobre-resistencias

..... A.2 Sobre-resistencias

Fig 5.46 Comparación de historias en el tiempo de fuerzas cortantes del extremo superior de la columna 77, entrepiso PB-N1, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y efectos de sobre-resistencias, casos A.1 y A.2

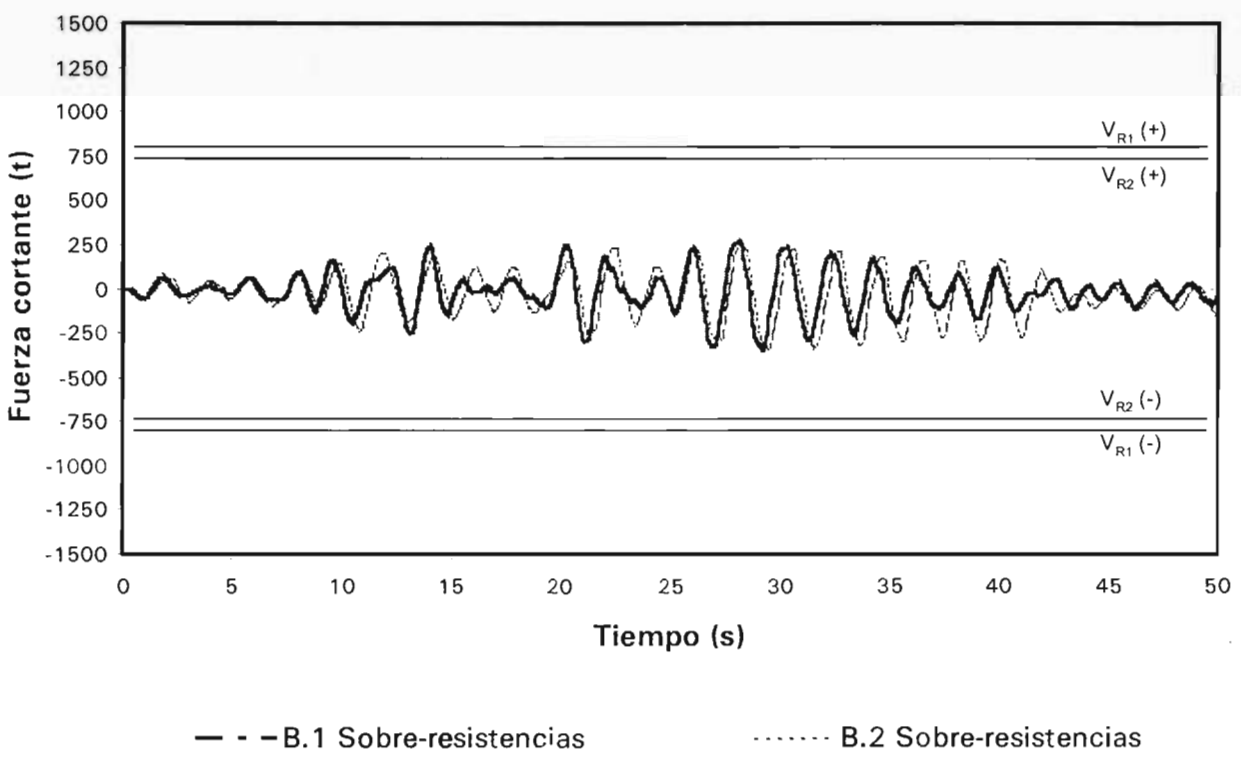
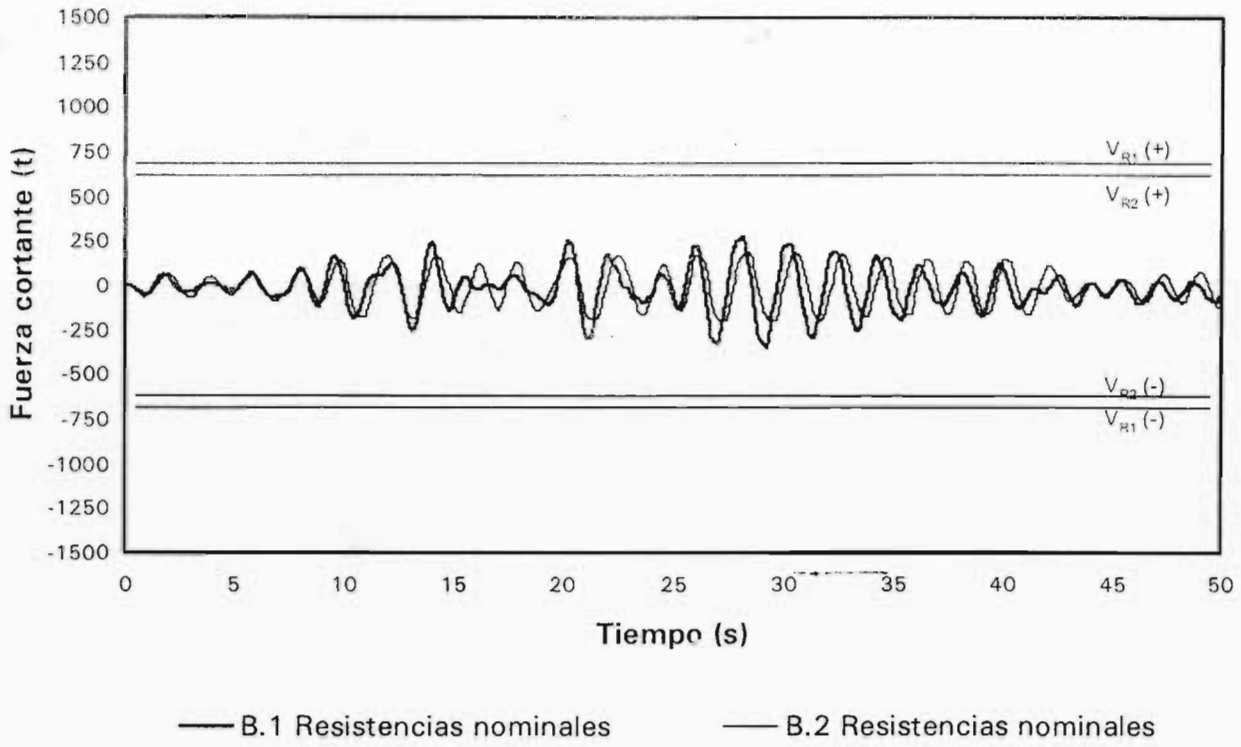
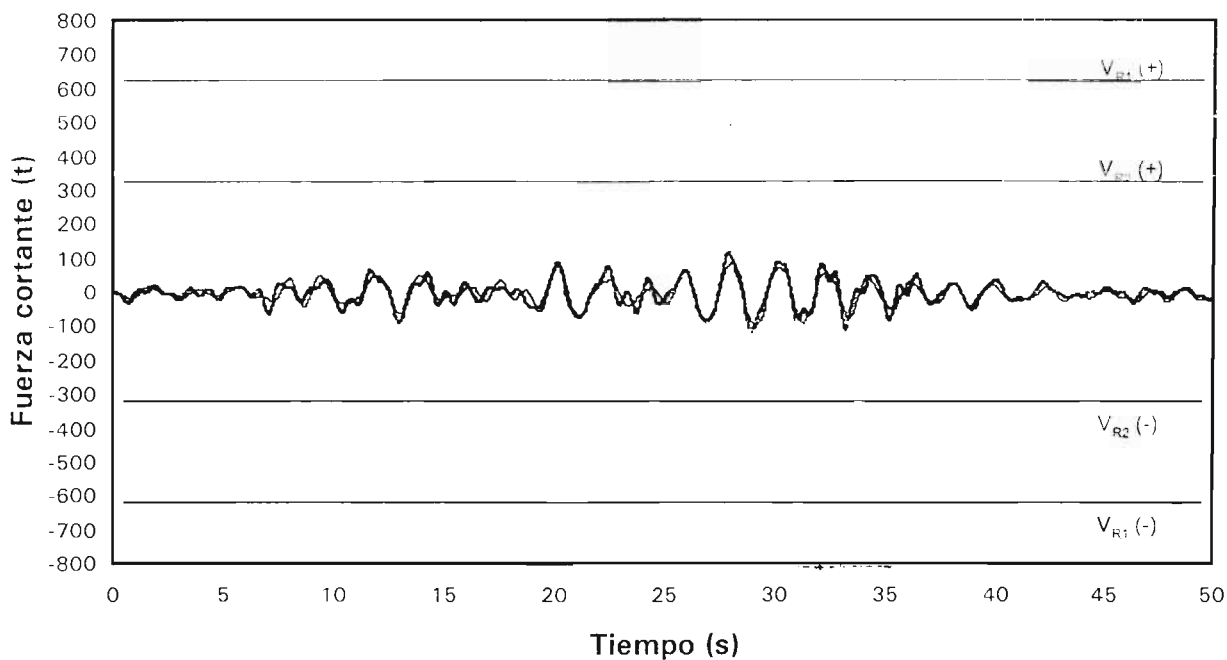
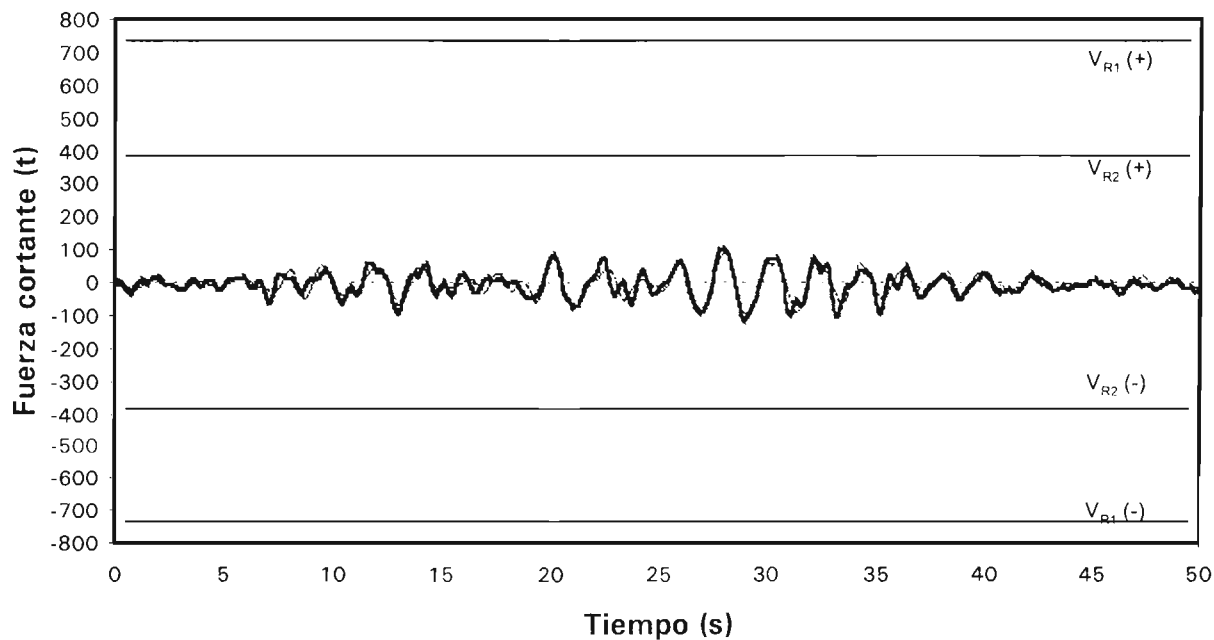


Fig 5.47 Comparación de historias en el tiempo de fuerzas cortantes del extremo superior de la columna 77, entrepiso PB-N1, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y efectos de sobre-resistencias, casos B.1 y B.2



— C.1 Resistencias nominales — C.2 Resistencias nominales



- - - C.1 Sobre-resistencias C.2 Sobre-resistencias

Fig 5.48 Comparación de historias en el tiempo de fuerzas cortantes del extremo superior de la columna 37, entrepiso PB-N1, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y efectos de sobre-resistencias, casos C.1 y C.2

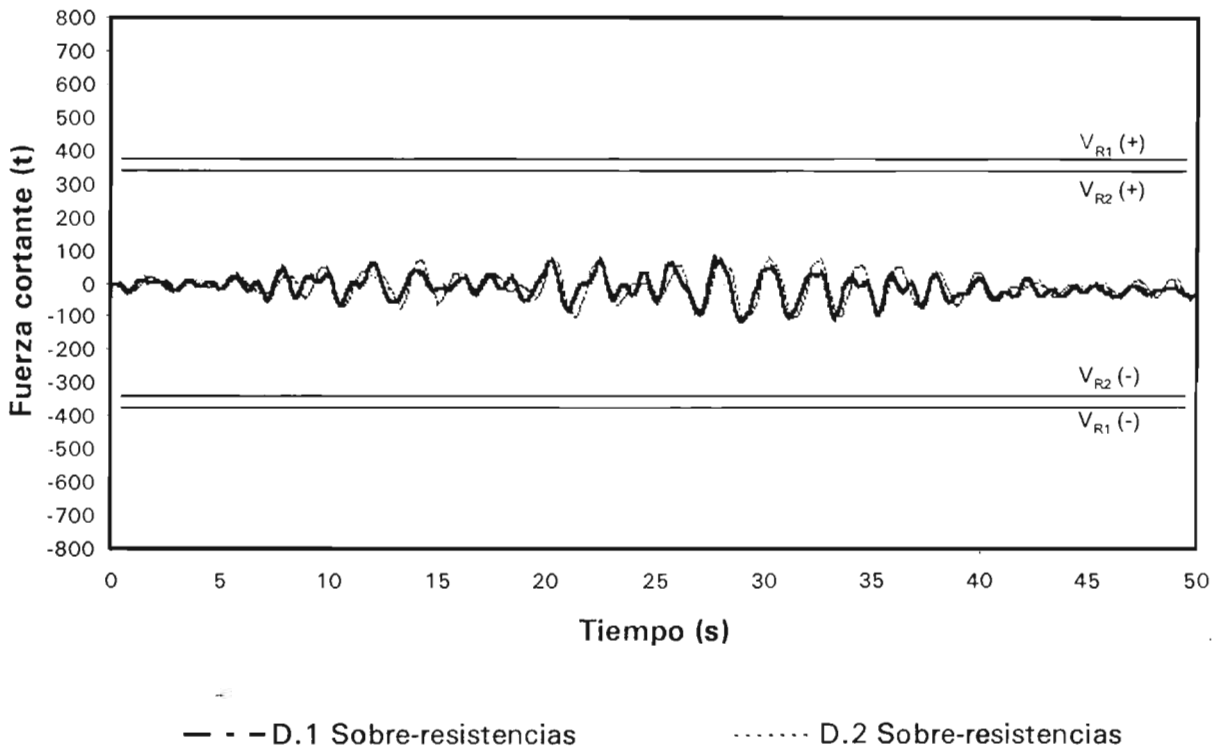
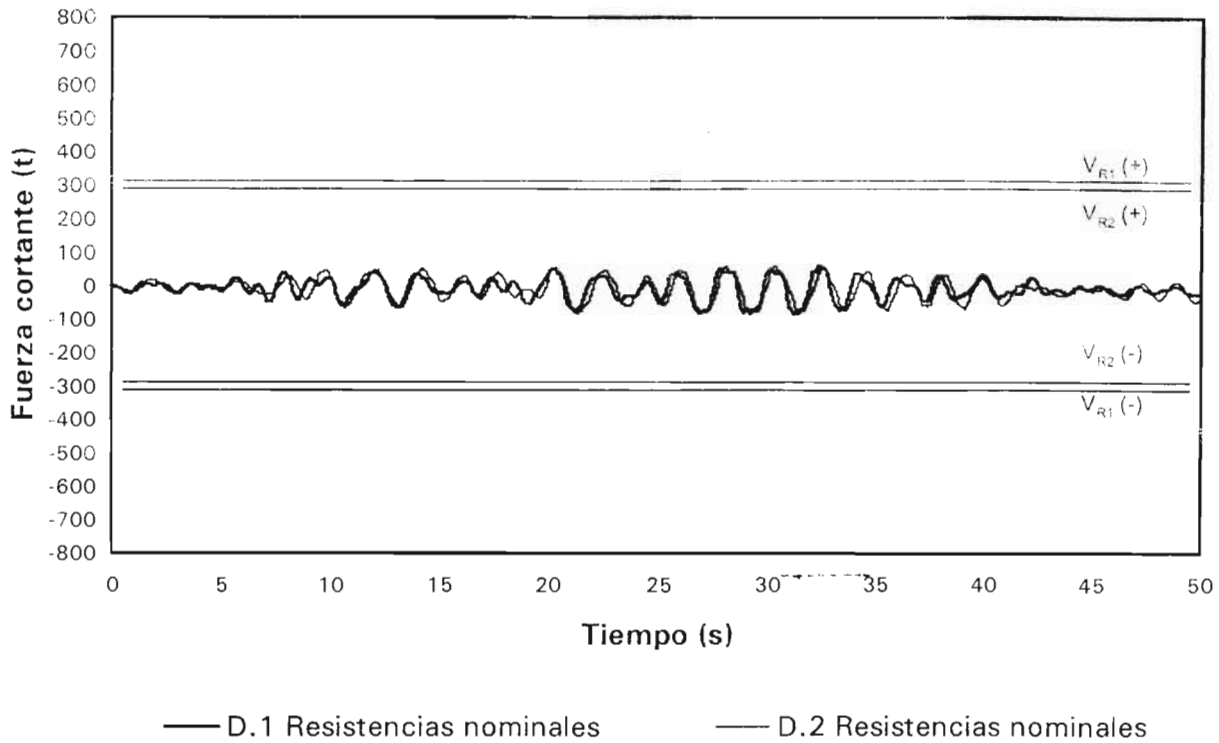
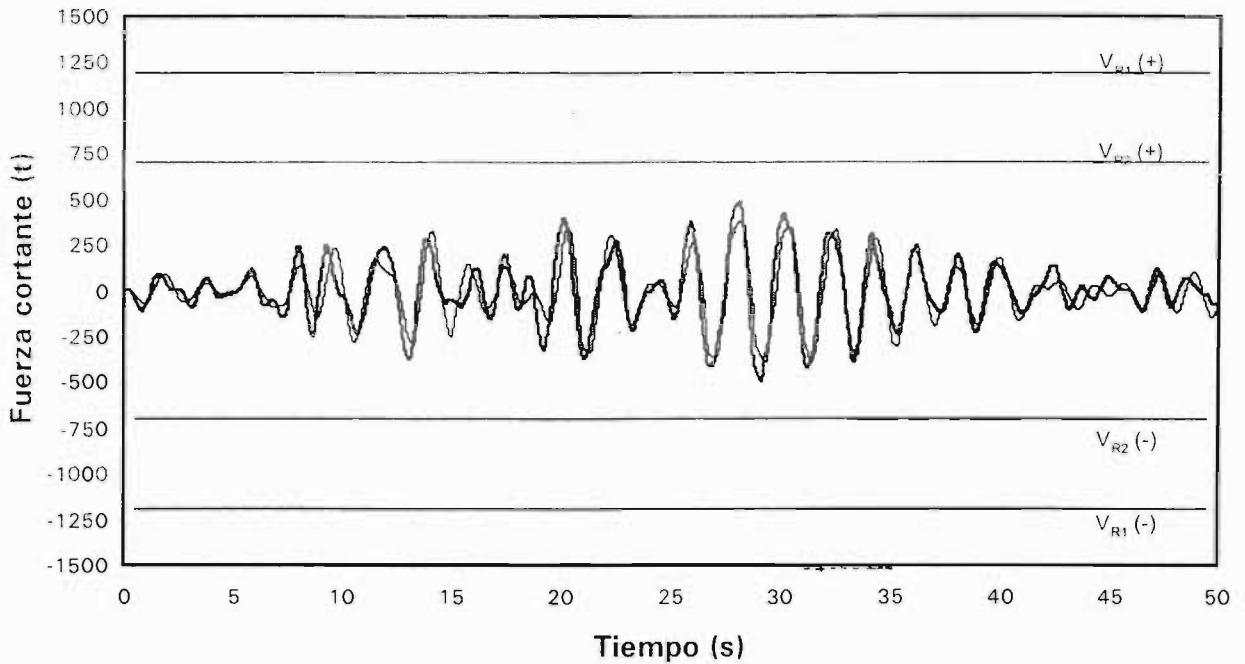
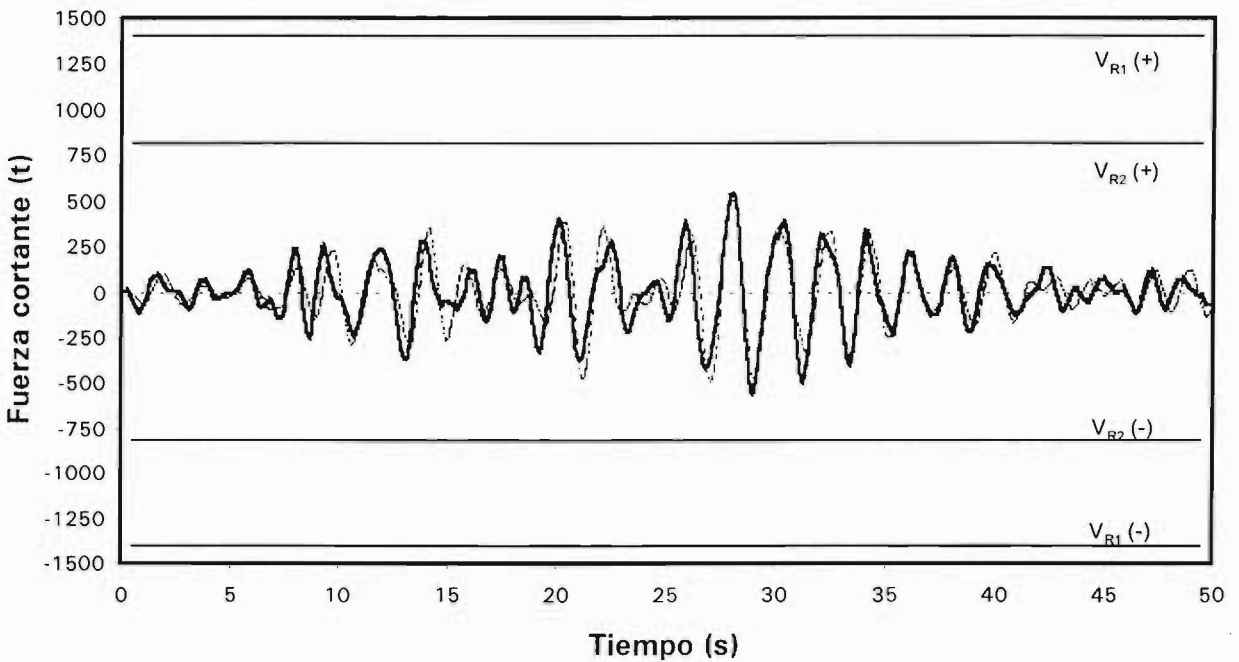


Fig 5.49 Comparación de historias en el tiempo de fuerzas cortantes del extremo superior de la columna 37, entrepiso PB-N1, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y efectos de sobre-resistencias, casos D.1 y D.2



— A.1 Resistencias nominales

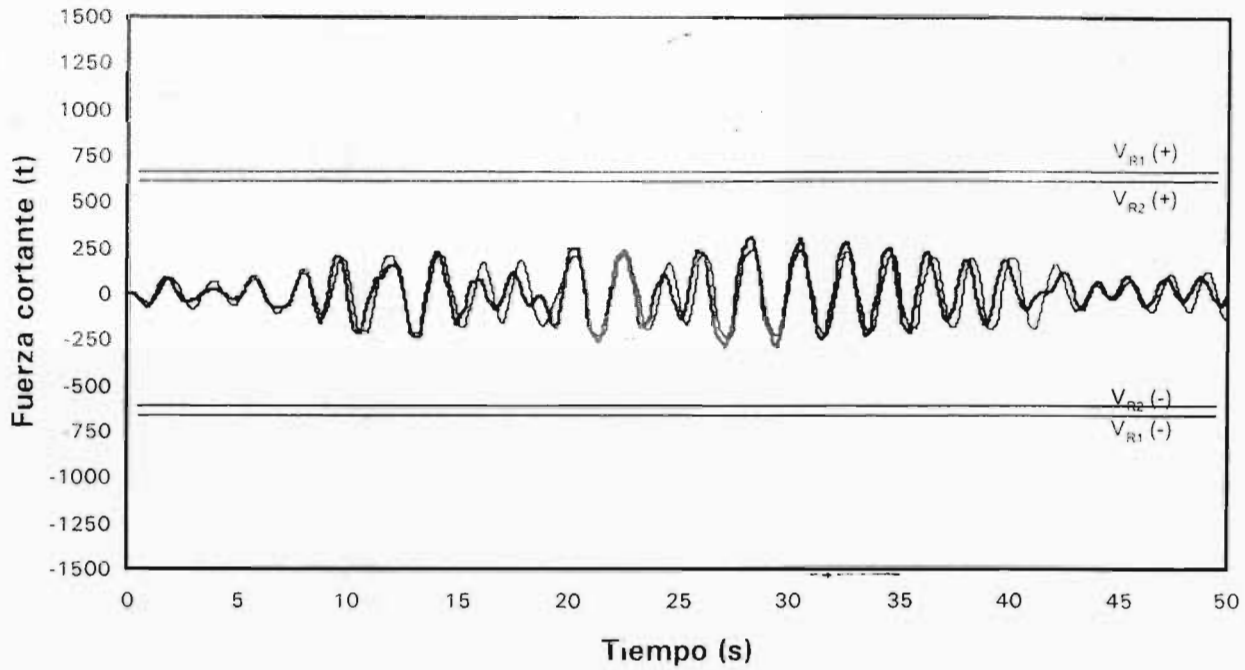
— A.2 Resistencias nominales



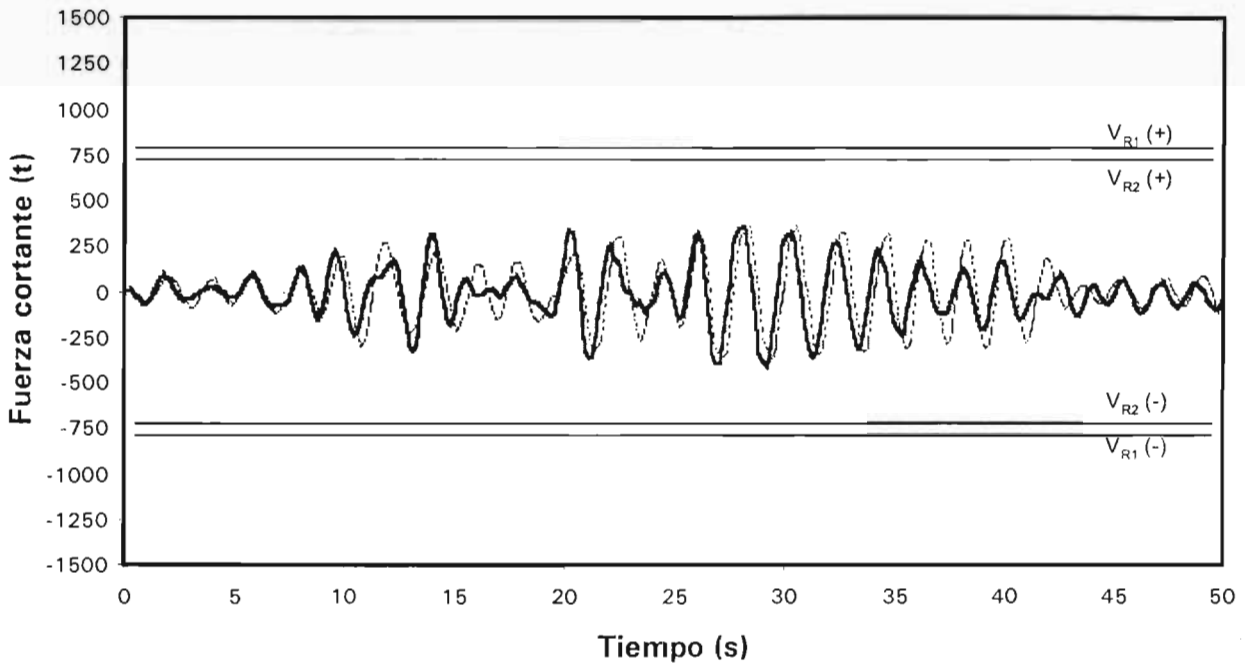
- - - A.1 Sobre-resistencias

..... A.2 Sobre-resistencias

Fig 5.50 Comparación de historias en el tiempo de fuerzas cortantes del extremo superior de la columna 78, entrepiso PB-N1, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos A.1 y A.2

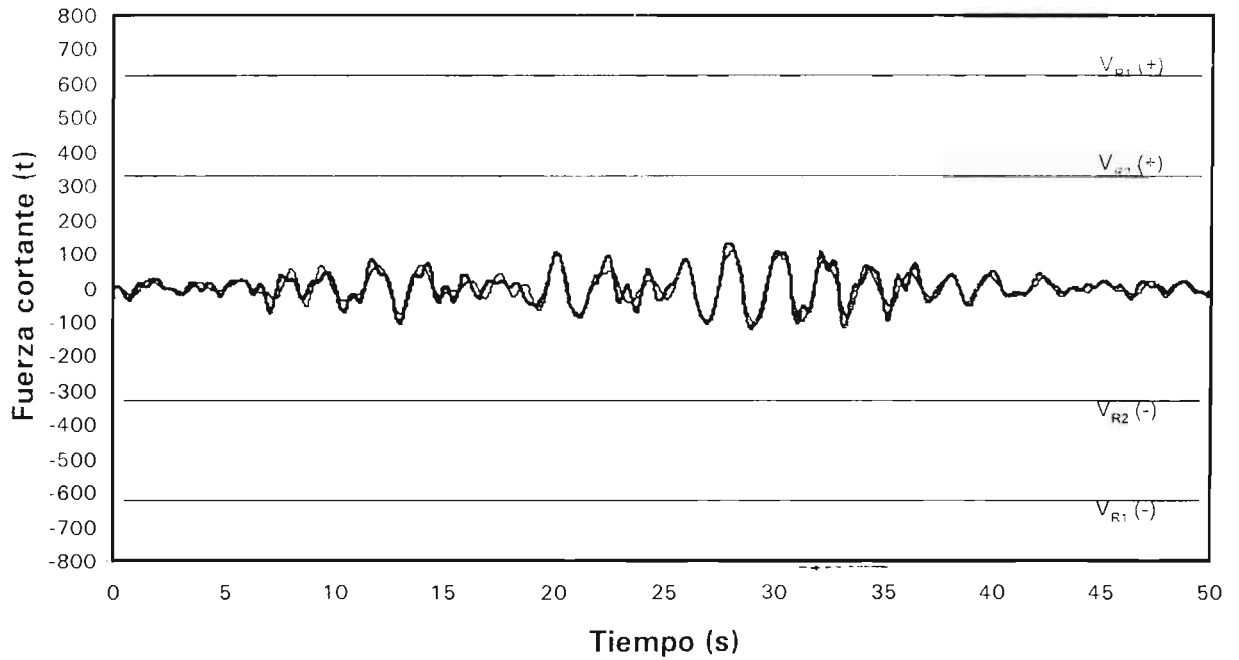


— B.1 Resistencias nominales — B.2 Resistencias nominales

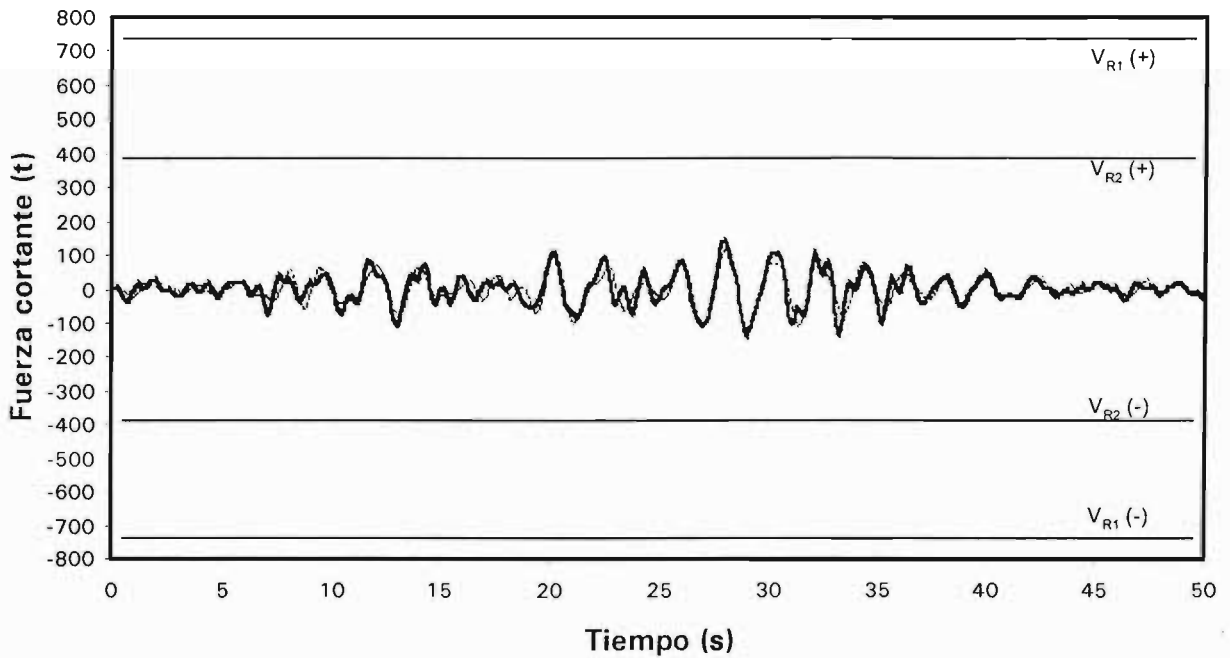


- - - B.1 Sobre-resistencias B.2 Sobre-resistencias

Fig 5.51 Comparación de historias en el tiempo de fuerzas cortantes del extremo superior de la columna 78, entrepiso PB-N1, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales v con efectos de sobre-resistencias, casos B.1 y B.2



— C.1 Resistencias nominales — C.2 Resistencias nominales



- - - C.1 Sobre-resistencias C.2 Sobre-resistencias

Fig 5.52 Comparación de historias en el tiempo de fuerzas cortantes del extremo superior de la columna 38, entrepiso PB-N1, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos C.1 y C.2

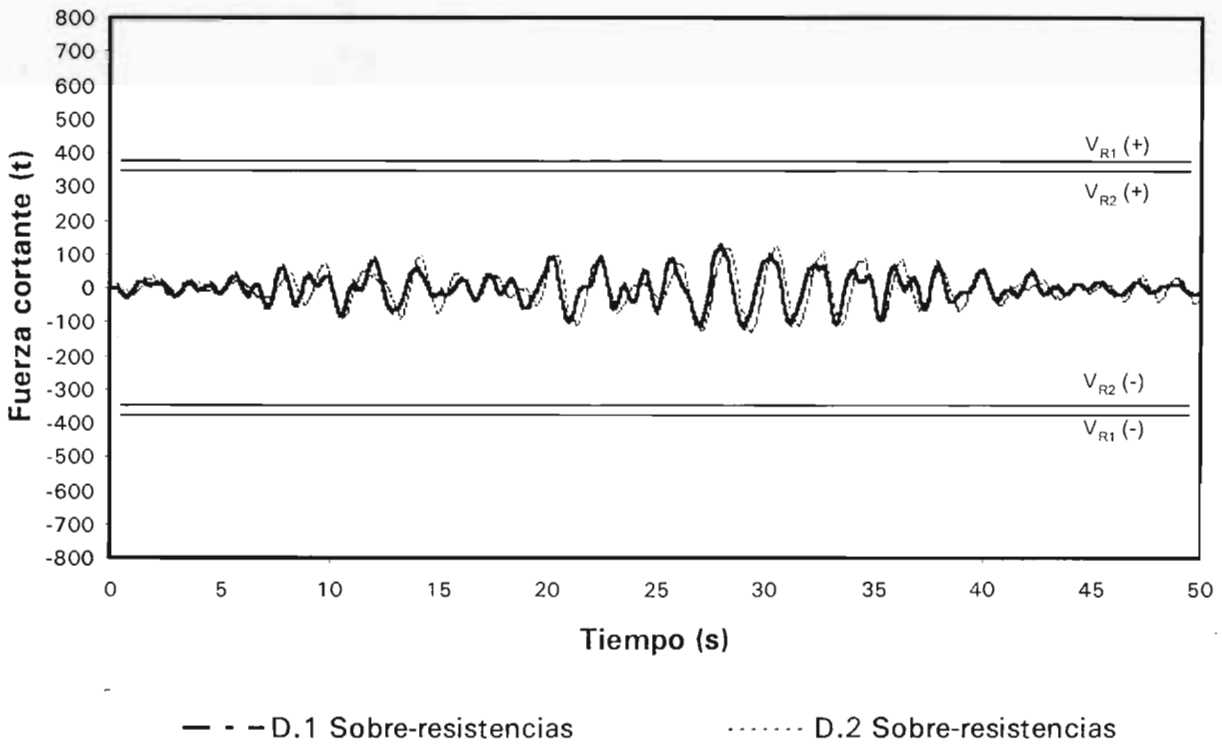
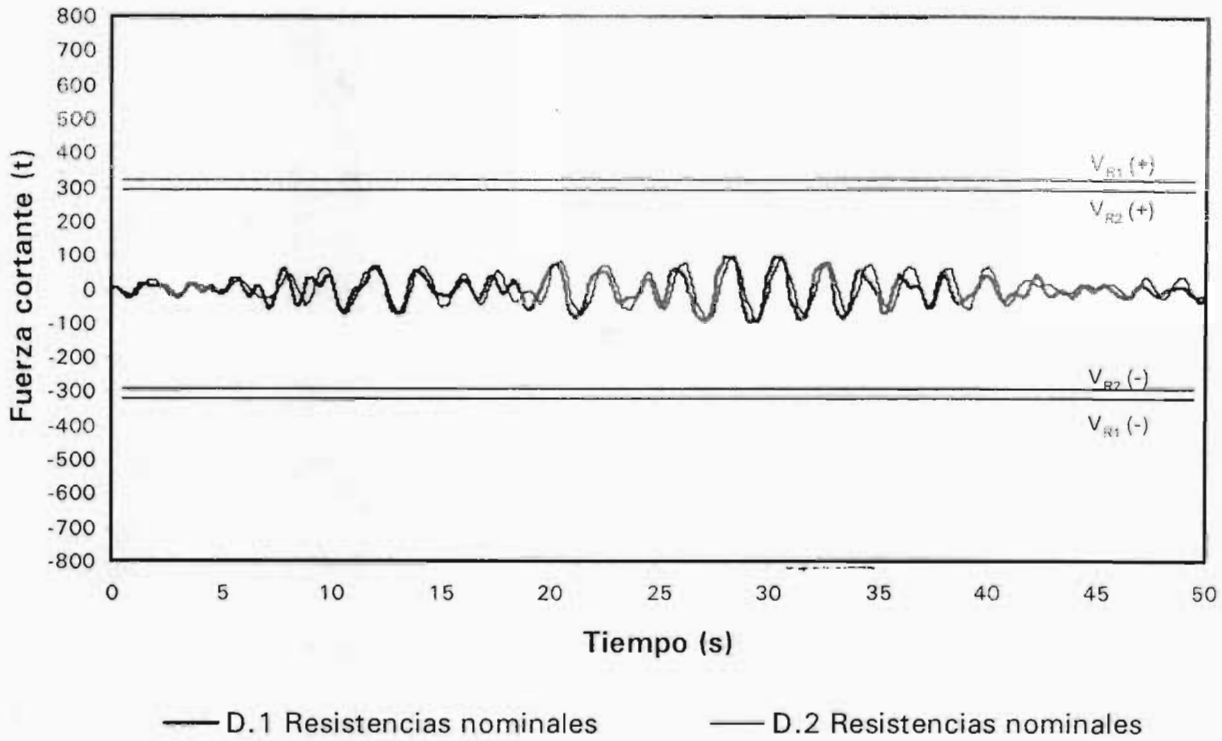
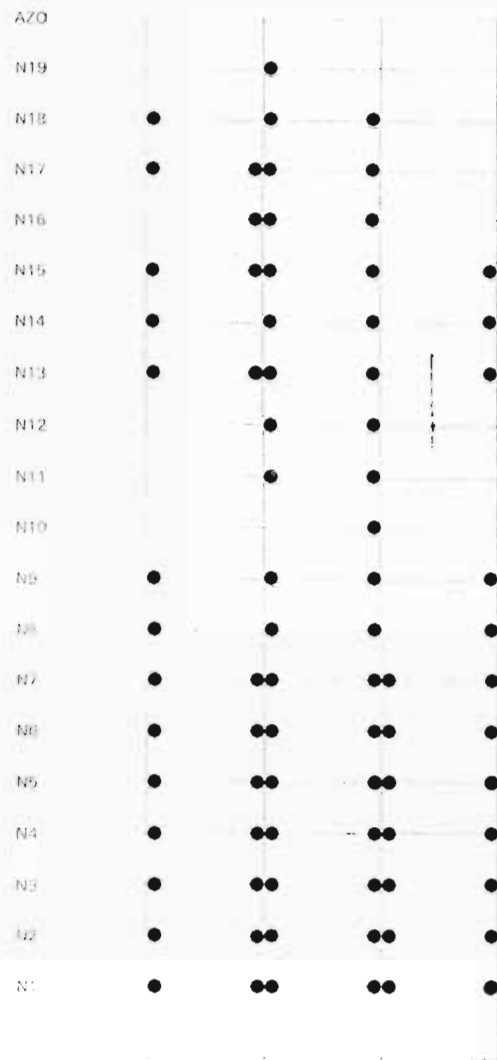
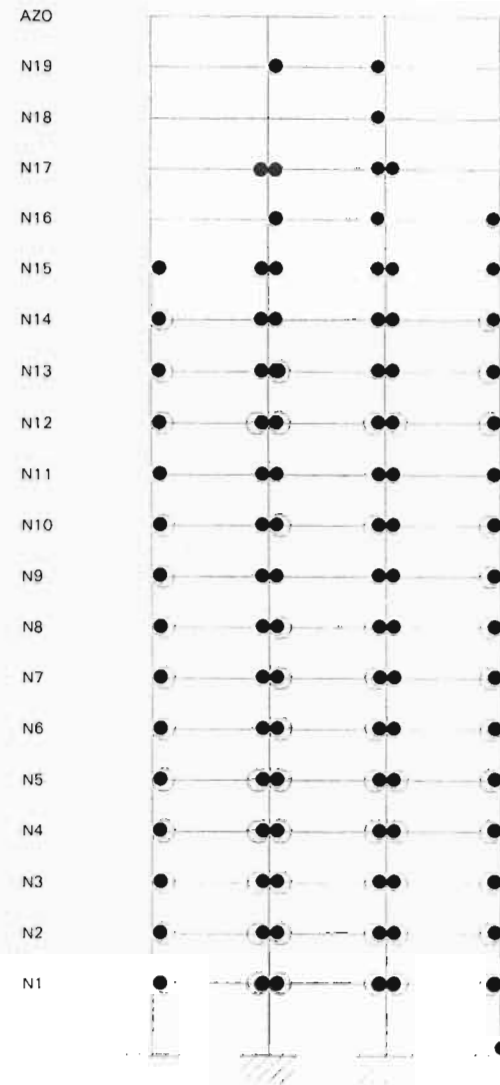


Fig 5.53 Comparación de historias en el tiempo de fuerzas cortantes del extremo superior de la columna 38, entrepiso PB-N1, análisis sísmico inelástico con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, casos D.1 y D.2

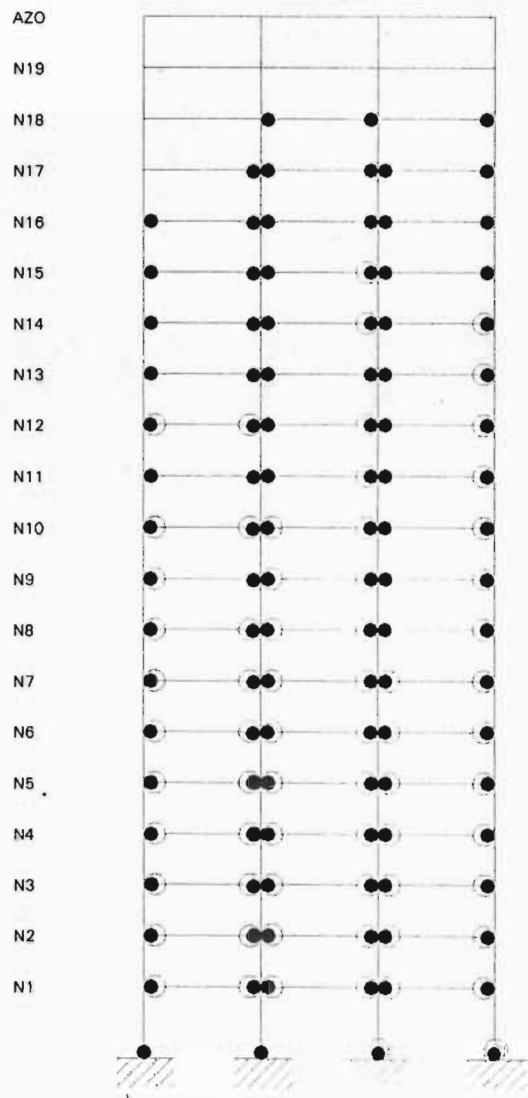


Caso A.1

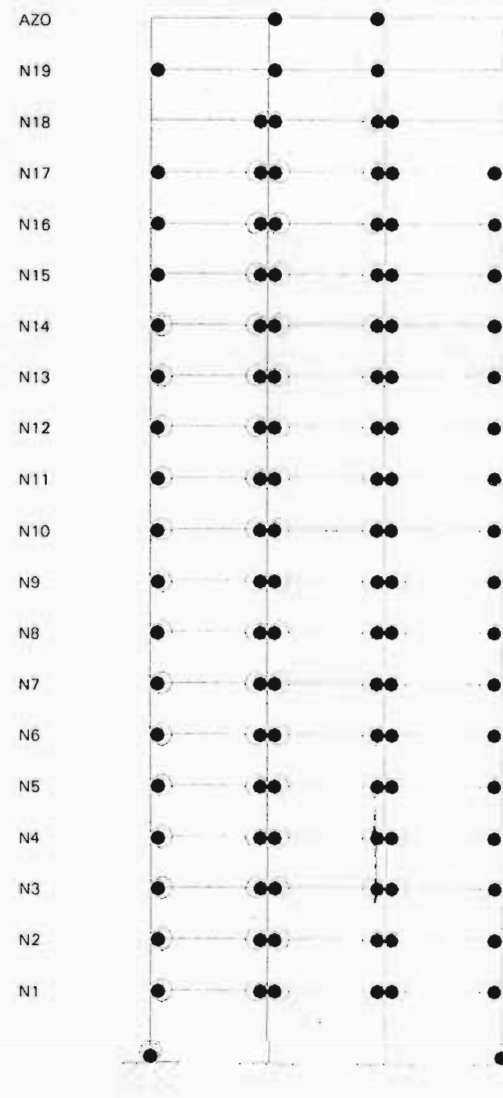


Caso A.2

Fig 5.54 Comparación de la distribución global de articulaciones plásticas sin y con efectos de sobre-resistencias de los casos A.1 y A.2



Caso B.1



Caso B.2

● Resistencias nominales
● Sobre-resistencias

Fig 5.55 Comparación de la distribución global de articulaciones plásticas sin y con efectos de sobre-resistencias de los casos B.1 y B.2

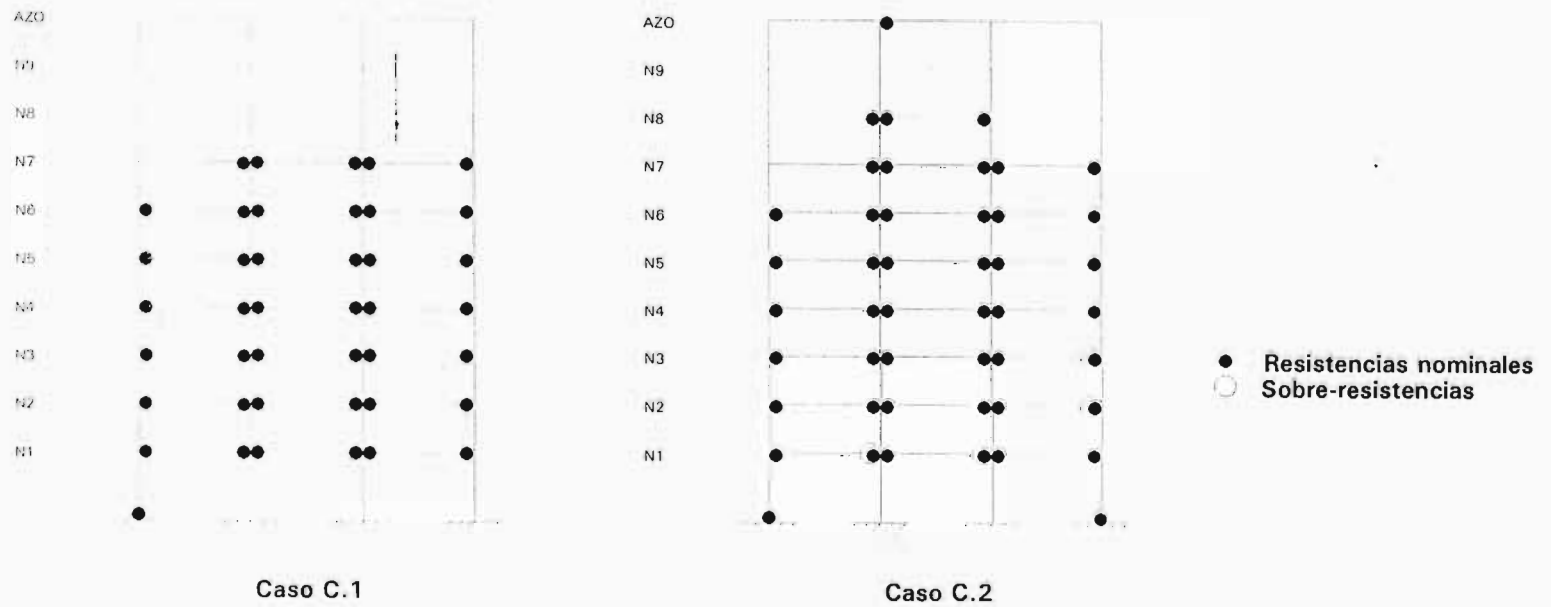


Fig 5.56 Comparación de la distribución global de articulaciones plásticas sin y con efectos de sobre-resistencias de los casos C.1 y C.2

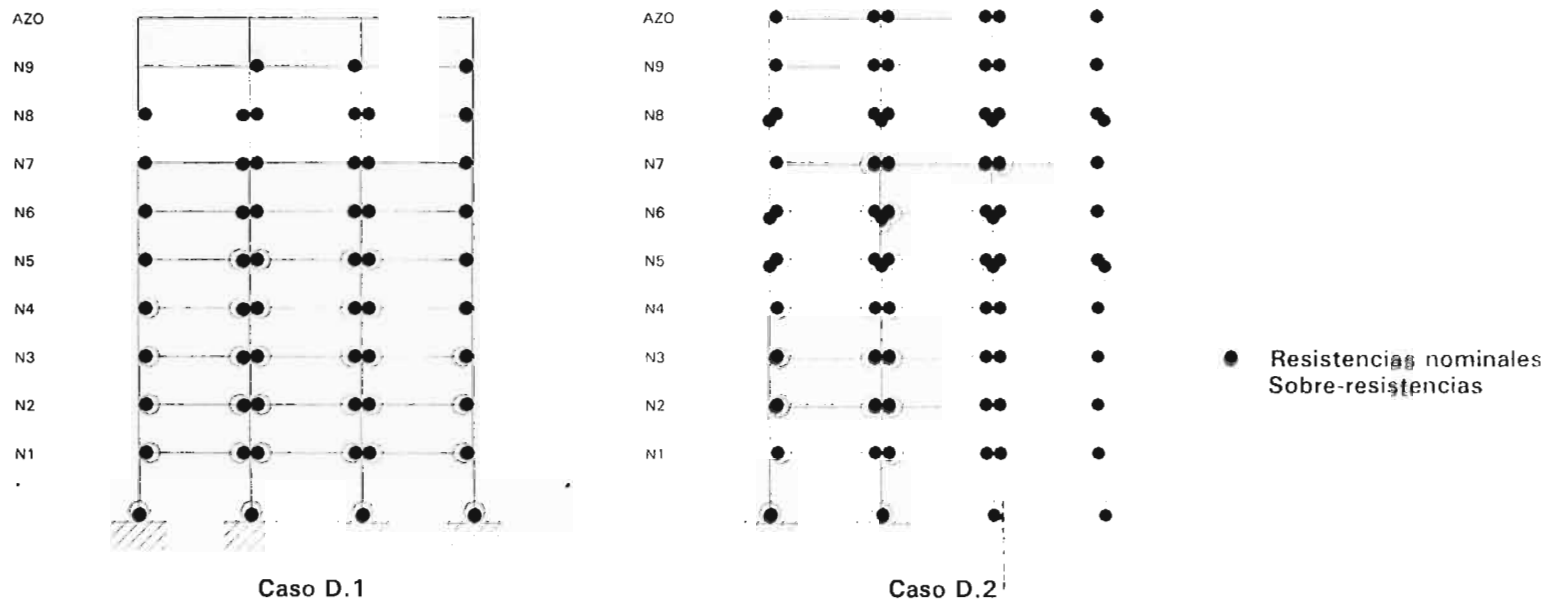


Fig 5.57 Comparación de la distribución global de articulaciones plásticas sin y con efectos de sobre-resistencias de los casos D.1 y D.2

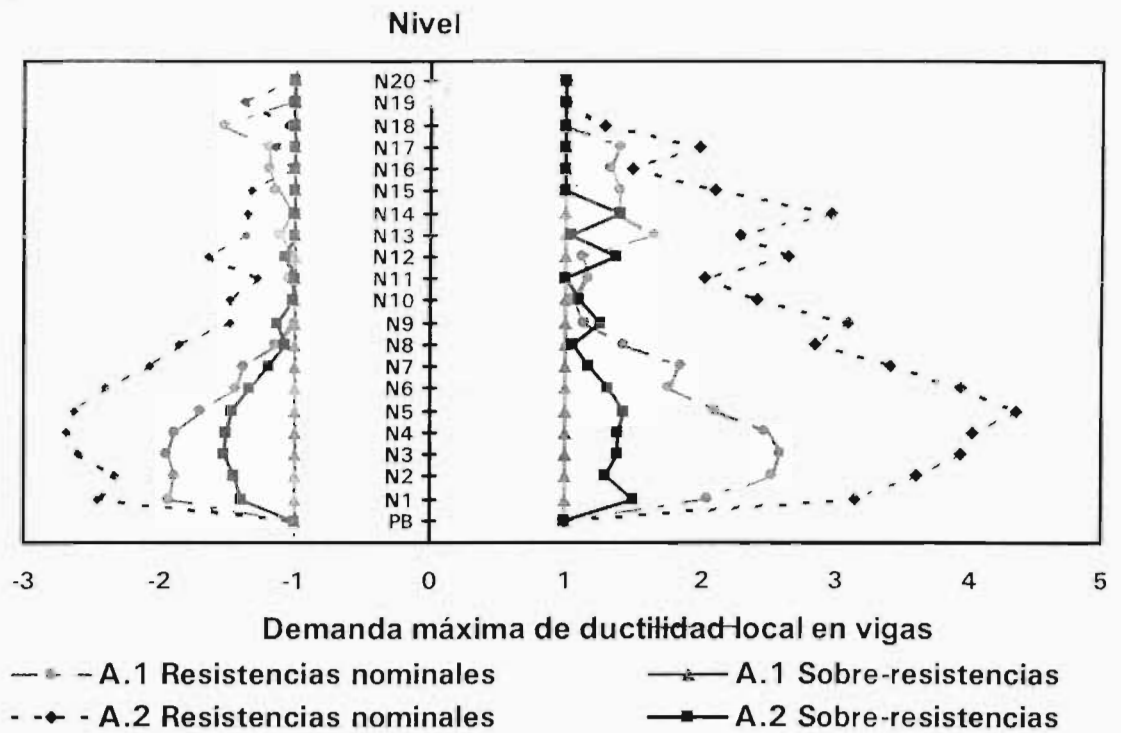


Fig 5.58 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas, análisis sísmico paso a paso (resistencias nominales y sobre-resistencias), casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

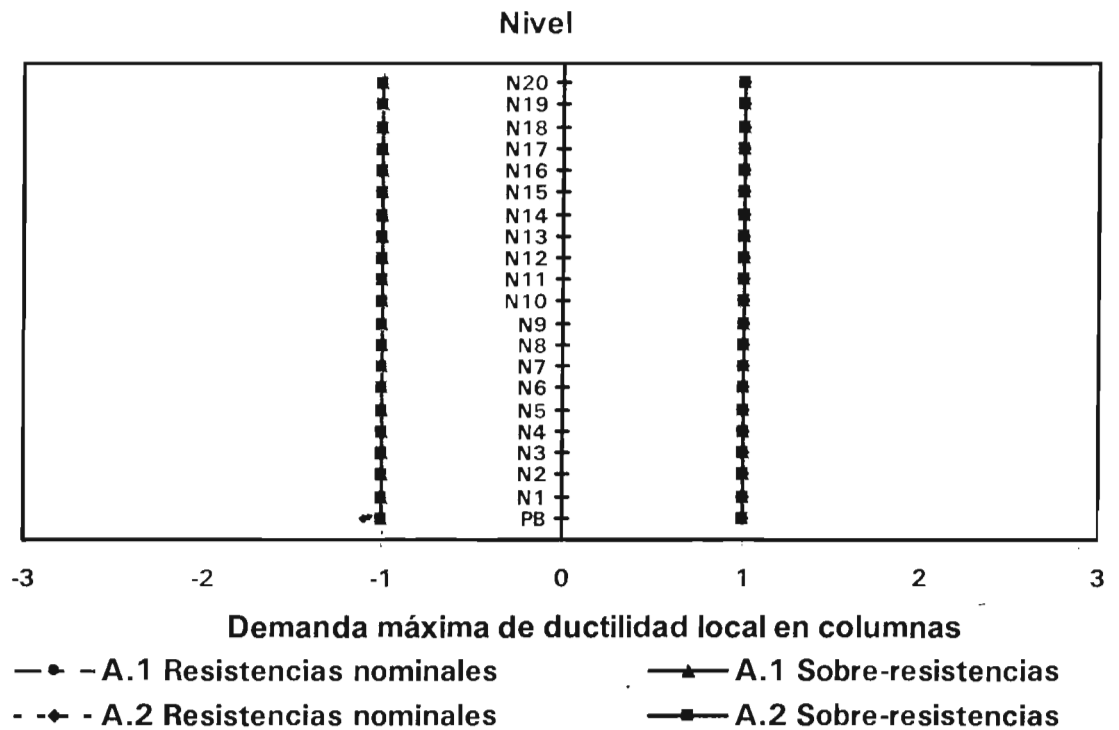


Fig 5.59 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en columnas, análisis sísmico paso a paso (resistencias nominales y sobre-resistencias), casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

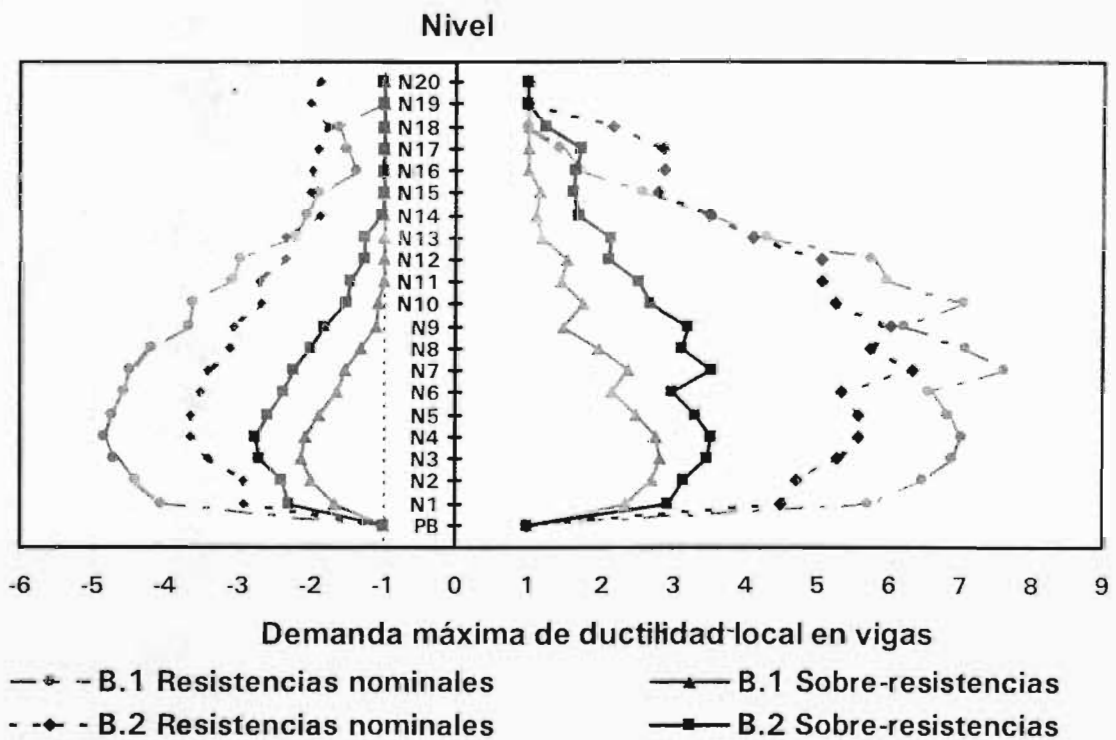


Fig 5.60 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas, análisis sísmico paso a paso (resistencias nominales y sobre-resistencias), casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

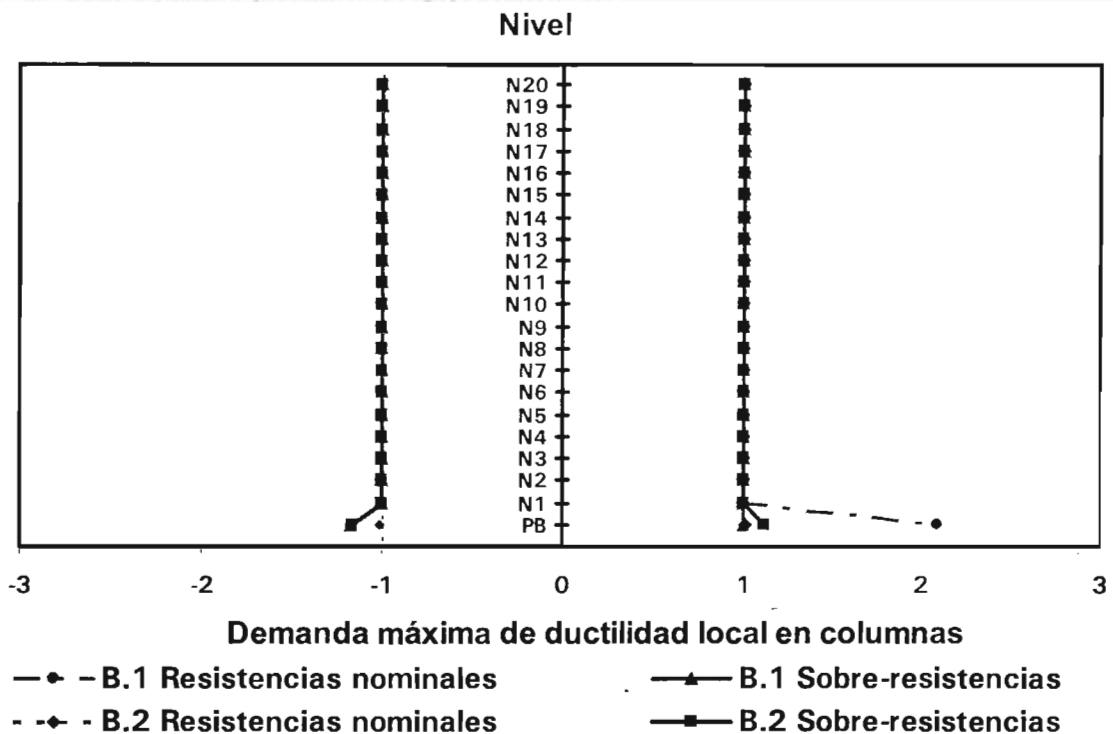


Fig 5.61 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en columnas, análisis sísmico paso a paso (resistencias nominales y sobre-resistencias), casos B.1 y B.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

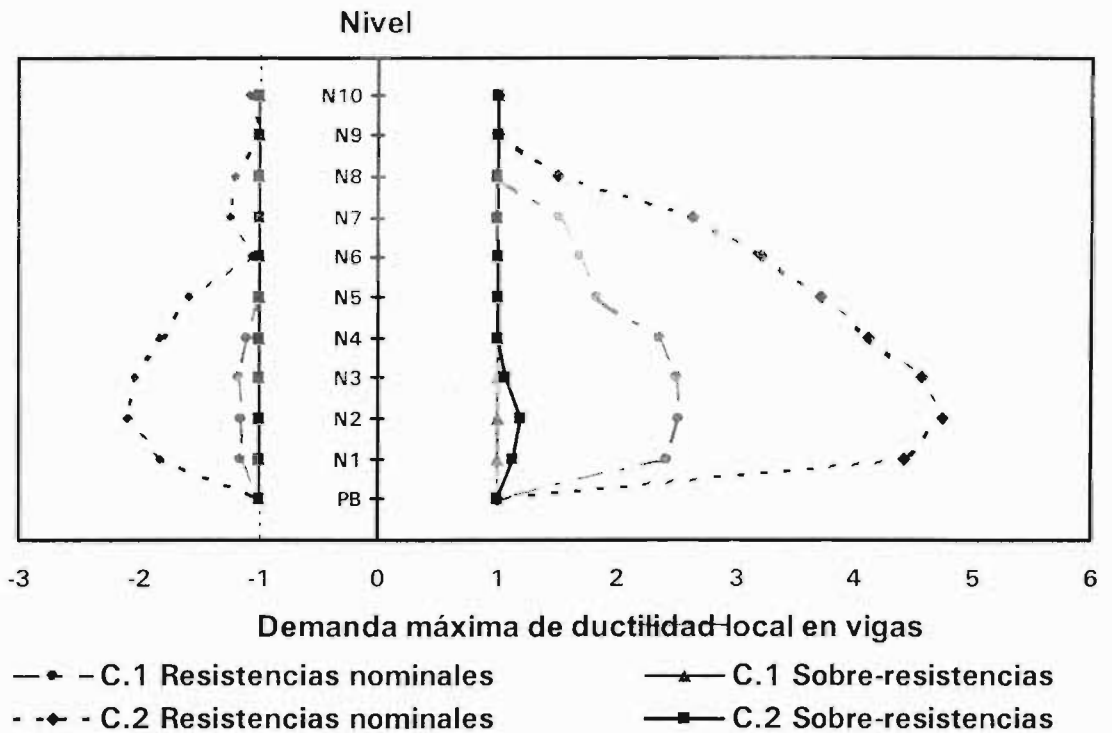


Fig 5.62 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas, análisis sísmico paso a paso (resistencias nominales y sobre-resistencias), casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

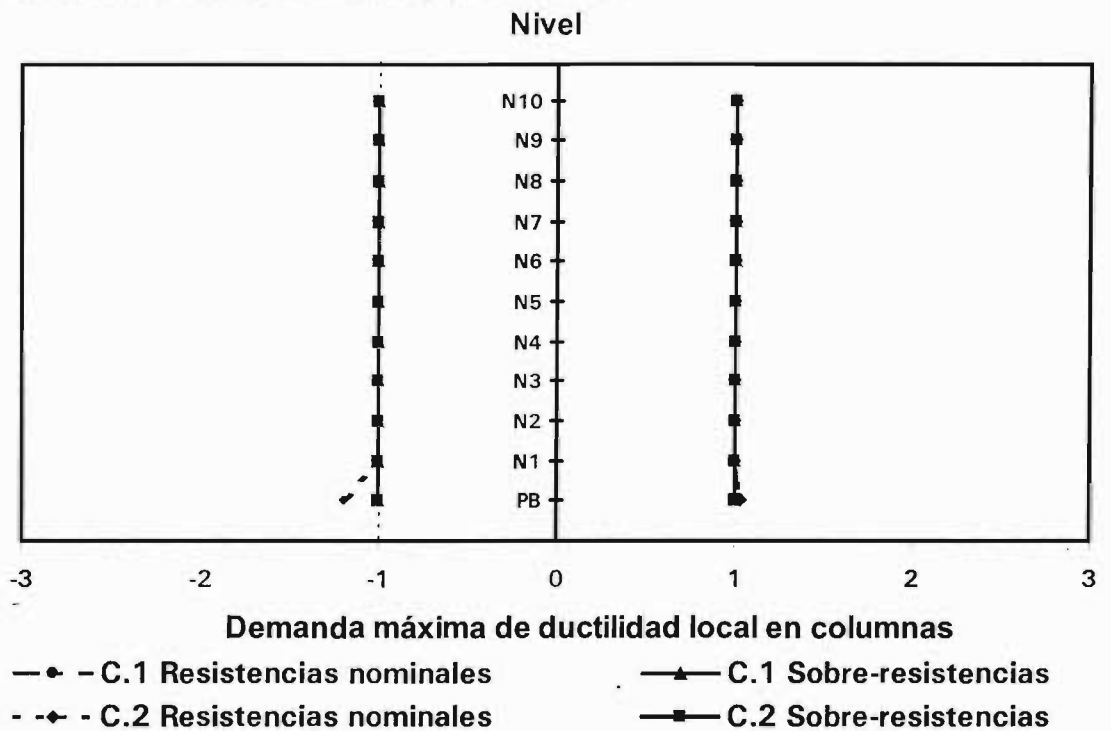


Fig 5.63 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en columnas, análisis sísmico paso a paso (resistencias nominales y sobre-resistencias), casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

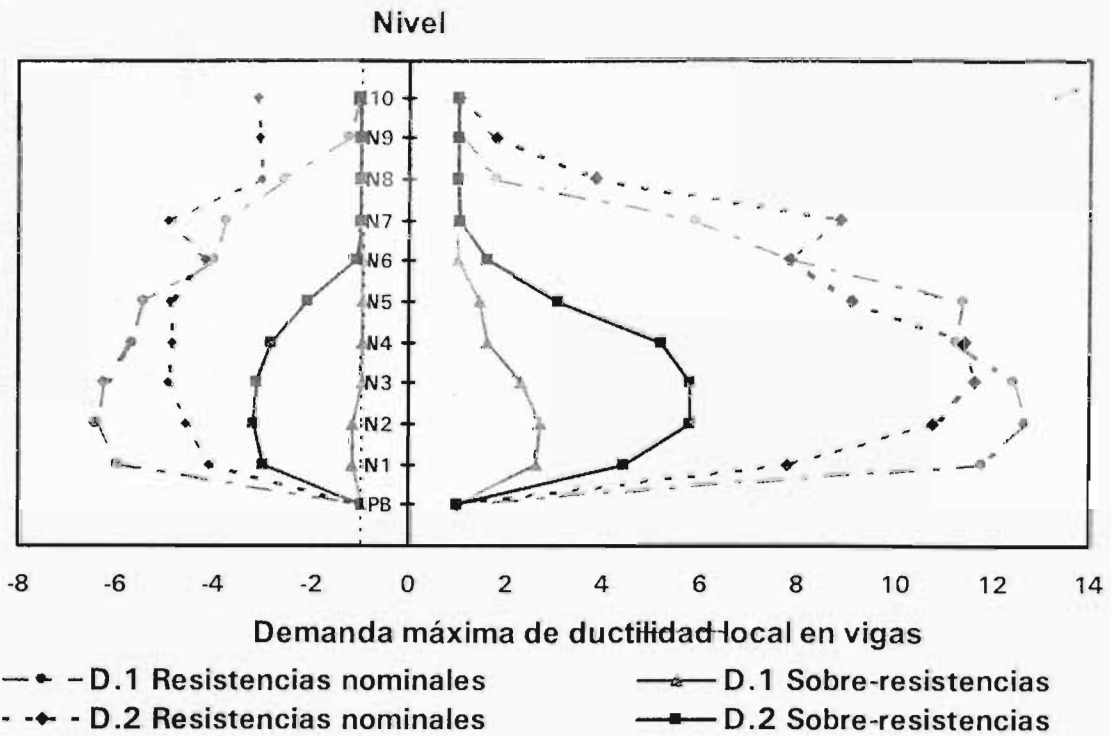


Fig 5.64 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas, análisis sísmico paso a paso (resistencias nominales y sobre-resistencias), casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)

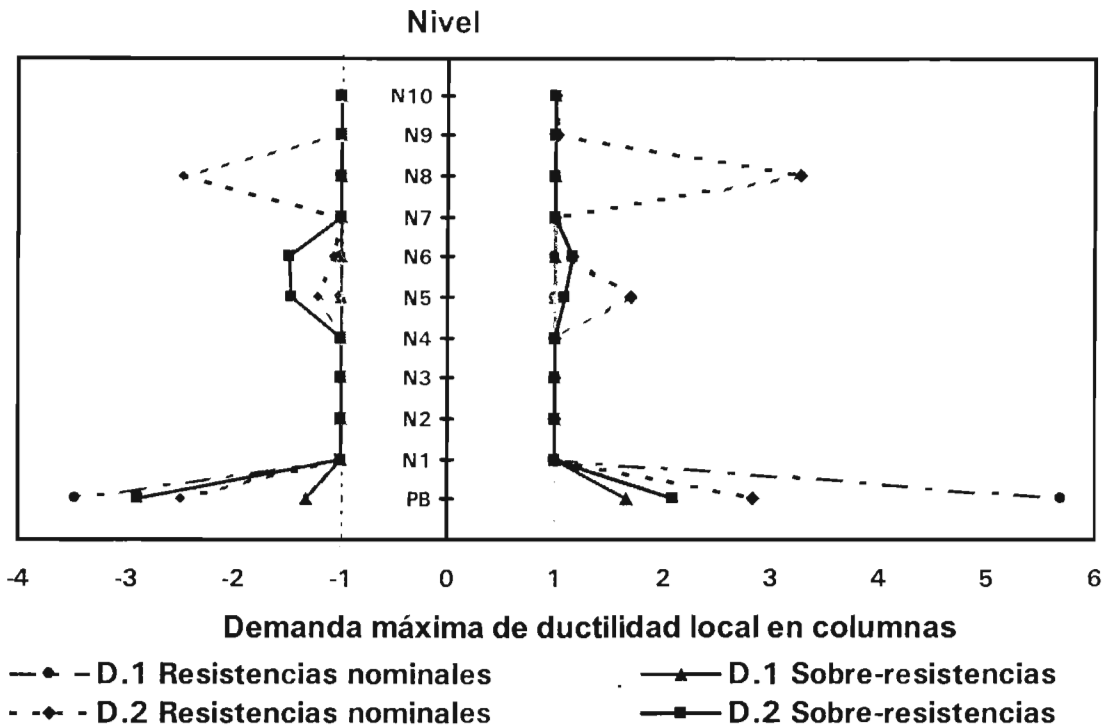
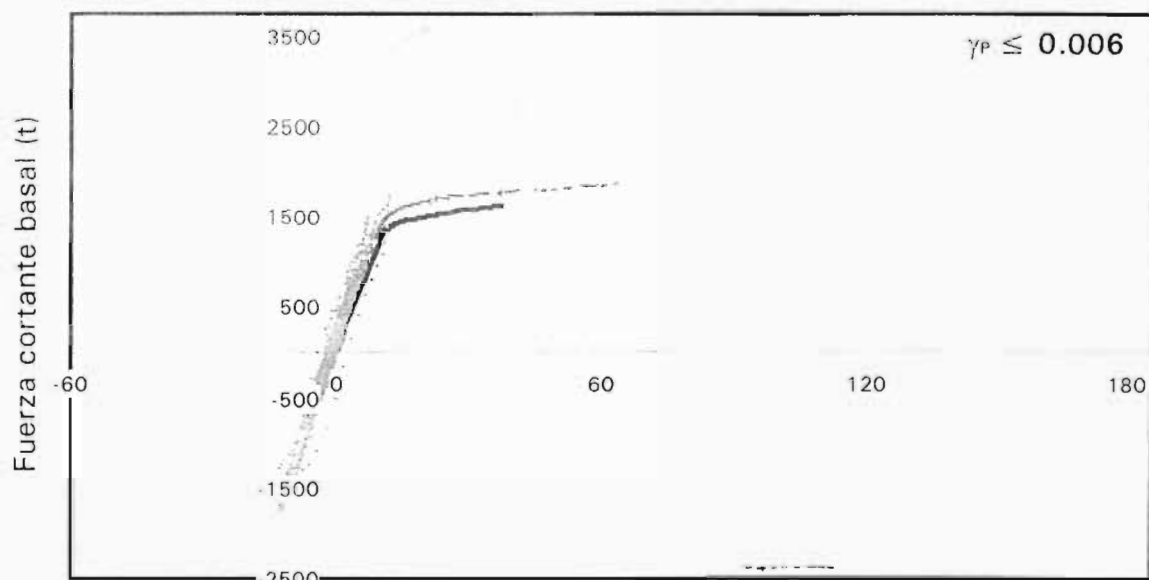
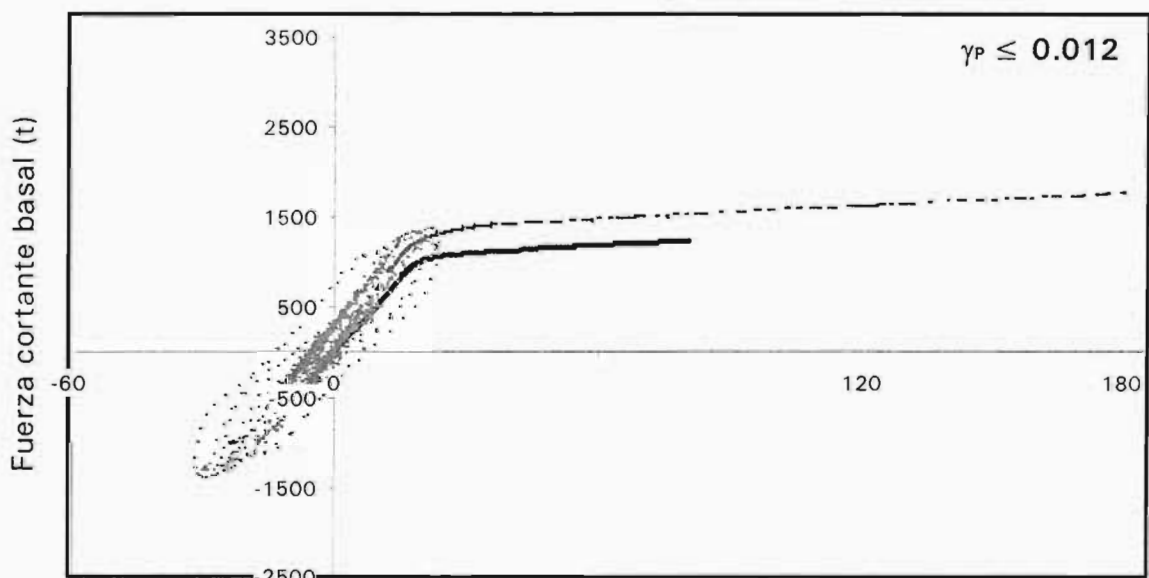


Fig 5.65 Comparación de demandas máximas de ductilidad desarrolladas en columnas, análisis sísmico paso a paso (resistencias nominales y sobre-resistencias), casos D.1 y D.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



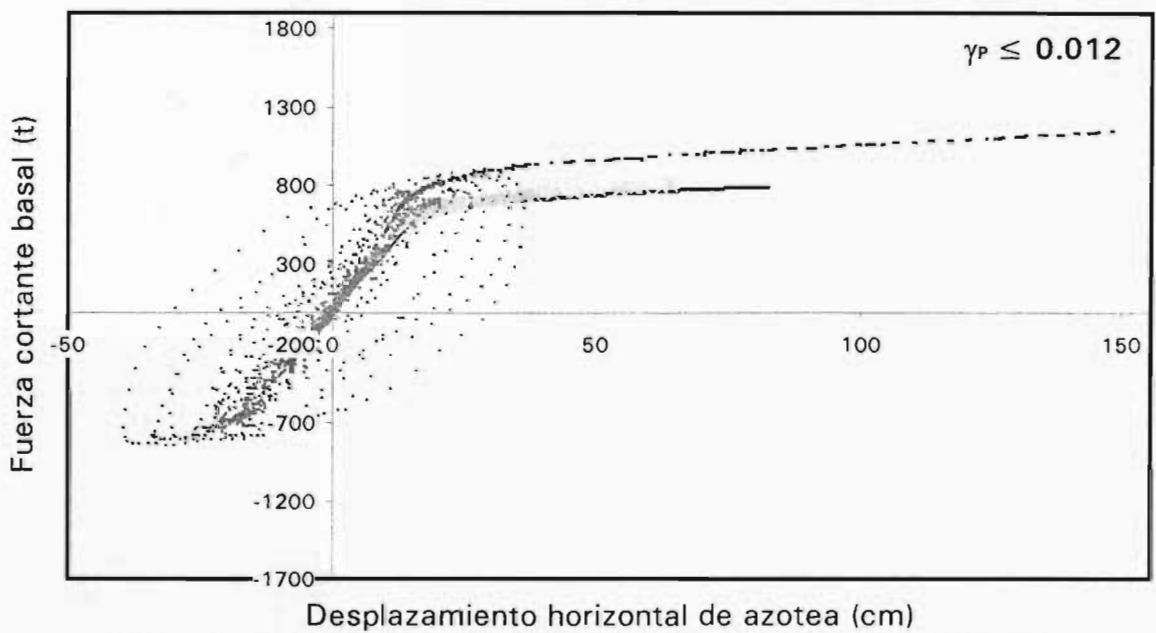
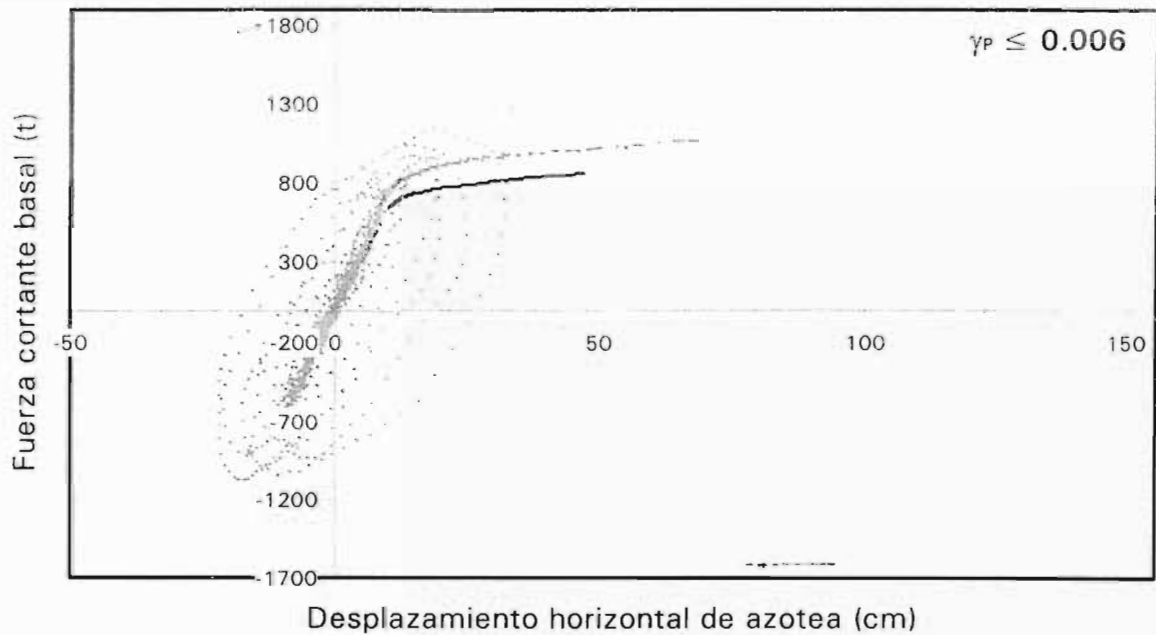
Desplazamiento horizontal de azotea (cm)



Desplazamiento horizontal de azotea (cm)

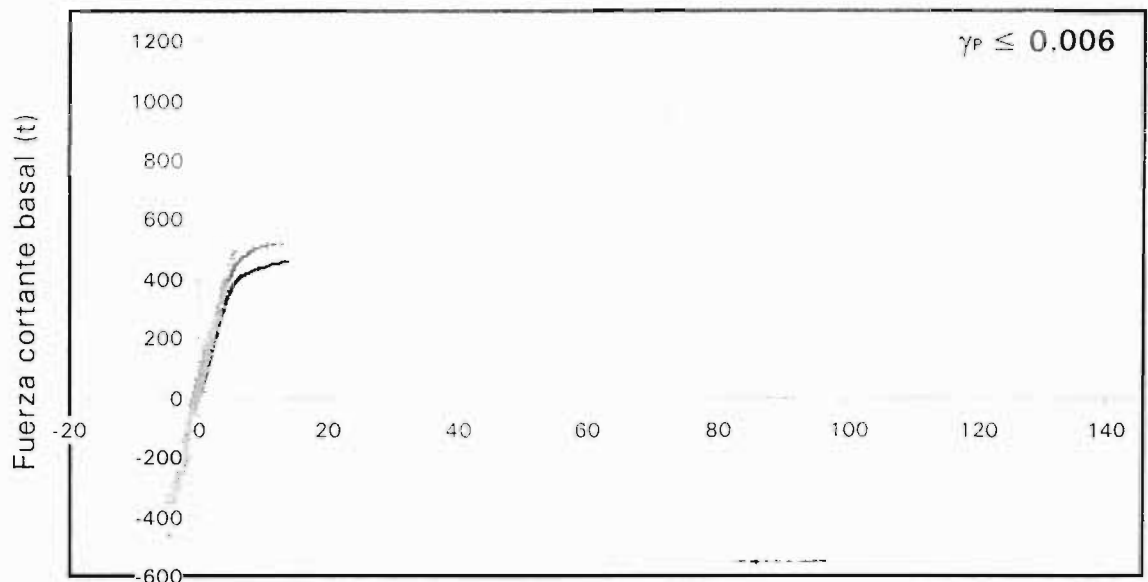
- Análisis estático no lineal con fuerzas modales espectrales, resistencias nominales
- - - Análisis estático no lineal con fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), resistencias nominales
- Análisis paso a paso, resistencias nominales

Fig 5.66 Comparación de combinaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático lateral no lineal contra análisis no lineal paso a paso, resistencias nominales, casos A.1 y A.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

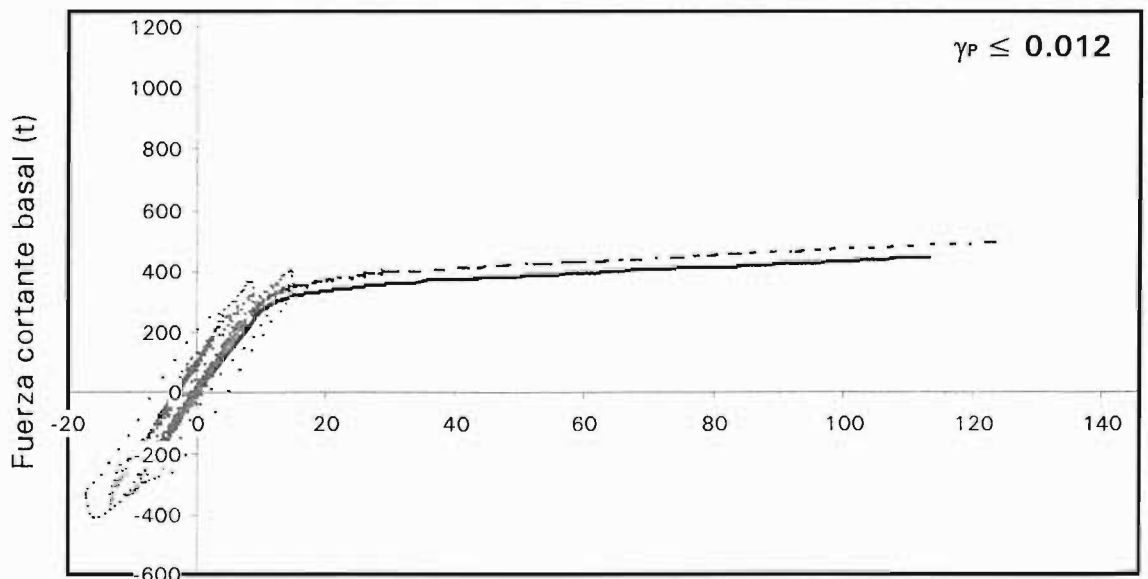


- Análisis estático no lineal con fuerzas modales espectrales, resistencias nominales
- - - Análisis estático no lineal con fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), resistencias nominales
- Análisis estático no lineal con fuerzas del análisis paso a paso (fase inelástica), resistencias nominales
- Análisis paso a paso, resistencias nominales

Fig 5.67 Comparación de combinaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático lateral no lineal contra análisis no lineal paso a paso, resistencias nominales, casos B.1 y B.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



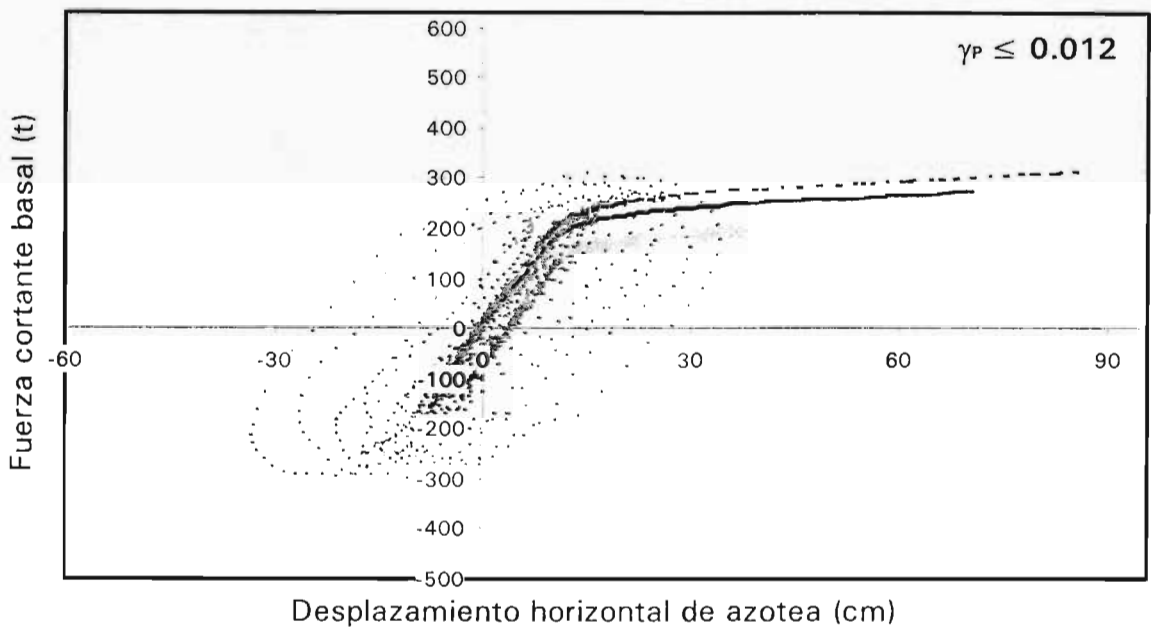
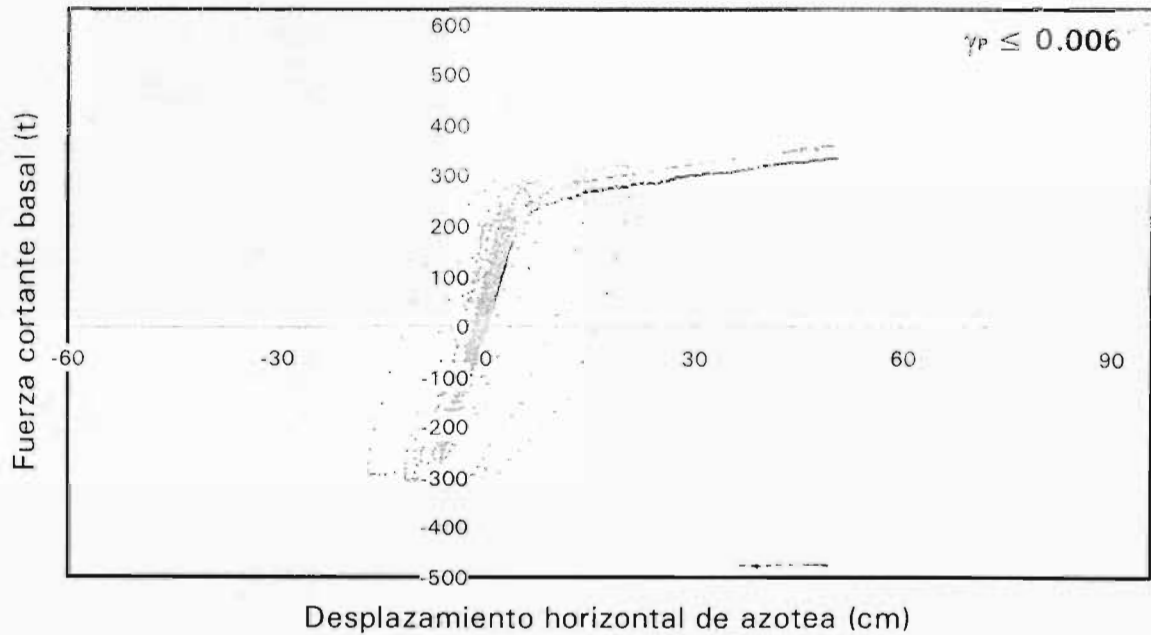
Desplazamiento horizontal de azotea (cm)



Desplazamiento horizontal de azotea (cm)

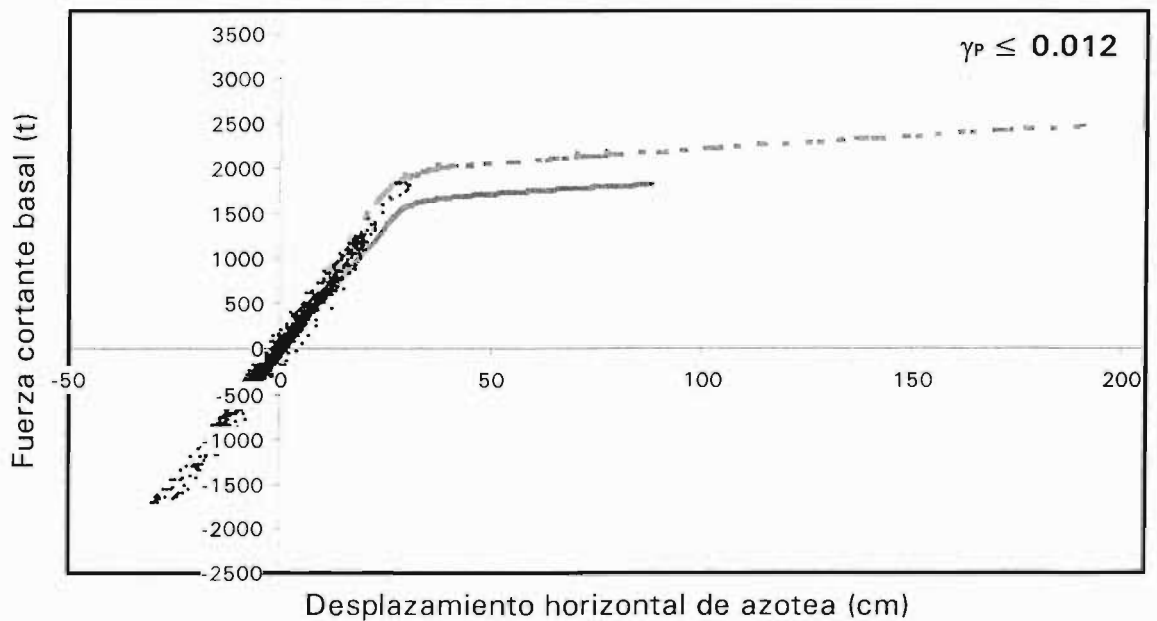
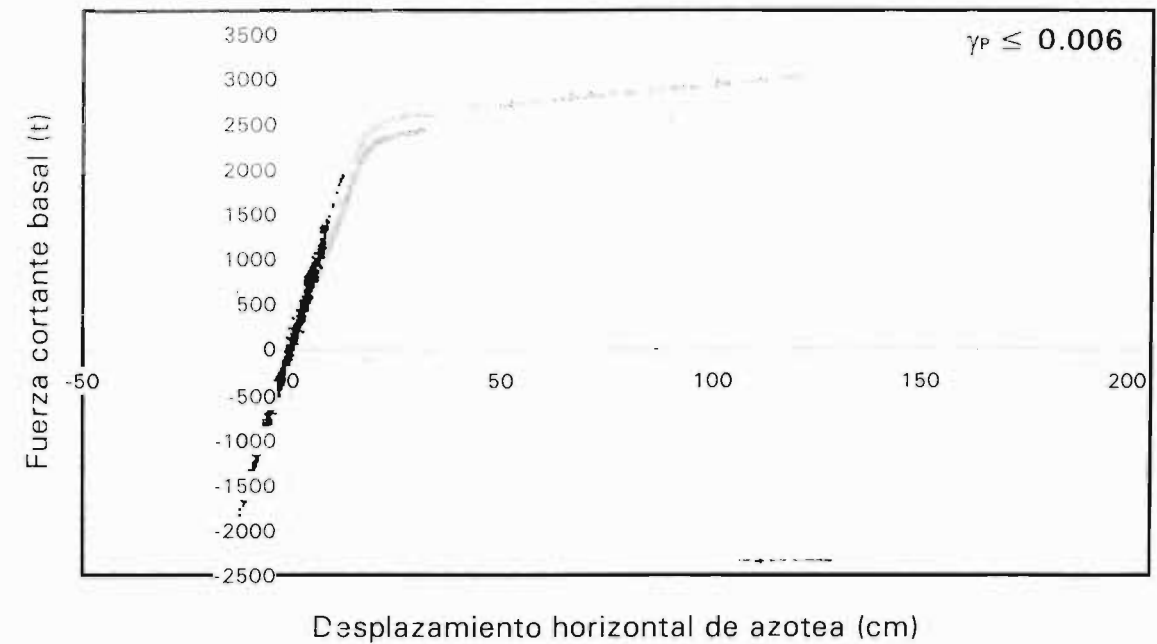
- Análisis estático no lineal con fuerzas modales espectrales, resistencias nominales
- - - Análisis estático no lineal con fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), resistencias nominales
- Análisis paso a paso, resistencias nominales

Fig 5.68 Comparación de combinaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático lateral no lineal contra análisis no lineal paso a paso, resistencias nominales, casos C.1 y C.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



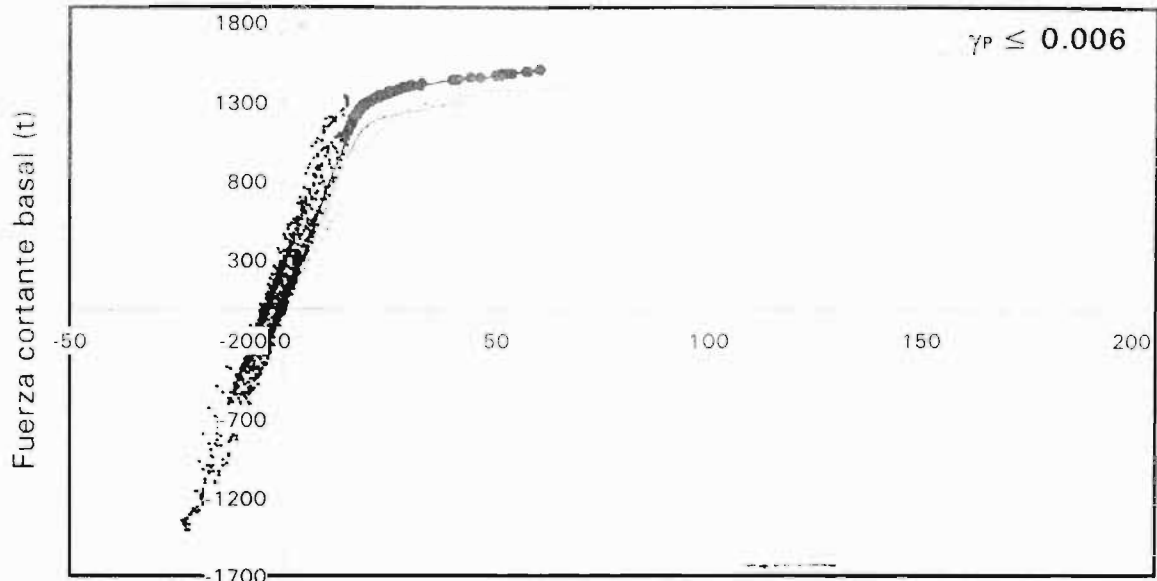
- Análisis estático no lineal con fuerzas modales espectrales, resistencias nominales
- - - Análisis estático no lineal con fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), resistencias nominales
- Análisis estático no lineal con fuerzas del análisis paso a paso (fase inelástica), resistencias nominales
- Análisis paso a paso, resistencias nominales

Fig 5.69 Comparación de combinaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático lateral no lineal contra análisis no lineal paso a paso, resistencias nominales, casos D.1 y D.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

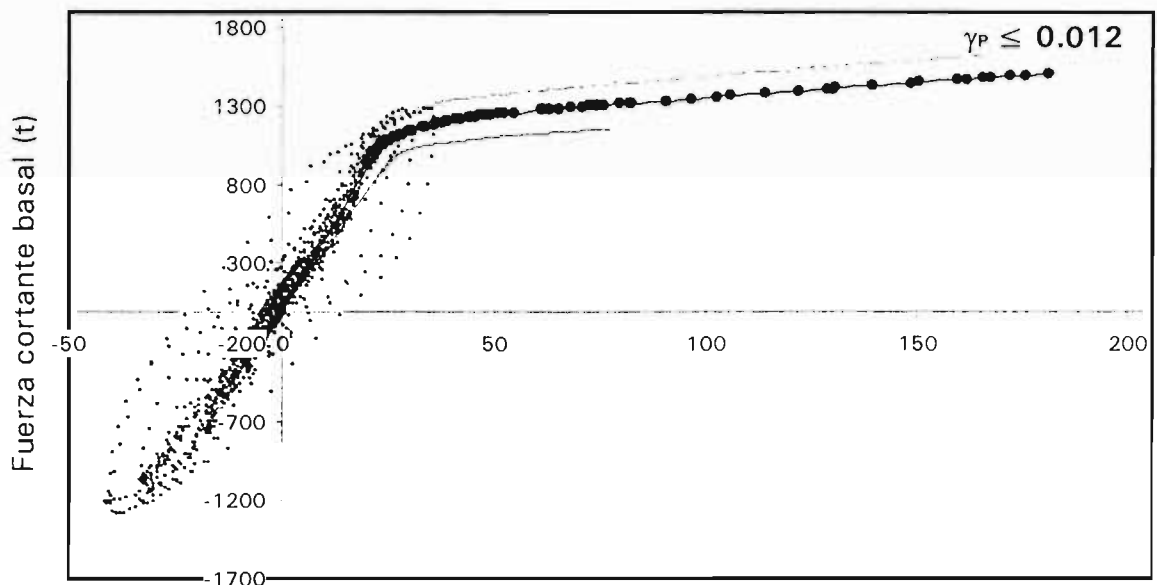


- Análisis estático no lineal con fuerzas modales espectrales, sobre-resistencias
- - - Análisis estático no lineal con fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), sobre-resistencias
- Análisis paso a paso, sobre-resistencias

Fig 5.70 Comparación de combinaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático lateral no lineal contra análisis no lineal paso a paso, sobre-resistencias, casos A.1 y A.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



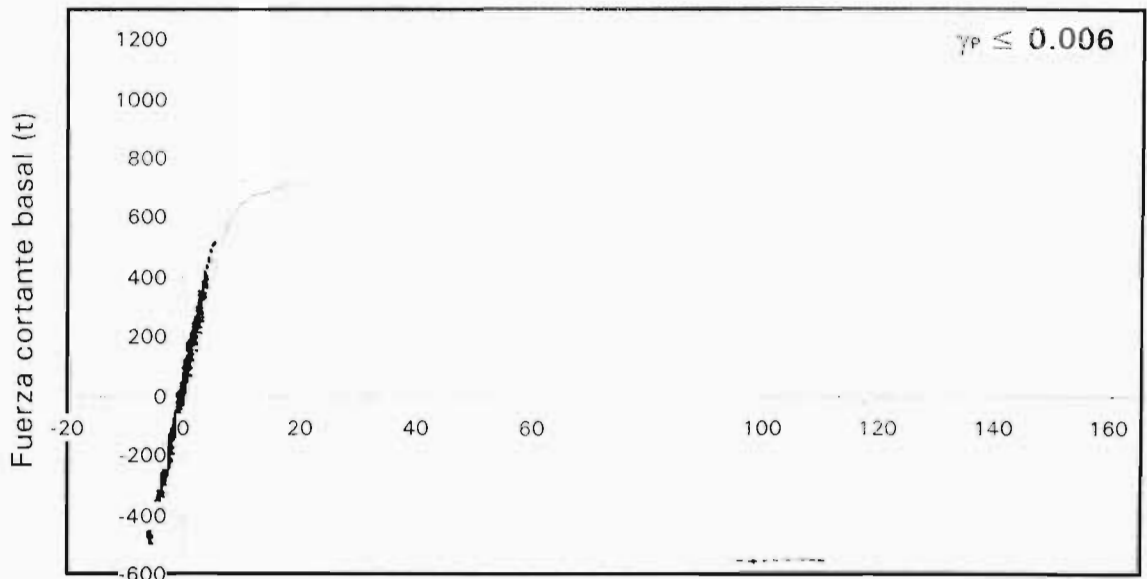
Desplazamiento horizontal de azotea (cm)



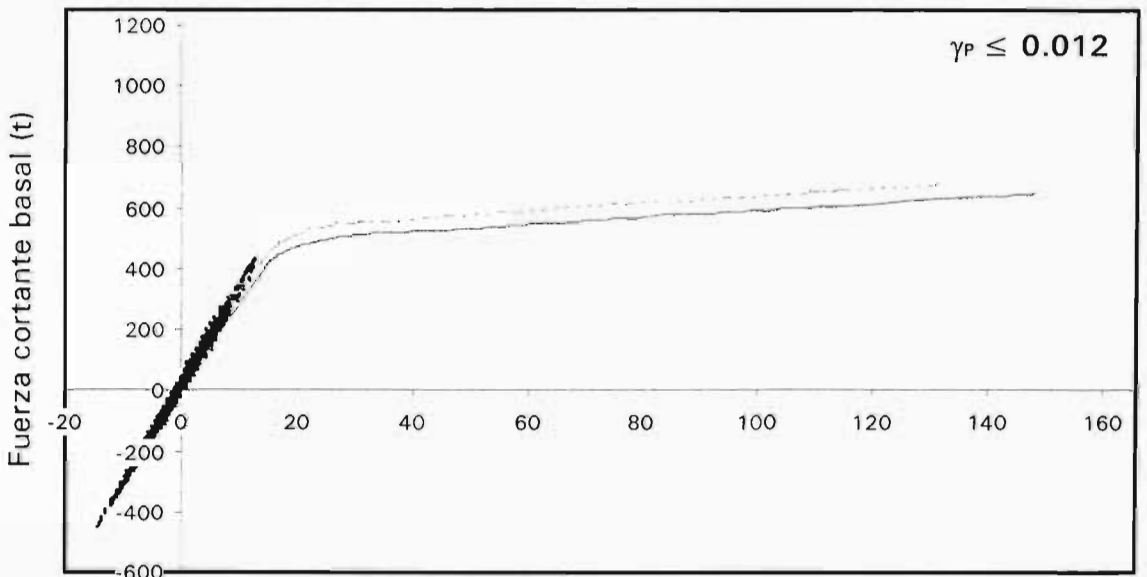
Desplazamiento horizontal de azotea (cm)

- Análisis estático no lineal con fuerzas modales espectrales, sobre-resistencias
- Análisis estático no lineal con fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), sobre-resistencias
- Análisis estático no lineal con fuerzas del análisis paso a paso (fase inelástica), sobre-resistencias
- Análisis paso a paso, sobre-resistencias

Fig 5.71 Comparación de combinaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático lateral no lineal contra análisis no lineal paso a paso, sobre-resistencias, casos B.1 y B.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



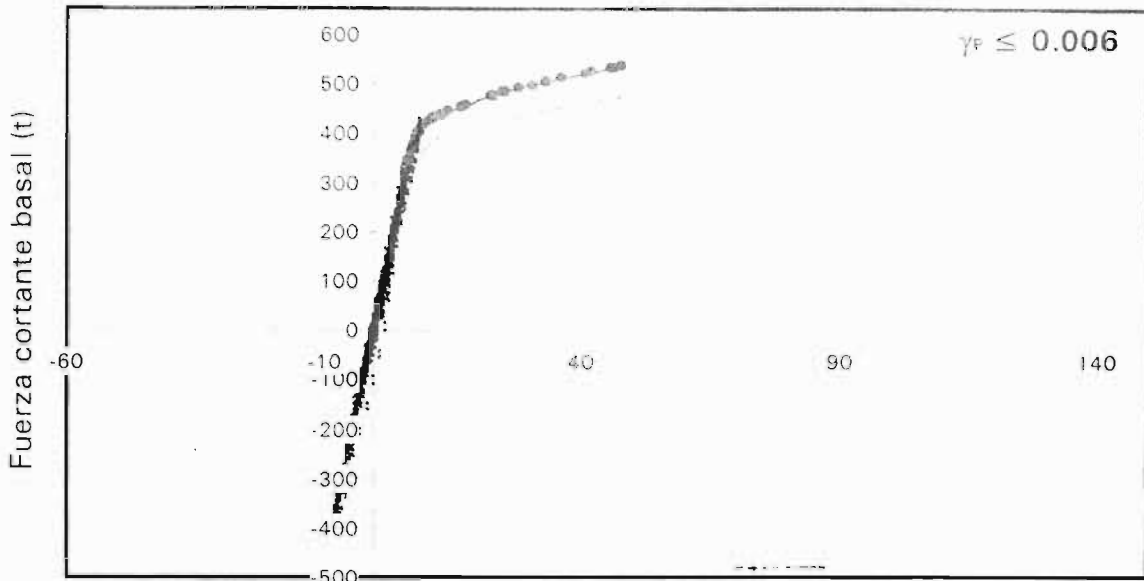
Desplazamiento horizontal de azotea (cm)



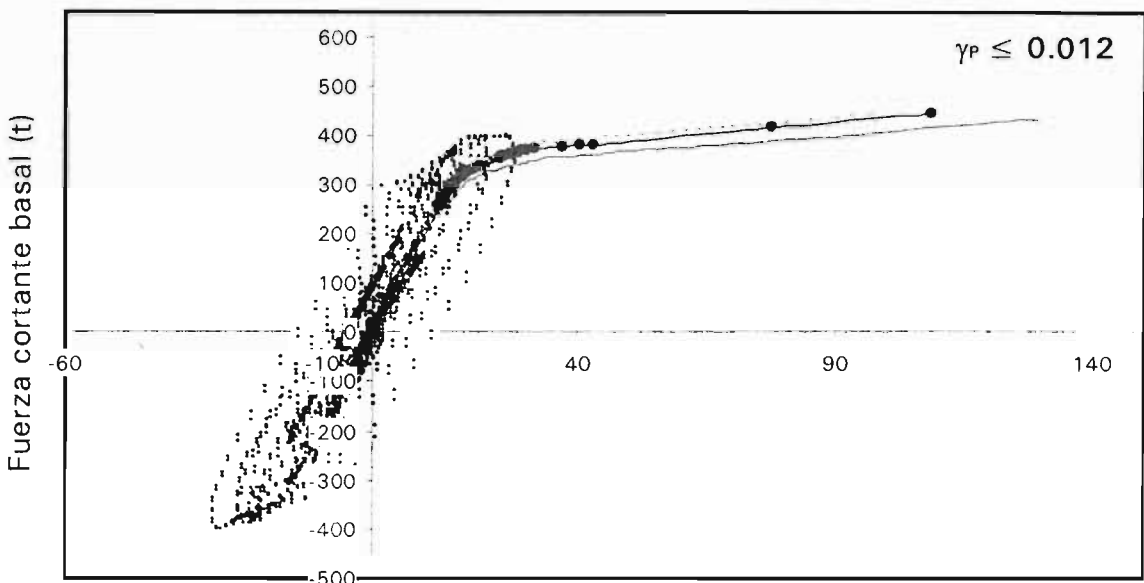
Desplazamiento horizontal de azotea (cm)

- Análisis estático no lineal con fuerzas modales espectrales, sobre-resistencias
- Análisis estático no lineal con fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), sobre-resistencias
- Análisis paso a paso, sobre-resistencias

Fig 5.72 Comparación de combinaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático lateral no lineal contra análisis no lineal paso a paso, sobre-resistencias, casos C.1 y C.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



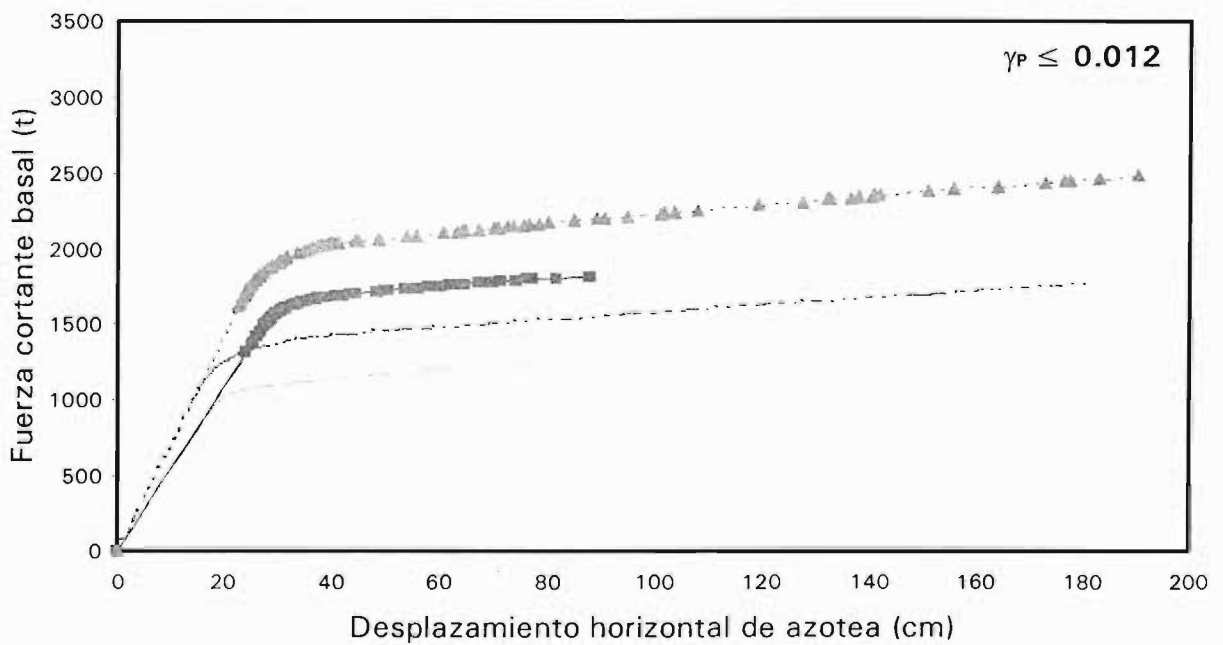
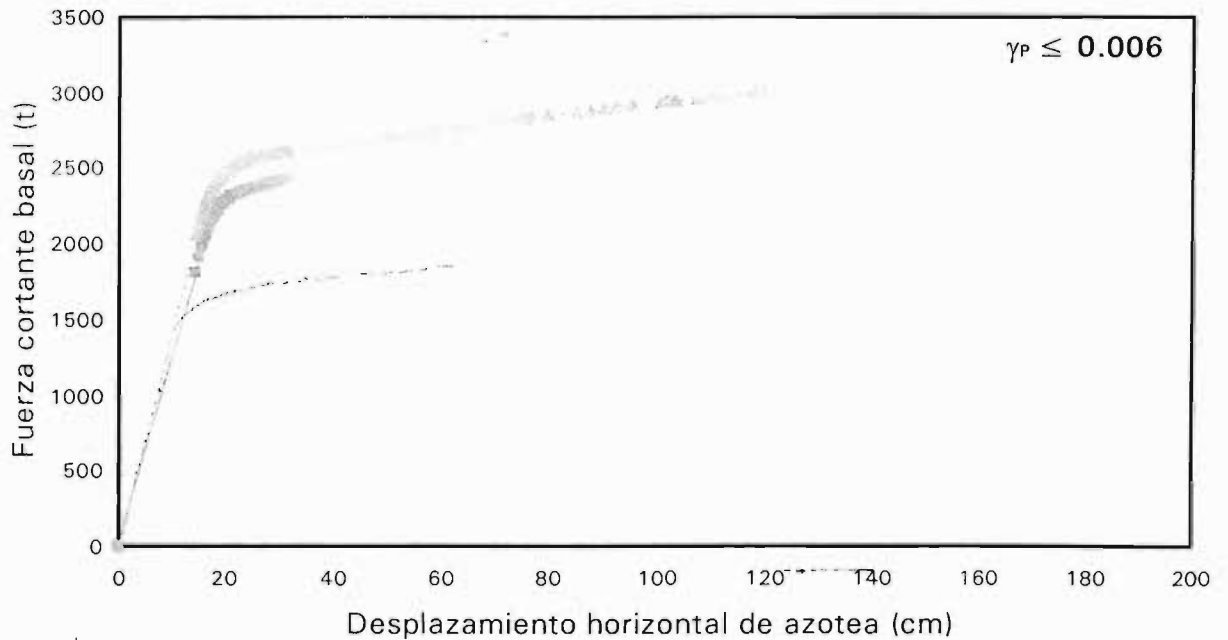
Desplazamiento horizontal de azotea (cm)



Desplazamiento horizontal de azotea (cm)

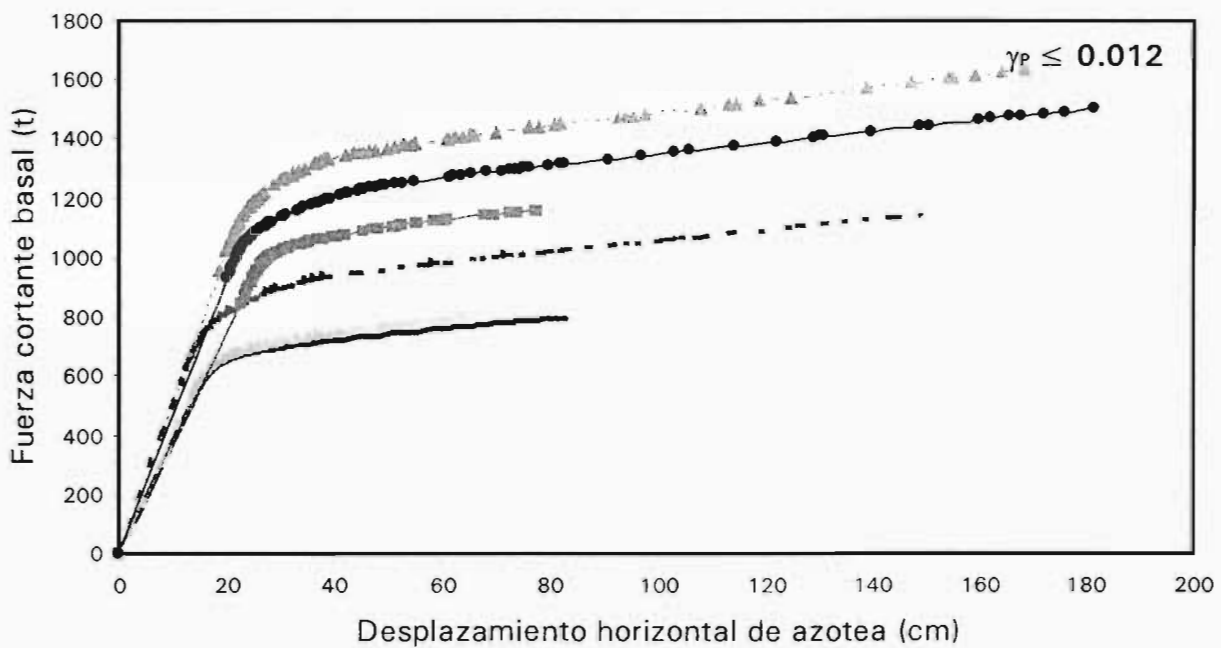
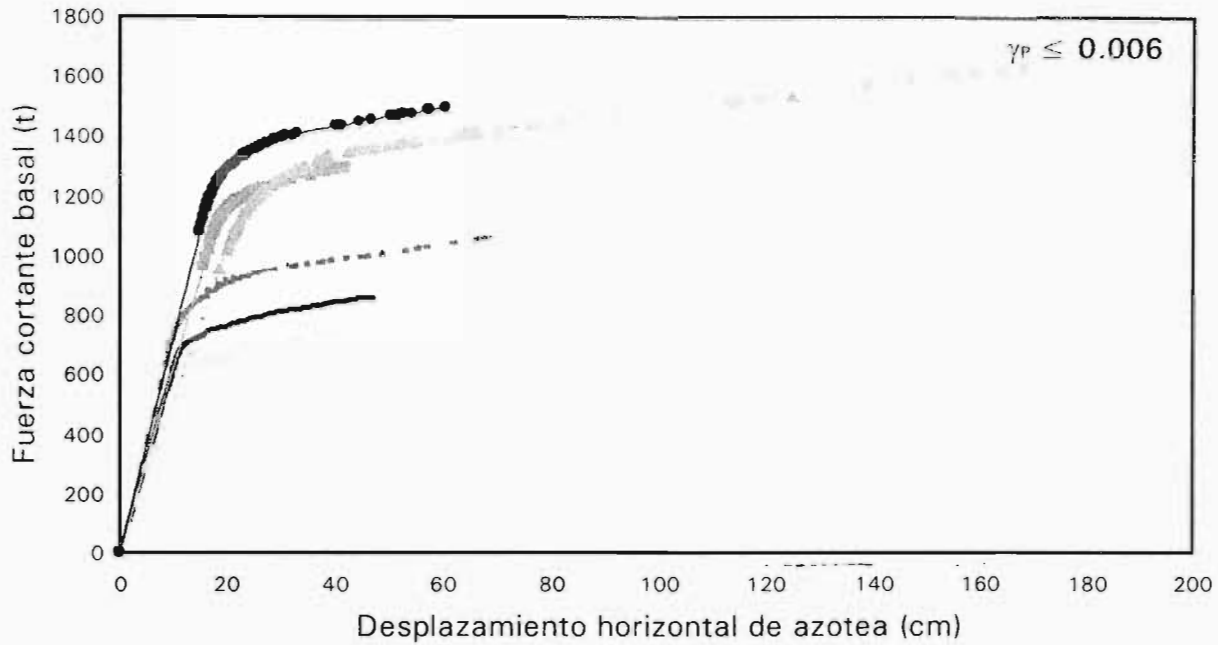
- Análisis estático no lineal con fuerzas modales espectrales, sobre-resistencias
- Análisis estático no lineal con fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), sobre-resistencias
- Análisis estático no lineal con fuerzas del análisis paso a paso (fase inelástica), sobre-resistencias
- Análisis paso a paso, sobre-resistencias

Fig 5.73 Comparación de combinaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático lateral no lineal contra análisis no lineal paso a paso, sobre-resistencias, casos D.1 y D.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



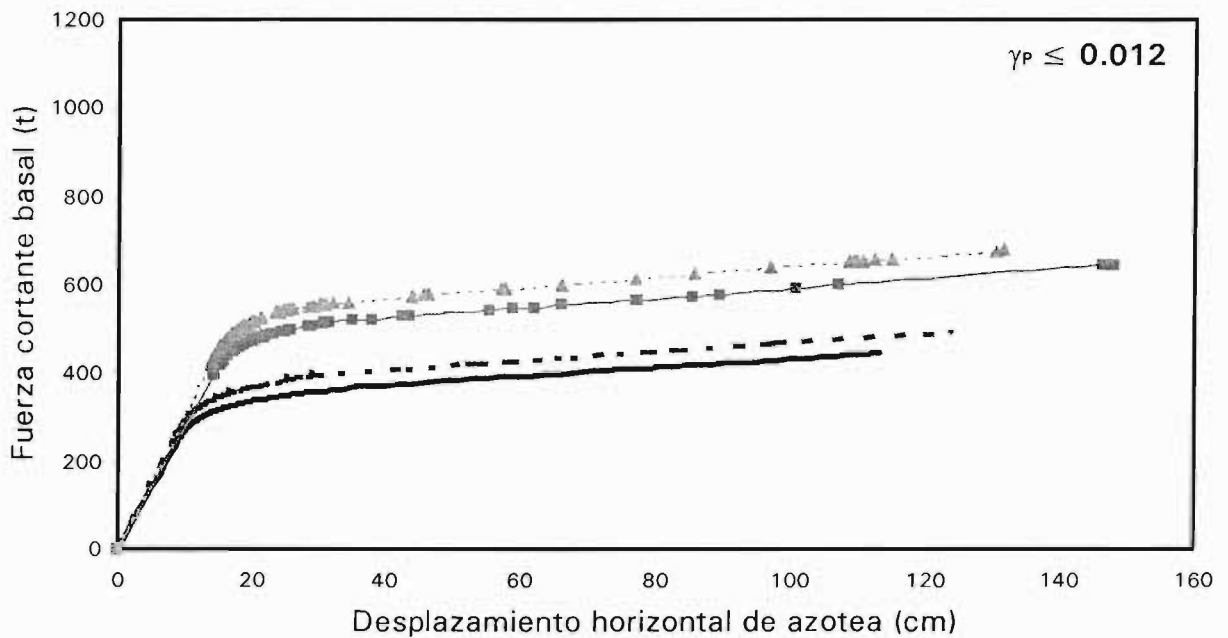
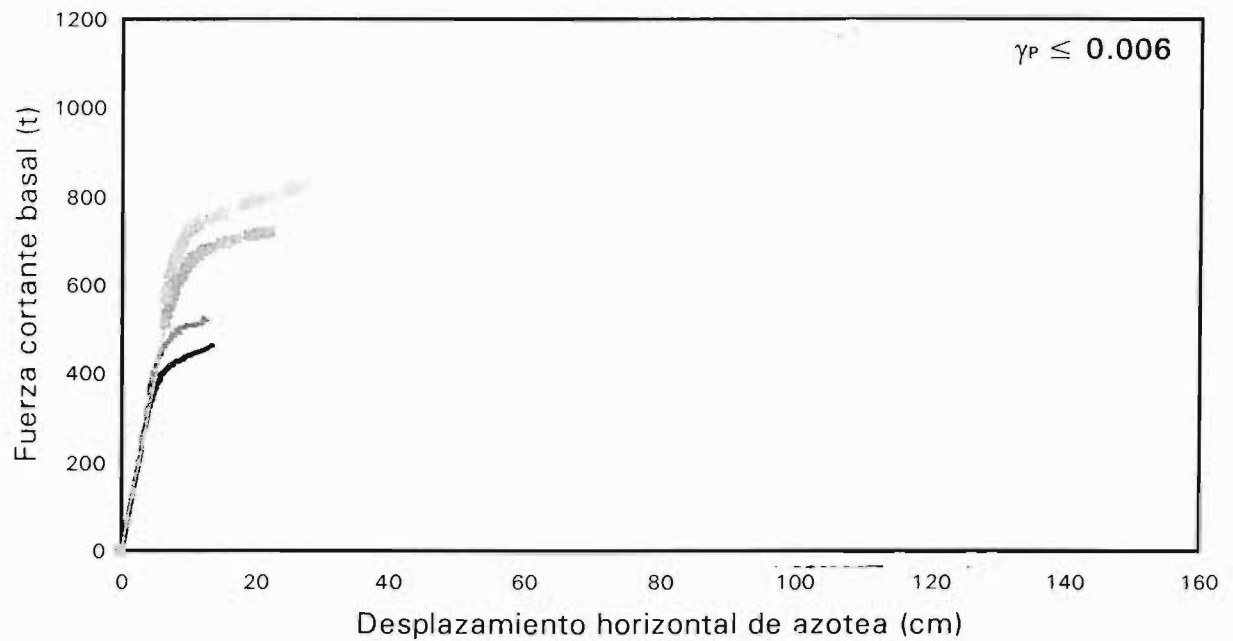
- Fuerzas del análisis modal espectral, resistencias nominales
- - - Fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), resistencias nominales
- Fuerzas del análisis modal espectral, sobre-resistencias
- - -▲- - - Fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), sobre-resistencias

Fig 5.74 Comparación de combinaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático lateral no lineal considerando distintas distribuciones en la altura, sin y con efectos de sobre-resistencias, casos A.1 y A.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



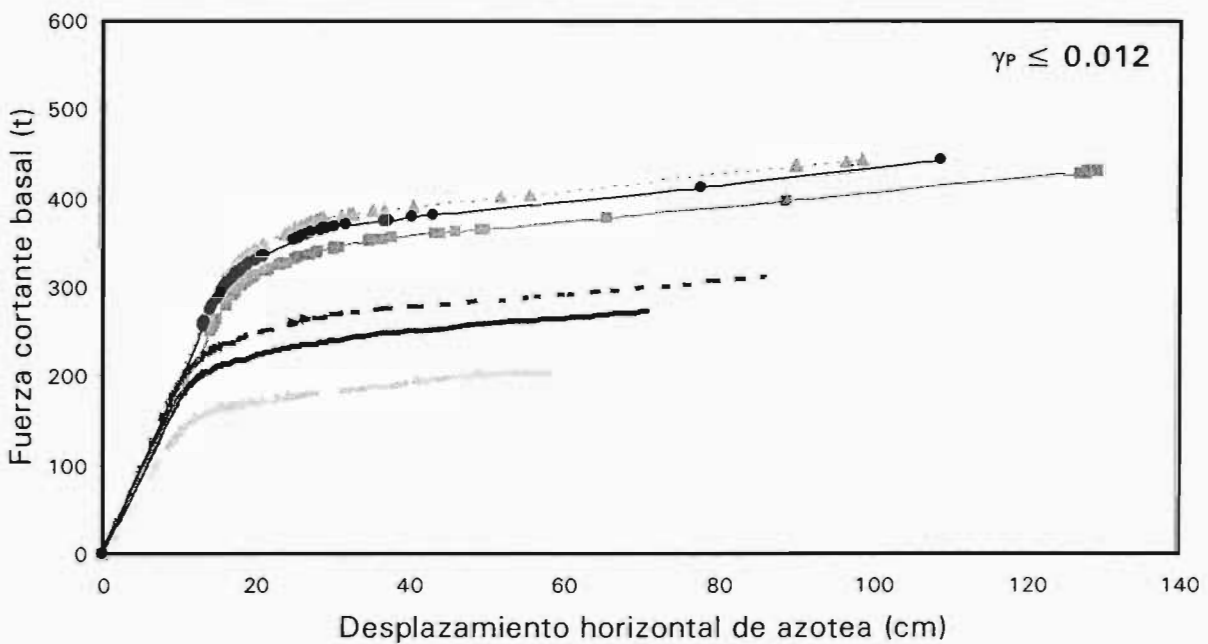
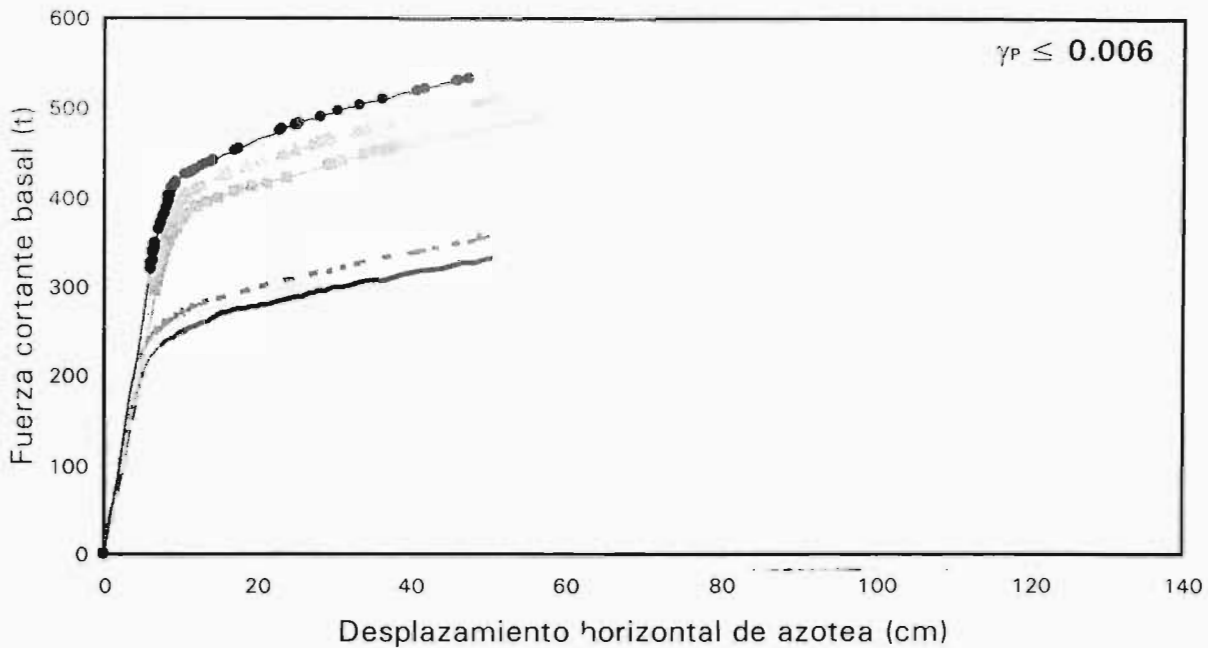
- Fuerzas del análisis modal espectral, resistencias nominales
- - - Fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), resistencias nominales
- — — Fuerzas del análisis paso a paso (fase inelástica), resistencias nominales
- Fuerzas del análisis modal espectral, sobre-resistencias
- ...▲... Fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), sobre-resistencias
- Fuerzas del análisis paso a paso (fase inelástica), sobre-resistencias

Fig 5.75 Comparación de combinaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático lateral no lineal considerando distintas distribuciones en la altura, sin y con efectos de sobre-resistencias, casos B.1 y B.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)



- Fuerzas del análisis modal espectral, resistencias nominales
- - - Fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), resistencias nominales
- Fuerzas del análisis modal espectral, sobre-resistencias
- ▲--- Fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), sobre-resistencias

Fig 5.76 Comparación de combinaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático lateral no lineal considerando distintas distribuciones en la altura, sin y con efectos de sobre-resistencias, casos C.1 y C.2 ($\gamma_P \leq 0.006$ y $\gamma_P \leq 0.012$)



- Fuerzas del análisis modal espectral, resistencias nominales
- - - Fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), resistencias nominales
- - - Fuerzas del análisis paso a paso (fase inelástica), resistencias nominales
- Fuerzas del análisis modal espectral, sobre-resistencias
- - ▲ - - Fuerzas del análisis paso a paso (fase elástica), sobre-resistencias
- Fuerzas del análisis paso a paso (fase inelástica), sobre-resistencias

Fig 5.77 Comparación de combinaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal de azotea del análisis estático lateral no lineal considerando distintas distribuciones en la altura, sin y con efectos de sobre-resistencias, casos D.1 y D.2 ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$)

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

Las estructuras de este trabajo son dos edificios del grupo A y dos edificios del grupo B, en ambos casos de 20 y 10 niveles. Cada estructura consta de la misma forma geométrica en planta y elevación, con la misma distribución de vigas y columnas de concreto reforzado. Los edificios se dimensionaron de forma tridimensional, satisfaciendo las dos condiciones de servicio permisibles de desplazamiento lateral relativo de entrepiso entre altura de entrepiso especificadas en las NTC-Sismo del RDF-93 ($\gamma_p \leq 0.006$ para elementos no estructurales ligados a la estructura principal, y $\gamma_p \leq 0.012$ para elementos no estructurales desligados); el estado límite de falla (resistencias) se revisó para un mismo factor de comportamiento sísmico, $Q=4$; esto es, el estudio considera un total de ocho casos. Las estructuras están localizadas en la zona compresible de la ciudad de México; los análisis sísmicos se llevaron a cabo con el espectro de diseño de la zona III.

Posteriormente, cada una de las ocho estructuras se sometieron al acelerograma SCT-85-EW, haciendo para ello análisis sísmicos dinámicos paso a paso, asumiendo tres tipos de resistencias: el caso elástico, con resistencias muy grandes en los elementos estructurales; el caso inelástico con resistencias nominales en los elementos estructurales; y, por último, el caso inelástico con efectos de las sobre-resistencias. Para los análisis paso a paso se consideró el eje C.

Para verificar los mecanismos de colapso de los ocho diseños se realizaron análisis estáticos no lineales ante cargas laterales monotónicamente crecientes; se hacen comparaciones de respuestas de acuerdo a diferentes tipos de distribuciones de fuerzas laterales aplicadas y al tipo de resistencias consideradas en las columnas y vigas.

Las dimensiones de las secciones transversales de las columnas y vigas para los casos más rígidos ($\gamma_p \leq 0.006$) fueron mayores que las de los casos más flexibles, independientemente del número de niveles y del grupo al que pertenecen las estructuras; esto es, al desligar los elementos no-estructurales de la estructura principal se permite construir con un volumen de concreto menor, lo que representa un ahorro inicial; esta solución exige una supervisión detallada en la obra para lograr un

buen "desligue" de dichos elementos no-estructurales, así como también de un diseño más detallado y una supervisión más estricta de la construcción de las uniones viga y columna. Aunado a lo anterior, se tiene una disminución de los pesos por nivel.

Al comparar las dimensiones de los elementos estructurales de los edificios del grupo A contra los del grupo B, se tienen menores dimensiones para los segundos, como era de esperarse; las estructuras de mayor importancia (grupo A) se diseñan con fuerzas sísmicas cincuenta por ciento mayores que las del grupo B, debido a la seguridad adicional que el reglamento especifica para las estructuras del tipo importante (albergan gran número de personas, contienen sustancias tóxicas o explosivas, son esenciales en caso de emergencia urbana o representan grandes pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas si fallaran).

Los casos más flexibles, de 20 niveles y del grupo B, obviamente presentan desplazamientos horizontales totales y relativos de entrepiso mayores con respecto de los casos más rígidos, de menor número de niveles y del grupo A. Al satisfacer los límites permisibles de desplazamiento laterales se está garantizando el confort de los posibles usuarios, así como el funcionamiento adecuado de las diferentes instalaciones, sobre todo en estructuras del grupo A (escuelas, hospitales, museos, etc.), ante la acción de los sismos de servicio, durante la vida útil de las mismas.

Después de satisfacer las condiciones de servicio de desplazamientos horizontales, se llevó a cabo la revisión del estado límite de falla (resistencias); en algunos casos, como el A.1, A.2 y D.2, hubo la necesidad de aumentar las dimensiones de vigas y columnas para cumplir con dicho estado límite, tal que los desplazamientos totales y relativos de entrepiso disminuyeron con respecto de los determinados para satisfacer el estado límite de servicio.

Los periodos de vibración de las estructuras resultantes permanecen por debajo del periodo dominante del suelo ($T_s=2$ s) de la zona sísmica de diseño; los casos más flexibles de $\gamma_p \leq 0.012$ se acercan más a este valor, con respecto de los casos con $\gamma_p \leq 0.006$. La estructura más flexible resultó ser la B.2, como era de esperarse, ya que corresponde a un edificio de 20 niveles, del grupo B, diseñado para la condición de desplazamiento horizontal relativo de entrepiso entre altura de entrepiso de $\gamma_p \leq 0.012$ (ver fig 5.1).

Las fuerzas cortantes de entrepiso aumentan conforme se incrementa la rigidez lateral del edificio, y, evidentemente, son mayores para las estructuras más altas; así, el caso A.1 presenta los valores mayores de fuerza cortante basal.

Los análisis estructurales de los edificios dimensionados para $\gamma_p \leq 0.006$ producen elementos mecánicos últimos en columnas y vigas mayores que los de los casos $\gamma_p \leq 0.012$; Así, los casos rígidos presentan cuantías de refuerzo en columnas más grandes que las del diseño para $\gamma_p \leq 0.012$, a excepción de los extremos inferiores de las columnas del primer entrepiso (PB-N1), en que los casos más flexibles requieren mayor área de acero. En el caso de las vigas, prácticamente en toda la altura, se requieren mayores cuantías de acero por flexión en los casos con $\gamma_p \leq 0.012$, a pesar de que las dimensiones y los elementos mecánicos correspondientes presentan valores menores que en los casos más rígidos.

Después de revisar las respuestas dinámicas elásticas e inelásticas determinadas con el acelerograma SCT-85-EW, se observa la gran importancia que tiene la consideración del factor de seguridad adicional de 1.5 para estructuras del grupo A, en cuanto a disminuir daños ante los efectos del sismo. También, es evidente la disminución de la amplitud de las respuestas inelásticas cuando se consideran los efectos de sobre-resistencias; con dichos efectos las deformaciones no lineales tienden a reducirse de forma importante.

Las envolventes de desplazamientos horizontales totales por nivel muestran que los casos más rígidos (mayor restricción lateral y mayores jerzias de diseño) presentan resultados mucho menores, como se esperaba. En general, las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso quedan por debajo de los límites de diseño, y aunque los casos B.1, D.1 y D.2 sobrepasan dicho límite para el caso inelástico con resistencias nominales, la situación se revierte cuando se toman en cuenta los efectos de las sobre-resistencias. Las fuerzas cortantes de entrepiso inelásticas disminuyen con respecto de los valores obtenidos en el diseño. El patrón de comportamiento de las respuestas inelásticas responde de manera análoga al de los análisis elásticos, pero en general con resultados menores, debido a que gran parte de la energía sísmica se disipa por ductilidad (fluencia) de las vigas. Los desplazamientos de los casos inelásticos con efectos de sobre-resistencias tienden a ser menores que los de las resistencias nominales; las fuerzas cortantes de entrepiso de los casos elástico e inelástico con sobre-resistencias son mayores con respecto del caso inelástico nominal, tal y como era de esperarse.

Las relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea son un índice adecuado para observar cómo se comporta sísmicamente el sistema en conjunto. Los dos casos de diseño de deformación angular permisible ($\gamma_p \leq 0.006$ y $\gamma_p \leq 0.012$) presentan comportamiento histerético, siendo más importante para $\gamma_p \leq 0.012$. Con este tipo de respuesta se observan claramente las diferencias de los diseños entre estructuras del grupo A y del grupo B, con mayor comportamiento histerético, y por tanto mayor daño, en las estructuras supuestas de menor importancia. Los sistemas diseñados bajo la condición de que los elementos no-estructurales están ligados a la estructura principal observan una respuesta menor de desplazamientos laterales a lo largo del tiempo con respecto del caso más flexible, como era de esperarse, debido tanto a la rigidez lateral propia de estos edificios como a la menor disipación de energía por ductilidad. Las estructuras del grupo B (diseñadas sin el factor de 1.5) muestran mayores desplazamientos de azotea que las diseñadas como estructuras del grupo A.

En lo que se refiere a las historias en el tiempo de elementos mecánicos en miembros estructurales tipo se puede constatar que las respuestas elásticas presentan los valores más grandes, seguidas por las respuestas inelásticas con sobre-resistencias y finalmente las respuestas inelásticas con resistencias nominales. Los mayores daños corresponden a los análisis inelásticos con resistencias nominales, debido a que presentan mayor número de ciclos de fluencia en muchas de las vigas y en columnas del primer entrepiso. Con el tipo y cantidad de refuerzo transversal proporcionado según los requerimientos de las Normas para fines del confinamiento del núcleo de concreto, se está garantizando evitar fallas frágiles en vigas y columnas de todos los edificios del estudio, debido a que no se alcanza la resistencia al cortante en los 50 s de excitación; esto es, se tiene la seguridad de que siempre antecederá a la falla frágil la formación de articulaciones plásticas.

Cada edificio de este estudio desarrolla un comportamiento inelástico adecuado, tendiéndose a disipar la energía del sismo en los extremos de las vigas; es importante el cuidadoso diseño y detalle del refuerzo de las secciones en las uniones de las vigas con las columnas. Entre más ductilidad se desarrolle, mayor será el daño, y por lo tanto mayor el costo en la reparación. Se corrobora que los casos más flexibles ($\gamma_p \leq 0.012$ y grupo B) presentan los mayores daños al terminar la sollicitación sísmica.

Los edificios del grupo A diseñados con $\gamma_p \leq 0.006$ y correspondientes a los casos A.1 y C.1, no presentan articulaciones plásticas en vigas y columnas, después de realizar los análisis paso a paso con el acelerograma SCT-85-EW, considerando los efectos de las sobre-resistencias. El incremento adicional del 50 por ciento del coeficiente sísmico, por tratarse de edificios del grupo A, proporciona un margen de seguridad adecuado que evita que las vigas y columnas puedan presentar daños considerables por comportamiento dúctil, así como también para evitar fallas de tipo frágil por cortante, independiente que las fuerzas sísmicas de diseño se hayan reducido por el $Q=4$. También,

resaltan los casos A.2, y C.2 (ambos del grupo A) en los que no se presentan articulaciones plásticas en los extremos inferiores de las columnas del primer entrepiso cuando se consideran los efectos de sobre-resistencias. En el análisis con resistencias nominales, solo el caso A.1 queda libre de articulaciones plásticas en columnas, debido a que es un caso diseñado con el factor de seguridad adicional de 1.5 y, además, para la deformación lateral permisible de $\gamma_p \leq 0.006$. Por el otro lado, el caso más desfavorable resultó ser el D.2 ($\gamma_p \leq 0.012$, grupo B, 10 niveles), en donde se articulan prácticamente todas las vigas y los extremos de varias columnas del eje C, después del análisis paso a paso con resistencias nominales; las demandas máximas de ductilidad local, sin embargo, quedan dentro de los límites aceptables a pesar del daño sufrido.

En resumen, las mayores demandas de ductilidad local en columnas y vigas se presentan, como era de esperarse, en los casos diseñados bajo la condición de elementos no-estructurales desligados a la estructura principal ($\gamma_p \leq 0.012$), así como también en los casos de edificios del grupo B. Al aumentar estas demandas se requiere de un mayor cuidado en el diseño de las uniones de vigas con columnas ya que, aunado a ello, es posible que se presenten también mayores daños y costos superiores de reparación.

Con base en los resultados del análisis estático no lineal ante cargas laterales montónicamente crecientes, se comprueba la dependencia de la forma de la distribución de fuerzas laterales con respecto de la altura; entre mejor pueda elegirse esta distribución, más congruentes (es decir, más cercanas a la realidad) serán las respuestas obtenidas. Este tipo de análisis tiene la desventaja de llevarse a cabo en una sola dirección, pero en realidad en una edificación sujeta a un movimiento sísmico esto no ocurre así, ya que se tienen aceleraciones del terreno en ambas direcciones; a diferencia de los resultados obtenidos con este análisis lateral unidireccional, las rotaciones plásticas se pueden presentar con giros positivos y negativos en ambos extremos de las vigas y columnas, según cambie la dirección del sismo.

En general, de acuerdo a los resultados obtenidos con los análisis estáticos no lineales ante carga lateral monotónicamente creciente realizados en este trabajo, no se presenta una correlación clara entre el desplazamiento lateral de control obtenido de acuerdo a las demandas máximas probables de ductilidad local en vigas y columnas, con la distribución de fuerzas aplicadas en el análisis y la distribución de articulaciones plásticas en el eje C; sin embargo, sí es clara la diferencia entre los mecanismos de colapso cuando se comparan los casos con resistencias nominales contra los casos con efectos de sobre-resistencias, así como los casos de los grupos A y B, y 0.006 y 0.012. Las conclusiones obtenidas, después de hacer los análisis estáticos no lineales, son similares a los determinados en los análisis paso a paso: las estructuras del grupo A y las que se diseñan con deformaciones angulares permisibles menores a 0.006 veces la altura de entrepiso presentan un mejor comportamiento sismorresistente; los resultados obtenidos cuando se consideran los efectos de sobre-resistencias son más favorables.

Las comparaciones de los resultados del análisis estático no lineal con los del análisis dinámico paso a paso nos indican que las estructuras sometidas a los efectos del acelerograma SCT-85-EW están alejados de la condición de un posible colapso, lo que habla bien de los criterios de diseño utilizados; las distribuciones globales de articulaciones plásticas de los elementos estructurales y las demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas comprueban que el comportamiento de columna fuerte – viga débil se logra con satisfacción.

6.2 Recomendaciones

Los casos con mayor respuesta sísmica fueron aquellos diseñados bajo la condición en que los elementos no-estructurales están desligados de la estructura principal ($\gamma_p \leq 0.012$), y los que pertenecen al grupo B e incluyen los efectos de las resistencias nominales; presentan mayor cantidad de articulaciones plásticas en vigas y en columnas, probablemente con mayor número de daños y costos de reparación. La clasificación de las estructuras, según su importancia que especifica el reglamento (grupos A y B), está, por lo general, fuera del alcance del diseñador; sin embargo, la condición de diseño en que se define el límite permisible de deformaciones laterales sí es un factor que puede ser controlado, así como el nivel de comportamiento dúctil que se desea desarrollar en la estructura. Así, al diseñar, cuando se utilice el factor de comportamiento sísmico $Q=4$, se debería dimensionar bajo la condición de que los elementos estructurales estén ligados, tal que la relación desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso no sobrepase el límite de 0.006; no se deben descuidar las recomendaciones de armado y de detalle para marcos dúctiles que se presentan en las NTC-Concreto, incluyendo el cuidado de los diseños de las uniones viga – columna. El diseño de un edificio proporcionado bajo el límite permisible de deformaciones laterales $\gamma_p \leq 0.012$, y ante el factor de comportamiento sísmico $Q=4$, es el caso más crítico de diseño que presenta el Reglamento, en cuanto a que resulta ser el caso con mayores deformaciones inelásticas y con mayores reparaciones que hacer después del sismo de diseño.

En cuestión de costos, convendría evitar el diseño de edificios ante las condiciones extremas de los estados límite de servicio y de falla ($\gamma_p \leq 0.012$ y $Q=4$), ya que aunque el costo inicial de construcción tiende a ser menor, los costos requeridos para la reparación, después de los probables daños ocasionados por los sismos importantes, serán considerables. Obviamente, la situación anterior ($\gamma_p \leq 0.012$ y $Q=4$), en cuanto a amplitudes de la respuesta sísmica en el rango no-lineal, resulta más crítica para edificios del grupo B, en que no se incluye en el diseño el factor de seguridad adicional de 1.5; esto es, en estructuras del grupo B convendría tener más cuidado en revisar el nivel de deformación permisible y el grado de ductilidad a desarrollar.

7. REFERENCIAS

1. Diario Oficial de la Federación, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", México, DF (1993)
2. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Distrito Federal, Secretaría de Obras y Servicios, México, DF (1995)
3. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Distrito Federal, Secretaría de Obras y Servicios, México, DF (1995)
4. Asimov, Isaac, "Cómo descubrimos los terremotos", Ed. Molino, Barcelona, España (1987)
5. "Manual para habilitar acero de refuerzo para el concreto. Espaciamiento, doblez, separadores, soportes (silletas y calzas)", Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., México, DF (1994)
6. Ávila, Jorge A, "Manual de descripción y uso del programa ETABS" (1989)
7. Wilson E. and Habibullah Ashraf, "ETABS, Extended three dimensional analysis of building systems", Computers and Structures. Inc, Berkeley, California, E.U.A. (1998)
8. Ashraf, Habibullah, "CONKER: Design of Concrete Frames", Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA (1991)
9. Ávila, Jorge A, "Revisión de la respuesta sísmica inelástica de edificios diseñados con diferentes niveles de deformación lateral permisible del RDF-93", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, DF (1997)
10. De Buen, Oscar, Francisco de Pablo, Luis Esteva y Carlos Olagaray, "Apuntes de Diseño Estructural", Facultad de Ingeniería, UNAM, México, DF (1995)
11. González Cuevas, Oscar y Francisco Robles Fernández-Villegas, "Aspectos fundamentales del concreto reforzado", Ed. Limusa, México, DF (1995)
12. Prakash, V, Powell, GH, and Campbell, S, "DRAIN-2DX: Base program description and user guide. Version 1.10", Departament of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California, USA (1993)
13. Meli, Roberto, "Diseño Estructural", Ed. Limusa, México, DF (1995)
14. Bazán, E. Y Meli, Roberto, "Diseño sísmico de edificios", Ed. Limusa, México (1995)
15. Park R. y Paulay T., "Estructuras de concreto reforzado", Ed. Limusa, México, DF

APÉNDICE A

A.1) Programa para computadora ETABS

ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems), es un programa para computadora personal, útil en el análisis sísmico tridimensional elástico de estructuras tipo edificios. En este estudio se utilizó la versión de 1993; a continuación se hace una breve descripción del mismo:

I. Ventajas en el uso del paquete

1. El análisis se realiza en forma fácil y rápida con edificios de geometría simple.
2. La información básica para introducir al programa es fácil de generar.
3. Los sistemas de piso son rígidos en su plano.
4. La aplicación de cargas verticales y laterales se realiza en forma sencilla.
5. Existe la posibilidad de manejar las dimensiones finitas de los nudos.
6. Se puede concentrar la masa de la estructura por piso.
7. Es posible combinar las cargas verticales y laterales de acuerdo con los códigos.
8. Se obtienen resultados de los elementos mecánicos a paño de elementos estructurales, indispensables para el diseño.
9. Se pueden imprimir resultados de varias formas: de ejes de marcos, de entrepisos y de elementos estructurales.
10. El uso de este paquete permite acceder a post-procesadores de diseño y de graficación.

II. Generalidades

El programa realiza el análisis sísmico estático y dinámico ante cargas verticales, sismo o viento, de estructuras tipo edificios diseñados a partir de marcos tridimensionales. Estos últimos, son arreglos de líneas de columnas (reales o ficticias) que están enlazadas entre sí por crujeas (reales o ficticias), diagonales o paneles. Los pisos se forman por losas que se consideran infinitamente rígidas ante acciones en su plano.

Los elementos estructurales son del tipo: viga, columna, diagonal o panel, y pueden sufrir deformaciones por flexión, fuerza cortante o fuerza axial. Los elementos diagonales pueden ser del tipo x, k, excéntricos, etc. Los elementos panel (muro) ayudan a modelar configuraciones bi y tridimensionales de cualquier forma.

Los nudos que interconectan vigas y columnas poseen dimensiones finitas.

Las columnas son elementos verticales, prismáticas, con extremos continuos y/o articulados que pueden presentar zonas rígidas de acuerdo con el tipo de estructuración.

Las vigas son elementos horizontales, prismáticas, con extremos continuos y/o articulados que pueden presentar zonas rígidas de acuerdo al tipo de estructuración.

Las diagonales son elementos inclinados, prismáticas, que están localizadas entre dos líneas cualesquiera de columnas y que tienen extremos continuos y/o articulados sin zonas rígidas.

Los elementos ficticios son miembros cuyas propiedades son nulas, pero que son necesarios para poder definir configuraciones estructurales de forma irregular.

Para utilizar el programa es necesario definir sistemas de ejes de referencia de tipo global y local. El primero (único y seleccionado arbitrariamente), sirve de ubicación para los centros de masa, cargas laterales y posición de los marcos; los sistemas de ejes locales están referidos al sistema único de ejes globales.

Las líneas de columnas son líneas verticales paralelas al eje Z (global); la planta está definida por el plano X – Y (global). Las crujeas o vigas son localizadas en planta y conectan siempre a dos líneas de columnas.

Los grados de libertad de cada nivel, como consecuencia de que los pisos son rígidos en su plano, son de traslación en X y Y, así como de rotación alrededor del eje vertical Z.

Los ejes locales se definen independientemente para cada sistema estructural.

Es posible operar distintas condiciones de carga, tales como cargas verticales, cargas laterales estáticas, y cargas dinámicas. Los modelos de cargas verticales pueden ser de tres tipos: I, II, y III; las cargas laterales estáticas son dos: A y B; las cargas dinámicas (análisis modal espectral o integración paso a paso) pueden ser de tres tipos: D1, D2 y D3.

Los casos de cargas independientes se pueden combinar entre sí y aplicárseles factores de carga para obtener resultados según lo especifican los Reglamentos; entre los principales resultados están los periodos y configuraciones modales, factores de participación, desplazamientos y elementos mecánicos últimos de diseño.

III. Aspectos especiales para modelar

1. Columnas desconectadas. Las columnas desconectadas pueden servir para modelar un piso tipo mezzanine, con lo cual se está considerando la condición de no esclavitud con respecto de la losa a las columnas que quedan libres. En una estructura con todas las columnas desconectadas no se tiene la condición de piso rígido.
2. Sistemas estructurales con muros de cortante. Se pueden modelar estructuras a partir de paneles, localizados siempre entre dos líneas de columnas, dando cualquier forma, desde un muro rectangular hasta muros tridimensionales de cubos de elevadores y escaleras.
3. Flexibilidad de cimentación. Para resolver el problema de interacción suelo-estructura se puede modificar la estructuración en la base con resortes verticales y rotacionales, tales que sus propiedades geométricas puedan definirse según las propiedades del suelo de desplante, entre otros datos. También, es posible modelar la flexibilidad de la cimentación, colocando un piso "ficticio" con vigas y columnas de propiedades equivalentes que simulen las condiciones de rigidez existentes entre la estructura y el suelo durante la acción sísmica.

A.2) Programa para computadora CONKER

CONKER es un post-procesador de diseño útil para el cálculo de las áreas de acero de refuerzo en elementos de concreto reforzado, con base en los resultados de los elementos mecánicos últimos del análisis estructural tridimensional del edificio, realizado previamente con el programa ETABS. También sirve para revisar áreas de acero propuestas, ante la acción de elementos mecánicos últimos.

El procesador CONKER se basa en las ecuaciones de diseño de varios reglamentos para el proporcionamiento de elementos de concreto reforzado. Pueden ser activadas, de ser necesario, las normas especiales para sismo del propio ACI y el UBC, así como el código Canadiense del concreto.

Las dimensiones de los marcos y las secciones transversales de vigas, columnas y demás elementos estructurales pueden ser obtenidas directamente del archivo de datos del ETABS.

Los resultados de los diseños de las columnas cargadas biaxialmente son obtenidos a partir de diagramas de interacción tridimensionales (fig 2.8). Dichos diagramas de interacción son calculados por el programa a partir de la sección geométrica de la columna, ya sea, rectangular, cuadrada o circular, hasta dar la resistencia requerida según los elementos mecánicos últimos actuantes. Las vigas son diseñadas por flexión y cortante en cinco diferentes tramos a lo largo de éstas; se dan resultados, también, de las resistencias al cortante en las uniones viga-columna.

El diseño con requisitos especiales de marcos dúctiles, está basado en el método por capacidad, de acuerdo a las resistencias de cada uno de los miembros. También, sirve para verificar que se cumpla la condición de diseño viga débil-columna fuerte en las zonas de los nudos.

APÉNDICE B

Programa para computadora DRAIN-2DX

El programa DRAIN-2DX es capaz de analizar elásticamente e inelásticamente cualquier estructura en dos dimensiones; es necesario crear un archivo de datos que contiene las características geométricas y mecánicas de sus elementos estructurales, las masas por piso, las fuerzas actuantes necesarias para realizar el tipo de análisis deseado (gravitacionales, laterales estáticos y dinámicos), así como las resistencias disponibles. Los análisis se pueden llevar a cabo ante cargas estáticas y/o dinámicas modales espectrales y paso a paso, teniendo la opción de definir diferentes leyes de histéresis, según el comportamiento no lineal que se quiera modelar.

I. Modelo estructural

La estructura se modela en dos dimensiones (plano X-Y) con elementos no lineales conectados a través de nudos. Los nudos son identificados con un número. Cada nudo tiene hasta tres grados de libertad (dos de traslación, y un tercero de rotación alrededor del eje Z). Un nudo puede estar restringido o esclavizado a otro nudo.

Los elementos que conforman la estructura pueden estar divididos en grupos. Cada uno de éstos debe tener elementos del mismo tipo (vigas, columnas, etc.); dichos elementos deben estar numerados secuencialmente dentro de su grupo, y definido el número del grupo al que pertenecen.

La masa de la estructura se concentra en los nudos, y su matriz de masas es diagonal. Cuando un nudo se esclaviza a otro, su masa será transformada a una masa equivalente, de ahí que el nudo maestro posea una matriz de masas no diagonal. De ser así, los términos fuera de la diagonal son ignorados.

Para fines de los análisis dinámicos paso a paso se debe especificar la matriz de amortiguamiento $[C]$ proporcional a las matrices de rigideces iniciales de los elementos y de las masas nodales: $[C] = \alpha [M] + \beta_0 [K]$; las constantes α y β_0 son constantes que dependen de los dos periodos de vibración de traslación en la dirección del análisis y el porcentaje del amortiguamiento viscoso crítico que se considera según el tipo de material utilizado

II. Tipos de análisis y de cargas

El DRAIN-2DX puede realizar los análisis indicados a continuación:

- a) *Análisis por cargas verticales.* Se trata de un análisis estático, ante la combinación de cargas nodales y cargas en elementos. En este caso la estructura permanece en el rango elástico.
- b) *Análisis estático no lineal ante cargas nodales monotónicamente crecientes.* Es un análisis estático no lineal, con cargas concentradas y amplitud desde cero hasta formar el mecanismo de falla de la estructura analizada, asumiendo siempre la misma forma de la distribución de fuerzas laterales.
- c) *Análisis de vibración libre con el cálculo de formas modales y periodos de vibración.* Se calculan las formas modales y los periodos de vibración en el estado inicial o en alguno posterior, después de haberse presentado incursión en el rango inelástico.

- d) *Análisis dinámico modal espectral.* Éste se realiza ante la acción de un espectro de respuesta especificado, con las formas modales y periodos calculados en el estado inicial de la estructura.
- e) *Análisis a partir de la aceleración del suelo.* Análisis dinámico no lineal (análisis paso a paso con acelerograma) para movimientos en el suelo definidos en las direcciones X, Y o Z.
- f) *Análisis a partir de los desplazamientos del suelo.* Análisis dinámico no lineal ante movimientos del suelo definidos con las historias de los desplazamientos en X, Y y Z.
- g) *Análisis a partir de un registro de velocidades.* Análisis dinámico no lineal ante velocidades nodales especificadas. Este análisis muestra la respuesta de la estructura inmediatamente después del impacto para evaluar la capacidad de absorción de energía de la estructura.

Cada estructura puede ser analizada ante diferentes cargas mediante un número de "sesiones de análisis". En cada sesión, el análisis puede ser representado por algún número de análisis por segmento. Cada segmento puede estar constituido por cargas estáticas o dinámicas.

El estado esforzado y deformado de la estructura puede ser guardado dentro de un archivo, para ser utilizado posteriormente (identificándose por el número de análisis por segmento), iniciando el análisis siguiente con el estado final del segmento previo.

Los efectos de segundo orden pueden ser considerados agregando una matriz de rigideces geométrica a la matriz de rigideces de cada elemento. La rigidez geométrica cambia en cada evento en el análisis estático, pero puede mantenerse constante si se trata de un análisis dinámico.

El programa proporciona resultados generales de desplazamientos y elementos mecánicos de los análisis estáticos, periodos y modos de vibración, así como también envolventes de desplazamientos de nudos y de elementos mecánicos de miembros estructurales, además de las historias en el tiempo de dichas respuestas en nudos y miembros previamente seleccionados por el usuario.

APÉNDICE C

Demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas del análisis push-over

De acuerdo a lo presentado en el capítulo 4, a continuación se presentan las demandas máximas de ductilidad local para las vigas y columnas de cada nivel, obtenidas a partir del análisis lateral estático no lineal con distribuciones de fuerzas monotónicamente crecientes aplicadas a cada edificio, a saber: distribución modal espectral, distribución de la etapa elástica del análisis dinámico paso a paso y distribución de la etapa inelástica del análisis dinámico paso a paso (ver tabla 4.24.).

Las figs D.1 a D.20 tienen las demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, se comparan los casos con resistencias nominales ; sobre-resistencias. Las figs. D.21 a D.60 tienen las distribuciones de articulaciones plásticas en vigas y columnas.

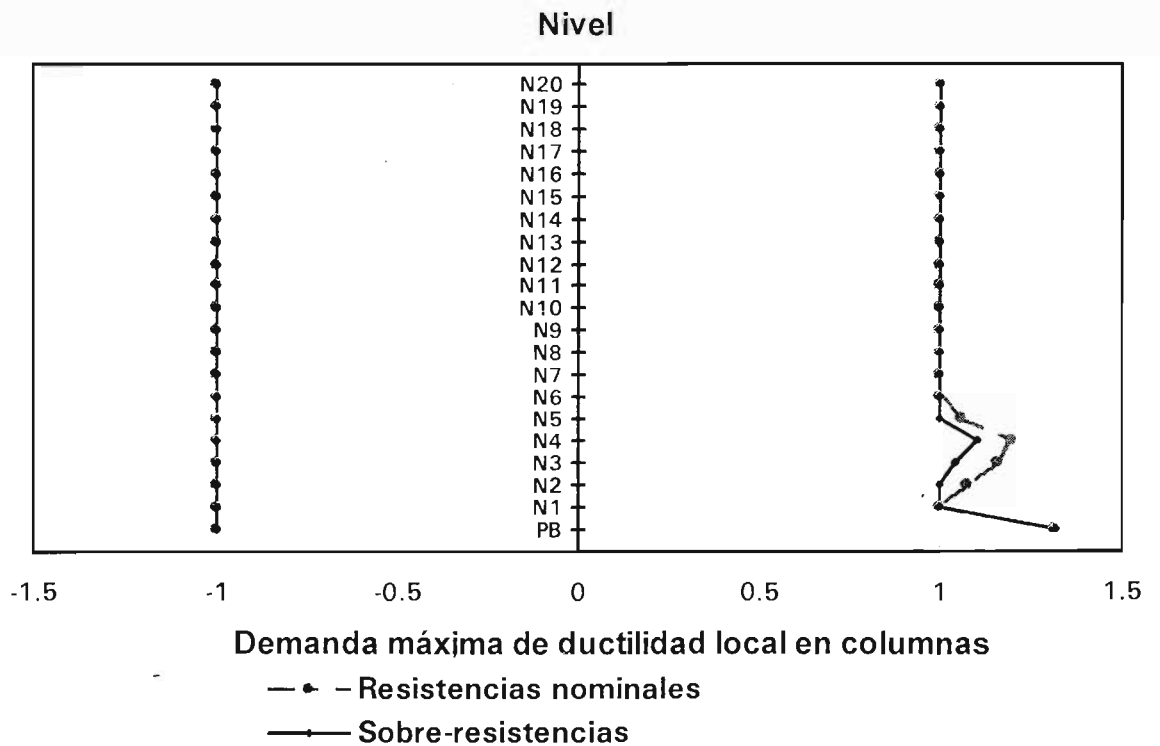
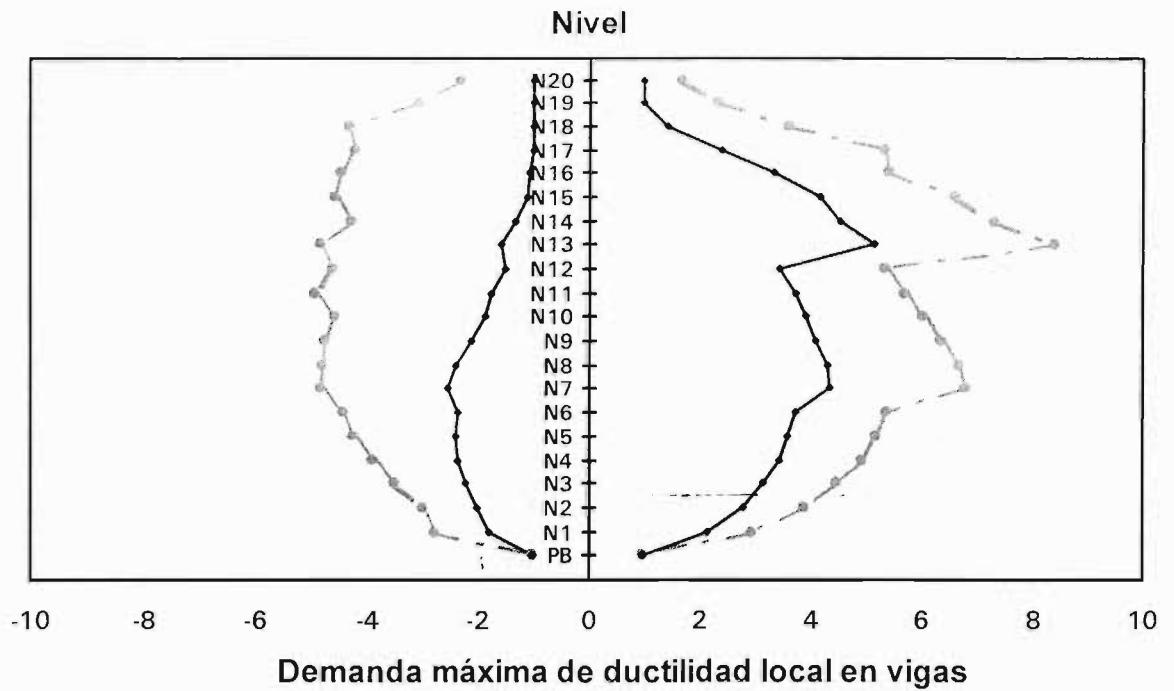


Fig C.1 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución modal espectral, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso A.1

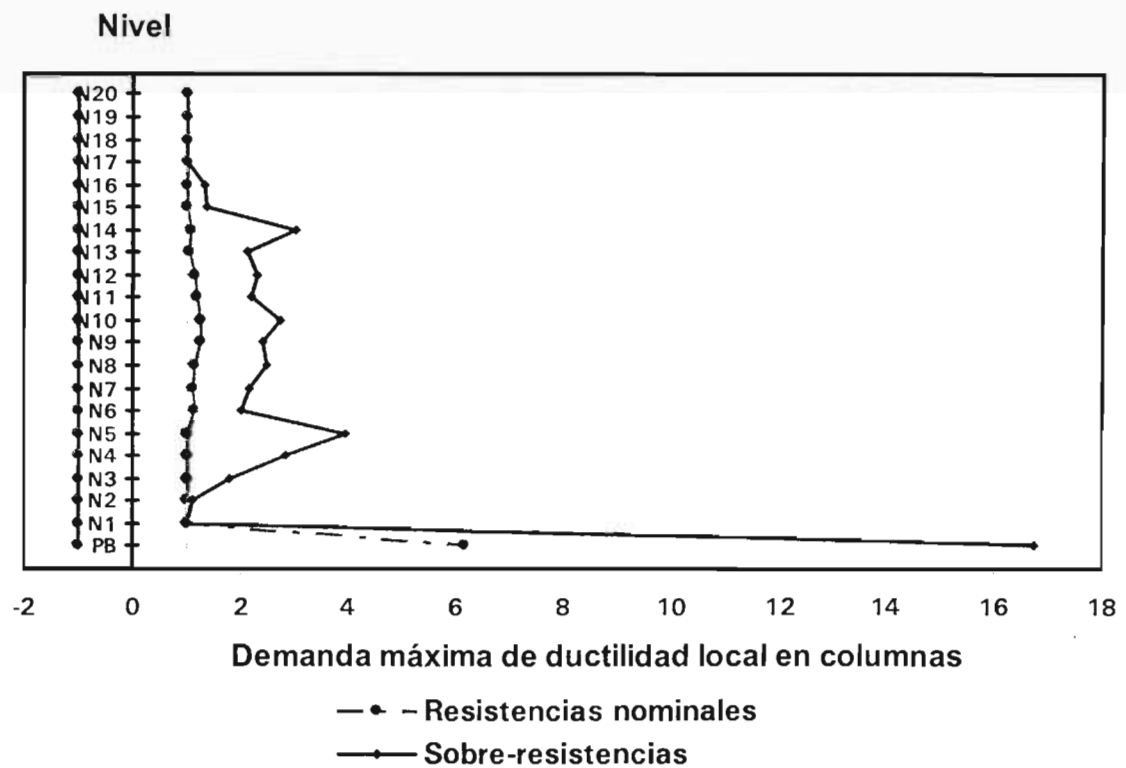
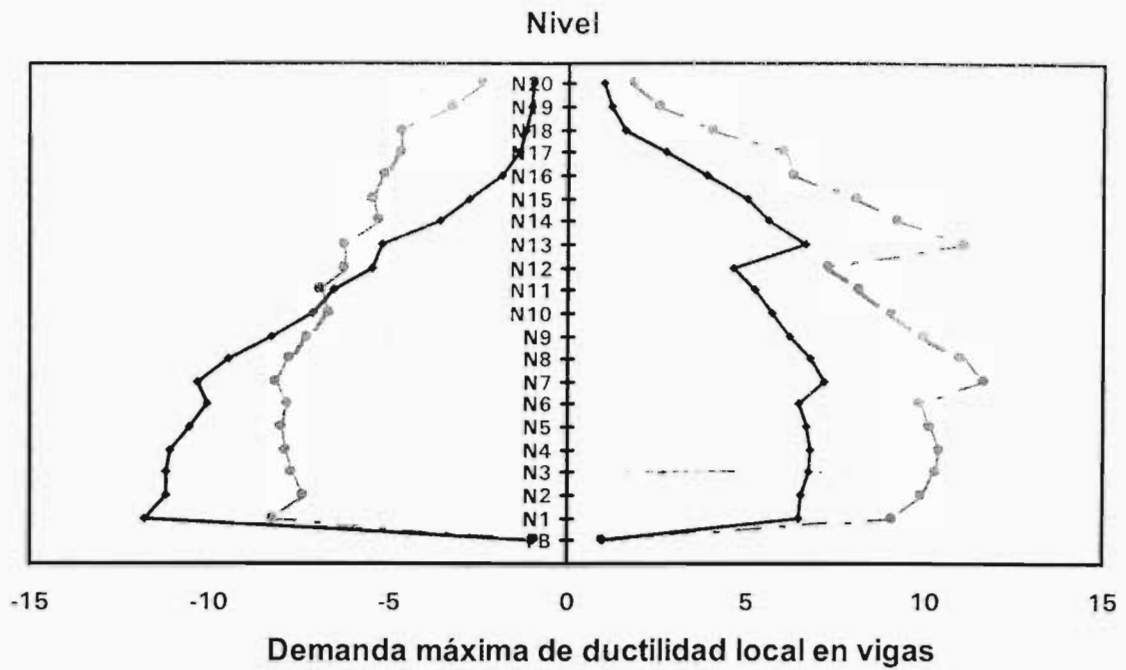


Fig C.2 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución de la etapa elástica del análisis dinámico paso a paso, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso A.1

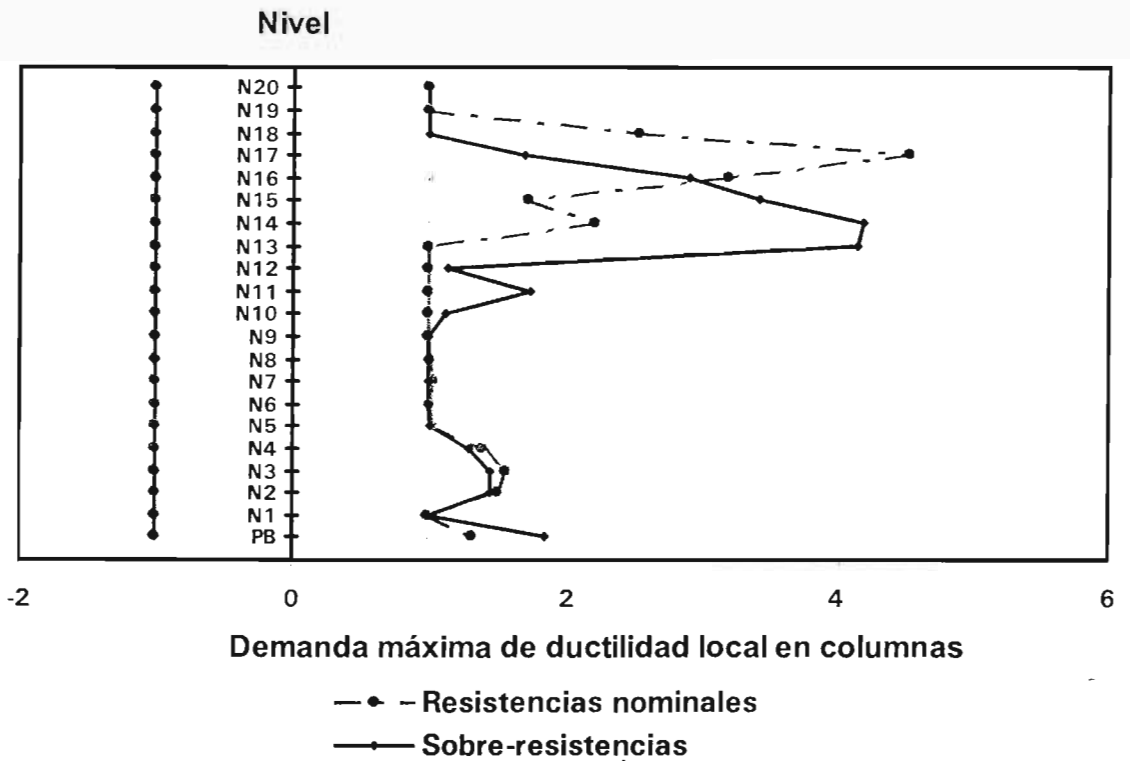
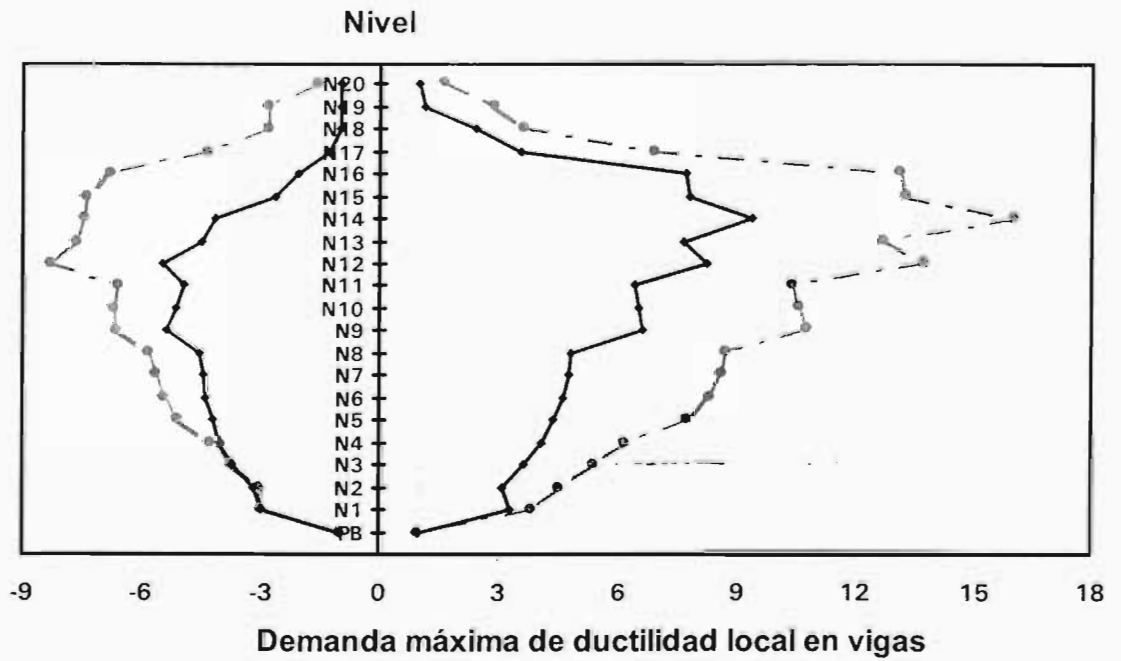


Fig C.3 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución modal espectral, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso A.2

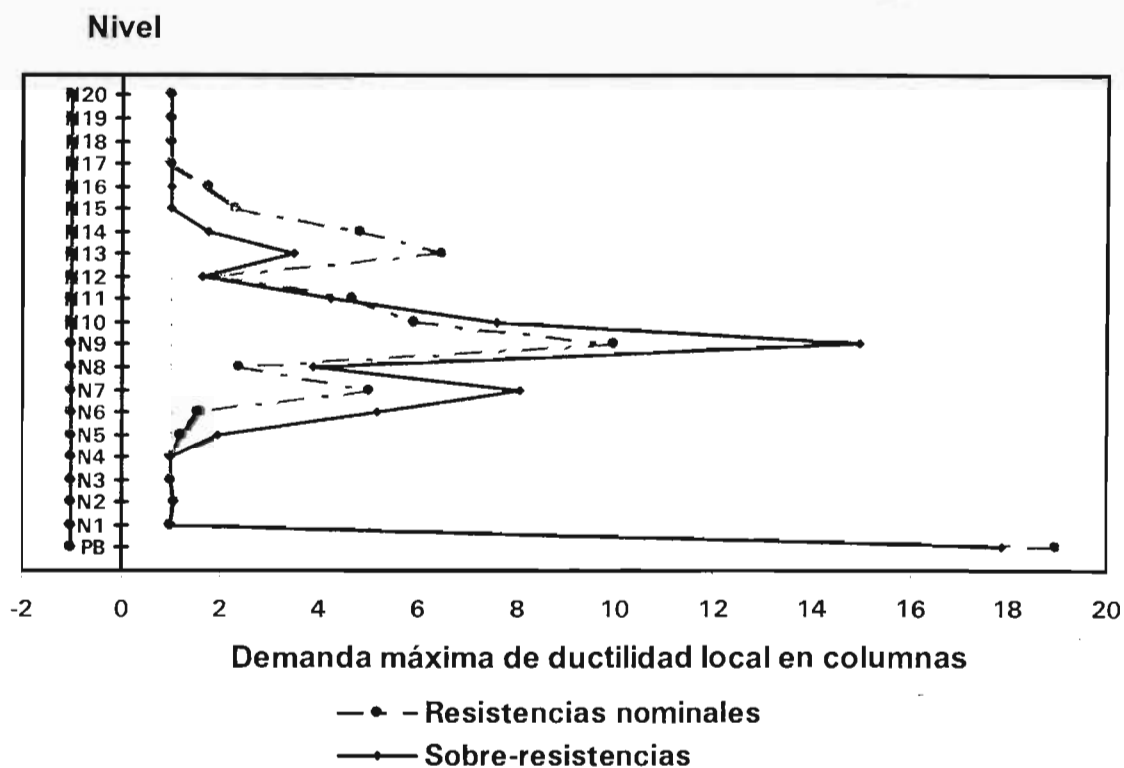
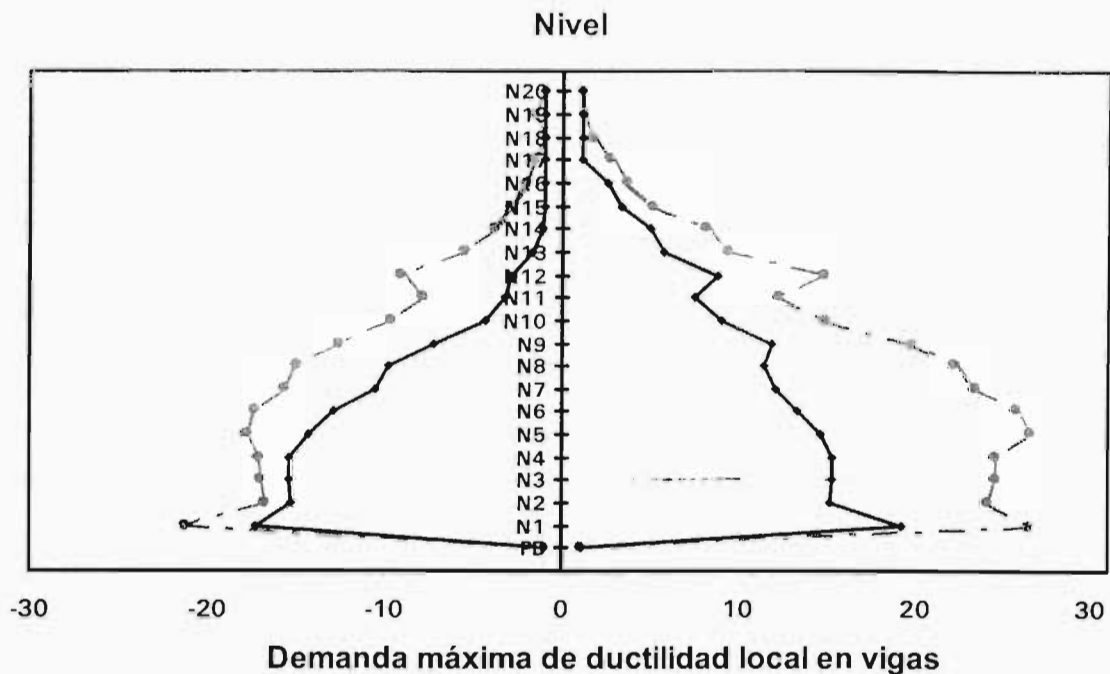
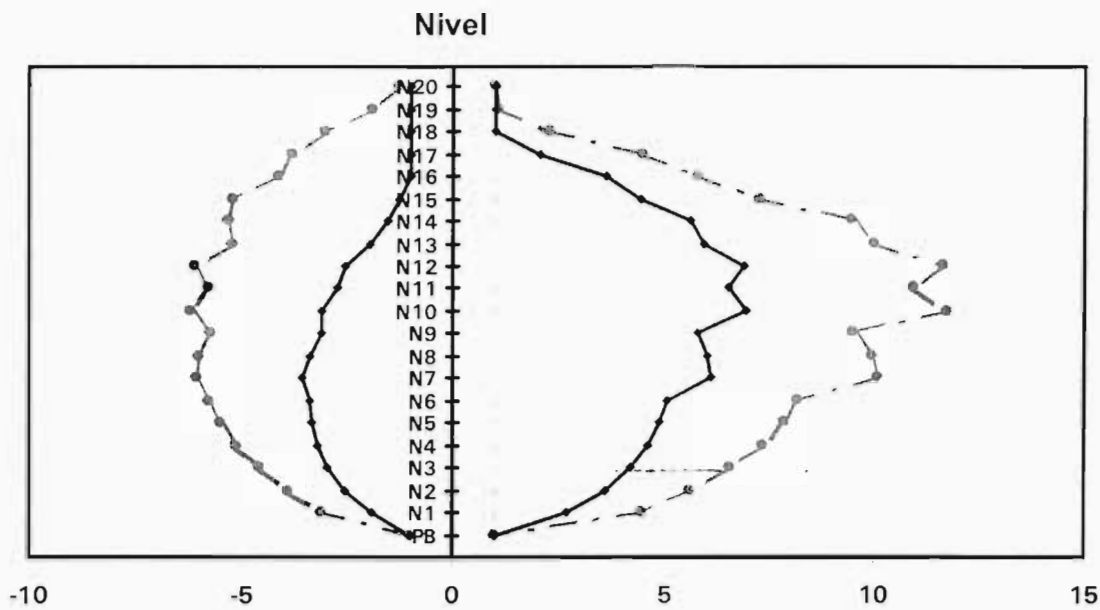
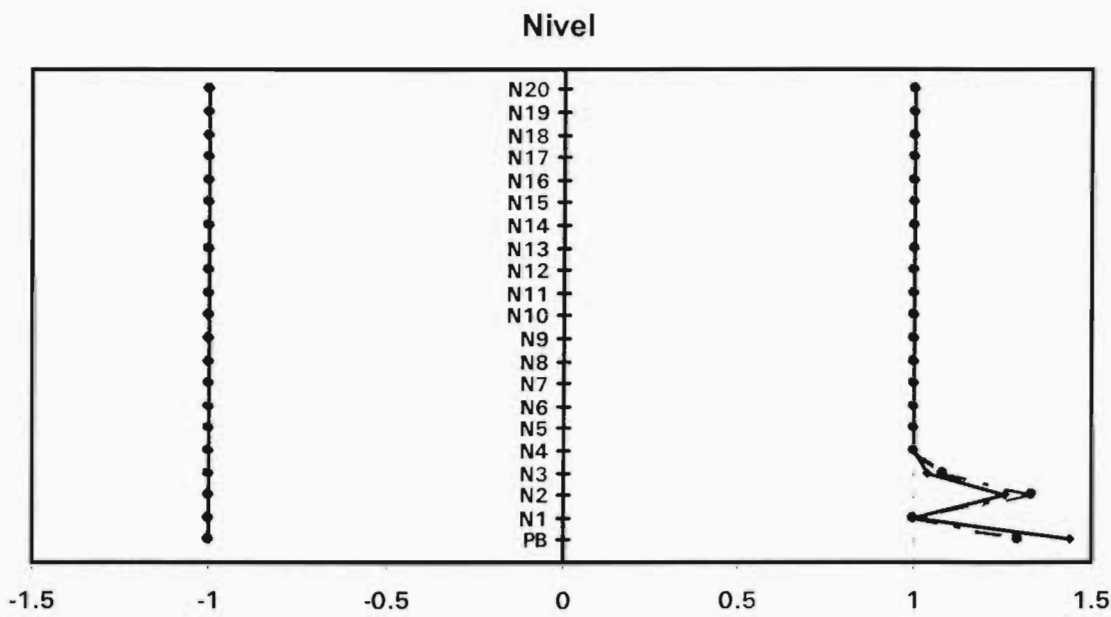


Fig C.4 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución de la etapa elástica del análisis dinámico paso a paso, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso A.2



Demanda máxima de ductilidad local en vigas



Demanda máxima de ductilidad local en columnas

-•- Resistencias nominales
 —•— Sobre-resistencias

Fig C.5 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución modal espectral, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso B.1

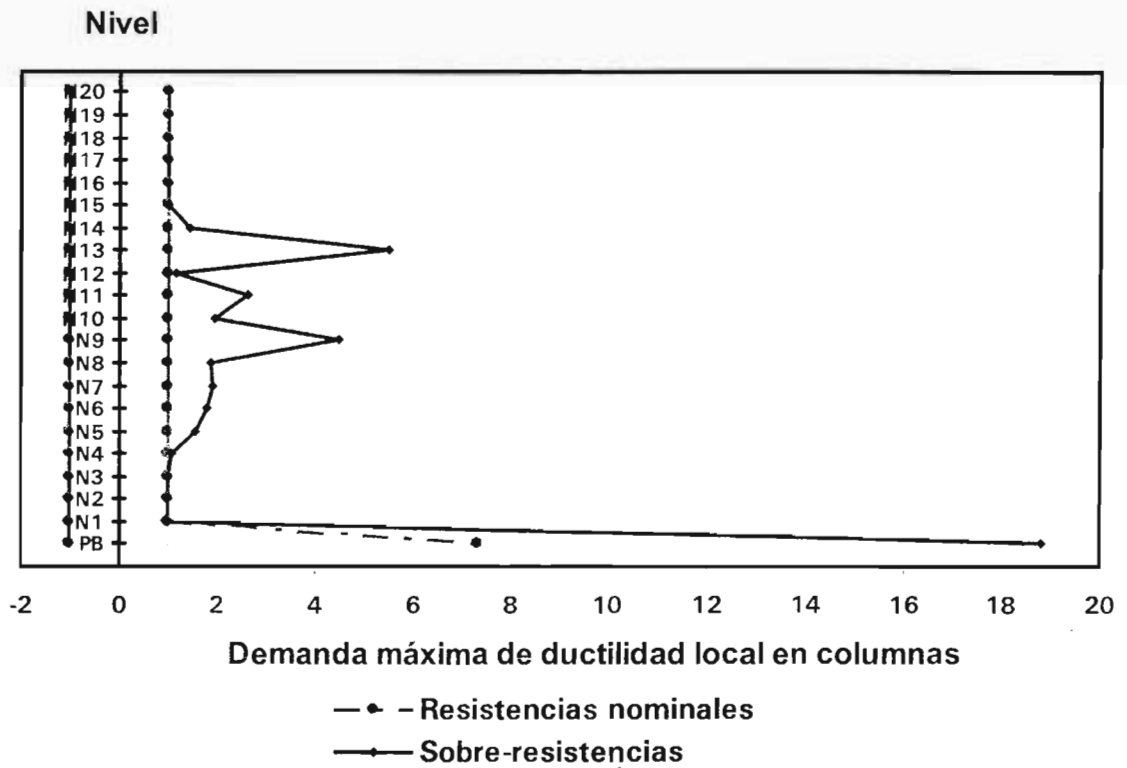
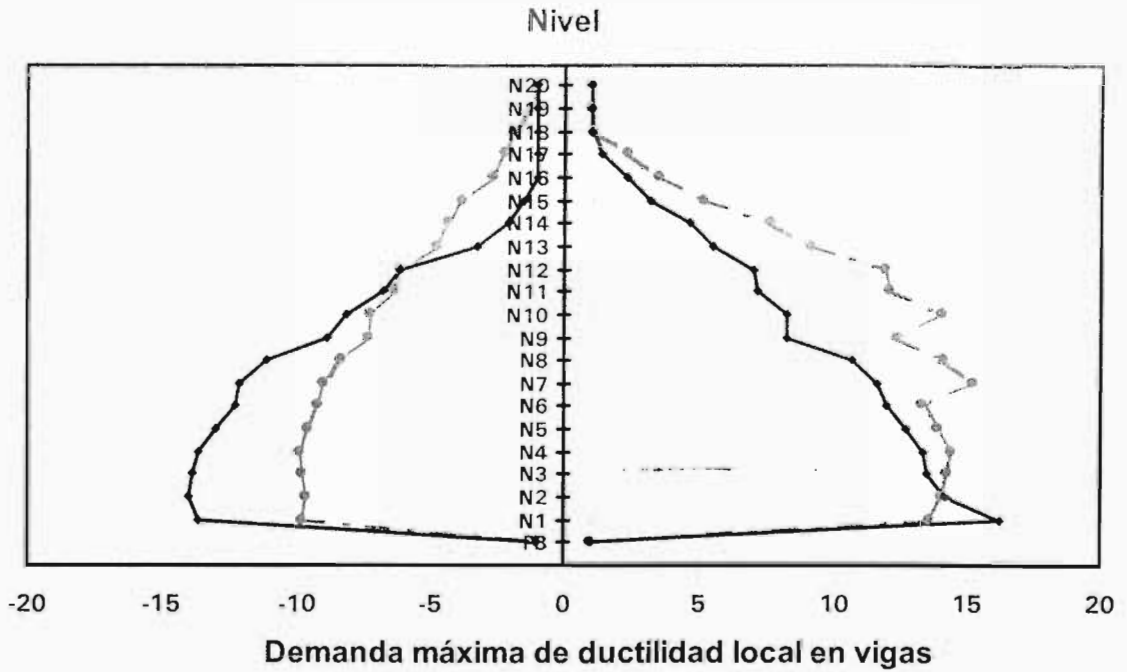


Fig C.6 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución de la etapa elástica del análisis dinámico paso a paso, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso B.1

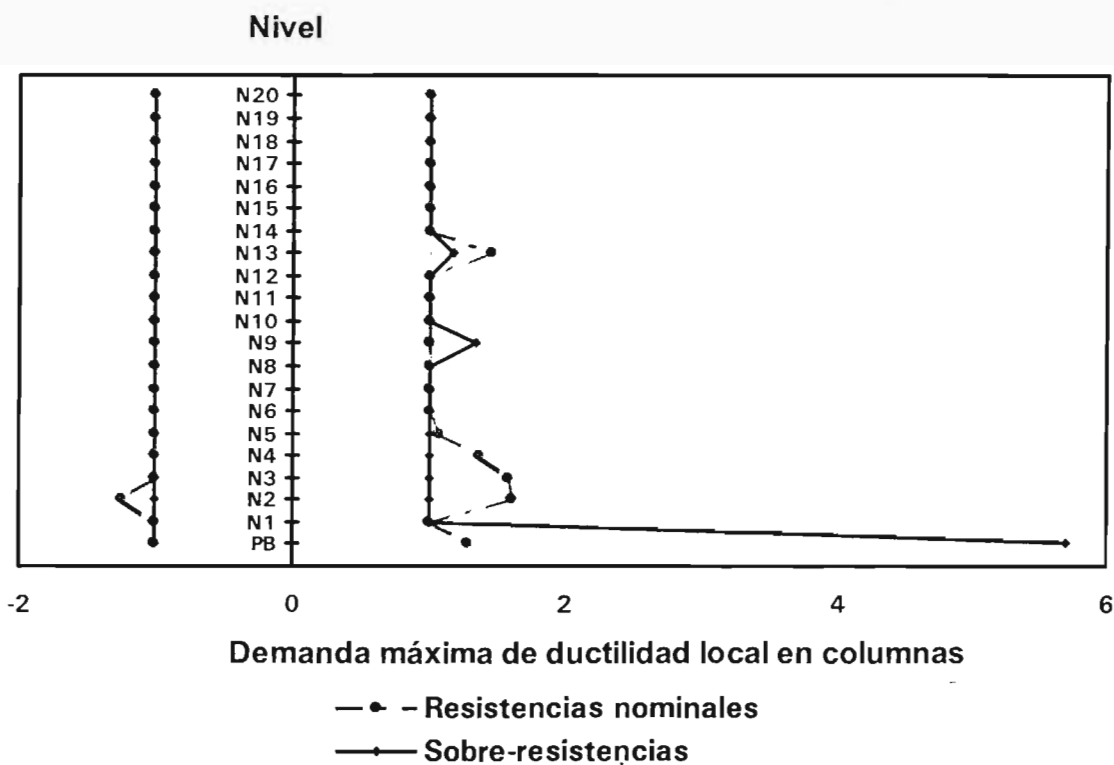
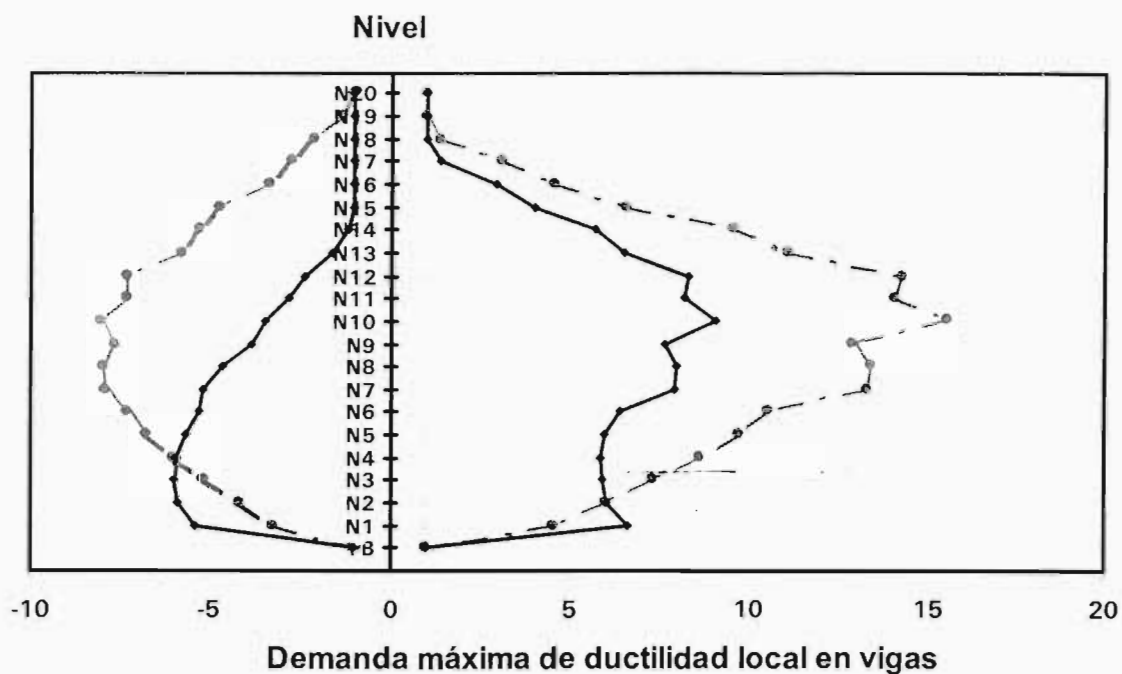


Fig C.7 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución de la etapa inelástica del análisis dinámico paso a paso, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso B.1

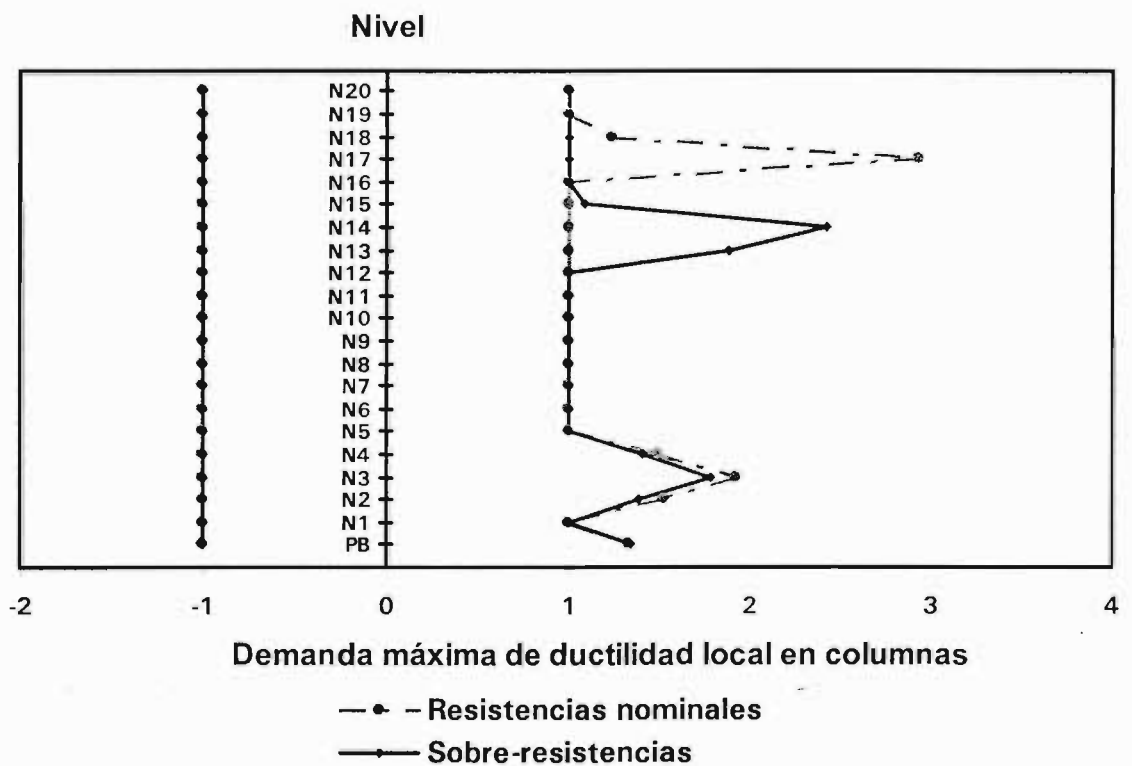
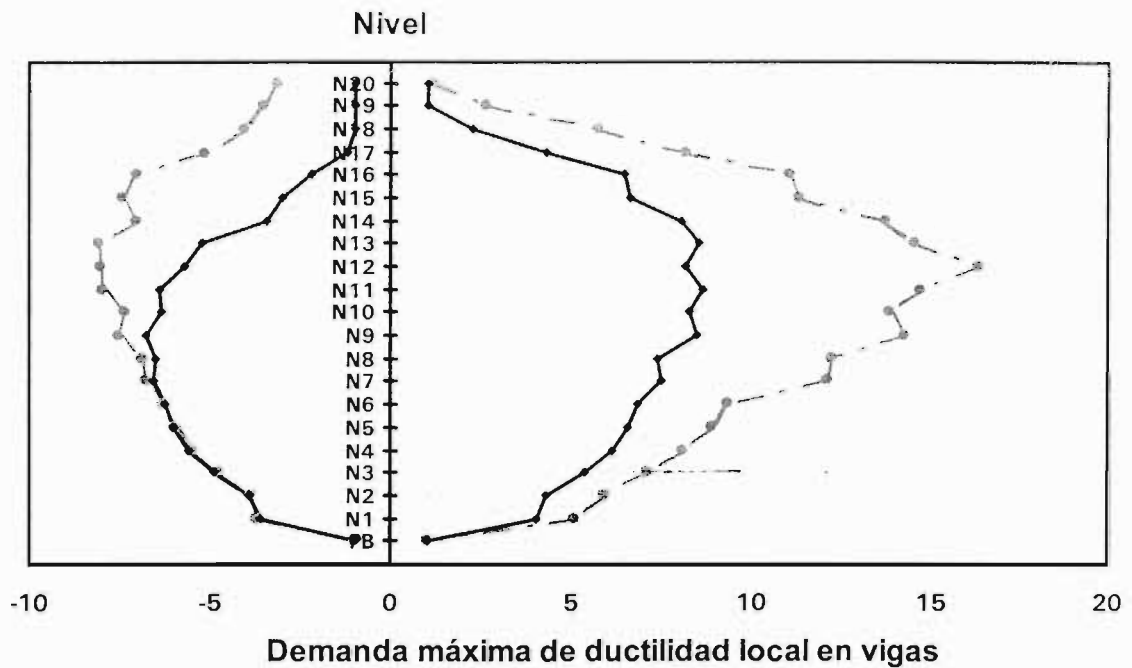


Fig C.8 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución modal espectral, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso B.2

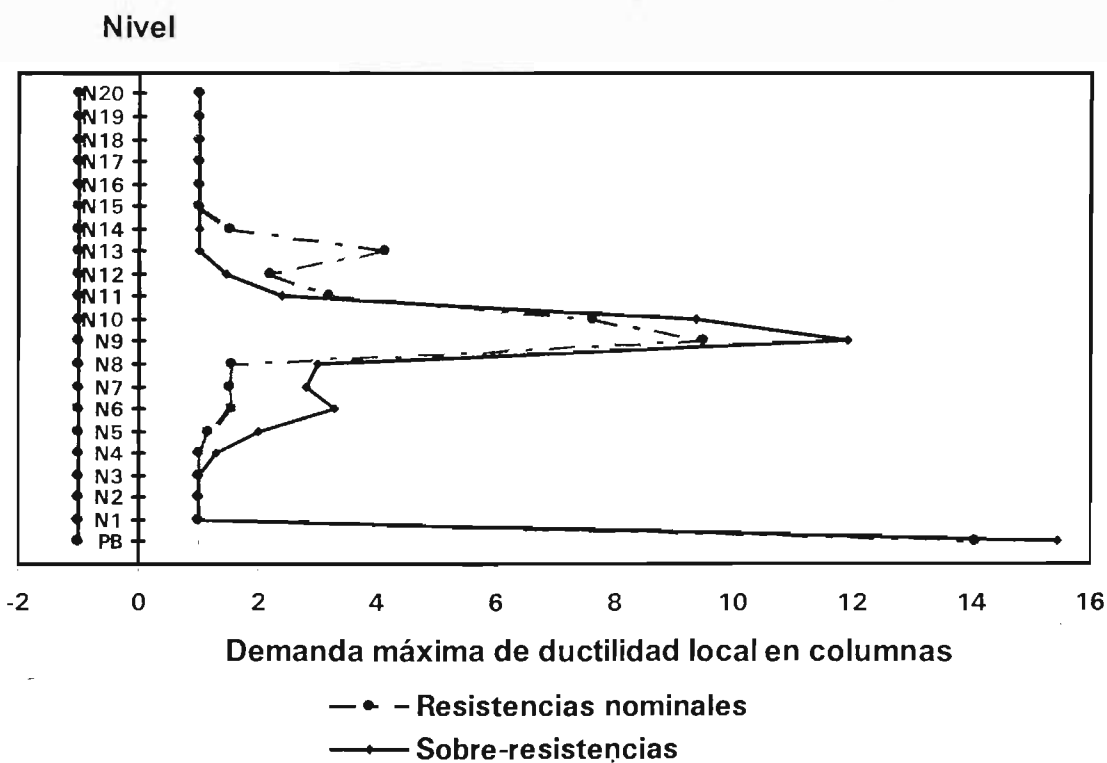
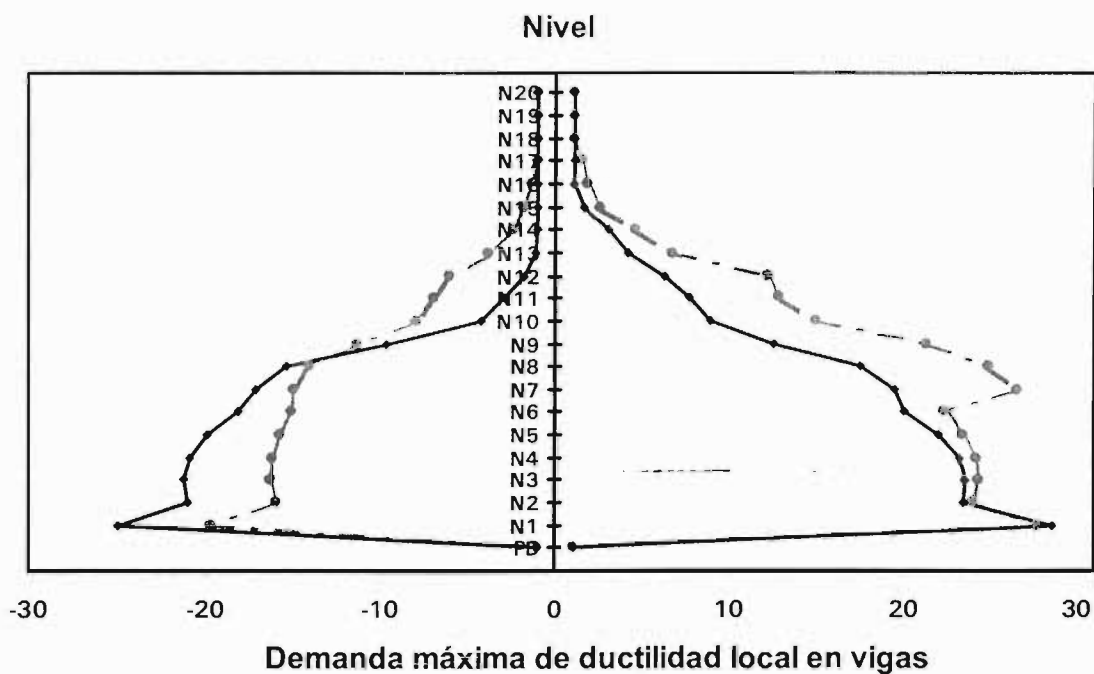


Fig C.9 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución de la etapa elástica del análisis dinámico paso a paso, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso B.2

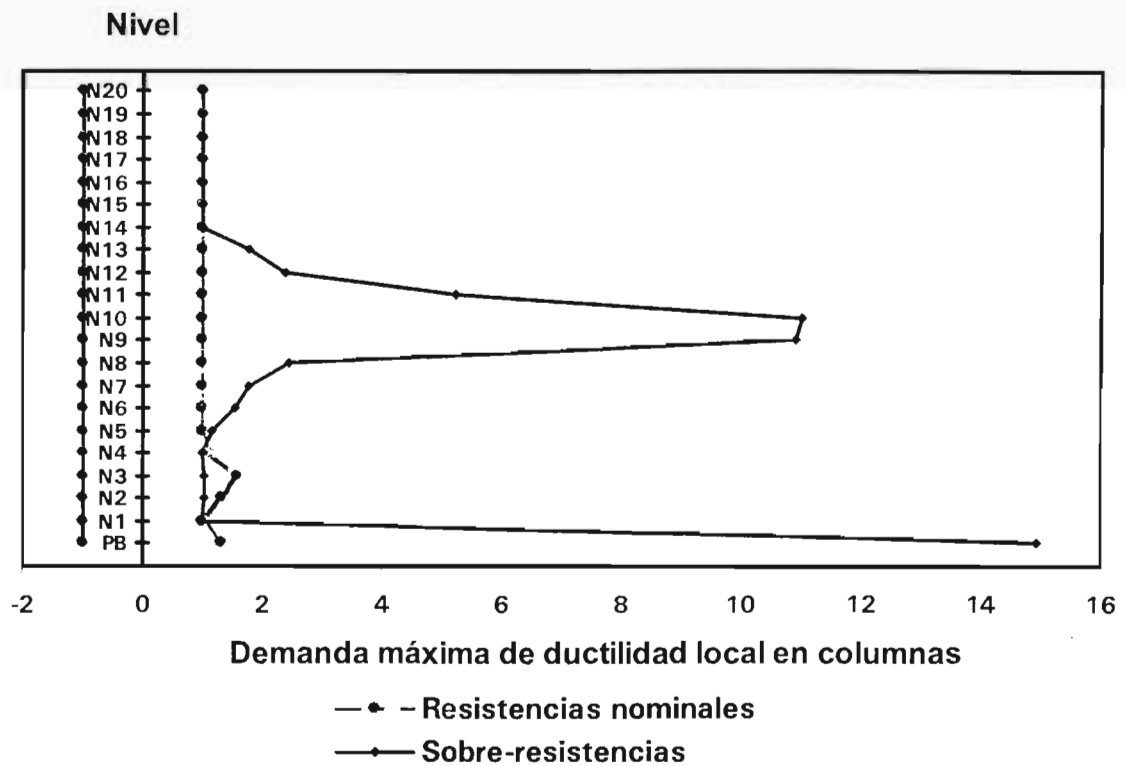
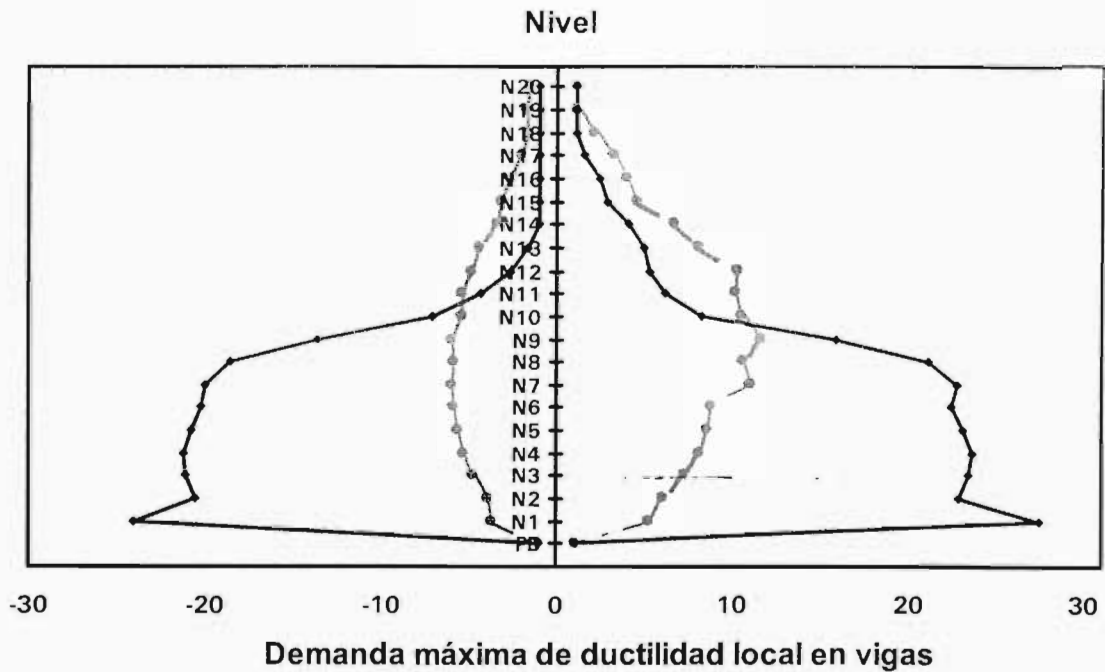


Fig C.10 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución de la etapa inelástica del análisis dinámico paso a paso, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso B.2

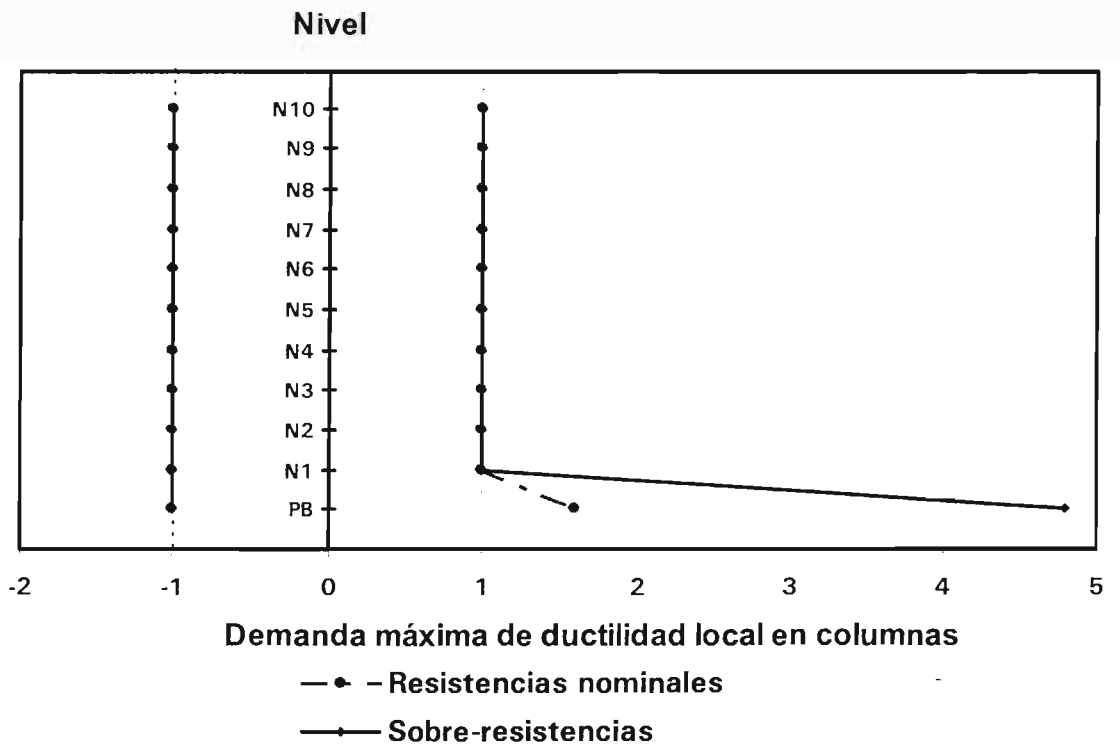
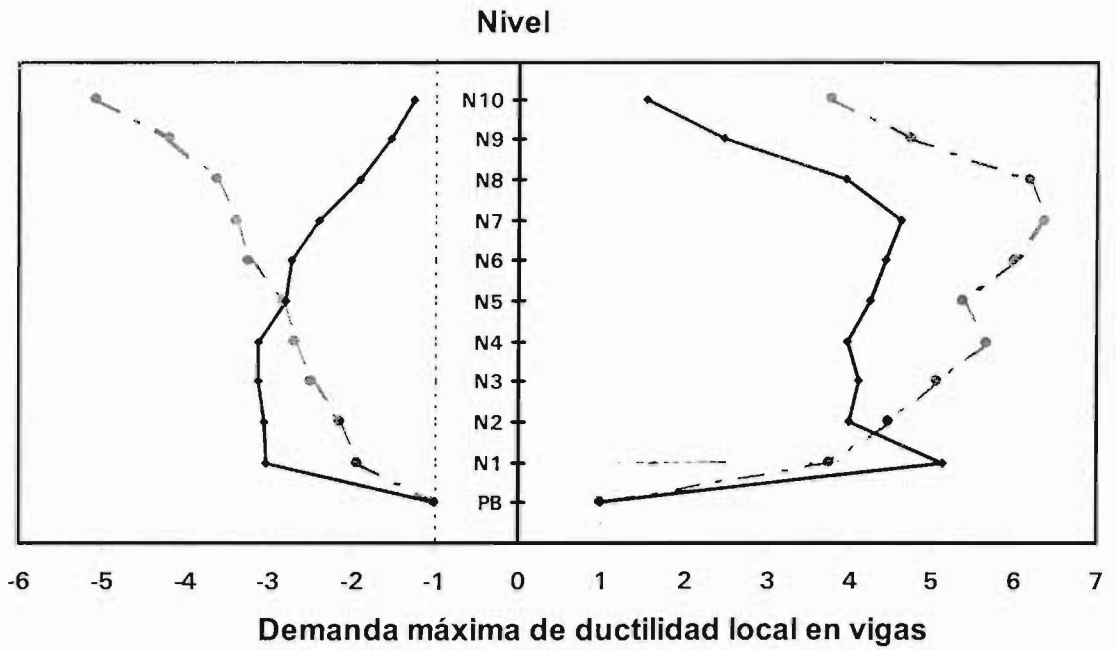


Fig C.11 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución modal espectral, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso C.1

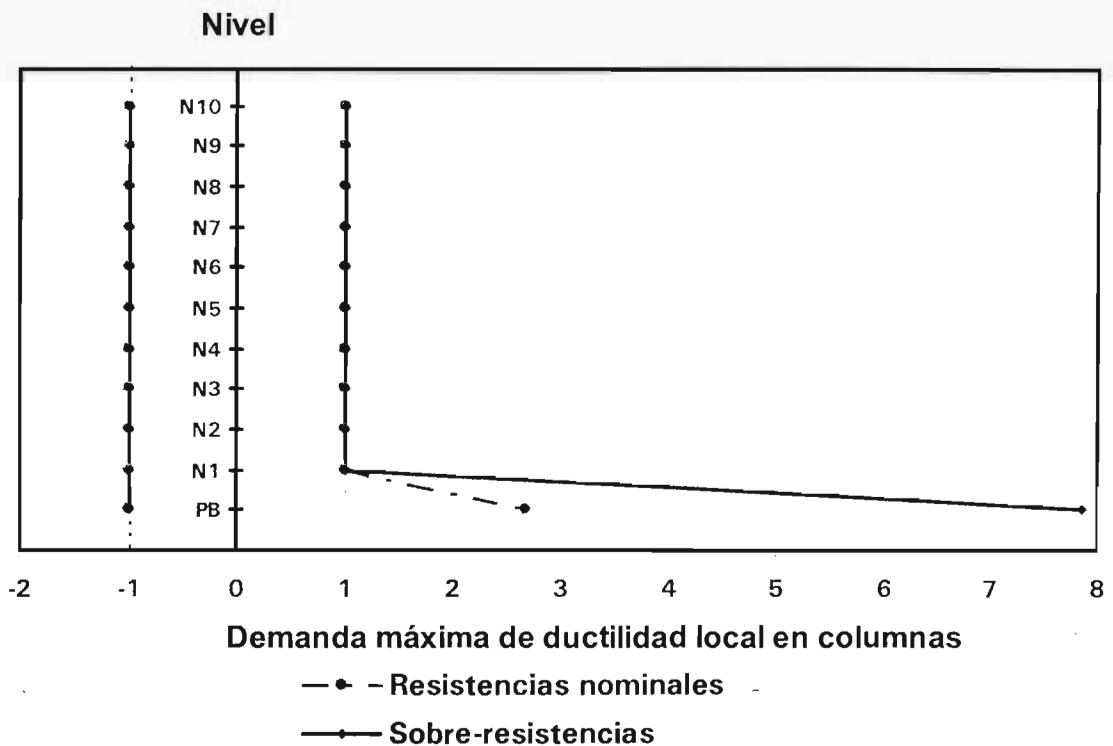
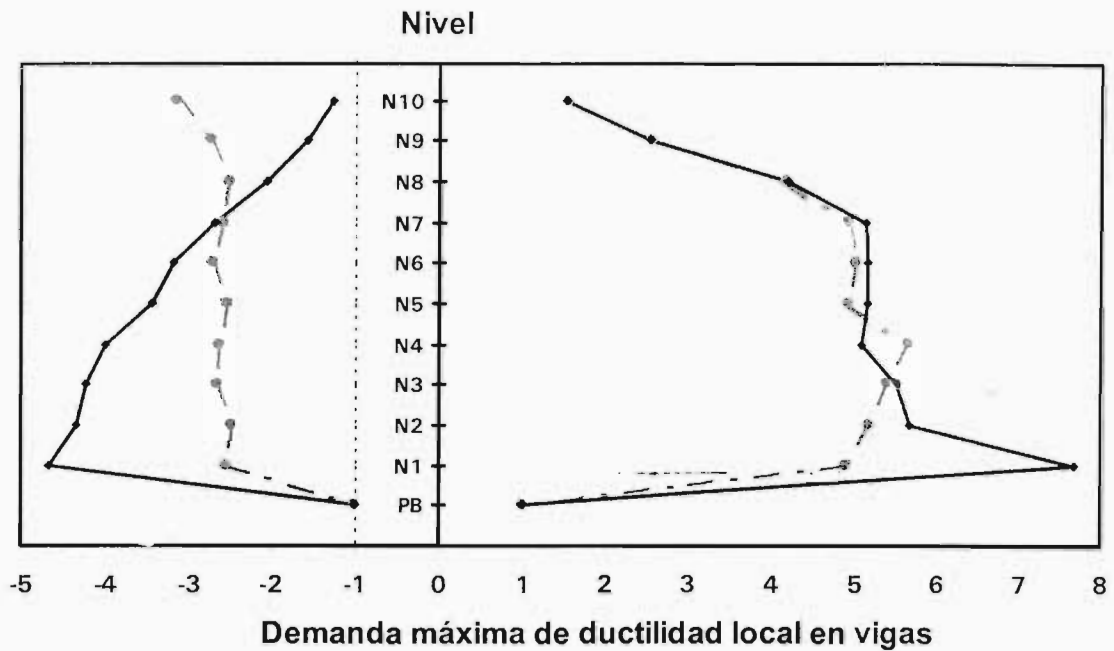


Fig C.12 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución de la etapa elástica del análisis dinámico paso a paso, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso C.1

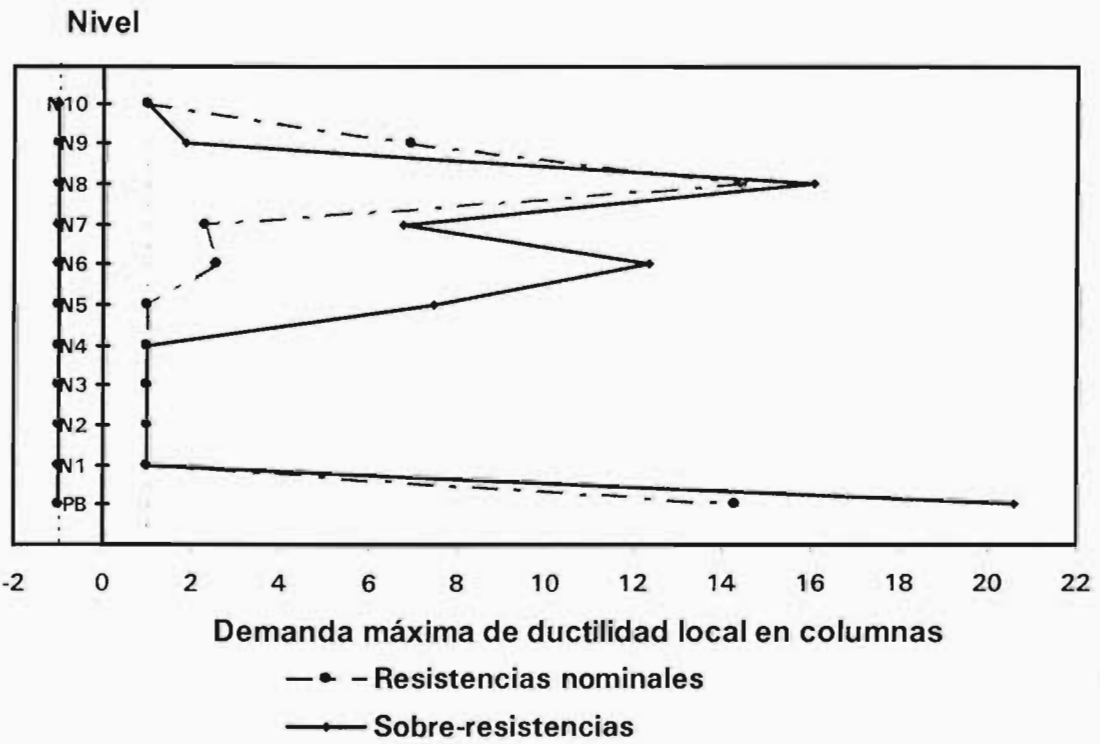
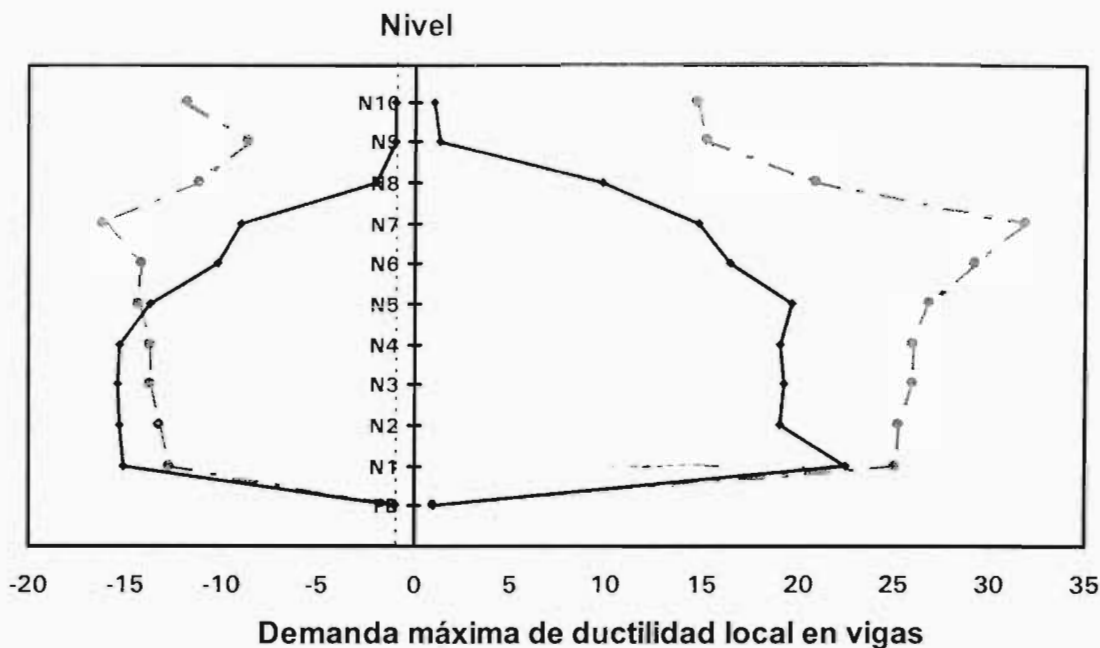


Fig C.13 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución modal espectral, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso C.2

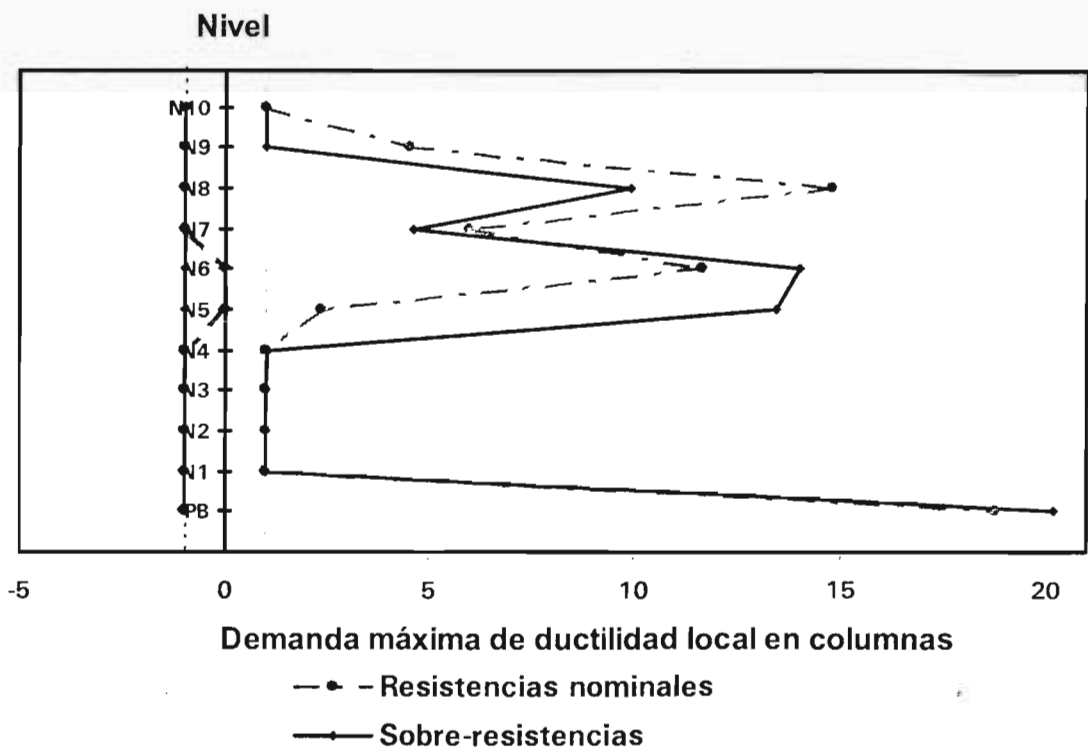
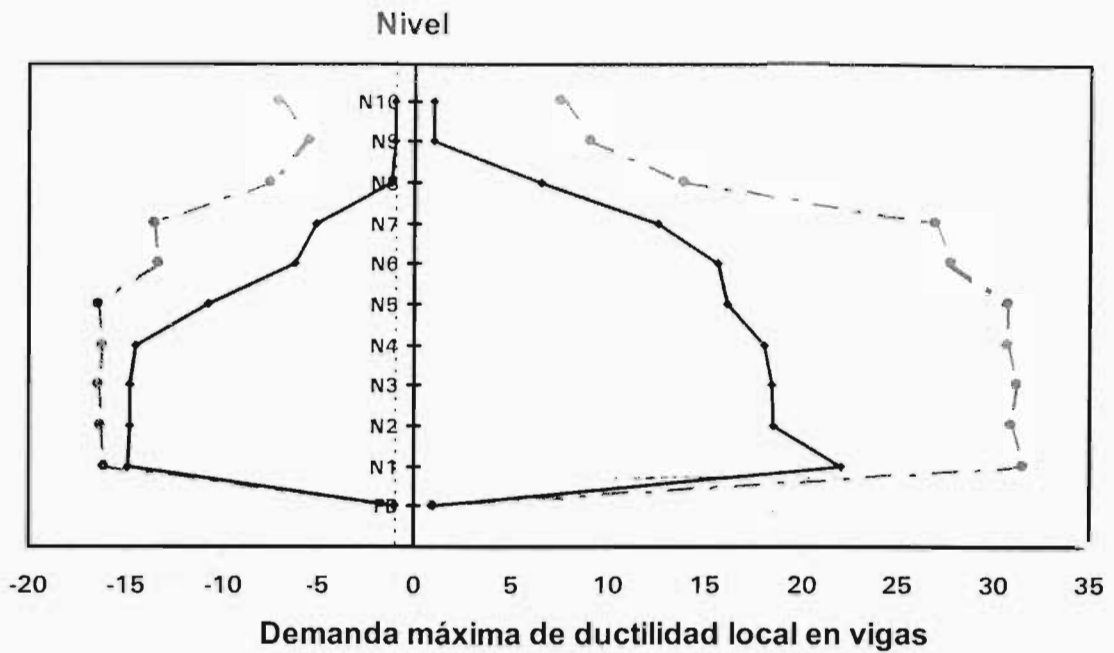


Fig C.14 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución de la etapa elástica del análisis dinámico paso a paso, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso C.2

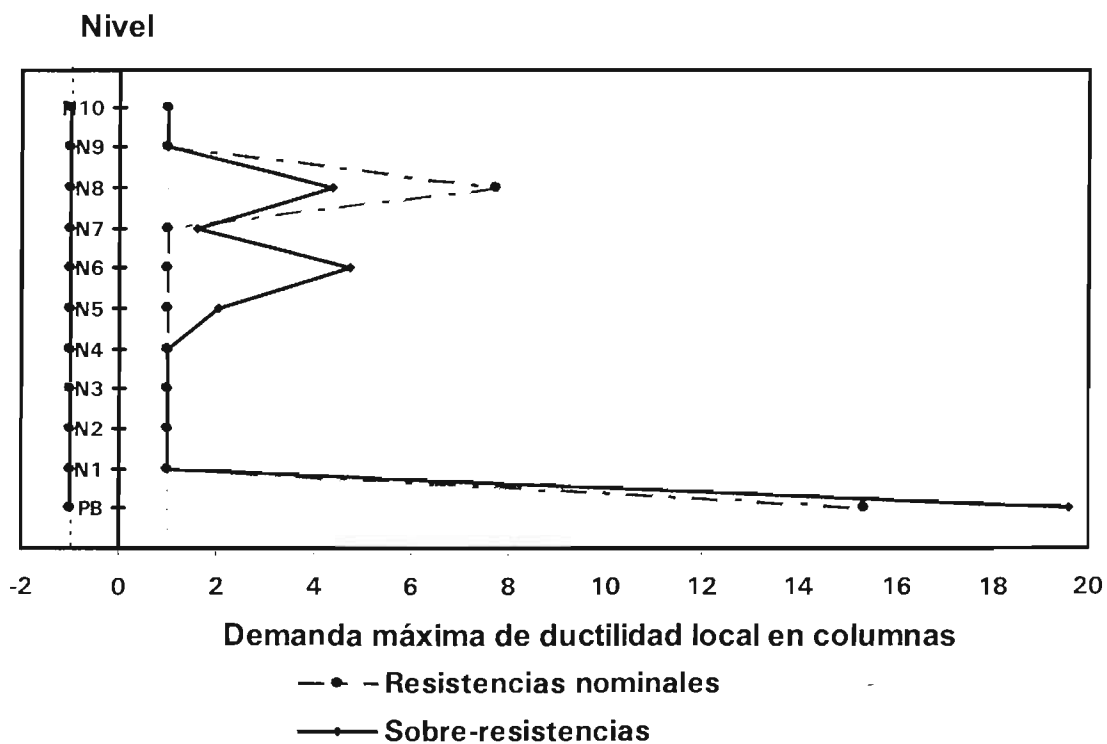
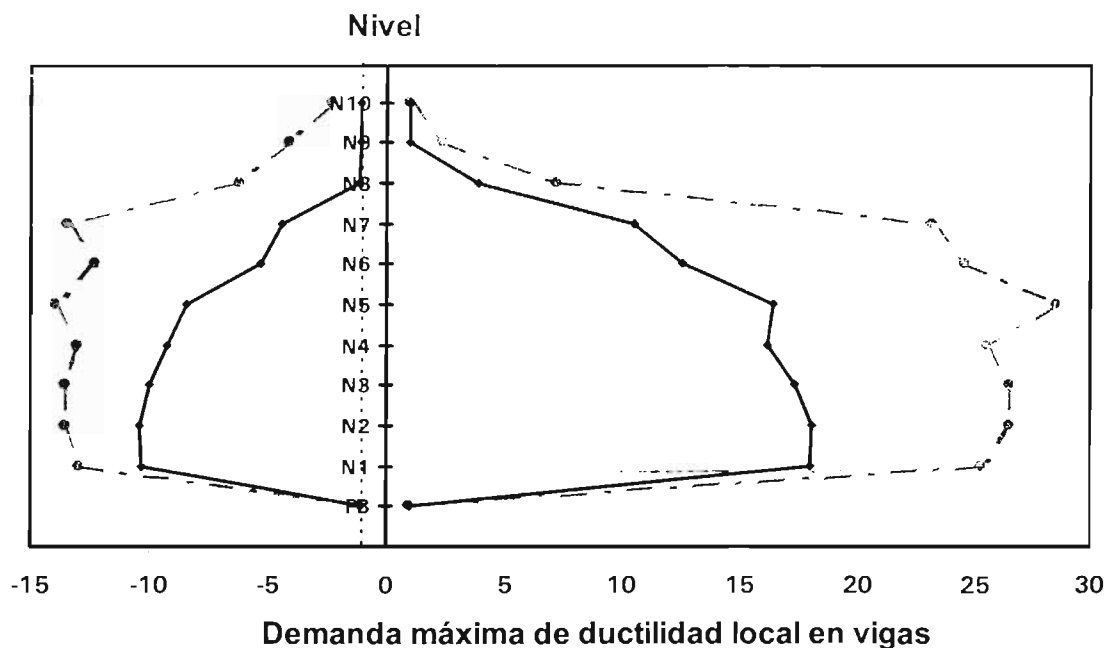


Fig C.15 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución modal espectral, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso D.1

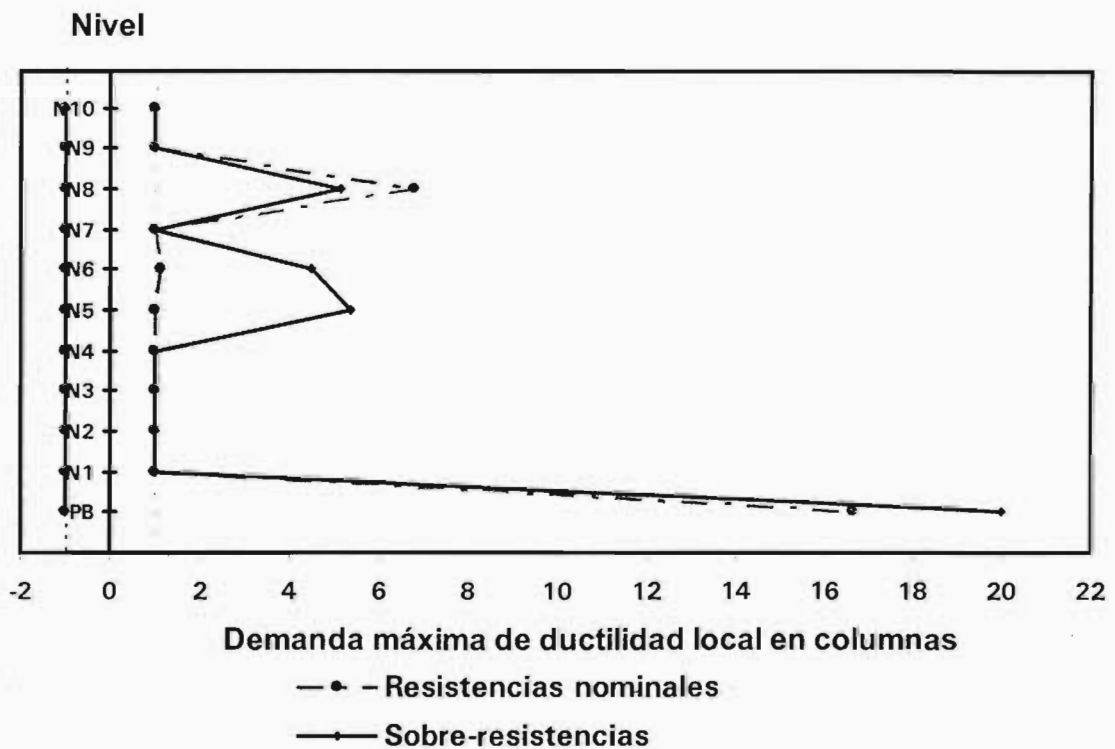
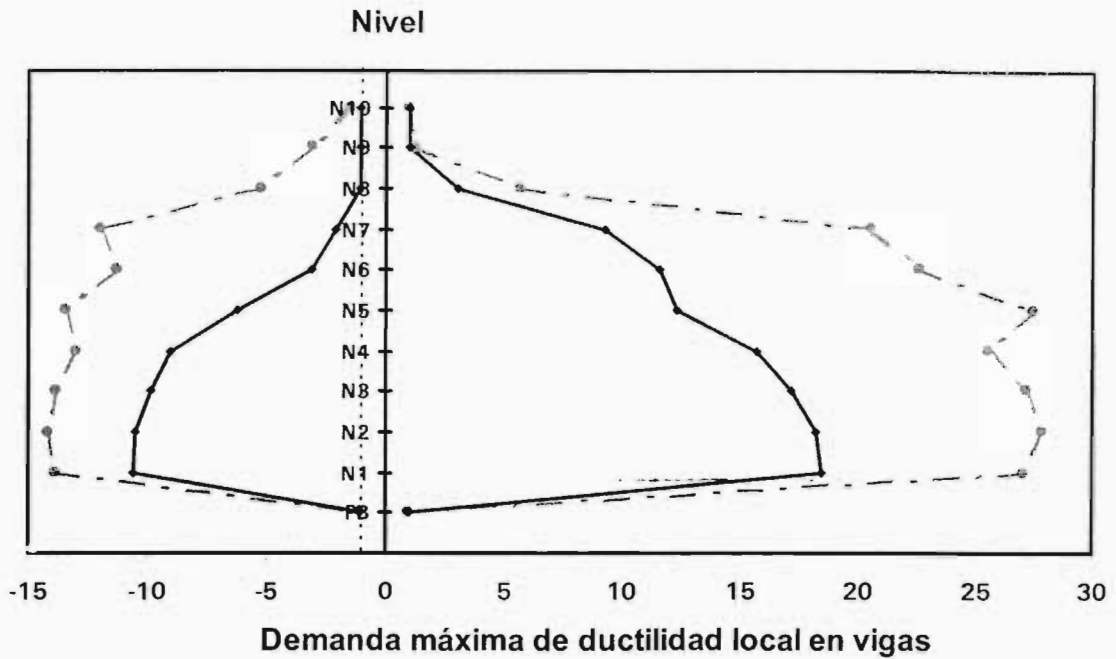


Fig C.16 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución de la etapa elástica del análisis dinámico paso a paso, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso D.1

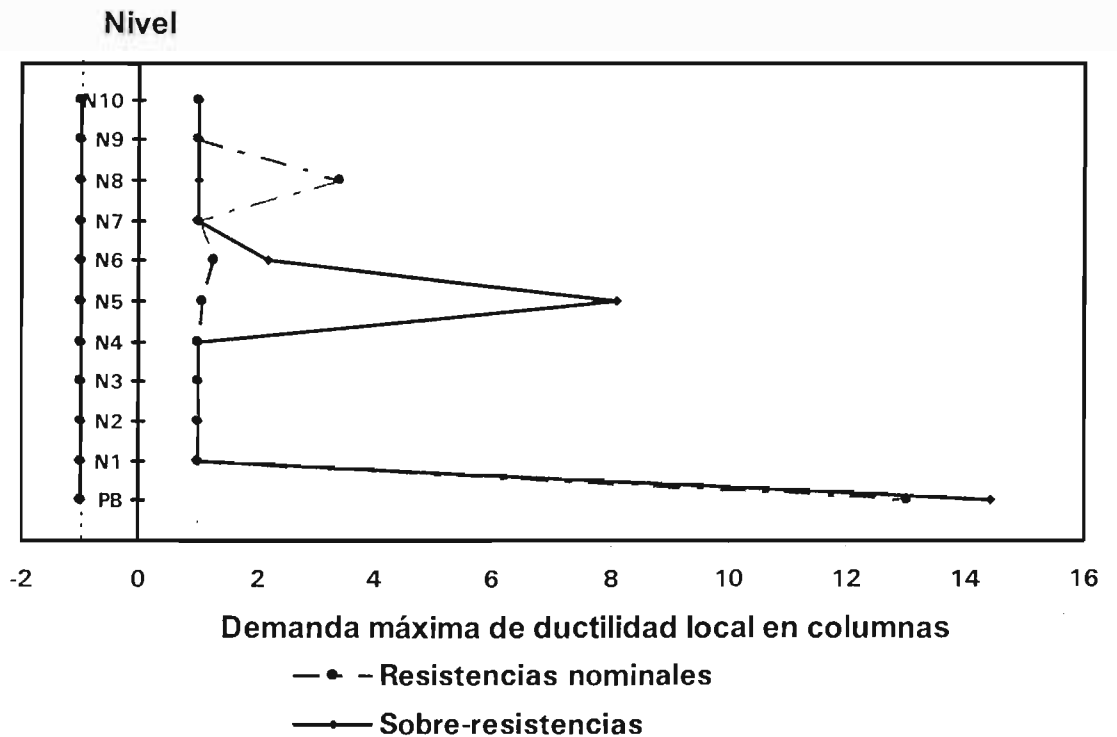
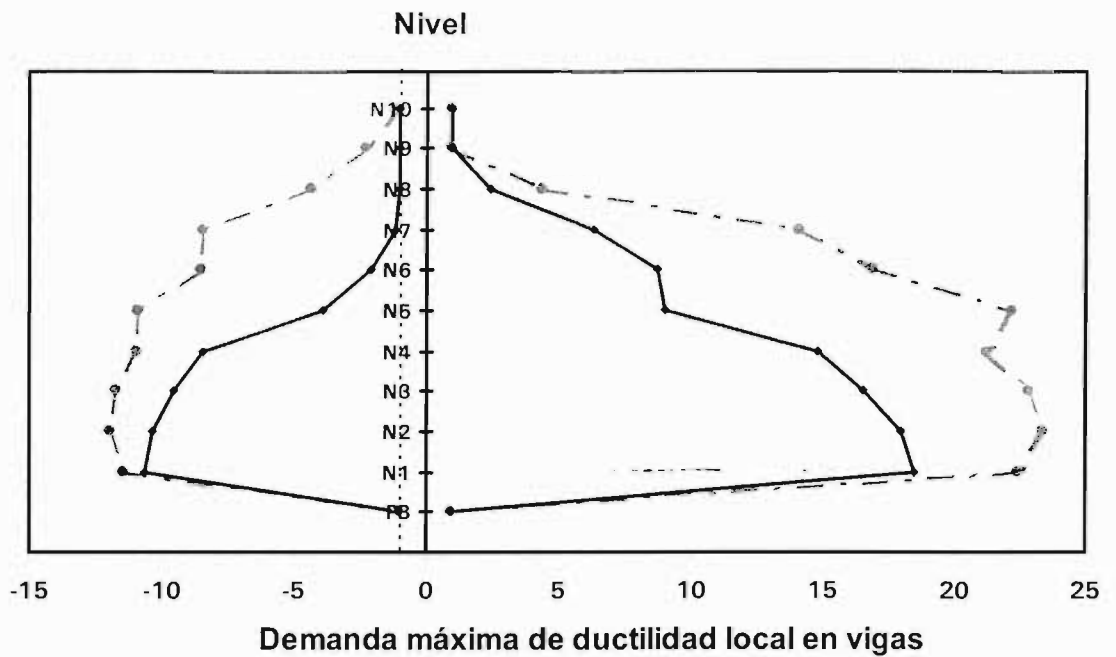


Fig C.17 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución de la etapa inelástica del análisis dinámico paso a paso, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso D.1

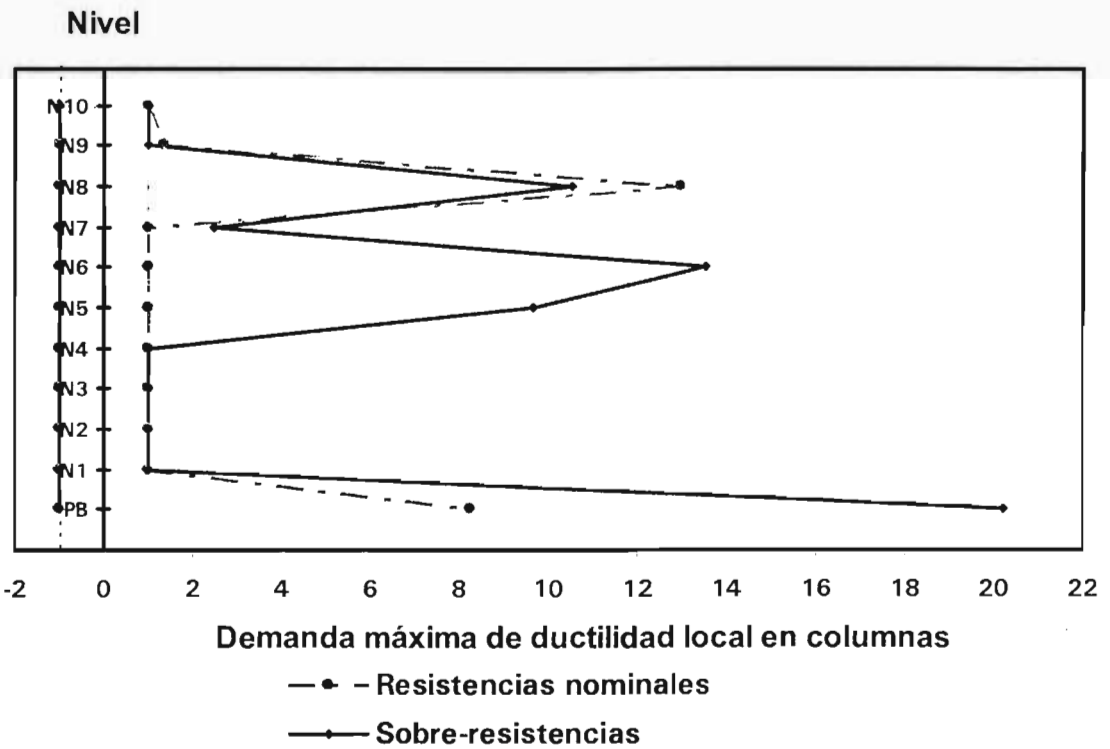
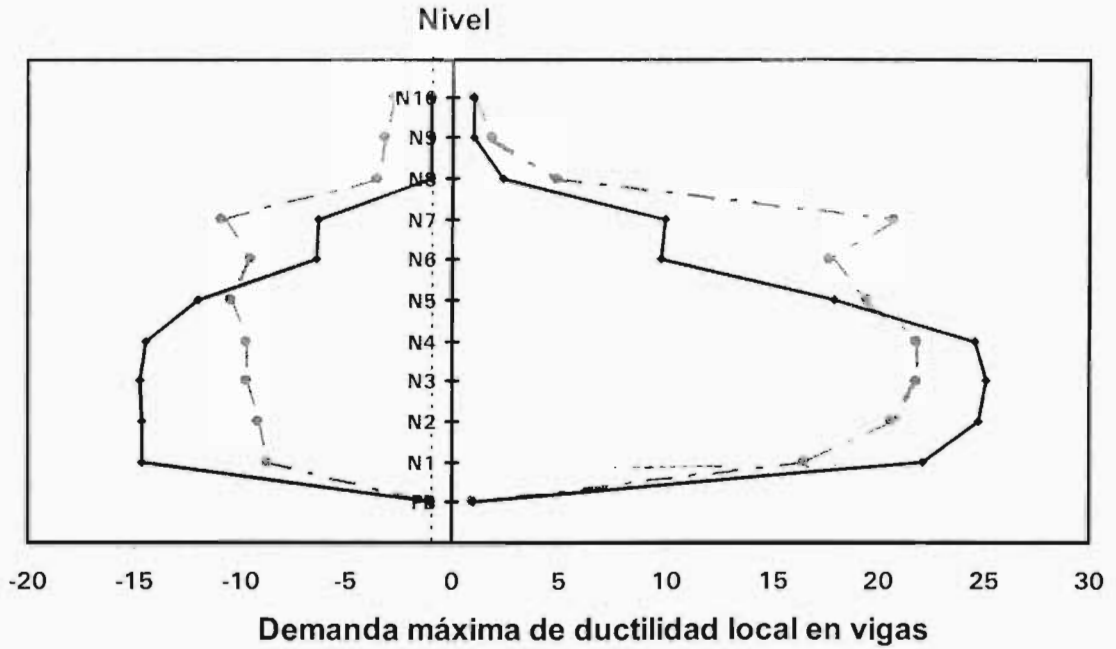


Fig C.18 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución modal espectral, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso D.2

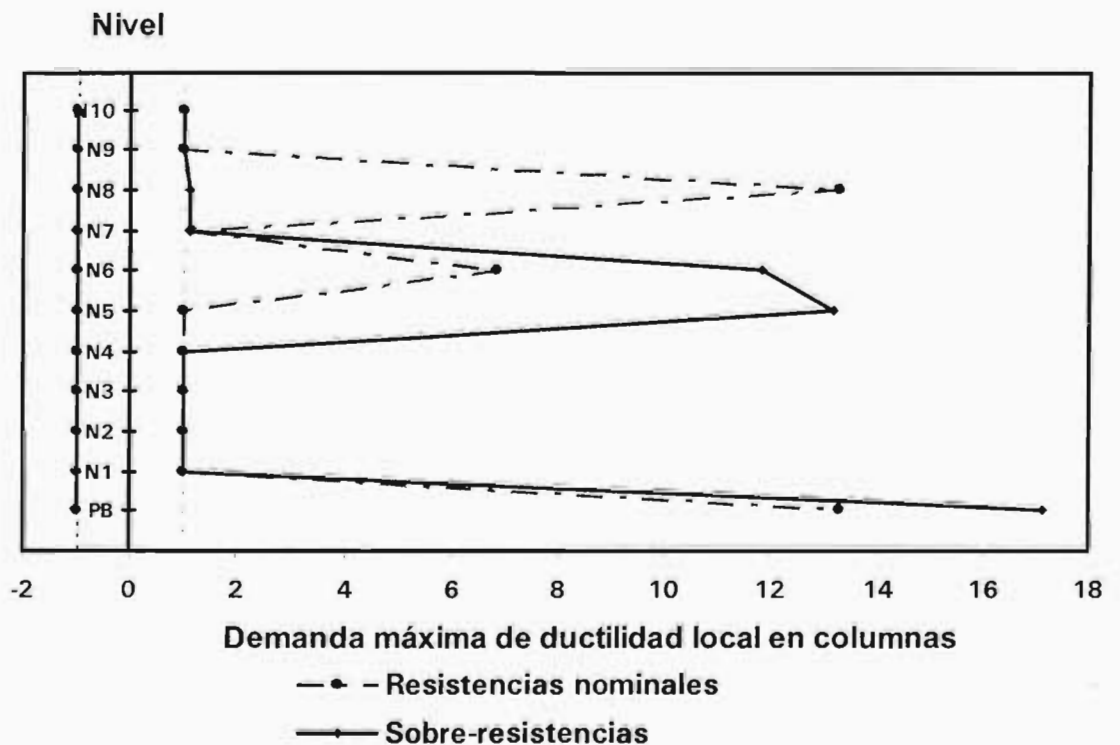
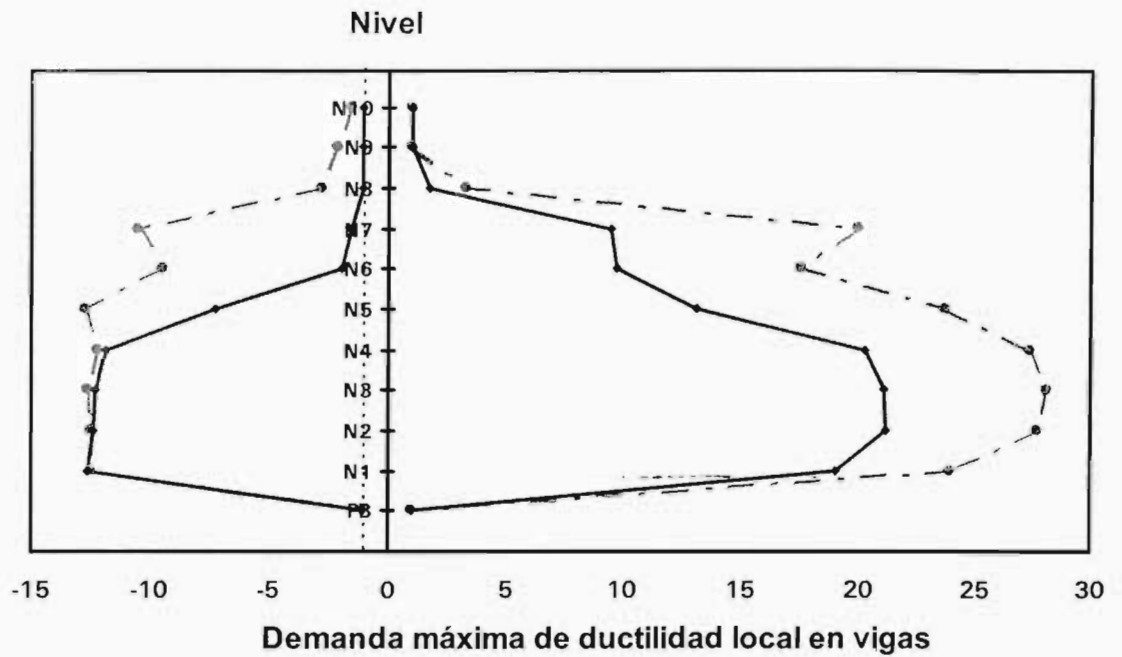


Fig C.19 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución de la etapa elástica del análisis dinámico paso a paso, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso D.2

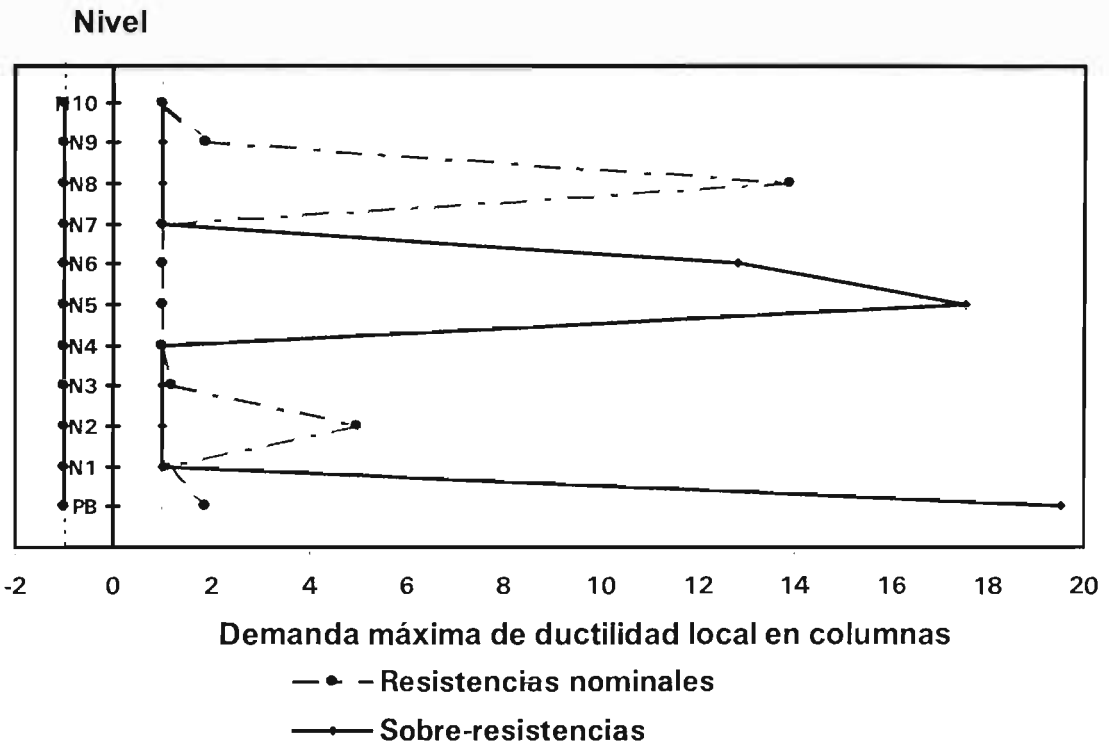
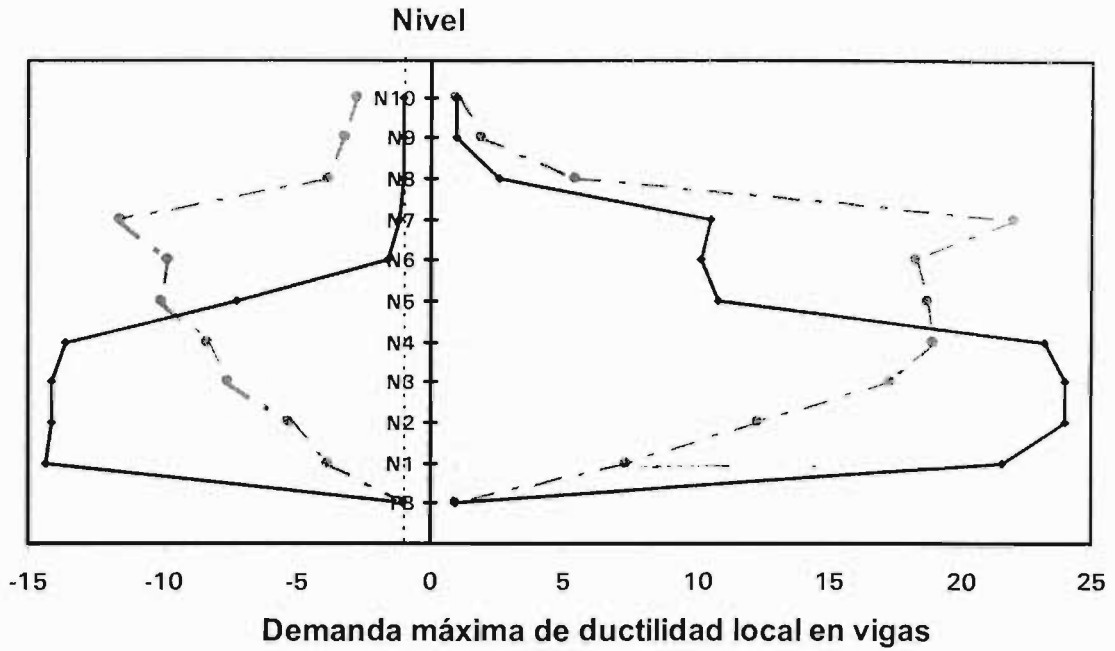


Fig C.20 Comparación de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas, análisis estático no lineal con cargas laterales F_i monótonicamente crecientes, distribución de la etapa inelástica del análisis dinámico paso a paso, resistencias nominales y sobre-resistencias, caso D.2

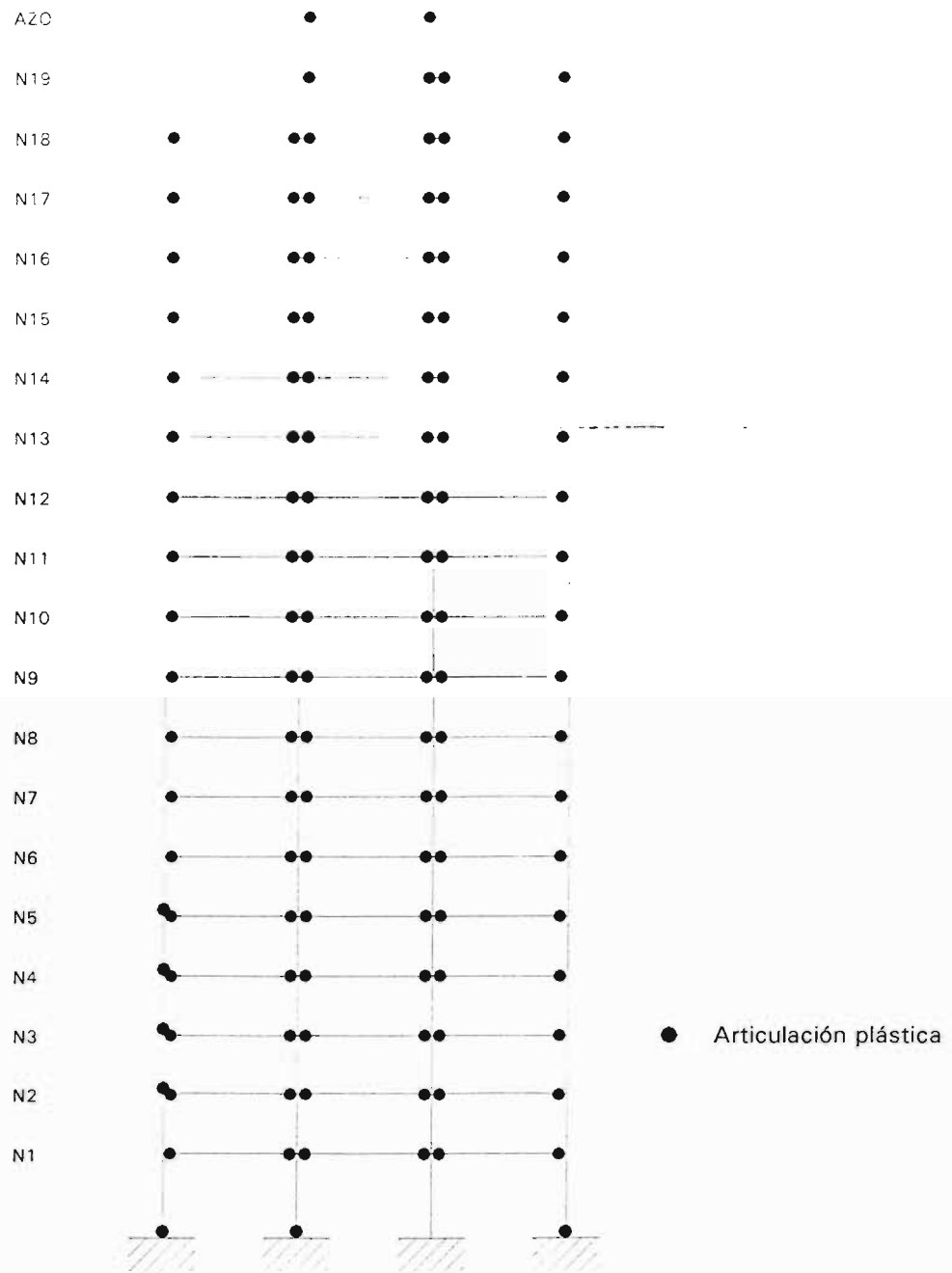


Fig C.21 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 en columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico modal espectral. Caso A.1, resistencias nominales.

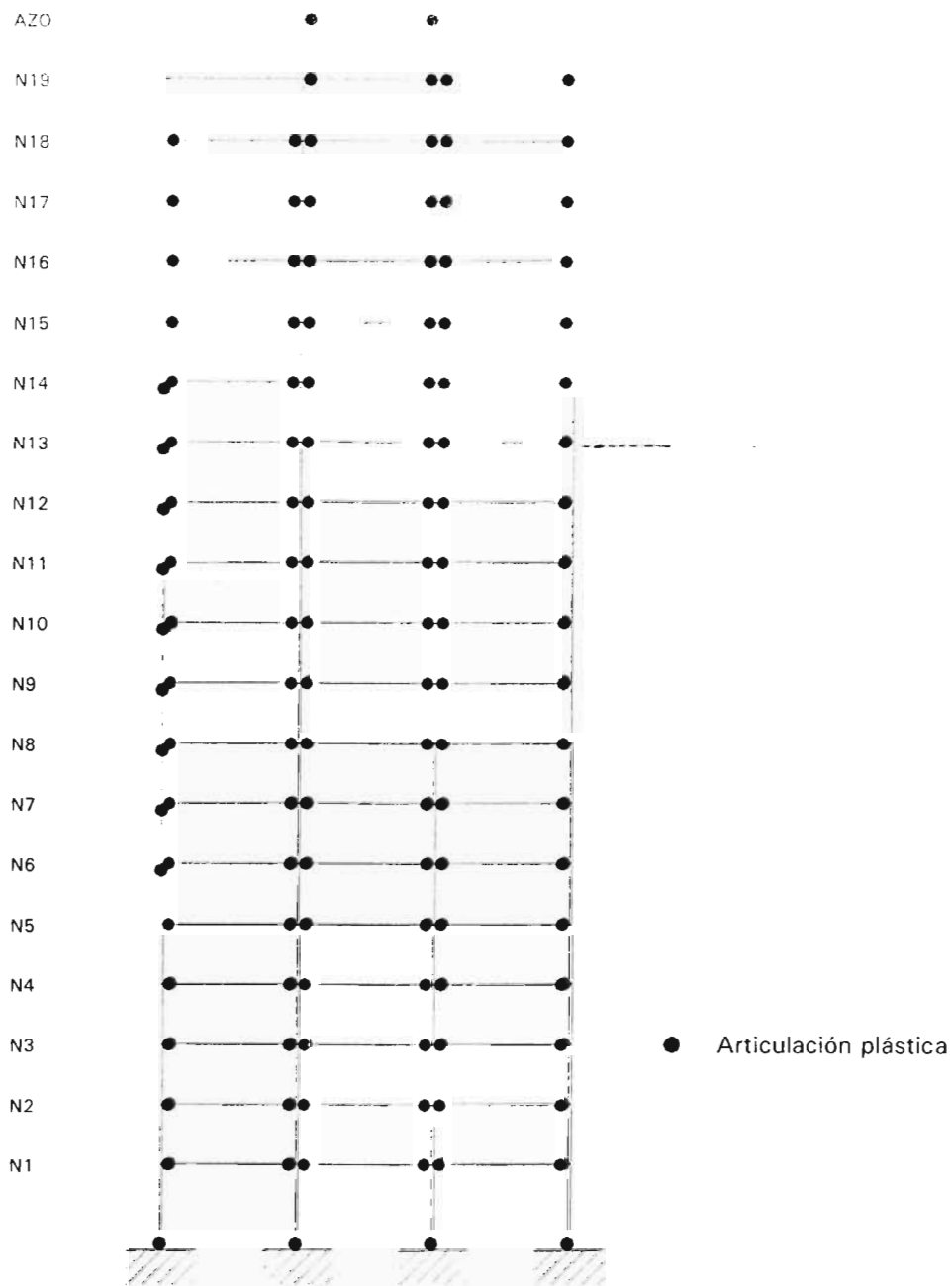


Fig C.22 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase elástica. Caso A.1, resistencias nominales

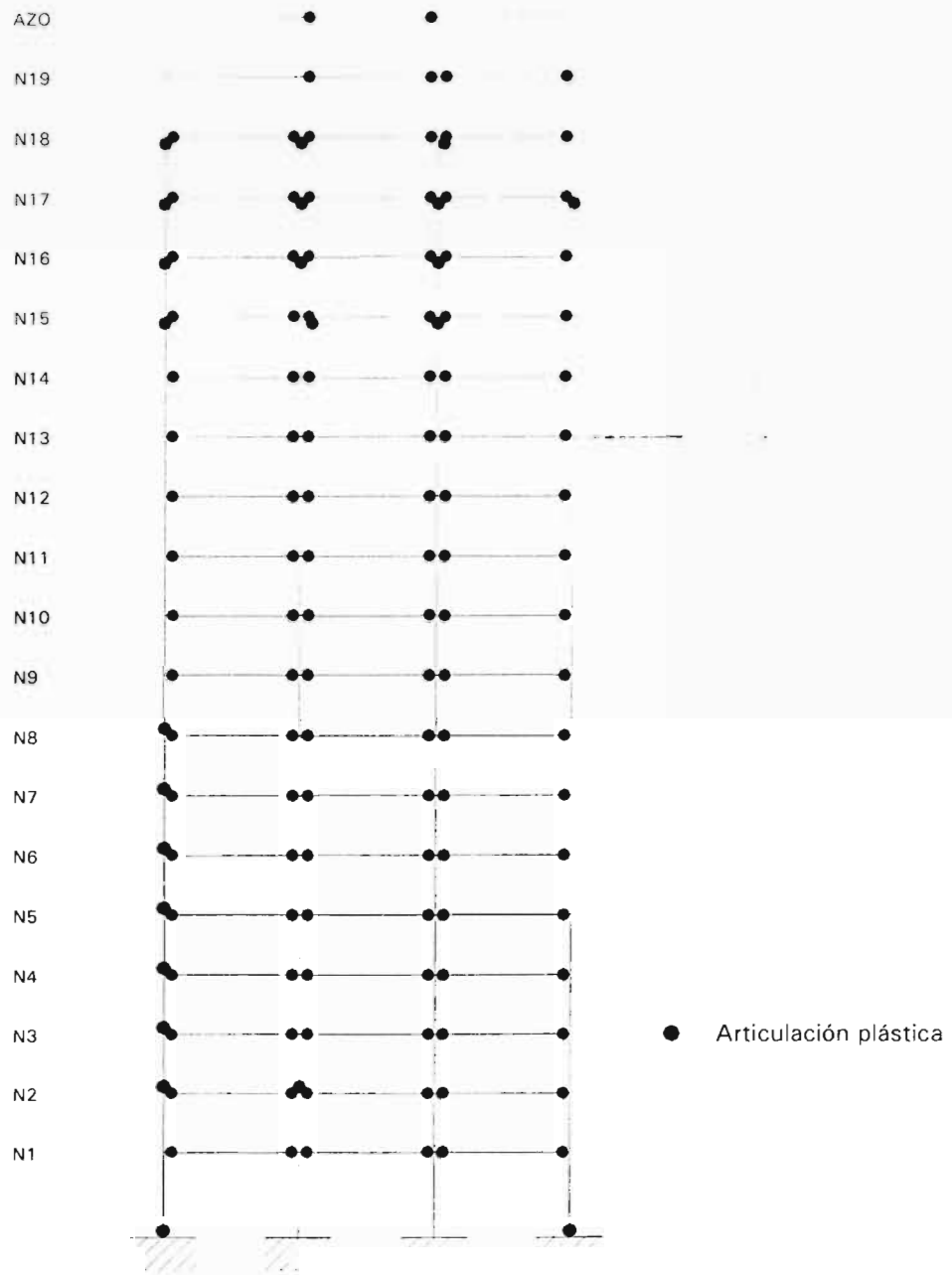


Fig C.23 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 en columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico modal espectral. Caso A.2, resistencias nominales

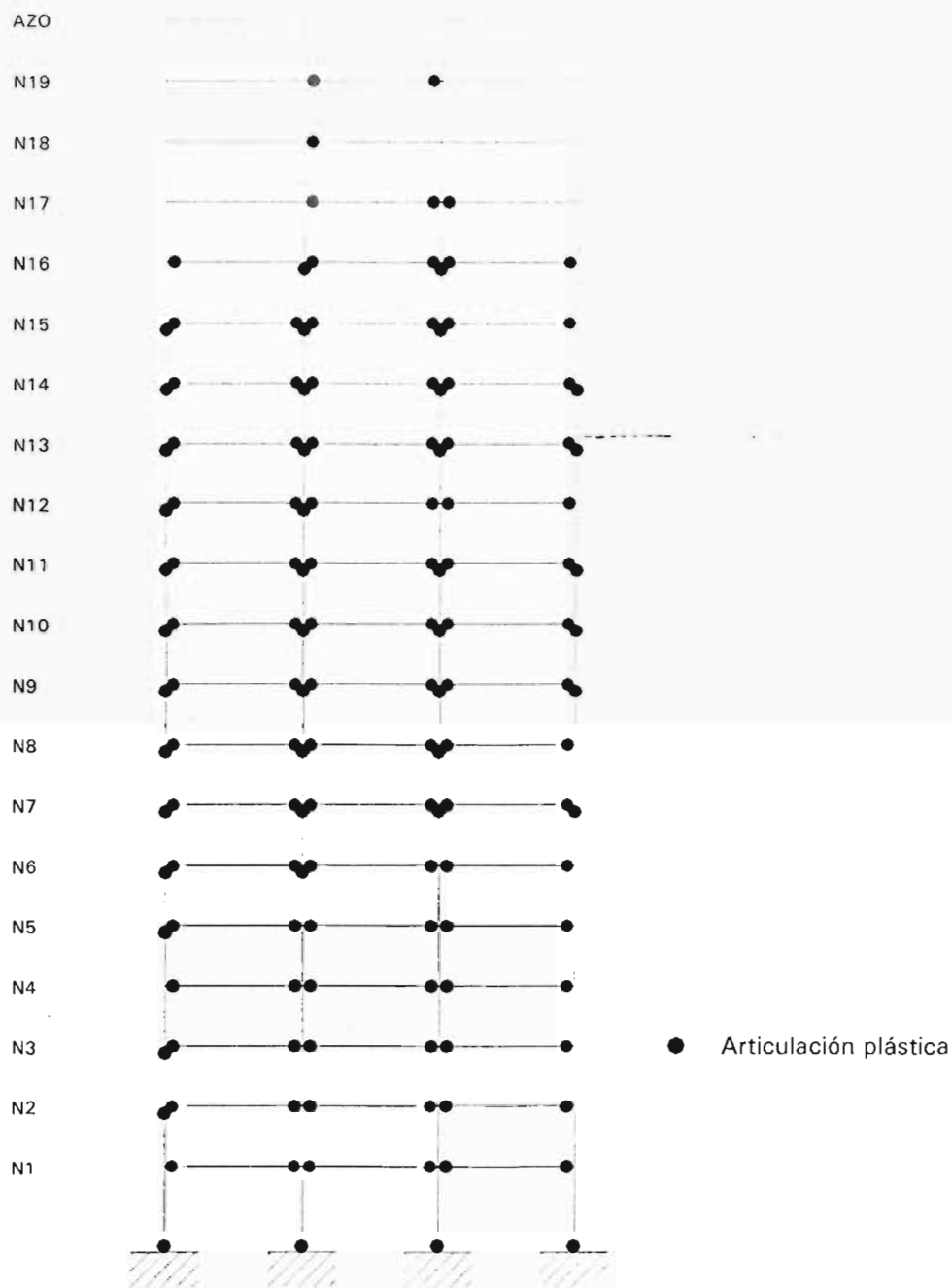


Fig C.24 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase elástica. Caso A.2, resistencias nominales

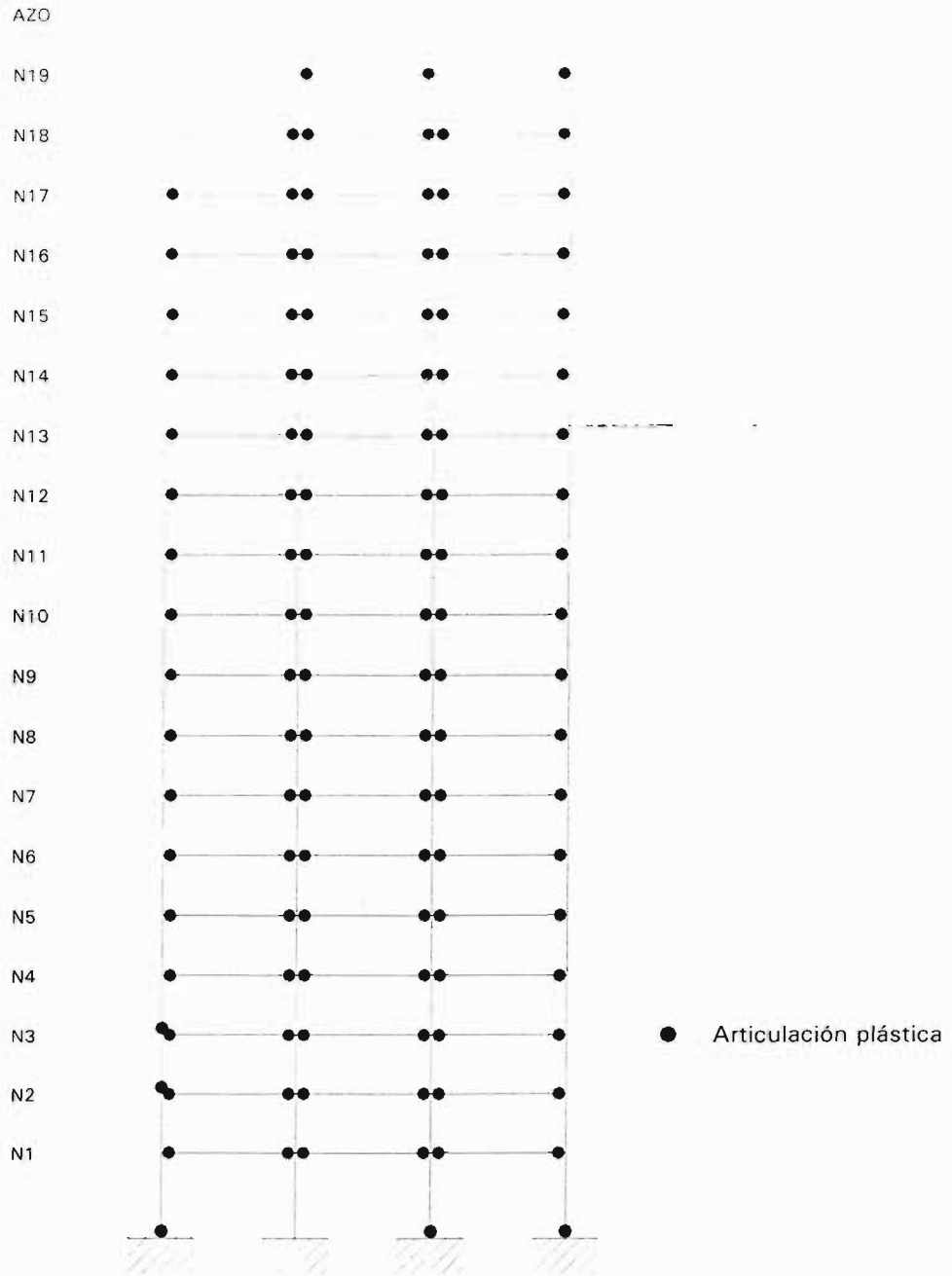


Fig C.25 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 en columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico modal espectral. Caso B.1, resistencias nominales

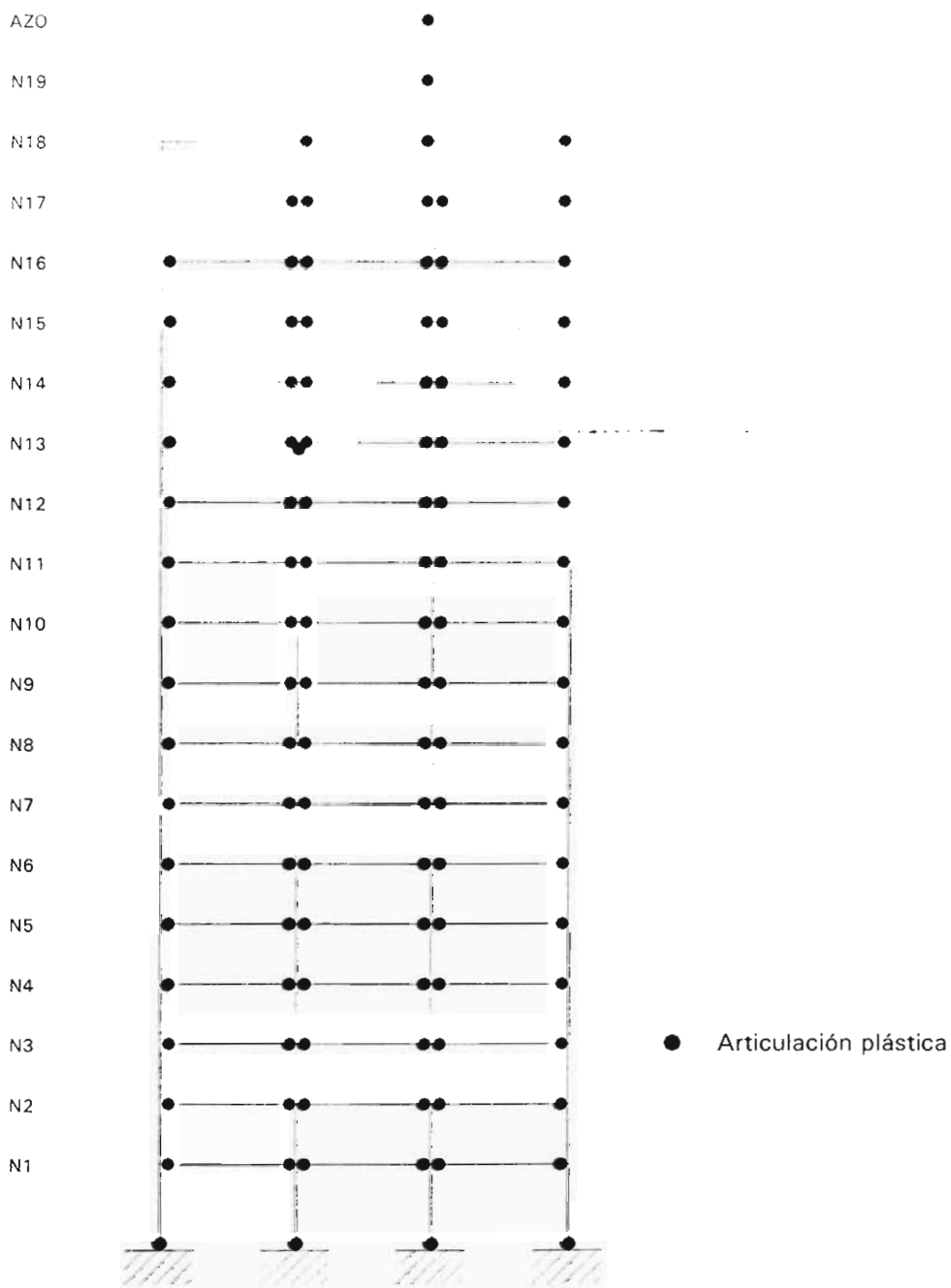


Fig C.26 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase elástica. Caso B.1, resistencias nominales

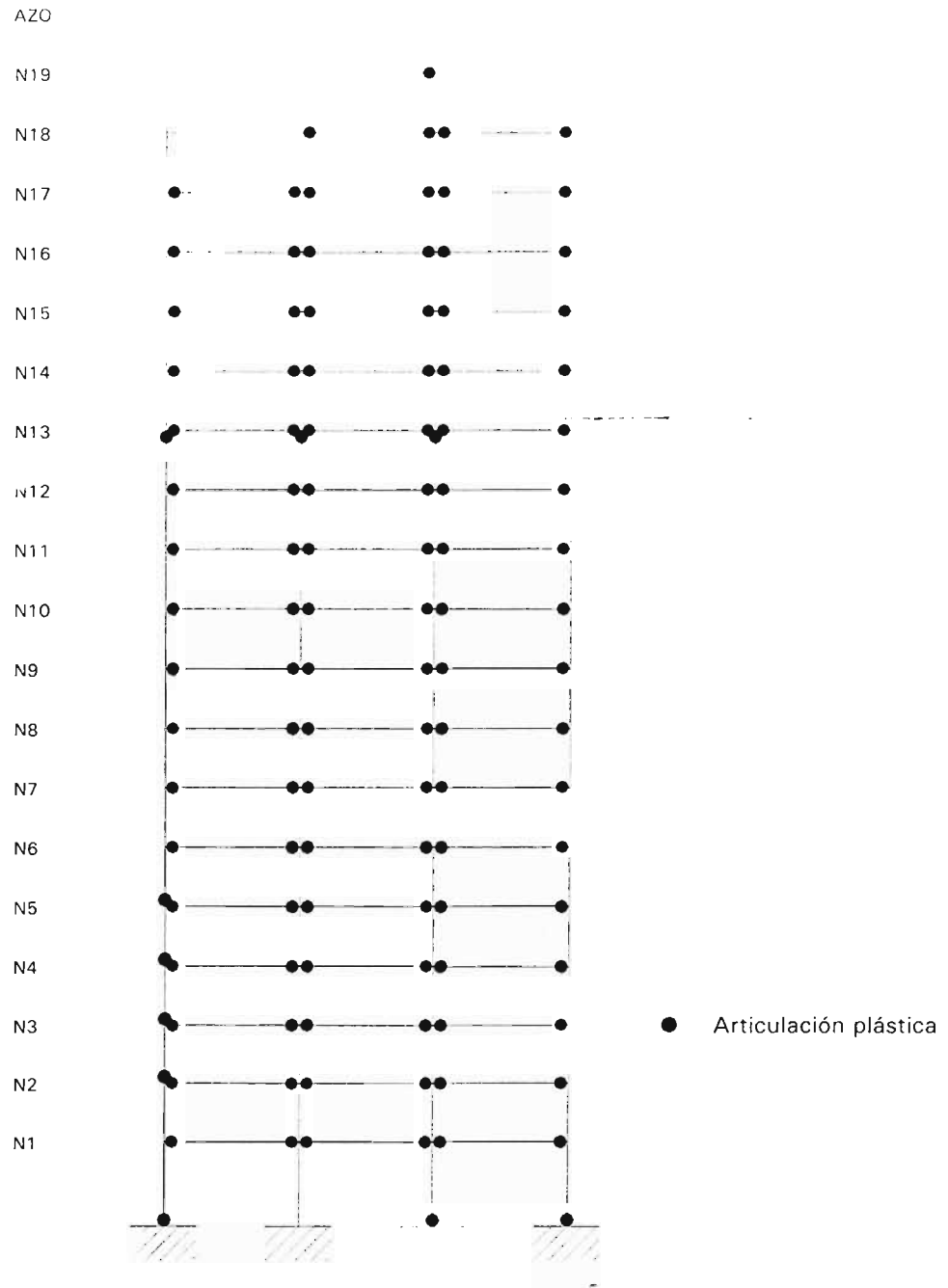


Fig C.27 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase inelástica. Caso B.1, resistencias nominales

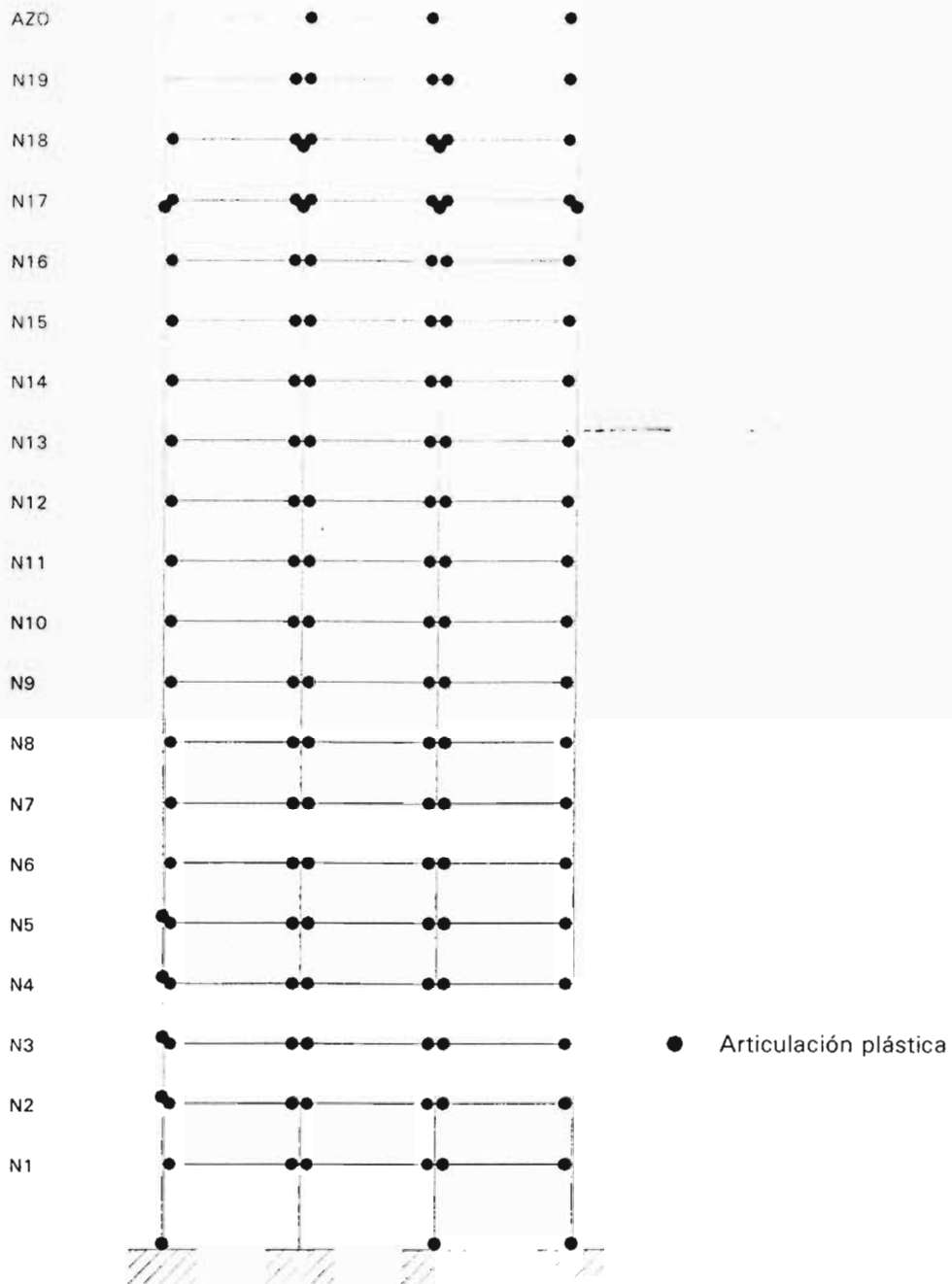


Fig C.28 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 en columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico modal espectral. **Caso B.2, resistencias nominales**

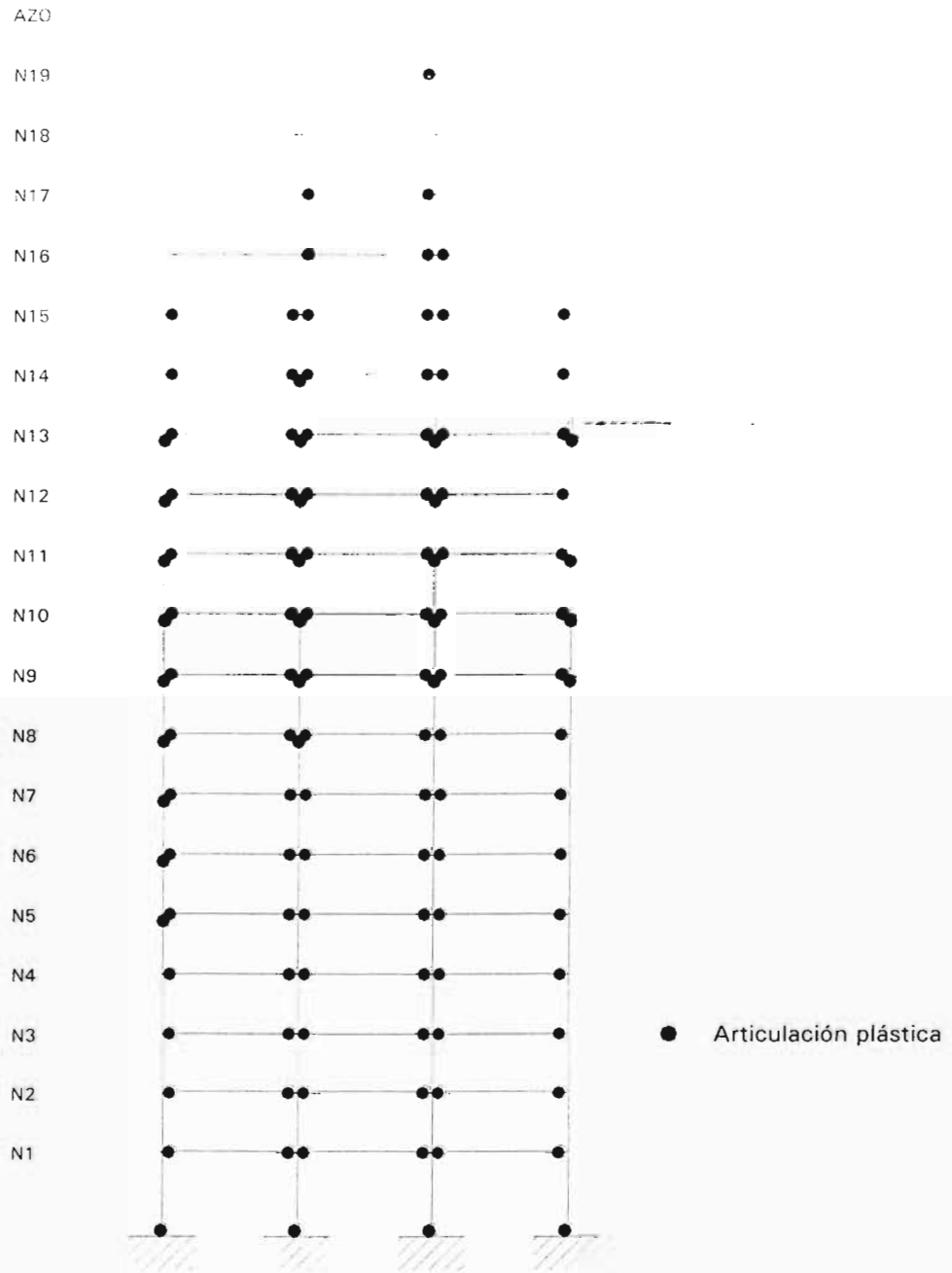


Fig C.29 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase elástica. Caso B.2, resistencias nominales

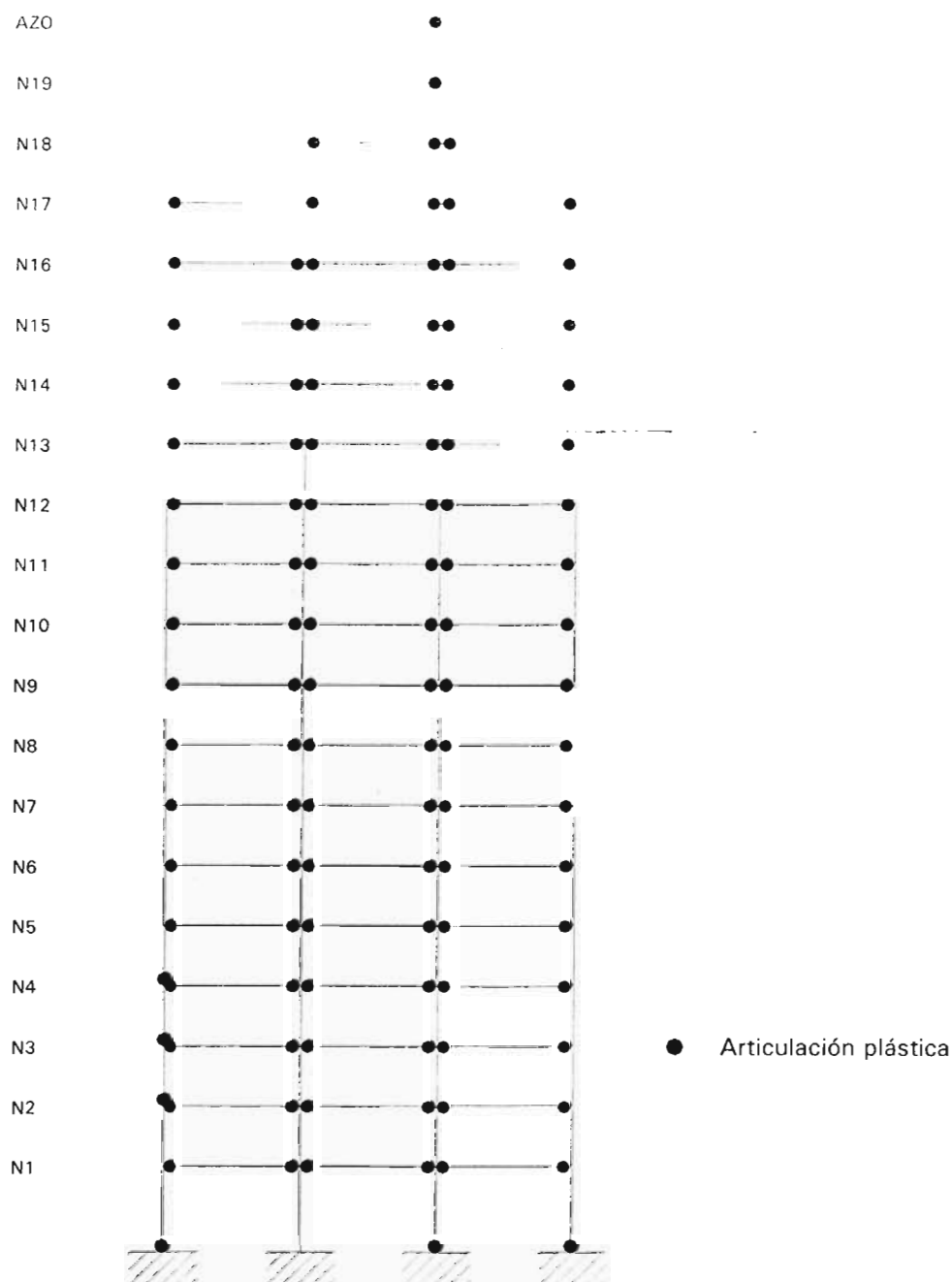


Fig C.30 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase inelástica. Caso B.2, resistencias nominales

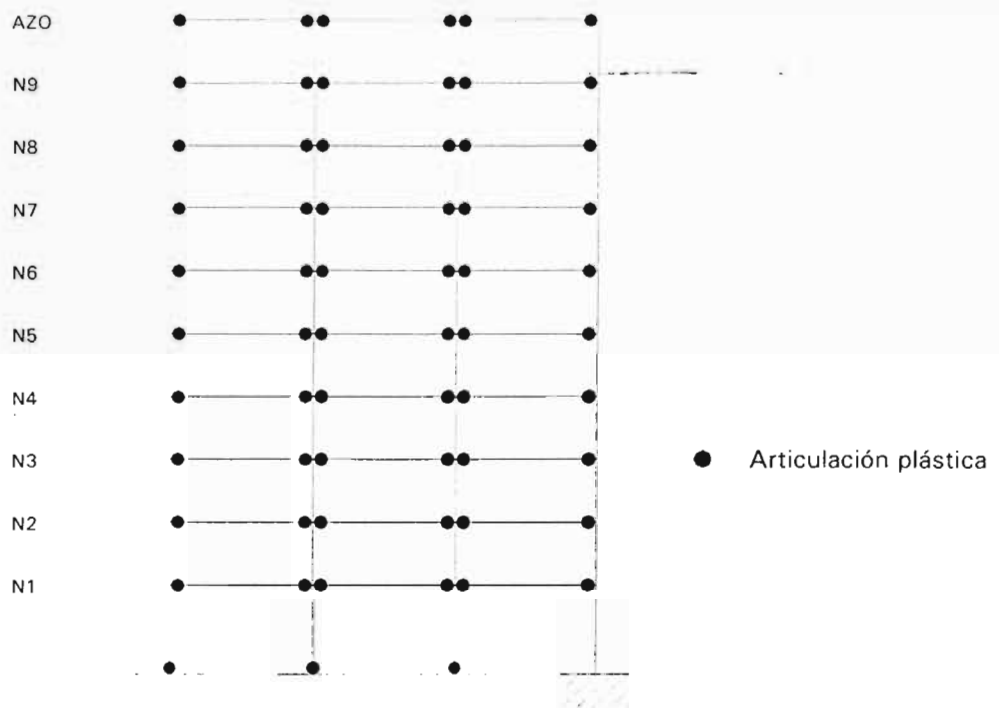


Fig C.31 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 en columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico modal espectral. Caso C.1, resistencias nominales

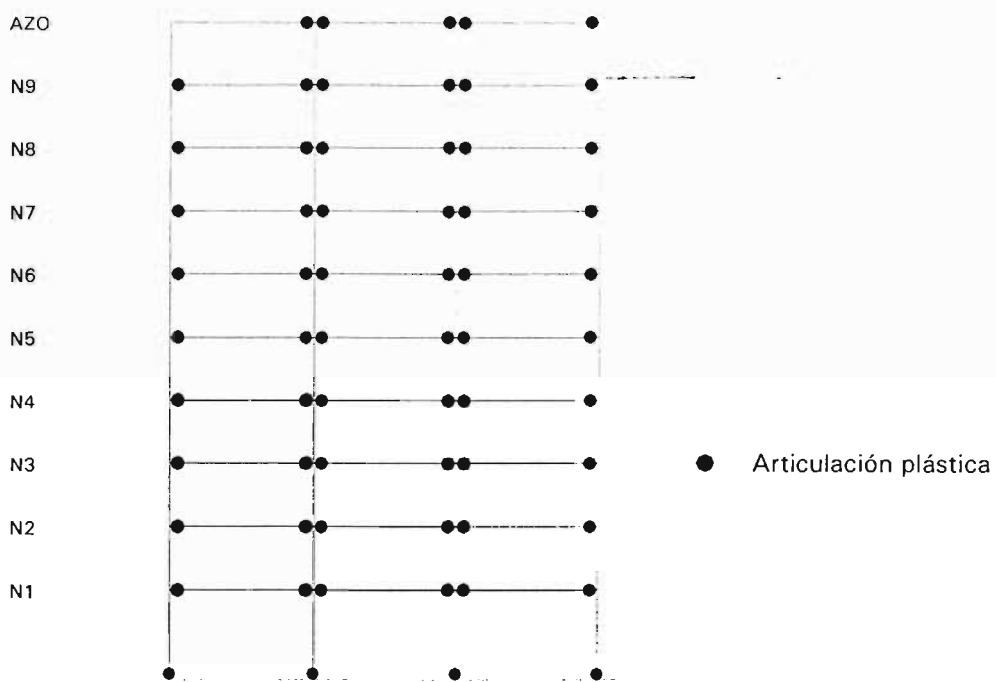


Fig C.32 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase elástica. Caso C.1, resistencias nominales

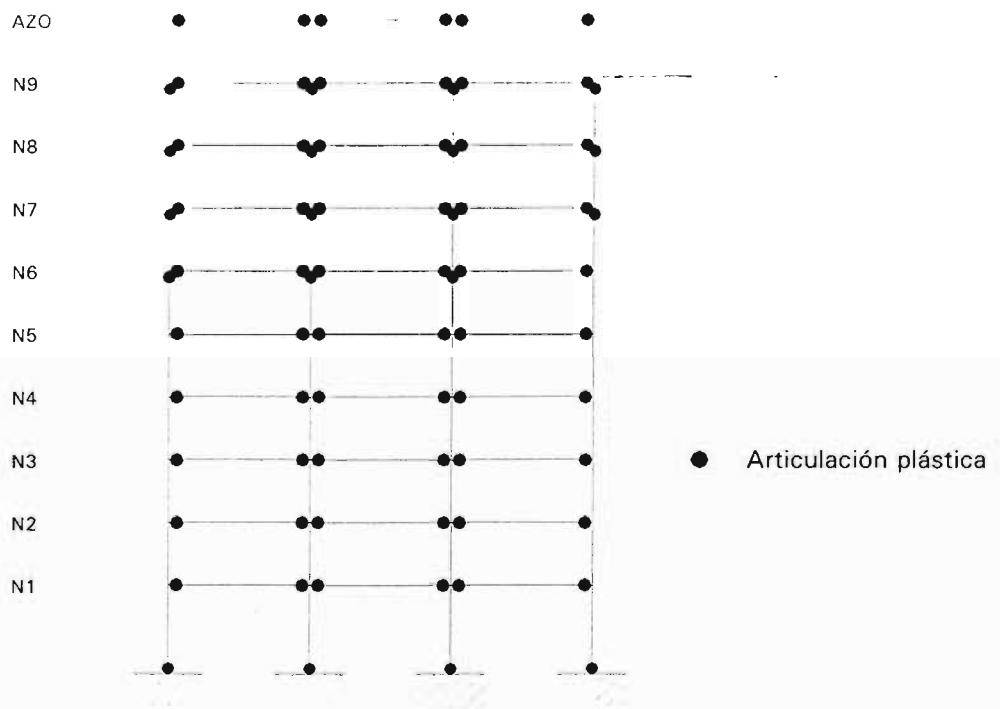


Fig C.33 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 en columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico modal espectral. Caso C.2, resistencias nominales

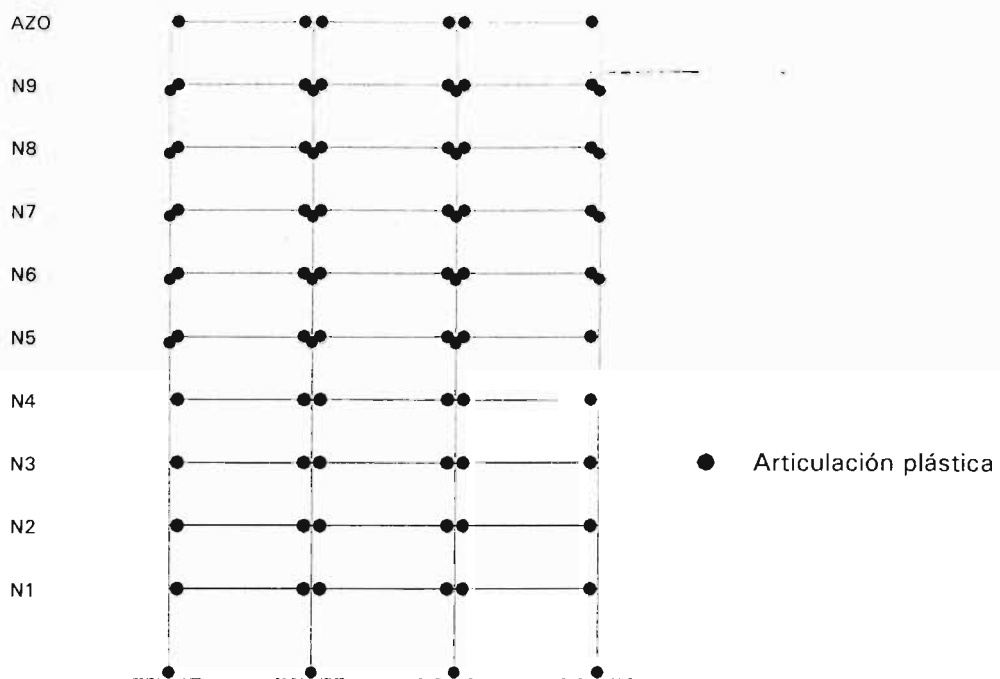


Fig C.34 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase elástica. Caso C.2, resistencias nominales

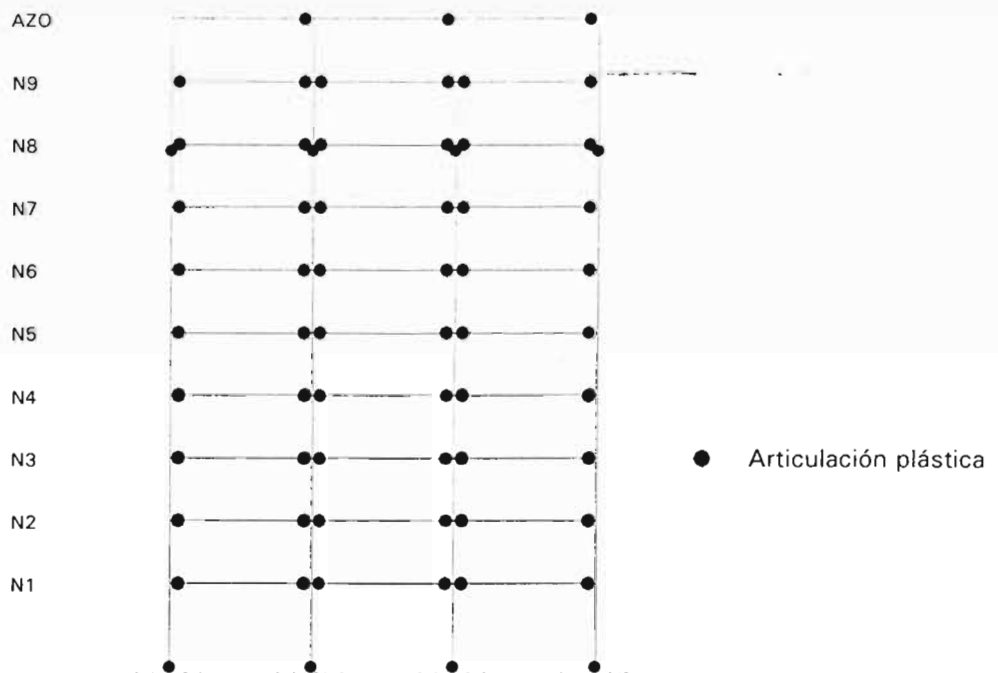


Fig C.35 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 en columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico modal espectral. Caso D.1, resistencias nominales

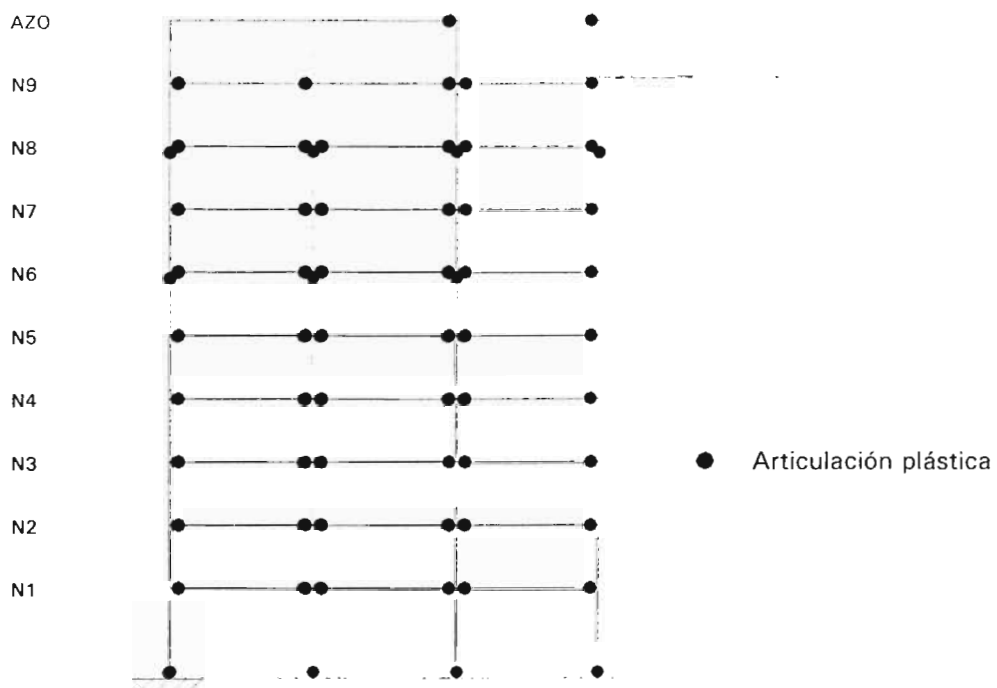


Fig C.36 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase elástica. Caso D.1, resistencias nominales

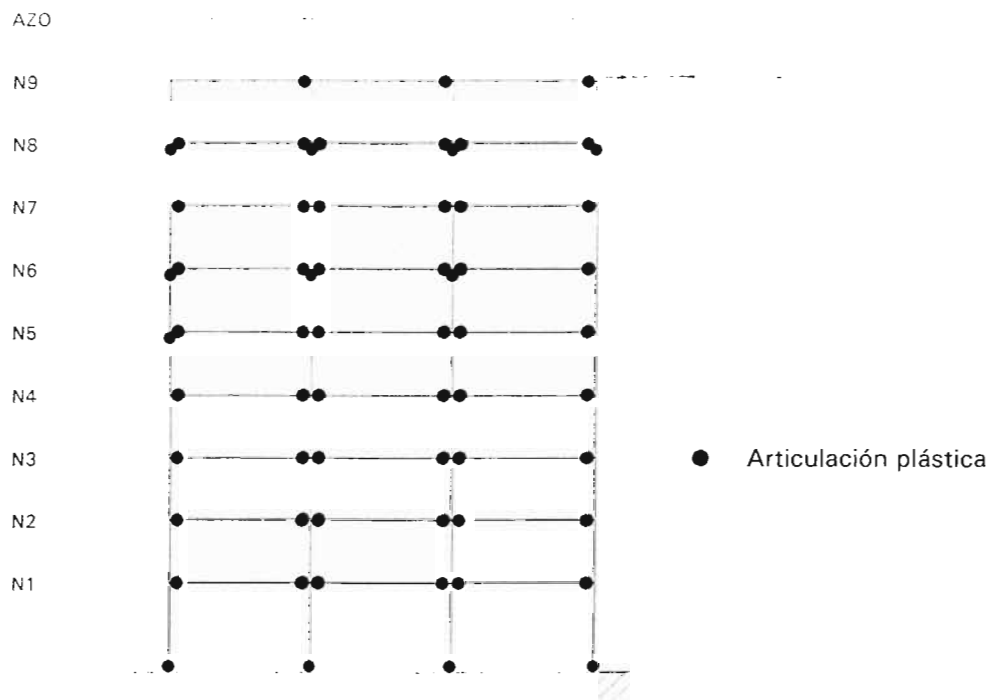


Fig C.37 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase inelástica. Caso D.1, resistencias nominales

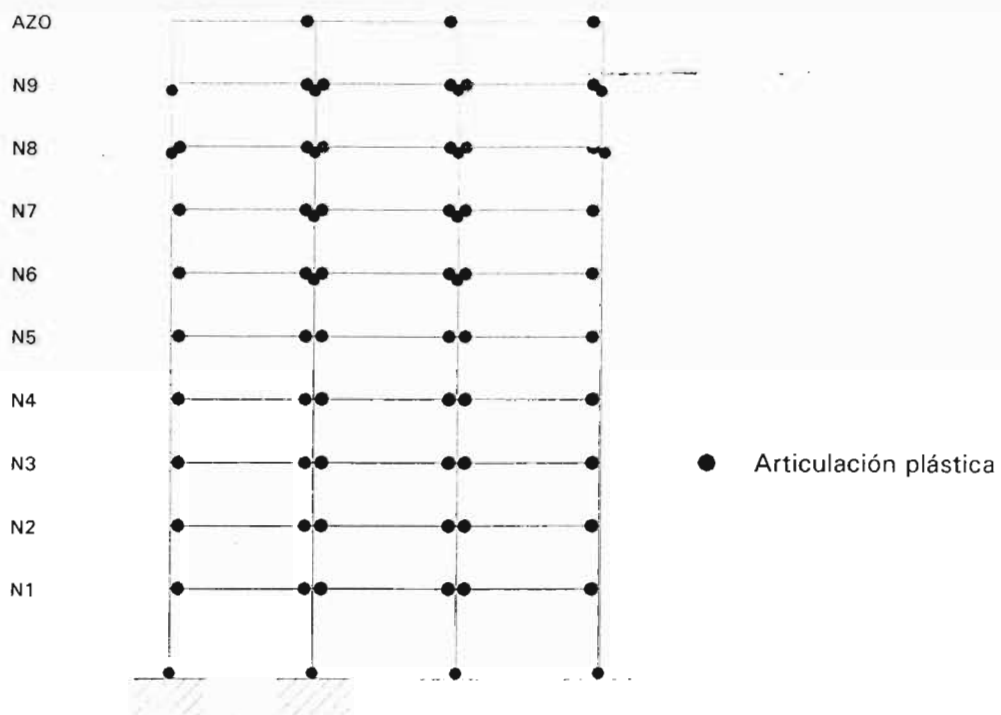


Fig C.38 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 en columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico modal espectral. Caso D.2, resistencias nominales

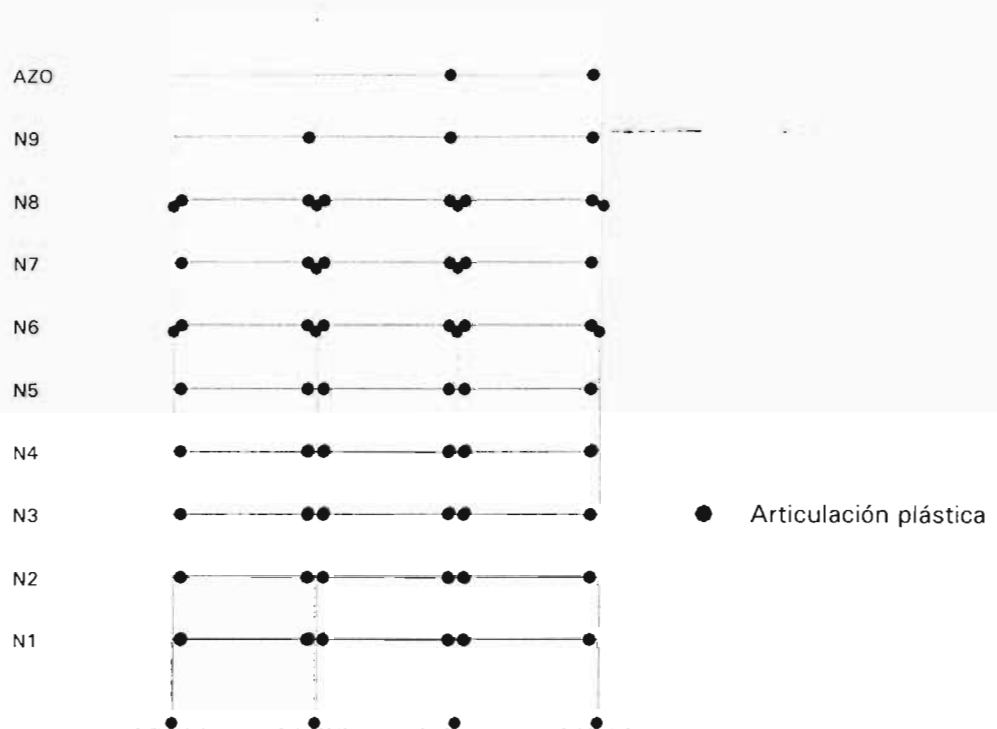


Fig C.39 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase elástica. Caso D.2, resistencias nominales

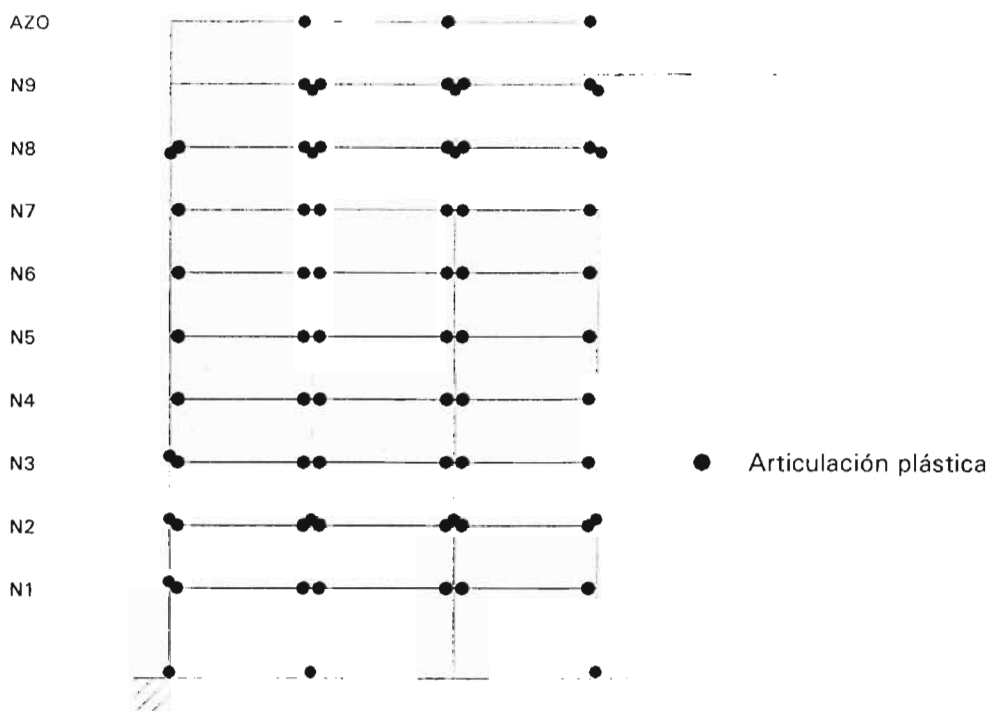


Fig C.40 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase inelástica. Caso D.2, resistencias nominales

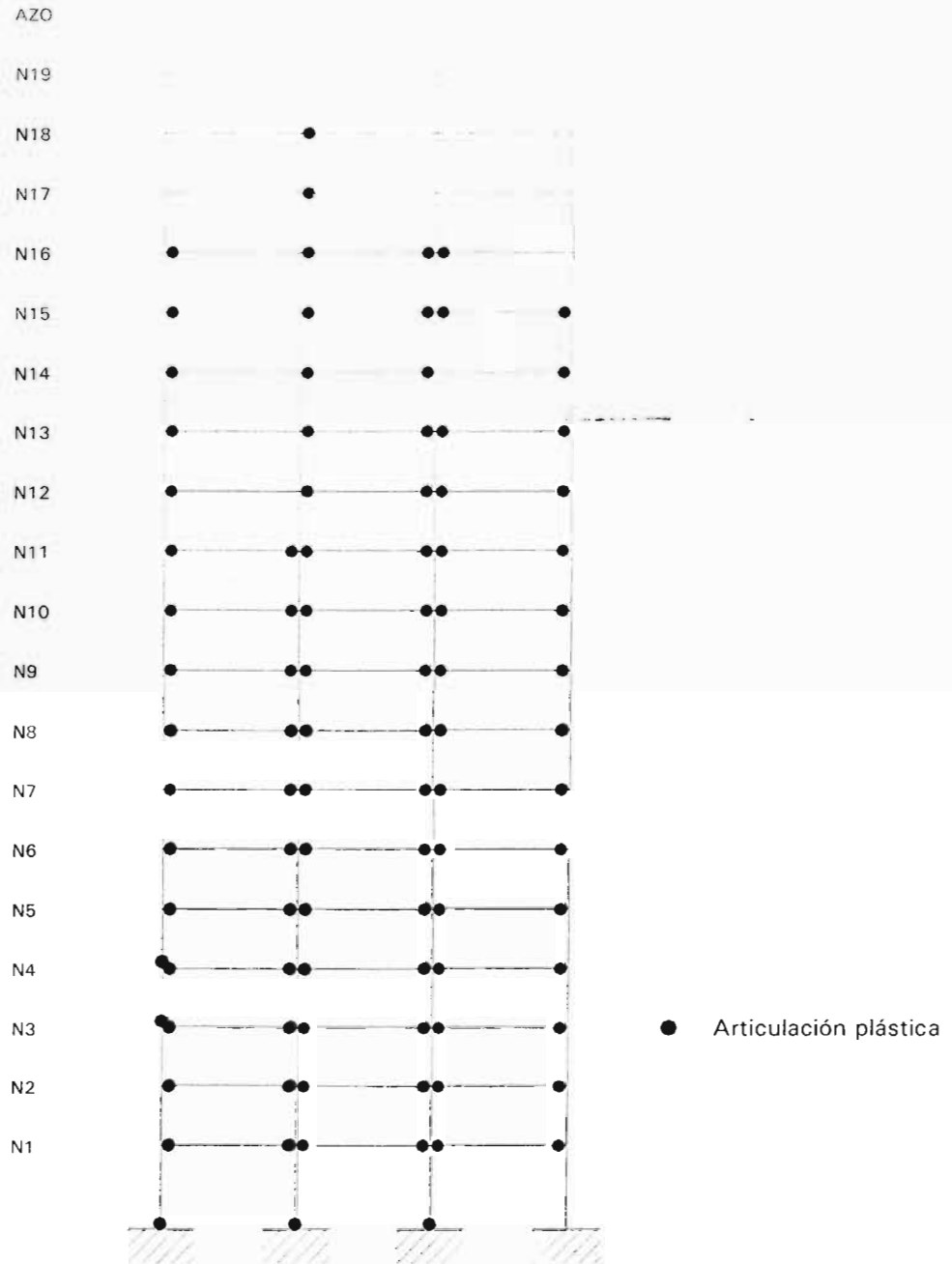


Fig C.41 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 en columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico modal espectral. Caso A.1, sobre-resistencias

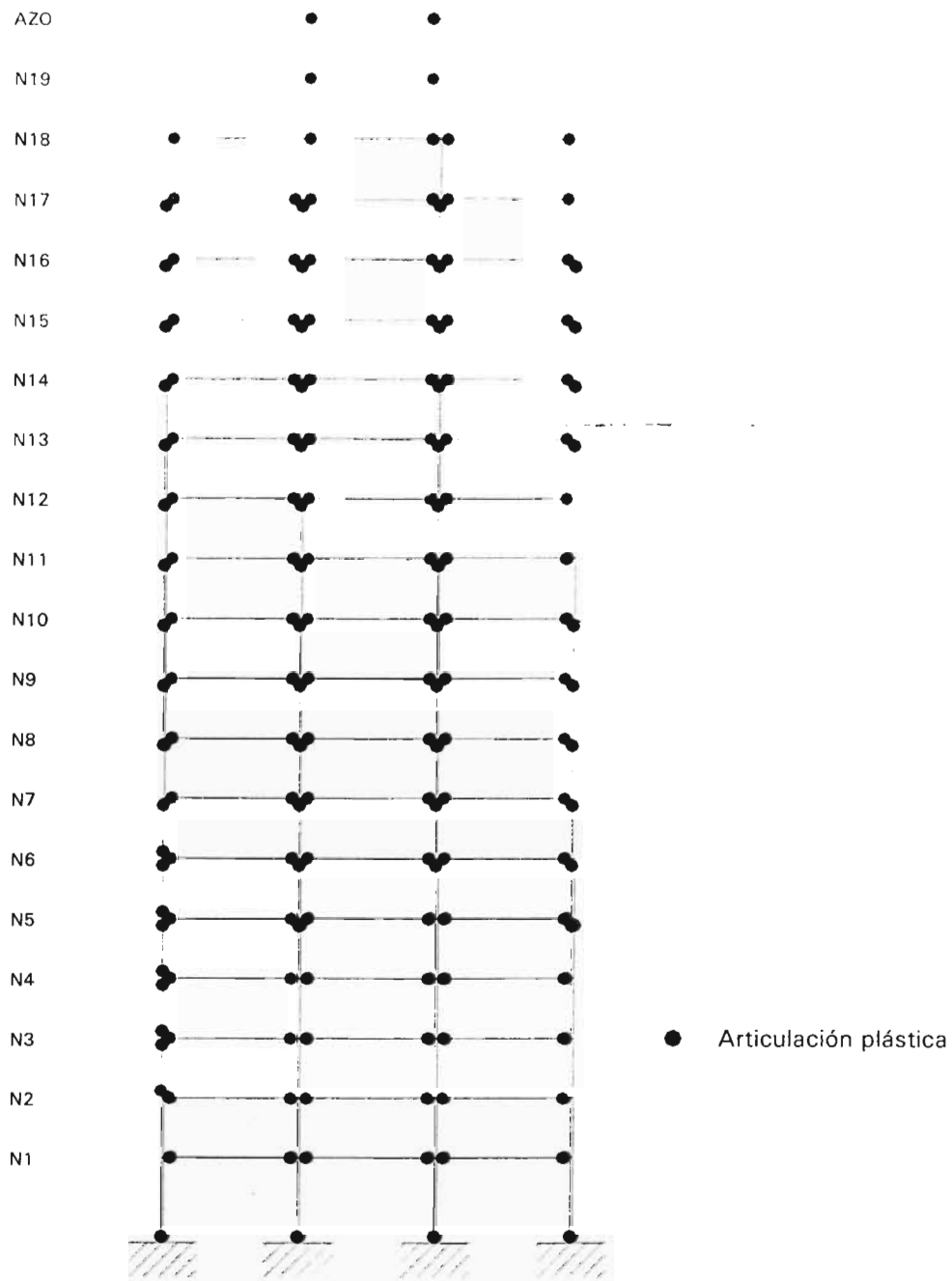


Fig C.42 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i de análisis dinámico paso a paso en su fase elástica. Caso A.1, sobre-resistencias

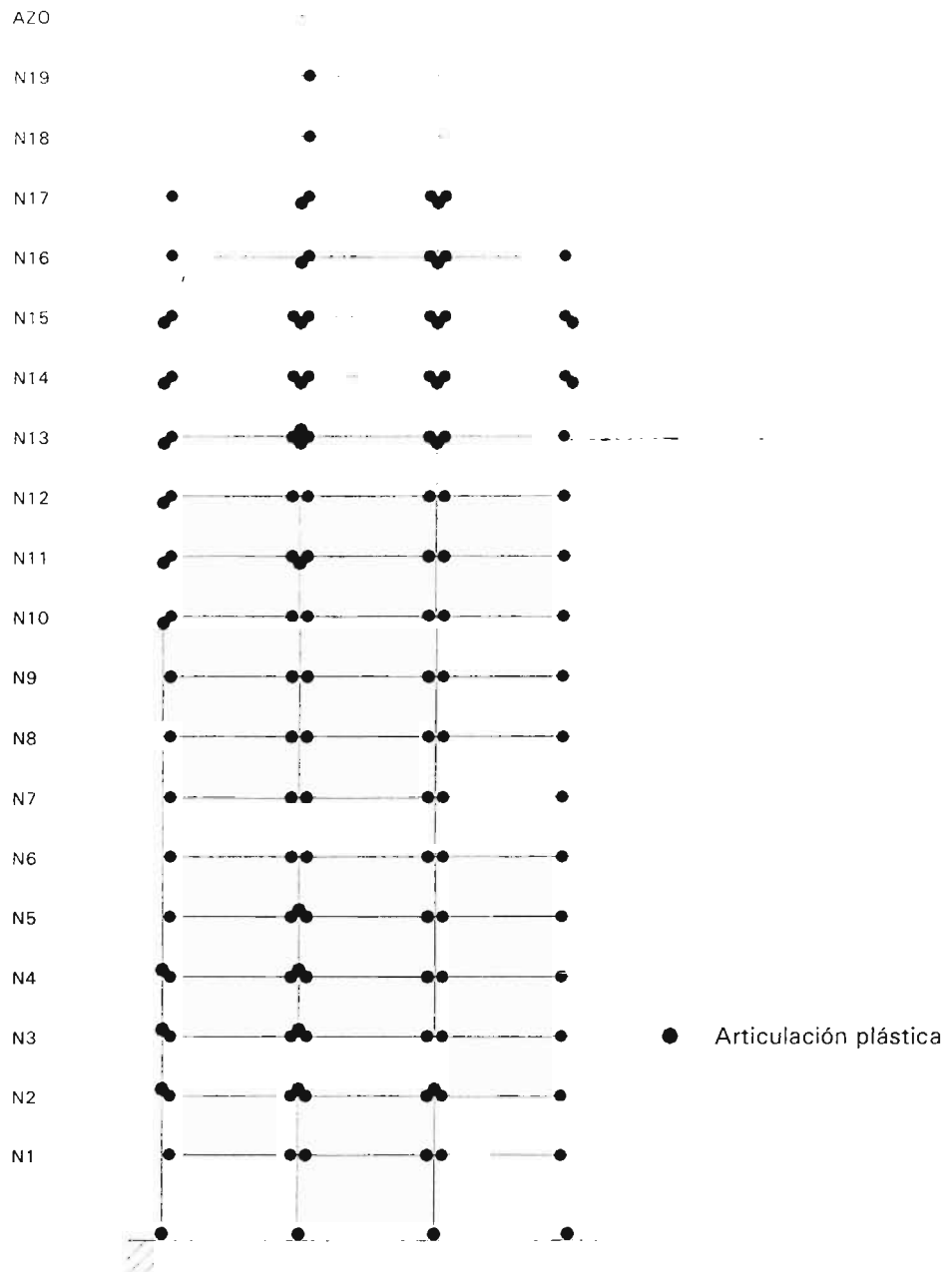


Fig C.43 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 en columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico modal espectral. Caso A.2, sobre-resistencias

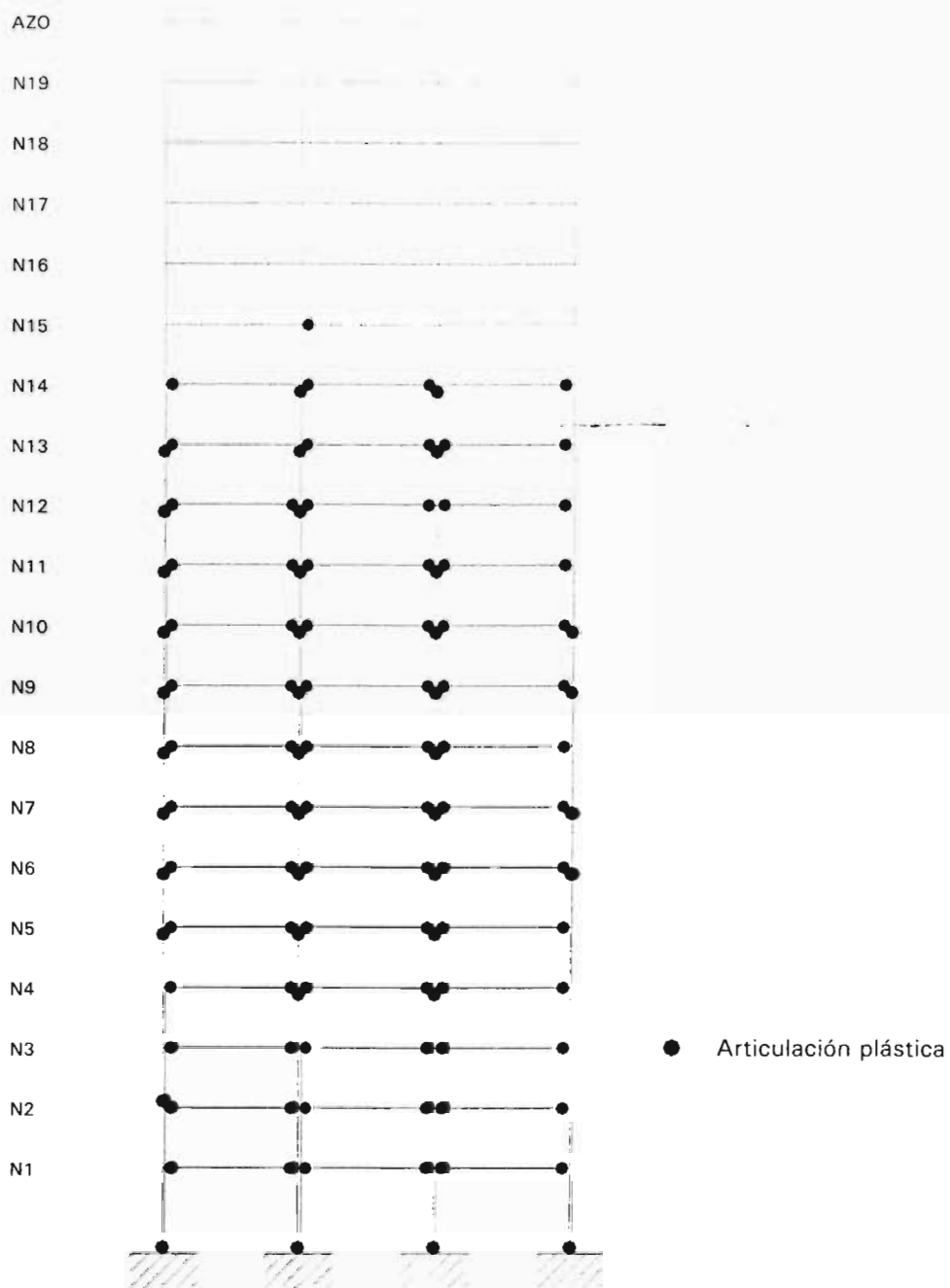


Fig C.44 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase elástica. Caso A.2, sobre-resistencias

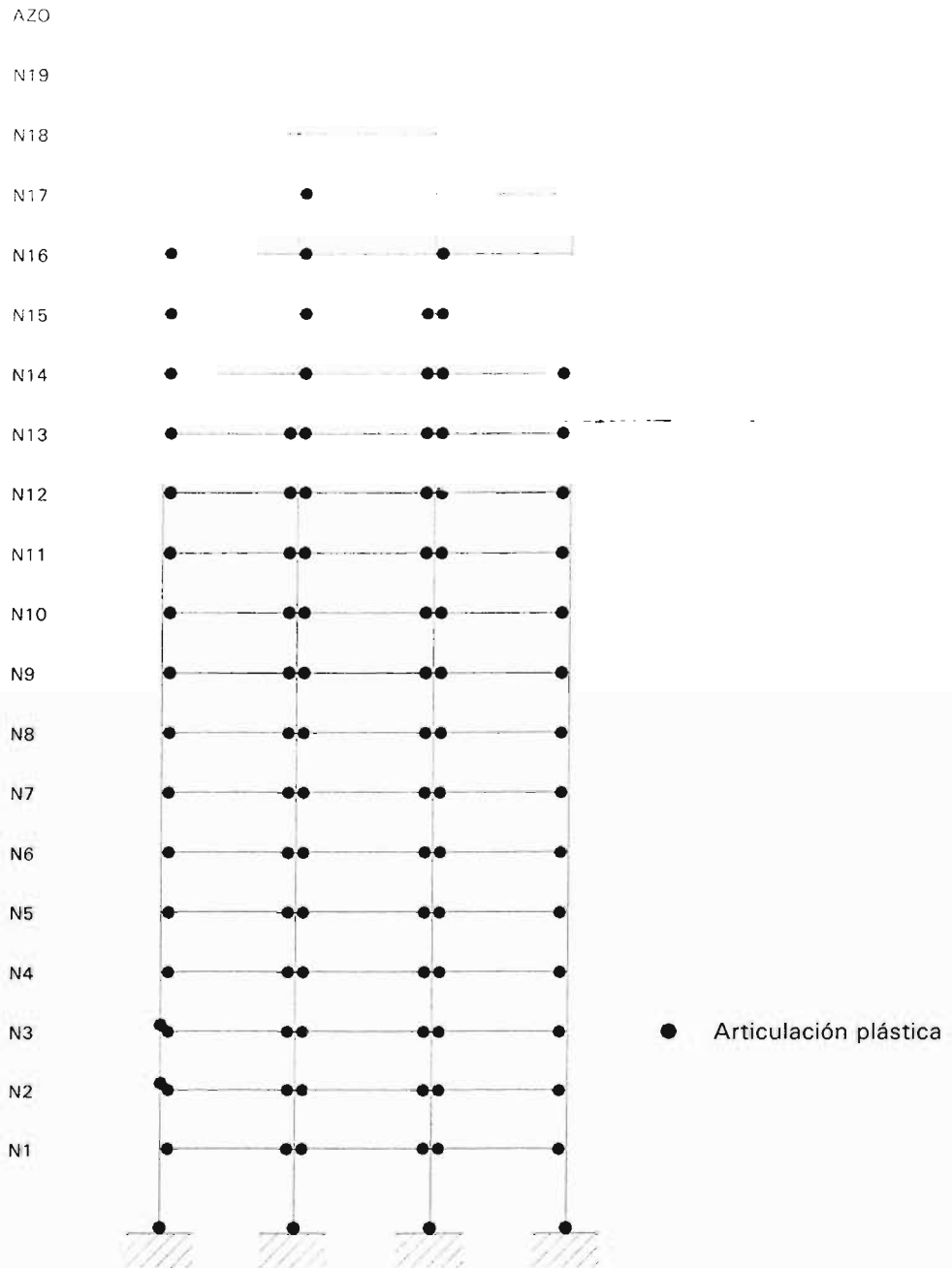


Fig C.45 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 en columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico modal espectral. Caso B.1, sobre-resistencias

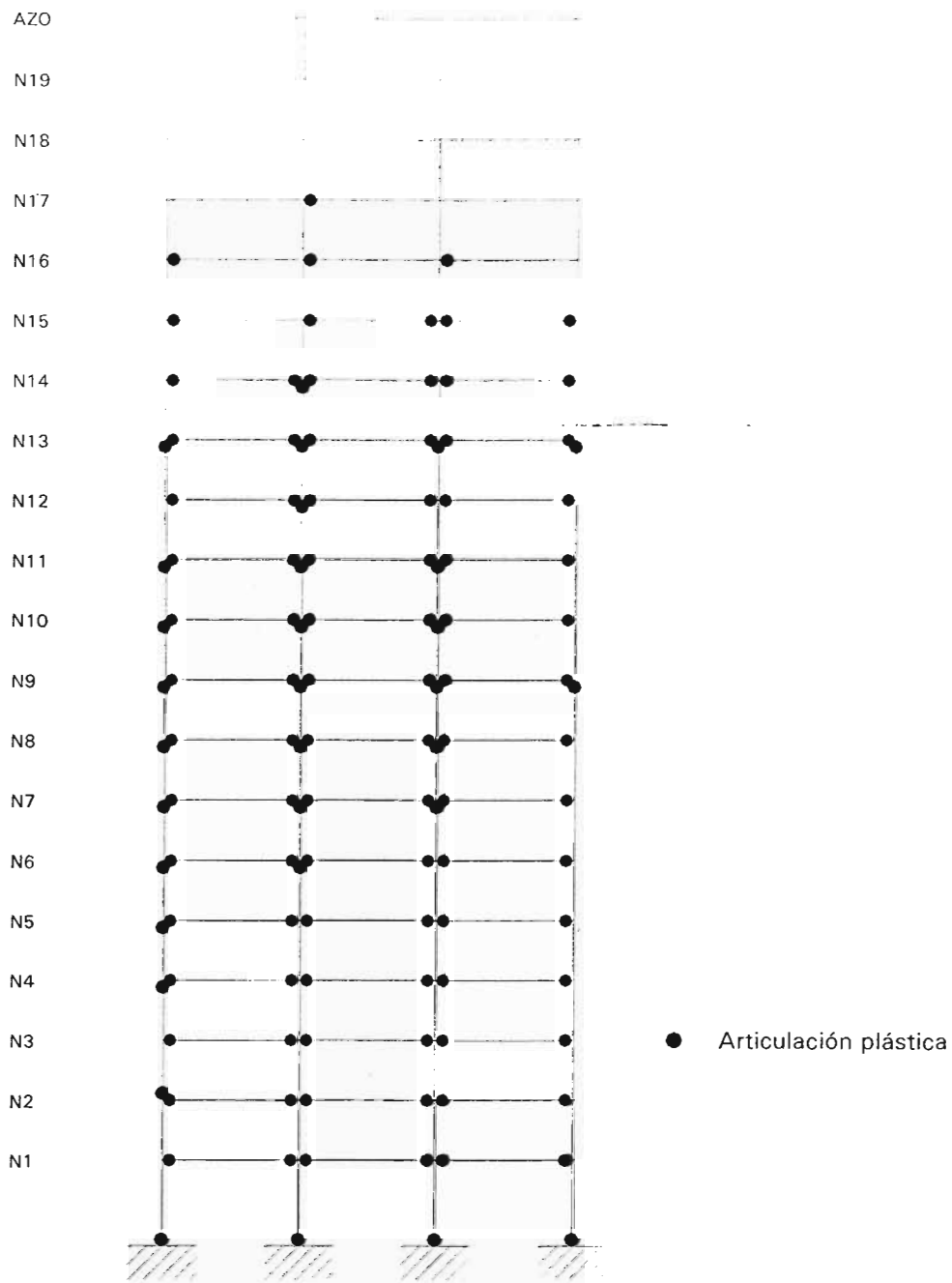


Fig C.46 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase elástica. Caso B.1, sobre-resistencias

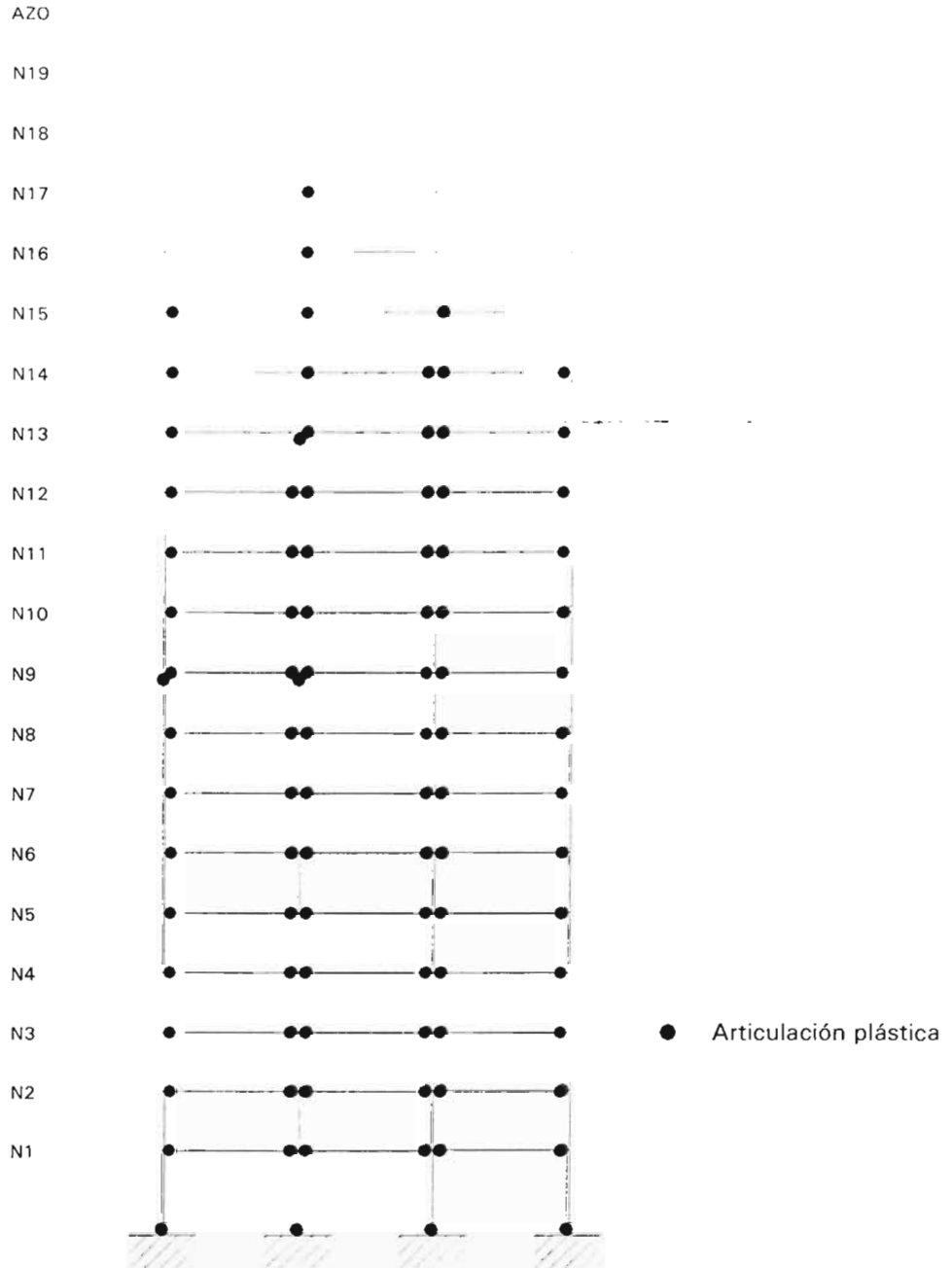


Fig C.47 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase inelástica. Caso B.1, sobre-resistencias

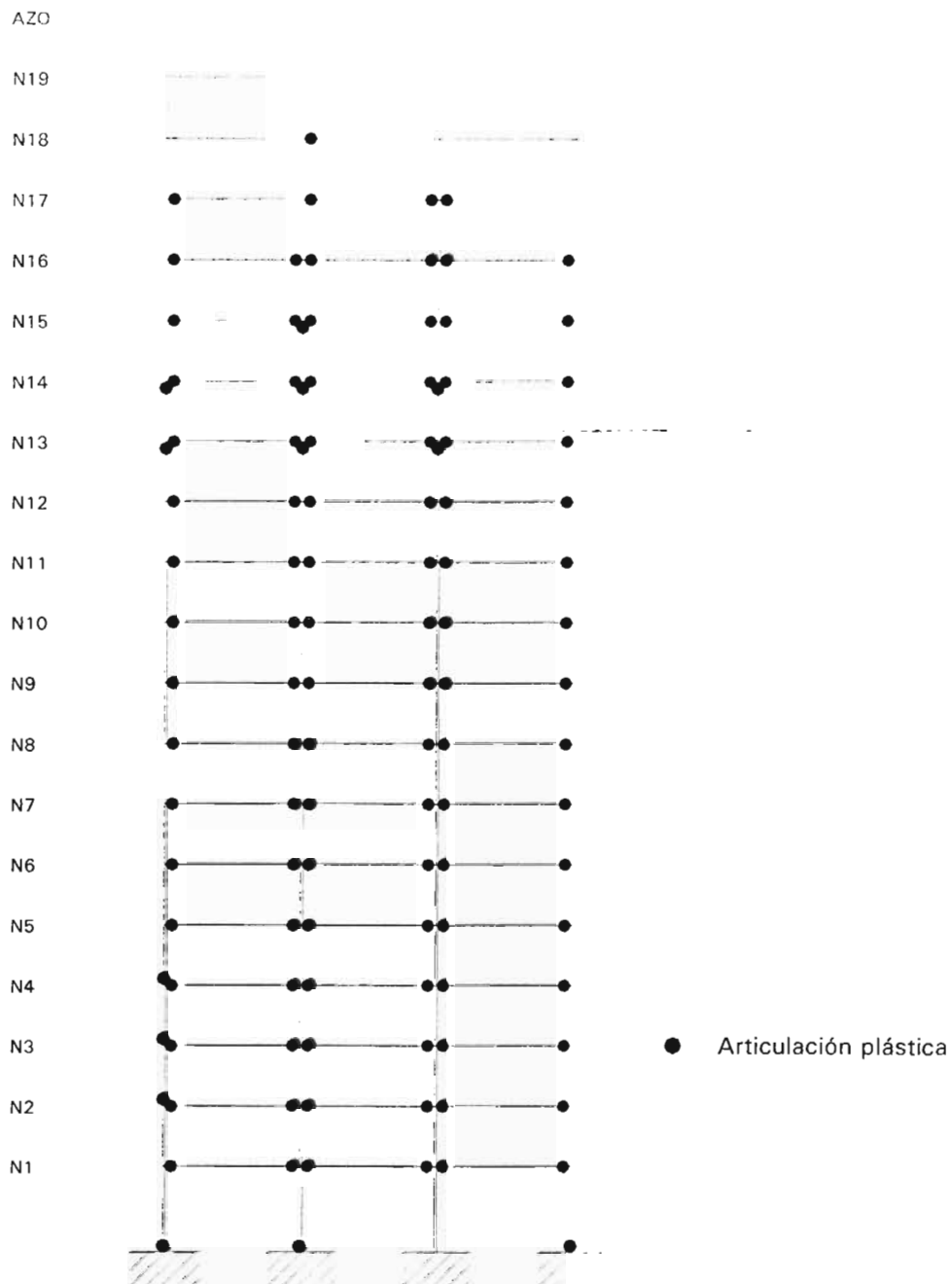


Fig C.48 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 en columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico modal espectral. **Caso B.2, sobre-resistencias**

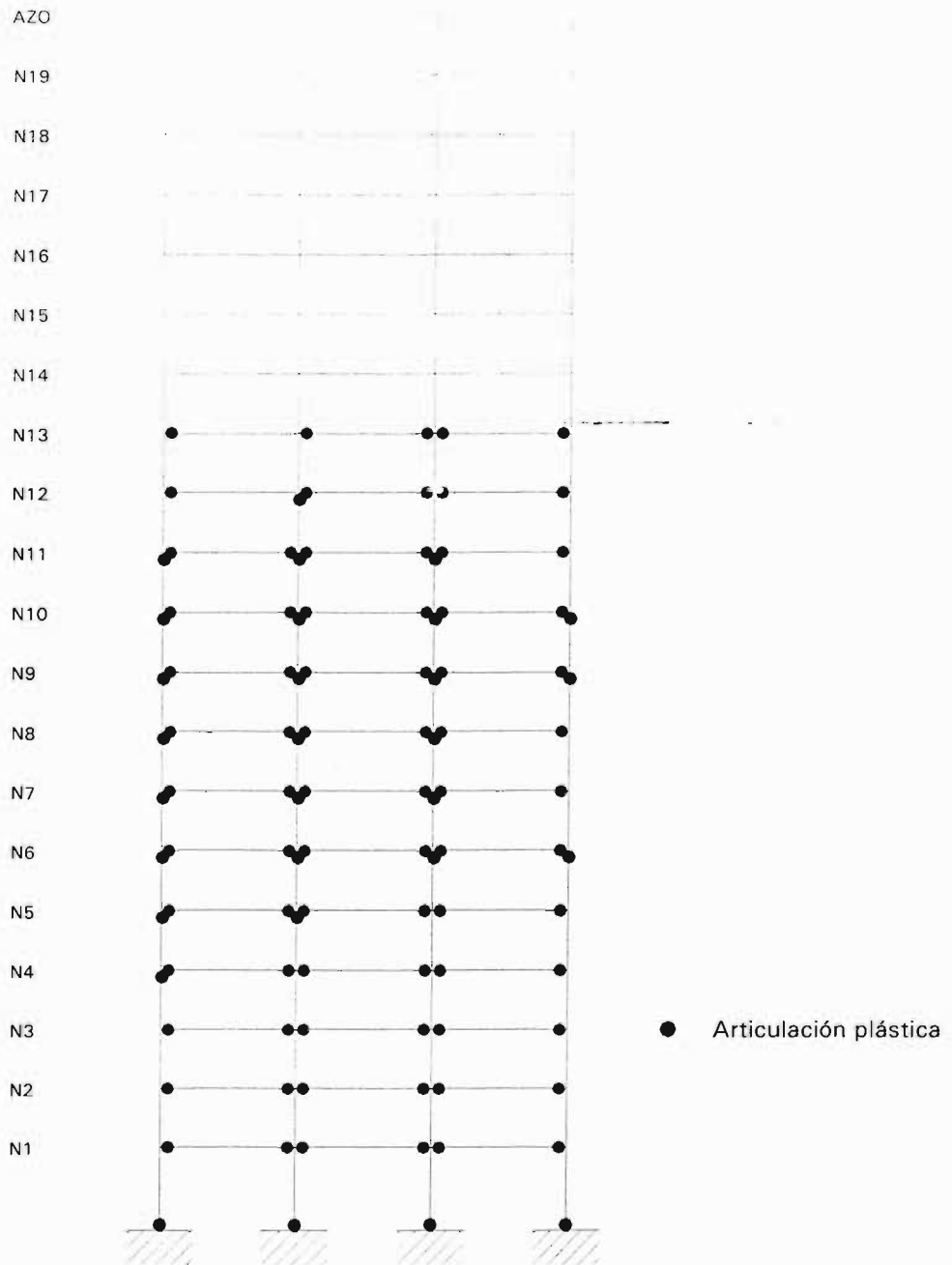


Fig C.49 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase elástica. Caso B.2, sobre-resistencias

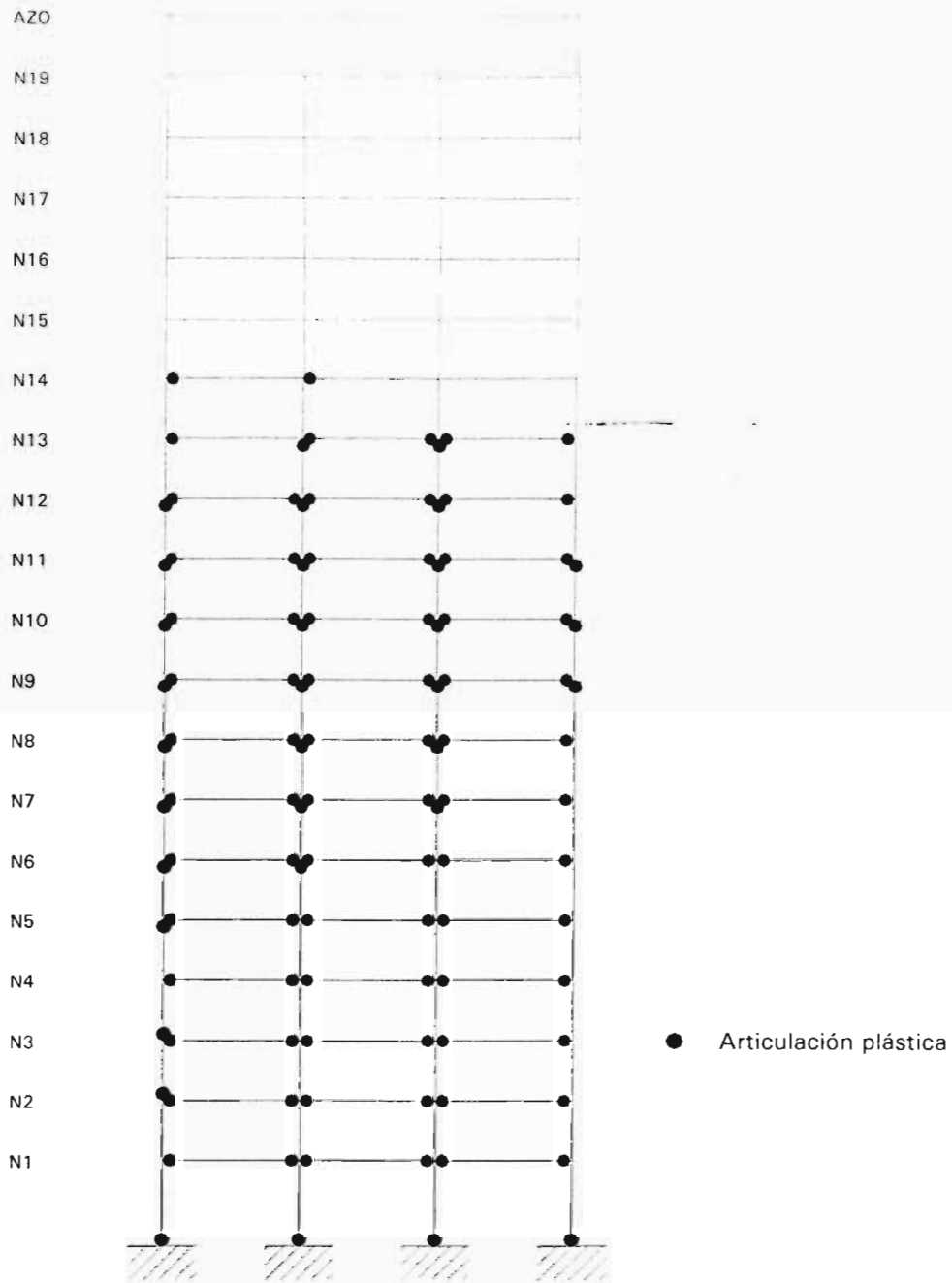


Fig C.50 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase inelástica. Caso B.2, sobre-resistencias

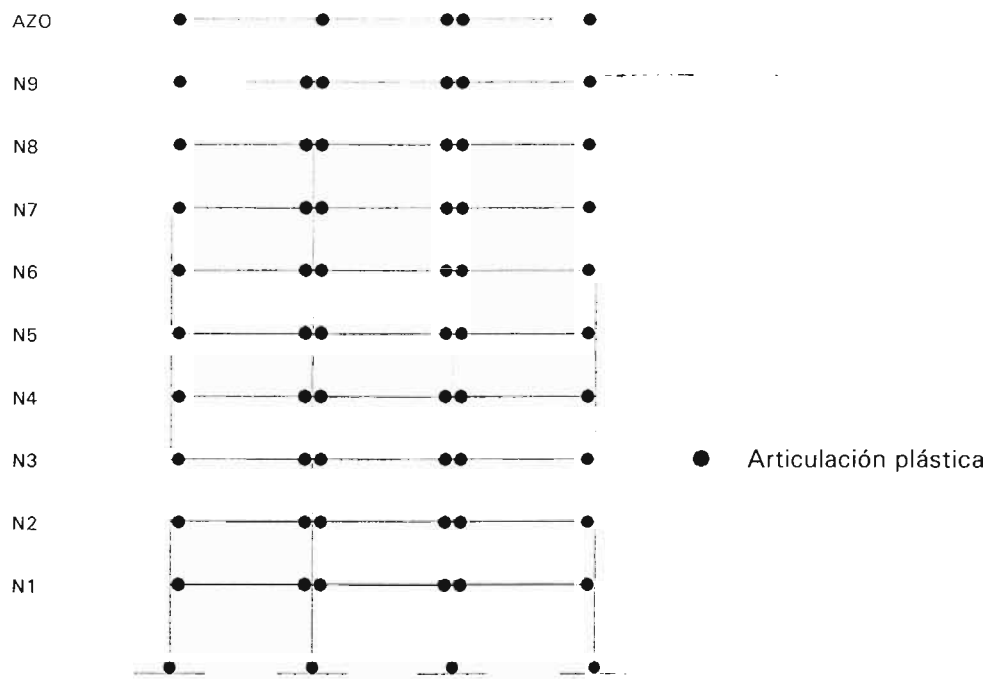


Fig C.51 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 en columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico modal espectral. Caso C.1, sobre-resistencias

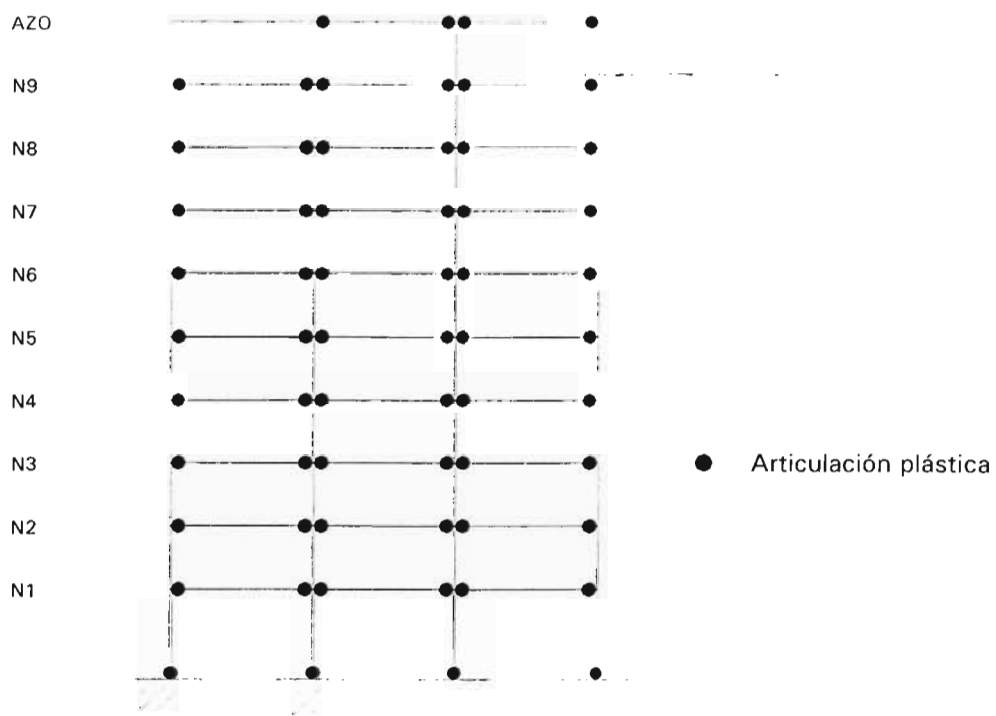


Fig C.52 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase elástica. Caso C.1, sobre-resistencias

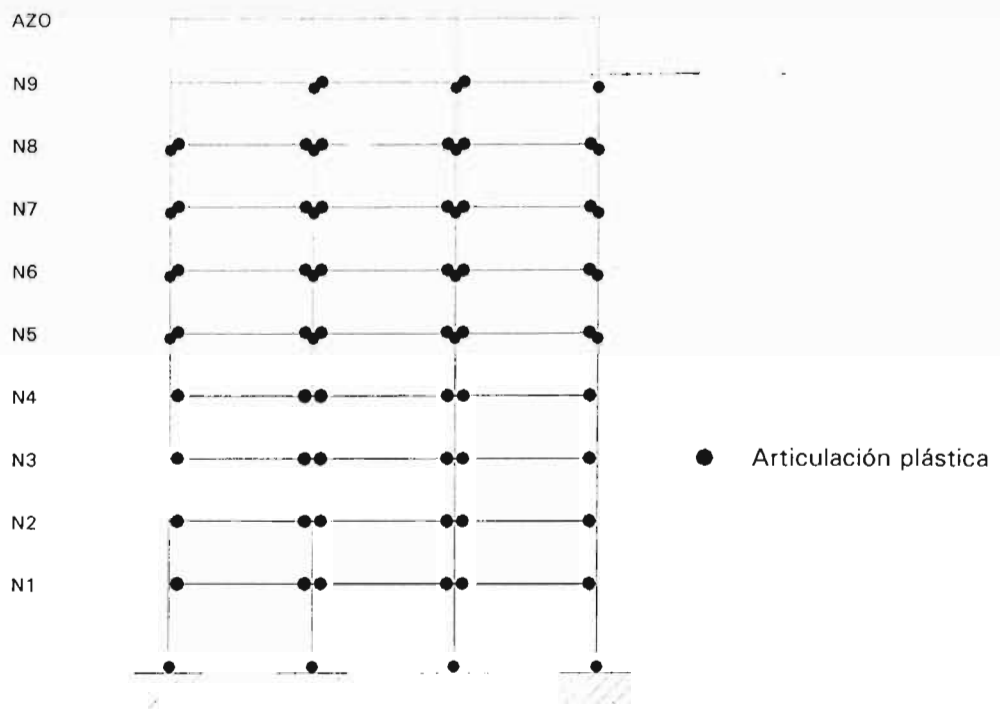


Fig C.53 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 en columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico modal espectral. Caso C.2, sobre-resistencias

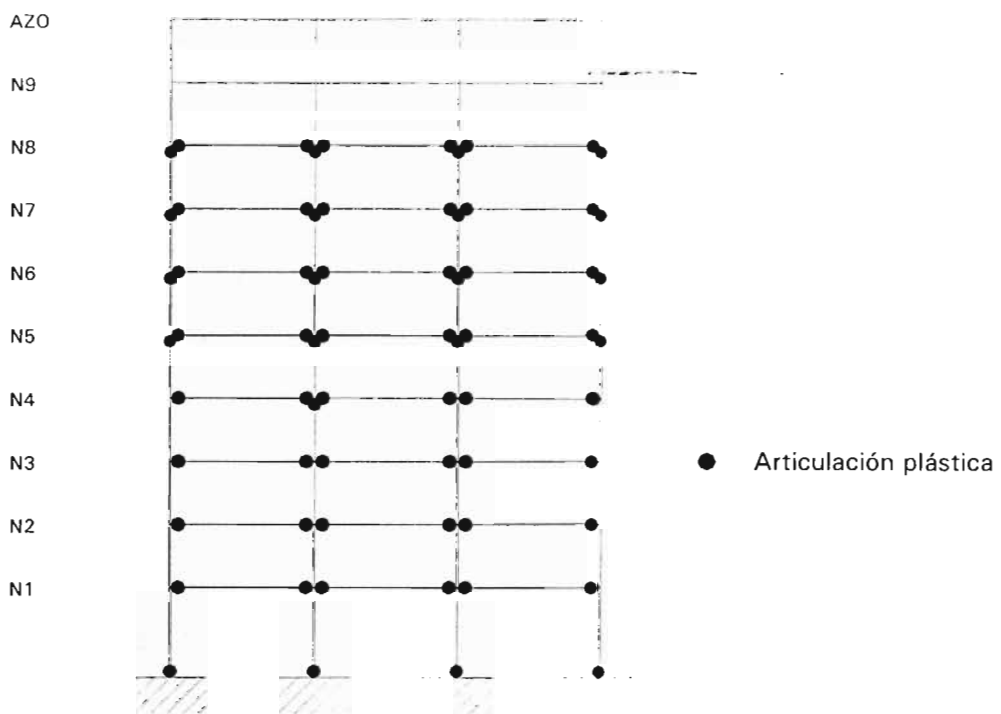


Fig C.54 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase elástica. Caso C.2, sobre-resistencias

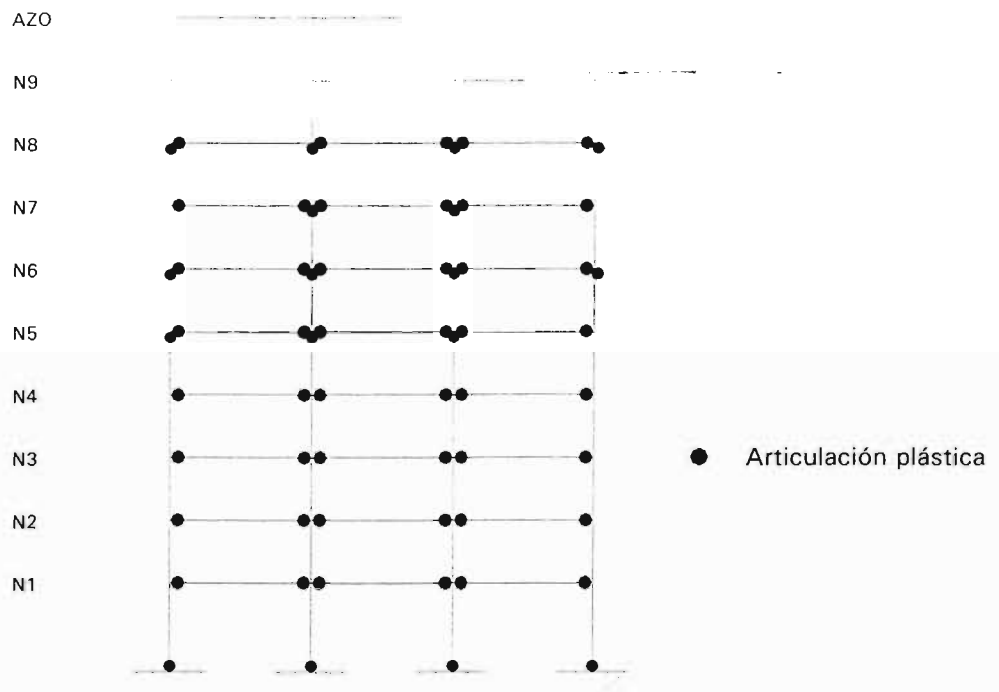


Fig C.55 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 en columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico modal espectral. Caso D.1, sobre-resistencias

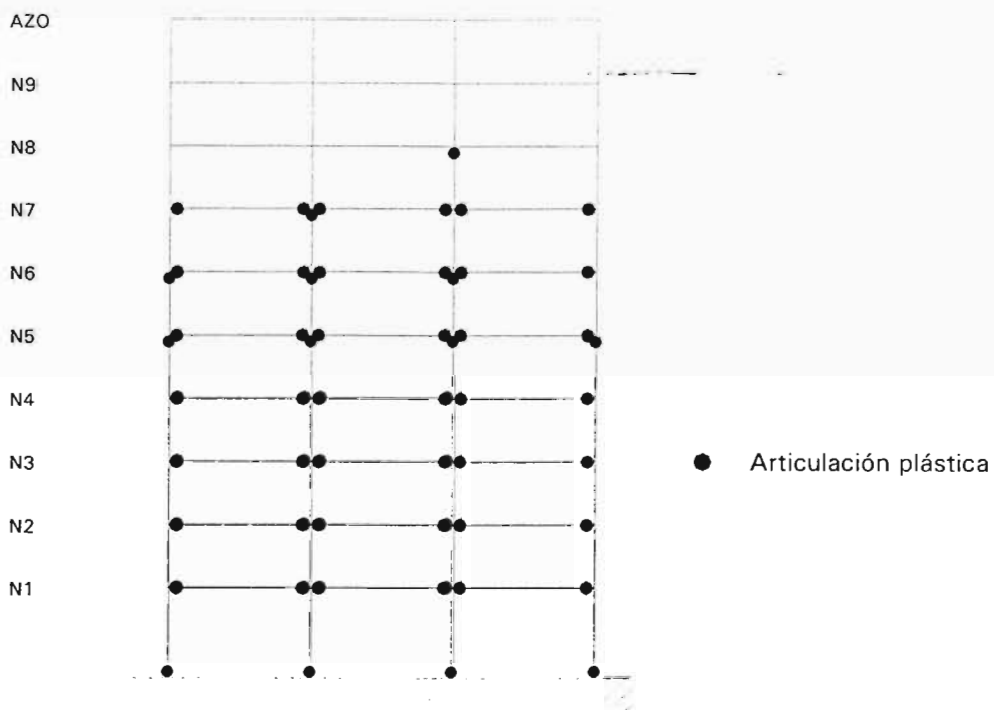


Fig C.56 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase elástica. Caso D.1, sobre-resistencias

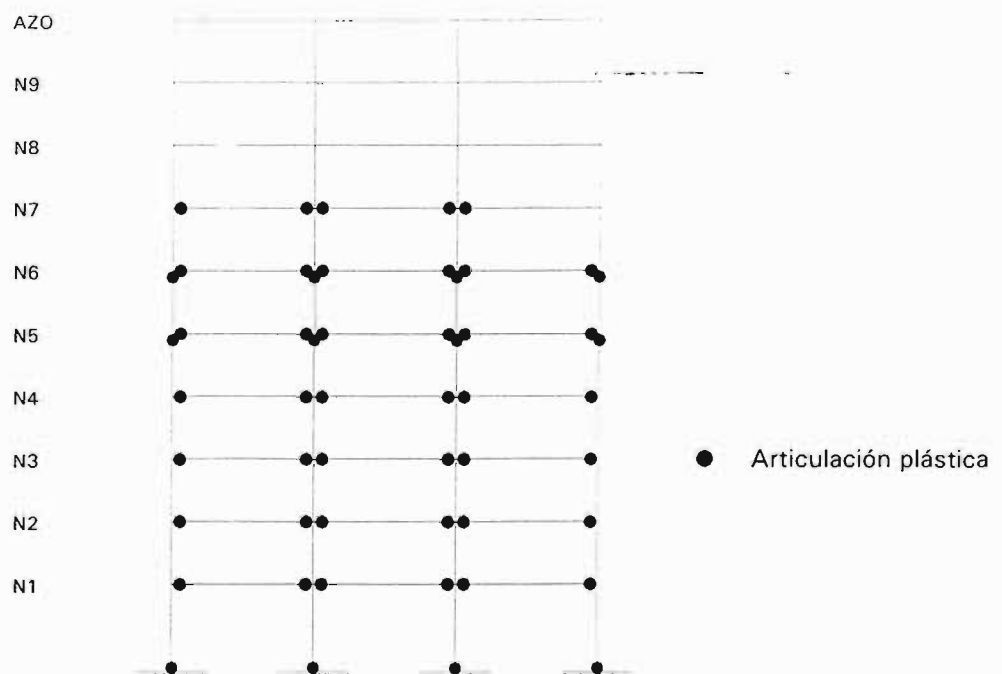


Fig C.57 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase inelástica. Caso D.1, sobre-resistencias

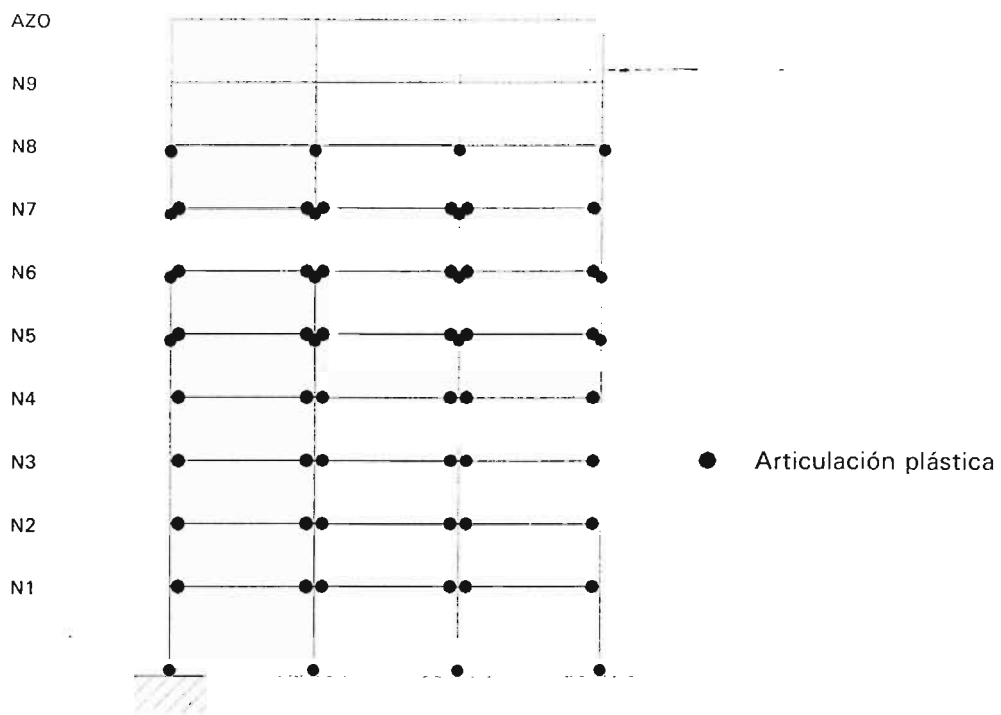


Fig C.58 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 en columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico modal espectral. Caso D.2, sobre-resistencias

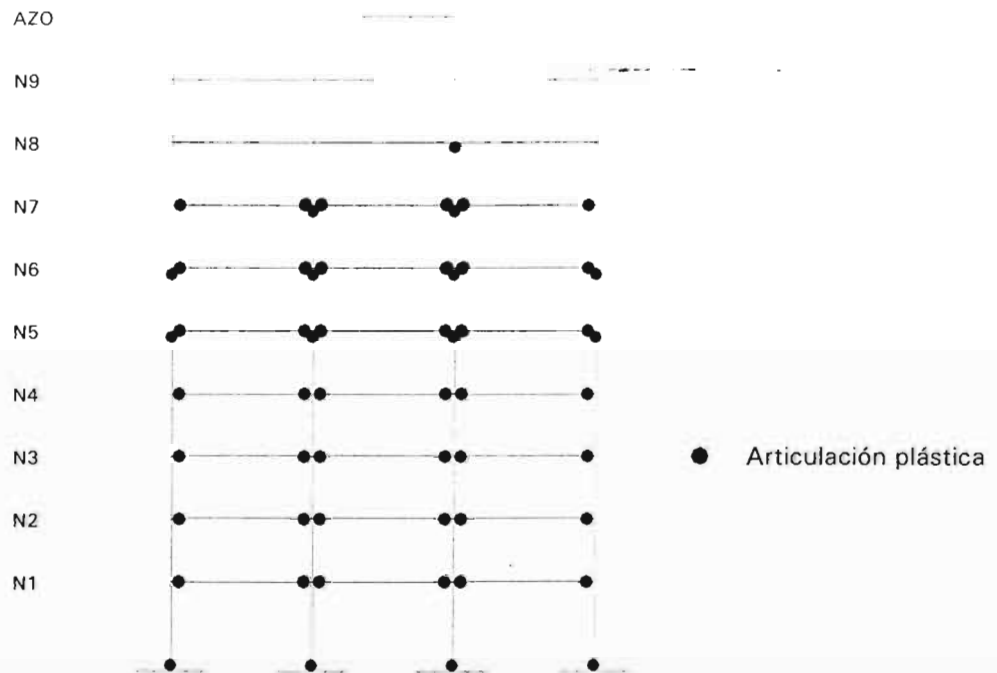


Fig C.59 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase elástica. Caso D.2, sobre-resistencias

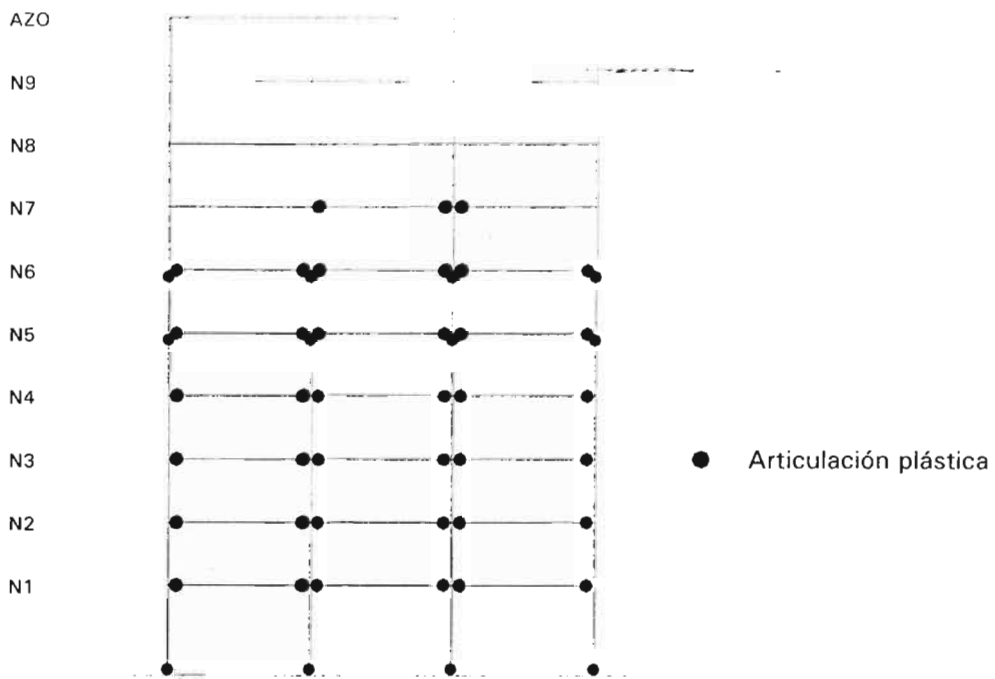


Fig C.60 Distribución de articulaciones plásticas de la condición en que no se excede el desplazamiento lateral máximo de azotea para las demandas máximas de ductilidad de 30 y 20 con columnas y vigas, análisis estático lateral no lineal con distribución de fuerzas F_i del análisis dinámico paso a paso en su fase inelástica. Caso D.2, sobre-resistencias