

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
POSGRADO EN INGENIERÍA



COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO  
INELÁSTICO DE EDIFICIOS DE MARCOS DE CONCRETO  
REFORZADO, SIN Y CON EFECTOS DE SOBRE-RESISTENCIA,  
DISEÑADOS CON LAS NORMAS DEL RDF-93 Y RDF-2004

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA  
( ESTRUCTURAS )**

PRESENTA

**VIRGILIO ALMAGUER CARRANZA**

DIRECTOR DE TESIS: M. I. JORGE A. AVILA RODRÍGUEZ

MÉXICO, D.F., AGOSTO DE 2005



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

# ÍNDICE

## Capítulo 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivos	2

## Capítulo 2: CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

2.1 Introducción	5
2.2 Métodos de análisis sísmico	6
2.2.1 Método simplificado	7
2.2.2 Método estático	7
2.2.3 Análisis dinámicos	8
2.3 Análisis dinámico modal espectral	8
2.3.1 Coeficientes sísmicos y espectros de diseño	10
2.3.2 Revisión por cortante basal	14
2.4 Integración paso a paso	14
2.5 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	14
2.6 Requisitos de los factores de comportamiento sísmico, $Q$	15
2.6.1 Condiciones de regularidad	17
2.7 Efectos P- $\Delta$	18
2.8 Demandas de ductilidad local y global	19
2.8.1 Mecanismos de falla	20
2.9 Longitud equivalente de articulación plástica, " $l_p$ "	20
2.10 Requisitos para el diseño de estructuras dúctiles	21
2.10.1 Requisitos generales	21
2.10.2 Miembros sujetos a flexión	22
2.10.3 Miembros sujetos a flexocompresión	25
2.10.4 Uniones viga-columnas	28
2.11 Fuentes de sobre-resistencia	30
2.12 Diagrama esfuerzo-deformación del concreto ( $f_c$ - $\epsilon_c$ )	32
2.13 Diagrama esfuerzo-deformación del acero de refuerzo ( $f_s$ - $\epsilon_s$ )	33
2.14 Parámetros y casos de resistencias consideradas	35

## Capítulo 3: CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

3.1 Descripción de las estructuras	55
3.2 Consideraciones generales	56
3.2.1 Modelación de las estructuras	57
3.2.2 Cargas muertas, cargas vivas y pesos por nivel	58

3.3 Análisis sísmicos elásticos y diseños de los armados de refuerzo	58
3.3.1 Edificios de 7 niveles	59
3.3.1.1 Periodos de vibración	59
3.3.1.2 Revisión del cortante basal dinámico y fuerzas cortantes de entrepiso	60
3.3.1.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_i/h_i$	63
3.3.1.4 Desplazamientos horizontales máximos	64
3.3.1.5 Elementos mecánicos últimos	64
3.3.1.5.1 Vigas	64
3.3.1.5.2 Columnas	65
3.3.1.6 Diseño de elementos estructurales	65
3.3.1.6.1 Vigas	65
3.3.1.6.2 Columnas	66
3.3.2 Edificio de 17 niveles	66
3.3.2.1 Periodos de vibración	67
3.3.2.2 Revisión del cortante basal dinámico y fuerzas cortantes de entrepiso	67
3.3.2.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_i/h_i$	72
3.3.2.4 Desplazamientos horizontales máximos	72
3.3.2.5 Elementos mecánicos últimos	72
3.3.2.5.1 Vigas	73
3.3.2.5.2 Columnas	73
3.3.2.6 Diseño de elementos estructurales	73
3.3.2.6.1 Vigas	73
3.3.2.6.2 Columnas	74

## Capítulo 4: CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

4.1 Respuestas inelásticas	139
4.1.1 Edificio de 7 niveles	141
4.1.1.1 Desplazamientos horizontales máximos, historias de desplazamientos en azotea y demandas máximas de ductilidad global ( $\mu_G$ )	141
4.1.1.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_i/h_i$	142
4.1.1.3 Envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso	143
4.1.1.4 Historias de coeficientes sísmicos	143
4.1.1.5 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea	143
4.1.1.6 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	144
4.1.1.7 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas	146
4.1.1.8 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	146

4.1.2 Edificio de 17 niveles	147
4.1.2.1 Desplazamientos horizontales máximos, historias de desplazamientos en azotea y demandas máximas de ductilidad global ( $\mu_G$ )	147
4.1.2.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_i/h_i$	148
4.1.2.3 Envoltentes de fuerzas cortantes de entrepiso	148
4.1.2.4 Historias de coeficientes sísmicos	148
4.1.2.5 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea	149
4.1.2.6 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	149
4.1.2.7 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas	151
4.1.2.8 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas	151
<b>Capítulo 5: COMPARACIÓN DE RESPUESTAS</b>	
5.1 Introducción	269
5.2 Análisis sísmicos elásticos y diseños	270
5.2.1 Comparación de las dimensiones de las secciones transversales de los miembros estructurales	270
5.2.2 Periodos fundamentales de vibración	271
5.2.3 Desplazamientos horizontales máximos	273
5.2.4 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_i/h_i$	273
5.2.5 Fuerzas cortantes de entrepiso	274
5.2.6 Elementos mecánicos últimos y diseños	274
5.2.6.1 Vigas	274
5.2.6.2 Columnas	275
5.3 Análisis sísmicos inelásticos	276
5.3.1 Desplazamientos horizontales máximos totales	276
5.3.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_i/h_i$	278
5.3.3 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea	278
5.3.4 Historias en el tiempo de elementos mecánicos en vigas y columnas	279
5.3.4.1 Vigas	280
5.3.4.2 Columnas	281
5.3.5 Distribución global de articulaciones plásticas	282
5.3.6 Demandas máximas de ductilidad local de vigas y columnas	283
<b>Capítulo 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	
6.1 Conclusiones	297
6.2 Recomendaciones	300

REFERENCIAS	301
NOTACIÓN	303
APÉNDICE A	
A.1 Características del programa ETABS	307
A.2 CONKER: Post-procesador de diseño de estructuras de concreto reforzado	309
A.3 Características generales del programa DRAIN-2DX	310
APÉNDICE B	
B.1 Diseño de una viga tipo	315
B.2 Diseño de una columna tipo	320

## Capítulo 1

# INTRODUCCIÓN

### Antecedentes

En la actualidad se reconocen tres clases principales de sismos o terremotos: tectónicos, volcánicos y artificiales. Los sismos de origen tectónico son los de mayor magnitud; los causantes de estos sucesos son las tensiones acumuladas alrededor de las placas que forman la corteza terrestre, y que se encuentran en un continuo movimiento como explica la teoría de la tectónica de placas. La mayoría de los sismos de origen tectónico se producen en las fronteras de dichas placas, cuando la energía acumulada entre éstas se libera de manera súbita en forma de ondas.

Los movimientos que dan origen a los sismos tectónicos pueden ser de dos tipos: subducción, cuando una placa se desliza bajo otra; o de transurrencia, cuando el movimiento de placas se realiza únicamente en un plano horizontal y de forma paralela a la falla entre las placas. Los sismos de las zonas de subducción son casi la mitad de los sucesos sísmicos destructivos, y liberan el 75 por ciento de la energía sísmica a nivel mundial; están concentrados en el llamado Anillo de Fuego, una banda estrecha de unos 38,600 km de longitud que coincide con las orillas del océano Pacífico.

La mayor parte de los sismos que afectan a la República Mexicana tienen su origen precisamente en la costa del Pacífico, donde la Placa de Cocos se incrusta bajo la Placa Norteamericana; basta recordar que los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985, de 8.1 y 7.6 grados de magnitud en la escala de Richter, respectivamente, tuvieron sus epicentros frente a las costas de Michoacán.

Las condiciones del suelo existentes en el Distrito Federal propician una amplificación de las ondas sísmicas ante la ocurrencia de los temblores; dichos eventos han causado grandes pérdidas y daños a través del tiempo. Lo anterior ha originado que sea necesario el estudio de cómo es el comportamiento de las estructuras ante los sismos. El resultado de estos estudios ha de reflejarse en los Reglamentos de Construcciones, que de esta manera regirán el desarrollo de nuevas edificaciones en la ciudad, buscando prevenir los desastres causados por los fenómenos sísmicos.

Este trabajo forma parte de un estudio del Instituto de Ingeniería, UNAM, y está destinado a conocer la respuesta sísmica de edificaciones a base de marcos de concreto reforzado de 7 y 17 niveles desplantados en distintas zonas del Distrito Federal, considerando resistencias nominales y efectos de sobre-resistencias. El diseño de las estructuras se realizó con base en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal emitido en 1993 (RDF-93) y sus correspondientes Normas Técnicas Complementarias (NTC); las edificaciones de este estudio fueron además revisadas ante los cambios para el Reglamento y las NTC, que recientemente han sido publicadas para su aplicación; cuando en este trabajo se haga referencia a los diseños hechos con el nuevo Reglamento se les denominarán RDF-04 y NTC-04.

## Objetivos

Se determina y compara el comportamiento sísmico elástico e inelástico de dos edificios de 7 y 17 niveles a base de marcos de concreto reforzado, diseñados para cumplir el estado límite de servicio (las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso no exceden 0.012), y de falla (resistencias para un mismo nivel de factor de comportamiento sísmico  $Q=4$ ). Se cuida que se cumplan las especificaciones de los Reglamentos de Construcciones del Distrito Federal RDF-93 y RDF-04 y sus Normas Técnicas Complementarias; asimismo, se determinan las respuestas de diseño sísmico utilizando las especificaciones del Apéndice A de la nuevas NTC-Sismo. Las estructuras se diseñan para suelos de tipo compresible (zona III para el RDF-93 y zona IIIb para el RDF-04) y de transición (zona II, RDF-93 y RDF-04), de acuerdo a la zonificación del Distrito Federal.

Se pretende determinar cómo es la variación de la respuesta sísmica elástica e inelástica según se alejen o se acerquen los periodos de vibración de cada edificio, con respecto del periodo dominante del movimiento del suelo de las zonas sísmicas de transición o compresible.

El cap 2 describe los métodos de análisis sísmico que se emplean y los criterios a considerar para el modelado de las estructuras; también en este capítulo se describen las condiciones de diseño que se deberán cumplir según los Reglamentos RDF-93 y RDF-04.

Se realizan dos tipos de análisis sísmico en cada estructura:

- Análisis dinámico modal espectral considerando un comportamiento elástico; los resultados de este análisis se presentan en el cap 3; para este tipo de análisis se emplea el programa ETABS. Con los resultados que se obtienen se realiza el diseño de los elementos estructurales, apoyados en el post-procesador de diseño CONKER. En la etapa de diseño se hace la comparación de los resultados de periodos de vibración, desplazamientos laterales, fuerzas cortantes y relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, así como también de elementos mecánicos de diseño y de los armados resultantes.



- Análisis dinámico paso a paso en el dominio del tiempo para las estructuras ya diseñadas; se analizan tanto los casos de comportamiento elástico como los de comportamiento inelástico. En el caso del comportamiento inelástico se realiza un análisis con las resistencias nominales y otro con los efectos de sobre-resistencias. Para realizar estos análisis se emplean los acelerogramas VIVE-EW y ROMA-EW representativos de suelo transición (zona II), y SCT-EW correspondiente al suelo compresible, obtenidos durante los sismos de septiembre de 1985. Se presentan y comparan las demandas máximas de ductilidad local de las vigas y columnas, así como de ductilidad global, las tendencias de los mecanismos de falla que se llegan a desarrollar, etc. Los resultados de este tipo de análisis se muestran en el cap 4.

En el cap 5 se realiza una comparación de los diseños, y se comparan las respuestas de los análisis de las estructuras dimensionadas en las zonas sísmicas de transición y compresible, comportamientos elástico e inelástico, a saber: desplazamientos laterales máximos y relativos de cada nivel, fuerzas cortantes y elementos mecánicos últimos; con los resultados de los análisis inelásticos, se comparan las relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, coeficientes sísmicos, distribución de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local y global.

Finalmente, el cap 6 presenta las conclusiones y algunas recomendaciones prácticas para el diseño sismorresistente de este tipo de estructuras, haciendo ver las ventajas y desventajas en cada tipo de edificio, dependiendo del tipo de suelo de desplante, combinación de resistencias y del código de diseño empleado.

## Capítulo 2

# CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

### 2.1 Introducción

El diseño estructural consiste en dar forma a una estructura de manera que cumpla una determinada función con un grado de seguridad adecuado y que en condiciones de servicio normales tenga un comportamiento apropiado; además, comúnmente deben cumplirse otros requisitos, tales como el mantener el costo dentro de los límites económicos razonables y el satisfacer determinadas exigencias estéticas. Las dos primeras consideraciones mencionadas en este párrafo son las de mayor interés en este trabajo, y son conocidas como estados límite de resistencia y de servicio.

El diseño de estructuras considerando los efectos de un temblor se conoce como diseño sísmico o diseño sismorresistente; al trasladar a esta área los estados límite de resistencia y de servicio, para cumplir con el primero es necesario que la estructura ante los efectos de un sismo de magnitud importante, no sufra colapso total o daños serios que pongan en riesgo inmediato a sus ocupantes; mientras que para cumplir con las condiciones del límite de servicio, es necesario que ante eventos de pequeña y mediana magnitud la estructura no presente daños en sus elementos estructurales, así como también los daños de los elementos no estructurales no deben ser de consideración; además, en la estructura no se deben generar grandes desplazamientos o deformaciones en condiciones de servicio que puedan transmitir inseguridad a sus ocupantes.

Un diseño sísmico eficiente consiste en elaborar estructuras que presenten una adecuada combinación de resistencia, rigidez lateral y capacidad de disipar energía mediante un comportamiento dúctil. En general, el proceso del diseño sísmico se compone de las siguientes etapas:

- Planteamiento de la necesidad a cubrir: encerrar un espacio, salvar un obstáculo, contener un empuje, etc.
- Definición de las acciones de diseño: fuerzas sísmicas, empujes del viento, cargas muertas y cargas vivas, etc.

- Selección de una estructuración adecuada, considerando disponibilidad de materiales y calidad de mano de obra en el sitio. Además, tomar en cuenta las limitaciones económicas, y exigencias estéticas.
- Dimensionamiento y cálculo de la respuesta estructural: se idealiza la estructura para estudiar los efectos de las solicitaciones a las que puede estar sujeta. El grado de precisión que se trate de obtener en este proceso dependerá de la importancia de la estructura y de la posibilidad de conocer las solicitaciones que obran sobre ella.
- Detallado y comunicación de los resultados a los encargados de elaborar la obra: en este punto debe cuidarse que lo que se construya sea realmente lo que el diseñador ha propuesto, para que la estructura se comporte lo más satisfactoriamente según como ha sido analizada. En esta etapa sería muy sano que el diseñador participara en la supervisión de la ejecución de la obra y sus detalles.

Aunque no forma parte propiamente del diseño, se debe cuidar que la obra tenga realmente el uso para el que se diseñó, a fin de que su comportamiento sea lo más cercano posible al de diseño. Por último, convendría indicar en los casos que así se requiera, el procedimiento de desmantelamiento o reciclaje de la obra al final de su vida útil.

## 2.2 Métodos de análisis sísmico

Existen diversos procedimientos para determinar las solicitaciones de diseño que el sismo produce en la estructura. Los métodos aceptados por el RDF y las NTC - Sismo son:

- Método simplificado
- Análisis estático
- Análisis dinámicos

En el análisis estático se aplica a la estructura un sistema de cargas laterales cuyo efecto se considera equivalente al de la acción sísmica dinámica. En los análisis dinámicos se realiza un estudio de la respuesta dinámica de un modelo matemático generalmente muy simplificado, ante la acción de un espectro de diseño o un acelerograma.

Todas las estructuras se deben analizar, suponiendo que el sismo actúa según dos direcciones ortogonales, que por lo general coinciden con las de los marcos principales. La estructura se diseña para resistir las fuerzas por sismo en cada una de las direcciones señaladas, por separado. En los elementos estructurales, las secciones críticas se deben proporcionar para resistir la suma vectorial de los efectos gravitacionales, los de una componente del movimiento sísmico y el 30 por ciento de los de la otra componente, con los signos que resulten más desfavorables (fig 2.1).

### 2.2.1 Método simplificado

Se aplica a edificios de planta sensiblemente simétrica con altura menor a 13 m, en los cuales el 75 por ciento o más de las cargas verticales son soportadas por muros. Adicionalmente en el RDF-04 se establecen las siguientes limitantes para la aplicación de este método: la relación entre la longitud y ancho de la planta no excederá de 2.0 y la relación entre la altura y la dimensión mínima de la base no excederá de 1.5. No requiere cálculo de desplazamientos laterales, efectos de torsión, etc. Las fuerzas sísmicas se distribuyen proporcionalmente de acuerdo a las áreas de cortante de cada uno de los muros.

### 2.2.2 Método estático

El método de análisis estático se basa en la determinación de la fuerza lateral total (cortante basal) a partir de suponer una variación lineal triangular de la aceleración de excitación, que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuir dicho cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, obtenidas suponiendo que ésta va a vibrar esencialmente en su primer modo natural.

Para calcular las fuerzas sísmicas que se aplican a cada nivel se emplea la siguiente ecuación:

$$F_i = \frac{c}{Q} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

donde:

- c = Coeficiente sísmico
- Q = Factor de comportamiento sísmico
- $W_0$  = Peso total del edificio
- $W_i$  = Peso del nivel "i"
- $h_i$  = Altura del nivel "i" con respecto del terreno de desplante

Las fuerzas que se obtienen de la expresión anterior se aplican a una serie de masas concentradas que simulan la estructura ( fig 2.2).

El RDF-93 permite el uso del método estático en edificios con altura menor a 60 m, mientras que el REF-04 lo limita a alturas menores de 30 m para estructuras desplantadas en zonas II y III, y 40 m terrenos de zona I, las dimensiones permisibles anteriores se reducen a 20 y 30 m para estructuras que no cumplan con todas las condiciones de regularidad. Debe evitarse su empleo en estructuras de geometría muy irregular en planta o elevación, o distribuciones no uniformes de masas y rigideces.

### 2.2.3 Análisis dinámicos

En los métodos dinámicos se idealiza la estructura a base de masas y resortes. Si se emplean métodos automatizados de análisis, la modelación puede ser muy refinada; de lo contrario, se debe recurrir a un modelo muy simplista. Las NTC – Sismo de ambos reglamentos especifican que para estructuras que sobrepasen las alturas indicadas en la sección anterior será necesario recurrir a un análisis dinámico.

El RDF define como métodos de análisis dinámico los siguientes:

- Análisis modal con espectros de diseño
- Análisis paso a paso de la respuesta en la historia del tiempo ante temblores específicos

Se tiene que emplear alguno de estos métodos cuando no se satisfacen las limitaciones para aplicar el método estático. En el análisis modal espectral se puede desprestigiar el efecto dinámico torsional de las excentricidades estáticas, en cuyo caso, el efecto de dichas excentricidades y de la excentricidad accidental se calculará como se especifica para el análisis estático.

## 2.3 Análisis dinámico modal espectral

La mayoría de las estructuras se pueden suponer compuestas como una serie de masas concentradas unidas por resortes. El caso típico de una estructura que se puede idealizar en esa forma es el de un edificio simétrico en que las masas se consideran concentradas en cada piso, y que los resortes representan la rigidez lateral de cada entrepiso (fig 2.3).

La ecuación de equilibrio dinámico del sistema es:

$$F_I + F_R + F_A = 0$$

donde:

$$F_I = M\ddot{u}_T = \text{Vector de fuerzas de inercia}$$

$$F_R = Ku = \text{Vector de fuerzas en las columnas}$$

$$F_A = C\dot{u} = \text{Vector de fuerzas de amortiguamiento}$$

“u” es el vector de desplazamientos en cada piso, “C $\dot{u}$ ” el vector de velocidad, y “ $\ddot{u}_T$ ” el vector de aceleraciones totales.

El vector de aceleraciones totales se puede expresar como sigue:

$$\ddot{u}_T = \ddot{u}_0 + \ddot{u}$$

Así, la ecuación de equilibrio toma la siguiente forma:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_0$$

Ante la acción de un impulso y suponiendo que no existe amortiguamiento, la estructura vibra libremente adoptando una configuración de desplazamientos que se denomina forma modal, con una frecuencia (o periodo  $T_i$ ) de vibración de cada modo. Existen tantos modos de vibración como grados de libertad tiene el sistema (fig 2.4).

El primer modo o modo fundamental se caracteriza por no mostrar puntos de inflexión y por tener el periodo más largo (frecuencia menor). Al pasar sucesivamente a los modos superiores, la configuración presenta cada vez un nuevo punto de inflexión y el periodo natural va disminuyendo.

Al excitar el sistema, cada modo responde como un sistema independiente de un grado de libertad y la respuesta total será la combinación de las respuestas máximas independientes de cada modo, multiplicada cada una por un factor de participación.

Así, el desplazamiento del piso "i" se obtiene como la suma de las participaciones máximas de cada modo a dicho desplazamiento, a saber:

$$u_i = \sum_{n=1}^N \phi_{in} Y_{in}(t)$$

donde:

- $Y_{in}(t)$  = Desplazamiento máximo en el nivel "i" del modo "n" en el instante "t"
- $\phi_{in}$  = Factor que define la escala a la que interviene el modo "n" en el movimiento del nivel "i"

Por otro lado, la respuesta total del sistema se puede calcular como:

$$S = \sqrt{\sum S_i^2}$$

donde:

- $S_i$  = Respuesta máxima del sistema en cada modo de vibración; dicha respuesta puede ser el desplazamiento lateral de un nivel, la fuerza interna en una sección determinada, etc.

El análisis modal espectral implica el uso de los conceptos de modos de vibrar y de espectros de diseño. El RDF especifica este método, aceptando que se analice en forma independiente la vibración de traslación en dos direcciones ortogonales sin tomar en cuenta los efectos de torsión. Éstos se deben determinar independientemente de forma estática y después superponer sus efectos a los del cortante directo de cada entrepiso.

Una de las ventajas del análisis modal radica en que sólo se necesitan determinar las respuestas correspondientes a los modos que más participan en la respuesta lateral, porque en general la parte de la respuesta que se debe a los modos superiores es muy pequeña. El RDF especifica que deben considerarse cuando menos tres modos de vibración en cada dirección de análisis, así como también se tomen en cuenta todos los modos con periodos mayores que 0.4 segundos. Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se considera la aceleración del espectro reducido por ductilidad correspondiente al periodo de vibración del modo en cuestión.

### 2.3.1 Coeficientes sísmicos y espectros de diseño

Como índice de la acción de diseño se emplea el coeficiente sísmico “c”, que sirve de base para la construcción del espectro de diseño; se determina como la relación de la fuerza cortante horizontal “V” que actúa en la base de la construcción, entre el peso total “W” de la estructura, a saber:

$$c = \frac{V}{W}$$

El coeficiente sísmico varía en función del riesgo sísmico del sitio, del tipo de suelo y de la importancia de la construcción. En el Distrito Federal, según el RDF-93 en su cuerpo principal, se tienen tres zonas sísmicas de acuerdo al tipo de suelo (fig 2.5a), cuyas especificaciones se indican en la tabla 2.1. En el RDF-04 se presenta una subdivisión adicional del terreno compresible (zona III) en cuatro subzonas de distinto comportamiento sísmico (fig 2.5b).

En la fig 2.6 puede apreciarse la distribución de los periodos dominantes del movimiento del suelo ( $T_s$ ) en la ciudad de México; se puede observar que existe relación entre el periodo dominante del suelo y la zona sísmica con la que se asocia.

Los coeficientes sísmicos sirven para construir los espectros de aceleraciones de diseño. Así, según el cuerpo principal de las NTC-Sismo de ambos reglamentos, la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, “a”, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones:

$$a = \frac{\left(1 + \frac{3T}{T_a}\right)c}{4} \quad T < T_a \quad \text{Para el RDF-93}$$

$$a = a_0 + (c - a_0)\frac{T}{T_a} \quad T < T_a \quad \text{Para el RDF-04}$$

$$a = c \quad T_a < T < T_b$$

$$a = qc \quad T > T_b \quad q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r$$

donde:

- T = Periodo natural de interés
- $T_a, T_b$  = Periodos característicos del espectro de diseño
- c = Coeficiente sísmico
- r = Exponente que depende de la zona donde se ubica la estructura

Los valores de  $T_a$ ,  $T_b$ , r y c para las zonas definidas en el cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-93, se muestran en la tabla 2.2, y los espectros de diseño que resultan se observan en la fig 2.7.

Los espectros que se muestran en la fig 2.7a corresponden a un factor de ductilidad  $Q=1$ , comportamiento elástico; es decir, sirven para determinar las fuerzas laterales para las que hay que diseñar una estructura si se pretende que permanezca elástica ante el sismo de diseño. Sin embargo, se admite reducción en las ordenadas espectrales, a partir del factor "Q", del cual se hablará posteriormente.

Las estructuras que se estudian y analizan en este trabajo se ubican en las zonas II y III del Distrito Federal según el RDF-93; se diseñarán con base en el factor de comportamiento sísmico  $Q=4$ . La fig 2.7b muestra los espectros de diseño que se emplearán al considerar el RDF-93.

En el cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-04 se incluye una nueva zonificación del terreno compresible, con base en el periodo dominante del movimiento del suelo; esta nueva zonificación puede observarse en la fig 2.5b; los cambios propuestos afectan de manera importante los espectros para diseño sísmico; los nuevos factores se muestran en la tabla 2.3. Los espectros propuestos se observan en la fig 2.8.



Para efectos de este trabajo se emplea el espectro de la zona III<sub>b</sub>; su selección obedeció a que es en este tipo de terreno donde cae el periodo dominante del movimiento del suelo del acelerograma SCT-EW ( $T_S = 2.0$  s), registrado en el sismo del 15 de septiembre de 1985.

En el Apéndice A de las nuevas NTC – Sismo, se incluyen los efectos de sitio, después de que se conoce el periodo dominante más largo del movimiento del terreno ( $T_S$ ). Se adopta “a” como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, expresada como fracción de la gravedad y reducida por efectos de la ductilidad y de las sobre-resistencias, según se describe a continuación:

$$a = a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}, \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = \beta c, \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = \beta \rho c \left( \frac{T_b}{T} \right)^2, \quad \text{si } T > T_b$$

donde:

$$\rho = k + (1-k) \left( \frac{T_b}{T} \right)^2$$

$\beta$  Es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, igual a 1 cuando se ignora la interacción suelo-estructura

El coeficiente de aceleración del terreno “ $a_0$ ”, el coeficiente sísmico “ $c$ ”, los periodos característicos  $T_a$  y  $T_b$  del espectro de aceleraciones, y el coeficiente “ $k$ ”, se obtendrán en función del periodo dominante del sitio  $T_S$ , usando las siguientes expresiones:

$$a_0 = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_S - 0.5), & \text{si } 0.5 \text{ s} < T_S \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25, & \text{si } T_S > 1.5 \text{ s} \end{cases}$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_S - 0.5) & \text{si } 0.5 \text{ s} < T_S \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2 & \text{si } 1.5 \text{ s} < T_S \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5(T_S - 2.5) & \text{si } 2.5 \text{ s} < T_S \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7 & \text{si } T_S > 3.5 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_S - 0.5), & \text{si } 0.5 \text{ s} < T_S \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5, & \text{si } 2.5 \text{ s} < T_S \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_S, & \text{si } 3.25 \text{ s} < T_S \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85, & \text{si } T_S > 3.9 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35, & \text{si } T_S \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2T_S, & \text{si } 1.125 \text{ s} < T_S \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2, & \text{si } T_S > 3.5 \text{ s} \end{cases}$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_S, & \text{si } 0.5 \text{ s} < T_S \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35, & \text{si } T_S > 1.65 \text{ s} \end{cases}$$

En este trabajo, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, se emplearon los espectros de sitio para suelo de transición con un periodo  $T_S=1.0$  s, y para terreno compresible con un periodo  $T_S=2.0$  s. Los espectros resultantes pueden observarse en la fig 2.8.

Las ordenadas espectrales de aceleración obtenidas podrán ser reducidas por los factores de ductilidad  $Q'$ , y de sobre-resistencia  $R$ , de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$Q' = 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \frac{T}{T_a}, \quad \text{para } T \leq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}}, \quad \text{para } T_a < T \leq T_b$$

$$Q' = 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{p}{k}}, \quad \text{para } T > T_b$$

La reducción por sobre-resistencia está dada por el factor:

$$R = \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}, \quad \text{para } T \leq T_a$$

$$R = 2, \quad \text{para } T > T_a$$

La fig 2.9 muestra los espectros de diseño a emplearse en este trabajo para las zonas de transición y compresible, según las especificaciones del RDF-93 y RDF-04; en este último se consideran, además, los espectros de sitio para  $T_S=1.0$  s y  $T_S=2.0$  s, respectivamente.

### 2.3.2 Revisión por cortante basal

Ambos Reglamentos, en su cuerpo principal, especifican que si con el análisis dinámico modal espectral se llega a que, en la dirección de análisis considerada, la fuerza cortante basal " $V_0$ " es menor que  $0.8aW_0/Q$ , se deben incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que " $V_0$ " iguale a dicho valor. " $W_0$ " es el peso total de la estructura por arriba de la planta baja, " $a$ " es la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de vibración en la dirección del análisis, y " $Q$ " es un factor que depende del factor de comportamiento sísmico " $Q$ " y de las condiciones de regularidad.

### 2.4 Integración paso a paso

El análisis sísmico paso a paso es otro método dinámico muy importante empleado para el análisis de estructuras; consiste en la integración directa de las ecuaciones del movimiento, ante la acción de una excitación correspondiente a un acelerograma representativo del sismo de diseño. Este procedimiento, además de su laboriosidad para fines prácticos, debe hacerse con cuidado para tomar en cuenta el comportamiento inelástico y para definir el acelerograma de diseño. Los dos Reglamentos estipulan que se pueden utilizar acelerogramas de temblores reales o simulados, o combinaciones de ambos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, y cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios de sus NTC, así como también que se considere el comportamiento no lineal de la estructura y la incertidumbre que haya en cuanto a sus parámetros.

Para analizar un edificio de acuerdo a lo anterior, se tienen que emplear métodos numéricos para resolver las ecuaciones diferenciales, con la ayuda de computadoras digitales, aún cuando se empleen hipótesis simplificadoras. Para tales efectos, en este trabajo se empleará el programa DRAIN-2DX que permite analizar estructuras en dos dimensiones en la historia del tiempo.

### 2.5 Relaciones permisibles de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

Uno de los objetivos básicos del diseño sísmico consiste en evitar daños ante temblores moderados; para ello se deben limitar los desplazamientos laterales de la estructura durante las condiciones de servicio.

El índice más importante para determinar la magnitud de los posibles daños de elementos no estructurales es la distorsión de entrepiso, " $\gamma$ "; es decir, el desplazamiento lateral relativo entre dos niveles sucesivos " $\Delta_i$ ", dividido entre la altura de entrepiso " $h_i$ ", a saber:

$$\gamma = \frac{\Delta_{ri}}{h_i}$$

El objetivo es limitar las deflexiones a valores que no causen daños en elementos no estructurales, no para el sismo de diseño sino para aquellos de mucho menor intensidad (servicio).

De acuerdo al cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-93 y del RDF-04, la reducción en el coeficiente sísmico por comportamiento inelástico es válida para determinar las fuerzas con las que se diseña la estructura, pero las deformaciones que se presentarán en la estructura serán “Q” veces las determinadas en un análisis bajo las fuerzas laterales reducidas. Esto es, las deformaciones que se calculen con el espectro de diseño reducido, se multiplicarán por “Q” para compararlas con las deformaciones admisibles.

Ambos reglamentos en el cuerpo principal de sus correspondientes NTC-Sismo, especifican que la distorsión máxima permisible de entrepiso debe ser 0.006 cuando los elementos no estructurales estén ligados a la estructura, y 0.012 cuando no haya elementos frágiles que puedan ser dañados o cuando los elementos no estructurales estén desligados de la estructura principal; en este trabajo se analiza el caso de distorsión máxima permisible igual a 0.012 ( $\gamma_p \leq 0.012$ ).

Además, el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 especifica que se debe verificar que la rigidez lateral de la estructura al diseñar mediante los espectros de sitio sea suficiente para cumplir las dos condiciones siguientes:

- a) Para limitar daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según los puntos mencionados anteriormente y multiplicadas por el factor  $Q'R/7$ , no excedan 0.004 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, si no hay elementos no estructurales ligados a la estructura y de 0.002 cuando los halla.
- b) Para la seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidas por las acciones sísmicas correspondientes, multiplicadas por el factor  $QR$  no excederán la distorsión de entrepiso 0.03, establecida para marcos dúctiles de concreto reforzado ( $Q=3$  o  $4$ ).

## 2.6 Requisitos de los factores de comportamiento sísmico, Q

Ante acciones dinámicas como las de los sismos, la mayoría de los materiales y sistemas estructurales tienen un comportamiento que se puede considerar lineal hasta un nivel bastante bajo de sollicitación. Sin embargo, al llegar cerca de su máxima capacidad de carga, el comportamiento se

vuelve no lineal y la mayoría de las estructuras pueden ser llevadas a deformaciones varias veces superiores a la que corresponde el comienzo de la etapa no lineal o a aquella para la que se alcanza por primera vez la carga máxima. La falla se presenta cuando se alcanza la deformación máxima del material.

El sistema no lineal más estudiado es el elastoplástico perfecto (fig 2.10), donde el comportamiento es lineal hasta la carga máxima y, posteriormente, la capacidad de carga se mantiene constante hasta una deformación “ $\mu$ ” veces la de fluencia, después de lo cual ocurre el colapso. Este comportamiento será muy deseable, debido a que ayuda a disipar de forma muy eficiente buena parte de la energía que el sismo transfiere a la estructura.

La constante de deformación “ $\mu$ ” se conoce como factor de ductilidad global y queda definida por la relación:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_e}$$

donde:

- $\mu$  = Factor de ductilidad global
- $\Delta_e$  = Deformación lateral de fluencia
- $\Delta_u$  = Deformación lateral última

Sin embargo, este tipo de comportamiento no se presenta en estructuras reales; el comportamiento de una estructura real es mucho más complejo, debido a la presencia del deterioro de la resistencia y de la degradación de la rigidez en los diversos elementos estructurales ante la acción de los sismos.

Los códigos modernos proponen que las fuerzas sísmicas para diseño sean ya el resultado de haber hecho una reducción por los efectos de ductilidad. Es así, como se maneja el factor de comportamiento sísmico, “ $Q$ ”, que reduce las fuerzas sísmicas considerando la ductilidad de los elementos y de la estructura en general. Este factor reduce las ordenadas espectrales para el diseño, y toma diferentes valores dependiendo del tipo de estructuración y de los detalles de dimensionamiento que se adopten en el diseño. El factor de comportamiento sísmico va de 1 a 4, según se especifica en la tabla 2.4.

Para este trabajo se utiliza el factor de comportamiento sísmico  $Q=4$ ; para ello será necesario que se verifiquen los siguientes requisitos:

- La resistencia en todos los entrepisos es proporcionada exclusivamente por marcos de concreto reforzado.
- En caso de existir muros de mampostería ligados a la estructura, los marcos y muros de concreto serán capaces de resistir al menos el 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

- El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.
- Los marcos de concreto reforzado cumplen con los requisitos generales y además de marcos dúctiles que fijan las NTC para el Diseño y la Construcción de Estructuras de Concreto Reforzado.

Así, las fuerzas sísmicas para análisis estático y las que se obtienen del análisis dinámico modal se pueden reducir dividiéndolas entre el factor "Q". En el diseño sísmico de estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad, "Q" se calcula como sigue:

$$Q' = Q \quad \text{si } T \geq T_a$$
$$Q' = 1 + (T/T_a)(Q-1) \quad \text{si } T < T_a$$

donde "T" es igual al periodo fundamental de vibración de la estructura.

Las deformaciones laterales cuando se emplean los espectros propuestos en el cuerpo principal de las NTC, se calcularán multiplicando por "Q" las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas de ambos Reglamentos, en el diseño sísmico de las estructuras que no satisfacen las condiciones de regularidad del siguiente apartado, se debe multiplicar por 0.8 el valor de Q', en el caso del RDF-93; y por el factor correspondiente según el número de condiciones de irregularidad para el RDF-04.

### **2.6.1 Condiciones de regularidad**

Para que una estructura se considere regular, según las NTC – Sismo de cada Reglamento, se deben de satisfacer los siguientes requisitos:

1. Planta sensiblemente simétrica (en masas, muros y elementos resistentes) con respecto de dos ejes ortogonales.
2. La relación entre la altura y dimensión menor de la base debe ser menor de 2.5.
3. La relación entre largo y ancho de la planta debe ser menor de 2.5.
4. En planta no debe haber entrantes, ni salientes con dimensión mayor del 20 por ciento de la dimensión de la planta considerada en dirección de la entrante o saliente.
5. Tener cada nivel un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tener aberturas en los sistemas de techo o piso con dimensión mayor del 20 por ciento de la dimensión de la planta considerada en dirección de la abertura. Además, las áreas huecas no deben ocasionar asimetrías significativas ni diferir en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no debe exceder en ningún nivel del 20 por ciento del área de la planta.

7. El peso de cada nivel (incluyendo la carga viva considerada para diseño sísmico) no debe exceder el peso del piso inmediato inferior (del 110 por ciento del peso del piso inferior en el caso del RDF-04), y no debe ser menor que el 70 por ciento del mismo, excepto para el último nivel.
8. El área de cada nivel no debe exceder el área del piso inmediato inferior (del 110 por ciento del área del piso inferior en el caso del RDF-04), ni debe ser menor que el 70 por ciento de la misma, excepto para el último nivel. El área está delimitada por los paños exteriores de los elementos resistentes.
9. Todas las columnas deben estar restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso debe exceder en más de 100 por ciento a la del entrepiso inferior (del 50 por ciento de la rigidez al corte del piso inferior en el caso del RDF-04).
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, “ $e_s$ ”, será mayor del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad.

### 2.7 Efectos P - $\Delta$

Los efectos P- $\Delta$  son efectos adicionales originados por las cargas gravitacionales y los desplazamientos laterales, y deben ser revisados al analizar una estructura bajo cargas laterales y verticales. Estos son más importantes en estructuras esbeltas y con cargas verticales considerables.

Los efectos P- $\Delta$  pueden ocasionar que aparezcan momentos adicionales en la base de columnas (fig 2.11), debido al desplazamiento “ $\Delta$ ” entre el eje de la columna y la carga debida al peso gravitacional; esta excentricidad se debe a la acción de la fuerza “F” sobre la masa. Esto es, el momento en la base del sistema es:

$$M = FH + P\Delta$$

Otro sistema en el que aparecen efectos P- $\Delta$  son aquellos donde hay columnas que presentan deformaciones o efectos de pandeo ante las cargas axiales (fig 2.12), de forma que aparecen momentos adicionales en la sección media de la columna. En este caso el momento adicional que se presenta equivale a:

$$M = P\Delta$$

Los principales cambios que se tienen cuando los efectos P- $\Delta$  son importantes son:

- Menor disipación de energía.
- Reducción de la rigidez lateral. El periodo de la estructura aumenta; puede variar e incrementarse la respuesta sísmica. Este efecto se toma en cuenta en los análisis sísmicos de este trabajo, a partir de la rigidez geométrica, que modifica la rigidez inicial de la estructura.

- Mayores demandas de ductilidad. Se incrementan los niveles de deformación inelástica.

## 2.8 Demandas de ductilidad local y global

La ductilidad es la capacidad de la estructura o de sus componentes (vigas y columnas) para deformarse más allá del límite elástico, sin excesivo deterioro de resistencia y degradación de rigidez.

En la fig 2.13 se puede ver que al llegar el elemento al momento de fluencia " $M_y$ ", éste se mantiene constante, y la curvatura aumenta a partir del nivel de fluencia " $\phi_y$ " hasta la curvatura máxima " $\phi_{máx}$ ". La diferencia entre las curvaturas máxima y de fluencia es lo que se conoce como curvatura plástica " $\phi_p$ ".

Las demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas para este trabajo, se obtendrán con la siguiente expresión:

$$\mu_L = \frac{\phi_{máx}}{\phi_y} = \frac{\phi_y + \phi_p}{\phi_y} = 1 + \frac{\phi_p}{\phi_y}$$

donde:

$\mu_L$	=	Demanda de ductilidad local
$\phi_p$	=	Curvatura plástica = $\theta_p / l_p$
$\theta_p$	=	Rotación plástica
$l_p$	=	Longitud equivalente de articulación plástica, igual a "1 d" para este trabajo
$\phi_y$	=	Curvatura de fluencia = $M_y / EI$
$M_y$	=	Momento de fluencia
E	=	Modulo de elasticidad del concreto
I	=	Momento de inercia de la sección transversal
d	=	Peralte efectivo de la sección transversal del elemento estructural en estudio

Por otro lado, la demanda de ductilidad global " $\mu_G$ ", se obtienen de dividir el desplazamiento lateral máximo ( $\Delta_{máx}$ ) de la estructura cuando se presenta comportamiento inelástico, entre el desplazamiento lateral cuando se tiene la formación de la primera rótula plástica ( $\Delta_y$ ), esto es:

$$\mu_G = \frac{\Delta_{máx}}{\Delta_y}$$



### 2.8.1 Mecanismos de falla

Para que se desarrolle ductilidad en las estructuras es necesario que se formen articulaciones plásticas, las cuales son parte del mecanismo de falla que se puede llegar a presentar durante sismos intensos. En estructuras a base de marcos y bajo el efecto sísmico, las rótulas o articulaciones plásticas, generalmente se forman en los extremos de vigas y columnas.

En el proceso de diseño estructural se pueden elegir los miembros que primero fluyan, siendo conveniente obligar el comportamiento con mecanismos de falla conocidos como columna fuerte-viga débil ante los efectos de la flexión, para que sean éstas las que primeramente alcancen su capacidad. La fig 2.14 tiene los mecanismos de falla típicos de viga y de entrepiso, ante la acción de la sollicitación sísmica. De estos mecanismos el más conveniente es el del tipo viga, por las siguientes razones:

- Si fallaran las columnas de un mismo entrepiso se tendría el colapso de toda la estructura, por la función de estos elementos estructurales para transmitir las cargas verticales hacia la cimentación.
- Cuando se tienen columnas débiles en la estructura, hay concentración de deformaciones plásticas en un entrepiso, tal que para lograr factores de ductilidad globales, " $\mu$ ", de 4 ó 5 se tendrían que producir giros plásticos muy grandes a nivel local en las columnas, imposibles de garantizar desde el punto de vista del diseño.
- El deterioro de resistencia es mayor cuando ocurre falla por cortante o flexocompresión de columnas (fallas frágiles), comparada con la fluencia de vigas ante cargas del mismo tipo (fallas dúctiles).

Como se muestra en la fig 2.14b, como parte implícita del mecanismo de falla columna fuerte-viga débil, está que se formen articulaciones plásticas en el extremo inferior de las columnas del primer entrepiso; estos miembros deben contar con suficiente ductilidad, confinando adecuadamente el núcleo de concreto de dichas columnas con adecuado refuerzo transversal.

### 2.9 Longitud equivalente de articulación plástica, " $l_p$ "

Los giros que se presentan en las articulaciones plásticas (zonas del elemento estructural en que se alcanza el nivel de fluencia) sirven para medir el nivel de deformaciones inelásticas que se alcanza en las estructuras ante la acción de los efectos sísmicos. Para medir el grado de daños es importante relacionar las rotaciones por unidad de longitud causadas por los momentos, ya que la fluencia ocurre gradualmente en un tramo del elemento, y no en forma concentrada en una sección transversal.

Es así como se define la longitud equivalente de articulación plástica " $l_p$ ", la cual en este trabajo se toma igual a un peralte efectivo de las vigas o columnas, de acuerdo a pruebas experimentales y experiencias de temblores recientes.

## 2.10 Requisitos para el diseño de estructuras dúctiles

Uno de los aspectos fundamentales del diseño de estructuras resistentes a sismos intensos es el referente al dimensionamiento y detalle de los elementos estructurales y de sus conexiones, de manera que la estructura se comporte en forma congruente con lo que se supuso en el análisis. Las secciones transversales individuales deben ser capaces de desarrollar el grado de ductilidad implícito en el diseño para que así la estructura pueda desarrollar mecanismos de deformación inelástica que le permitan disipar la energía del sismo sin llegar al colapso previamente por medio de posibles fallas frágiles.

Se presentan enseguida las principales especificaciones de las NTC para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto), del RDF-93 y del RDF-04; éstas se dividen en:

- Requisitos generales
- Miembros a flexión
- Miembros a flexocompresión
- Uniones viga-columna

### 2.10.1 Requisitos Generales

Los requisitos de esta sección se aplican a estructuras diseñadas con un factor de comportamiento sísmico “Q” de 3 ó 4, que son las que se consideran “estructuras dúctiles”.

Todo marco dúctil se debe diseñar para resistir una fuerza cortante horizontal mayor que el 25 por ciento de la que le correspondería si trabajara aislado del resto de la estructura.

Los materiales con que se diseñe la estructura deberán cumplir con las siguientes propiedades mecánicas:

La resistencia  $f'_c$  del concreto debe ser mayor o igual de  $250 \text{ kg/cm}^2$

El acero de refuerzo debe ser corrugado, con  $f_y \leq 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Las barras longitudinales de vigas y columnas deberán cumplir, además:

$$f_{y_{\text{real}}} \leq f_{y_{\text{especificada}}} + 1,300 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{y_{\text{máx}}} \geq 1.25 f_{y_{\text{real}}}$$

### 2.10.2 Miembros sujetos a flexión

Los requisitos que se establecen a continuación, se aplican a miembros principales trabajando esencialmente a flexión, donde:

$$P_u \leq \frac{A_g f'_c}{10}$$

- Requisitos geométricos (fig 2.15)

$$\begin{aligned} L &\geq 4d \\ L/b &\leq 30 \\ h/b &\leq 3.0 \\ b &\geq 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

Nomenclatura:

b	=	Ancho
h	=	Peralte total
r	=	Recubrimiento
d	=	Peralte efectivo = h - r
L	=	Claro libre del elemento estructural
P <sub>u</sub>	=	Carga axial de diseño
A <sub>g</sub>	=	Área de la sección transversal bruta

- Refuerzo longitudinal (fig 2.16)

En todas las secciones debe haber refuerzo longitudinal mínimo en los lechos superior e inferior.

El acero longitudinal mínimo en toda la longitud de la viga y en cada lecho será:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s_{\min}^-} \\ A_{s_{\min}^+} \end{array} \right\} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \\ 2 \text{ vars. } \# 4 \end{array} \right\}$$

El área de acero de refuerzo longitudinal a tensión deberá ser menor o igual a 0.75 el área de acero de la condición balanceada de la sección:

$$A_{s_{\max}} \leq 0.75 A_{s_{\text{bal}}}$$

Para el diseño con las NTC-Concreto del RDF-04, la cuantía de acero longitudinal a tensión "p", no excederá de 0.025.

En las zonas de los extremos de unión viga-columna, el momento resistente positivo deberá ser al menos 0.5 veces el momento resistente negativo:

$$M_R^+ \geq 0.5M_R^-$$

En todas las secciones los momentos resistentes (positivos y negativos) deben ser por lo menos el 25 por ciento del máximo momento resistente en los extremos:

$$M_{R_x} \geq 0.25M_{R_{ext.}}$$

Se permiten traslapes en las barras del refuerzo longitudinal sólo si se tiene refuerzo transversal de confinamiento (helicoidal o estribos); en la longitud de traslape dicho refuerzo debe colocarse a un paso o separación menor que 0.25 d y que 10 cm.

No se permiten uniones de traslapes:

- a) Dentro de los nudos.
- b) En una distancia "2d" desde el paño del nudo.
- c) En zonas donde se puedan formar articulaciones plásticas.

Se pueden tener paquetes de hasta dos barras.

Se permiten uniones soldadas o con dispositivos mecánicos de acuerdo a lo siguiente:

- a) En toda la sección de unión cuando mucho se unen barras alternadas.
- b) Las uniones de barras adyacentes deben separarse por lo menos 60 cm en dirección longitudinal.

- Refuerzo transversal para confinamiento (fig 2.17)

Se debe proporcionar refuerzo transversal con estribos cerrados de por lo menos #2.5 en:

- a) Una distancia de "2d", desde el paño del nudo (zona I).
- b) Una distancia de "2h", desde donde se supone se puede formar una articulación plástica (zona II).

Separación de estribos en las zonas I y II:

$$s_{est.} \leq \begin{cases} 0.25d \\ 8\phi \text{ de la barra longitudinal más delgada} \\ 24\phi \text{ del estribo} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

El primer estribo se debe colocar a menos de 5 cm de la cara del miembro de apoyo. Los estribos deberán tener las siguientes características (fig 2.18):

- a) Deben ser cerrados y de una sola pieza.
- b) Deben rematar en una esquina con dobleces de  $135^\circ$ , seguidos de tramos rectos con no menos de 10 diámetros de largo.
- c) En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal.
- d) Los radios de dobléz deben cumplir con los requisitos de dobleces de refuerzo.
- e) La localización del remate se debe alternar de un estribo a otro.

En las zonas I y II (fig 2.17) las barras longitudinales de la periferia deben tener soporte lateral.

Fuera de las zonas I y II la separación de los estribos será:

$$s_{\text{est.}} \leq 0.5d$$

La separación de estribos, independientemente de la zona a lo largo de la viga, no debe ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

- Refuerzo para fuerza cortante

Los elementos trabajando principalmente a flexión se deben dimensionar para que no se presente falla por cortante (falla frágil), antes de que se puedan formar articulaciones plásticas en sus extremos, para lo cual:

- a) La fuerza cortante de diseño se debe obtener del equilibrio de los momentos resistentes a flexión del miembro entre caras de apoyo. Para esta opción,  $F_R=0.8$ .
- b) Se supone que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, sin factores de reducción y con:

$$f_{s_{\text{tensión}}} \geq 1.25 f_y$$

- c) A lo largo del miembro actúan las cargas correspondientes multiplicadas por el factor de carga. Se puede dimensionar con la fuerza cortante última obtenida del análisis estructural con  $F_R=0.6$  en lugar de 0.8 (segunda opción).
- d) En las zonas donde la fuerza cortante de diseño causada por sismo es menor de la mitad de la fuerza actuante última calculada, se desprecia la contribución de la resistencia del concreto a fuerza cortante, al calcular el refuerzo transversal.
- e) En el refuerzo por cortante se puede incluir el refuerzo por confinamiento.
- f) El refuerzo para cortante consiste en estribos verticales cerrados de una pieza, de por lo menos de #2.5.

### 2.10.3 Miembros sujetos a flexocompresión

Los siguientes requisitos se aplican a miembros en los que:

$$P_u > \frac{A_g f'_c}{10}$$

- Requisitos geométricos (fig 2.19):

$$b \geq 30 \text{ cm}$$

$$b/h \geq 0.4$$

$$H/b \leq 15$$

$$A_g \geq \frac{P_u}{0.5 f'_c} \quad \text{para cualquier combinación de cargas}$$

Nomenclatura:

$$H = \text{Altura libre}$$

$$b = \text{Dimensión transversal menor}$$

$$H = \text{Dimensión transversal mayor}$$

- Resistencia mínima a flexión

La resistencia a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la condición siguiente, a fin de que se garantice el comportamiento de "columna fuerte - viga débil":

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

donde:

$$\sum M_c = \text{Suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan al nudo}$$

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

Las sumas anteriores se realizan de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. Cuando el diseño se realiza con base en la hipótesis anterior, el factor de reducción de resistencia que se toma para el cálculo es  $F_R=0.8$ .

Existe la alternativa de diseñar con los elementos mecánicos últimos obtenidos de forma directa del análisis de la estructura, si el factor de reducción de resistencia se toma como  $F_R=0.6$  (segunda opción).

- Refuerzo longitudinal

El porcentaje de acero longitudinal tendrá los siguientes límites:

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &\geq 0.01 \\ \rho_{\max} &\leq 0.04 \end{aligned}$$

Sólo se permitirá formar paquetes en las esquinas de hasta dos barras.

El traslape de barras longitudinales sólo se permite en la mitad central del elemento.

Se permiten uniones soldadas o con dispositivos mecánicos sujetas a lo siguiente:

- a) En toda la sección de unión cuando mucho se unen barras alternadas.
- b) Las uniones de barras adyacentes deben separarse por lo menos 60 cm en dirección longitudinal.

- Refuerzo transversal

El acero para refuerzo transversal debe tener un esfuerzo de fluencia  $f_y \leq 4,200$  kg/cm<sup>2</sup>, ser corrugado y consistir en barras de diámetro no menor a 9.5 mm (#3).

El refuerzo transversal de toda la columna y su separación, no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión.

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con la siguiente separación:

$$s_{\text{est.}} \leq \begin{cases} \frac{850}{\sqrt{f_y}} \phi \text{ varilla más delgada} \\ 48 \phi \text{ estribo} \\ 0.5h \end{cases}$$

Para el RDF-93, las separaciones indicadas se reducirán a la mitad, y no mayor de 10 cm, a partir de la intersección con el paño de la viga hacia ambos extremos de la columna (fig 2.20), y hasta la mayor de las siguientes zonas críticas, " $l_c$ ":

$$l_c \geq \begin{cases} h \text{ (dimensión mayor)} \\ 1/6H \\ 60\text{cm} \end{cases}$$

El RDF-04 indica que la separación del refuerzo transversal no debe exceder en las

zonas críticas anteriores de:

$$s_{est.} \leq \begin{cases} 1/4 \text{ de la menor dimensión transversal del elemento} \\ 6 \phi \text{ de la barra longitudinal más gruesa} \\ 10 \text{ cm (15 cm si la separación entre barras} \\ \text{longitudinales no soportadas es menor a 20 cm)} \end{cases}$$

Cuando se trate de la planta baja la longitud de confinamiento anterior se extenderá hasta media altura de la columna a partir del extremo inferior, y se debe continuar dentro de la cimentación por lo menos la longitud de desarrollo de la barra más gruesa en compresión.

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos de la periferia tengan un soporte lateral suministrado por el doblé de un estribo con un ángulo interno no mayor de  $135^\circ$ .

Ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cm de una barra soportada lateralmente. La distancia centro a centro entre ramas de estribos sobrepuestos debe ser menor de 45cm, y entre grapas y ramas de estribos sobrepuestos menor de 25 cm. Si el refuerzo consta de estribos sencillos, la mayor dimensión no deberá exceder de 15 cm.

Para dar restricción lateral a barras que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por barras rectas, cuyos extremos terminen en un doblé a  $135^\circ$  alrededor de la barra seguido de un tramo recto con longitud no menor que 10 diámetros de la barra de la grapa.

En ambos extremos de la columna, de longitud  $l_c$ , se debe tener un área de acero:

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} s * b_c \\ 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} s * b_c \quad \text{para el RDF - 93} \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yh}} s * b_c \quad \text{para el RDF - 04} \end{cases}$$



donde :

$A_{sh}$	=	Suma de áreas de grapas y estribos
$A_g$	=	Área transversal de la columna
$A_c$	=	Área transversal del núcleo, hasta el límite del refuerzo transversal
$b_c$	=	Dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área $A_{sh}$
$s$	=	Separación del refuerzo transversal

- Requisitos para fuerza cortante

Los elementos sujetos a flexocompresión se deben dimensionar para que no fallen por fuerza cortante antes de que se formen articulaciones plásticas en las vigas. Se pueden dimensionar por fuerza cortante a partir de las acciones últimas del análisis estructural convencional, usando  $F_R=0.5$ .

En elementos a flexocompresión en que la carga axial actuante última de diseño, incluyendo los efectos del sismo, sea menor que:

$$\frac{A_g f'_c}{20}$$

al calcular el refuerzo para fuerza cortante, si la fuerza cortante actuante última causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante actuante última total, se despreciará la contribución del concreto,  $V_{CR}$ .

El refuerzo por tensión diagonal consistirá en estribos cerrados de una pieza de diámetro no menor a 9.5 mm (#3), y con  $f_y \leq 4,200 \text{ kg/cm}^2$ .

### 2.10.4 Uniones viga-columna

La unión viga-columna es el nudo formado por la intersección de ambos elementos. Las fallas en uniones viga-columna son comunes y presentan un comportamiento generalmente frágil por tensión diagonal, por lo que es necesario diseñar estas uniones para que tengan una resistencia superior a la de los miembros que conectan, de tal forma que éstos puedan desarrollar toda su capacidad.

- Requisitos generales

Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por cortante de una unión se determinan suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión es de  $1.25 f_y$ . El refuerzo longitudinal de todas las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna.

- Refuerzo transversal

En un nudo se debe proporcionar el refuerzo transversal mínimo especificado para miembros a flexocompresión, igual al de la zona confinada de longitud " $l_c$ ". Por otro lado, si el nudo está confinado por cuatro trabes que llegan a él y el ancho de cada una es por lo menos igual a tres cuartas partes del ancho respectivo de la columna, se puede usar la mitad de este refuerzo transversal mínimo dentro de la zona del nudo, a lo largo de la columna.

- Resistencia a fuerza cortante

Se puede revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente. La fuerza cortante se debe calcular en un plano horizontal a media altura del nudo.

La resistencia de diseño a fuerza cortante esta dada por:

Nudos confinados: 
$$V = 5.5F_R \sqrt{f_c^*} (b_e h)$$

Nudos no confinados: 
$$V = 4.5F_R \sqrt{f_c^*} (b_e h)$$

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)

$H$  = Dimensión transversal de la columna en la dirección de la fuerza

- Anclaje del refuerzo longitudinal

En vigas, toda barra de refuerzo longitudinal que termine en un nudo se debe prolongar hasta la cara contraria del núcleo de la columna y rematarse con un doblé a  $90^\circ$  seguido de un tramo recto no menor de  $12$  diámetros. La sección crítica para revisar el anclaje es el plano externo del núcleo de la columna.

Para evitar que se presenten fallas por adherencia en las barras longitudinales, los diámetros de éstas que pasen rectos a través de un nudo se deben seleccionar para que cumplan las siguientes relaciones:

$$h_{\text{columna}} / d_{\text{b viga}} \geq 20$$

$$h_{\text{viga}} / d_{\text{b columna}} \geq 20$$

donde:

$h_{\text{columna}}$  = Dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de viga consideradas

- $h_{\text{viga}}$  = Peralte de la viga  
 $d_{\text{b viga}}$  = Diámetro de las barras en las vigas  
 $d_{\text{b columna}}$  = Diámetro de las barras en las columnas

Si en la columna superior de la unión viga-columna se cumple con la expresión:

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} \geq 0.3$$

entonces, la relación entre alto de viga y diámetro de barras de columna puede considerarse:

$$h_{\text{viga}} / d_{\text{b columna}} \geq 15$$

### 2.11 Fuentes de sobre-resistencia

A raíz de la experiencia obtenida de los daños en edificios a partir de sismos intensos, así como de estudios experimentales y analíticos, se ha observado que las estructuras cuentan con reservas adicionales de resistencia que no se contemplan en los diseños convencionales.

Para este estudio se consideraron los cálculos sin y con los efectos de las posibles sobrerresistencias; enseguida se presentan cuáles son cada una de ellas.

1. Efectos de endurecimiento por deformación del acero: Generalmente en la obtención de la resistencia de elementos estructurales (vigas y columnas), se emplea la curva  $\sigma$ - $\epsilon$  del acero de refuerzo del tipo elastoplástico perfecto (fig 2.21), despreciando así la etapa de endurecimiento por deformación que se presenta en el acero y que puede ser de gran importancia. Para el caso en que se incluye la etapa de endurecimiento por deformación se emplearon los siguientes valores:

$$\epsilon_{sh} = 0.010$$

$$\epsilon_{su} = 0.080$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{su} = 5,000 \text{ kg/cm}^2$$

2. Resistencias promedio del acero de refuerzo y del concreto: Una fuente de sobrerresistencia adicional se refiere a los valores probables de los esfuerzos de los materiales (concreto y acero), que son superiores a los especificados para diseño; los valores de diseño utilizados son las resistencias nominales. En el caso del acero, de estudios estadísticos, se obtiene que el valor real promedio del esfuerzo de fluencia excede aproximadamente en un 19 por ciento al especificado; esto es, además de 4,200 kg/cm<sup>2</sup>, también se tomó en el presente estudio un valor de 5,000 kg/cm<sup>2</sup> para el caso de las sobrerresistencias. Para el concreto la resistencia nominal a compresión fue de 250 kg/cm<sup>2</sup>, y de acuerdo al valor real promedio se consideró un incremento del 20 por ciento; por lo tanto, el valor real utilizado fue de 300 kg/cm<sup>2</sup>.

3. Acero de la losa (adicional al de la viga) en la resistencia negativa de la viga: La contribución del acero de refuerzo de una franja adyacente de la losa de piso participa con un incremento adicional en la resistencia negativa de las vigas (fig 2.22a). La cantidad de acero con que ayuda la losa dependerá de la cantidad de varillas con las que esté armado dicho elemento. Para fines de este trabajo las losas tuvieron el armado necesario para resistir las cargas verticales de acuerdo al RDF; el ancho considerado de la ayuda de la losa se obtuvo según lo especifica el mismo código. Cabe señalar que se está partiendo de que la losa y la viga serán coladas monolíticamente. En el caso de las resistencias negativas, las vigas se tomarán como rectangulares.
  
4. Participación de la losa (patines) en la resistencia positiva de la viga: Cuando las losas y vigas de concreto reforzado se construyen monolíticamente, ambos elementos actúan íntegramente; cuando la viga está bajo momento flexionante positivo (tensión en la parte superior), parte de la losa adyacente actúa como el patín de la viga, que hace aumentar el área de compresión del concreto (fig 2.22b). Para el caso del cálculo de las resistencias positivas de las vigas, éstas se tomaron como secciones "T". El ancho considerado con que contribuye la losa, se tomó en cuenta de acuerdo al criterio que marca el RDF (fig 2.23).
  
5. Confinamiento del núcleo de concreto: Es común que en la obtención de las resistencias de elementos de concreto reforzado se desprece la ayuda del confinamiento proporcionado por el acero de refuerzo transversal. Hay estudios que muestran que la resistencia del elemento bien confinado puede ser superior con respecto del caso en que no tiene suficiente acero transversal; en estos estudios se reporta que un efecto todavía más importante debido al confinamiento del núcleo de concreto es la capacidad adicional de deformación que se logra contra el caso mal confinado. Esto es, un refuerzo transversal adecuado proporciona confinamiento al núcleo del concreto que se encuentra dentro de la región central para que ante efectos cíclicos (sismo) no se agriete y pierda capacidad de seguir resistiendo los efectos de las cargas verticales y del sismo.

El acero transversal colocado por confinamiento ayudará a la resistencia al cortante, así como también para evitar problemas de pandeo del refuerzo longitudinal de los miembros con cargas axiales importantes.

El refuerzo transversal a base de zunchos es más eficiente, porque proporciona un confinamiento continuo alrededor de la circunferencia, como se ilustra en la fig 2.24a. Los estribos rectangulares sólo pueden aplicar confinamiento en las esquinas donde se encuentran las varillas longitudinales; la acción del concreto que se encuentra dentro de los estribos hace que estos se doblen hacia afuera como se ilustra en la fig 2.24b. El confinamiento, en este último caso, puede ser más efectivo si se agregan grapas o más estribos como se observa en las figs 2.25b y 2.25c.

La presencia de un número adecuado de barras longitudinales distribuidas alrededor de la sección tienden a proporcionar mayor confinamiento al núcleo del concreto; además de lo anterior, con

refuerzo transversal adecuado, se obtiene una distribución uniforme de esfuerzos (figs 2.25d y 2.25e).

La fig 2.26 muestra como varía el comportamiento de cilindros de concreto, bajo acciones de compresión, sin y con confinamiento. El efecto del confinamiento incrementa la resistencia de compresión y la capacidad de deformación última del concreto (ductilidad).

Una vez descritos los conceptos básicos de las posibles fuentes de sobrerresistencia consideradas en este trabajo, se presentan los modelos esfuerzo-deformación utilizados para el concreto y el acero.

## 2.12 Diagrama esfuerzo-deformación del concreto ( $f_c-\epsilon_c$ )

Para el diagrama esfuerzo-deformación del concreto se empleó el modelo de Kent y Park modificado, que a continuación se describe.

Se considera a la curva  $f_c-\epsilon_c$  del concreto dividido principalmente en dos regiones (fig 2.27). Uno de los elementos que define a estas zonas es el parámetro  $K$ , que toma en cuenta el confinamiento del núcleo del concreto, proporcionado por el refuerzo transversal. El parámetro  $K$  se define de la siguiente manera:

$$K = 1 + \rho_s \frac{f_{yh}}{f'_c}$$

donde:

- $\rho_s$  = Relación del volumen del acero de refuerzo transversal y el volumen del núcleo de concreto confinado medido hasta el perímetro externo de los estribos
- $f_{yh}$  = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal
- $f'_c$  = Resistencia a la compresión del cilindro de concreto a los 28 días de edad

Las características de la curva  $f_c-\epsilon_c$  son:

**Región AB:** Aplicable para  $\epsilon_c \leq 0.002K$ . La parte ascendente de la curva se representa por una parábola de segundo grado, y se supone que el acero transversal de confinamiento no afecta el patrón de comportamiento. El esfuerzo máximo que alcanza el concreto confinado tiene un valor  $Kf'_c$ . La curva esta definida por:

$$f_c = Kf'_c \left[ \frac{2\epsilon_c}{0.002K} - \left( \frac{\epsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right]$$

**Región BC:** Aplicable en el intervalo  $0.002K \leq \epsilon_c < \epsilon_{20c}$  y definida por:

$$f_c = Kf'_c [1 - Z_m (\epsilon_c - 0.002K)] \geq 0.2Kf'_c$$

El parámetro  $Z_m$  define la pendiente de la rama descendente recta con que se introduce la disminución lineal gradual del esfuerzo del concreto por efecto del confinamiento, a saber:

$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.029f'_c}{14.23f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h''}{s_h}} - 0.002K}$$

donde:

- $\epsilon_c$  = Deformación unitaria longitudinal del concreto
- $f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto, en  $\text{kg/cm}^2$
- $h''$  = Ancho del núcleo del elemento estructural, medido fuera del refuerzo transversal, en cm
- $s_h$  = Separación entre estribos

La resistencia a la compresión del concreto es función del confinamiento proporcionado por el acero de refuerzo transversal; esto es, la sobrerresistencia debido a este efecto puede ser mínima en los elementos con bajos porcentajes de acero transversal (separaciones de estribos grandes), pero en cambio resulta importante para porcentajes elevados (separaciones de estribos cortas).

**Región CD:** Aplicable al intervalo  $\epsilon_c \geq \epsilon_{20c}$  según:

$$f_c = 0.2Kf'_c$$

Esta ecuación toma en cuenta la habilidad del concreto para seguir soportando cierto nivel de esfuerzos bajo niveles de deformaciones muy altos.

### 2.13 Diagrama esfuerzo-deformación del acero de refuerzo

Actualmente el acero sigue siendo el metal más importante utilizado con fines estructurales porque combina una alta resistencia, tanto en tensión como en compresión, con gran rigidez (modulo de elasticidad elevado), buena ductilidad y facilidad de fabricación. Para fines de este trabajo, el comportamiento seleccionado para el acero se muestra en la fig 2.21, en la que se aprecian tres tramos distintos, a saber:

**Intervalo AB:** Se conoce como intervalo elástico, donde el material cumple con la ley de Hooke entre el esfuerzo y la deformación; al descargar el material no se presentan deformaciones permanentes; es aplicable para deformaciones  $\epsilon_s \leq \epsilon_{y_r}$  y le corresponde un esfuerzo:

$$f_s = \epsilon_s E_s$$

**Intervalo BC:** Conocido como intervalo plástico, donde el material se deforma grandemente bajo esfuerzo constante, tal que al descargar el material se presentan deformaciones permanentes; es aplicable para deformaciones  $\epsilon_y \leq \epsilon_s < \epsilon_{sh}$ , y el esfuerzo correspondiente es:

$$f_s = f_y$$

**Intervalo CD:** Definido como intervalo de la etapa de endurecimiento por deformación, donde los esfuerzos y deformaciones en el material presentan un nuevo incremento; el material adquiere una capacidad adicional de resistencia antes de fracturarse, es aplicable al intervalo de deformaciones  $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$ , y se define como:

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

donde:

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

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

- $f_s$  = Esfuerzo en el acero
- $f_{su}$  = Esfuerzo último del acero
- $f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero
- $\epsilon_s$  = Deformación unitaria del acero
- $\epsilon_y$  = Deformación unitaria de fluencia del acero
- $\epsilon_{sh}$  = Deformación que marca el inicio de la zona de endurecimiento por deformación en el acero
- $\epsilon_{su}$  = Deformación máxima a considerar en el acero

## 2.14 Parámetros y casos de resistencias considerados

De acuerdo a los conceptos anteriormente presentados y según los fines de este estudio, a continuación se describen los valores y parámetros que se tomaron en cuenta para incluir los efectos de las sobrerresistencias. Para los valores de acero se consideraron los propuestos por la Asociación Mexicana del Acero (AMA).

### Caso 1: Resistencias nominales (diseño convencional)

- No se toma en cuenta el efecto del confinamiento
- Diagrama esfuerzo-deformación del acero elastoplástico perfecto
- Secciones transversales de las vigas rectangulares
- No se considera la contribución de la losa de piso
- Valores de esfuerzos y deformaciones nominales considerados para el concreto y el acero de:
 
$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_y = 0.0021$$

### Caso 2: Resistencias reales promedio (sobrerresistencias)

- Se considera el efecto de confinamiento del núcleo de concreto
- En la gráfica esfuerzo-deformación del acero se considera la etapa del endurecimiento por deformación (EPD)
- Ayuda de los patines de la losa para el  $M_R^+$  de vigas
- Contribución del acero de la losa para el  $M_R^-$  de vigas
- Se toman en cuenta los esfuerzos promedio para el concreto y el acero, tal que:
 
$$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_y = 0.0024$$

$$f_{su} = 7500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{sh} = 0.010$$

$$\epsilon_{su} = 0.080$$

Con ambos casos de resistencias se obtuvieron las respuestas sísmicas inelásticas paso a paso de cada una de las estructuras estudiadas.



Tabla 2.1 Características principales de las zonas sísmicas de la ciudad de México, cuerpo principal de las NTC-Sismo, RDF-93

Zona	Tipo de Suelo	Profundidad de estrato firme
I	Duro	$h < 3 \text{ m}$
II	Transición	$3 \text{ m} < h < 20 \text{ m}$
III	Compresible	$h > 20 \text{ m}$

Tabla 2.2 Datos importantes de los espectros de diseño de la ciudad de México, cuerpo principal de las NTC-Sismo, RDF-93

Zona	$T_a$ (s)	$T_b$ (s)	r	c *
I	0.2	0.6	1/2	0.16
II	0.3	1.5	2/3	0.32
III	0.6	3.9	1	0.40

\* Coeficiente sísmico para estructuras del grupo B;  
para estructuras del grupo A multiplicar por 1.5

Tabla 2.3 Datos importantes de los espectros de diseño de la ciudad de México, cuerpo principal de las NTC-Sismo, RDF-04

Zona	c	$a_0$	$T_a$	$T_b$	r	$T_s$ (s)
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1	< 0.5
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33	0.5 a 1.0
IIIa	0.40	0.10	0.53	1.80	2	1.0 a 1.5
IIIb	0.45	0.11	0.85	3.00	2	1.5 a 2.5
IIIc	0.40	0.10	1.25	4.20	2	2.5 a 3.2
IIId	0.30	0.10	0.85	4.20	2	> 3.2

Tabla 2.4 Valores de Q y condiciones de diseño (RDF-93 y RDF-04)

Q	Tipo de estructura y requisitos de diseño
4	<p>Marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado; marcos contraventeados o muros de concreto reforzado en los que los marcos sin muros ni contravientos tienen una rigidez lateral:</p> $V_{R\text{-marcos}} \geq 0.5 V_{R\text{-total}}$ <p>El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no diferirá en más del 35% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.</p> <p>Diseñar con requisitos para marcos dúctiles.</p> <p>Además, en el RDF-04 se establece que en caso de existir muros de mampostería ligados a la estructura, los marcos y muros de concreto serán capaces de resistir al menos el 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.</p>
3	<p>Losas planas; marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado; marcos contraventeados o muros de concreto reforzado en los que los marcos sin muros ni contravientos tienen una rigidez lateral:</p> $V_{R\text{-marcos}} < 0.5 V_{R\text{-total}}$ <p>Diseñar con requisitos para marcos dúctiles.</p>
2	<p>Muros de mampostería; concreto prefabricado o presforzado.</p> <p>Diseño con requisitos generales.</p>
1.5	<p>Muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior.</p> <p>Diseño con requisitos generales.</p>
1	<p>Cualquier tipo de estructura cuya resistencia a fuerzas laterales sea suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes a los mencionados en los puntos anteriores.</p>

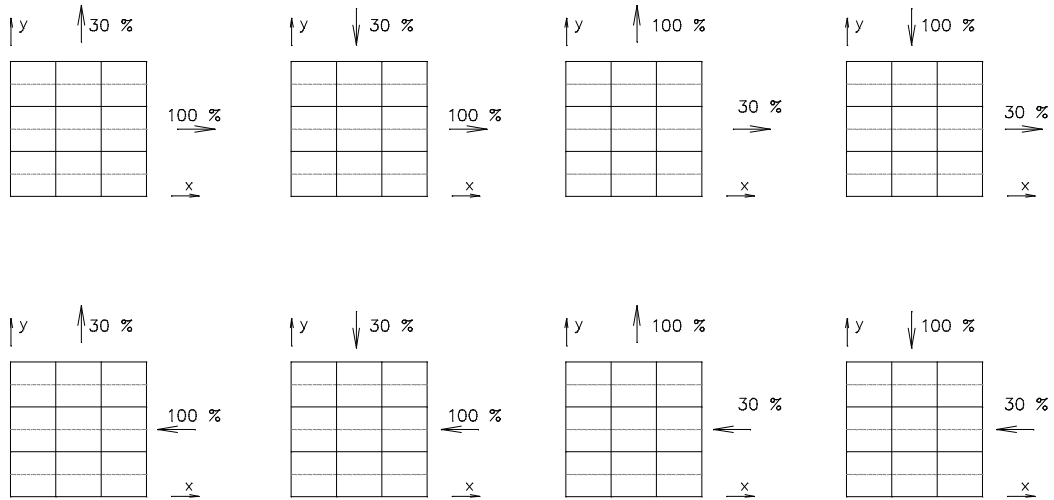


Fig 2.1- Combinaciones de los efectos bidireccionales del sismo

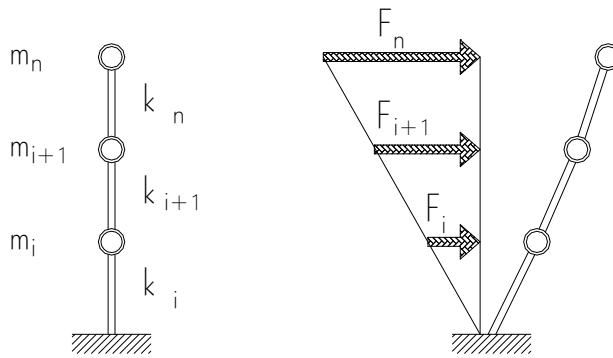


Fig 2.2- Modelo de masas, rigideces y fuerzas para el método de análisis s estático

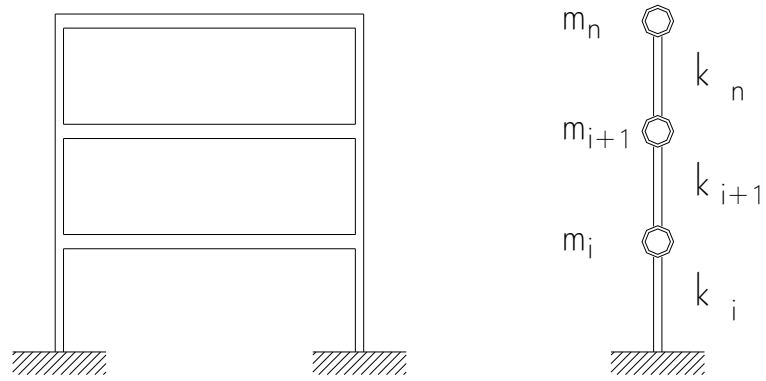


Fig 2.3- Representación de un edificio por un sistema de varios grados de libertad

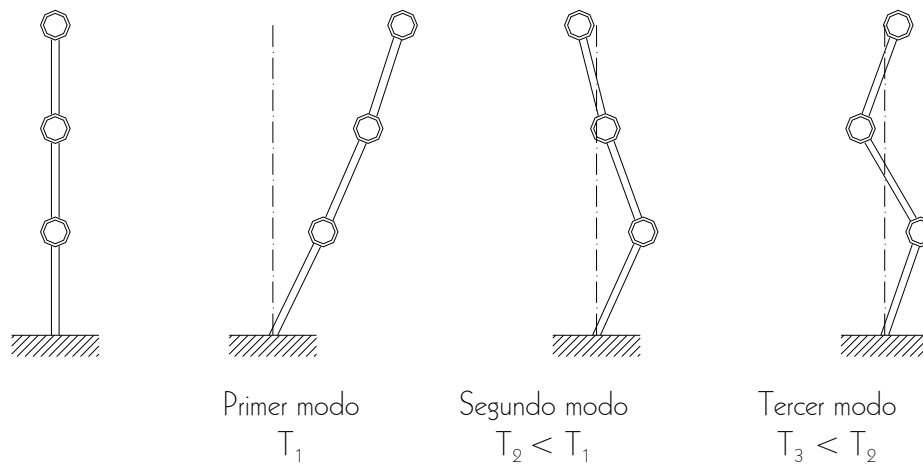


Fig 2.4- Modos de vibrar de un sistema de tres grados de libertad

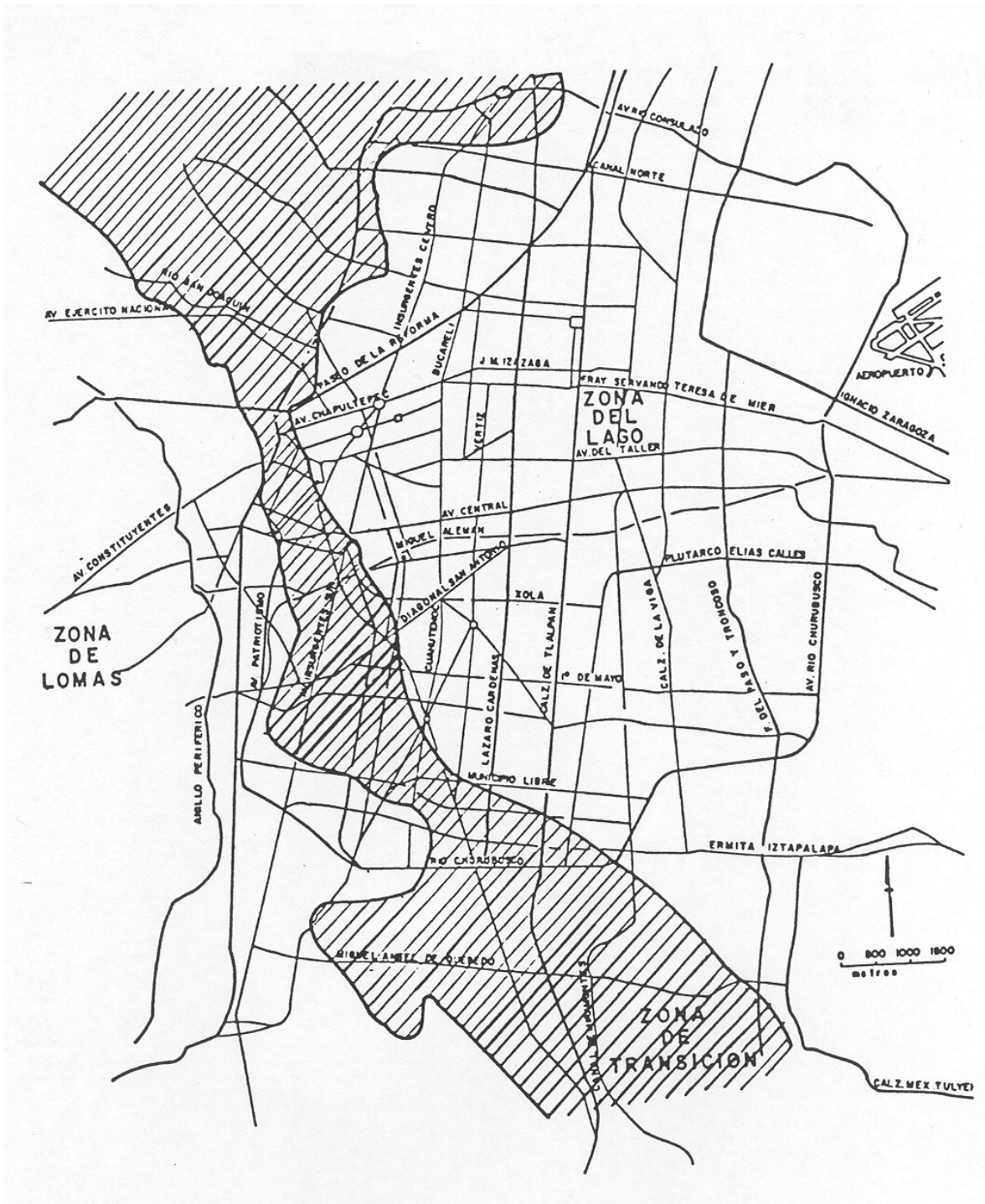


Fig 2.5a- Zonificación sísmica del RDF-93 (cuerpo principal de NTC-Sismo)

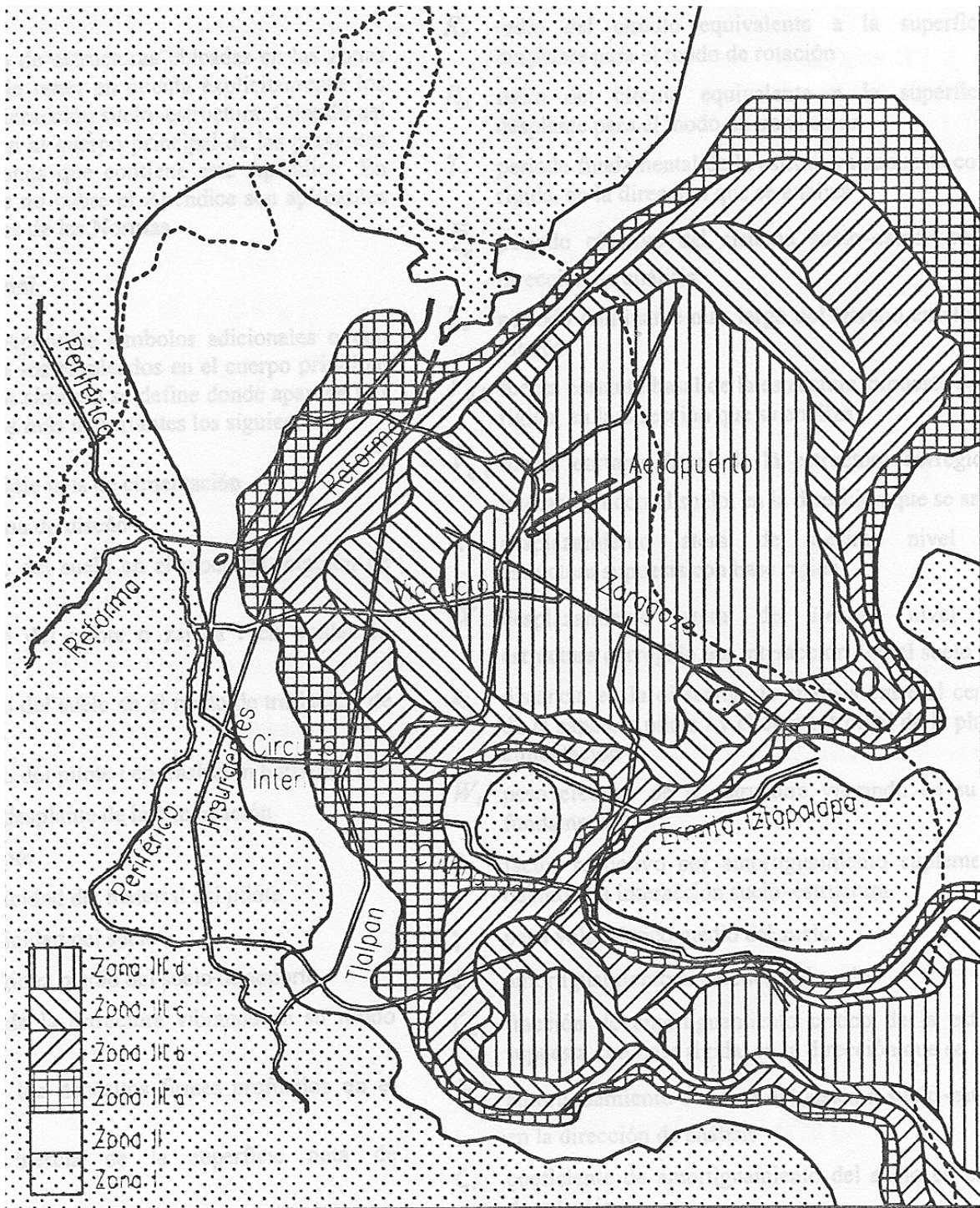


Fig 2.5b- Zonificación sísmica del RDF-04 (cuerpo principal de NTC-Sismo)

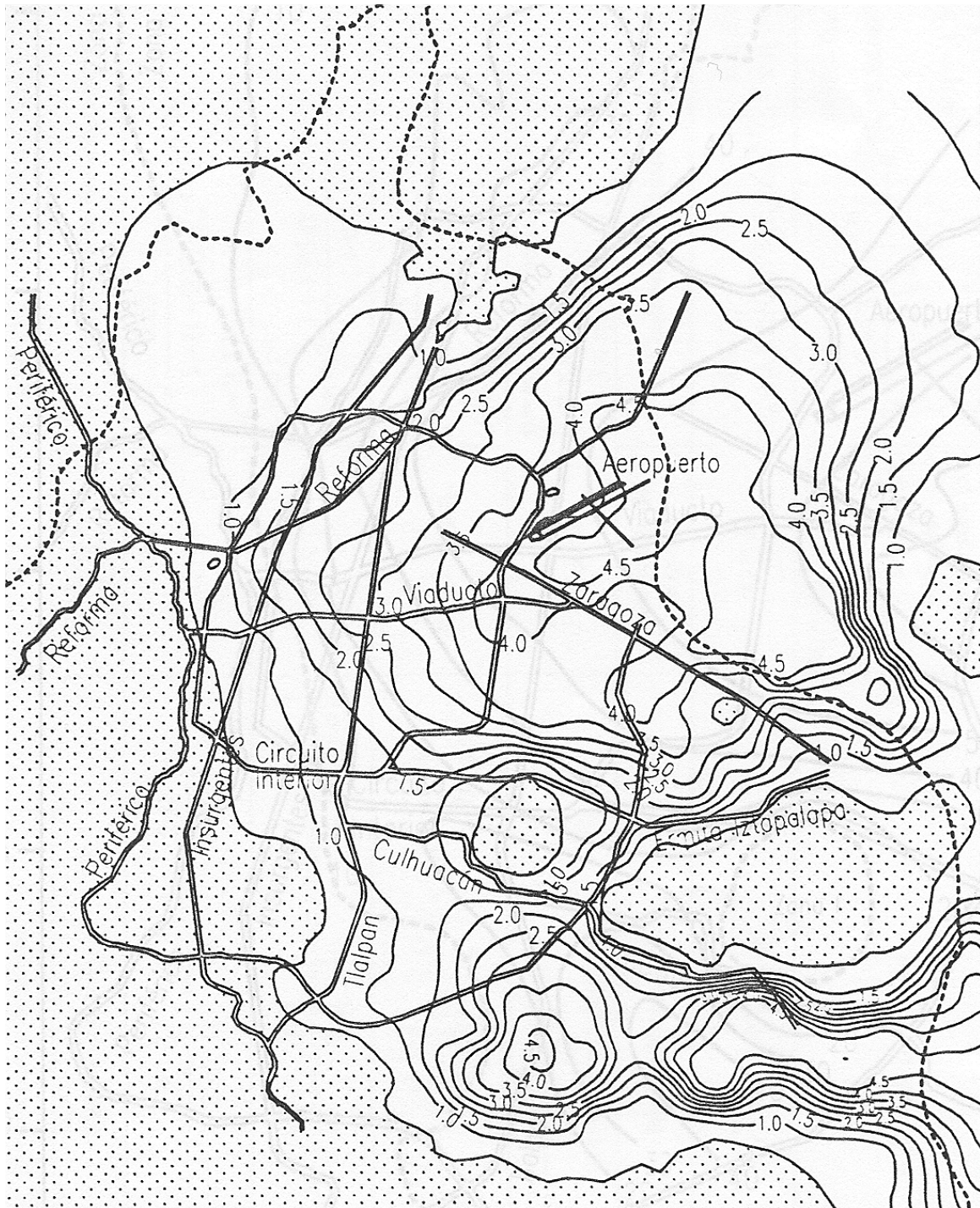


Fig 2.6- Periodos predominantes del suelo,  $T_s$  (s), de NTC-Sismo

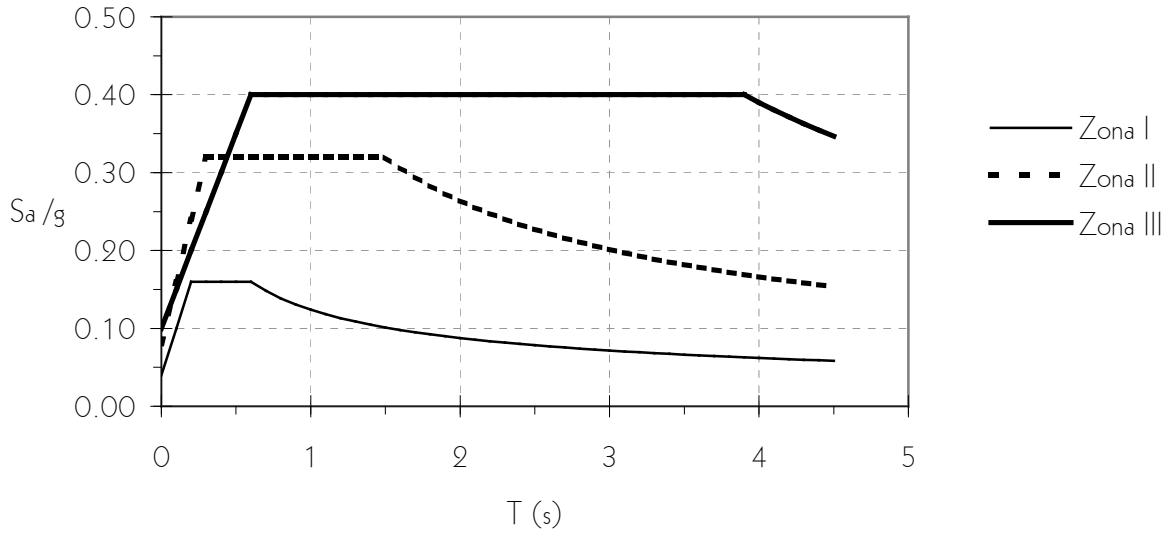


Fig 2.7a- Espectros elásticos para los tres tipos de suelo del Distrito Federal (RDF-93)

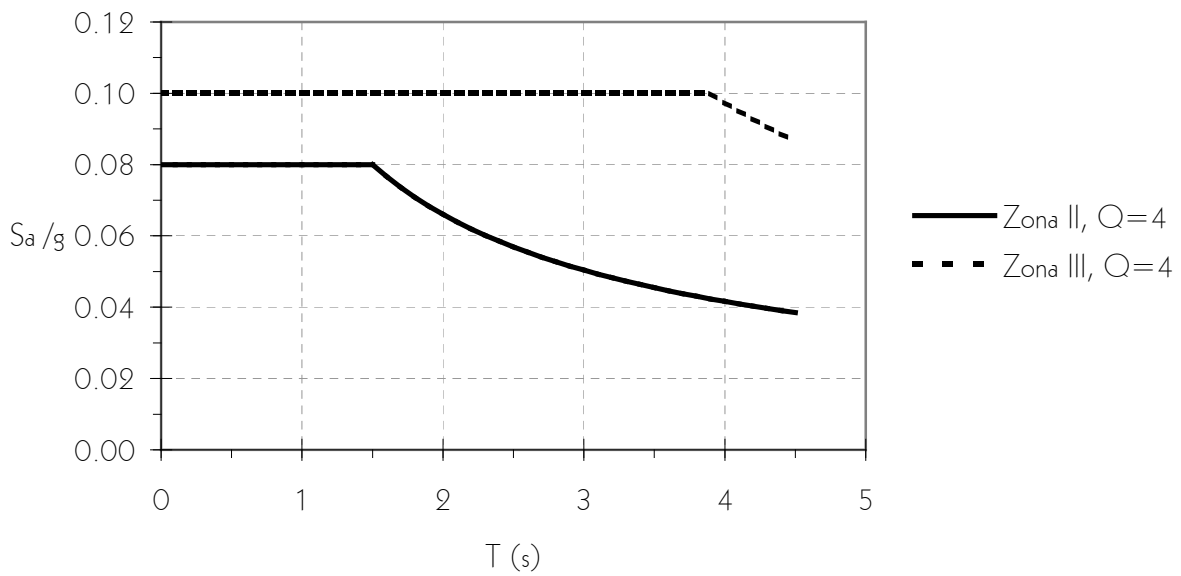


Fig 2.7b- Espectros de diseño de las zonas sísmicas II y III, reducidos por el factor de comportamiento sísmico  $Q=4$  (RDF-93)



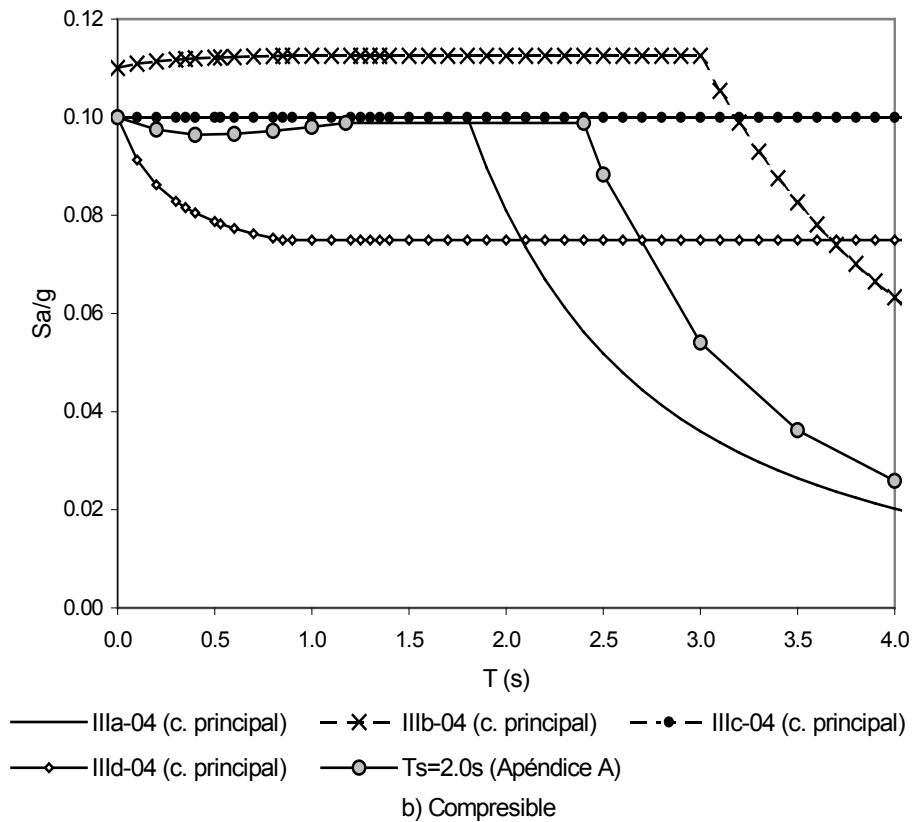
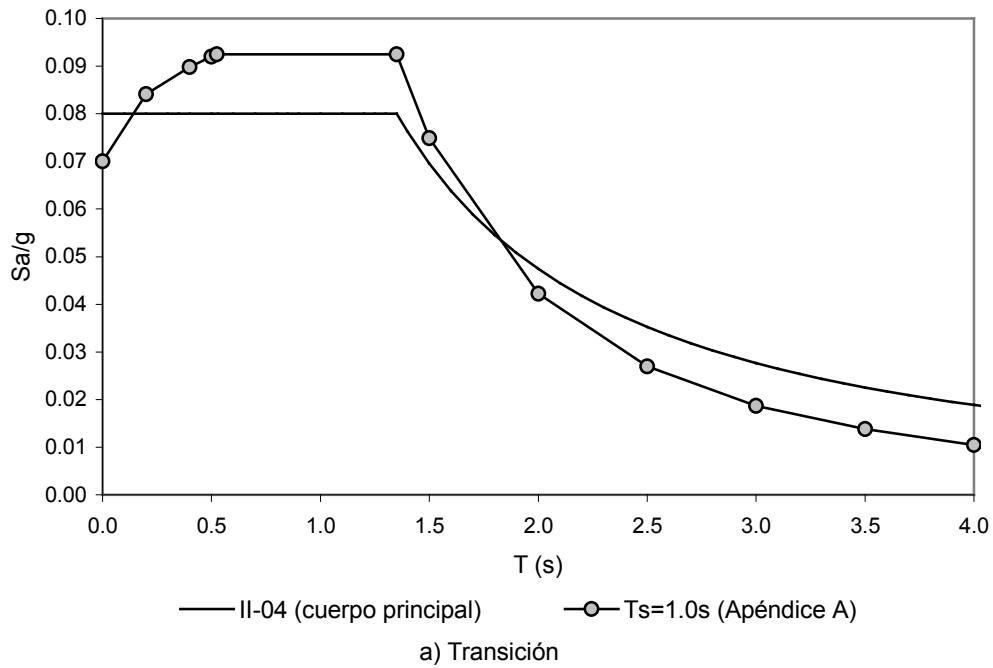


Fig 2.8- Espectros de diseño de las zonas sísmicas de transición (zona II) y compresible (zonas IIIa, IIIb, IIIc y III d) del cuerpo principal, y del Apéndice A del RDF-04 para  $T_s = 1.0$  s (transición) y  $T_s = 2.0$  s (compresible), reducidos por  $Q=4$

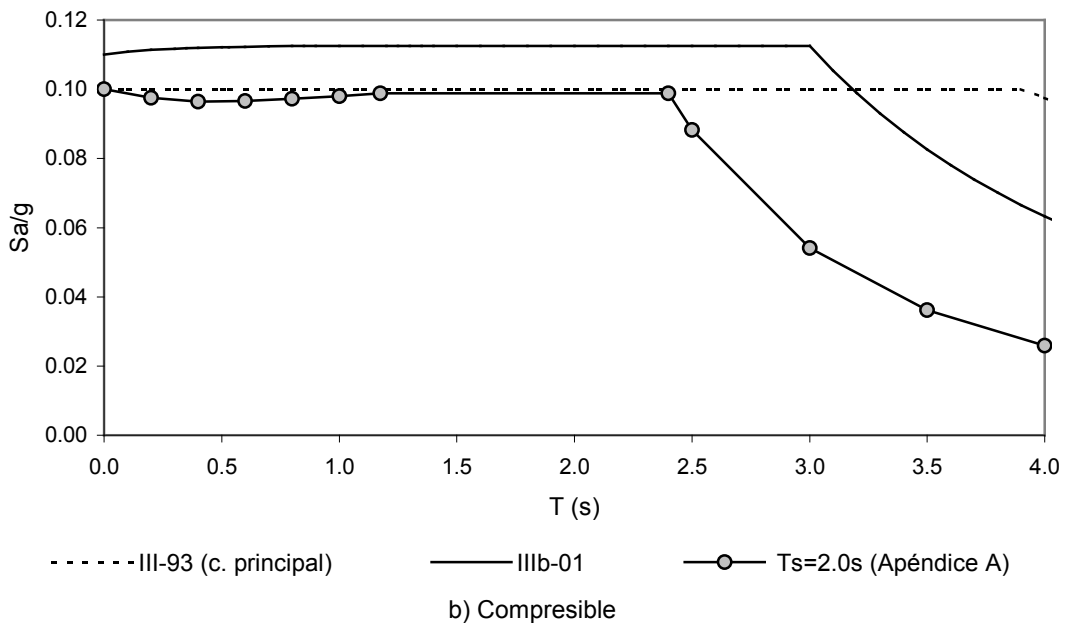
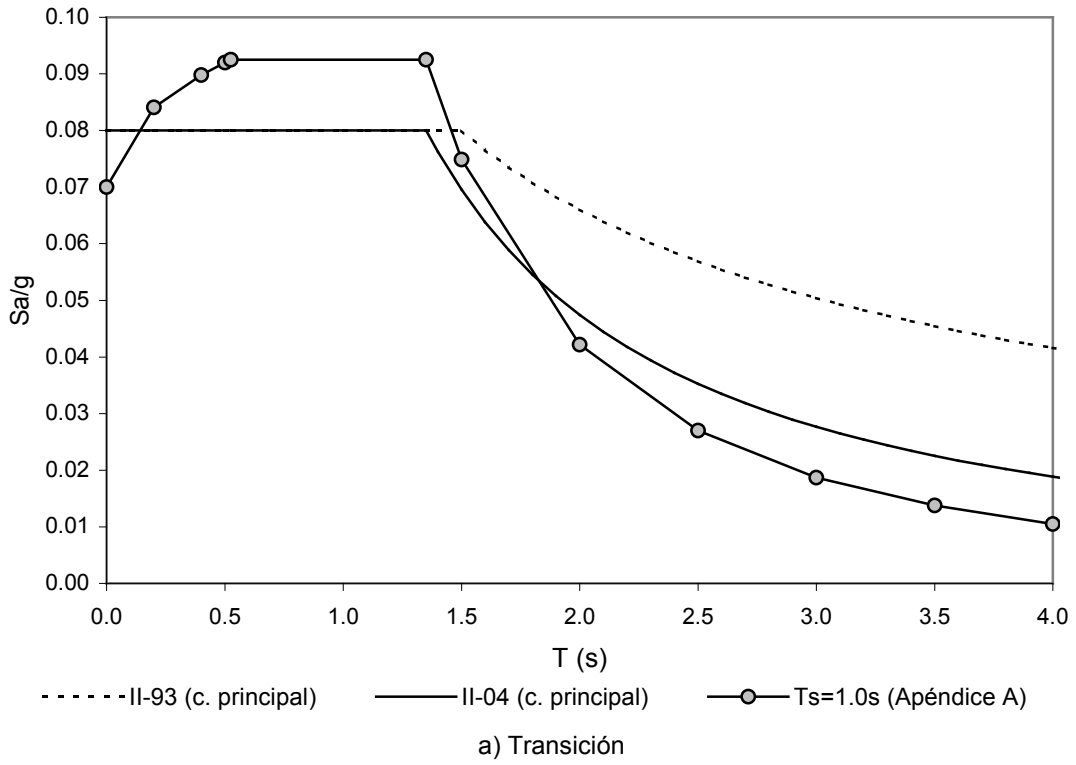


Fig 2.9- Espectros de diseño para las zonas de transición y compresible empleados en este trabajo

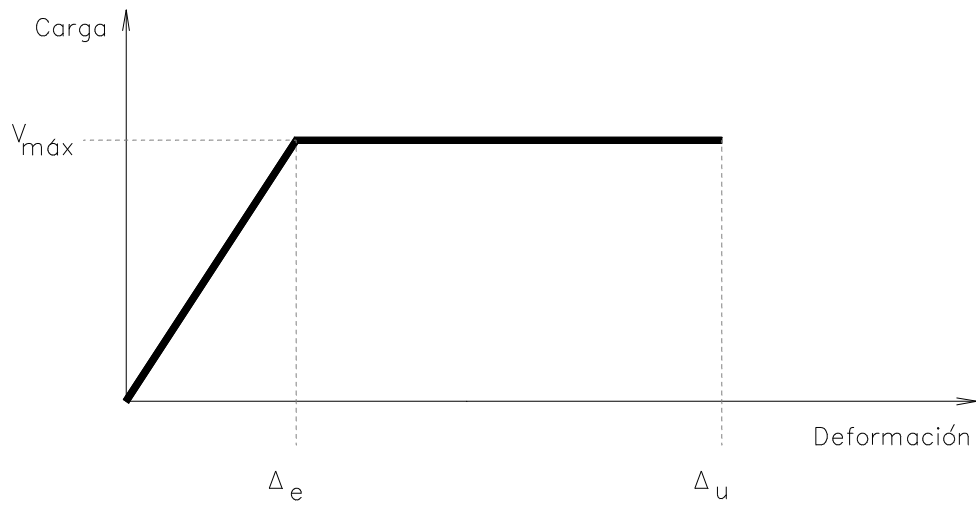


Fig 2.10- Comportamiento elastoplástico perfecto (EPP)

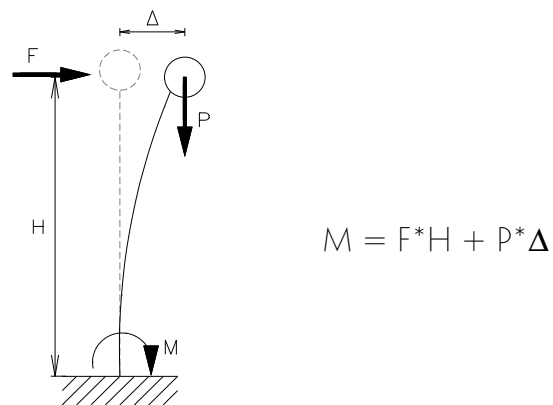


Fig 2.11- Efectos P- $\Delta$  en sistemas de masas concentradas

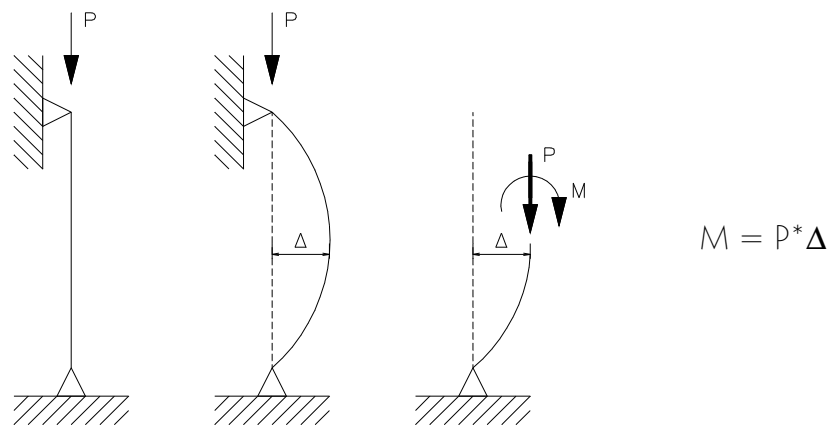


Fig 2.12- Efectos P- $\Delta$  en columnas con importante carga axial

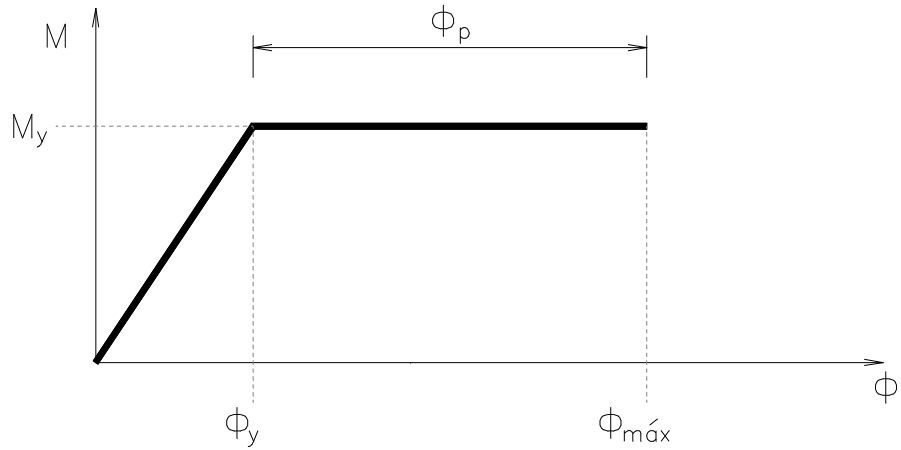


Fig 2.13- Relación asumida de momento-curvatura (elastoplástica perfecta)

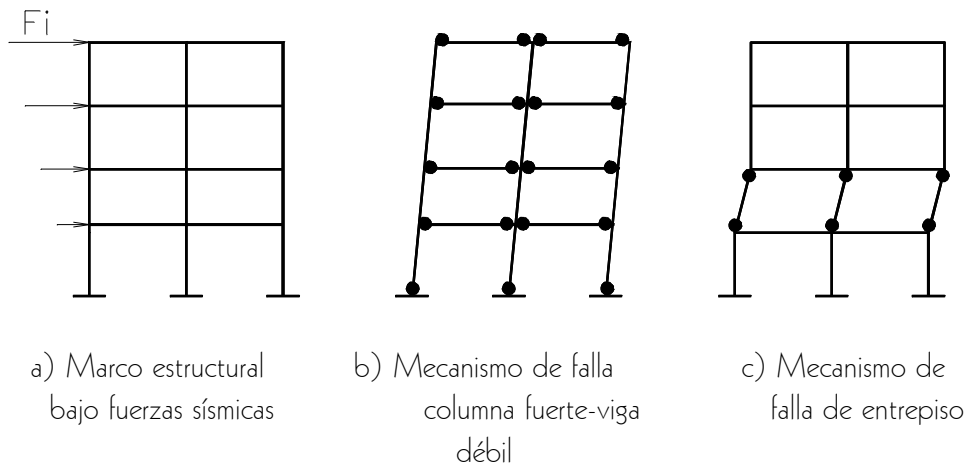


Fig 2.14- Mecanismos de falla

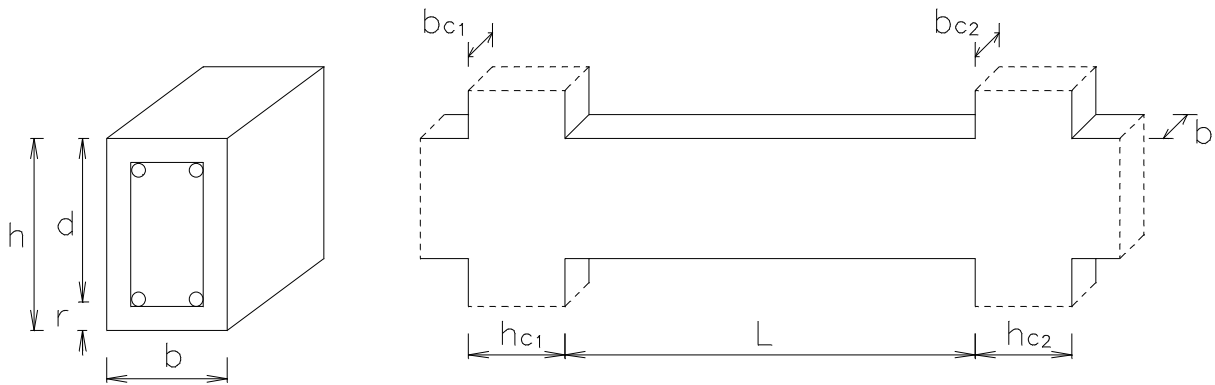


Fig 2.15- Dimensiones de elementos sujetos a flexión

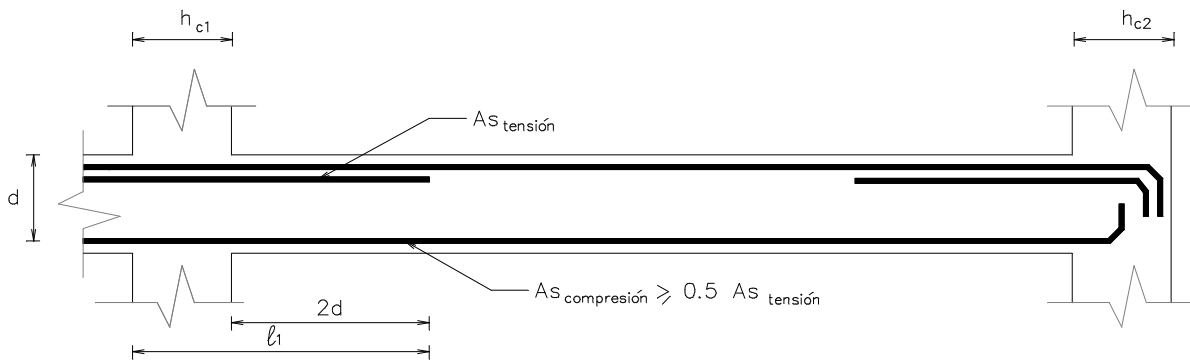


Fig 2.16- Requisitos del acero de refuerzo longitudinal en vigas de marcos dúctiles

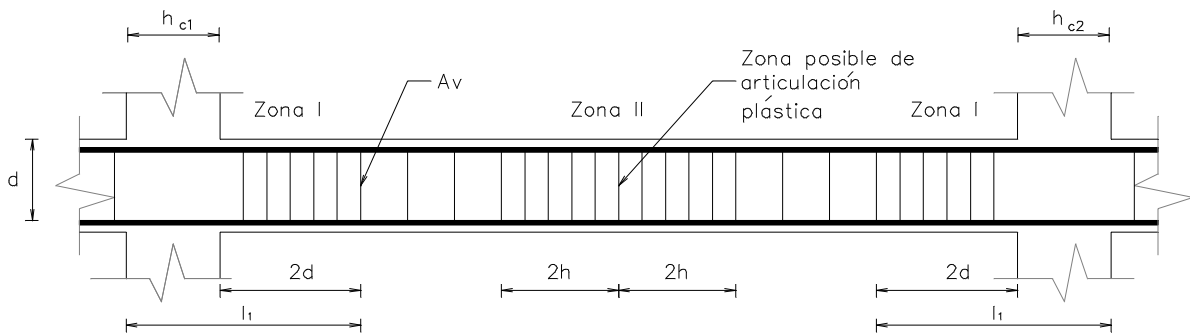


Fig 2.17- Requisitos del acero de refuerzo transversal en vigas de marcos dúctiles

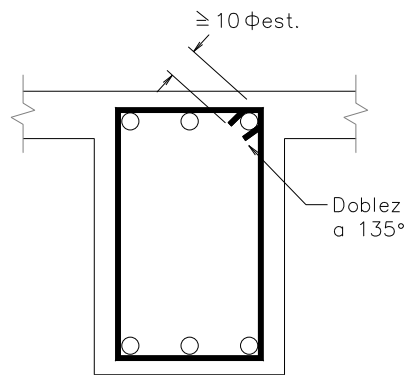


Fig 2.18- Requisitos de los estribos

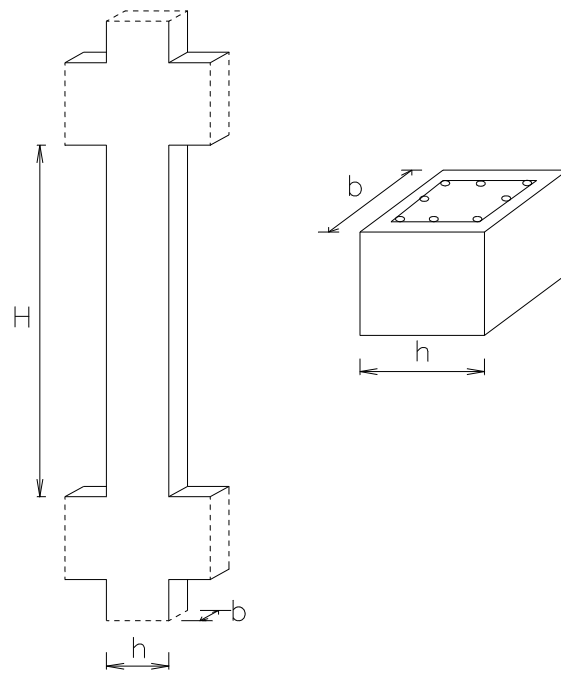


Fig 2.19- Dimensiones de elementos sujetos a flexocompresión

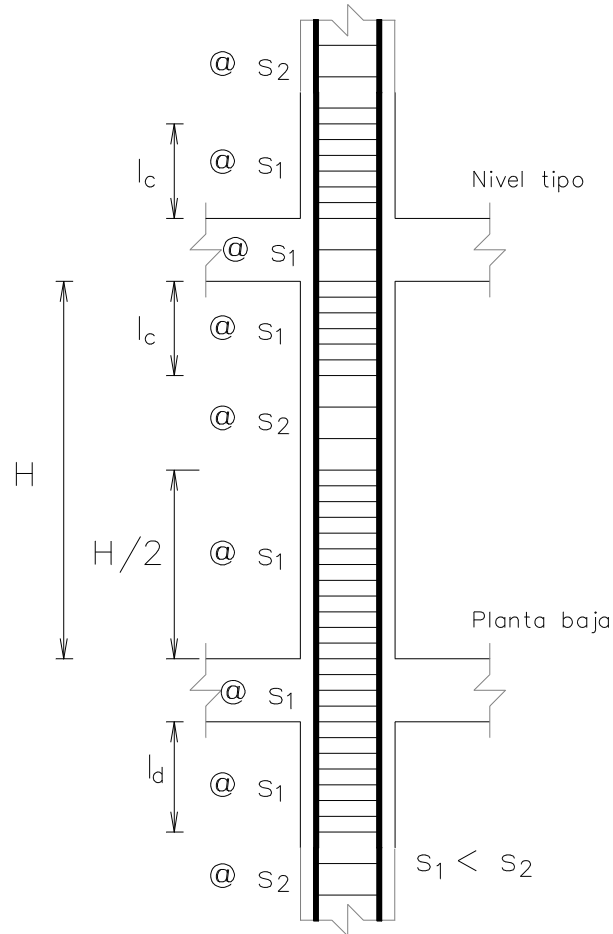


Fig 2.20- Requisitos del refuerzo transversal para miembros sujetos a flexocompresión

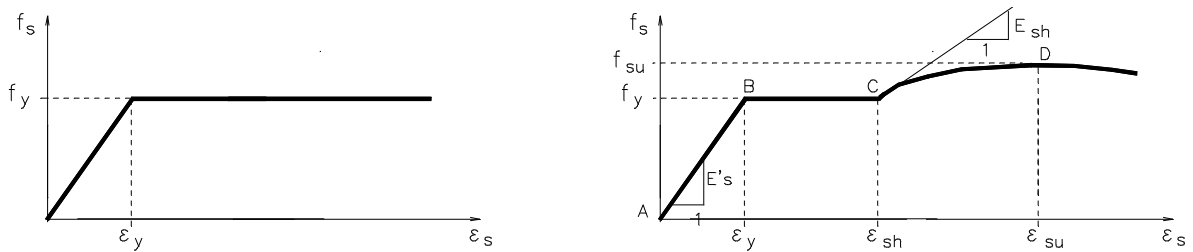


Fig 2.21- Curvas  $f$ - $\epsilon$  del acero de refuerzo sin y con los efectos de endurecimiento por deformación

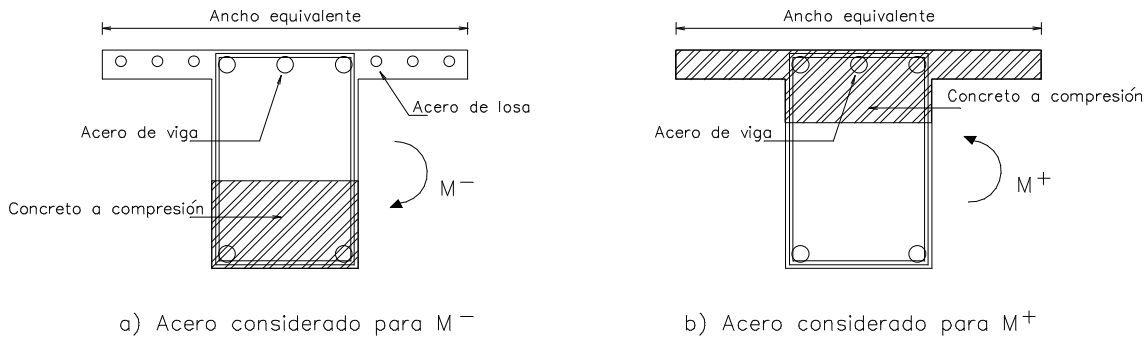
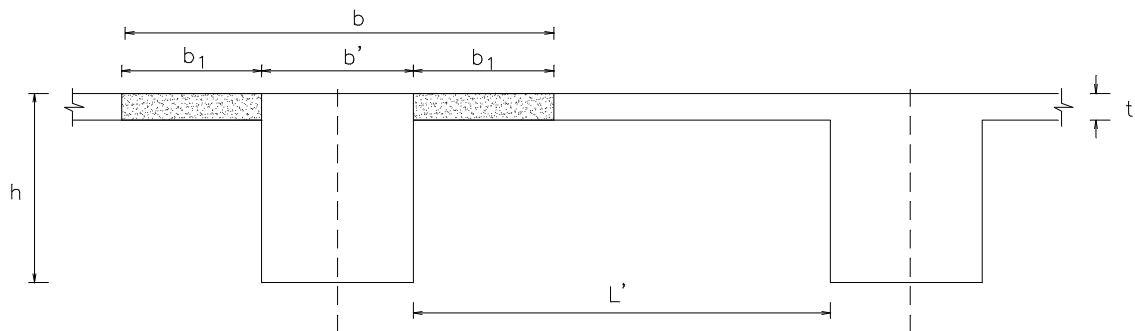


Fig 2.22- Participación del acero y concreto de la losa en la resistencia ante momentos flexionantes negativo y positivo de las vigas



$$b_1 \leq \begin{cases} L/8 - b'/2 \\ L'/2 \\ 8t \end{cases} \quad b = 2b_1 + b'$$

donde:

$t$  = Espesor de la losa

$L$  = Claro libre de la viga

$b'$  = Ancho del alma

$L'$  = Distancia del paño del alma del miembro más cercano

Fig 2.23- Ancho equivalente de vigas considerado en la resistencia a momento flexionante positivo



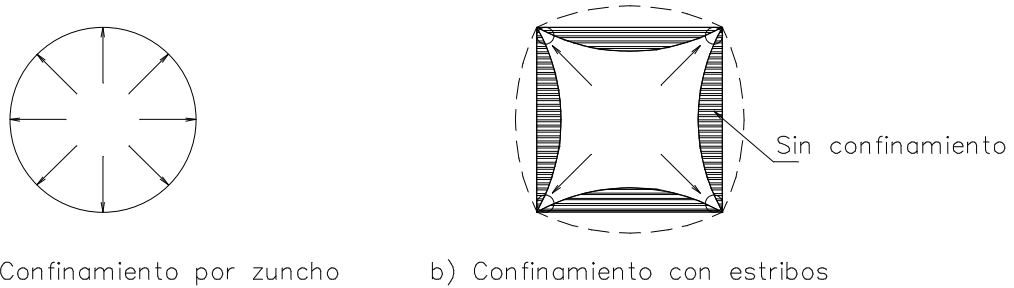


Fig 2.24- Tipos de confinamiento proporcionado por el zuncho y los estribos rectangulares

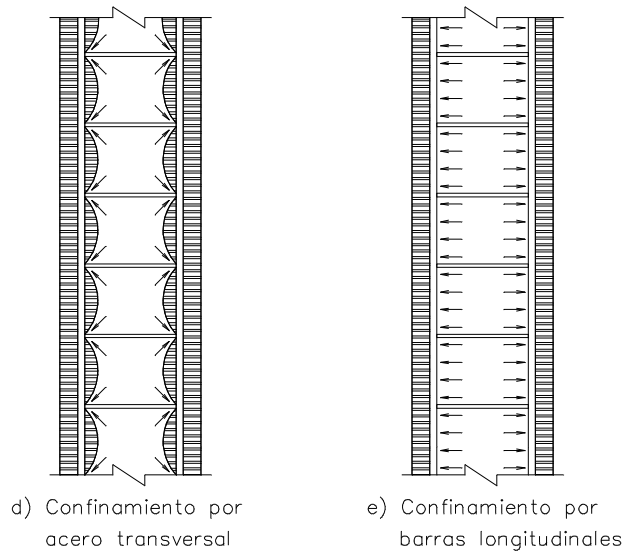
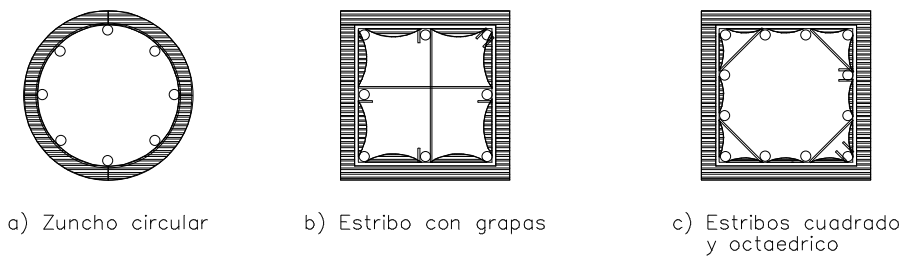


Fig 2.25- Vista en planta y elevación del confinamiento según la distribución de estribos, grapas y del acero longitudinal

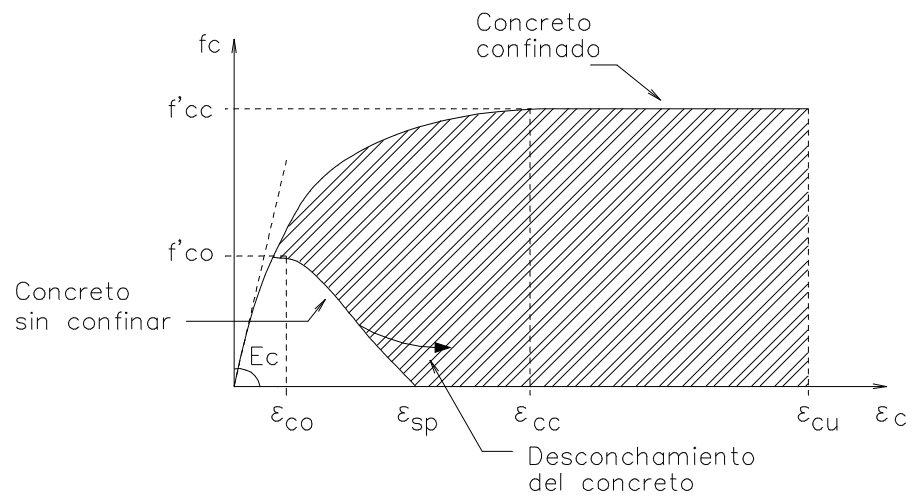


Fig 2.26- Comportamiento  $f_c - \epsilon_c$  de cilindros de concreto sin y con confinamiento

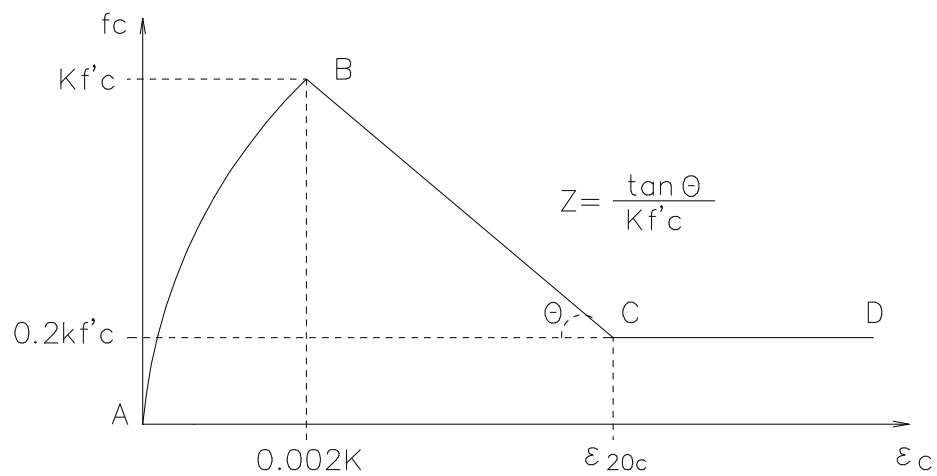


Fig 2.27- Modelo de Kent y Park modificado

## Capítulo 3

# CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

### 3.1 Descripción de las estructuras

Las estructuras de 7 y 17 niveles de este estudio tienen una planta tipo (fig 3.1) para todos los niveles, de sección cuadrada y tres claros de 8 m; en el sentido que nombraremos "X" existen vigas secundarias situadas a la mitad de cada claro. El sistema de piso es de una losa maciza de 10 cm de espesor, colada monolíticamente con las vigas.

Las vigas son de sección transversal rectangular, y las columnas en todos los casos serán de sección transversal cuadrada. La altura del primer entrepiso es de 4.5 m, mientras que para el resto de los niveles es de 3.5 m (figs 3.2a y 3.2b).

Los edificios de 7 niveles se diseñaron con tres tipos distintos de tamaños de columnas, y los edificios de 17 niveles con cuatro cambios de columnas, con respecto de la altura. Las vigas de cada edificio son de igual dimensión en todos los niveles.

Los materiales que se utilizan en el diseño de las estructuras tienen las siguientes características:

Concreto clase 1 en todas las vigas y columnas con propiedades mecánicas:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 ; f^*_c = 200 \text{ kg/cm}^2 ; f''_c = 170 \text{ kg/cm}^2 ; \nu = 0.2$$
$$E_c = 14,000\sqrt{f'_c} = 221,359 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo longitudinal y transversal con:

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2 ; E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

### 3.2 Consideraciones generales

Las edificios se diseñan para la condición en que los elementos no estructurales están desligados de la estructura principal, tal que, según el cuerpo principal de ambos Reglamentos, la relación desplazamiento lateral relativo entre la altura de entrepiso no deben ser mayores a 0.012, a saber:

$$\frac{\Delta_{ri}}{h_i} \leq 0.012$$

Cuando se diseña con base en los espectros de diseño sísmico propuestos en el Apéndice A del RDF-04, se revisa que los desplazamientos laterales relativos entre la altura de entrepiso caigan dentro de los límites de servicio y colapso señalados en la sección 2.5 (la condición de servicio se diseña para que no se exceda de 0.004 veces la altura de entrepiso, y la condición de diseño para que no se exceda 0.03 veces la altura de entrepiso).

El uso que se dará a los edificios es de oficinas; según el RDF son estructuras que pertenecen al Grupo B. Las cargas vivas de diseño que se habrán de emplear se presentan en la tabla 3.1. El cálculo de las cargas muertas se presentan en la sección 3.2.2 de este capítulo. Los factores de carga que se utilizan son de 1.40 para la combinación de cargas muertas y carga viva máxima, y de 1.10 cuando se realiza el análisis sísmico, considerando la carga viva accidental más los efectos de las cargas muertas.

Los análisis se realizan bajo la condición de base fija, lo que supone la condición de empotramiento a nivel de planta baja. Para combinar las respuestas máximas modales se utiliza el método CQC (Complete Quadratic Combination), que considera la posibilidad de que se acoplen los modos de vibrar de torsión.

Dado que se adopta para los análisis sísmicos un factor de comportamiento sísmico  $Q=4$ , se revisa que los elementos estructurales cumplan los requerimientos de marcos dúctiles que se indican en las NTC – Concreto.

Después de revisar las condiciones de regularidad establecidas en las NTC – Sismo de ambos Reglamentos, se verifica que no es necesario reducir el factor de comportamiento sísmico, quedando:  $Q' = Q = 4$ .

### 3.2.1 Modelación de las estructuras

El cálculo de la respuesta elástica, para fines de diseño, de cada edificio se hizo ante un análisis dinámico modal con los espectros del cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-93 y RDF-04, así como también los espectros propuestos por el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04; se empleó el programa de análisis estructural tridimensional ETABS-6. Se obtuvieron primeramente, a través de una serie de tanteos, las dimensiones mínimas necesarias para satisfacer los requisitos del estado límite de servicio ( $\gamma_{perm.} \leq 0.012$ , según el cuerpo principal de las NTC-Sismo de ambos Reglamentos; y 0.004 de acuerdo al Apéndice A de las NTC-Sismo del nuevo Reglamento); las dimensiones resultantes fueron las mismas independientemente del código de construcción empleado, y se muestran en las tablas 3.2a y 3.2b, para las zonas sísmicas II y III.

Las dimensiones de los elementos estructurales obtenidas anteriormente cumplen con el estado límite de servicio, sin embargo al revisarlas ante el estado límite de falla (resistencias), se encontró que en varias columnas era necesario modificar las dimensiones de las secciones transversales para que satisficieran con la siguiente condición de diseño:

$$A_g \geq \frac{P_u}{0.5f'_c}$$

donde:

$A_g$  = Área de la sección transversal bruta

$P_u$  = Carga axial actuante de diseño

Las tablas 3.3a y 3.3b presentan las secciones de las columnas resultantes, después de revisar que se satisficieron ambos estados límite de diseño. Las dimensiones resultantes fueron las mismas independientemente del Reglamento empleado, como se observa más adelante las diferencias al emplear el RDF-93 y el RDF-04 en su cuerpo principal, así como el Apéndice A de este último, resultan cuando se realiza el diseño de los armados necesarios de cada sección.

En el diseño de los elementos estructurales se utilizaron los requisitos generales que establecen las NTC – Concreto de ambos Reglamentos, así como las especificaciones para marcos dúctiles que se indicaron en el capítulo anterior.

Se verificó que el cortante basal obtenido del análisis dinámico no fuera menor que  $0.8aW_d/Q'$ ; para los edificios del estudio no hubo necesidad de modificar los elementos mecánicos ni los desplazamientos laterales máximos obtenidos de los análisis correspondientes.

### 3.2.2 Cargas muertas, cargas vivas y pesos por nivel

Las cargas muertas sobre el sistema de piso son las mismas para todas las estructuras analizadas, se emplean intensidades diferentes para las plantas tipo y para las azoteas, a saber:

<u>Planta tipo</u>		kg/m <sup>2</sup>
Losa de concreto de 10 cm	$0.10 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 =$	240
Carga muerta adicional por losa		20
Firme de mortero de cemento de 3 cm	$0.03 \text{ m} \times 2200 \text{ kg/m}^3 =$	66
Carga muerta adicional por firme		20
Recubrimiento de piso (loseta vinílica)		5
Instalaciones y plafones		35
Paredes divisorias		100
<hr/>		
Carga muerta total en piso tipo		486 kg/m <sup>2</sup>
<u>Azotea</u>		kg/m <sup>2</sup>
Losa de concreto de 10 cm	$0.10 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 =$	240
Carga muerta adicional por losa		20
Relleno e impermeabilización		150
Instalaciones y plafones		40
<hr/>		
Carga muerta total en azotea		450 kg/m <sup>2</sup>

Los valores del peso propio de los elementos estructurales se presentan en las tablas 3.4a y 3.4b; para el cálculo del peso propio de las vigas se descontaron 10 cm al peralte de las vigas, los cuales ya han sido considerados en el cálculo del peso del sistema de piso, debido a la influencia de la losa de concreto de  $h = 10 \text{ cm}$ .

Las tablas 3.5a y 3.5b muestran un resumen de las cargas muertas y cargas vivas instantáneas por unidad de superficie que actúan en los sistemas de piso, para cada una de las estructuras analizadas. Finalmente, los pesos por nivel de cada una de los edificios, incluyendo el sistema de piso (cargas muertas y cargas vivas para sismo), peso propio de trabes (principales y secundarias) y columnas, se tienen en las tablas 3.6a a 3.6d.

### 3.3 Análisis sísmicos elásticos y diseños de los armados de refuerzo

Se presentan en este apartado las respuestas del diseño de las estructuras de 7 y 17 niveles desplantadas en las zonas sísmicas II y III. Se obtuvieron de un análisis modal espectral tridimensional, verificando que las estructuras cumplieran con los estados límites de servicio (deformaciones laterales) y

de falla (resistencias) establecidos en los códigos RDF-93 y RDF-04; la revisión ante los efectos sísmicos toma en cuenta las especificaciones del cuerpo principal de las NTC-Sismo de ambos Reglamentos, así como también las del Apéndice A de las nuevas Normas. El Apéndice A.1 tiene una breve explicación de las características principales del programa de computadora ETABS-6, empleado en la etapa del análisis.

### 3.3.1 Edificios de 7 niveles

La fig. 3.3 describe en planta la nomenclatura y numeración de las líneas de columnas y de las crujeas del modelo estructural; este se muestra en la fig 3.4. La fig 3.5 muestra el marco del eje 2 del edificio, que corresponde al marco para el que se diseñaron los elementos estructurales, y que se seleccionó para revisar su respuesta sísmica inelástica.

Después de hacer la revisión de los estados límite de servicio y de falla, para proporcionar la seguridad estructural que recomiendan el RDF-93 y el RDF-04, enseguida se presentan los principales resultados.

#### 3.3.1.1 Periodos de vibración

La tabla 3.7 presenta los periodos de los tres primeros modos de vibrar de cada dirección y el porcentaje de masa modal efectiva para identificar la contribución de cada uno de ellos, después de haber revisado los estados límite de servicio y de falla de ambos Reglamentos (cuerpo principal y Apéndice A). Se recuerda que no hay diferencias en los resultados de diseños elásticos ante todas las sollicitaciones de los dos códigos, independientemente de la zona sísmica.

Los valores de los periodos de las estructuras en las direcciones "X" y "Y" son muy similares, con una ligera tendencia a ser menores en el sentido "X", debido a la ligera contribución en la rigidez lateral de las vigas secundarias en esta dirección. Debido a la simetría, los periodos obtenidos en las direcciones "X" y "Y" corresponden a modos de vibrar con efectos de traslación, tienen mayor importancia que los que se obtuvieron en la dirección " $\theta$ " (modo de vibrar de rotación).

El diseño para las condición de la zona sísmica III resulta más rígido, debido a que las ordenadas espectrales de dicha zona son más grandes, ante el mismo nivel de deformaciones permisibles de entrepiso.

Las figs 3.6 a 3.9 muestran las deformadas en planta y elevación de los primeros modos de vibrar de las estructuras de 7 niveles, donde se verifica la simetría existente en las direcciones "X" y "Y".

### 3.3.1.2 Revisión del cortante basal dinámico y fuerzas cortantes de entrepiso

En los análisis basados en el cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-93, es necesario revisar que la fuerza cortante basal dinámica " $V_{OD}$ ", satisfaga la siguiente condición de las NTC - Sismo:

$$V_{OD} \geq \frac{0.8aW_0}{Q'}$$

En caso de no cumplirse esta condición, los desplazamientos laterales y elementos mecánicos de diseño se incrementarán en una proporción tal que " $V_{OD}$ " iguale este valor.

Cuando se realice la revisión para el análisis con el cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-04, será necesario satisfacer además de la expresión anterior, con lo siguiente:

$$V_{OD} < a_0 W_0$$

Los análisis efectuados mediante el procedimiento del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, deberán de cumplir la relación:

$$V_{OD} < a_{\min} W_0$$

El coeficiente  $a_{\min}$  se tomará como 0.03 para  $T_s < 1$  s y 0.05 para  $T_s \geq 1$  s; en caso de no cumplirse esta relación, se incrementarán las fuerzas de diseño en una proporción tal que  $V_{OD}$  iguale a ese valor, y los desplazamientos no se afectarán por esta corrección.

Edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II, RDF-93 (cuerpo principal):

$$W_0 = 3,710.23 \text{ t}$$

$$\text{Espectro de zona II (fig 2.9a): } T_a = 0.3 \text{ s}; \quad T_b = 1.5 \text{ s}; \quad c = 0.32$$

Dirección "X"

$$T_{1x} = 1.22 \text{ s}; \quad V_{OD} = 239.70 \text{ t}; \quad Q' = 4$$

$$T_a < T_{1x} < T_b \quad \therefore a_x = c = 0.32$$

$$\Rightarrow V_{OD} = 239.70 \text{ t} > \frac{0.8(0.32)(3,710.23)}{4} = 237.45 \text{ t} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Dirección "Y"

$$T_{1y} = 1.24 \text{ s}; \quad V_{OD} = 239.66 \text{ t}; \quad Q' = 4$$

$$T_a < T_{1y} < T_b \quad \therefore a_y = c = 0.32$$

$$\Rightarrow V_{OD} = 239.66 \text{ t} > \frac{0.8(0.32)(3,710.23)}{4} = 237.45 \text{ t} \quad \therefore \text{Cumple}$$



Edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II, RDF-04 (cuerpo principal):

$$W_0 = 3,710.23 \text{ t}$$

$$\text{Espectro de zona II (fig 2.9a): } T_a = 0.2 \text{ s}; \quad T_b = 1.35 \text{ s}; \quad c = 0.32$$

Dirección "X"

$$T_{1x} = 1.22 \text{ s}; \quad V_{OD} = 239.70 \text{ t}; \quad Q' = 4; \quad a_0 = 0.08$$

$$T_a < T_{1x} < T_b \quad \therefore a_x = c = 0.32$$

$$\Rightarrow V_{OD} = 239.70 \text{ t} > \frac{0.8(0.32)(3,710.23)}{4} = 237.45 \text{ t} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$V_{OD} = 239.70 \text{ t} < (0.08)(3,710.23) = 296.82 \text{ t} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\text{Factor correctivo de } 296.82 \text{ t} / 239.70 \text{ t} = 1.24$$

Dirección "Y"

$$T_{1y} = 1.24 \text{ s}; \quad V_{OD} = 239.66 \text{ t}; \quad Q' = 4; \quad a_0 = 0.08$$

$$T_a < T_{1y} < T_b \quad \therefore a_y = c = 0.32$$

$$\Rightarrow V_{OD} = 239.66 \text{ t} > \frac{0.8(0.32)(3,710.23)}{4} = 237.45 \text{ t} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$V_{OD} = 239.66 \text{ t} < (0.08)(3,710.23) = 296.82 \text{ t} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\text{Factor correctivo de } 296.82 \text{ t} / 239.66 \text{ t} = 1.24$$

Edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II,  $T_S = 1.0 \text{ s}$ , RDF-04 (Apéndice A):

$$W_0 = 3,710.23 \text{ t}$$

$$T_S = 1.0 \text{ s}; \quad \therefore a_{\text{mín}} = 0.05$$

Dirección "X"

$$\Rightarrow V_{OD} = 276.97 \text{ t} < (0.05)(3,710.23) = 185.51 \text{ t} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Dirección "Y"

$$\Rightarrow V_{OD} = 276.95 \text{ t} < (0.05)(3,710.23) = 185.51 \text{ t} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Edificio de 7 niveles diseñado en zona III, RDF-93 (cuerpo principal):

$$W_0 = 3,758.40 \text{ t}$$

$$\text{Espectro de zona III (fig 2.9b): } T_a = 0.6 \text{ s}; \quad T_b = 3.9 \text{ s}; \quad c = 0.40$$

Dirección "X"

$$T_{1x} = 1.15 \text{ s}; \quad V_{OD} = 306.25 \text{ t}; \quad Q' = 4$$

$$T_a < T_{1x} < T_b \quad \therefore a_x = c = 0.40$$

$$\Rightarrow V_{OD} = 306.25 \text{ t} > \frac{0.8(0.40)(3,758.40)}{4} = 300.67 \text{ t} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Dirección "Y"

$$T_{1y} = 1.17 \text{ s}; \quad V_{OD} = 305.99 \text{ t}; \quad Q' = 4$$

$$T_a < T_{1y} < T_b \quad \therefore a_y = c = 0.40$$

$$\Rightarrow V_{OD} = 305.99 \text{ t} > \frac{0.8(0.40)(3,758.4)}{4} = 300.67 \text{ t} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Edificio de 7 niveles diseñado en zona IIIb, RDF-04 (cuerpo principal):

$$W_0 = 3,758.40 \text{ t}$$

Espectro de zona IIIb (fig 2.9b):  $T_a = 0.85 \text{ s}; \quad T_b = 3.0 \text{ s}; \quad c = 0.45$

Dirección "X"

$$T_{1x} = 1.15 \text{ s}; \quad V_{OD} = 344.49 \text{ t}; \quad Q' = 4; \quad a_0 = 0.11$$

$$T_a < T_{1x} < T_b \quad \therefore a_x = c = 0.45$$

$$\Rightarrow V_{OD} = 344.49 \text{ t} > \frac{0.8(0.45)(3,758.40)}{4} = 338.26 \text{ t} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$V_{OD} = 344.49 \text{ t} < (0.11)(3,758.40) = 413.42 \text{ t} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\text{Factor correctivo de } 413.42 \text{ t} / 344.49 \text{ t} = 1.20$$

Dirección "Y"

$$T_{1y} = 1.17 \text{ s}; \quad V_{OD} = 344.19 \text{ t}; \quad Q' = 4; \quad a_0 = 0.11$$

$$T_a < T_{1y} < T_b \quad \therefore a_y = c = 0.45$$

$$\Rightarrow V_{OD} = 344.19 \text{ t} > \frac{0.8(0.45)(3,758.4)}{4} = 338.26 \text{ t} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$V_{OD} = 344.19 \text{ t} < (0.11)(3,758.40) = 413.42 \text{ t} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\text{Factor correctivo de } 413.42 \text{ t} / 344.19 \text{ t} = 1.20$$

Edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica III,  $T_S = 2.0 \text{ s}$ , RDF-04 (Apéndice A):

$$W_0 = 3,758.40 \text{ t}$$

$$T_S = 2.0 \text{ s}; \quad \therefore a_{\min} = 0.05$$

Dirección "X"

$$\Rightarrow V_{OD} = 302.02 \text{ t} < (0.05)(3,758.40) = 187.92 \text{ t} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Dirección "Y"

$$\Rightarrow V_{OD} = 302.08 \text{ t} < (0.05)(3,758.40) = 187.92 \text{ t} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Las estructuras diseñadas bajo las condiciones de suelo compresible y de transición satisfacen la revisión del cortante basal dinámico para el cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-93, por lo que no es necesario modificar las fuerzas de diseño, ni los desplazamientos laterales.

La revisión del cortante basal de las estructuras diseñadas con el cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-04 no cumple con la expresión:  $V_{OD} < a_0 W_0$ , lo que obliga a emplear los factores correctivos correspondientes.

Las estructuras diseñadas mediante el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, satisfacen la revisión del cortante basal.

Las tablas 3.8 y 3.9 resumen las fuerzas cortantes basales de la estructura de 7 niveles, diseñadas para las zonas II y III, respectivamente, ante los espectros sísmicos del RDF-93 y RDF-04. Las figs 3.10 y 3.11 muestran las fuerzas cortantes de entrepiso en elevación, sismo en dirección "Y", con base en los espectros del cuerpo principal de las NTC-Sismo de ambos Reglamentos y del Apéndice A de las nuevas Normas.

### 3.3.1.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_i/h_i$

La tabla 3.10 resume las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de la estructura diseñada en zona II, resultantes después de haber revisado los estados límite de servicio y de falla, según las especificaciones de los cuerpos principales de las NTC-Sismo del RDF-93 y RDF-04, así como también, las del Apéndice A de las nuevas Normas; la fig 3.12 presenta la gráfica de dichos resultados con respecto de la altura; los resultados corresponden a la dirección "Y", por ser la dirección con mayor flexibilidad. Estos resultados ya incluyen la revisión del estado límite de falla y están afectadas por el factor de comportamiento sísmico  $Q=4$ , o los factores correspondientes de  $Q'R/7$  y  $QR$  para cuando se diseñó con el Apéndice A del RDF-04.

La tabla 3.11 tiene las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del edificio diseñado en zona III; la fig 3.13 muestra los resultados en elevación, sismo en dirección "Y".

Estas respuestas son resultado de la verificación del límite permisible ( $\gamma_{perm} \leq 0.012$ ) de las relaciones de desplazamiento lateral relativo de entrepiso; según el cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-93 y RDF-04; asimismo, cumplen con los límites admisibles de las condiciones de servicio y de colapso del Apéndice A del RDF-04 ( $\gamma_{Servicio} \leq 0.004$  y  $\gamma_{Colapso} \leq 0.030$ ).

### 3.3.1.4 Desplazamientos horizontales máximos

En esta sección se presentan los desplazamientos laterales máximos en elevación de las estructuras diseñadas en las zonas sísmicas II y III, ante los efectos de los espectro propuestos en el RDF-93 y en el RDF-04.

Las tablas 3.12 y 3.13 muestran los valores de los desplazamientos horizontales máximos de azotea de cada una de las estructuras. Las figs 3.14 a 3.15 tienen en elevación los desplazamientos máximos, sismo en la dirección “Y”. Todos los valores que se indican en esta sección ya han sido afectados por el factor correspondiente ( $Q=4$  para las respuestas de los cuerpos principales;  $QR/7$  y  $QR$  para las condiciones de servicio y colapso, respectivamente, del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04).

### 3.3.1.5 Elementos mecánicos últimos

Con base en los resultados de los análisis sísmicos tridimensionales de los edificios diseñados en ambas zonas sísmicas, se obtuvieron los elementos mecánicos últimos del marco estructural del eje 2 (interior) de la dirección “Y”. Este mismo eje es el que se estudia con detalle en el rango no lineal, como se describe posteriormente. Los elementos mecánicos últimos son los correspondientes a la combinación de carga crítica, considerando los factores de carga. Estos resultados incluyen los efectos de los espectros de diseño del cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-93 y RDF-04, así como también, los efectos del espectro de diseño del Apéndice A de las nuevas Normas.

#### 3.3.1.5.1 Vigas

La fig 3.16 muestra los elementos mecánicos últimos (momentos flexionantes y fuerzas cortantes) de los extremos de las vigas del eje 2 (interior) de la estructura diseñada en zona II; la fig 3.17 tiene los elementos mecánicos últimos de las vigas del mismo eje, pero con diseño según las condiciones sísmicas de la zona III.

Para el edificio diseñado en zona II, cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-93 y RDF-04, se obtienen resultados similares; cuando se emplea el espectro de sitio propuesto en el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 se obtienen elementos mecánicos ligeramente mayores, lo que resulta congruente con las pequeñas diferencias que se tienen en las ordenadas espectrales con respecto a los espectros del cuerpo principal.

Para las estructuras diseñadas en zona III los resultados de mayor amplitud se obtienen al emplear el espectro de diseño del cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-04.

### 3.3.1.5.2 Columnas

La fig 3.18 compara los elementos mecánicos últimos (momentos flexionantes y fuerzas cortantes en ambas direcciones, y fuerzas axiales) del extremo más esforzado de cada columna del marco estructural del eje 2 (interior) del edificio diseñado en zona II; la fig 3.19 muestra los elementos mecánicos últimos de las columnas del mismo eje, pero con el diseño de la zona III.

Para el caso de las columnas no resulta tan claro identificar la combinación de cargas dominante; sin embargo, se puede apreciar gran similitud en el patrón de diferencias de los resultados obtenidos en las columnas, con base en los tres espectros de diseño empleados.

### 3.3.1.6 Diseño de elementos estructurales

El diseño del acero de refuerzo longitudinal y transversal se realizó con el post-procesador de diseño CONKER, verificando que los resultados obtenidos cumplieran los requisitos generales de las NTC - Concreto, así como también los del cap 5 referente a marcos dúctiles. En el Apéndice A.2 se hace una breve introducción del post-procesador de diseño.

Sin embargo, se realizaron algunos diseños de forma manual con el fin de comparar y verificar los resultados obtenidos por el programa CONKER; el resultado de esta operación mostró diferencias pequeñas, poco significativas para el diseño final. Los diseños realizados de forma manual se muestran en el Apéndice B.

#### 3.3.1.6.1 Vigas

Las figs 3.20 y 3.21 presentan las áreas de acero longitudinal calculadas para resistir los momentos flexionantes actuantes últimos, negativo y positivo, en los extremos de cada una de las vigas del eje 2 (interior), según las condiciones de las zonas sísmicas de transición y compresible, respectivamente; se presentan los resultados de las cuantías del acero necesarias de acuerdo a los tres espectros de diseño utilizados en este estudio.

La fig 3.22 muestra los diferentes tipos de armados longitudinal y transversal de las vigas obtenidos del diseño del eje 2 del edificio de 7 niveles, según las condiciones de la zona II; la fig 3.24 tiene la ubicación de éstos en la estructura, considerando cada caso del espectro de diseño. De manera similar, las figs 3.23 y 3.25 presentan los datos respectivos para la estructura diseñada en zona III.

### 3.3.1.6.2 Columnas

Las figs 3.26 y 3.27 tienen las áreas de acero longitudinal de las columnas del eje 2 (interior) de las estructuras diseñadas en zonas II y III; estos valores cumplen con las especificaciones generales de las NTC - Concreto, incluyendo lo indicado en el cap 5 sobre requisitos de marcos dúctiles.

Se puede apreciar que existe una necesidad mayor de acero longitudinal, al diseñar con el cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-04 para el edificio en zona II, mientras que la mayor demanda de acero en zona compresible, se requiere al diseñar con el espectro de sitio indicado en el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04.

En casi todos los casos las áreas de refuerzo longitudinal resultan mayores al mínimo establecido en las NTC - Concreto ( $\rho_{\min}=0.01$ ), pero también menores que el máximo permitido ( $\rho_{\max}=0.04$ ). Debido a que las dimensiones de las columnas para el diseño en zona II son menores con respecto de lo que resultan para zona III, éstas requieren, en general, una cantidad ligeramente mayor de acero de refuerzo longitudinal.

La fig 3.28 muestra los tipos de armados longitudinal y transversal, propuestos para las columnas del eje 2 del edificio de 7 niveles diseñado en zona II, y la fig 3.30 tiene la ubicación de éstos en la estructura. De manera similar, las figs 3.29 y 3.31 presentan la ubicación de los tipos de armados de las columnas del eje 2 de la estructura diseñada en zona III. Las tablas 3.14 y 3.15 presentan los cálculos de las separaciones necesarias del refuerzo transversal (estribos), así como también la longitud de los tramos extremos por confinar, de acuerdo a las fuerzas cortantes últimas y a los requerimientos de diseño de las zonas sísmicas.

### 3.3.2 Edificio de 17 niveles

La fig 3.32 muestra el modelo matemático del edificio de 17 niveles, y la fig 3.33 tiene la ubicación de las hileras de columnas reales y ficticias, así como de las crujías de dicho modelo tridimensional analizado con el paquete ETABS. La fig 3.34 presenta un corte transversal del marco estructural del eje 2, que corresponde al marco que se seleccionó para revisar la respuesta sísmica inelástica, después de haberlo proporcionado para las zonas sísmicas II y III.

Después de revisar los estados límite de servicio y de falla, según las condiciones de los cuerpos principales de las NTC-Sismo del RDF-93 y RDF-04, así como las condiciones de servicio y colapso del Apéndice a de las nuevas Normas, enseguida se presentan los principales resultados.

### 3.3.2.1 Periodos de vibración

La tabla 3.16 presenta los periodos de los tres primeros modos de vibrar de cada dirección y el porcentaje de masa modal efectiva para identificar la contribución de cada uno de ellos. Cabe recordar que al obtenerse iguales dimensiones de los miembros estructurales de los edificios diseñados de estructuras para cada zona sísmica, con cada uno de los códigos empleados, se observan períodos y formas modales iguales, independientemente del espectro de diseño empleado.

Los valores de los periodos de las estructuras en las direcciones "X" y "Y" son muy similares; si acaso son menores en la dirección "X", debido a la pequeña contribución de las vigas secundarias en esta dirección. Nuevamente, similar a lo observado en los edificios de 7 niveles, la estructura con diseño en zona III resulta más rígida que la del diseño de la zona II, debido a que tiene que resistir ordenadas espectrales más grandes para el mismo nivel de deformaciones permisibles de entrepiso. Estos resultados concuerdan con la simetría disponible en este edificio.

Las figs 3.35 a 3.38 muestran las deformadas en elevación de los tres primeros modos de vibrar en traslación, así como la deformada en planta de los modos fundamentales de vibración de las estructuras de 17 niveles.

### 3.3.2.2 Revisión del cortante basal dinámico y fuerzas cortantes de entrepiso

Tal como se realizó para las estructuras de 7 niveles, en esta sección se revisa que la fuerza cortante basal dinámica modal espectral " $V_{OD}$ ", de las estructuras de 17 niveles cumpla las condiciones indicadas en el punto 3.3.1.2

Edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica II, RDF-93 (cuerpo principal):

$$W_0 = 10,081.94 \text{ t}$$

$$\text{Espectro de zona II: } T_a = 0.3 \text{ s; } T_b = 1.5 \text{ s; } c = 0.32; \quad r = 2/3$$

Dirección "X"

$$T_{1x} = 2.44 \text{ s; } V_{OD} = 453.30 \text{ t; } Q' = 4$$

$$T_{1x} > T_b \Rightarrow a_x = \left( \frac{T_b}{T} \right)^r c = \left( \frac{1.5}{2.44} \right)^{2/3} (0.32) = 0.23$$

$$\Rightarrow V_{OD} = 453.30 \text{ t} < \frac{0.8(0.23)(10,081.94)}{4} = 463.72 \text{ t} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\text{Factor correctivo} = \frac{463.72}{453.30} = 1.02 \approx 1.0 \quad \therefore \text{No se considera necesaria la corrección.}$$

Dirección "Y"

$$T_{1y} = 2.50 \text{ s}; \quad V_{OD} = 448.75 \text{ t}; \quad Q' = 4$$

$$T_{1y} > T_b \Rightarrow a_Y = \left( \frac{T_b}{T} \right)^r c = \left( \frac{1.5}{2.50} \right)^{\frac{2}{3}} (0.32) = 0.23$$

$$\Rightarrow V_{OD} = 448.75 \text{ t} < \frac{0.8(0.23)(10,081.94)}{4} = 459.01 \text{ t} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\text{Factor correctivo} = \frac{459.01}{448.75} = 1.02 \approx 1.0 \quad \therefore \text{No se considera necesaria la corrección.}$$

Edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica II, RDF-04 (cuerpo principal):

$$W_0 = 10,081.94 \text{ t}$$

$$\text{Espectro de zona II: } T_a = 0.2 \text{ s}; \quad T_b = 1.35 \text{ s}; \quad c = 0.32; \quad r = 4/3$$

Dirección "X"

$$T_{1x} = 2.44 \text{ s}; \quad V_{OD} = 295.90 \text{ t}; \quad Q' = 4; \quad a_0 = 0.08$$

$$T_{1x} > T_b \Rightarrow a_x = \left( \frac{T_b}{T} \right)^r c = \left( \frac{1.5}{2.44} \right)^{\frac{4}{3}} (0.32) = 0.145$$

$$\Rightarrow V_{OD} = 295.90 \text{ t} > \frac{0.8(0.145)(10,081.94)}{4} = 292.44 \text{ t} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$V_{OD} = 295.90 \text{ t} < (0.08)(10,081.94) = 806.56 \text{ t} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\text{Factor correctivo de } 806.56 \text{ t} / 295.90 \text{ t} = 2.73$$

Dirección "Y"

$$T_{1y} = 2.50 \text{ s}; \quad V_{OD} = 287.92 \text{ t}; \quad Q' = 4; \quad a_0 = 0.08$$

$$T_{1y} > T_b \Rightarrow a_Y = \left( \frac{T_b}{T} \right)^r c = \left( \frac{1.35}{2.50} \right)^{\frac{4}{3}} (0.32) = 0.141$$



$$\Rightarrow V_{OD} = 287.92 \text{ t} > \frac{0.8(0.141)(10,081.94)}{4} = 283.74 \text{ t} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$V_{OD} = 287.92 \text{ t} < (0.08)(10,081.94) = 806.56 \text{ t} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\text{Factor correctivo de } 806.56 \text{ t} / 287.92 \text{ t} = 2.80$$

Edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica II,  $T_S=1.0s$ , RDF-04 (Apéndice A):

$$W_0 = 10,081.94 \text{ t}$$

$$T_S = 1.0 \text{ s}; \quad \therefore a_{\min} = 0.05$$

Dirección "X"

$$\Rightarrow V_{OD} = 250.40 \text{ t} < (0.05)(10,081.94) = 504.10 \text{ t} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\text{Factor correctivo de } 504.10 \text{ t} / 250.40 \text{ t} = 2.01$$

Dirección "Y"

$$\Rightarrow V_{OD} = 239.31 \text{ t} < (0.05)(10,081.94) = 504.10 \text{ t} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\text{Factor correctivo de } 504.10 \text{ t} / 239.31 \text{ t} = 2.11$$

Edificio de 17 niveles diseñado en zona III, RDF-93 (cuerpo principal):

$$W_0 = 11,080.73 \text{ t}$$

$$\text{Espectro de zona III: } T_a = 0.6 \text{ s}; \quad T_b = 3.9 \text{ s}; \quad c = 0.40$$

Dirección "X"

$$T_{1x} = 1.84 \text{ s}; \quad V_{OD} = 860.03 \text{ t}; \quad Q' = 4$$

$$T_a < T_{1x} < T_b \quad \therefore a_x = c = 0.40$$

$$\Rightarrow V_{OD} = 860.03 \text{ t} < \frac{0.8(0.40)(11,080.73)}{4} = 886.46 \text{ t} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\text{Factor correctivo} = \frac{886.46}{860.03} = 1.03 \approx 1.0 \quad \therefore \text{No se considera necesaria la corrección.}$$

Dirección "Y"

$$T_{1y} = 1.88 \text{ s}; \quad V_{Oy} = 859.78 \text{ t}; \quad Q' = 4$$

$$T_a < T_{1y} < T_b \quad \therefore a_y = c = 0.40$$

$$\Rightarrow V_{OD} = 859.78 \text{ t} < \frac{0.8(0.40)(11,080.73)}{4} = 886.46 \text{ t} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\text{Factor correctivo} = \frac{886.45}{859.78} = 1.03 \approx 1.0 \quad \therefore \text{No se considera necesaria la corrección.}$$

Edificio de 17 niveles diseñado en zona IIIb, RDF-04 (cuerpo principal):

$$W_0 = 11,080.73 \text{ t}$$

$$\text{Espectro de zona III: } T_a = 0.85 \text{ s; } T_b = 3.0 \text{ s; } c = 0.45$$

Dirección "X"

$$T_{1x} = 1.84 \text{ s; } V_{OD} = 967.46 \text{ t; } Q' = 4; \quad a_0 = 0.11$$

$$T_a < T_{1x} < T_b \quad \therefore a_x = c = 0.45$$

$$\Rightarrow V_{OD} = 967.46 \text{ t} < \frac{0.8(0.45)(11,080.73)}{4} = 997.27 \text{ t} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\text{Factor correctivo} = \frac{997.27}{967.46} = 1.03 \approx 1.0 \quad \therefore \text{No se considera necesaria la corrección.}$$

$$V_{OD} = 967.46 \text{ t} < (0.11)(11,080.73) = 1,218.88 \text{ t} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\text{Factor correctivo de } 1,218.88 \text{ t} / 967.46 \text{ t} = 1.26$$

Dirección "Y"

$$T_{1y} = 1.88 \text{ s; } V_{OD} = 967.19 \text{ t; } Q' = 4; \quad a_0 = 0.11$$

$$T_a < T_{1y} < T_b \quad \therefore a_y = c = 0.45$$

$$\Rightarrow V_{OD} = 967.19 \text{ t} < \frac{0.8(0.45)(11,080.73)}{4} = 997.27 \text{ t} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\text{Factor correctivo} = \frac{997.27}{967.19} = 1.03 \approx 1.0 \quad \therefore \text{No se considera necesaria la corrección.}$$

$$V_{OD} = 967.19 \text{ t} < (0.11)(11,080.73) = 1,218.88 \text{ t} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\text{Factor correctivo de } 1,218.88 \text{ t} / 967.19 \text{ t} = 1.26$$

Edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica IIIb,  $T_S=2.0s$ , RDF-04 (Apéndice A):

$$W_0 = 11,080.73 \text{ t}$$

$$T_S = 2.0 \text{ s}; \quad \therefore a_{\min} = 0.05$$

Dirección "X"

$$\Rightarrow V_{OD} = 250.40 \text{ t} < (0.05)(10,081.94) = 504.10\text{t} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\text{Factor correctivo de } 504.10\text{t} / 250.40\text{t} = 2.01$$

Dirección "Y"

$$\Rightarrow V_{OD} = 239.31 \text{ t} < (0.05)(10,081.94) = 504.10\text{t} \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$\text{Factor correctivo de } 806.56\text{t} / 239.31\text{t} = 2.11$$

Ante la similitud de los valores del cortante basal dinámico y la constante del requisito de las NTC-Sismo del RDF-93 en su cuerpo principal, no se considera necesario modificar las fuerzas de diseño, ni los desplazamientos laterales.

La revisión del cortante basal de las estructuras diseñadas con el cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-04, no cumple con la expresión:  $V_{OD} < a_0 W_0$ , lo que obliga a emplear los factores correctivos correspondientes.

Las estructuras diseñadas mediante el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, no satisfacen la expresión:  $V_{OD} < a_{\min} W_0$ , por lo que es necesario modificar las fuerzas de diseño sísmico en la proporción correspondiente a fin de dar cumplimiento a esta relación; los desplazamientos se afectarán por esta corrección.

La tabla 3.17 resume las fuerzas cortantes basales de la estructura diseñada en zona II; la fig 3.39 presenta en elevación a los cortantes de entrepiso. De manera similar, la tabla 3.18 tiene las fuerzas cortantes de la estructura diseñada en zona III; la fig 3.40 muestra en elevación los cortantes de todos los entrepisos. Estos resultados corresponden con los tres espectros de diseño utilizados para cada zona sísmica. Los fuerzas cortantes de entrepiso con el cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-93, zona sísmica II, resultan muy por arriba de las del RDF-04 debido a las diferencias importantes en las ordenadas espectrales considerando ambos Reglamentos (ver fig 2.9a); para la zona III las diferencias son menores.

### 3.3.2.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_i/h_i$

Las tablas 3.19 y 3.20 tienen las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de las estructuras diseñadas en suelo de transición y compresible, respectivamente; las figs 3.41 a 3.42 presentan las relaciones máximas  $\Delta_i/h_i$ , sismo actuando en la dirección "Y". De acuerdo a las especificaciones del cuerpo principal de las NTC-Sismo de ambos Reglamentos, estos resultados ya incluyen la revisión de los estados límite de servicio y de falla, y ya están afectadas por el factor de comportamiento sísmico  $Q=4$ ; para el caso del Apéndice A de las nuevas Normas, ya están afectados por  $Q'R/7$  y  $QR$ , respectivamente.

Con los resultados mostrados en las gráficas se verifica que se esté satisfaciendo con los desplazamientos laterales relativos de entrepiso permisibles. Cuando se diseña con el cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-93 y RDF-04 la cota permisible es  $\gamma_{perm} \leq 0.012$ ; cuando se trata de diseños con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, los límites para las condiciones de servicio y colapso, son respectivamente  $\gamma_{Servicio} \leq 0.004$  y  $\gamma_{Colapso} \leq 0.030$ .

Las estructuras de 17 niveles presentan una mayor respuesta bajo las condiciones de la zona sísmica III.

### 3.3.2.4 Desplazamientos horizontales máximos

Se presentan los resultados de los análisis dinámicos de las estructuras de 17 niveles diseñadas en zonas II y III. Las tablas 3.21 y 3.22 muestran los desplazamientos horizontales máximos de azotea, las figs 3.43 y 3.44 tienen en elevación esta respuesta, ante la acción del sismo en la dirección "Y", para el edificio diseñado en las zonas II y III, respectivamente.

### 3.3.2.5 Elementos mecánicos últimos

Al igual que en las estructuras de 7 niveles, se utiliza el marco estructural del eje 2 (dirección "Y") representativo del comportamiento sísmico tridimensional, para revisar los elementos mecánicos últimos de la estructura de 17 niveles, ante la combinación más desfavorable de cargas actuantes (verticales y laterales por sismo); se diseña con los espectros de los cuerpos principales de las NTC-Sismo del RDF-93 y RDF-04, así como también con el espectro del Apéndice A de las nuevas Normas, asumiendo las condiciones de suelo de transición y compresible.

Por lo general, rigió la combinación de cargas:

Cargas gravitacionales (verticales)  $\pm 100\%$  Componente sísmica en la dirección del marco  $\pm 30\%$  Componente sísmica den la dirección ortogonal del marco

### 3.3.2.5.1 Vigas

La fig 3.45 muestra los elementos mecánicos últimos (momentos flexionantes y fuerzas cortantes) de los extremos de las vigas del eje 2 (interior) de la estructura con diseño de zona II; de manera semejante, en la fig 3.46 se tienen los elementos mecánicos últimos de la estructura con diseño de zona III.

### 3.3.2.5.2 Columnas

La fig 3.47 presenta los elementos mecánicos últimos (momentos flexionantes y fuerzas cortantes de ambas direcciones, y fuerzas axiales) del extremo más esforzado de cada columna del eje 2 (interior) de la estructura diseñada en zona II; de igual forma, la fig 3.48 compara los elementos mecánicos últimos de las columnas del mismo eje de la estructura diseñada en zona III.

### 3.3.2.6 Diseño de elementos estructurales

El diseño de las áreas de acero de refuerzo longitudinal y transversal se realizó con el apoyo del post-procesador de diseño CONKER, disponible en el paquete de análisis ETABS-6; se revisó, además, que los resultados cumplieran con los requisitos de las NTC-Concreto, incluyendo las especificaciones del cap 5 de marcos dúctiles.

#### 3.3.2.6.1 Diseño de vigas

Las figs 3.49 y 3.50 presentan las áreas de acero longitudinal de los extremos de las vigas del eje estructural 2 de las estructuras diseñadas en zonas II y III, respectivamente; las cuantías de acero de refuerzo longitudinal fueron calculadas para la acción de los momentos flexionantes últimos negativo y positivo; se comparan los refuerzos obtenidas con los diseños de cada uno de los espectros empleados.

El diseño de las áreas de acero de refuerzo longitudinal, ya considera los requisitos de las NTC-Concreto para marcos dúctiles, tal que, por ejemplo, el momento resistente positivo de cualquier sección transversal no deberá ser menor a la mitad del momento resistente negativo en la misma sección.

La fig 3.51 muestra los tipos resultantes de armados de vigas obtenidos a partir del diseño del eje 2 de los edificios de 17 niveles diseñados en zona II, y en la fig 3.52 se tiene la ubicación de éstos. Las figs 3.53 y 3.54 presentan datos similares, pero para el diseño según las condiciones de la zona sísmica III.

### 3.3.2.6.2 Columnas

Las figs 3.55 y 3.56 muestran las áreas de acero longitudinal de las columnas del eje 2 (interior) de las estructuras diseñadas en las zonas sísmicas II y III; estos resultados incluyen la revisión de las especificaciones de las NTC-Concreto, tomando en cuenta lo indicado en los capítulos sobre requisitos de los marcos dúctiles de ambos Reglamentos.

Entre otros aspectos, se verificó que las áreas de refuerzo longitudinal de las columnas cumplieran con el mínimo y el máximo permitidos en las NTC-Concreto. Las columnas de la estructura diseñada en zona compresible requieren una mayor cantidad de acero.

La fig 3.57 compara los tipos de armados propuestos de las columnas del eje 2 del edificio de 17 niveles diseñado en zona II, y la fig 3.58 tiene la ubicación de éstos en la estructura. Las figs 3.59 y 3.60 presentan los tipos de armados y ubicación de los mismos, para el diseño según las condiciones de la zona sísmica III.

La tabla 3.23 tiene las separaciones máximas del refuerzo transversal y las longitudes de confinamiento de las zonas extremas de las columnas de cada entrepiso del edificio diseñado en zona II; estas dimensiones cumplen con las condiciones establecidas en las NTC - Concreto, incluyendo los requisitos de marcos dúctiles, para todos los códigos de diseño empleados. La tabla 3.24 hace lo mismo pero para el diseño del edificio ante las condiciones de la zona sísmica III. En las figuras en que se presentan los tipos de armados resultantes se describen en corte los detalles de los estribos.

Tabla 3.1 - Cargas vivas

Nivel	Carga viva máxima ( $\omega_m$ )*	Carga viva instantánea ( $\omega_i$ )*
Azotea (pendiente < 5%)	100	70
Planta tipo oficina	250	180

\*Cargas en kg/cm<sup>2</sup>

Tabla 3.2a - Dimensiones de vigas y columnas, estado límite de servicio, edificio de 7 niveles, zonas II y III (cuerpo principal RDF-93 y RDF-04, Apéndice A RDF-04)

Elemento Estructural *	Zona II	Zona III
Vigas principales	35x70	35x70
Vigas secundarias	30x60	30x60
Columnas:		
De PB a nivel 3	50x50	55x55
De nivel 3 a nivel 5	40x40	45x45
De nivel 5 a nivel 7	35x35	40x40

\*Dimensiones en cm

Tabla 3.2b - Dimensiones de vigas y columnas, estado límite de servicio, edificio de 17 niveles, zonas II y III (cuerpo principal RDF-93 y RDF-04, Apéndice A RDF-04)

Elemento Estructural *	Zona II	Zona III
Vigas principales	35x70	45x85
Vigas secundarias	30x60	30x60
Columnas:		
De PB a nivel 5	80x80	85x85
De nivel 5 a nivel 10	70x70	75x75
De nivel 10 a nivel 14	60x60	65x65
De nivel 14 a nivel 17	55x55	55x55

\*Dimensiones en cm

Tabla 3.3a - Dimensiones definitivas de vigas y columnas, edificio de 7 niveles, zonas II y III (cuerpo principal RDF-93 y RDF-04, Apéndice A RDF-04)

Elemento Estructural *	Zona II	Zona III
Vigas principales	35x70	35x75
Vigas secundarias	30x60	30x60
Columnas:		
De PB a nivel 3	65x65	70x70
De nivel 3 a nivel 5	50x50	55x55
De nivel 5 a nivel 7	35x35	40x40

\*Dimensiones en cm

Tabla 3.3b - Dimensiones definitivas de vigas y columnas, edificio de 17 niveles, zonas II y III (cuerpo principal RDF-93 y RDF-04, Apéndice A RDF-04)

Elemento Estructural *	Zona II	Zona III
Vigas principales	35x70	45x85
Vigas secundarias	30x60	30x60
Columnas:		
De PB a nivel 5	105x105	105x105
De nivel 5 a nivel 10	85x85	85x85
De nivel 10 a nivel 14	70x70	70x70
De nivel 14 a nivel 17	55x55	55x55

\*Dimensiones en cm

Tabla 3.4a - Peso propio de elementos estructurales, edificio de 7 niveles, zonas II y III (RDF-93 y RDF-04)

Elemento estructural *	Zona II	Zona III
Vigas principales	504	504
Vigas secundarias	360	360
Columnas:		
Entrepisos 1 a 3	1,014	1,176
Entrepisos 4 a 5	600	726
Entrepisos 6 a 7	294	384

\*Peso propio en kg /m



Tabla 3.4b - Peso propio de elementos estructurales, edificio de 17 niveles, zonas II y III (RDF-93 y RDF-04)

Elemento estructural *	Zona II	Zona III
Vigas principales	504	810
Vigas secundarias	360	360
Columnas:		
Entrepisos 1 a 5	2,646	2,646
Entrepisos 6 a 10	1,734	1,734
Entrepisos 11 a 14	1,176	1,176
Entrepisos 15 a 17	726	726

\*Peso propio en kg/m

Tabla 3.5a – Cargas totales de sistemas de piso, edificio de 7 niveles, zonas II y III (RDF-93 y RDF-04)

Nivel	Carga muerta (t/m <sup>2</sup> )	Carga viva sismo (t/m <sup>2</sup> )	Carga total (t/m <sup>2</sup> )
N*7 (Azotea)	0.450	0.070	0.520
N*6 a N*1	0.486	0.180	0.666

Tabla 3.5b – Cargas totales de sistemas de piso, edificio de 17 niveles, zonas II y III (RDF-93 y RDF-04)

Nivel	Carga muerta (t/m <sup>2</sup> )	Carga viva (t/m <sup>2</sup> )	Carga total (t/m <sup>2</sup> )
N*17 (Azotea)	0.450	0.070	0.520
N*16 a N*1	0.486	0.180	0.666

Tabla 3.6a - Pesos por nivel, edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II (RDF-93 y RDF-04)

Nivel	Sistema de piso (t)	Vigas principales y secundarias (t)	Columnas (t)	Peso total (t)
N*7	299.52	122.69	8.23	430.44
N*6	383.62	122.69	16.46	522.77
N*5	383.62	122.69	25.03	531.34
N*4	383.62	122.69	33.60	539.90
N*3	383.62	122.69	45.19	551.50
N*2	383.62	122.69	56.78	563.09
N*1	383.62	122.69	64.90	571.20
Sumas	2,601.24	858.83	250.19	3,710.24

Tabla 3.6b- Pesos por nivel, edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica III (RDF-93 y RDF-04)

Nivel	Sistema de piso (t)	Vigas principales y secundarias (t)	Columnas (t)	Peso total (t)
N*7	299.52	122.69	10.75	432.96
N*6	383.62	122.69	21.50	527.81
N*5	383.62	122.69	31.08	537.38
N*4	383.62	122.69	40.66	546.96
N*3	383.62	122.69	53.24	559.56
N*2	383.62	122.69	65.86	572.16
N*1	383.62	122.69	75.26	581.57
Sumas	2,601.24	858.83	298.35	3,758.4

Tabla 3.6c - Pesos por nivel, edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica II (RDF-93 y RDF-04)

Nivel	Sistema de piso (t)	Vigas principales y secundarias (t)	Columnas (t)	Peso total (t)
N*17	299.52	122.69	20.33	442.54
N*16	383.62	122.69	40.66	546.96
N*15	383.62	122.69	40.66	546.96
N*14	383.62	122.69	53.26	559.56
N*13	383.62	122.69	65.86	572.16
N*12	383.62	122.69	65.86	572.16
N*11	383.62	122.69	65.86	572.16
N*10	383.62	122.69	81.48	587.78
N*9	383.62	122.69	97.10	603.41
N*8	383.62	122.69	97.10	603.41
N*7	383.62	122.69	97.10	603.41
N*6	383.62	122.69	97.10	603.41
N*5	383.62	122.69	122.64	628.94
N*4	383.62	122.69	148.18	654.48
N*3	383.62	122.69	148.18	654.48
N*2	383.62	122.69	148.18	654.48
N*1	383.62	122.69	169.34	675.65
Sumas	6,437.44	2,085.73	1,558.89	10,081.95

Tabla 3.6d - Pesos por nivel, edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica III (RDF-93 y RDF-04)

Nivel	Sistema de piso (t)	Vigas principales y secundarias (t)	Columnas (t)	Peso total (t)
N*17	299.52	181.44	20.33	501.29
N*16	383.62	181.44	40.66	605.71
N*15	383.62	181.44	40.66	605.71
N*14	383.62	181.44	53.26	618.31
N*13	383.62	181.44	65.86	630.91
N*12	383.62	181.44	65.86	630.91
N*11	383.62	181.44	65.86	630.91
N*10	383.62	181.44	81.48	646.54
N*9	383.62	181.44	97.10	662.16
N*8	383.62	181.44	97.10	662.16
N*7	383.62	181.44	97.10	662.16
N*6	383.62	181.44	97.10	662.16
N*5	383.62	181.44	122.64	687.70
N*4	383.62	181.44	148.18	713.23
N*3	383.62	181.44	148.18	713.23
N*2	383.62	181.44	148.18	713.23
N*1	383.62	181.44	169.34	734.40
Sumas	6,437.44	3,084.48	1,558.89	11,080.72

Tabla 3.7 - Periodos de vibración, estructuras de 7 niveles

Dirección	Modo	Diseño zona sísmica II (RDF-93 y RDF-04)		Diseño zona sísmica III (RDF-93 y RDF-04)	
		Periodo $T_i$ (s)	Masa modal efectiva (%)	Periodo $T_i$ (s)	Masa modal efectiva (%)
<b>X</b>	1	1.220	79.52	1.146	80.40
	2	0.473	12.18	0.421	11.41
	3	0.266	4.47	0.236	4.32
<b>Y</b>	1	1.244	79.52	1.170	80.33
	2	0.480	12.10	0.427	11.38
	3	0.270	4.48	0.240	4.34
<b><math>\theta</math></b> (torsión)	1	0.931	79.57	0.875	80.42
	2	0.364	12.08	0.323	11.34
	3	0.205	4.47	0.183	4.33

Tabla 3.8 - Fuerzas cortante basales de la estructura de 7 niveles, diseño de zona II (RDF-93 y RDF-04)

Entrepiso	RDF-93		RDF-04			
	Cuerpo Principal		Cuerpo Principal		Apéndice A	
	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>
PB-N*1	239.70	239.66	239.70	239.66	276.97	276.95

Resultados en toneladas

Tabla 3.9 - Fuerzas cortante basales de la estructura de 7 niveles, diseño de zona III (RDF-93 y RDF-04)

Entrepiso	RDF-93		RDF-04			
	Cuerpo Principal		Cuerpo Principal		Apéndice A	
	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>
PB-N*1	306.25	305.99	344.49	344.19	302.02	302.08

Resultados en toneladas

Tabla 3.10 - Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, estructura 7 niveles, diseño en zona II (RDF-93 y RDF-04)

Entrepiso	RDF-93		RDF-04					
	(Cuerpo Principal)		Cuerpo Principal		Apén. A (Servicio)		Apén. A (Colapso)	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
N5-N6	0.0085	0.0087	0.0085	0.0087	0.0027	0.0028	0.0194	0.0201

Tabla 3.11 - Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, estructura 7 niveles, diseño en zona III (RDF-93 y RDF-04)

Entrepiso	RDF-93		RDF-01					
	(Cuerpo Principal)		Cuerpo Principal		Apén. A (Servicio)		Apén. A (Colapso)	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
N3-N4	0.0085	0.0089	0.0095	0.0098	0.0036	0.0038	0.0167	0.0174

Tabla 3.12 - Desplazamientos horizontales máximos en azotea, estructura de 7 niveles, diseño en zona III (RDF-93 y RDF-04)

Nivel	RDF-93		RDF-04					
	(Cuerpo Principal)		Cuerpo Principal		Apéndice (Servicio)		Apéndice (Colapso)	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
N*7	16.60	17.20	16.60	17.20	5.26	5.45	38.32	39.76

Desplazamientos en centímetros

Tabla 3.13 - Desplazamientos horizontales máximos en azotea, estructura de 7 niveles, diseño en zona III (RDF-93 y RDF-04)

Nivel	RDF-93		RDF-04					
	(Cuerpo Principal)		Cuerpo Principal		Apéndice (Servicio)		Apéndice (Colapso)	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
N*7	17.92	18.64	20.16	20.96	7.67	7.98	35.36	36.80

Desplazamientos en centímetros

Tabla 3.14 - Separación del refuerzo transversal (estribos), y longitud de confinamiento de los extremos de las columnas del eje 2 (interior), estructura de 7 niveles, diseño en zona II

Entrepiso	Separación (cm)		Longitud de confinamiento (lc)
	Z. extremas (ZE)	Z. intermedias (ZI)	
7	5	17.5	60
6	5	17.5	60
5	7	25	60
4	7	25	60
3	7	25	65
2	7	25	65
1	7	25	75 superior 225 inferior

Tabla 3.15 - Separación del refuerzo transversal (estribos), y longitud de confinamiento de los extremos de las columnas del eje 2 (interior), estructura de 7 niveles, diseño en zona III

Entrepiso	Separación (cm)		Longitud de confinamiento (lc)
	Z. extremas (ZE)	Z. intermedias (ZI)	
7	5	20	60
6	5	20	60
5	5	22.5	60
4	5	22.5	60
3	5	25	70
2	5	25	70
1	6.5	25	75 superior 225 inferior

Tabla 3.16 - Periodos de vibración, estructuras de 17 niveles

Dirección	Modo	Diseño zona sísmica II (RDF-93 y RDF-04)		Diseño zona sísmica III (RDF-93 y RDF-04)	
		Periodo $T_i$ (s)	Masa modal efectiva (%)	Periodo $T_i$ (s)	Masa modal efectiva (%)
X	1	2.444	75.92	1.845	76.34
	2	0.838	11.24	0.647	12.05
	3	0.481	4.29	0.376	4.28
Y	1	2.497	75.82	1.876	76.33
	2	0.855	11.23	0.658	12.00
	3	0.490	4.31	0.382	4.28
$\theta$ (Torsión)	1	1.786	76.09	1.342	77.48
	2	0.625	10.99	0.647	10.97
	3	0.365	4.39	0.286	4.25

Tabla 3.17 - Fuerzas cortante basales de la estructura de 17 niveles,  
diseño de zona II (RDF-93 y RDF-04)

Entrepiso	RDF-93		RDF-04			
	Cuerpo Principal		Cuerpo Principal		Apéndice A	
	X	Y	X	Y	X	Y
PB-N*1	453.30	448.75	295.90	287.92	250.40	239.31

Resultados en toneladas

Tabla 3.18 - Fuerzas cortante basales de la estructura de 17 niveles,  
diseño de zona III (RDF-93 y RDF-04)

Entrepiso	RDF-93		RDF-04			
	Cuerpo Principal		Cuerpo Principal		Apéndice A	
	X	Y	X	Y	X	Y
PB-N*1	860.03	859.78	967.46	967.19	849.17	848.94

Resultados en toneladas



Tabla 3.19 - Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, estructura 17 niveles, diseño en zona II (RDF-93 y RDF-04)

Entrepiso	RDF-93		RDF-04					
	(Cuerpo Principal)		Cuerpo Principal		Apén. A (Servicio)		Apén. A (Colapso)	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
N5-N6	0.0106	0.0110	0.0066	0.0069	0.0015	0.0015	0.0107	0.0103

Tabla 3.20 - Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, estructura 17 niveles, diseño en zona III (RDF-93 y RDF-04)

Entrepiso	RDF-93		RDF-04					
	(Cuerpo Principal)		Cuerpo Principal		Apén. A (Servicio)		Apén. A (Colapso)	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
N5-N6	0.0101	0.0105	0.0113	0.0117	0.0043	0.0045	0.0199	0.0208

Tabla 3.21 - Desplazamientos horizontales máximos en azotea, estructura de 17 niveles, diseño en zona II (RDF-93 y RDF-04)

Nivel	RDF-93		RDF-04					
	(Cuerpo Principal)		Cuerpo Principal		Apén. A (Servicio)		Apén. A (Colapso)	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
N*7	46.24	47.80	29.12	29.48	6.57	6.48	46.56	45.92

Desplazamientos en centímetros

Tabla 3.22 - Desplazamientos horizontales máximos en azotea, estructura de 17 niveles diseño en zona III (RDF-93 y RDF-04)

Nivel	RDF-93		RDF-04					
	(Cuerpo Principal)		Cuerpo Principal		Apén. A (Servicio)		Apén. A (Colapso)	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
N*7	46.60	48.12	52.40	54.12	19.96	20.60	92.08	95.04

Desplazamientos en centímetros

Tabla 3.23 - Separación del refuerzo transversal (estribos) y longitud de confinamiento de los extremos de las columnas del eje 2 (interior), estructura de 17 niveles, diseño en zona II

Entrepiso	Separación (cm)		Longitud de confinamiento (lc)
	Z. extremas (ZE)	Z. intermedias (ZI)	
17	5	25	60
16	5	25	60
15	5	25	60
14	5	25	70
13	5	25	70
12	5	25	70
11	5	25	70
10	5	25	85
9	5	25	85
8	5	25	85
7	5	25	85
6	5	25	85
5	10	25	105
4	10	25	105
3	10	25	105
2	10	25	105
1	10	25	105 superior 225 inferior

Tabla 3.24 - Separación del refuerzo transversal (estribos) y longitud de confinamiento de los extremos de las columnas del eje 2 (interior), estructura de 17 niveles, diseño en zona III

Entrepiso	Separación (cm)		Longitud de confinamiento (lc)
	Z. extremas (ZE)	Z. intermedias (ZI)	
17	5	25	60
16	5	25	60
15	5	25	60
14	5	25	70
13	5	25	70
12	5	25	70
11	5	25	70
10	5	25	85
9	5	25	85
8	5	25	85
7	5	25	85
6	5	25	85
5	7.5	25	105
4	7.5	25	105
3	7.5	25	105
2	7.5	25	105
1	7.5	25	105 superior 225 inferior

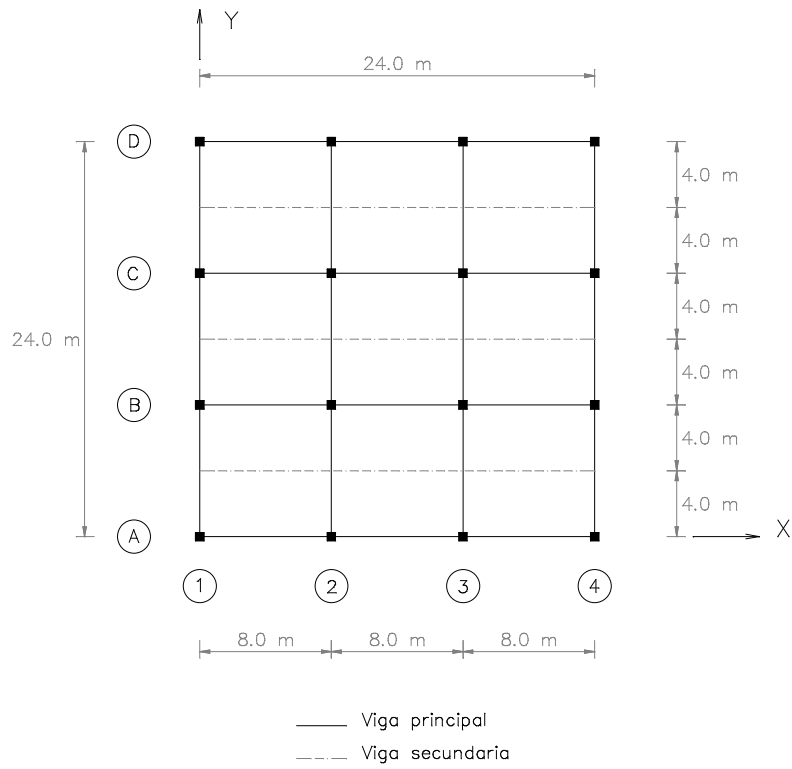


Fig 3.1 - Planta tipo, edificios de 7 y 17 niveles

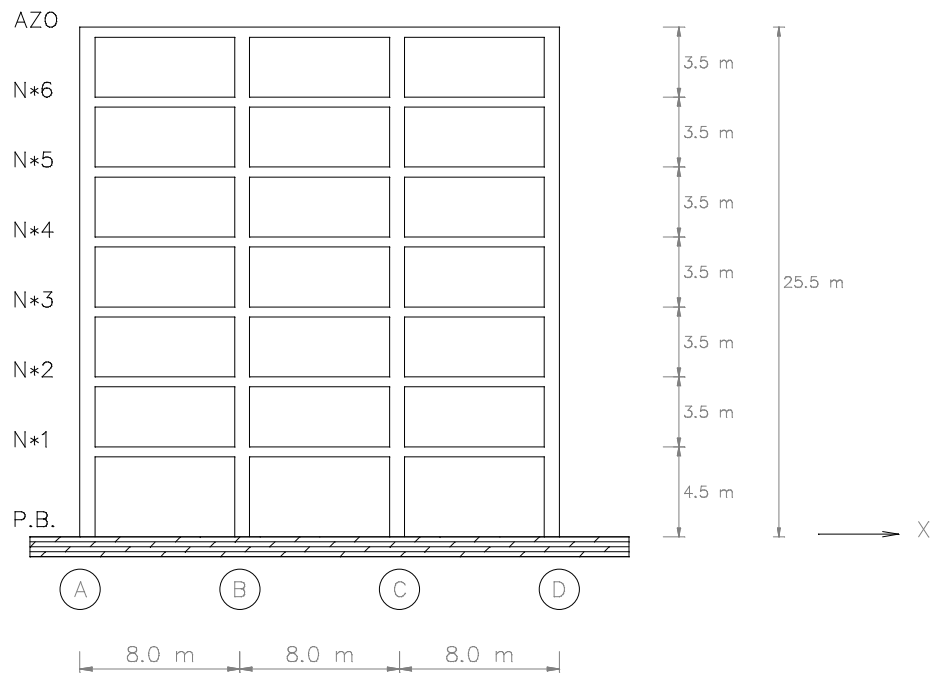


Fig 3.2a - Corte en elevación de la estructura de 7 niveles

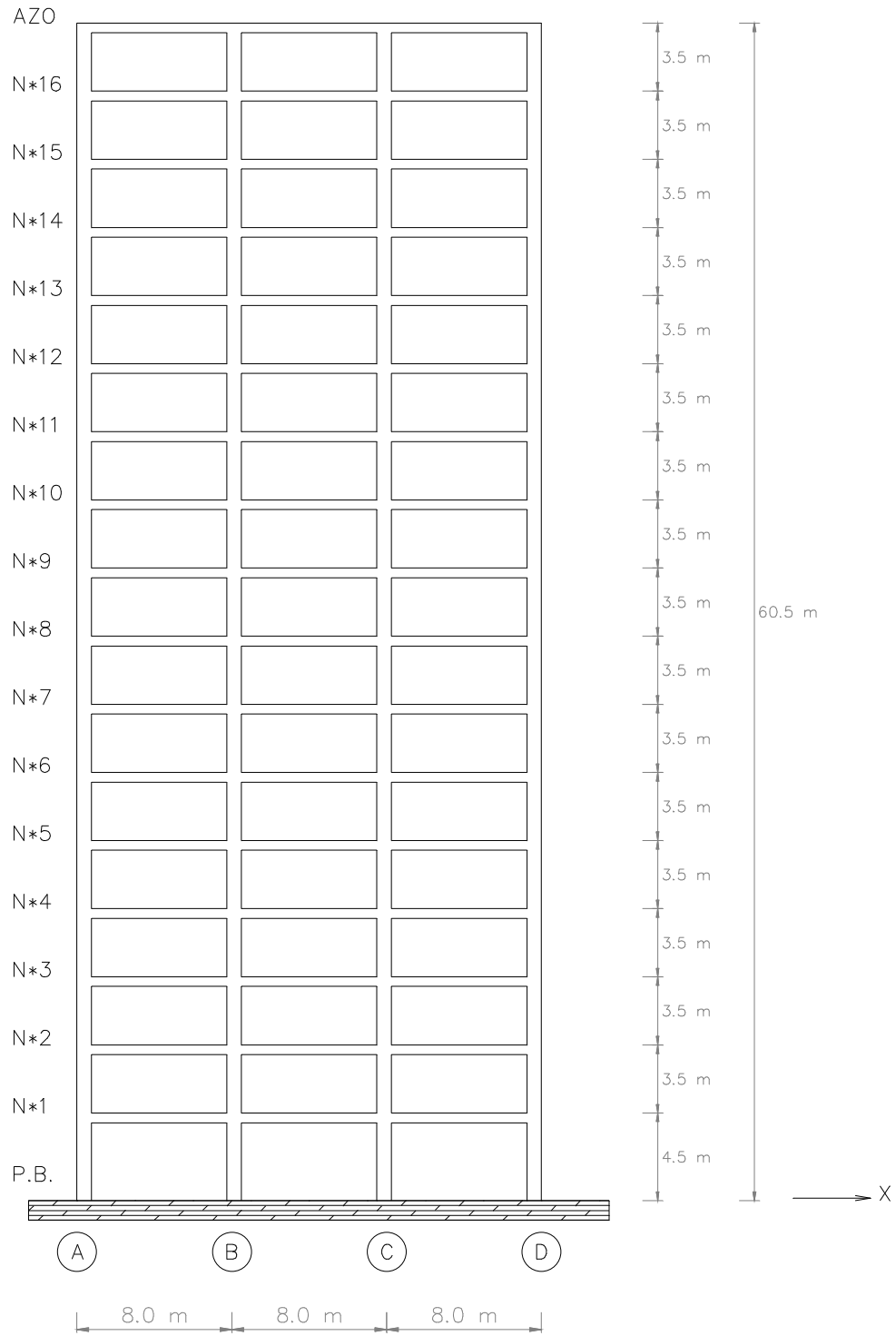


Fig 3.2b – Corte en elevación de la estructura de 17 niveles

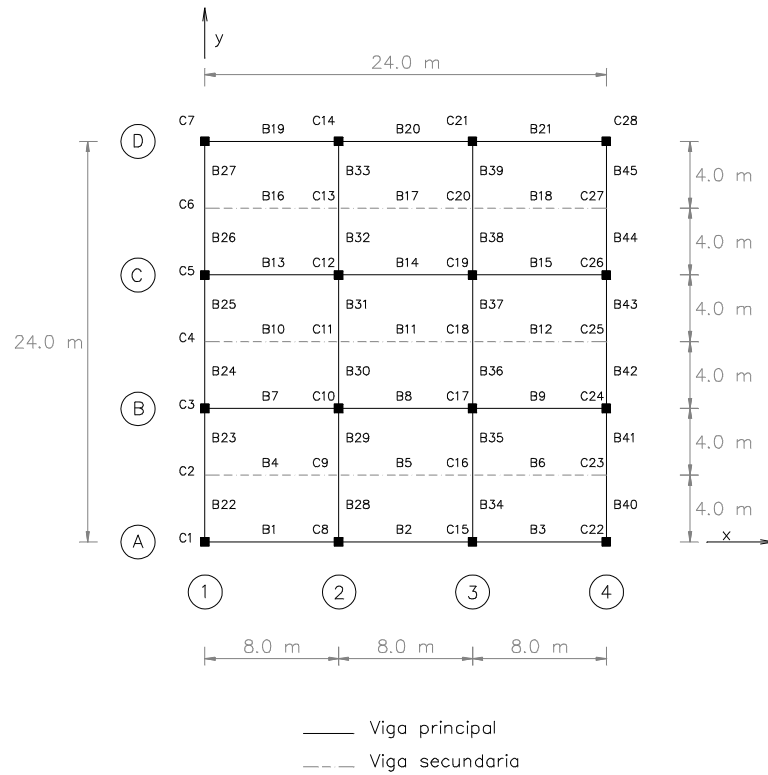


Fig 3.3 - Planta tipo con ubicación de vigas e hileras de columnas del modelo matemático tridimensional, edificios de 7 y 17 niveles

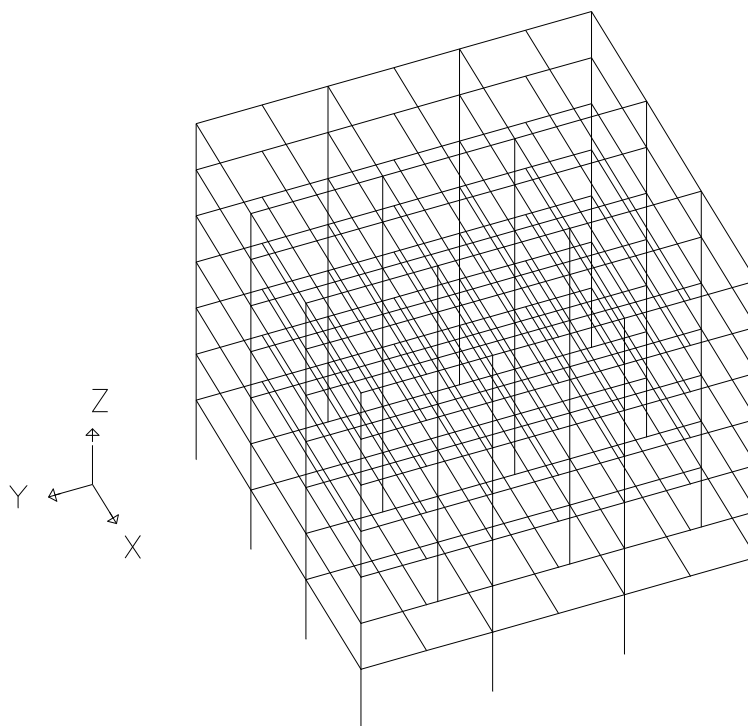


Fig 3.4 - Modelo matemático tridimensional de las estructuras de 7 niveles



Fig 3.5 - Eje 2, estructuras de 7 niveles

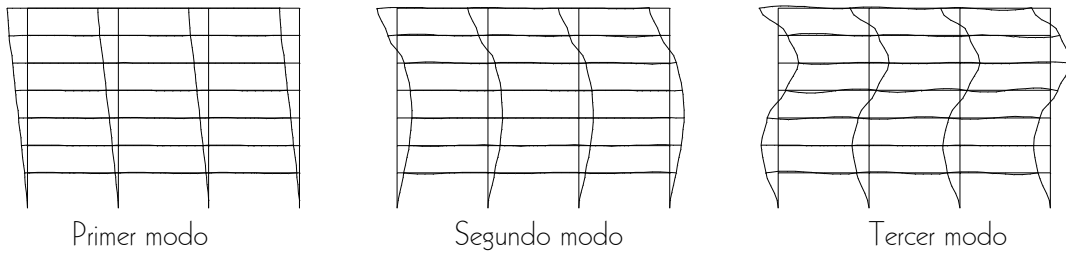


Fig 3.6 – Deformadas en elevación de los primeros de vibración en las direcciones X y Y, estructuras de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III

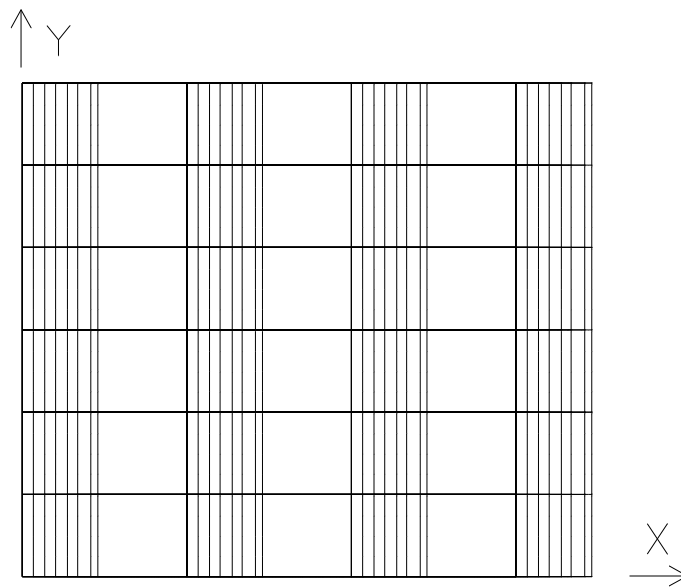


Fig 3.7 - Vista en planta de la deformada del modo fundamental de vibración (dirección X), de la estructura de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III

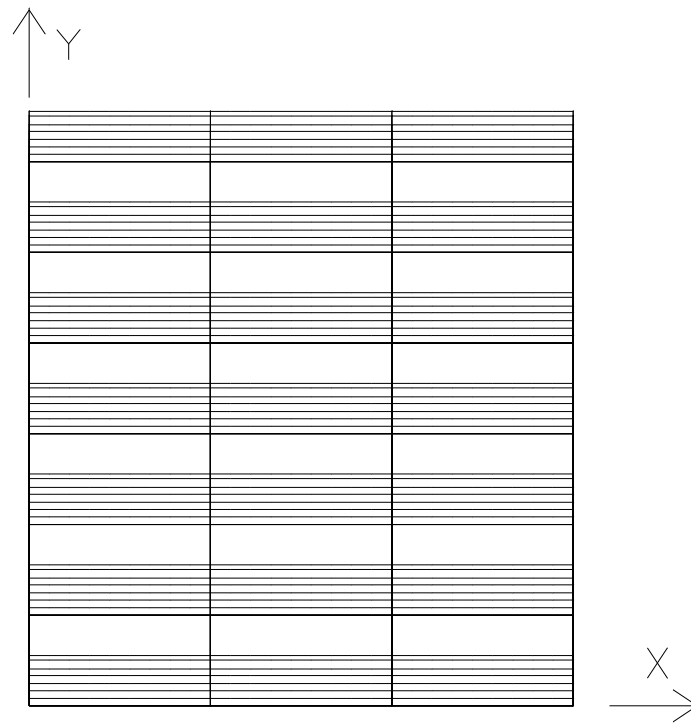


Fig 3.8 - Vista en planta de la deformada del modo fundamental de vibración (dirección **Y**), de la estructura de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III

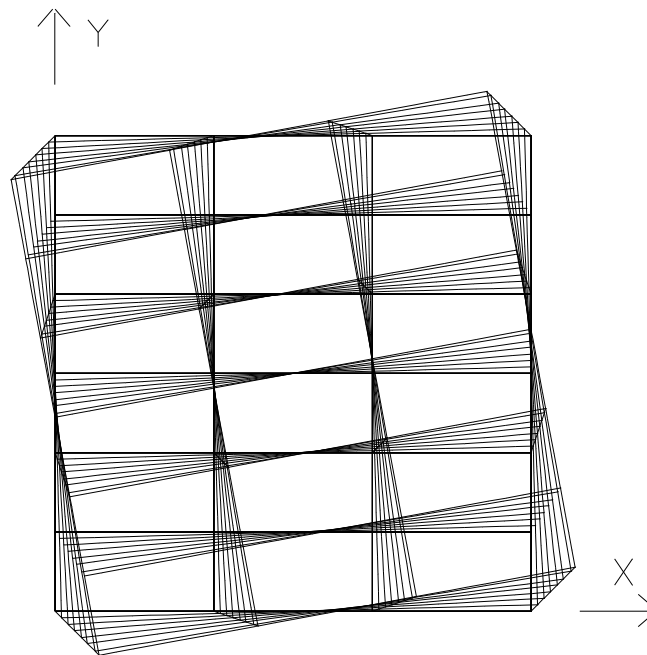


Fig 3.9 - Vista en planta de la deformada del modo fundamental de vibración en torsión, de la estructura de 7 niveles, diseño de zonas sísmicas II y II



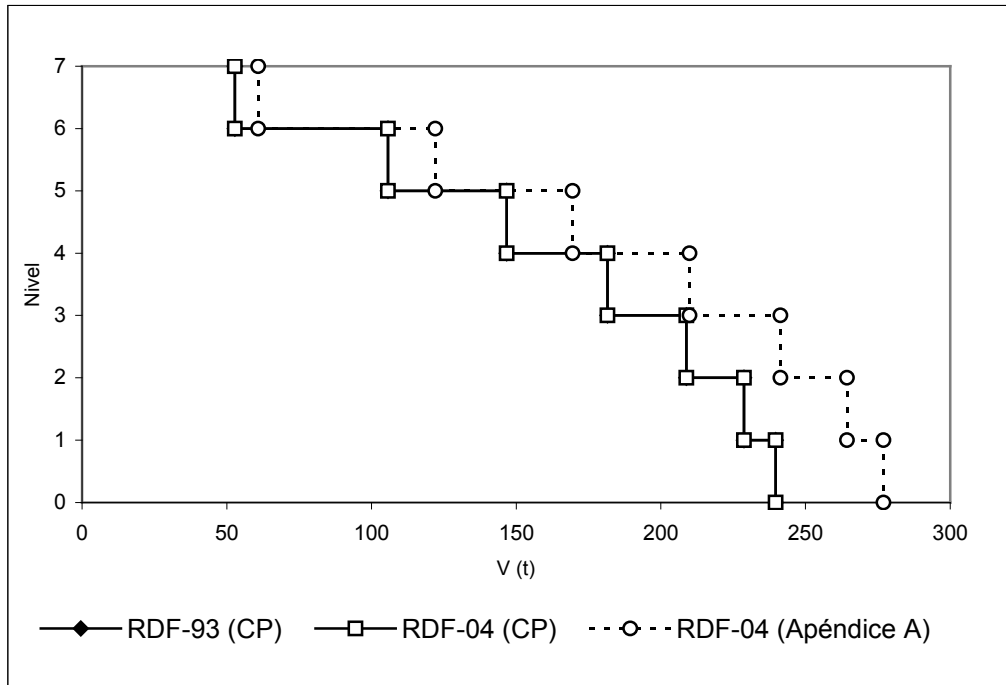


Fig 3.10 – Fuerzas cortantes de entrepiso del edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II (RDF-93 y RDF-04)

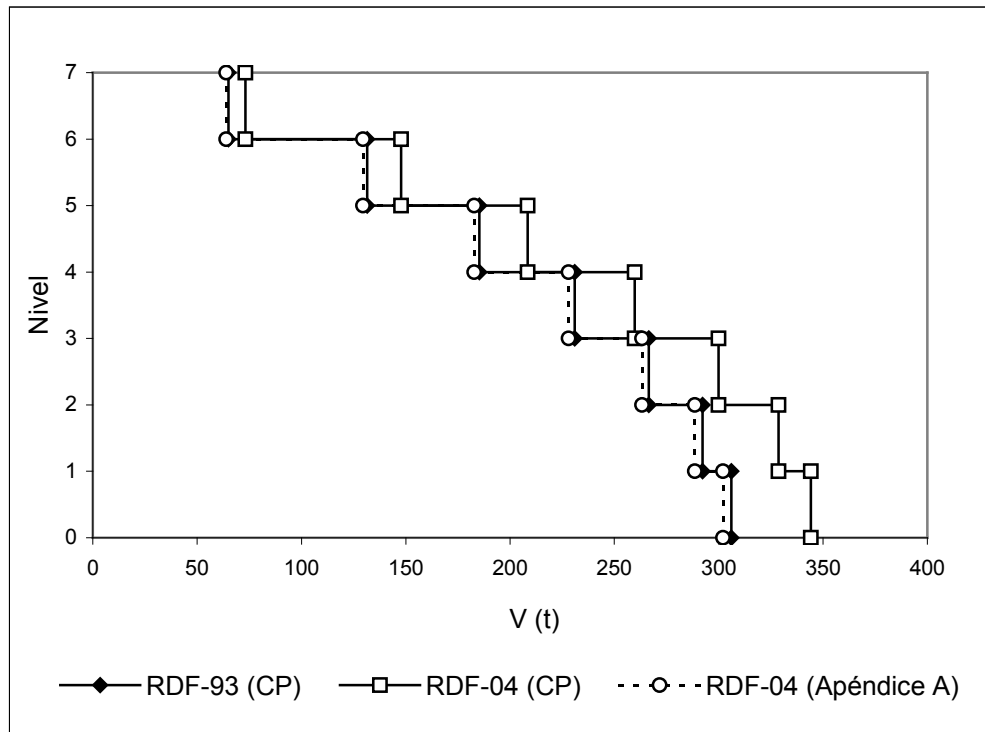


Fig 3.11 – Fuerzas cortantes de entrepiso del edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica III (RDF-93 y RDF-04)

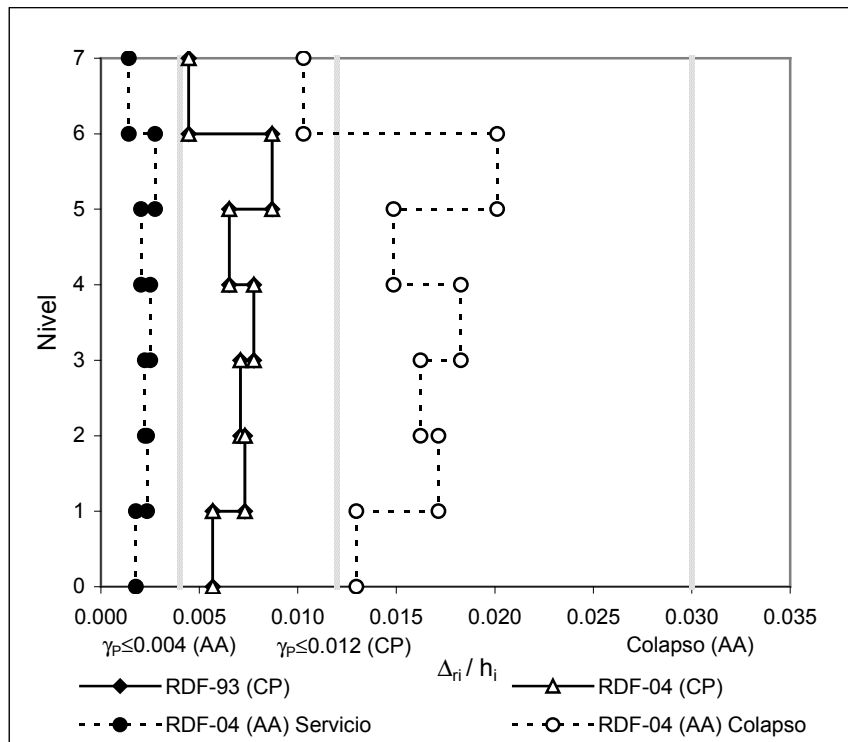


Fig 3.12 – Comparación de relaciones  $\Delta_{ri} / h_i$  del edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II (RDF-93 y RDF-04)

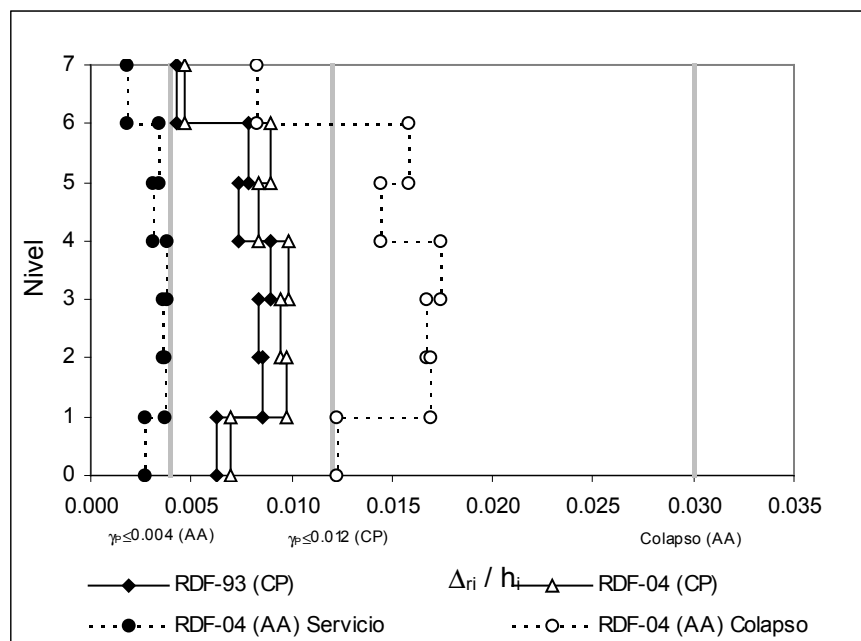


Fig 3.13 – Comparación de relaciones  $\Delta_{ri} / h_i$  del edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica III (RDF-93 y RDF-04)

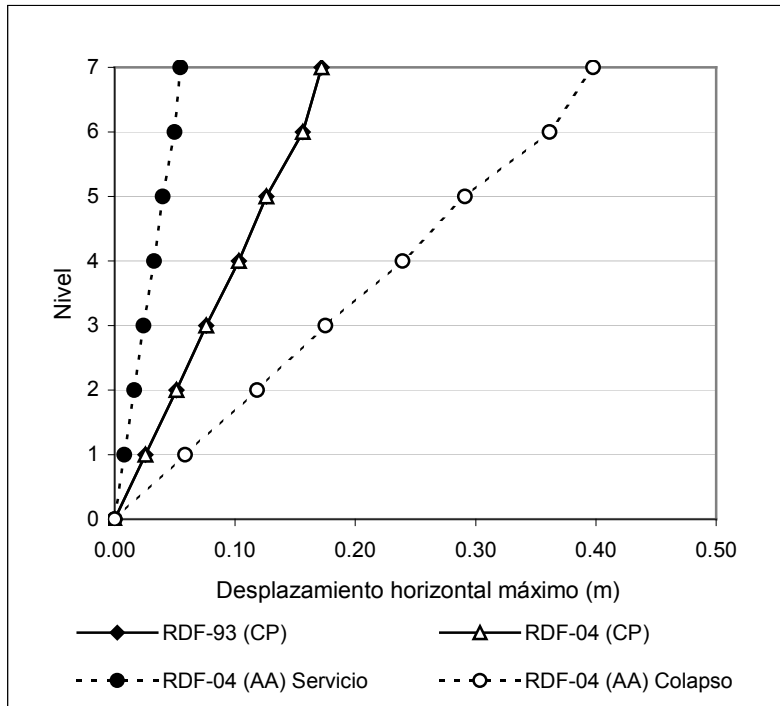


Fig 3.14 – Comparación de desplazamientos horizontales máximos del edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica II (RDF-93 y RDF-04)

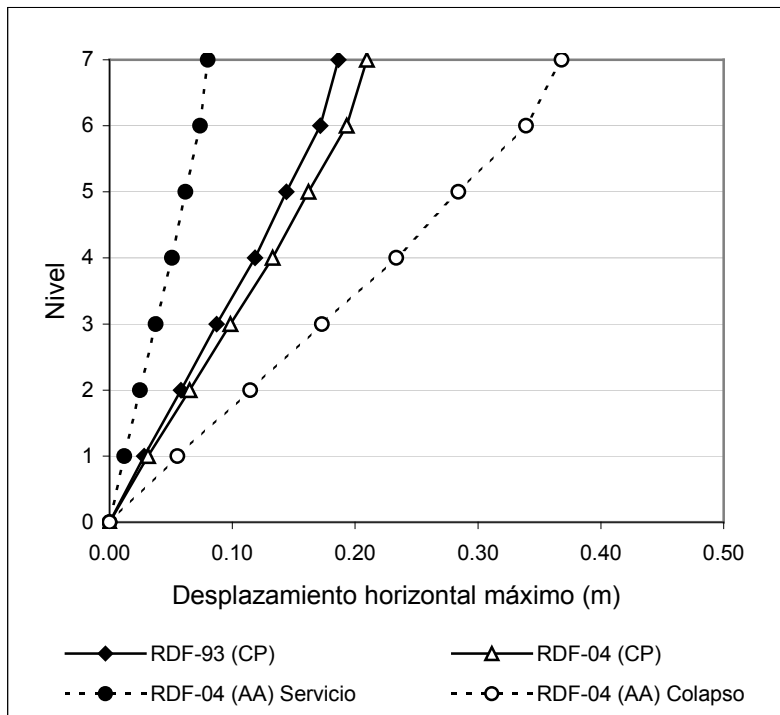


Fig 3.15 – Comparación de desplazamientos horizontales máximos del edificio de 7 niveles, diseño de zona sísmica III (RDF-93 y RDF-04)

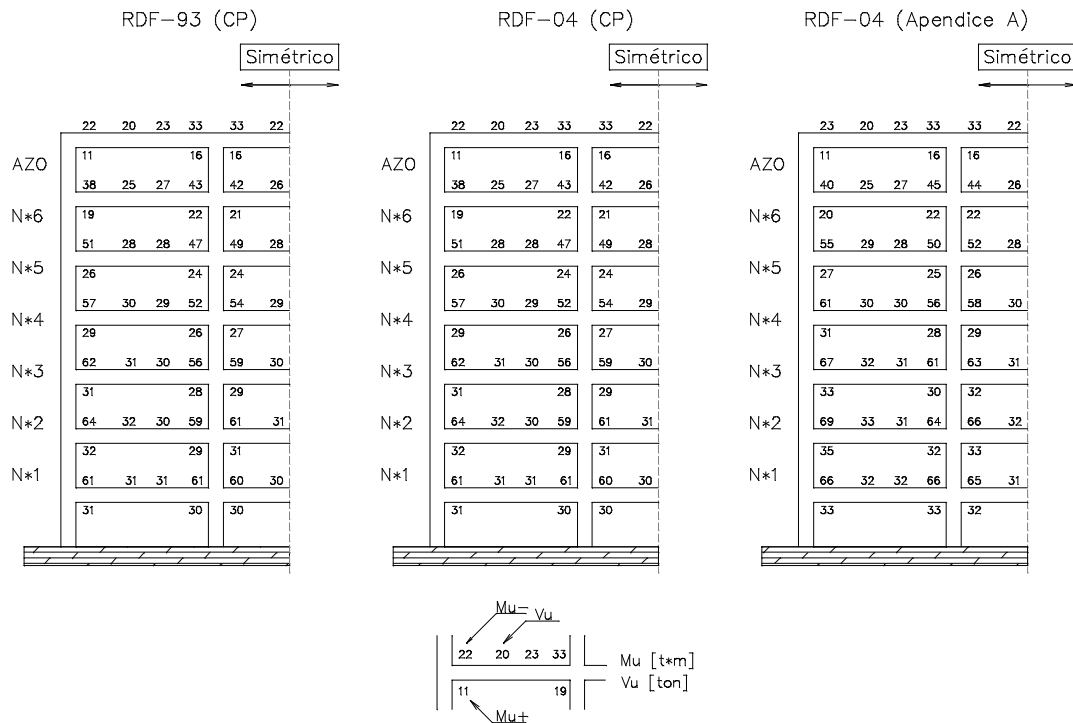


Fig 3.16 - Comparación de elementos mecánicos de las vigas del eje 2 de la estructura diseñada en zona II, espectros sísmicos de diseño del RDF-93 y RDF-04

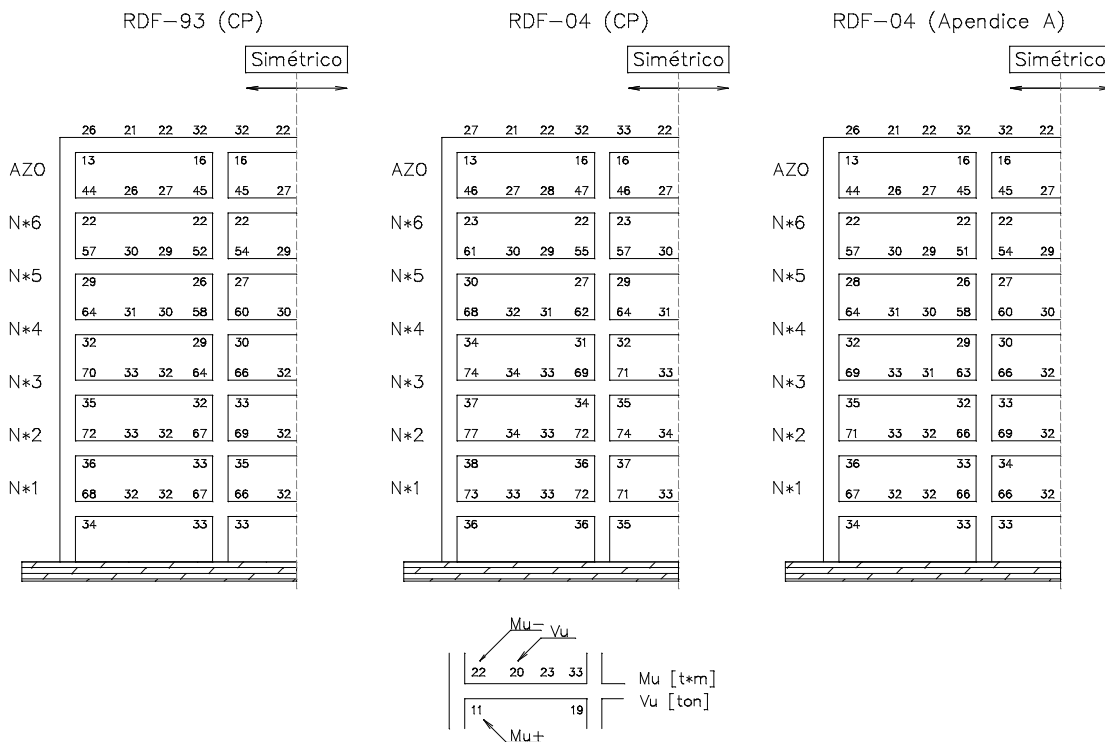


Fig 3.17 - Comparación de elementos mecánicos de las vigas del eje 2 de la estructura diseñada en zona III, espectros sísmicos de diseño del RDF-93 y RDF-04

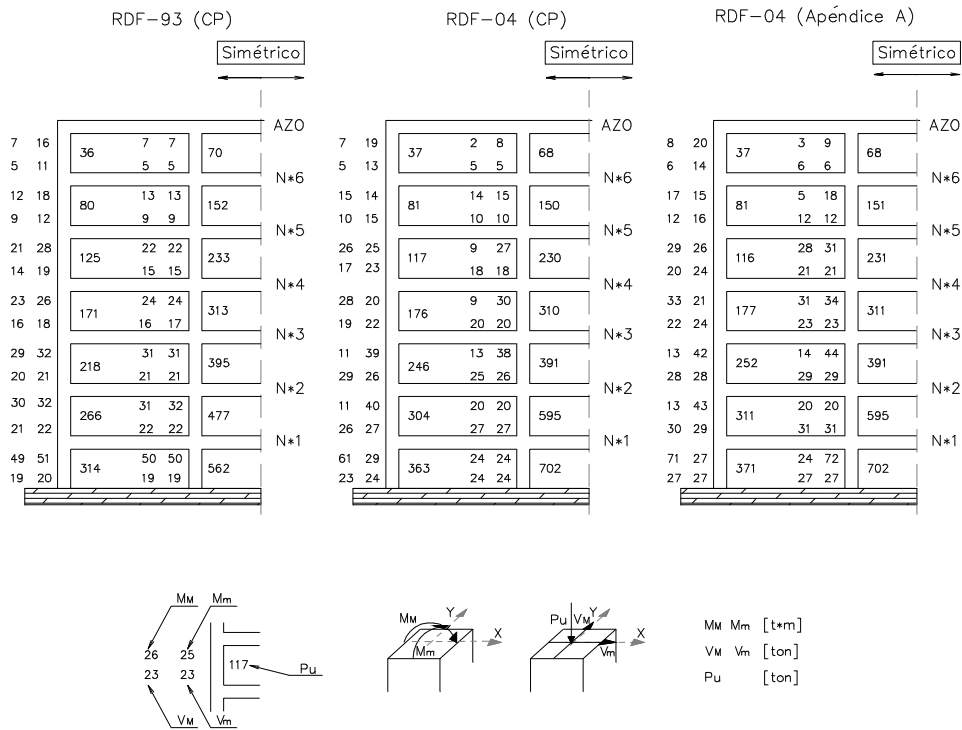


Fig 3.18 - Comparación de elementos mecánicos de las columnas del eje 2 de la estructura diseñada en zona II, espectros sísmicos de diseño del RDF-93 y RDF-04

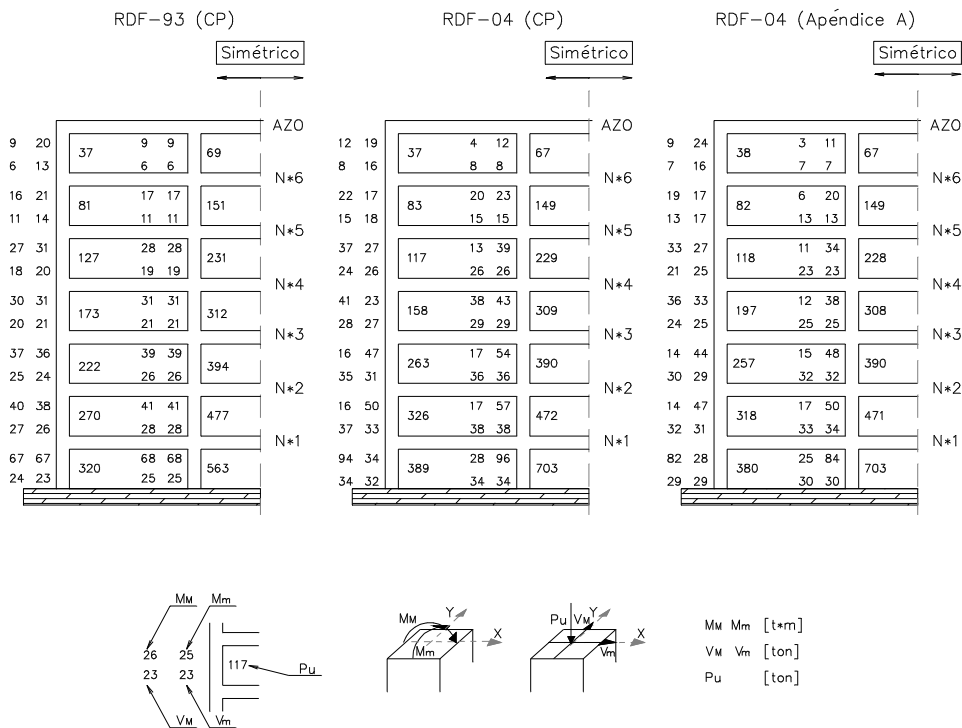


Fig 3.19 - Comparación de elementos mecánicos de las columnas del eje 2 de la estructura diseñada en zona III, espectros sísmicos de diseño del RDF-93 y RDF-04

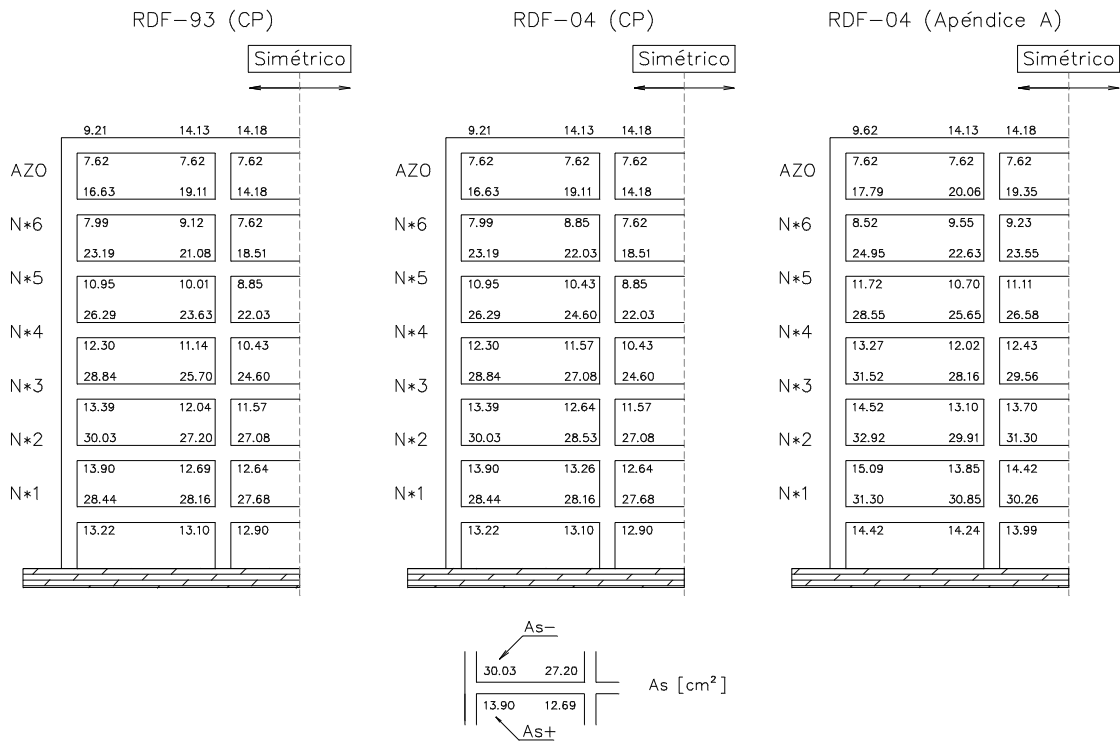


Fig 3.20 - Comparación de áreas de acero de refuerzo longitudinal de las vigas del eje 2 de las estructuras diseñadas en zona II (RDF-93 y RDF-04)

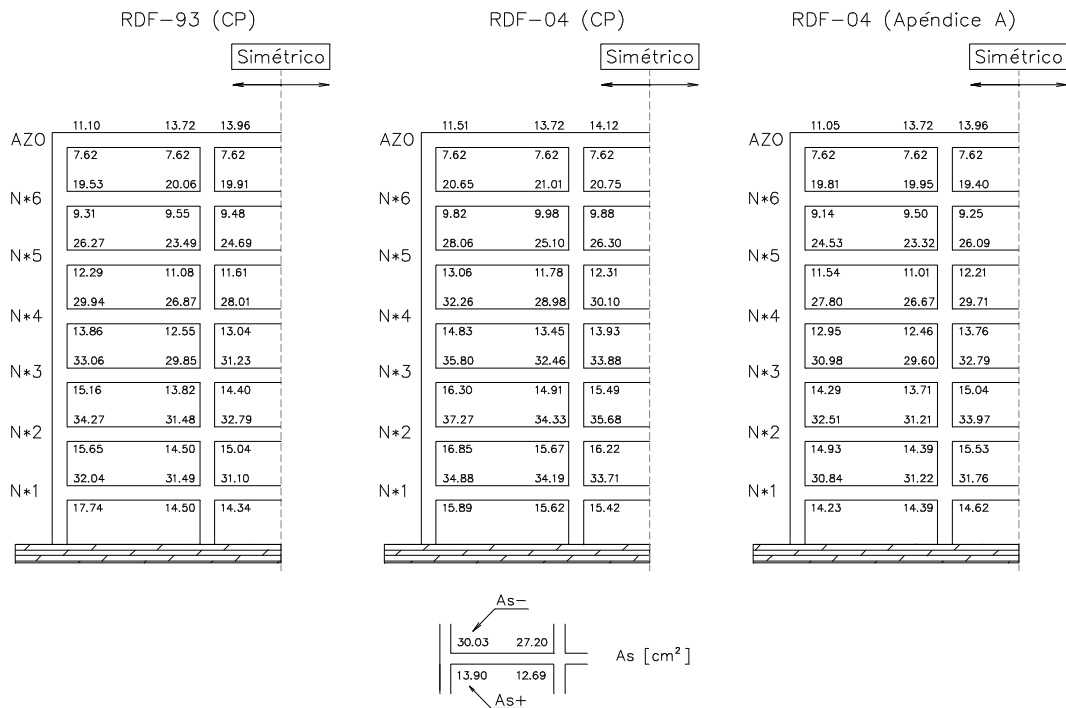


Fig 3.21 - Comparación de áreas de acero de refuerzo longitudinal de las vigas del eje 2 de las estructuras diseñadas en zona III (RDF-93 y RDF-04)

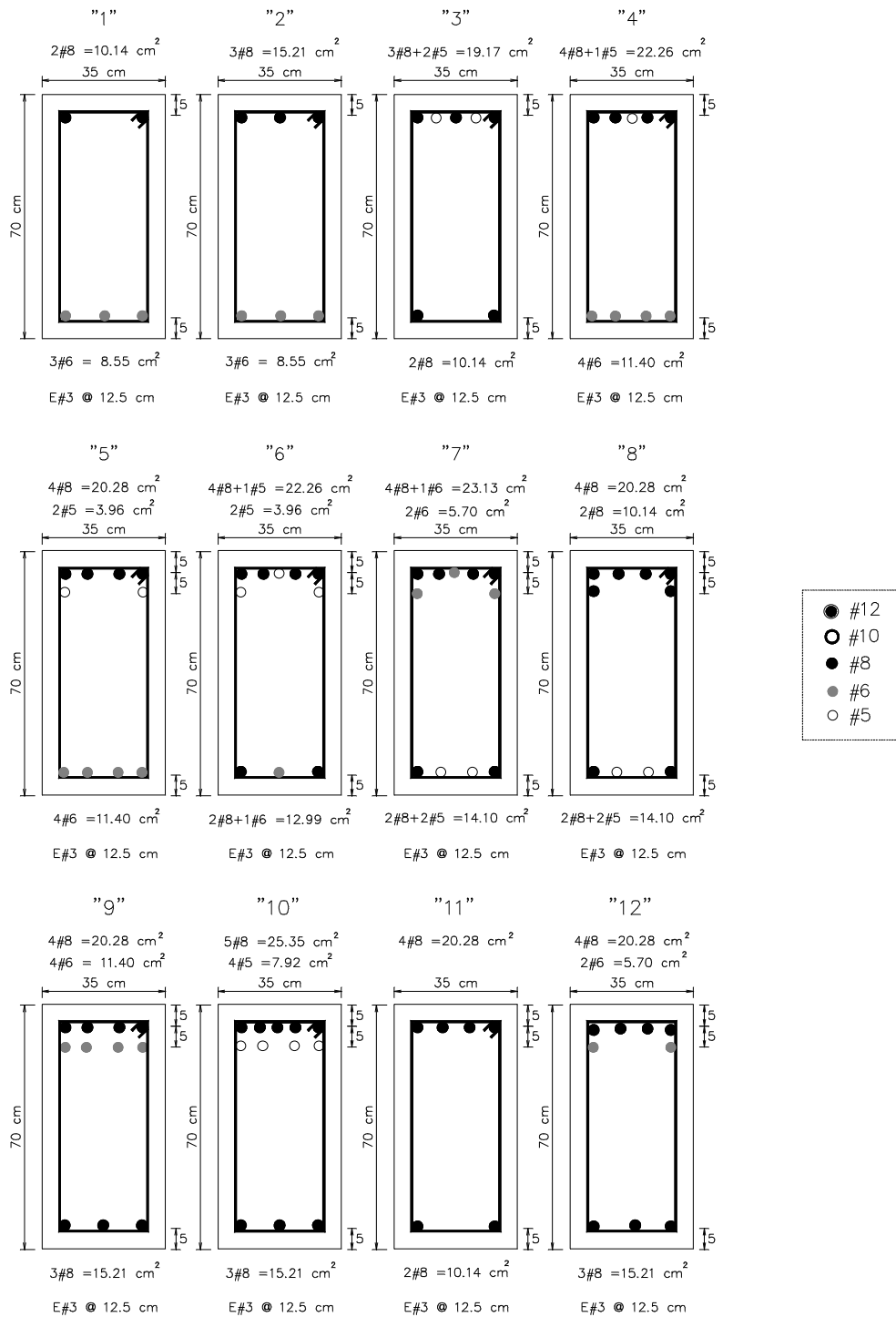


Fig 3.22 - Tipos de armados propuestos para las vigas del eje 2, estructuras de 7 niveles diseñadas en zona II (RDF-93 y RDF-04)

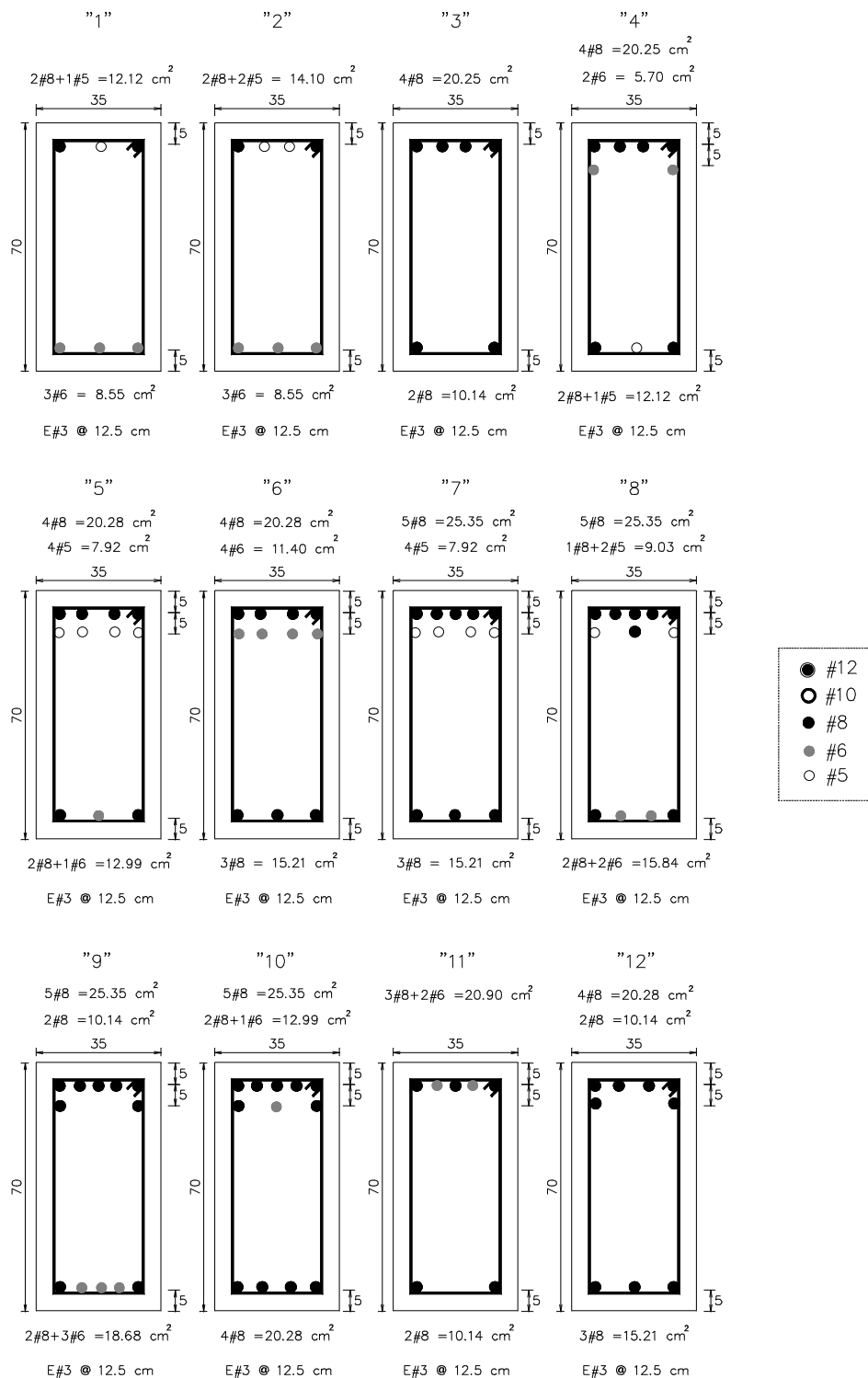


Fig 3.23 - Tipos de armados propuestos para las vigas del eje 2, estructuras de 7 niveles diseñadas en zona III (RDF-93 y RDF-04)



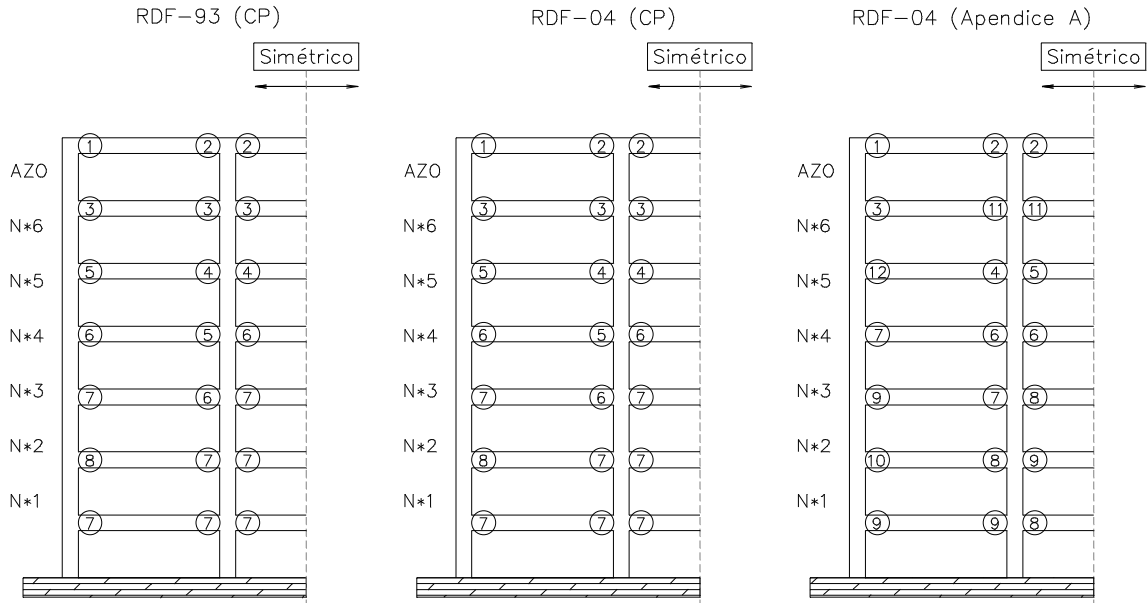


Fig 3.24 - Ubicación de los tipos de armados de vigas del eje 2, estructuras de 7 niveles, diseños en zona II (RDF-93 y RDF-04)

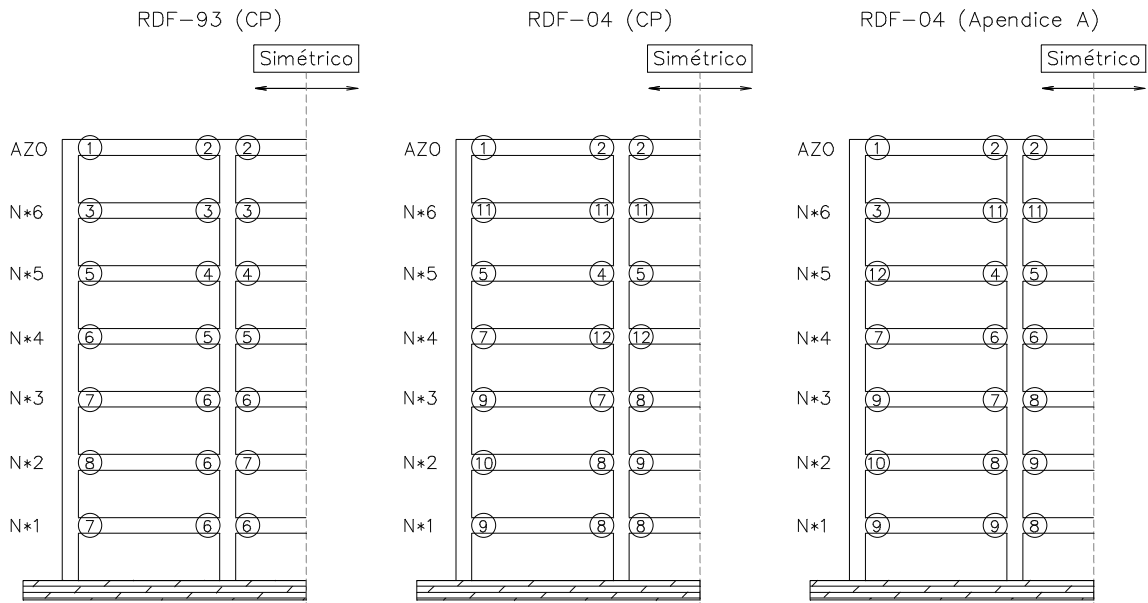


Fig 3.25 - Ubicación de los tipos de armados de vigas del eje 2, estructuras de 7 niveles, diseños en zona III (RDF-93 y RDF-04)

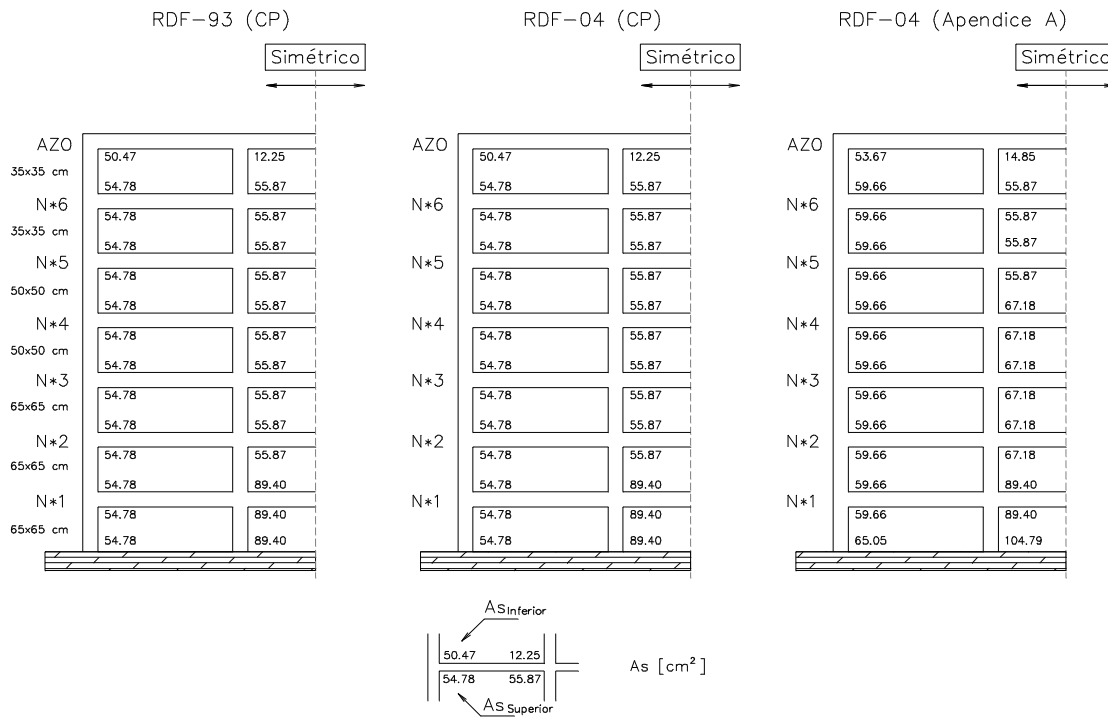


Fig 3.26 - Comparación de áreas de acero de refuerzo longitudinal de las columnas del eje 2 de las estructuras diseñadas en zona II (RDF-93 y RDF-04)

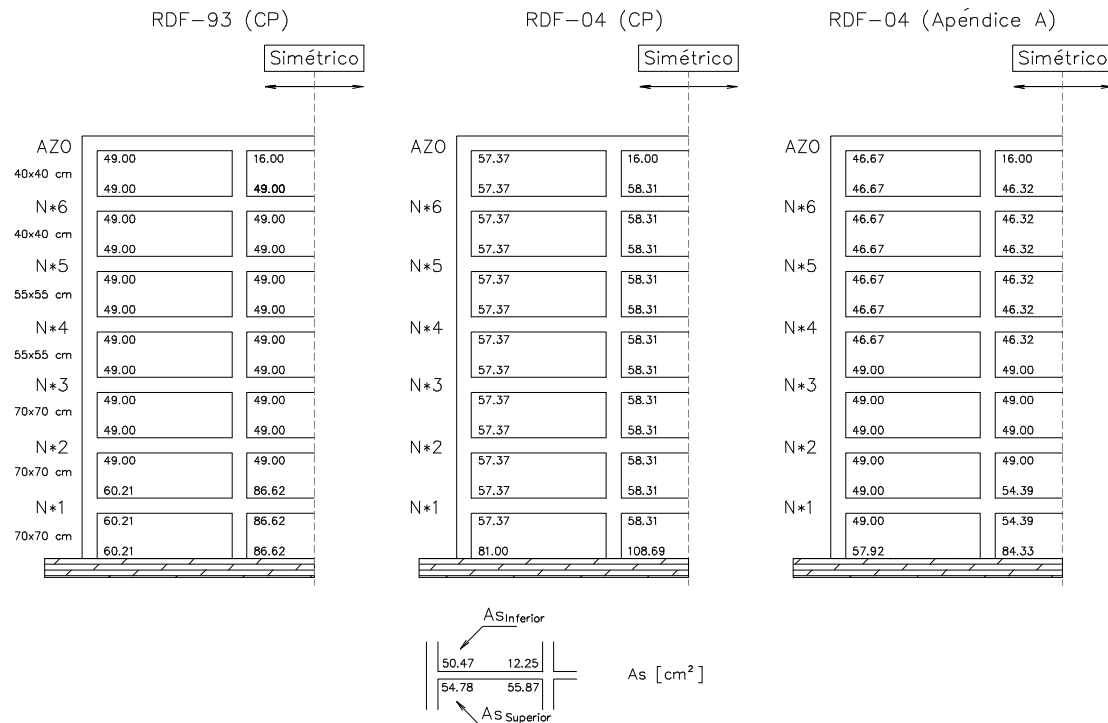


Fig 3.27 - Comparación de áreas de acero de refuerzo longitudinal de las columnas del eje 2 de las estructuras diseñadas en zona III (RDF-93 y RDF-04)

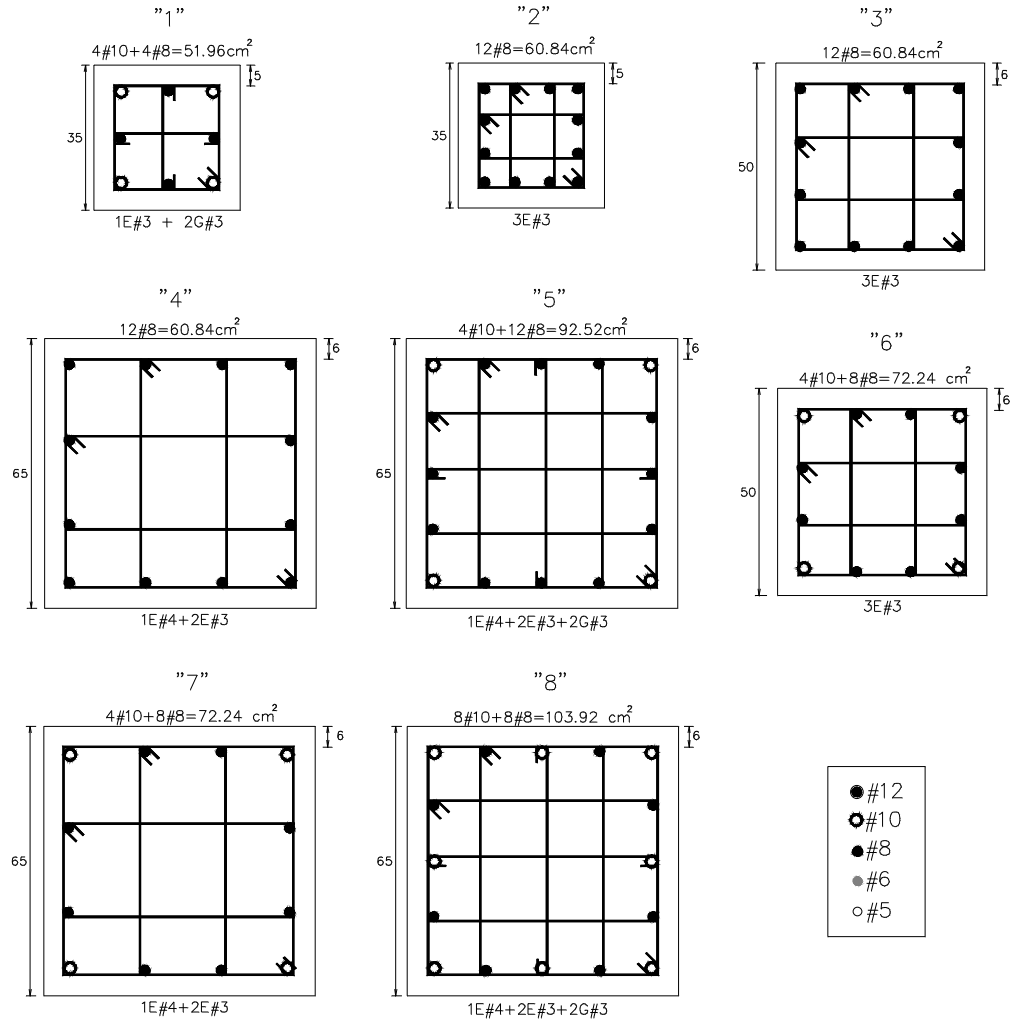


Fig 3.28 - Tipos de armados propuestos para las columnas del eje 2, estructuras de 7 niveles diseñadas en zona II (RDF-93 y RDF-04)

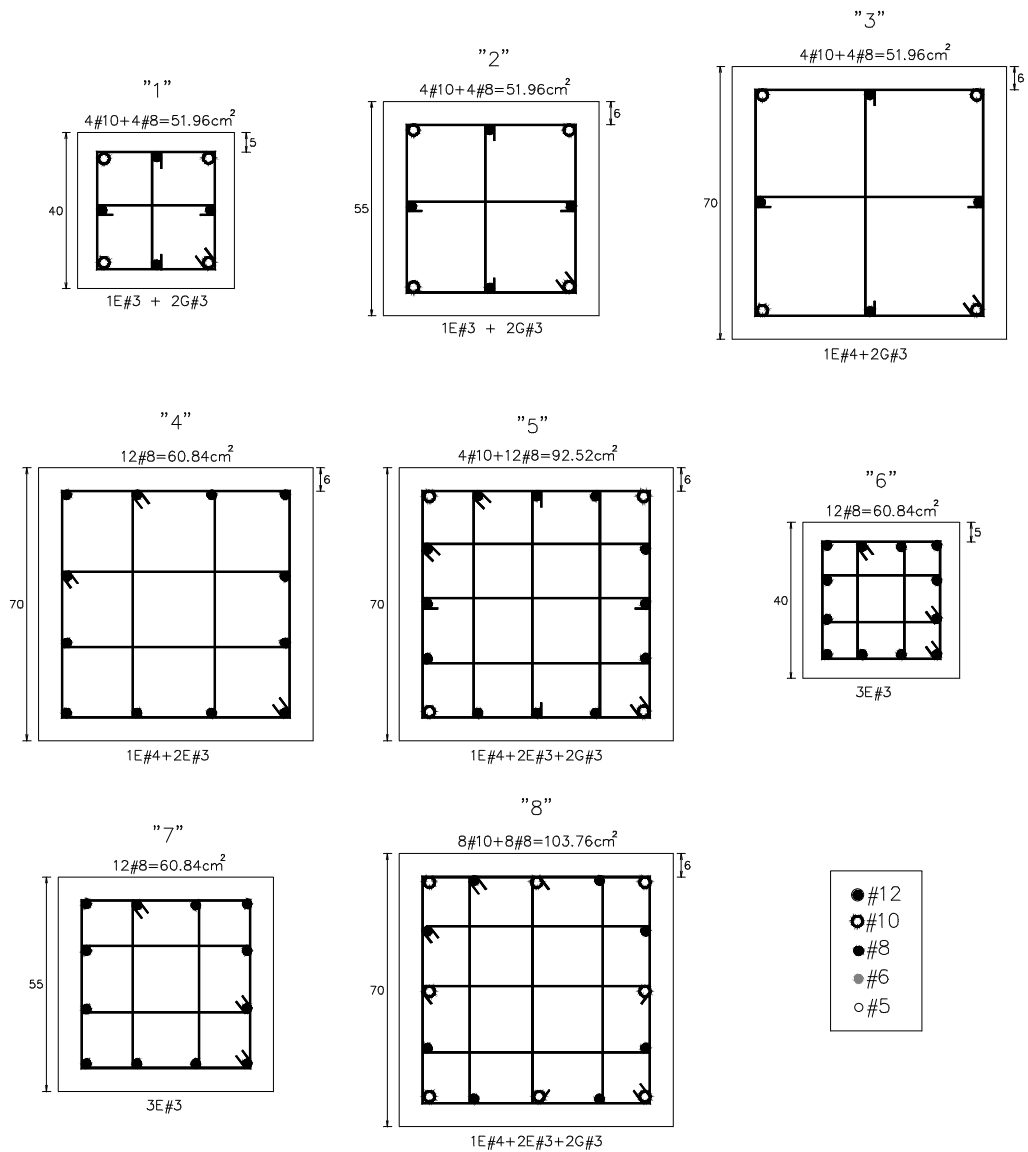


Fig 3.29 - Tipos de armados propuestos para las columnas del eje 2, estructuras de 7 niveles, diseños en zona III (RDF-93 y RDF-04)

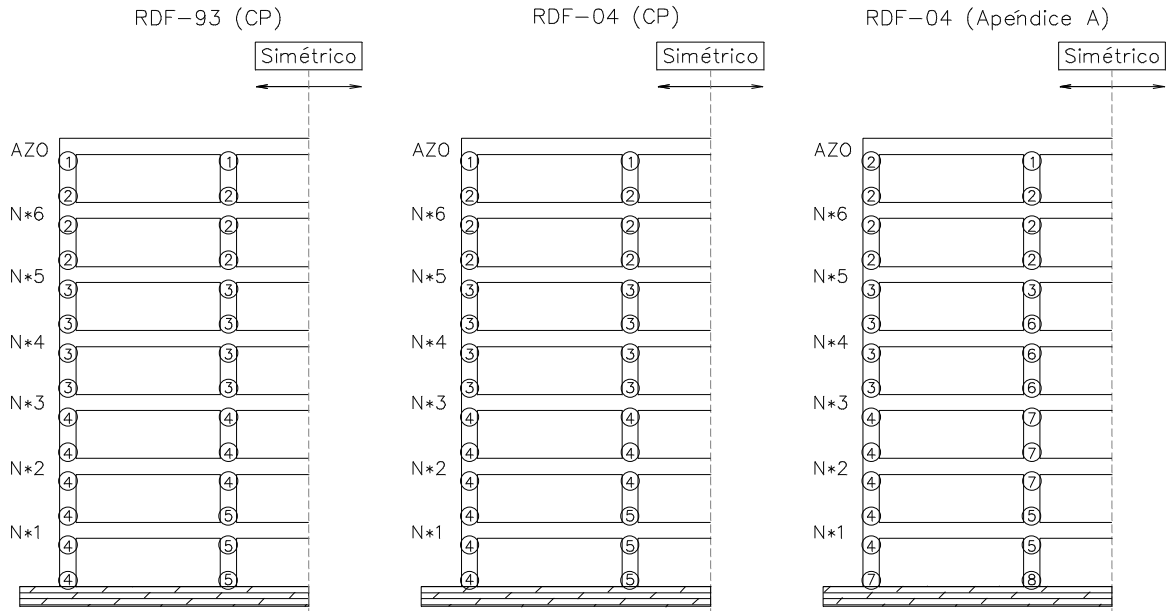


Fig 3.30 - Ubicación de los tipos de armados de columnas del eje 2, estructuras de 7 niveles, diseños en zona II (RDF-93 y RDF-04)

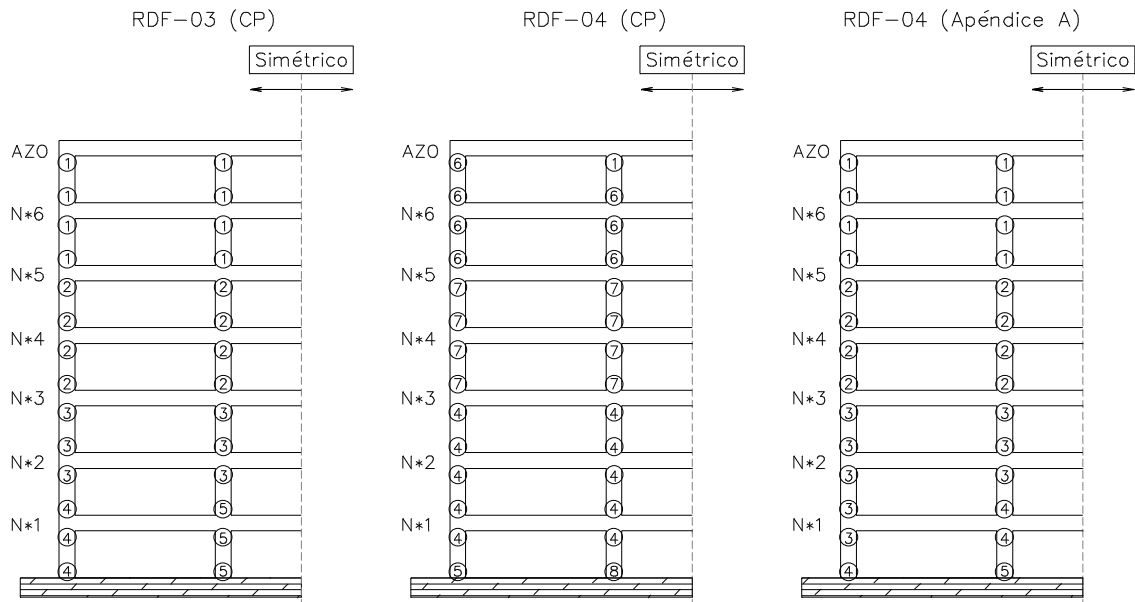


Fig 3.31 - Ubicación de los tipos de armados de columnas del eje 2, estructuras de 7 niveles, diseños en zona III (RDF-93 y RDF-04)

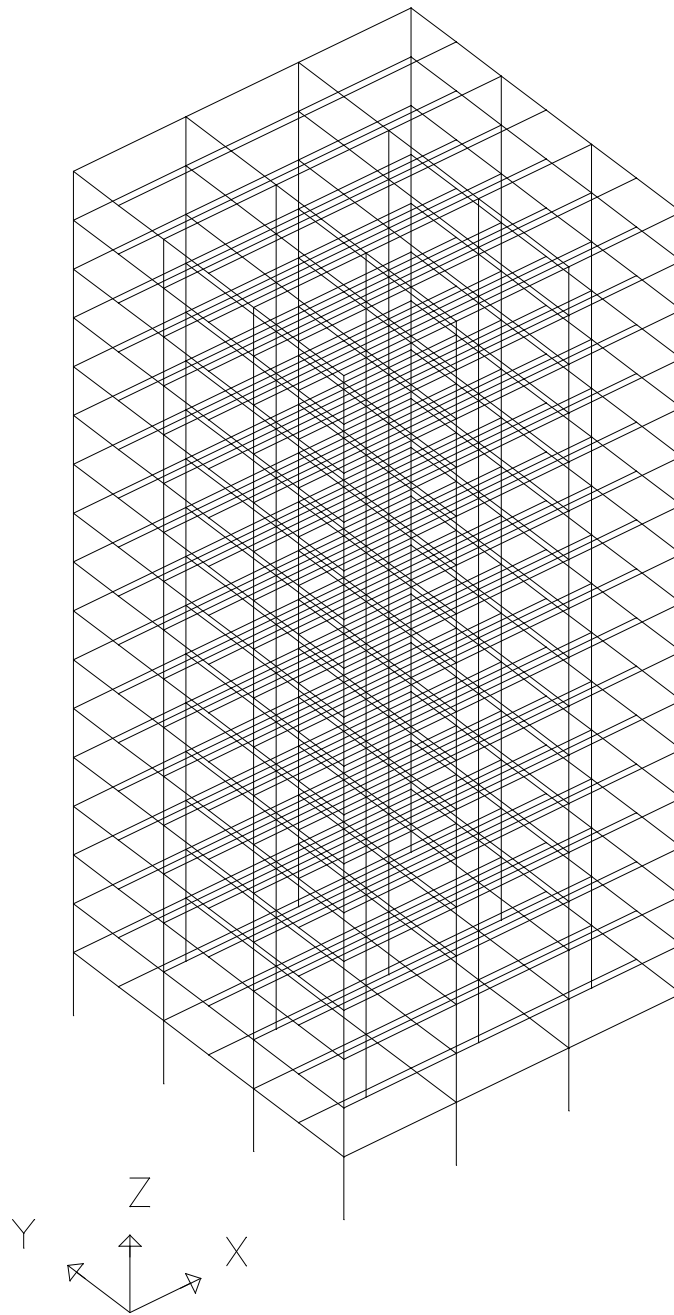


Fig 3.32 - Modelo matemático tridimensional de las estructuras de 17 niveles

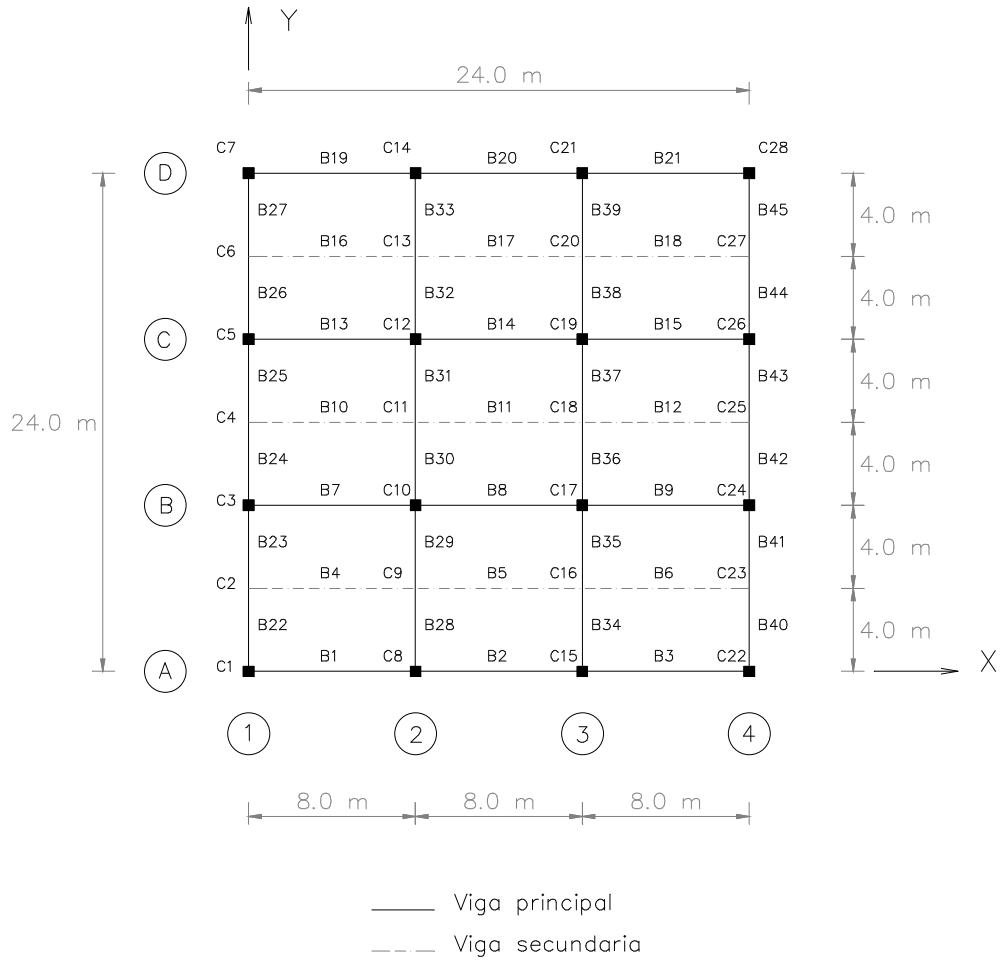


Fig 3.33 - Planta tipo con ubicación de vigas e hileras de columnas del modelo matemático tridimensional, edificios de 7 y 17 niveles


Fig 3.34 - Eje 2, estructuras de 17 niveles



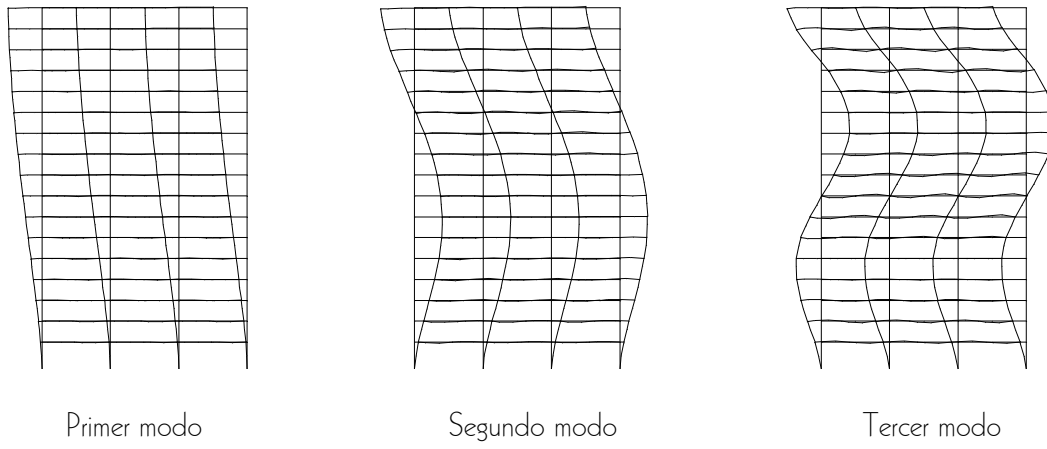


Fig 3.35 - Formas modales de vibración de traslación, estructura de 17, diseño de zonas sísmicas II y III

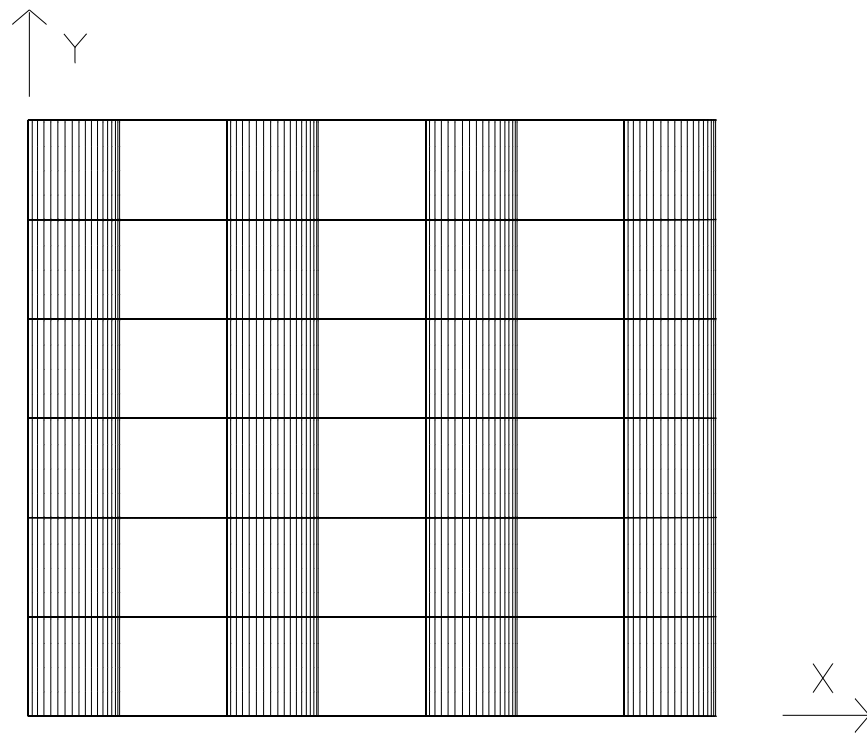


Fig 3.36 - Vista en planta de la deformada del modo fundamental de vibración en dirección X, estructura de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III

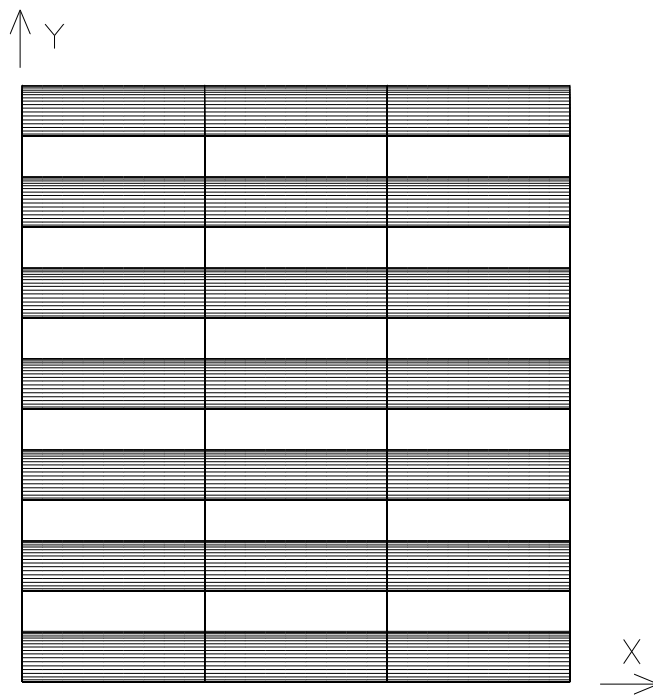


Fig 3.37 - Vista en planta de la deformada del modo fundamental de vibración en dirección **Y**, estructura de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III

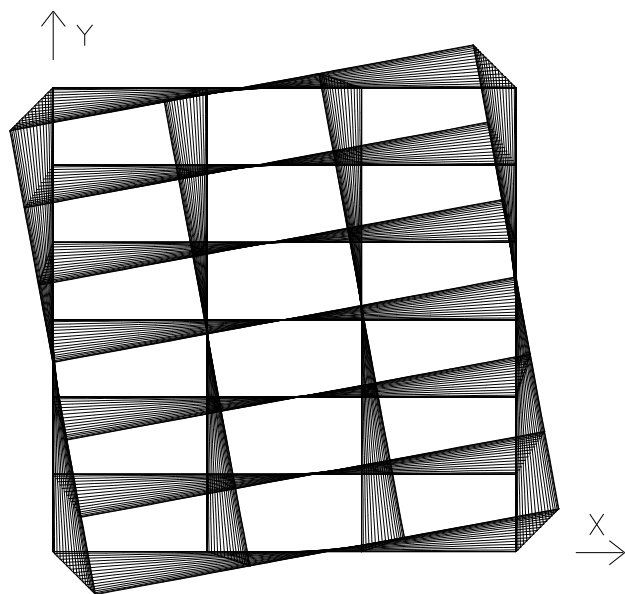


Fig 3.38 - Vista en planta de la deformada del modo fundamental de vibración en torsión, estructura de 17 niveles, diseño de zonas sísmicas II y III

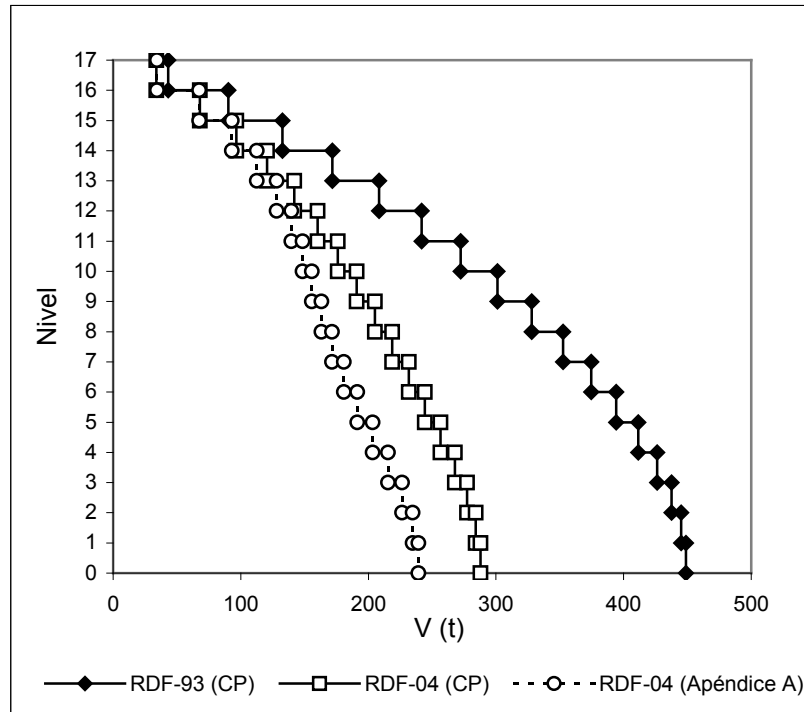


Fig 3.39 – Fuerzas cortantes de entrepiso del edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica II (RDF-93 y RDF-04)

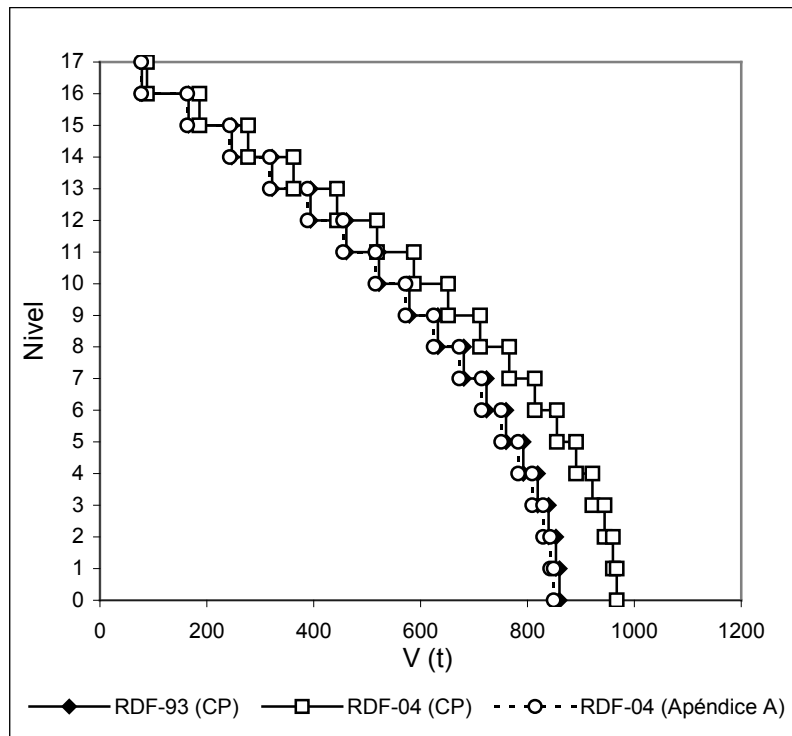


Fig 3.40 – Fuerzas cortantes de entrepiso del edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica III (RDF-93 y RDF-04)

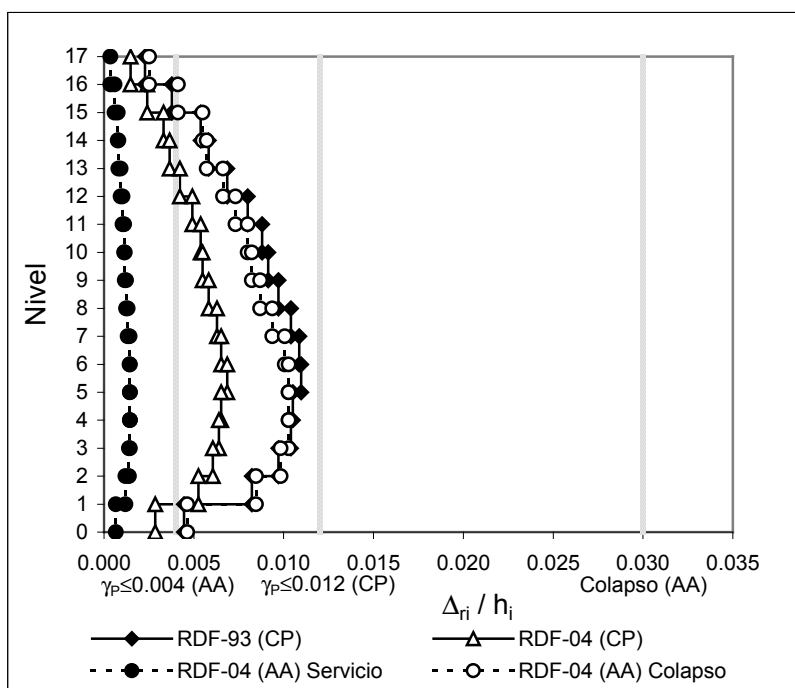


Fig 3.41 – Comparación de relaciones  $\Delta_{ri} / h_i$  del edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica II (RDF-93 y RDF-04)

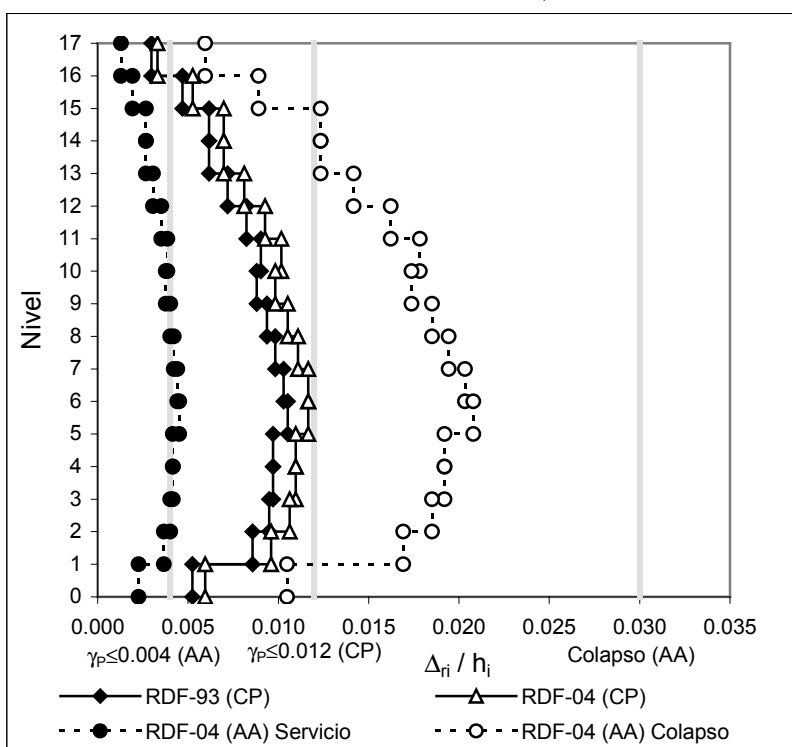


Fig 3.42 – Comparación de relaciones  $\Delta_{ri} / h_i$  del edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica III (RDF-93 y RDF-04)

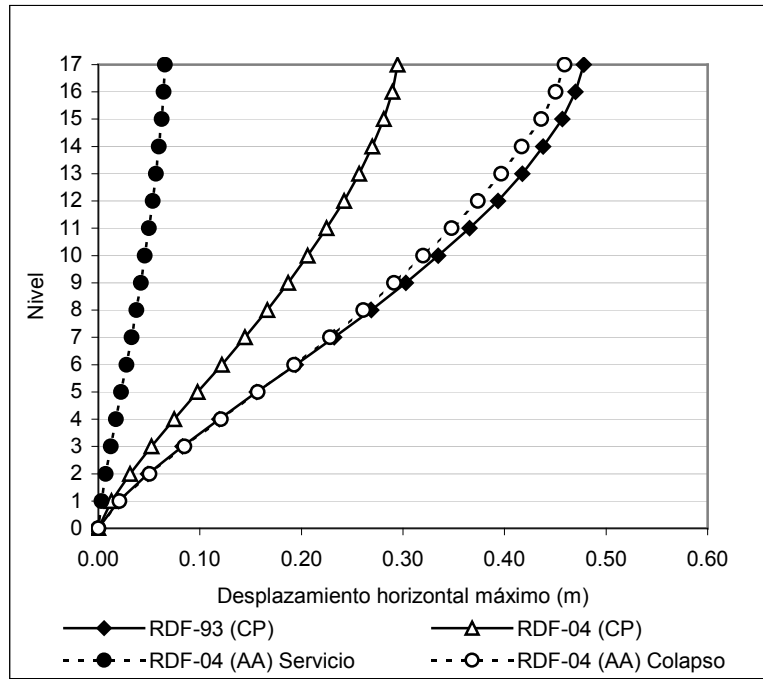


Fig 3.43 – Comparación de desplazamientos horizontales máximos del edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica II (RDF-93 y RDF-04)

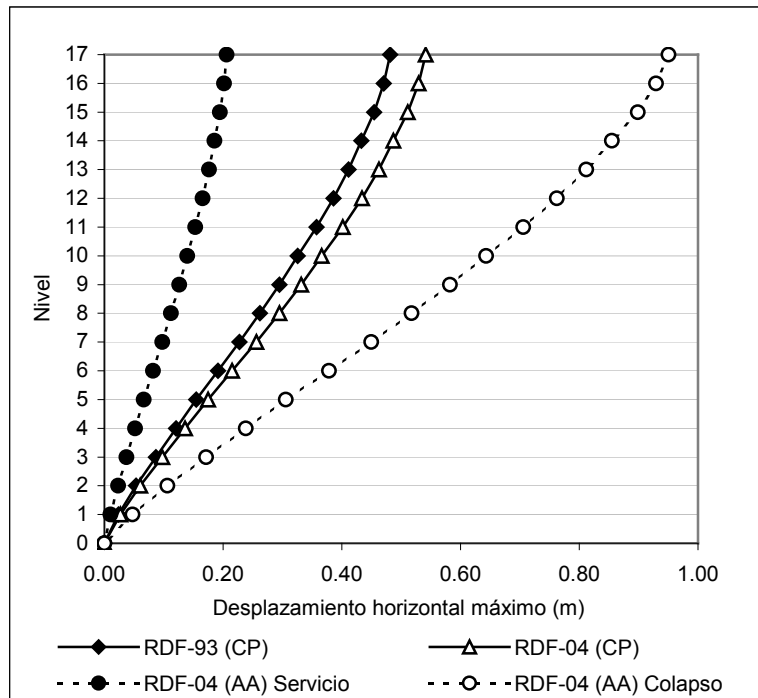


Fig 3.44 – Comparación de desplazamientos horizontales máximos del edificio de 17 niveles, diseño de zona sísmica III (RDF-93 y RDF-04)

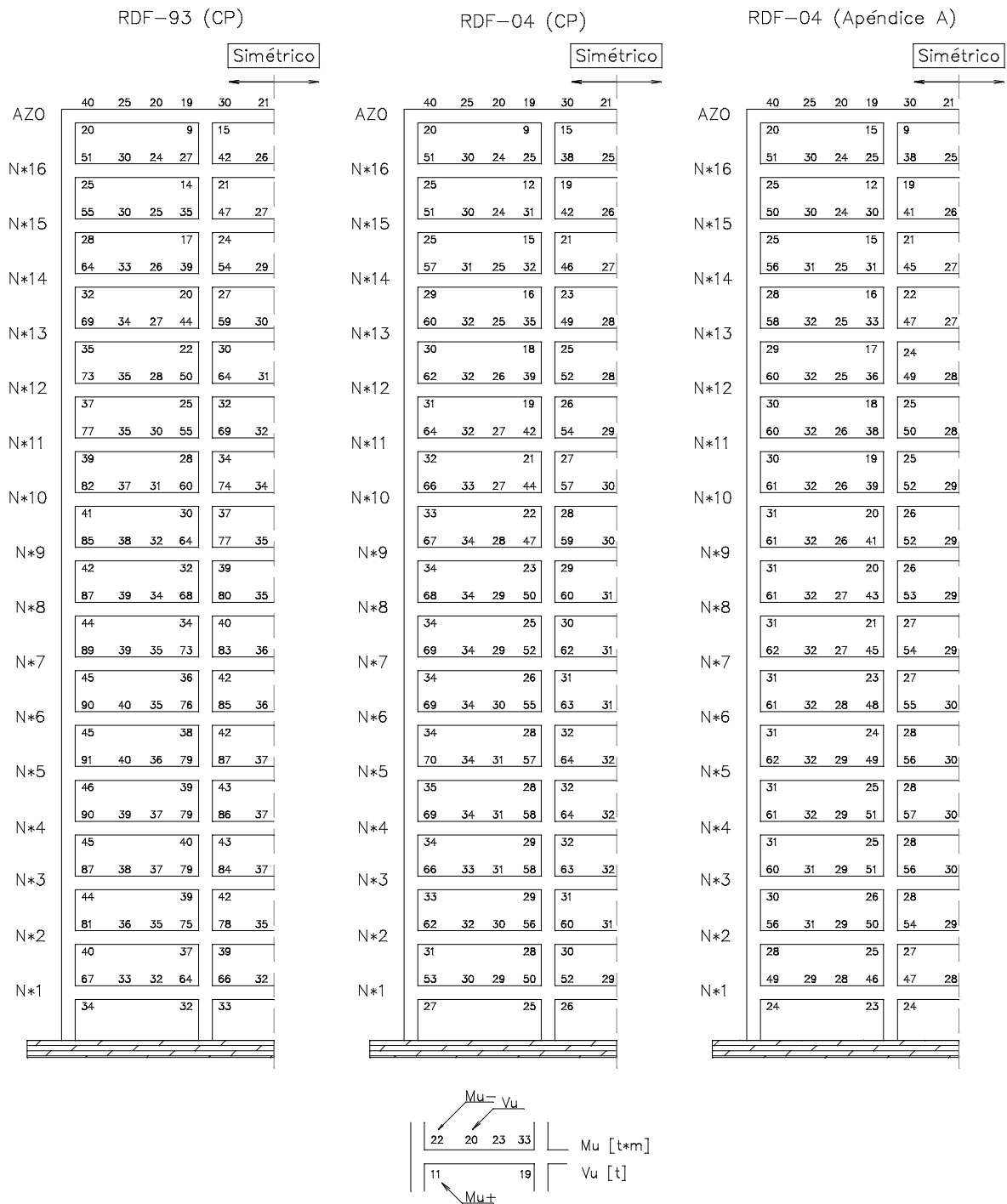


Fig 3.45 - Comparación de elementos mecánicos últimos de los extremos de las vigas del eje 2 de la estructura diseñada en zona II, espectros sísmicos de diseño del RDF-93 y RDF-04

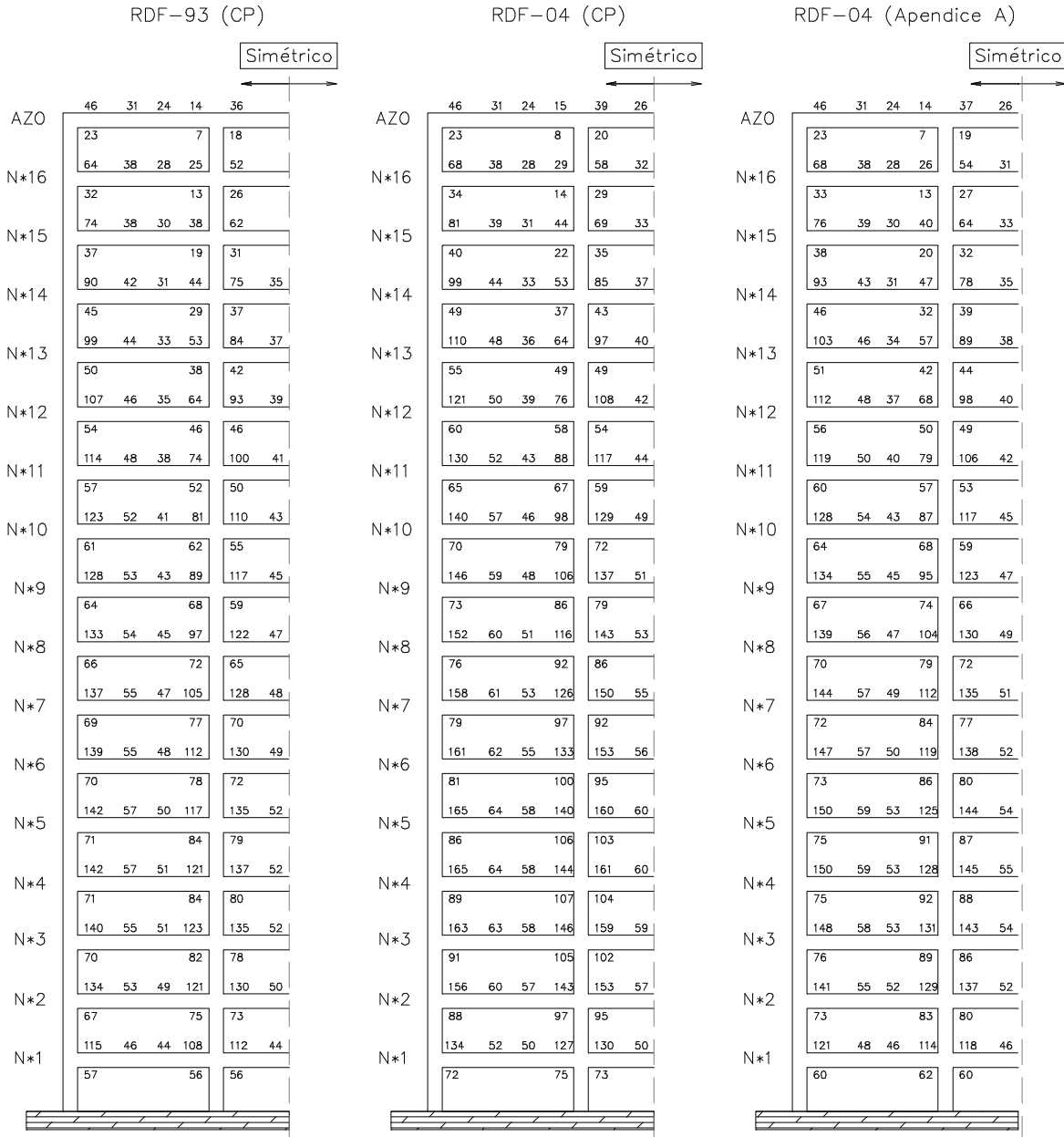


Fig 3.46 - Comparación de elementos mecánicos últimos de los extremos de las vigas del eje 2 de la estructura diseñada en zona III, sísmicos de diseño del RDF-93 y RDF-04

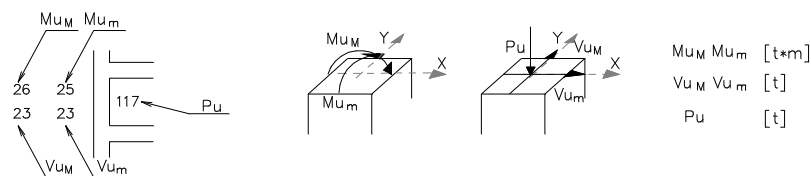
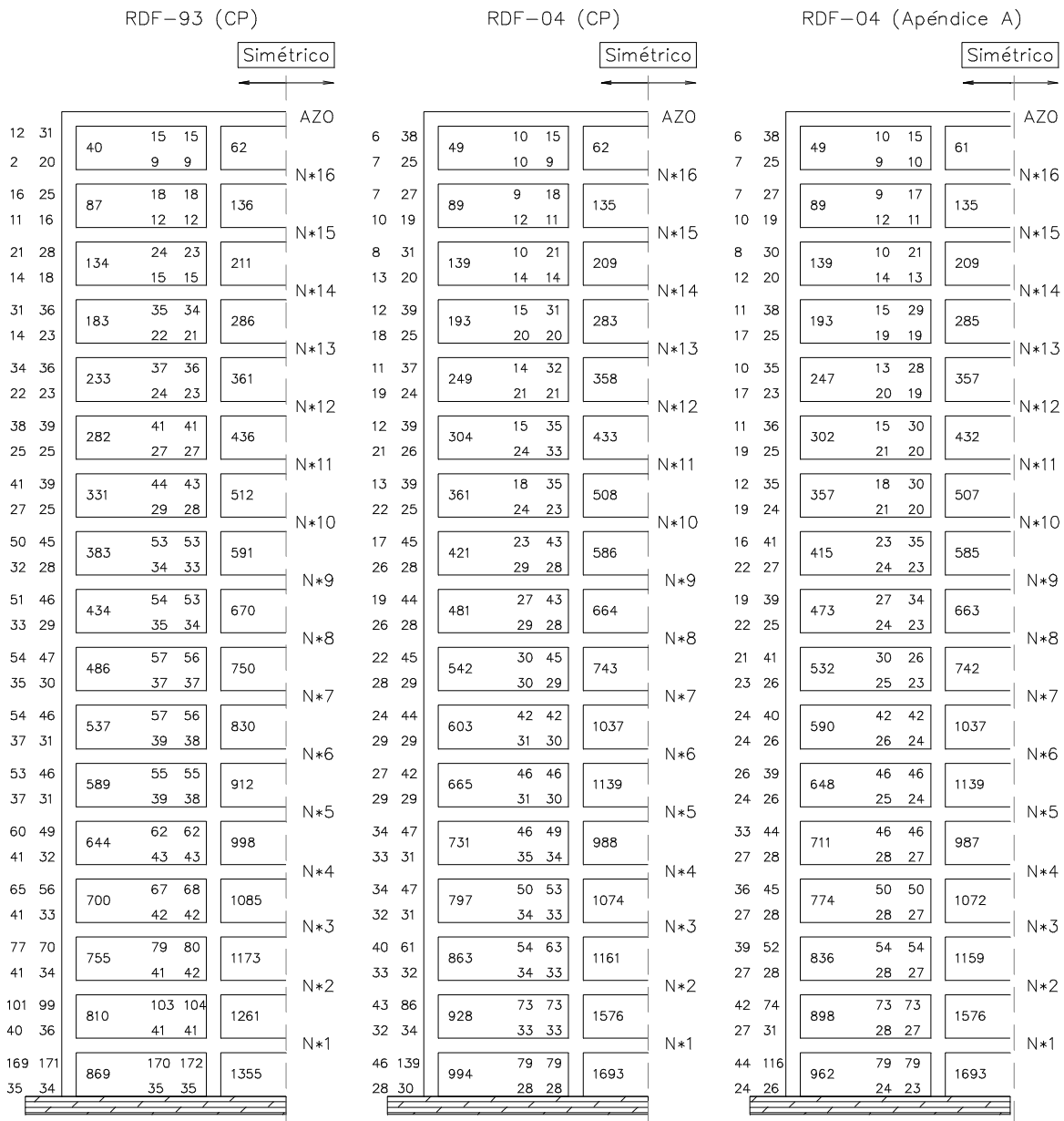


Fig 3.47 - Comparación de elementos mecánicos de las columnas del eje 2 de la estructura diseñada en zona II, espectros sísmicos de diseño del RDF-93 y RDF-04



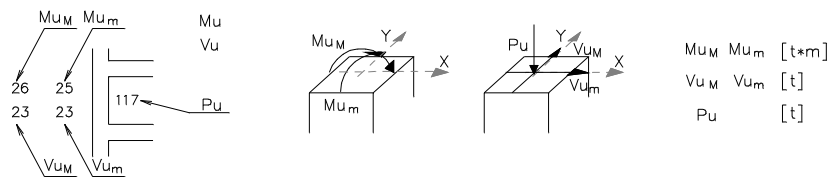
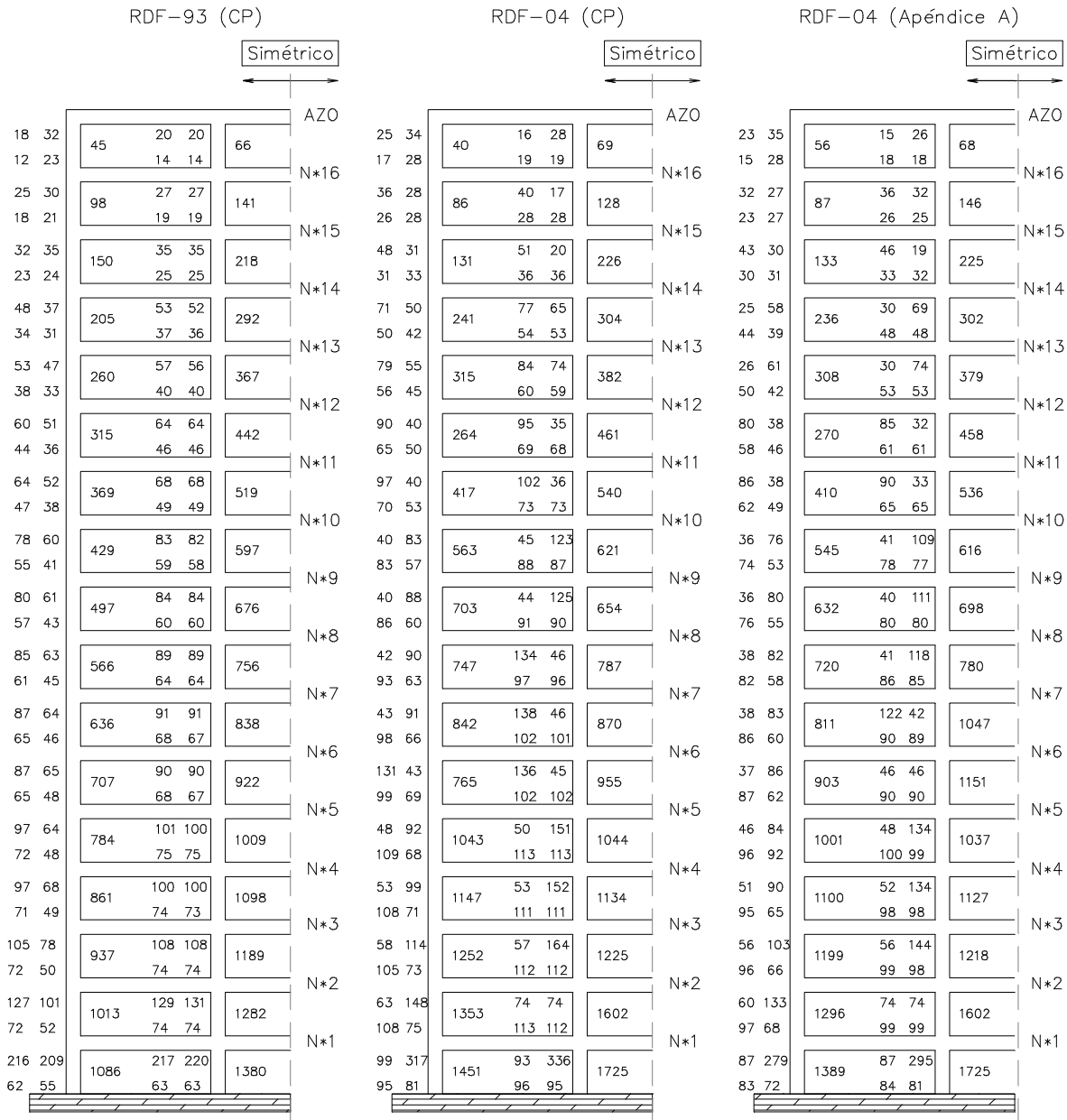


Fig 3.48 - Comparación de elementos mecánicos de las columnas del eje 2 de la estructura diseñada en zona III, sísmicos de diseño del RDF-93 y RDF-04

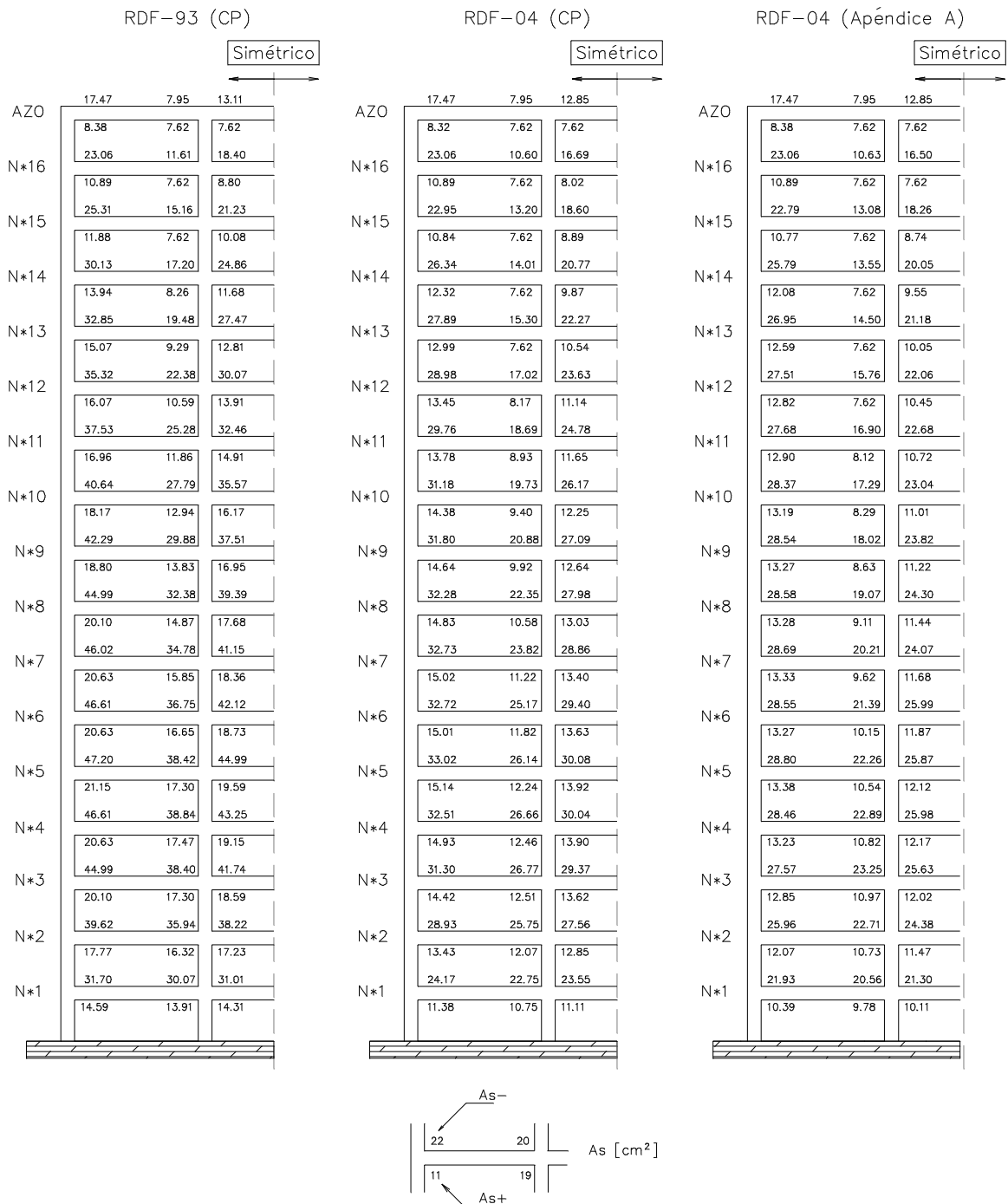


Fig 3.49 - Comparación de áreas de acero de refuerzo longitudinal de los extremos de las vigas del eje 2 de las estructuras diseñadas en zona II (RDF-93 y RDF-04)

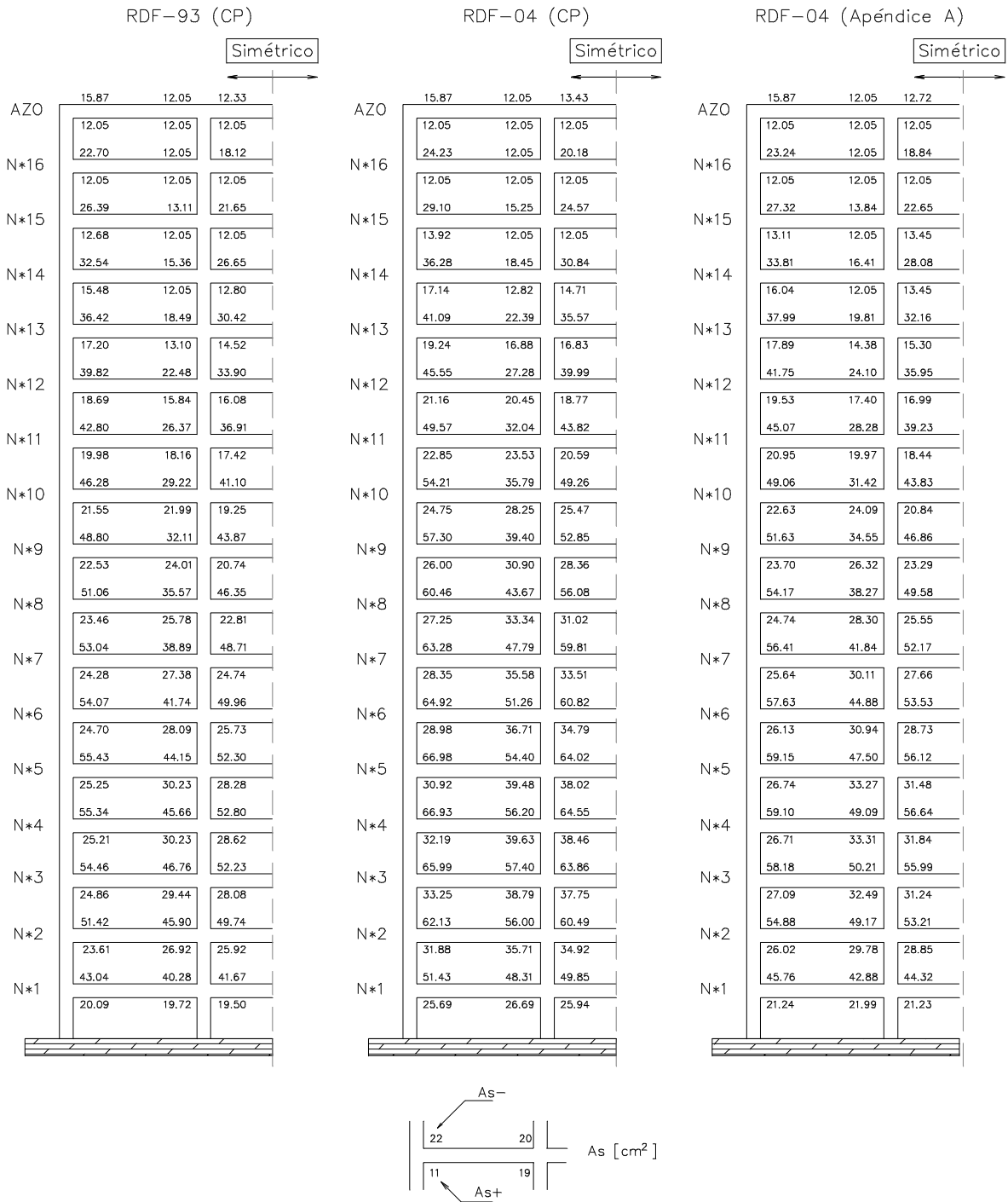


Fig 3.50 - Comparación de áreas de acero de refuerzo longitudinal de los extremos de las vigas del eje 2 de las estructuras diseñadas en zona III (RDF-93 y RDF-04)

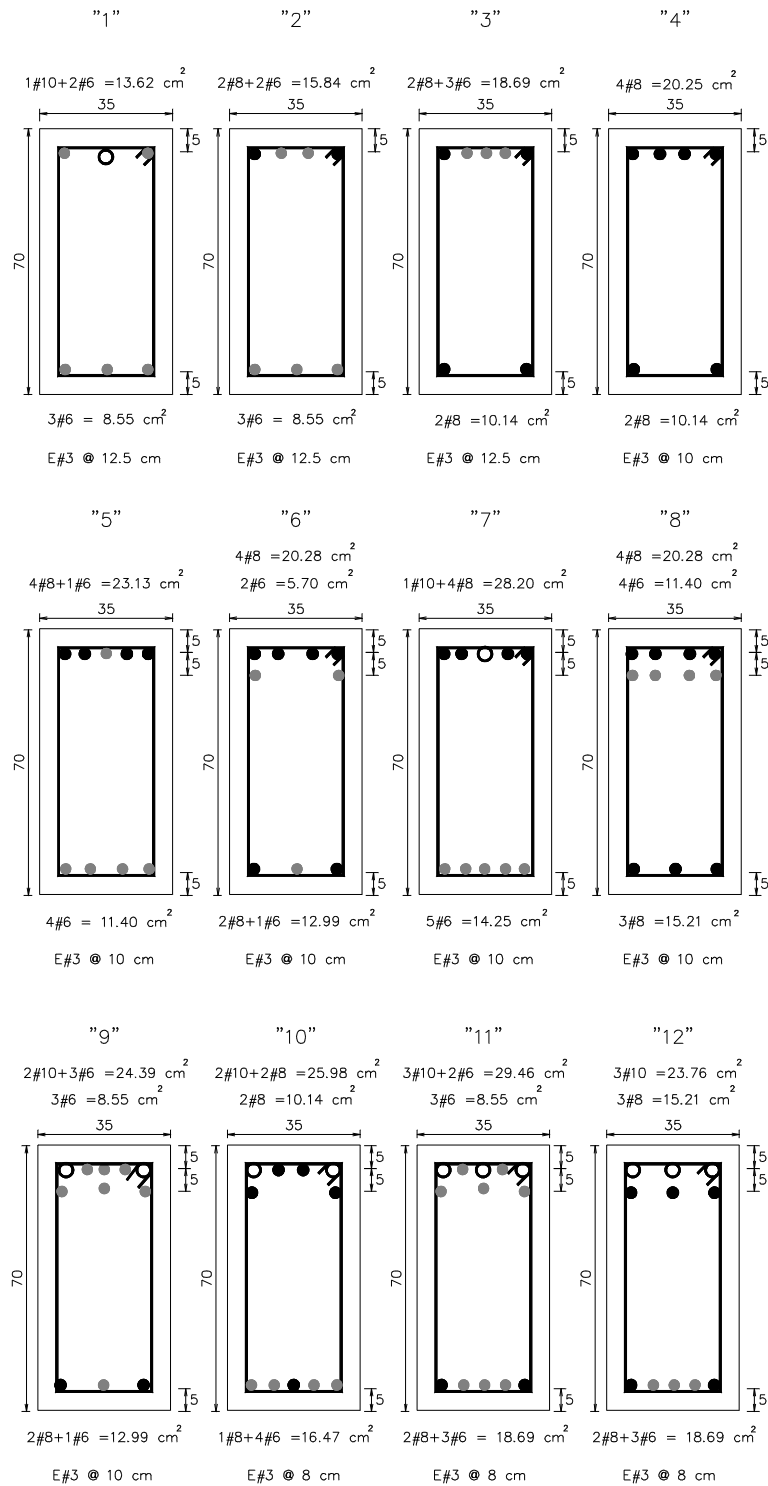


Fig 3.51a - Tipos de armados propuestos para los extremos de las vigas del eje 2, estructuras de 17 niveles diseñadas en zona II (RDF-93 y RDF-04)

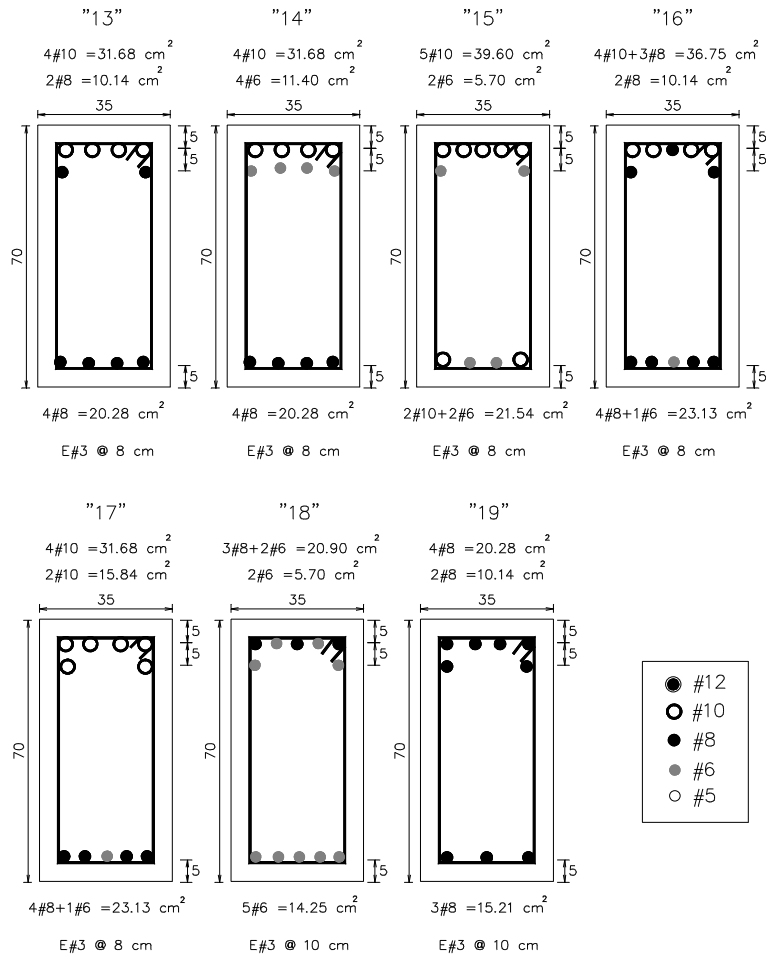


Fig 3.51b - Tipos de armados propuestos para los extremos de las vigas del eje 2, estructuras de 17 niveles diseñadas en zona II (RDF-93 y RDF-04)

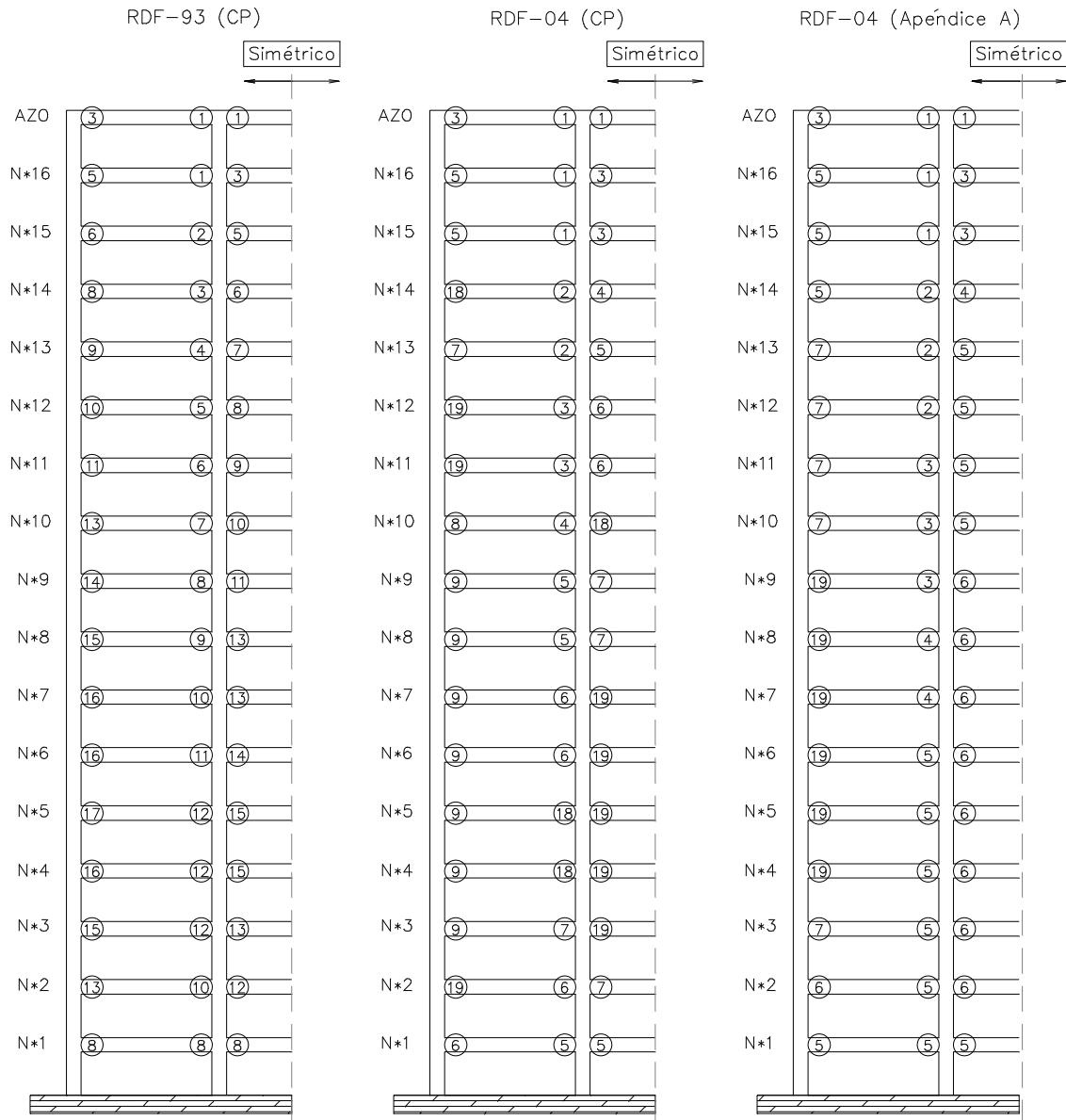


Fig 3.52 - Ubicación de los tipos de armados de los extremos de las vigas del eje 2, estructuras de 17 niveles, diseños en zona II (RDF-93 y RDF-04)

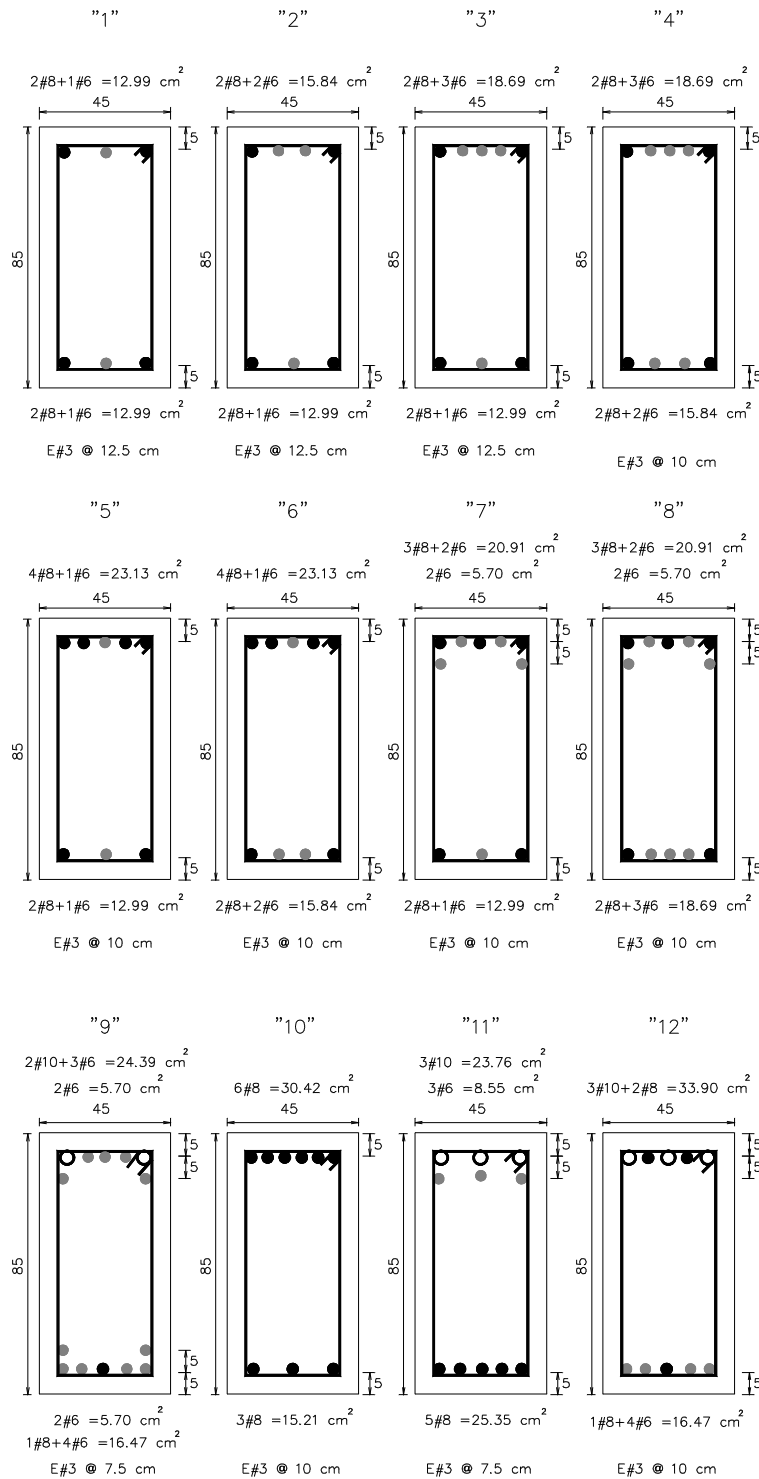


Fig 3.53a - Tipos de armados propuestos para los extremos de las vigas del eje 2, estructuras de 17 niveles diseñadas en zona III (RDF-93 y RDF-04)

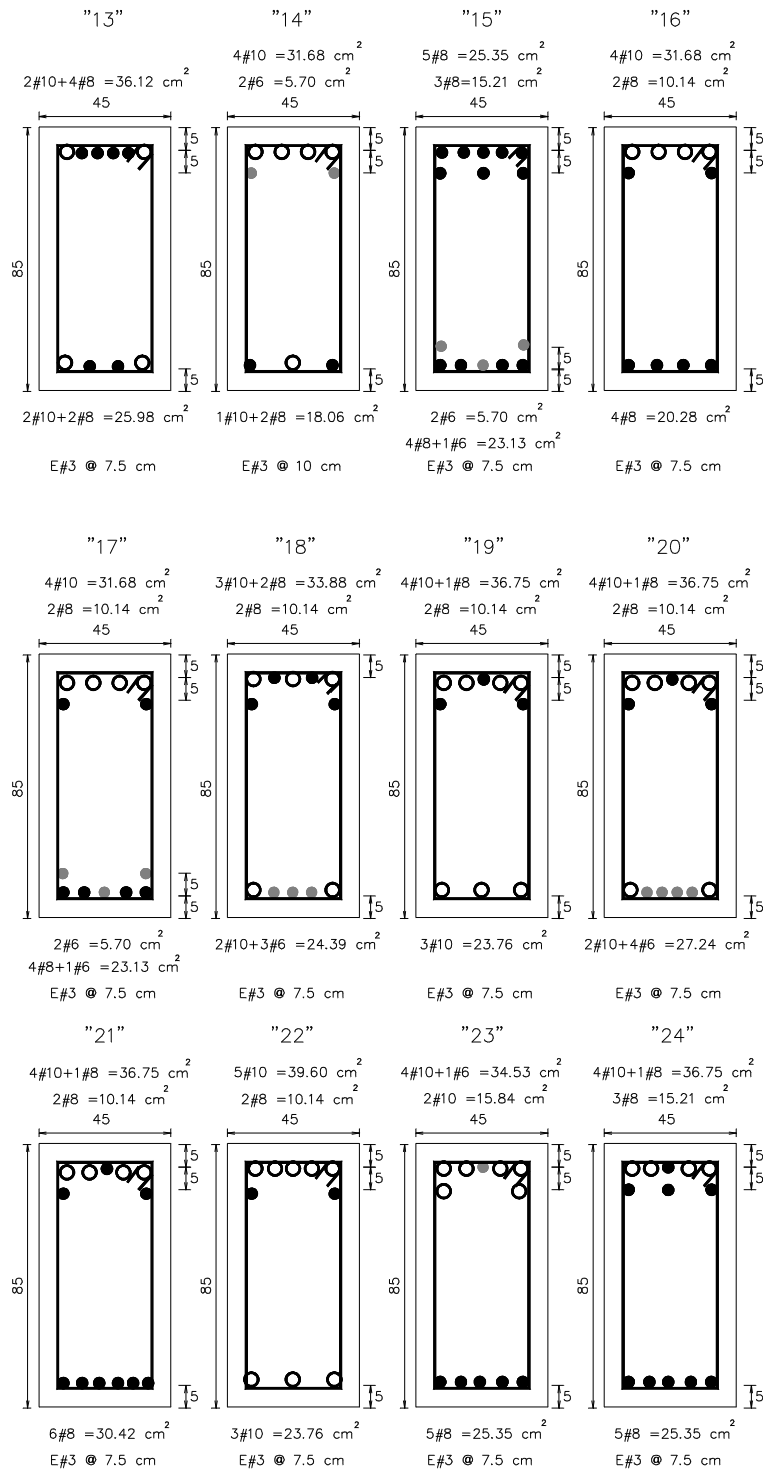


Fig 3.53b - Tipos de armados propuestos para los extremos de las vigas del eje 2, estructuras de 17 niveles diseñadas en zona III (RDF-93 y RDF-04)



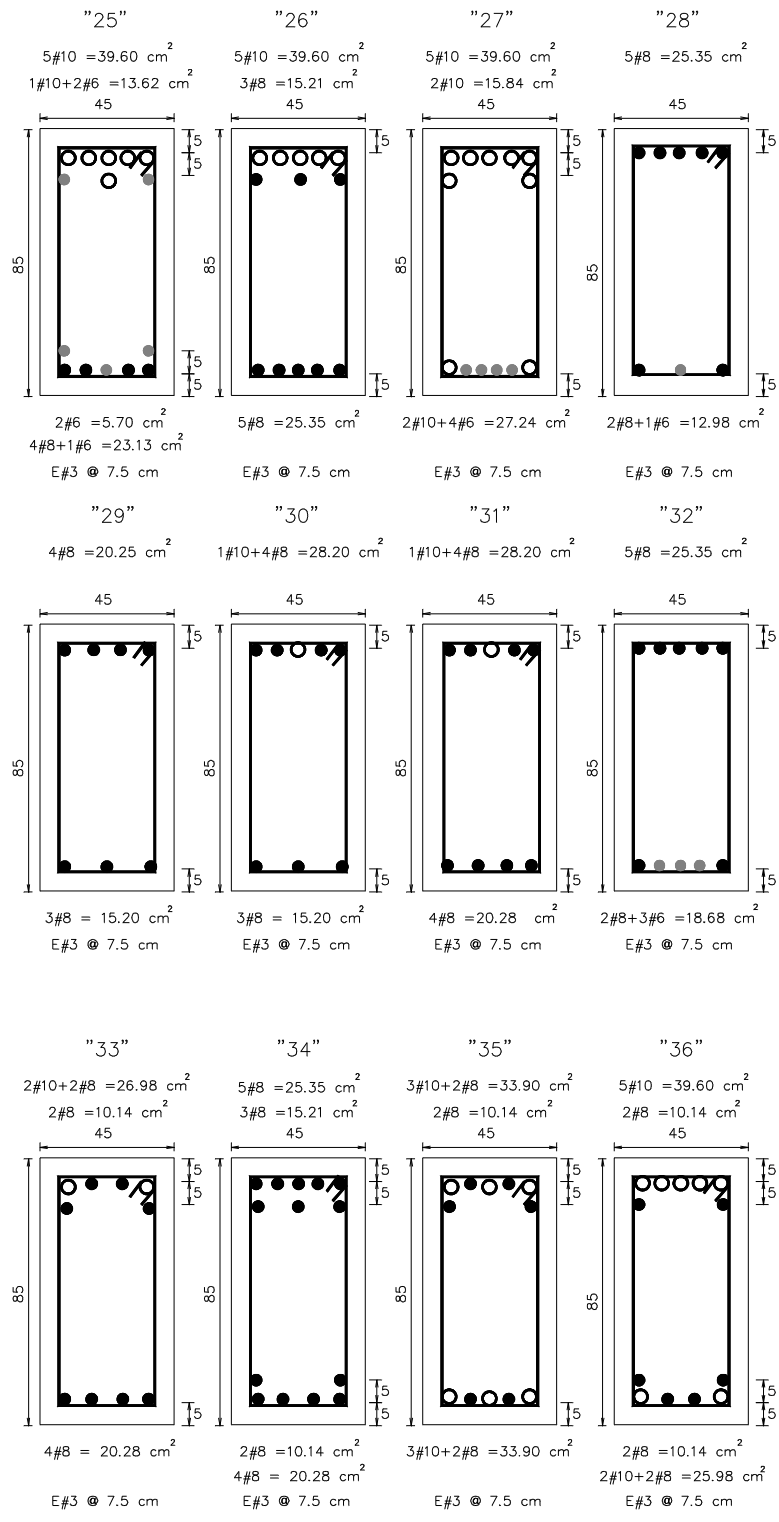


Fig 3.53c - Tipos de armados propuestos para los extremos de las vigas del eje 2, estructuras de 17 niveles diseñadas en zona III (RDF-93 y RDF-04)

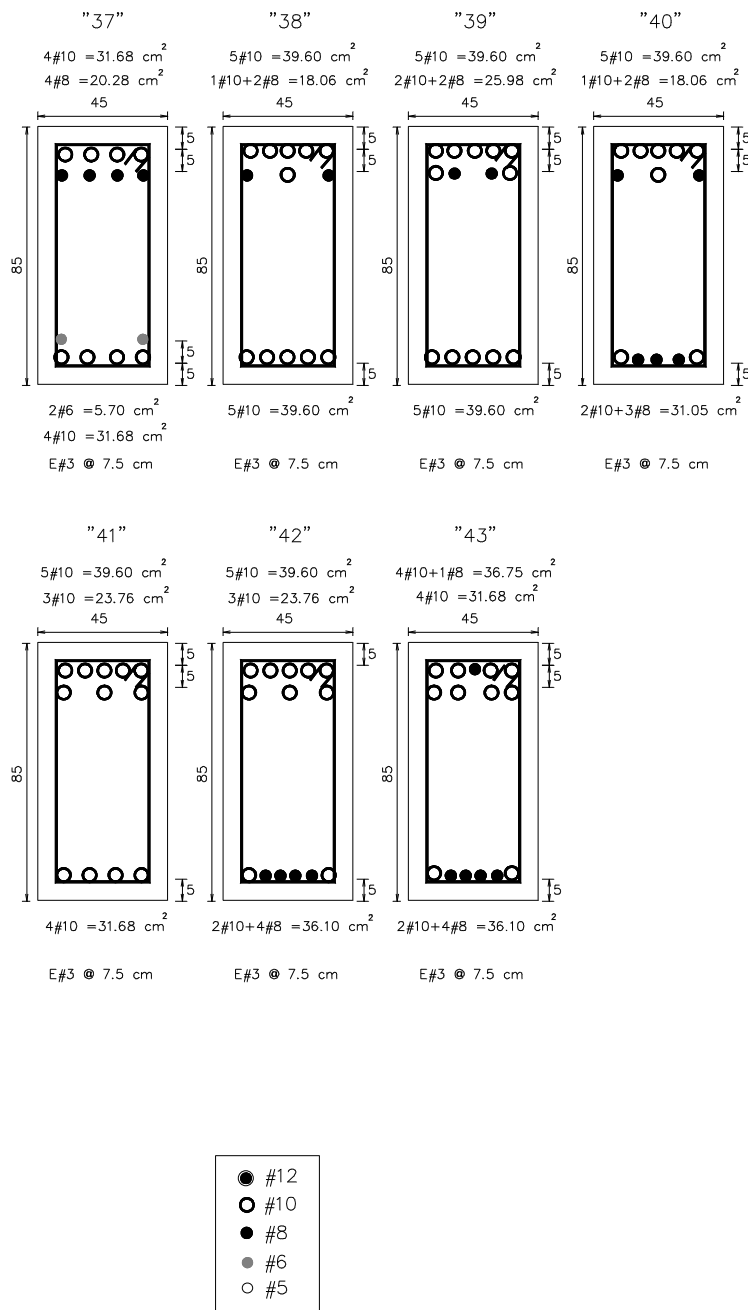


Fig 3.53d - Tipos de armados propuestos para los extremos de las vigas del eje 2, estructuras de 17 niveles diseñadas en zona III (RDF-93 y RDF-04)

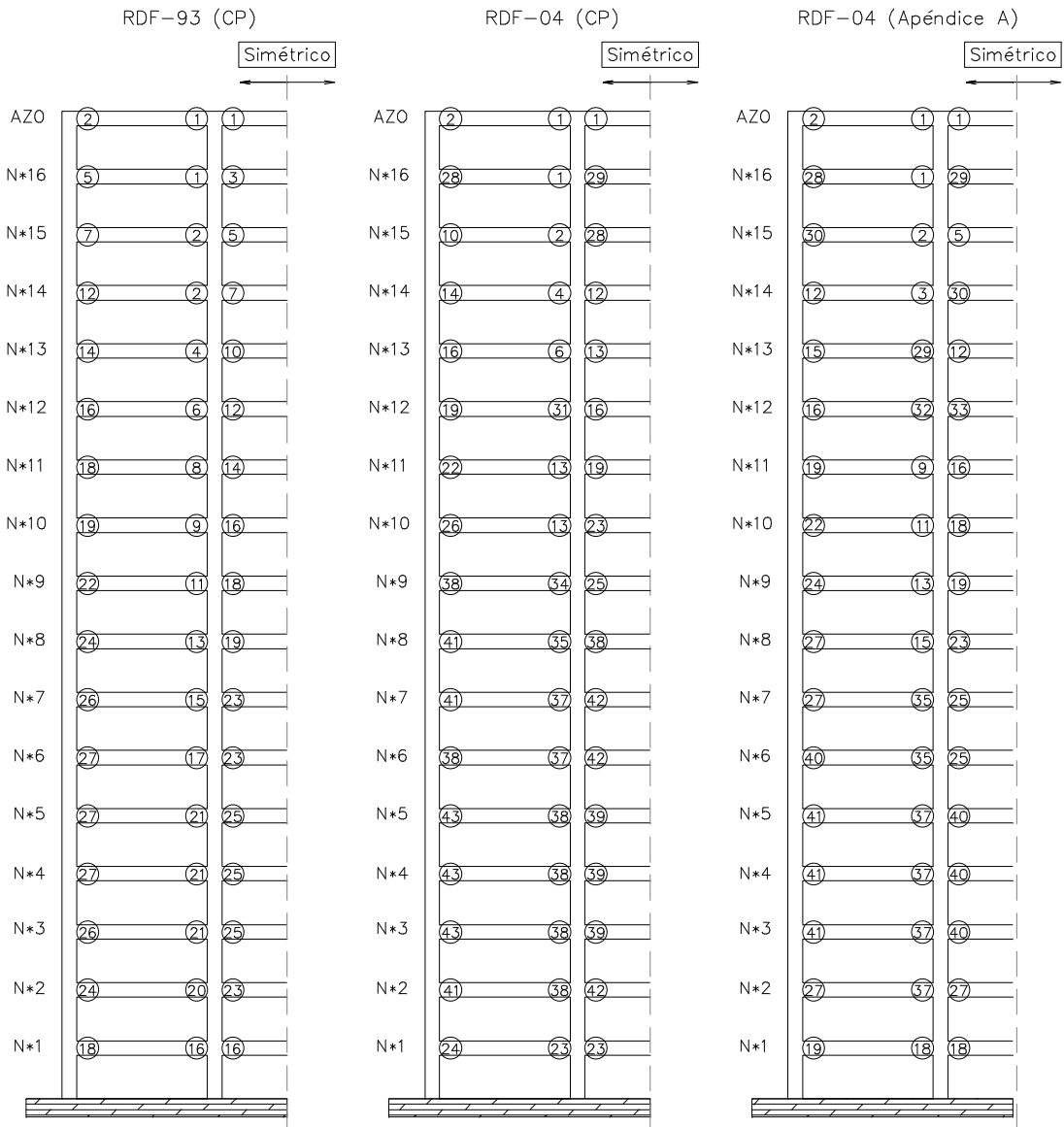


Fig 3.54 - Ubicación de los tipos de armados de los extremos de las vigas del eje 2, estructuras de 17 niveles, diseños en zona III (RDF-93 y RDF-04)

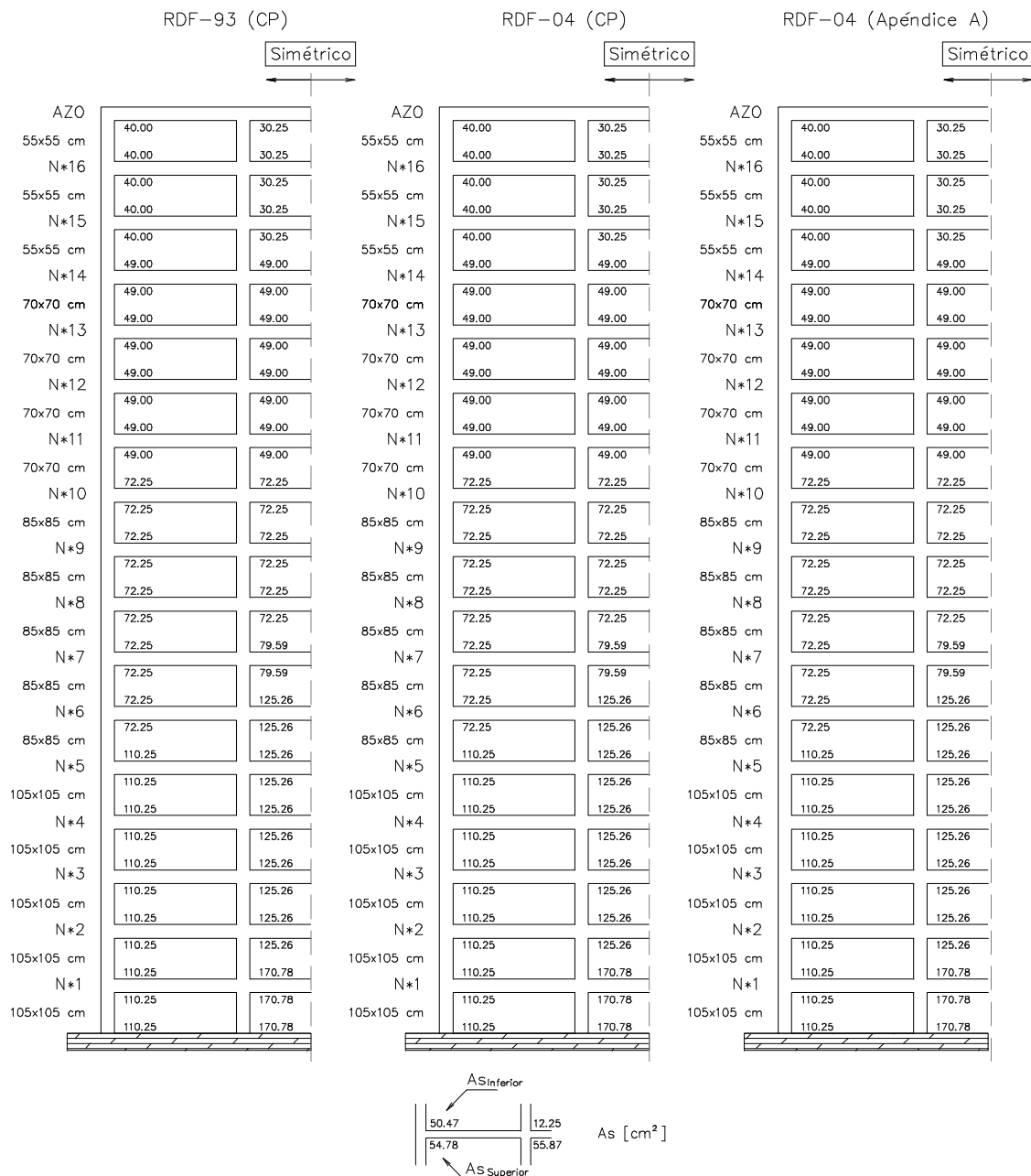


Fig 3.55 - Comparación de áreas de acero de refuerzo longitudinal de las columnas del eje 2 de las estructuras diseñadas en zona II (RDF-93 y RDF-04)

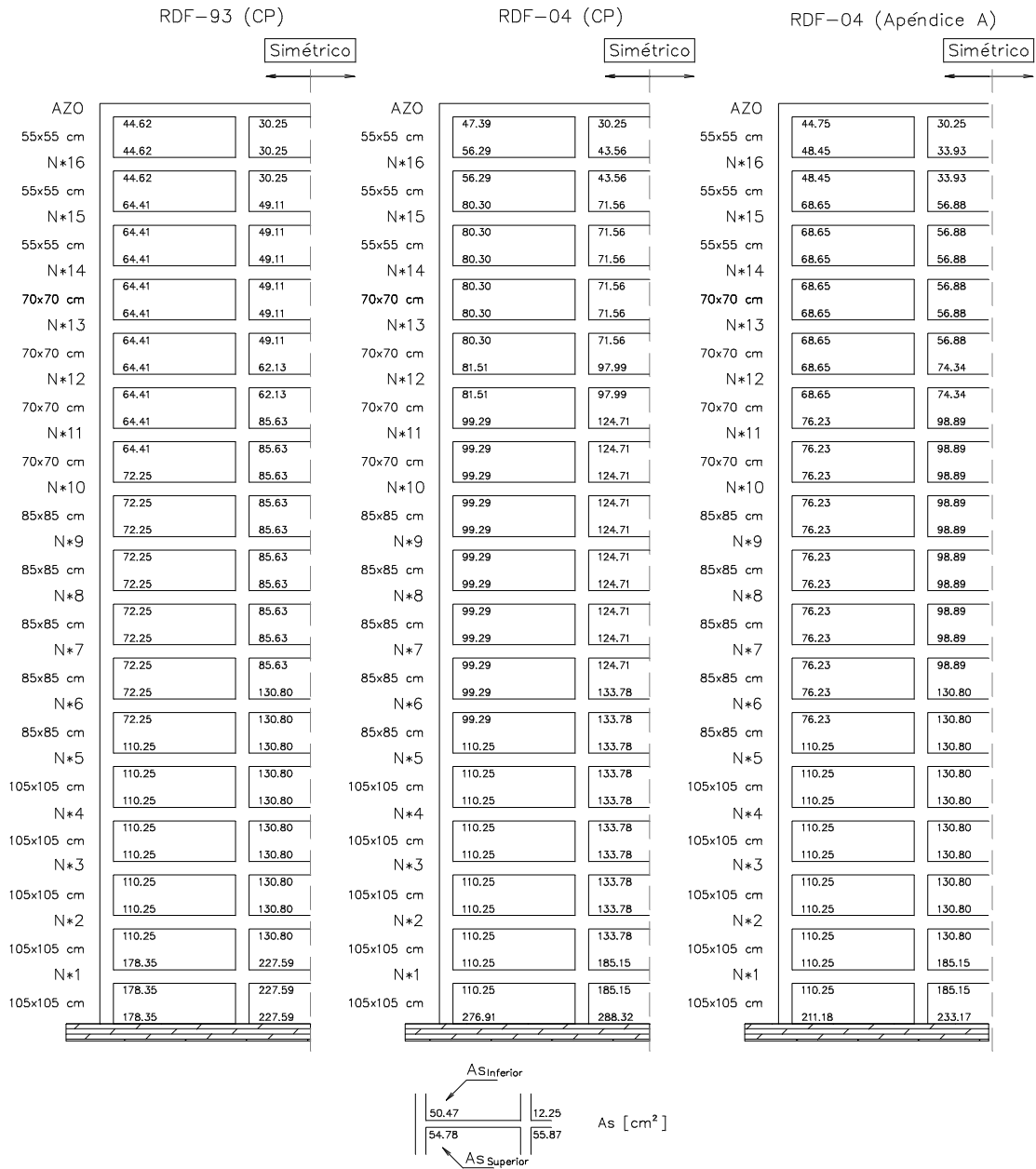


Fig 3.56 - Comparación de áreas de acero de refuerzo longitudinal de las columnas del eje 2 de las estructuras diseñadas en zona III (RDF-93 y RDF-04)

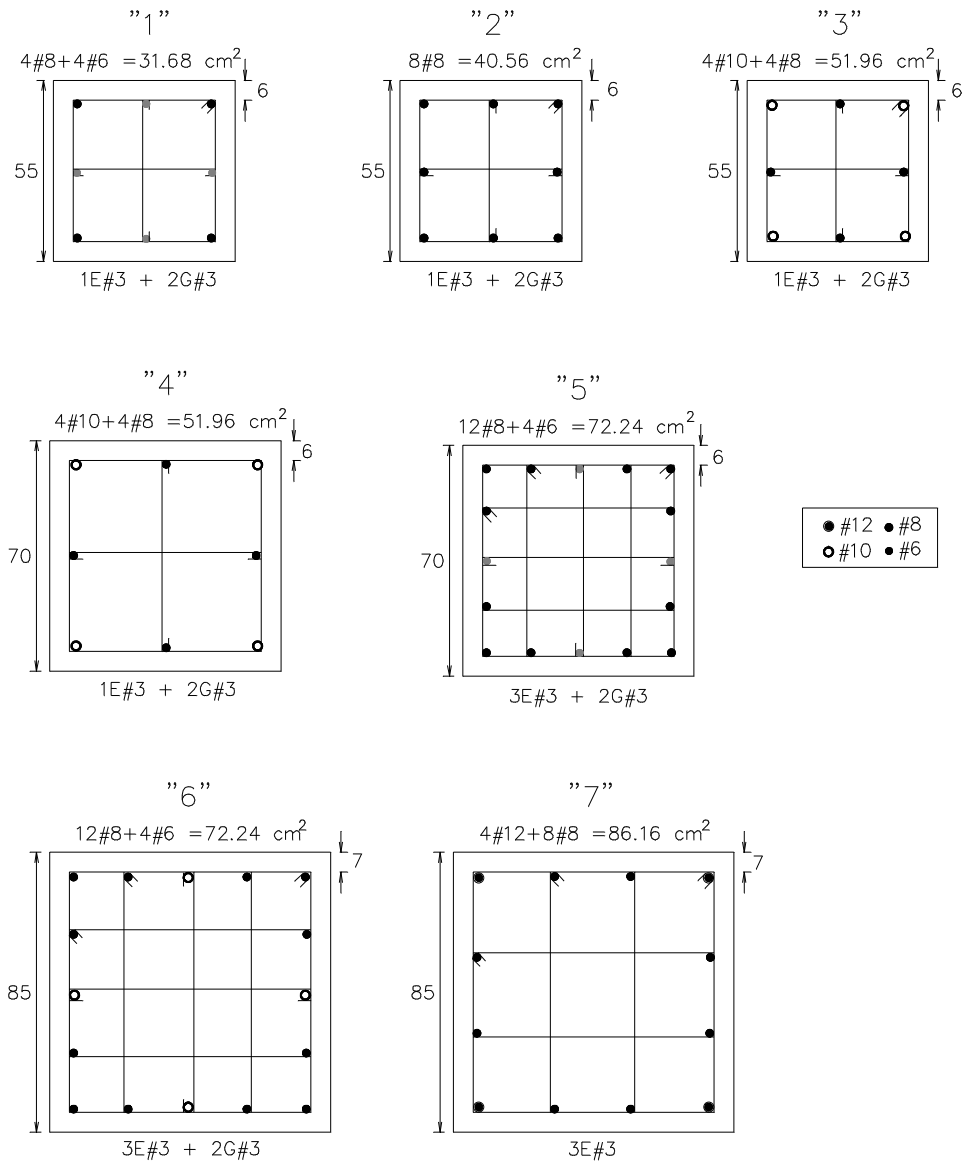


Fig 3.57a - Tipos de armados propuestos para las columnas del eje 2, estructuras de 17 niveles diseñadas en zona II (RDF-93 y RDF-04)

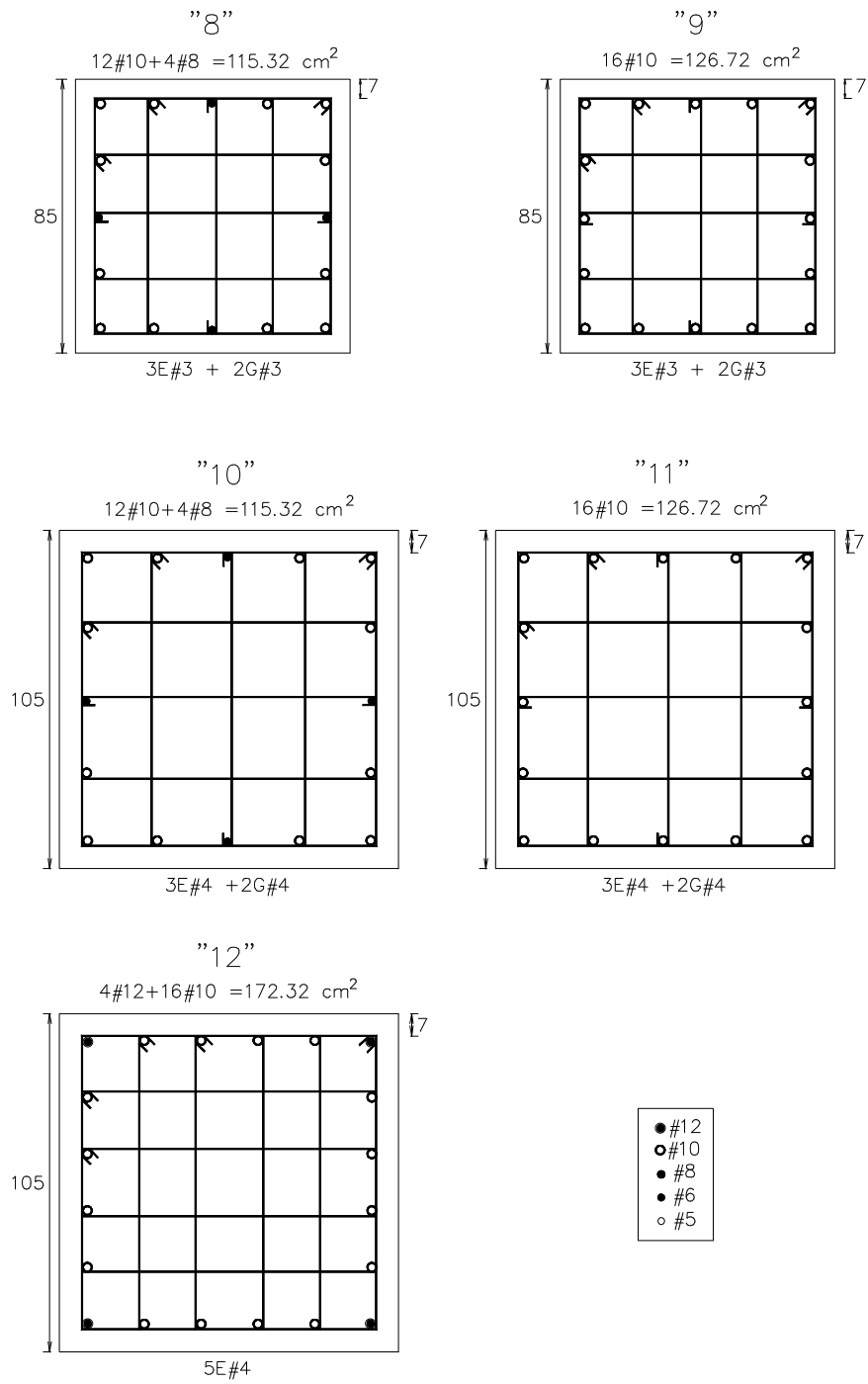


Fig 3.57b - Tipos de armados propuestos para las columnas del eje 2, estructuras de 17 niveles diseñadas en zona II (RDF-93 y RDF-04)

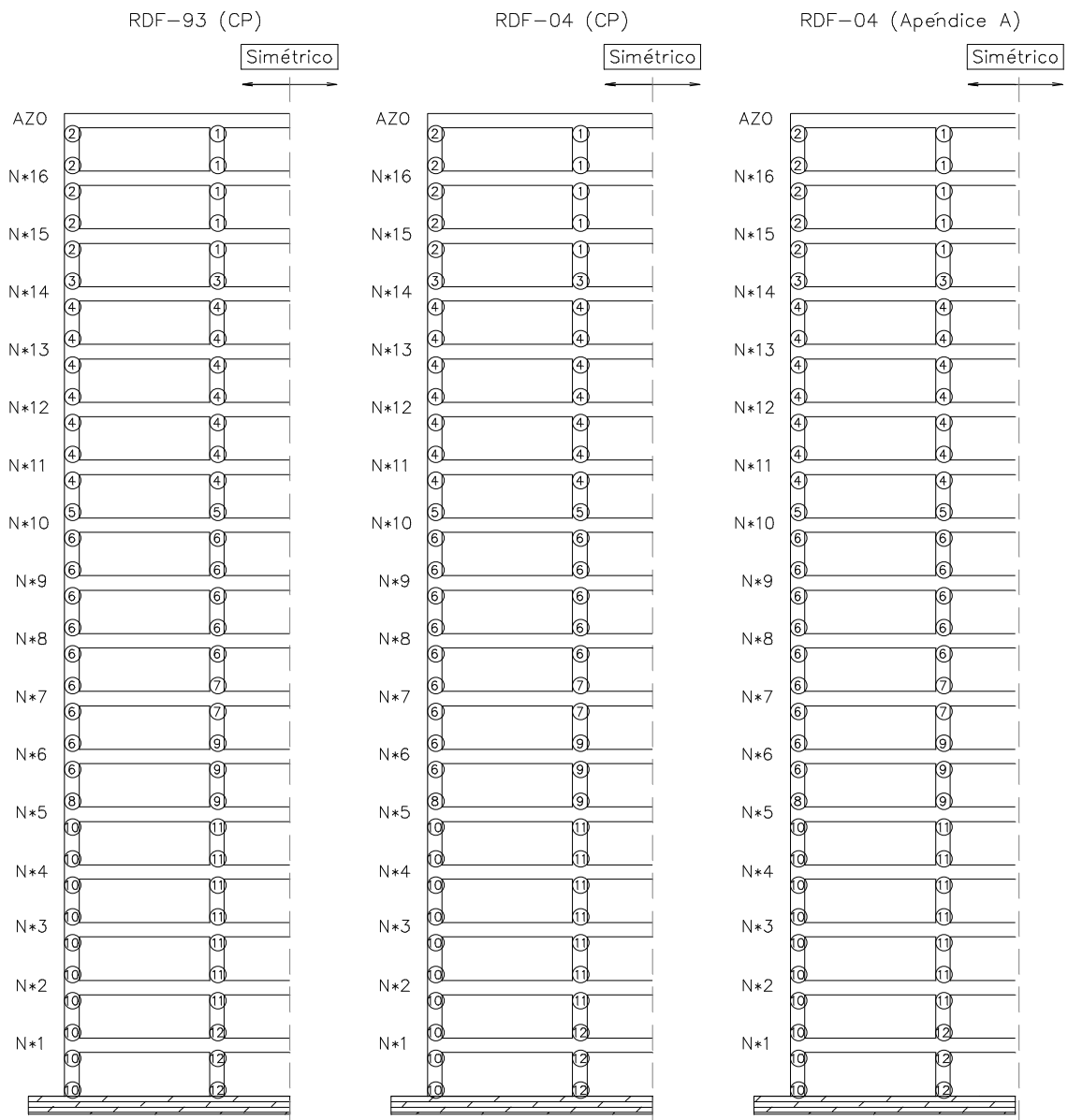


Fig 3.58 - Ubicación de los tipos de armados de columnas del eje 2, estructuras de 17 niveles, diseños en zona II (RDF-93 y RDF-04)



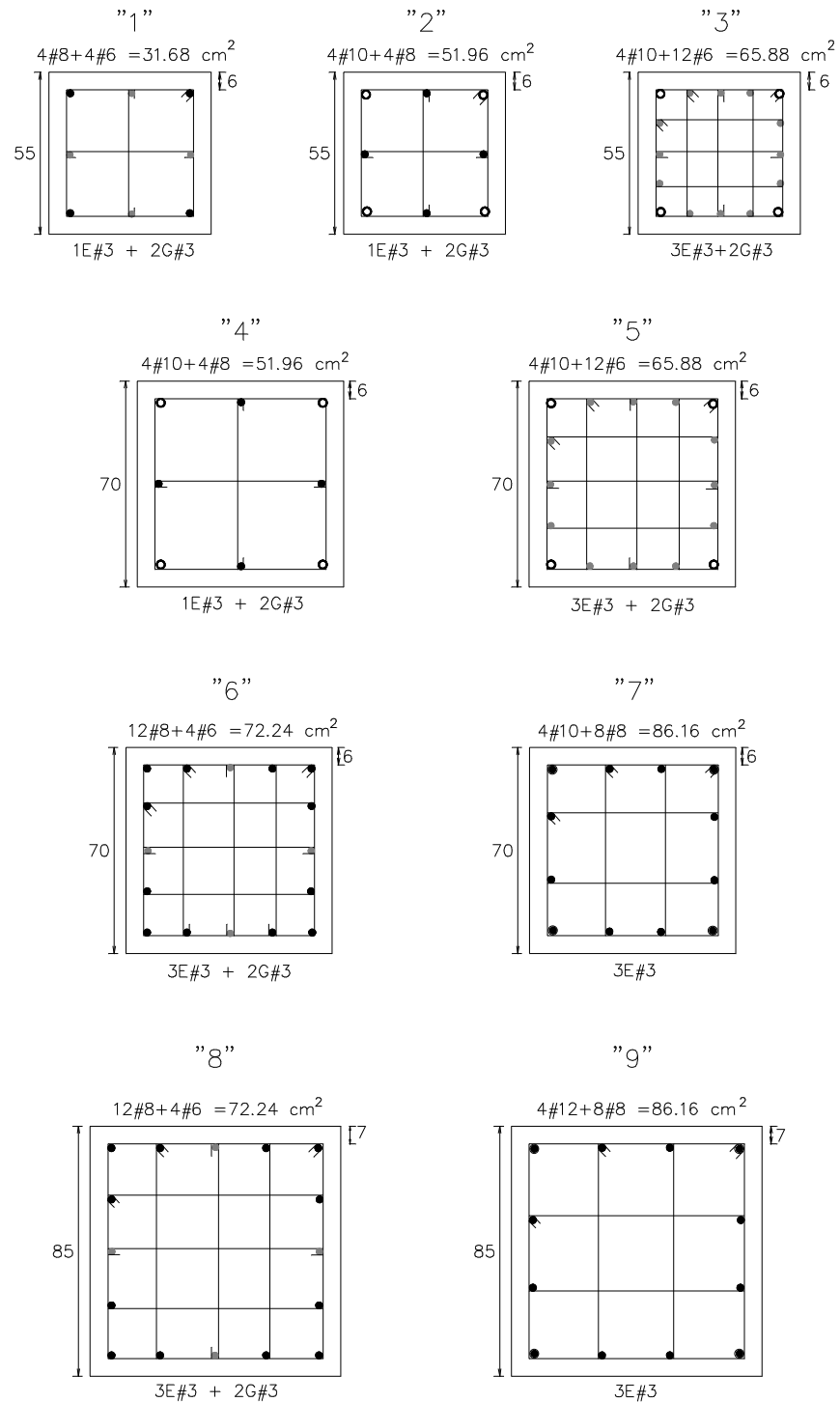


Fig 3.59a - Tipos de armados propuestos para las columnas del eje 2, estructuras de 17 niveles diseñadas en zona III (RDF-93 y RDF-04)

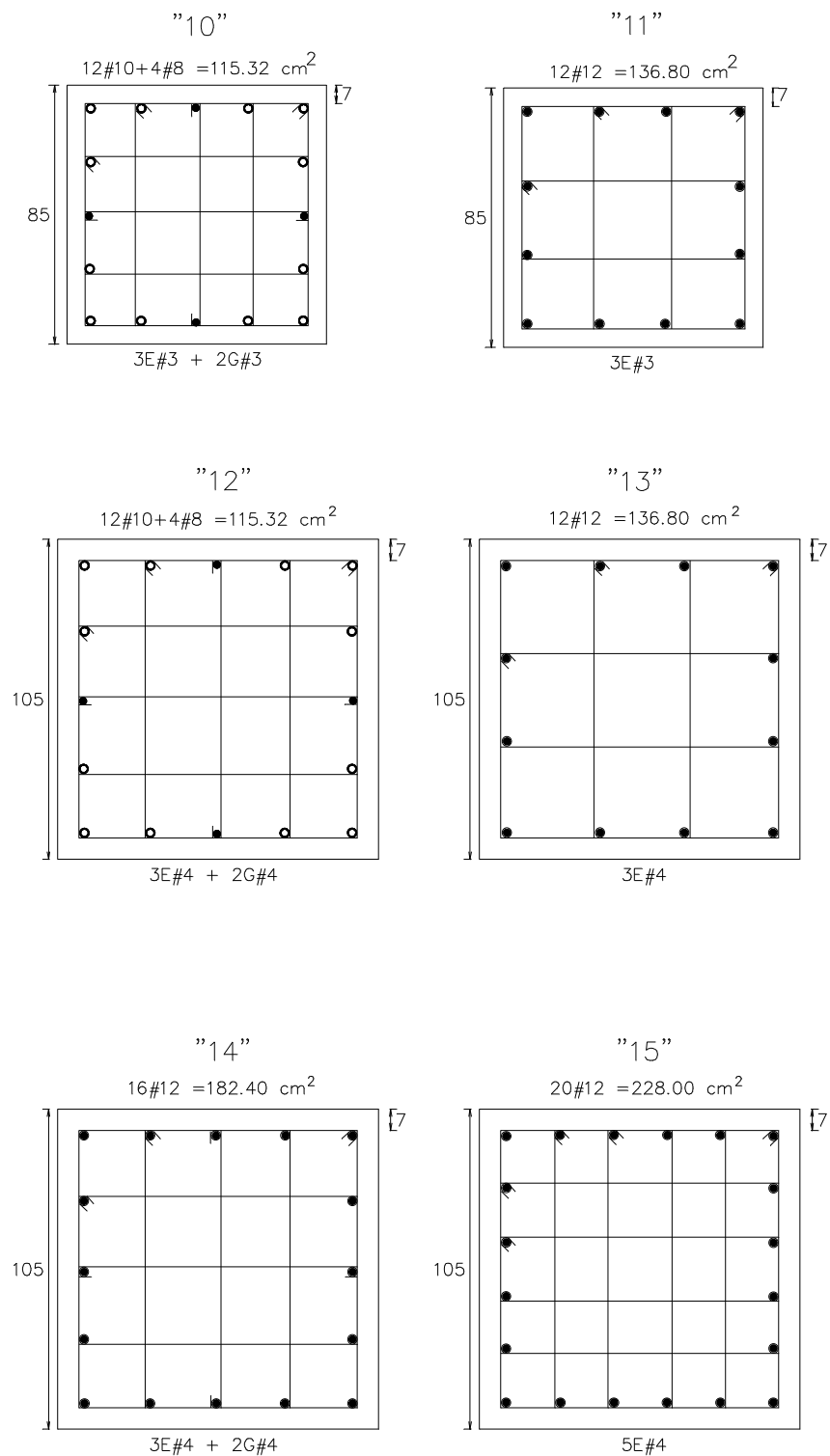


Fig 3.59b - Tipos de armados propuestos para las columnas del eje 2, estructuras de 17 niveles diseñadas en zona III (RDF-93 y RDF-04)

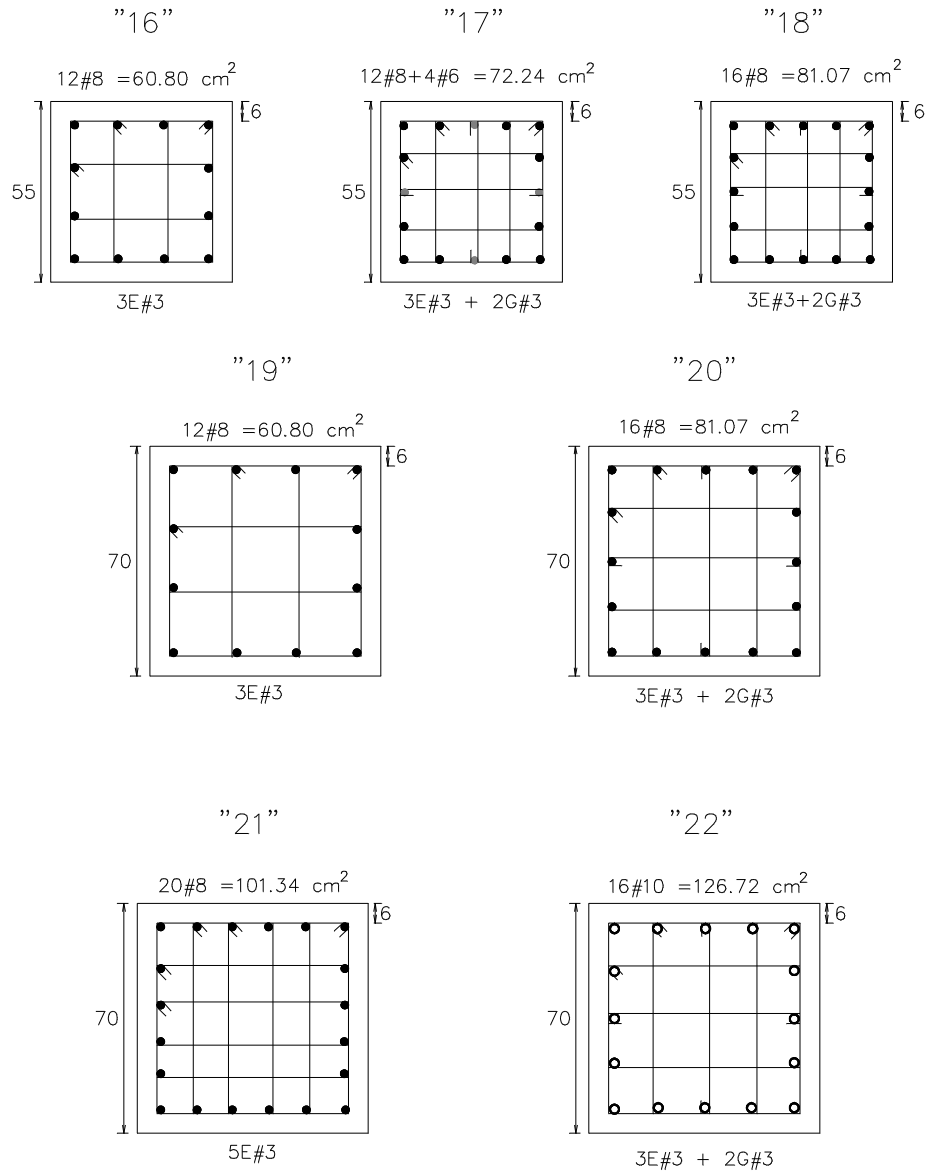


Fig 3.59c - Tipos de armados propuestos para las columnas del eje 2, estructuras de 17 niveles diseñadas en zona III (RDF-93 y RDF-04)

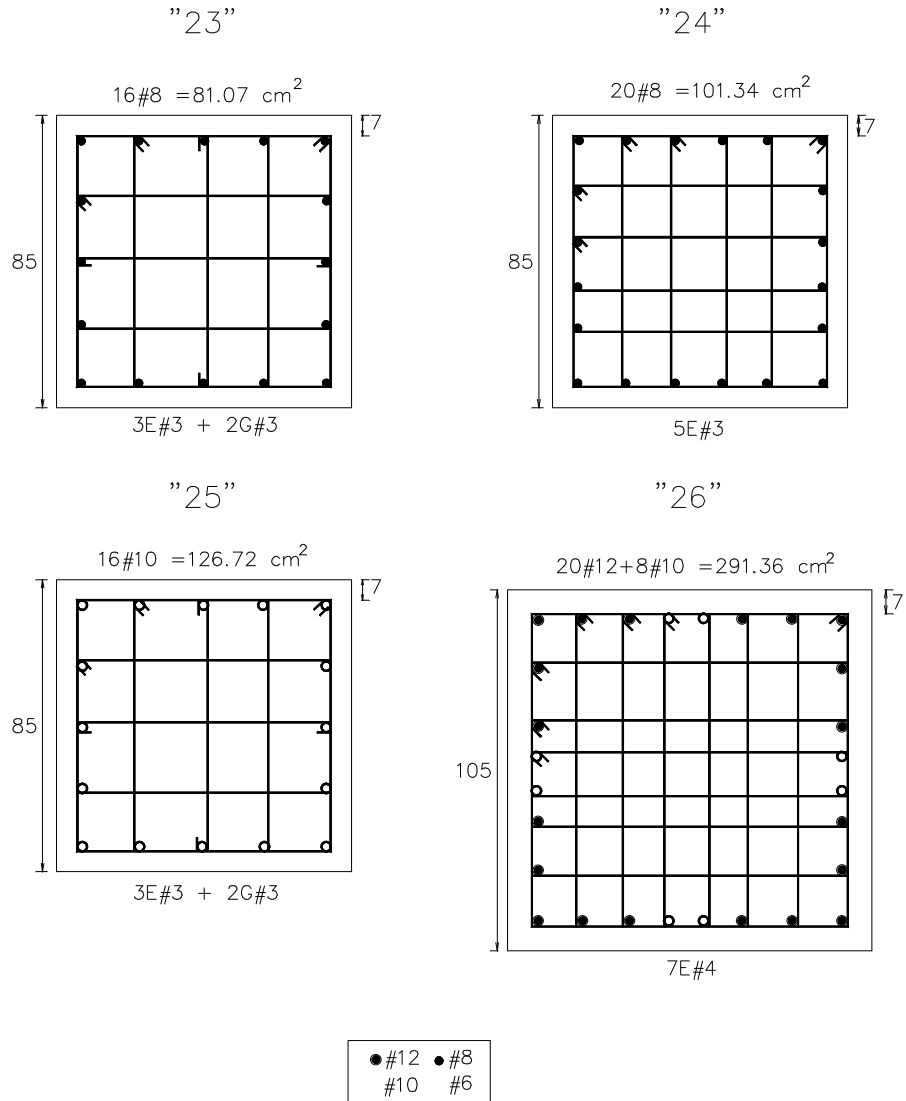


Fig 3.59d - Tipos de armados propuestos para las columnas del eje 2, estructuras de 17 niveles diseñadas en zona III (RDF-93 y RDF-04)

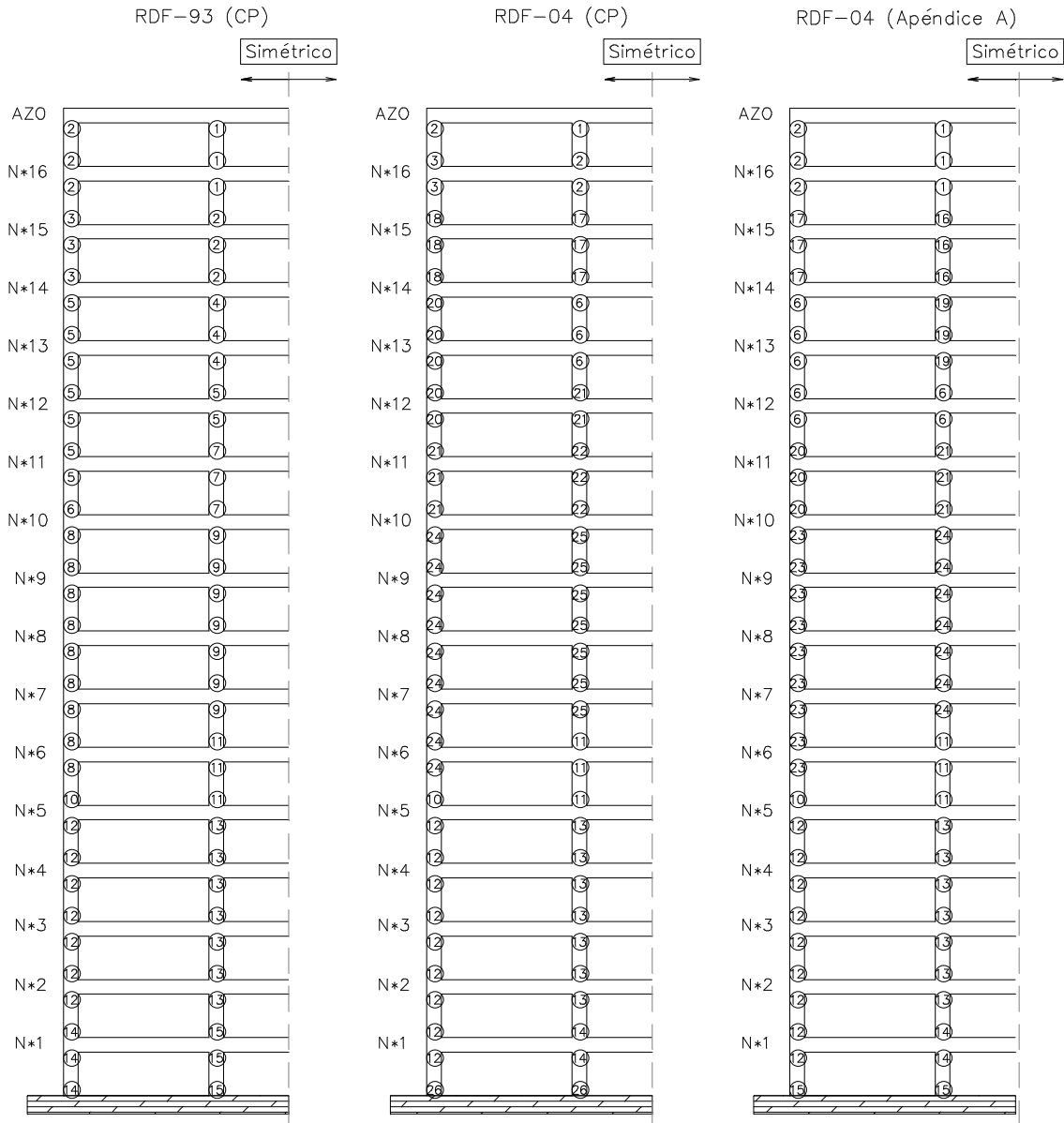


Fig 3.60 - Ubicación de los tipos de armados de columnas del eje 2, estructuras de 17 niveles diseñadas en zona III (RDF-93 y RDF-04)

## Capítulo 4

## CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

Este capítulo presenta los resultados de los análisis paso a paso, elásticos e inelásticos, de las estructuras de 7 y 17 niveles, diseñadas con un análisis dinámico modal espectral para las condiciones de las zonas sísmicas de transición y compresible de los cuerpos principales de las NTC-Sismo del RDF93 y RDF-04, así como también con el espectro de sitio correspondiente a ambas condiciones de suelo definido en el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04. En esta sección se utilizó el paquete de análisis DRAIN-2DX, que analiza estructuras en dos dimensiones; para este estudio se seleccionó el marco estructural del eje 2 (dirección "Y") de cada una de las estructuras (ver figs 4.1 y 4.2).

Se utilizaron los registros VIVE-EW-85 y ROMA-EW-89-Modificado, correspondientes a la zona de transición (ver figs 4.3 y 4.4, respectivamente), y el registro SCT-EW-85 (fig 4.5), representativo de suelo compresible. Para el acelerograma ROMA-EW-89-Modificado se está utilizando como base el registro obtenido en el mismo sitio durante el sismo del 25 de abril de 1989, pero escalado 3.29 veces de acuerdo al cociente de aceleraciones máximas de los registros determinados en la estación SCT en 1985 y 1989; en 1985 no había aparatos en la colonia Roma. En lo sucesivo será equivalente mencionar ROMA-EW-89-Modificado que ROMA-EW-85. Cabe aclarar que este registro se considera de la zona sísmica de transición porque en el lugar de registro la profundidad del estrato compresible es ligeramente menor de los 20 m.

Las figs 4.6 a 4.8 tienen los espectros de respuesta elástica ( $\mu = 1$ ) e inelástica ( $\mu = 4$ ) de los registros mencionados anteriormente, para un 5 por ciento de amortiguamiento viscoso ( $g=5\%$ ), asumido en estructuras de concreto reforzado. Estas figuras pueden compararse con los espectros propuestos en las diferentes versiones del RDF, mismos que se emplean en este trabajo (ver la fig 9 del cap 2).

El cálculo de las respuestas inelásticas considera la resistencia de los elementos estructurales con base en el diseño de los armados propuestos en el capítulo anterior; los análisis inelásticos consideran primero el caso de las resistencias nominales, y posteriormente con los efectos de sobre-resistencia;

adicionalmente se realizó un análisis de respuesta elástica, considerando resistencias muy grandes de los elementos estructurales, para fines comparativos.

Para que los marcos analizados representaran la respuesta dinámica tridimensional de los edificios, cada uno de ellos se calibró para que los tres primeros periodos de vibración de traslación en la dirección del eje considerado, los desplazamientos laterales dinámicos y los elementos mecánicos de dicho marco dieran valores similares al comparar los resultados de los programas ETABS y DRAIN-2DX. La masa asociada a cada marco se estimó de manera que, para cada rigidez dada, se conservara el periodo del edificio. Se incluyen los efectos de las cargas muertas y vivas, así como las cargas concentradas que llegan a las columnas, debido al efecto de los marcos perpendiculares.

Para simular los efectos del amortiguamiento viscoso disponible en las estructuras, se emplea el criterio de Rayleigh; se considera que la matriz de amortiguamiento está formada, como se indica en el Apéndice A.3, por la suma de una parte que es proporcional a la matriz de masas ( $\alpha M$ ) y otra a la de rigideces iniciales ( $\beta_0 K_i$ ), a saber:

$$[C] = \alpha[M] + \beta_0 [K_i]$$

Los factores de proporcionalidad  $\alpha$  y  $\beta_0$  se obtienen con las siguientes expresiones:

$$\alpha = \frac{4\pi\varphi}{T_1 + T_2} \quad \beta = \frac{T_1 T_2 \varphi}{\pi(T_1 + T_2)}$$

donde:

$\varphi$  = Porcentaje de amortiguamiento crítico viscoso para el primer y segundo modos de vibración

$T_1$  = Periodo del primer modo de vibración lateral en la dirección del marco del eje  $\varrho$

$T_2$  = Periodo del segundo modo de vibración lateral en la dirección del marco del eje  $\varrho$

Como se mencionó anteriormente, en el trabajo se tomó un valor de amortiguamiento viscoso del 5 por ciento del crítico, igual para todos los modos de vibración; los valores de  $\alpha$  y  $\beta_0$  resultantes para los diferentes casos se muestran en la tabla 4.1.

### 4.1 Respuestas inelásticas

Esta sección presenta las respuestas de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos de las estructuras de 7 y 17 niveles, según los diseños sísmicos de las zonas de transición y compresible, a saber:

- Desplazamientos horizontales máximos, historias de desplazamientos en azotea y demandas máximas de ductilidad global ( $\mu_G$ )
- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso,  $\Delta_{ri}/h_i$

- Envolvente de fuerzas cortantes de entrepiso
- Historias de coeficientes sísmicos
- Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea
- Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas
- Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas
- Distribución global de articulaciones plásticas y de demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y columnas

#### 4.1.1 Edificio de 7 niveles

Para hacer los análisis paso a paso inelásticos fue necesario determinar las resistencias, sin (nominales) y con efectos de sobre-resistencias de las vigas y columnas de cada una de las estructuras ante los códigos de diseño empleados (RDF-93 y RDF-04); estos datos se muestran en las tablas 4.2 a 4.5 para las vigas y columnas, respectivamente, con diseño de zona sísmica II, y en las tablas 4.6 a 4.9 para el edificio diseñado en zona sísmica III. La localización de estos elementos en las estructuras se indica en el capítulo anterior.

##### 4.1.1.1 Desplazamientos horizontales máximos, historias de desplazamientos en azotea y demandas máximas de ductilidad global ( $\mu_G$ )

Se comparan los desplazamientos horizontales máximos (envolventes) de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias. Los resultados corresponden a los diseños según los cuerpos principales de las NTC-Sismo de los códigos RDF-93 y RDF-04, así como también para cuando se emplean los espectros de sitio propuestos en el Apéndice A de las nuevas Normas del RDF-04.

La estructura de 7 niveles con diseño de zona II y ante los efectos del sismo VIVE-EW-85, no muestra comportamiento inelástico, independientemente del espectro de diseño utilizado; los resultados son idénticos para los análisis con resistencias nominales, reales promedio o muy grandes (fig 4.9); cuando esta misma estructura se somete al acelerograma ROMA-EW-85, sí se tiene comportamiento inelástico (fig 4.10), con desplazamientos laterales máximos ligeramente mayores cuando se incluyen los efectos de las sobre-resistencias.

La estructura con diseño de zona III y ante la excitación del acelerograma SCT-EW-85, también presenta comportamiento no-lineal, pero con los mayores desplazamientos laterales al considerar resistencias nominales (fig 4.11).

Los resultados de las historias de los desplazamientos laterales de azotea comprueban lo



expresado en esta sección; esto es, las estructuras de 7 niveles sin importar para que reglamento fueron diseñadas, ante la acción del acelerograma VIVE-EW-85 de la zona sísmica II, muestran sólo comportamiento elástico (fig 4.12); en cambio, cuando se someten estas estructuras bajo el acelerograma ROMA-EW-85, sí se observa excursionamiento en el rango inelástico (fig 4.13). Cabe indicar que en las figuras correspondientes a las historias de desplazamientos laterales o elementos mecánicos, cuando se trate del acelerograma ROMA-EW-85, solo se presenta el tramo 20-120 segundos, correspondiente a la fase intensa de dicho registro. La fig 4.14 tiene las historias de los desplazamientos laterales de azotea de los diseños de la zona sísmica III, para todos los tipos de diseño llevados a cabo, ante la excitación del registro SCT-EW-85, con respuestas ligeramente menores con los efectos de sobre-resistencias.

La tabla 4.10 resume los valores de los desplazamientos laterales máximos de azotea de cada caso analizado.

Las ductilidades globales observadas en las estructuras de 7 niveles se presentan en la tabla 4.11; ante los efectos del acelerograma VIVE-EW-85, en todos los casos de diseño, el comportamiento es elástico. Ante los registros ROMA-EW-85 y SCT-EW-85, diseños con resistencias nominales, se obtienen ductilidades globales con magnitudes aproximadas entre 2.0 y 3.5, lo que resulta congruente con el criterio de diseño empleado con factores de comportamiento sísmico  $Q=4$ ; al considerar los efectos de sobre-resistencias se muestra una reducción en los valores de las ductilidades globales, entre 1.0 a 2.0.

### 4.1.1.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_i/h_i$

Las respuestas de las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso,  $\Delta_i/h_i$ , de los análisis paso a paso están dentro del nivel permisible ( $\gamma_{perm.} \leq 0.012$ ) cuando se trata de los diseños con el cuerpo principal de las NTC-Sismo de los Reglamentos utilizados; al revisar contra los niveles permisibles de servicio ( $\gamma_{servicio} \leq 0.004$ ) y de colapso ( $\gamma_{colapso} \leq 0.030$ ) especificados en el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, dichas respuestas no lineales satisfacen las condiciones de diseño. Si acaso, para fines comparativos, las respuestas elásticas del edificio diseñado en zona II y ante la sollicitación del acelerograma ROMA-EW-85, presenta valores ligeramente superiores a la cota permisible.

La tabla 4.12 muestra los entrepisos más flexibles con base en el resultado de las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, mismas que aparecen gráficamente en las figs 4.15 a 4.17.

#### 4.1.1.3 Fuerzas cortantes de entrepiso

La tabla 4.13 muestra las envolventes de las fuerzas cortantes basales de entrepiso del eje 2 (interior) de las estructuras diseñadas en zonas II y III, empleando los códigos RDF-93 y RDF-04, ante la acción de los acelerogramas VIVE-EW-85, ROMA-EW-85 y SCT-EW-85. Se confirma que las estructuras con los efectos de sobre-resistencias presentan respuestas mayores; y que las estructuras que no llegan a incursionar en el rango inelástico tienen fuerzas cortantes basales idénticas, independientemente del tipo de resistencias. Las figs 4.18 a 4.20 muestran estos resultados.

#### 4.1.1.4 Historias de coeficientes sísmicos

Los coeficientes sísmicos en la historia del tiempo, son el cociente de la suma algebraica de las fuerzas cortantes actuantes de todas las columnas de la planta baja, entrepiso PB-N1, registradas en el tiempo  $t_i$ , entre el peso total de la estructura por arriba de dicho nivel.

La fig 4.21 compara los coeficientes sísmicos del eje 2 (interior), sin y con los efectos de sobre-resistencias de la estructura de 7 niveles diseñada en zona II ante la acción del acelerograma VIVE-EW-85; como no hay fluencias la respuesta elástica coincide con las obtenidas después de utilizar las resistencias nominales y las consideraciones de sobre-resistencias. La fig 4.22 muestra los resultados la estructura sometida al acelerograma ROMA-EW-85; para este registro, sí se tienen deformaciones inelásticas en ambos casos de resistencias. Las estructuras diseñadas en zona III y ante el registro SCT-EW-85 (fig 4.23), apenas muestran comportamiento inelástico para los dos tipos de resistencias estudiadas.

#### 4.1.1.5 Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea

Se grafican las relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento lateral de azotea como una medida indicativa para observar globalmente qué tanto se incursiona en el rango inelástico. Las figs 4.24 a 4.26 presentan los resultados de los análisis paso a paso con ambos tipos de resistencias, considerando cada tipo de diseño, ante cada uno de los acelerogramas empleados en este trabajo. En estas graficas se puede apreciar que cuando el comportamiento es elástico la figura tiende hacia una línea, al desarrollarse ductilidad por comportamiento inelástico, se puede estimar una fracción de la energía liberada a través del área de histéresis comprendida en cada figura. Con la ayuda de las sobre-resistencias el comportamiento no lineal, observado con los registros ROMA-EW-85 y SCT-ES-85, tiende a reducirse.

### 4.1.1.6 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

Con el fin de observar qué ocurre a nivel local en los elementos estructurales (vigas y columnas) del eje 2 de los edificios de 7 niveles, a raíz de los análisis sísmicos dinámicos paso a paso elásticos e inelásticos, se seleccionaron los siguientes elementos estructurales tipo: extremo izquierdo de la viga 1 y extremo inferior de la columna A, ambos del primer nivel; la fig 4.27 indica la localización de estos miembros en el edificio.

Se comparan las historias en el tiempo de los elementos mecánicos actuantes contra la resistencia disponible correspondiente; para vigas se muestran los resultados de momentos flexionantes y fuerzas cortantes, y en columnas los de las combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P), así como también los de fuerza cortante. La comparación de la resistencia proporcionada al cortante contra la fuerza cortante actuante se hace para verificar que en los modos de falla calculados por este tipo de análisis paso a paso rigió la presencia de articulaciones plásticas por flexión y/o flexocompresión, y que, por tanto, no habrá fallas de tipo frágil.

Cabe recordar que el DRAIN-2DX considera que las estructuras tendrán capacidad de deformación; esto es, el modo de falla que la estructura debe presentar en la historia del tiempo debe ser dúctil, debido a la ley de histéresis utilizada para modelar el comportamiento no lineal de los diferentes miembros estructurales.

Las tablas 4.14 y 4.15 comparan las dimensiones y resistencias a flexión y a cortante del extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2, de acuerdo a los diseños de las zonas sísmicas II y III, sin y con los efectos de las sobre-resistencias, respectivamente. Las resistencias indicadas en esta tabla se calculan con un factor de reducción de resistencia igual a 1.0.

Las tablas 4.16 y 4.17 comparan los datos más importantes de los diagramas de interacción y las resistencias al cortante del extremo inferior de la columna A del entrepiso PB-N1 del eje 2, después de haber diseñado según las condiciones de las zonas sísmicas II y III con los espectros del RDF-93 y RDF-04, sin y con los efectos de las sobre-resistencias respectivamente.

#### A) Historias de momentos flexionantes en vigas

Las figs 4.28 a 4.30 comparan los momentos flexionantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2, contra las resistencias disponibles de cada caso de diseño ante la acción de los acelerogramas VIVE-EW-85, ROMA-EW-85 y SCT-EW-85, respectivamente; se consideran las resistencias nominales y los efectos de las sobre-resistencias.

Al revisar las respuestas sin y con efectos de sobre-resistencias ante la acción del acelerograma VIVE-EW-85, se tiene comportamiento elástico; cuando se consideran los otros dos acelerogramas sí

se alcanzó en varios ciclos fluencia en la viga tipo, con más comportamiento no lineal para el registro ROMA-EW-85.

### **B) Historias de fuerzas cortantes en vigas**

Es importante garantizar que la resistencia disponible ante la acción de la fuerza cortante sea la adecuada, para que así se tenga la fluencia por flexión, para evitar que se presente una falla frágil. Las figs 4.31 a 4.33 comparan las historias de las fuerzas cortantes actuantes contra las resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2, de cada caso analizado, sin y con efectos de sobre-resistencia. En general, se tiene buena reserva de capacidad al cortante; esto es, el refuerzo transversal proporcionado para garantizar el confinamiento del núcleo de concreto en los extremos de las vigas propuesto por las NTC-Concreto correspondientes, resulta bastante adecuado para evitar fallas repentinas por cortante, independientemente del tipo de acelerograma utilizado.

### **C) Combinaciones momento flexionante – carga axial en columnas**

Las figs 4.34 a 4.36 muestran la comparación de las combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna A del entrepiso PB-N1 del eje 2, obtenidas de los análisis paso a paso, contra los diagramas de interacción obtenidos a partir de los armados necesarios según las condiciones de diseño.

Los diseños bajo las fuerzas sísmicas de la zona II y ante el registro VIVE-EW-85, independientemente del reglamento empleado, muestran comportamiento elástico. Los resultados de los análisis con los acelerogramas ROMA-EW-85 y SCT-EW-85 presentan, en todas las condiciones de diseño, ciclos en que las combinaciones M-P alcanzan la resistencia, y por consiguiente la formación de una articulación plástica en el elemento estructural analizado.

### **D) Historias de fuerzas cortantes en columnas**

Las figs 4.37 a 4.39 comparan las historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior de la columna A del entrepiso PB-N1 contra las resistencias disponibles de las estructuras diseñadas en zonas II y III, ante la acción de los tres acelerogramas utilizados en este estudio; en general se tiene una gran reserva de resistencia ante este tipo de acción, lo que garantiza que no aparecen fallas de tipo frágil. Las reservas disponibles de resistencia al cortante se deben a que al diseñar el refuerzo transversal, siempre rigió el requisito de confinamiento especificado en las NTC-Concreto, según el capítulo de marcos dúctiles; esto es, si se satisface este requisito reglamentario, se tiene la seguridad de que no rija el modo de falla frágil por cortante.

#### 4.1.1.7 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas

Es necesario que al articularse plásticamente los elementos estructurales tengan suficiente capacidad de giro para permitir que haya una adecuada redistribución de esfuerzos hacia otras zonas, sin colapsarse; los siguientes resultados muestran las demandas de ductilidad local desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2, según se vaya plastificando ante los efectos de la flexión positiva y negativa; es importante recordar que se diseñó con un factor de comportamiento sísmico  $Q=4$ , por lo que no debe sorprender la presencia de fluencias en los diferentes elementos estructurales, principalmente vigas.

Las figs 4.40 a 4.42 tienen las comparaciones de las historias de demandas de ductilidad del extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencia, de acuerdo a los diferentes diseños llevados a cabo. Se corrobora que ante el registro VIVE-EW-85 el comportamiento es elástico, y que bajo los registros ROMA-EW-85 y SCT-EW-85 sí se presentan deformaciones inelásticas, con demandas ligeramente mayores para el acelerograma ROMA-EW-85.

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

Los resultados de los análisis del eje 2 de la estructura de 7 niveles diseñada bajo las condiciones de la zona sísmica II y ante el acelerograma VIVE-EW-85, muestran que ninguno de los elementos estructurales llegan a fluir; sin embargo, ante la acción del acelerograma ROMA-EW-85, sí llegan a presentar una gran cantidad de rótulas plásticas. En este caso se observa que se presentan rotulas plásticas en las columnas del entrepiso N5-N6, probablemente debido a que en este nivel se presenta una reducción en las dimensiones de las columnas; esto podría implicar un comportamiento de columna débil, por lo que se recomienda revisar estas secciones. Las estructuras diseñadas para la zona compresible y ante el acelerograma SCT-EW-85, presentan una distribución de articulaciones plásticas en que domina la fluencia en vigas. Los resultados observados anteriormente se pueden apreciar en las figs 4.43 a 4.45.

Las figs 4.46 a 4.51 muestran en elevación las demandas máximas de ductilidad local " $\mu_L$ " desarrolladas en vigas y columnas, respectivamente; en estos cálculos se empleó una longitud plástica equivalente  $l_p=d$ , donde "d" es el peralte efectivo de la sección transversal del elemento en estudio.

Las demandas máximas de ductilidad local " $\mu_L$ " en vigas se presentan alrededor de los niveles intermedios para el caso de las estructuras excitadas por el acelerograma ROMA-EW-85; mientras que en los primeros niveles se tiende a tener las mayores demandas de ductilidad ante el acelerograma de zona compresible. Con los efectos de las sobre-resistencias las demandas de ductilidad máximas disminuyen en forma considerable con respecto de las obtenidas con resistencias nominales.

Las demandas de ductilidad máximas obtenidas en vigas considerando las sobre-resistencias, resultaron ser algo mayores a 4, mientras que para columnas se observaron demandas máximas menores a 3; ambos valores son razonables y manejables desde el punto de vista del diseño práctico.

#### **4.1.2 Edificio de 17 niveles**

Se presentan los resultados de los análisis sísmicos dinámicos paso a paso, elásticos e inelásticos, de los edificios de 17 niveles diseñados en las zonas sísmicas de transición y compresible.

Los valores de resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias de vigas y columnas de los edificios correspondientes a la zona sísmica II, se tienen en las tablas 4.18 a 4.21; para las estructuras con diseño de zona III, las tablas 4.22 a 4.25 muestran los valores correspondientes.

##### **4.1.2.1 Desplazamientos horizontales máximos, historias de desplazamientos en azotea y demandas de ductilidad global " $\mu_G$ "**

Al someter las estructuras de 17 niveles proporcionadas según las condiciones de la zona II, independientemente del espectro de diseño empleado, ante los acelerogramas correspondientes a suelo de transición, la mayoría de los casos con resistencias nominales presentan desplazamientos laterales ligeramente menores con respecto de los casos con efectos de sobre-resistencias. Las estructuras con diseño de zona III bajo la acción del acelerograma SCT-EW-85 muestran desplazamientos laterales similares sin y con efectos de sobre-resistencias, con mayores respuestas al emplear las resistencias grandes para obligar el comportamiento elástico.

Los desplazamientos laterales máximos de azotea de cada caso se presentan en la tabla 4.26, y los desplazamientos laterales máximos de cada nivel se tienen en las figs 4.52 a 4.54.

Las historias en el tiempo de los desplazamientos de azotea confirman que las estructuras de 17 niveles diseñadas para la zona sísmica de transición, sin importar el espectro para el que fueron diseñadas, al someterlas a los acelerogramas VIVE-EW-85 y ROMA-EW-85, presentan desplazamientos ligeramente mayores cuando se consideran los efectos de las sobre-resistencias. Las estructuras diseñadas para suelo compresible, muestran un comportamiento similar pero con diferencias menores entre ambos tipos de resistencias (ver figs 4.55 a 4.57).

Las ductilidades globales observadas en las estructuras de 17 niveles se presentan en la tabla 4.27. Al revisar las estructuras diseñadas en zona sísmica II ante los efectos del acelerograma VIVE-EW-85, se observan valores de ductilidad global bajos ( $<2.2$ ) para el factor de comportamiento sísmico empleado ( $Q=4$ ), teniéndose inclusive en el caso de la estructura diseñada con el cuerpo

principal de las NTC-Sismo del RDF-93 y considerando efectos de sobre-resistencia, comportamiento elástico; los análisis de todas las estructuras ante los efectos del registro ROMA-EW-85 presentan factores de ductilidad global entre 1.5 y 3.0. Por último, las estructuras diseñadas en zona sísmica III y sometidas a los efectos del acelerograma SCT-EW-85, muestran para los casos de resistencias nominales ductilidades globales entre 3.0 y 5.0; al incluir los efectos de las sobre-resistencias las ductilidades globales disminuyen a valores entre 2.0 y 3.5.

### 4.1.2.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_i / h_i$

Para fines de comparar qué pasa en cada entrepiso, desde el punto de vista de la deformación angular, se presentan en esta sección las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso ( $\Delta_i / h_i$ ) de cada caso analizado de 17 niveles, se comparan contra el valor permisible  $\gamma_{perm.} \leq 0.012$  (elementos no estructurales desligados), especificado en el cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-93 y RDF-04, y contra el valor de colapso  $\gamma_{colapso} \leq 0.030$ , propuesto en el Apéndice A de las NTC-Sismo del nuevo Reglamento para estructuras de marcos de concreto diseñadas para  $Q=4$ . Los casos diseñados en zona sísmica II y analizados con los acelerogramas VIVE-EW-85 y ROMA-EW-85, presentan respuesta siempre por debajo de la cota admisible correspondiente; la estructura diseñada en zona III y bajo la acción del acelerograma SCT-EW-85, sin y con efectos de sobre-resistencia, tiene respuestas que llegan a rebasar en algunos entrepisos la cota de deformaciones permisibles. Los valores máximos se aprecian en la tabla 4.28. El análisis elástico del diseño en zona III, tiene respuestas superiores al valor permisible.

### 4.1.2.3 Fuerzas cortantes de entrepiso

La tabla 4.29 muestra los valores de las fuerzas cortantes basales máximas del eje 2 de las estructuras diseñadas en zonas II y III, considerando los tipos de resistencias nominales y efectos de sobre-resistencias, así como también cuando las resistencias son muy grandes (análisis elástico), después de haber analizado ante los acelerogramas VIVE-EW-85, ROMA-EW-85 y SCT-EW-85. Las figs 4.61 a 4.63 muestran las distribuciones de las fuerzas cortantes de entrepiso con respecto de la altura, para cada tipo de diseño llevado a cabo.

### 4.1.2.4 Historias de coeficientes sísmicos

La fig 4.64 compara los coeficientes sísmicos del eje 2 (interior) de la estructura de 17 niveles diseñada en la zona sísmica II, ante la acción del acelerograma VIVE-EW-85; la respuesta inelástica casi coincide con la elástica, debido a que hay muy poca fluencia cuando se considera este

registro. Las figs 4.65 y 4.66 muestran los resultados de las estructuras diseñadas en zona II y zona III, bajo la acción de los acelerogramas ROMA-EW-85 y SCT-EW-85, respectivamente. Con el registro SCT-EW-85, la respuesta inelástica presenta diferencias ligeramente mayores con respecto de la del análisis elástico; esto es, estas estructuras excursionan un poco más en el rango inelástico.

#### **4.1.2.5 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea**

Con base en las graficas de las relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea, es posible observar qué tanto incursiona en el rango inelástico el eje 2 de las estructuras de 17 niveles con diseño para ambas zonas sísmicas (transición y compresible).

Las figs 4.67 a 4.69 presentan los resultados correspondientes de los casos analizados, considerando las respuestas de los análisis elástico (resistencias infinitas) e inelásticos sin y con efectos de sobre-resistencia, de cada caso de diseño llevado a cabo (según el espectro del cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-93 y RDF-04, y a partir del espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04).

Se corrobora que las estructuras bajo el acelerograma VIVE-EW-85 disipan poca energía a través del comportamiento inelástico, pero no así las estructuras bajo los efectos de los acelerogramas ROMA-EW-85 y SCT-EW-85, sobre todo cuando se utiliza el registro de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

#### **4.1.2.6 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas**

Para fines de mostrar qué ocurre a nivel local en los elementos estructurales (vigas y columnas) del eje 2 (interior) de los edificios de 17 niveles, a raíz de los análisis sísmicos dinámicos elásticos e inelásticos, se seleccionaron los siguientes elementos estructurales: extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 y extremo inferior de la columna A del entrepiso PB-N1 (ver fig 4.70).

Se presentan gráficas en la historia del tiempo de los elementos mecánicos actuantes contra las resistencias disponibles correspondientes; para vigas se muestran los resultados de momentos flexionantes y fuerzas cortantes, y en columnas los de las combinaciones momento flexionante - carga axial (M-P), así como también los resultados de fuerza cortante.

La comparación de la resistencia disponible contra las fuerzas cortantes actuantes en la historia del tiempo se hace para verificar que en los modos de falla calculados rigió la presencia de articulaciones plásticas, y, por lo tanto, no habrá fallas de tipo frágil.



### A) Historias de momentos flexionantes en vigas

Las figs 4.71 a 4.73 comparan los momentos flexionantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2, contra las resistencias disponibles de cada caso de diseño, ante la excitación de los acelerogramas VIVE-EW-85, ROMA-EW-85 y SCT-EW-85. En las estructuras diseñadas en zona II con el espectro del cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-93, no se tiene fluencia, sin y con los efectos de sobre-resistencias; en cambio, los diseños con base en las NTC-Sismo del RDF-04, cuerpo principal y Apéndice A, sí llega a haber rótulas plásticas en los análisis con resistencias nominales.

La viga 1 de las estructuras diseñadas en zona III, independientemente del reglamento y de la condición de resistencias, presenta un gran número de ciclos de fluencia, tanto a flexión positiva como negativa.

Las tablas 4.30 y 4.31 comparan las resistencias a flexión (positiva y negativa) y a cortante de la viga 1 del nivel 1 del eje 2, tomando en cuentas las condiciones de diseño de las zonas sísmicas II y III, así como también el tipo de espectro de diseño utilizado, sin y con efectos de sobre-resistencias, respectivamente. Las resistencias indicadas en estas tablas consideran un factor de reducción de resistencia igual a 1.

### B) Historias de fuerzas cortantes en vigas

Con la obtención de este tipo de respuesta se asegura que el modo de falla que rijga sea del tipo dúctil (por flexión y/o flexocompresión); es importante garantizar que la resistencia al cortante sea la suficiente para evitar que se presente una falla frágil. Las figs 4.74 a 4.76 comparan las historias de fuerzas cortantes actuantes de la viga 1 del nivel 1 contra la resistencia disponible de cada caso analizado. En general, se tiene una reserva adecuada ante este tipo de acción interna; esto es, el refuerzo transversal (estribos) proporcionado según las NTC-Concreto para cumplir los requerimientos de confinamiento, resulta bastante satisfactorio para resistir las fuerzas cortantes actuantes.

### C) Combinaciones momento flexionante - carga axial en columnas.

Las figs 4.77 a 4.79 comparan los diagramas de interacción que representan las resistencias disponibles según los armados propuestos, contra las combinaciones de momento flexionante - carga axial (M-P) del extremo inferior de la columna A del entrepiso PB-N1, a raíz de los análisis paso a paso, tomando en cuenta cada uno de los casos considerados. Para los diseños en zonas II y ante los registros VIVE-EW-85 y ROMA-EW-85, el comportamiento es elástico, pues nunca se tienen ciclos que lleguen a la fluencia. Los resultados de los análisis con el acelerograma SCT-EW-85 muestran que en algunos ciclos se alcanza la fluencia, y, por consiguiente, la formación de una articulación plástica en el extremo de este elemento estructural.

Las tablas 4.32 y 4.33 comparan los datos representativos de los diagramas de interacción que definen las resistencias disponibles a flexo-compresión, así como también las resistencias al cortante, después de haber diseñado con los diferentes espectros utilizados en este trabajo, sin y con efectos de sobre-resistencia.

#### D) Historias de fuerzas cortantes en columnas

Las figs 4.80 a 4.82 comparan las historias de fuerzas cortantes actuantes contra las resistencias disponibles de la columna A del entrepiso PB-N1 del eje 2, estructuras diseñadas en zonas II y III; ante cualquiera de los acelerogramas utilizados se observa una gran reserva de resistencia para este tipo de acción, lo que garantiza que no aparecerán fallas de tipo frágil. Las reservas disponibles de resistencia al cortante se deben a que al diseñar el refuerzo transversal, en la mayor parte de los casos, rigió el requisito de confinamiento especificado en las NTC-Concreto, según el capítulo de marcos dúctiles.

#### 4.1.2.7 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas

Las figs 4.83 a 4.85 muestran las historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en el extremo izquierdo de la viga 1 del primer nivel del eje 2, tomando en cuenta las diferentes condiciones de diseño planteadas en este estudio y ante la acción de los tres acelerogramas empleados. En las vigas de las estructuras diseñadas en zona II, se llega a alcanzar la fluencia cuando se consideran resistencias nominales, con amplitudes de demandas de ductilidad muy bajas. En cambio, las vigas de las estructuras diseñadas en zona III presentan la formación de articulaciones plásticas sin y con los efectos de sobre-resistencia, teniéndose varios ciclos donde se presentan las rótulas plásticas.

Los valores positivos de  $\mu_L$  corresponden a la acción del momento flexionante positivo (tensiones en la parte inferior), y los negativos entre la acción del momento flexionante negativo (tensiones en la parte superior).

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

Las figs 4.86 a 4.88 comparan las distribuciones globales de articulaciones plásticas del eje 2 de cada una de las estructuras diseñadas de acuerdo a las condiciones de las zonas sísmicas II y III, con base en los espectros de diseño de los cuerpos principales de las NTC-Sismo del RDF-93 y RDF-04, así como también con los espectros correspondientes del Apéndice A de las nuevas Normas; estos resultados son obtenidos con base en los acelerogramas VIVE-EW-85, ROMA-EW-85 y SCT-EW-85, considerando los efectos de sobre-resistencias y de resistencias nominales.

Las estructuras de 17 niveles diseñadas en zona II bajo los efectos del acelerograma VIVE-EW-85, muestran formación de articulaciones únicamente en vigas; cuando se diseña con el cuerpo principal del RDF-93 y con efectos de sobre-resistencias, la estructura se comporta de forma elástica; es decir, no se presentaron rótulas plásticas en ningún elemento estructural; ante los efectos del acelerograma ROMA-EW-85, se tienen rótulas plásticas en vigas únicamente, pero en mayor cantidad de elementos estructurales que las obtenidas con el acelerograma VIVE-EW-85. En la estructura con diseño de zona III y bajo el registro de aceleraciones SCT-EW-85, sí se llegan a articular plásticamente algunas columnas, principalmente en los entrepisos inferiores; las articulaciones plásticas se presentan en una mayor cantidad en vigas cuando se emplean las resistencias nominales.

En todos los casos en que hubo fluencias, la tendencia del mecanismo de falla es del tipo "columna fuerte - viga débil".

Las figs 4.89 a 4.94 presentan los resultados de las demandas máximas de ductilidad local, " $\mu_L$ ", desarrolladas en vigas y columnas de cada nivel, de acuerdo a cada caso de diseño planteado en teste trabajo, a raíz de los análisis sísmicos no lineales en la historia del tiempo; en estos cálculos se empleó una longitud plástica equivalente  $l_p=d$ , donde "d" es el peralte efectivo de la sección transversal del elemento estructural en estudio.

El edificio diseñado en zona II y ante los efectos del acelerograma VIVE-EW-85 muestra demandas máximas de ductilidad local bajas, independientemente del tipo de registro utilizado; con los efectos de sobre-resistencia la estructura tiende a comportarse en el rango elástico. Ante la acción del acelerograma ROMA-EW-85 las demandas de ductilidad que se presentan son mayores, siendo más notable este incremento al considerar resistencias nominales. Las estructuras diseñadas en zona III y ante los efectos del registro SCT-EW-85 son las que presentan una mayor demanda de ductilidad local en vigas, con valores máximos de ductilidad cercanos a 6 para el caso con efectos de sobre-resistencias, menores que con las resistencias nominales; en columnas las respuestas son relativamente bajas, con demandas máximas cercanas a la unidad (comportamiento elástico).

Tabla 4.1- Valores de  $\alpha$  y  $\beta_0$  para los análisis sísmicos paso a paso, edificios de 7 y 17 niveles

Estructura y tipo de diseño	Periodos de vibración *		Constantes de amortiguamiento	
	$T_1$ (s)	$T_2$ (s)	$\alpha$	$\beta_0$
7 Niveles – Zona II	1.244	0.480	0.364496	0.005514
7 Niveles – Zona III	1.170	0.427	0.393388	0.004981
17 Niveles - Zona II	2.497	0.855	0.187423	0.010138
17 Niveles - Zona III	1.876	0.658	0.247955	0.007753

\* Primeros dos modos de vibración en traslación en la dirección del eje 2

Tabla 4.2- Resistencias nominales a flexión de vigas del edificio de 7 niveles, diseño de zona II (RDF-93 y RDF-04)

Sección Tipo	Dimensiones (cm)	$M_R^+$ (t-m)	$M_R^-$ (t-m)
1	70 x 35	22.22	26.22
2	70 x 35	22.22	38.84
3	70 x 35	26.23	48.58
4	70 x 35	29.41	56.13
5	70 x 35	30.00	59.98
6	70 x 35	33.96	64.87
7	70 x 35	36.88	70.78
8	70 x 35	37.06	73.50
9	70 x 35	39.81	76.37
10	70 x 35	39.84	80.68
11	70 x 35	26.23	51.46
12	70 x 35	39.53	64.23

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.3- Resistencias reales promedio a flexión de vigas del edificio de 7 niveles, diseño de zona II (RDF-93 y RDF-04)

Sección Tipo	Dimensiones (cm)	$M_R^+$ (t-m)	$M_R^-$ (t-m)
1	70 x 35	43.50	53.66
2	70 x 35	43.54	66.34
3	70 x 35	50.83	76.43
4	70 x 35	56.50	84.01
5	70 x 35	57.52	86.64
6	70 x 35	64.52	92.16
7	70 x 35	69.75	98.52
8	70 x 35	70.71	100.03
9	70 x 35	75.71	103.30
10	70 x 35	74.96	107.90
11	70 x 35	50.84	78.74
12	70 x 35	74.59	93.53

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.4- Datos de los diagramas de interacción de columnas del edificio de 7 niveles, diseño de zona II (RDF-93 y RDF-04), resistencias nominales

Sección Tipo	Dimensiones (cm)	$P_{0.C}$ (t)	$P_{0.T}$ (t)	$M_0$ (t-m)	$M_b$ (t-m)	$P_b$ (t)
1	35 x 35	418.78	224.73	23.78	32.30	80.53
2	35 x 35	454.51	260.25	25.48	33.01	77.01
3	50 x 50	665.11	260.25	35.85	48.69	93.19
4	65 x 65	983.38	303.80	60.06	118.16	293.93
5	65 x 65	1105.28	425.98	86.73	145.18	287.09
6	50 x 50	722.64	320.57	51.16	77.92	167.67
7	65 x 65	1025.30	345.04	70.08	129.02	290.18
8	65 x 65	1150.42	471.22	94.85	152.14	284.66

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.5- Datos de los diagramas de interacción de columnas del edificio de 7 niveles, diseño de zona II (RDF-93 y RDF-04), resistencias reales promedio

Sección Tipo	Dimensiones (cm)	$P_{0,C}$ (t)	$P_{0,T}$ (t)	$M_0$ (t-m)	$M_b$ (t-m)	$P_b$ (t)
1	35 x 35	639.76	374.82	36.32	45.97	158.36
2	35 x 35	726.26	447.41	35.11	48.34	168.48
3	50 x 50	989.16	482.64	57.20	92.23	295.55
4	65 x 65	1407.86	493.04	83.05	164.29	482.28
5	65 x 65	1608.01	715.90	119.28	203.62	506.20
6	50 x 50	1032.28	564.39	68.01	103.43	293.84
7	65 x 65	1459.86	569.68	97.19	180.04	485.63
8	65 x 65	1660.83	802.21	130.09	212.20	506.37

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.6- Resistencias nominales a flexión de vigas del edificio de 7 niveles, diseño de zona III (RDF-93 y RDF-04)

Sección Tipo	Dimensiones (cm)	$M_R^+$ (t-m)	$M_R^-$ (t-m)
1	70 x 35	22.23	31.18
2	70 x 35	22.22	36.10
3	70 x 35	26.23	51.46
4	70 x 35	31.94	63.73
5	70 x 35	34.24	68.64
6	70 x 35	39.81	76.37
7	70 x 35	39.84	80.68
8	70 x 35	41.45	83.06
9	70 x 35	48.43	86.14
10	70 x 35	52.40	92.39
11	70 x 35	26.23	52.74
12	70 x 35	39.75	73.74

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.7- Resistencias reales promedio a flexión de vigas del edificio de 7 niveles, diseño de zona III (RDF-93 y RDF-04)

Sección Tipo	Dimensiones (cm)	$M_R^+$ (t-m)	$M_R^-$ (t-m)
1	70 x 35	43.39	58.88
2	70 x 35	43.47	63.75
3	70 x 35	50.84	78.74
4	70 x 35	61.12	90.16
5	70 x 35	65.44	95.33
6	70 x 35	75.71	103.30
7	70 x 35	74.96	107.90
8	70 x 35	77.89	110.71
9	70 x 35	90.01	114.75
10	70 x 35	97.01	117.44
11	70 x 35	50.83	80.00
12	70 x 35	75.45	101.44

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.8- Datos de los diagramas de interacción de columnas del edificio de 7 niveles, diseño de zona III (RDF-93 y RDF-04), resistencias nominales

Sección Tipo	Dimensiones (cm)	$P_{0,C}$ (t)	$P_{0,T}$ (t)	$M_0$ (t-m)	$M_b$ (t-m)	$P_b$ (t)
1	40 x 40	484.00	228.80	28.76	42.18	106.73
2	55 x 55	732.76	248.48	42.93	78.52	206.06
3	70 x 70	1066.15	270.92	59.14	134.17	343.71
4	70 x 70	1100.76	312.47	65.29	136.33	339.94
5	70 x 70	1224.84	436.21	95.52	169.30	336.93
6	40 x 40	519.63	263.98	31.11	43.18	102.45
7	55 x 55	768.08	282.50	46.65	79.99	201.96
8	70 x 70	1269.77	482.46	104.69	177.11	333.76

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.9- Datos de los diagramas de interacción de columnas del edificio de 7 niveles, diseño de zona III (RDF-93 y RDF-04), resistencias reales promedio

Sección Tipo	Dimensiones (cm)	P <sub>0.C</sub> (t)	P <sub>0.T</sub> (t)	M <sub>0</sub> (t-m)	M <sub>b</sub> (t-m)	P <sub>b</sub> (t)
1	40 x 40	733.52	405.03	38.60	57.76	200.97
2	55 x 55	1079.02	402.95	59.59	112.05	354.73
3	70 x 70	1542.79	457.24	84.04	186.33	556.51
4	70 x 70	1665.13	525.80	92.49	195.07	583.14
5	70 x 70	1890.40	756.47	132.34	239.24	611.07
6	40 x 40	824.60	472.43	42.05	60.78	210.34
7	55 x 55	1184.52	473.28	65.50	117.46	375.41
8	70 x 70	1942.77	843.88	144.01	248.10	609.98

Resultados de resistencias con F<sub>R</sub>=1.0

Tabla 4.10- Desplazamientos laterales máximos de azotea del eje 2 (interior), estructura de 7 niveles, diseños zonas II y III (RDF-93 y RDF-04)

Nivel	RDF-93		RDF-04				Elástico	
	(Cuerpo principal)		Cuerpo Principal		Apéndice A			
	Δ (-)	Δ (+)	Δ (-)	Δ (+)	Δ (-)	Δ (+)	Δ (-)	Δ (+)
VIVE-EW-85								
Resistencias nominales								
N7	4.42	4.52	4.42	4.52	4.42	4.52	4.42	4.52
Sobre-resistencias								
N7	4.42	4.52	4.42	4.52	4.42	4.52		
ROMA-EW-85								
Resistencias nominales								
N7	19.05	12.90	19.05	12.90	19.68	13.33	47.14	47.32
Sobre-resistencias								
N7	22.58	17.58	22.58	17.58	23.44	18.11		
SCT-EW-85								
Resistencias nominales								
N7	17.19	19.95	15.71	15.99	16.12	16.63	12.42	12.18
Sobre-resistencias								
N7	11.97	12.17	12.23	12.18	12.17	12.17		

\*Resultados en centímetros



Tabla 4.11- Demandas máximas de ductilidad global, estructuras de 7 niveles, diseño en zonas II y III (RDF-93 y RDF-04)

Condición de Análisis		VIVE-EW-85	ROMA-EW-85	SCT-EW-85
RDF-93 Cuerpo principal	R. Nominales	1.00	3.26	3.08
	Sobre-resistencias	1.00	1.93	1.45
RDF-04 Cuerpo principal	R. Nominales	1.00	3.26	2.24
	Sobre-resistencias	1.00	1.93	1.12
RDF-04 Apéndice A	R. Nominales	1.00	2.49	2.33
	Sobre-resistencias	1.00	2.00	1.38

Tabla 4.12- Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, estructura de 7 niveles, diseño en zonas II y III (RDF-93 y RDF-04)

Entrepiso	RDF-93 (Cuerpo principal)		RDF-04				Elástico	
			Cuerpo Principal		Apéndice A			
	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)
VIVE-EW-85								
Resistencias nominales								
N5-N6	0.0022	0.0028	0.0022	0.0028	0.0022	0.0028	0.0022	0.0028
Sobre-resistencias								
N5-N6	0.0022	0.0028	0.0022	0.0028	0.0022	0.0028		
ROMA-EW-85								
Resistencias nominales								
N5-N6							0.0241	0.0246
N3-N4	0.0123	0.0081	0.0123	0.0081				
N2-N3					0.0112	0.0076		
Sobre-resistencias								
N2-N3	0.0124	0.0089	0.0124	0.0089	0.0128	0.0091		
SCT-EW-85								
Resistencias nominales								
N1-N2	0.0106	0.0126	0.0096	0.0101	0.0098	0.0104	0.0063	0.0061
Sobre-resistencias								
N1-N2	0.0066	0.0067	0.0063	0.0064	0.0063	0.0064		

Valor permisible de diseño:  $\gamma_p \leq 0.012$

Tabla 4.13- Fuerzas cortantes basales del eje 2 (interior) del edificio de 7 niveles, diseño en zonas II y III (RDF-93 y RDF-04)

Entrepiso	RDF-93 (Cuerpo principal)		RDF-04				Elástico	
	(-)	(+) )	Cuerpo Principal		Apéndice A		(-)	(+) )
			(-)	(+)	(-)	(+)		
VIVE-EW-85								
Resistencias nominales								
PB-N1	64.91	57.77	64.91	57.77	64.91	57.77	64.91	57.77
Sobre-resistencias								
PB-N1	64.91	57.77	64.91	57.77	64.91	57.77		
ROMA-EW-85								
Resistencias nominales								
PB-N1	155.01	141.71	155.01	141.71	160.11	144.91	661.91	654.19
Sobre-resistencias								
PB-N1	214.79	210.40	214.79	210.40	225.00	220.72		
SCT-EW-85								
Resistencias nominales								
PB-N1	180.62	185.09	194.72	195.51	191.68	193.77	245.81	237.76
Sobre-resistencias								
PB-N1	227.35	224.88	234.46	229.51	232.10	227.86		

\* Fuerzas en toneladas

Tabla 4.14- Comparación de dimensiones y resistencias nominales a flexión y a cortante del extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2 de la estructura de 7 niveles

Diseño		Dimensiones (cm)	$M_R^+$ (t-m)	$M_R^-$ (t-m)	$V_R$ (t)	
Zona sísmica II	RDF-93 (C.P.)	70 x 35	36.88	70.78	47.10	
	RDF-04	Cuerpo Principal	70 x 35	36.88	70.78	47.10
		Apéndice A	70 x 35	39.81	76.37	47.10
Zona sísmica III	RDF-93 (C.P.)	70 x 35	39.84	80.68	47.10	
	RDF-04	Cuerpo Principal	70 x 35	48.43	86.14	47.10
		Apéndice A	70 x 35	48.43	86.14	47.10

Resultados de resistencias con  $F_R = 1.0$

Tabla 4.15- Comparación de dimensiones y resistencias reales promedio a flexión y a cortante del extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2 de la estructura de 7 niveles

Diseño		Dimensiones (cm)	$M_R^+$ (t-m)	$M_R^-$ (t-m)	$V_R$ (t)	
Zona sísmica II	RDF-93 (C.P.)	70 x 35	69.75	98.52	54.54	
	RDF-04	Cuerpo Principal	70 x 35	69.75	98.52	54.54
		Apéndice A	70 x 35	75.71	103.30	54.54
Zona sísmica III	RDF-93 (C.P.)	70 x 35	74.96	107.90	54.54	
	RDF-04	Cuerpo Principal	70 x 35	90.01	114.75	54.54
		Apéndice A	70 x 35	90.01	114.75	54.54

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.16- Comparación de dimensiones y resistencias nominales a flexocompresión y a cortante del extremo inferior de la columna A entrepiso PB-N1 del eje 2 de estructura de 7 niveles

Diseño		Dimensiones (cm)	$P_{0,C}$ (t)	$P_{0,T}$ (t)	$M_0$ (t-m)	$M_b$ (t-m)	$P_b$ (t)	$V_R$ (t)	
Zona sísmica II	RDF-93 (C. principal)	65 x 65	983.0	304.0	60.1	118.3	294.9	144.0	
	RDF-04	Cuerpo Principal	65 x 65	983.0	304.0	60.1	118.3	294.9	144.0
		Apéndice A	65 x 65	1025.0	345.0	70.1	129.0	287.0	144.0
Zona sísmica III	RDF-93 (C. principal)	70 x 70	1101.0	312.0	65.3	136.5	341.1	159.0	
	RDF-04	Cuerpo Principal	70 x 70	1225.0	436.0	95.5	169.1	343.0	191.0
		Apéndice A	70 x 70	1101.0	312.0	65.3	136.5	341.1	159.0

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.17-Comparación de dimensiones y resistencias reales promedio a flexocompresión y a cortante del extremo inferior de la columna A del entrepiso PB-N1 eje 2, estructura de 7 niveles

Diseño		Dimensiones (cm)	P <sub>0,C</sub> (t)	P <sub>0,T</sub> (t)	M <sub>0</sub> (t-m)	M <sub>b</sub> (t-m)	P <sub>b</sub> (t)	V <sub>R</sub> (t)	
Zona sísmica II	RDF-93 (C.P.)	65 x 65	1408.0	493.0	83.1	164.4	478.7	169.0	
	RDF-04	Cuerpo Principal	65 x 65	1408.0	493.0	83.1	164.4	478.7	169.0
		Apén. A	65 x 65	1460.0	570.0	97.2	179.8	481.8	169.0
Zona sísmica III	RDF-93 (C.P.)	70 x 70	1665.0	526.0	92.5	195.2	582.8	186.0	
	RDF-04	Cuerpo Principal	70 x 70	1890.0	756.0	132.3	239.5	604.8	224.0
		Apén. A	70 x 70	1665.0	526.0	92.5	195.2	582.8	186.0

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.18- Resistencias nominales a flexión de vigas del edificio de 17 niveles, diseño de zona II (RDF-93 y RDF-04)

Sección Tipo	Dimensiones (cm)	M <sub>R</sub> <sup>+</sup> (t-m)	M <sub>R</sub> <sup>-</sup> (t-m)
1	70 x 35	22.23	34.91
2	70 x 35	22.22	40.38
3	70 x 35	26.23	47.42
4	70 x 35	26.23	51.46
5	70 x 35	29.40	58.20
6	70 x 35	34.08	63.95
7	70 x 35	36.58	70.54
8	70 x 35	39.81	76.37
9	70 x 35	34.43	78.94
10	70 x 35	43.08	86.75
11	70 x 35	48.54	91.99
12	70 x 35	48.53	92.59
13	70 x 35	52.60	100.25
14	70 x 35	52.66	102.52
15	70 x 35	55.62	108.79
16	70 x 35	59.76	111.86
17	70 x 35	59.75	111.89
18	70 x 35	37.20	65.59
19	70 x 35	39.75	73.74

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.19- Resistencias reales promedio a flexión de vigas del edificio de 17 niveles, diseño de zona II (RDF-93 y RDF-04)

Sección Tipo	Dimensiones (cm)	$M_R^+$ (t-m)	$M_R^-$ (t-m)
1	35 x 70	43.46	62.60
2	35 x 70	43.56	67.77
3	35 x 70	50.83	75.41
4	35 x 70	50.97	79.12
5	35 x 70	56.63	86.21
6	35 x 70	65.08	91.67
7	35 x 70	69.20	99.03
8	35 x 70	75.90	103.89
9	35 x 70	65.70	106.04
10	35 x 70	81.20	115.63
11	35 x 70	90.25	121.86
12	35 x 70	91.35	122.59
13	35 x 70	97.16	131.68
14	35 x 70	97.34	134.46
15	35 x 70	101.65	141.95
16	35 x 70	108.92	145.61
17	35 x 70	109.57	145.68
18	35 x 70	70.57	94.22
19	35 x 70	75.66	102.03

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.20- Datos de los diagramas de interacción de columnas del edificio de 17 niveles, diseño de zona II (RDF-93 y RDF-04), resistencias nominales

Sección Tipo	Dimensiones (cm)	P <sub>0,C</sub> (t)	P <sub>0,T</sub> (t)	M <sub>0</sub> (t-m)	M <sub>b</sub> (t-m)	P <sub>b</sub> (t)
1	55 x 55	653.09	163.23	27.63	63.06	209.26
2	55 x 55	687.99	204.14	33.66	67.60	205.86
3	55 x 55	732.76	248.48	42.93	78.52	206.06
4	70 x 70	1066.15	270.92	59.14	134.17	343.71
5	70 x 70	1145.32	354.70	75.70	148.18	339.59
6	85 x 85	1559.87	387.93	98.70	229.06	512.38
7	85 x 85	1610.29	439.48	117.13	252.41	507.55
8	85 x 85	1724.22	559.53	145.82	276.27	500.58
9	85 x 85	1768.92	606.94	157.20	285.95	497.09
10	105 x 105	2401.65	615.85	194.00	440.73	783.22
11	105 x 105	2445.67	666.56	208.96	453.40	779.74
12	105 x 105	2623.61	848.96	276.27	528.80	776.01

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.21- Datos de los diagramas de interacción de columnas del edificio de 17 niveles, diseño de zona II (RDF-93 y RDF-04), resistencias reales promedio

Sección Tipo	Dimensiones (cm)	P <sub>0,C</sub> (t)	P <sub>0,T</sub> (t)	M <sub>0</sub> (t-m)	M <sub>b</sub> (t-m)	P <sub>b</sub> (t)
1	55 x 55	996.08	272.98	39.60	91.18	355.64
2	55 x 55	1037.01	342.76	47.26	96.17	354.72
3	55 x 55	1079.02	402.95	59.59	112.05	354.73
4	70 x 70	1542.79	457.24	84.04	186.33	556.51
5	70 x 70	1798.06	605.68	107.05	214.94	610.48
6	85 x 85	2393.84	633.16	143.12	342.71	883.01
7	85 x 85	2348.64	715.83	166.36	362.01	841.84
8	85 x 85	2580.37	930.51	205.12	399.00	879.52
9	85 x 85	2632.53	1017.06	220.16	410.64	879.93
10	105 x 105	3480.13	1028.97	275.41	614.45	1266.74
11	105 x 105	3531.49	1117.22	294.62	628.54	1266.26
12	105 x 105	3848.75	1453.14	383.29	728.83	1309.99

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.22- Resistencias nominales a flexión de vigas del edificio de 17 niveles, diseño de zona III (RDF-93 y RDF-04)

Sección Tipo	Dimensiones (cm)	$M_R^+$ (t-m)	$M_R^-$ (t-m)	Sección Tipo	Dimensiones (cm)	$M_R^+$ (t-m)	$M_R^-$ (t-m)
1	85 x 45	41.79	41.79	26	85 x 45	81.89	164.69
2	85 x 45	41.79	50.74	27	85 x 45	87.72	167.19
3	85 x 45	41.78	59.63	28	85 x 45	41.77	80.13
4	85 x 45	50.76	59.68	29	85 x 45	48.75	64.53
5	85 x 45	41.78	73.35	30	85 x 45	48.74	88.98
6	85 x 45	50.77	73.49	31	85 x 45	64.75	89.33
7	85 x 45	42.60	82.75	32	85 x 45	59.70	80.47
8	85 x 45	60.19	73.15	33	85 x 45	65.55	114.29
9	85 x 45	69.84	93.54	34	85 x 45	94.37	123.33
10	85 x 45	48.79	95.67	35	85 x 45	107.65	136.69
11	85 x 45	80.87	100.45	36	85 x 45	112.64	152.59
12	85 x 45	52.74	106.24	37	85 x 45	116.93	158.08
13	85 x 45	82.68	114.00	38	85 x 45	125.51	176.90
14	85 x 45	58.53	115.61	39	85 x 45	125.55	198.06
15	85 x 45	90.47	123.82	40	85 x 45	99.42	176.49
16	85 x 45	65.75	128.14	41	85 x 45	101.49	188.58
17	85 x 45	90.80	128.65	42	85 x 45	114.89	190.94
18	85 x 45	78.46	135.46	43	85 x 45	114.72	202.50
19	85 x 45	76.64	143.68				
20	85 x 45	87.34	144.47				
21	85 x 45	97.12	144.98				
22	85 x 45	76.73	151.49				
23	85 x 45	81.68	152.69				
24	85 x 45	81.75	157.13				
25	85 x 45	91.30	160.80				

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.23- Resistencias reales promedio a flexión de vigas del edificio de 17 niveles, diseño de zona III (RDF-93 y RDF-04)

Sección Tipo	Dimensiones (cm)	$M_R^+$ (t-m)	$M_R^-$ (t-m)	Sección Tipo	Dimensiones (cm)	$M_R^+$ (t-m)	$M_R^-$ (t-m)
1	85 x 45	78.60	85.69	26	85 x 45	149.26	212.02
2	85 x 45	78.67	96.34	27	85 x 45	159.07	216.34
3	85 x 45	78.77	106.19	28	85 x 45	79.12	127.99
4	85 x 45	94.97	108.76	29	85 x 45	91.54	114.45
5	85 x 45	78.92	120.68	30	85 x 45	91.56	138.69
6	85 x 45	94.98	123.50	31	85 x 45	119.79	144.23
7	85 x 45	71.14	128.83	32	85 x 45	110.97	133.82
8	85 x 45	112.04	135.05	33	85 x 45	121.69	167.38
9	85 x 45	128.84	145.88	34	85 x 45	170.16	178.99
10	85 x 45	91.45	143.96	35	85 x 45	192.69	202.42
11	85 x 45	148.29	158.87	36	85 x 45	199.51	213.31
12	85 x 45	98.46	155.57	37	85 x 45	206.48	221.22
13	85 x 45	150.69	173.71	38	85 x 45	220.51	243.38
14	85 x 45	108.52	164.28	39	85 x 45	220.18	255.68
15	85 x 45	164.04	180.18	40	85 x 45	178.39	226.79
16	85 x 45	121.55	177.63	41	85 x 45	181.67	240.28
17	85 x 45	164.21	185.29	42	85 x 45	203.36	246.64
18	85 x 45	143.55	189.60	43	85 x 45	202.82	256.88
19	85 x 45	140.27	194.45				
20	85 x 45	158.50	200.78				
21	85 x 45	174.88	206.64				
22	85 x 45	140.29	200.18				
23	85 x 45	149.18	202.63				
24	85 x 45	149.19	206.01				
25	85 x 45	164.75	210.95				

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$



Tabla 4.24- Datos de los diagramas de interacción de columnas del edificio de 17 niveles, diseño de zona III (RDF-93 y RDF-04), resistencias nominales

Sección Tipo	Dimensiones (cm)	$P_{o.C}$ (t)	$P_{o.T}$ (t)	$M_o$ (t-m)	$M_b$ (t-m)	$P_b$ (t)
1	55 x 55	653.09	163.23	27.63	63.06	209.26
2	55 x 55	732.76	248.48	42.93	78.52	206.06
3	55 x 55	787.87	302.25	52.61	88.21	204.56
4	70 x 70	1066.15	270.92	59.14	134.17	343.71
5	70 x 70	1120.37	327.08	72.15	147.77	342.79
6	70 x 70	1145.32	354.70	75.70	148.18	339.59
7	70 x 70	1199.70	409.55	92.65	169.59	340.11
8	85 x 85	1559.87	387.93	98.70	228.06	512.38
9	85 x 85	1610.29	439.48	117.13	252.41	507.55
10	85 x 85	1724.22	559.53	145.82	276.27	500.58
11	85 x 85	1808.46	644.01	169.51	300.06	495.96
12	105 x 105	2401.65	615.85	194.00	440.73	783.22
13	105 x 105	2484.91	710.96	225.68	472.27	776.83
14	105 x 105	2662.81	889.38	287.50	536.93	771.64
15	105 x 105	2841.68	1069.59	350.23	602.01	768.90
16	55 x 55	768.08	282.50	46.65	79.99	201.96
17	55 x 55	813.26	327.55	54.86	88.52	200.97
18	55 x 55	848.59	362.75	59.90	92.81	199.32
19	70 x 70	1100.65	312.36	65.24	136.27	340.06
20	70 x 70	1180.11	392.19	83.04	154.34	336.77
21	70 x 70	1259.89	471.55	100.86	172.46	334.74
22	70 x 70	1359.90	570.93	124.22	196.41	331.81
23	85 x 85	1590.70	424.41	106.64	233.38	504.40
24	85 x 85	1670.83	508.59	128.84	256.12	502.39
25	85 x 85	1768.92	606.94	157.20	285.95	497.09
26	105 x 105	3091.22	1316.13	441.62	701.01	773.03

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.25- Datos de los diagramas de interacción de columnas del edificio de 17 niveles, diseño de zona III (RDF-93 y RDF-04), resistencias reales promedio

Sección Tipo	Dimensiones (cm)	$P_{o.C}$ (t)	$P_{o.T}$ (t)	$M_o$ (t-m)	$M_b$ (t-m)	$P_b$ (t)
1	55 x 55	996.08	272.98	39.60	91.18	355.64
2	55 x 55	1079.02	402.95	59.59	112.05	354.73
3	55 x 55	1282.68	494.98	72.68	131.65	401.70
4	70 x 70	1542.79	457.24	84.04	186.33	556.51
5	70 x 70	1768.68	559.28	102.61	214.84	611.70
6	70 x 70	1798.06	605.68	107.05	214.94	610.48
7	70 x 70	1779.98	706.83	127.71	233.69	586.61
8	85 x 85	2393.84	633.16	143.12	342.71	883.01
9	85 x 85	2348.64	715.83	166.36	362.01	841.84
10	85 x 85	2580.37	930.51	205.12	399.00	879.52
11	85 x 85	2580.23	1082.34	235.00	418.73	846.11
12	105 x 105	3515.10	945.11	256.80	598.46	1257.39
13	105 x 105	3584.51	1197.98	316.47	651.53	1268.38
14	105 x 105	3924.85	1490.15	402.98	766.06	1342.60
15	105 x 105	4271.23	1822.63	487.40	860.94	1396.86
16	55 x 55	1196.35	473.51	65.63	118.17	379.01
17	55 x 55	1315.45	553.40	76.75	132.10	399.10
18	55 x 55	1356.55	621.29	83.74	137.51	398.98
19	70 x 70	1665.13	525.80	92.49	195.07	583.14
20	70 x 70	1838.61	674.76	116.56	221.86	609.60
21	70 x 70	2011.82	825.87	140.60	248.58	634.27
22	70 x 70	2047.65	1009.27	168.72	270.62	609.54
23	85 x 85	2425.73	691.89	153.38	347.23	874.46
24	85 x 85	2615.46	840.15	184.18	383.52	909.29
25	85 x 85	2632.53	1017.06	220.16	410.64	879.93
26	105 x 105	4835.02	2278.38	610.32	1011.41	1497.29

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.26- Desplazamientos laterales máximos de azotea del eje 2 (interior), estructura de 17 niveles, diseños zona II y III (RDF-93 y RDF-04)

Nivel	RDF-93		RDF-04				Elástico	
	(Cuerpo principal)		Cuerpo Principal		Apéndice A		$\Delta (-)$	$\Delta (+)$
	$\Delta (-)$	$\Delta (+)$	$\Delta (-)$	$\Delta (+)$	$\Delta (-)$	$\Delta (+)$		
VIVE-EW-85								
Resistencias nominales								
N17	18.88	15.03	17.94	12.06	16.11	10.21	18.92	16.36
Sobre-resistencias								
N17	18.92	16.36	18.91	15.72	18.70	15.03		
ROMA-EW-85								
Resistencias nominales								
N17	17.46	24.31	19.17	21.79	19.66	19.65	22.56	25.62
Sobre-resistencias								
N17	21.94	25.60	17.08	25.01	17.11	24.57		
SCT-EW-85								
Resistencias nominales								
N17	45.06	34.20	46.57	34.08	45.67	34.32	93.08	91.33
Sobre-resistencias								
N17	47.77	37.96	49.72	40.63	47.49	40.82		

\*Resultados en centímetros

Tabla 4.27- Demandas máximas de ductilidad global, estructuras de 17 niveles, diseño en zonas II y III (RDF-93 y RDF-04)

Condición de Análisis		VIVE-EW-85	ROMA-EW-85	SCT-EW-85
RDF-93 Cuerpo principal	R. Nominales	1.33	2.26	3.32
	Sobre-resistencias	1.00	1.56	2.27
RDF-04 Cuerpo principal	R. Nominales	1.69	2.96	3.47
	Sobre-resistencias	1.19	1.95	2.05
RDF-04 Apéndice A	R. Nominales	2.16	2.67	4.87
	Sobre-resistencias	1.28	1.77	3.51

Tabla 4.28- Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, estructura de 17 niveles, diseño en zonas II y III (RDF-93 y RDF-04)

Entrepiso	RDF-93 (Cuerpo principal)		RDF-04				Elástico	
			Cuerpo Principal		Apéndice A			
	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)
VIVE-EW-85								
Resistencias nominales								
N6-N7	0.0043		0.0046		0.0042		0.0042	
N5-N6				0.0029				0.0037
N4-N5		0.0035						
N3-N4						0.0025		
Sobre-resistencias								
N6-N7	0.0042		0.0042		0.0043			
N6-N5		0.0037		0.0036		0.0036		
ROMA-EW-85								
Resistencias nominales								
N11-N12	0.0049		0.0049					
N10-N11					0.0049			
N6-N7		0.0057		0.0056		0.0051		0.0056
N5-N6							0.0054	
Sobre-resistencias								
N12-N13					0.043			
N6-N7		0.0056		0.0061		0.0061		
N5-N6	0.0052							
N4-N5			0.0034					
SCT-EW-85								
Resistencias nominales								
N5-N6	0.0132		0.0136		0.0131	0.0102	0.0207	0.0203
N4-N5		0.0105		0.0103				
Sobre-resistencias								
N5-N6	0.0148		0.0149		0.0143	0.0124		
N4-N5		0.0122		0.0124				

Valor permisible de diseño:  $\gamma_p \leq 0.012$

Tabla 4.29- Fuerzas cortantes basales del eje 2 (interior) del edificio de 17 niveles, diseño en zonas II y III (RDF-93 y RDF-04)

Entrepiso	RDF-93 (Cuerpo principal)		RDF-04				Elástico	
			Cuerpo Principal		Apéndice A			
	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)
VIVE-EW-85								
Resistencias nominales								
PB-N1	163.67	157.67	132.18	129.49	119.46	122.49	166.07	157.69
Sobre-resistencias								
PB-N1	166.07	157.69	166.22	157.72	164.84	154.31		
ROMA-EW-85								
Resistencias nominales								
PB-N1	161.48	175.44	133.45	129.52	145.24	122.07	233.51	214.30
Sobre-resistencias								
PB-N1	232.09	213.46	180.15	185.82	161.26	169.63		
SCT-EW-85								
Resistencias nominales								
PB-N1	405.71	398.89	465.83	465.83	434.94	434.94	1,839.4	1,824.5
Sobre-resistencias								
PB-N1	547.09	530.48	619.47	619.47	593.09	543.09		

\* Fuerzas en toneladas

Tabla 4.30- Comparación de dimensiones y resistencias nominales a flexión y a cortante del extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2 de la estructura de 17 niveles

Diseño		Dimensiones (cm)	$M_R^+$ (t-m)	$M_R^-$ (t-m)	$V_R$ (t)	
Zona sísmica II	RDF-93 (C.P.)	70 x 35	39.81	76.37	47.10	
	RDF-04	Cuerpo Principal	70 x 35	34.08	63.95	47.10
		Apéndice A	70 x 35	29.40	58.20	47.10
Zona sísmica III	RDF-93 (C.P.)	85 x 45	78.46	135.46	89.07	
	RDF-04	Cuerpo Principal	85 x 45	81.75	157.13	89.07
		Apéndice A	85 x 45	76.84	143.68	89.07

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.31- Comparación de dimensiones y resistencias reales promedio a flexión y a cortante del extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2 de la estructura de 17 niveles

Diseño		Dimensiones (cm)	$M_R^+$ (t-m)	$M_R^-$ (t-m)	$V_R$ (t)	
Zona sísmica II	RDF-93 (C.P.)	70 x 35	75.9	103.89	54.54	
	RDF-04	Cuerpo Principal	70 x 35	65.08	91.67	54.54
		Apéndice A	70 x 35	56.63	86.21	54.54
Zona sísmica III	RDF-93 (C.P.)	85 x 45	143.55	189.60	103.62	
	RDF-04	Cuerpo Principal	85 x 45	149.19	206.01	103.62
		Apéndice A	85 x 45	140.27	194.45	103.62

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.32- Comparación de dimensiones y resistencias nominales a flexocompresión y a cortante del extremo inferior de la columna A entrepiso PB-N1 eje 2 de la estructura de 17 niveles

Diseño		Dimensiones (cm)	$P_{0,C}$ (t)	$P_{0,T}$ (t)	$M_0$ (t-m)	$M_b$ (t-m)	$P_b$ (t)	$V_R$ (t)	
Zona sísmica II	RDF-93 (C.P.)	105 x 105	2402.0	616.0	194.0	440.4	792.7	268.0	
	RDF-04	Cuerpo Principal	105 x 105	2402.0	616.0	194.0	440.4	792.7	268.0
		Apén. A	105 x 105	2402.0	616.0	194.0	440.4	792.7	268.0
Zona sísmica III	RDF-93 (C.P.)	105 x 105	2663.0	889.0	287.5	537.6	772.3	399.0	
	RDF-04	Cuerpo Principal	105 x 105	3091.0	1316.0	441.6	702.2	772.8	530.0
		Apén. A	105 x 105	2842.0	1070.0	350.2	602.4	767.3	595.0

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

Tabla 4.33- Comparación de dimensiones y resistencias reales a flexocompresión y a cortante del extremo inferior de la columna A del entrepiso PB-N1 eje 2, estructura de 17 niveles

Diseño		Dimensiones (cm)	$P_{o.C}$ (t)	$P_{o.T}$ (t)	$M_o$ (t-m)	$M_b$ (t-m)	$P_b$ (t)	$V_R$ (t)	
Zona sísmica II	RDF-93 (C.P.)	105 x 105	3480.0	1029.0	275.4	614.2	1252.8	312.0	
	RDF-04	Cuerpo Principal	105 x 105	3480.0	1029.0	275.4	614.2	1252.8	312.0
		Apén. A	105 x 105	3480.0	1029.0	275.4	614.2	1252.8	312.0
Zona sísmica III	RDF-93 (C.P.)	105 x 105	3925.0	1490.0	403.0	756.7	1334.5	469.0	
	RDF-04	Cuerpo Principal	105 x 105	4835.0	2278.0	610.3	1013.	1498.9	624.0
		Apén. A	105 x 105	4271.0	1823.0	487.4	862.7	1409.4	702.0

Resultados de resistencias con  $F_R=1.0$

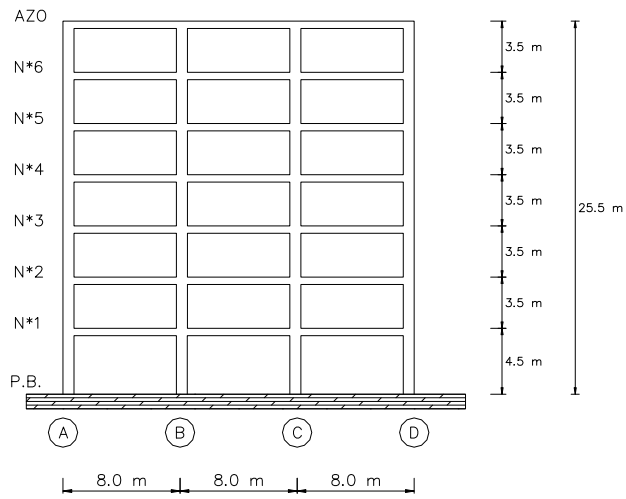


Fig 4.1- Eje 2 (interior) de las estructuras de 7 niveles

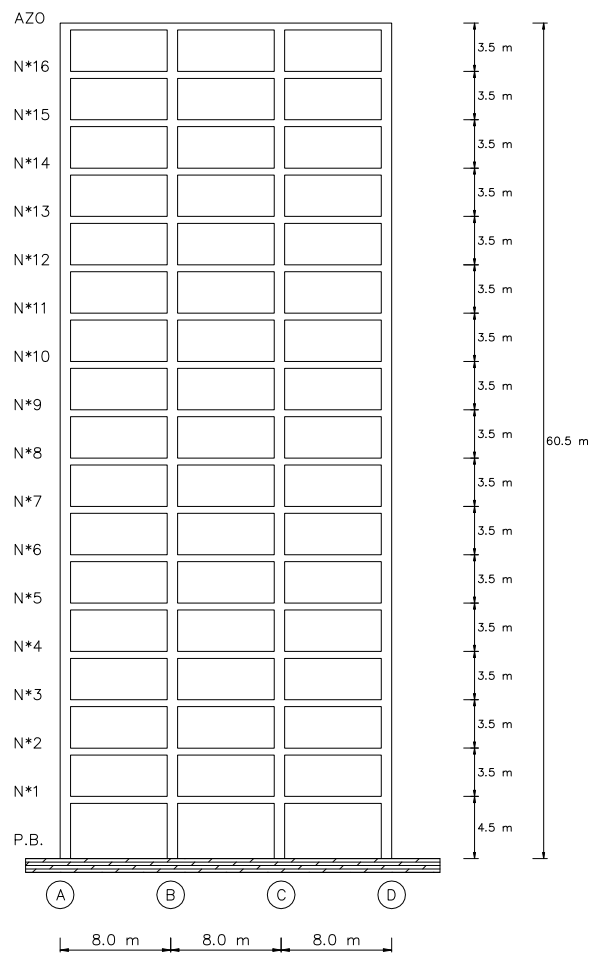


Fig 4.2- Eje 2 (interior) de las estructuras de 17 niveles



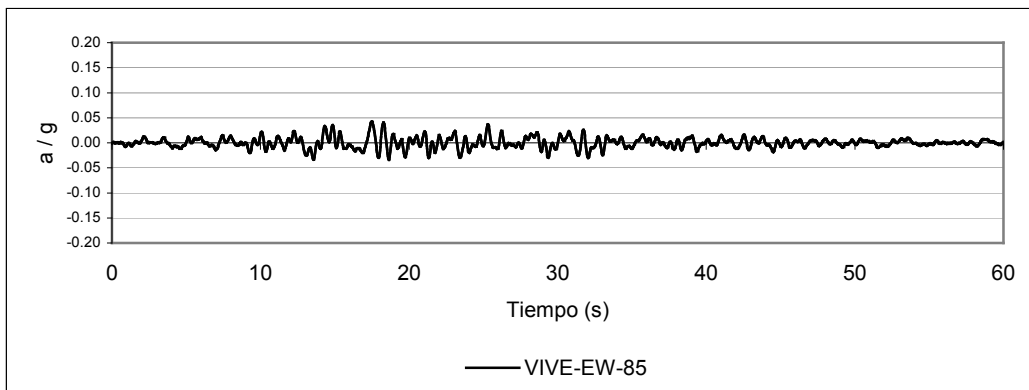


Fig 4.3- Acelerograma VIVE-EW-85 (transición)

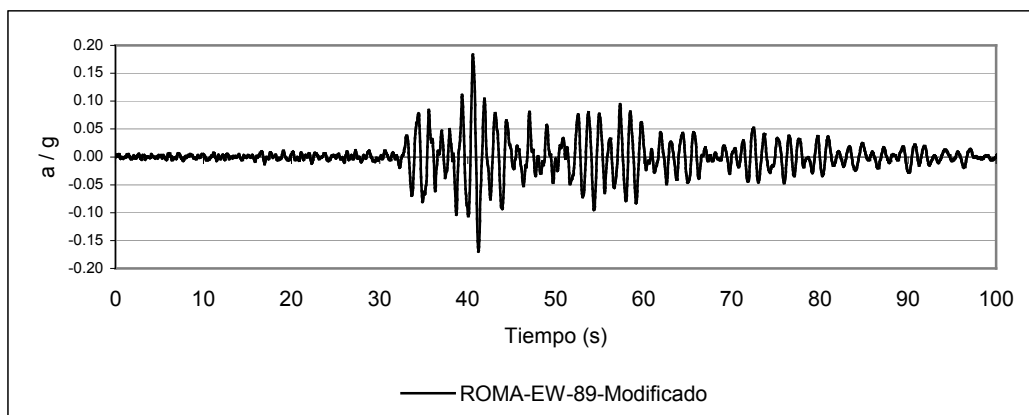


Fig 4.4- Acelerograma ROMA-EW-89-Modificado (transición)

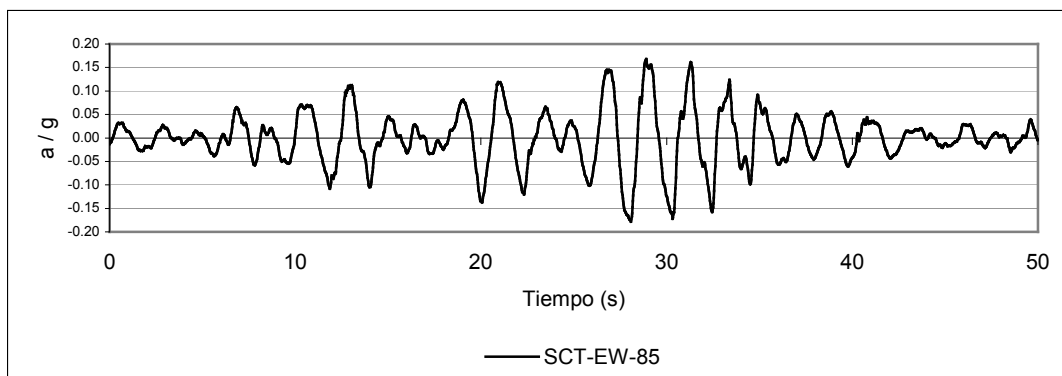


Fig 4.5- Acelerograma SCT-EW-85 (compresible)

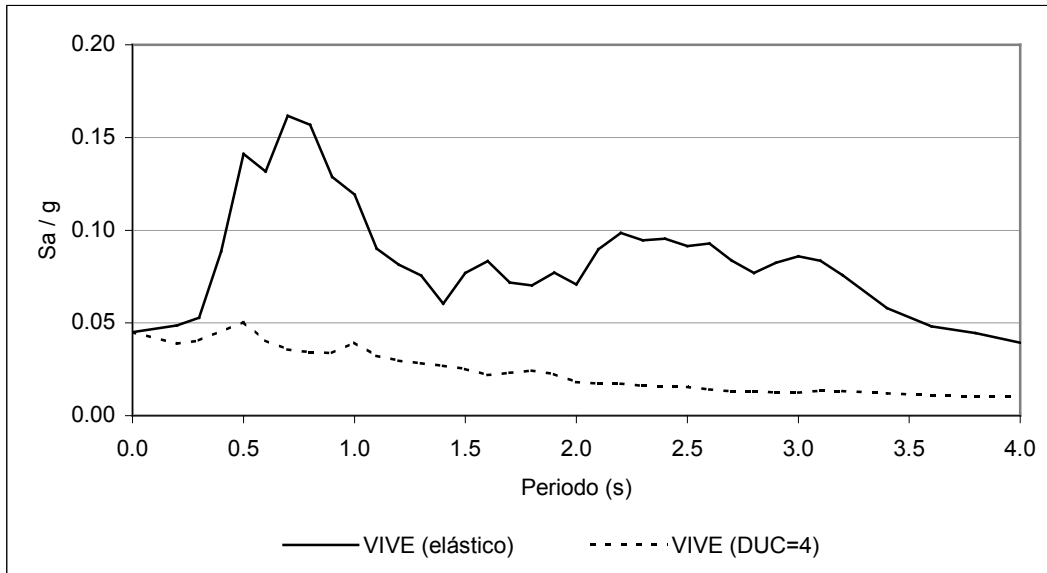


Fig 4.6 Espectros de respuesta del acelerograma VIVE-EW-85 (  $g = 5\%$  )

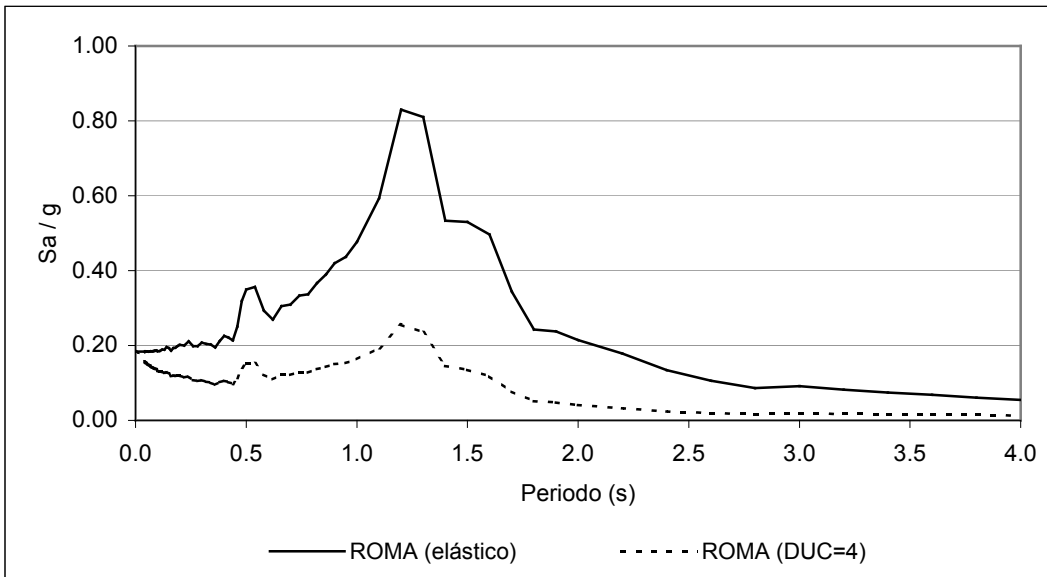


Fig 4.7 Espectros de respuesta del acelerograma ROMA-EW-85 (  $g = 5\%$  )

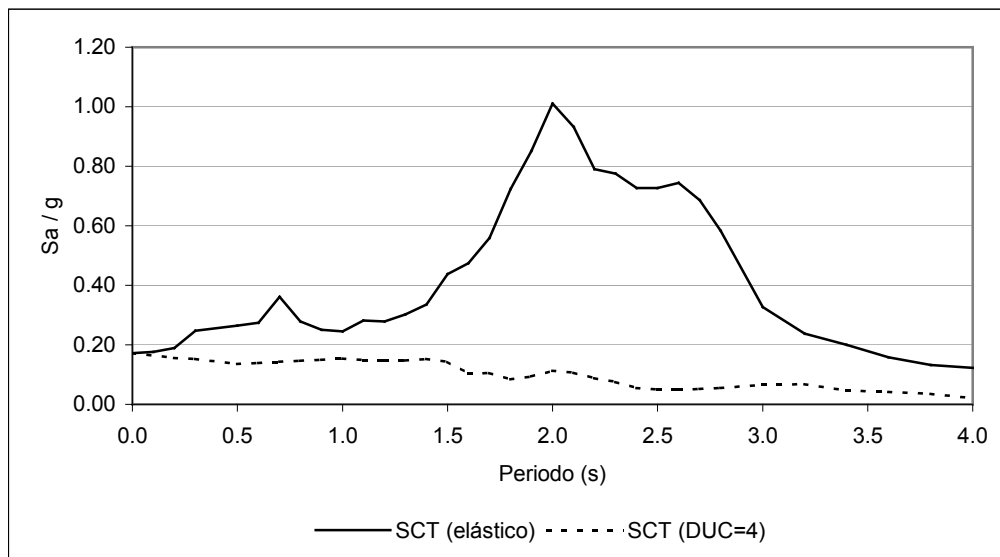


Fig 4.8 Espectros de respuesta del acelerograma SCT-EW-85 (  $g = 5\%$  )

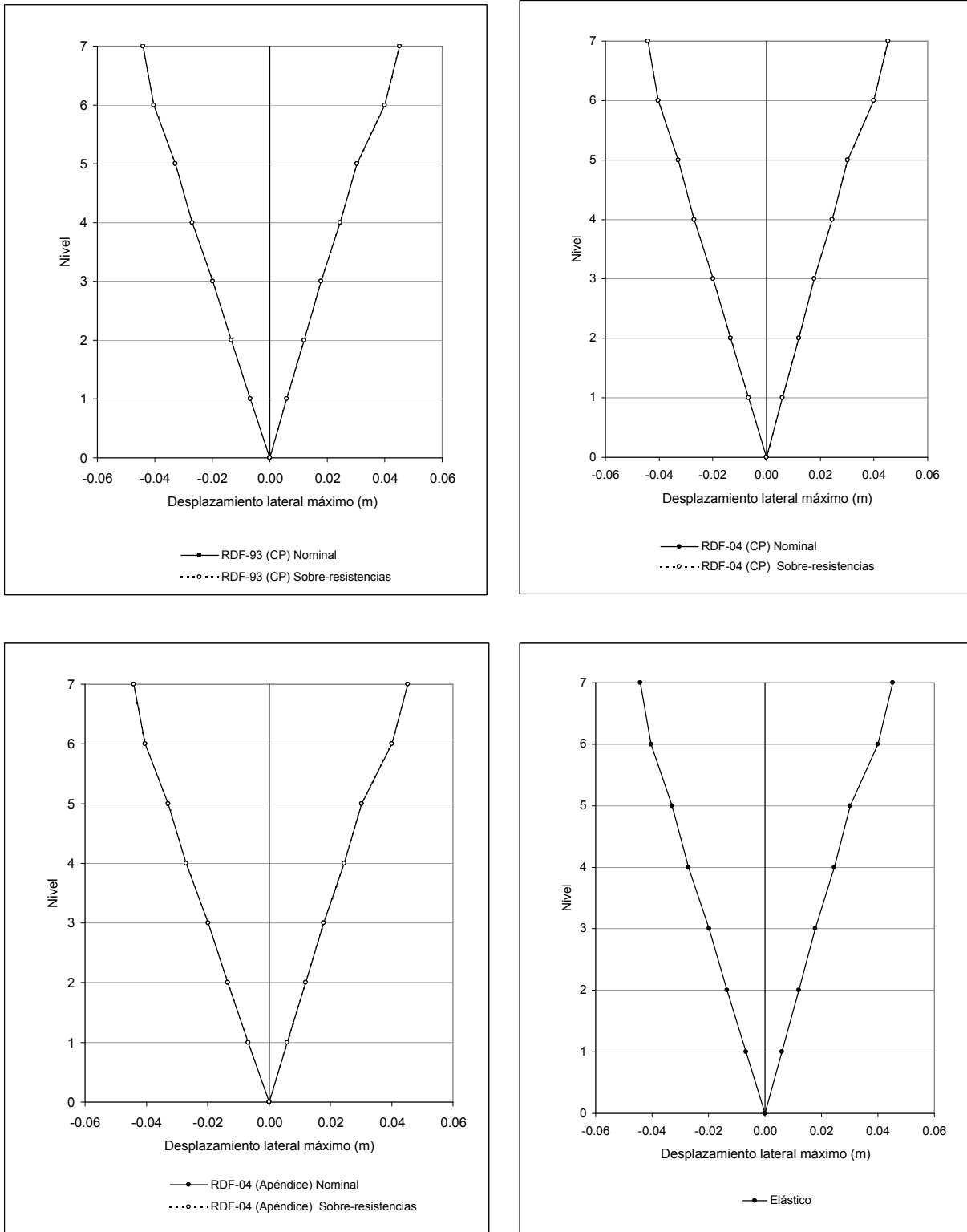


Fig 4.9- Desplazamientos laterales máximos del eje 2 (interior), sin y con efectos de sobre-resistencias, estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

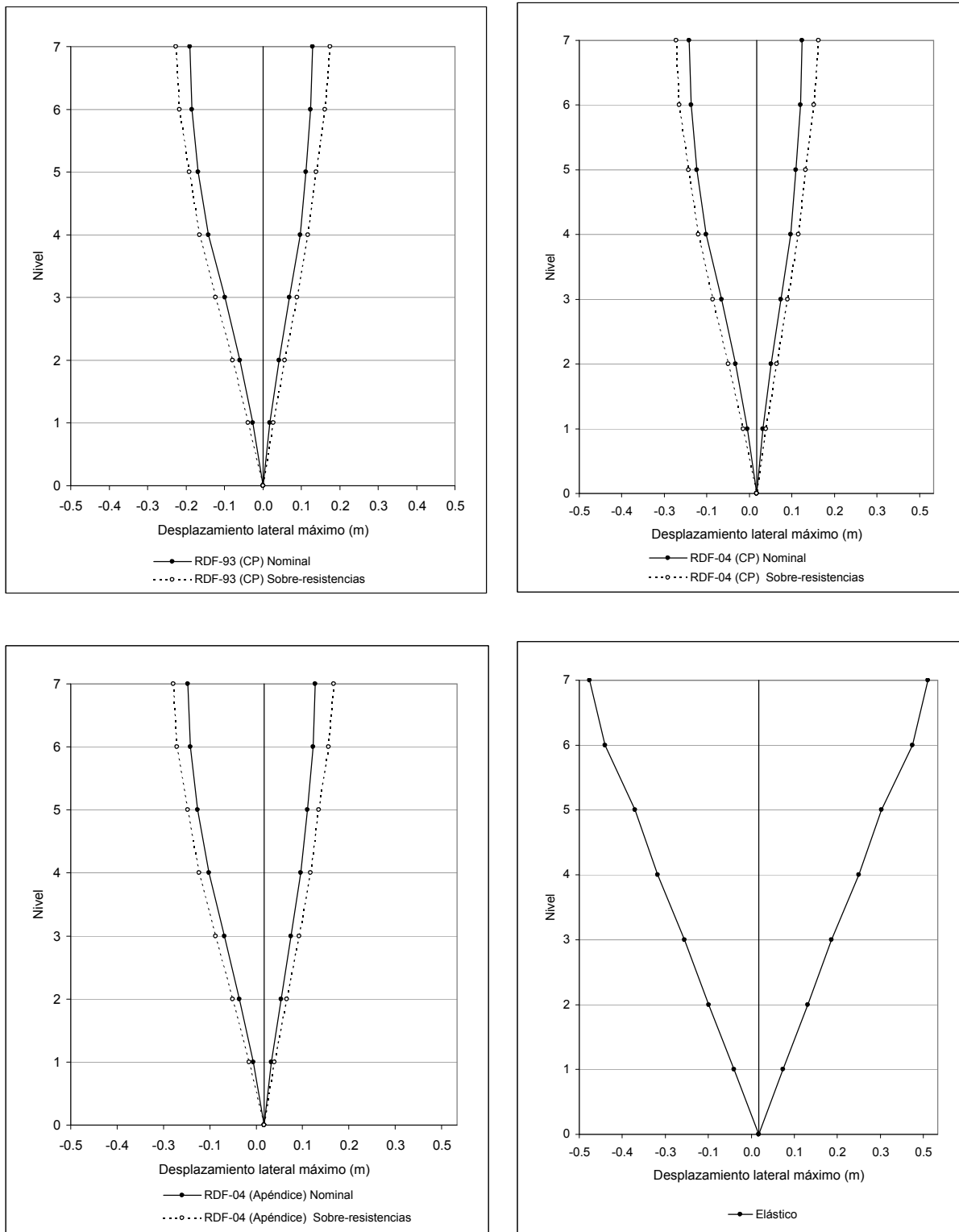


Fig 4.10- Desplazamientos laterales máximos del eje 2 (interior), sin y con efectos de sobre-resistencias, estructura de 7 diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

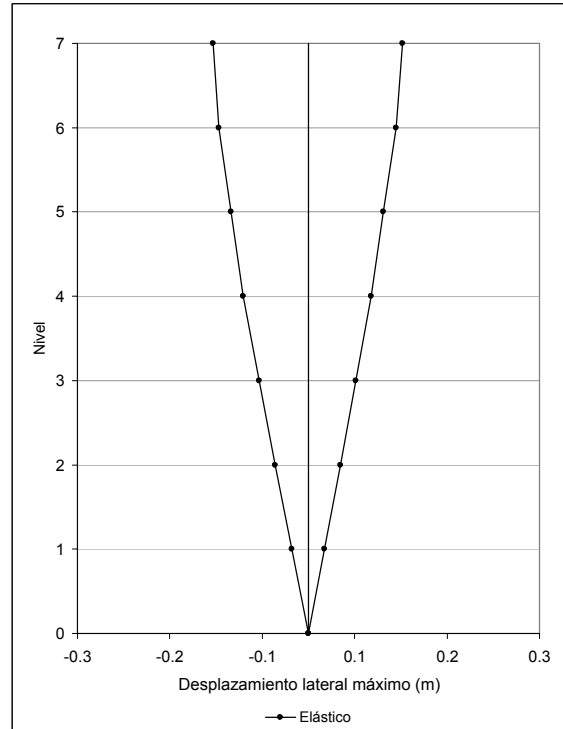
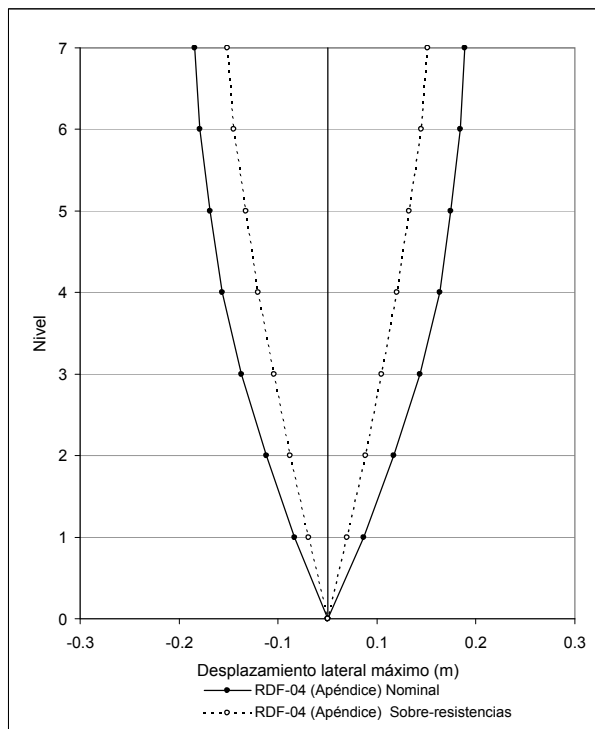
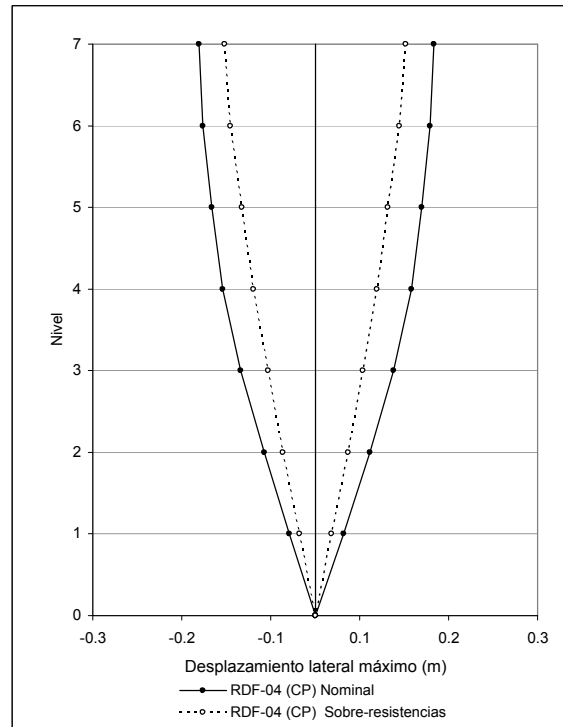
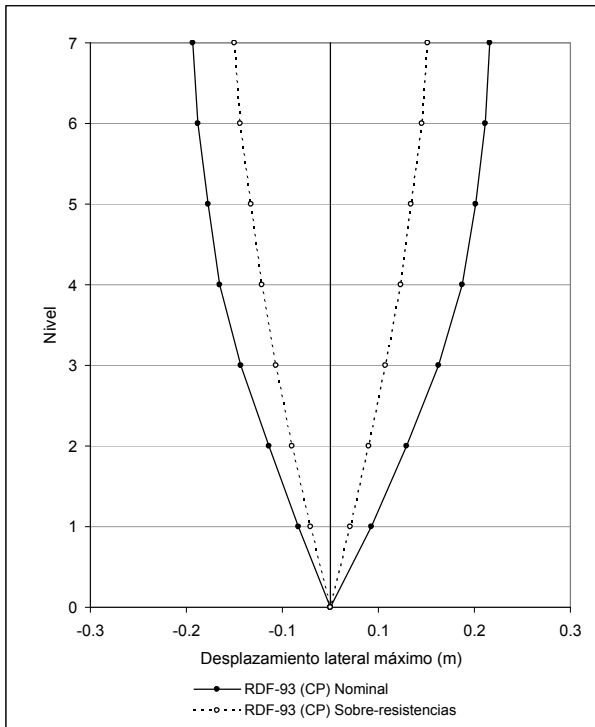


Fig 4.11- Desplazamientos laterales máximos del eje 2 (interior), sin y con efectos de sobre-resistencias, estructura de 7 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

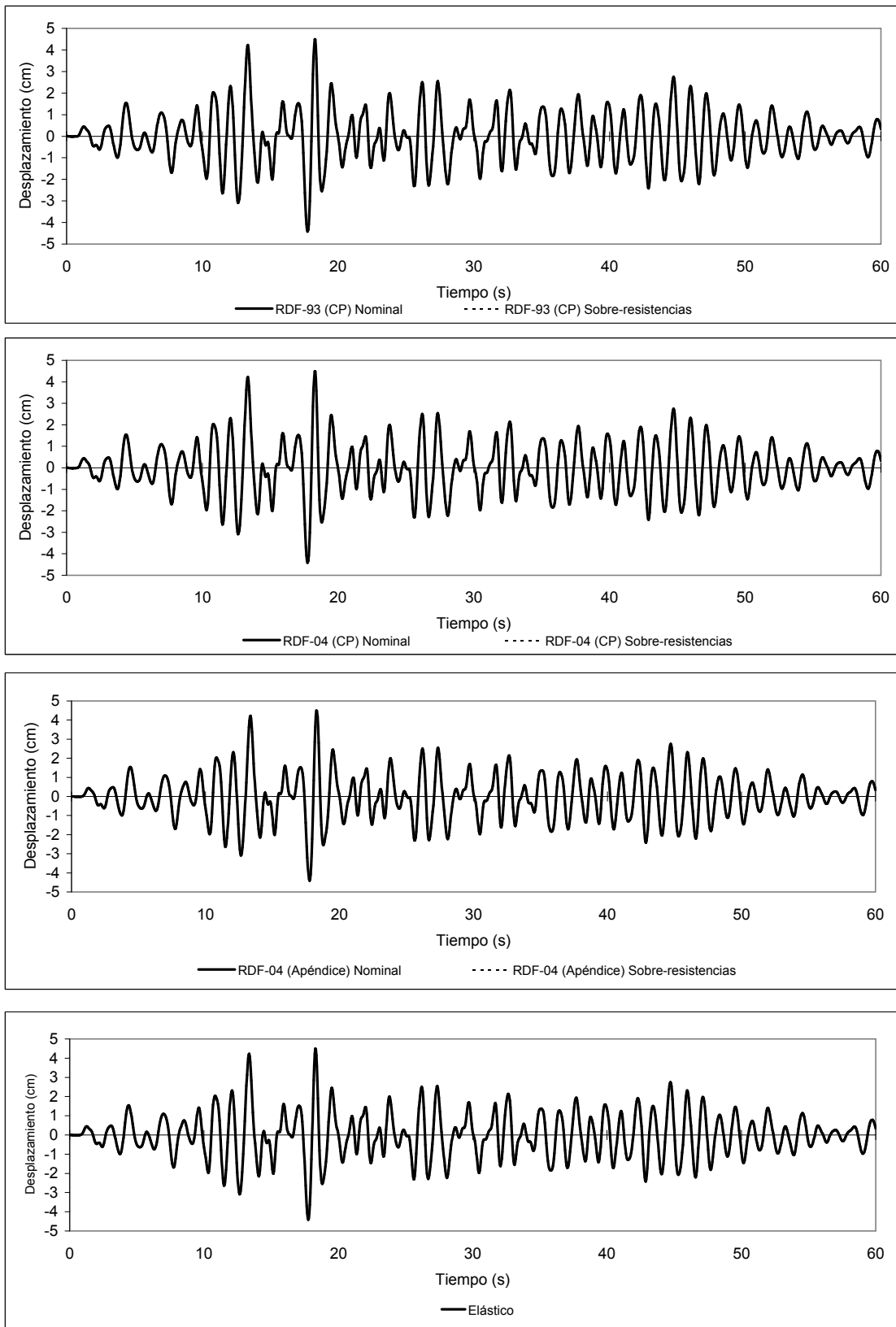


Fig 4.12- Historias de desplazamientos laterales de azotea del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

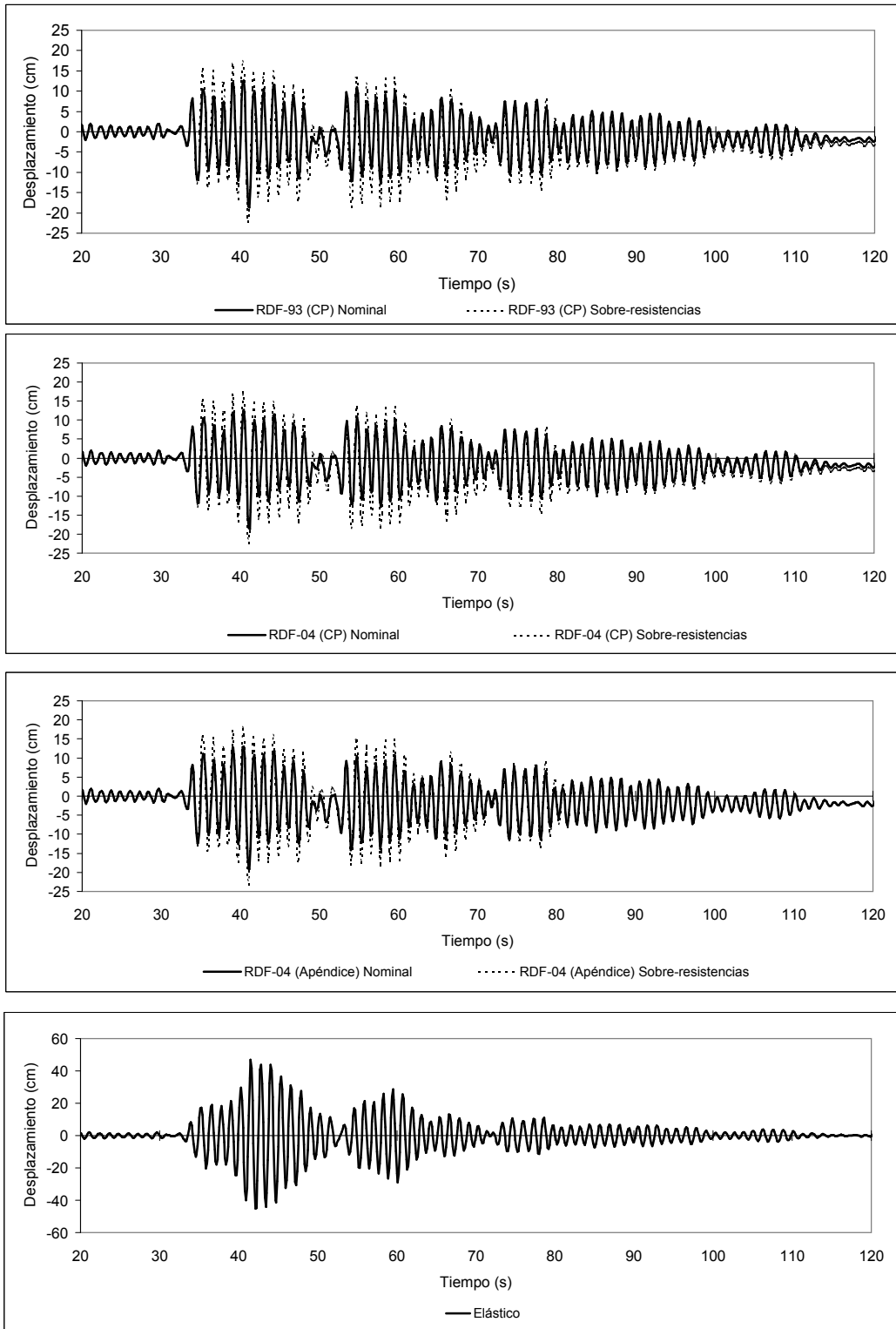


Fig 4.13- Historias de desplazamientos laterales de azotea del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencia, estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85



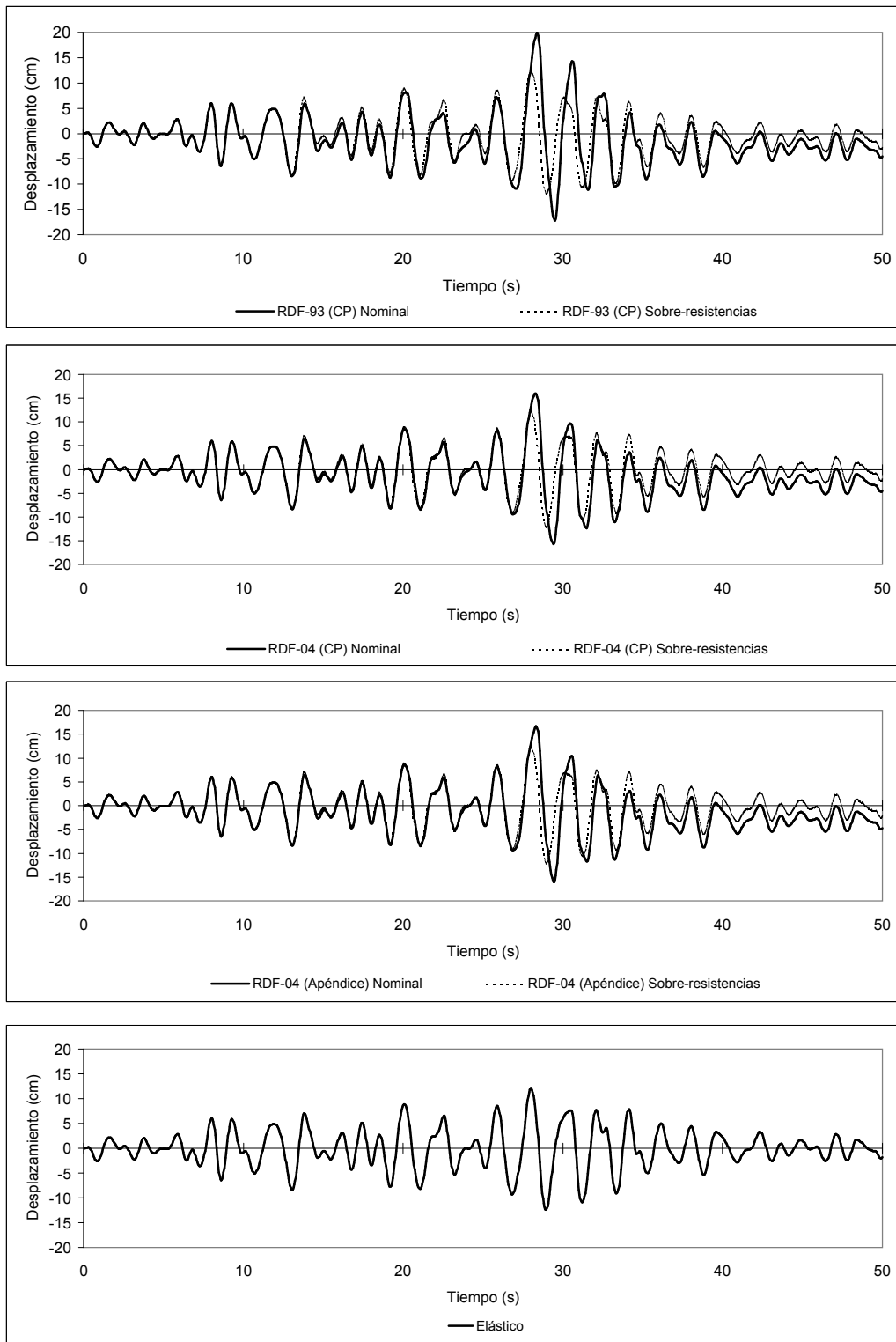


Fig 4.14- Historias de desplazamientos laterales de azotea del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, estructura de 7 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

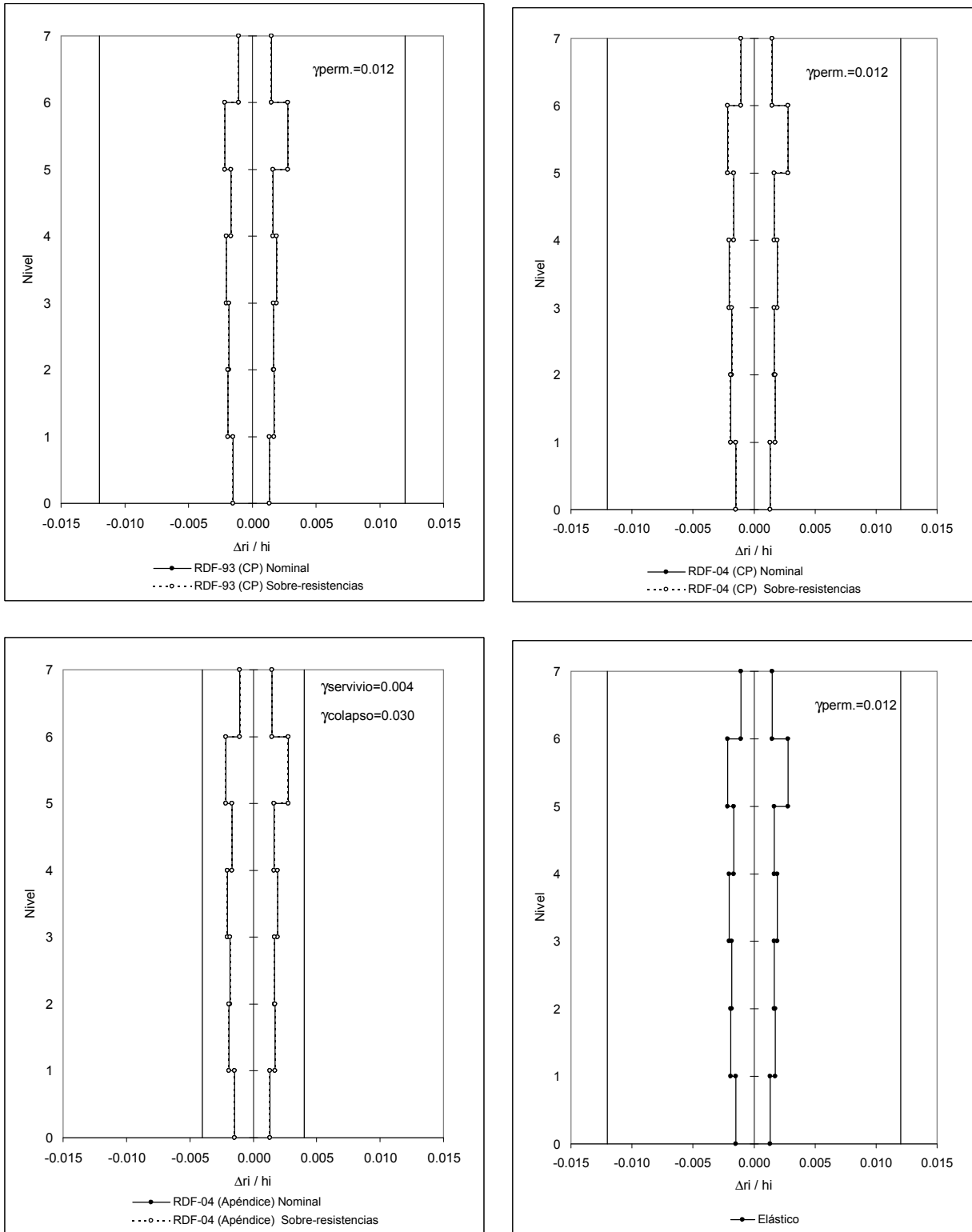


Fig 4.15- Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje Q, sin y con sobre-resistencias, estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

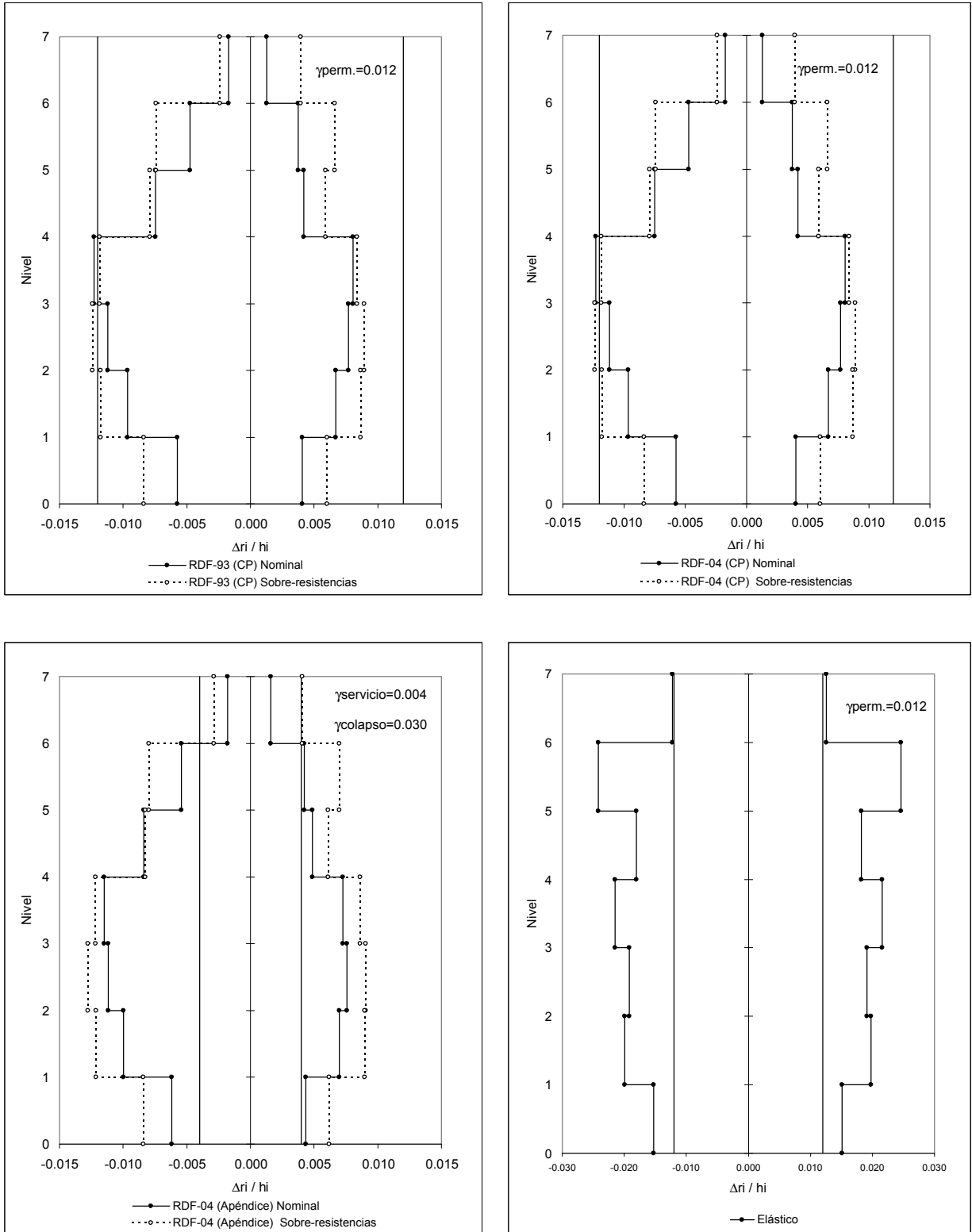


Fig 4.16- Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje Q, sin y con sobre-resistencias, estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

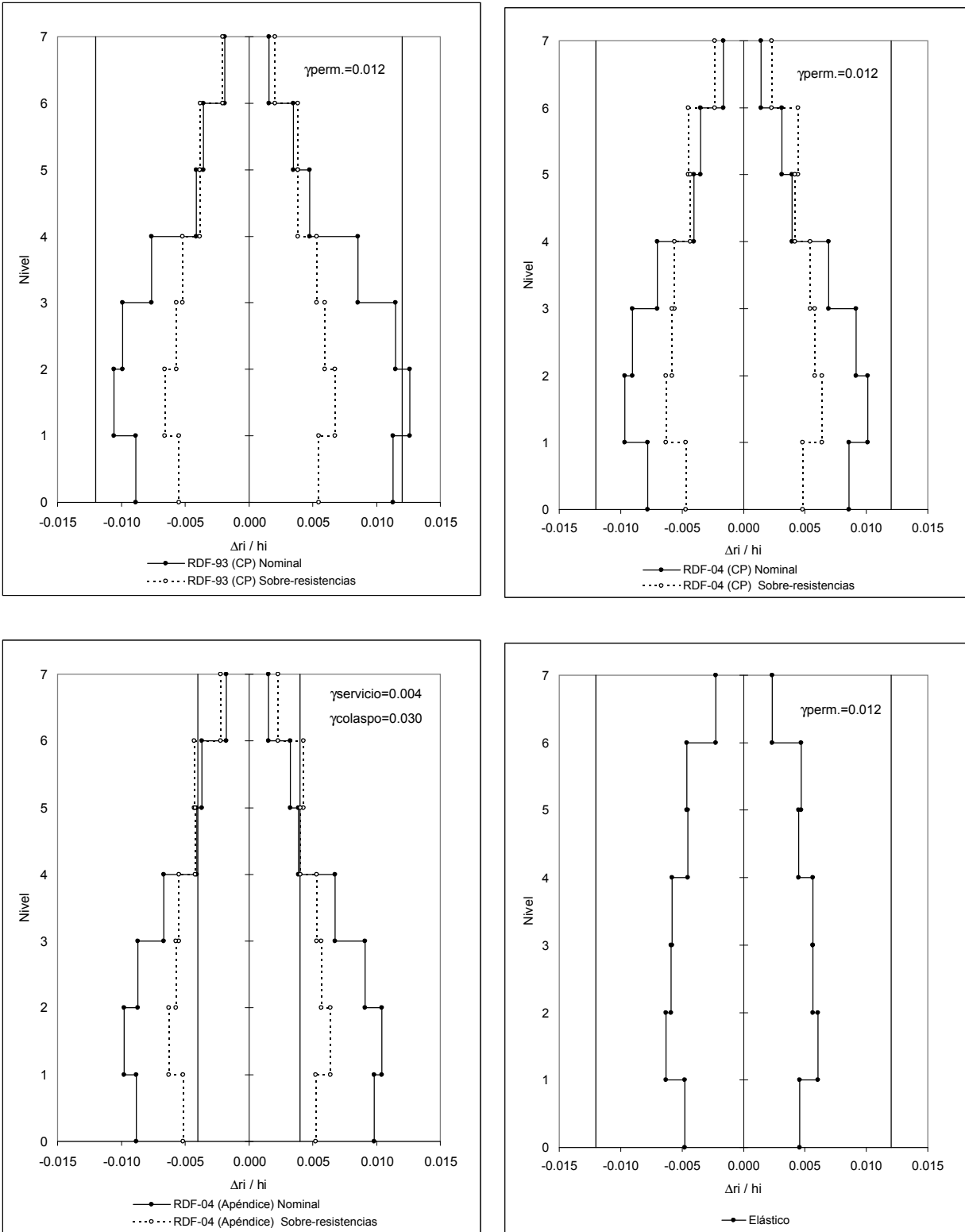


Fig 4.17- Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje 2, sin y con sobre-resistencias, estructura de 7 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

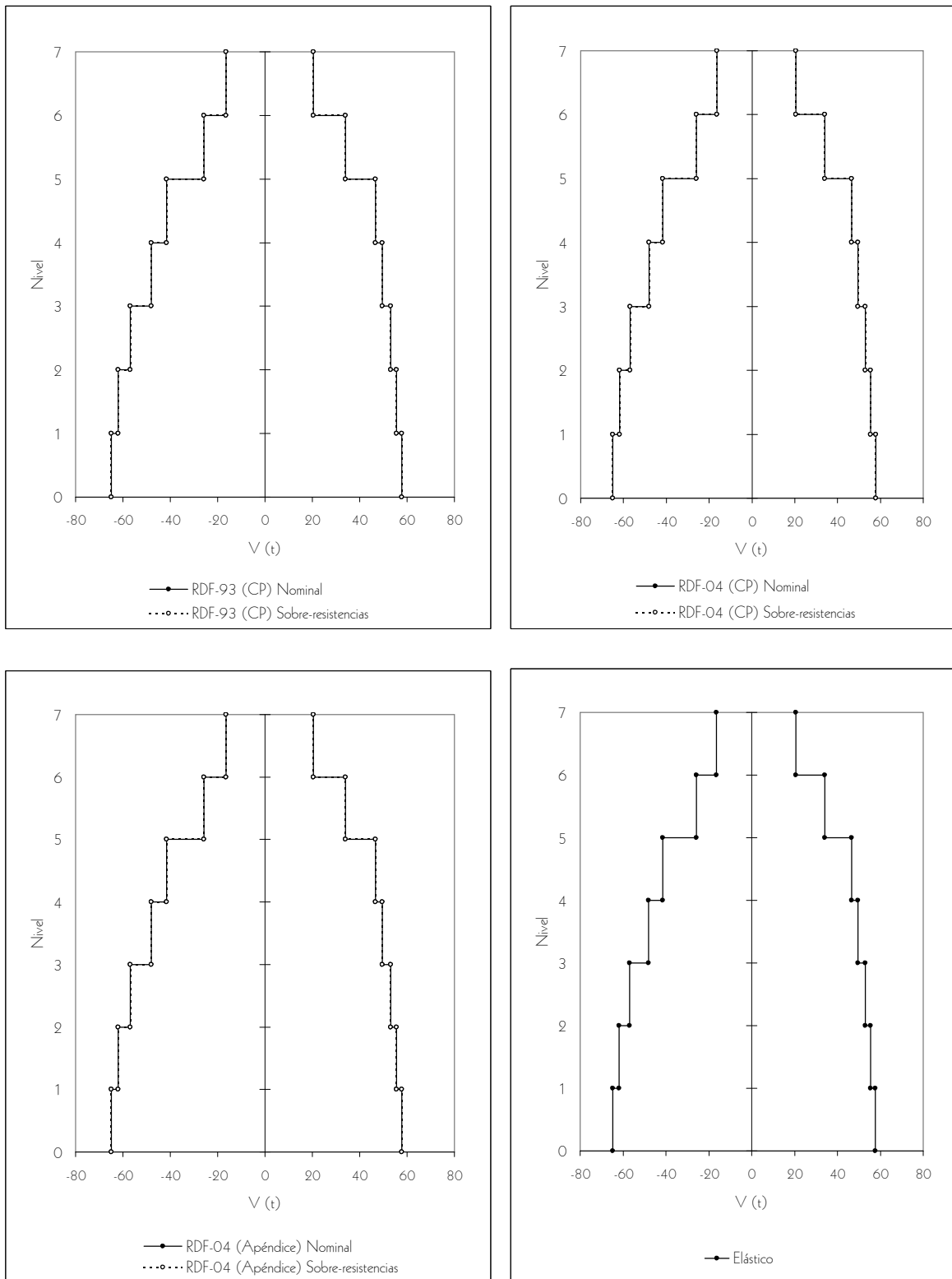


Fig 4.18- Distribución en elevación de las envolventes de las fuerzas cortantes de entrepiso del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, edificio de 7 niveles diseñado en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

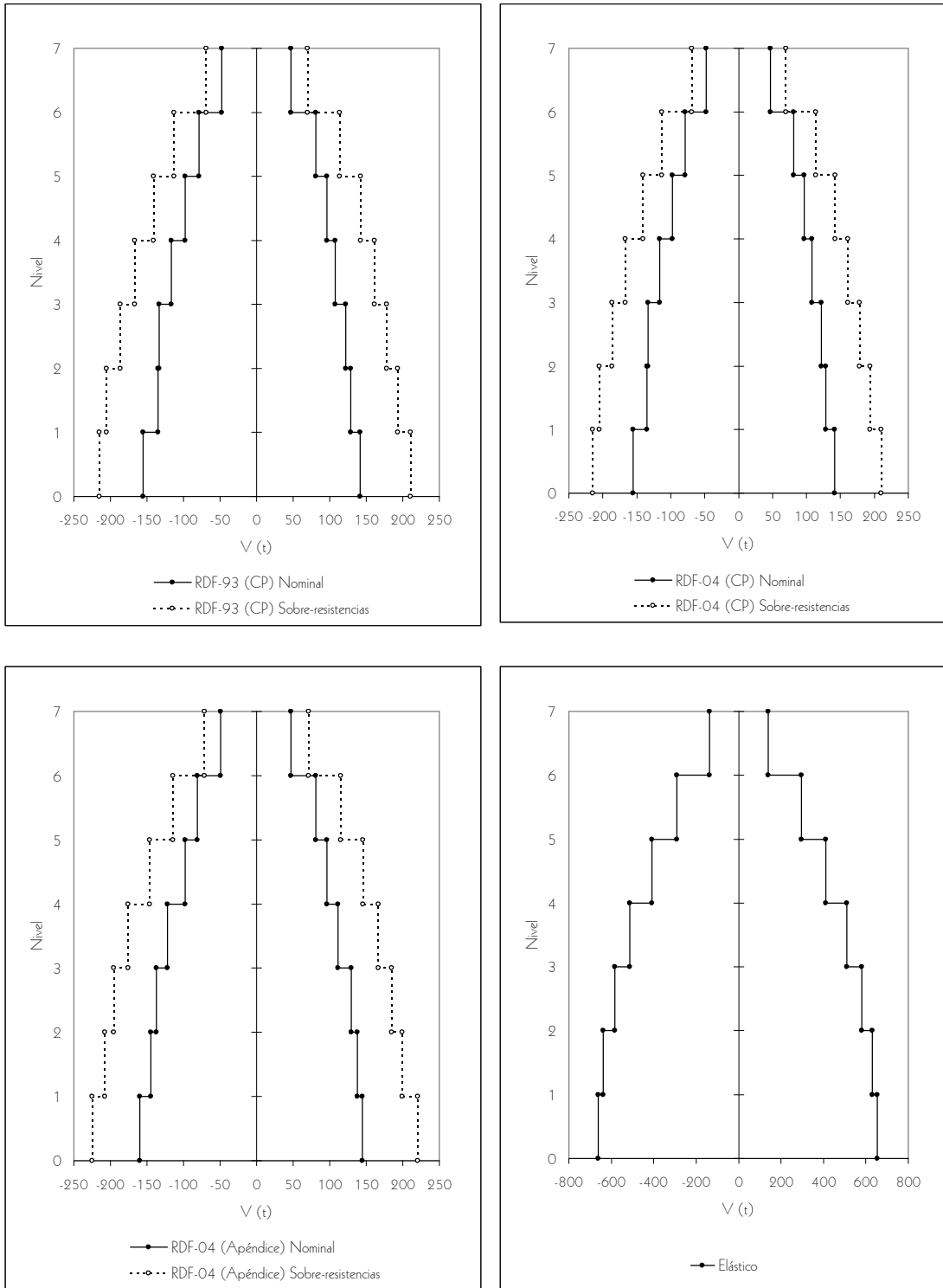


Fig 4.19- Distribución en elevación de las envolventes de las fuerzas cortantes de entrepiso del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, edificio de 7 niveles diseñado en zona II, acelerograma ROMA-EW-8

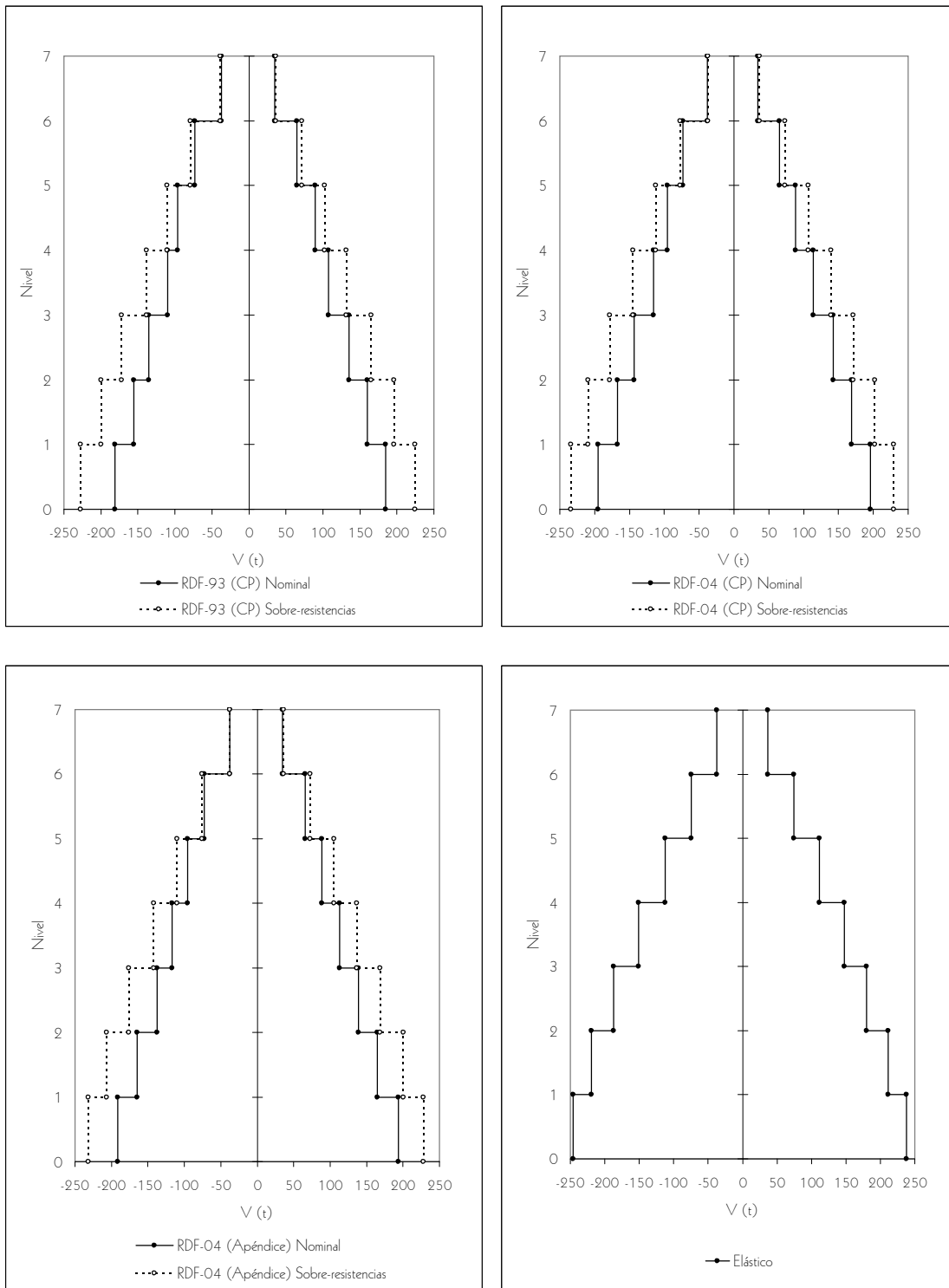


Fig 4.20- Distribución en elevación de las envolventes de las fuerzas cortantes de entrepiso del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, edificio de 7 niveles diseñado en zona III, acelerograma SCT-EW-85

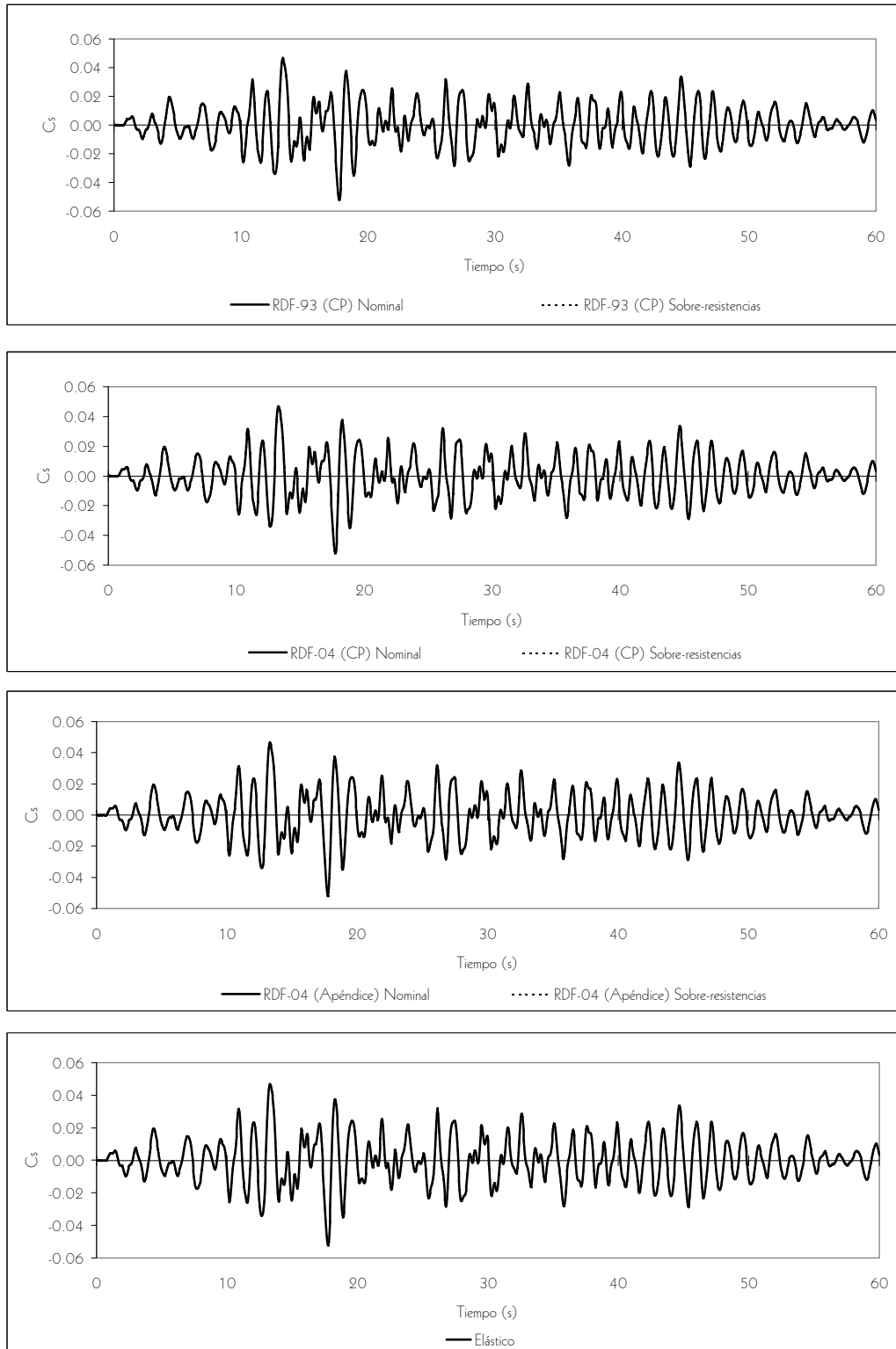


Fig 4.21- Historias de coeficientes sísmicos del eje  $\zeta$ , sin y con efectos de sobre-resistencia, edificio de 7 niveles diseñado en zona II, acelerograma VIVE-EW-85



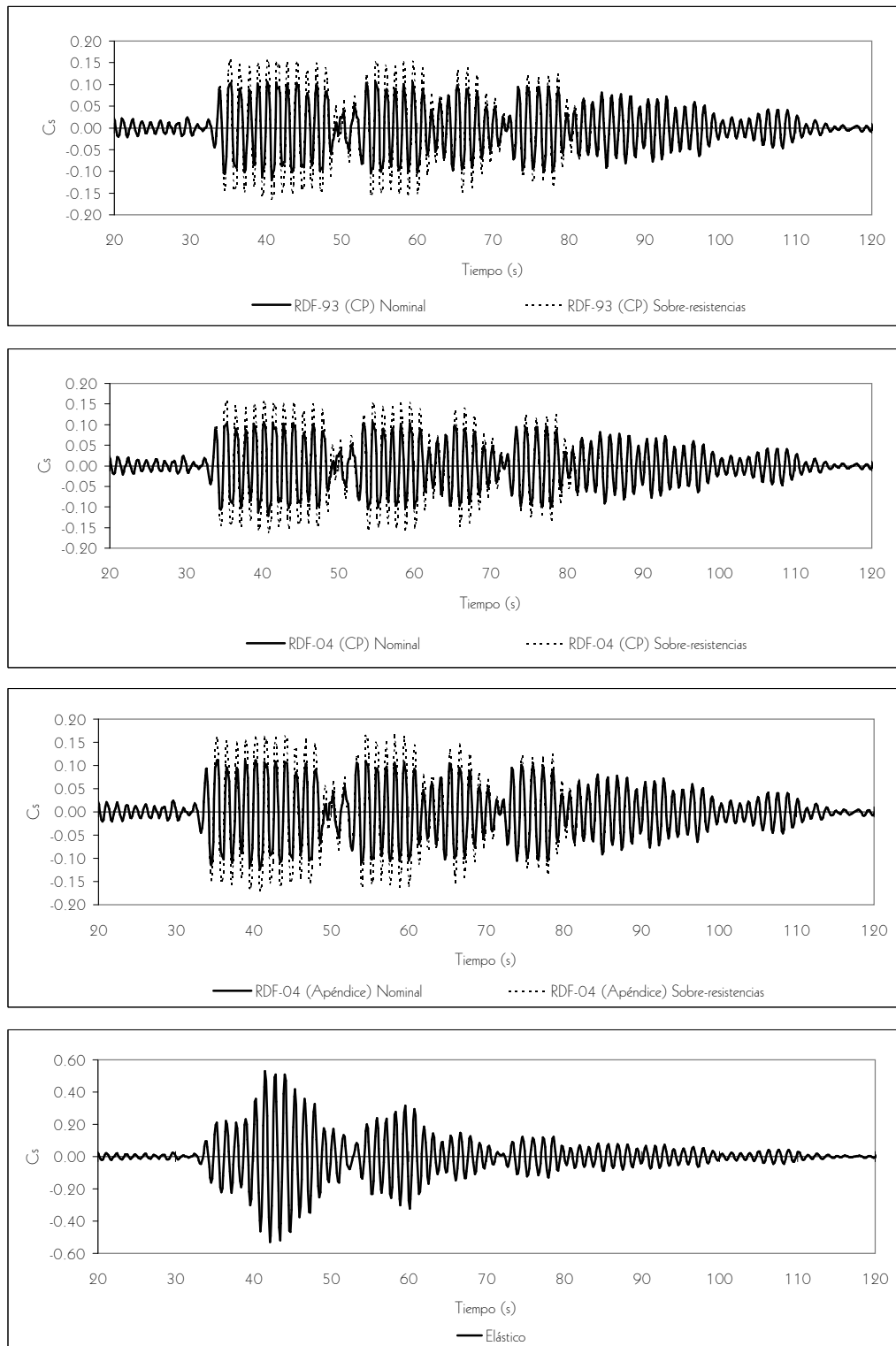


Fig 4.22- Historias de coeficientes sísmicos del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencia, edificio de 7 niveles diseñado en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

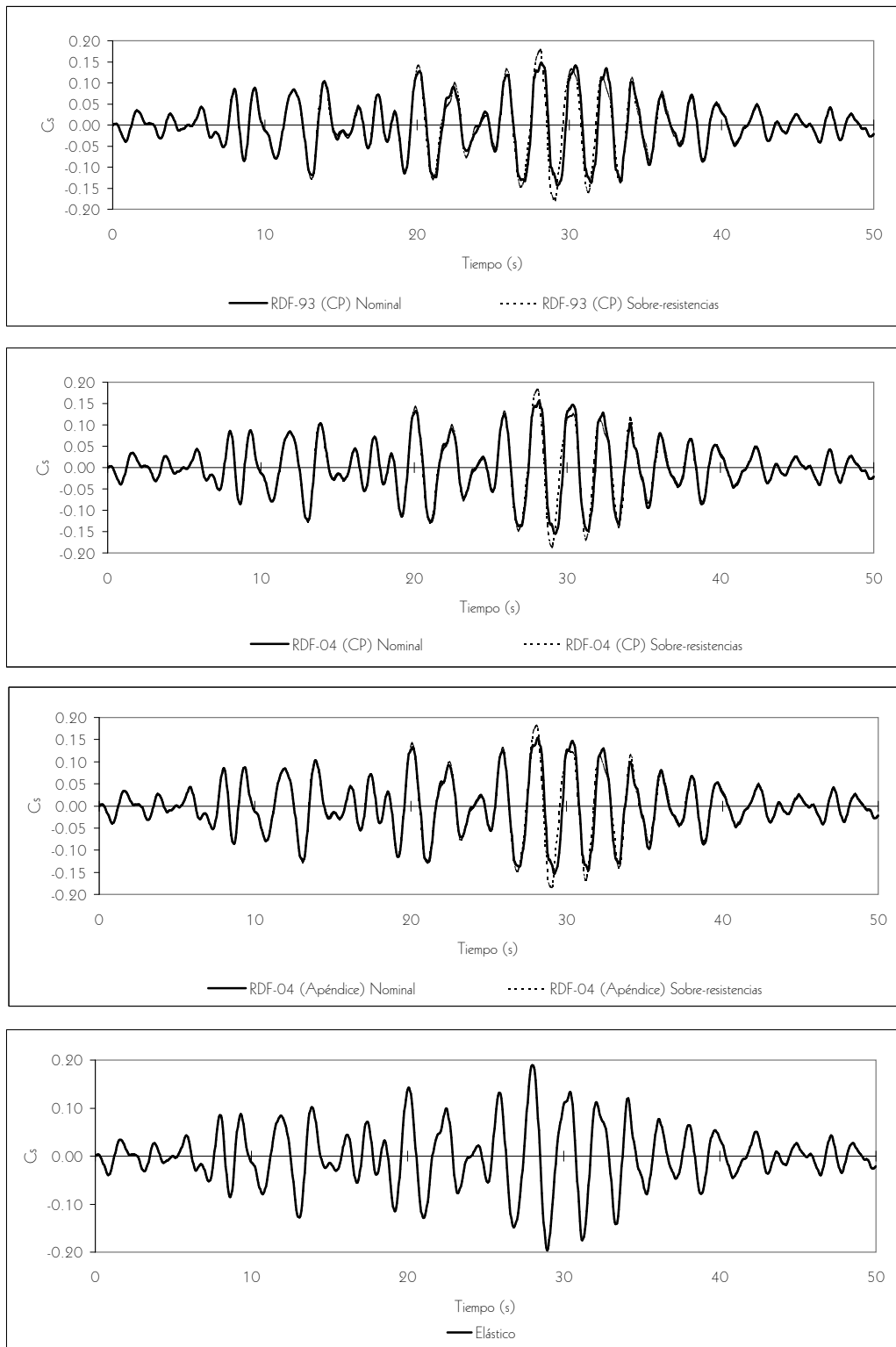


Fig 4.23- Historias de coeficientes sísmicos del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, edificio de 7 niveles diseñado en zona III, acelerograma SCT-EW-85

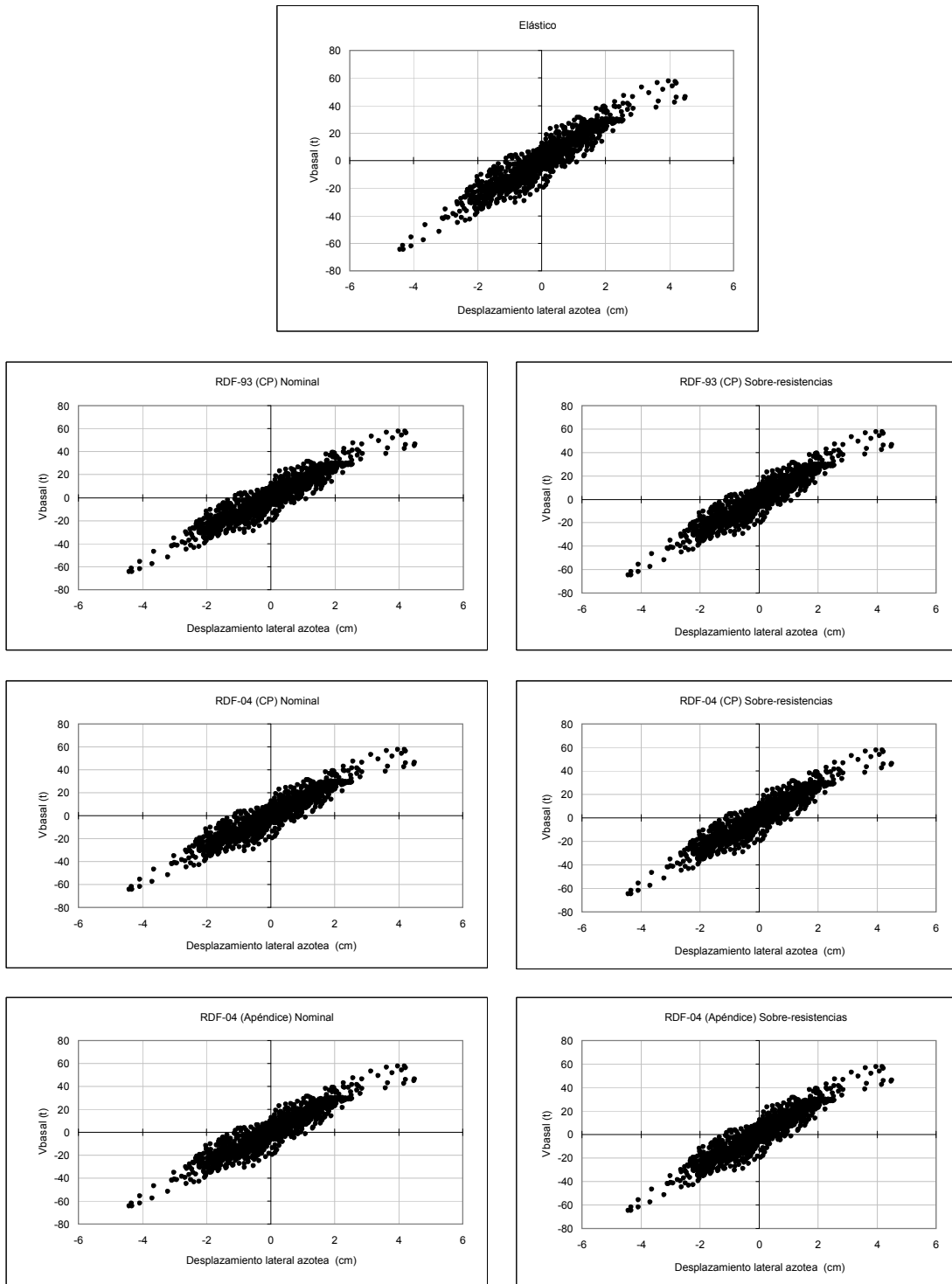


Fig 4.24- Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencia, estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

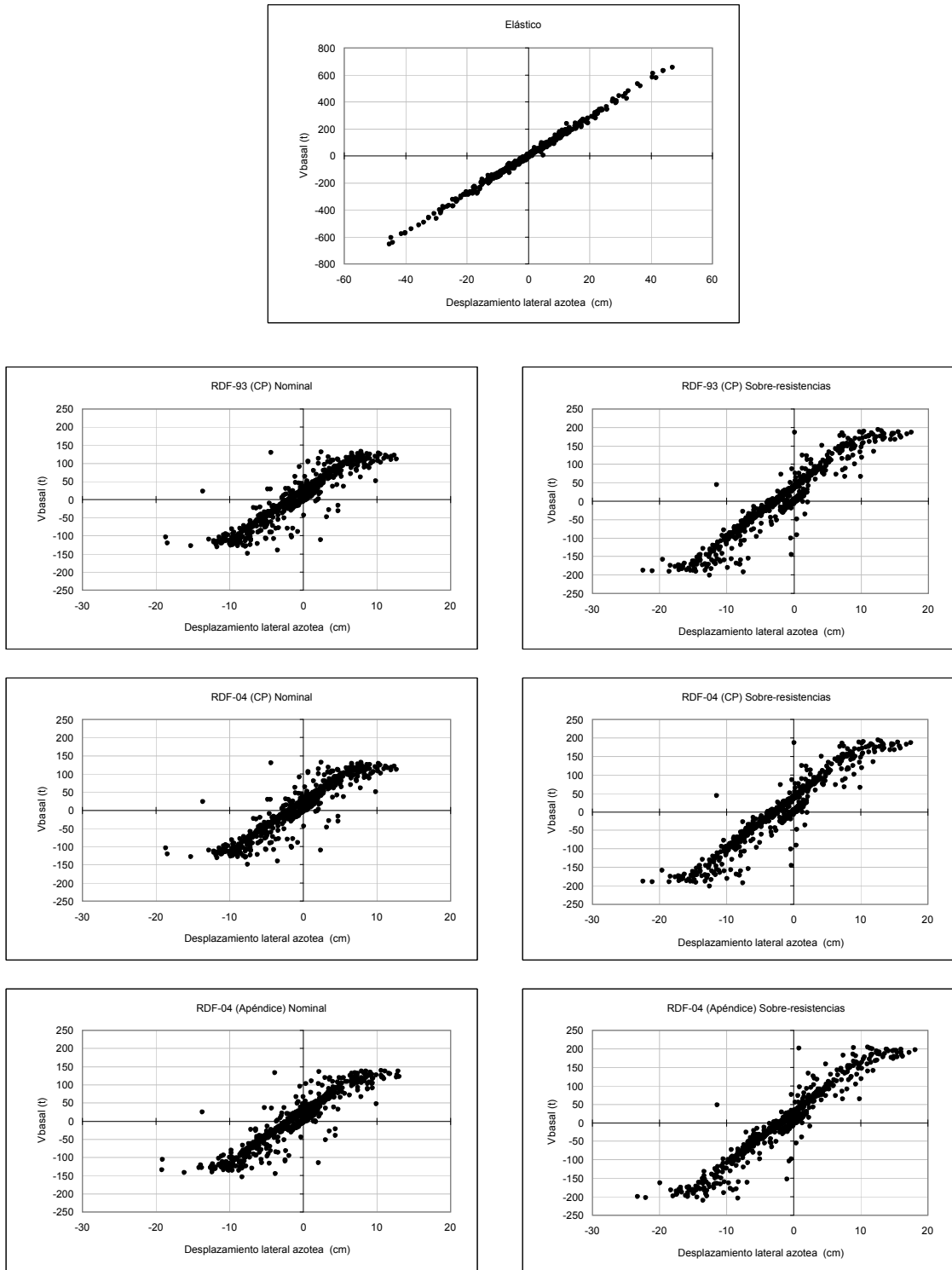


Fig 4.25- Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

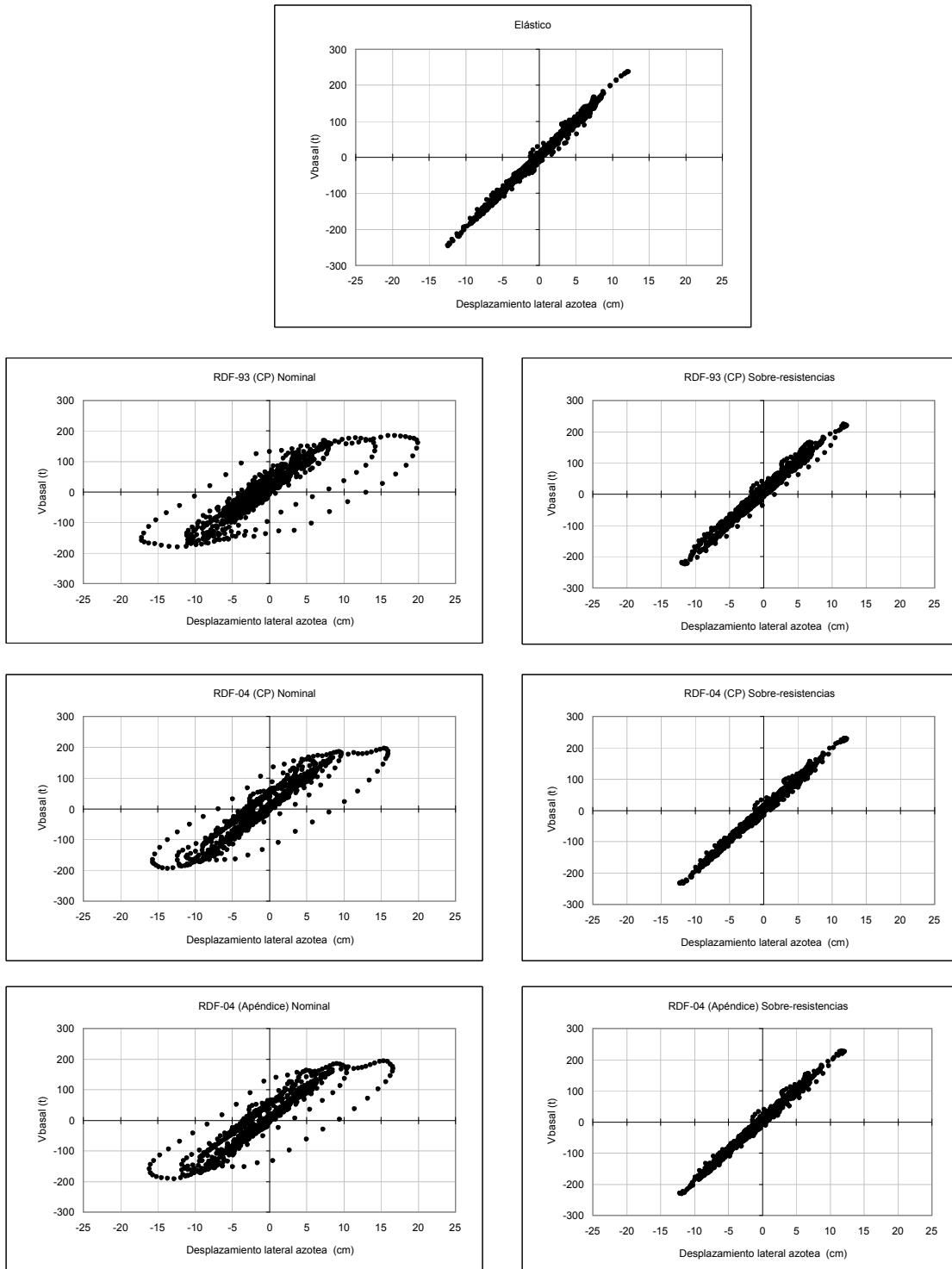


Fig 4.26- Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, estructura de 7 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

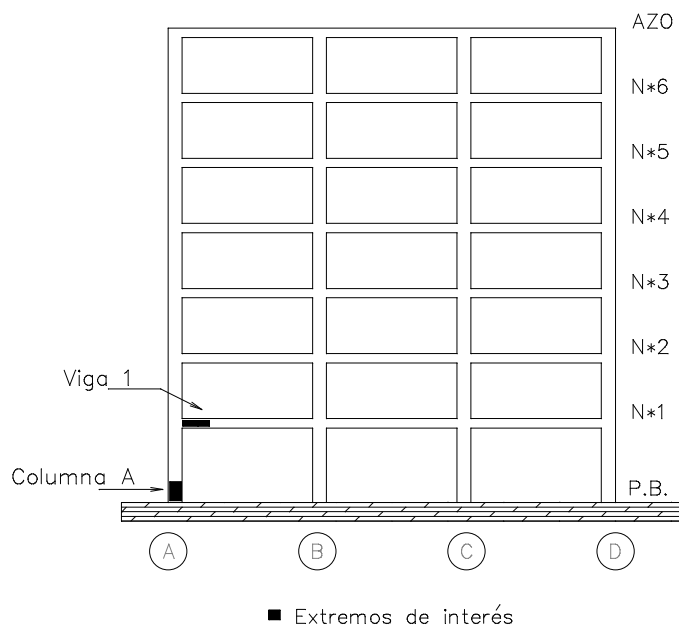


Fig 4.27- Miembros estructurales y extremos de interés del eje 2 (interior), edificio de 7 niveles, diseños de zonas sísmicas II y III

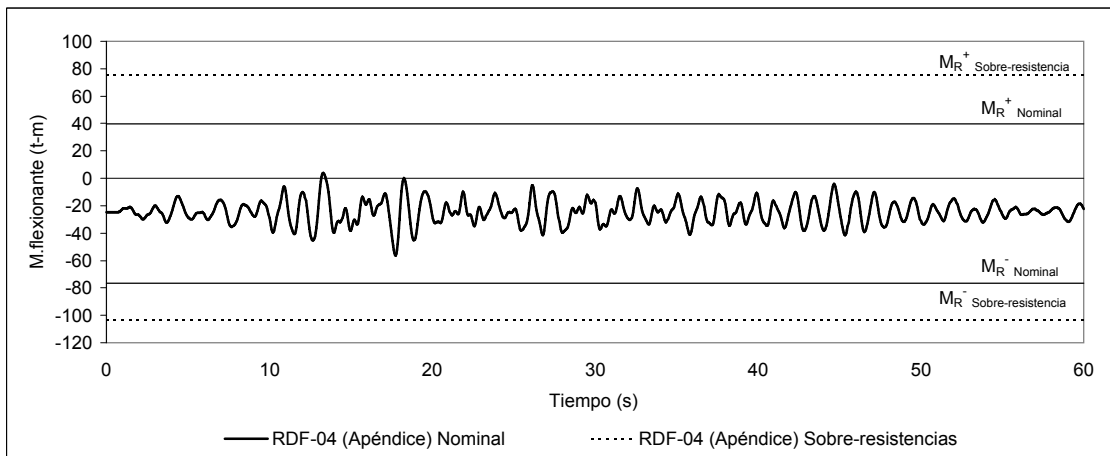
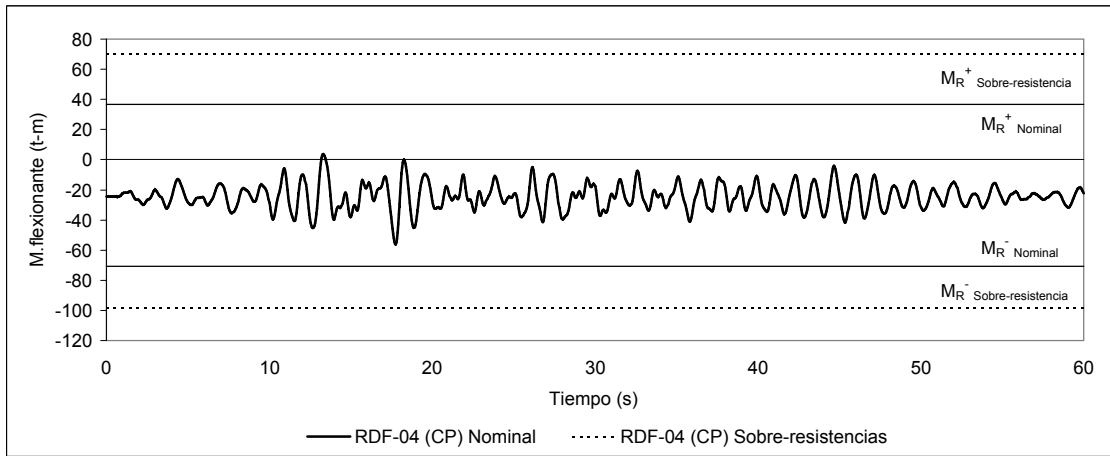
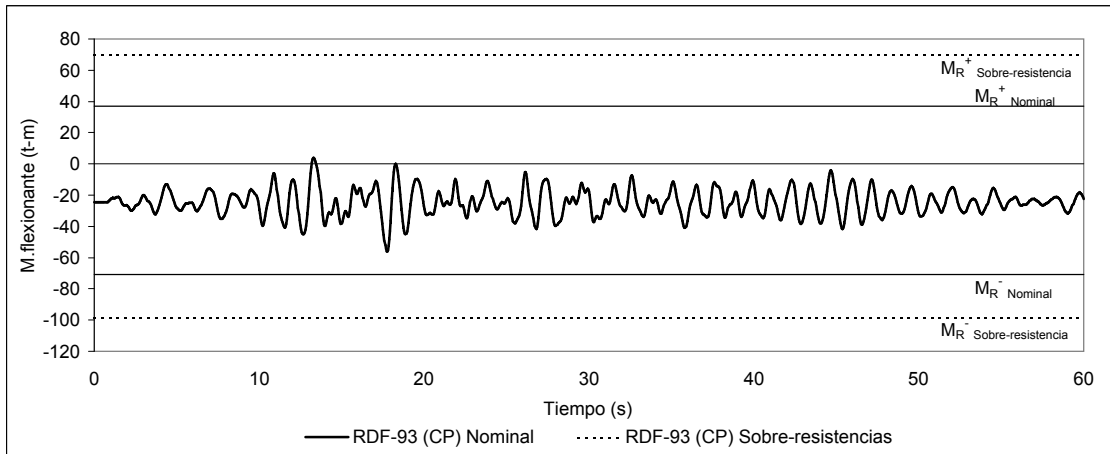


Fig 4.28- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes contra resistencias, extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje  $\mathcal{Q}$ , estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

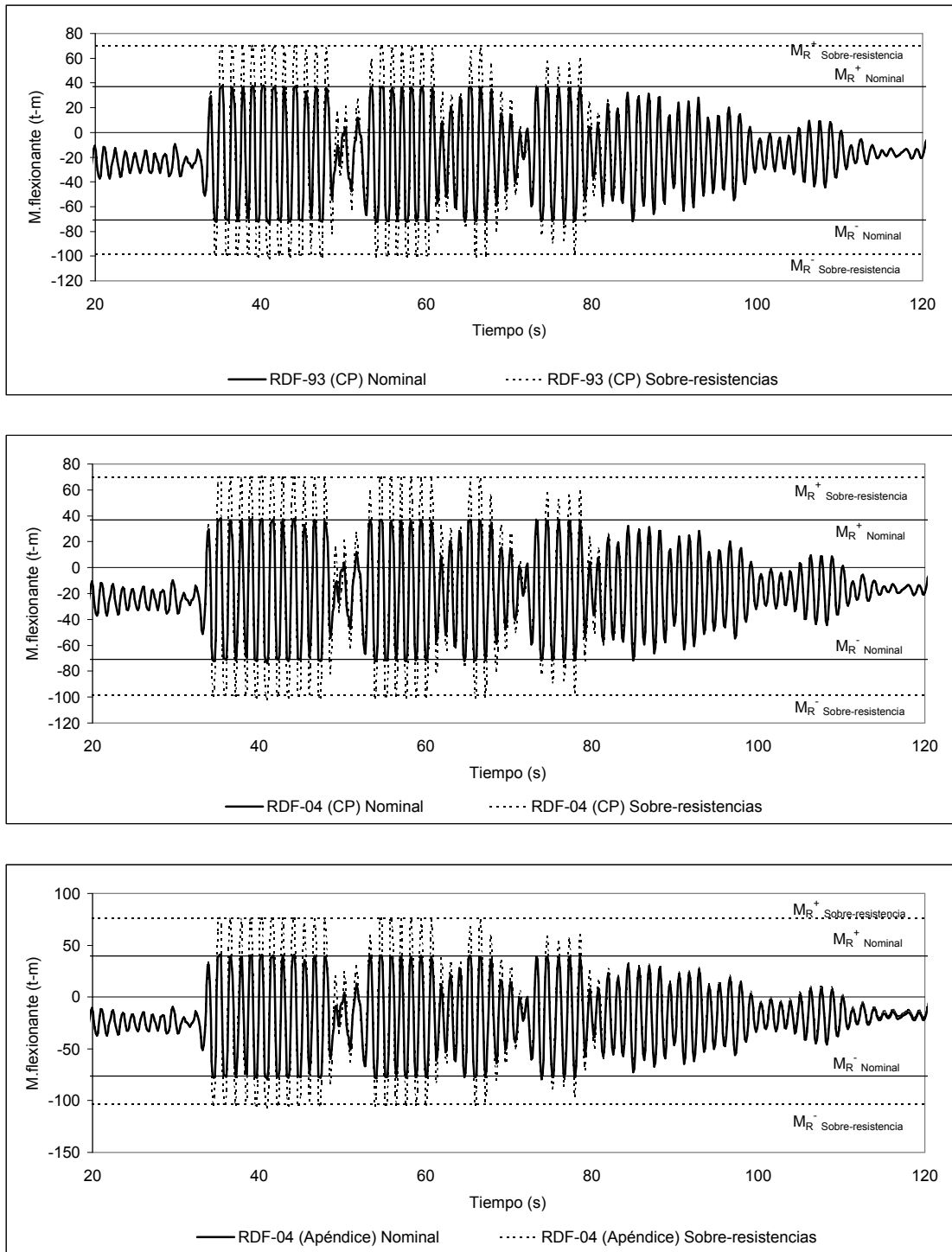


Fig 4.29- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes contra resistencias, extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje  $\mathcal{Q}$ , estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-8



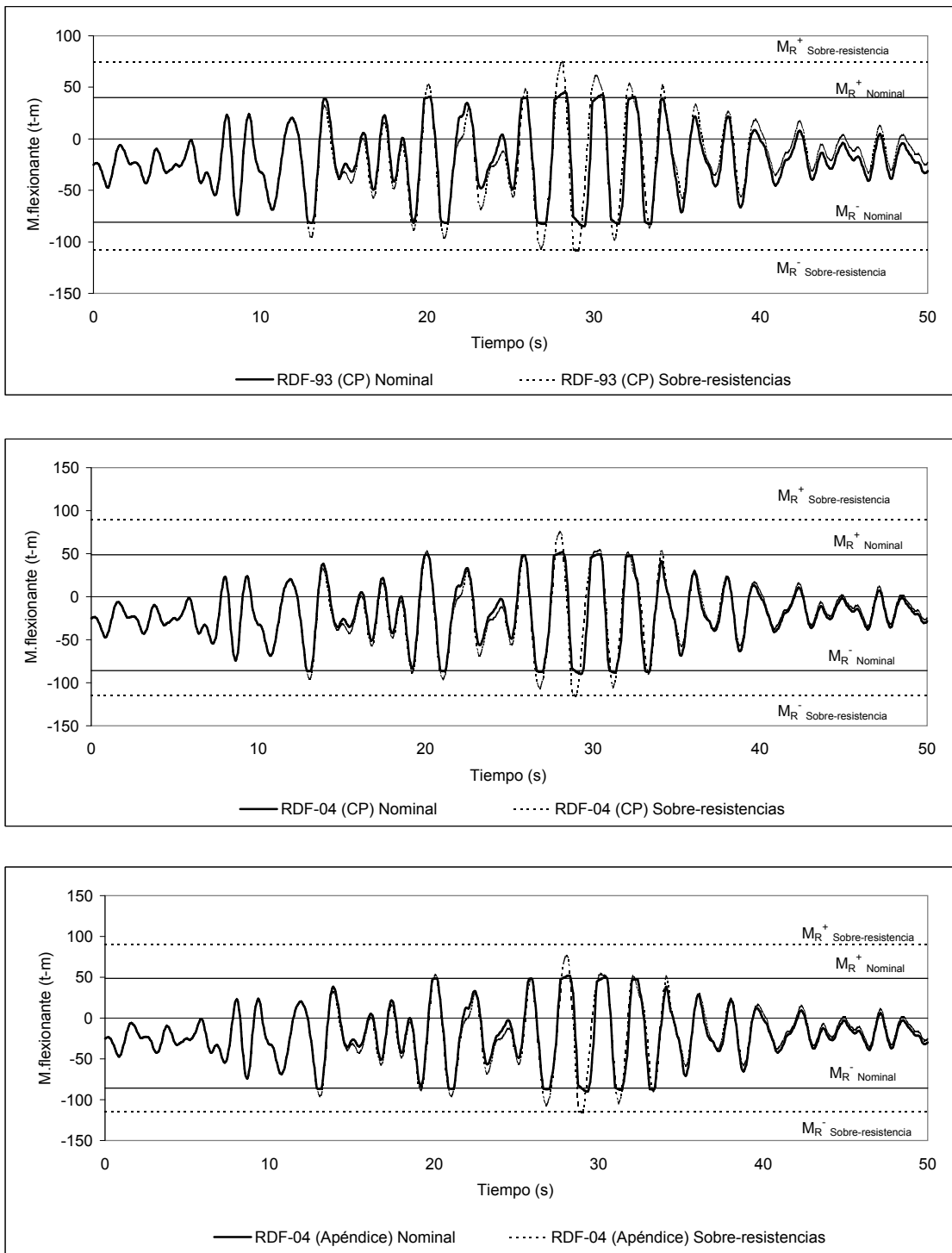


Fig 4.30- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes contra resistencias, extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje  $\mathcal{Q}$ , estructura de 7 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

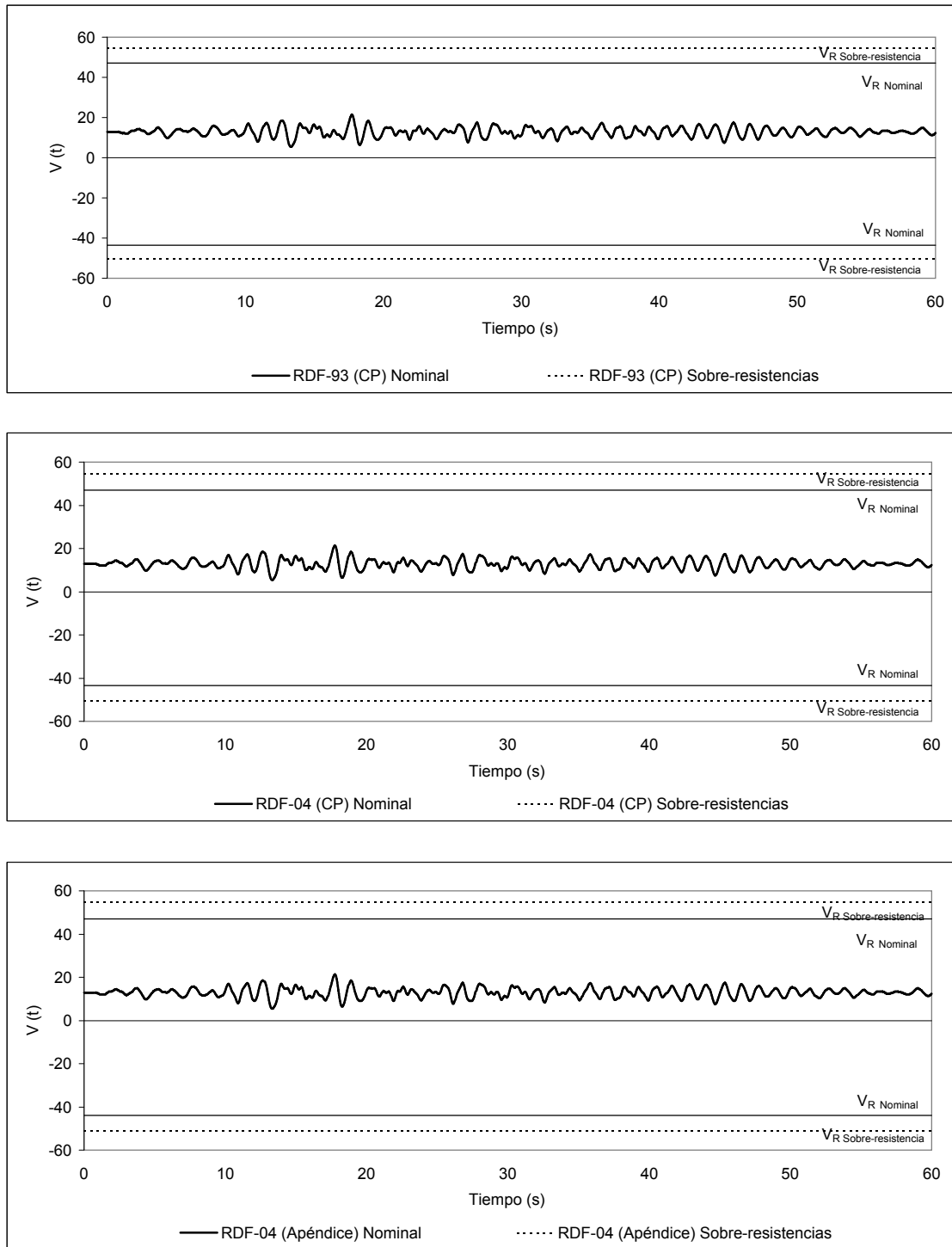


Fig 4.31- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

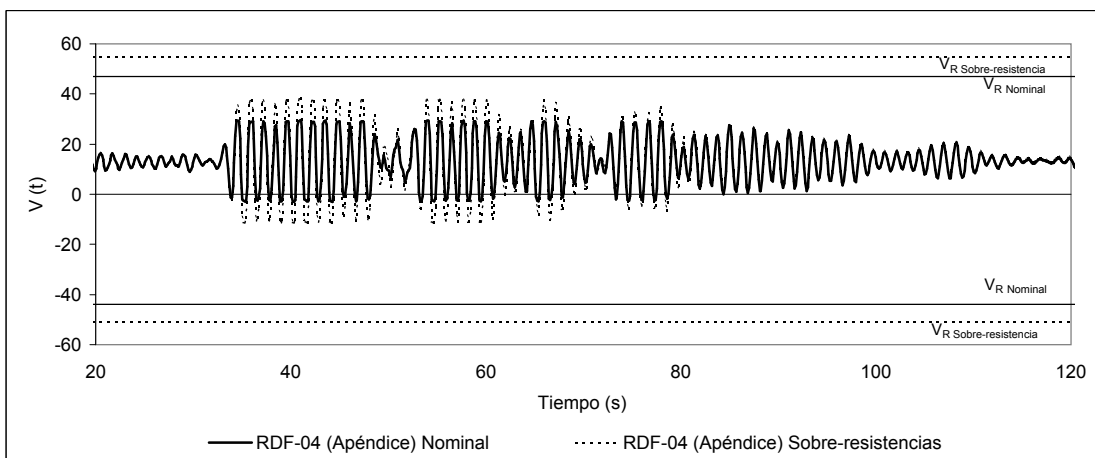
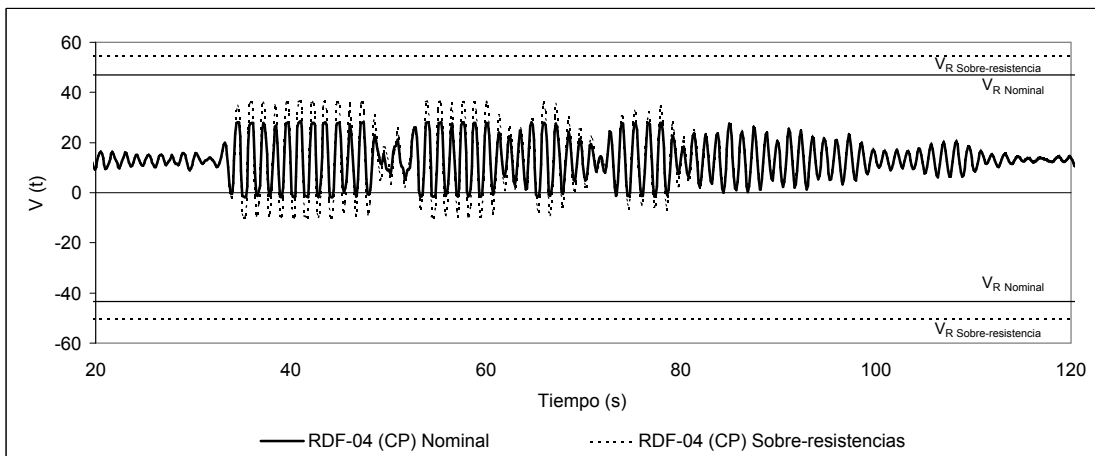
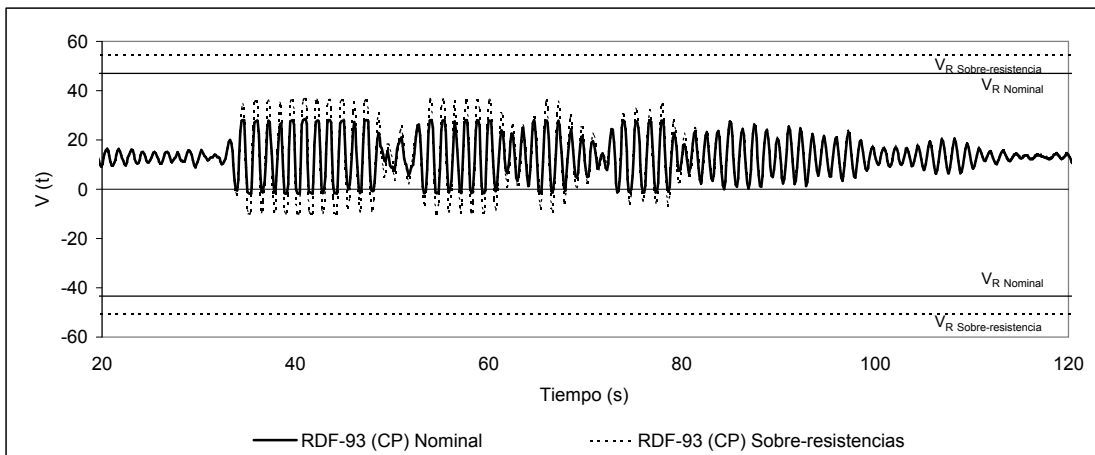


Fig 4.32- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-ε

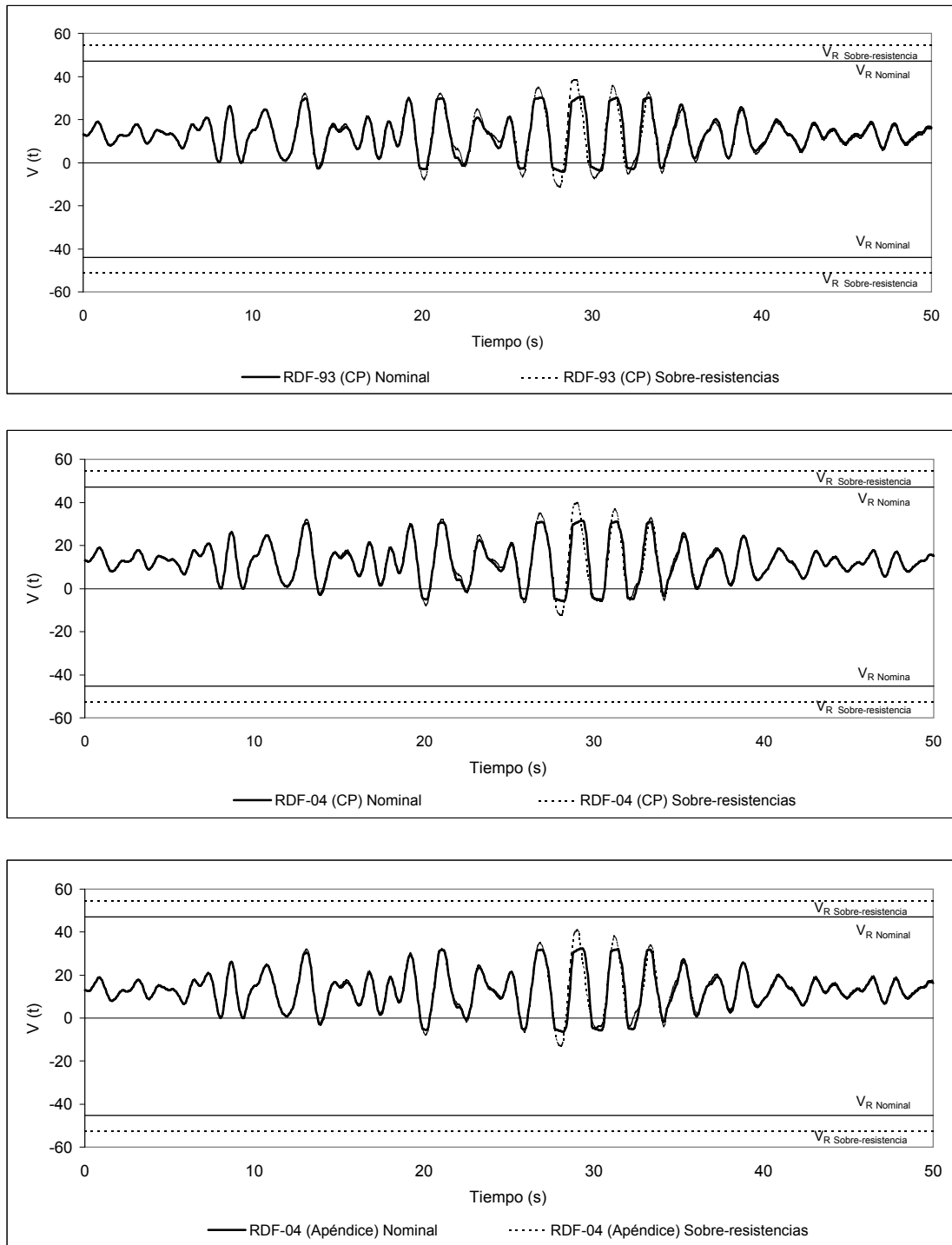


Fig 4.33- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

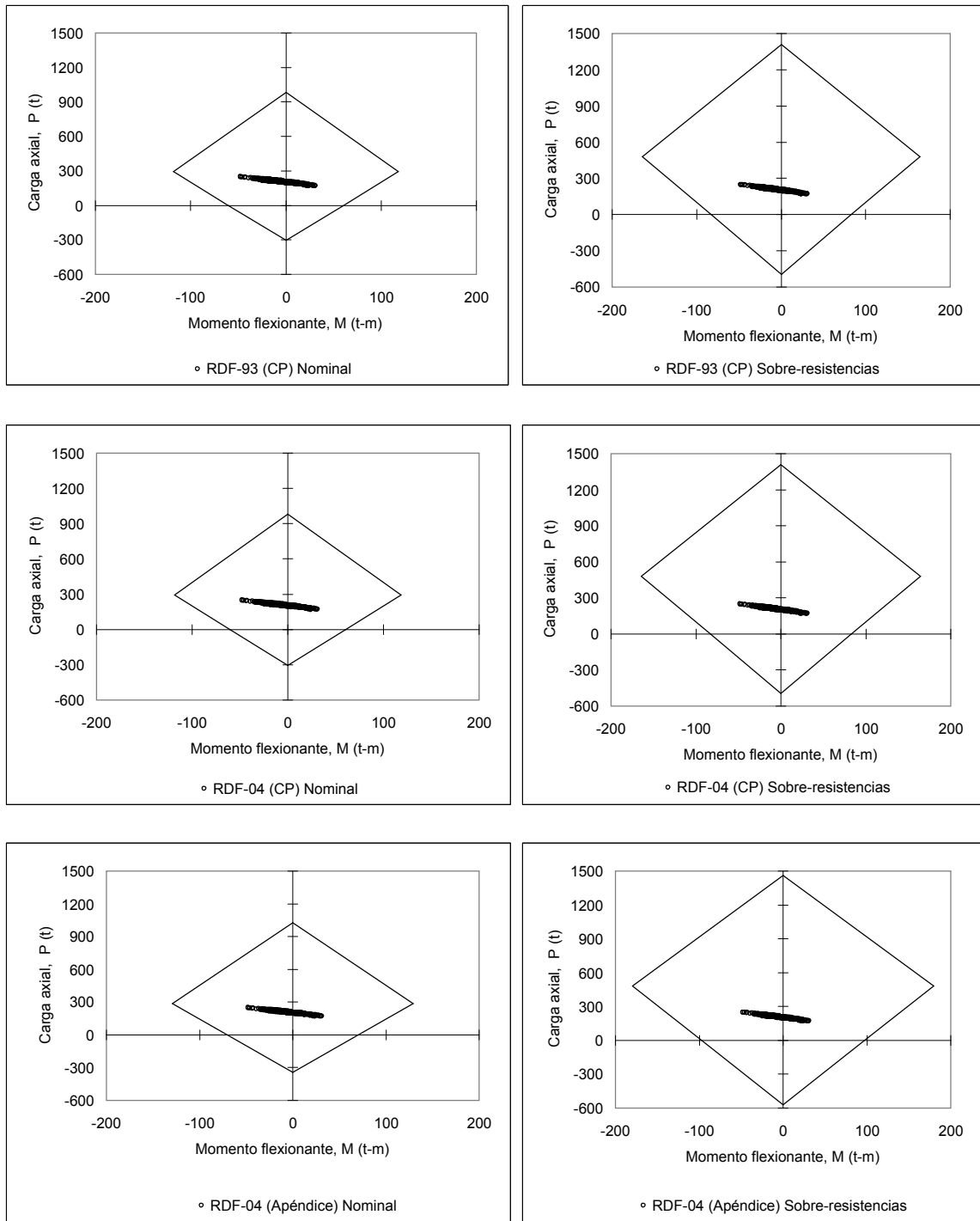


Fig 4.34- Comparación de combinaciones momento flexionante - carga axial de los análisis paso a paso contra las resistencias disponibles del extremo inferior de la columna A, del entrepiso PB-N1 del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

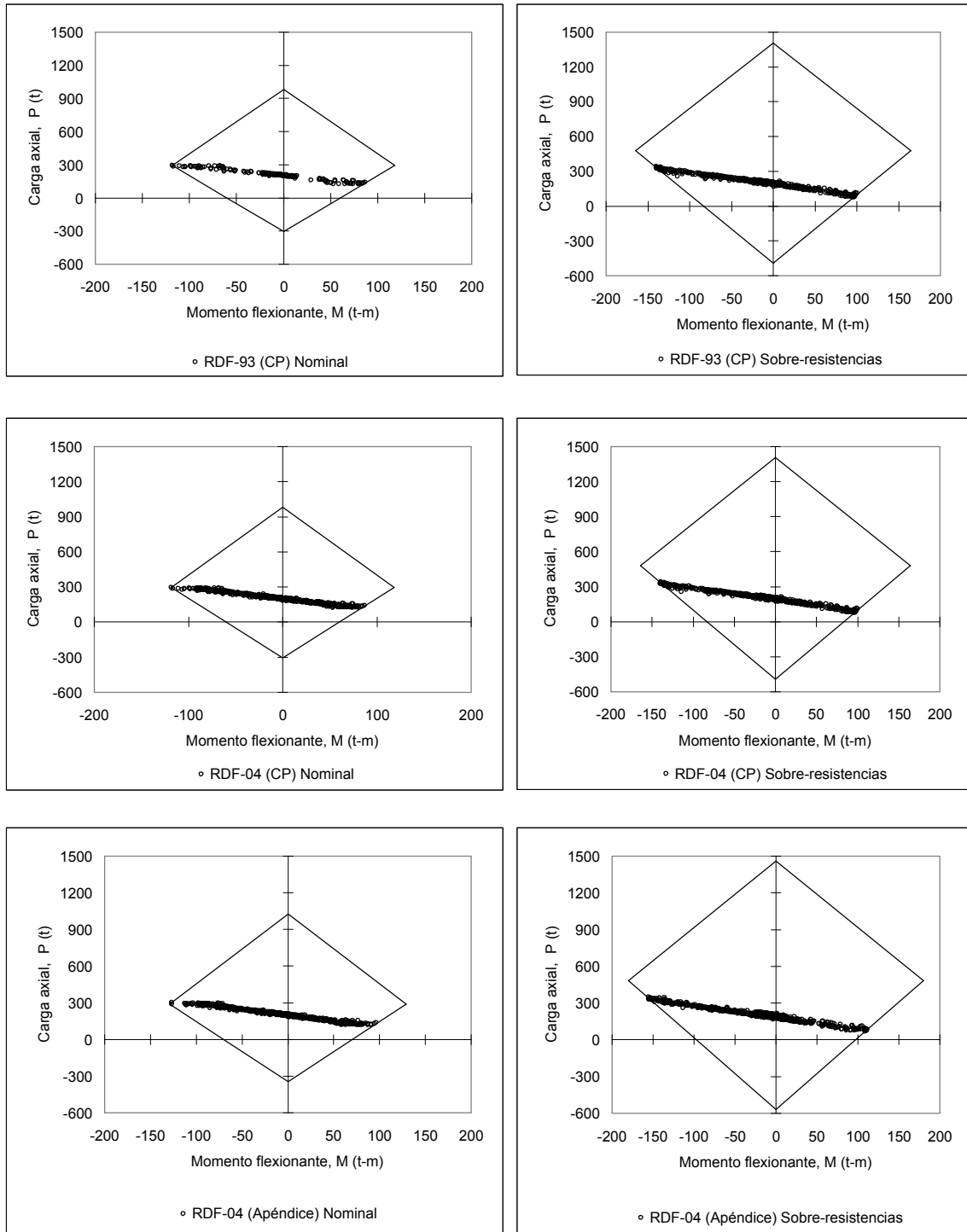


Fig 4.35- Comparación de combinaciones momento flexionante - carga axial de los análisis paso a paso contra las resistencias disponibles del extremo inferior de la columna A, del entrepiso PB-N1 del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

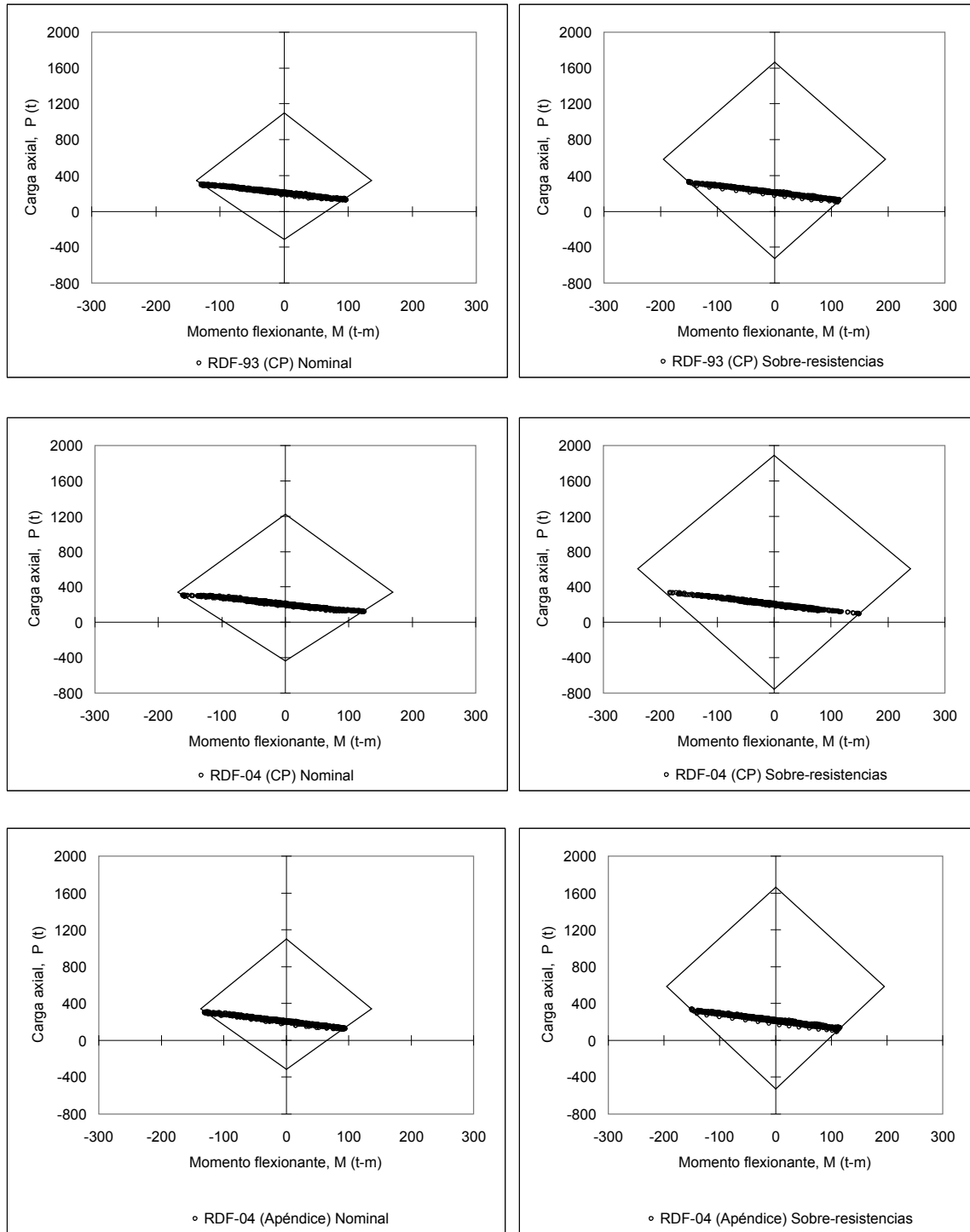


Fig 4.36- Comparación de combinaciones momento flexionante - carga axial de los análisis paso a paso contra las resistencias disponibles del extremo inferior de la columna A, del entrepiso PB-N1 del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

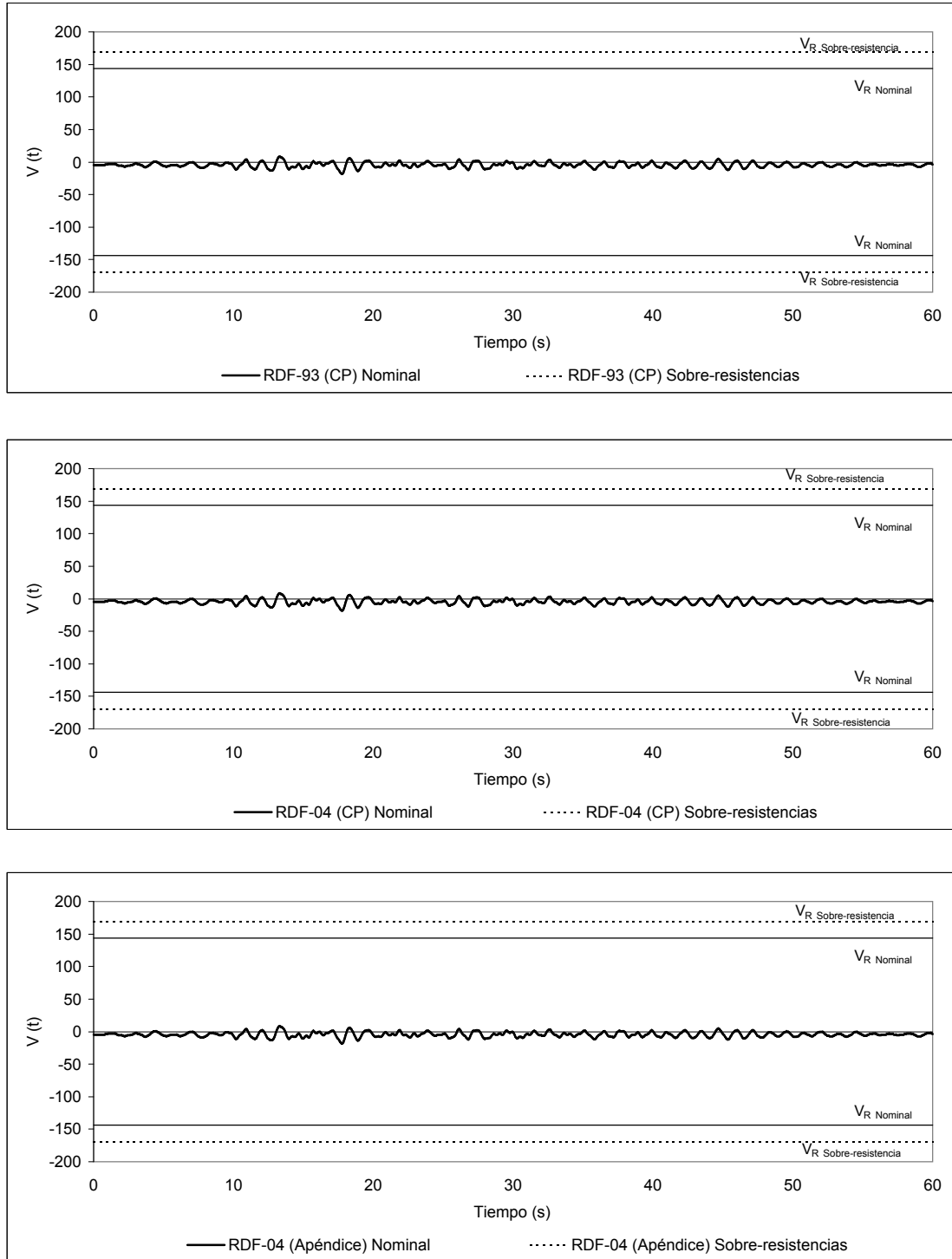


Fig 4.37- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias del extremo inferior de la columna A del entrepiso PB-N1 del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85



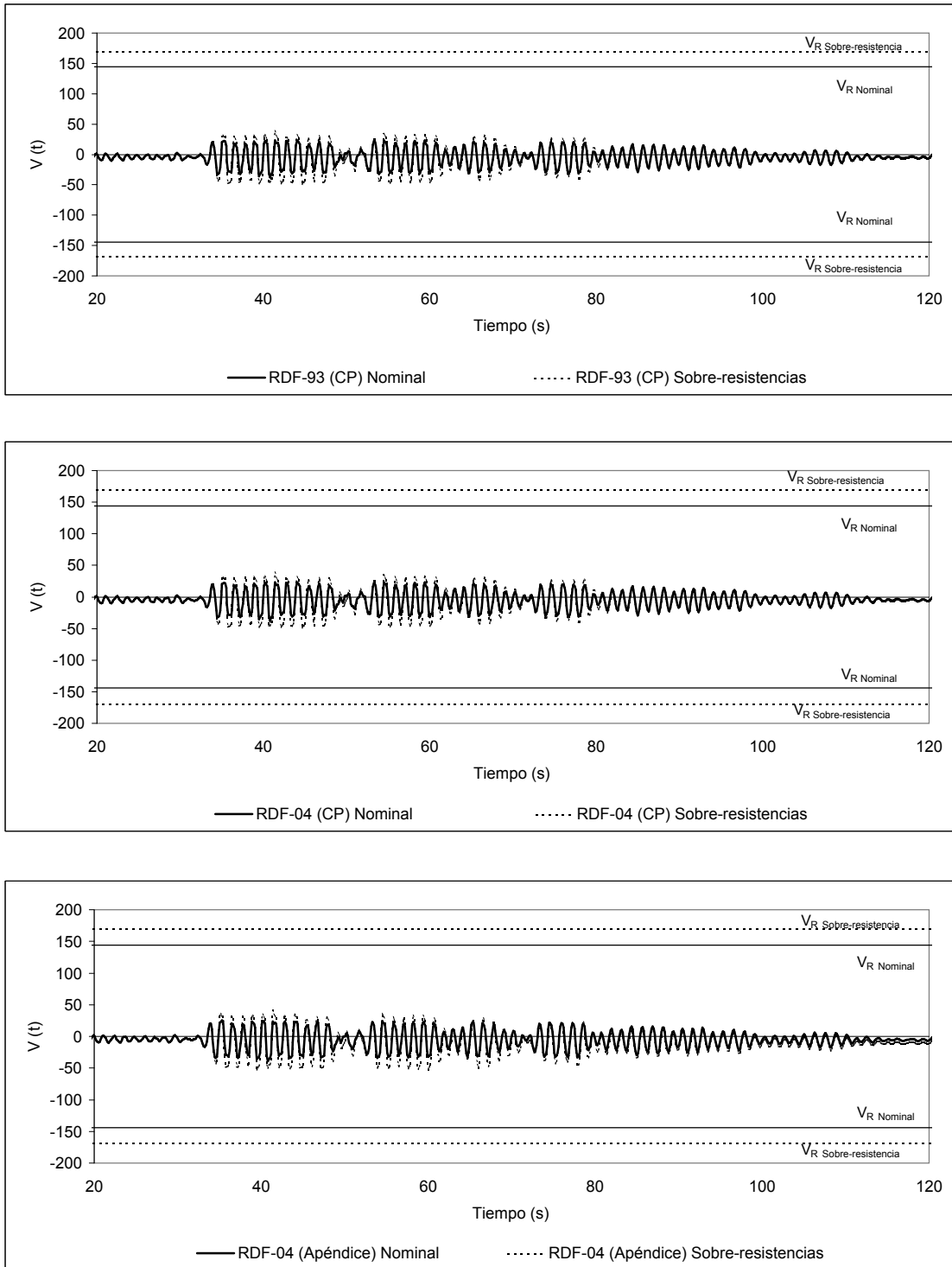


Fig 4.38- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias del extremo inferior de la columna A del entrepiso PB-N1 del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

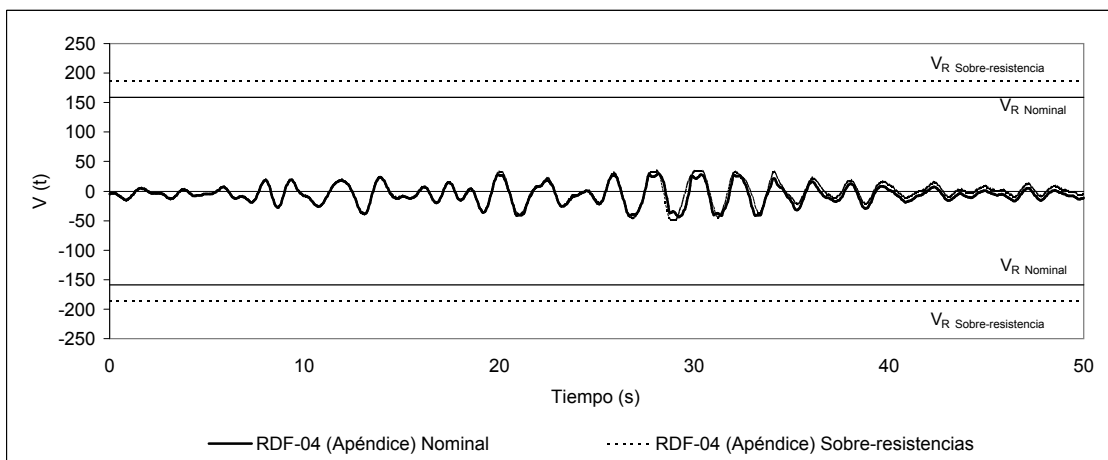
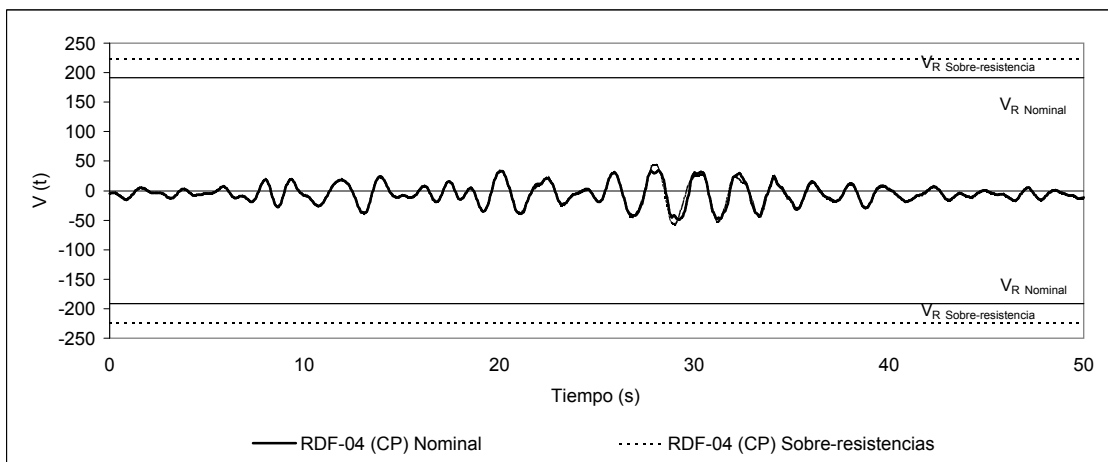
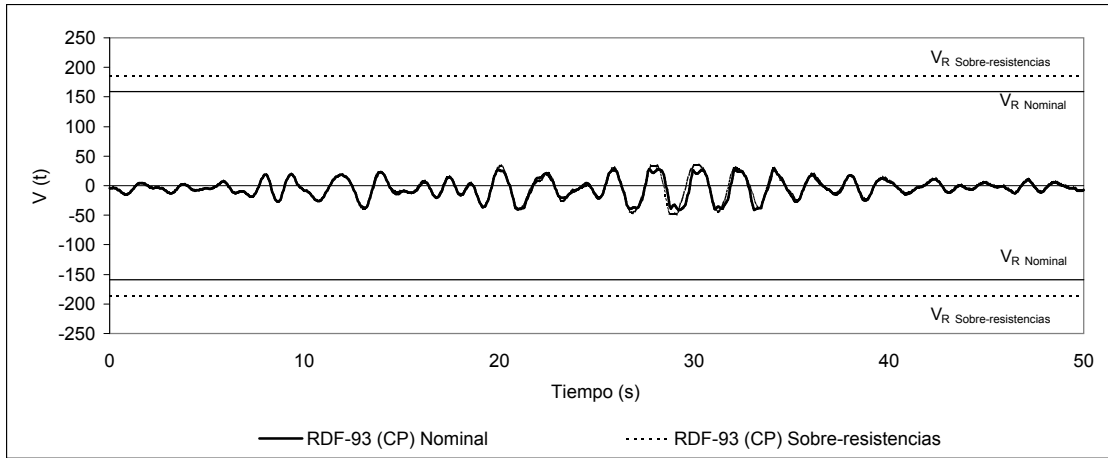


Fig 4.39- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias del extremo inferior de la columna A del entrepiso PB-N1 del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

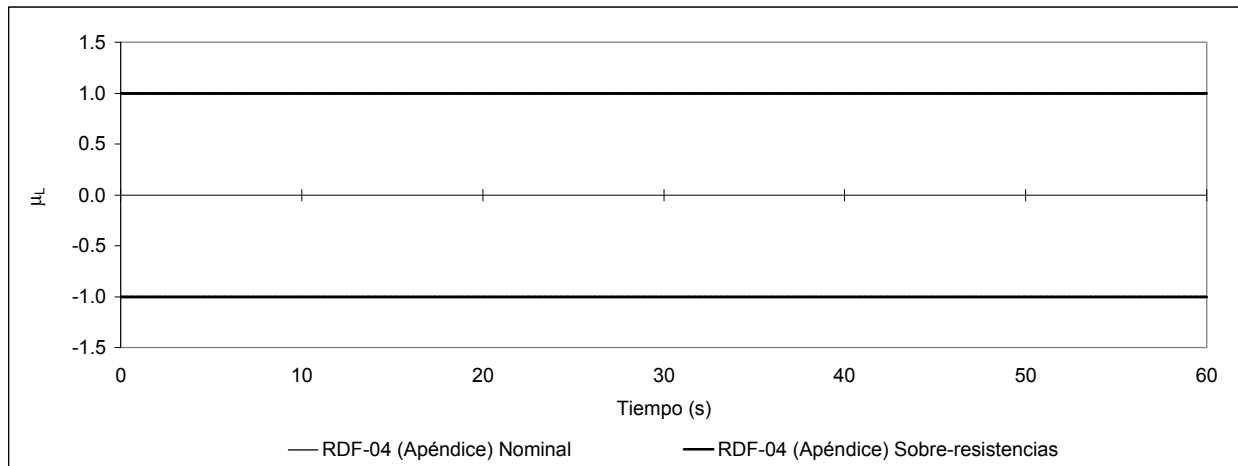
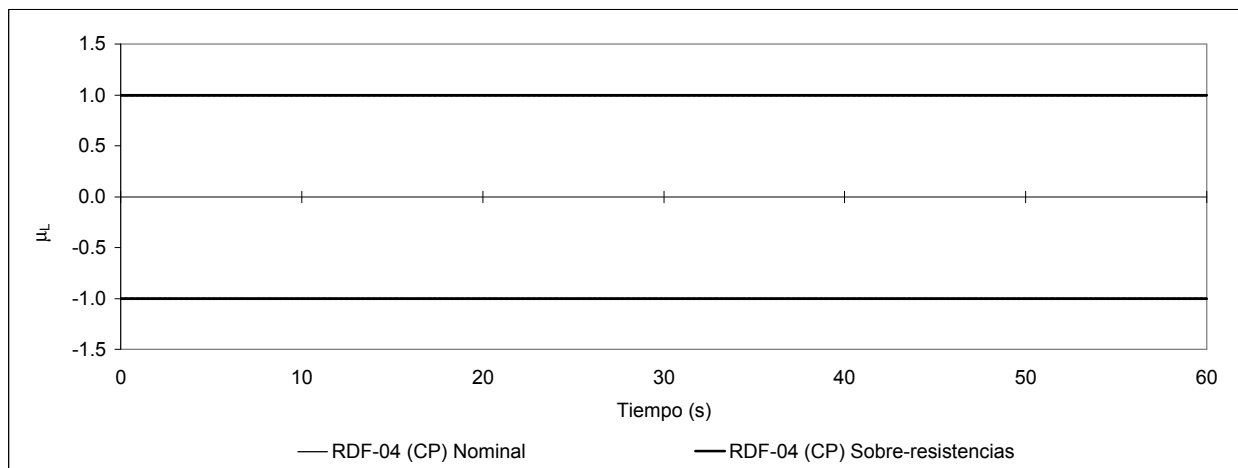
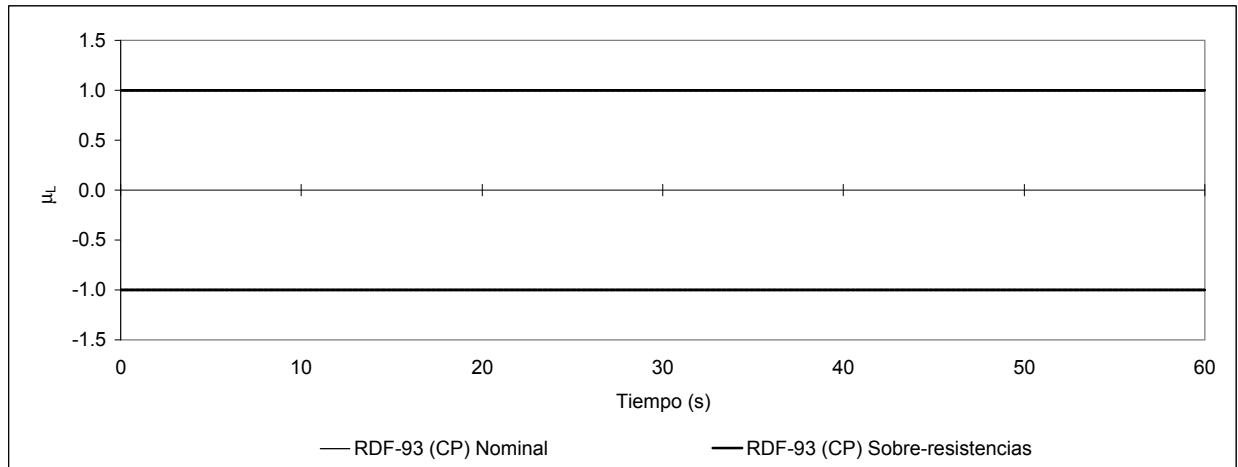


Fig 4.40- Comparación de historias de demandas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) del extremo izquierdo de la viga 1, del nivel 1 del eje  $\mathcal{Q}$ , con y sin efectos de sobre-resistenciaestructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

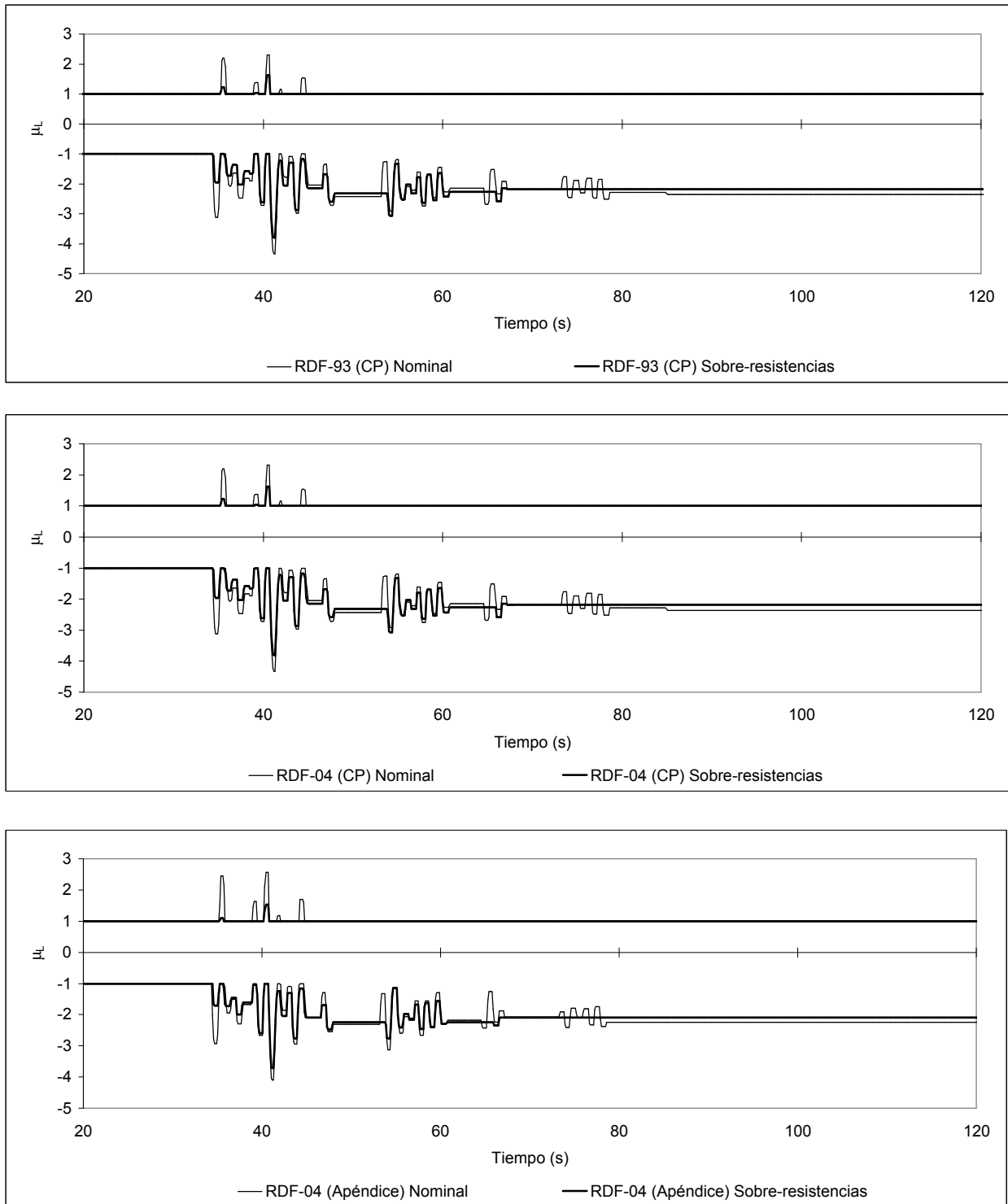


Fig 4.41- Comparación de historias de demandas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) del extremo izquierdo de la viga 1, del nivel 1 del eje 2, con y sin efectos de sobre-resistencia estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

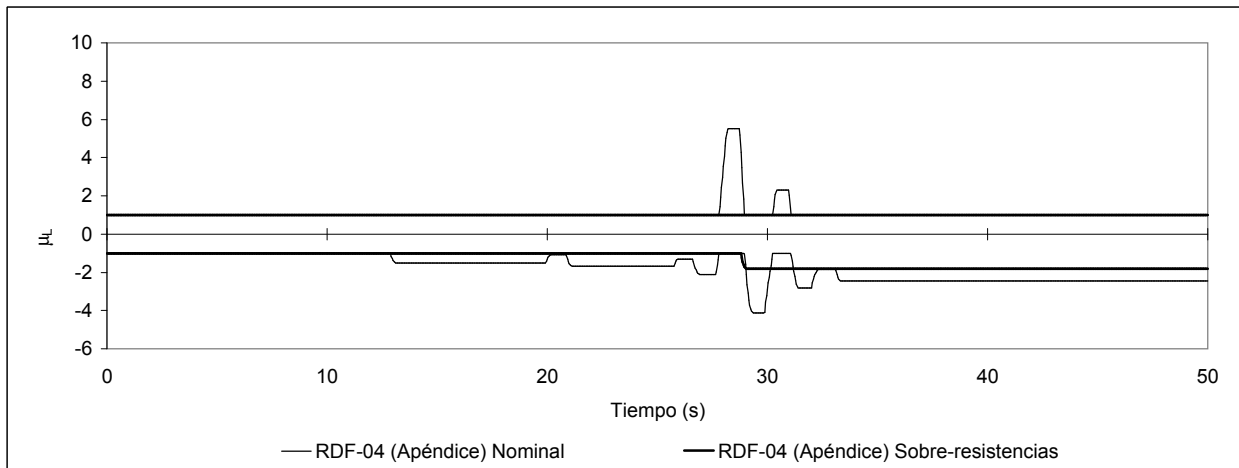
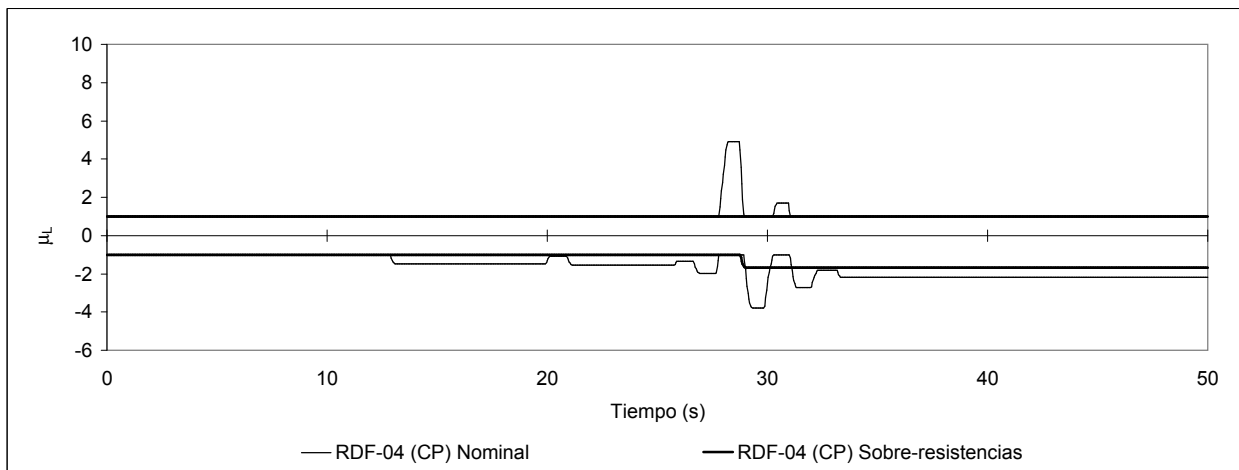
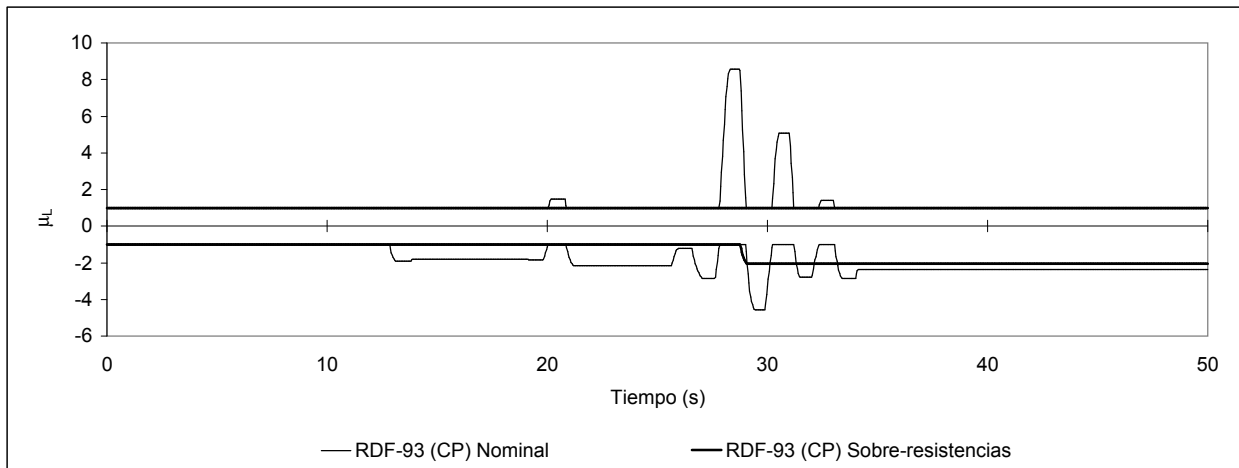


Fig 4.42- Comparación de historias de demandas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) del extremo izquierdo de la viga 1, del nivel 1 del eje 2, con y sin efectos de sobre-resistencia estructura de 7 niveles diseñada en zona III acelerograma SCT-EW-85

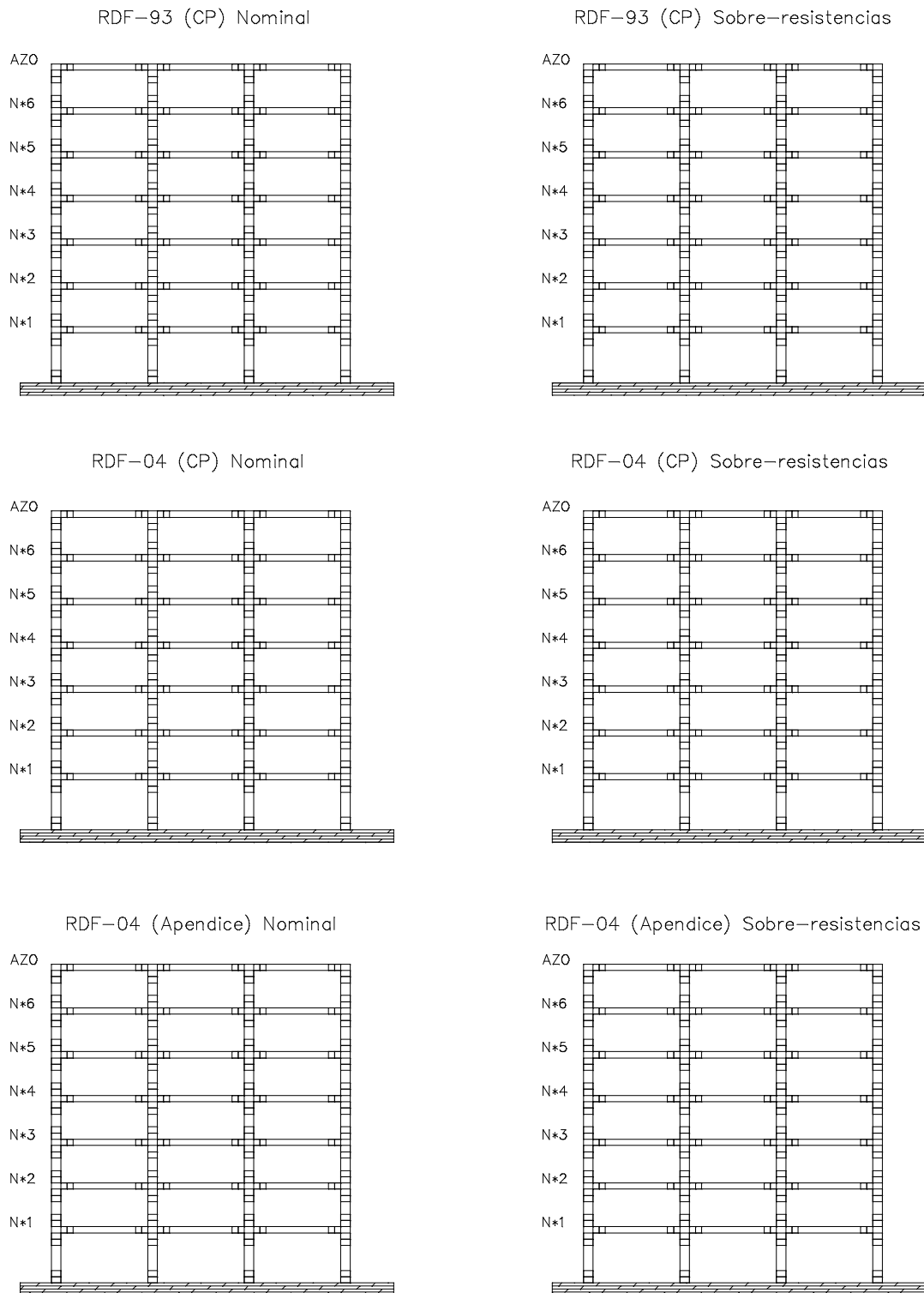


Fig 4.43- Distribución global de articulaciones plásticas del eje 2 (interior), estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

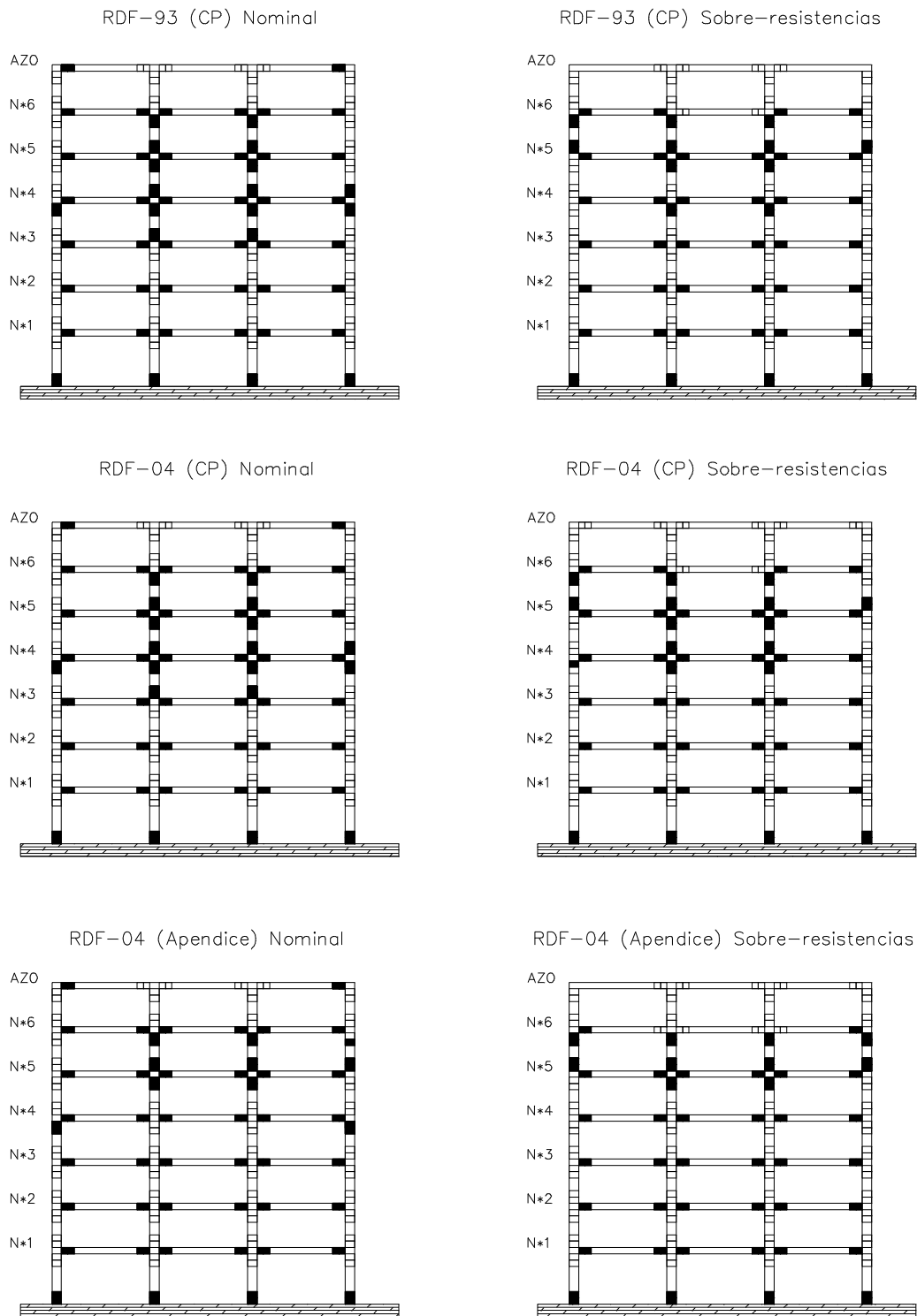


Fig 4.44- Distribución global de articulaciones plásticas del eje 2 (interior), estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

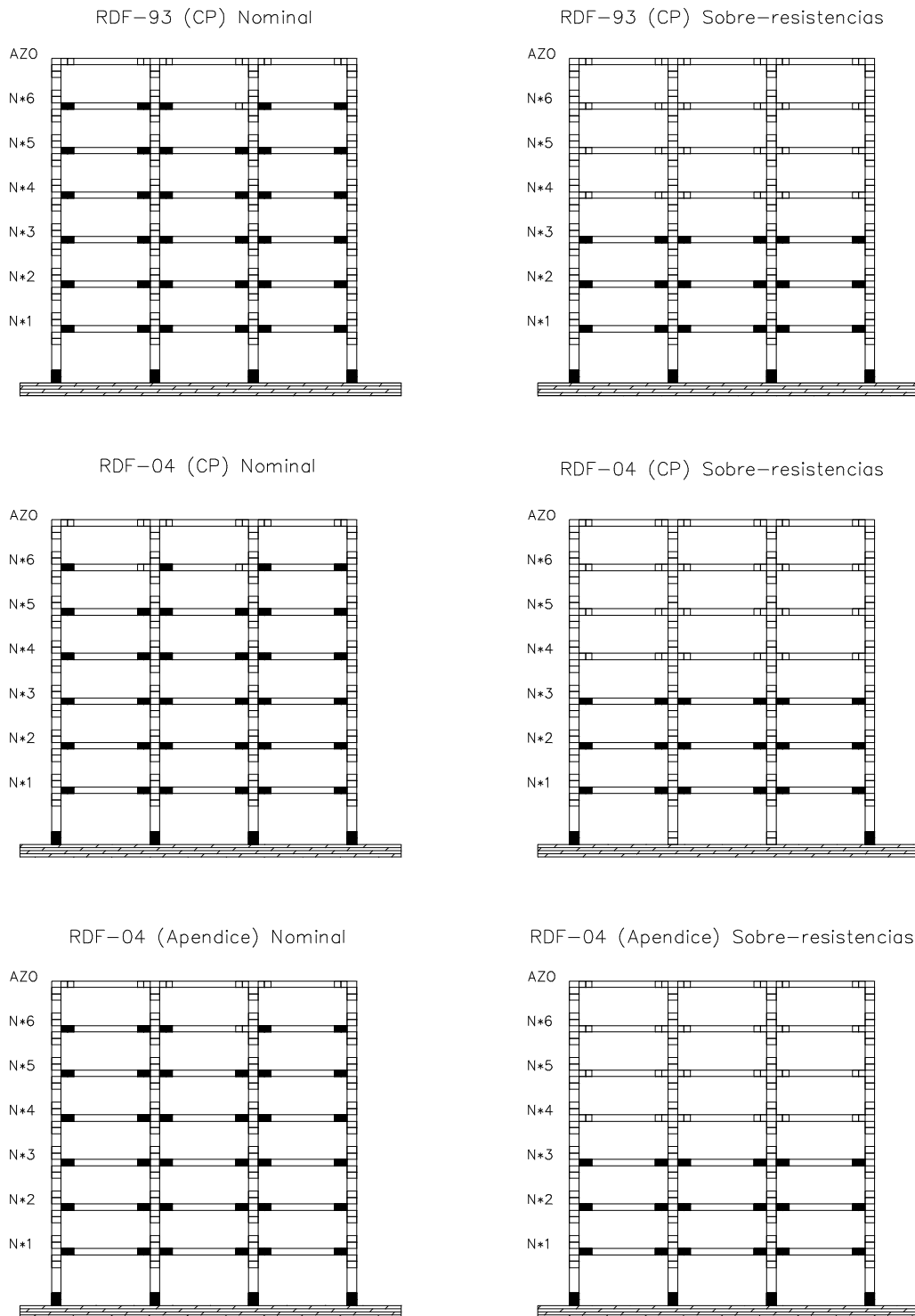


Fig 4.45- Distribución global de articulaciones plásticas del eje 2 (interior), estructura de 7 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85



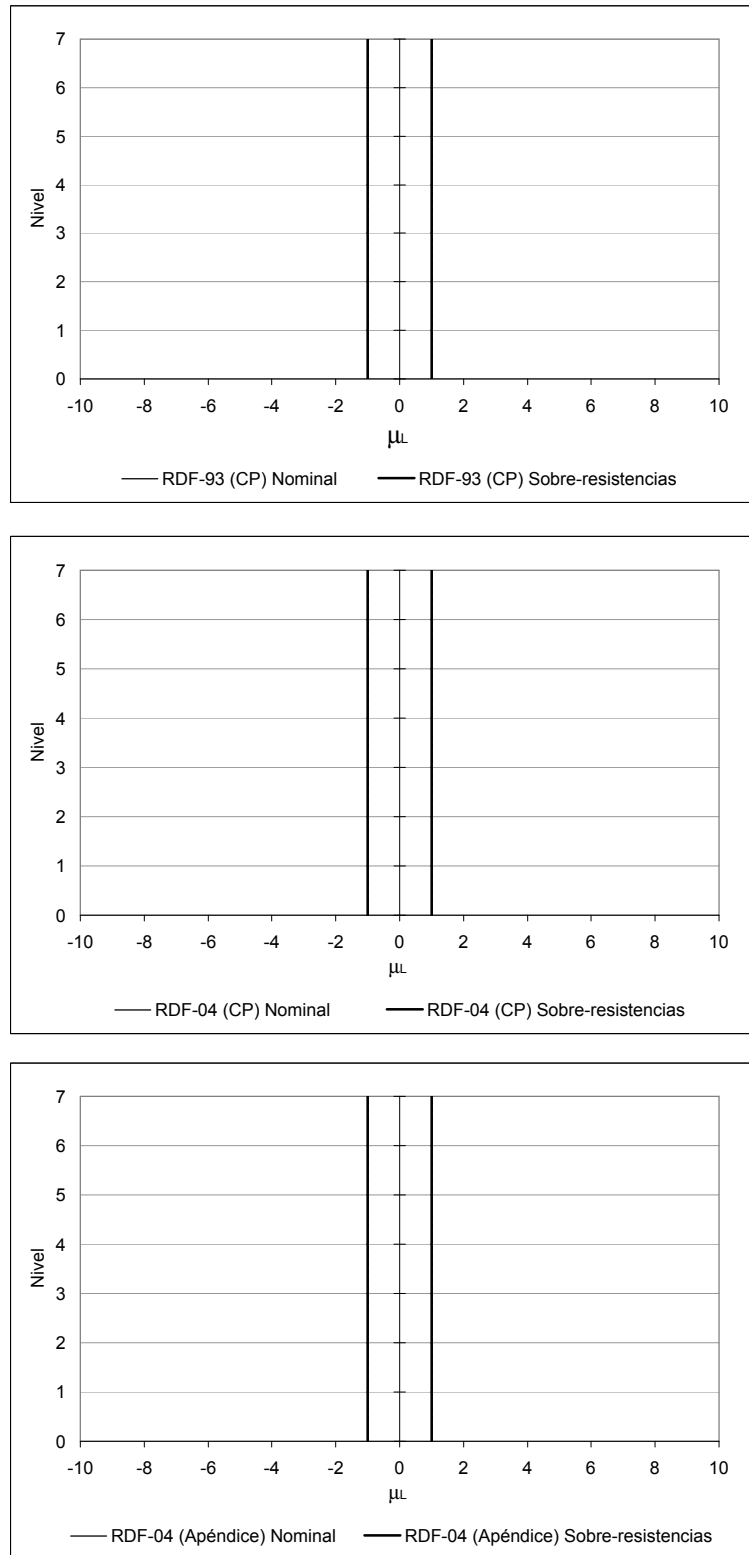


Fig 4.46- Comparación de demandas máximas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) desarrolladas en vigas del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

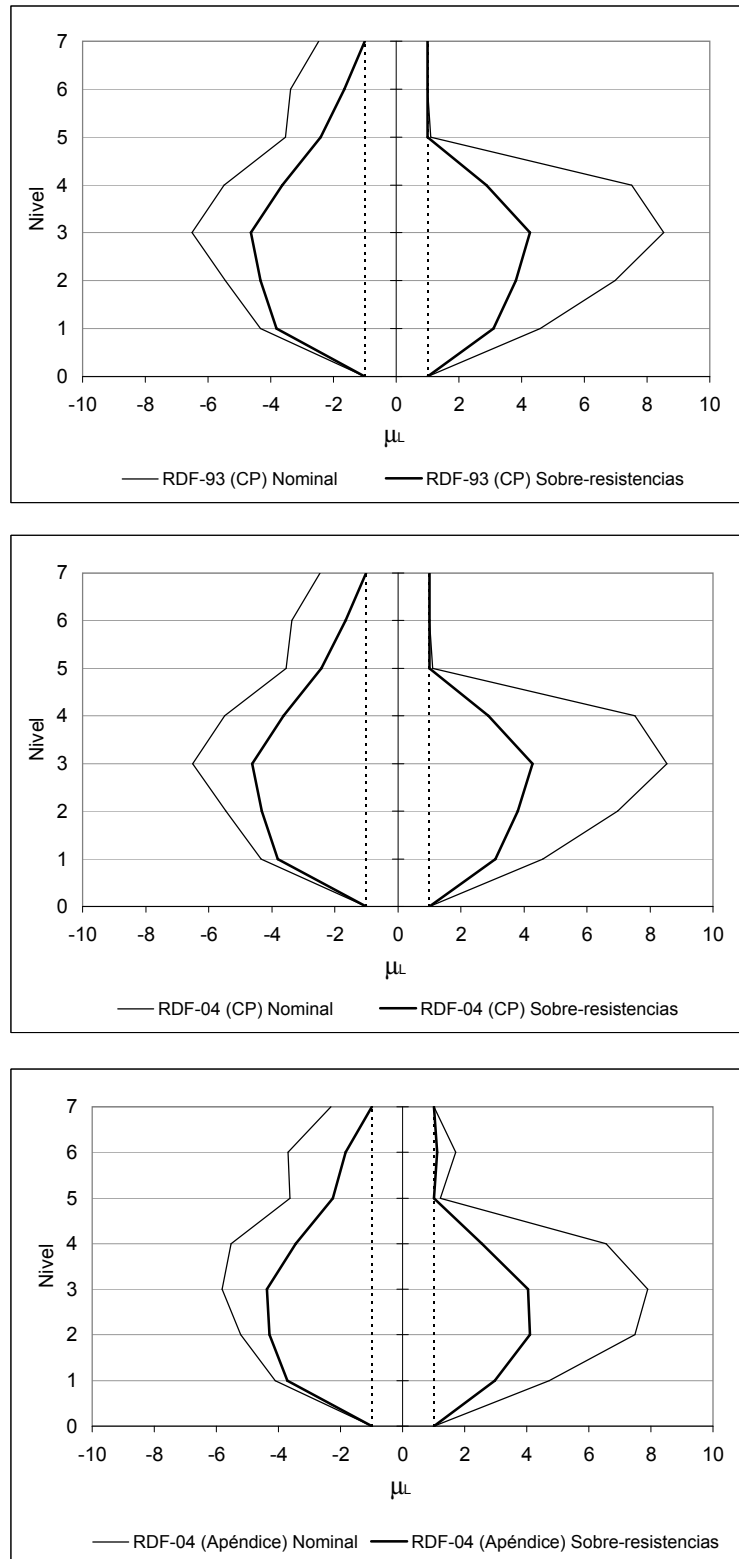


Fig 4.47- Comparación de demandas máximas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) desarrolladas en vigas del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencia, estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

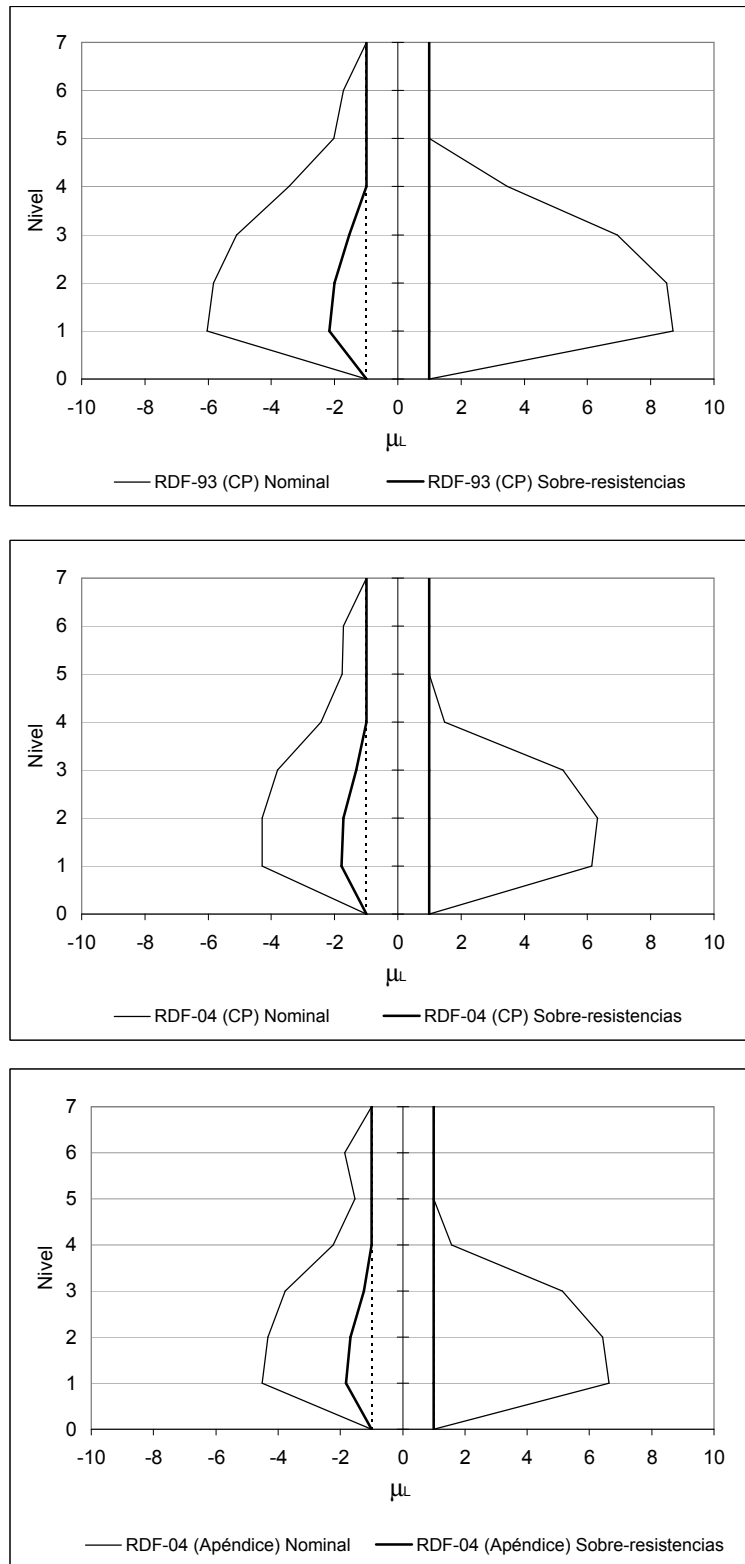


Fig 4.48- Comparación de demandas máximas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) desarrolladas en vigas del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, estructura de 7 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

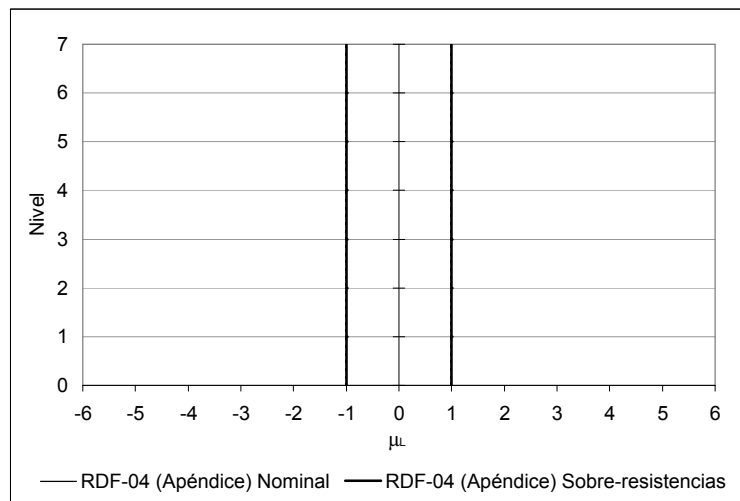
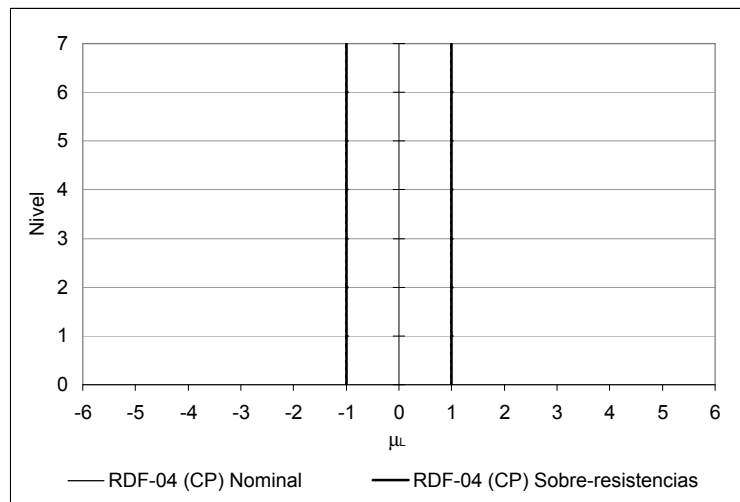
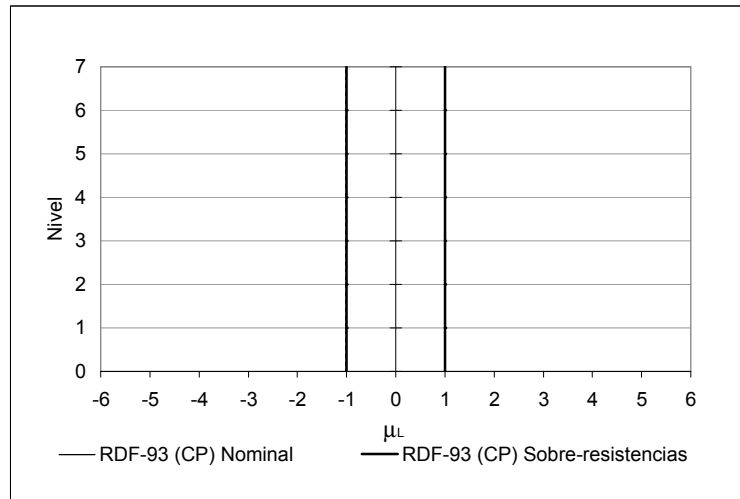


Fig 4.49- Comparación de demandas máximas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) en las columnas del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

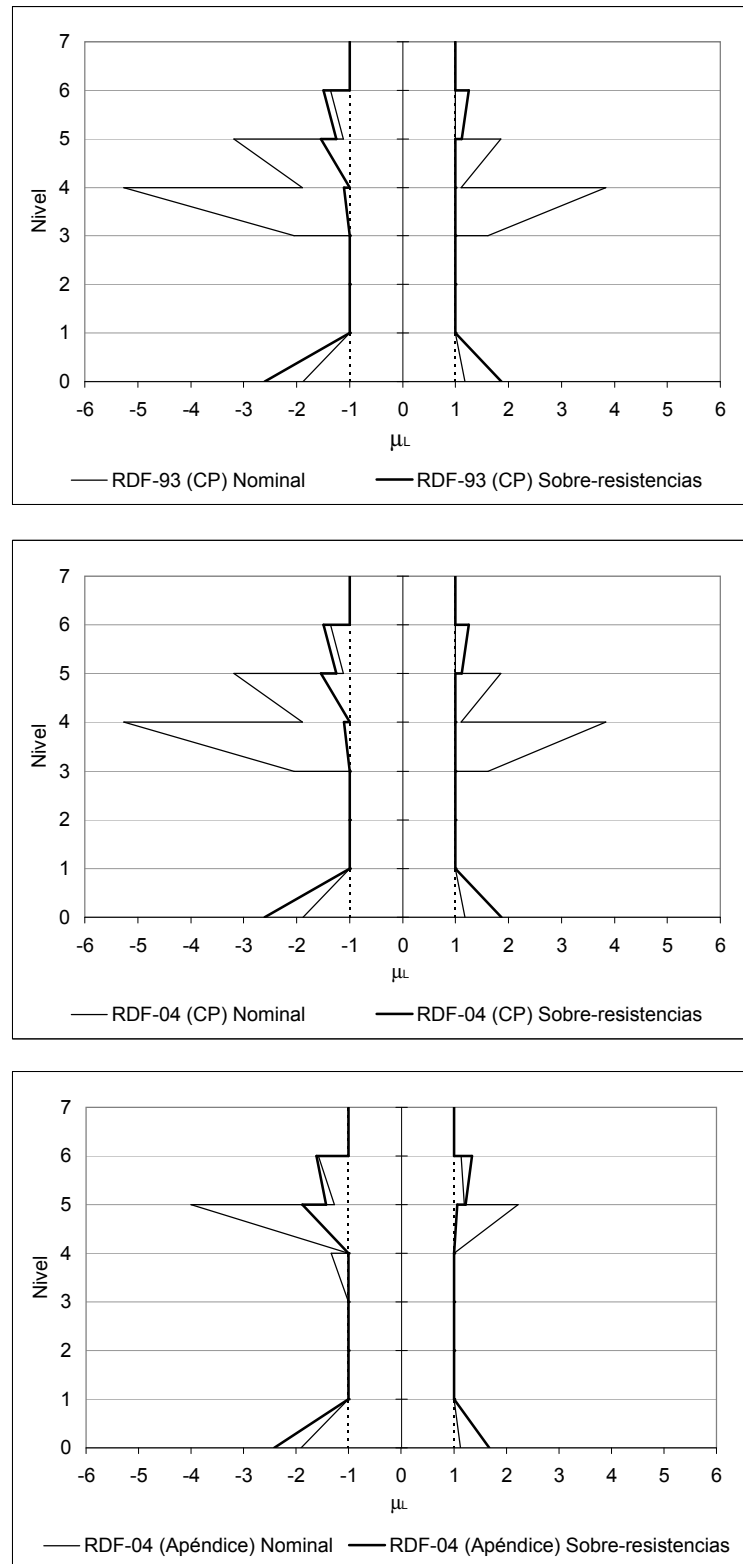


Fig 4.50- Comparación de demandas máximas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) en las columnas del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, estructura de 7 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

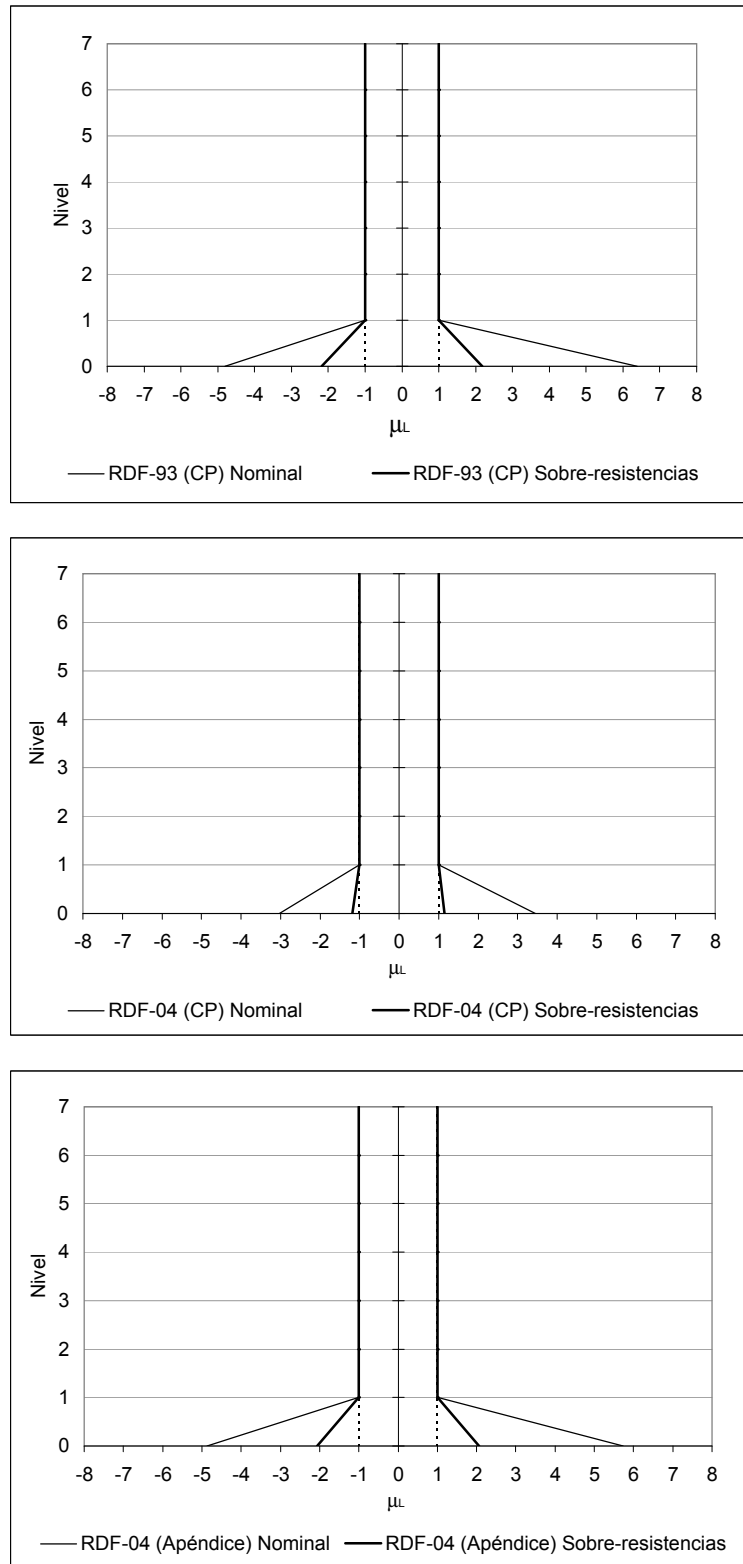


Fig 4.51- Comparación de demandas máximas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) en las columnas del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencia, estructura de 7 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

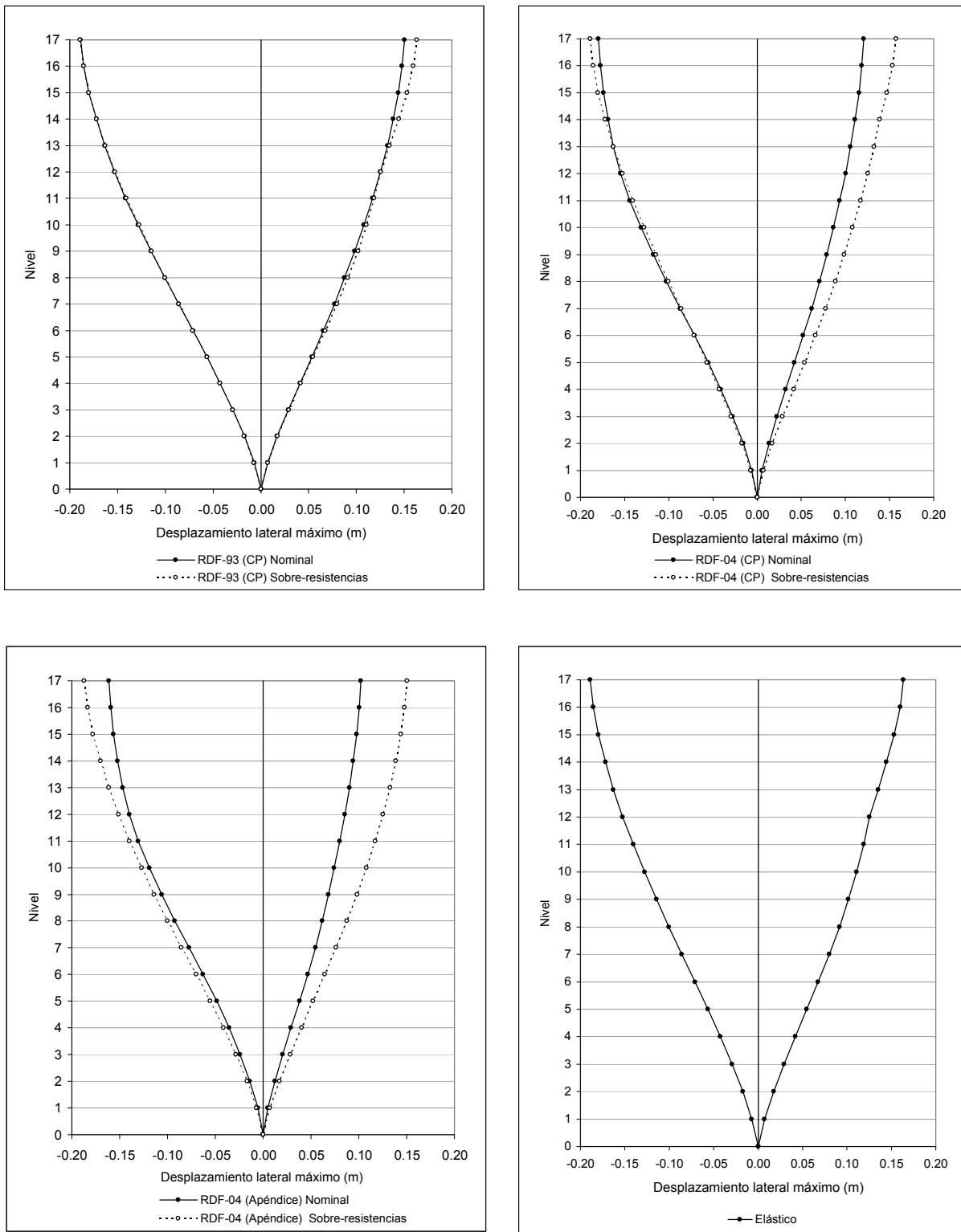


Fig 4.52- Desplazamientos laterales máximos del eje 2 (interior), sin y con efectos de sobre-resistencia, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

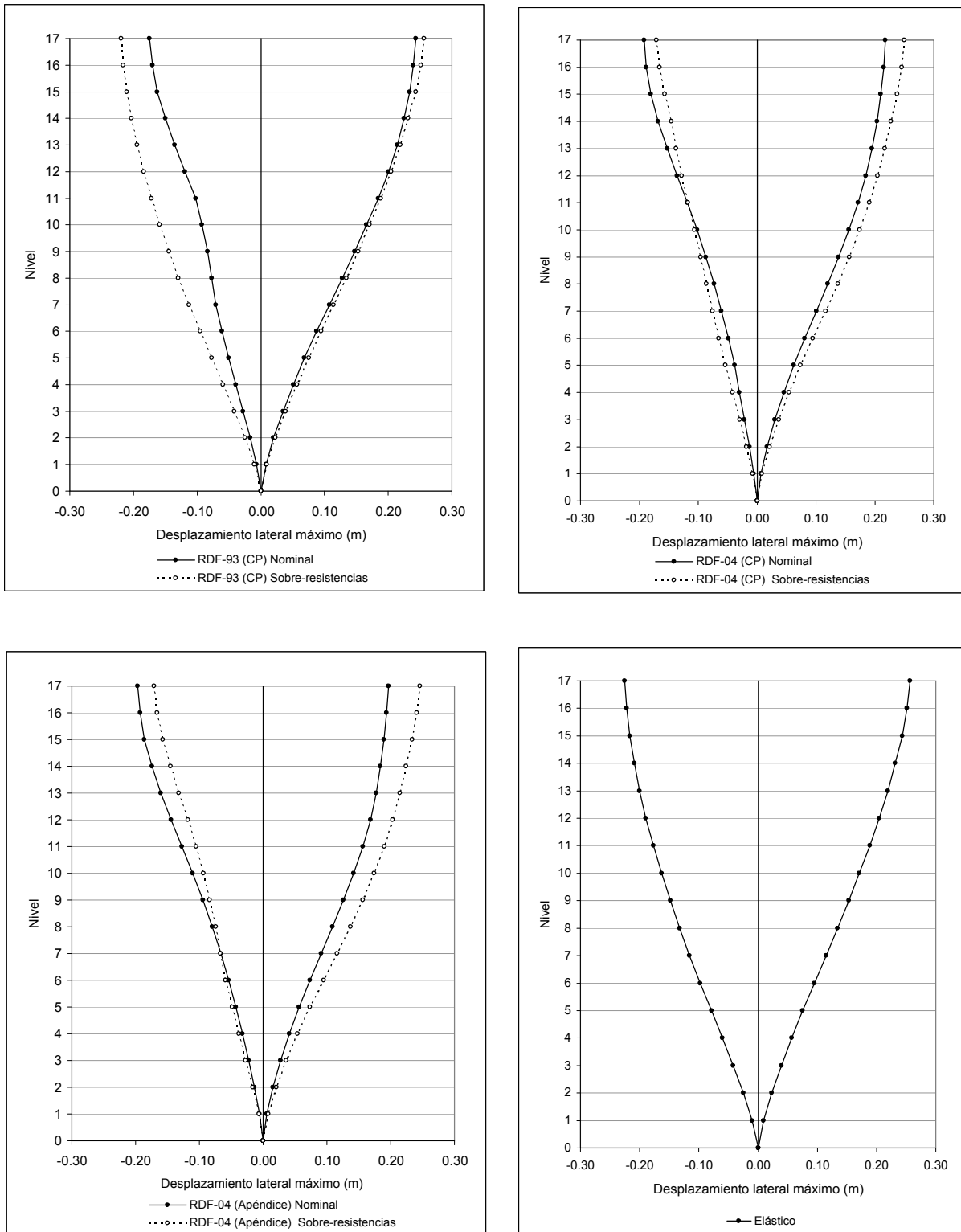


Fig 4.53- Desplazamientos laterales máximos del eje 2 (interior), sin y con efectos de sobre-resistencia, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85



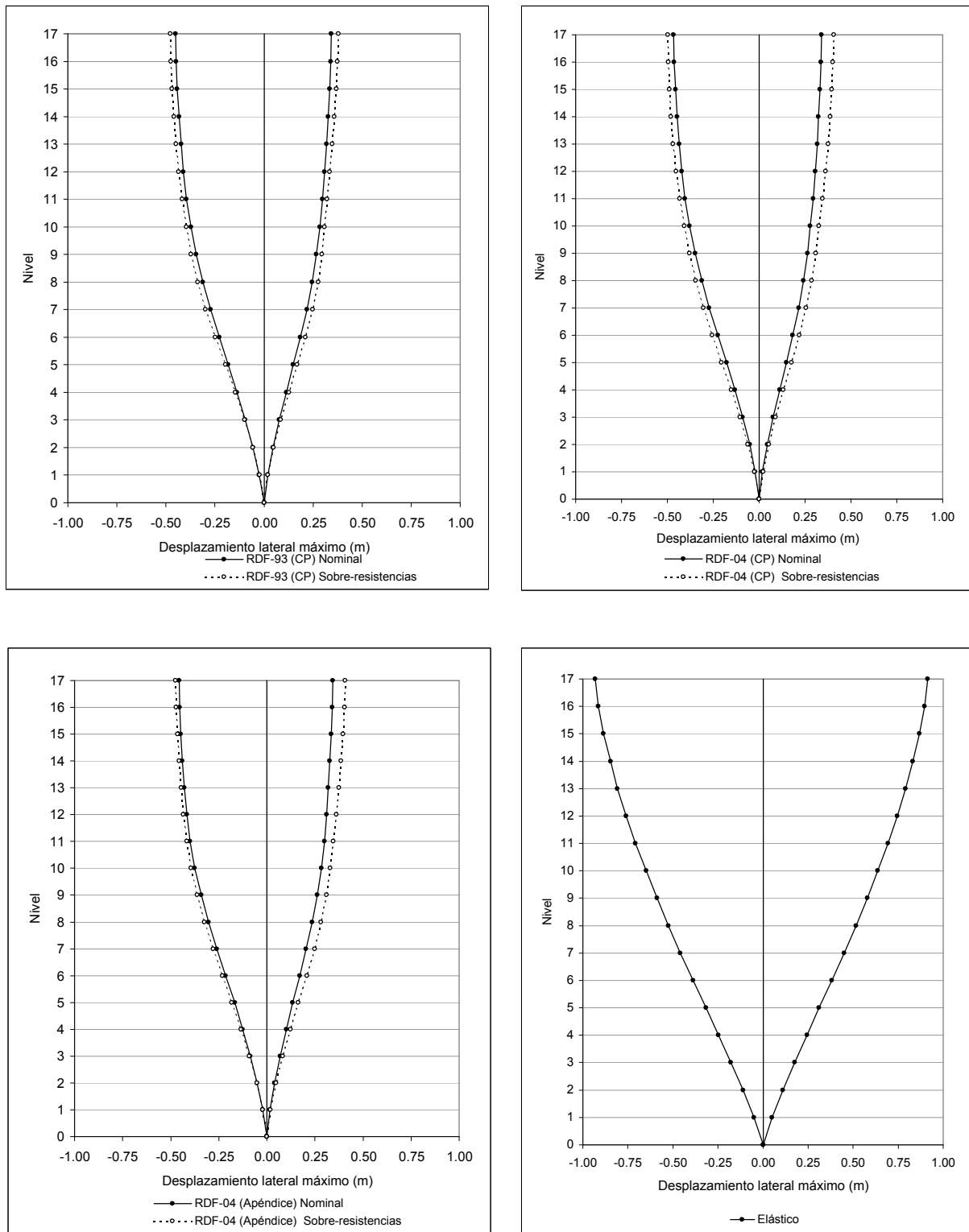


Fig 4.54- Desplazamientos laterales máximos del eje 2 (interior), sin y con efectos de sobre-resistencias, estructura de 17 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

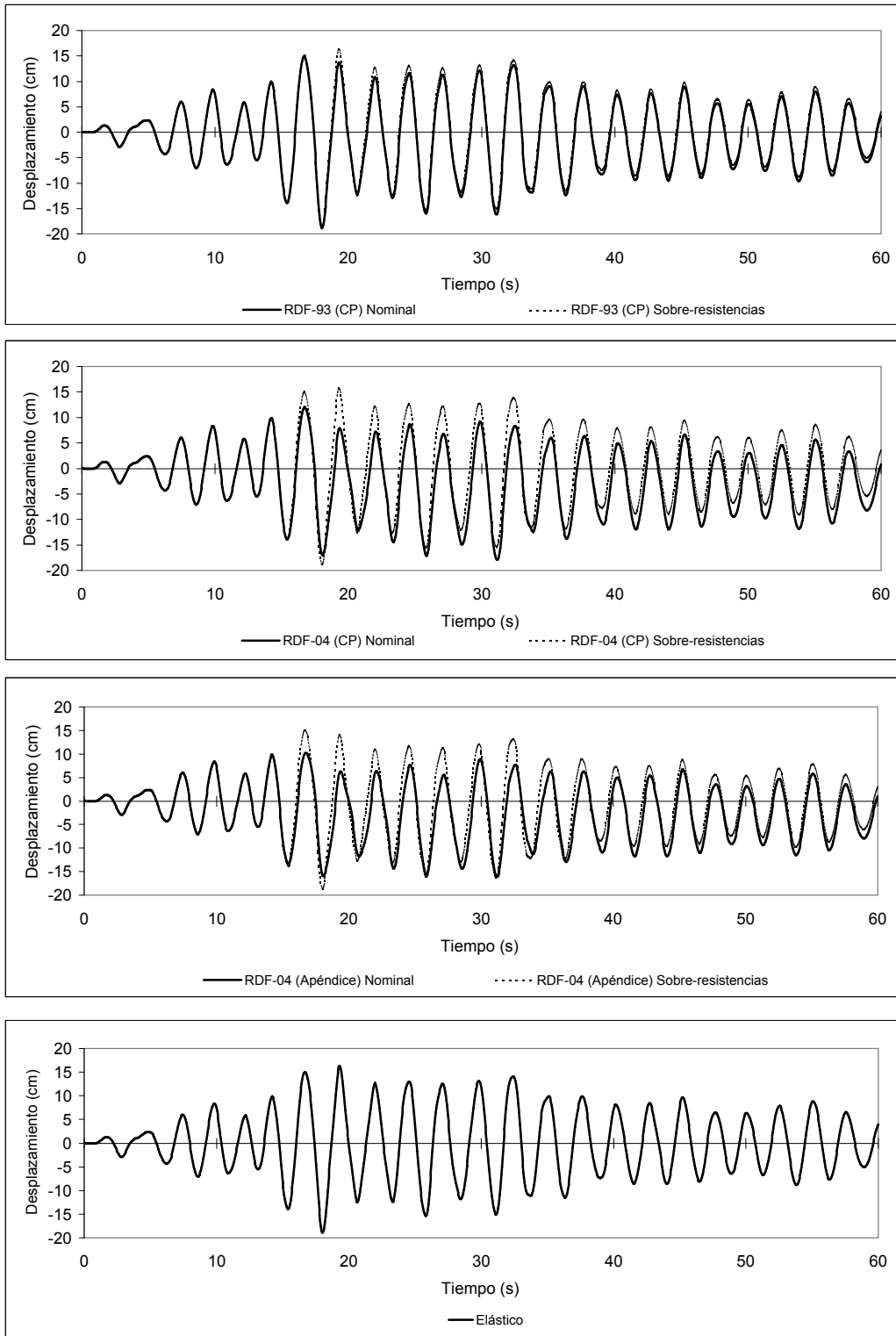


Fig 4.55- Historias de desplazamientos laterales de azotea del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

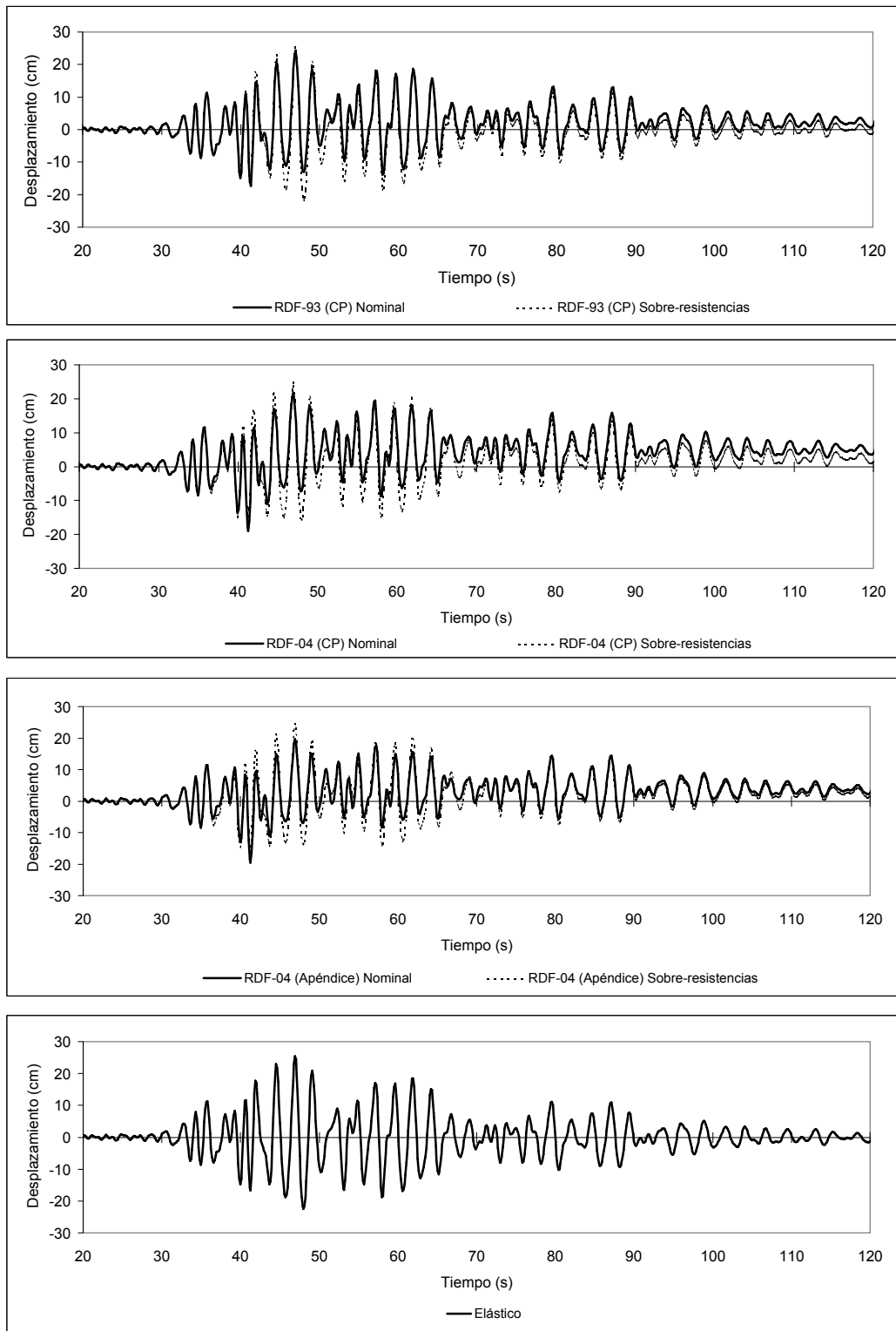


Fig 4.56- Historias de desplazamientos laterales de azotea del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

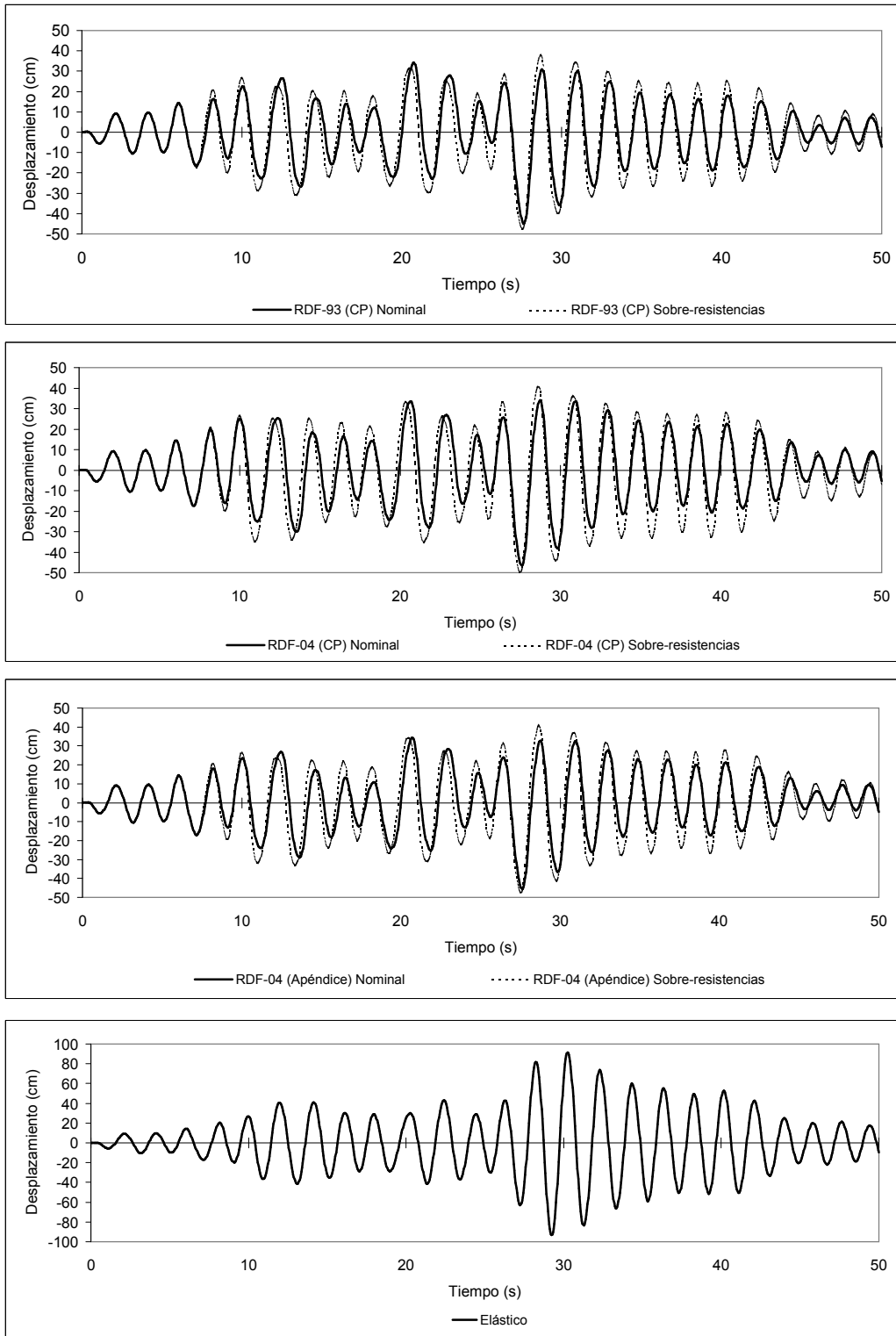


Fig 4.57- Historias de desplazamientos laterales de azotea del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencia, estructura de 17 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

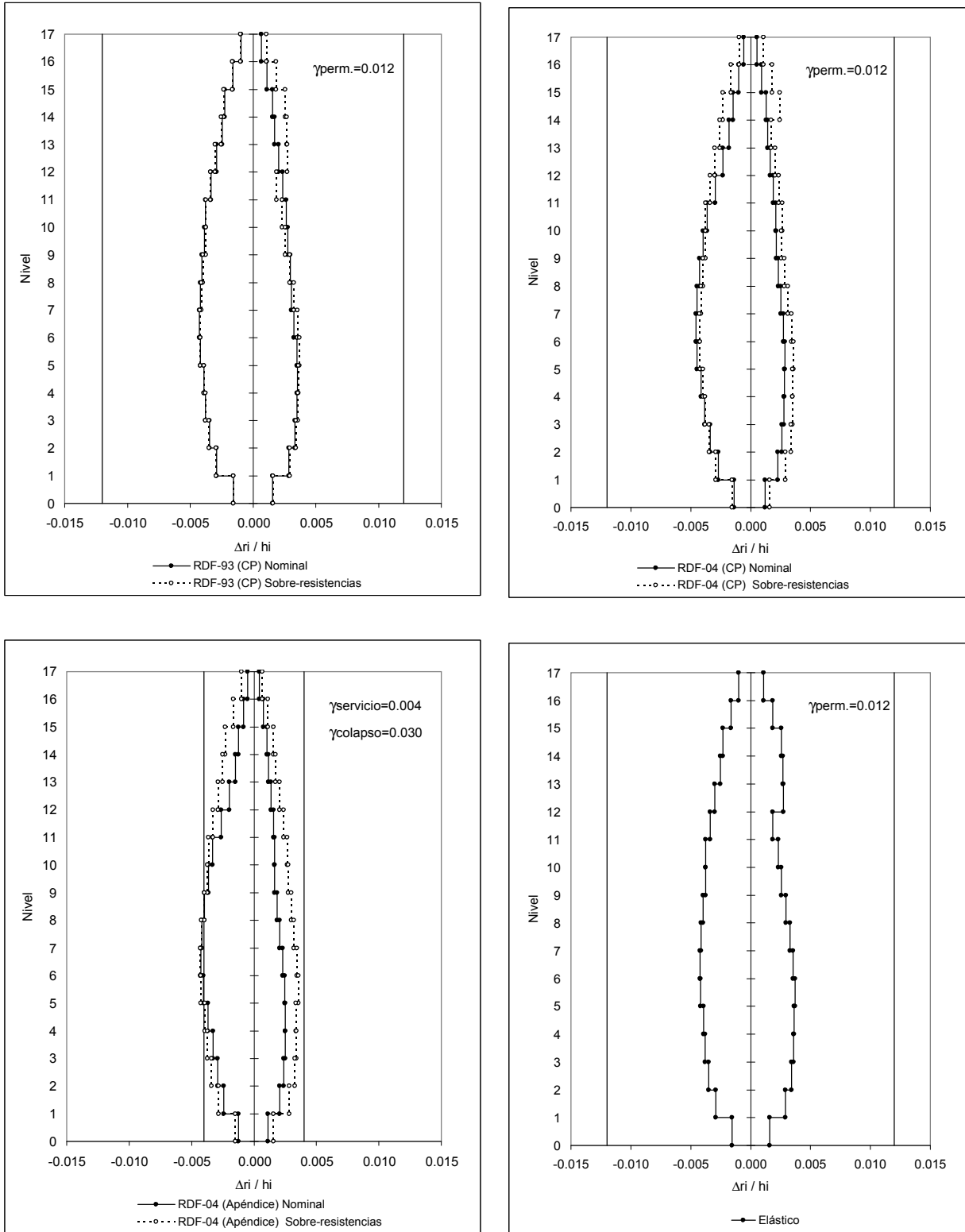


Fig 4.58- Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje Q, sin y con sobre-resistencia, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

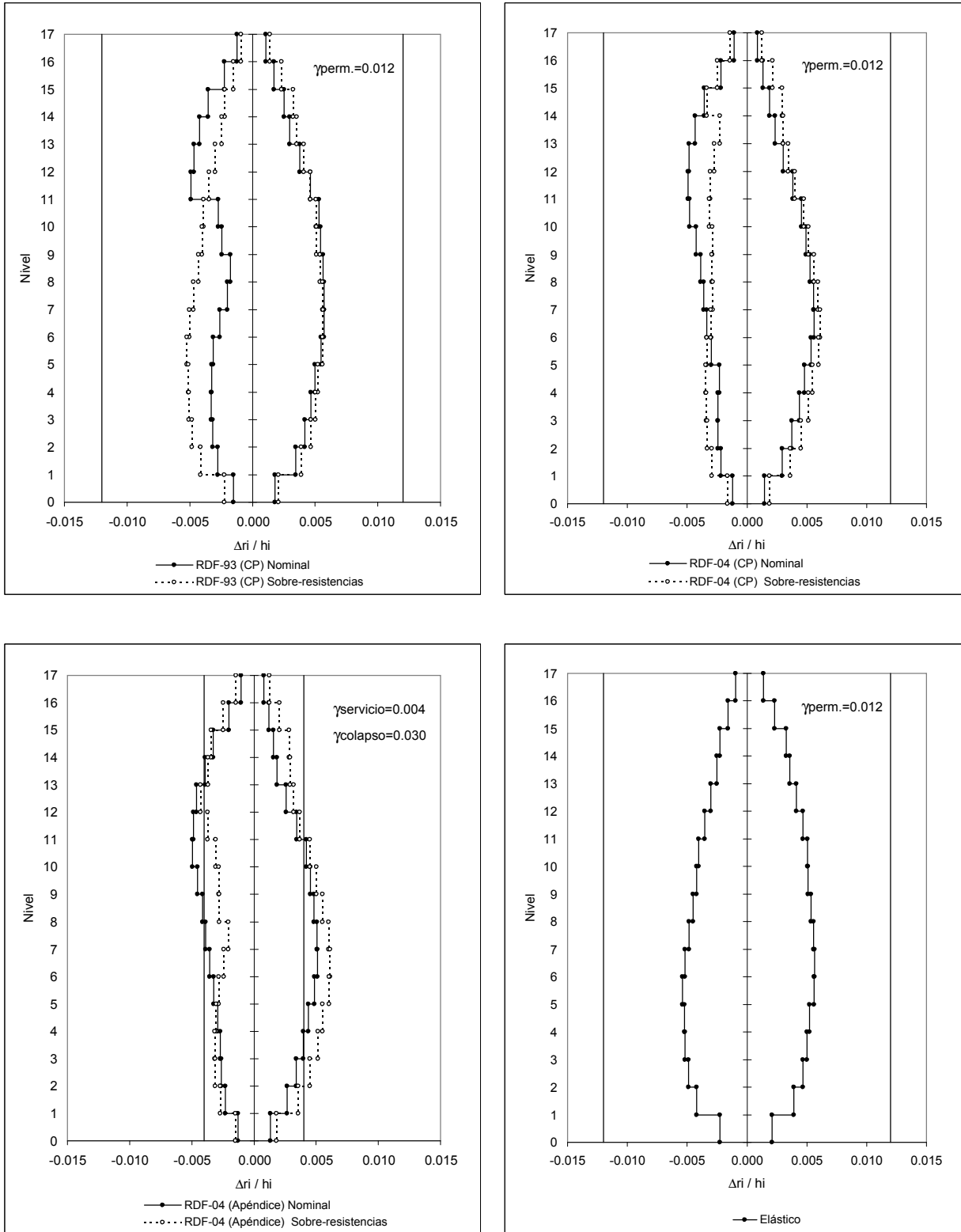


Fig 4.59- Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje  $\mathcal{Q}$ , sin y con sobre-resistencias, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

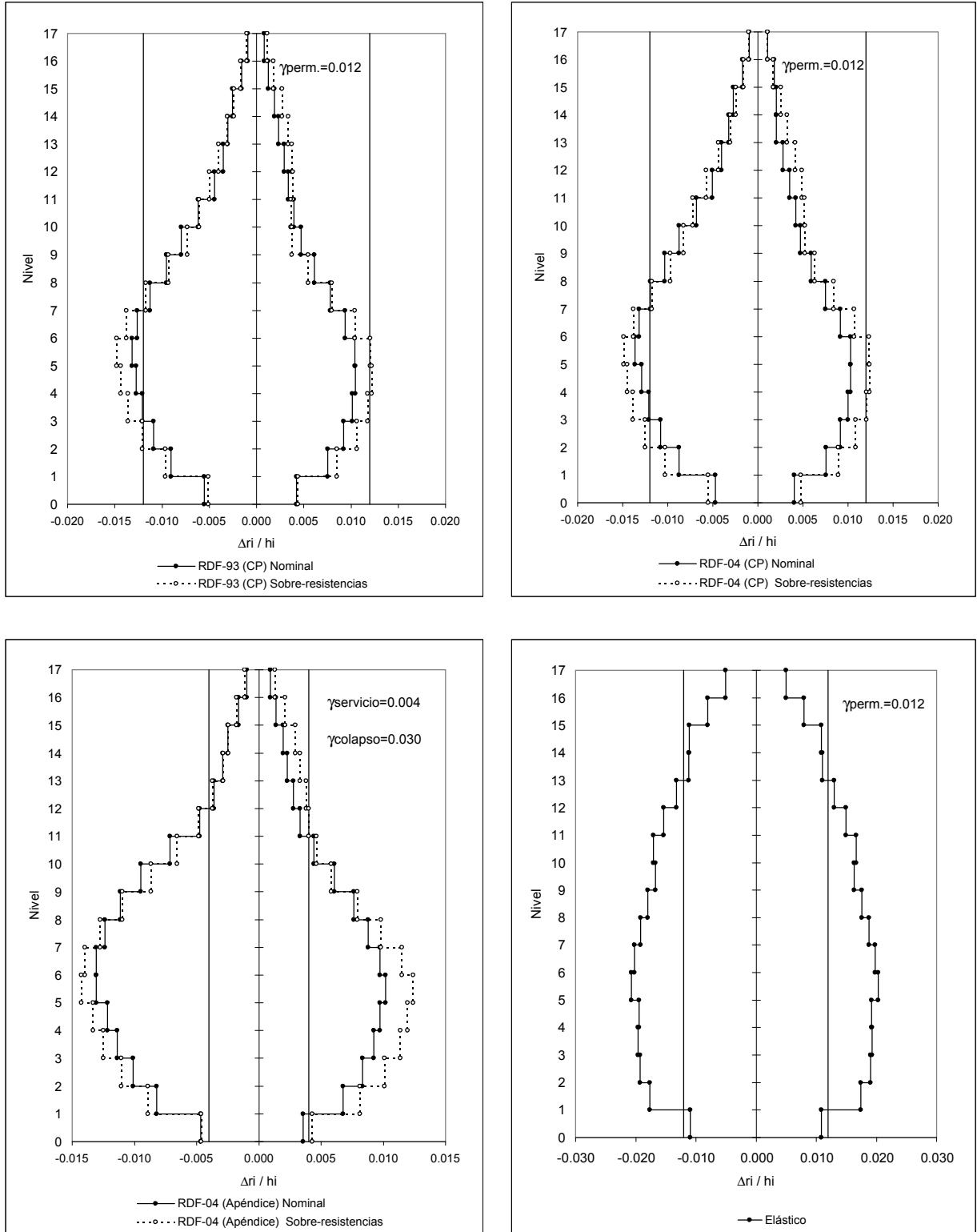


Fig 4.60- Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje  $\mathcal{Q}$ , sin y con sobre-resistencias, estructura de 17 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

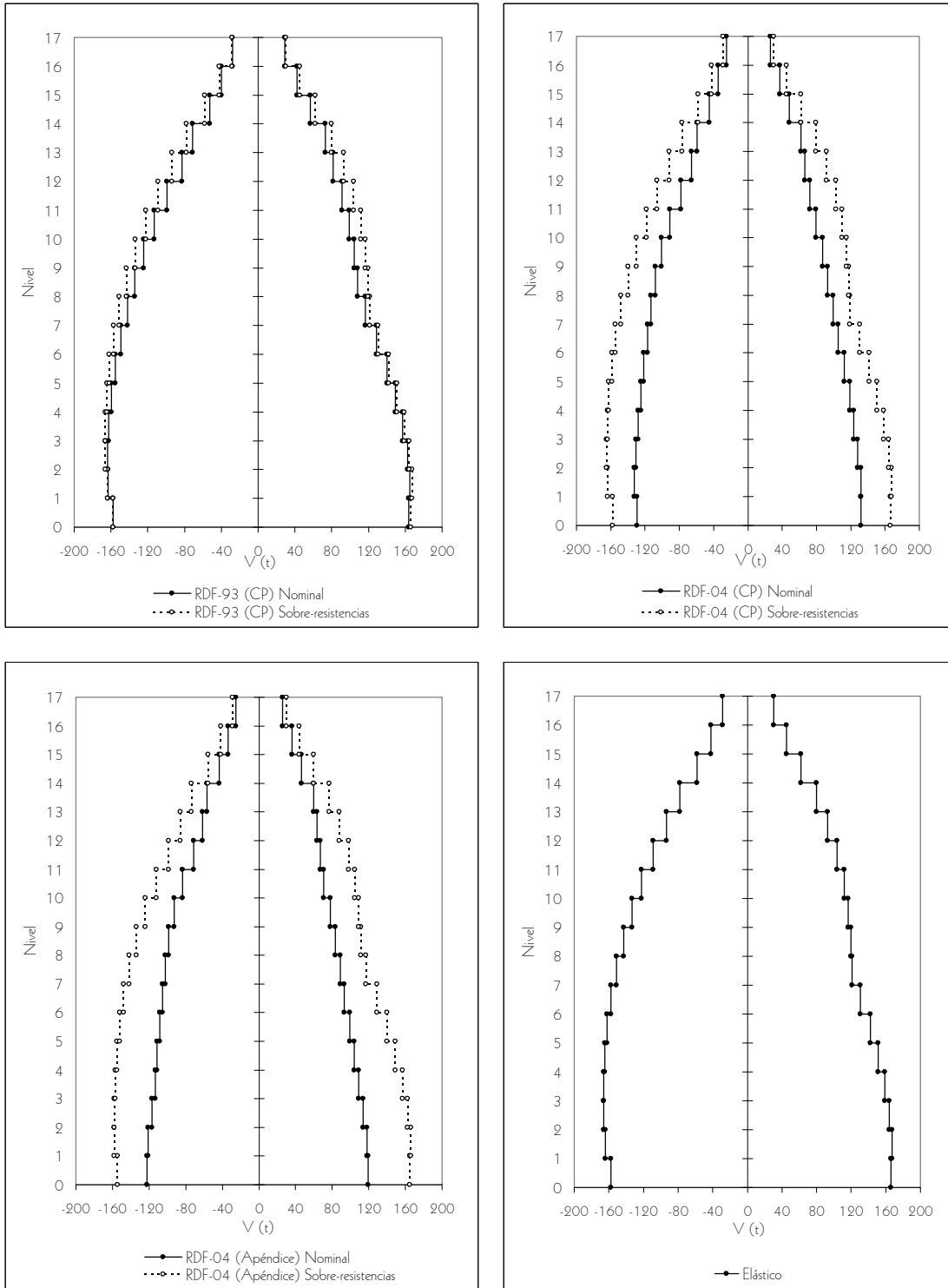


Fig 4.61- Distribución en elevación de las envolventes de las fuerzas cortantes de entrepiso del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, edificio de 17 niveles diseñado en zona II, acelerograma VIVE-EW-85



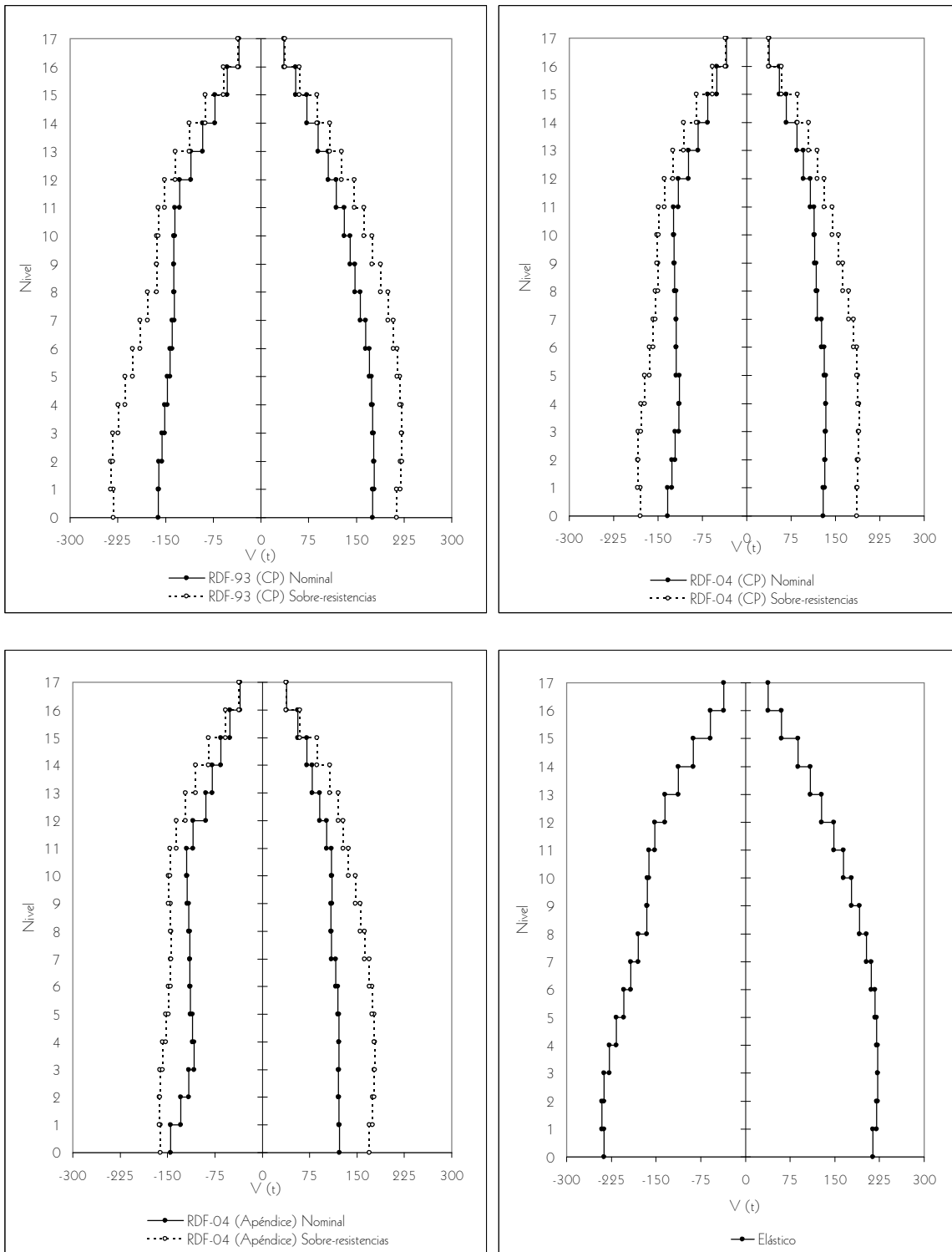


Fig 4.62- Distribución en elevación de las envolventes de las fuerzas cortantes de entrepiso del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, edificio de 17 niveles diseñado en zona II, acelerograma ROMA-EW-8

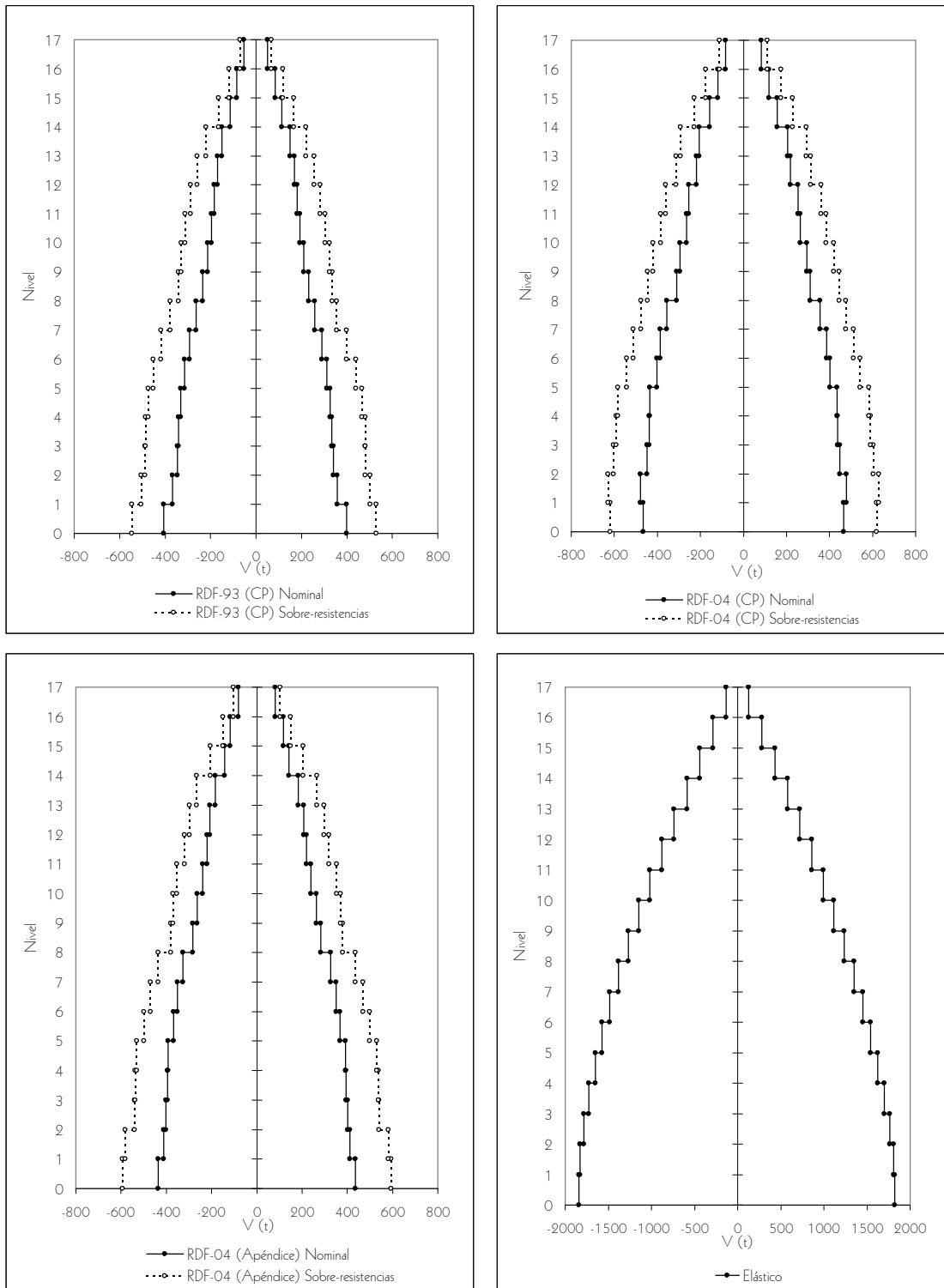


Fig 4.63- Distribución en elevación de las envolventes de las fuerzas cortantes de entrepiso del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, edificio de 17 niveles diseñado en zona III, acelerograma SCT-EW-85

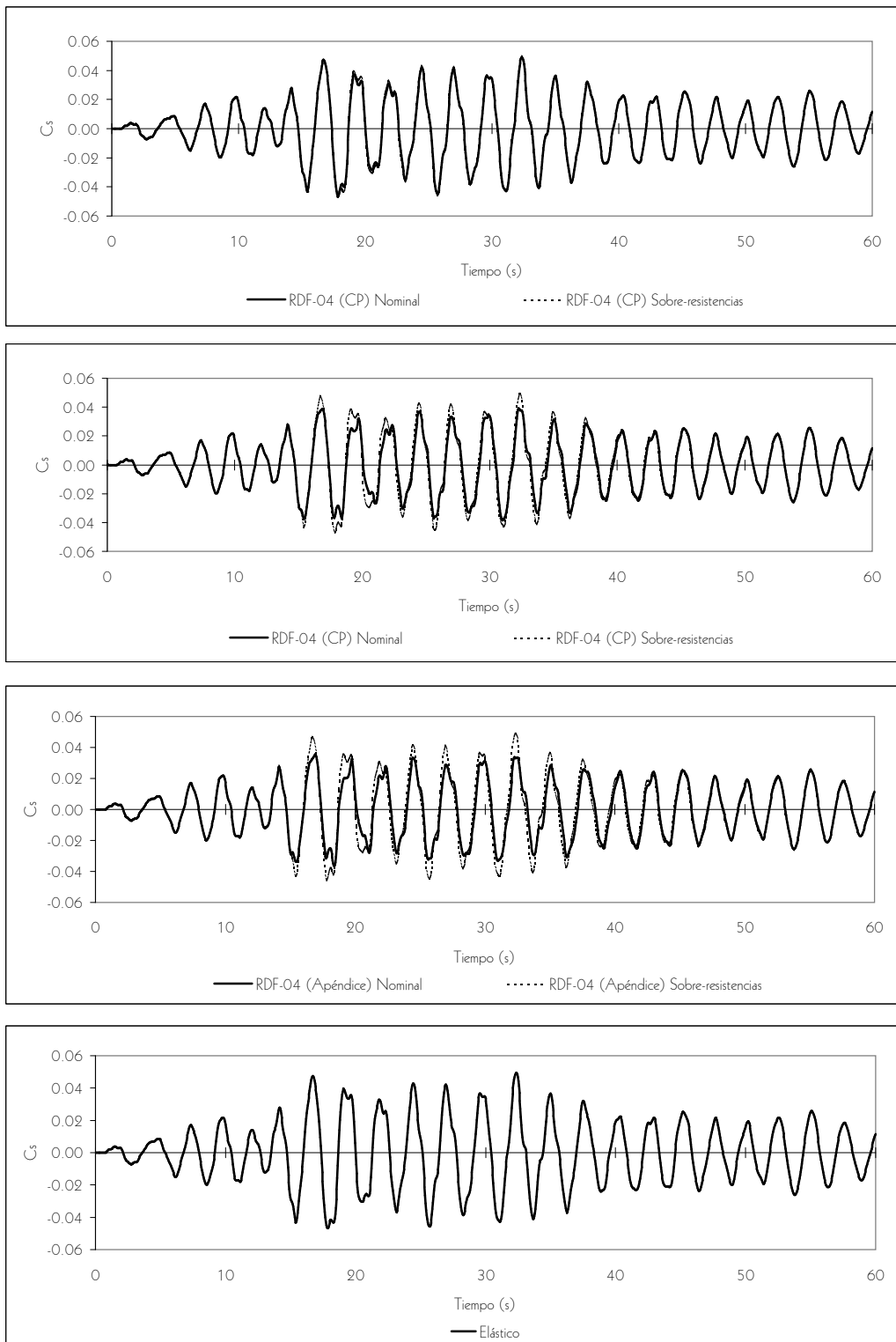


Fig 4.64- Historias de coeficientes sísmicos del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencia, edificio de 17 niveles diseñado en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

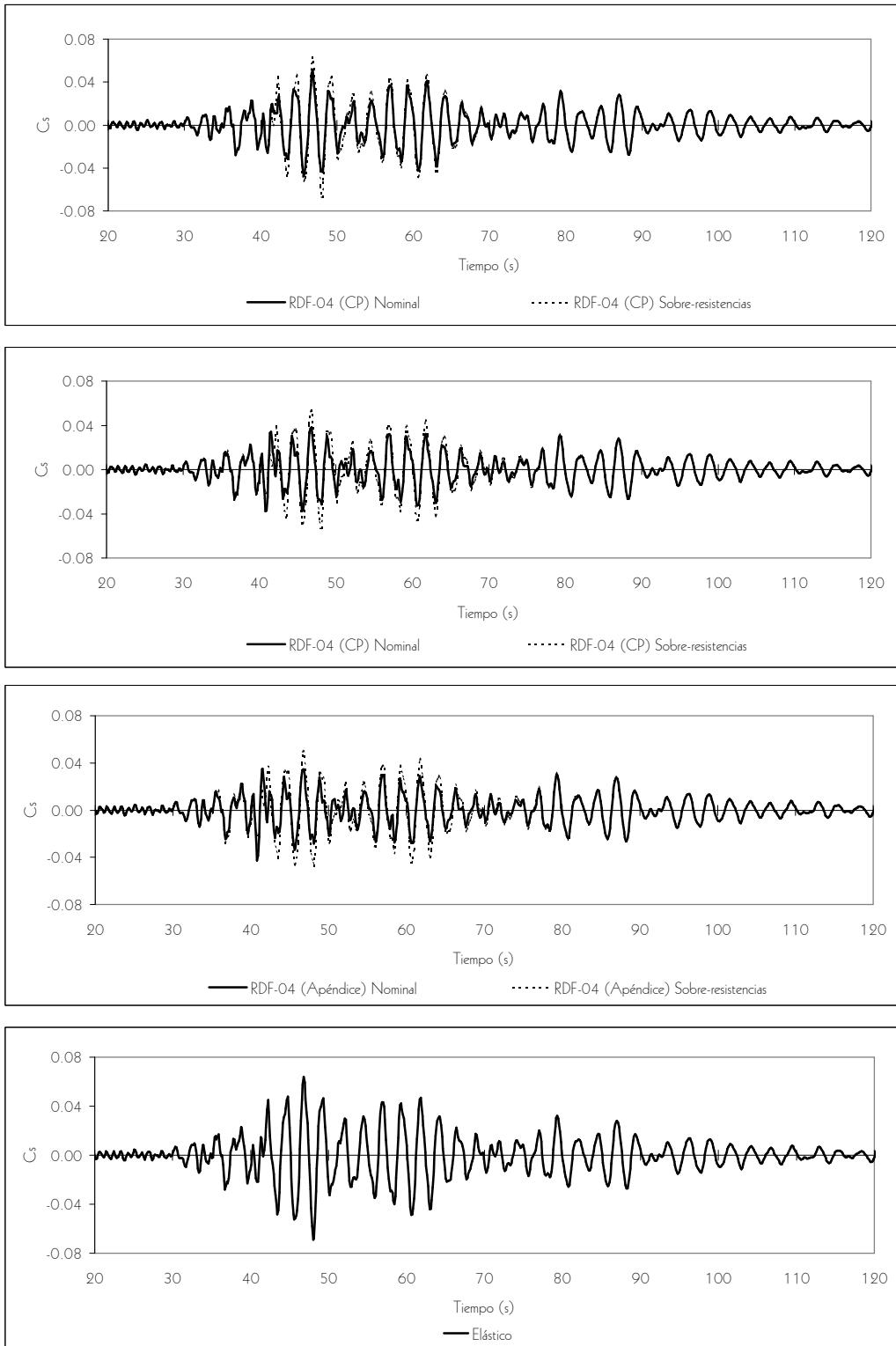


Fig 4.65- Historias de coeficientes sísmicos del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, edificio de 17 niveles diseñado en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

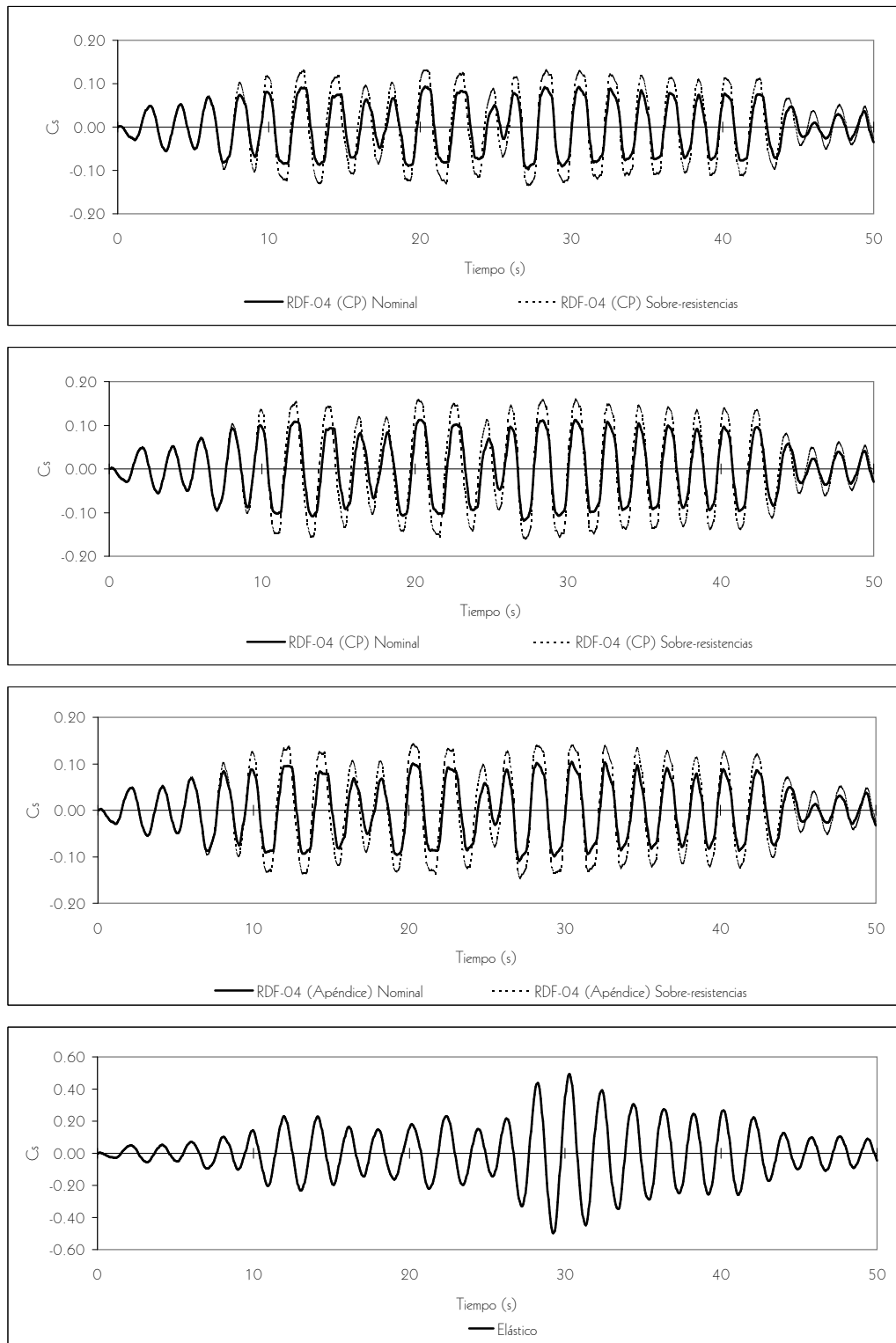


Fig 4.66- Historias de coeficientes sísmicos del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencia, edificio de 17 niveles diseñado en zona III, acelerograma SCT-EW-85

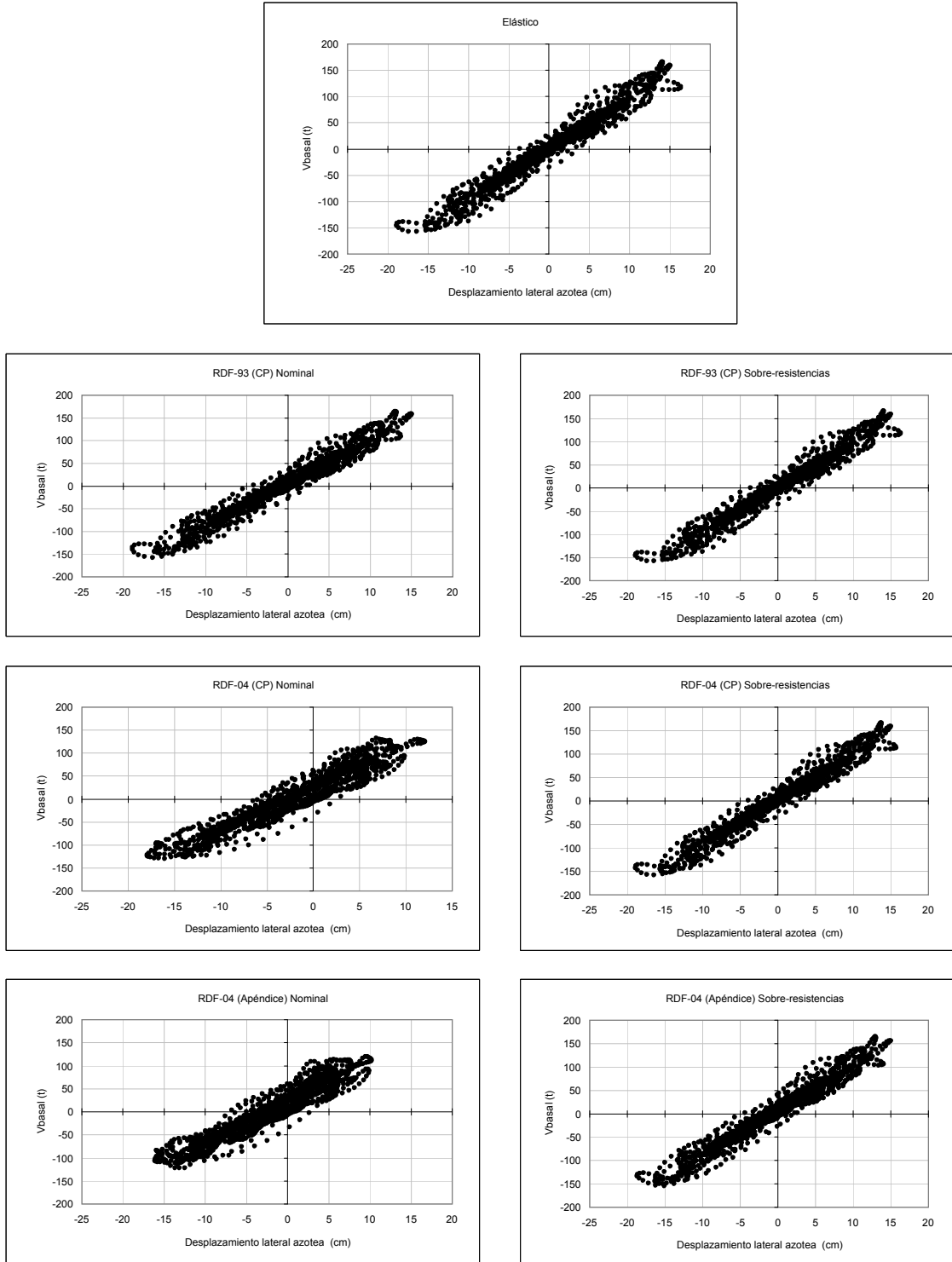


Fig 4.67- Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

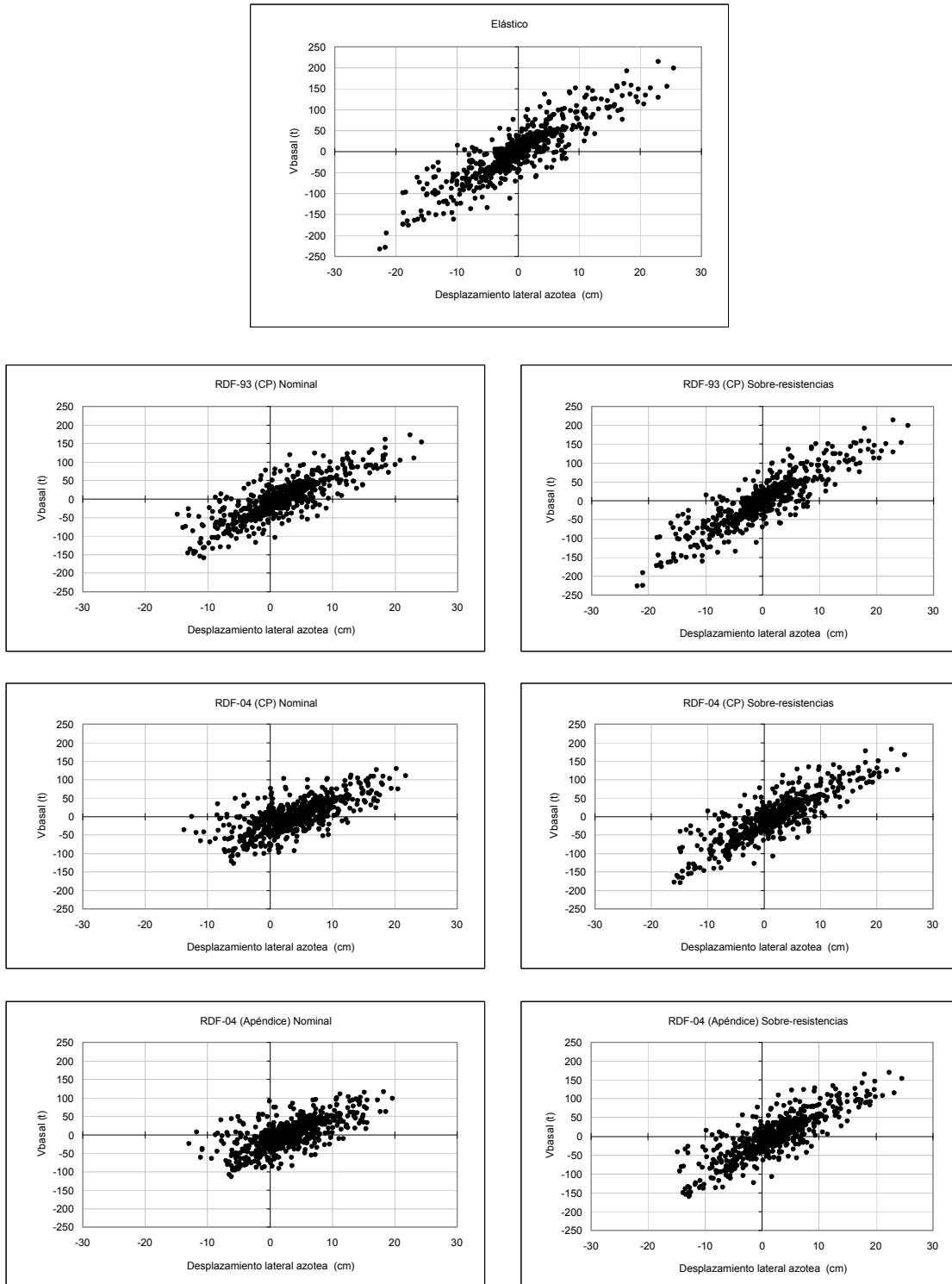


Fig 4.68- Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencia, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

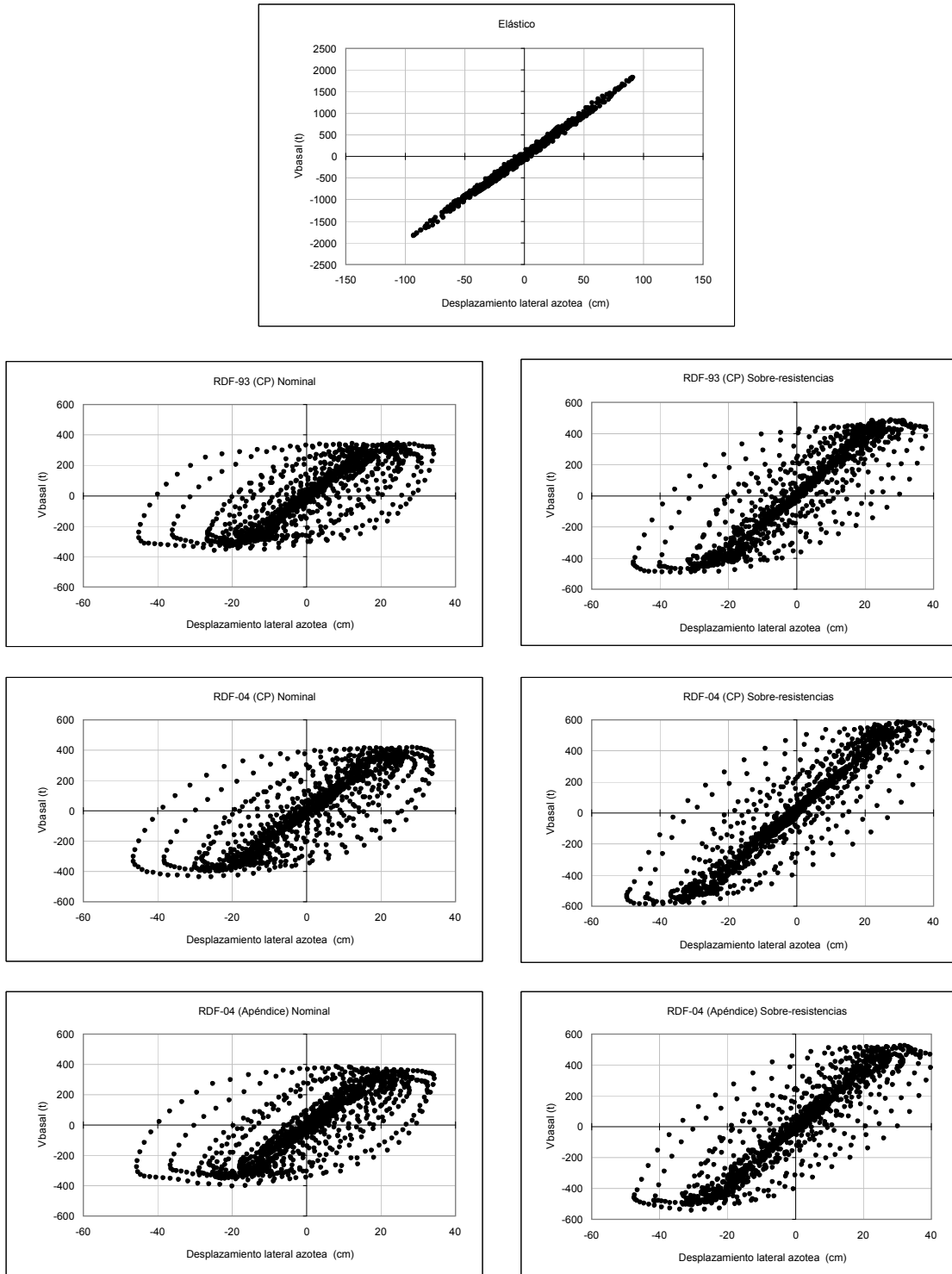


Fig 4.69- Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, estructura de 17 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85



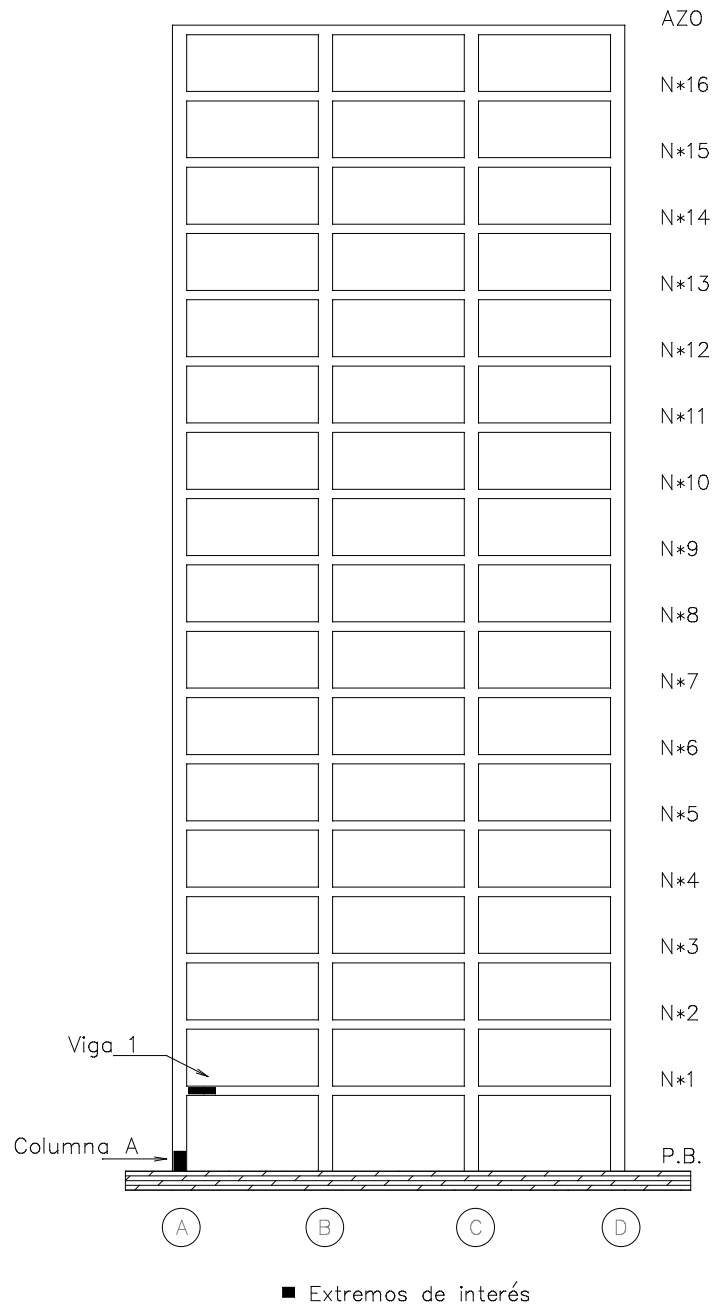


Fig 4.70- Miembros estructurales y extremos de interés del eje 2 (interior), edificio de 17 niveles, diseños de zonas sísmicas II y III

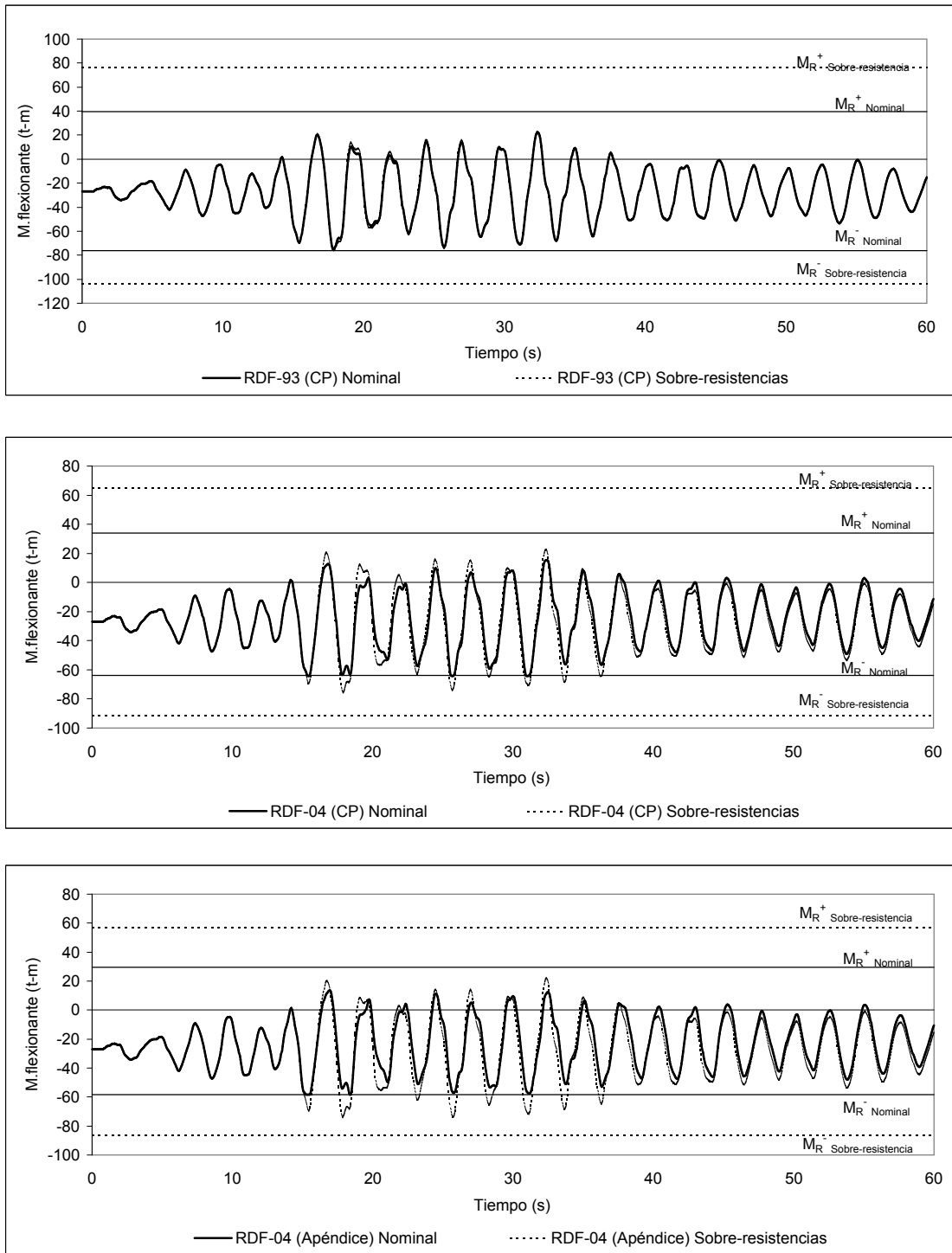


Fig 4.71- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes contra resistencias, extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje  $\mathcal{Q}$ , estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

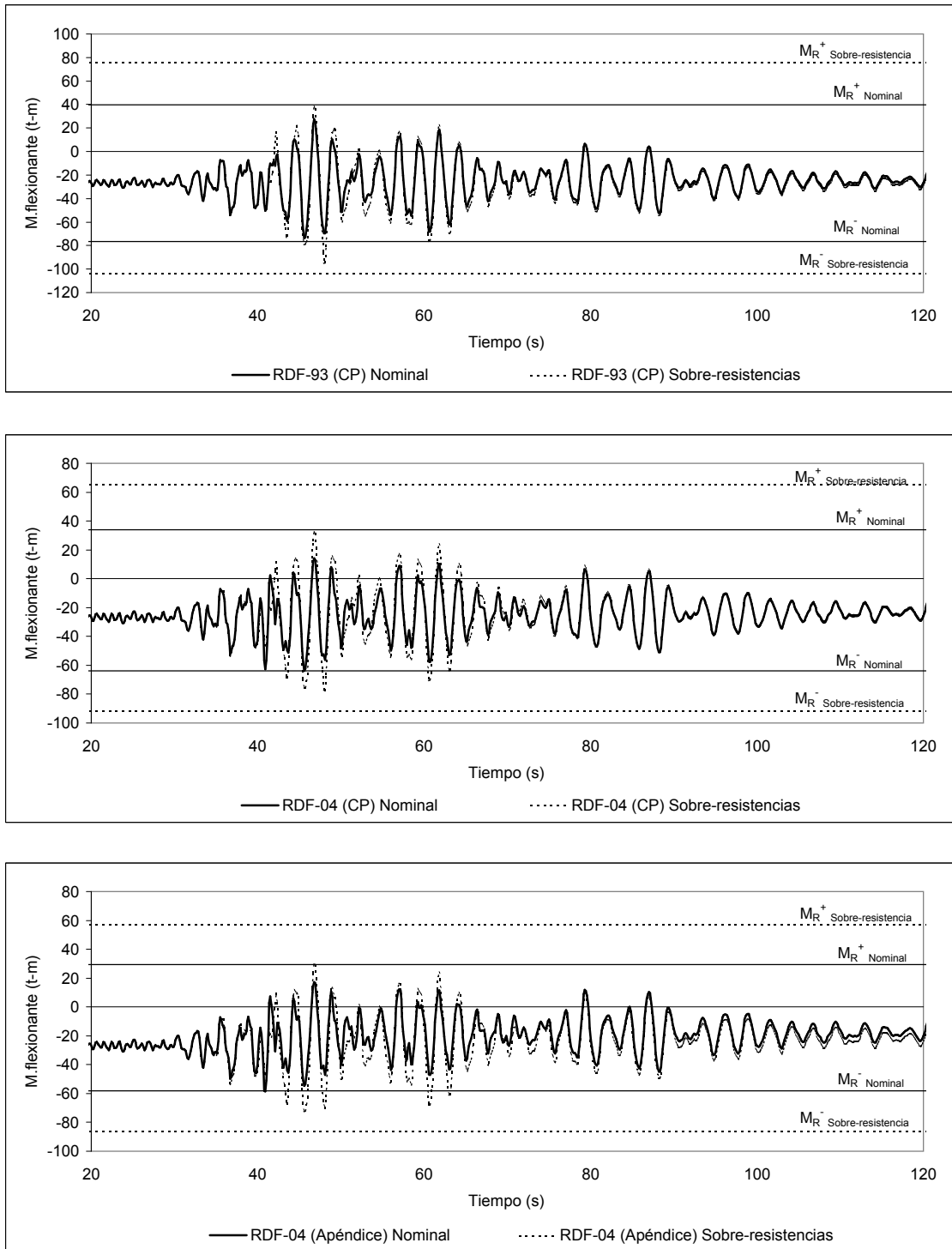


Fig 4.72- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes contra resistencias, extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-8

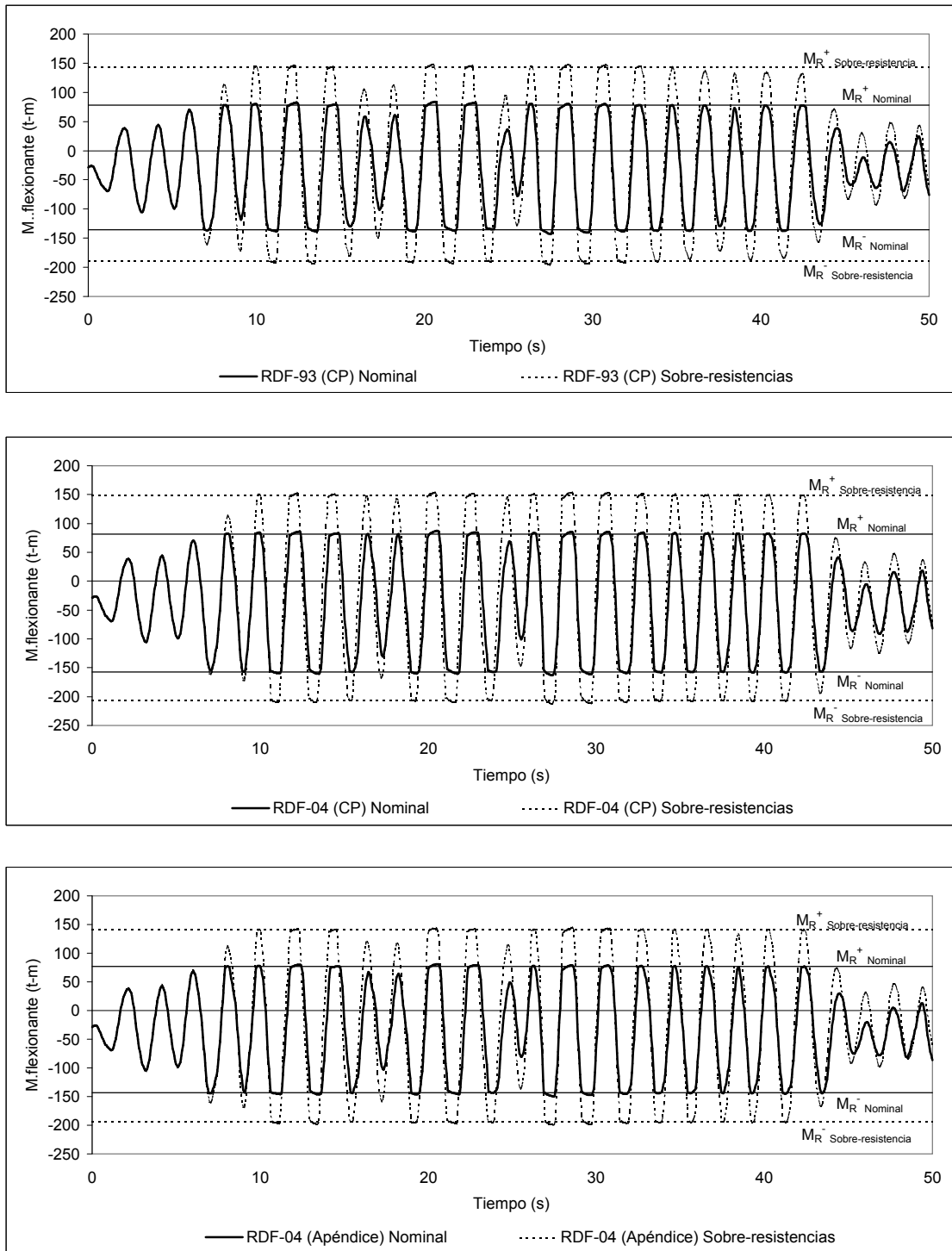


Fig 4.73- Comparación de historias de momentos flexionantes actuantes contra resistencias, extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje  $\mathcal{Q}$ , estructura de 17 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

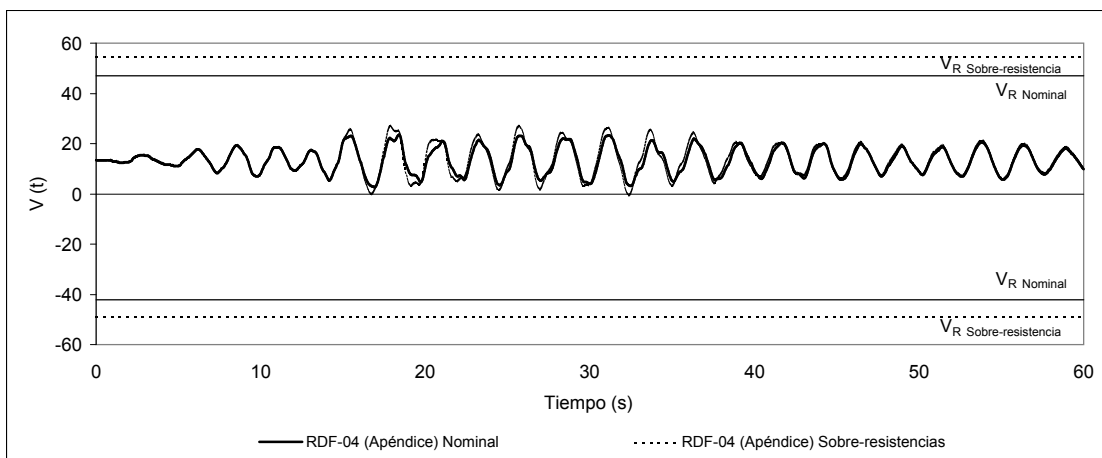
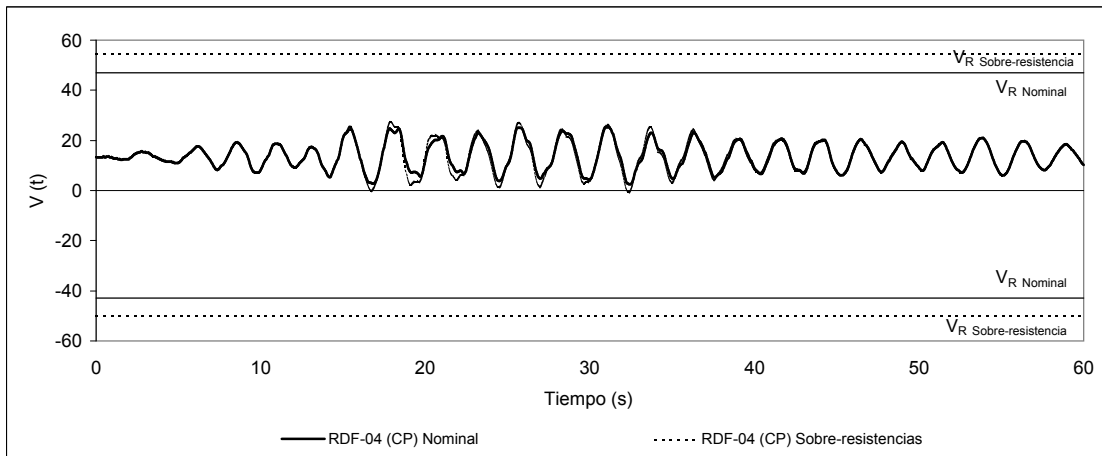
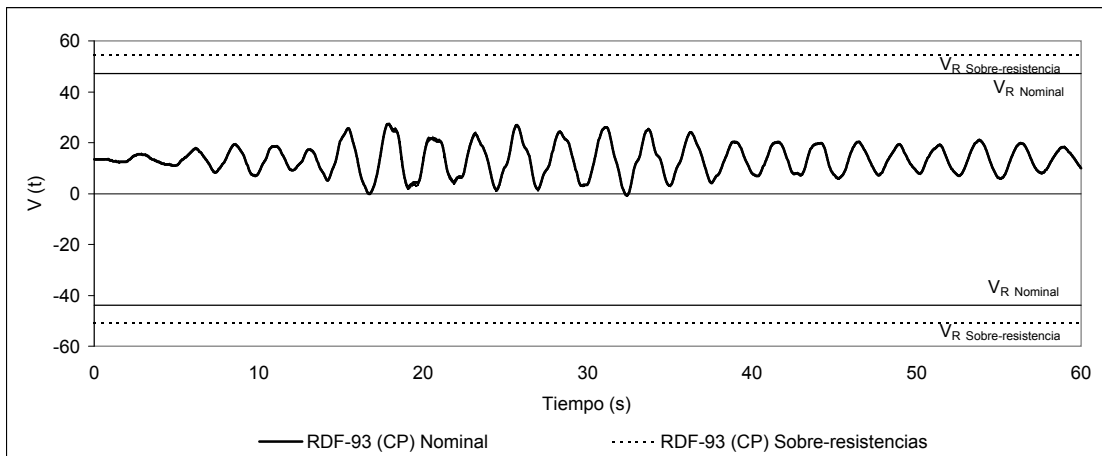


Fig 4.74- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-ε

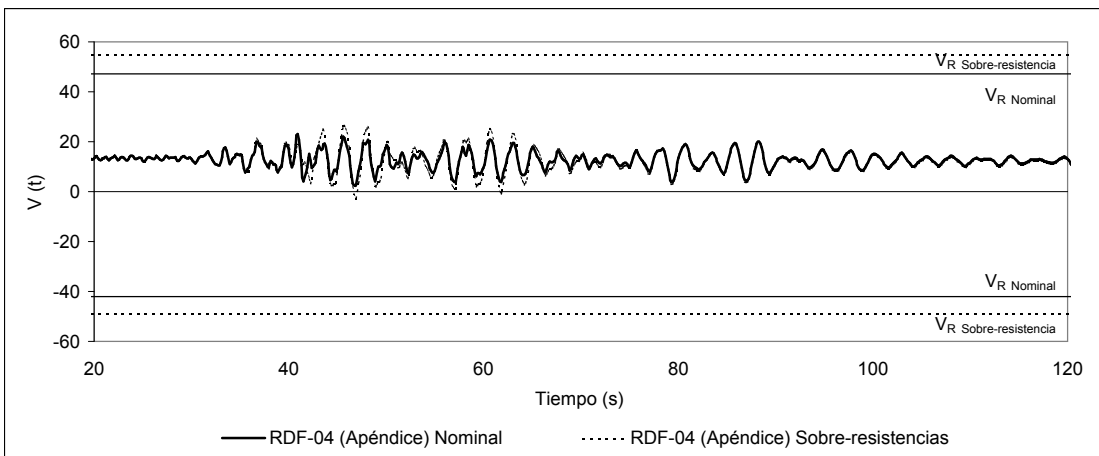
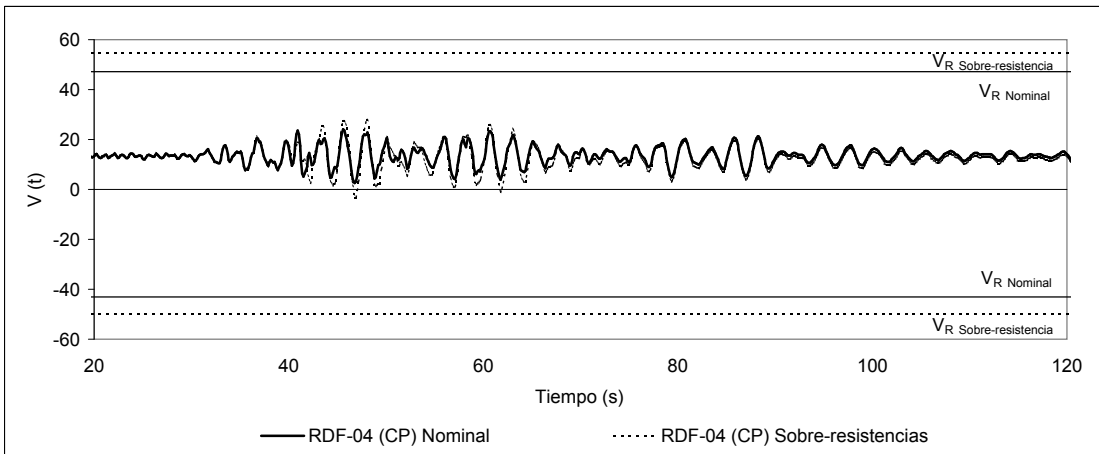
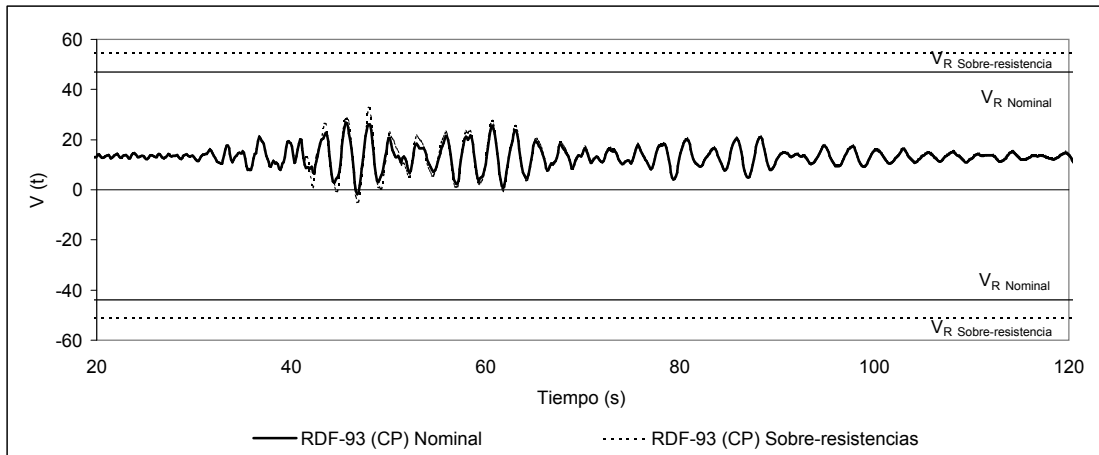


Fig 4.75- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-8

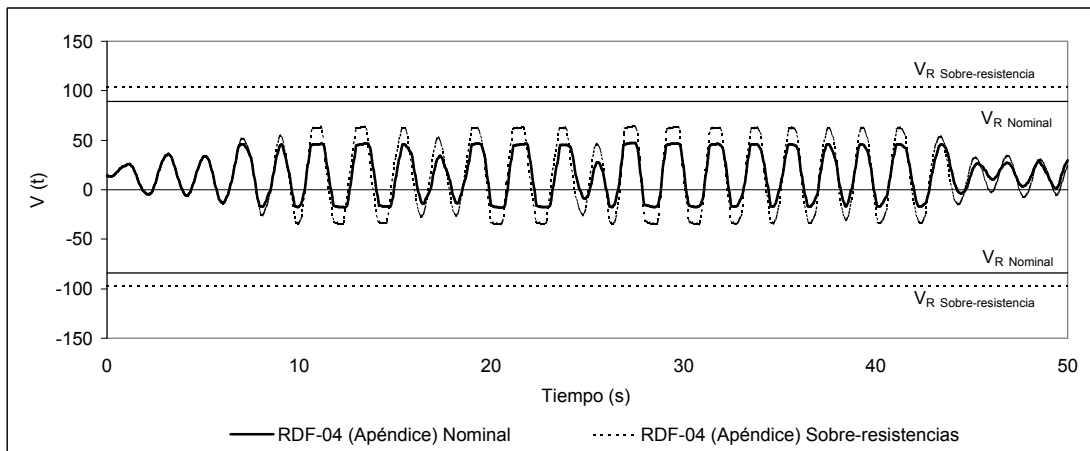
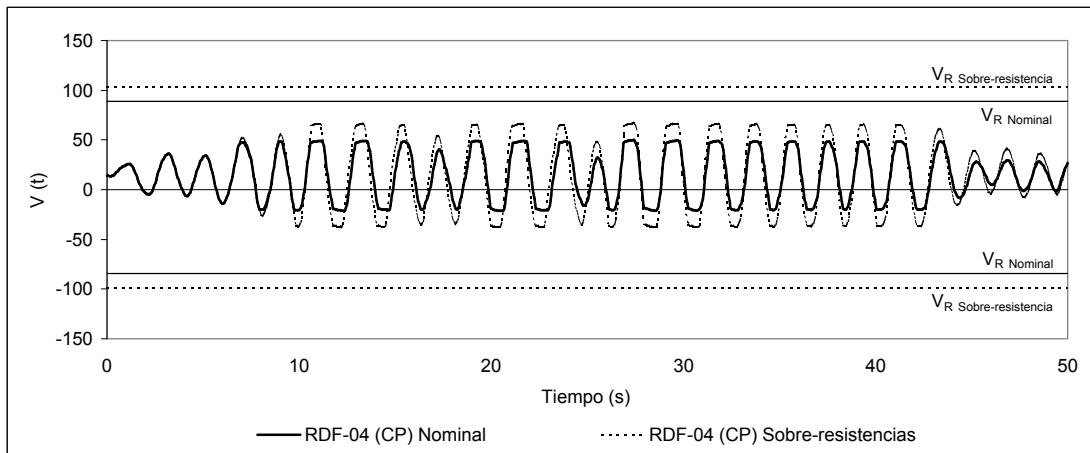
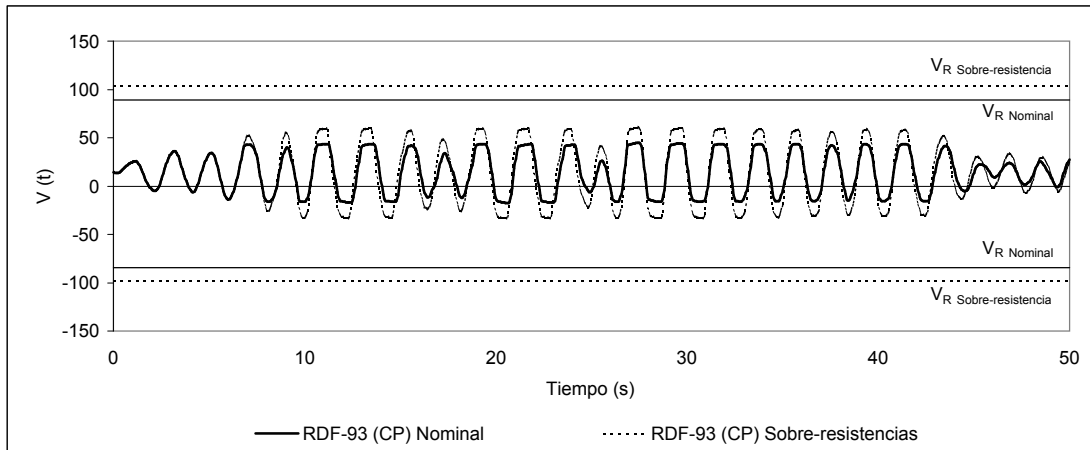


Fig 4.76- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias del extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2, estructura de 17 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-8

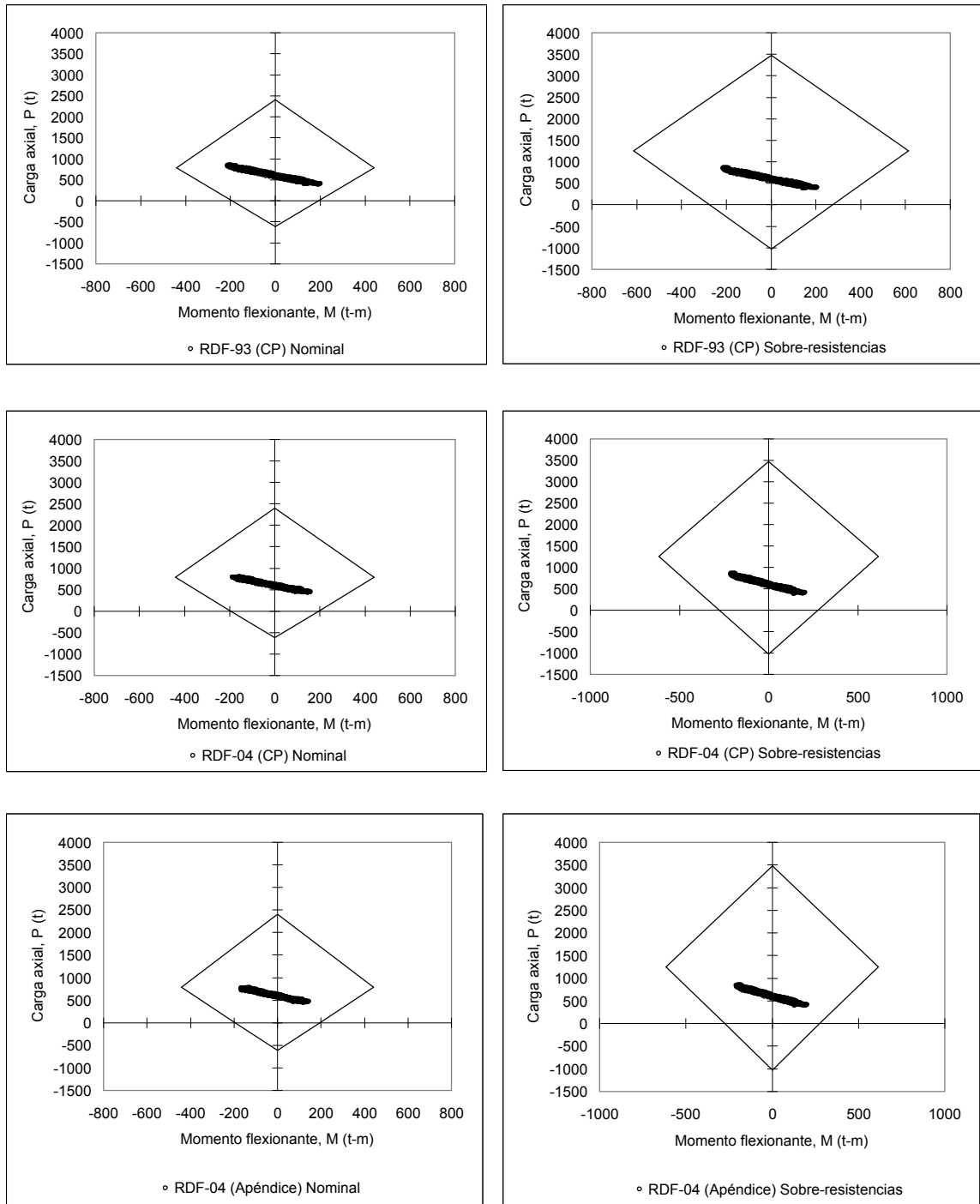


Fig 4.77- Comparación de combinaciones momento flexionante - carga axial de los análisis paso a paso contra las resistencias disponibles del extremo inferior de la columna A, del entrepiso PB-N1 del eje 2, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85



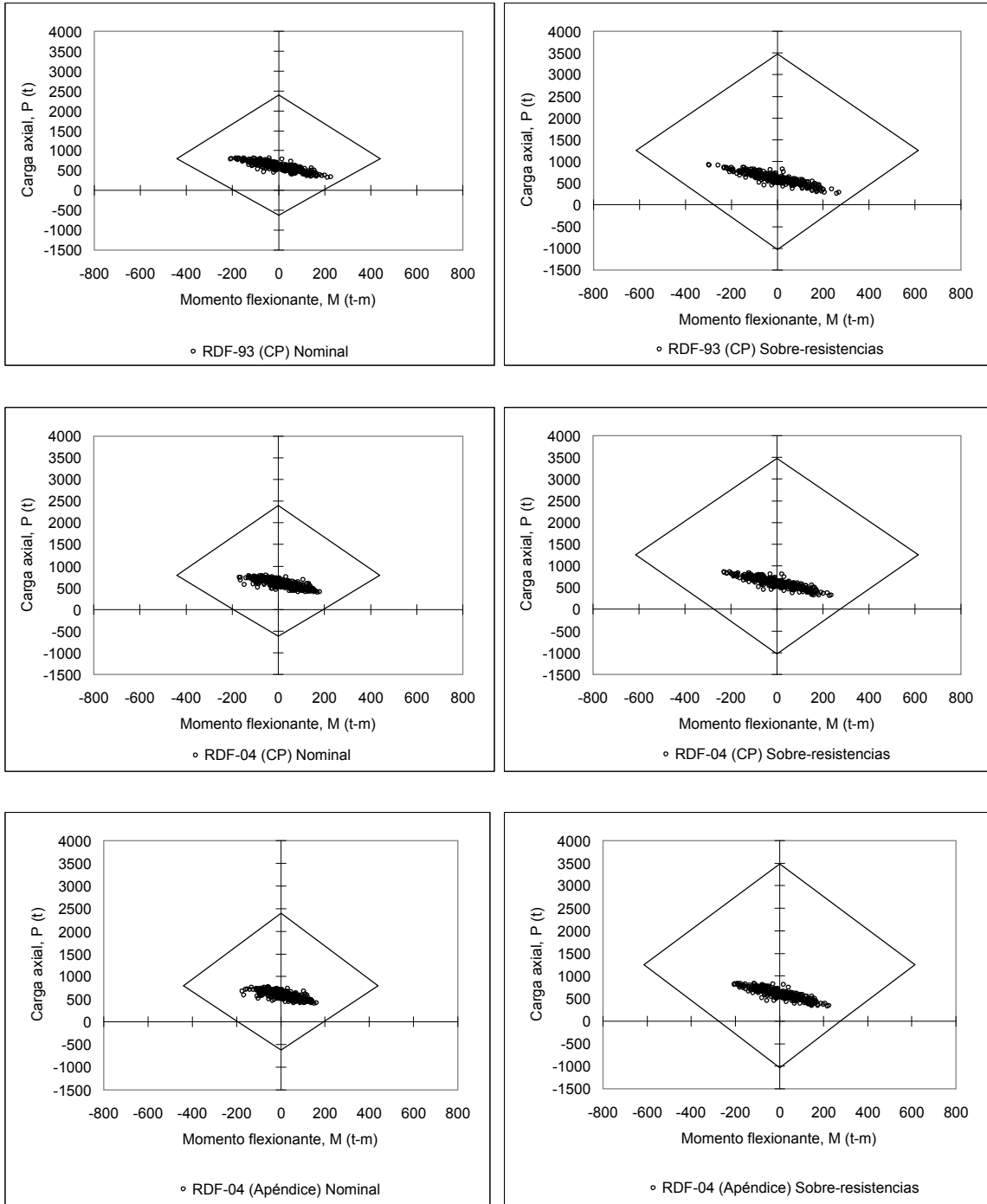


Fig 4.78- Comparación de combinaciones momento flexionante - carga axial de los análisis paso a paso contra las resistencias disponibles del extremo inferior de la columna A, del entrepiso PB-N1 del eje 2, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

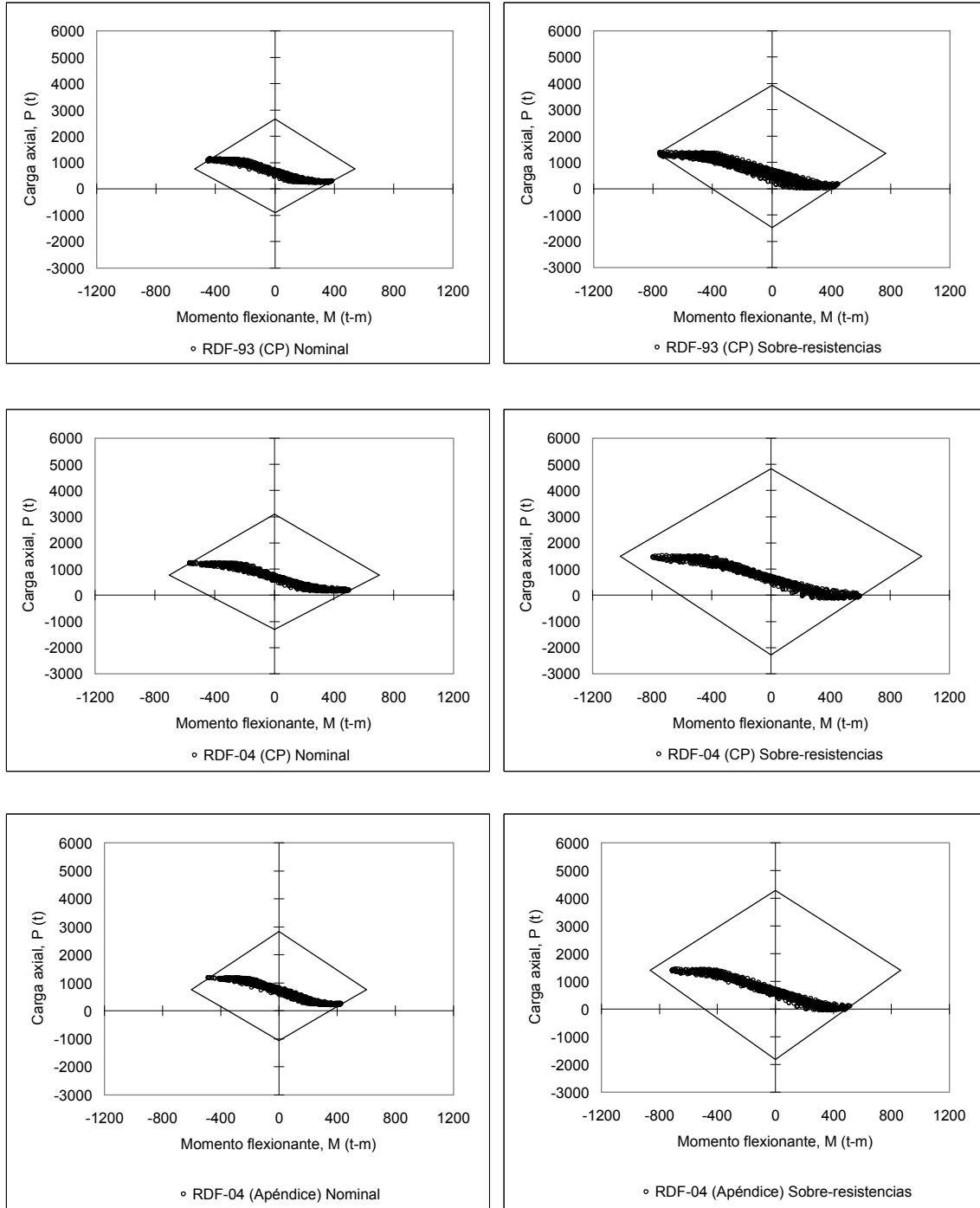


Fig 4.78- Comparación de combinaciones momento flexionante - carga axial de los análisis paso a paso contra las resistencias disponibles del extremo inferior de la columna A, del entrepiso PB-N1 del eje 2, estructura de 17 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

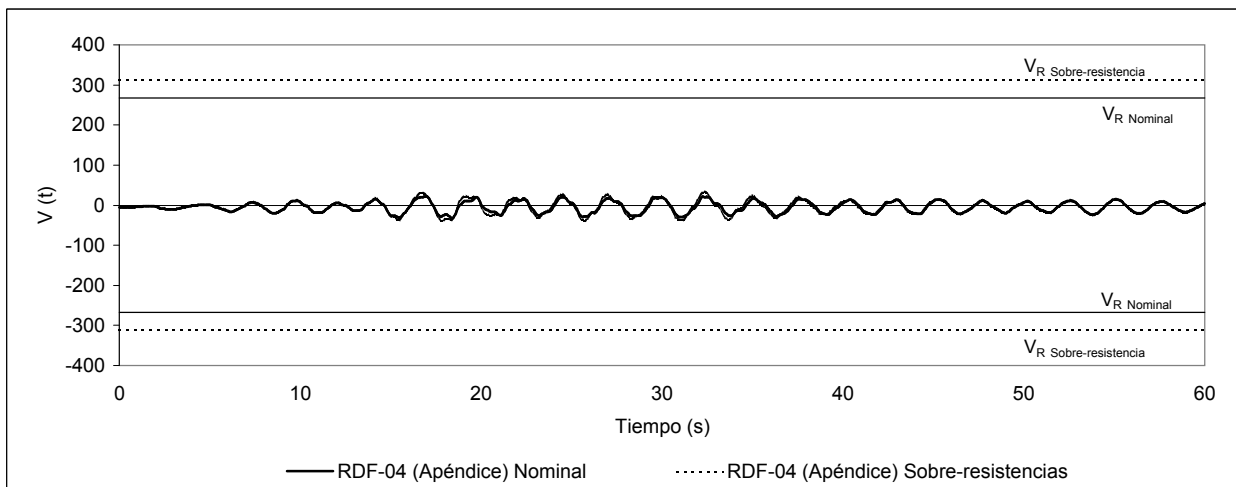
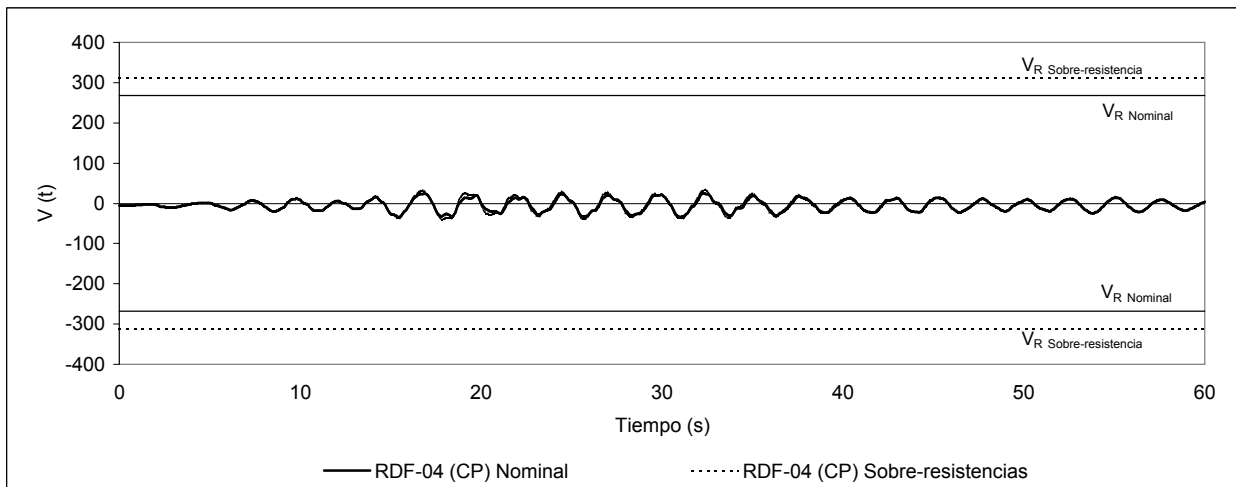
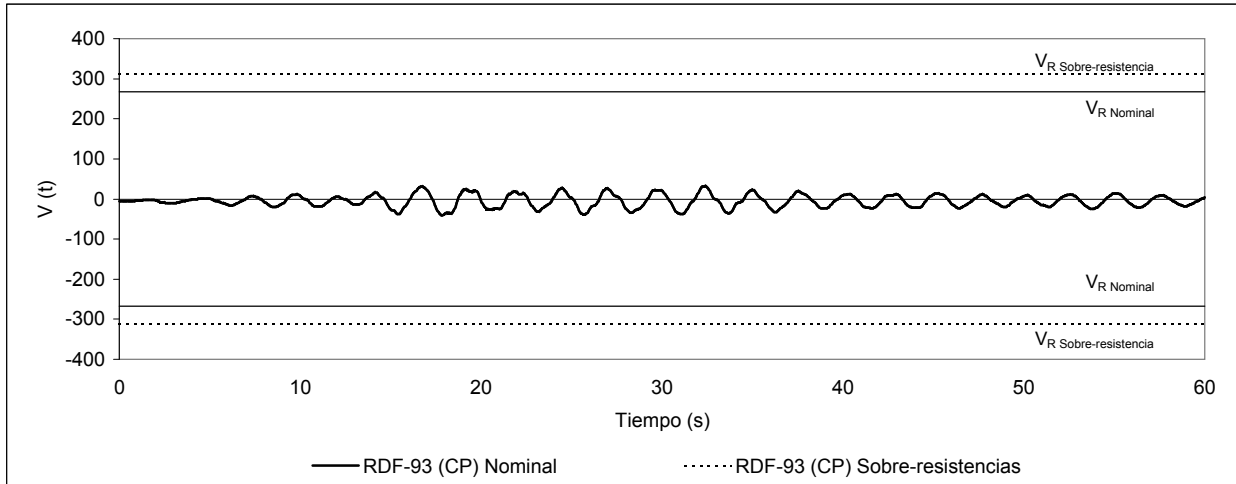


Fig 4.80- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias del extremo inferior de la columna A del entrepiso PB-N1 del eje 2, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

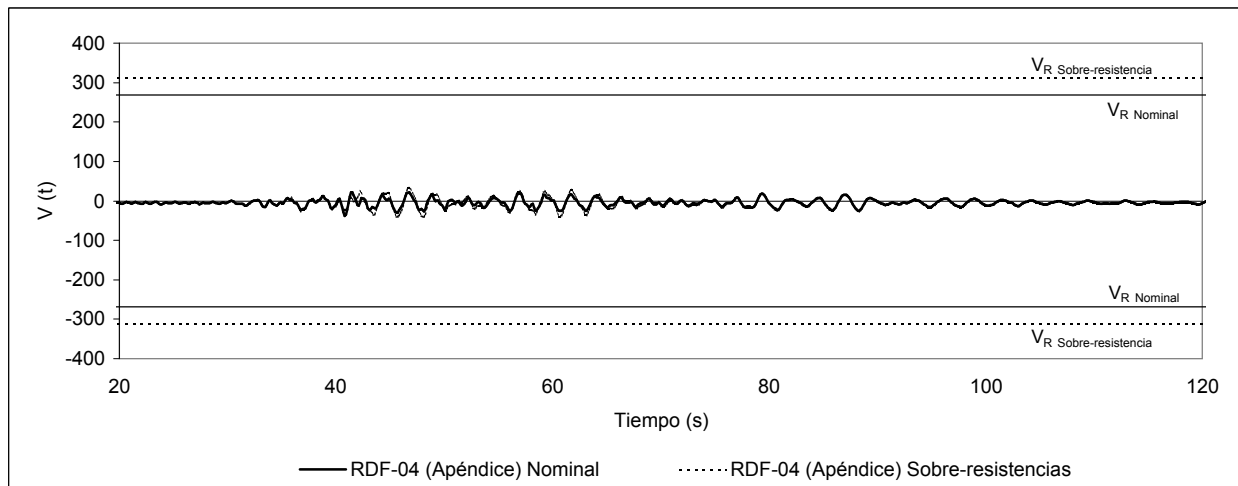
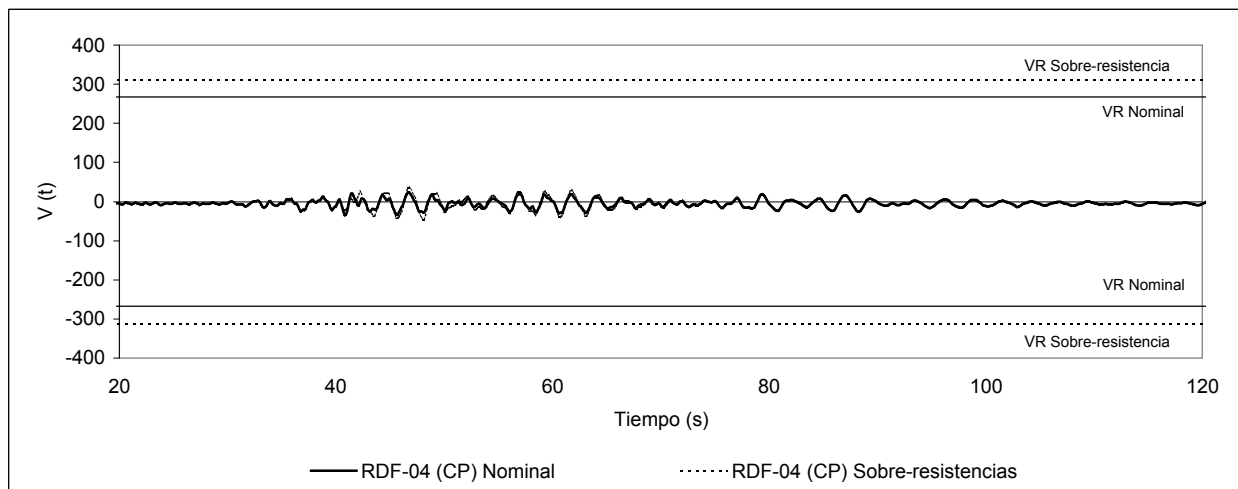
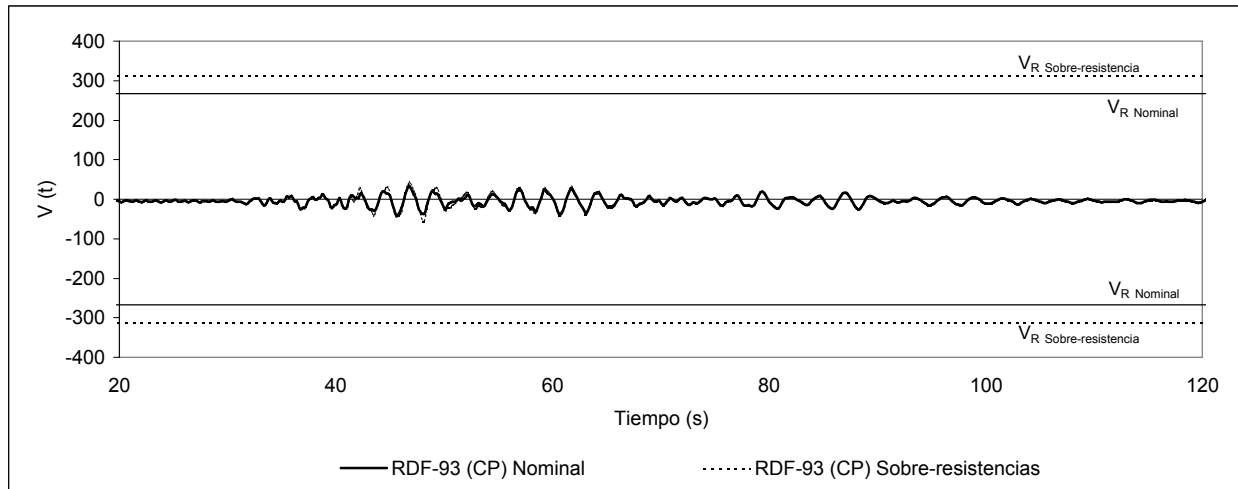


Fig 4.81- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias del extremo inferior de la columna A del entrepiso PB-N1 del eje 2, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

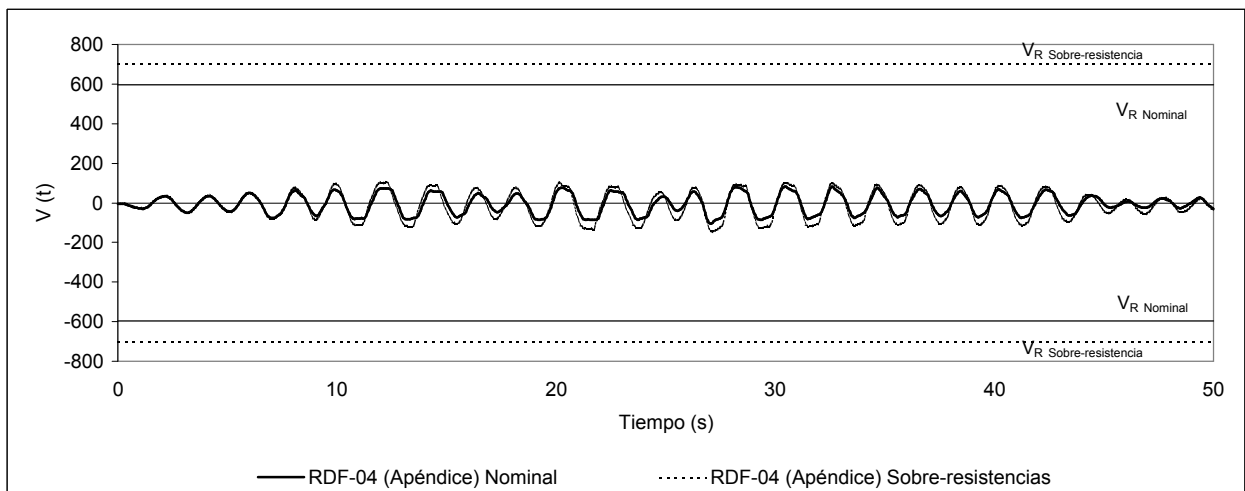
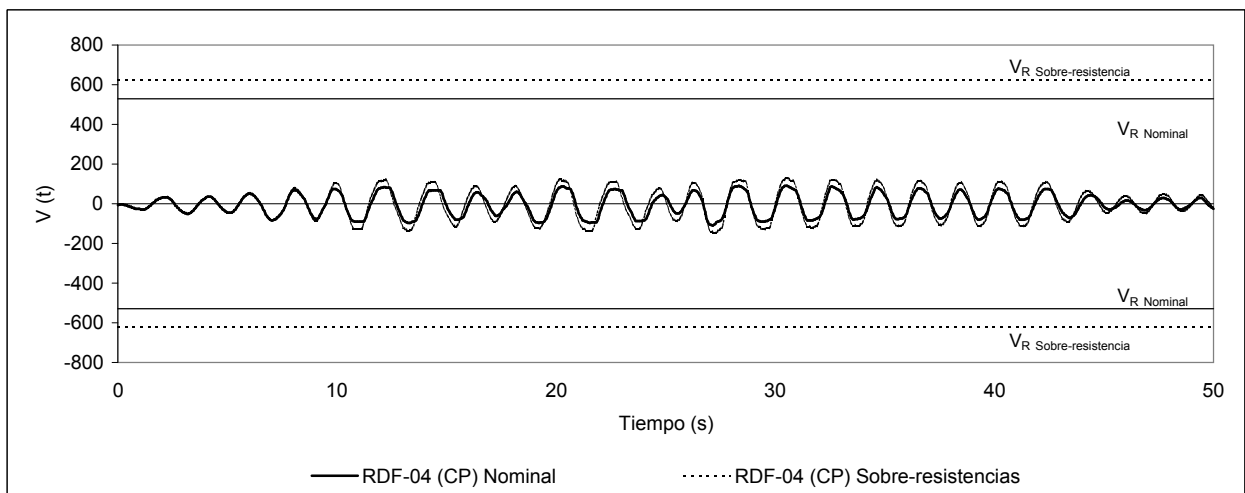
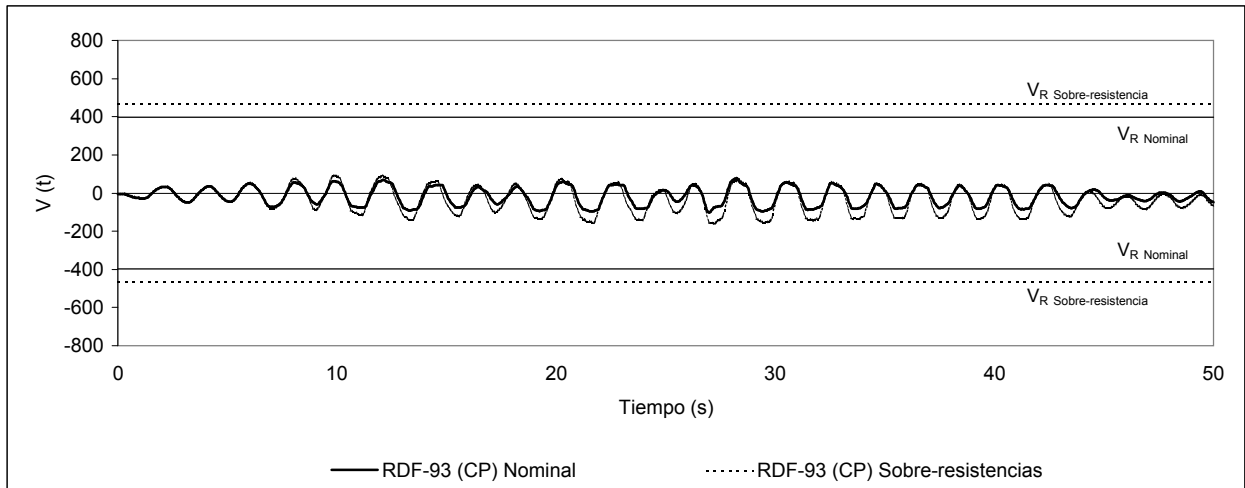


Fig 4.82- Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes contra resistencias del extremo inferior de la columna A del entrepiso PB-N1 del eje 2, estructura de 17 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

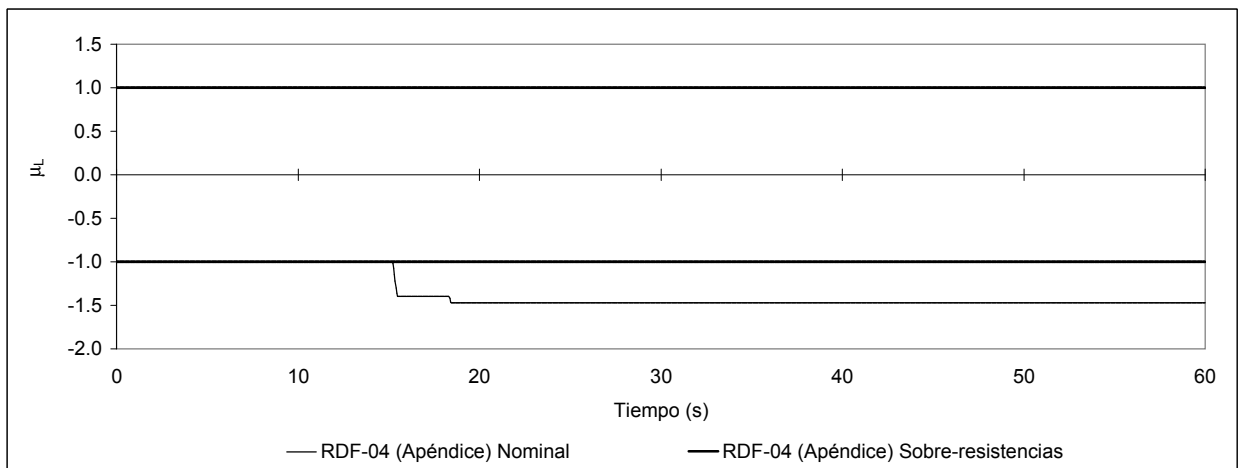
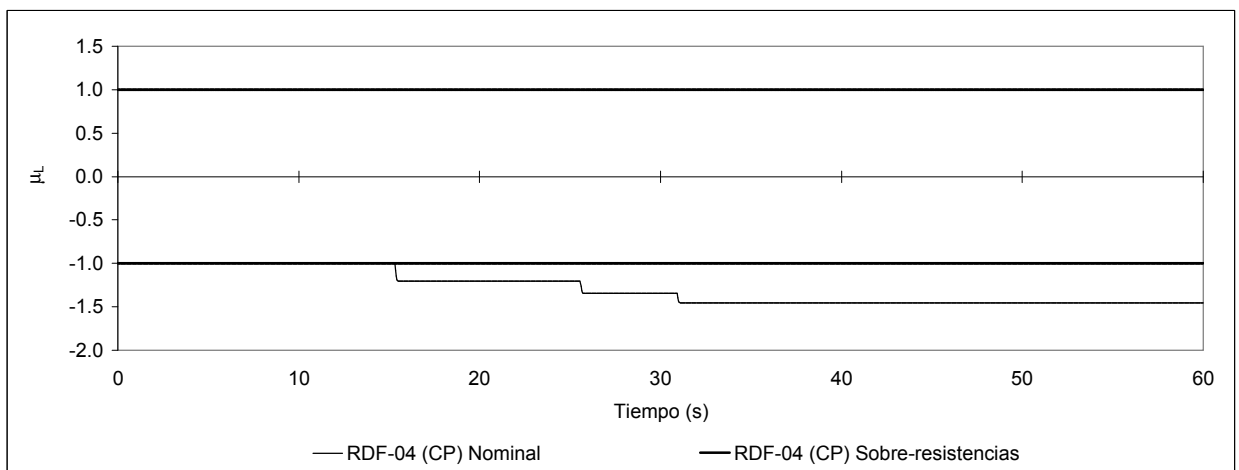
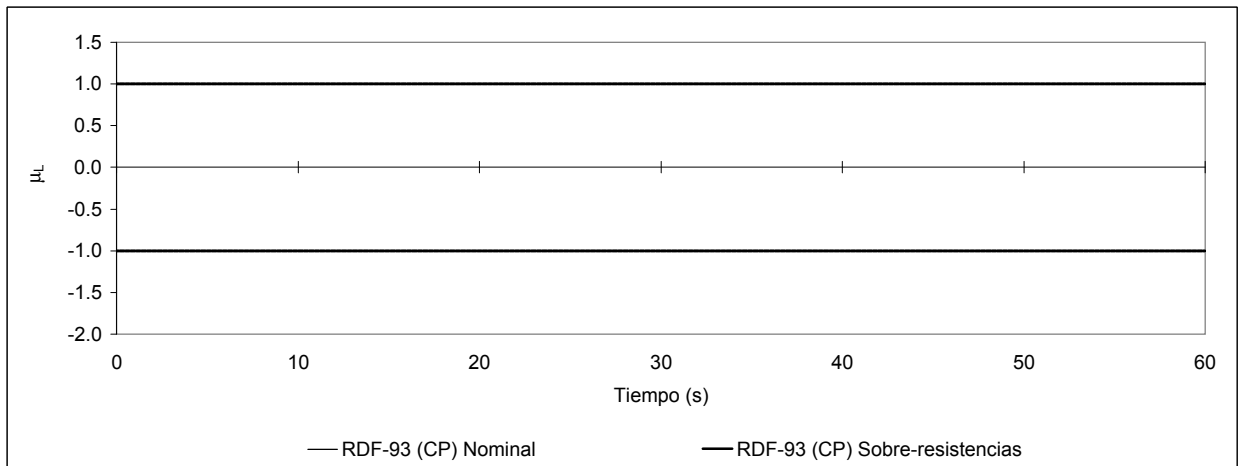


Fig 4.83- Comparación de historias de demandas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) del extremo izquierdo de la viga 1, del nivel 1 del eje 2, con y sin efectos de sobre-resistencia estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

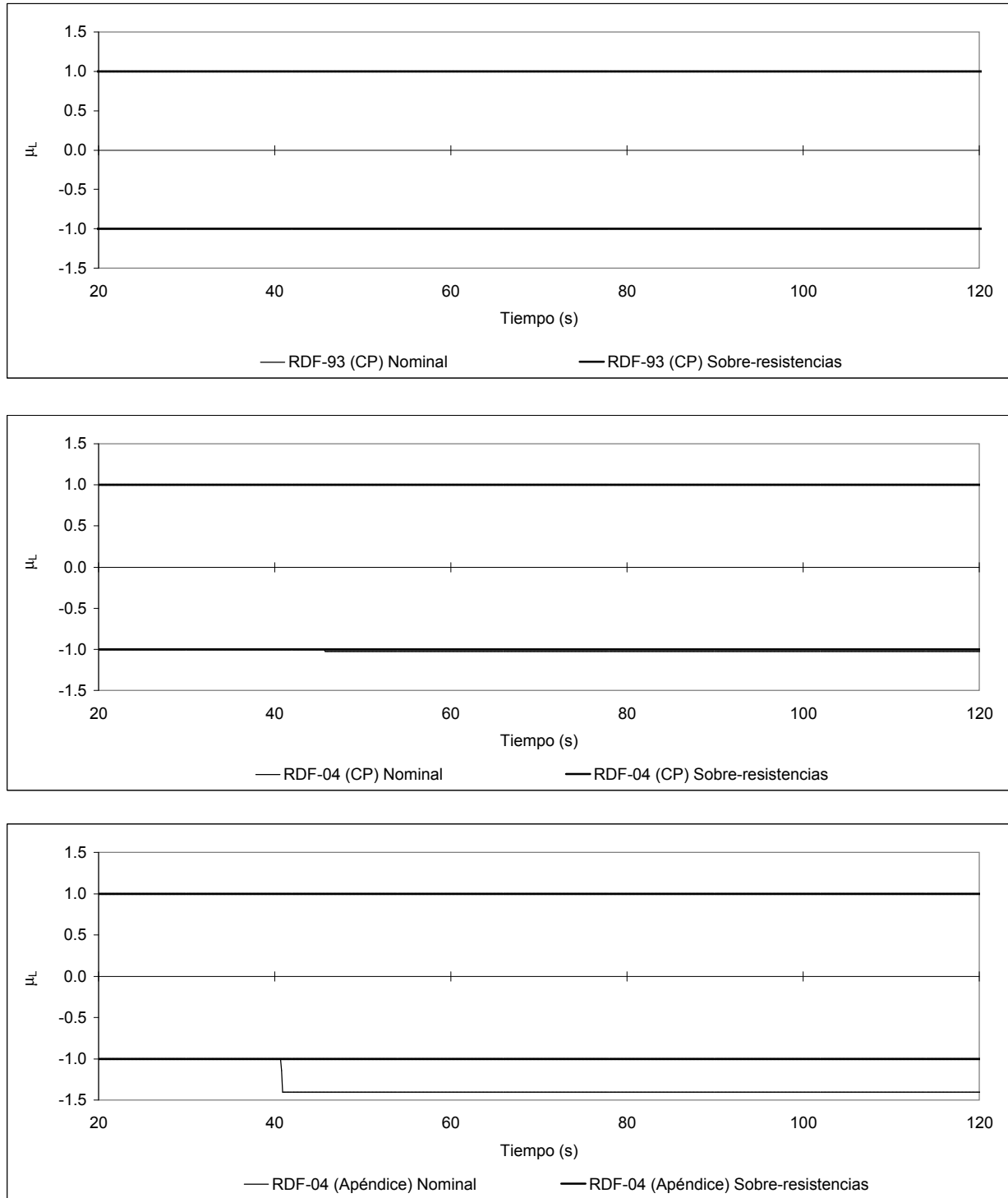


Fig 4.84- Comparación de historias de demandas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) del extremo izquierdo de la viga 1, del nivel 1 del eje 2, con y sin efectos de sobre-resistencia estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

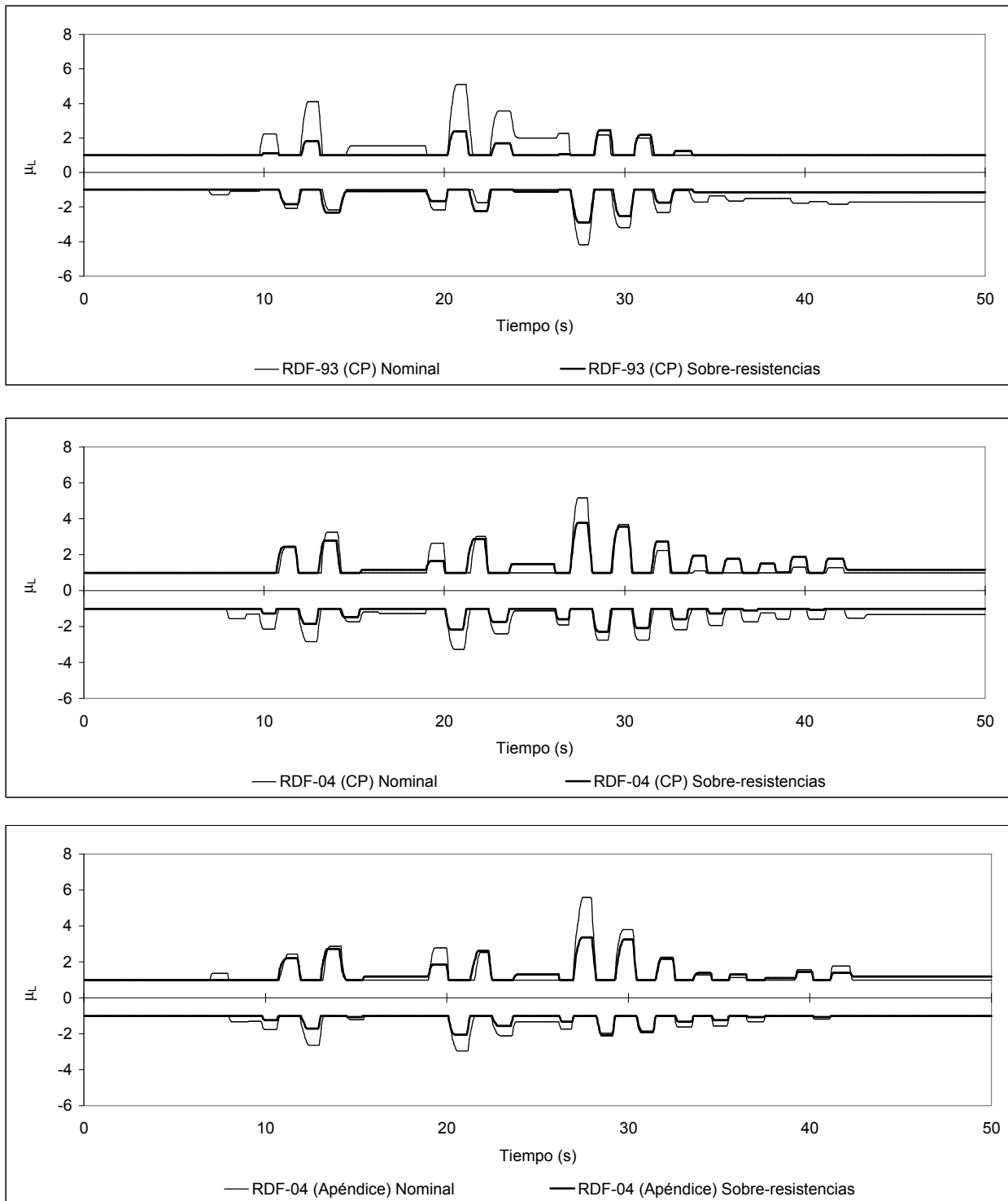


Fig 4.85- Comparación de historias de demandas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) del extremo izquierdo de la viga 1, del nivel 1 del eje 2, con y sin efectos de sobre-resistencia estructura de 17 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85



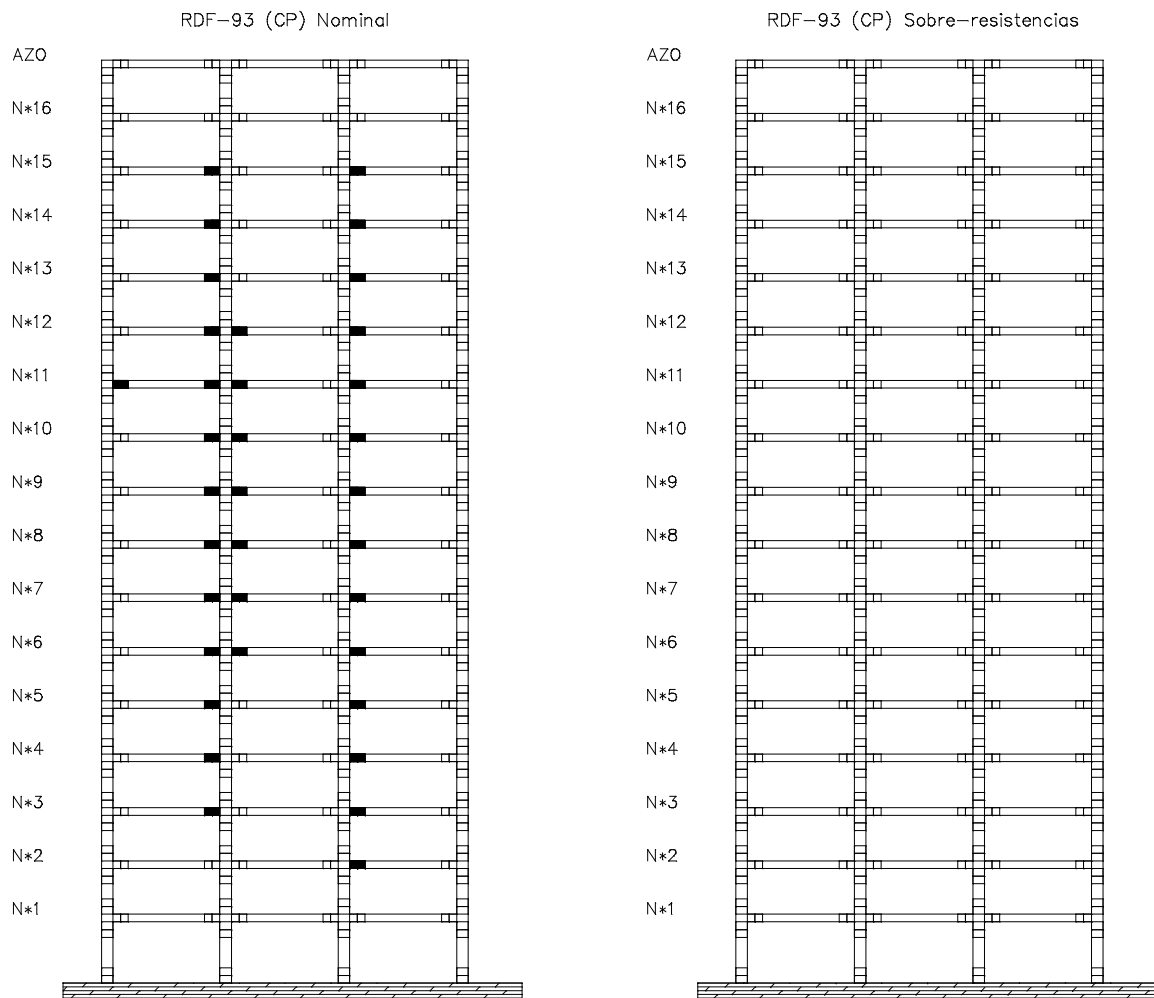


Fig 4.86a- Distribución global de articulaciones plásticas del eje 2 (interior), estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85



Fig 4.86b- Distribución global de articulaciones plásticas del eje 2 (interior), estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

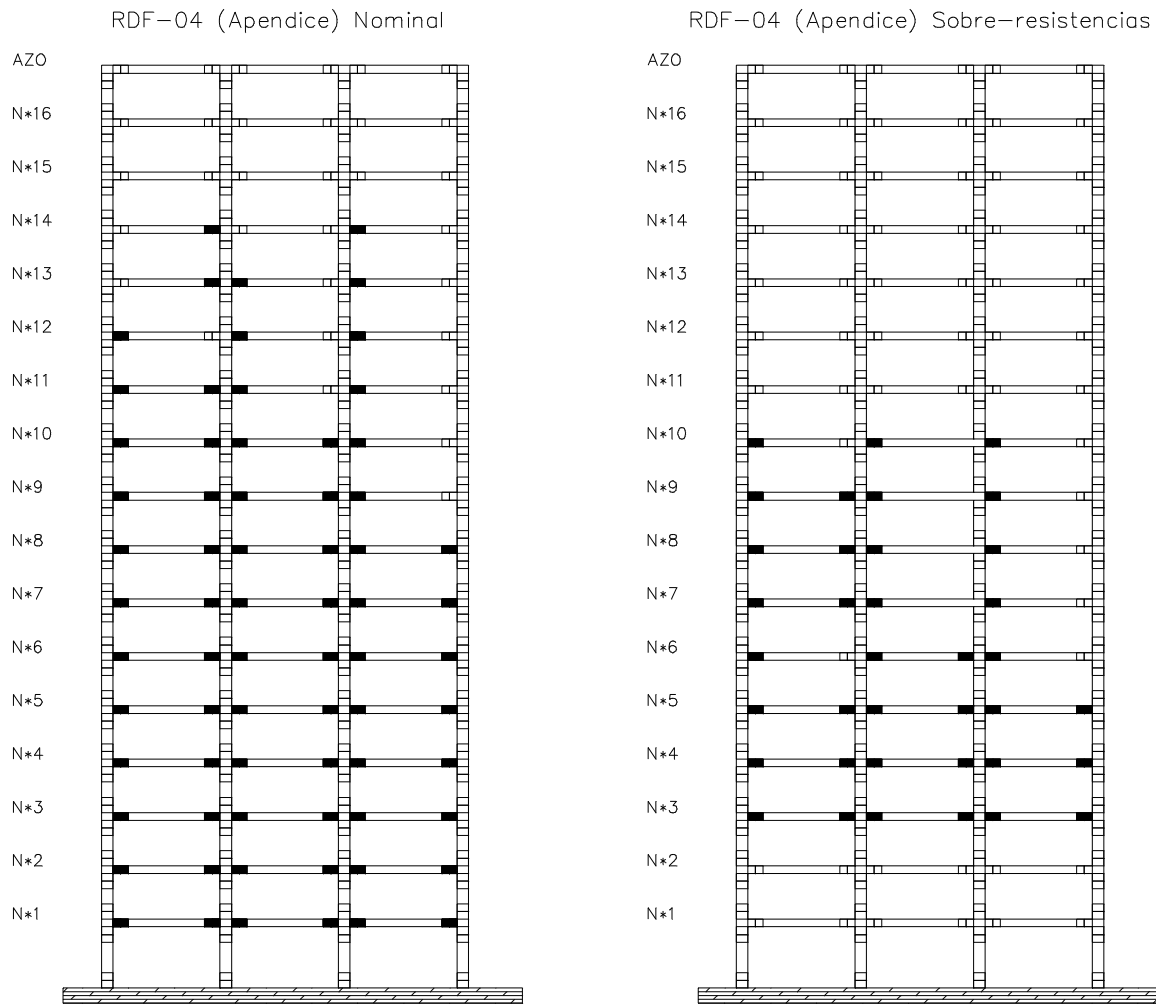


Fig 4.86c- Distribución global de articulaciones plásticas del eje 2 (interior), estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

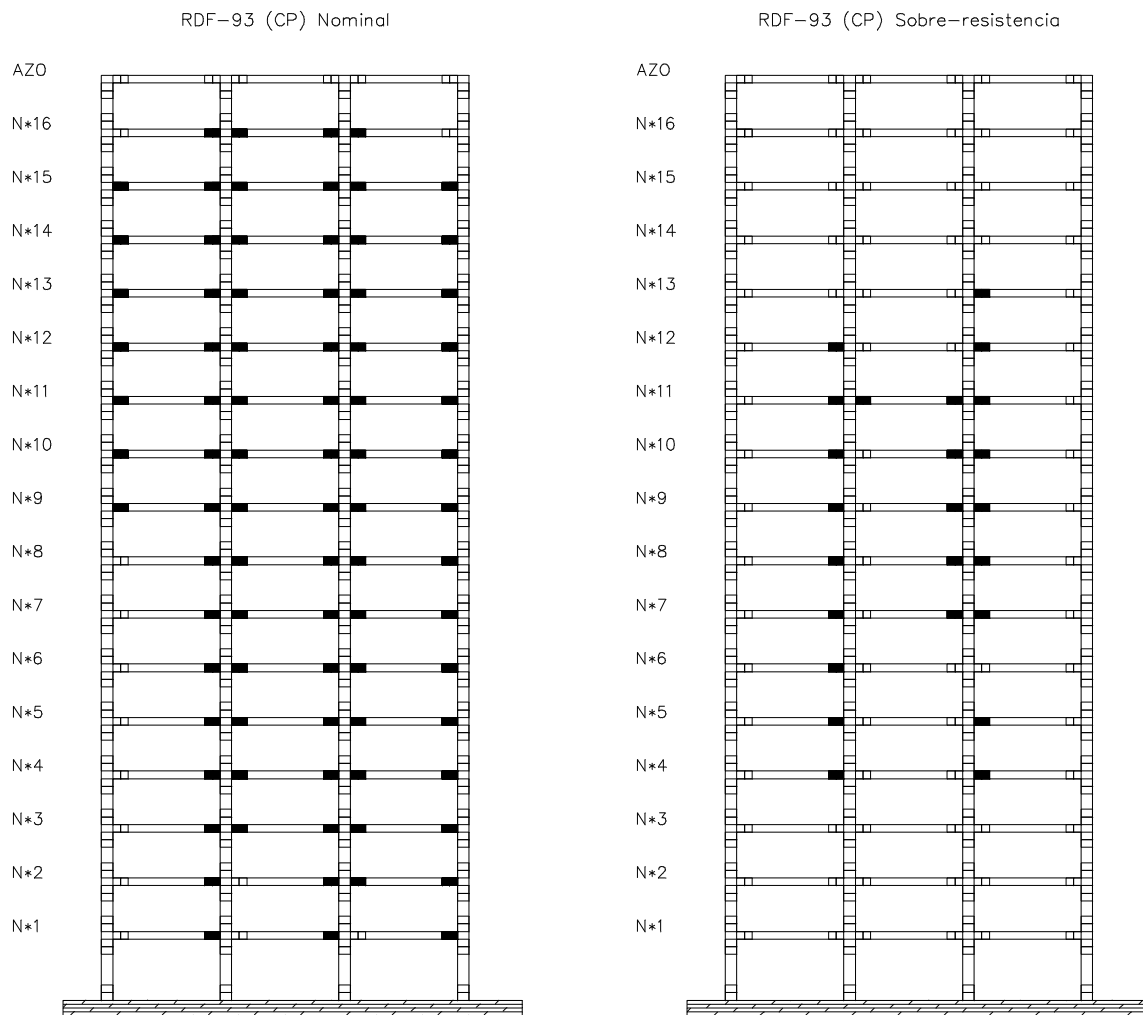


Fig 4.87a- Distribución global de articulaciones plásticas del eje 2 (interior), estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

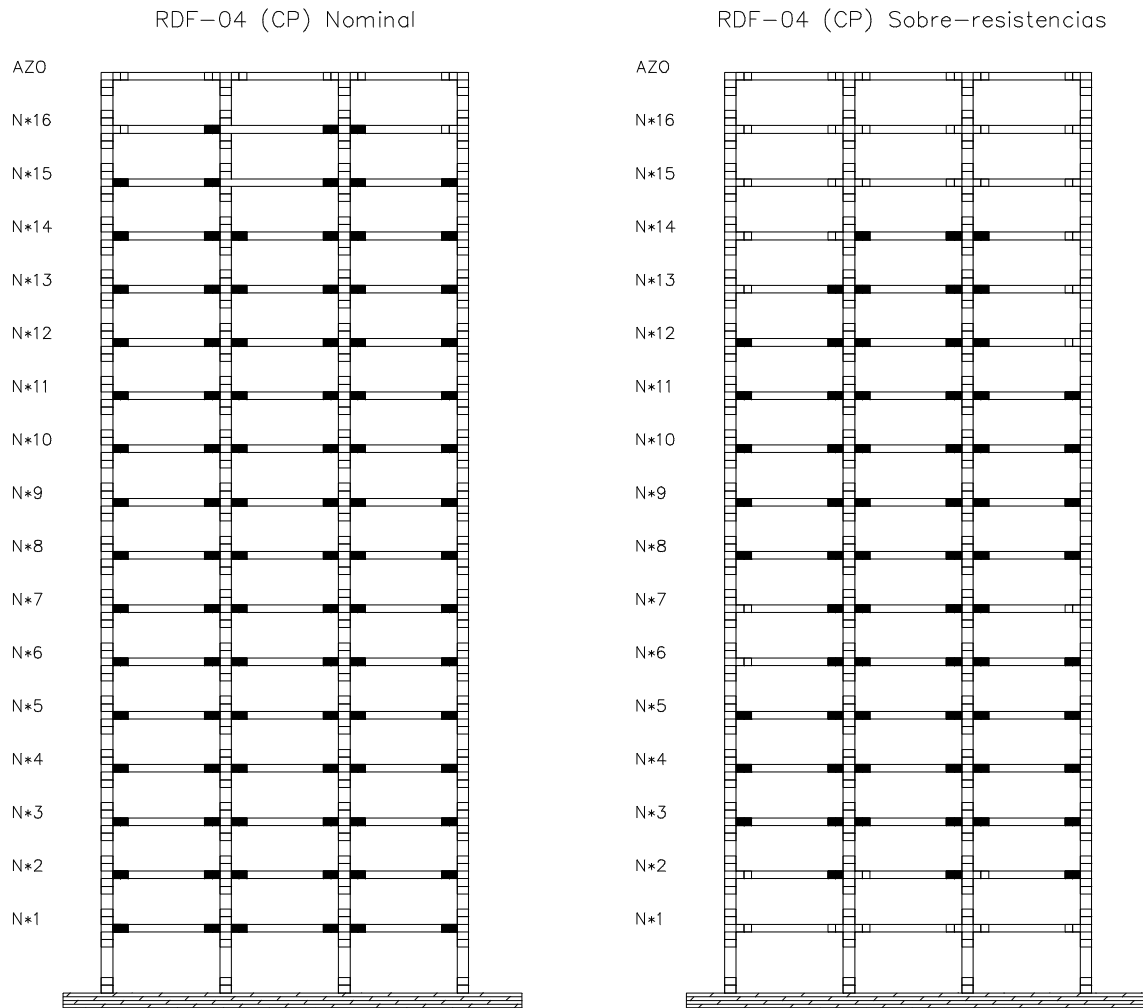


Fig 4.87b- Distribución global de articulaciones plásticas del eje 2 (interior), estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

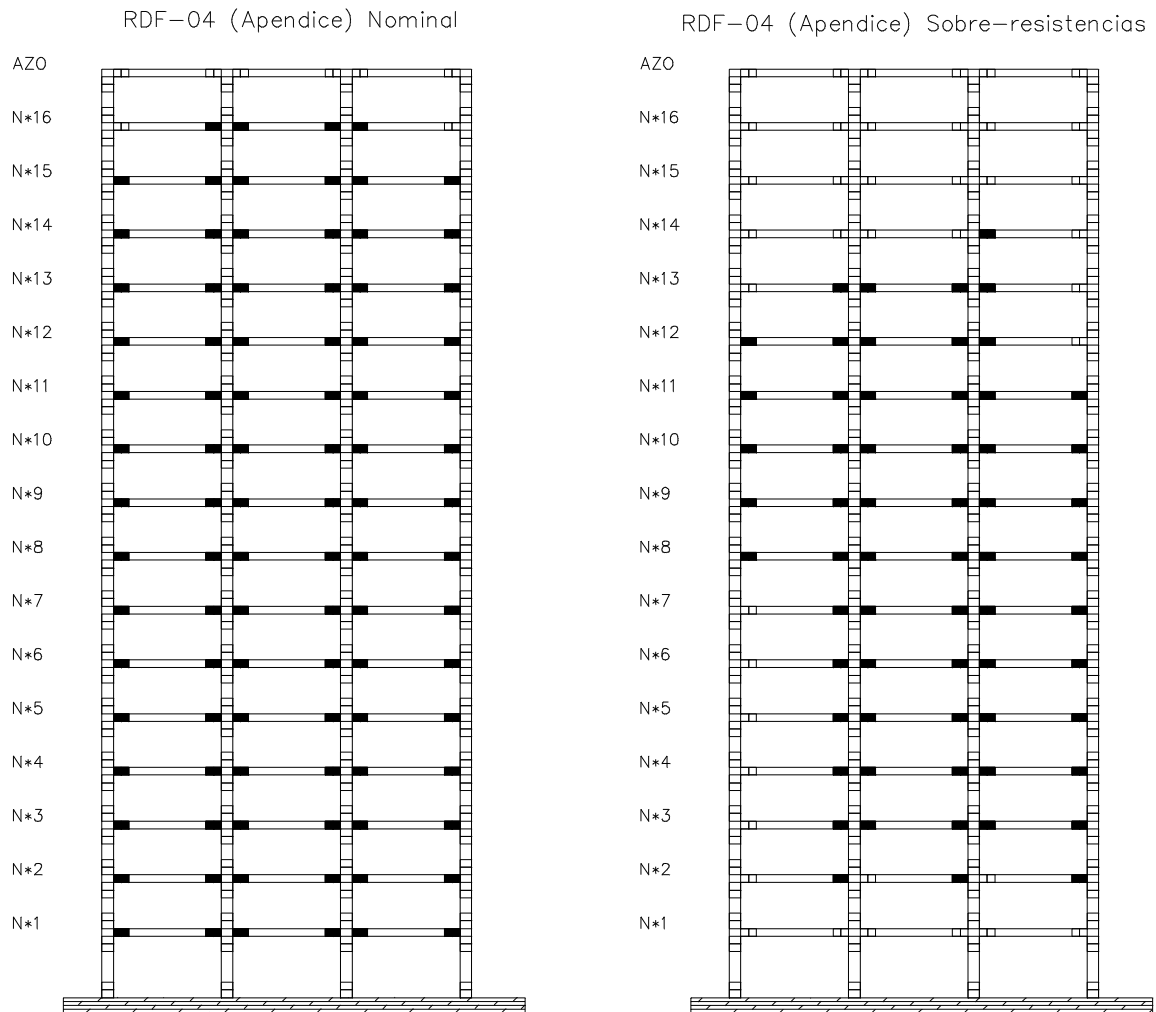


Fig 4.87c- Distribución global de articulaciones plásticas del eje 2 (interior), estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

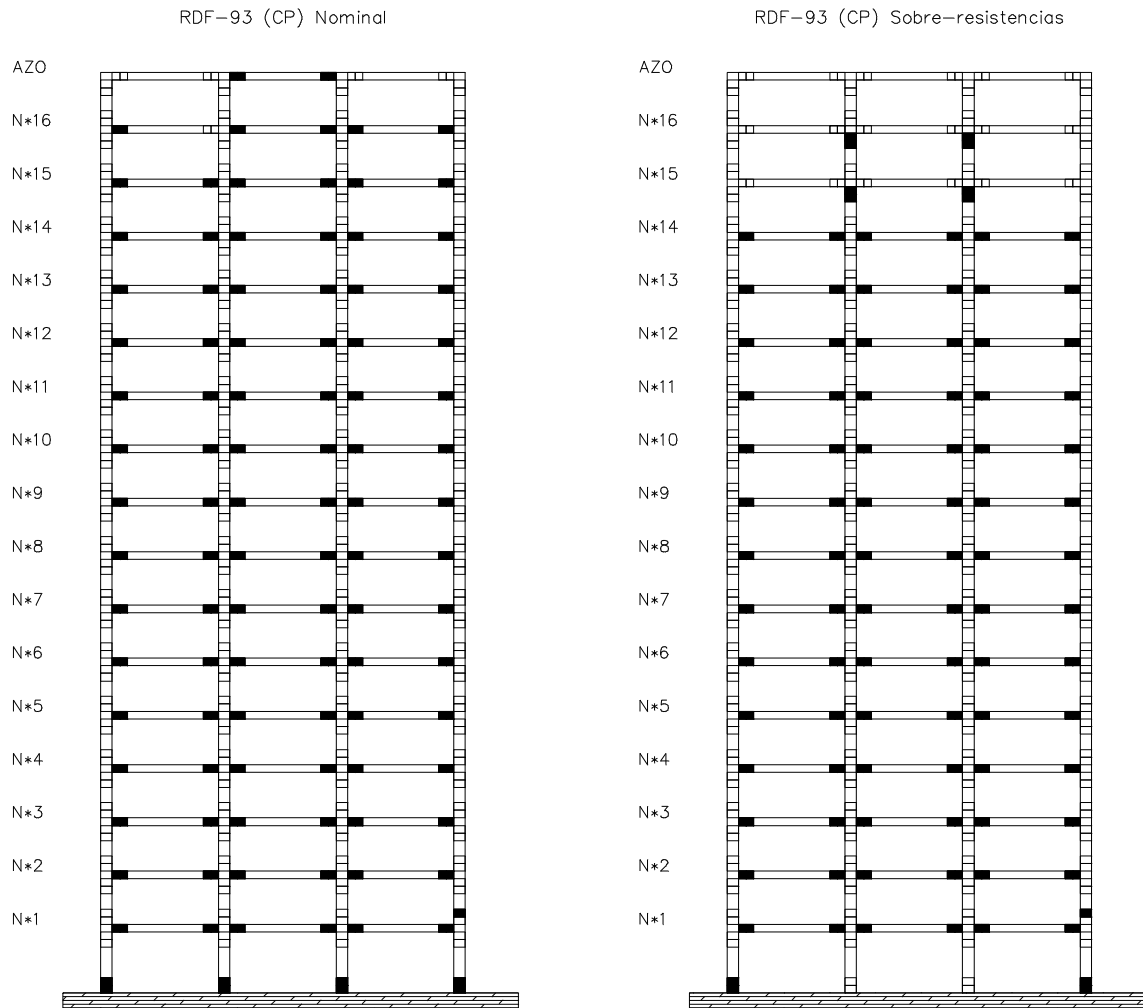


Fig 4.88a- Distribución global de articulaciones plásticas del eje 2 (interior), estructura de 17 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

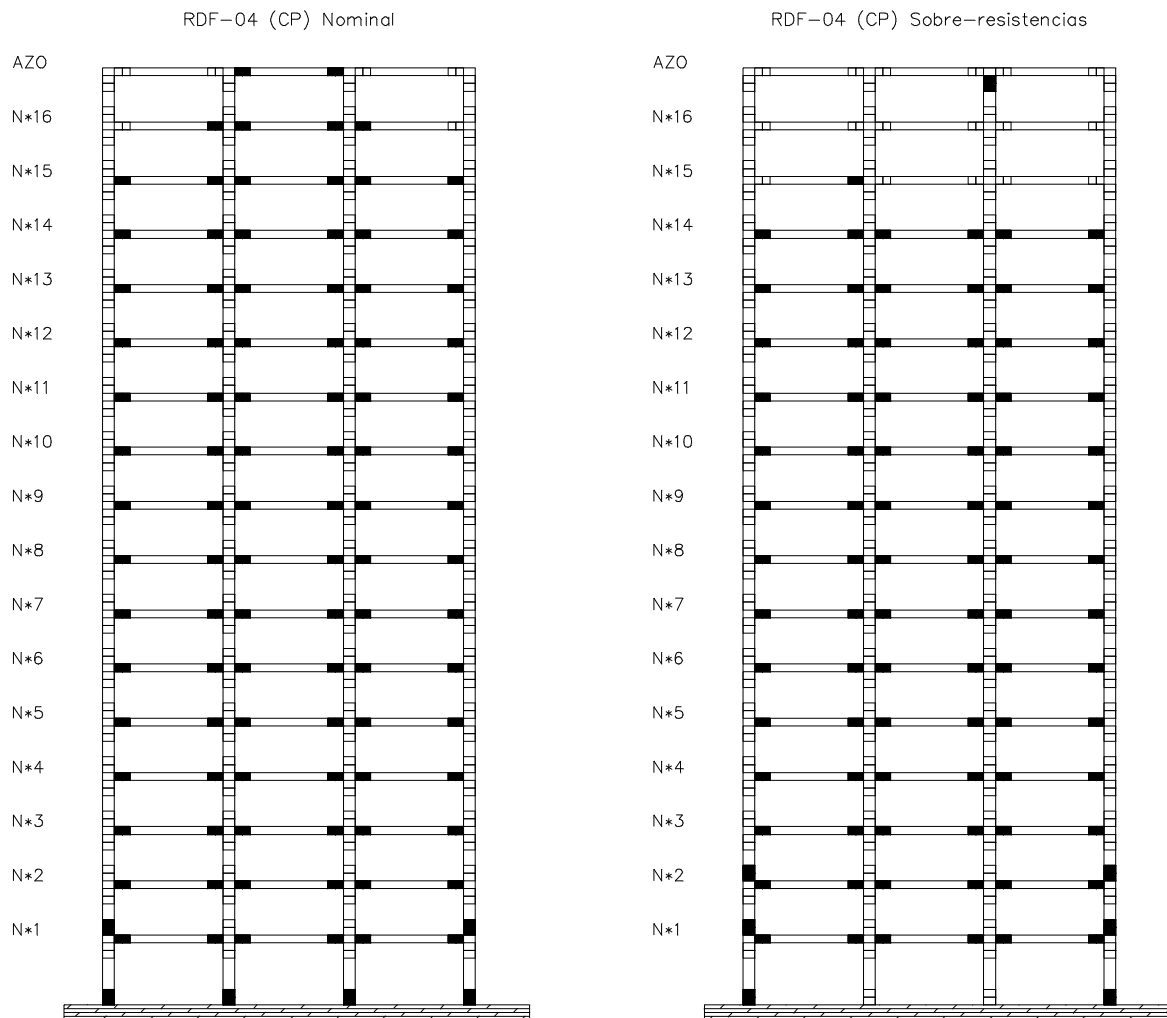


Fig 4.88b- Distribución global de articulaciones plásticas del eje 2 (interior), estructura de 17 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85



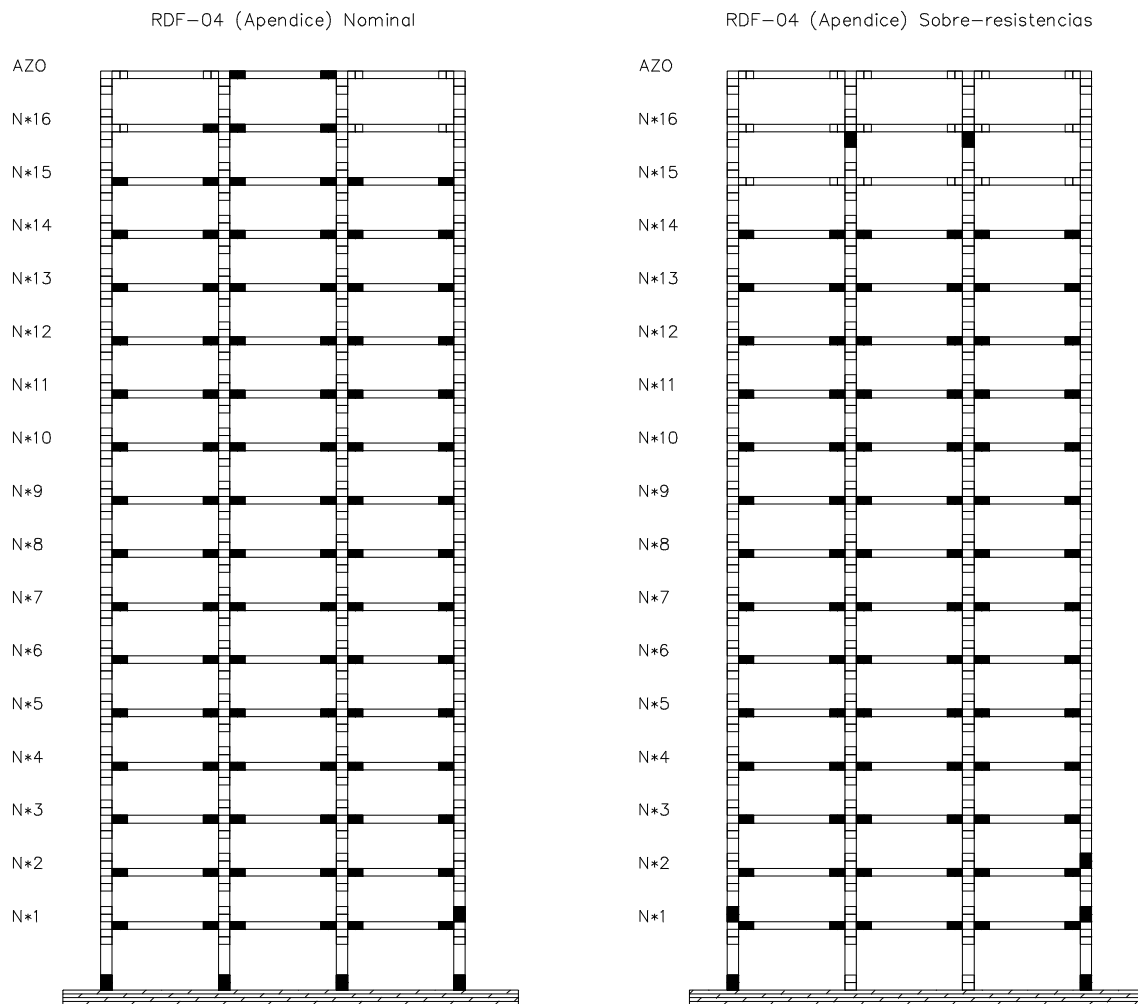


Fig 4.88c- Distribución global de articulaciones plásticas del eje 2 (interior), estructura de 17 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

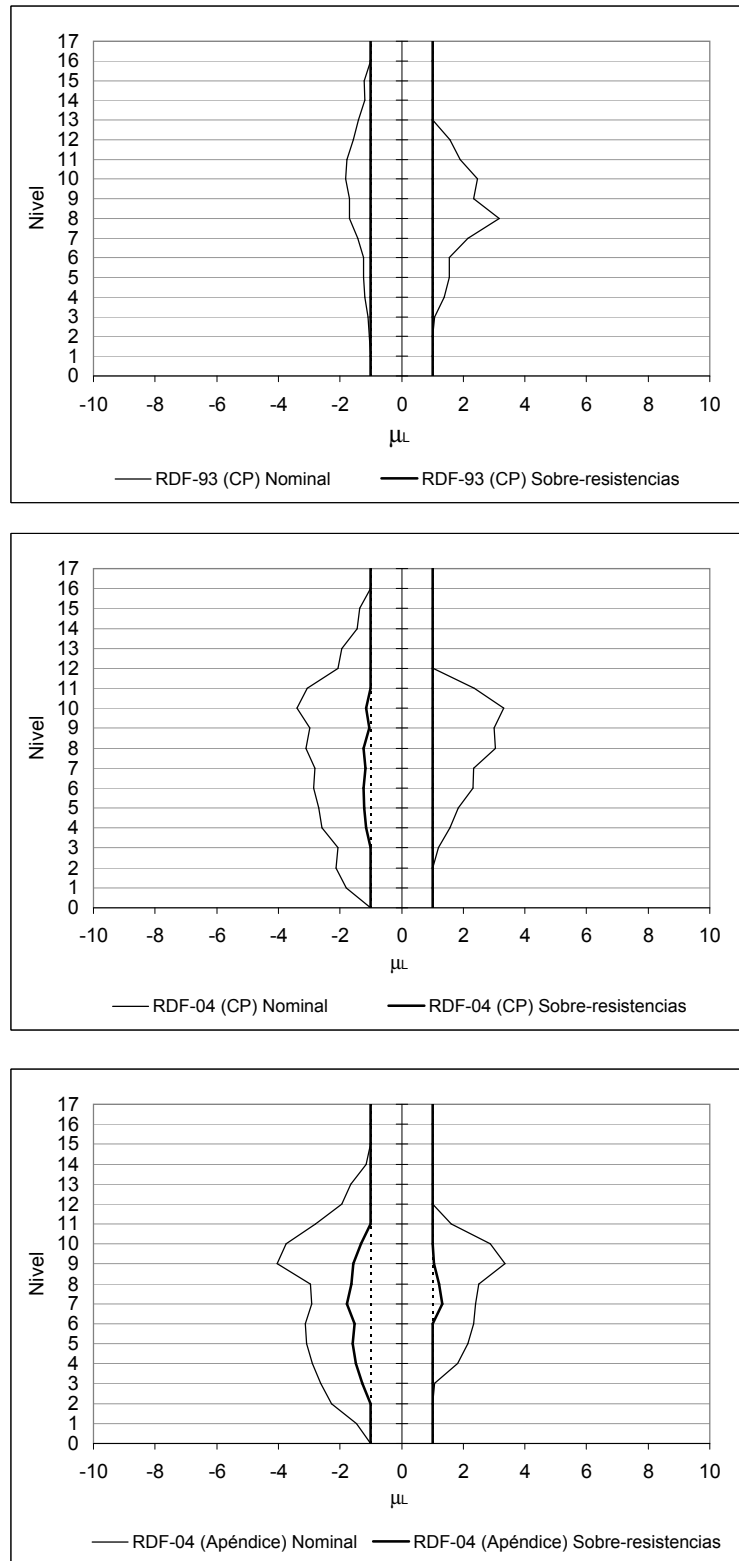


Fig 4.89- Comparación de demandas máximas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) desarrolladas en vigas del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

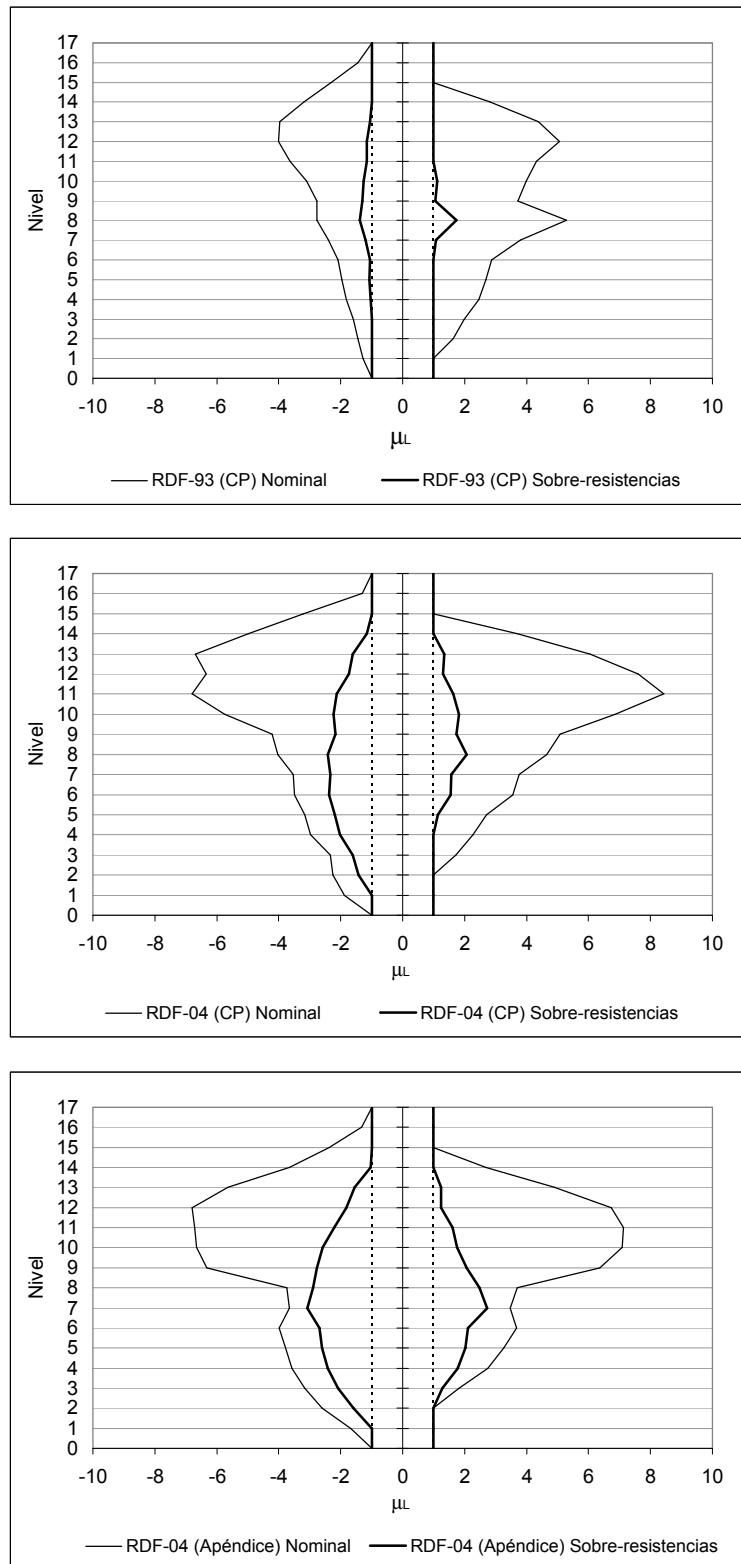


Fig 4.90- Comparación de demandas máximas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) desarrolladas en vigas del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencia, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

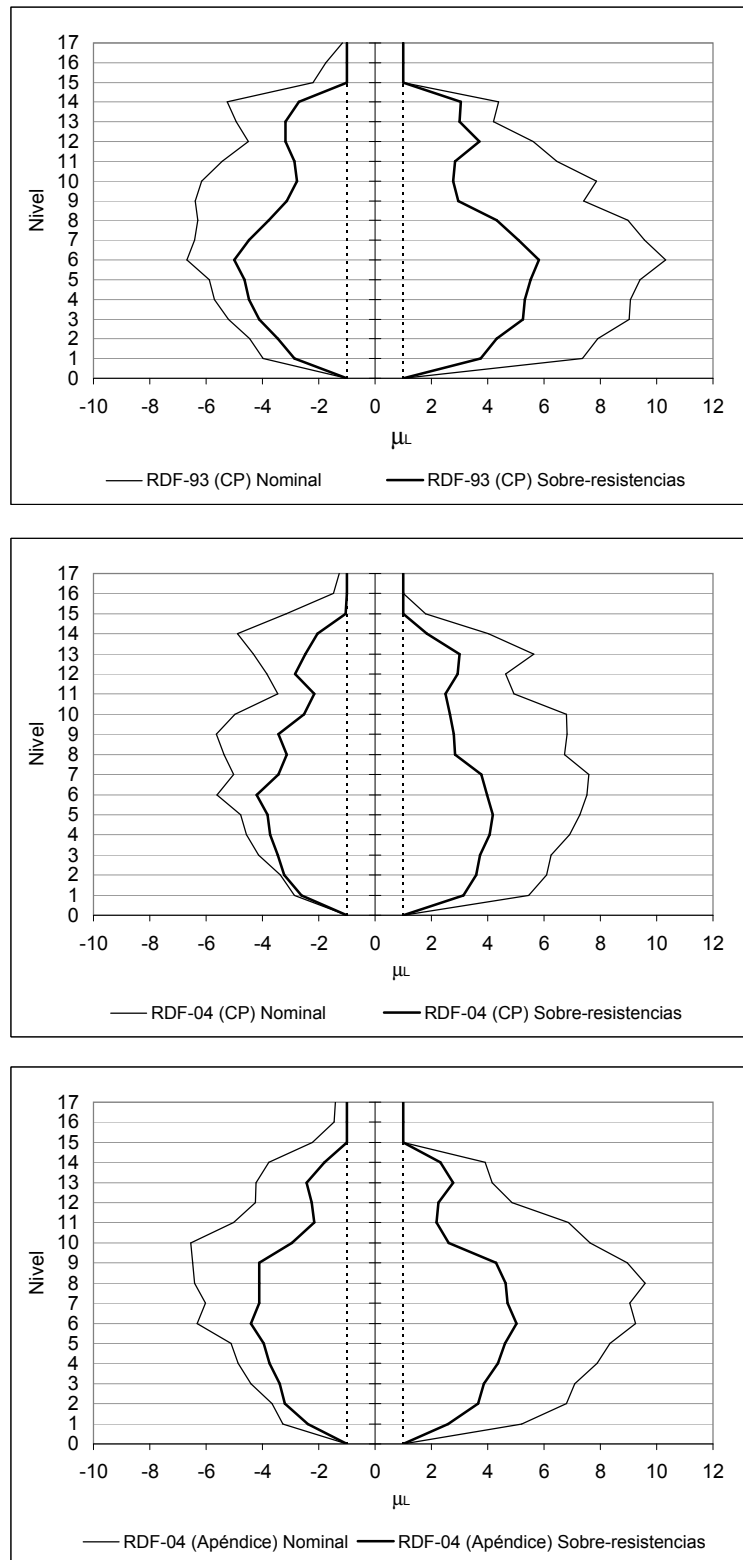


Fig 4.91- Comparación de demandas máximas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) desarrolladas en vigas del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencia, estructura de 17 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

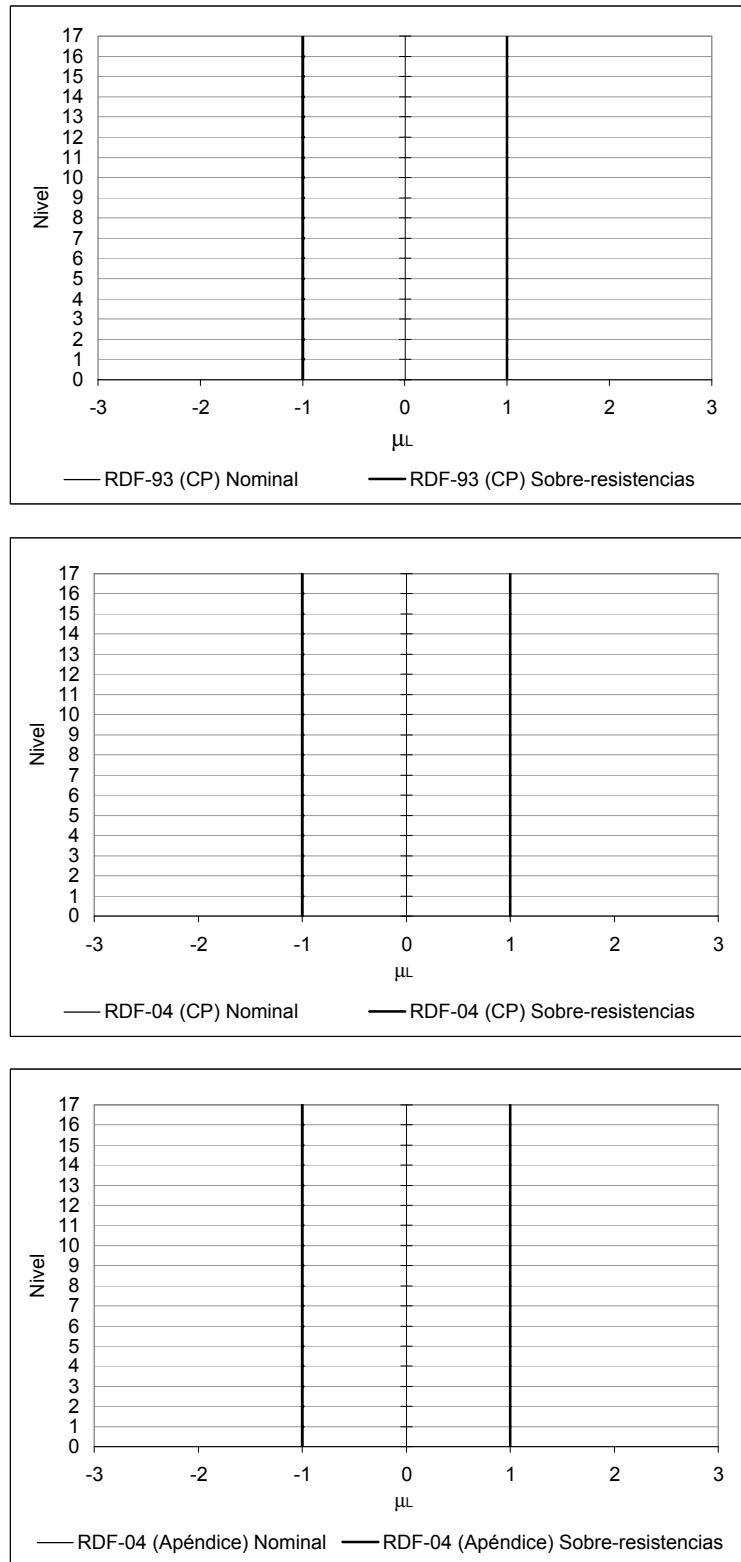


Fig 4.92- Comparación de demandas máximas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) en las columnas del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencia, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma VIVE-EW-85

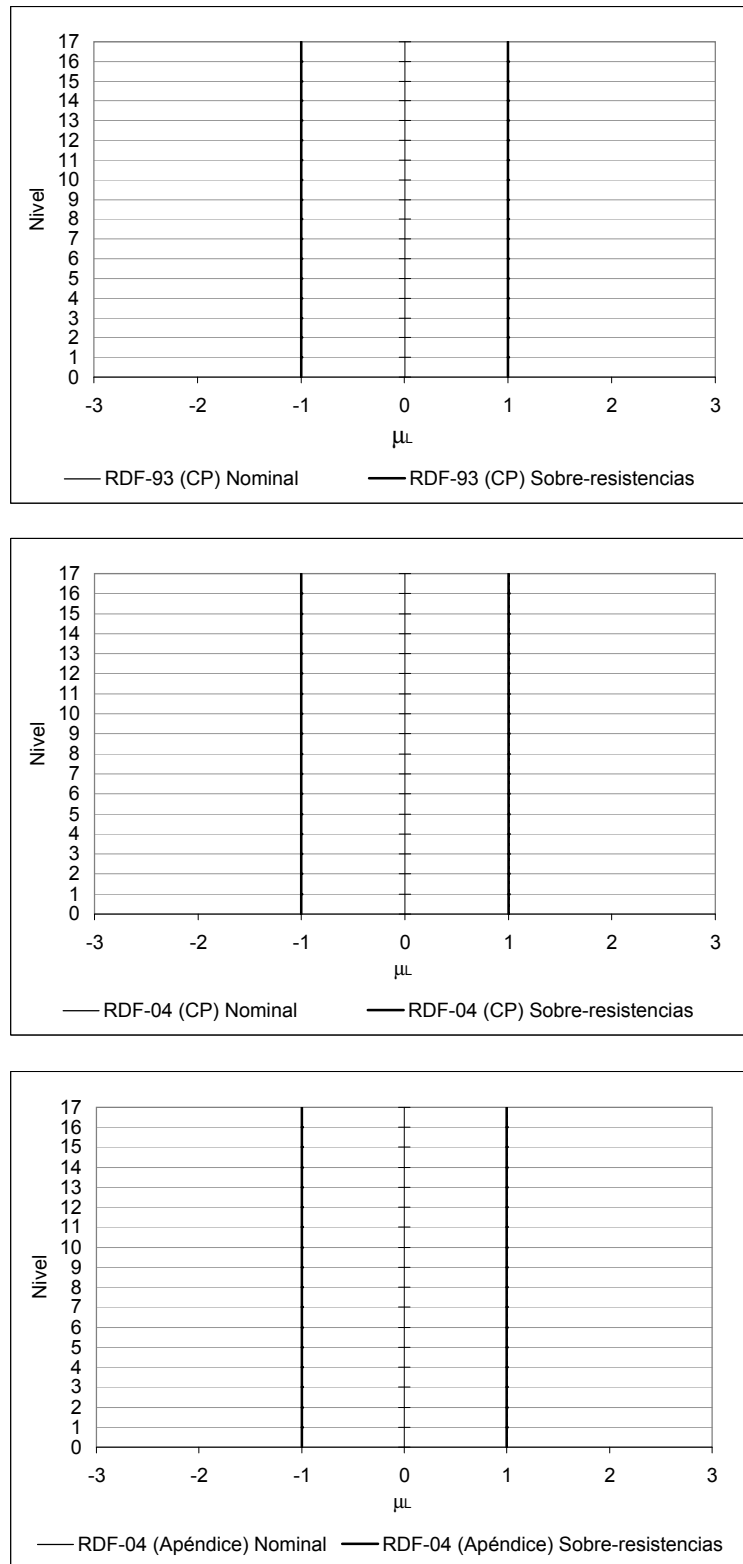


Fig 4.93- Comparación de demandas máximas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) en las columnas del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencia, estructura de 17 niveles diseñada en zona II, acelerograma ROMA-EW-85

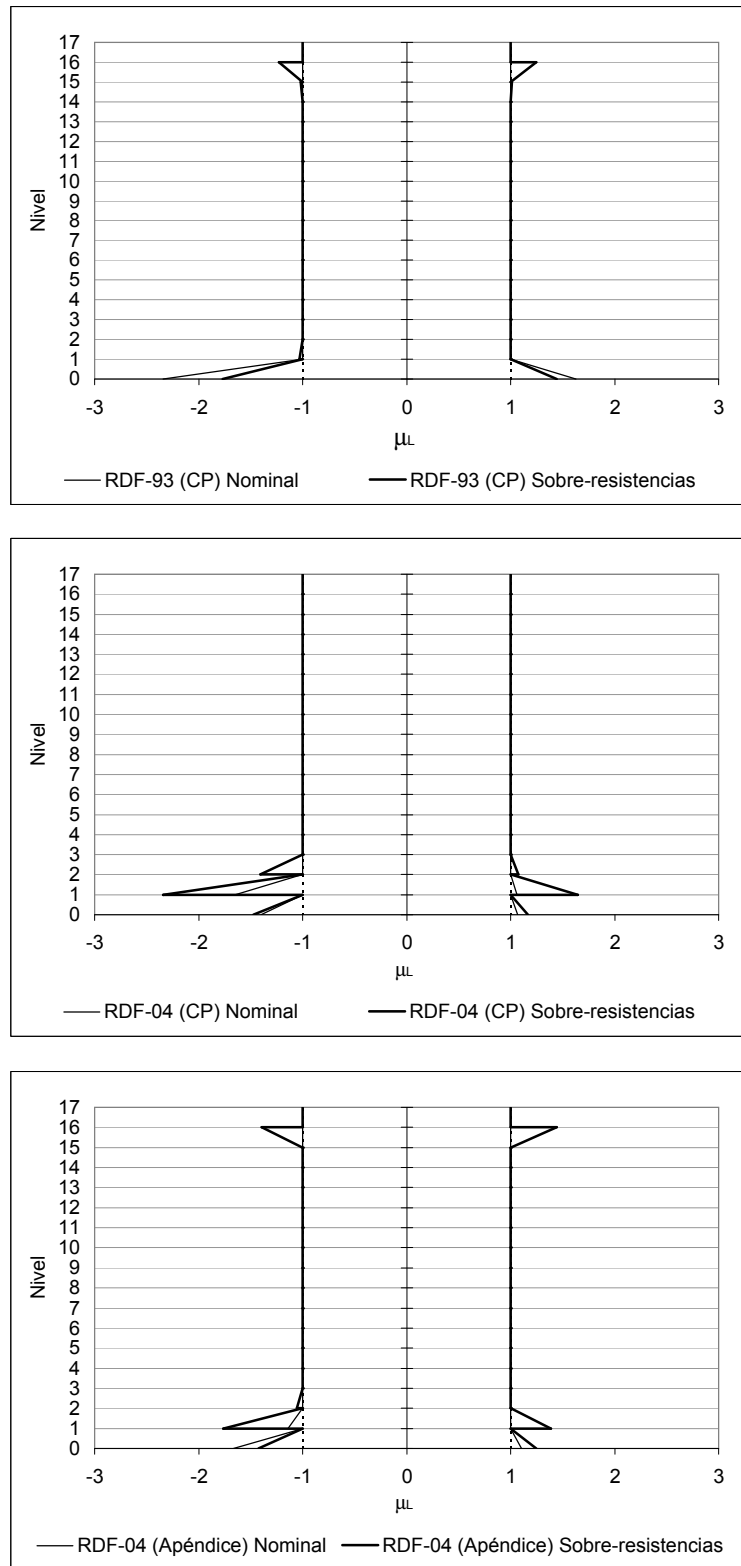


Fig 4.94- Comparación de demandas máximas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) en las columnas del eje 2, sin y con efectos de sobre-resistencias, estructura de 17 niveles diseñada en zona III, acelerograma SCT-EW-85

## Capítulo 5

# COMPARACIÓN DE RESPUESTAS

### 5.1 Introducción

En este capítulo se comparan las principales respuestas elásticas e inelásticas de los edificios de 7 y 17 niveles, diseñados para las condiciones de las zonas sísmicas de transición y de suelo compresible del Distrito Federal, considerando los espectros de diseño de los cuerpos principales de las NTC-Sismo del RDF-93 y RDF-04, así como también los espectros correspondientes del Apéndice A de las NTC-Sismo del nuevo Reglamento, sin y con efectos de las sobre-resistencias; las estructuras son de concreto reforzado a base de marcos (vigas y columnas). Para proporcionar la seguridad estructural adecuada, se considera la condición en que los elementos no estructurales estén desligados de la estructura principal ( $\gamma_{perm.} \leq 0.012$  según los cuerpos principales de las NTC-Sismo de ambos reglamentos, y  $\gamma_{perm.} \leq 0.004$  de acuerdo a la condición de servicio del Apéndice A de las nuevas Normas); para el cálculo de las cuantías de refuerzo y resistencias se toma en cuenta el factor de comportamiento sísmico  $Q=4$ . Por lo tanto, los diseños se realizan según los requisitos del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, en sus versiones 1993 y 2004, con el apoyo de las correspondientes Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Las respuestas de los análisis sísmicos dinámicos en la historia del tiempo elásticos e inelásticos de cada uno de los casos de diseño de los edificios de 7 y 17 niveles, se determinan utilizando los acelerogramas VIVE-EW-85 y ROMA-EW-85, representativos de la zona sísmica de transición, y el registro SCT-EW-85 de la zona compresible del Valle de México; el registro ROMA-EW-85 corresponde al acelerograma obtenido de la Col. Roma durante el sismo del 25 de abril de 1989, pero escalado 3.29 veces para simular lo que se hubiera registrado en dicho sitio en los sismos de septiembre de 1985.



Las comparaciones de este capítulo se dividen en dos secciones. En la primera parte se revisan los resultados del diseño, después de combinar las respuestas de un análisis de las cargas muertas y cargas vivas con los resultados del análisis sísmico modal espectral, considerando el comportamiento elástico lineal tridimensional: dimensiones de las secciones transversales de los miembros estructurales, periodos de vibración, desplazamientos horizontales máximos, relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso ( $\Delta_{ri}/h_i$ ), fuerzas cortantes de entrepiso y elementos mecánicos últimos y de diseño. En la segunda parte se comparan los resultados de los análisis dinámicos en la historia del tiempo, elásticos e inelásticos, a saber: desplazamientos horizontales máximos, relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso ( $\Delta_{ri}/h_i$ ), relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea, historias en el tiempo de elementos mecánicos en columnas y vigas, distribución global de articulaciones plásticas, demandas máximas de ductilidad local ( $\mu_L$ ) de vigas y columnas, y demandas máximas de ductilidad global ( $\mu_G$ ).

## 5.2 Análisis sísmicos elásticos y diseños

Los resultados que se muestran en esta sección se obtuvieron con base en los análisis dinámicos modales espectrales, comportamiento tridimensional, determinados con el programa de computadora ETABS.

Se presentan en primera instancia los datos obtenidos para el edificio de 7 niveles, y a continuación los correspondientes para el edificio de 17 niveles. La presentación de los resultados se limita a la dirección "Y", por ser más crítica para las condiciones de diseño de este trabajo.

### 5.2.1 Comparación de dimensiones de las secciones transversales de los miembros estructurales

#### A) Estructuras de 7 niveles

La tabla 3.3a compara las dimensiones resultantes de los miembros estructurales de los edificios de 7 niveles con las que se satisficieron los estados límite de servicio y de falla para los diseños de las zonas sísmicas II y III, de acuerdo a ambos Reglamentos utilizados.

Al diseñar las estructuras con elementos no estructurales desligados, el diseño permite que las estructuras sean más flexibles con respecto de la condición en que los elementos no estructurales van ligados al edificio; esto es, las dimensiones de vigas y columnas resultan más esbeltas para la condición de diseño más flexible.

Para satisfacer el estado límite de falla, en el edificio de 7 niveles fue necesario aumentar las dimensiones ante las condiciones de las zonas sísmicas II y III, con resultados muy parecidos entre ellos; sí acaso el edificio diseñado en zona compresible presenta secciones transversales de columnas ligeramente mayores.

## B) Estructuras de 17 niveles

La tabla 3.3b muestra las dimensiones definitivas de los miembros estructurales de los edificios de 17 niveles diseñados según las condiciones de las zonas sísmicas de transición y compresible, utilizando los diferentes espectros de diseño mencionados anteriormente de las NTC-Sismo de ambos reglamentos; para satisfacer el estado límite de falla, fue necesario incrementar las dimensiones de los miembros estructurales resultantes después de satisfacer el estado límite de servicio, independientemente del tipo de zona sísmica (II ó III).

Las dimensiones de las columnas resultaron iguales según el diseño en ambas zonas sísmicas, pero no así las dimensiones de las vigas, donde hubo necesidad de incrementar sus dimensiones, sobre todo para el diseño de la zona sísmica III.

## 5.2.2 Periodos fundamentales de vibración

### A) Estructuras de 7 niveles

Los periodos fundamentales de vibración de las estructuras de 7 niveles de cada uno de los casos considerados se indican en la tabla 5.1; las estructuras diseñadas en la zona III resultan más rígidas (periodos más cortos), independientemente del Reglamento utilizado. Los periodos de la dirección "X" son ligeramente más pequeños con respecto de lo que ocurre en la dirección "Y", debido a la pequeña contribución por la presencia de las vigas secundarias en dicha dirección. Debido a la simetría de estos edificios, los periodos de las direcciones "X" y "Y" son prácticamente de traslación pura.

Los periodos de los edificios de 7 niveles diseñados en la zona II caen en la parte descendente del espectro de respuesta elástica del registro VIVE-EW-85 con amortiguamiento viscoso del 5 por ciento, del lado derecho de la zona del periodo dominante del movimiento del suelo ( $T_S \approx 0.7$  s), que es donde se tienen las ordenadas espectrales máximas de dicho registro (ver fig 5.1). Estos mismos periodos coinciden con el rango de mayores ordenadas para el espectro del registro ROMA-EW-85; en este caso convendría haber incrementado la rigidez de la estructura y así alejarla de la zona de máximas aceleraciones espectrales, pero para fin de este estudio se está dejando

tal cual como resultó del diseño para así poder revisar que tan importante resulta lo anterior al analizar paso a paso la misma estructura.

Los edificios diseñados según las condiciones de la zona sísmica de suelo compresible resultan con periodos fundamentales más cortos con respecto del  $T_S=2.0$  s del espectro de respuesta elástica del registro SCT-EW-85; lo anterior es favorable, pues se alejan de la zona de las aceleraciones espectrales máximas, según se aprecia nuevamente en la fig 5.1.

La fig 5.2 muestra como se ubican los periodos fundamentales de vibración en los espectros de diseño reducidos por  $Q$  que se emplearon en este trabajo; el edificio diseñado en zona II tiene la misma ordenada para los espectros de los cuerpos principales de las NTC-Sismo del RDF-93 y RDF-04, mientras que al emplear el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, se obtiene un incremento en las ordenadas espectrales de diseño. Al diseñar en zona III, la ordenada espectral resulta distinta para cada caso tipo de espectro, siendo más exigente el RDF-04 en su cuerpo principal, para la misma zona IIIb; con el cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-93 y el Apéndice A de las nuevas Norma, la ordenada espectral correspondiente al  $T_1$  del edificio de 7 niveles prácticamente es la misma.

### B) Estructuras de 17 niveles

La tabla 5.2 compara los periodos fundamentales de vibración de las estructuras de 17 niveles proporcionada para las diferentes condiciones de diseño de ambas zonas sísmicas. Nuevamente se aprecia que las estructuras diseñadas para la zona de transición, resultan mas flexibles que las diseñadas en suelo compresible, debido a que las ordenadas espectrales son mayores para la zona III, después de revisar el estado límite de servicio para la misma cota admisible.

En la fig 5.3 se muestra la ubicación de los periodos fundamentales de vibración de edificios de 17 niveles con respecto de los espectros de respuesta elástica e inelástica ( $\mu=4$ ) de los acelerogramas VIVE-EW-85, ROMA-EW-85 y SCT-EW-85, amortiguamiento viscoso del 5 por ciento, para fines comparativos. Los periodos fundamentales de los casos de diseño de zona II, resultan muy grandes con respecto de los periodos dominantes de los espectros de dicha zona; en cambio, para el diseño en suelo compresible el periodo fundamental cae en la parte ascendente del espectro elástico del registro SCT-EW-85, lo cual hace suponer que se inducirán fuerzas de inercia considerables en la estructura al iniciar el trabajo en el rango elástico-lineal.

La fig 5.4 sirve para ver la ubicación de los periodos fundamentales, así como también para comparar los espectros de diseño empleados en este trabajo; los edificios diseñados en la zona II son muy flexibles y caen en la rama descendente de los espectros correspondientes, con valores mayores

para el espectro del cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-93. El periodo de las estructuras diseñadas en la zona III cae en la meseta de los espectros de diseño, con mayor ordenada espectral para el espectro del cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-04.

### 5.2.3 Desplazamientos horizontales máximos

#### A) Estructuras de 7 niveles

Los desplazamientos laterales máximos por nivel de los edificios de 7 niveles se muestran en las figs 3.12 y 3.13. Se tienen respuestas iguales en los edificios diseñados en la zona II con los espectros de los cuerpos principales de las NTC-Sismo de ambos Reglamentos, porque las ordenadas espectrales son idénticas para el periodo fundamental de estos edificios.

En las estructuras diseñadas en zona compresible, con el espectro de diseño del RDF-04 (cuerpo principal), se tienen mayores desplazamientos que con el caso analizado con el correspondiente espectro del RDF-93, debido a que la ordenada espectral de la zona III<sub>b</sub> es mayor que la correspondiente de la zona III.

#### B) Estructuras de 17 niveles

Para las estructuras diseñadas en zona II, cuando se empleó el espectro del cuerpo principal de las NTC-Sismo de los reglamentos RDF-93 y RDF-04, en ambos casos se cae en la parte descendente del espectro de diseño; sin embargo, con el nuevo código esta rama tiene una caída mayor, lo que origina que se tengan menores desplazamientos.

En las estructuras diseñadas en zona compresible, se observan mayores desplazamientos cuando se utiliza el espectro de la zona III<sub>b</sub> (cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-04). Las figs 3.41 y 3.42 muestran los desplazamientos horizontales máximos correspondientes a las estructuras de 17 niveles.

### 5.2.4 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_i/h_i$

Se dimensionaron los elementos estructurales de los edificios de 7 y 17 niveles para satisfacer la condición de servicio de desplazamientos laterales permisibles en que se asume que los elementos no estructurales van desligados; posteriormente se revisó el estado límite de falla (resistencias), y fue necesario aumentar las dimensiones de los elementos estructurales, tal que las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso cumplen de manera sobrada el límite permisible de 0.012, independientemente de la zona sísmica y el código de diseño empleado.

Las figs 3.10, 3.11, 3.39 y 3.49 muestran los resultados de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de las estructuras de 7 y 17 niveles, diseñadas en las zonas sísmicas II y III, con base en los diferentes espectros de diseño utilizados. Se indican tres límites admisibles en las figuras, a saber:

- 0.012 Condición de servicio de los cuerpos principales de las NTC-Sismo del RDF-93 y del RDF-04, para estructuras diseñadas con elementos no estructurales desligados.
- 0.004 Condición de servicio del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04.
- 0.030 Condición de colapso del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, para estructuras de marcos de concreto reforzado diseñadas con  $Q=4$ .

### 5.2.5 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las figs 3.14 y 3.15 tienen en elevación las distribuciones de las fuerzas cortantes de entrepiso de las estructuras de 7 niveles diseñadas en las zonas sísmicas II y III; las figs 3.43 y 3.44 lo hacen para las estructuras de 17 niveles. De estos resultados se puede deducir que las diferencias entre las fuerzas cortantes de entrepiso son proporcionales a las diferencias entre los espectros de diseño utilizados.

### 5.2.6 Elementos mecánicos últimos y diseños

#### 5.2.6.1 Vigas

En esta sección se muestran las comparaciones de los elementos mecánicos últimos (momentos flexionantes y fuerzas cortantes) de las vigas de los edificios de 7 y 17 niveles. Al diseñar por flexión a dichas vigas, según las especificaciones del capítulo de marcos dúctiles de las NTC-Concreto, fue necesario garantizar que los momentos flexionantes resistentes positivos cumplieran con la siguiente condición de diseño:

$$M_R^+ \geq 0.5M_R^-$$

Esto es, el momento flexionante positivo de las comparaciones no es necesariamente el obtenido del análisis estructural, sino el resultado de aplicar el requisito de diseño anterior.

#### A) Estructuras de 7 niveles

Los momentos flexionantes y fuerzas cortantes últimos de las vigas del eje 2 tienen valores muy semejantes entre sí, independientemente de la condición de diseño que se trate; si acaso, los

resultados de los edificios diseñados en la zona sísmica III son ligeramente mayores con respecto de los que resultan del diseño de la zona II (ver figs 3.16 y 3.17).

Las figs 5.5 y 5.6 comparan los momentos flexionantes últimos positivos y negativos del extremo izquierdo de la viga de la cruja B28 (ver fig 3.4) del eje 2 para cada nivel, de cada uno de los casos de diseño de los edificios de 7 niveles; se aprecia que existe una gran similitud en los resultados de los diseños de una misma zona sísmica. Estas respuestas tienden a ser mayores en los pisos inferiores, y disminuir sensiblemente en los pisos superiores; esto es, se verifica que los efectos sísmicos, son más importantes en los primeros niveles. No se tienen diferencias apreciables al diseñar en una u otra zona sísmica.

## B) Estructuras de 17 niveles

Las figs 3.45 y 3.46 muestran los momentos flexionantes últimos de las vigas para las estructuras de 17 niveles diseñadas según las condiciones de ambas zonas sísmicas, con base en los espectros de diseño empleados. Las figs 5.7 y 5.8 resumen y comparan estos resultados para el extremo izquierdo de la viga B28 (fig 3.4); para el diseño en zona de transición, los elementos mecánicos últimos resultan mayores con el espectro sísmico propuesto en el cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-93, debido a que en este espectro la curva descendente, donde se ubica el periodo fundamental, tiene una caída menos pronunciada que la de los espectros propuestos en las NTC-Sismo del RDF-04, tanto para el cuerpo principal como para el Apéndice A.

En las estructuras diseñadas en la zona sísmica III, los momentos flexionantes últimos de diseño tienden a ser más parecidos entre sí, independientemente del tipo de espectro de diseño utilizado; sí acaso, los resultados obtenidos con el espectro de diseño del cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-04, tienden a ser ligeramente mayores. Se tienen variaciones importantes en las respuestas entre ambas zonas sísmicas.

### 5.2.6.2 Columnas

Se comparan los resultados de los elementos mecánicos últimos (momentos flexionantes y fuerzas cortantes en las dos direcciones, y fuerzas axiales) de las columnas del eje 2, con base en los diseños según las condiciones de las zonas sísmicas II y III, de acuerdo al análisis dinámico modal espectral mas los efectos de las cargas muertas y vivas; los resultados dependen de la combinación de cargas más demandante.

## A) Estructuras de 7 niveles

En general, los mayores elementos mecánicos de diseño se localizan en las columnas interiores del primer entrepiso (ver figs 3.18 y 3.19). Las cargas axiales de las columnas exteriores, independientemente del tipo de zona sísmica y del espectro de diseño utilizado, resultan similares entre sí, como se demuestra en las figs 5.9 y 5.10; las respuestas con el RDF-04 son ligeramente superiores. Las diferencias entre ambas zonas sísmicas son poco apreciables. En las columnas interiores, estas diferencias en cargas axiales tienden a reducirse aún más, debido a que estas columnas tienden a trabajar más ante los efectos de las cargas gravitacionales.

### B) Estructuras de 17 niveles

Las figs 3.47 y 3.48 muestran las cargas axiales, momentos flexionantes y fuerzas cortantes para diseño de las columnas del eje 2 de las estructuras de 17 niveles, considerando los diferentes tipo de espectros de diseño utilizados. Las figs 5.11 y 5.12 comparan la variación de la carga axial última de la combinación de cargas más desfavorable para las columnas exteriores; los resultados con los espectros de diseño del RDF-04 tienden a ser superiores. Se tienen diferencias considerables entre ambas zonas sísmicas.

## 5.3 Análisis sísmicos inelásticos

Los resultados que se comparan en esta sección se obtuvieron a partir de los análisis dinámicos paso a paso que se llevaron a cabo con el programa DRAIN-2DX. Cabe recordar que para cada estructura se realizaron tres tipos de análisis:

- El primero, con valores muy grandes de resistencias en los elementos estructurales, con el fin de observar el supuesto comportamiento elástico en todos los miembros estructurales.
- El segundo, utilizando las resistencias nominales (según un diseño convencional) de los elementos estructurales.
- Por último, un análisis empleando resistencias reales promedio (efectos de sobre-resistencias), para tratar de inferir el comportamiento más cercano al que ha de presentarse en la realidad.

Las estructuras de 7 y 17 niveles se analizaron con los acelerogramas VIVE-EW-85 y ROMA-EW-85, con base en los diseños de la zona sísmica de transición; y, con el registro SCT-EW-85 para el dimensionamiento según las condiciones sísmicas de suelo compresible.

### 5.3.1 Desplazamientos horizontales máximos totales y demandas máximas de ductilidad global ( $\mu_G$ )

#### A) Estructuras de 7 niveles

Las figs 4.9 a 4.11 comparan los desplazamientos horizontales máximos por nivel del eje 2 de cada una de las estructuras de 7 niveles estudiadas; las tablas 4.10 a 4.15 tienen los desplazamientos laterales máximos de azotea para cada situación de diseño. De estos resultados se puede concluir lo siguiente:

- En los casos en que se presenta comportamiento inelástico, no existe una diferencia importante en este tipo de respuesta con y sin efectos de sobre-resistencias.
- Los desplazamientos laterales máximos de este tipo de edificios resultan congruentes con la localización del periodo fundamental de vibración de cada caso con respecto del espectro de respuesta del acelerograma utilizado, con mayores desplazamientos cuando al periodo le corresponden mayores ordenadas espectrales.

La tabla 4.11 resume las demandas máximas de ductilidad global de las estructuras de 7 niveles ante los registros utilizados de aceleraciones. Se observa que las estructuras diseñadas en la zona sísmica de transición y ante el acelerograma VIVE-EW-85, no desarrolla en ninguna condición de diseño comportamiento inelástico, es decir el factor de ductilidad global es siempre igual a 1.0; estas mismas estructuras ante los efectos del registro ROMA-EW-85, presentan demandas de ductilidad global menores que el factor de comportamiento sísmico empleado ( $Q=4$ ), reduciéndose aún más las demandas de ductilidad global cuando se incluyen los efectos de sobre-resistencias. Para las estructuras diseñadas en zona sísmica compresible, las demandas de ductilidad tienen valores entre 2.2 y 3.1 cuando se consideran resistencias nominales, mientras que al considerar los efectos de sobre-resistencias, las demandas de ductilidad global disminuyen en todos los casos de diseño, con valores entre 1.1 y 1.5. Se observa que la magnitud de la ductilidad global no varía en forma considerable de acuerdo a cada una de las condiciones de diseño utilizadas.

## B) Estructuras de 17 niveles

Las figs 4.52 a 4.54 tienen los desplazamientos laterales máximos por nivel del eje 2 de cada una de las estructuras de 17 niveles; las tablas 4.46 a 4.51 muestran los desplazamientos horizontales máximos de azotea. Se observa que:

- Los mayores desplazamientos laterales de azotea de todos los casos de diseño se obtienen con los análisis paso a paso elásticos, mientras que las menores respuestas se tienen cuando se analizaron las estructuras bajo la condición de resistencias nominales.
- Todas las estructuras de 17 niveles presentan comportamiento inelástico.
- Los desplazamientos laterales del análisis elástico tienden a ser mayores para los diseños de la zona sísmica III; lo anterior se puede explicar con base en la fig 5.3, donde se observa que el periodo fundamental cae en la zona de máximas aceleraciones del espectro de respuesta.



Las estructuras de 17 niveles diseñadas para la zona sísmica II, independientemente del código de diseño utilizado, presentan demandas de ductilidad global menores que el factor de ductilidad empleado en el diseño,  $Q=4$ ; al emplear resistencias nominales los valores están entre 1.3 y 3.0 ante los registros VIVE-EW-85 y ROMA-EW-85, y al incluir los efectos de las sobre-resistencias las demandas de ductilidad global disminuyeron sus valores entre 1.0 y 2.0. Para el caso de las estructuras diseñadas en la zona sísmica III y ante los efectos del registro SCT-EW-85, las demandas de ductilidad global que se presentaron llegaron a tener valores entre 3.3 y 4.9 para los análisis con resistencias nominales; al incluir los efectos de las sobre-resistencias las demandas de ductilidad global disminuyeron a valores entre 2.0 y 3.5. Se observa que únicamente para el análisis de la estructura diseñada en zona compresible con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 considerando resistencias nominales, se obtiene un valor de ductilidad global ( $\mu_G=4.87$ ) mayor al factor de comportamiento sísmico de diseño,  $Q=4$ . Los resultados mencionados se observan con mayor claridad en la tabla 4.27.

### 5.3.2 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, $\Delta_i / h_i$

#### A) Estructuras de 7 niveles

Las relaciones máximas  $\Delta_i / h_i$  del eje 2 de los edificios de 7 niveles se muestran en las figs 4.15 a 4.17. En las estructuras con diseño de la zona sísmica II, con base en los espectros de los cuerpos principales de las NTC-Sismo del RDF-93 y RDF-04, se llega a superar ligeramente el límite permisible de deformaciones laterales, sin y con efectos de sobre-resistencia. Las respuestas del análisis elástico tienden a ser mayores a los valores permisibles ante el acelerograma ROMA-EW-85. Las tablas 4.16 a 4.21 describen los entrepisos más flexibles de cada caso de las estructuras de 7 niveles. Los valores máximos inelásticos paso a paso del caso diseñado con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, está muy lejos del nivel de colapso de 0.030 especificado en dicho Apéndice para estructuras de marcos de concreto dimensionadas con  $Q=4$ .

#### B) Estructuras de 17 niveles

Como se observa en las figs 4.58 a 4.60, todas las estructuras de 17 niveles diseñadas en la zona sísmica II presentan deformaciones angulares máximas de entrepiso por abajo del límite permisible de diseño. Cuando el proporcionamiento se realiza en la zona sísmica III, con base en los espectros de diseño de los cuerpos principales de las NTC-Sismo del RDF-93 y RDF-04, existen valores  $\Delta_i / h_i$  mayores al nivel permisible  $\gamma_{perm} \leq 0.012$ . Las tablas 4.52 a 4.57 presentan los entrepisos más flexibles de cada estructura.

### 5.3.3 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea

Las gráficas de las relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea permiten observar qué pasa globalmente en una estructura determinada, en cuanto a las propiedades importantes de resistencia y rigidez lateral, así como la forma de cómo se disipa la energía del sismo ante la presencia de comportamiento inelástico; lo anterior es posible al comparar las gráficas de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos. En caso de ser iguales indicarán sólo comportamiento en el rango elástico, con un comportamiento que tiende hacia una línea recta, sin disipación de energía por histéresis y solamente por efectos del amortiguamiento viscoso supuesto en las estructuras de este trabajo (se consideró un 5% del valor crítico).

#### A) Estructuras de 7 niveles

Las figs 4.24 a 4.26 comparan las relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea de las estructuras de 7 niveles diseñadas según los objetivos de este trabajo. En los edificios de 7 niveles diseñados según las condiciones de la zona sísmica II y ante el acelerograma VIVE-EW-85, las relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea reflejan un comportamiento elástico, con valores de desplazamiento lateral de azotea de alrededor de 5 cm y fuerzas cortantes basales máximas de 70 t. Estas mismas estructuras, pero ante el registro ROMA-EW-85 sí presentan comportamiento inelástico, como se aprecia en la figura correspondiente, con importante reducción en la fuerza cortante basal sin y con efectos de sobre-resistencia, con respecto de los resultados elásticos.

En las estructuras diseñadas para la zona sísmica compresible y resistencias nominales es muy notoria la disipación de energía por comportamiento no lineal; para el caso con efectos de sobre-resistencia el comportamiento tiende a ser elástico. La tabla 5.3 resume los resultados mencionados anteriormente. Los edificios de 7 niveles diseñados en la zona II disipan mayor energía histerética ante la acción del registro ROMA-EW-85.

#### B) Estructuras de 17 niveles

Las figs 4.67 a 4.69 tienen las relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea de las estructuras de 17 niveles de los diferentes tipos de diseños. Las estructuras diseñadas en la zona sísmica II presentan resultados cercanos al análisis elástico; sin embargo, las estructuras diseñadas en suelo compresible si observan comportamiento inelástico de magnitud considerable para cada una de las condiciones de diseño. La tabla 5.4 resume estos resultados. Se corrobora que los edificios de 17 niveles diseñados en la zona sísmica III presentan mayor comportamiento inelástico ante la acción del acelerograma SCT-EW-85

### 5.3.4 Historias en el tiempo de elementos mecánicos en vigas y columnas

Las figs 4.27 y 4.70 localizan los extremos de las vigas y columnas de interés del eje 2 de los edificios de 7 y 17 niveles, respectivamente, a partir de los que se obtuvieron las historias de elementos mecánicos y se compararon con las resistencias correspondientes. Se hacen ver las diferencias en los resultados de las estructuras diseñadas para la zona sísmica de transición contra las diseñadas en suelo compresible, analizadas con los registros VIVE-EW-85, ROMA-EW-85 y SCT-EW-85.

#### 5.3.4.1 Vigas.

##### A) Estructuras de 7 niveles

Para el diseño de la zona sísmica de transición los momentos flexionantes actuantes permanecen por debajo de las resistencias disponibles ante la acción del acelerograma VIVE-EW-85, no así, cuando se analizó con el registro ROMA-EW-85, en que se tienen varios ciclos donde se alcanza la fluencia. En general, las vigas de las estructuras en la zona sísmica III llegan a su fluencia en un número reducido de ciclos, independientemente del tipo de resistencia utilizado.

Al comparar las historias de fuerza cortante actuante contra las resistencias disponibles se corrobora que en todos los casos de diseño no se alcanza la capacidad, lo que comprueba que no habrá una falla frágil y que el refuerzo transversal proporcionado resulta adecuado.

Los resultados de momentos flexionantes y fuerzas cortantes actuantes resultan, en general, superiores en las vigas de los edificios diseñados en la zona sísmica III, con respecto de los diseños de la zona sísmica II.

En las figs 4.28 a 4.33 se hizo la comparación de las historias de momentos flexionantes y fuerzas cortantes actuantes contra las resistencias disponibles del extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2 de los edificios de 7 niveles.

##### B) Estructuras de 17 niveles

Los momentos flexionantes actuantes en las vigas de las estructuras diseñadas bajo las condiciones de la zona sísmica de transición muestran que en varios ciclos se alcanza la fluencia, principalmente por flexión negativa en los casos de resistencias nominales. Cuando se diseña para la zona sísmica compresible, se excursiona en el rango inelástico, sin y con efectos de sobre-resistencias.

Al revisar las historias de fuerzas cortantes actuantes, en todos los casos de diseño de este trabajo se tuvo una gran reserva de resistencia, garantizando de esa forma que se tenga comportamiento dúctil por flexión.

Las figs 4.71 a 4.76 comparan las historias de momentos flexionantes y fuerzas cortantes actuantes contra las resistencias disponibles correspondientes del extremo izquierdo de la viga 1 del nivel 1 del eje 2 de los edificios de 17 niveles.

### **5.3.4.2 Columnas**

En esta sección se analizan los resultados de las combinaciones momento flexionante-carga axial (M-P), así como también los de las fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior de la columna izquierda del entrepiso PB-N1 del eje 2, columna A, (ver figs 4.27 y 4.70), para fines de observar su comportamiento en los análisis sísmicos paso a paso.

#### **A) Estructuras de 7 niveles**

Las combinaciones momento flexionante-carga axial, M-P, de la columna tipo del eje 2 de los edificios de 7 niveles diseñados en la zona sísmica II, están por debajo de la superficie de interacción que representa la resistencia ante la acción del registro VIVE-EW-85; al analizar con el acelerograma ROMA-EW-85, en varios ciclos se alcanza la resistencia del elemento, independientemente del tipo de espectro que se haya utilizado. Para el caso de la estructura diseñada en la zona sísmica III, las combinaciones M-P de los análisis llegan a alcanzar la resistencia disponible, lo que implica la formación de una articulación plástica en dicho extremo.

Las fuerzas cortantes actuantes de las columnas de todos los casos de diseño fueron muy inferiores a las resistencias disponibles, lo que indica que el refuerzo transversal, dominado por la condición de confinamiento, es adecuado y por tanto, se garantiza un comportamiento dúctil ante los efectos M-P.

Lo expresado en los párrafos anteriores se puede revisar en las figs 4.34 a 4.39.

#### **B) Estructuras de 17 niveles**

Cuando el diseño se realiza bajo las condiciones de los espectros de la zona sísmica de transición, los resultados de los análisis dinámicos paso a paso de la columna de interés muestran que la

superficie de interacción representativa de la resistencia disponible queda por arriba de las combinaciones solicitadas de los diagramas M-P, cuando se analiza paso a paso con los acelerogramas de suelo de transición; esto es, dicha columna trabaja únicamente en el rango elástico. Lo anterior no ocurre así para la columna tipo de las estructuras diseñadas en la zona compresible, donde en varios ciclos se alcanza la fluencia. Al comparar contra la fuerza cortante actuante, se observa que la resistencia provista satisface siempre de manera adecuada a la solicitud.

Las figs 4.77 a 4.82 tienen las comparaciones de los diferentes casos de las estructuras de 17 niveles.

### 5.3.5 Distribución global de articulaciones plásticas

#### A) Estructuras de 7 niveles

Las figs 4.43 a 4.45 presentan cómo se distribuyen las articulaciones plásticas en el eje  $\mathcal{Q}$  de las estructuras de 7 niveles, considerando todas las condiciones de diseño de este trabajo. Las estructuras diseñadas en zona II y ante el acelerograma VIVE-EW-85 mantienen un comportamiento elástico; estas mismas estructuras sometidas al acelerograma ROMA-EW-85 presentan una gran cantidad de rótulas plásticas, principalmente en los extremos de las vigas y en las columnas interiores de los entrepisos N3-N4 a N5-N6, así como también en el extremo inferior de las columnas de la planta baja de todas las estructuras; con los efectos de las sobre-resistencias se tiene una reducción en el número de fluencias, principalmente en las columnas interiores de los entrepisos intermedios.

Las estructuras de 7 niveles diseñadas en la zona sísmica III y bajo el acelerograma SCT-EW-85 presentan rótulas plásticas en los extremos de las vigas de los niveles N1 a N6, así como también en la base de las columnas de planta baja; con la influencia de los efectos de las sobre-resistencias se tienen solamente fluencias en las vigas de los niveles N1 a N3.

#### B) Estructuras de 17 niveles

Las figs 4.86 a 4.88 muestran los miembros estructurales en que se llegan a formar articulaciones plásticas de las estructuras de 17 niveles diseñadas para las diferentes condiciones. Los diseños de la zona sísmica II con resistencias nominales, independientemente del acelerograma al que fueron sometidos, presentan rótulas plásticas en las vigas; con los efectos de las sobre-resistencias se reduce la cantidad de fluencias, con comportamiento elástico en el caso del diseño RDF-93 y ante el registro VIVE-EW-85.

Las estructuras diseñadas de acuerdo a las condiciones de la zona sísmica compresible y con resistencias nominales, muestran articulaciones plásticas en prácticamente todos los extremos de las vigas, así como también en los extremos inferiores de las columnas del primer nivel, y en los extremos inferiores de las columnas exteriores del entrepiso N1-N2; con la influencia de los efectos de las sobre-resistencias se tiene una reducción en el número de vigas articuladas, principalmente en los pisos superiores, así como también dejan de aparecer fluencias en las columnas interiores de la planta baja; sin embargo, se presentan algunas rótulas plásticas en los extremos superiores de las columnas interiores de los entrepisos superiores.

### **5.3.6 Demandas máximas de ductilidad local de vigas y columnas**

#### **A) Estructuras de 7 niveles**

Cabe recordar que las estructuras de 7 niveles con diseño según las condiciones de la zona sísmica de transición y ante el acelerograma VIVE-EW-85, no incursionan en el rango plástico; pero estas estructuras bajo el acelerograma ROMA-EW-85 sí presentan comportamiento inelástico.

Las estructuras diseñadas en la zona sísmica III y bajo el registro SCT-EW-85, muestran comportamiento inelástico; las mayores demandas de ductilidad local se presentan para los casos de análisis con resistencias nominales. La tabla 5.5 compara las demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas y columnas de cada uno de los casos de diseño de las estructuras de 7 niveles analizadas. Las demandas máximas de ductilidad de vigas y columnas de cada nivel se muestran en las figs 4.46 a 4.51.

#### **B) Estructuras de 17 niveles**

Las estructuras de 17 niveles diseñadas en la zona sísmica II presentan comportamiento inelástico sólo en algunas vigas; aún para el caso de resistencias nominales, las demandas de ductilidad local son de amplitud pequeña; las estructuras diseñadas para zona III muestran fluencias tanto en vigas como en algunas columnas, independientemente de la condición de diseño.

La tabla 5.6 compara las demandas máximas de ductilidad desarrolladas en vigas y columnas de cada uno de los casos analizados de las estructuras de 17 niveles. Las demandas máximas de ductilidad de vigas y columnas por nivel de cada estructura se tienen en las figs 4.89 a 4.94.

Tabla 5.1- Comparación de periodos fundamentales de vibración de las estructuras de 7 niveles

Dirección	Diseño zona II	Diseño zona III
<b>X</b>	1.220	1.146
<b>Y</b>	1.244	1.170
<b><math>\theta</math></b> (Torsión)	0.931	0.875

Resultados en segundos

Tabla 5.2- Comparación de periodos fundamentales de vibración de las estructuras de 17 niveles

Dirección	Diseño zona II	Diseño zona III
<b>X</b>	2.444	1.845
<b>Y</b>	2.497	1.876
<b><math>\theta</math></b> (Torsión)	1.786	1.342

Resultados en segundos

Tabla 5.3- Comparación de valores máximos de las relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea del eje  $\varrho$ , estructuras de 7 niveles, análisis dinámicos paso a paso

Condiciones de diseño y análisis		Resistencias nominales		Sobre-resistencias		Análisis elástico	
		Fuerza cortante basal (t)	Desplazamiento lateral azotea (cm)	Fuerza cortante basal (t)	Desplazamiento lateral azotea (cm)	Fuerza cortante basal (t)	Desplazamiento lateral azotea (cm)
Zona II (VIVE-EW)	RDF-93 (CP)	70	5	70	5	70	5
	RDF-04 (CP)	70	5	70	5		
	RDF-04 (Apéndice)	70	5	70	5		
Zona II (ROMA-EW)	RDF-93 (CP)	150	18	200	23	650	45
	RDF-04 (CP)	150	18	200	23		
	RDF-04 (Apéndice)	155	19	210	24		
Zona III (SCT-EW)	RDF-93 (CP)	190	20	220	13	250	13
	RDF-04 (CP)	200	16	240	13		
	RDF-04 (Apéndice)	200	17	240	13		

Tabla 5.4- Comparación de valores máximos de las relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea del eje 2, estructuras de 17 niveles, análisis dinámicos paso a paso

Condiciones de diseño y análisis		Resistencias nominales		Sobre-resistencias		Análisis elástico	
		Fuerza cortante basal (t)	Desplazamiento lateral azotea (cm)	Fuerza cortante basal (t)	Desplazamiento lateral azotea (cm)	Fuerza cortante basal (t)	Desplazamiento lateral azotea (cm)
Zona II (VIVE-EW)	RDF-93 (CP)	170	19	170	19	170	19
	RDF-04 (CP)	140	18	170	19		
	RDF-04 (Apéndice)	130	17	170	19		
Zona II (ROMA-EW)	RDF-93 (CP)	180	24	230	26	240	26
	RDF-04 (CP)	140	22	190	25		
	RDF-04 (Apéndice)	145	20	180	25		
Zona III (SCT-EW)	RDF-93 (CP)	380	46	500	48	1900	95
	RDF-04 (CP)	420	48	600	50		
	RDF-04 (Apéndice)	400	48	550	48		



Tabla 5.5- Comparación de demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, estructuras de 7 niveles, análisis dinámicos paso a paso

Condiciones de diseño		Resistencias nominales				Sobre-resistencias			
		Vigas		Columnas		Vigas		Columnas	
		Nivel	$\mu_L$	Entrepiso	$\mu_L$	Nivel	$\mu_L$	Entrepiso	$\mu_L$
Zona II (VIVE-EW)	RDF-93 (CP)	*	$\pm 1$	*	$\pm 1$	*	$\pm 1$	*	$\pm 1$
	RDF-04 (CP)	*	$\pm 1$	*	$\pm 1$	*	$\pm 1$	*	$\pm 1$
	RDF-04 (Apéndice)	*	$\pm 1$	*	$\pm 1$	*	$\pm 1$	*	$\pm 1$
Zona II (ROMA-EW)	RDF-93 (CP)	N3	8.5	N3-N4	5.3	N3	4.6	PB-N1	2.6
	RDF-04 (CP)	N3	8.5	N3-N4	5.3	N3	4.6	PB-N1	2.6
	RDF-04 (Apéndice)	N3	7.9	N4-N5	4.0	N3	4.4	PB-N1	2.4
Zona III (SCT-EW)	RDF-93 (CP)	N1	8.7	PB-N1	6.4	N1	2.2	PB-N1	2.2
	RDF-04 (CP)	N2	6.3	PB-N1	3.4	N1	1.8	PB-N1	1.2
	RDF-04 (Apéndice)	N1	6.6	PB-N1	5.7	N1	1.8	PB-N1	2.1

\* No hubo elementos estructurales con comportamiento inelástico.

Tabla 5.6- Comparación de demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas, estructuras de 17 niveles, análisis dinámicos paso a paso

Condiciones de diseño		Resistencias nominales				Sobre-resistencias			
		Vigas		Columnas		Vigas		Columnas	
		Nivel	$\mu_L$	Entrepiso	$\mu_L$	Nivel	$\mu_L$	Entrepiso	$\mu_L$
Zona II (VIVE-EW)	RDF-93 (CP)	N8	3.2	*	$\pm 1$	*	$\pm 1$	*	$\pm 1$
	RDF-04 (CP)	N10	3.4	*	$\pm 1$	N8	1.2	*	$\pm 1$
	RDF-04 (Apéndice)	N9	4.0	*	$\pm 1$	N7	1.8	*	$\pm 1$
Zona II (ROMA-EW)	RDF-93 (CP)	N8	5.3	*	$\pm 1$	N8	1.4	*	$\pm 1$
	RDF-04 (CP)	N11	8.4	*	$\pm 1$	N6	2.4	*	$\pm 1$
	RDF-04 (Apéndice)	N10	7.1	*	$\pm 1$	N7	3.1	*	$\pm 1$
Zona III (SCT-EW)	RDF-93 (CP)	N6	10.3	PB-N1	2.3	N6	5.8	PB-N1	1.8
	RDF-04 (CP)	N7	7.6	PB-N1	1.4	N6	4.2	N1-N2	2.3
	RDF-04 (Apéndice)	N8	9.6	PB-N1	1.7	N6	5.0	N1-N2	1.8

\* No hubo elementos estructurales con comportamiento inelástico.

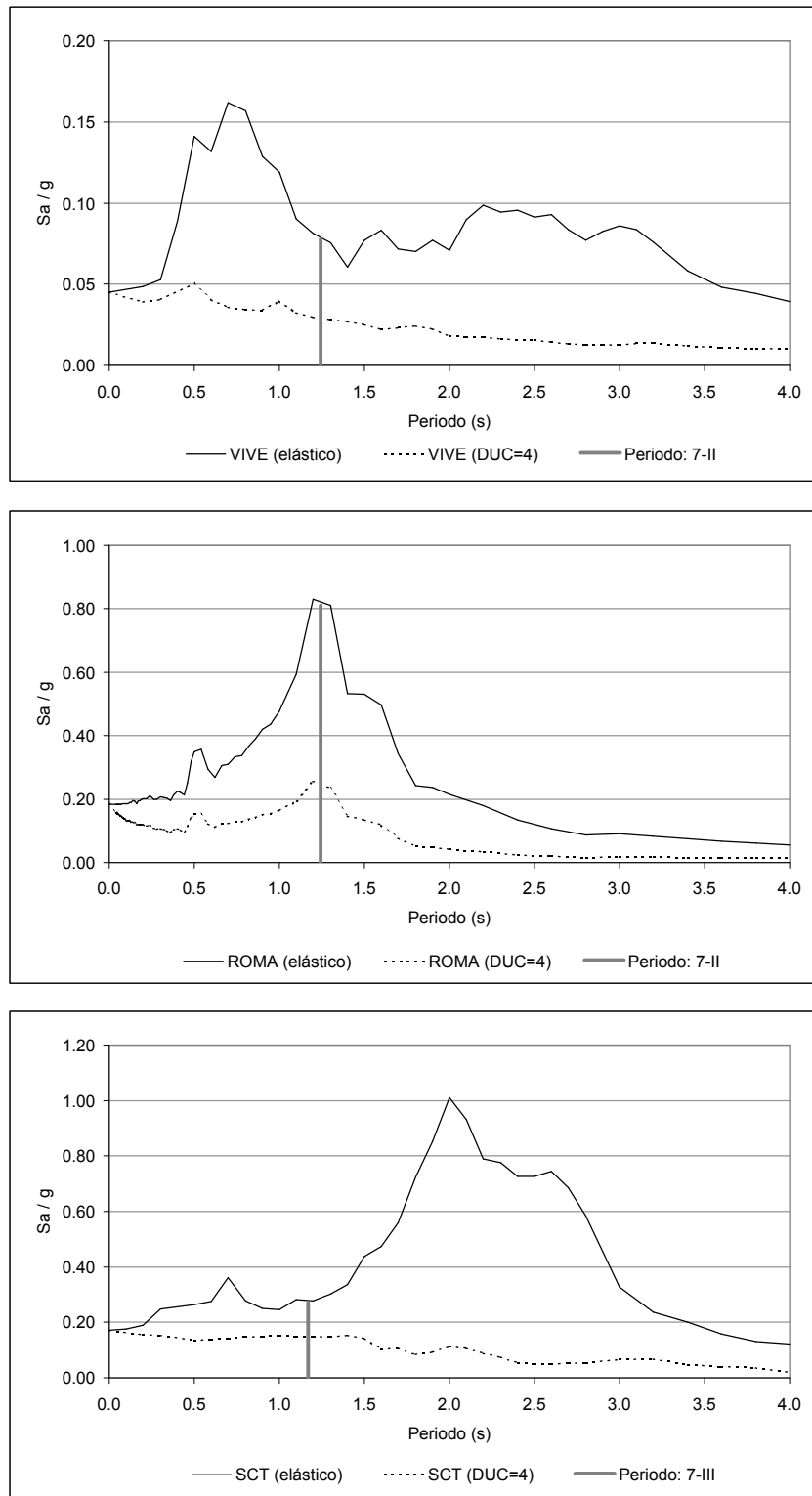


Fig 5.1- Ubicación de los periodos fundamentales de vibración de las estructuras de 7 niveles con respecto de los espectros de respuesta elástica e inelástica ( $\mu=4$ ) de los registros VIVE-EW-85, ROMA-EW-85 y SCT-EW-86

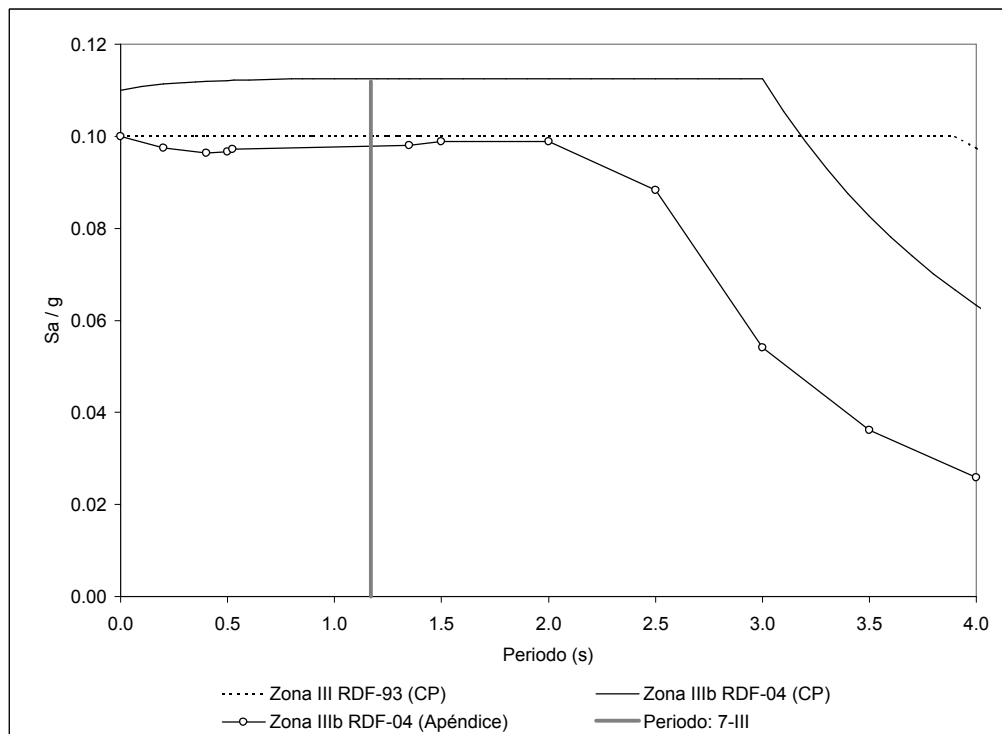
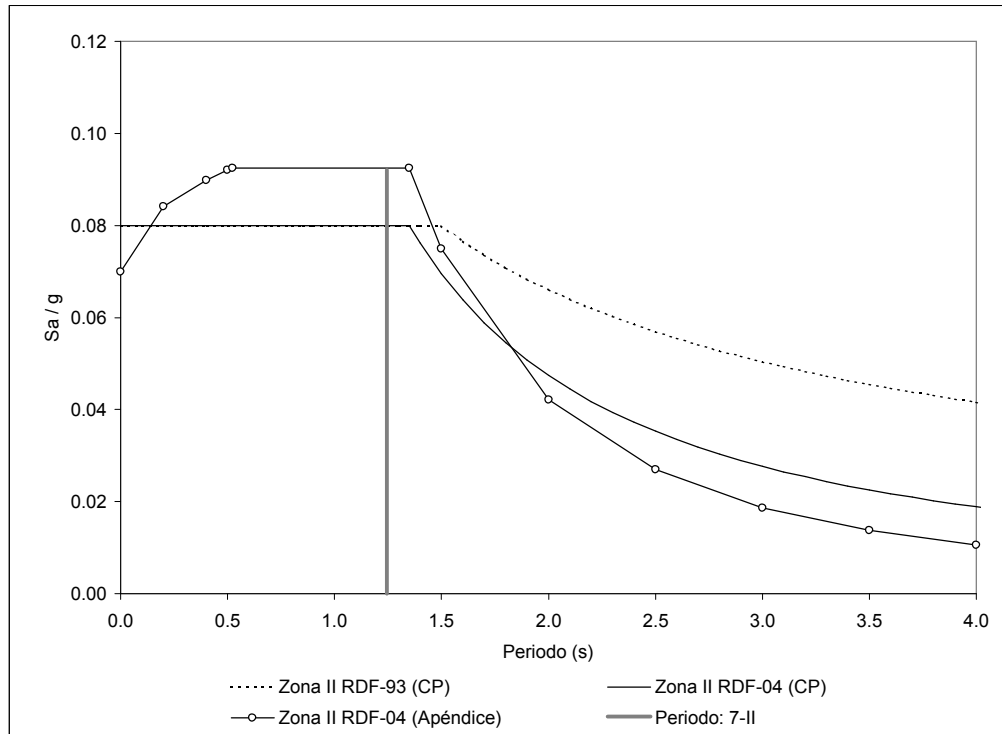


Fig 5.2- Ubicación de los periodos fundamentales de vibración de las estructuras de 7 niveles con respecto de los espectros de diseño RDF-93 (CP), RDF-04 (CP) y RDF-04 (Apéndice A)

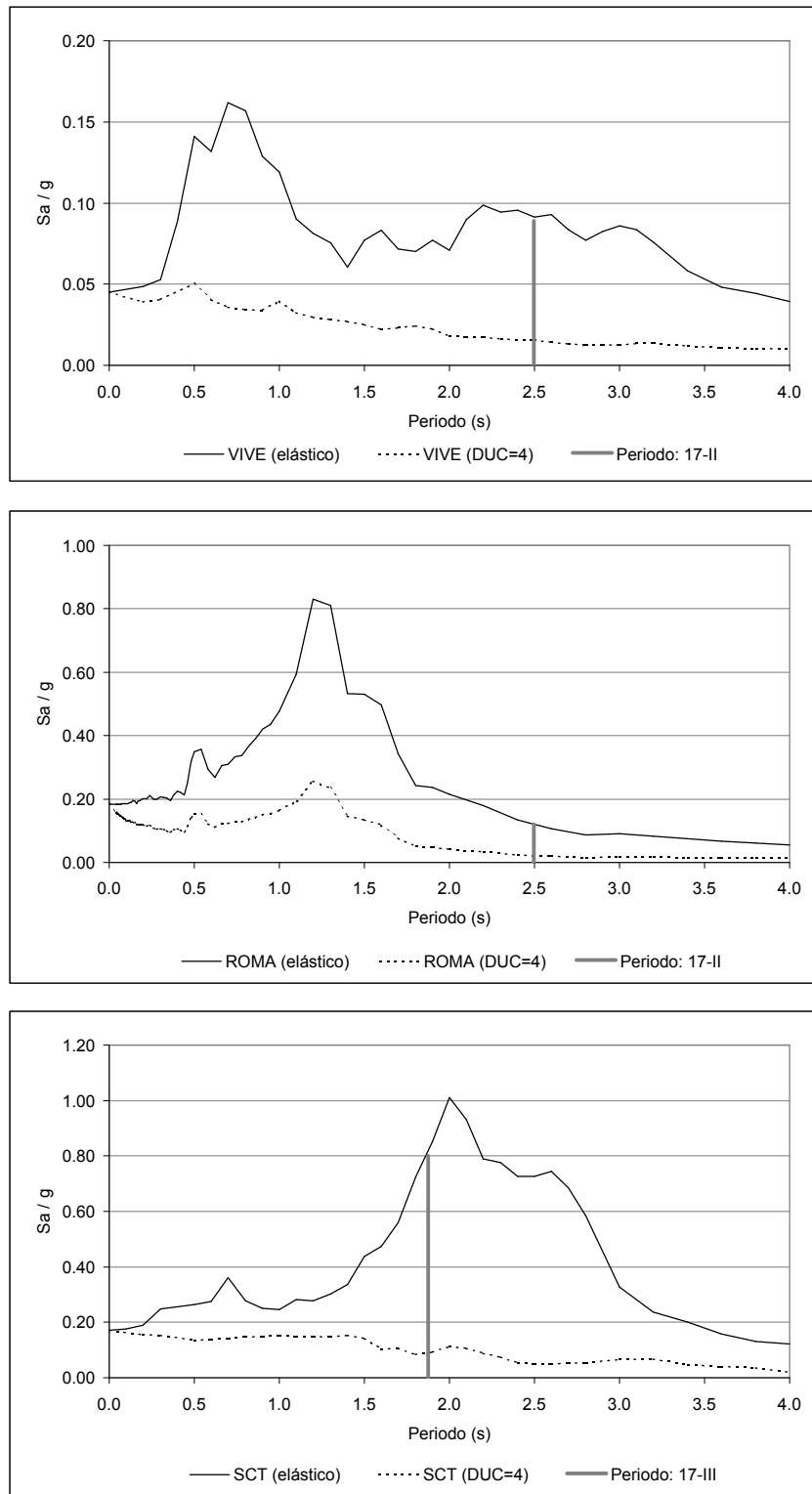


Fig 5.3- Ubicación de los periodos fundamentales de vibración de las estructuras de 17 niveles con respecto de los espectros de respuesta elástica e inelástica ( $\mu=4$ ) de los registros VIVE-EW-85, ROMA-EW-85 y SCT-EW-86

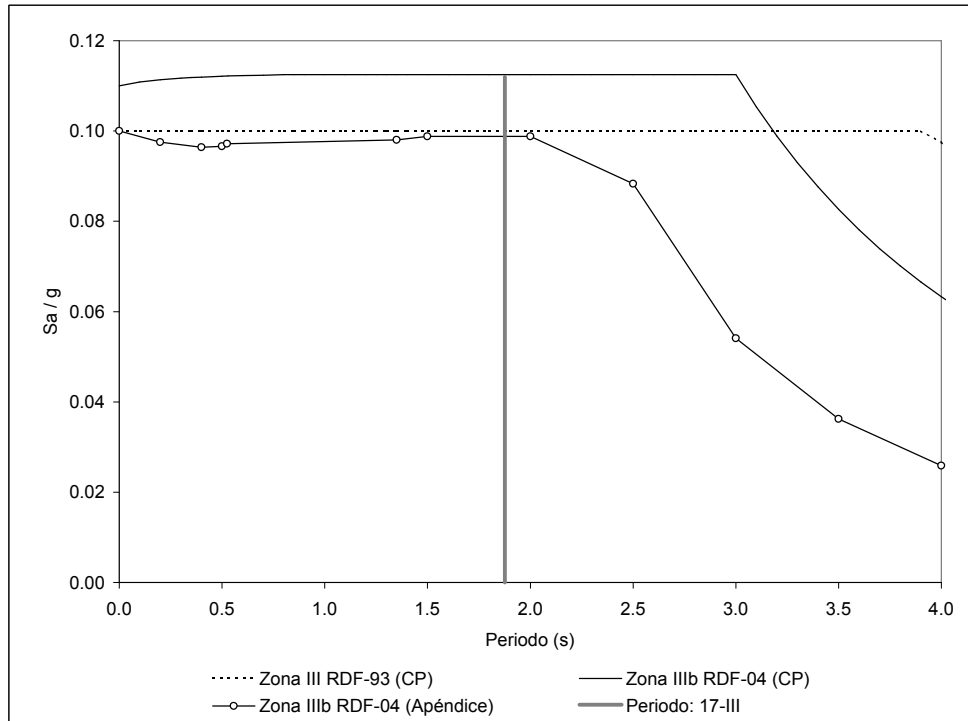
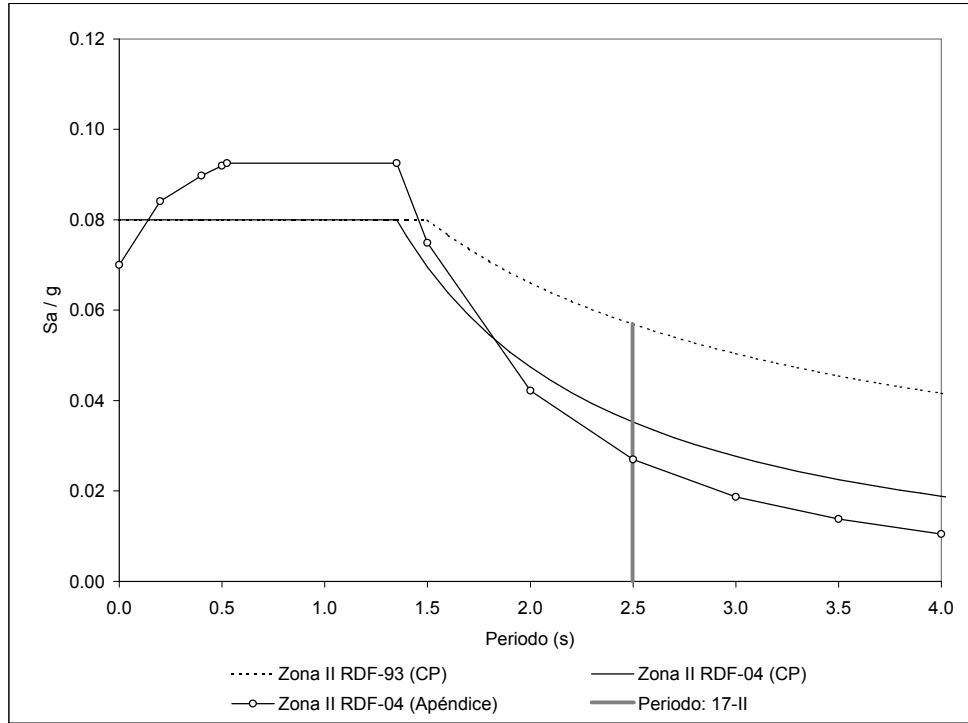


Fig 5.4- Ubicación de los periodos fundamentales de vibración de las estructuras de 17 niveles con respecto de los espectros de diseño RDF-93 (CP), RDF-04 (CP) y RDF-04 (Apéndice A)

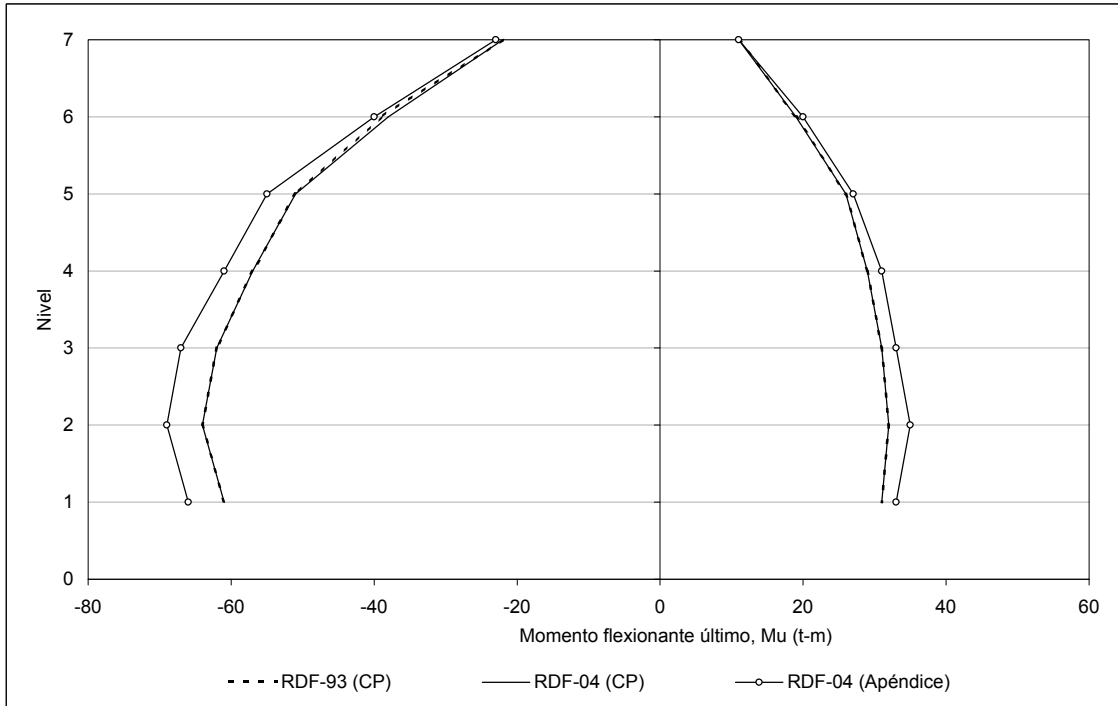


Fig 5.5- Comparación de los momentos flexionantes últimos del extremo izquierdo de la viga B28, estructuras de 7 niveles diseñadas en la zona sísmica II

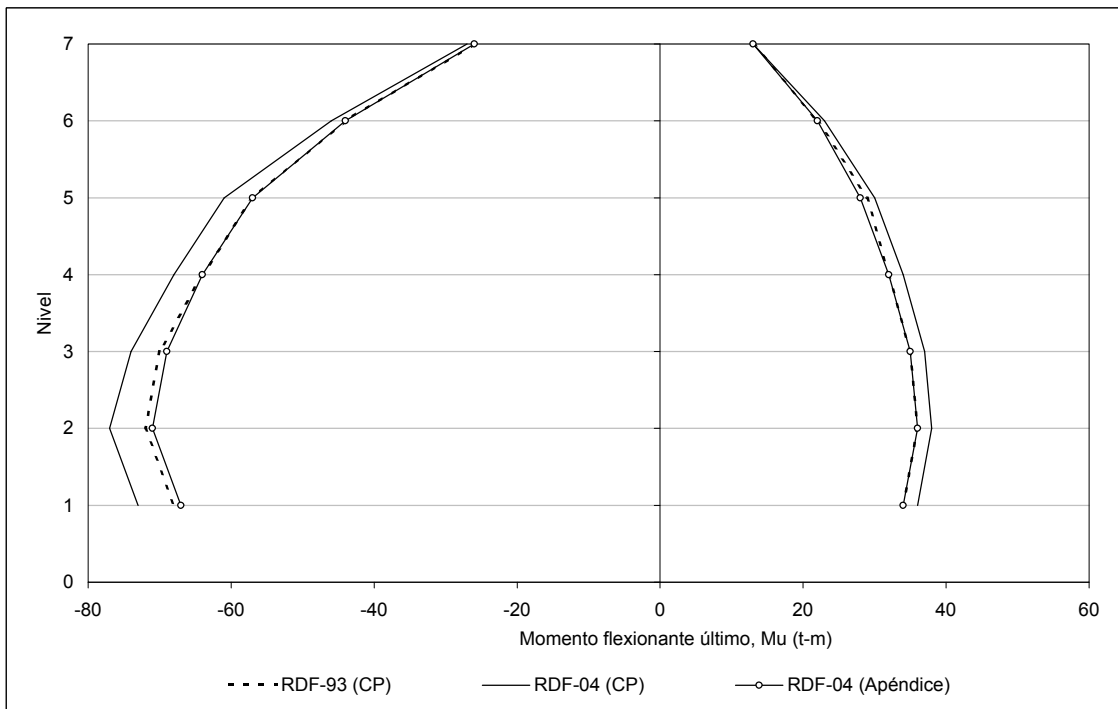


Fig 5.6- Comparación de los momentos flexionantes últimos del extremo izquierdo de la viga B28, estructuras de 7 niveles diseñadas en la zona sísmica III

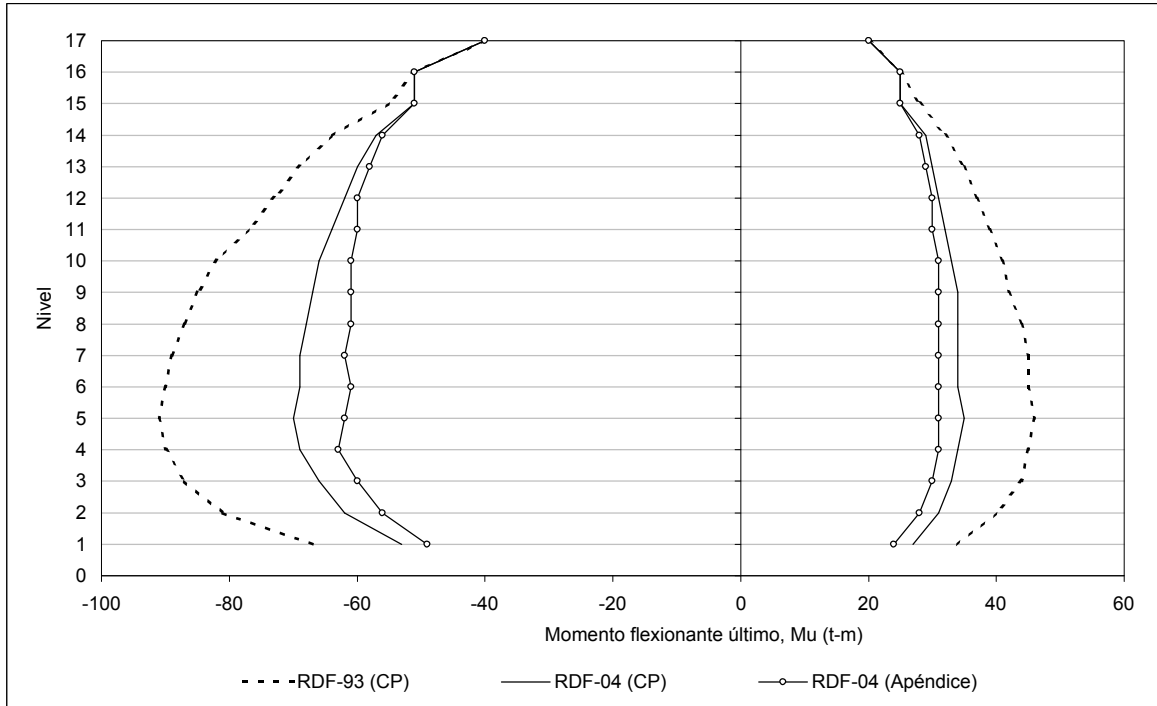


Fig 5.7- Comparación de los momentos flexionantes últimos del extremo izquierdo de la viga B28, estructuras de 17 niveles diseñadas en la zona sísmica II

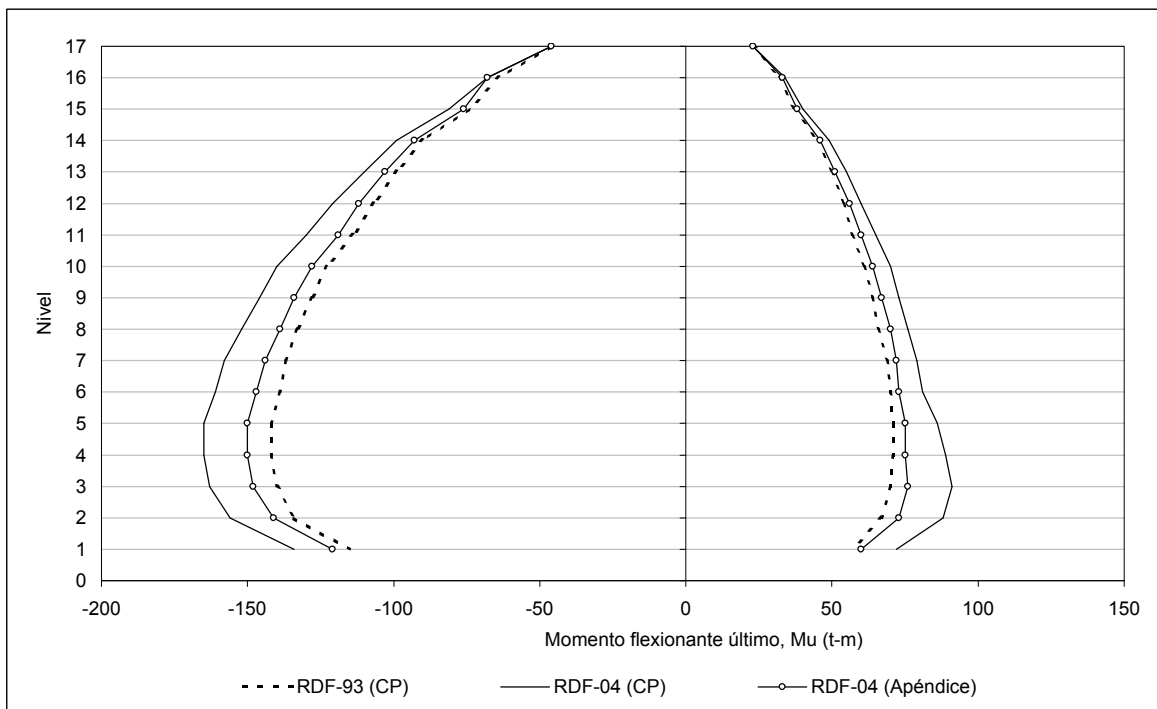


Fig 5.8- Comparación de los momentos flexionantes últimos del extremo izquierdo de la viga B28, estructuras de 17 niveles diseñadas en la zona sísmica III



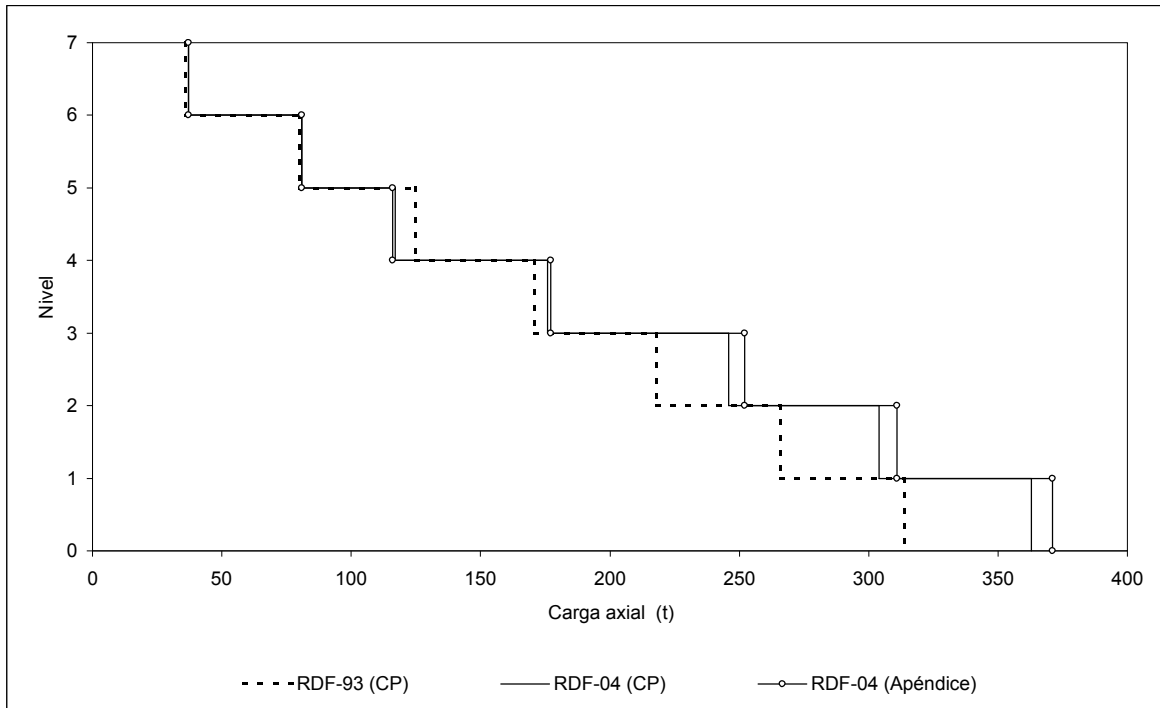


Fig 5.9- Comparación de las cargas axiales últimas de las columnas exteriores del eje 2, estructuras de 7 niveles diseñadas en la zona sísmica II

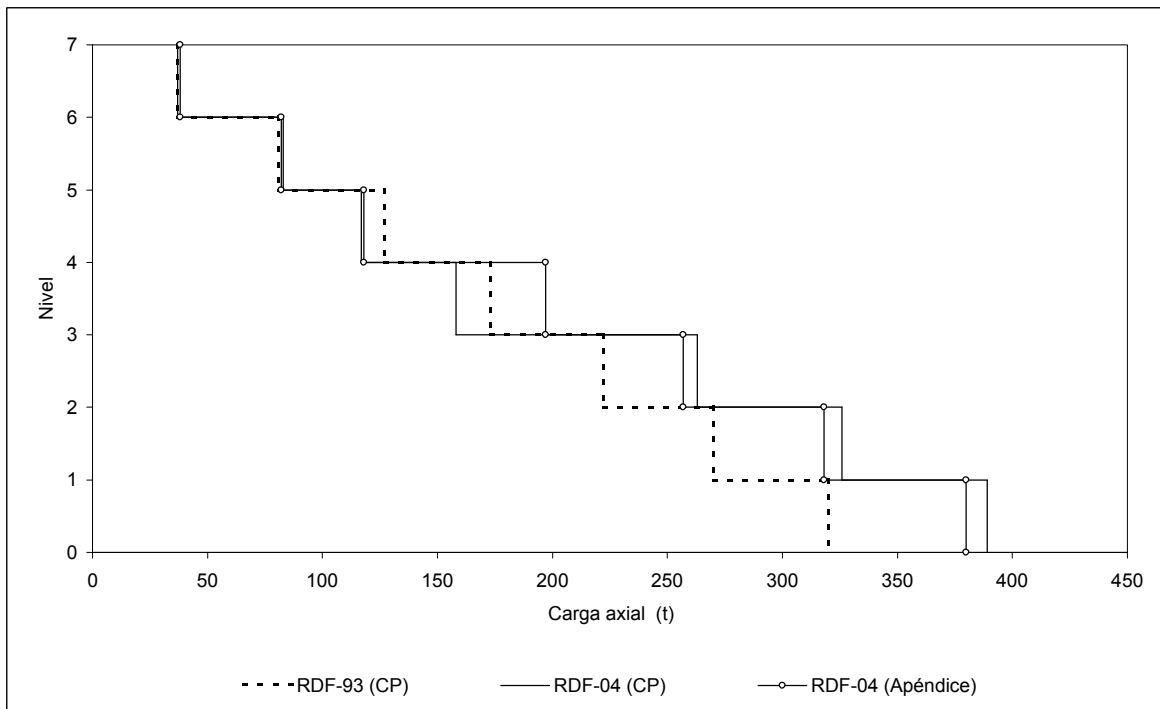


Fig 5.10- Comparación de las cargas axiales últimas de las columnas exteriores del eje 2, estructuras de 7 niveles diseñadas en la zona sísmica III

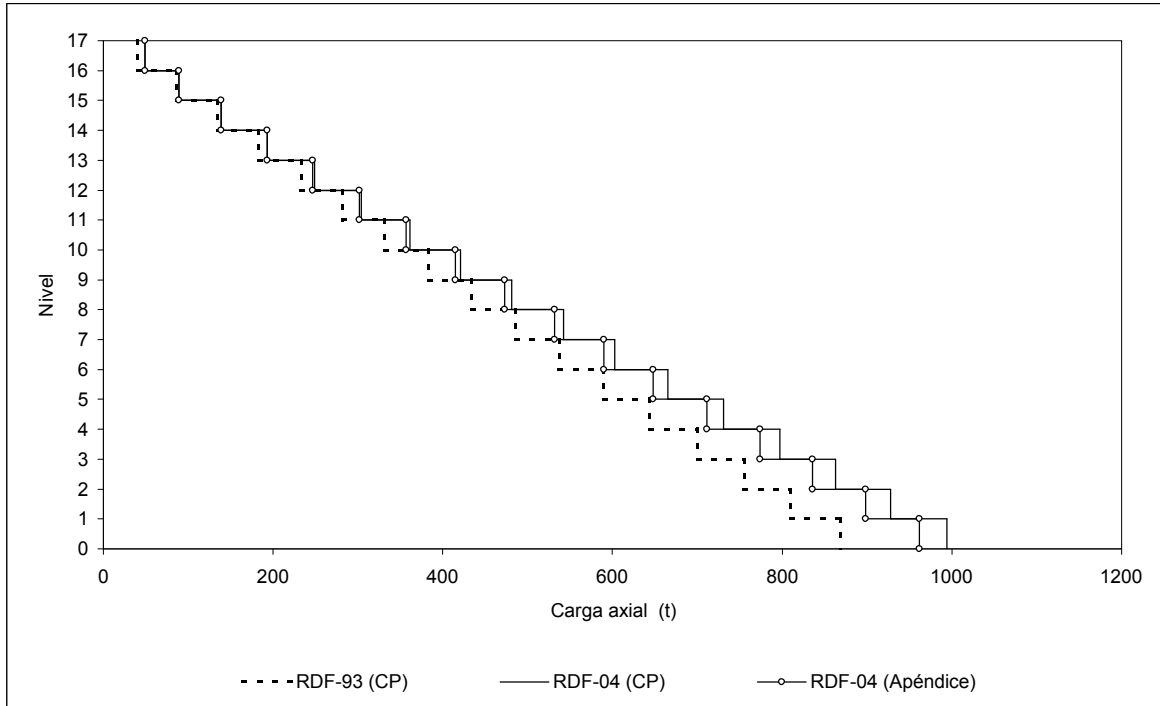


Fig 5.11- Comparación de las cargas axiales últimas de las columnas exteriores del eje 2, estructuras de 17 niveles diseñadas en la zona sísmica II

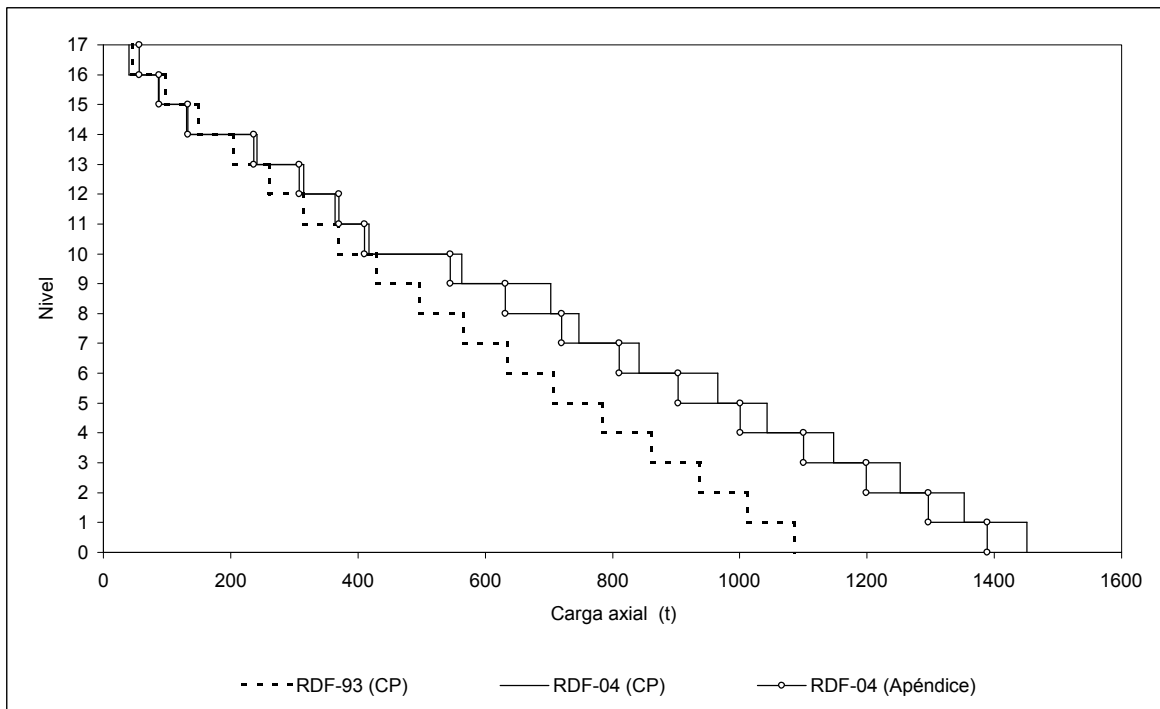


Fig 5.12- Comparación de las cargas axiales últimas de las columnas exteriores del eje 2, estructuras de 17 niveles diseñadas en la zona sísmica III

## Capítulo 6

# CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1 Conclusiones

El objeto de este trabajo fue calcular y comparar la respuesta sísmica elástica e inelástica de edificios de 7 y 17 niveles a base de marcos de concreto reforzado con elementos no estructurales desligados de la estructura principal diseñados con un factor de comportamiento sísmico  $Q=4$ , de acuerdo a las especificaciones de los cuerpos principales de las NTC-Sismo del RDF-93 y RDF-04, así como también según los requerimientos del Apéndice A de las NTC-Sismo del nuevo Reglamento; los edificios en cuestión se diseñaron para las condiciones sísmicas de suelo de transición y compresible del Valle de México.

El análisis estructural y diseño de estas estructuras se realizó con el programa de cómputo ETABS, utilizando los espectros de diseño de las zonas sísmicas de transición y compresible. Para hacer los análisis dinámicos paso a paso elásticos e inelásticos se empleó el programa DRAIN-2DX y los acelerogramas VIVE-EW-85, ROMA-EW-85 y SCT-EW-85, representativos de las zonas sísmicas II y III del Distrito Federal.

Con base en los análisis dinámicos modales espectrales, considerando comportamiento tridimensional, se proporcionó la seguridad estructural que especifican las NTC-Sismo de los dos Reglamentos, cumpliendo con los estados límite de servicio y de falla; con base en estos análisis se puede establecer lo siguiente:

- Debido a la regularidad y simetría de las estructuras, las respuestas sísmicas de las direcciones “X” y “Y” son prácticamente iguales; si acaso, las estructuras son algo más rígidas en la dirección “X”, debido a la presencia de las vigas secundarias en dicha dirección.
- Los edificios diseñados ante las fuerzas laterales del espectro de la zona sísmica III, independientemente del Reglamento, resultan más rígidos que los diseñados con el espectro de la

zona II, siendo más clara las diferencias con los resultados de los periodos de las estructuras para los edificios de 17 niveles.

- De acuerdo a lo anterior, las dimensiones resultantes de los elementos estructurales de los edificios diseñados bajo las condiciones de la zona sísmica III son mayores, con respecto de las estructuras diseñadas en la zona II, para el mismo nivel de deformaciones laterales permisibles.
- Para satisfacer el estado límite de servicio, como primer paso, las estructuras fueron dimensionadas para cumplir el nivel de deformaciones laterales de entrepiso  $\gamma_{perm.} \leq 0.012$ ; en una segunda etapa, posteriormente hubo la necesidad de incrementar las dimensiones de algunas vigas y columnas, para cumplir con el estado límite de falla (resistencias), resultando lo siguiente:
  - En los edificios de 7 niveles, para las distintas condiciones de diseño, las principales diferencias en dimensiones se tienen en las columnas; en los diseños de las estructuras de 17 niveles las diferencias en dimensiones de vigas son más importantes.
  - Los edificios diseñados para las condiciones de una misma zona sísmica resultan con iguales dimensiones al emplear los espectros de diseño de los cuerpos principales de las NTC-Sismo del RDF-93 y RDF-04, así como también con el Apéndice A de las nuevas Normas; los cambios radican, principalmente, en las cuantías de acero de refuerzo de los armados.

Después de que se hicieron los diseños de las estructuras, tomando en cuenta los efectos sísmicos los de las cargas verticales y los requerimientos de los códigos correspondientes, se procedió a realizar los análisis dinámicos paso a paso elásticos e inelásticos, llegándose a las siguientes conclusiones:

- Las estructuras diseñadas en la zona sísmica II tienen periodos de vibración localizados por encima de la fase intensa del espectro de respuesta del registro VIVE-EW-85; con respecto del espectro de respuesta del acelerograma ROMA-EW-85, los edificios de 7 niveles tienen un periodo fundamental de vibración que cae en la región de mayores ordenadas espectrales; para efectos de diseño en la práctica es conveniente que se evite esta situación. Los edificios de 17 niveles resultan con periodos alejados de dicha región para ambos registros de suelo de transición. Los edificios de 7 niveles diseñados en la zona sísmica de suelo compresible tienen periodos cortos con respecto de la fase intensa del espectro de respuesta correspondiente al registro SCT-EW-85; sin embargo, el periodo fundamental de vibración de las estructuras de 17 niveles se localiza cercano a la región del periodo dominante para el espectro de dicha zona; nuevamente se recomienda para efectos de diseño en la práctica evitar esta situación.
- Las estructuras de 7 niveles diseñadas según las condiciones de la zona sísmica II y analizadas ante el acelerograma VIVE-EW-85, representativo de la zona de transición, se mantuvieron en el rango elástico; las estructuras de 17 niveles dimensionadas para las condiciones de la zona sísmica II y bajo el registro VIVE-EW-85, presentan un ligero comportamiento inelástico, formándose articulaciones plásticas exclusivamente en algunas vigas.

- Las estructuras diseñadas con los requerimientos de la zona de transición y analizadas bajo los efectos del acelerograma ROMA-EW-85, presentaron el comportamiento inelástico más importante entre los edificios de 7 niveles, con rótulas plásticas en muchas vigas y algunas columnas, sin llegar a formarse el mecanismo de falla; en las estructuras de 17 niveles la tendencia de la formación de fluencias es exclusivamente en vigas.
- En las estructuras que se diseñaron para la zona sísmica compresible, se observan deformaciones inelásticas tanto en elementos vigas como en algunas columnas. En el caso de las estructuras de 7 niveles las articulaciones plásticas en columnas son exclusivas de los extremos inferiores de la planta baja, por lo que la tendencia del mecanismo de falla es del tipo columna fuerte – viga débil. En el caso de las estructuras de 17 niveles se llegan a presentar algunas rótulas plásticas en niveles distintos a la planta baja, pero lejos para formarse un mecanismo de falla frágil en algún entrepiso; las demandas máximas de ductilidad en éstas columnas resultan bajas, controlables desde el punto de vista del diseño práctico.
- Al existir fluencia en algunos elementos estructurales, se presenta cierto nivel de daños, principalmente en las estructuras diseñadas en zona III; lo anterior se comprueba al revisar los resultados de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso cuando se tiene comportamiento inelástico, así como también las respuestas de las combinaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea.
- Con base en los resultados de las historias de las fuerzas cortantes actuantes de las vigas y columnas de todos los casos de las estructuras de este estudio, se verifica que no se sobrepasa la capacidad disponible, tal que se garantiza que se tendrá un comportamiento dúctil, y, por lo tanto, una adecuada redistribución de esfuerzos, según se vayan presentando las fluencias en la historia del tiempo.
- Los análisis paso a paso en el rango no lineal de las estructuras con efectos de las sobre-resistencias, muestran una disminución importante en la cantidad de fluencias que se forman en las estructuras, así como también en la amplitud de la demanda de ductilidad de dichas rótulas.
- El comportamiento inelástico observado por las estructuras de 7 niveles no presenta una diferencia significativa al comparar la cantidad de rótulas plásticas que se forman ante la acción los registros de los acelerogramas utilizados, independientemente del código de diseño empleado. Sin embargo, se puede apreciar una disminución en las demandas de ductilidad local en las estructuras diseñadas con base en el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 para las estructuras desplantadas en suelo de transición; mientras que las estructuras diseñadas en zona compresible presentan las menores demandas de ductilidad cuando el diseño se realizó con base en el cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-04.
- Las estructuras de 17 niveles que se diseñaron en la zona sísmica II presentan una menor cantidad de rótulas plásticas, así como de demandas de ductilidad local en sus miembros, cuando fueron diseñadas con base en el cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-93 con respecto de que cuando se diseñaron con las NTC-Sismo del RDF-04, independientemente de si se utiliza el cuerpo principal o el Apéndice A. Las estructuras desplantadas en la zona sísmica III presentan una

cantidad semejante de rótulas plásticas en sus elementos, independientemente del código de diseño utilizado; sin embargo, para estas estructuras las demandas de ductilidad que se presentan son menores en las estructuras diseñadas con espectros del cuerpo principal de las NTC-Sismo del RDF-04. Las observaciones de los resultados expresados sobre formación de fluencias y demandas de ductilidad local, se aplican tanto a los análisis con resistencias nominales como a los que consideran los efectos de las sobre-resistencias.

### 6.2 Recomendaciones

Para lograr un diseño estructural adecuado de acuerdo a las consideraciones de las zonas sísmicas del Valle de México, es muy importante conocer las propiedades del suelo en que se piensa construir; lo anterior permitirá no tener construcciones expuestas a grandes aceleraciones.

El refuerzo transversal proporcionado para lograr el confinamiento del núcleo de concreto de las columnas y vigas que especifican las NTC-Concreto del RDF-93 y RDF-04, en su capítulo de marcos dúctiles, es lo suficientemente adecuado para que no ocurran fallas frágiles, y así garantizar que rijan los modos de falla dúctiles, para tener la suficiente capacidad de rotación en los miembros estructurales en que se van presentando las articulaciones plásticas; se debe tener mucho cuidado en el cálculo del acero longitudinal y transversal de las vigas y columnas, así como también, en los detalles de los refuerzos y en las conexiones viga-columna. Las consideraciones de los efectos de sobre-resistencias son muy importantes.

Se recomienda ampliar este tipo de estudios en edificios con condiciones diferentes de estructuración, para fines de comprender mejor el comportamiento que éstos presentan ante los sismos intensos, y así poder llegar a recomendaciones de uso más general. En este tipo de trabajos debería revisarse, también, las ventajas y desventajas de utilizar factores de comportamiento sísmico ( $Q$ ) altos con daños probables elevados, o utilizar factores  $Q$  más pequeños, pero con daños menores para un mismo nivel de deformaciones laterales permisibles. Además de revisar las respuestas sísmicas desarrolladas, debería ponerse más atención en los costos iniciales y costos posibles de rehabilitación para llegar a proponer un criterio que sea razonable y congruente.

## Referencias

1. Franz Sauter, "Fundamentos de Ingeniería Sísmica I. Introducción a la Sismología", Editorial Tecnológica de Costa Rica (1989)
2. Wilson E and Habibullah Ashraf, "ETABS: Extended Three dimensional Analysis of Building System", Computer and Structures, Inc., California, EEUU (1993)
3. Kanaan A E and Powell G H, "Drain-2D: Inelastic dynamic response of plane structures", Universidad de California, Berkeley (1973), adaptado a P C por J N Dyer, Instituto de Ingeniería, UNAM (1990)
4. Park R y Paulay T, "Estructuras de Concreto Reforzado", Editorial Limusa, México, D.F. (1996)
5. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF-93)", DDF, México, D.F. (1995)
6. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF-94)", México, D.F. (2004)
7. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del RDF-93", DDF, México, D.F. (1996)
8. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del RDF-04", México, D.F. (2004)
9. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RDF-93", DDF, México, D.F. (1996)
10. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RDF-04", México, D.F. (2004)
11. Meli R y Rodríguez M, "Gráficas de Interacción para Diseño de Columnas de Concreto Reforzado", Publicación 428, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
12. Bazán E y Meli R, "Manual de Diseño Sísmico de Edificios", Editorial Limusa, México D.F. (1986)
13. Meli R, "Diseño Estructural", Editorial Limusa, México D.F. (1987).
14. De Buen y López O y Esteva L "Apuntes de Diseño Estructural", Facultad de Ingeniería, UNAM, México D.F. (1995)
15. Gere J y Timoshenko S, "Mecánica de Materiales", Grupo Editorial Iberoamérica, Segunda edición, México, D.F. (1986)
16. Avila J A y Hernández P, "Variación de la respuesta inelástica de un edificio diseñado con diferentes factores de comportamiento sísmico ( $Q$ ) con y sin efectos de sobre-resistencias", Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F. (1997)
17. Luis Montoya E, "Comparación de la respuesta sísmica inelástica de edificios de 7 y 17 niveles diseñados en zonas de transición y compresible del D.F.", Tesis de licenciatura en Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM, (1997)

## Notación

a	Ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico
$A_c$	Área transversal del núcleo de la columna
$A_g$	Área de la sección bruta de la columna
$A_s^+$	Área de acero a compresión
$A_s^-$	Área de acero a tensión
$A_{s_{bal}}$	Área de acero balanceada
$A_{s_h}$	Suma de áreas del acero transversal conformada por estribos y grapas
$A_v$	Área de refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia "s"
b	Ancho de la viga, dimensión transversal menor de la columna
$b_e$	Ancho efectivo del nudo
c	Coefficiente sísmico
C	Coefficiente de amortiguamiento
d	Peralte efectivo
E	Modulo de elasticidad
F	Carga horizontal sobre una masa
$f'_c$	Resistencia del concreto
$F_A$	Vector de fuerzas de amortiguamiento
$F_i$	Fuerza sísmica aplicada al nivel "i"
$F_I$	Vector de fuerzas de inercia
$F_R$	Vector de fuerzas en las columnas
$F_R$	Factor de resistencia
$f_y$	Esfuerzo de fluencia del acero
$f_{su}$	Esfuerzo último del acero
g	Aceleración de la gravedad



## Notación

---

H	Altura libre
h	En vigas peralte total, en columnas dimensión transversal mayor
$h_c$	Dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área $A_{S_h}$
$h_i$	Altura de entrepiso
I	Momento de inercia
K	Rigidez lateral de entrepiso (fuerza cortante / desplazamiento lateral relativo)
L	Claro del elemento estructural
$l_c$	Longitud de zona crítica
$l_p$	Longitud equivalente de articulación plástica
$M_i, m_i$	Masa del nivel "i"
$m_r$	Masa rotacional
$m_t$	Masa traslacional
$M_R$	Momento flexionante resistente
$M_u$	Momento flexionante último
$M_y$	Momento de fluencia a la flexión
q	Constante de cálculo
P	Carga axial
p	Porcentaje de acero longitudinal
$P_R$	Carga normal resistente de diseño
$P_{RO}$	Carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$
$P_{RX}$	Carga axial resistente de diseño, aplicada con una excentricidad $e_x \neq 0$
$P_{RY}$	Carga axial resistente de diseño, aplicada con una excentricidad $e_y \neq 0$
$p_u$	Carga axial última
Q	Factor de comportamiento sísmico
r	Exponente para calcular la ordenada del espectro de aceleraciones que depende de la zona sísmica; espesor del recubrimiento de una sección transversal
S	Respuesta total del sistema
$s, s_{est.}$	Separación entre estribos
$S_i$	Respuesta máxima del sistema a una sollicitación en cada modo de vibración
T	Periodo natural de vibración de la estructura
$T_a, T_b$	Periodos característicos de los espectros de diseño
u	vector de desplazamiento de entrepiso
u	vector de velocidad de entrepiso
$\ddot{u}$	vector de aceleraciones de entrepiso
$V_0$	Fuerza cortante basal
$V_{CR}$	Resistencia del concreto al cortante

---

$V_{SR}$	Resistencia del acero transversal al cortante
$V_R$	Resistencia al cortante
$V_u$	Fuerza cortante última
$W_0$	Peso total del edificio
$W_i$	Peso del nivel "i"
$Y_{in}(t)$	Desplazamiento máximo en el nivel "i" del modo "n" en el instante "t"
$\alpha, \beta_0$	Constantes de proporcionalidad de la matriz de amortiguamiento: $[C] = \alpha [M] + \beta_0 [K]$
$\Delta$	Desplazamiento lateral
$\Delta_e$	Deformación elástica límite
$\Delta_{ri}$	Desplazamiento lateral relativo de entrepiso
$\Delta_u$	Deformación última
$\epsilon_{cu}$	Deformación última del concreto
$\epsilon_{sh}$	Deformación que marca el inicio del endurecimiento por deformación del acero
$\epsilon_{su}$	Deformación última del acero
$\gamma_{perm.}$	Valor permisible del desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso
$\phi$	Diámetro
$\phi_{in}$	Factor que define la escala a la que interviene el modo "n" en el movimiento del nivel "i"
$\phi_{máx}$	Curvatura máxima
$\phi_p$	Curvatura plástica
$\phi_y$	Curvatura de fluencia
$\varphi$	Porcentaje del amortiguamiento viscoso crítico
$\mu_G$	Factor de ductilidad global
$\mu_L$	Demanda de ductilidad local
$\theta_p$	Rotación plástica
$\rho_s$	Esfuerzo de fluencia del acero transversal
$\nu$	Módulo de Poisson

## Apéndice A

### A.1 Características del programa ETABS

- Generalidades

El ETABS (Extended Three dimensional Analysis of Building System) es un programa de cómputo para análisis tridimensional de estructuras tipo edificios, suponiendo un comportamiento elástico lineal.

Permite realizar un análisis estructural rápido y fácil de edificios de cualquier tipo de geometría, como las estructuras que se estudian en este trabajo. Otras ventajas que ofrece son la facilidad para generar información, así como el uso de post-procesadores de graficación de datos y resultados que hacen posible visualizar el comportamiento de la estructura; tiene también post-procesadores para el diseño de concreto reforzado (CONKER) y de acero estructural (STEELER).

La estructura se modela como un ensamble de marcos verticales y muros de cortante interconectados por los sistemas de piso, que se suponen diafragmas infinitamente rígidos en su plano.

El sistema estructural puede estar formado por vigas, columnas, diagonales y muros tipo paneles. Considera los efectos de las deformaciones por flexión, por cortante y axiales. El programa admite cargas verticales y laterales, y combinaciones de las mismas. Puede realizar análisis de tipo estático, dinámico modal espectral, y dinámico paso a paso con acelerogramas. Toma en cuenta la participación de los nudos en la rigidez de la estructura, así como también los efectos de segundo orden (P- $\Delta$ )

Los resultados proporcionados son: periodos y configuraciones modales, factores de participación, desplazamientos, distorsiones y elementos mecánicos en miembros estructurales.

- Preparación de datos

Se fijan los tamaños de los elementos del sistema estructural (columnas, traveses, diagonales y muros), así como su localización. Es necesario contar con un croquis de la planta tipo o plantas del edificio, seleccionar un sistema de ejes globales, e indicar las coordenadas de las líneas de columnas y las crujeas (conectividades entre dos líneas de columnas). Se pueden tener columnas ficticias para obtener elementos mecánicos en puntos adicionales de interés y/o modelar condiciones estructurales especiales.

Se deben definir las dimensiones de la estructura en general (alturas de entrepisos y claros entre columnas). Posteriormente se establecen los tipos de carga y sus valores.

Para fines de determinar las respuestas dinámicas, es necesario proporcionar los datos de las masas traslacional y rotacional, así como la posición del centro de masa de cada piso. Por ejemplo, las masas traslacional y rotacional para una planta de forma rectangular, se obtienen con:

$$m_t = \frac{W_i}{g}$$

$$m_r = m_t \left( \frac{a^2 + b^2}{12} \right)$$

donde:

$m_t$  = Masa traslacional del nivel "i" ( $\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}$ )

$W_i$  = Peso de cada nivel, que incluye el peso del sistema de piso y el peso de los elementos estructurales (vigas principales y secundarias, columnas, diagonales y muros) (kg)

$g$  = Aceleración de la gravedad ( $9.81 \text{ m/s}^2$ )

$m_r$  = Masa rotacional del nivel "i" ( $\text{kg} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2$ )

$a$  = Dimensión longitudinal de la planta (m)

$b$  = Dimensión transversal de la planta (m)

Se pueden proporcionar las cargas laterales para hacer análisis sísmicos estáticos; para el análisis dinámico modal espectral se debe contar con los espectros de diseño. Finalmente, se pueden realizar análisis para diseño, haciendo combinaciones de cargas. El efecto del peso propio

de los elementos estructurales puede sumarse al de las cargas verticales actuantes en los claros de las vigas.

Los archivos de datos se crean con un editor de textos, con formato libre. Debe de haber consistencia en las unidades utilizadas. Para utilizar los post-procesadores de diseño de concreto ó acero (CONKER ó STEELER) se debe trabajar con las mismas unidades.

## **A.2 CONKER: Post-procesador de diseño de estructuras de concreto reforzado**

El CONKER es un post-procesador para diseñar elementos de concreto reforzado, utilizando los resultados del análisis tridimensional estático y/o dinámico realizado con el programa ETABS.

Considera las diferentes combinaciones de carga y diseña para la más crítica; permite diseñar los elementos de concreto de acuerdo a tres diferentes reglamentos (ACI 318-89, CAN3-A23.2-M84, UBC91). Maneja los siguientes sistemas de unidades: sistema inglés (pulgada-kip-segundo), sistema métrico MKS (metro-kilogramo fuerza-segundo) y el sistema internacional (metro-kilo Newton-segundo).

Para el diseño por sismo, maneja tres condiciones, dependiendo del área de riesgo sísmico: se deben de satisfacer requisitos especiales de marcos dúctiles cuando se diseña en una zona de alto riesgo sísmico; para estructuras desplantadas en zona de riesgo sísmico moderado, se debe de cumplir con requisitos que garanticen el trabajo adecuado de los marcos resistentes; y, finalmente, los requisitos generales normales para las estructuras donde el riesgo sísmico no existe o es mínimo. El programa toma en cuenta los factores de reducción de resistencia del código, o puede tomarlos igual a la unidad.

Para columnas, el CONKER calcula el acero de refuerzo longitudinal requerido. Las secciones transversales pueden ser cuadradas, rectangulares y circulares. Para revisar la capacidad biaxial de la columna, el programa genera una superficie de interacción para cada miembro. Durante el proceso se toman en cuenta los efectos de esbeltez, considerando los factores de amplificación de los momentos flexionantes como lo especifica el código. También diseña el área de acero de refuerzo transversal necesario en columnas.

El diseño de viga se hace por flexión y cortante a lo largo de su claro, en cinco secciones de su longitud (extremos y a cada L/4 partes iguales). Se pueden tener secciones rectangulares o tipo T. Además se revisan por cortante las uniones viga-columna.

En el diseño de marcos dúctiles, la revisión de cortante en columnas, vigas y uniones viga-columna se hace de acuerdo al criterio de la capacidad probable a la flexión. El programa revisa la relación de la capacidad del momento flexionante de la viga con respecto de la capacidad de momento en la columna con el fin de evitar fallas frágiles.

El programa CONKER constituye una herramienta valiosa para agilizar el diseño de los elementos estructurales. En este trabajo se empleó para determinar las áreas de acero longitudinal de las vigas y columnas, y se comparó con los cálculos realizados en forma manual. Para los cálculos manuales se aplicaron las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RDF-93 y RDF-04, mientras que los diseños del CONKER se basaron en el reglamento del ACI-89. Los resultados con ambos códigos fueron similares para fines prácticos.

### A.3 Características generales del programa DRAIN-2DX

El programa DRAIN-2DX permite determinar la respuesta dinámica inelástica de estructuras planas con cualquier configuración ante un movimiento del terreno, descrito por un acelerograma dado, con componentes horizontal y vertical.

Para llevar a cabo la modelación de una estructura es necesario tener en cuenta las siguientes características del DRAIN-2DX:

- La estructura se idealiza como un sistema plano de elementos estructurales conectados por nudos.
- Cada nudo tiene tres posibles grados de libertad: desplazamientos horizontal y vertical, y giro.
- Pueden especificarse desplazamientos nulos o idénticos en diferentes nudos, lo cual reduce el número de ecuaciones por resolver, y por tanto también el tiempo de solución.
- Se pueden considerar excitaciones sísmicas independientes en direcciones horizontal o vertical.
- Antes de la aplicación de las cargas dinámicas se pueden aplicar cargas estáticas, pero bajo la acción de éstas sólo se considera comportamiento elástico.
- Los efectos  $P-\Delta$  se incluyen en el programa modificando la rigidez geométrica de los miembros estructurales, mediante una aproximación lineal de los efectos no lineales producto de grandes desplazamientos.
- Las coordenadas y desplazamientos de los nudos se definen con respecto de un sistema global derecho, con los ejes "X" y "Y" en el plano de la estructura.
- La estructura puede estar constituida por los siguientes elementos estructurales: viga, viga-columna, panel, armadura y conexiones semirígidas.

La respuesta dinámica se determina por la integración numérica paso a paso de las ecuaciones de movimiento con el método descrito al inicio de este trabajo. Para modelar los efectos del amortiguamiento viscoso, el DRAIN-2DX adopta el criterio de Rayleigh, en el cual la matriz de amortiguamiento se obtiene sumando la matriz de masas ( $M$ ) y la de rigideces iniciales ( $K_i$ ), afectando la primera con el factor  $\alpha$  y la segunda con el factor  $\beta_0$ , como se indica en la siguiente ecuación:

$$[C] = \alpha[M] + \beta_0 [K_i]$$

Los factores de proporcionalidad  $\alpha$  y  $\beta_0$  se obtienen con las siguientes expresiones:

$$\alpha = \frac{4\pi\phi}{T_1 + T_2} \quad \beta = \frac{T_1 T_2 \phi}{\pi(T_1 + T_2)}$$

donde:

$\phi$  = Porcentaje de amortiguamiento viscoso crítico para el primer y segundo modos de vibración

$T_1$  = Periodo del primer modo de vibración lateral en la dirección del marco

$T_2$  = Periodo del segundo modo de vibración lateral en la dirección del marco

En este trabajo se consideró un porcentaje de amortiguamiento viscoso crítico de 5 por ciento ( $\phi = 5\%$ ), típico de estructuras de concreto reforzado; el incremento de tiempo ( $\Delta t$ ) adoptado para la integración paso a paso de las ecuaciones de movimiento fue de 0.02 s, igual que el intervalo de digitación de los acelerogramas utilizados.

Para modelar los marcos de este trabajo se emplearon elementos viga-columna para las columnas y los elementos viga para los miembros estructurales de este tipo; las principales características de dichos elementos son:

- Se orientan en cualquier dirección en el plano "X-Y".
- Pueden tener rigidez a flexión, carga axial, y cortante. Pueden tener deformaciones axiales, por flexión y por cortante.
- Los elementos de sección transversal variable se pueden definir por medio de los coeficientes de rigidez.
- Es posible considerar la interacción entre carga axial y momento flexionante en los elementos columna.
- En el caso de las vigas la articulación plástica se forma cuando el momento flexionante actuante alcanza el momento de fluencia; mientras que, en las columnas cuando alguna combinación de

momento flexionante y carga axial, llega a la frontera de la superficie del diagrama de interacción correspondiente.

- Las articulaciones plásticas se forman en los extremos de los elementos definidos.
- La etapa de endurecimiento por deformación del acero se puede modelar considerando que la gráfica esfuerzo-deformación consiste en una componente elástica y otra elastoplástica superpuestas (fig A3.1); las articulaciones plásticas en la componente elastoplástica fluyen bajo momento constante, mientras que en la componente elástica el momento continúa creciendo en forma lineal.
- Se pueden tener hasta tres tipos de diagramas de interacción. En este trabajo se emplean dos, el que corresponde a vigas (fig A3.2), y el que corresponde a columnas de concreto reforzado (fig A3.3).
- Los momentos flexionantes de fluencia pueden ser diferentes en los dos extremos de cada elemento estructural.
- Las cargas estáticas se toman en cuenta especificando fuerzas aplicadas en los extremos de los miembros, previamente al análisis dinámico paso a paso.
- Los efectos de los grandes desplazamientos ( $P-\Delta$ ) se consideran incluyendo en el análisis la rigidez geométrica.

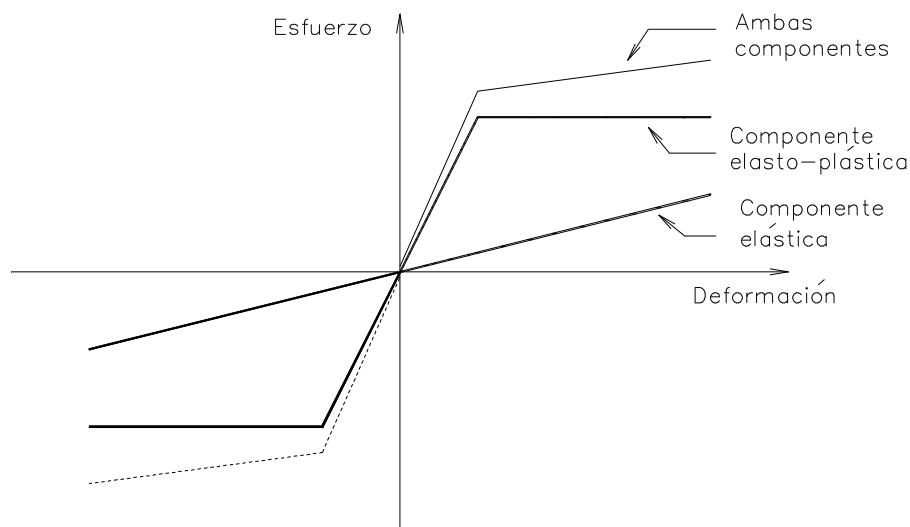


Fig A3.1 - Descomposición de la relación esfuerzo-deformación



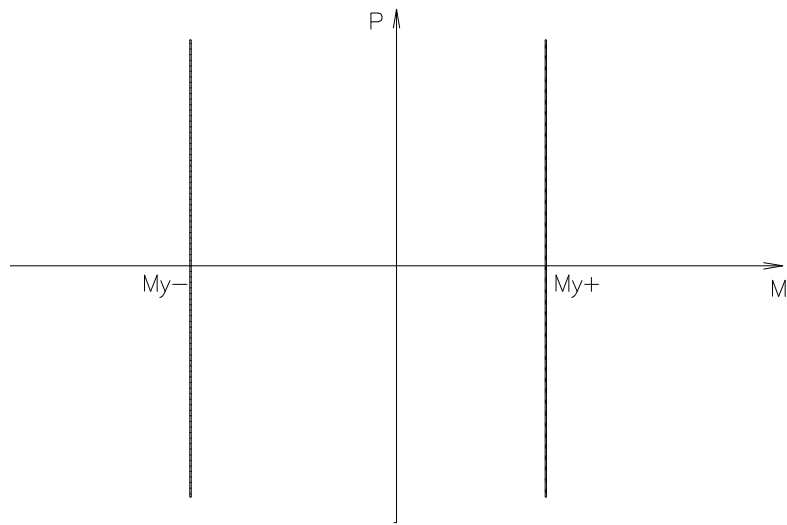


Fig A3.2 - Diagrama de interacción para vigas

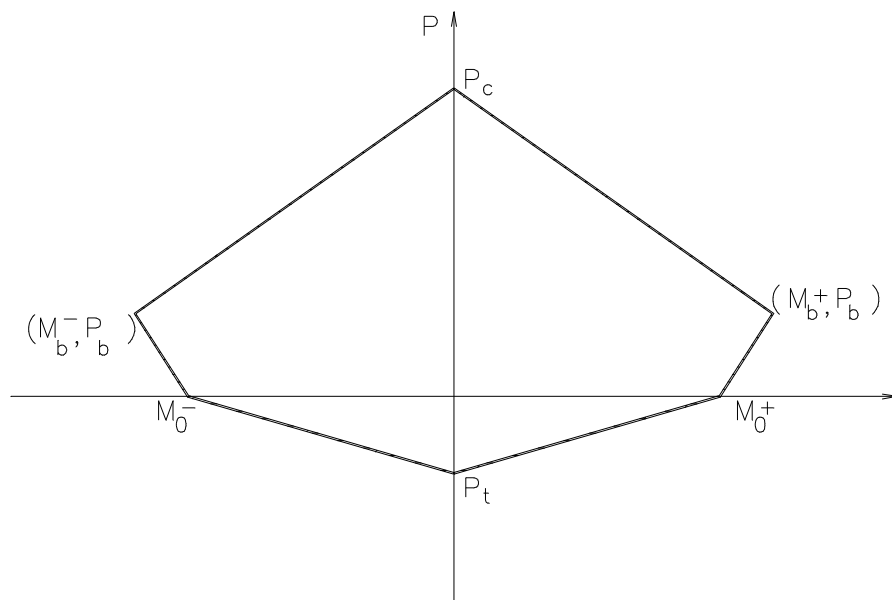


Fig A3.3 - Superficie de interacción para columnas de concreto reforzado

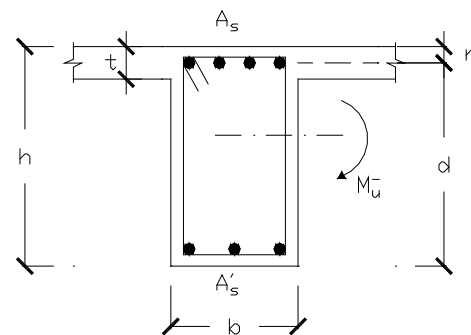
## Apéndice B

### B.1 Diseño de una viga tipo

Con el fin de verificar los resultados obtenidos del post-procesador de diseño CONKER, se realizó en forma manual el diseño del extremo izquierdo de la viga B28 del primer nivel del eje 2 de la estructura de 7 niveles desplantada en la zona sísmica II (ver fig 3.3), con base en los elementos mecánicos últimos del análisis con el RDF-93.

#### Dimensiones:

$$\begin{aligned} b &= 35 \text{ cm} \\ h &= 70 \text{ cm} \\ r &= 5 \text{ cm} \\ L &= 8.00 \text{ m} \end{aligned}$$



#### Elementos mecánicos últimos:

$$\begin{aligned} M_{u+} &= 31 \text{ t-m} \\ M_{u-} &= 61 \text{ t-m} \\ V_u &= 28 \text{ t} \end{aligned}$$

#### Requisitos geométricos ( $Q=4$ ):

$$L \geq 4d \quad \Rightarrow \quad 8 \text{ m} > 4 \cdot 0.65 \text{ m} = 2.60 \text{ m} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$\frac{L}{b} \leq 30 \quad \Rightarrow \quad \frac{8}{0.35} = 22.86 < 30 \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$\frac{h}{b} < 3 \quad \Rightarrow \quad \frac{70}{35} = 2 < 3 \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$b \geq 25\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 35\text{ cm} > 25\text{ cm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Refuerzo longitudinal:

- Diseño como viga simplemente armada

$$A_{s_{\text{mín}}} \geq \begin{cases} \frac{0.7\sqrt{f'_c}bd}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{250} * 35 * 65}{4200} = 6.00\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Rige} \\ 2\#4 = 2.54\text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75\rho_{\text{bal.}} = 0.75 \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = 0.75 \frac{170}{4200} \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.014286$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = \rho_{\text{máx}} bd = 0.014286 * 35 * 65 = 32.50\text{cm}^2$$

$$q_{\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} \frac{f_y}{f'_c} = 0.3529$$

$$M_{R_{\text{máx}}} = F_R b d^2 f'_c q_{\text{máx}} (1 - 0.5q_{\text{máx}})$$

$$M_{R_{\text{máx}}} = 0.9 * 35 * 65^2 * 170 * 0.3529 * (1 - 0.5 * 0.3529) = 65.75\text{ t-m}$$

- Cálculo del área de refuerzo longitudinal para momento negativo,  $M_U^- = 61\text{ t-m}$   
 Como  $M_U^- = 61\text{ t-m} < M_{R_{\text{máx}}} = 65.75\text{ t-m}$  se diseña como simplemente armada

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) \quad F_R = 0.9$$

$$61 \times 10^5 = 0.9(35)(65)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$0.5q^2 - q + 0.2696 = 0 \Rightarrow \begin{cases} q_1 = 0.3212 \\ q_2 = 1.6788 \end{cases} \Rightarrow \text{se emplea el valor de la raíz menor } q_1$$

El porcentaje de acero es: 
$$\rho = \frac{qf_c''}{f_y} = \frac{0.3212(170)}{4200} = 0.013001$$

Por lo tanto, el área de acero necesaria es:

$$A_s = \rho b d = 0.013001(35)(65) = 29.58 \text{ cm}^2, \text{ tal que}$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 6.00 \text{ cm}^2 < A_s = 29.58 \text{ cm}^2 < A_{s_{\text{máx}}} = 32.50 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

La cantidad de área de acero según el diseño con el programa CONKER fue de: 28.44 cm<sup>2</sup>, prácticamente igual al valor calculado de forma manual.

- Cálculo del área de refuerzo longitudinal para momento positivo,  $M_u^+ = 31 \text{ t-m}$   
 Como  $M_u^+ = 31 \text{ t-m} < M_{R_{\text{máx}}} = 65.75 \text{ t-m}$  se diseña como simplemente armada

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad F_R = 0.9$$

$$31 \times 10^5 = 0.9(35)(65)^2(170)q(1 - 0.5q)$$

$$0.5q^2 - q + 0.137017 = 0 \Rightarrow \begin{cases} q_1 = 0.1480 \\ q_2 = 1.8520 \end{cases} \Rightarrow \text{se emplea el valor } q_1 \text{ (raíz menor)}$$

Así, el porcentaje de acero es: 
$$\rho = \frac{qf_c''}{f_y} = \frac{0.1480(170)}{4200} = 0.005989$$

Por lo tanto, el área de acero necesaria es:

$$A_s = \rho b d = 0.005989(35)(65) = 13.63 \text{ cm}^2, \text{ tal que}$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 6.00 \text{ cm}^2 < A_s = 13.63 \text{ cm}^2 < A_{s_{\text{máx}}} = 32.50 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

Con el programa CONKER se obtuvo 13.22 cm<sup>2</sup>, prácticamente igual al resultado con el diseño manual.

Los momentos resistentes obtenidos después de revisar la viga como elemento estructural doblemente armado se presentan en la tabla B.1; los valores últimos actuantes son menores a las resistencias disponibles.

Tabla B.1- Momentos resistentes y últimos del extremo izquierdo de la viga B28, del nivel 1 del eje 2 de la estructura de 7 niveles diseñada en la zona sísmica II

	$M_R$ (t-m)	$M_u$ (t-m)
$M^-$ (t-m)	73.60	61.00
$M^+$ (t-m)	35.02	31.00

**Refuerzo transversal por fuerza cortante y confinamiento:**

En los extremos de las vigas de longitud “2d”, asumiendo estribos cerrados del #3, se obtiene que la separación del refuerzo transversal por confinamiento es la menor de:

$$s_{est.} \leq \begin{cases} 0.25d = 16.25 \text{ cm} \\ 8\phi \text{ de la varilla más delgada} = 8(1.59) = 12.72 \text{ cm} \Rightarrow \text{Rige E\#3 @ 12.5 cm} \\ 24\phi \text{ estribo} = 24(0.95) = 22.81 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- Cálculo de la resistencia al cortante del concreto,  $V_{CR}$

$$\frac{L}{h} = 11.43 > 5 \quad \text{y} \quad p = 0.013 \quad \Rightarrow \quad V_{CR} \text{ se calcula con la siguiente ecuación:}$$

$$V_{CR} = 0.5F_R b d \sqrt{f'_c} = 0.5(0.6)(35)(65)\sqrt{200} = 9,652 \text{ kg}$$

$$F_R = 0.6 \text{ (marcos dúctiles, } Q=4)$$

Se revisa que las dimensiones cumplan los siguientes requisitos, y en caso de no satisfacerlos es necesario reducir  $V_{CR}$  en 30 por ciento por cada uno:

$h \leq 70 \text{ cm}$	$h = 70 \text{ cm}$	$\therefore$ Cumple
$\frac{h}{b} < 6$	$\frac{70}{35} = 2 < 6$	$\therefore$ Cumple

- Cálculo de la separación de estribos necesaria en los extremos de longitud “2d” (E#3,  $A_v=2a_s=1.42 \text{ cm}^2$ )

Se considera un factor de reducción de resistencias  $F_R=0.6$ , ya que se dimensionará con base en la fuerza cortante última actuante obtenida del análisis estructural convencional (segunda opción, según las NTC-Concreto):

$$s_{est.} = \frac{F_R A_v f_{yd}}{V_u - V_{CR}} = \frac{0.6(1.42)(4200)(65)}{28000 - 9652} = 12.68 \text{ cm}$$

La separación que se obtuvo es ligeramente menor que la exigida por los requisitos de confinamiento; para fines prácticos se adoptara una separación de estribos a cada 12.5 cm (E#3@12.5cm).

- En ningún caso  $V_u$  debe ser mayor que  $2F_R b d \sqrt{f_c^*}$ , a saber:

$$V_u = 28,000 \text{ kg} < 2F_R b d \sqrt{f_c^*} = 2(0.6)(35)(65)\sqrt{200} = 38,608 \text{ kg} \quad \therefore \text{Cumple}$$

- Finalmente, se comprueba que la resistencia al cortante sea mayor que la fuerza cortante última:

$$V_R = V_{CR} + V_{SR} \geq V_u$$

$$V_{CR} = 9,652 \text{ kg}$$

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_{yd}}{s_{est.}} = \frac{0.6(1.42)(4200)(65)}{12.5} = 18,608 \text{ kg}$$

$$V_R = 9,652 + 18,607 = 28,260 \text{ kg} > 28,000 \text{ kg} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Con los diseños obtenidos de forma manual y con la ayuda del post-procesador de diseño CONKER, se propone para la viga en cuestión el armado mostrado en la fig B.1.

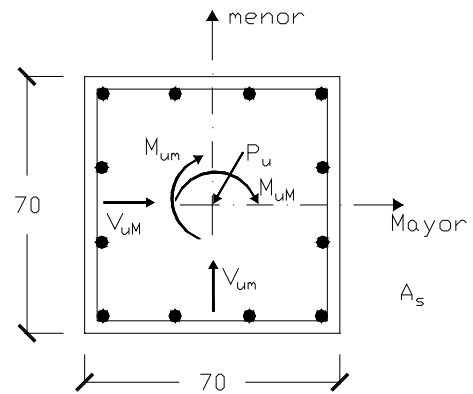
## B.2 Diseño de una columna tipo

A continuación se presenta el diseño en forma manual de la columna C10 del segundo entrepiso del eje 2 de la estructura de 7 niveles diseñada en la zona sísmica II (ver fig 3.3), con base en los resultados del RDF-93, con el fin de comprobar el diseño obtenido del post-procesador de diseño CONKER. Se calcula el acero longitudinal y el refuerzo transversal necesario.

### Dimensiones:

$$\begin{aligned}
 h &= \text{dimensión transversal mayor} = 70 \text{ cm} \\
 b &= \text{dimensión transversal menor} = 70 \text{ cm} \\
 r &= 6 \text{ cm} \\
 H &= 4.5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Se propone refuerzo longitudinal uniformemente distribuido en las cuatro caras.



### Elementos mecánicos últimos:

$$\begin{aligned}
 M_{uM} &= 41 \text{ t-m} \\
 V_{uM} &= 28 \text{ t} \\
 P_u &= 477 \text{ t}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{u_m} &= 41 \text{ t-m} \\
 V_{u_m} &= 28 \text{ t}
 \end{aligned}$$

### Requisitos geométricos (marcos dúctiles Q=4):

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \frac{70}{70} = 1 \leq 4 \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$b \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 70 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$\frac{b}{h} \geq 0.4 \quad \Rightarrow \quad \frac{70}{70} = 1 > 0.4 \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$\frac{H}{b} \leq 15 \quad \Rightarrow \quad \frac{450}{70} = 6.43 < 15 \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$A_g \geq \frac{P_u}{0.5f'_c} \Rightarrow 70 * 70 = 4,900 \text{ cm}^2 > \frac{477,000}{0.5(250)} = 3,816 \text{ cm}^2 \therefore \text{Cumple}$$

Refuerzo longitudinal:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.01$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.04$$

- Revisión de la excentricidad mínima accidental

$$e_{\text{acc.}} \geq \begin{cases} 0.05h = 0.05(70) = 3.5 \text{ cm} \\ 2 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Rige}$$

Por lo tanto:

$$Mu_{M.\text{acc.}} = P_u e_{\text{acc.}} = (477)(0.035) = 16.70 \text{ t-m} < Mu_M = 68 \text{ t-m}$$

$$Mu_{m.\text{acc.}} = P_u e_{\text{acc.}} = (477)(0.035) = 16.70 \text{ t-m} < Mu_m = 68 \text{ t-m}$$

Entonces:

$$e_M = \frac{Mu_M}{P_u} = \frac{41}{477} = 0.0860 \text{ m} = 8.60 \text{ cm}$$

$$e_m = \frac{Mu_m}{P_u} = \frac{41}{477} = 0.0860 \text{ m} = 8.60 \text{ cm}$$

- Cálculo de la cuantía de acero longitudinal:

Para calcular el acero longitudinal de la columna seleccionada se recurre a las gráficas de las Ayudas de Diseño de la referencia 11, donde es necesario conocer las siguientes constantes:



$$K = \frac{P_u}{F_R b h f_c''} = \frac{477,000}{(0.6)(70)(70)(170)} = 0.9544 \approx 0.95$$

$$R_M = \frac{Mu_M}{F_R b h^2 f_c''} = \frac{4,100,000}{(0.6)(70)^2(70)(170)} = 0.1172 \approx 0.12$$

$$R_m = \frac{Mu_m}{F_R b h^2 f_c''} = \frac{4,100,000}{(0.6)(70)(70)^2(170)} = 0.1172 \approx 0.12$$

$$\frac{d}{b} = \frac{64}{70} = 0.9143 \approx 0.90$$

En este caso, como b y h son iguales:

$$\frac{R_m}{R_M} = \frac{Mu_m}{Mu_M} = \frac{41}{41} = 1.0$$

Con las constantes anteriores, a partir de la gráfica de la fig 50 de las Ayuda de Diseño se determina que:  $q_{nec.} = 0.42$

Así pues:

$$p_{nec} = \frac{q_{nec} f_c''}{f_y} = \frac{(0.42)(170)}{(4200)} = 0.0170$$

$$p_{nec} = 0.0170 > p_{mín} = 0.01 \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$p_{nec} = 0.0170 < p_{máx} = 0.04 \quad \therefore \text{Cumple}$$

Entonces, el área de acero longitudinal necesaria es:

$$A_{s_{nec}} = p_{nec} b h = 0.0170 (70) (70) = 83.30 \text{ cm}^2$$

Cantidad que resulta ligeramente menor a la obtenida con el post-procesador de diseño CONKER:  $A_{s_{CONKER}} = 86.62 \text{ cm}^2$

El área de acero necesaria se proporciona con 4 var #10 y 12 var # 8, lo que da una cantidad de acero longitudinal de 92.52 cm<sup>2</sup>. La fig B.2 muestra el armado propuesto para esta columna.

**Revisión de la resistencia con el método de Bresler:**

Se verifica que la carga resistente P<sub>R</sub>, con el acero longitudinal propuesto, sea del orden de la carga última P<sub>u</sub> = 477 t; para ello se utilizará el método de Bresler, a saber:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RM}} + \frac{1}{P_{Rm}} - \frac{1}{P_{RO}}} \geq P_u \quad \text{sí:} \quad \frac{P_R}{P_{RO}} \geq 0.10$$

donde:

- P<sub>R</sub> = Carga normal resistente de diseño
- P<sub>RO</sub> = Carga axial resistente de diseño, suponiendo e<sub>x</sub> = e<sub>y</sub> = 0
- P<sub>RM</sub> = Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e<sub>M</sub> en un plano de simetría
- P<sub>Rm</sub> = Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e<sub>m</sub> en el otro plano de simetría
- P<sub>u</sub> = Carga axial última

Con el armado propuesto (A<sub>s</sub>=92.52 cm<sup>2</sup>, 4 V<sub>s</sub>#10 + 12 V<sub>s</sub>#8):

$$q = \frac{A_s f_y}{b h f_c''} = \frac{(92.52)(4200)}{(70)(70)(170)} = 0.4665$$

$$\frac{e_M}{b} = \frac{8.60}{70} = 0.1229 \quad \frac{e_m}{h} = \frac{8.60}{70} = 0.1229$$

De las gráficas de interacción, y sustituyendo valores:

$$K_M = 1.15 \quad \Rightarrow \quad P_{RX} = K_M F_R b h f_c'' = (1.15)(0.6)(70)(70)(170) = 574,770 \text{ kg}$$

$$K_m = 1.15 \quad \Rightarrow \quad P_{RY} = K_m F_R b h f_c'' = (1.15)(0.6)(70)(70)(170) = 574,770 \text{ kg}$$

$$P_{RO} = F_R (f_c'' (A_g - A_s) + A_s f_y) = 0.6(170 (4900 - 92.52) + 92.52(4200)) = 723,513 \text{ kg}$$

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{524.8} + \frac{1}{524.8} - \frac{1}{723.5}} = 476.8 \text{ ton} \approx P_u = 477 \text{ ton} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$\frac{P_R}{P_{RO}} = \frac{476.8}{723.5} = 0.6589 > 0.10 \quad \therefore \text{Cumple}$$

**Refuerzo transversal:**

- Cálculo de la resistencia al cortante del concreto,  $V_{CR}$

Para miembros sujetos a flexo-compresión en los que:  $P_u \leq 0.7f_c^* A_g + 2000A_s$

la resistencia al cortante del concreto se obtiene multiplicando por el factor:  $(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g})$

los valores dados por las siguiente ecuaciones:

$$\text{si } p_{\text{tensión}} < 0.01 \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f_c^*}$$

$$\text{si } p_{\text{tensión}} \geq 0.01 \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

Esta resistencia se debe reducir en 30 por ciento por cada una de las siguientes condiciones que no se cumpla:

$$h \leq 70 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 70 \text{ cm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \Rightarrow \quad \frac{70}{70} = 1 < 6 \quad \therefore \text{Cumple}$$

Se cumplen ambas condiciones, por lo tanto no se reducirá  $V_{CR}$ .

El porcentaje de acero a tensión se obtiene de la cuantía de acero en la cara extrema:

$$p_{\text{tensión}} = \frac{A_{s_{\text{tensión}}}}{bd} = \frac{(2 \times 8.19 + 3 \times 5.07)}{(70)(64)} = 0.0071$$

$$A_{s_t} = 31.59 \text{ cm}^2 \text{ (acero a tensión de la capa exterior } 2V_s \# 10 + 3V_s \# 8).$$

La resistencia al cortante del concreto resulta:

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30\rho) \sqrt{f_c^*} = (0.5)(70)(64)(0.2 + 30(0.0071)) \sqrt{200} = 13,037 \text{ kg}$$

Se revisa si se debe modificar el valor obtenido:

$$P_u = 477,000 \text{ kg} < 0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s = 0.7(200)(4900) + 2000(92.52) \\ = 871,040 \text{ kg}$$

entonces:

$$1 + 0.007 \left( \frac{P_u}{A_g} \right) = 1 + 0.007 \left( \frac{477,000}{4900} \right) = 1.6814$$

tal que,

$$V_{CR} = 1.6814 (13,037) = 21,920 \text{ kg} \approx 21.9 \text{ t}$$

Las NTC - Concreto establecen que sí en elementos a flexocompresión la fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos del sismo, es menor que:

$$\frac{A_g f_c}{20} = \frac{(70)(70)(250)}{20} = 61,250 \text{ kg}$$

se despreciará la contribución del concreto  $V_{CR}$ , a saber:

$$P_u = 477,000 \text{ kg} > 61,250 \text{ kg}$$

Por lo tanto, se considera la contribución del concreto.

- Separación necesaria de estribos por cortante

El cortante último máximo es:

$$V_{u_{\max}} = \sqrt{V_{u_M}^2 + V_{u_m}^2} = \sqrt{28^2 + 28^2} = 39.60 \text{ t}$$

Se revisa la fuerza cortante última máxima con las expresiones de las NTC-Concreto del RDF-93:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 1.5(0.5)(70)(64) \sqrt{200} = 47,517 \text{ kg} > V_u = 39,600 \text{ kg}$$

Entonces, la separación máxima debe ser menor a medio peralte efectivo:  $d/2 = 64/2 = 32 \text{ cm}$

La separación de los estribos para resistir la fuerza cortante se determina según:

$$s_{est} = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{u_{m\acute{a}x}} - V_{CR}} = \frac{0.5(0.71 \times 5)(4200)(64)}{39,600 - 21,920} = 26.99 \text{ cm}$$

Por otra parte, las NTC-Concreto del RDF-93 señalan que se deben cumplir los siguientes requisitos geométricos en cuanto a la separación de estribos:

Refuerzo transversal de la zona intermedia:

$$s_{est.} \leq \begin{cases} \frac{850}{\sqrt{f_y}} \phi_{\text{barra más delgada}} = \frac{850}{\sqrt{4200}} (1.91) = 25.0 \text{ cm} \Rightarrow \text{Rige} \\ 48\phi_{\text{estribo}} = 48(0.95) = 45.6 \text{ cm} \\ 0.5b = 0.5(70) = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Por lo tanto, la separación máxima de los estribos en la zona intermedia de la altura de la columna, será a cada 25 cm.

En los extremos de longitud "lc", la separación de los estribos debe ser menor o igual a la mitad de la separación en zonas intermedias, pero no menor de 10 cm.

De acuerdo a las NTC – Concreto, en columnas de entrepisos intermedios la longitud de confinamiento "lc" para ambos extremos, es la que resulte con valor mayor de :

$$l_c \geq \begin{cases} t = 70 \text{ cm} \Rightarrow \text{Rige} \\ \frac{H_{\text{libre}}}{6} = \frac{365}{6} = 60.83 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

En columnas de planta baja la longitud "lc" del extremo inferior debe ser la mitad de la altura de la columna. Por tanto:

$$l_{c_{\text{Superior}}} = 75 \text{ cm}$$

$$l_{c_{\text{Inferior}}} = 225 \text{ cm}$$

Debe de cumplirse en las zonas extremas con la siguiente separación del refuerzo transversal:

$$s_{est.} \leq \begin{cases} 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{Rige} \\ \frac{b_{\min}}{4} = \frac{70}{4} = 17.5 \text{ cm} \end{cases}$$

Además, se debe revisar para las zonas extremas que  $A_{s_h}$  sea mayor a los siguientes valores:

$$0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} s_{hC} = 0.3 \left( \frac{70^2}{64^2} - 1 \right) \frac{250}{4200} (10)(64) = 2.24 \text{ cm}^2 < A_{s_h} = 3.55 \text{ cm}^2$$

∴ Cumple

$$0.12 \frac{f'_c}{f_y} s_{hC} = 0.12 \frac{250}{4200} (10)(64) = 4.57 \text{ cm}^2 > A_{s_h} = 3.55 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{No cumple}$$

$$A_{s_h} = 5a_s = 5(0.71) = 3.55 \text{ cm}^2 \quad (\text{refuerzo transversal } 5 \text{ Vs}\#3)$$

Para satisfacer las expresiones anteriores se incrementa el diámetro del estribo exterior de la columna, de forma tal que el área total del refuerzo transversal queda conformada como sigue:

$$A_{s_h} = 2a_{s1} + 3a_{s2} = 2(1.29) + 3(0.71) = 4.71 \text{ cm}^2 \quad (2\text{Vs}\#4 + 3\text{Vs}\#3)$$

El área resultante satisface las dos condiciones anteriores para el refuerzo transversal en las zonas extremas de columnas; la separación de estribos queda como se indica en la tabla B.2 y en la fig B.3.

Tabla B.2- Refuerzo transversal de la columna C10 del entepiso N1-N2 del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en la zona sísmica III, RDF-93 (CP)

Zona	Longitud de sección	Separación de estribos
Extrema superior	70 cm	10 cm
Intermedia	140 cm	25 cm
Extrema inferior	70 cm	10 cm

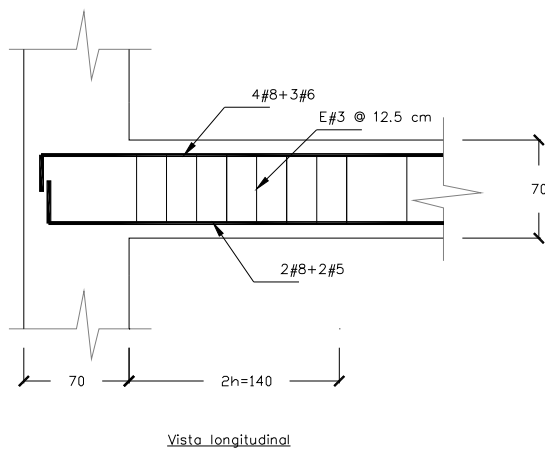
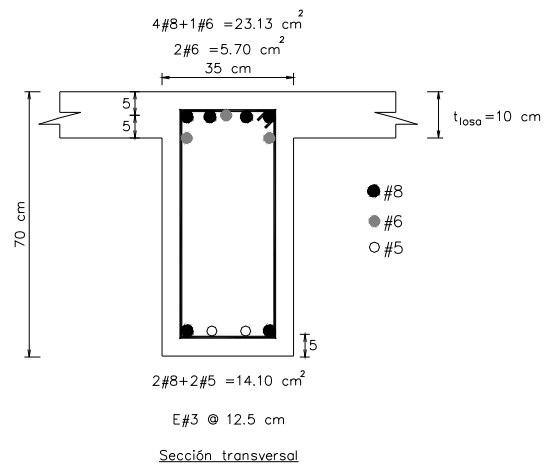


Fig B.1- Armado propuesto para el extremo izquierdo de la viga B28 del nivel 1 del eje 2, edificio de 7 niveles diseñado en la zona sísmica II, RDF-93 (CP)

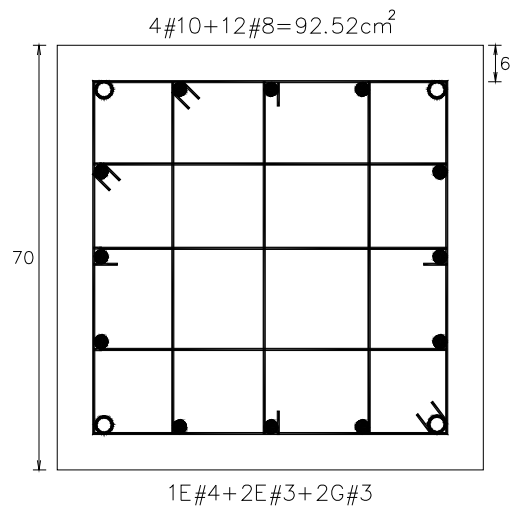


Fig B.2- Armado propuesto de la columna C10 del entrepiso N1-N2 del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en la zona sísmica III, RDF-93 (CP)

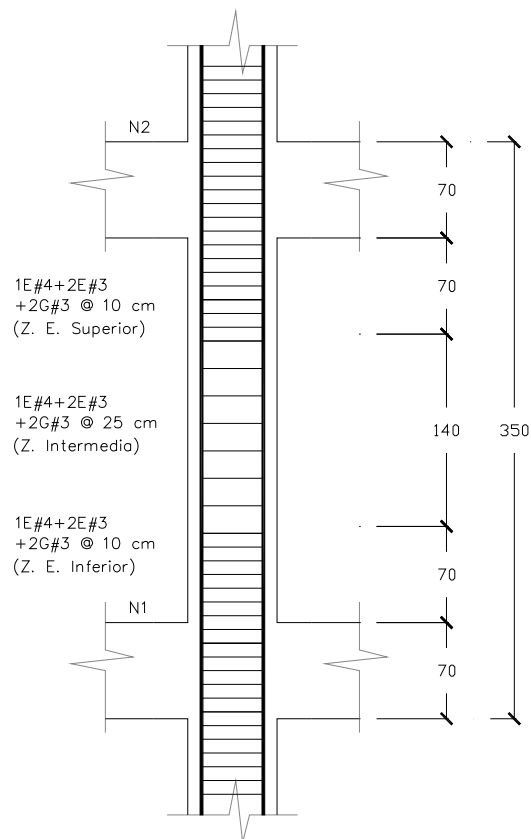


Fig B.3 - Refuerzo transversal de la columna C10 del entrepiso N1-N2 del eje 2, estructura de 7 niveles diseñada en la zona sísmica III, RDF-93 (CP)