



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

**COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA
DINÁMICA Y ESTÁTICA INELÁSTICA
DE EDIFICIOS DE 3 Y 6 NIVELES
DISEÑADOS CON EL RCDF-04
EN LA ZONA COMPRESIBLE
DE LA CIUDAD DE MÉXICO**

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL-ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

JULIO CÉSAR MANZANO ORTIZ

TUTOR:

M.I. JORGE ARTURO ÁVILA RODRÍGUEZ

MÉXICO, D.F., FEBRERO DE 2012



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Rivera Constantino Rigoberto

Secretario: Dr. Escobar Sánchez José Alberto

Vocal: M.I. Ávila Rodríguez Jorge Arturo

1^{er}. Suplente: M.I. Rodríguez Vega Miguel Ángel

2^{do}. Suplente: M.I. García Domínguez Octavio

Lugar donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería, UNAM

TUTOR DE TESIS:

M.I. JORGE A. ÁVILA RODRÍGUEZ

FIRMA

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México

A la Facultad de Ingeniería UNAM

Al Instituto de Ingeniería UNAM

Al CONACYT por el apoyo económico durante mis estudios de posgrado

A los profesores, Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Dr. José Alberto Escobar Sánchez, M.I. Miguel Ángel Rodríguez Vega, M.I. Octavio García Domínguez por sus valiosos comentarios y sugerencias al presente trabajo y en especial al M.I. Jorge Arturo Ávila Rodríguez por dirigir esta tesis.

**COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DINÁMICA Y ESTÁTICA INELÁSTICA
DE EDIFICIOS DE 3 Y 6 NIVELES DISEÑADOS CON EL RCDF-04 EN LA ZONA
COMPRESIBLE DE LA CIUDAD DE MÉXICO**

Capítulo 1 INTRODUCCIÓN

1.1	Antecedentes	1
1.2	Objetivos y alcances	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 equivalente	7
2.2.3	Métodos de análisis dinámico modal espectral y paso a paso	9
2.3	Análisis dinámico modal espectral	10
2.3.1	Espectros de diseño	14
2.3.2	Reducción de fuerzas sísmicas	21
2.3.3	Revisión por cortante basal	22
2.3.4	Efectos bidireccionales	22
2.3.5	Efectos de torsión	23
2.3.6	Interacción suelo-estructura	24
2.4	Integración paso a paso	25
2.5	Análisis Push-over	26
2.6	Relaciones permisibles de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	28
2.7	Condiciones de regularidad	30
2.8	Factor de comportamiento sísmico	31
2.9	Efectos P- Δ	33
2.10	Demandas de ductilidad local y global	34
2.11	Requisitos de estructuración	37
2.12	Mecanismos de falla	38
2.12.1	Respuesta no-lineal	38
2.12.2	Relación entre ductilidad de entrepiso y ductilidad de la sección crítica	39
2.12.2.1	Mecanismo columna débil-viga fuerte	40
2.12.2.2	Mecanismo columna fuerte-viga débil	42
2.13	Efectos de sobre-resistencias	44
2.13.1	Posibles fuentes de sobre-resistencia	44
2.13.2	Diagrama esfuerzo-deformación del concreto	48
2.13.3	Diagrama esfuerzo-deformación del acero	49
2.13.4	Casos considerados de resistencia	50
2.14	Criterios de diseño de elementos estructurales de concreto reforzado	51
2.14.1	Factores de reducción de resistencia, F_R	51
2.14.2	Requisitos generales de diseño	52

2.14.2.1 Flexión	52
2.14.2.1.a Elementos estructurales comunes ($Q = 1, 1.5$ y 2)	53
2.14.2.1.b Elementos estructurales en marcos dúctiles ($Q = 3$ y 4)	53
2.14.2.2 Flexocompresión	57
2.14.2.2.a Elementos estructurales comunes ($Q = 1, 1.5$ y 2)	57
2.14.2.2.b Elementos estructurales en marcos dúctiles ($Q = 3$ y 4)	59
2.14.2.3 Fuerza cortante	64
2.14.2.4 Torsión	66

Capítulo 3 CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

3.1 Descripción de los modelos estructurales	67
3.1.1 Casos de estudio	67
3.2 Características generales de análisis y diseño estructural	68
3.3 Procedimiento de análisis y diseño estructural	68
3.3.1 Revisión del cortante basal dinámico	68
3.3.2 Revisión de desplazamientos laterales y proporcionamiento de las resistencias necesarias	69
3.3.3 Periodos de vibración	69
3.3.4 Relaciones máximas desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	70
3.3.5 Desplazamientos laterales máximos totales	70
3.3.6 Fuerzas cortantes de entrepiso	70
3.3.7 Rigideces de entrepiso	70
3.3.8 Elementos mecánicos últimos y diseño de las cuantías de acero de refuerzo	71

Capítulo 4 CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

4.1 Antecedentes	201
4.2 Características del programa DRAIN-2DX	202
4.3 Modelado con el programa DRAIN-2DX	202
4.3.1 Características de los análisis dinámicos y estáticos no-lineales	202
4.3.2 Efectos de sobre-resistencias	203
4.3.3 Calibración de los modelos matemáticos	204
4.4 Respuestas inelásticas en la historia del tiempo	204
4.4.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	204
4.4.2 Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	205
4.4.3 Fuerzas cortantes de entrepiso	206
4.4.4 Historias de coeficientes sísmicos	206
4.4.5 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	206
4.4.6 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas	207
4.4.6.1 Historias de momentos flexionantes en vigas	207
4.4.6.2 Historias de fuerzas cortantes en vigas	207

4.4.6.3	Combinaciones momento flexionante –carga axial (M-P) en columnas	207
4.4.6.4	Historias de fuerzas cortantes en columnas	207
4.4.7	Demandas máximas de ductilidad global	208
4.4.8	Demandas máximas de ductilidad local	208
4.4.8.1	Vigas	208
4.4.8.1.1	Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas	208
4.4.8.2	Columnas	208
4.4.9	Distribución global de articulaciones plásticas	209
4.5	Respuestas estáticas no-lineales de los análisis Push-over	209
4.5.1	Distribuciones de los perfiles de fuerzas laterales	209
4.5.2	Desplazamientos laterales máximos	210
4.5.3	Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	210
4.5.4	Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas	210
4.5.4.1	Vigas	210
4.5.4.2	Columnas	211
4.5.5	Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea	211
4.5.6	Distribución global de articulaciones plásticas	211

Capítulo 5 COMPARACIONES DE RESPUESTAS

5.1	Introducción	369
5.2	Análisis sísmicos elásticos y diseños	369
5.2.1	Dimensiones de las secciones transversales	370
5.2.2	Periodos fundamentales de vibración	370
5.2.3	Fuerzas cortantes basales	370
5.3	Análisis sísmicos inelásticos y estáticos no-lineales	370
5.3.1	Desplazamientos laterales máximos de azotea	371
5.3.2	Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso	371
5.3.3	Curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azoteas	372
5.3.4	Demandas máximas de ductilidad global	373

Capítulo 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1	Antecedentes	399
6.2	Casos de estudio	399
6.3	Conclusiones	405
6.4	Recomendaciones	406

REFERENCIAS

Referencias	409
-------------	-----

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

En México, la mayor parte de los sismos de gran magnitud son producidos por la subducción de la Placa de Cocos por debajo de la Placa de Norteamérica. La línea donde comienza la subducción se encuentra a pocos kilómetros fuera de las costas de Chiapas, Oaxaca, Guerrero y Michoacán; cerca de ahí, es donde se encuentra localizada la gran mayoría de los epicentros.

Un área en donde los efectos de sitio son importantes es el valle de México, pues a pesar de que se encuentra en una zona de peligro sísmico moderado (zona B, según la regionalización de la República Mexicana), las condiciones geológicas particulares de esta zona producen una amplificación de las ondas sísmicas en toda la región debido a los estratos de arcilla compresible que existen en las zonas correspondientes a los antiguos lagos.

Los efectos de un sismo sobre una estructura dependen de una interacción compleja entre el movimiento sísmico, las propiedades del suelo subyacente y las de la estructura misma. Al presentarse un sismo, la base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo que consta de vibraciones horizontales y verticales, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base. Por otra parte los movimientos del suelo son amplificados en forma importante por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones que se presentan en la misma pueden llegar a ser varias veces superiores a las del terreno. El grado de amplificación va a depender del amortiguamiento propio de la estructura y de la relación entre su periodo natural de vibración y el periodo dominante del suelo.

La estructura, para sismos moderados, normalmente se debería mantener dentro de su intervalo de comportamiento elástico lineal, sin embargo, conforme la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumente, se van a generar cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las cuales van a alterar su respuesta y el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a disminuir y el amortiguamiento a aumentar. Además, según se ha observado en la práctica, el comportamiento estructural real difiere del comportamiento pronosticado, el cual puede deberse, principalmente, a

diversas fuentes de sobre-resistencias disponibles y que no se están cuantificando en su totalidad. Estos factores pueden explicar el que estructuras con daños graves no lleguen al colapso.

El desarrollo de las técnicas para el diseño sísmico de estructuras en México ha sido muy importante en los últimos años. A partir del sismo de septiembre de 1985, que afectó notablemente a la ciudad de México, los códigos y recomendaciones de construcción evolucionaron para evitar daños similares; asimismo, el desarrollo de programas de análisis cada vez más sofisticados, han hecho posible el estudio detallado y completo de estructuras considerando una amplia variedad de acciones y efectos para de esta forma conocer de una manera más aproximada la realidad del comportamiento sísmico y los posibles mecanismos de colapso.

1.2 Objetivos y Alcances

Se estudia el comportamiento sísmico de modelos de edificios de marcos estructurales de concreto reforzado diseñados con base en el Cuerpo Principal y en el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, comparando las respuestas sísmicas inelásticas dinámicas (paso a paso) y estáticas no-lineales (Push-over).

Se consideran dos edificios regulares a base de marcos de concreto reforzado de 3 y 6 niveles de planta rectangular con tres crujías de 6 m en la dirección X (ejes de número) y tres crujías de 8 m en la dirección Y (ejes de letra). Las estructuras pertenecen al grupo B1 y están situadas en la zona sísmica compresible de la ciudad de México, tipo III_b de acuerdo con las NTC-Sismo del RDF-04.

Para fines de hacer los diseños se realizó un análisis dinámico modal espectral, considerando los efectos del comportamiento tridimensional y además los efectos de segundo orden, con ayuda del programa de análisis estructural ETABS. En los modelos se consideran las acciones permanentes y accidentales correspondientes, y las combinaciones de cargas especificadas según las NTC-Sismo del RDF-04.

El sistema estructural de ambos edificios cumple con los criterios de los estados límite de servicio y de falla. La revisión del estado límite de servicio se hizo bajo la condición de no exceder el valor de 0.006 y 0.002 veces la relación desplazamiento lateral relativo entre la altura del entrepiso, según el Cuerpo Principal y el Apéndice A de las NTC-Sismo, respectivamente. Para la revisión del estado límite de falla se consideraron los factores de comportamiento sísmico $Q=2$ y 4 ; se aseguró el cumplimiento de las cuantías máximas de acero y de refuerzo transversal, así como también de los requisitos geométricos y de refuerzo para marcos dúctiles dispuestos en las NTC-Sismo del RDF-04 en el caso de diseño con el factor de comportamiento sísmico $Q=4$. Al utilizar el Apéndice A se revisó para la condición de las distorsiones angulares de colapso permisibles para $Q=2$ y 4 .

Con base en los diseños de cada caso considerado, posteriormente se realizaron los análisis dinámicos paso a paso elásticos e inelásticos de los marcos bidimensionales de los ejes 2 y A; éstos fueron calibrados para que sus propiedades estructurales correspondieran con el comportamiento tridimensional dinámico de ambas direcciones de los edificios de 3 y 6 niveles, respectivamente. Se utilizó el programa DRAIN-2DX con el registro SCT-EW del 19 de septiembre de 1985. Para estos

análisis sólo se consideraron sólo los diseños de acuerdo con el Apéndice A de las NTC-Sismo, debido a la similitud con los diseños con el Cuerpo Principal; se tomaron en cuenta las posibles fuentes de sobre-resistencia.

Finalmente, con los diseños obtenidos, con y sin las fuentes de sobre-resistencia, se realizaron análisis estáticos no-lineales tipo Push-over ante cargas monotónicamente crecientes; se utilizaron los perfiles de distribución de carga lateral resultantes del análisis dinámico modal espectral (con la participación de todos los modos de vibración lateral), estático equivalente, y dinámico paso a paso inelástico en su fase más intensa. Lo anterior se hizo limitando las relaciones de desplazamiento lateral relativo entre la altura del entrepiso al valor especificado en el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 para la condición de colapso (0.015 cuando se tiene un diseño para $Q= 2$ y 0.03 cuando se diseña con $Q= 4$, ambas condiciones para estructuras a base de marcos). Además, se revisó que las demandas máximas locales de ductilidad en vigas y columnas no sobrepasarán los valores de 35 y 20, respectivamente.

Y, con base en las respuestas de los diferentes análisis sísmicos realizados en las estructuras de 3 y 6 niveles, se presentan comparaciones de:

- Desplazamientos laterales máximos
- Historias de desplazamientos laterales de azotea
- Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso
- Historias de coeficientes sísmicos
- Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea
- Historias en el tiempo de elementos mecánicos en vigas y columnas
- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas
- Historias en el tiempo de las demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas
- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas
- Distribuciones globales de rótulas plásticas

2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

2.1 Introducción

Lo peculiar del problema del diseño sísmico no está sólo en la complejidad de la respuesta estructural a los efectos dinámicos de los sismos, sino, sobre todo, se deriva de lo poco predecible del fenómeno, de la intensidad extraordinaria posible y la probabilidad de que dicha intensidad se presente durante la vida útil de la construcción.

Los códigos modernos de diseño sísmico establecen:

- Evitar que se exceda el estado límite de servicio para sismos de intensidad moderada que pueden presentarse varias veces en la vida de la estructura.
- Evitar que el estado límite de integridad estructural se exceda para sismos severos que tienen una probabilidad significativa de presentarse en la vida de la estructura.
- Evitar que el estado límite de supervivencia se exceda para sismos extraordinarios que tengan una pequeña probabilidad de ocurrencia.

En el diseño sísmico, es importante el conocimiento de las propiedades inelásticas y de ductilidad de los materiales y de los elementos estructurales. La ductilidad juega un papel de amortiguamiento adicional.

La estructura debe ser capaz de disipar eficientemente la energía producida por el movimiento del terreno mediante deformaciones inelásticas; la estructura debe poseer suficiente rigidez lateral para limitar los desplazamientos y la amplificación de la vibración. En el diseño sísmico se reconoce que no es económicamente posible diseñar estructuras para que su comportamiento ante las sollicitaciones de diseño se mantenga dentro del rango elástico.

Debe realizarse:

- La selección de una estructura adecuada. La bondad de un diseño depende esencialmente de la idoneidad del esquema estructural para absorber las acciones que lo puedan afectar o disminuirlas, rigidizando lateralmente la estructura.
- El cálculo de la respuesta estructural. El conocimiento de los aspectos básicos de la respuesta dinámica de las estructuras es necesario, aún cuando se vayan a emplear métodos estáticos para su análisis cuantitativo.
- El dimensionamiento y detallado de la estructura. Los criterios de diseño aceptan que la estructura entre en etapas inelásticas de comportamiento ante el sismo de diseño, que se eviten fallas frágiles locales y que, en caso de que ocurra un sismo de excepcional intensidad, se logre una disipación uniforme de la energía del sismo mediante la fluencia de un número alto de elementos estructurales, de preferencia tipo vigas.

El procedimiento adoptado por la mayoría de los códigos, consiste en un diseño elástico con fuerzas laterales reducidas para incluir los efectos de ductilidad mediante un factor conocido como de comportamiento sísmico (Q), que depende del sistema estructural así como de los materiales empleados. Se acepta que parte de la energía introducida por el sismo a la estructura, se disipe por deformaciones inelásticas y, por ello, las fuerzas que deben ser capaces de resistir las estructuras sean menores que las que se introducirían si su comportamiento fuera elástico-lineal.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en vigor desde febrero de 2004 (RDF-04), especifica un espectro para el diseño que permite que las fuerzas laterales se reduzcan dependiendo del tipo de estructuras en función de su capacidad de disipación de energía inelástica o de su ductilidad. Para evitar daños estructurales ante sismos moderados, el reglamento requiere que se mantengan los desplazamientos laterales del edificio dentro de los límites admisibles.

2.2 Métodos de análisis sísmico

Una estructura responde a una excitación sísmica descrita por una historia de aceleraciones (o de velocidades o de desplazamientos) que se presenta en el suelo sobre el que está desplantada mediante una vibración a través de la cual disipa la energía que es generada por dicho movimiento. La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que esta vibre de manera distinta a la del suelo mismo; éstas dependen, en forma importante, de las propiedades de la estructura. Las fuerzas son proporcionales a la masa del edificio y son función de algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar.

La repuesta sísmica aproximada de una estructura se tiene al estudiar un sistema de un grado de libertad, constituido por una masa concentrada con un elemento resistente con rigidez lateral y amortiguamiento. El primer paso del diseño es el análisis sísmico que permite determinar qué fuerzas representan la acción sísmica sobre el edificio y qué elementos mecánicos (acciones internas) producen dichas fuerzas en cada miembro estructural. Para este fin, los reglamentos aceptan que las estructuras tengan comportamiento elástico-lineal y que podrá emplearse el método

dinámico modal espectral, que requiere el cálculo de periodos y modos de vibración. Cualquiera que sea el método de análisis, los reglamentos especifican la forma de los espectros y la magnitud de los coeficientes para el diseño sísmico, que constituyen las bases del cálculo de fuerzas sísmicas.

Las NTC-Sismo del RDF-04 proponen tres métodos de análisis sísmico, a saber:

- a. Simplificado
- b. Estático equivalente
- c. Dinámicos: modal espectral y paso a paso

2.2.1 Método simplificado

Una versión más elemental del método estático equivalente la constituye el llamado método simplificado, aplicable principalmente a estructuras en que la rigidez y resistencia a cargas laterales son proporcionadas por muros de mampostería y en que las torsiones no son importantes. La fuerza cortante total se determina sin necesidad de calcular el periodo ni el factor de reducción por ductilidad; dichos factores están ya tomados en cuenta y se han obtenido a partir del periodo fundamental estimado en función de la altura de la construcción, considerando el factor de ductilidad. Este método es aplicable en estructuras que cumplan lo siguiente:

Geoméricamente:

- Estructuras de hasta 13 m de altura
- La estructura en planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales
- La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excede de 2
- La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5

Estructuralmente:

- Se omite el cálculo de desplazamientos laterales, torsiones y momentos de volteo.
- Únicamente se verificará que en cada entrepiso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que actúe en dicho entrepiso.
- En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre si mediante losas monolíticas o sistemas que trabajen como diafragmas rígidos. Dichos muros deberán tener una distribución simétrica con respecto a dos ejes ortogonales.

2.2.2 Método estático equivalente

El método se basa en la determinación de la fuerza cortante basal, a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuir este cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, suponiendo que ésta va a vibrar esencialmente en su primer modo natural. Este método es aplicable en estructuras que cumplan lo siguiente:

Capítulo 2

Estructuras regulares:

- Estructuras de hasta 30 m de altura en las zonas sísmicas tipo III
- Estructuras de hasta 40 m de altura en las zonas sísmicas tipo I y II

Estructuras irregulares:

- Estructuras de hasta 20 m de altura en las zonas sísmicas tipo III
- Estructuras de hasta 30 m de altura en las zonas sísmicas tipo I y II

Las fuerzas sísmicas que se aplican a cada nivel se determinan con la siguiente expresión (ver fig 2.1):

$$F_i = \frac{a}{Q'} \sum W_i \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

donde:

- a Ordenada espectral máxima asociada al periodo fundamental de vibración de la estructura, obtenida de un espectro de diseño
- Q' Factor de comportamiento sísmico afectado por las condiciones de regularidad
- W_i Peso de la i -ésima masa
- h_i Altura i -ésima de la i -ésima masa

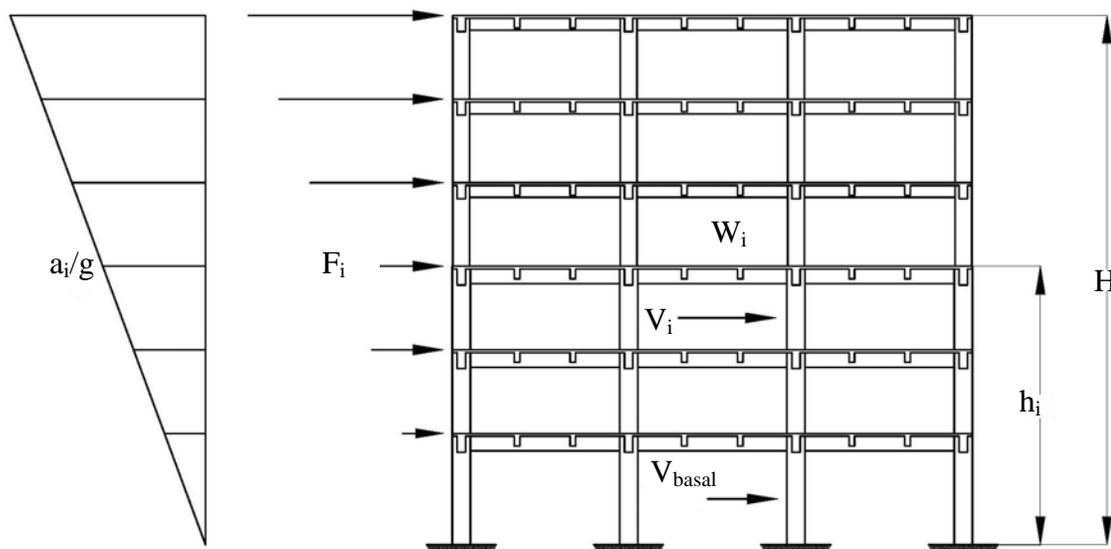


Fig 2.1 Fuerzas sísmicas estáticas equivalentes

Para fines de diseño, el momento torsionante en cada nivel se tomará por lo menos igual a la fuerza sísmica de piso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5 e_s \pm 0.1b$$

$$e_s \pm 0.1b$$

donde:

- b Dimensión de la planta considerada, medida perpendicularmente a la acción sísmica
- e_s Excentricidad torsional teórica calculada para cada piso

2.2.3 Métodos de análisis dinámico modal espectral y paso a paso

En los métodos dinámicos, la estructura se idealiza como un sistema de masas y resortes. Los métodos dinámicos pueden utilizarse para el análisis de toda estructura, cualesquiera que sean sus características.

Las NTC-Sismo del RDF-04 aceptan el uso de dos métodos de análisis dinámico:

- **Análisis modal espectral:** Cuando en el análisis modal se desprecie el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual de 0.4 s, pero en ningún caso podrán considerarse menos de los 3 primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis, excepto para estructuras de 1 ó 2 niveles.

Si en el análisis modal se reconoce explícitamente el acoplamiento mencionado, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90% del peso total de la estructura.

El efecto de la torsión accidental se tendrá en cuenta trasladando transversalmente $\pm 0.1b$ las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis, considerando el mismo signo en todos los niveles.

Para calcular la participación de cada modo natural de vibración en las fuerzas laterales que actúen sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño con las especificaciones y reducciones correspondientes. Las respuestas modales S_i se combinarán para obtener las respuestas totales con métodos de combinación lineal. Los desplazamientos laterales así calculados y multiplicados por el factor de comportamiento sísmico Q , se utilizarán para determinar efectos de segundo orden y verificar que la estructura no excede los estados límite de servicio.

- **Análisis paso a paso:** Si se emplea el método dinámico de cálculo paso a paso de respuesta a temblores específicos, podrá acudir a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados o a combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos independientes entre sí y que se tenga en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

2.3 Análisis dinámico modal espectral

La estructura de más de un grado de libertad, se idealiza por un sistema de masas concentradas y resortes (ver fig 2.2).

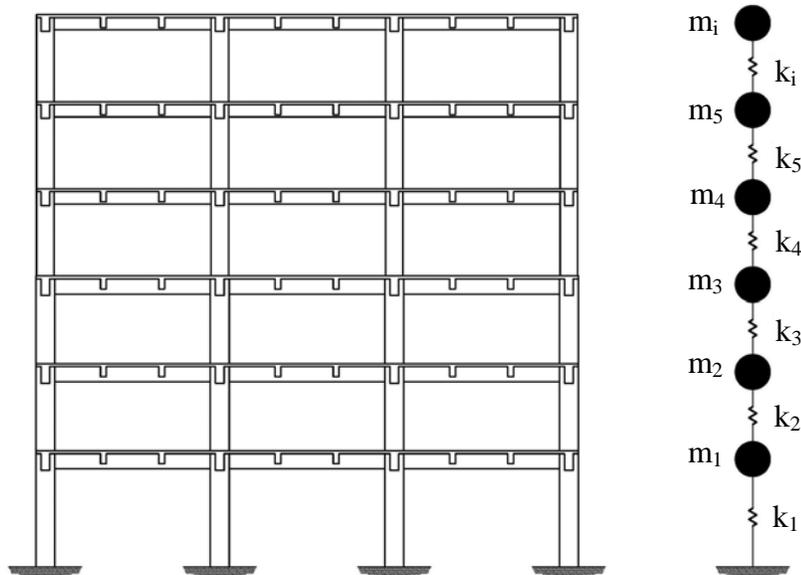


Fig 2.2 Simplificación de una estructura en un sistema de masas y resortes

Si el sistema está sujeto a un movimiento de su base, definido por una historia de desplazamientos $d(t)$ ó aceleraciones $\ddot{d}_s(t)$, la masa entrará en oscilación y se generarán sobre ellas tres tipos de fuerzas, según se describen enseguida (ver fig 2.3).

a) Fuerza de inercia (f_i). Proporcional a la matriz de masas y al vector de aceleraciones absolutas del terreno $\ddot{d}(t)$, es decir: $f_i(t) = m\ddot{d}(t)$ (ver fig 2.4).

b) Fuerza disipadora (f_d). Restablece por amortiguamiento, el equilibrio de la estructura en vibración. Es proporcional al vector velocidad de la masa con relación al suelo; al factor de proporcionalidad se le llama coeficiente de amortiguamiento, como: $f_d(t) = c\dot{d}(t)$ (ver fig 2.5).

c) Fuerza Restauradora (f_r). Generada en las columnas por su rigidez lateral, igual al producto del vector desplazamiento relativo de la masa con respecto al suelo, por la matriz de rigideces laterales de las columnas, esto es: $f_r(t) = k d(t)$ (ver fig 2.6).

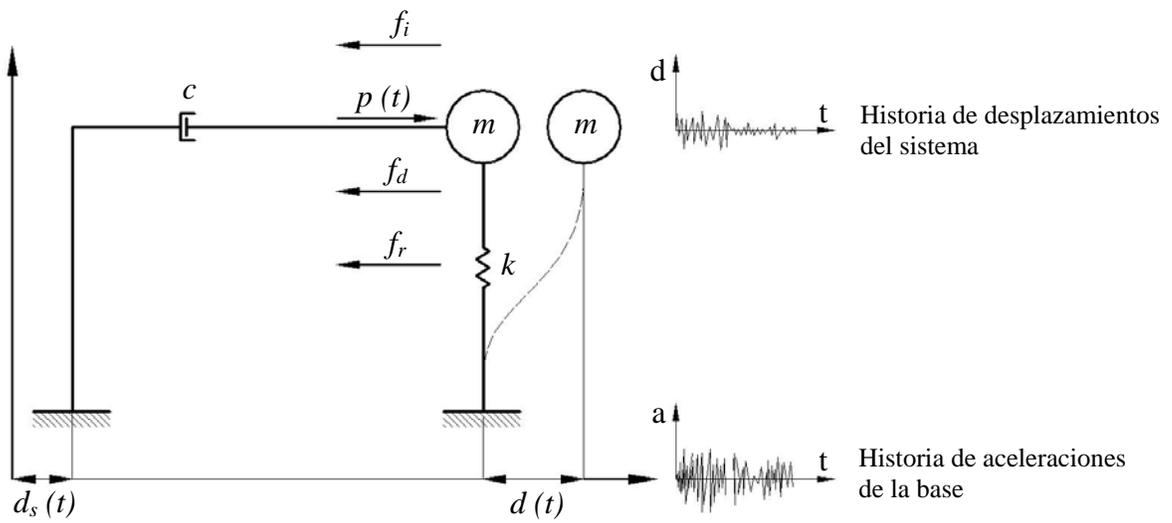


Fig 2.3 Sistema de un grado de libertad en equilibrio dinámico

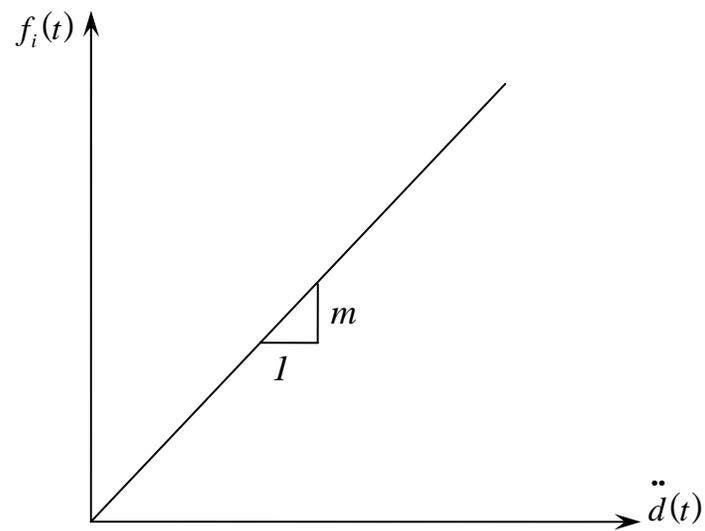


Fig 2.4 Relación matriz de masas contra vector de aceleraciones del terreno

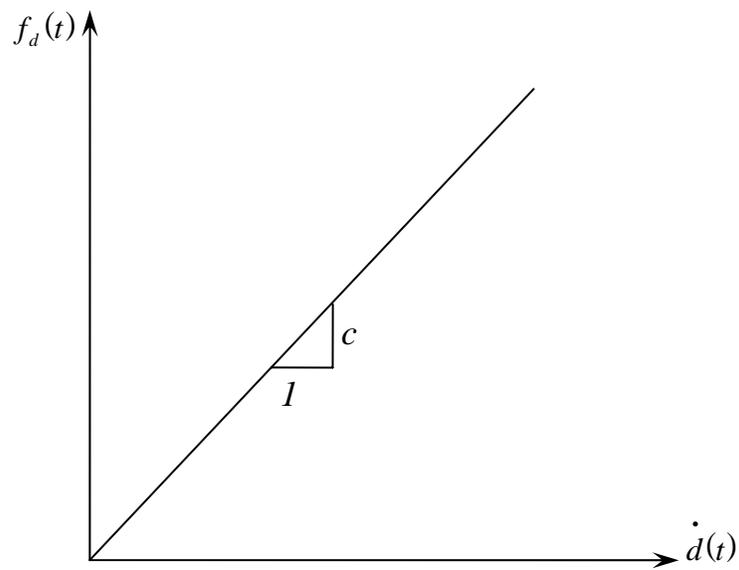


Fig 2.5 Relación coeficiente de amortiguamiento contra vector de velocidad de la masa con respecto del suelo

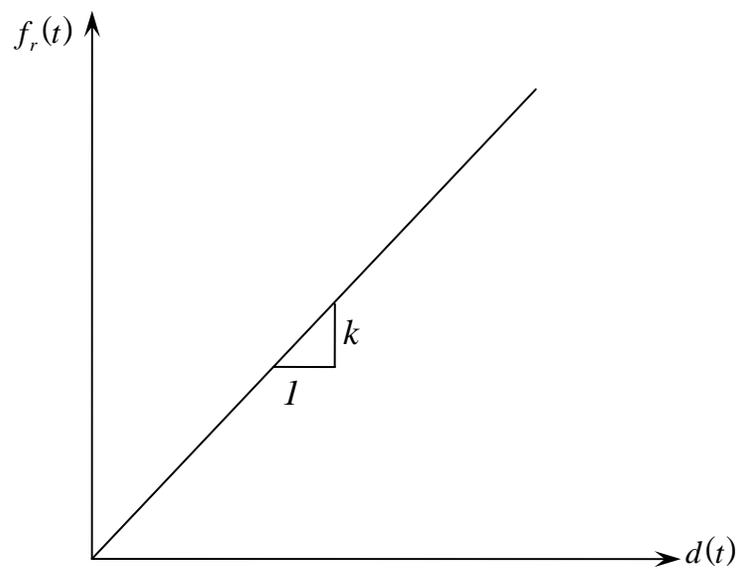


Fig 2.6 Relación matriz de rigideces laterales de columnas contra el vector de desplazamiento relativo de la masa

Con base en las fuerzas descritas en la fig 2.3, el sistema se encuentra en equilibrio sí:

$$\sum f = 0 \Rightarrow p(t) - f_i(t) - f_a(t) - f_r(t) = 0$$

Así, después de hacer sustituciones, resulta la ecuación de equilibrio dinámico, a saber:

$$m\ddot{d}(t) + c\dot{d}(t) + kd(t) = p(t) - m\ddot{d}_s(t) \quad (1)$$

Para el caso particular de vibración libre con amortiguamiento nulo, se tiene que:

$$m\ddot{d}(t) + kd(t) = 0 \quad (2)$$

$$\ddot{d}(t) + \frac{k}{m}d(t) = 0 \quad (3)$$

Por otro lado, se sabe de un movimiento armónico simple que:

$$d(t) = Ae^{\sigma t} \Rightarrow \ddot{d}(t) = A\sigma^2 e^{\sigma t}$$

Tal que si se considera $\frac{k}{m} = \varpi^2$ y sustituyendo en la ec (3), entonces:

$$\ddot{d}(t) + \varpi^2 d(t) = 0 \Rightarrow A\sigma^2 e^{\sigma t} + \varpi^2 A e^{\sigma t} = 0$$

al reducir, se llega a:

$$Ae^{\sigma t}(\sigma^2 + \varpi^2) = 0 \Rightarrow \sigma^2 = -\varpi^2 \Rightarrow \sigma_{1,2} = \pm i\varpi$$

y si se sustituye en la ec (2):

$$mA\sigma^2 e^{\sigma t} + kAe^{\sigma t} = 0$$

$$mA(\pm i\varpi)^2 e^{\pm i\varpi t} + kAe^{\pm i\varpi t} = 0 \Rightarrow Ae^{\pm i\varpi t} [m(i\varpi)^2 + k] = 0$$

Para que A sea diferente de cero,

$$|k - m\varpi^2| = 0$$

Así, en función del determinante anterior es posible determinar los n valores de la frecuencia del sistema ϖ correspondientes a cada modo natural de vibración del sistema, teniendo la estructura tantos modos de vibración como grados de libertad; la estructura vibrará libremente adoptando una configuración deformada denominada forma modal.

El desplazamiento del nivel i se obtiene como la suma de la participación de cada modo de vibración a dicho desplazamiento, a saber:

$$d_i(t) = \sum_{m=1}^n \phi_{im} y_{im}(t)$$

donde:

$y_{im}(t)$ Desplazamiento en el piso i del modo m en el tiempo t
 ϕ_{im} Factor de escala que afecta el modo m al movimiento del piso i

El análisis dinámico modal generalmente se aplica para el cálculo de desplazamientos y fuerzas en edificios de varios niveles. Las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc.) se pueden combinar mediante diversos métodos de superposición para calcular los valores máximos totales S de los modos de vibración lateral que se consideran importantes en la respuesta.

El método se basa en descomponer un sistema de múltiples grados de libertad en varios sistemas de un grado de libertad para, después de superponer las respuestas modales, obtener la respuesta máxima total. El método más usual para llevar a cabo la combinación es el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), a saber:

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^n S_i^2}$$

2.3.1 Espectros de diseño

El Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04 divide al Distrito Federal en tres zonas sísmicas según el tipo de suelo, como se muestra en la fig 2.7.

Los principales parámetros de los espectros de diseño se describen en la fig 2.8a y sus valores se tienen en la tabla 2.1. Así, la forma general de los espectros propuestos consta principalmente de tres intervalos. La fig 2.8b presenta los espectros de diseño elástico propuestos por el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo.

Las figs 2.9 y 2.10 muestran las curvas de isoperiodos (T_s) y de iguales profundidades (H) de los estratos compresibles, respectivamente, para fines de elaborar los espectros de diseño según las especificaciones del Apéndice A de las mismas NTC-Sismo.

Tabla 2.1 Valores de los parámetros para calcular los espectros de diseño, según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04

Zona	c	a_0	T_a (s)	T_b (s)	r
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

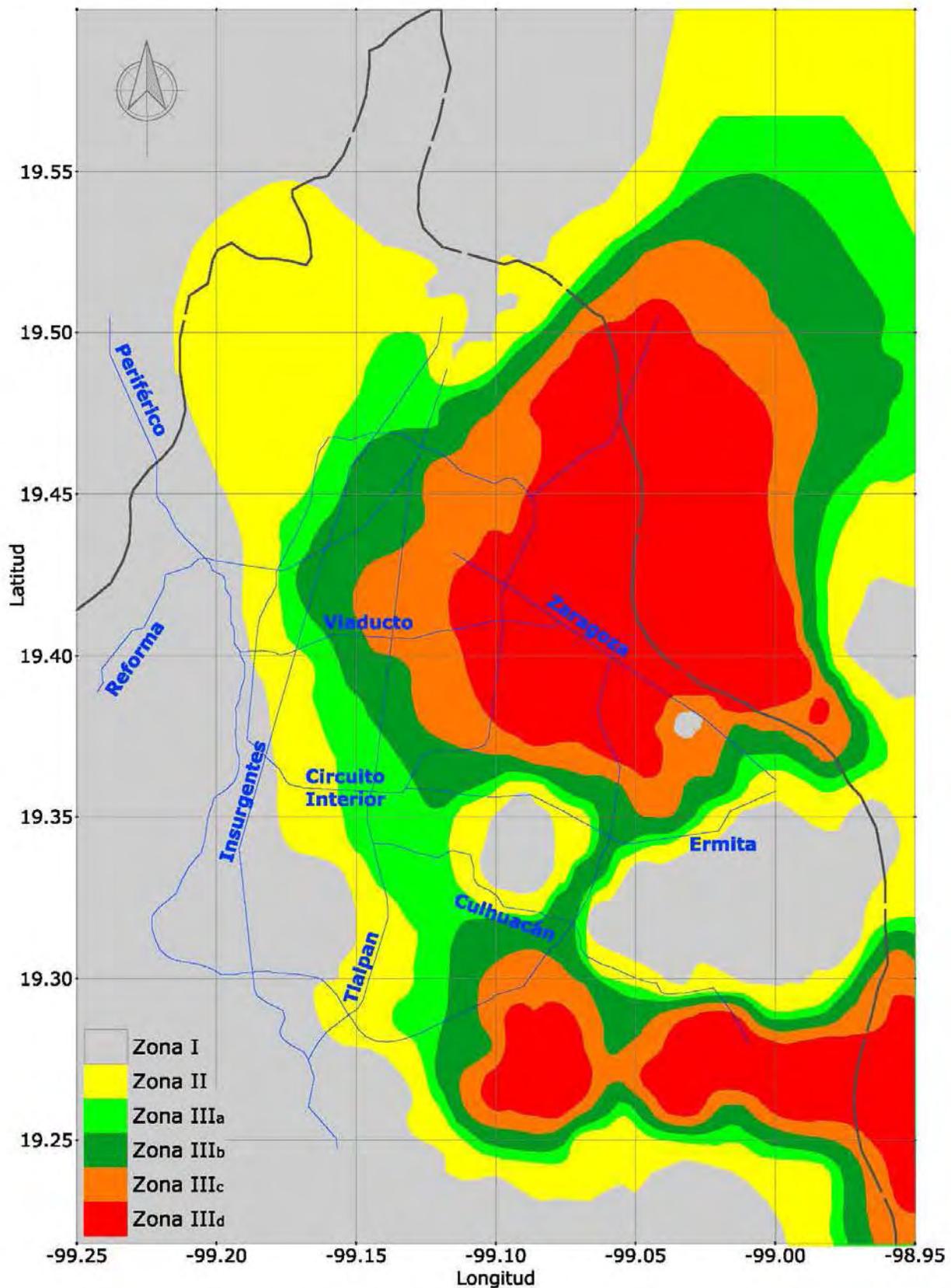


Fig 2.7 Zonificación de la ciudad de México para fines de diseño por sismo, según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04

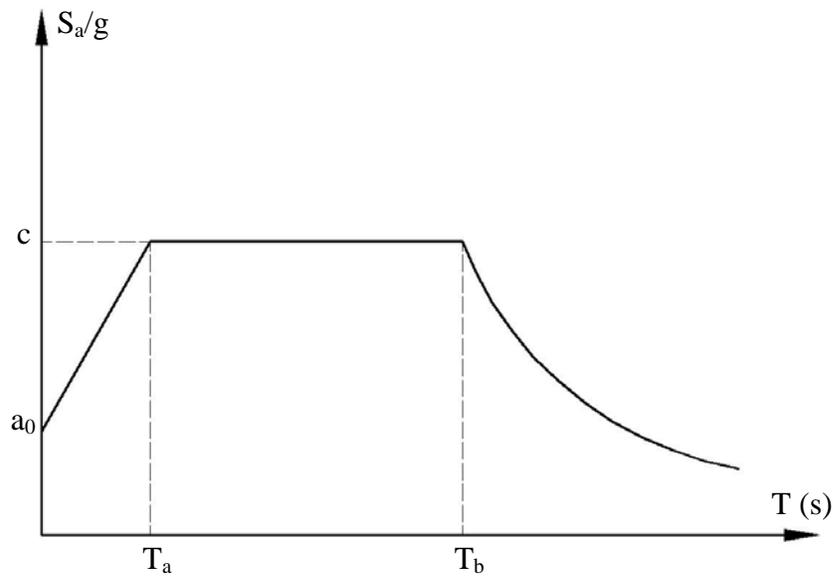


Fig 2.8a Forma típica de los espectros de diseño propuestos por las NTC-Sismo del RDF-04

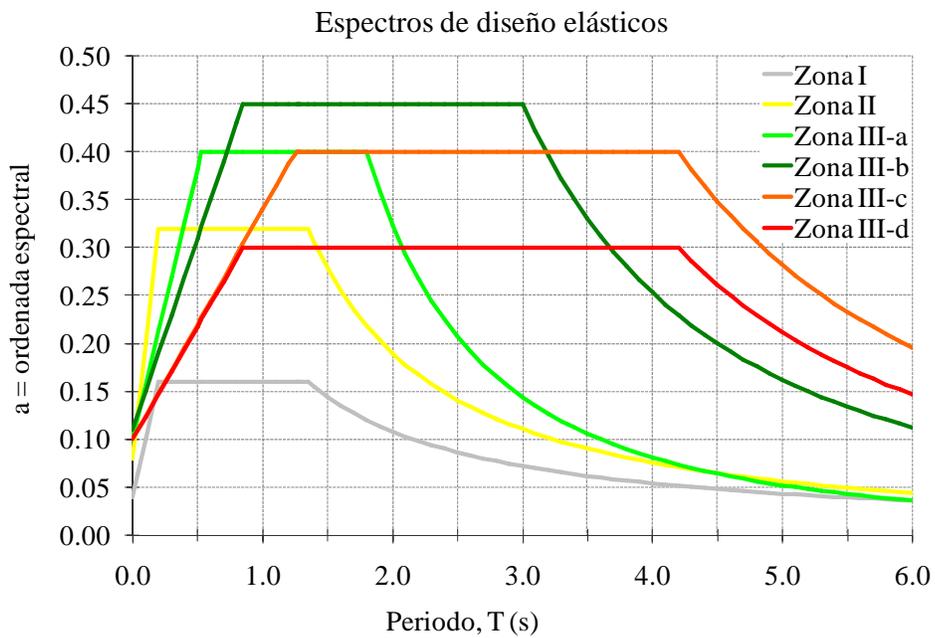


Fig 2.8b Espectros de diseño elásticos correspondientes a las diferentes zonas sísmicas del Valle de México, según el Cuerpo Principal de las NTC-Siismo del RDF-04

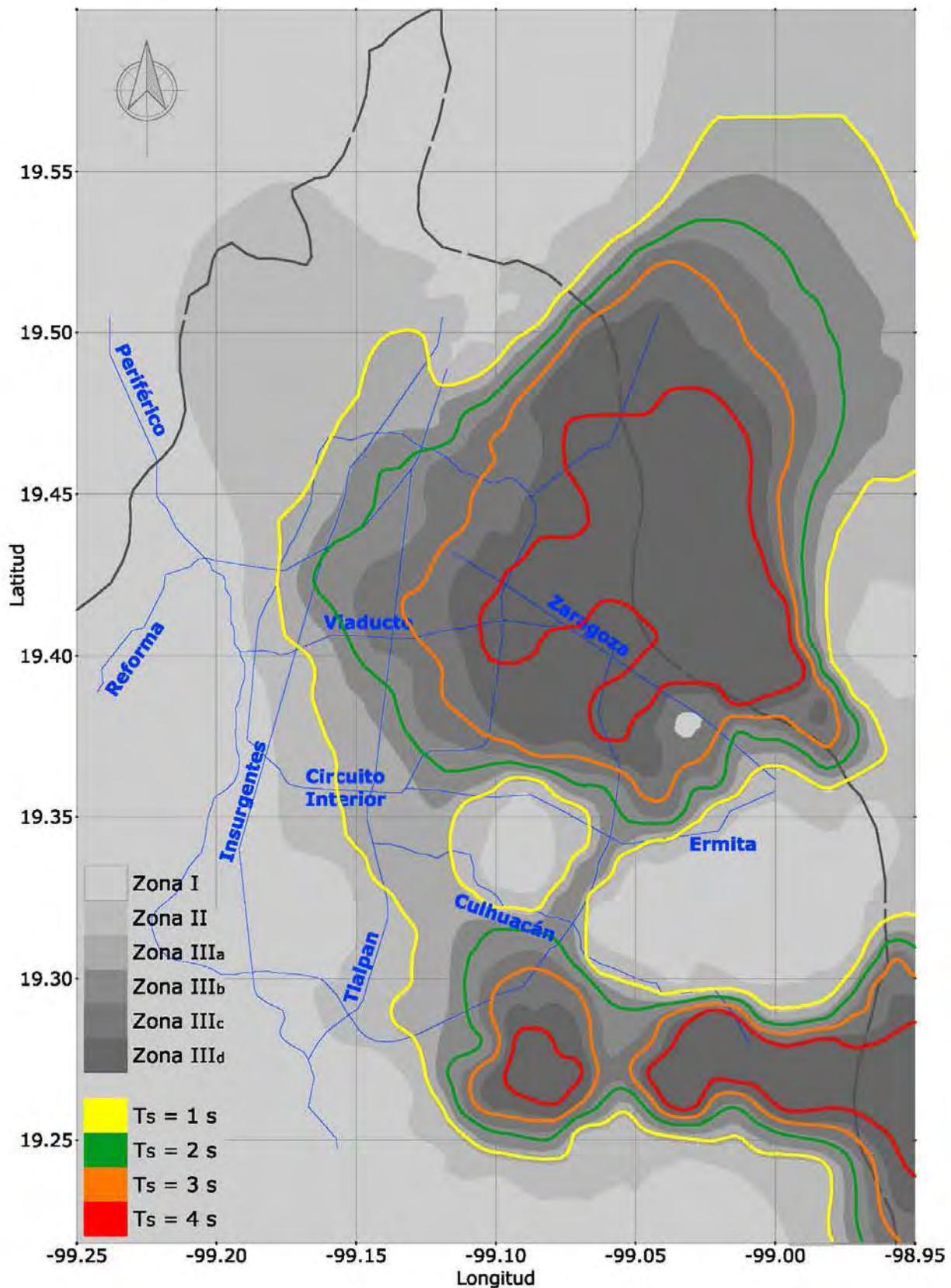


Fig 2.9 Periodos dominantes del movimiento del suelo, T_s (s), en la ciudad de México para fines del diseño por sismo, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

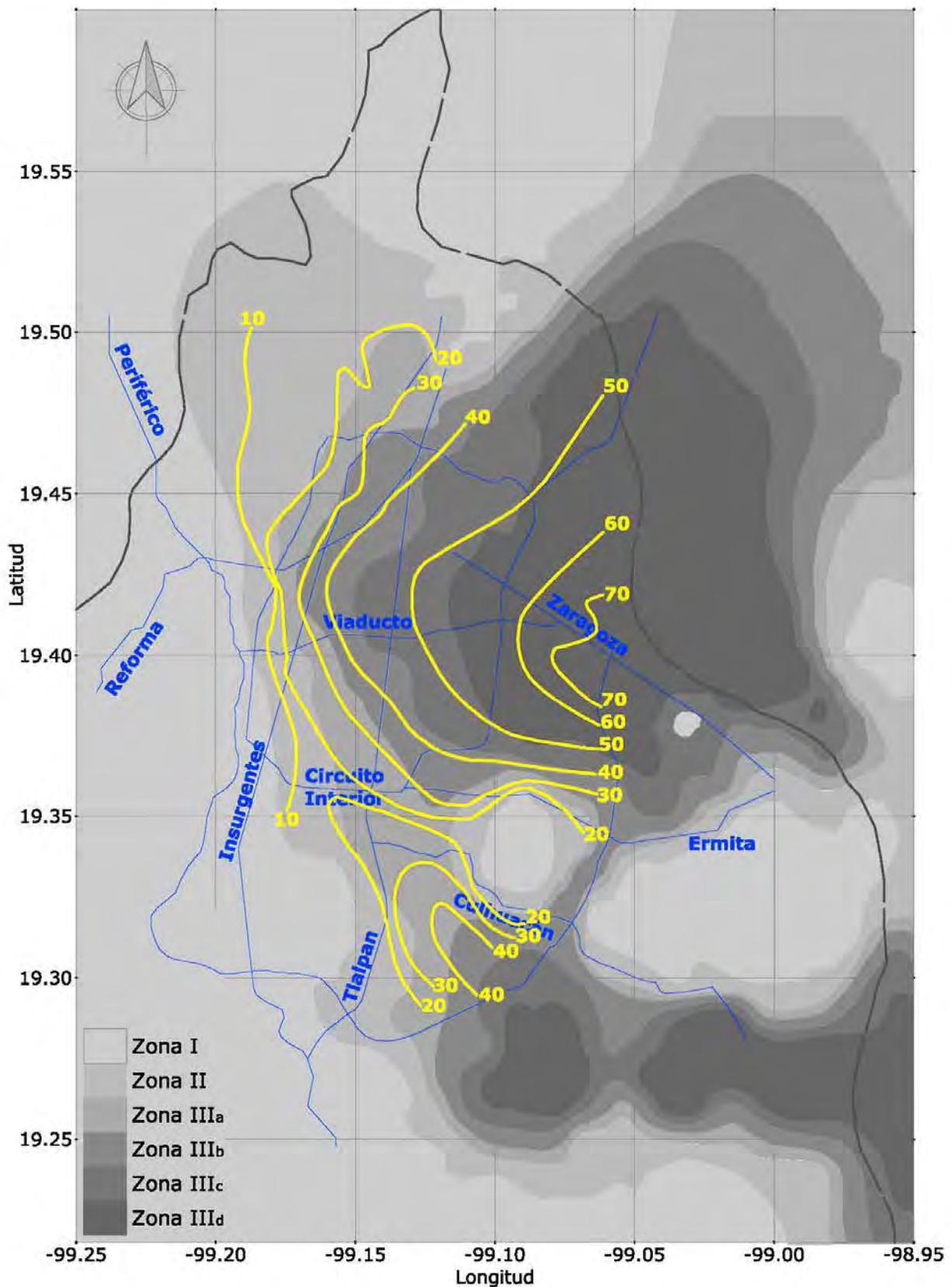


Fig 2.10 Valores de las profundidades del terreno firme, H (m), en la ciudad de México para fines de diseño por sismo, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

Capítulo 2

El Cuerpo Principal (CP) de las NTC-Sismo del RDF-04 establece las siguientes expresiones para definir el espectro de diseño correspondiente:

$$\begin{array}{lll}
 a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{sí} & T < T_a \\
 a = c & \text{sí} & T_a \leq T \leq T_b \\
 a = qc & \text{sí} & T > T_b
 \end{array}$$

donde:

$$q = \left(\frac{T_b}{T} \right)^r$$

a	Ordenada espectral, expresada como fracción de la gravedad
T	Periodo natural de vibración de la estructura
T_a y T_b	Periodos característicos del espectro de diseño
c	Coefficiente sísmico
r	Parámetro que depende de la zona sísmica

El Apéndice A (AA) de las NTC-Sismo del RDF-04 considera explícitamente el efecto del periodo dominante más largo del terreno definido por T_S . La ordenada espectral de aceleraciones, a queda de la siguiente forma:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{sí} & T < T_a \\ \beta c & \text{sí} & T_a \leq T \leq T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 & \text{sí} & T > T_b \end{cases}$$

donde $p = k + (1-k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2$ y β es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a 1 cuando se ignora la interacción suelo-estructura.

El coeficiente de la aceleración del terreno a_0 , el coeficiente sísmico c , el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b del espectro de aceleraciones se obtendrán en función del periodo dominante del sitio, con base en las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 a_0 &= \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5) & \text{sí} & 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ (s)} \\ 0.25 & \text{sí} & T_s > 1.5 \text{ (s)} \end{cases} \\
 c &= \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5) & \text{sí} & 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ (s)} \\ 1.2 & \text{sí} & 1.5 \leq T_s \leq 2.5 \text{ (s)} \\ 1.2 - 0.5(T_s - 2.5) & \text{sí} & 2.5 \leq T_s \leq 3.5 \text{ (s)} \\ 0.7 & \text{sí} & T_s > 3.5 \text{ (s)} \end{cases} \\
 T_a &= \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_s - 0.5) & \text{sí} & 0.5 \leq T_s \leq 2.5 \text{ (s)} \\ 1.5 & \text{sí} & 2.5 \leq T_s \leq 3.25 \text{ (s)} \\ 4.75 - T_s & \text{sí} & 3.25 \leq T_s \leq 3.9 \text{ (s)} \\ 0.85 & \text{sí} & T_s > 3.9 \text{ (s)} \end{cases} \\
 T_b &= \begin{cases} 1.35 & \text{sí} & T_s \leq 1.125 \text{ (s)} \\ 1.2T_s & \text{sí} & 1.125 \leq T_s \leq 3.5 \text{ (s)} \\ 4.2 & \text{sí} & T_s > 3.5 \text{ (s)} \end{cases} \\
 k &= \begin{cases} 2 - T_s & \text{sí} & 0.5 \leq T_s \leq 1.65 \text{ (s)} \\ 0.35 & \text{sí} & T_s > 1.65 \text{ (s)} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Las ordenadas espectrales que resultan de la aplicación de las expresiones anteriores son para estructuras del grupo B; deberán multiplicarse por 1.5 para las estructuras del grupo A.

2.3.2 Reducción de fuerzas sísmicas

El Cuerpo Principal (CP) de las NTC-Sismo del RDF-04 establece que las ordenadas espectrales se podrán reducir dividiéndolas entre un factor de ductilidad Q' , asumiendo que habrá deformaciones inelásticas en los elementos estructurales, y que se calculará como sigue:

$$\begin{aligned}
 Q' &= Q && \text{si se desconoce } T \text{ ó si } T \geq T_a \\
 Q' &= 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1) && \text{si } T \leq T_a
 \end{aligned}$$

Q es el factor de comportamiento sísmico, según se describe en la sección 2.8.

Capítulo 2

Para estructuras no regulares (ver sección 2.7), Q' se reducirá por 0.9 cuando no se cumplan uno de los incisos del 1 al 11 de las condiciones de regularidad, por 0.8 cuando no se cumplan 2 o más requisitos y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular.

El Apéndice A (AA) de las NTC-Sismo del RDF-04 considera que las ordenadas espectrales se podrán reducir dividiéndolas entre los factores de ductilidad Q' y de sobre-resistencia R , de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}} & \text{sí} & T < T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} & \text{sí} & T_a \leq T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} & \text{sí} & T > T_b \end{cases}$$
$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{\frac{T}{T_a}}} & \text{sí} & T < T_a \\ 2 & \text{sí} & T > T_b \end{cases}$$

2.3.3 Revisión por cortante basal

El Cuerpo Principal (CP) de las NTC-Sismo del RDF-04 propone que el cortante basal dinámico, V_{0D} , determinado con el análisis modal espectral, debe cumplir $V_{0D} \geq 0.8aW_0/Q'$; en caso contrario, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que $V_{0D} = 0.8aW_0/Q'$. Para la revisión de los estados límite de servicio (desplazamientos laterales), las respuestas se multiplicarán por Q .

El Apéndice A (AA) de las NTC-Sismo del RDF-04 establece que si la fuerza cortante basal dinámica $V_0 < a_{\min}W_0$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que $V_0 = a_{\min}W_0$; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección. Se usará $a_{\min} = 0.03$ cuando $T_S < 1$ (s) ó $a_{\min} = 0.05$ cuando $T_S \geq 1$ (s)

2.3.4 Efectos bidireccionales

Debe revisarse la estructura para la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Se considerará actuando simultáneamente el valor de diseño de un componente más 30 por ciento del valor de diseño de la componente ortogonal, considerando la condición más desfavorable de los signos.

2.3.5 Efectos de torsión

En estructuras no regulares o asimétricas en planta y/o elevación, los efectos de torsión pueden ser de consideración. Desde el punto de vista del equilibrio, la fuerza actuante por sismo en cada piso está situada en el centro de masa, mientras que la fuerza resistente lo está en el centro de torsión. Si entre esos dos puntos existe una excentricidad, la acción en cada nivel estará constituida por una fuerza más un momento torsionante cuyo efecto debe tomarse en cuenta en el diseño.

El efecto de torsión por su naturaleza dinámica es un problema complejo y su solución se hace a partir de fuerzas estáticas equivalentes, considerando únicamente los efectos por rigidez y masa. Debido al efecto dinámico de la vibración, el momento torsionante que actúa en cada nivel puede verse en general amplificado y, por tanto, la excentricidad efectiva puede ser mayor que la calculada estáticamente. Por otra parte, el cálculo del centro de torsión sólo puede efectuarse con pobre aproximación, porque la rigidez de cada elemento particular puede ser alterada por agrietamientos locales o por la contribución de elementos no estructurales.

Las NTC-Sismo del RDF-04 establecen que la excentricidad torsional calculada en cada nivel e_s , se tomará como la distancia entre el centro de torsión y el punto de aplicación de la fuerza sísmica en dicho piso. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza sísmica del piso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned} &1.5e_s + 0.1b \\ &e_s - 0.1b \end{aligned}$$

El factor 1.5 cubre la amplificación dinámica de la torsión; b es la dimensión en planta perpendicular a la acción sísmica que considera un error probable en la determinación de la excentricidad igual a 10 por ciento del ancho del edificio.

La excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de la excentricidad teórica e_s calculada para los niveles que se hallan abajo del considerado, ni se tomará el momento torsionante de ese piso menor que la mitad del máximo calculado para los pisos que están por arriba del considerado.

En estructuras diseñadas con $Q = 3$ ó 4 , la excentricidad torsional calculada e_s en cada nivel, no deberá exceder de $0.2b$. Para estas estructuras se tomará en cuenta que el efecto de la torsión puede incrementarse cuando alguno de sus elementos resistentes que contribuyan significativamente a la rigidez total de entrepiso incurriere en el intervalo de comportamiento no-lineal o falle. A fin de disminuir este efecto, las resistencias de los elementos que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces.

Ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir los efectos resultantes de la fuerza cortante directa.

2.3.6 Interacción suelo-estructura

La naturaleza del suelo sobre el que está cimentada la estructura modifica la respuesta sísmica de la misma debido a diferentes causas:

- a) La amplificación local, que es la modificación de las ondas sísmicas transmitidas de la roca subyacente a los estratos de suelo entre estructura y cimentación.
- b) La alteración del movimiento del terreno por la presencia de la estructura, considerada ésta como cuerpo rígido.
- c) La interacción entre la vibración de la estructura y la del suelo que ocasiona que una fracción significativa de la energía cinética introducida por el sismo se vuelva a transmitir al suelo y se disipe por el amortiguamiento proporcionado por éste.

La interacción suelo-estructura ocasiona varias modificaciones de la respuesta sísmica; esto es más perceptible en el periodo fundamental del sistema. La interacción suelo-estructura ocurre cuando el movimiento en cualquier punto de la frontera suelo-estructura es diferente del que ocurriera en dicho punto si la estructura no existiera.

El giro que la deformación del suelo permite a la base de la estructura reduce la rigidez efectiva de ésta y da lugar, por tanto, a un aumento de su periodo (ver fig 2.11). Esto lleva a que la ordenada espectral que corresponde a la estructura pudiera ser distinta de la que se tendría si no se considerara la interacción suelo-estructura. El giro en cuestión, por otra parte, hace que el desplazamiento total de la estructura sea mayor que el determinado considerando la cimentación empotrada. Esto puede influir en los efectos de segundo orden de la estructura y en las holguras entre edificios adyacentes para evitar su choque. El amortiguamiento de la vibración de la estructura que se tiene por la modificación del movimiento del suelo y por la radiación de las ondas reflejadas por la estructura, representa una fuente adicional de disipación de energía que puede llegar a reducir la respuesta de la estructura, ya que las deformaciones que ésta tiene que sufrir para disipar la energía del sismo son menores que si no existiera la interacción.

El efecto neto de la interacción suelo-estructura es en todos los casos, para fines prácticos, una reducción en las fuerzas que se inducen en la estructura; por consiguiente, se suele ignorar el efecto. Esta forma de proceder no es aceptable, sin embargo, para estructuras construidas sobre suelos muy compresibles en los que debe tomarse en cuenta el alargamiento del periodo debido a la falta de empotramiento de la cimentación, ya que ésta normalmente la lleva hacia zonas del espectro de diseño donde las ordenadas son mayores.

El cálculo de los efectos suelo-estructura es mediante la interacción cinemática, la cual es causada principalmente por la geometría y rigidez de la cimentación.

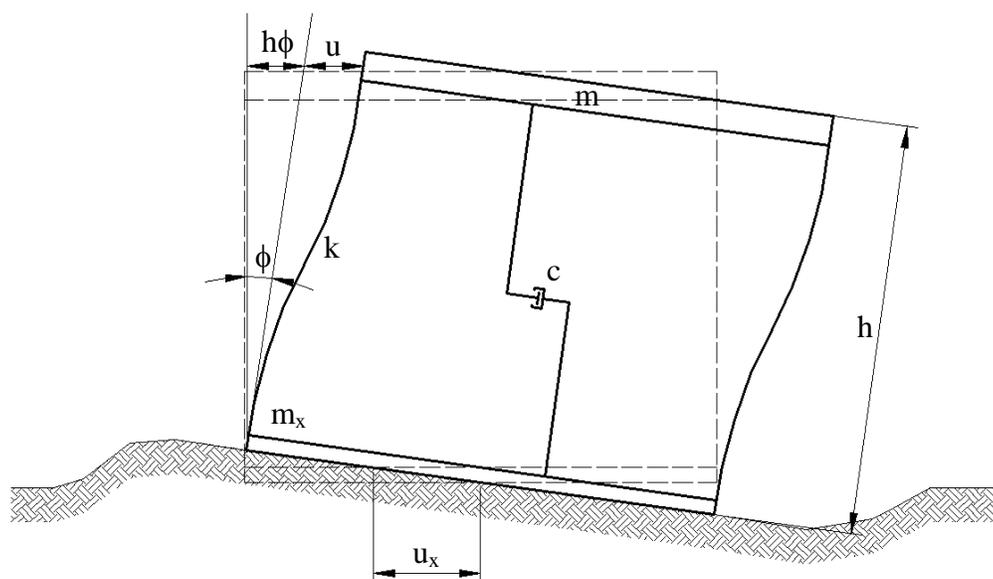


Fig 2.11 Simplificación para mostrar la inclusión de los efectos de la interacción suelo-estructura

2.4 Integración paso a paso

El análisis dinámico paso a paso consiste en resolver numéricamente las ecuaciones de equilibrio dinámico ante la acción de una excitación correspondiente a un acelerograma representativo del sismo de diseño.

Para un tiempo $t + \Delta t$, la ecuación de equilibrio dinámico para un sistema de un grado de libertad viene a ser (ver fig 2.3):

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

donde, la rigidez y el amortiguamiento son funciones no lineales del tiempo.

Existen varios procedimientos para evaluar la integración numérica de la ecuación anterior. Un procedimiento consiste en hacer la suposición de que la aceleración varía linealmente durante cada incremento del tiempo, y que las propiedades estructurales del sistema son constantes en dicho intervalo.

Conocido el valor de $\Delta u(t)$, es posible calcular $\Delta\dot{u}(t)$ y $\Delta\ddot{u}(t)$, y así establecer las condiciones iniciales para el siguiente incremento de tiempo. El proceso se repite sucesivamente hasta el último incremento de tiempo en el que se discretizó la acción sísmica. El procedimiento se puede extender a sistemas de varios grados de libertad, tomando en cuenta su comportamiento inelástico.

2.5 Análisis Push-over

Para aplicaciones prácticas con sistemas de muchos grados de libertad, el análisis dinámico paso a paso inelástico resulta difícil de utilizar. A cambio de este tipo de análisis, se han desarrollado análisis alternativos para la evaluación del comportamiento sísmico estructural, basados en el desempeño, que requieren la determinación de la demanda y la capacidad.

La demanda es representada por el movimiento sísmico del terreno y su efecto sobre un sistema estructural particular, mientras que la capacidad es la habilidad de la estructura para resistir la demanda sísmica. Para estimar la capacidad de la estructura más allá del rango elástico, se recomienda realizar un análisis estático no-lineal ante cargas laterales monotónicamente crecientes, conocido como análisis Push-over. Mientras que para un análisis dinámico paso a paso la historia de cargas es dividida en pequeños incrementos de tiempo, en un análisis estático no-lineal Push-over, las cargas laterales son divididas en pequeños incrementos de carga. Durante estos pequeños incrementos, ya sea de tiempo o de carga, el comportamiento del sistema estructural se asume elástico lineal.

Cuando ocurre un comportamiento no-lineal durante el análisis (se alcanza la fluencia en la sección transversal de algún miembro estructural), la rigidez se modifica para el siguiente incremento (se incluye una articulación plástica). Así, la respuesta de un sistema no-lineal es aproximada a una secuencia de respuestas de un sistema estructural lineal con rigidez variable. La fig 2.12 muestra la secuencia de las cargas laterales estáticas monotónicamente crecientes y la aparición de las rótulas plásticas en los diferentes miembros estructurales, según éstos van alcanzando su resistencia, hasta llegar a formarse el mecanismo de colapso.

El análisis Push-over se usa para conocer la respuesta no-lineal de un sistema estructural, sin relacionar las fuerzas de inercia y amortiguamiento con el tiempo. La ecuación de equilibrio estático, que relaciona cargas con desplazamientos, se puede escribir en forma matricial para pequeños incrementos de carga, durante los cuales se asume un comportamiento elástico lineal, como sigue:

$$[K]\{\Delta\delta\} = \{\Delta P\}$$

Para propósitos de cálculo, se puede reescribir como:

$$[K_i]\{\Delta\delta\} + \{R_i\} = \{P\}$$

K_i es la matriz de rigidez tangente para el incremento de carga correspondiente y R_i es la fuerza restauradora para el inicio del incremento de la carga, definido como:

$$\{R_i\} = \sum_{i=1}^{n-1} [K_{i_i}]\{\Delta\delta_i\}$$

Es muy importante definir cómo será la distribución de cargas laterales estáticas. Puede ser la que resulte de un análisis dinámico con la participación del primer modo de vibración del sistema estructural, según recomiendan en varias publicaciones; pero, con las herramientas de cómputo

actuales, convendría mejor la distribución de cargas laterales resultantes del mismo análisis dinámico, pero incluyendo todos los modos de vibración lateral.

El perfil de cargas sobre el sistema estructural se va incrementado hasta el colapso o se alcanzan las condiciones límite como demanda de ductilidad en elementos estructurales. Los resultados de este tipo de análisis generalmente se presentan graficando la fuerza cortante basal contra el desplazamiento horizontal en azotea.

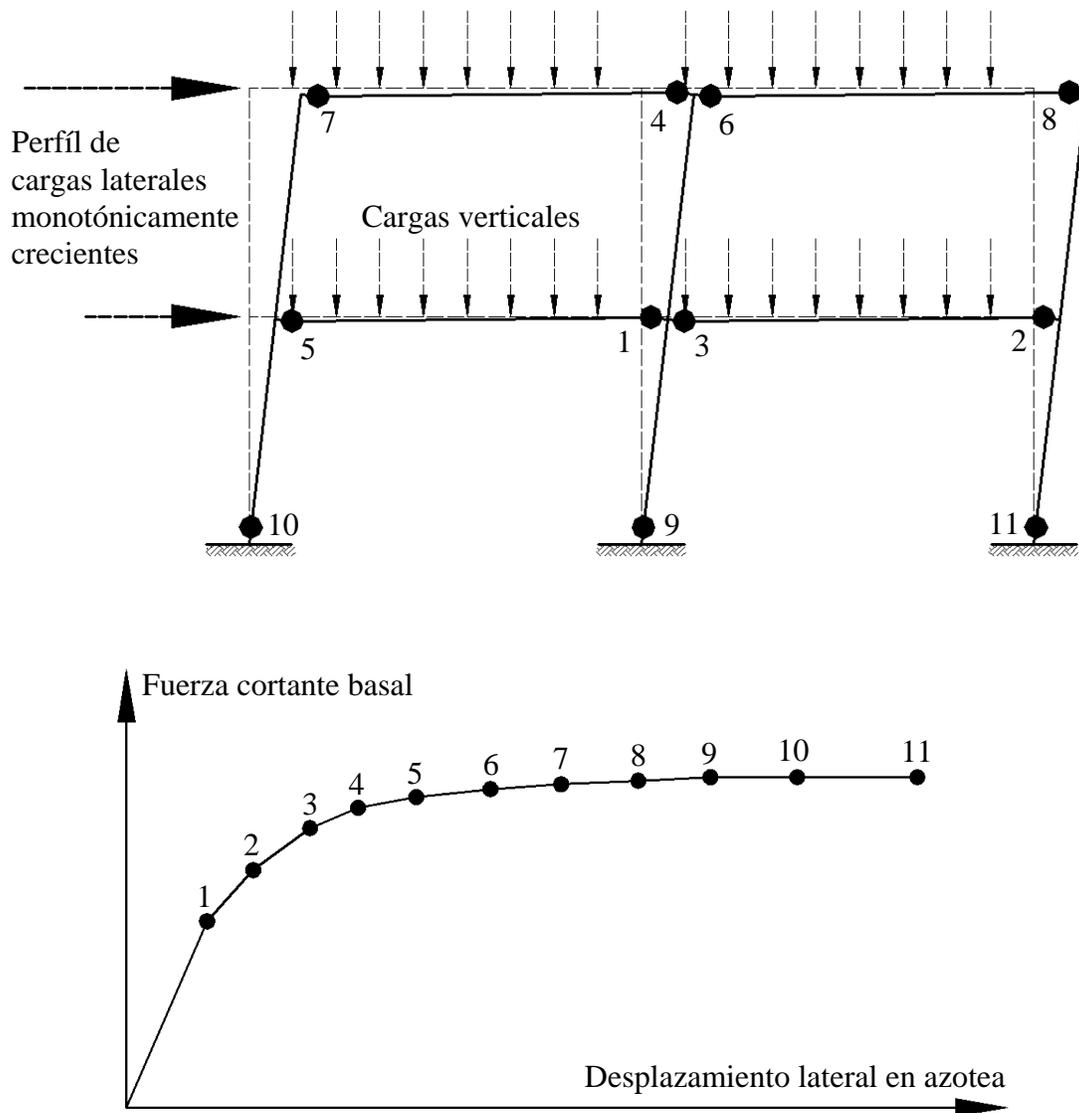


Fig 2.12 Representación del análisis estático no-lineal Push-over en función de la gráfica fuerza cortante basal – desplazamiento lateral en azotea

2.6 Relaciones permisibles de distorsiones angulares de entrepiso

El índice más importante para la determinación de la magnitud de los posibles daños es la distorsión angular del entrepiso i , γ_i , que se calcula como el cociente del desplazamiento lateral relativo entre dos pisos sucesivos, Δ_{i+1} , entre la altura de entrepiso h_i , a saber:

$$\gamma_i = \frac{\Delta_{i+1} - \Delta_i}{h_i}$$

El objetivo principal de este parámetro es limitar las deflexiones laterales a valores que no causen daños en elementos estructurales y no-estructurales, incluso para un sismo de mucha menor intensidad que para el sismo de diseño. Las NTC-Sismo del RDF-04 aceptan emplear los mismos resultados de los desplazamientos laterales del análisis ante el sismo de diseño, después de haber hecho el análisis dinámico modal con el espectro de diseño reducido por el factor Q' dependiente de la ductilidad, pero multiplicados por el factor de comportamiento sísmico, Q . Se sabe experimentalmente que en muros de mampostería y en recubrimientos frágiles de paredes divisorias se provocan agrietamientos cuando las distorsiones angulares de entrepiso exceden de dos al millar (0.002).

El Cuerpo Principal (CP) de las NTC-Sismo del RDF-04 propone que se compare la distorsión angular de entrepiso calculada contra un valor admisible $\gamma_{adm} \leq 0.006$, cuando la deformada de la estructura pueda afectar a elementos no-estructurales frágiles que estén ligados; cuando no existen elementos frágiles que pueden ser dañados por el movimiento lateral de la estructura o cuando éstos estén desligados de la estructura principal, se permite aumentar al doble la distorsión angular admisible, tal que $\gamma_{adm} \leq 0.012$. La fig 2.13 muestra esquemáticamente las dos condiciones anteriores, según las necesidades del Cuerpo Principal de las NTC-Sismo.

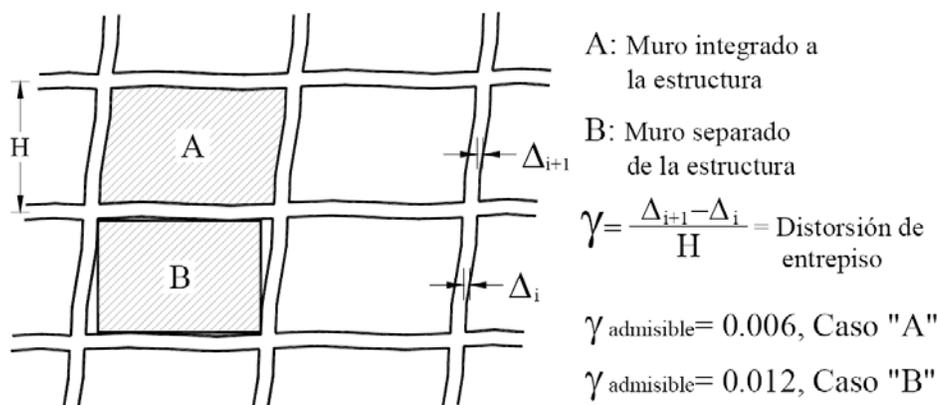


Fig 2.13 Valores permisibles de distorsiones angulares de entrepiso, según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04

El Apéndice A (AA) de las mismas NTC-Sismo del RDF-04 recomienda que la rigidez lateral de la estructura debe cumplir con las dos condiciones siguientes:

- Condición de servicio: las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas con las ordenadas espectrales reducidas por Q y R, y multiplicadas por el factor $Q'R/7$, no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes para cuando los elementos no-estructurales estén ligados a la estructura principal; en caso contrario, el límite en cuestión será de 0.004. Los valores de Q' y R se calcularán para el periodo fundamental de la estructura.
- Condición de colapso: las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas por Q y R, y multiplicadas por el factor QR, después de haberlas dividido por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán las distorsiones establecidas en la tabla 2.2 de acuerdo con las características principales del sistema estructural. El valor de R se calculará con el periodo fundamental de la estructura.

Tabla 2.2 Valores permisibles de distorsiones angulares de entrepiso, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, para garantizar la seguridad contra el colapso

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q = 3 ó 4)	0.030
Marcos dúctiles de acero (Q = 3 ó 4)	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q = 3)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	0.010
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

2.7 Condiciones de regularidad

Las condiciones de regularidad para un sistema estructural, de acuerdo con las NTC-Sismo del RDF-04, son las siguientes:

1. Planta sensiblemente simétrica en masas y elementos resistentes con respecto a dos ejes ortogonales
2. La relación entre la altura y la dimensión menor de la base debe ser menor de 2.5
3. La relación entre el largo y el ancho de la planta debe ser menor de 2.5
4. En planta no debe haber entrantes o salientes cuya dimensión exceda el 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considere la entrante o saliente.
5. Cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente
6. No deben existir aberturas en los sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda del 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere 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 dichas aberturas no debe exceder, en ningún nivel, del 20% del área total de la planta
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse en el diseño sísmico, no debe ser mayor que el 110% del piso inmediato inferior, ni menor que el 70% de dicho peso, excepto en el último nivel
8. El área de cada nivel no debe exceder el 110% del área del piso inmediato inferior, ni debe ser menor que el 70% de la misma, excepto para el último nivel. Además, el área de ningún entrepiso debe exceder en más de un 50% a la menor de los pisos inferiores
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 deben diferir en más del 50% de la del entrepiso inmediato inferior, excepto el último nivel
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , deberá ser mayor del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad

Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos anteriores, será considerada irregular. Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las siguientes condiciones:

- a) La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- b) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

Para estructuras no regulares, Q' se reducirá por 0.9 cuando no cumplan una de las once condiciones de regularidad, por 0.8 cuando no se cumplan dos o más requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular.

2.8 Factor de comportamiento sísmico, Q

Los criterios de diseño adoptados por las NTC-Sismo del RDF-04 incluyen el uso de un factor de reducción por ductilidad, que permiten diseñar para fuerzas sísmicas menores que las correspondientes a espectros de diseño elástico; lo anterior lo hace con base en el factor de comportamiento sísmico, Q . Mediante estas reducciones, el reglamento reconoce la capacidad de disipación de energía que poseen distintos sistemas estructurales. La capacidad de disipación de energía de una estructura depende de la estructuración del edificio y del comportamiento de los materiales, elementos y conexiones estructurales.

Según el código vigente, el factor de comportamiento sísmico Q varía entre 1 y 4, de acuerdo con los requisitos de estructuración y resistencia. La elección del factor Q deberá hacerse en función de las condiciones del proyecto estructural; deberá verificarse, al término del diseño, que efectivamente se cumple con los requisitos que marca el factor Q seleccionado. Esto es, por ejemplo, si en la etapa del diseño se consideró que los muros no contribuyen en la rigidez y resistencia lateral, en los planos deberá indicarse.

A continuación se mencionan los requisitos necesarios para cada valor de Q :

Q = 4

- 1) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado o compuestos de ambos, por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de ambos en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contraviento, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
- 2) Si hay muros ligados a la estructura, éstos se deben tener en cuenta en el análisis, pero su contribución a la capacidad ante fuerzas laterales sólo se tomara en cuenta si estos muros son de piezas macizas, y los marcos sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de ambos son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
- 3) 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.

Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros ligados. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

- 4) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las NTC-Concreto para marcos y muros dúctiles.
- 5) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos dúctiles que fijan las NTC-Metálicas

Q =3

Se satisfacen las condiciones 2, 4 y 5 para $Q= 4$, y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 ó 3, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de este material, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán satisfacer los requisitos de las normas técnicas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las normas correspondientes.

Q =2

La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeos con ductilidad normal o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por $Q= 4$ ó 3 , o por muros de mampostería de piezas macizas confinadas por castillos, dadas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas complementarias respectivas. También, se usará $Q = 2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado con las excepciones que marca las normas técnicas para estructuras de concreto, o cuando se trate de estructuras de madera o acero que se indiquen en la normas correspondientes.

Q = 1.5

La resistencia a fuerza lateral es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las NTC-Mampostería, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para $Q = 4$ ó 3 , por marcos y armaduras de madera o por algunas estructuras de acero que se indican en las normas correspondientes.

Q = 1

La resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los antes especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indiquen en las normas correspondientes.

En todos los casos se usará para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entresijos de la estructura en dicha dirección. El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

2.9 Efectos P-Δ

Al analizar una estructura bajo un sistema de cargas laterales y verticales deben revisarse los efectos adicionales que se originan a raíz de las cargas gravitacionales y los desplazamientos horizontales. Estos efectos de segundo orden son conocidos como efectos P-Δ. Los principales cambios inducidos al sistema por los efectos P-Δ pueden ser:

- Menor disipación de energía
- Reducción de la rigidez lateral. La respuesta sísmica varía en función de que el periodo de la estructura tienda a incrementarse
- Mayores demandas de ductilidad local. Los niveles de deformación inelástica cambian

Los efectos de segundo orden deben considerarse en el diseño de los elementos estructurales sometidos a flexocompresión y pueden despreciarse si:

$$\frac{\Delta_{ri}}{h_i} \leq 0.08 \frac{V}{W}$$

donde:

- Δ_{ri} Desplazamiento lateral relativo entre dos niveles que limitan el entresijo considerado
- h_i Altura de entresijo
- V Fuerza cortante calculada en el entresijo, multiplicada por el factor de carga correspondiente
- W Peso de la construcción situada encima del entresijo, incluyendo cargas muertas y vivas

Los desplazamientos laterales relativos Δ_{ri} se calcularán multiplicando por Q los causados por las fuerzas reducidas.

2.10 Demandas de ductilidad local y global

El comportamiento de una estructura en su conjunto depende del tipo de trabajo que tengan los elementos que la componen, así como también de la manera en que estos elementos se encuentren integrados y conectados para formar el sistema estructural. La consideración de las características de la curva carga-deformación de los miembros estructurales es necesaria por las siguientes razones:

1. No debe ocurrir la falla frágil de dichos elementos. En el caso de que una estructura se cargue hasta la falla, deben tener capacidad suficiente para desarrollar grandes deflexiones ante cargas cercanas a la máxima (ver figs 2.14 y 2.15).

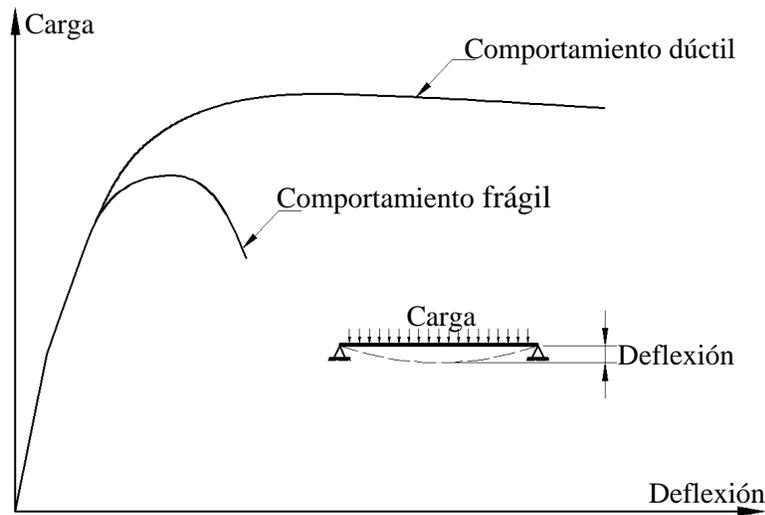


Fig 2.14 Comportamiento de la curva carga-deflexión de un miembro sometido a flexión

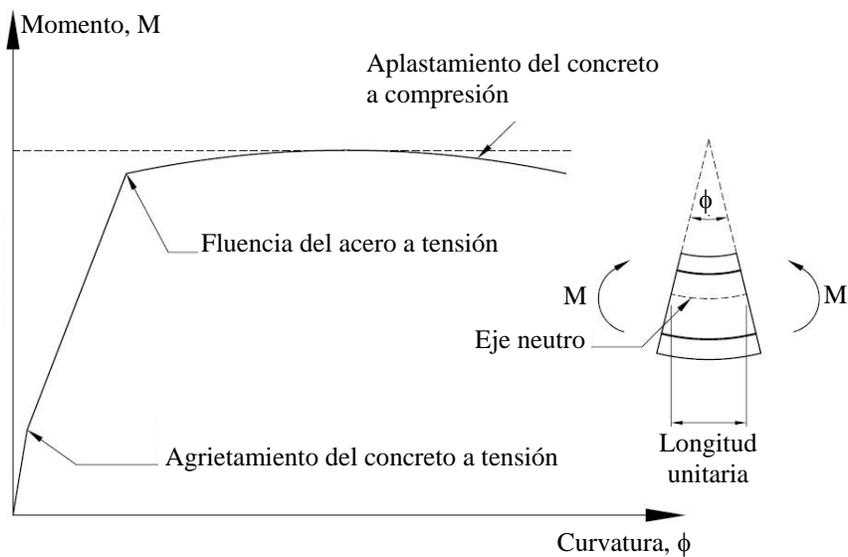


Fig 2.15 Relación típica de momento contra curvatura para un miembro a flexión de concreto reforzado

2. Las distribuciones posibles de las acciones internas (momento flexionante, fuerza cortante y carga axial) que pudieran llegar a presentarse y que se podrían utilizar en el diseño de las estructura, depende de la ductilidad de los miembros en las secciones críticas. Se puede lograr una distribución de momentos flexionantes que difiera de la obtenida de un análisis estructural elástico lineal, si llegan a ocurrir deformaciones inelásticas; según se aproximan a la carga última, algunas secciones pueden alcanzar sus momentos resistentes últimos antes que otras y entonces presentarse una rotación plástica; mientras se mantiene el momento último, se puede transmitir carga adicional conforme en otras partes se llega a su resistencia. La carga última de la estructura se alcanza cuando, después de la formación de suficientes articulaciones plásticas, se presenta el mecanismo de falla.

3. En las regiones expuestas a sismos, una consideración importante del diseño es la ductilidad de la estructura. La filosofía actual del diseño sísmico se apoya en la absorción y disipación de energía mediante la deformación inelástica en los miembros estructurales, ante la acción de los sismos intensos.

La ductilidad de una sección transversal se representa usualmente mediante la relación entre la curvatura última y la curvatura de fluencia bajo la acción del momento flexionante. La relación momento-curvatura describe el comportamiento (ver fig 2.16).

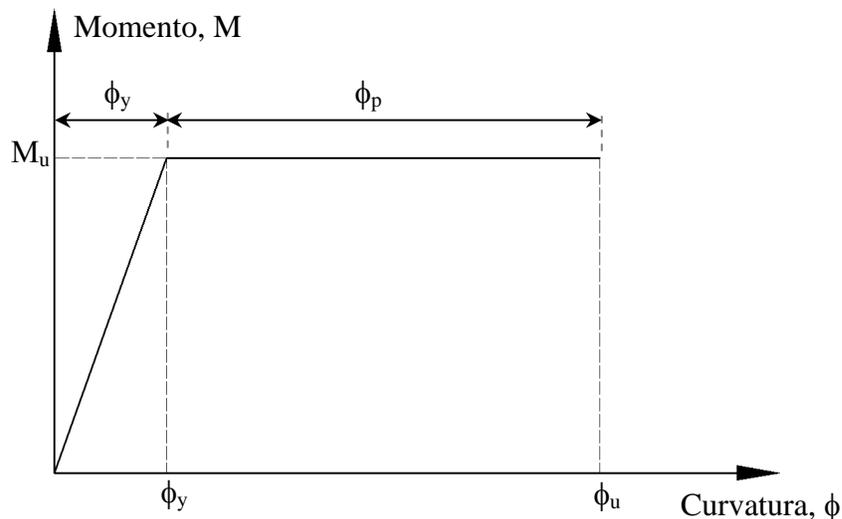


Fig 2.16 Curva idealizada momento-curvatura

Con base en la curva idealizada momento-curvatura que se muestra en la fig 2.16, al tramo entre la curvatura de fluencia ϕ_y y la curvatura última ϕ_u se le denomina curvatura plástica ϕ_p , que representa el cambio geométrico de la sección cuando se alcanza la plastificación del material.

En los elementos estructurales sometidos a cargas dinámicas sísmicas, si se asegura en el diseño que la resistencia por flexión domine, tiende a ocurrir que se plastifique el material en ciertas zonas específicas, particularmente en los extremos. Estas zonas se denominan articulaciones plásticas. Existen diferentes métodos para cuantificar la longitud equivalente de la articulación plástica, l_p ; para este estudio se empleó una longitud equivalente igual a un peralte efectivo ($l_p = d$), de acuerdo con lo observado en los daños en los edificios de la ciudad de México, a consecuencia de los sismos de septiembre de 1985.

La ductilidad local de una sección se representa mediante la relación entre la curvatura última y la de fluencia de la sección sujeta a un momento flexionante, es decir:

$$\mu_L = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{\phi_y + \phi_p}{\phi_y} = 1 + \frac{\phi_p}{\phi_y}$$

donde:

$$\begin{aligned} \phi_p & \text{ Curvatura plástica} = \frac{\theta_p}{l_p} \\ \phi_y & \text{ Curvatura de fluencia} = \frac{M_y}{EI} \\ \theta_p & \text{ Rotación plástica} \\ M_y & \text{ Momento flexionante resistente} \\ E & \text{ Módulo de elasticidad} \\ I & \text{ Momento de inercia} \end{aligned}$$

2.11 Requisitos de estructuración

La forma de la construcción, el tipo y arreglo de los elementos estructurales y la distribución de las masas del edificio tienen una influencia decisiva en la bondad del comportamiento y diseño sismorresistente. Para lograr lo anterior deben atenderse los siguientes puntos:

La sencillez de la estructura permite al proyectista entender claramente la forma en la que ésta resiste las cargas laterales y en la que puede disipar la energía inducida por el sismo.

La existencia de sistemas estructurales que proporcionen rigidez y resistencia lateral en dos direcciones ortogonales es un requisito obvio en vista de que el movimiento del terreno induce fuerzas en cualquier dirección.

La distribución simétrica en planta de los elementos estructurales evita que se presenten torsiones importantes en la respuesta estructural que den lugar a sollicitaciones muy altas y de cuantificación poco confiable en los elementos estructurales.

Debe tenderse a una forma regular en planta. Son poco convenientes las formas excesivamente alargadas debido a que se tiende a perder la rigidez de la losa en su plano para trabajar como diafragma rígido y se aumentan las posibilidades de excentricidad en la distribución de rigideces.

Debe buscarse una forma regular de la construcción en elevación. Las fuertes reducciones del tamaño de la planta después de cierto número de pisos provocan amplificaciones locales del movimiento que no están cubiertas por los procedimientos de diseño usuales recomendados por los códigos.

La uniformidad de resistencia y rigidez lateral de las diferentes partes de la estructura es un punto esencial. Hay que recordar que las fuerzas laterales para las que se analiza la estructura están reducidas por considerar la habilidad de ésta para disipar energía en el intervalo inelástico. La capacidad de disipación de energía de la estructura depende del número de secciones transversales y elementos que pueden llegar simultáneamente a la fluencia; mientras mayor sea, habrá más disipación de energía y menos demanda de deformación inelástica en las secciones transversales individuales. Por ello, deben cuidarse particularmente los puntos siguientes:

- a) Proporcionar máxima hiperestaticidad. Mientras mayor sea el número de secciones transversales que tenga que llegar a la fluencia antes que la estructura pueda fallar, mayor será la disipación inelástica de energía.
- b) Evitar zonas o elementos sobrediseñados. El sobrediseño local, o sea el proporcionar a algunas partes de la estructura resistencia superior a la mínima exigida por el reglamento, con lleva a que el factor de seguridad contra la falla de algunos elementos sea superior al de otros; este criterio puede ser no conservador en el diseño sismorresistente, ya que las secciones transversales sobrediseñadas no participarán de la deformación inelástica y dejarán a un número reducido de secciones la función de disipar energía.
- c) Como consecuencia del razonamiento anterior, debe evitarse que un entrepiso tenga una resistencia y rigidez francamente inferiores al resto, aunque éstas sean suficientes para absorber las fuerzas de diseño.
- d) Deben evitarse las zonas débiles. Las acciones internas generadas por efectos del sismo tratarán de localizar las zonas más débiles de la estructura para disipar allí su energía, y así provocar fallas locales difíciles de reparar. Debe asegurarse que los sistemas de piso y techo sean suficientemente rígidos y resistentes para absorber las fuerzas que se originan en su plano a fin de poder distribuir las fuerzas de inercia entre los elementos verticales de diferente rigidez. Una losa de concreto constituye en general un elemento adecuado para tomar esas fuerzas horizontales, excepto cuando se trate de plantas excesivamente alargadas o con alguna reducción brusca de área. Los techos de elementos de acero o de madera y de cubierta de lámina delgada necesitan arriostramiento en su plano para tener suficiente rigidez.

La cimentación debe ser tal que pueda transmitir a la estructura los movimientos del suelo, de manera que ésta actúe como una unidad monolítica y que no haya deformaciones relativas importantes entre suelo y estructura.

2.12 Mecanismos de falla

La naturaleza no-lineal de la relación momento-curvatura de las secciones de concreto reforzado, provocará cierto ajuste de los momentos flexionantes actuantes más allá del intervalo de carga de servicio; ante la presencia de rotaciones plásticas en algunas secciones transversales, la variación de los momentos flexionantes tendrán un patrón distinto al deducido del análisis estructural elástico lineal hasta que se alcance la carga última de falla, al llegar a formarse el mecanismo de colapso.

2.12.1 Respuesta no-lineal

Es muy importante estudiar el comportamiento estructural global en la etapa no-lineal y relacionarlo con la respuesta local de las secciones transversales y elementos estructurales. El patrón del comportamiento no-lineal de la estructura depende del tipo y número de secciones transversales que sobrepasen la etapa lineal; mientras mayor sea el número que participen en la deformación no-lineal y mientras más dúctil sea el comportamiento de estas secciones, mayor ductilidad tendrá el sistema en su conjunto.

Una medida representativa de la respuesta global de un sistema estructural sujeto a cargas laterales suele ser la relación desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso ($\gamma = \Delta_{ri}/H$), denominada distorsión angular de entrepiso; es un parámetro que se emplea para cuantificar la respuesta de edificios ante sismos severos, para estimar el grado de daño que puede presentarse, tanto en la estructura misma como en los elementos no-estructurales.

2.12.2 Relaciones entre ductilidad de entrepiso y ductilidad de la sección crítica

Cuando se habla de ductilidad de la estructura en su conjunto, ésta se relaciona con el comportamiento del entrepiso más flexible ó con el desplazamiento lateral máximo de la estructura que se presenta en la azotea.

El factor de ductilidad de entrepiso se mide como la relación del máximo desplazamiento lateral relativo que puede aceptar dicho entrepiso antes del colapso y el desplazamiento lateral relativo que se presenta en la primera fluencia de alguna sección transversal de los elementos que componen la estructura; se puede hablar, también, de factor de ductilidad global o del conjunto de la estructura, como la relación entre el desplazamiento lateral de la azotea en el instante antes de que se presente el colapso y el desplazamiento lateral de la primera fluencia en algún miembro estructural.

En el caso de un entrepiso de un marco que está bajo cargas laterales se llega a presentar una configuración deformada como se muestra en la fig 2.17. Si los claros y alturas de entrepiso, así como las rigideces de vigas y columnas son constantes, los puntos de inflexión tenderán a presentarse en el centro de los claros y a media altura de los miembros verticales y, entonces, la relación entre el desplazamiento lateral relativo de entrepiso y la rotación en la base de la columna, en el nivel de fluencia, se obtiene según como se describe enseguida.

Asumiendo que la rigidez lateral de un elemento tipo columna con desplazamiento unitario es:

$$K = \frac{12EI}{l_c^3} \quad (1)$$

y que el punto de inflexión se presenta a la mitad de la altura de las columnas, el momento de fluencia para la condición de empotramiento y la curvatura de fluencia son, respectivamente:

$$M_y = F_y \frac{l_c}{2} \quad (2)$$

$$\varphi_y = \frac{M_y}{EI} \quad (3)$$

Después de relacionar la fuerza aplicada con el desplazamiento producido, se tiene que:

$$F_y = K\Delta_y \quad \Rightarrow \quad \Delta_y = \frac{F_y}{K} \quad (4)$$

y, si se sustituye (1) y (2) en (4):

$$\Delta_y = \frac{M_y l_c^3}{EI 6 l_c}$$

Finalmente:

$$\Delta_y = \frac{\varphi_y l_c^2}{6}$$

Con base en los conceptos anteriores, es posible identificar dos probables mecanismos de deformación inelástica: el de columnas débiles-vigas fuertes, donde las articulaciones plásticas se presentan en los extremos de las columnas (ver fig 2.18) y el de columnas fuertes-vigas débiles (ver fig 2.19), donde las rótulas plásticas se tienen en los extremos de las vigas, ante la acción del momento negativo en una cara de la columna y de momento positivo en la otra cara.

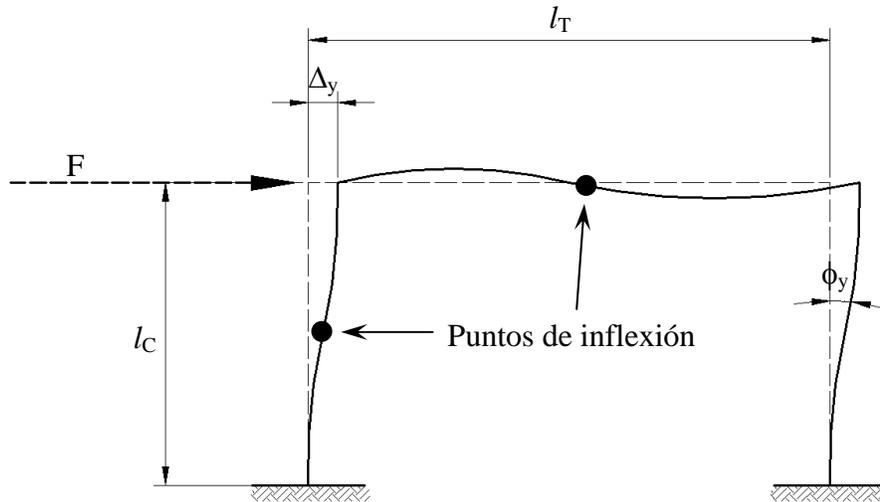


Fig 2.17 Deformada elástica de un marco sujeto a cargas laterales

2.12.2.1 Mecanismo de falla columna débil-viga fuerte

Con base en la fig 2.18, después de aislar una columna del entrepiso para realizar el cálculo, se puede demostrar que el desplazamiento de colapso vale:

$$\Delta_p = \theta_c l_c$$

donde:

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p$$

$$\theta_c = (\varphi_p - \varphi_y) l_p$$

Así, la ductilidad global sería,

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} \quad (5)$$

donde:

$$\Delta_p = (\varphi_p - \varphi_y) l_p l_c \quad (6)$$

$$\Delta_y = \frac{\varphi_y l_c^2}{6} \quad (7)$$

Y, después de sustituir,

$$\mu_{\Delta} = 1 + \frac{(\varphi_p - \varphi_y) l_p l_c}{\frac{\varphi_y l_c^2}{6}} \Rightarrow \mu_{\Delta} = 1 + 6 \frac{l_p (\varphi_p - \varphi_y)}{l_c \varphi_y}$$

Si se considera que la ductilidad local vale:

$$\mu_{\phi} = 1 + \frac{\phi_p}{\phi_y}$$

Entonces, la ductilidad de entrepiso sería,

$$\mu_{\Delta} = 1 + 6 \frac{l_p}{l_c} (\mu_{\phi} - 1)$$

Asumiendo que $l_p = \frac{h_c}{2}$, queda como:

$$\mu_{\Delta} = 1 + 3 \frac{h_c}{l_c} (\mu_{\phi} - 1)$$

Con relaciones $\frac{h_c}{l_c}$ y ductilidades de entrepiso μ_{Δ} típicas, las ductilidades locales de curvatura μ_{ϕ} necesarias se incrementan conforme aumenta la esbeltez de la sección; sin embargo, cabe recordar que las columnas, por estar sujetas a cargas axiales elevadas, no son capaces de desarrollar ductilidades locales significativas, por lo tanto, este mecanismo de falla es indeseable.

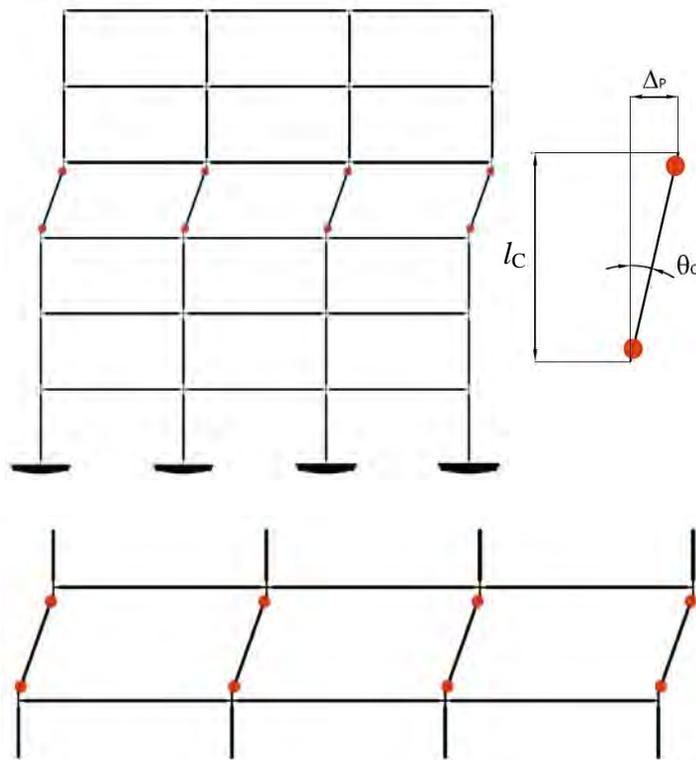


Fig 2.18 Mecanismo de falla de un entrepiso con columnas débiles y vigas fuertes

2.12.2.2 Mecanismo de falla columna fuerte-viga débil

Después de aislar un nudo interior del marco mostrado en la fig 2.19, la relación entre la rotación de la articulación plástica de la viga y la rotación plástica de la columna es:

$$\theta_v = 2\theta_c$$

donde:

$$\theta_c = \frac{1}{2}\theta_v$$

$$\Delta_p = \theta_c l_C = \frac{1}{2}\theta_v l_C \quad (8)$$

Además, se sabe que:

$$\theta_v = (\varphi_p - \varphi_y) l_p \quad (9)$$

tal que, después de sustituir (9) en (8):

$$\Delta_p = \frac{1}{2}(\varphi_p - \varphi_y) l_p l_C \quad (10)$$

Según la ec (5), la ductilidad global es:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} \quad (5)$$

donde:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y l_c^2}{6} \quad (7)$$

después de sustituir (10) y (7) en (5), se tiene que:

$$\mu_{\Delta} = 1 + \frac{\frac{1}{2}(\phi_p - \phi_y) l_p l_c}{\frac{\phi_y l_c^2}{6}} \Rightarrow \mu_{\Delta} = 1 + 3 \frac{l_p}{l_c} \frac{\phi_p - \phi_y}{\phi_y}$$

Finalmente se tiene que la demanda global de entrepiso sería:

$$\mu_{\Delta} = 1 + 3 \frac{l_p}{l_c} (\mu_{\phi} - 1)$$

Asumiendo que $l_p = \frac{h_v}{2}$, queda como:

$$\mu_{\Delta} = 1 + \frac{3}{2} \frac{h_v}{l_c} (\mu_{\phi} - 1)$$

Con relaciones $\frac{h_v}{l_c}$ y ductilidades de entrepiso μ_{Δ} típicas, las ductilidades locales de curvatura μ_{ϕ} necesarias se incrementan conforme aumenta la esbeltez de la sección; sin embargo, hay que considerar que las articulaciones plásticas en las vigas son capaces de desarrollar demandas de ductilidad más grandes que las columnas.

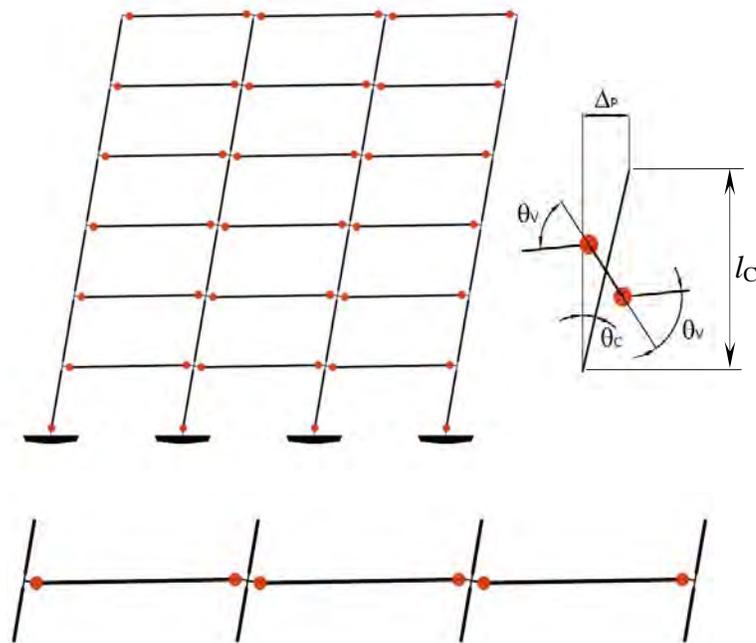


Fig 2.19 Mecanismo de falla de un entrepiso por columnas fuertes y vigas débiles

El mecanismo de colapso de columnas débiles-vigas fuertes debe evitarse; debe hacerse un diseño adecuado de las resistencias relativas entre las vigas y columnas que ocurren a un mismo nudo, para favorecer la formación de articulaciones plásticas en vigas y no en las columnas.

2.13 Efectos de sobre-resistencias

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

2.13.1 Posibles fuentes de sobre-resistencia

En este estudio, para fines de determinar las respuestas no-lineales, se consideraron los efectos de posibles fuentes sobre-resistencia disponibles. Las posibles fuentes de sobre-resistencia que se tomaron en cuenta fueron:

- Diagrama esfuerzo-deformación del acero de refuerzo considerando la etapa de endurecimiento por deformación, EPD

Con respecto de la sobre-resistencia debido a la etapa de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, las figs 2.20 y 2.21 comparan el comportamiento elástico-plástico perfecto

(EPP), asumido en un diseño convencional, contra la curva $\epsilon_s - f_s$ en que se toma en cuenta el efecto de la etapa de endurecimiento por deformación (EPD), respectivamente.

Los datos de los parámetros principales utilizados en este estudio, ambos comportamientos, quedaron definidos por:

$$\epsilon_y = 0.002; \epsilon_{sh} = 0.010; \epsilon_{su} = 0.080$$

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}; f_{su} = 6300 \frac{kg}{cm^2}$$

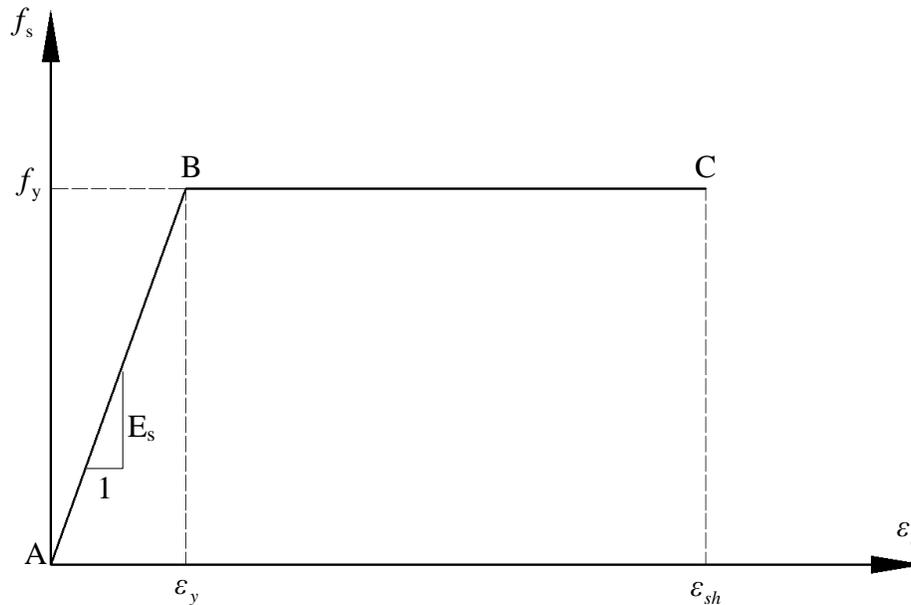


Fig 2.20 Gráfica esfuerzo-deformación EPP

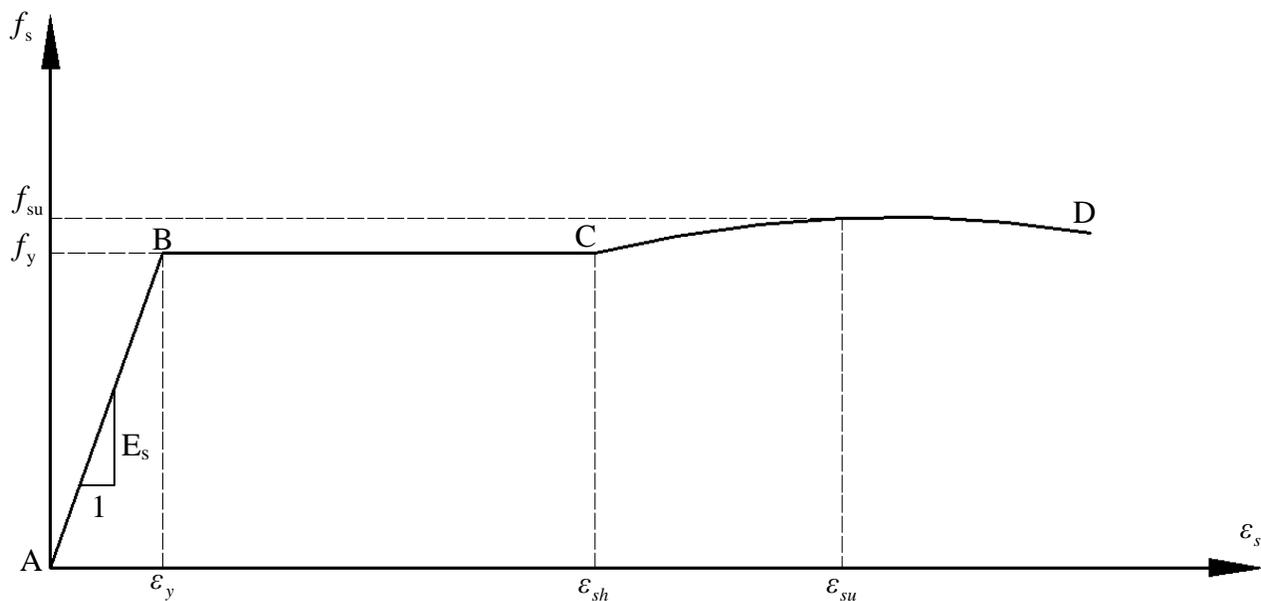


Fig 2.21 Gráfica esfuerzo-deformación EPD

Capítulo 2

b) Valores reales promedio de resistencias de los materiales

En el caso del acero, con base en estudios experimentales y estadísticos, el valor real promedio del esfuerzo de fluencia excede aproximadamente en un 20 por ciento el valor nominal especificado; esto es, en lugar de $f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$ (diseño nominal convencional), se consideró un valor de $f_y = 5000 \frac{kg}{cm^2}$.

Para el concreto, la resistencia nominal a la compresión utilizada fue $f_c' = 250 \frac{kg}{cm^2}$; para los efectos de las sobre-resistencias, se consideró, también, un incremento del 20 por ciento, tal que el valor real promedio fue de $f_c' = 300 \frac{kg}{cm^2}$.

c) Secciones transversales T en las vigas, considerando la ayuda de los patines de la losa ante la acción de momento flexionante positivo, y la ayuda del acero de la losa para momento flexionante negativo

De acuerdo con las NTC-Concreto el ancho equivalente del patín a compresión con que participa la losa en la viga de sección T será igual a $b = 2b_1 + b'$, donde b_1 será el menor de los siguientes (ver figs 2.22a y 2.22b):

- $\frac{L}{8} - \frac{b'}{2}$
- $\frac{L'}{2}$
- $8t$

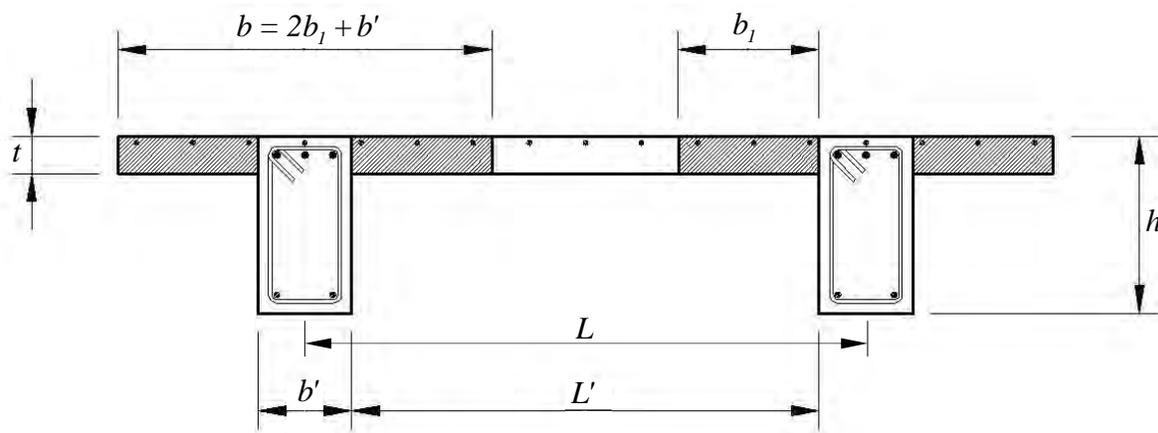


Fig 2.22a Ancho equivalente del patín a compresión con que contribuye la losa a la resistencia de flexión de la viga T

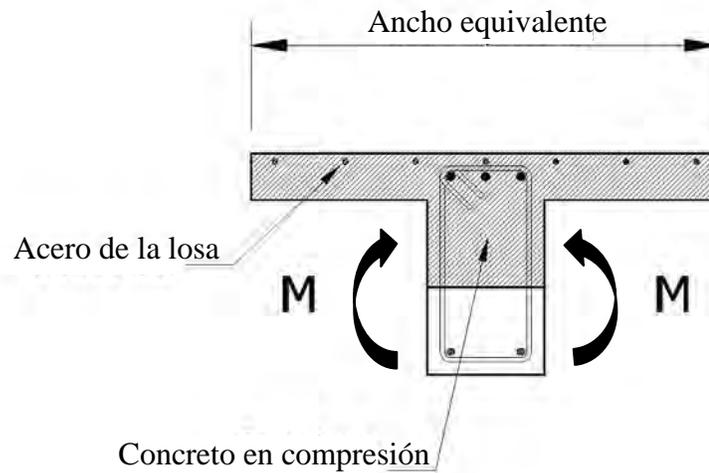


Fig 2.22b Contribución de los patines de la losa a la resistencia ante la acción de momento flexionante positivo

Para determinar la resistencia al momento flexionante negativo de las vigas, asumiendo que se tiene un colado monolítico con la losa maciza, se consideró la contribución del acero de refuerzo de la losa comprendido en el mismo ancho equivalente definido previamente, según lo muestra la fig 2.22c.

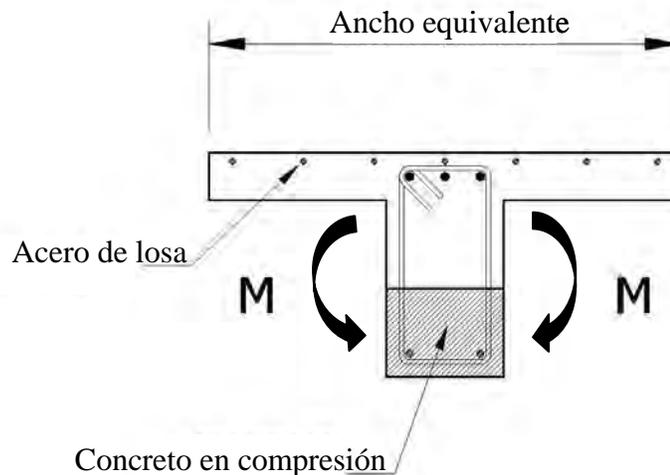


Fig 2.22c Contribución a la resistencia por momento flexionante negativo del acero de refuerzo de la losa

d) Efecto del confinamiento del núcleo de concreto en las secciones transversales con la ayuda del refuerzo transversal

Se consideró, también, la participación con que contribuye el refuerzo transversal en el confinamiento del núcleo de concreto. Existen estudios que muestran que la resistencia a flexión y al cortante de un elemento estructural confinado puede ser considerablemente superior con respecto a la del miembro que no esté bien confinado. El efecto del confinamiento también proporciona una mayor capacidad de deformación, teniéndose mejor ductilidad. Las NTC-Concreto del RDF-04 proponen un área mínima de acero de refuerzo transversal por confinamiento. En muchos casos, después de aplicar dicho requisito del código, tiende a excederse el acero requerido por resistencia al corte, lo cual proporciona, en general, al elemento estructural una mayor capacidad de deformación y, por tanto, un mejor comportamiento sísmico.

2.13.2 Diagrama esfuerzo-deformación del concreto

Para el diagrama esfuerzo-deformación idealizado del concreto a compresión se empleó el modelo de Kent y Park (ver fig 2.23). Este modelo considera tres zonas principales, a saber:

Zona AB. Aplica hasta una deformación $0.002k$. En esta región se supone que el refuerzo transversal no afecta el comportamiento del concreto. La curva queda definida por:

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

El parámetro k toma en cuenta la sobre-resistencia en el concreto confinado por el refuerzo transversal,

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

donde:

- ρ_s Cuantía de acero del refuerzo transversal
- f_{yh} Esfuerzo de fluencia de los estribos
- f'_c Esfuerzo de compresión del concreto

Zona BC. Aplica a partir de una deformación $0.002k$. Esta región es definida por una pendiente descendente definida por el parámetro Z_m , que considera la disminución lineal del esfuerzo del concreto por efecto del confinamiento:

$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f'_c}{14.23f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h'}{s_h} - 0.002k}}$$

La resistencia en esta región está definida por:

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

donde $f_c \geq 0.2kf'_c$ y:

- ϵ_c Deformación unitaria del concreto
- h' Ancho del elemento
- s_h Separación de estribos

Zona CD. Aplica a partir de una deformación ϵ_{20C} . Esta región define la capacidad del concreto de mantener esfuerzos bajo deformaciones importantes, donde:

$$f_c = 0.2kf'_c$$

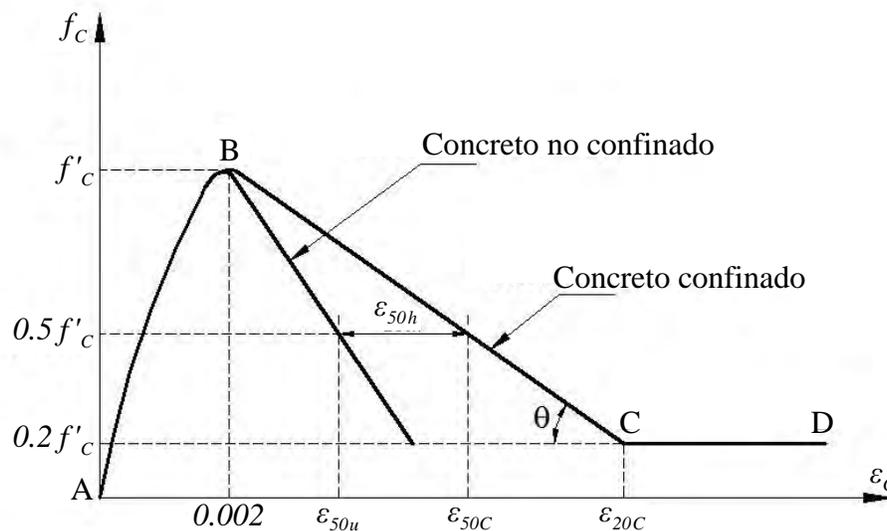


Fig 2.23 Modelo de Kent y Park modificado para el diagrama esfuerzo- deformación del concreto a compresión con y sin confinamiento

2.13.3 Diagrama esfuerzo-deformación del acero

La fig 2.21, mostrada anteriormente, está definida en función de tres regiones importantes, según como se describen enseguida.

Capítulo 2

Zona AB. Conocida como intervalo elástico, donde el material cumple con la ley de Hooke. Al descargar el material no se presentan deformaciones permanentes; es aplicable para deformaciones unitarias $\varepsilon_s < \varepsilon_y$, donde el esfuerzo se calcula como $f_s = \varepsilon_s E_s$

Zona BC. Es el rango plástico donde el material se deforma rápidamente bajo un estado de esfuerzo constante, tal que al descargar el material se presentan deformaciones permanentes; el rango de deformaciones de este estado es $\varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh}$ y el esfuerzo correspondiente vale $f_s = f_y$

Zona CD. Se presenta la etapa del endurecimiento por deformación, donde los esfuerzos y las deformaciones presentan un incremento; el material adquiere una capacidad adicional de resistencia antes de que ocurra la fractura y es aplicable para el rango de deformaciones $\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s < \varepsilon_{su}$; el esfuerzo se calcula como:

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

donde:

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

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

f_s Esfuerzo en el acero

f_{su} Esfuerzo último del acero

f_y Esfuerzo de fluencia del acero

ε_s Deformación unitaria del acero

ε_y Deformación unitaria de fluencia del acero

ε_{sh} Deformación que marca el inicio de la zona de endurecimiento por deformación

ε_{su} Deformación máxima a considerar en el acero

2.13.4 Casos considerados de resistencias

Resistencias nominales

- No se toma en cuenta el efecto de confinamiento
- Diagrama esfuerzo-deformación elasto-plástico perfecto (EPP) del acero de refuerzo
- Secciones transversales rectangulares de las vigas
- Valores nominales de las propiedades de los materiales:

$$f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}, \quad \varepsilon_{cu} = 0.003$$

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}, \quad \varepsilon_y = 0.0021$$

Efectos de sobre-resistencias

- Se considera la contribución del confinamiento del refuerzo transversal
- Diagrama esfuerzo-deformación del acero de refuerzo considerando la etapa de endurecimiento por deformación (EPD)
- Vigas de sección transversal T, tomando en cuenta la participación de los patines de la losa para momento flexionante positivo y el acero de la losa para momento flexionante negativo
- Valores reales promedio de los materiales:

$$f'_c = 300 \frac{Kg}{cm^2}, \quad \varepsilon_{cu} = 0.0035$$

$$f_y = 5000 \frac{Kg}{cm^2}, \quad \varepsilon_y = 0.0024$$

$$f_{su} = 7500 \frac{Kg}{cm^2}, \quad \varepsilon_{sh} = 0.010, \quad \varepsilon_{su} = 0.080$$

2.14 Criterios de diseño de elementos de concreto reforzado

Se aplican las NTC-Concreto del RCDF-04 para diseñar las secciones transversales de los elementos estructurales de los diferentes modelos de este estudio.

El análisis dinámico modal espectral, para fines de determinar las acciones internas por efectos del sismo, se realizó utilizando los factores de comportamiento sísmico $Q = 2$ y 4 . El diseño de los elementos estructurales para $Q = 2$ solamente consideró los requisitos generales, mientras que para $Q = 4$, además se utilizaron los requisitos especiales de marcos dúctiles.

2.14.1 Factores de reducción de resistencia, F_R

Se utilizaron los siguientes factores de reducción de resistencia (F_R) para $Q = 2$:

- 0.9 Flexión
- 0.8 Cortante y torsión
- 0.8 Flexocompresión cuando el núcleo esté bien confinado
- 0.8 Flexocompresión cuando el elemento falle en tensión
- 0.7 Flexocompresión cuando el núcleo no esté bien confinado y el elemento falle en compresión

Para $Q=4$ se utilizaron los siguientes factores de reducción de resistencia (F_R):

- 0.9 Flexión
- 0.5, 0.6 Cortante en columnas y vigas, respectivamente
- 0.6 Flexocompresión en cualquier caso

2.14.2 Requisitos generales de diseño

2.14.2.1 Flexión

Para este estudio se emplearon, para el diseño del refuerzo longitudinal por flexión, las siguientes expresiones:

- En secciones transversales rectangulares simplemente armadas (sin acero de compresión):

$$M_R = F_R b d^2 f''_c q (1 - 0.5q)$$

- En secciones transversales rectangulares doblemente armadas (con acero de compresión):

$$M_R = F_R \left[(A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right]$$

donde:

$$q = \rho \frac{f_y}{f''_c}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

A_s Área del refuerzo en tensión

A'_s Área del refuerzo en compresión

$a = \frac{(A_s - A'_s)}{f''_c b} f_y$ Profundidad del bloque de esfuerzos del concreto a compresión

- **Cuantías de acero mínimas y máximas**

Área de acero de refuerzo mínimo:

$$A_{S_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d$$

donde:

- b Ancho de la sección
- d Peralte efectivo

El área de acero de refuerzo máximo se consideró igual al 90 por ciento de la cuantía de acero de refuerzo correspondiente a la falla balanceada, cuando en la sección transversal no se tengan efectos de fuerzas sísmicas. En aquellos elementos que formen parte de sistemas estructurales que resistan cargas sísmicas, la cuantía máxima será del 75 por ciento de la correspondiente a la falla balanceada.

La cuantía de acero de la condición balanceada se obtiene con:

$$A_{sb} = \frac{f''_c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} bd$$

donde:

$$\beta_1 = 0.85$$

Así, el área máxima del acero de refuerzo, asumiendo efectos sísmicos, es:

$$A_{S_{m\acute{a}x}} = 0.75 \frac{f''_c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} bd$$

- **2.14.2.1.a Elementos estructurales comunes (Q = 1, 1.5 ó 2)**

La relación entre la altura y el ancho de la sección transversal, h/b, no debe exceder de 6.

En trabes se deberá proporcionar acero longitudinal adicional en las paredes verticales del elemento, constituido por lo menos de 2 barras de 7.9 mm (número 2.5) de diámetro colocadas con una separación máxima de 35 cm.

- **Refuerzo complementario en las paredes de vigas**

En las paredes de vigas con peraltes superiores a 750 mm debe proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos.

- **2.14.2.1.b Elementos estructurales en Marcos Dúctiles (Q = 3 ó 4)**

Debe cumplirse lo siguiente:

- **Cargas**

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

donde:

P_U Fuerza axial de diseño

f'_c Resistencia especificada del concreto a compresión, en kg/cm²

A_g Área de la sección transversal bruta

- **Geometría**

- a) $d \leq \frac{L}{4}$ $L =$ Claro libre de la viga
- b) $b \geq \frac{L}{30}$ $b \geq 25$ cm; $b =$ Ancho de la viga
- c) $b \leq c_1$ y $b \leq c_2$ c_1 y c_2 son las dimensiones de columna donde llega la viga
- d) $h \leq 3b$
- e) $\frac{e}{b} \leq 0.1$ e , es la distancia horizontal entre el eje de la viga y el eje de la columna a la que llega.

- **Refuerzo longitudinal**

La cuantía mínima de acero longitudinal será la misma que en elementos estructurales comunes con la diferencia que deberá colocarse tanto en el lecho inferior como en el superior. La cuantía de acero longitudinal a tensión no excederá de 0.025

En los extremos de longitud $2h$, a partir de la unión con una columna, el momento resistente positivo no será menor que el 50 por ciento del momento resistente negativo. Los momentos resistentes positivos y negativos en cualquier parte de la longitud del elemento, serán al menos el 25 por ciento del momento resistente máximo que se tenga en los extremos.

Los uniones de barras de refuerzo se pueden realizar con traslapes, soldaduras o dispositivos mecánicos en cualquier zona de la sección cuando se trate de barras alternadas, excepto en las zonas del elemento estructural donde es posible que se presenten articulaciones plásticas. Las barras del refuerzo longitudinal se podrán agrupar en paquetes de dos como máximo.

- **Refuerzo transversal por confinamiento (ver fig 2.24)**

Para asegurar un buen desempeño de los elementos estructurales, debe proporcionarse refuerzo transversal para garantizar un buen confinamiento. La longitud de la zona de confinamiento en vigas será igual a dos veces el peralte total (h) de la sección. En esta zona, la separación de los estribos no será mayor que:

- a) Una cuarta parte del peralte efectivo de la viga
- b) 8 diámetros de la barra longitudinal más gruesa
- c) 24 diámetros de la del estribo
- d) 300 mm.

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tenga un soporte lateral suministrado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135° . Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cm. de una barra soportada lateralmente. En ningún caso se usarán estribos o anillos de diámetro menores de 7.9 mm (número 2.5)

En las regiones del elemento que no se especificaron anteriormente, la separación máxima del acero de refuerzo transversal será:

- a) $\frac{1}{2}d$
- b) Separación requerida para resistir la fuerza cortante

Las características geométricas del refuerzo transversal será la misma que se aplica para elementos estructurales diseñados con los requisitos generales. La fig 2.24 describe los principales requisitos requeridos para el diseño de vigas de marcos dúctiles.

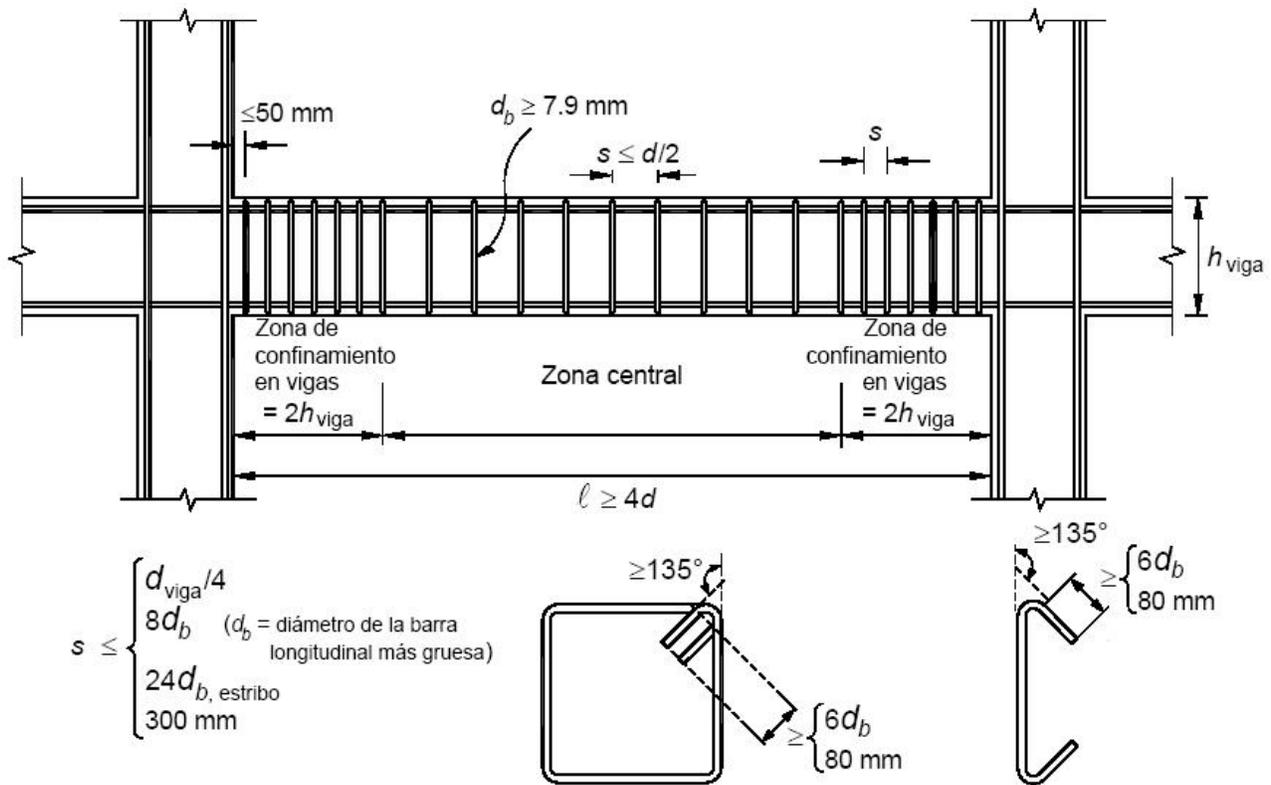


Fig 2.24 Detallado de elementos a flexión de marcos dúctiles

• **Requisitos para fuerza cortante**

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se dimensionarán de manera que no se presente falla por cortante antes que puedan formarse las articulaciones plásticas por flexión en sus extremos.

Al calcular el refuerzo transversal por cortante, se despreciará la contribución del concreto a la resistencia. La fuerza cortante de diseño debe ser tal que: $V_U > 2F_R b d \sqrt{f_C^*}$.

De acuerdo con las NTC-Concreto del RDF-04, V_U se podrá obtener del análisis estructural elástico, a partir de las cargas factorizadas; en este caso $F_R = 0.6$.

En el refuerzo para fuerza cortante puede incluirse el refuerzo de confinamiento.

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tenga un soporte lateral suministrado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135° . Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cm. de una barra soportada lateralmente. En ningún caso se usarán estribos o anillos de diámetro menores de 7.9 mm (número 2.5).

2.14.2.2 Flexocompresión

Toda sección transversal de cualquier elemento estructural sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento flexionante, considerando los efectos biaxiales y de esbeltez. Para este trabajo, el cálculo del refuerzo longitudinal de las columnas, ante los efectos de flexocompresión, se realizó utilizando los diagramas de interacción de las Ayudas de Diseño para elementos de concreto reforzado publicadas en las series del Instituto de Ingeniería, UNAM (No. ES-2 y Apéndice del informe 176).

- **Excentricidad mínima**

La excentricidad de diseño no será menor que $0.05h \geq 20$ mm, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

- **2.14.2.2.a Elementos estructurales comunes (Q = 1, 1.5 ó 2)**

- **Requisitos geométricos**

La relación entre la dimensión mayor y la menor de la sección transversal de una columna no excederá de 4. La dimensión menor será por lo menos igual a 20 cm.

- **Refuerzo longitudinal mínimo y máximo**

La cuantía del refuerzo longitudinal de la sección no será menor que $A_{s_{min}} = \frac{20}{f_y}$, ni mayor que 0.06. El número mínimo de barras será de cuatro en columnas rectangulares y seis en columnas circulares.

- **Requisitos para refuerzo transversal**

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión. En cuanto a la separación, todas las barras o paquetes de barras deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que:

- a) $\frac{850}{\sqrt{f_y}}$ veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada
- b) 48 diámetros de la barra del estribo
- c) La mitad de la menor dimensión de la columna

La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada, arriba y debajo de cada unión de columna en una longitud no menor que:

- a) La dimensión transversal máxima de la columna
- b) Un sexto de la altura libre
- c) 600 mm

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tenga un soporte lateral suministrado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135°. Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cm de una barra soportada lateralmente. En ningún caso se usarán estribos o anillos de diámetro menores de 7.9 mm.

Para dar restricción lateral a las barras que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por barras rectas, cuyos extremos terminen en un doblez de 135° alrededor de la barra o paquete restringido, seguido de un tramo recto con longitud no menor que seis diámetros de la barra de la grapa ni menor que 8 cm.

- **Resistencia mínima de flexión en columnas**

Con excepción de los nudos de azotea, las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deberán ser al menos iguales a las resistencias a flexión de las vigas.

- **Resistencia a fuerza cortante en uniones viga-columna**

Se supondrá que la demanda de fuerza cortante en el nudo se debe a las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión. El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna.

Se admitirá revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente.

Para calcular la resistencia de diseño a fuerza cortante del nudo se deberá clasificarlo según el número de caras verticales confinadas por los miembros horizontales y si la columna es continua o discontinua. Se considerará que la cara vertical está confinada si la viga cubre al menos 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, y si el peralte del elemento confinante es al menos 0.75 veces la altura de la viga más peraltada que llega al nudo.

En nudos con tramos de viga o de columna sin cargar, se admite considerar a la cara del nudo como confinada si los tramos satisfacen las especificaciones geométricas del párrafo anterior y se extienden al menos un peralte efectivo a partir de la cara de la unión.

La resistencia a fuerza cortante en los nudos con columnas continuas deberá calcularse como:

- a) Nudos confinados en sus cuatro caras verticales $6.5F_R\sqrt{f_c^*}b_e h$

- b) Nudos confinados en tres caras verticales o en caras verticales opuestas
 $5.5F_R\sqrt{f_c^*}b_e h$
- c) Otros casos $4.5F_R\sqrt{f_c^*}b_e h$

En nudos con columnas discontinuas, la resistencia de diseño a fuerza cortante será 0.8 veces la obtenida de las ecuaciones anteriores

El ancho b_e se calculará promediando el ancho medio de las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza. Este ancho b_e no será mayor que el ancho de las vigas más el peralte de la columna, h, o que la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, h. Cuando el peralte de la columna en dirección de la fuerza cambie en el nudo y las barras longitudinales deban doblarse, se usará el menor valor en las anteriores.

• **2.14.2.2.b Elementos estructurales en marcos dúctiles (Q = 3 ó 4)**

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , cumpla:

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

• **Requisitos geométricos**

- a) $b \geq 30 \text{ cm}$
- b) $b \geq \frac{H}{15}$ H = Altura libre de la columna
- c) $b \geq 2.5h$
- d) $A_g \geq \frac{P_u}{0.5f'_c}$ $A_g = bd$

• **Resistencia mínima de flexión en columnas**

La resistencia a flexión en columnas en un nudo, debe satisfacer $\sum M_e \geq 1.5 \sum M_g$

Donde:

$\sum M_e$ es la suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno, de las columnas que lleguen a ese nudo.

$\sum M_g$ es la suma al paño de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno, de las vigas que llegan al nudo.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

No será necesario revisar el cumplimiento de la condición anterior, si las columnas se dimensionan por flexocompresión con un factor de resistencia de 0.6. Bajo la combinación de cargas muerta y viva, no se modificará el factor de resistencia.

- **Refuerzo longitudinal**

La cuantía del refuerzo longitudinal de la sección no será menor que el 1% ni mayor que por el 4%. El número mínimo de barras será de cuatro en columnas rectangulares y seis en columnas circulares.

Los uniones de barras de refuerzo se pueden realizar con traslapes, soldaduras o dispositivos mecánicos en cualquier zona de la sección cuando se trate de barras alternadas excepto en zonas del elemento donde es posible que se presenten articulaciones plásticas. Las barras del refuerzo longitudinal se podrán agrupar en paquetes de dos como máximo.

- **Refuerzo transversal**

Deberán cumplirse los siguientes requisitos:

1. Los correspondientes para refuerzo transversal en elementos estructurales comunes ($Q= 1, 1.5$ y 2),
2. Las barras de refuerzo en vigas y columnas serán corrugadas y con un esfuerzo de fluencia no menor de 4200 Kg/cm^2 y deberán tener fluencia definida, bajo un esfuerzo que no exceda al esfuerzo de fluencia especificado en más de 1300 kg/cm^2 , y su resistencia real debe ser por lo menos igual a 1.25 veces su esfuerzo real de fluencia.
3. Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Podrá usarse el método para la revisión de la resistencia mínima a flexión en columnas, sin embargo, no será necesario que el dimensionamiento por fuerza cortante sea más conservador que el obtenido con la fuerza cortante de diseño proveniente del análisis y un factor de resistencia igual a 0.5

Se suministrará el refuerzo transversal mínimo en una longitud en ambos extremos del miembro y a ambos lados de cualquier sección donde sea probable que fluya por flexión el refuerzo longitudinal ante desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento. La longitud será la mayor de:

- 1) La mayor dimensión transversal del miembro

- 2) Un sexto de su altura libre
- 3) 60 cm

En la parte inferior de columnas de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna, y debe continuarse dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa.

La cantidad de acero de refuerzo transversal en columnas dependerá de la posición con respecto de la altura de las mismas, colocándose mayor refuerzo en las zonas críticas de los extremos y del nudo; en estas zonas, el área de refuerzo transversal no será menor que:

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} sh_c \quad \text{ó} \quad 0.09 \frac{f'_c}{f_{yh}} sh_c$$

donde:

- A_c Área transversal del núcleo de concreto confinado
- h_c Dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área A_{sh}

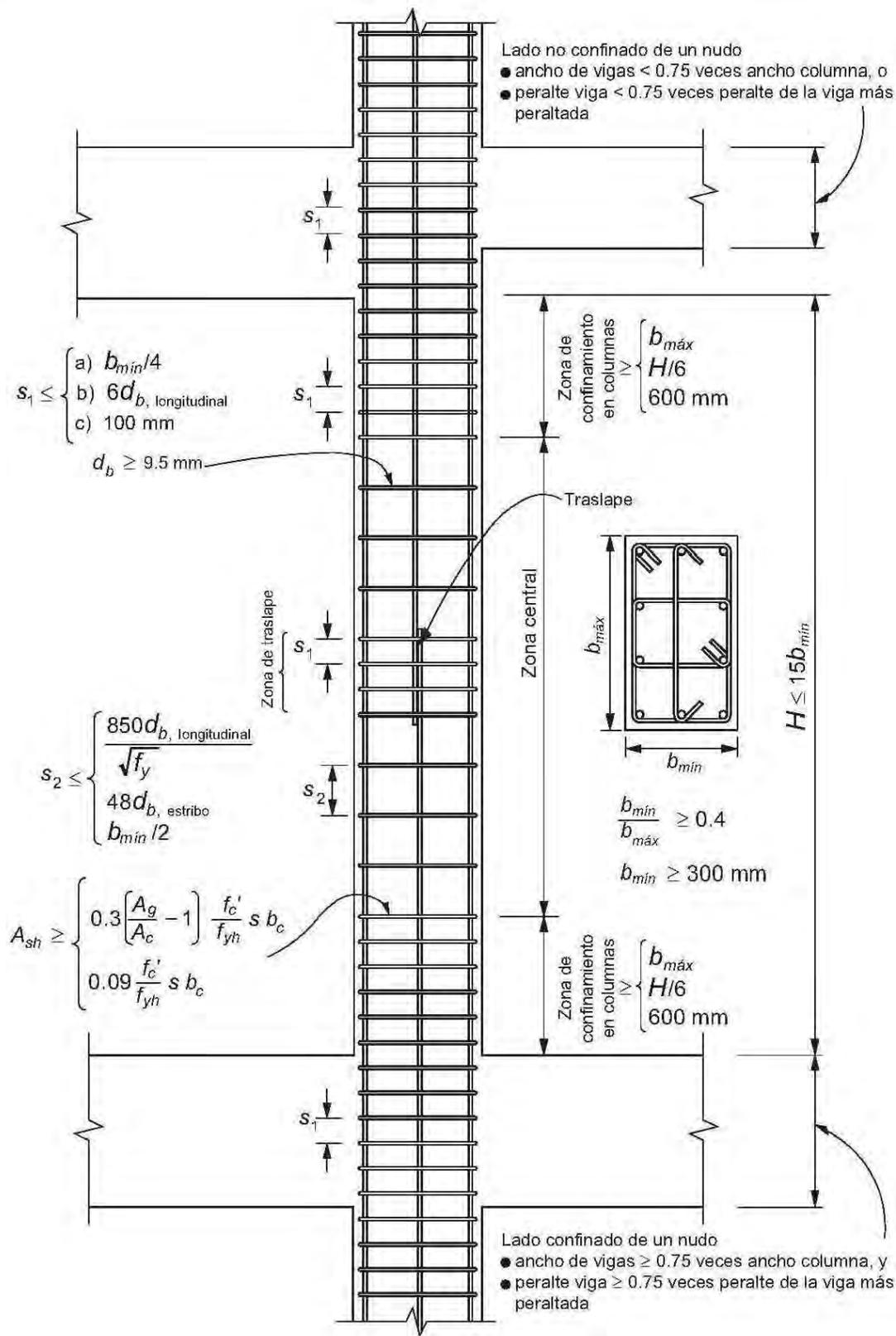


Fig 2.25 Detallado de elementos a flexocompresión de marcos dúctiles

El refuerzo transversal debe estar formado por estribos cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, de diámetro no menor que 9.5 mm (número 3). Puede complementarse con grapas del mismo diámetro que los estribos, separadas igual que éstos a lo largo del miembro. Cada extremo de una grapa debe abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblé de 135 grados seguido de un tramo recto de al menos seis diámetros de la grapa pero no menor que 80 mm. (ver fig 2.26).

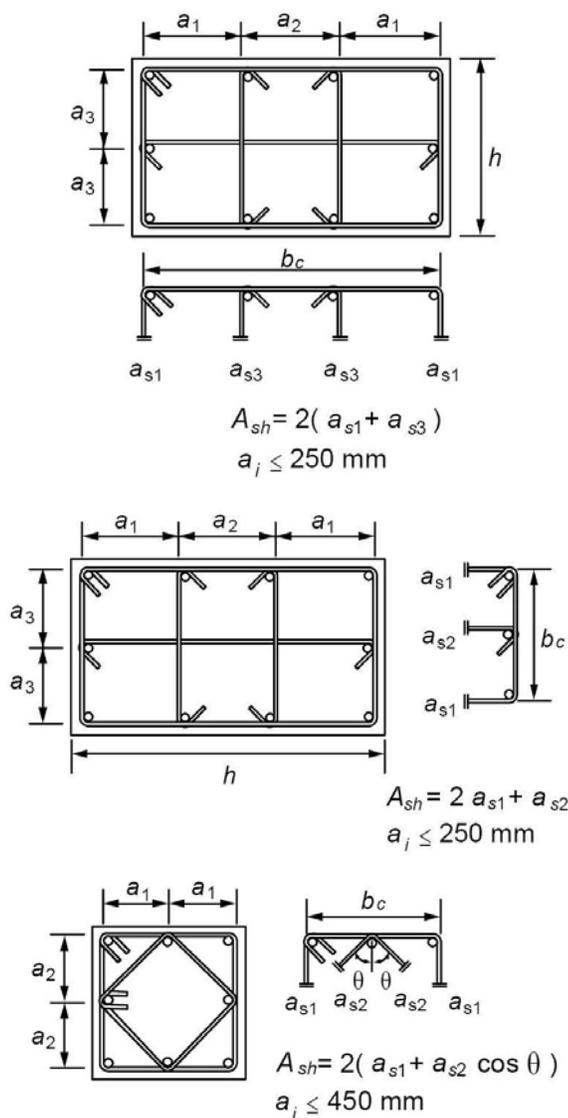


Fig 2.26 Detallado del refuerzo transversal de elementos a flexocompresión

En cuanto a la separación del refuerzo transversal, todas las barras o paquetes de barras deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que:

- a) 10 cm
- b) La cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento
- c) 6 diámetros de la barra longitudinal más delgada

2.14.2.3 Fuerza cortante

- **Resistencia del concreto al cortante**

La resistencia a la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , está en función de la cuantía de acero longitudinal; aplica para elementos cuya dimensión en la dirección de la fuerza cortante no exceda de 70 cm, a saber:

$$V_{CR} = F_R bd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f_c^*} \quad \text{para } \rho < 0.015$$

$$V_{CR} = 0.5F_R bd\sqrt{f_c^*} \quad \text{para } \rho \geq 0.015$$

En caso de que el peralte total h sea mayor que 70 cm, V_{CR} se multiplicará por el factor $1 - 0.0004(h - 700)$, donde h está en mm.

En miembros sujetos a flexocompresión, en los que el valor de la carga axial última $P_U \leq F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s)$, el valor de V_{CR} se obtendrá como sigue:

$$V_{CR} = \left(1 + 0.007\frac{P_U}{A_g}\right)F_R bd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f_c^*} \quad \text{para } \rho < 0.015$$

$$V_{CR} = \left(1 + 0.007\frac{P_U}{A_g}\right)0.5F_R bd\sqrt{f_c^*} \quad \text{para } \rho \geq 0.015$$

Si $P_U > F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s)$, V_{CR} variará linealmente hasta 0 para $P_U = F_R(A_g f''_c + A_s f_y)$.

En miembros sujetos a flexotensión:

$$V_{CR} = \left(1 - 0.03\frac{P_U}{A_g}\right)F_R bd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f_c^*} \quad \text{para } \rho < 0.015$$

$$V_{CR} = \left(1 - 0.03\frac{P_U}{A_g}\right)0.5F_R bd\sqrt{f_c^*} \quad \text{para } \rho \geq 0.015$$

- **Refuerzo mínimo**

Se suministrará acero mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño $V_u < V_{CR}$, definido por:

$$A_{v_{min}} = 0.30 \sqrt{f_c} \frac{bs}{f_y}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor que 7.9 mm y cuya separación no excederá de medio peralte efectivo de la sección en cuestión.

- **Separación del refuerzo vertical**

Cuando $V_u > V_{CR}$, la separación s requerida del refuerzo por tensión diagonal se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{SR}}$$

donde:

$$V_R = V_{CR} + V_{SR} \geq V_U$$

A_v Área transversal del refuerzo por tensión diagonal

θ Ángulo entre el refuerzo y el eje del elemento estructural

V_{SR} Fuerza cortante que toma el acero de refuerzo transversal

$$\text{Si } V_{CR} < V_u \leq 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad s \leq \frac{1}{2} d$$

$$\text{Si } V_{CR} > 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad s \leq \frac{1}{4} d$$

- **Limitación para V_U**

En ningún caso se permitirá que:

$$V_U > 2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{en vigas}$$

$$V_U > 2 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{en columnas}$$

2.14.2.4 Torsión

En los elementos en los que se pueden despreciar los efectos de torsión,

$$T_U < 0.27 F_R \sqrt{f_C} \frac{A_g^2}{p_{CP}}$$

donde:

p_{CP} es el perímetro de la sección

- **Refuerzo transversal**

El área de estribos cerrados que formarán el refuerzo transversal por torsión se calculará como:

$$A_t = \frac{T_U s}{F_R 2 A_o f_{yv} \cot \varphi}$$

donde:

- A_t Área transversal de una sola rama del refuerzo por torsión con una separación s
- A_o Área bruta encerrada por el flujo de cortante
- f_{yv} Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
- φ Ángulo con respecto al eje de la pieza que forman los puntales de compresión que se desarrollan en el concreto para resistir torsión según la teoría de la analogía de la armadura espacial.

- **Refuerzo longitudinal**

El área de las varillas de refuerzo longitudinal por torsión, A_{st} , adicionales a las de flexión, no será menor que la calculada con:

$$A_{st} = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \cot^2$$

donde:

- A_{st} Área de refuerzo longitudinal por torsión adicional al de flexión
- p_h Perímetro, medido en el eje, del estribo de refuerzo por torsión

3. CÁLCULO DE RESPUESTAS ELÁSTICAS Y DISEÑOS

3.1 Descripción de los modelos estructurales

Se consideraron dos modelos estructurales regulares a base de marcos de concreto reforzado de 3 y 6 niveles de planta rectangular, con tres crujías de 6 m en la dirección X y tres crujías de 8 m en la dirección Y. Las alturas de entrepiso son de 3 metros con excepción del primero que es de 4 metros (ver figs 3.1 a 3.1d).

Los modelos estructurales están constituidos por un sistema de marcos compuestos de vigas y columnas, con las losas como diafragmas rígidos (ver figs 3.2 y 3.3). Para el análisis estructural se consideró concreto tipo 1, por lo que el módulo de elasticidad del concreto se tomó como

$$E_c = 14000\sqrt{f_c'} \text{ con } f_c' = 250 \frac{Kg}{cm^2} \text{ para el concreto y } f_y = 4200 \frac{Kg}{cm^2} \text{ para el acero de refuerzo.}$$

Las estructuras propuestas serán destinadas a vivienda del grupo B1, situadas en la zona sísmica compresible III_b de la ciudad de México, de acuerdo al Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04, con $T_s = 2$ s y $H = 20$ m según el Apéndice A de las mismas NTC. Se diseñaron asumiendo los factores de comportamiento sísmico $Q = 2$ y 4.

Se eligió un marco en cada una de las dos direcciones principales de los edificios para fines comparativos: eje 2 en la dirección X y eje A en la dirección Y.

3.1.1 Casos de estudio

Las tablas 3.1a y 3.1b muestran los diferentes casos de estudio de los edificios de 3 y 6 niveles, respectivamente.

3.2 Características generales de análisis y diseño estructural

El análisis estructural tridimensional de los modelos se realizó con el programa de computadora ETABS. Se utilizó el método de análisis dinámico modal espectral considerando los efectos de segundo orden y los de las cargas gravitacionales.

Las acciones internas últimas para el diseño de los armados correspondientes se seleccionaron de nueve combinaciones de carga; la primera correspondiente a las cargas verticales con el factor de carga $F_C = 1.4$, y las otras ocho con los efectos inducidos por el sismo con $F_C = 1.1$.

Las tablas 3.2 y 3.3 muestran las cargas muertas de azotea y de una planta tipo; las tablas 3.4 y 3.5 contienen las cargas vivas instantáneas y máximas para azotea y planta tipo; y, la tabla 3.6 presenta las cargas verticales totales para el diseño sísmico.

El efecto del comportamiento inelástico de las estructuras se incluye considerando el factor denominado de comportamiento sísmico (Q), que reduce las ordenadas del espectro elástico de diseño ($Q = 1$) correspondiente. Lo anterior es permitido por las NTC-Sismo del RDF-04.

El diseño estructural de los modelos se realizó satisfaciendo los estados límite de servicio y de falla de las NTC-Sismo del RDF-04; para la condición de servicio las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso no deberían ser mayores de 0.006, de acuerdo con el Cuerpo Principal, y 0.002 conforme al Apéndice A; los armados se determinaron para los factores de comportamiento sísmico $Q = 2$ y 4. Además, se revisaron los desplazamientos laterales para la condición de seguridad ante colapso, de acuerdo con el Apéndice A, limitando los valores de las distorsiones angulares de entrepiso a 0.015 para $Q = 2$ y 0.030 para $Q = 4$.

3.3 Procedimiento de análisis y diseño estructural

La propuesta inicial de las dimensiones de los elementos estructurales de los modelos matemáticos se basa principalmente en recomendaciones empíricas; se parte de dimensiones apropiadas considerando entre otras las longitudes de las crujías y ciertas características del uso de la construcción y zona sísmica donde estará desplantado cada edificio. Para el diseño se realizaron análisis dinámicos modales espectrales, con los que se obtuvieron los siguientes resultados: periodos de vibración, configuraciones modales, factores de participación modal, desplazamientos laterales y elementos mecánicos últimos.

3.3.1 Revisión del cortante basal dinámico

Se revisó que la fuerza cortante basal del análisis dinámico modal espectral no resultara menor que $0.8a \frac{W_0}{Q}$; para los modelos de este estudio no hubo necesidad de hacer alguna modificación al respecto.

3.3.2 Revisión de desplazamientos laterales y proporcionamiento de las resistencias necesarias

Se determinaron los desplazamientos laterales máximos, para fines de revisar la condición de servicio, multiplicado por los factores Q y $Q'R/7$ para el Cuerpo Principal y el Apéndice A de las NTC-Sismo, respectivamente.

Se revisó, también, el estado límite de falla (resistencias) de los elementos estructurales; las NTC-Concreto del RDF-04 establecen restricciones y proponen expresiones de diseño y detallado para un adecuado comportamiento estructural. Así, una vez que el modelo en cuestión satisfizo los estados límite de servicio, se procedió al diseño de los aceros de refuerzo longitudinal y transversal de las secciones transversales de todos los miembros estructurales de los casos analizados.

Las tablas 3.7 a 3.22 presentan las dimensiones de las secciones transversales de las vigas y columnas de las estructuras de 3 y 6 niveles, según las revisiones con los espectros de diseño sísmico especificados por el Cuerpo Principal y el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, que cumplen los estados límite de servicio y falla.

3.3.3 Periodos de vibración

Se presentan los periodos de vibración de los diferentes casos de estudio de las estructuras de 3 y 6 niveles.

Las figs 3.4 a 3.9 muestran en planta y elevación a las deformadas de los tres primeros modos de vibración del modelo de 3 niveles; por tratarse de una estructura de baja altura, rigen las condiciones de servicio, independientemente del tipo de caso (A1, A2, B1 y B2), como se muestra en las tablas 3.23 y 3.24. Las diferencias entre periodos fundamentales de vibración son poco significativas, independientemente del tipo de espectro de diseño (Cuerpo Principal ó Apéndice A) y del factor de comportamiento sísmico ($Q=2$ ó 4) utilizado; si acaso, con el Cuerpo Principal la estructura resulta ligeramente más rígida.

Las figs 3.10 a 3.15 muestran las deformadas de los principales modos de vibración del modelo de 6 niveles. Igual que ocurrió con los edificios de 3 niveles, las dimensiones que rigieron fueron las correspondientes a servicio para ambos niveles de diseño ($Q = 2$ ó 4). Las tablas 3.25 y 3.26 comparan los periodos de vibración de cada caso de la estructura de 6 niveles, considerando los criterios de diseño del Cuerpo Principal y el Apéndice A de las NTC-Sismo. Para el edificio de 6 niveles se presentan diferencias semejantes entre los periodos a lo anotado en el modelo de 3 niveles. Los periodos resultan ligeramente menores para el Cuerpo Principal, resultando un poco más rígidas cuando se diseña con el espectro del Cuerpo Principal de las NTC-Sismo.

3.3.4 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

Las tablas 3.27 y 3.28 muestran los valores máximos de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los modelos de 3 niveles, y las tablas 3.29 y 3.30 tienen las respuestas de los modelos de 6 niveles, después de haber revisado la condición de servicio según el Cuerpo Principal y el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04. Las figs 3.16 a 3.23b contienen las respuestas estructurales de los modelos de 3 y 6 niveles, respectivamente, considerando los tamaños de las secciones transversales definitivas que resultaron de los diseños correspondientes, sismo actuando en ambas direcciones.

Con respecto de la revisión de la seguridad contra el colapso, con el criterio del Apéndice A, las respuestas de ambos edificios, diseñados con $Q = 2$ y 4 caen por debajo de los límites permisibles correspondientes de 0.015 y 0.030 , respectivamente; esto es, en todos los casos de los modelos estructurales de 3 y 6 niveles está rigiendo la condición de servicio, según los límites permisibles de distorsión angular de entrepiso de 0.006 y 0.002 para el Cuerpo Principal y el Apéndice A, respectivamente.

3.3.5 Desplazamientos laterales máximos totales

Las figs 3.24 a 3.27b presentan las respuestas de los modelos de 3 niveles diseñados con $Q = 2$ y 4 , y las figs 3.28 a 3.31b muestran los resultados de los modelos de 6 niveles diseñados con $Q = 2$ y 4 , sismo actuando en ambas direcciones, condiciones de servicio (Cuerpo Principal y Apéndice A) y de colapso (Apéndice A). Las tablas 3.31 a 3.34 tienen los valores máximos de los desplazamientos horizontales de azotea.

3.3.6 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las figs 3.32 a 3.39 muestran en elevación las distribuciones de las fuerzas cortantes de entrepiso de los modelos de 3 y 6 niveles, sismo en ambas direcciones, a raíz de los análisis modales con los espectros del Cuerpo Principal y del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04. Las respuestas son prácticamente iguales cuando el sismo actúa en una u otra dirección.

3.3.7 Rigideces de entrepiso

Las figs 3.40 y 3.47 tienen las rigideces de entrepiso de los modelos de 3 y 6 niveles diseñados con $Q = 2$ y 4 . Las estructuras proporcionadas con el Apéndice A tienden en general, a tener menor rigidez lateral, con respecto de los casos proporcionados con el Cuerpo Principal. Las diferencias entre los casos con $Q = 2$ y 4 son nulas, porque rigió la condición de diseño de servicio.

3.3.8 Elementos mecánicos últimos y diseño de las cuantías de acero de refuerzo

Las vigas se diseñaron para los momentos flexionantes y fuerzas cortantes últimos actuantes, resultantes de la combinación crítica de las cargas previamente establecidas. Para los diseños de las columnas se tomaron en cuenta los efectos biaxiales de interacción de los momentos flexionantes actuantes en las direcciones mayor y menor y la carga axial que mayor refuerzo longitudinal requiere; el refuerzo transversal se proporcionó para satisfacer las condiciones de confinamiento y de resistencia por fuerza cortante. Para los diseños con $Q=4$ se aplicaron los requisitos especiales de marcos dúctiles, además de los requisitos generales con que se proporcionaron los casos de $Q=2$.

Las figs 3.48 a 3.51 tienen los elementos mecánicos últimos de las vigas y columnas de los ejes 2 y A de las estructuras de 3 niveles, casos A1 y B1; las figs 3.52 a 3.55b muestran las cuantías de acero de refuerzo longitudinal; las figs 3.56 a 3.63 describen en corte los tipos de diseños resultantes de los armados longitudinal y transversal de los extremos de vigas y columnas; y, las figs 3.64 a 3.67 presentan las distribuciones resultantes de los tipos de resistencias de vigas y columnas con $Q=2$ (caso A1) y 4 (caso B1) de los modelos de 3 niveles diseñados con el Cuerpo Principal.

Las figs 3.68 a 3.71 tienen los elementos mecánicos últimos resultantes en las vigas y columnas de los ejes 2 y A de las estructuras de 3 niveles, casos A2 y B2; las figs 3.72 a 3.75b muestran las cuantías de acero de refuerzo longitudinal; las figs 3.76 a 3.83 tienen los diseños de los armados de las secciones transversales; las figs 3.84 a 3.87 presentan la ubicación de los tipos diferentes de resistencias de vigas y columnas con $Q=2$ (caso A2) y 4 (caso B2) de los modelos de 3 niveles analizados con el Apéndice A.

Las figs 3.88 a 3.91 tienen los elementos mecánicos últimos de las vigas y columnas de los ejes 2 y A de las estructuras de 6 niveles, casos C1 y D1; las figs 3.92 a 3.95b muestran las cuantías de acero de refuerzo longitudinal; las figs 3.96 a 3.103 describen los tipos de diseños resultantes de los armados longitudinal y transversal de los extremos de vigas y columnas; y, las figs 3.104 a 3.107 presentan las distribuciones resultantes de los tipos de resistencias de vigas y columnas con $Q=2$ (caso C1) y 4 (caso D1) de los modelos de 6 niveles diseñados con el Cuerpo Principal.

Las figs 3.108 a 3.111 tienen los elementos mecánicos últimos de las vigas y columnas de los ejes 2 y A de las estructuras de 6 niveles, casos C2 y D2; las figs 3.112 a 3.115b muestran las cuantías de acero de refuerzo longitudinal; las figs 3.116 a 3.123 tienen los diseños de los armados de las secciones transversales; mientras que en las figs 3.124 a 3.127 se presentan las posiciones de los tipos de resistencias de vigas y columnas con $Q=2$ (caso C2) y 4 (caso D2) de los modelos de 6 niveles analizados con el Apéndice A.

Capítulo 3

Tabla 3.1a Casos de estructuras de 3 niveles, Cuerpo Principal (CP) y Apéndice A (AA) de las NTC-Sismo del RDF-04, ejes 2 (dirección X) y A (dirección Y), factores de comportamiento sísmico $Q = 2$ y 4

Caso	RDF-04, NTC-Sismo	Q	Eje
A1	Cuerpo Principal (CP)	2	2
B1			A
B1	Apéndice A (AA)	4	2
A2			A
A2	Apéndice A (AA)	2	2
B2			A
B2	Apéndice A (AA)	4	2
			A

Tabla 3.1b Casos de la estructura de 6 niveles, Cuerpo Principal (CP) y Apéndice A (AA) de las NTC-Sismo del RDF-04, ejes 2 (dirección X) y A (dirección Y), factores de comportamiento sísmico $Q = 2$ y 4

Caso	RDF-04, NTC-Sismo	Q	Eje
C1	Cuerpo Principal (CP)	2	2
D1			A
D1	Apéndice A (AA)	4	2
C2			A
C2	Apéndice A (AA)	2	2
D2			A
D2	Apéndice A (AA)	4	2
			A

Tabla 3.2 Cargas muertas en azotea de las estructuras de 3 y 6 niveles

Concepto	Carga muerta (kg/m ²)
Losa de concreto de 10 cm	240
Carga muerta adicional por losa	20
Relleno e impermeabilización	150
Instalaciones y plafones	40
Carga muerta total	450

Tabla 3.3 Cargas muertas de las plantas tipo de las estructuras de 3 y 6 niveles

Concepto	Carga muerta (kg/m ²)
Losa de concreto de 10 cm	240
Carga muerta adicional por losa	20
Firme de mortero de 3 cm	66
Carga adicional por firme	20
Piso de loseta vinílica	5
Instalaciones y plafones	40
Muros divisorios	100
Carga muerta total	486

Tabla 3.4 Cargas vivas instantáneas (para sismo) de las estructuras de 3 y 6 niveles

Concepto	Carga viva instantánea (sismo) (kg/m ²)
Azotea (pendiente no mayor de 5%)	70
Planta tipo (vivienda)	90

Tabla 3.5 Cargas vivas máximas de las estructuras de 3 y 6 niveles

Concepto	Carga viva máxima (kg/m ²)
Azotea (pendiente no mayor de 5%)	100
Planta tipo (vivienda)	170

Tabla 3.6 Cargas verticales totales para efectos sísmicos de las estructuras de 3 y 6 niveles

Concepto	Carga vertical total (sismo) (kg/m ²)
Azotea (pendiente no mayor de 5%)	520
Planta tipo (vivienda)	576

Capítulo 3

Tabla 3.7 Secciones transversales de columnas de la estructura de 3 niveles, diseño sísmico según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04, $Q = 2$, caso A1

Caso	RDF-04, NTC-Sismo	Q	Estado límite	Entrepiso	Dimensiones (cm)
A1	Cuerpo Principal	2	Servicio	PB - N1 a N2 - N3	50 x 50
			Resistencia	PB - N1 a N2 - N3	50 x 50

Tabla 3.8 Secciones transversales de vigas de la estructura de 3 niveles, diseño sísmico según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04, $Q = 2$, caso A1

Caso	RDF-04, NTC-Sismo	Q	Estado límite	Nivel	Dimensiones (cm)	
					Sismo en X	Sismo en Y
A1	Cuerpo Principal	2	Servicio	1 a 3	25 x 47.5	25 x 47.5
			Resistencia	1 a 3	25 x 52.5	25 x 52.5

Tabla 3.9 Secciones transversales de columnas de la estructura de 3 niveles, diseño sísmico según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, $Q = 2$, caso A2

Caso	RDF-04, NTC-Sismo	Q	Estado límite	Entrepiso	Dimensiones (cm)
A2	Apéndice A	2	Servicio	PB - N1 a N2 - N3	50 x 50
			Colapso	PB - N1 a N2 - N3	50 x 50

Tabla 3.10 Secciones transversales de vigas de la estructura de 3 niveles, diseño sísmico según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, $Q = 2$, caso A2

Caso	RDF-04, NTC-Sismo	Q	Estado límite	Nivel	Dimensiones (cm)	
					Sismo en X	Sismo en Y
A2	Apéndice A	2	Servicio	1 a 3	25 x 45	25 x 45
			Colapso	1 a 3	25 x 47.5	25 x 47.5

Tabla 3.11 Secciones transversales de columnas de la estructura de 3 niveles, diseño sísmico según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04, Q = 4, caso B1

Caso	RDF-04, NTC-Sismo	Q	Estado límite	Entrepiso	Dimensiones (cm)
A1	Cuerpo Principal	4	Servicio	PB - N1 a N2 - N3	50 x 50
			Resistencia	PB - N1 a N2 - N3	50 x 50

Tabla 3.12 Secciones transversales de vigas de la estructura de 3 niveles, diseño sísmico según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04, Q = 4, caso B1

Caso	RDF-04, NTC-Sismo	Q	Estado límite	Nivel	Dimensiones (cm)	
					Sismo en X	Sismo en Y
A1	Cuerpo Principal	4	Servicio	1 a 3	25 x 47.5	25 x 47.5
			Resistencia	1 a 3	25 x 52.5	25 x 52.5

Tabla 3.13 Secciones transversales de columnas de la estructura de 3 niveles, diseño sísmico según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, Q = 4, caso B2

Caso	RDF-04, NTC-Sismo	Q	Estado límite	Entrepiso	Dimensiones (cm)
A2	Apéndice A	4	Servicio	PB - N1 a N2 - N3	50 x 50
			Colapso	PB - N1 a N2 - N3	50 x 50

Tabla 3.14 Secciones transversales de vigas de la estructura de 3 niveles, diseño sísmico según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, Q = 4, caso B2

Caso	RDF-04, NTC-Sismo	Q	Estado límite	Nivel	Dimensiones (cm)	
					Sismo en X	Sismo en Y
A2	Apéndice A	4	Servicio	1 a 3	25 x 45	25 x 45
			Colapso	1 a 3	25 x 47.5	25 x 47.5

Capítulo 3

Tabla 3.15 Secciones transversales de columnas de la estructura de 6 niveles, diseño sísmico según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04, $Q = 2$, caso C1

Caso	RDF-04, NTC-Sismo	Q	Estado límite	Entrepiso	Dimensiones (cm)
C1	Cuerpo principal	2	Servicio	N4 - N6	60 x 60
				N1 - N3	65 x 65
			Resistencia	N4 - N6	60 x 60
				N1 - N3	65 x 65

Tabla 3.16 Secciones transversales de vigas de la estructura de 6 niveles, diseño sísmico según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04, $Q = 2$, caso C1

Caso	RDF-04, NTC-Sismo	Q	Estado límite	Nivel	Dimensiones (cm)	
					Dir. X	Dir. Y
C1	Cuerpo principal	2	Servicio	4 a 6	30 x 52.5	30 x 57.5
				1 a 3	30 x 62.5	30 x 67.5
			Resistencia	4 a 6	30 x 52.5	30 x 57.5
				1 a 3	30 x 62.5	30 x 67.5

Tabla 3.17 Secciones transversales de columnas de la estructura de 6 niveles, diseño sísmico según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, $Q = 2$, caso C2

Caso	RDF-04, NTC-Sismo	Q	Estado límite	Entrepiso	Dimensiones (cm)
C2	Apéndice A	2	Servicio	N4 - N6	60 x 60
				N1 - N3	65 x 65
			Colapso	N4 - N6	60 x 60
				N1 - N3	65 x 65

Tabla 3.18 Secciones transversales de vigas de la estructura de 6 niveles, diseño sísmico según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, $Q = 2$, caso C2

Caso	RDF-04, NTC-Sismo	Q	Estado límite	Nivel	Dimensiones (cm)	
					Dir. X	Dir. Y
C2	Apéndice A	2	Servicio	4 a 6	30 x 50	30 x 55
				1 a 3	30 x 60	30 x 65
			Colapso	4 a 6	30 x 50	30 x 55
				1 a 3	30 x 60	30 x 65

Tabla 3.19 Secciones transversales de columnas de la estructura de 6 niveles, diseño sísmico según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04, Q = 4, caso D1

Caso	RDF-04, NTC-Sismo	Q	Estado límite	Entrepiso	Dimensiones (cm)
D1	Cuerpo principal	4	Servicio	N4 - N6	60 x 60
				N1 - N3	65 x 65
			Resistencia	N4 - N6	60 x 60
				N1 - N3	65 x 65

Tabla 3.20 Secciones transversales de vigas de la estructura de 6 niveles, diseño sísmico según el el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04, Q = 4, caso D1

Caso	RDF-04, NTC-Sismo	Q	Estado límite	Nivel	Dimensiones (cm)	
					Dir. X	Dir. Y
D1	Cuerpo principal	4	Servicio	4 a 6	30 x 52.5	30 x 57.5
				1 a 3	30 x 62.5	30 x 67.5
			Resistencia	4 a 6	30 x 52.5	30 x 57.5
				1 a 3	30 x 62.5	30 x 67.5

Tabla 3.21 Secciones transversales de columnas de la estructura de 6 niveles, diseño sísmico según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, Q = 4, caso D2

Caso	RDF-04, NTC-Sismo	Q	Estado límite	Entrepiso	Dimensiones (cm)
D2	Apéndice A	4	Servicio	N4 - N6	60 x 60
				N1 - N3	65 x 65
			Colapso	N4 - N6	60 x 60
				N1 - N3	65 x 65

Tabla 3.22 Secciones transversales de vigas de la estructura de 6 niveles, diseño sísmico según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, Q = 4, caso D2

Caso	RDF-04, NTC-Sismo	Q	Estado límite	Nivel	Dimensiones (cm)	
					Dir. X	Dir. Y
D2	Apéndice A	4	Servicio	4 a 6	30 x 50	30 x 55
				1 a 3	30 x 60	30 x 65
			Colapso	4 a 6	30 x 50	30 x 55
				1 a 3	30 x 60	30 x 65

Tabla 3.23 Comparación de periodos de vibración del edificio de 3 niveles, $Q = 2$, casos A1 y A2

Periodos de vibración T_i (s)						
Dirección	Caso A1			Caso A2		
	T_1	T_2	T_3	T_1	T_2	T_3
X	0.634 [89.73]	0.175 [8.93]	0.080 [1.34]	0.663 [89.16]	0.180 [9.41]	0.081 [1.43]
Y	0.621 [89.95]	0.171 [8.75]	0.078 [1.30]	0.674 [88.91]	0.182 [9.62]	0.081 [1.47]
θ	0.507 [89.87]	0.141 [8.81]	0.065 [1.32]	0.536 [89.13]	0.147 [9.43]	0.066 [1.44]

[] Masa modal efectiva en %

Tabla 3.24 Comparación de periodos de vibración del edificio de 3 niveles, $Q = 4$, casos B1 y B2

Periodos de vibración T_i (s)						
Dirección	Caso B1			Caso B2		
	T_1	T_2	T_3	T_1	T_2	T_3
X	0.607 [89.02]	0.164 [9.53]	0.073 [1.45]	0.663 [89.16]	0.180 [9.41]	0.081 [1.43]
Y	0.597 [89.22]	0.162 [9.36]	0.073 [1.42]	0.674 [88.91]	0.182 [9.62]	0.081 [1.47]
θ	0.487 [89.16]	0.133 [9.41]	0.060 [1.43]	0.536 [89.13]	0.147 [9.43]	0.066 [1.44]

[] Masa modal efectiva en %

Tabla 3.25 Comparación de periodos de vibración del edificio de 6 niveles, $Q = 2$, caso C1, C2

Periodos de vibración T_i (s)						
Dirección	Caso C1			Caso C2		
	T_1	T_2	T_3	T_1	T_2	T_3
X	0.795 [82.01]	0.268 [12.31]	0.134 [3.58]	0.832 [81.49]	0.279 [12.58]	0.138 [3.73]
Y	0.805 [82.34]	0.268 [11.96]	0.135 [3.60]	0.837 [81.88]	0.278 [12.19]	0.138 [3.74]
θ	0.649 [82.25]	0.220 [12.08]	0.111 [3.59]	0.676 [81.75]	0.228 [12.34]	0.114 [3.73]

[] Masa modal efectiva en %

Tabla 3.26 Comparación de periodos de vibración del edificio de 6 niveles, $Q = 4$, caso D1, D2

Periodos de vibración T_i (s)						
Dirección	Caso D1			Caso D2		
	T_1	T_2	T_3	T_1	T_2	T_3
X	0.795 [82.01]	0.268 [12.31]	0.134 [3.58]	0.832 [81.49]	0.279 [12.58]	0.138 [3.73]
Y	0.805 [82.34]	0.268 [11.96]	0.135 [3.60]	0.837 [81.88]	0.278 [12.19]	0.138 [3.74]
θ	0.649 [82.25]	0.220 [12.08]	0.111 [3.59]	0.676 [81.75]	0.228 [12.34]	0.114 [3.73]

[] Masa modal efectiva en %

Tabla 3.27 Valores máximos de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del edificio de 3 niveles, condición de servicio, $Q = 2$, casos A1, A2

Sismo en dirección	Caso A1		Caso A2	
	Entrepiso	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx}}$	Entrepiso	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx}}$
X	N1 – N2	0.00612	N1 – N2	0.00184
Y	N1 – N2	0.00580	N1 – N2	0.00192

Tabla 3.28 Valores máximos de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del edificio de 3 niveles, condición de servicio, $Q = 4$, casos B1, B2

Sismo en dirección	Caso B1		Caso B2	
	Entrepiso	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx}}$	Entrepiso	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx}}$
X	N1 – N2	0.00613	N1 – N2	0.00184
Y	N1 – N2	0.00592	N1 – N2	0.00192

Tabla 3.29 Valores máximos de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del edificio de 6 niveles, condición de servicio, $Q = 2$, casos C1, C2

Sismo en dirección	Caso C1		Caso C2	
	Entrepiso	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx}}$	Entrepiso	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx}}$
X	N3 – N4	0.00584	N3 – N4	0.00193
Y	N1 – N2	0.00607	N1 – N2	0.00195

Tabla 3.30 Valores máximos de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del edificio de 6 niveles, condición de servicio, $Q = 4$, casos D1, D2

Sismo en dirección	Caso D1		Caso D2	
	Entrepiso	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx}}$	Entrepiso	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx}}$
X	N3 – N4	0.00595	N3 – N4	0.00193
Y	N1 – N2	0.00616	N1 – N2	0.00195

Tabla 3.31 Desplazamientos laterales máximos del nivel de azotea del edificio de 3 niveles, $Q = 2$, casos A1, A2

Sismo en dirección	Caso A1	Caso A2
	$\Delta_{\text{máx}}$ (cm)	$\Delta_{\text{máx}}$ (cm)
X	5.24	1.56
Y	4.98	1.62

Tabla 3.32 Desplazamientos laterales máximos del nivel de azotea del edificio de 3 niveles, $Q = 4$, casos B1, B2

Sismo en dirección	Caso B1	Caso B2
	$\Delta_{\text{máx}}$ (cm)	$\Delta_{\text{máx}}$ (cm)
X	5.20	1.56
Y	5.04	1.62

Tabla 3.33 Desplazamientos laterales máximos del nivel de azotea del edificio de 6 niveles, $Q = 2$, casos C1, C2

Sismo en dirección	Caso C1	Caso C2
	$\Delta_{\text{máx}}$ (cm)	$\Delta_{\text{máx}}$ (cm)
X	9.38	3.08
Y	9.59	3.11

Tabla 3.34 Desplazamientos laterales máximos del nivel de azotea del edificio de 6 niveles, $Q = 4$, casos D1, D2

Sismo en dirección	Caso D1	Caso D2
	$\Delta_{\text{máx}}$ (cm)	$\Delta_{\text{máx}}$ (cm)
X	9.56	3.09
Y	9.72	3.12

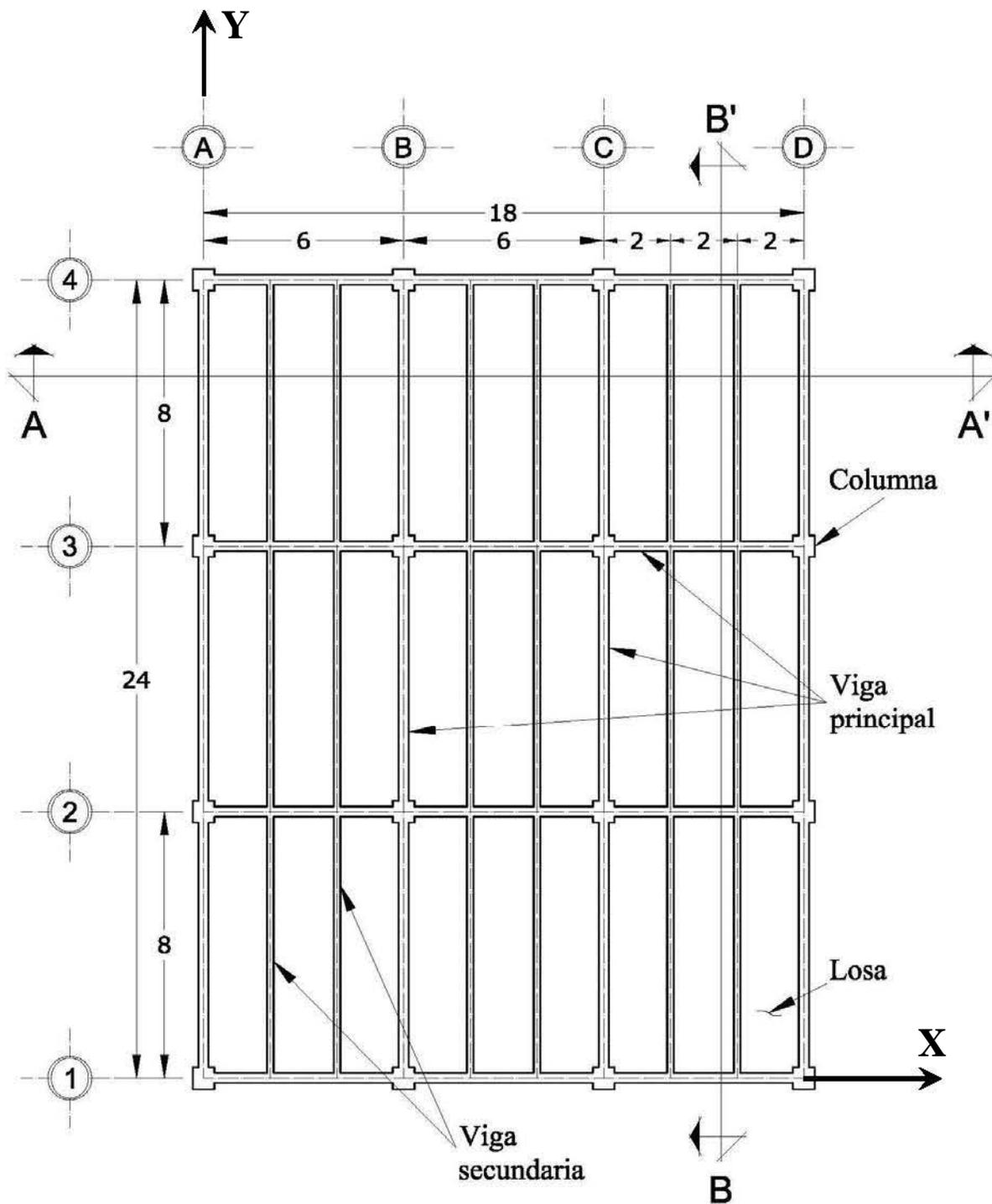


Fig 3.1 Planta estructural tipo de los modelos en estudio (cotas en metros)

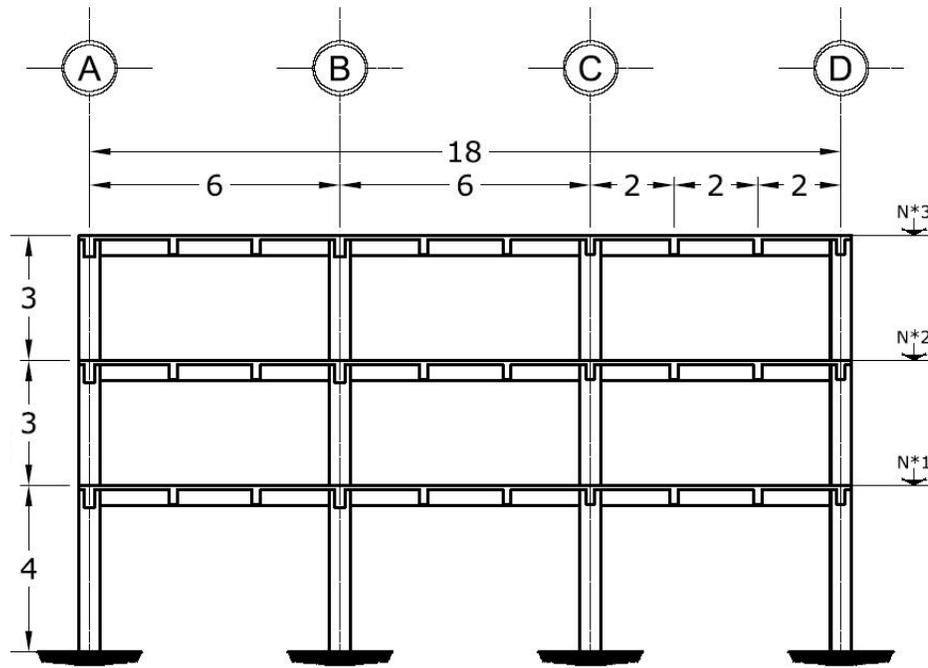


Fig 3.1a Corte estructural AA' del modelo de 3 niveles (cotas en metros)

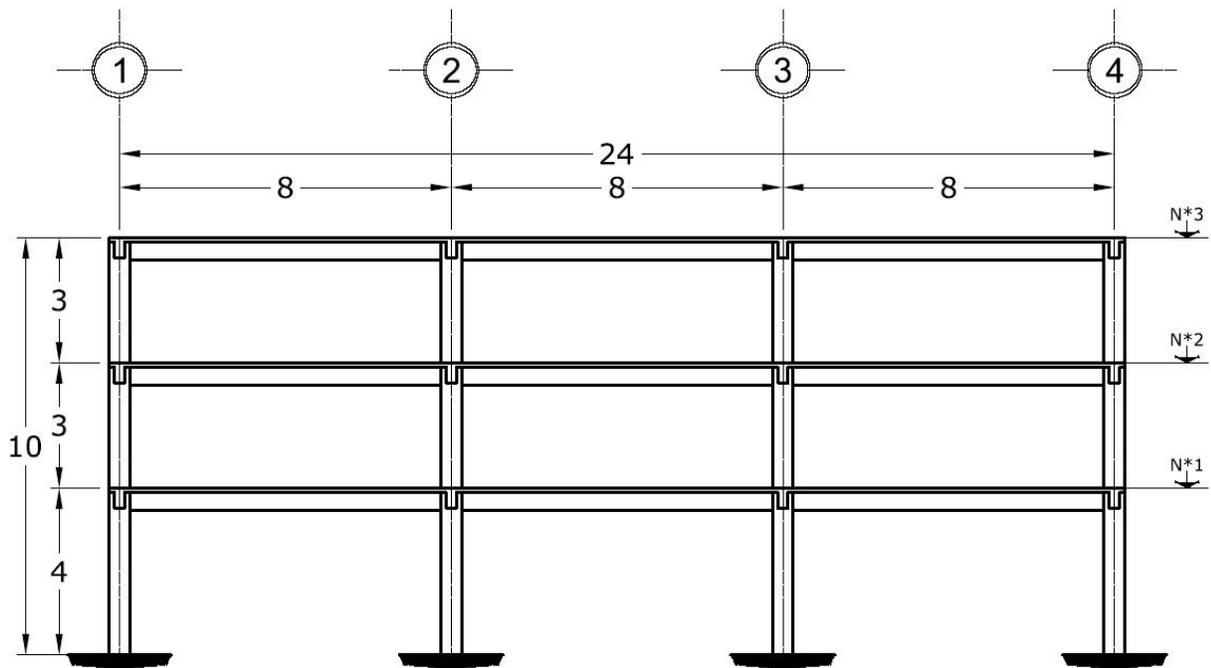


Fig 3.1b Corte estructural tipo BB' del modelo de 3 niveles (cotas en metros)

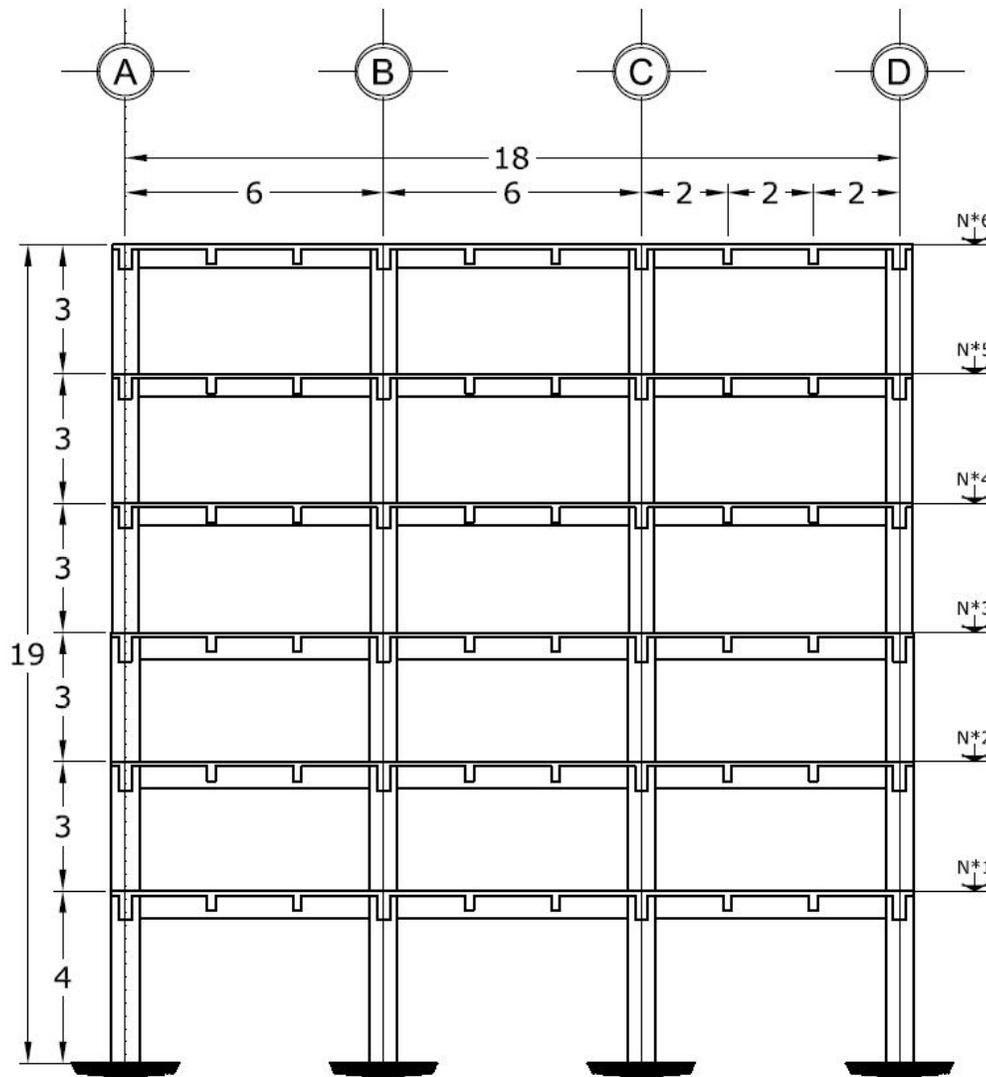


Fig 3.1c Corte estructural AA' del modelo de 6 niveles (cotas en metros)

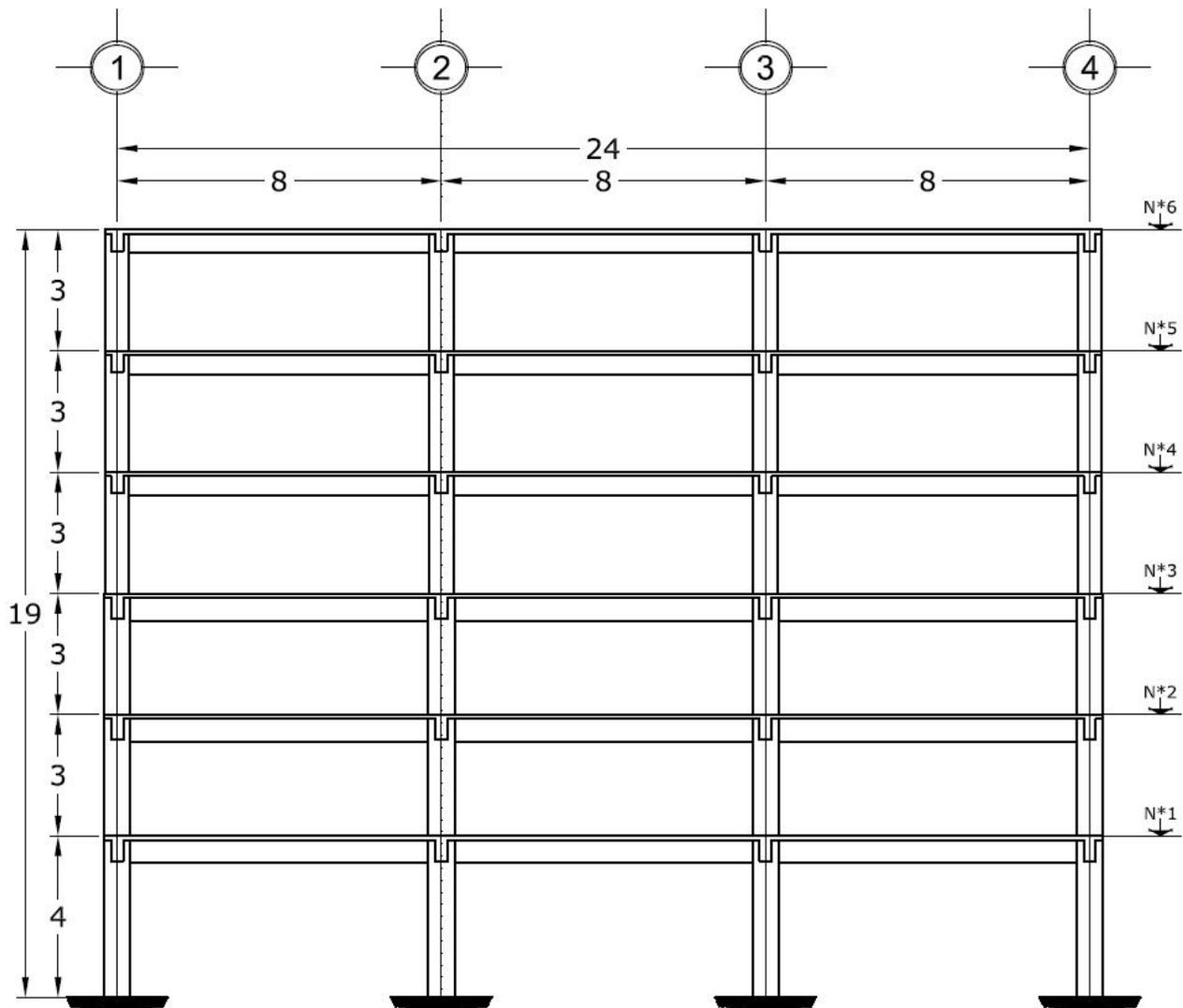


Fig 3.1d Corte estructural tipo BB' del modelo de 6 niveles (cotas en metros)

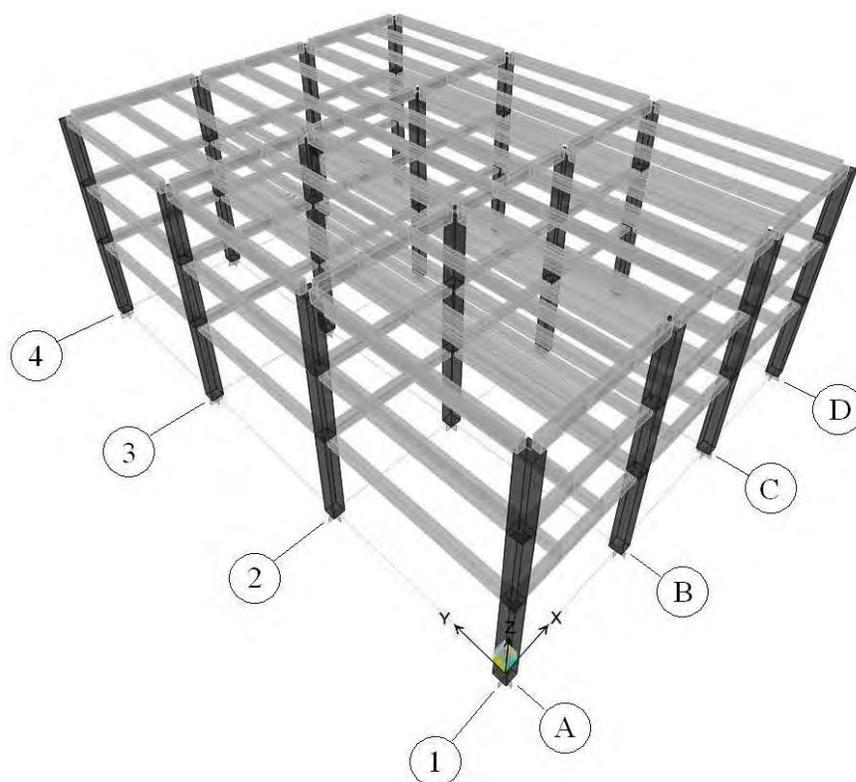


Fig 3.2 Modelo estructural del edificio de 3 niveles, casos A1, A2, B1 y B2

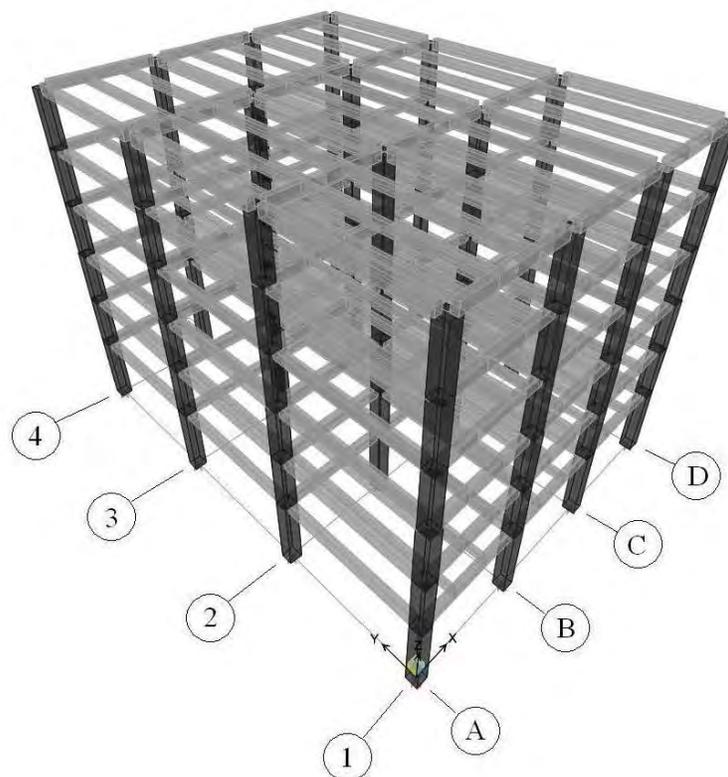


Fig 3.3 Modelo estructural del edificio de 6 niveles, casos C1, C2, D1 y D2

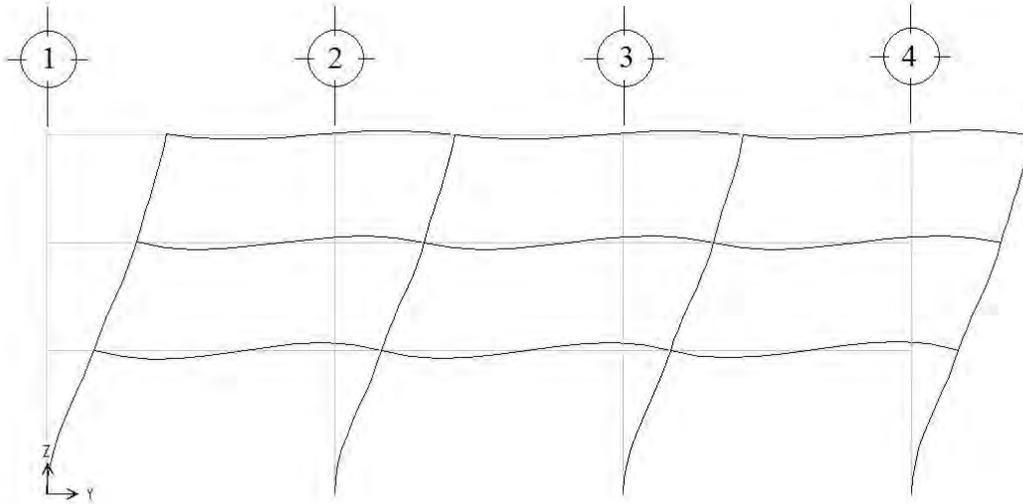


Fig 3.4 Deformada en elevación del primer modo de vibración, dirección larga, edificio de 3 niveles

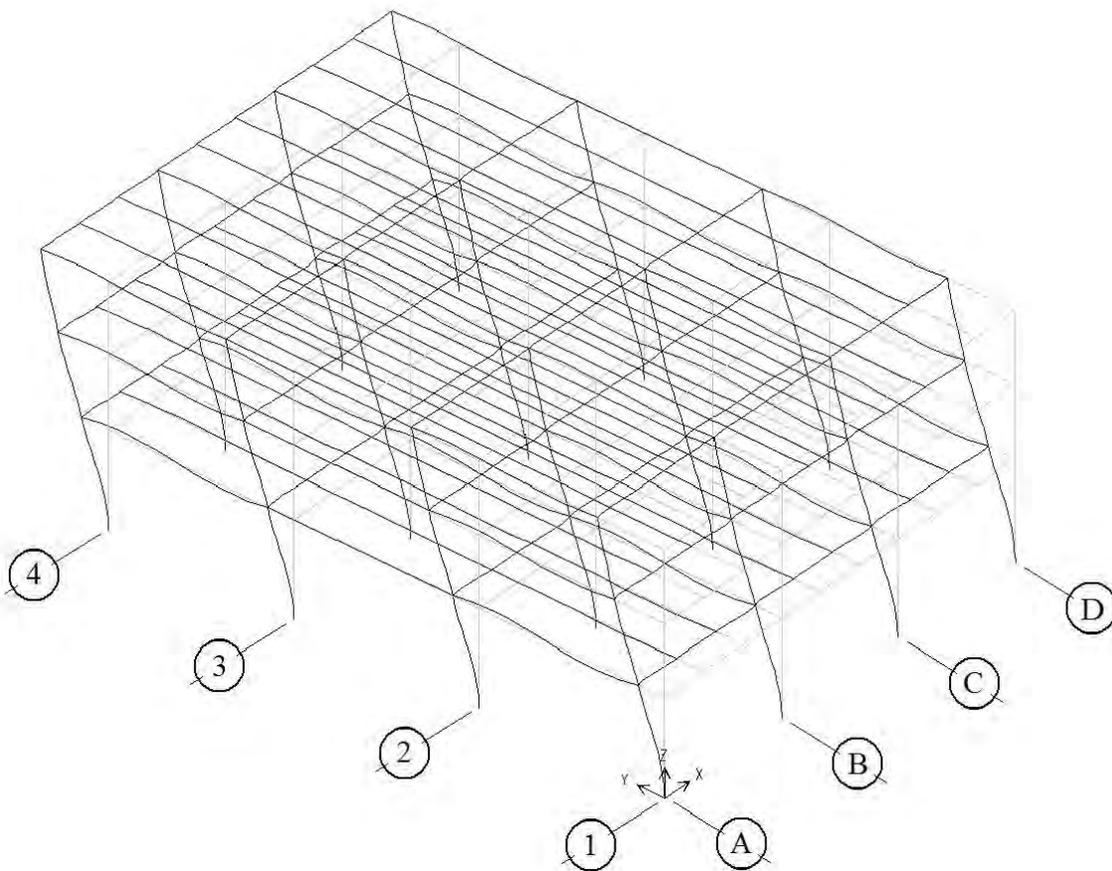


Fig 3.5 Deformada en perspectiva del primer modo de vibración, dirección larga, edificio de 3 niveles

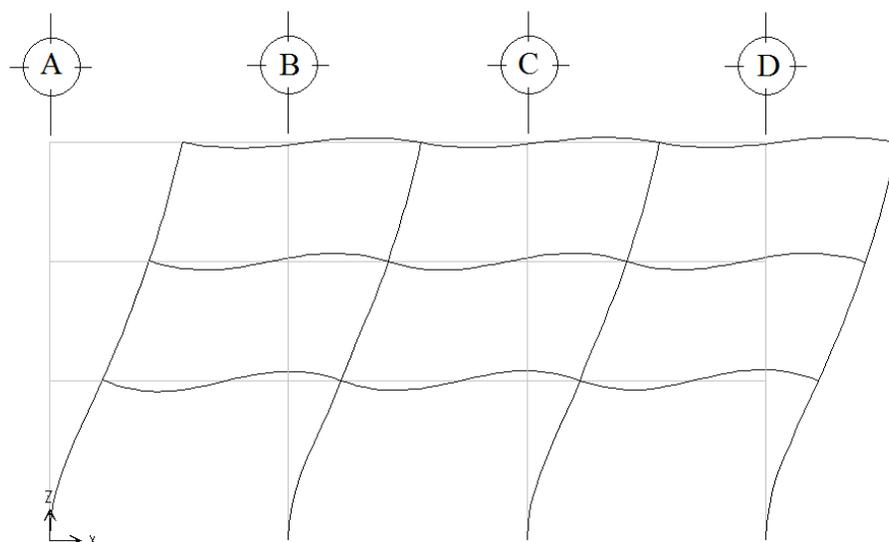


Fig 3.6 Deformada en elevación del primer modo de vibración, dirección corta, edificio de 3 niveles

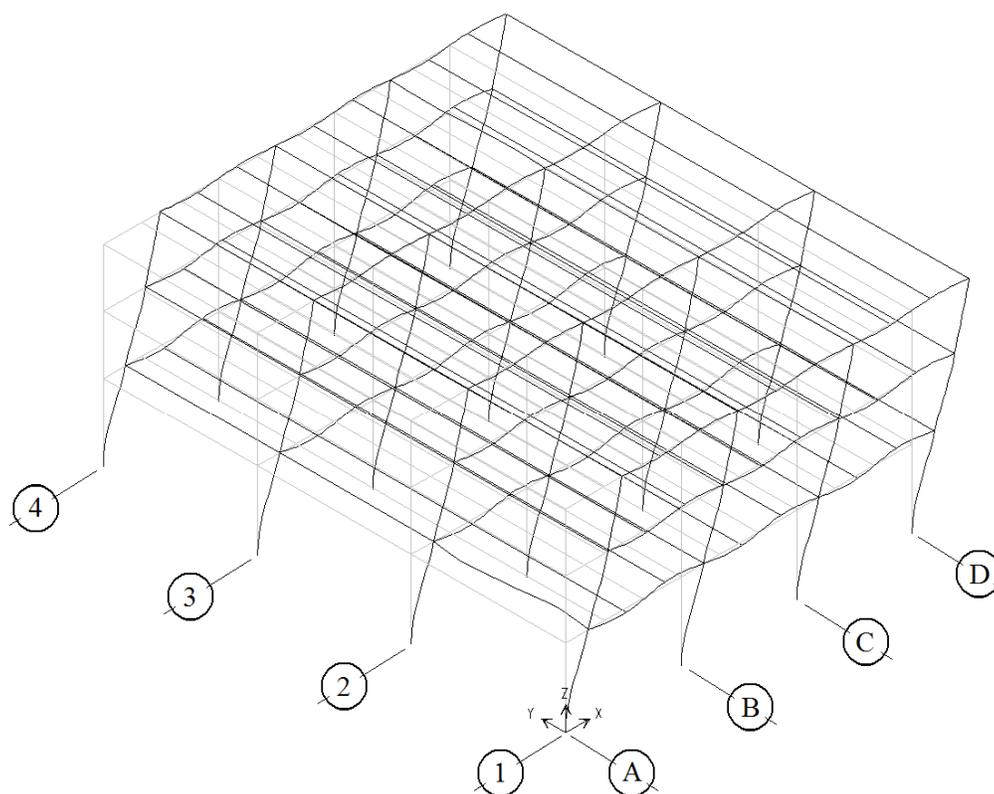


Fig 3.7 Deformada en perspectiva del primer modo de vibración, dirección corta, edificio de 3 niveles

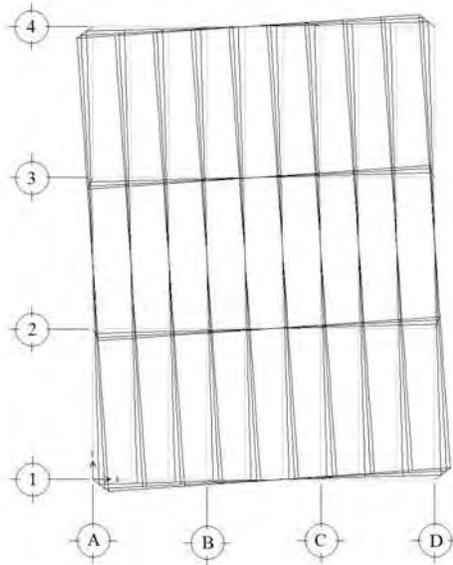


Fig 3.8 Deformada en planta del primer modo de vibración de torsión, edificio de 3 niveles

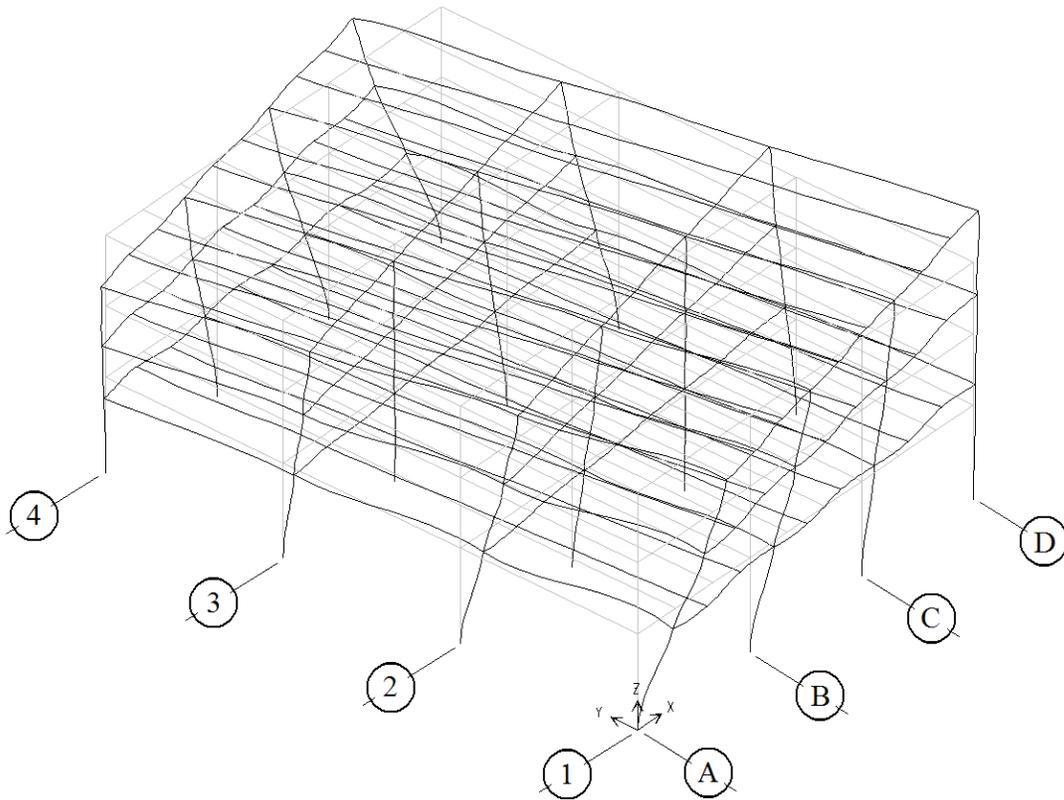


Fig 3.9 Deformada en perspectiva del primer modo de vibración en torsión, edificio de 3 niveles

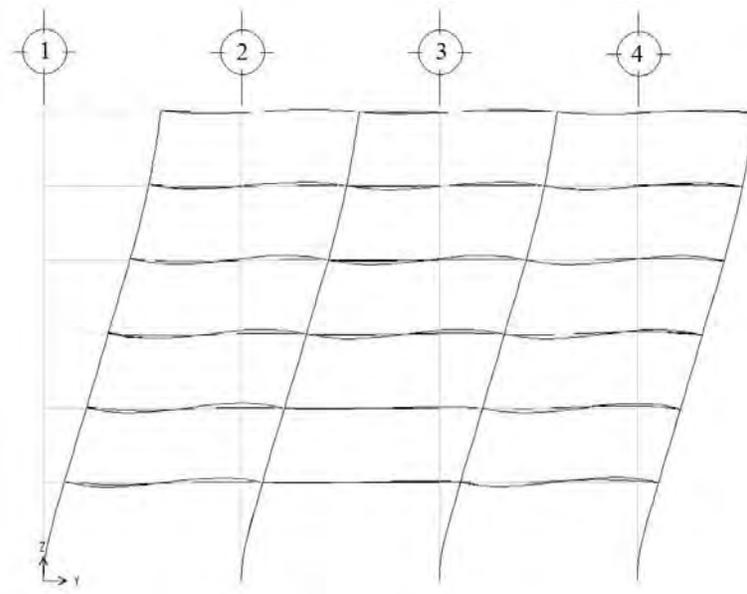


Fig 3.10 Deformada en elevación del primer modo de vibración, dirección larga, edificio de 6 niveles

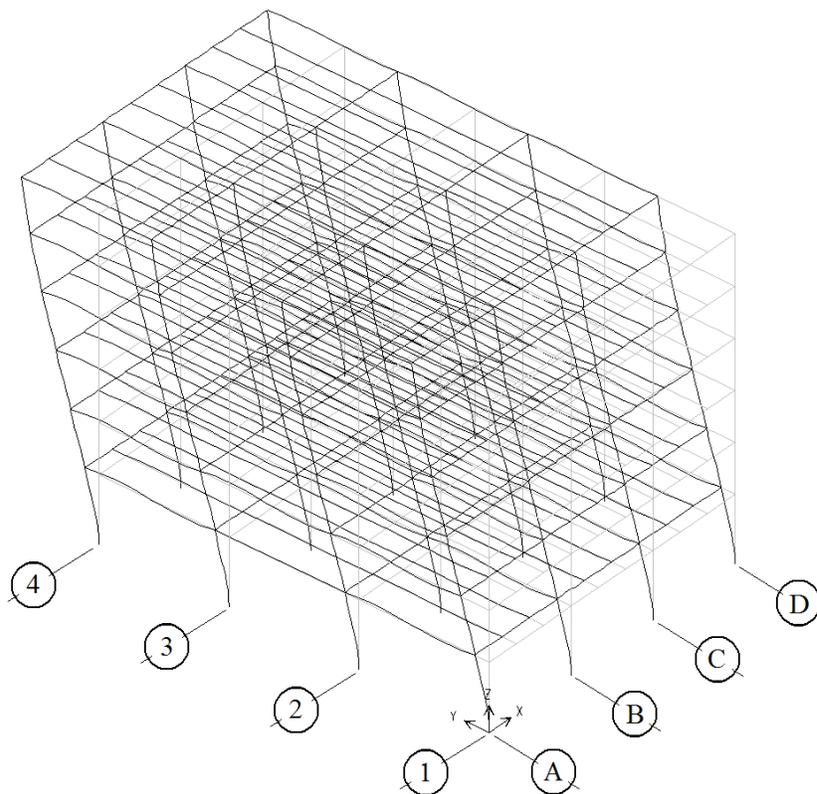


Fig 3.11 Deformada en perspectiva del primer modo de vibración, dirección larga, edificio de 6 niveles

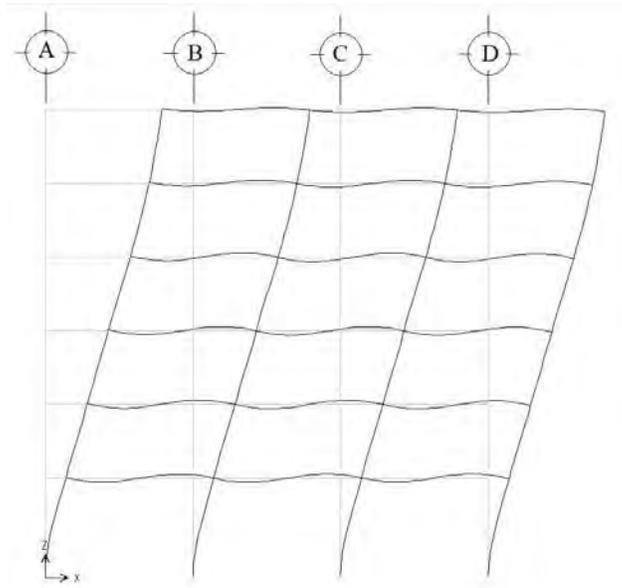


Fig 3.12 Deformada en elevación del primer modo de vibración, dirección corta, edificio de 6 niveles

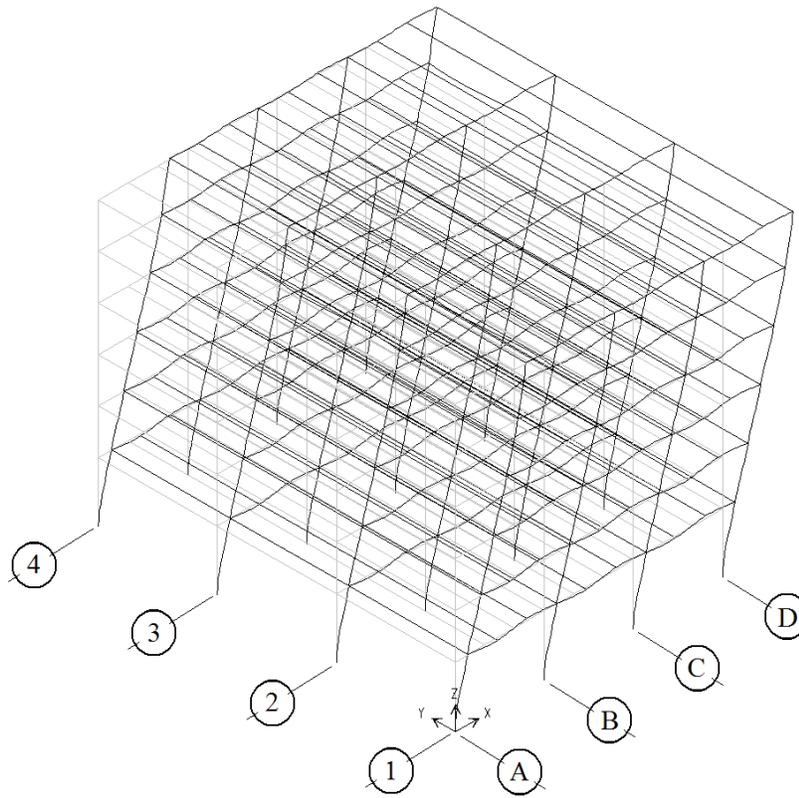


Fig 3.13 Deformada en perspectiva del primer modo de vibración, dirección corta, edificio de 6 niveles

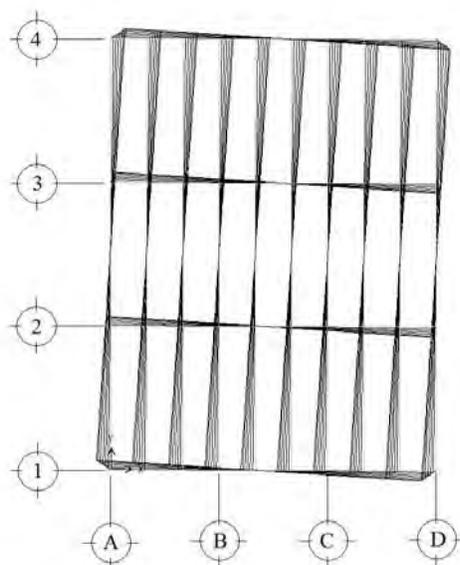


Fig 3.14 Deformada en planta del primer modo de vibración de torsión, edificio de 6 niveles

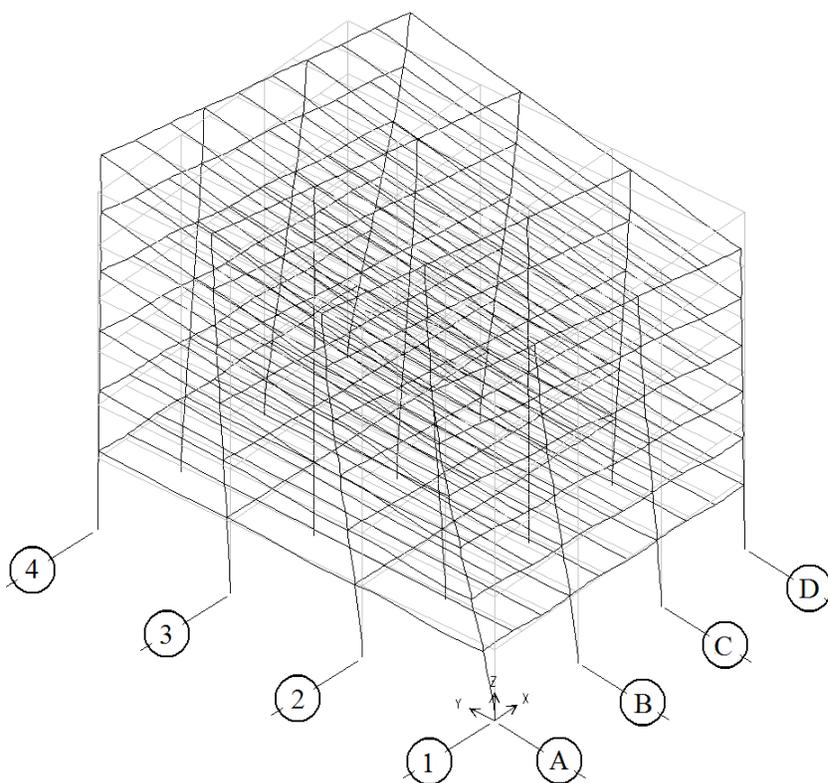


Fig 3.15 Deformada en perspectiva del primer modo de vibración en torsión, edificio de 6 niveles

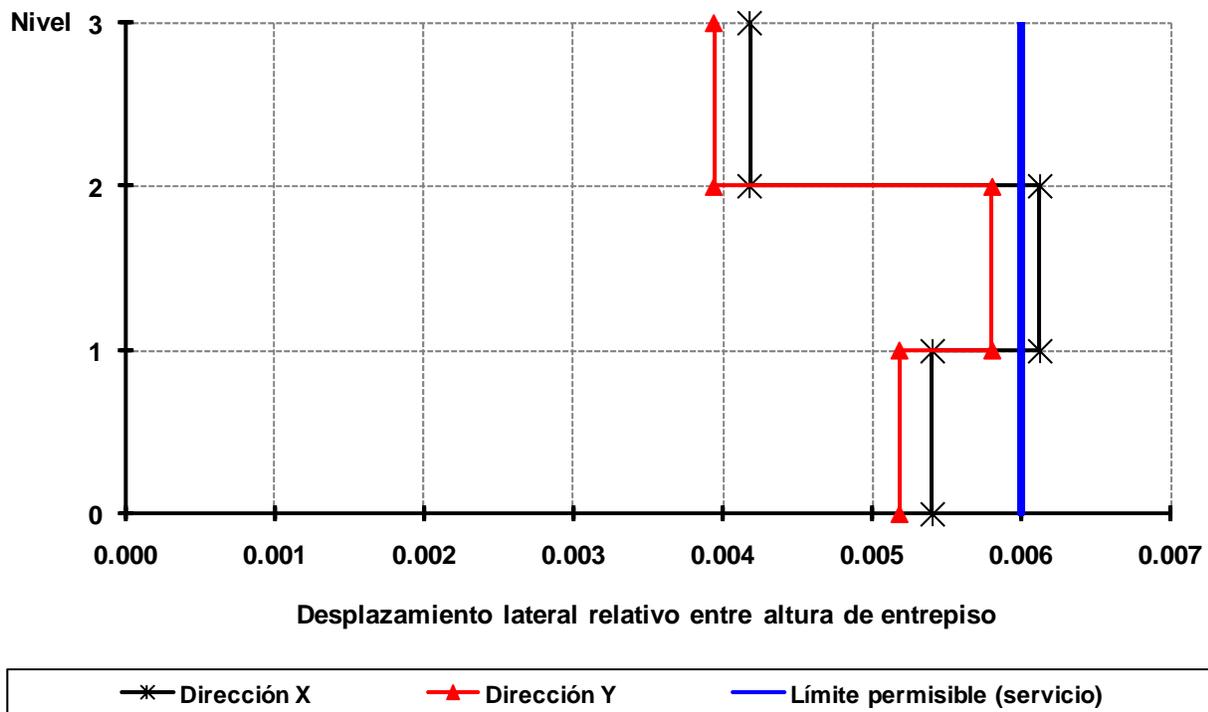


Fig 3.16 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (rige condición de servicio), análisis dinámico modal espectral, edificio de 3 niveles, caso A1 ($Q = 2$)

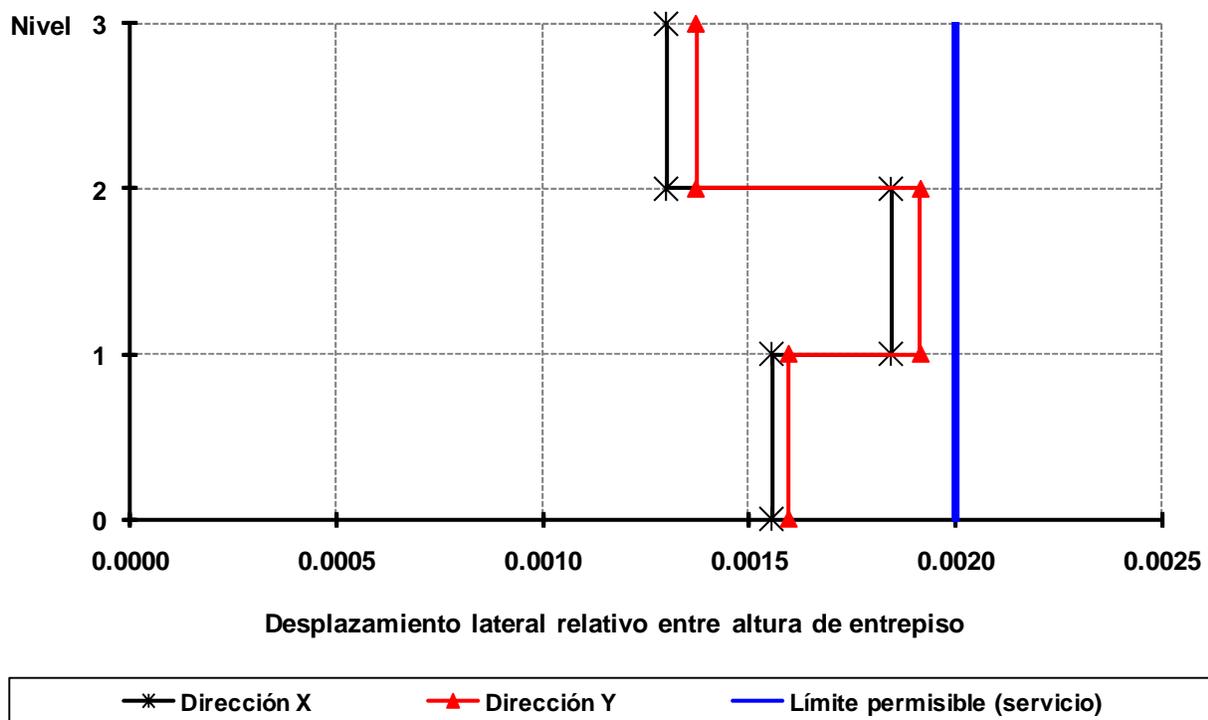


Fig 3.17a Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (condición de servicio), análisis dinámico modal espectral, edificio de 3 niveles, caso A2 ($Q = 2$)

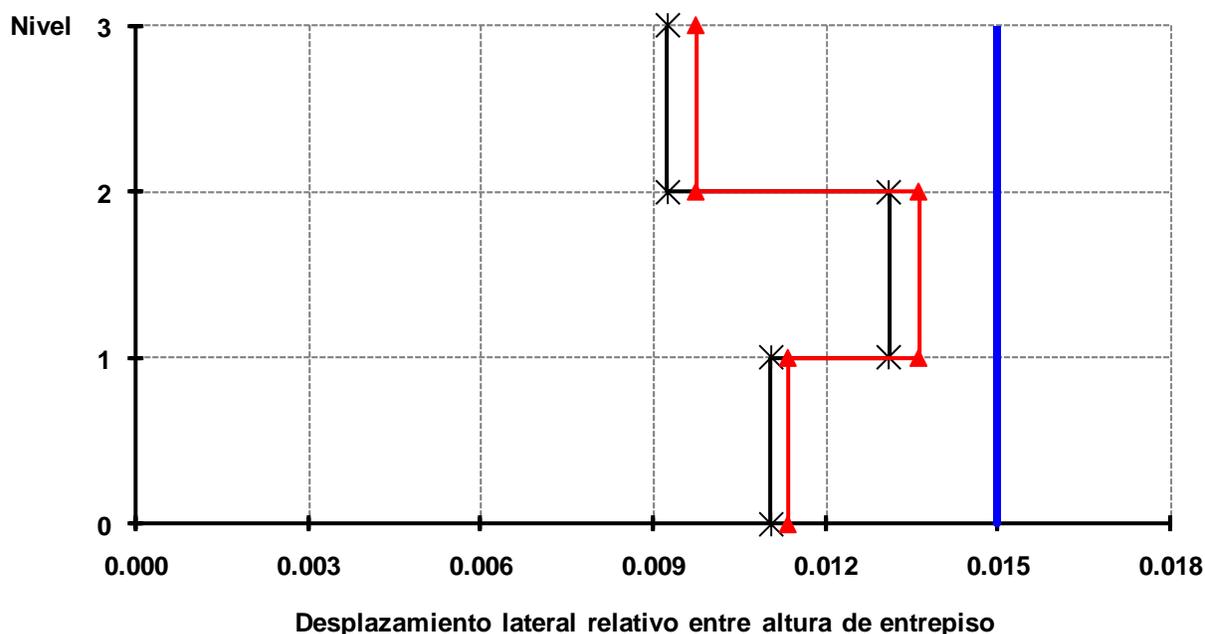


Fig 3.17b Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (condición de colapso), análisis dinámico modal espectral, edificio de 3 niveles, caso A2 ($Q = 2$)

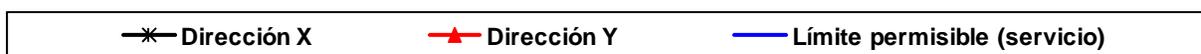
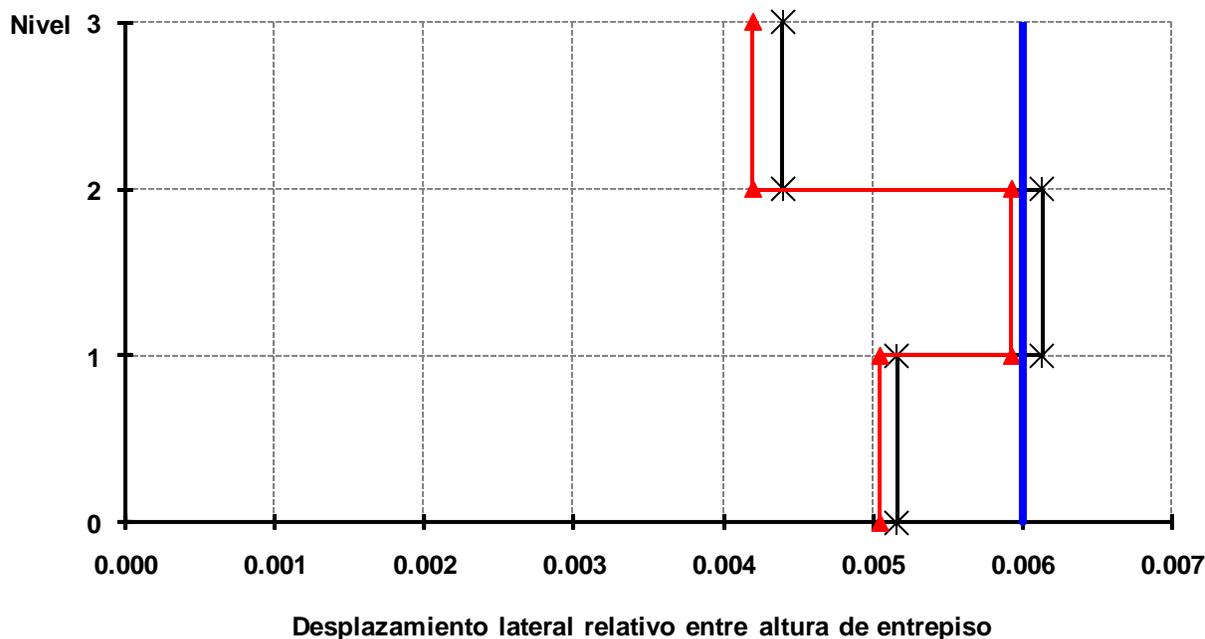


Fig 3.18 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (rige condición de servicio), análisis dinámico modal espectral, edificio de 3 niveles, caso B1 ($Q = 4$)

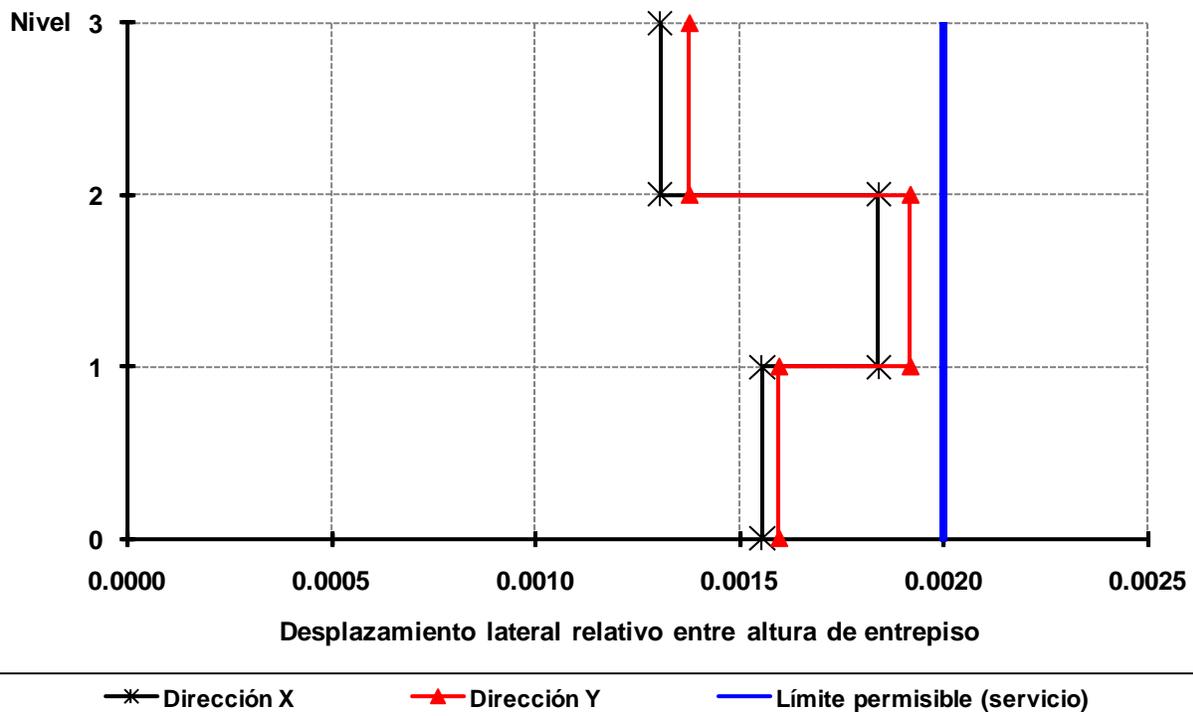


Fig 3.19a Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (condición de servicio), análisis dinámico modal espectral, edificio de 3 niveles, caso B2 (Q = 4)

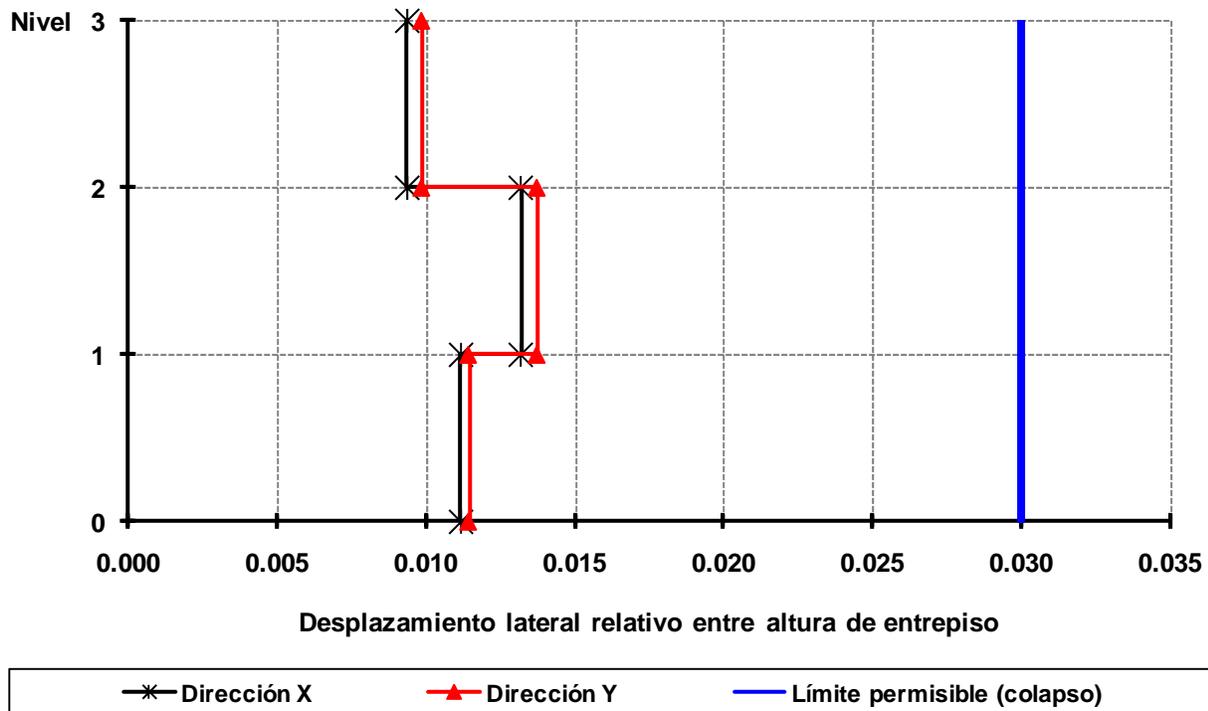


Fig 3.19b Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (condición de colapso), análisis dinámico modal espectral, edificio de 3 niveles, caso B2 (Q = 4)

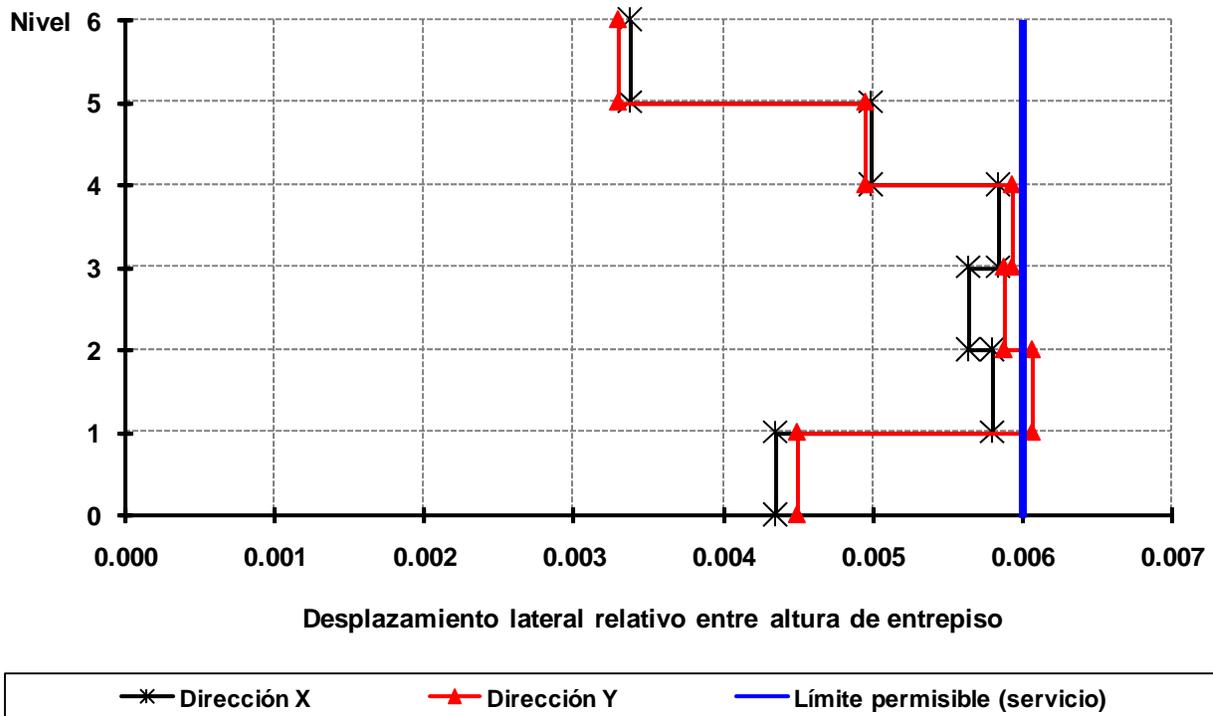


Fig 3.20 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (rige condición de servicio), análisis dinámico modal espectral, edificio de 6 niveles, caso C1 (Q = 2)

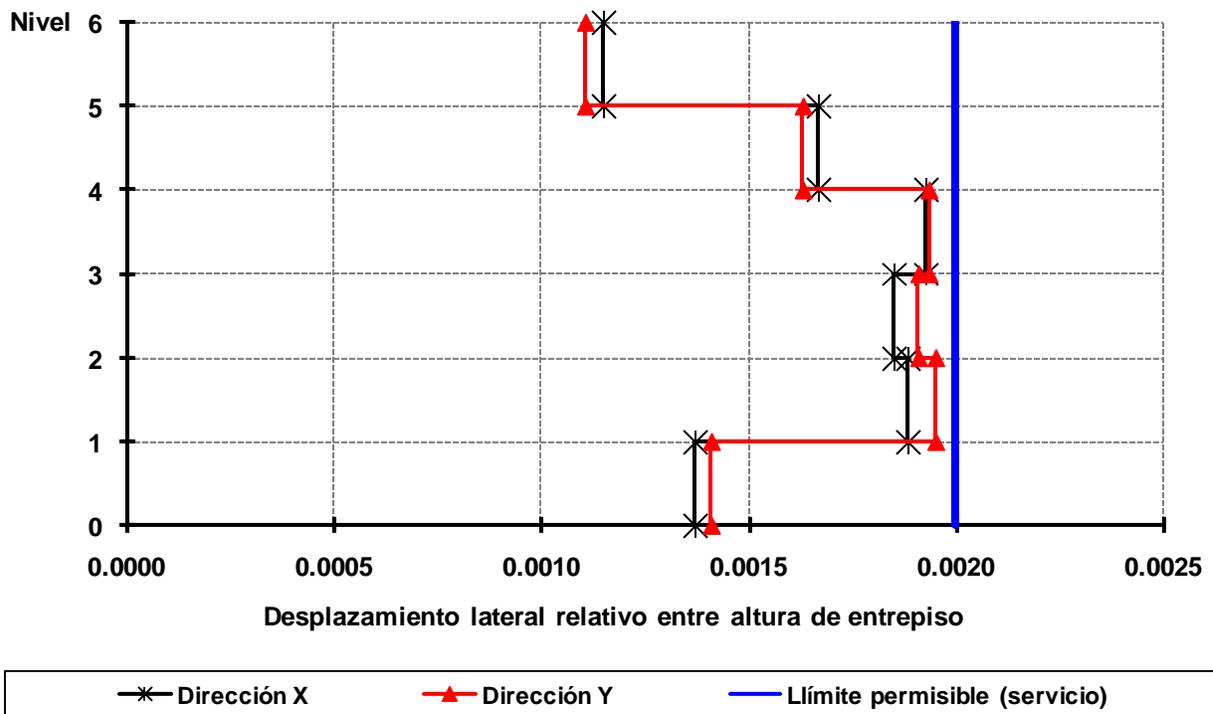


Fig 3.21a Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (condición de servicio), análisis dinámico modal espectral, edificio de 6 niveles, caso C2 (Q = 2)

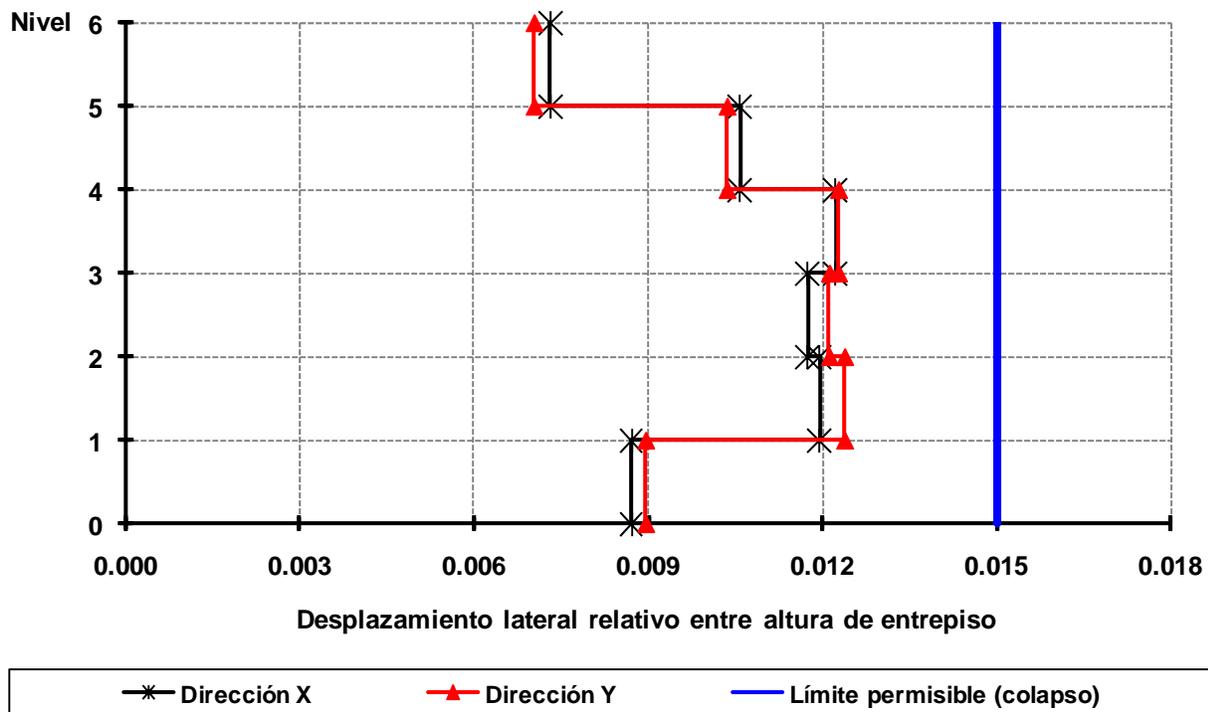


Fig 3.21b Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (condición de colapso), análisis dinámico modal espectral, edificio de 6 niveles, caso C2 ($Q = 2$)

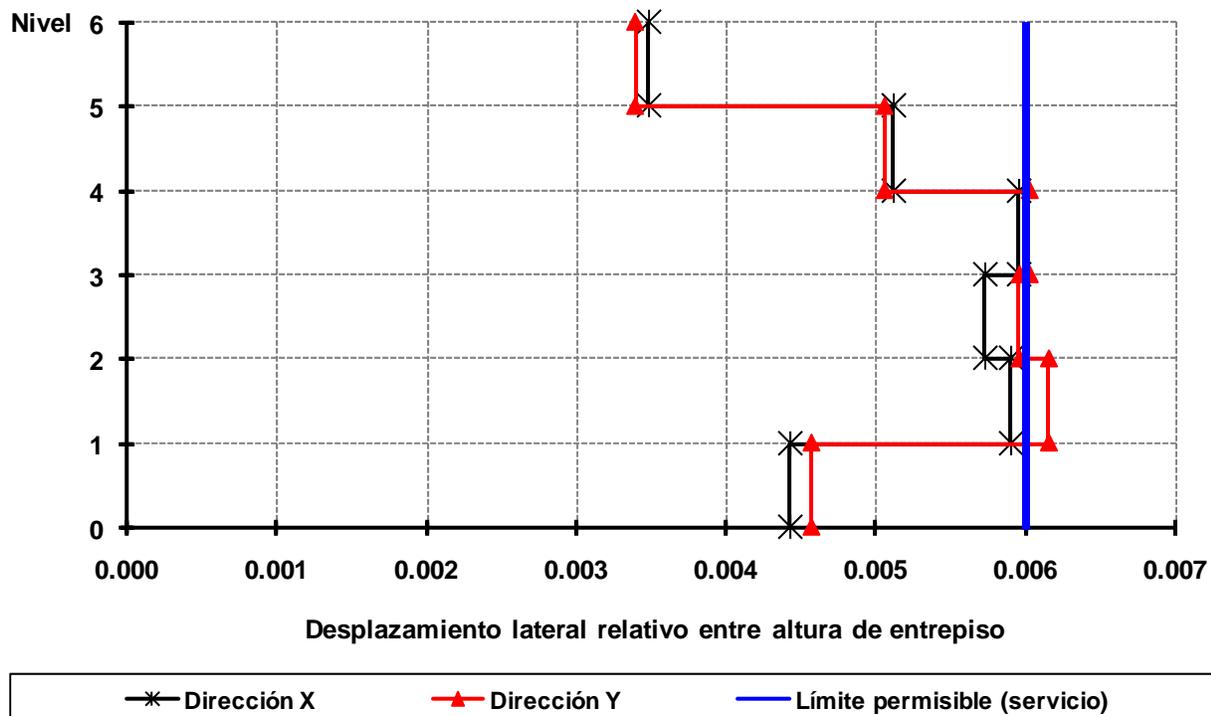


Fig 3.22 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (rige condición de servicio), análisis dinámico modal espectral, edificio de 6 niveles, caso D1 ($Q = 4$)

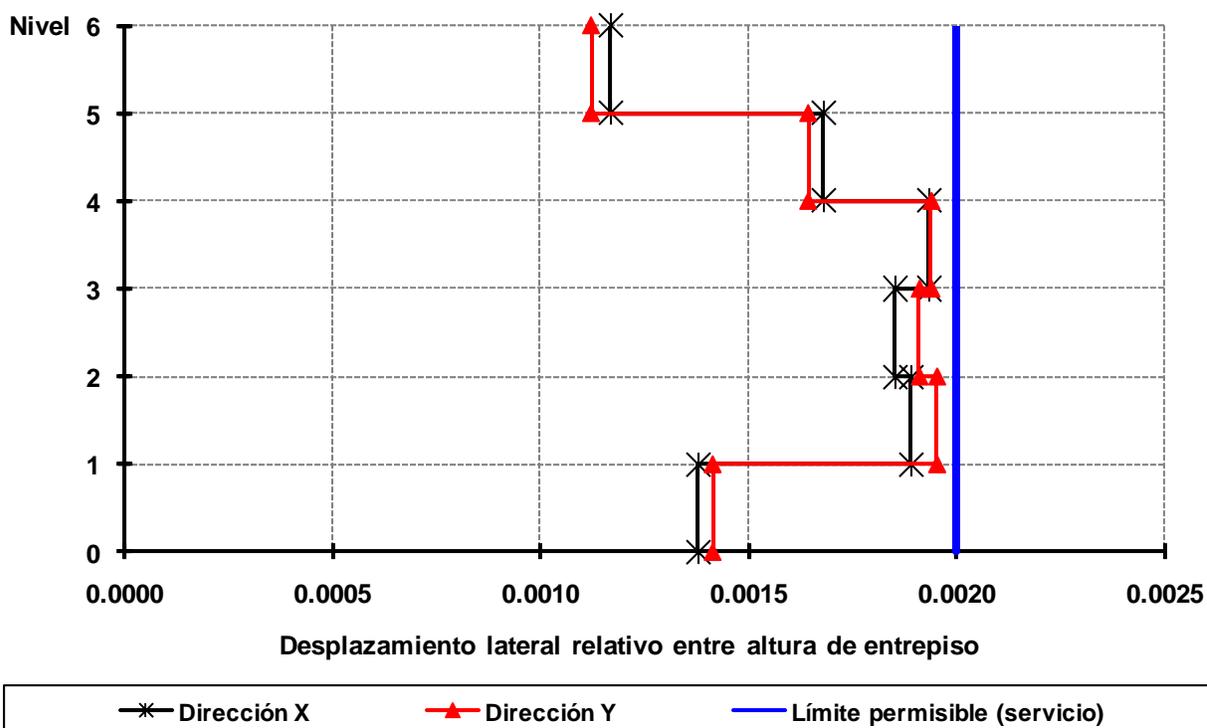


Fig 3.23a Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (condición de servicio), análisis dinámico modal espectral, edificio de 6 niveles, caso D2 (Q = 4)

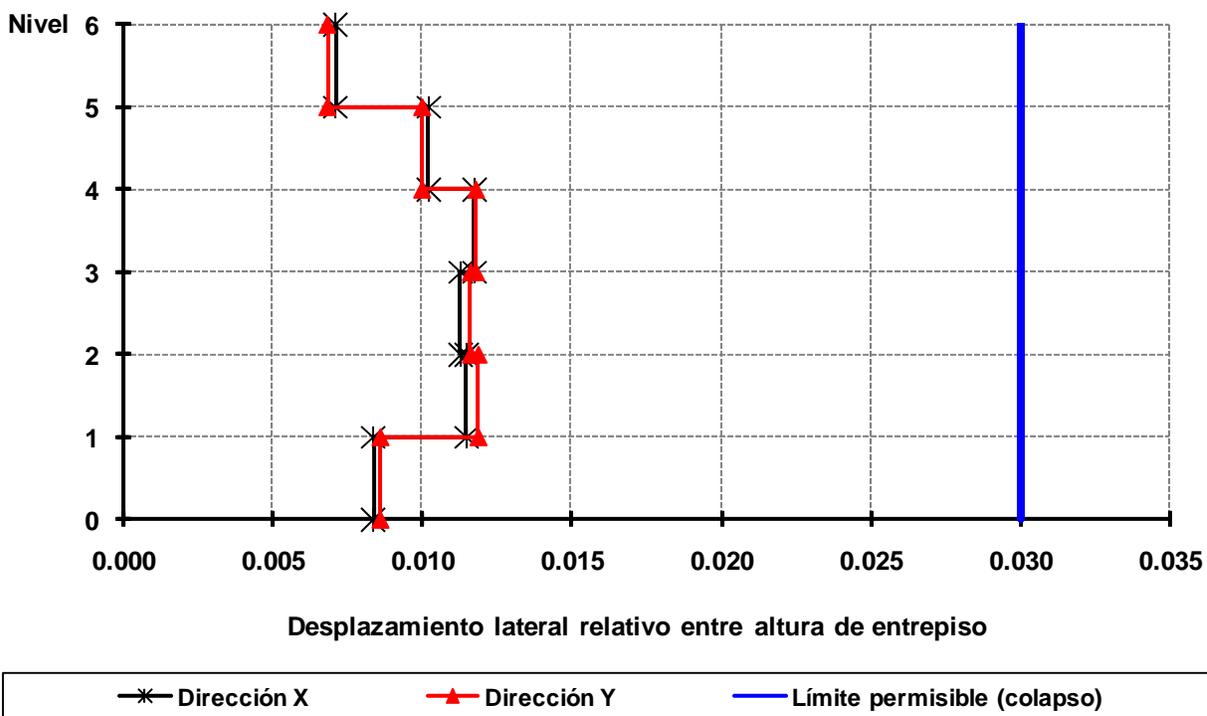


Fig 3.23b Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (condición de colapso), análisis dinámico modal espectral, edificio de 6 niveles, caso D2 (Q = 4)

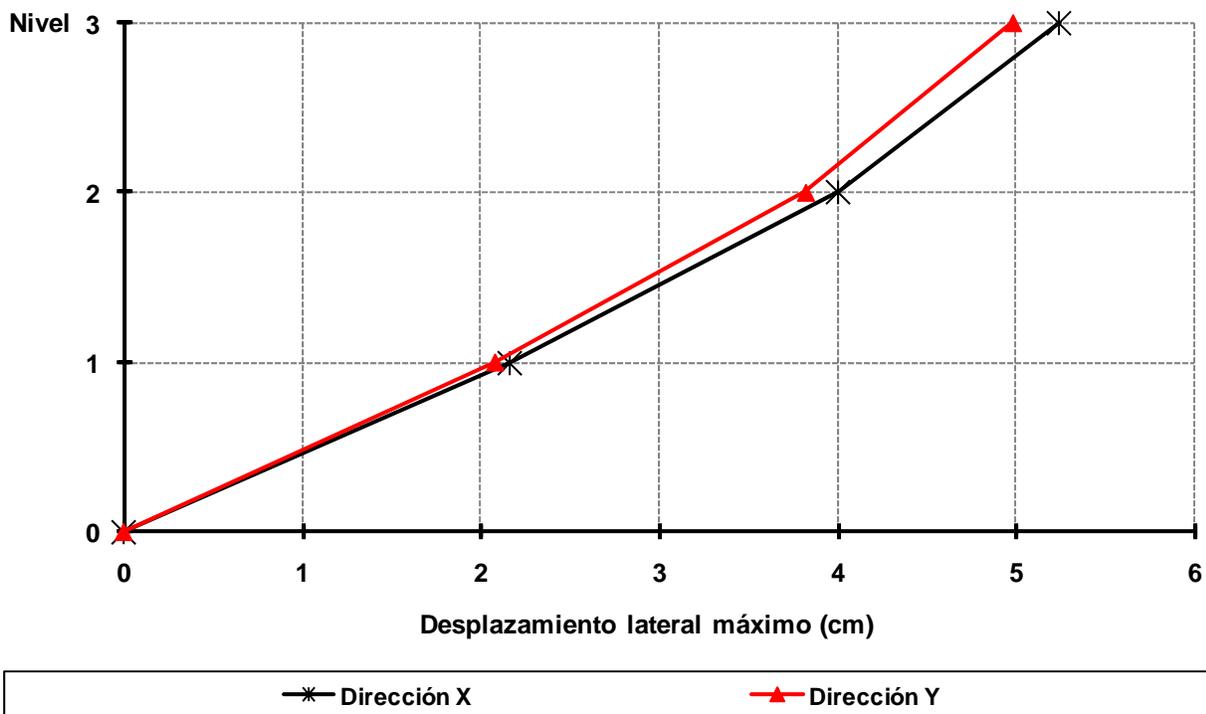


Fig 3.24 Desplazamientos laterales máximos, análisis dinámico modal espectral (rige condición de servicio), edificio de 3 niveles, caso A1 (Q = 2)

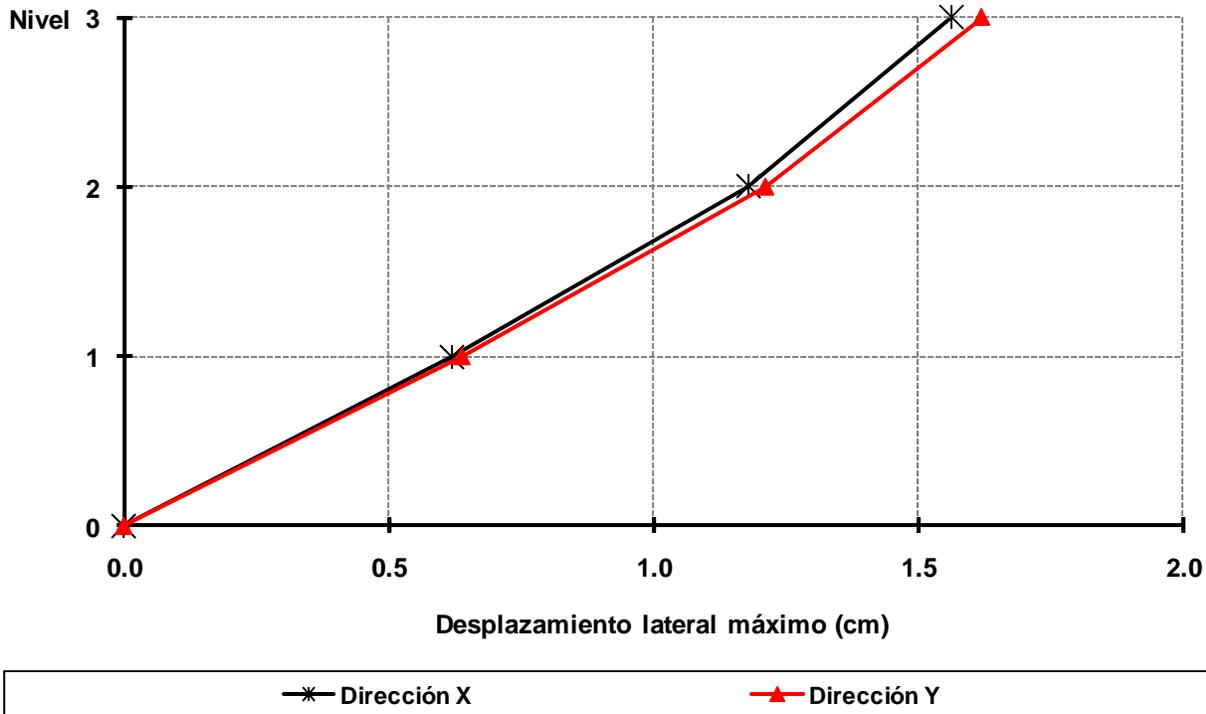


Fig 3.25a Desplazamientos laterales máximos, análisis dinámico modal espectral (condición de servicio), edificio de 3 niveles, caso A2 (Q = 2)

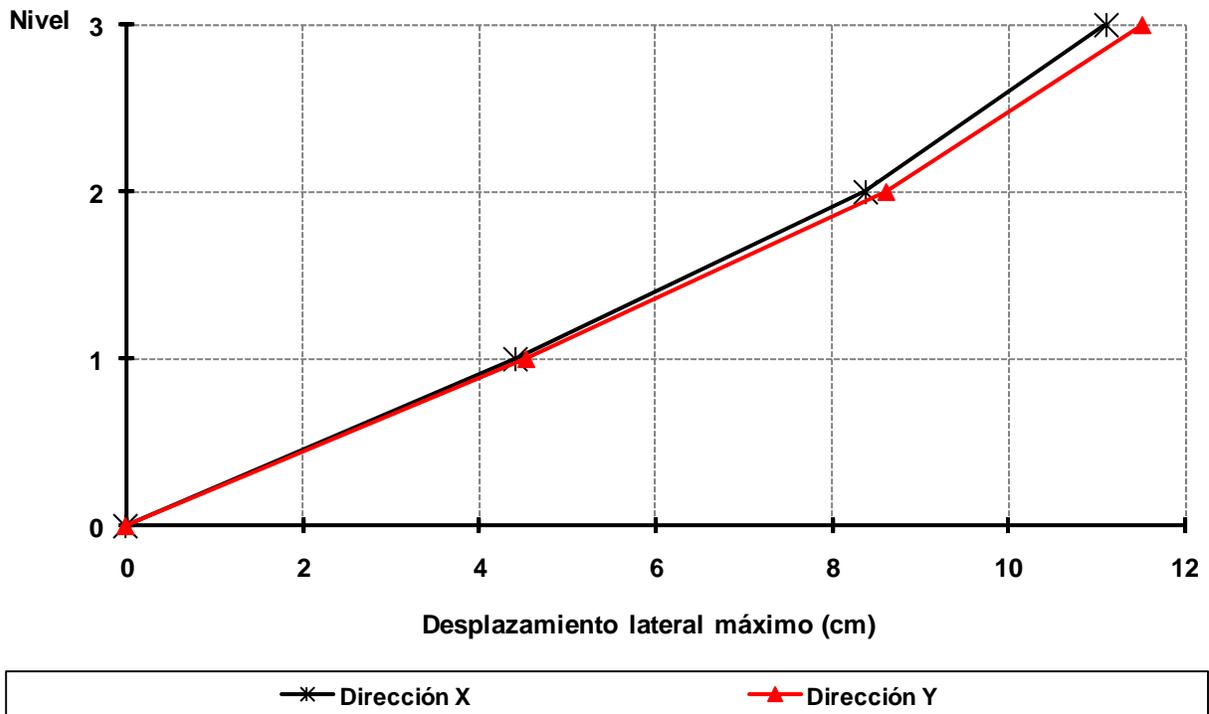


Fig 3.25b Desplazamientos laterales máximos, análisis dinámico modal espectral (condición de colapso), edificio de 3 niveles, caso A2 ($Q = 2$)

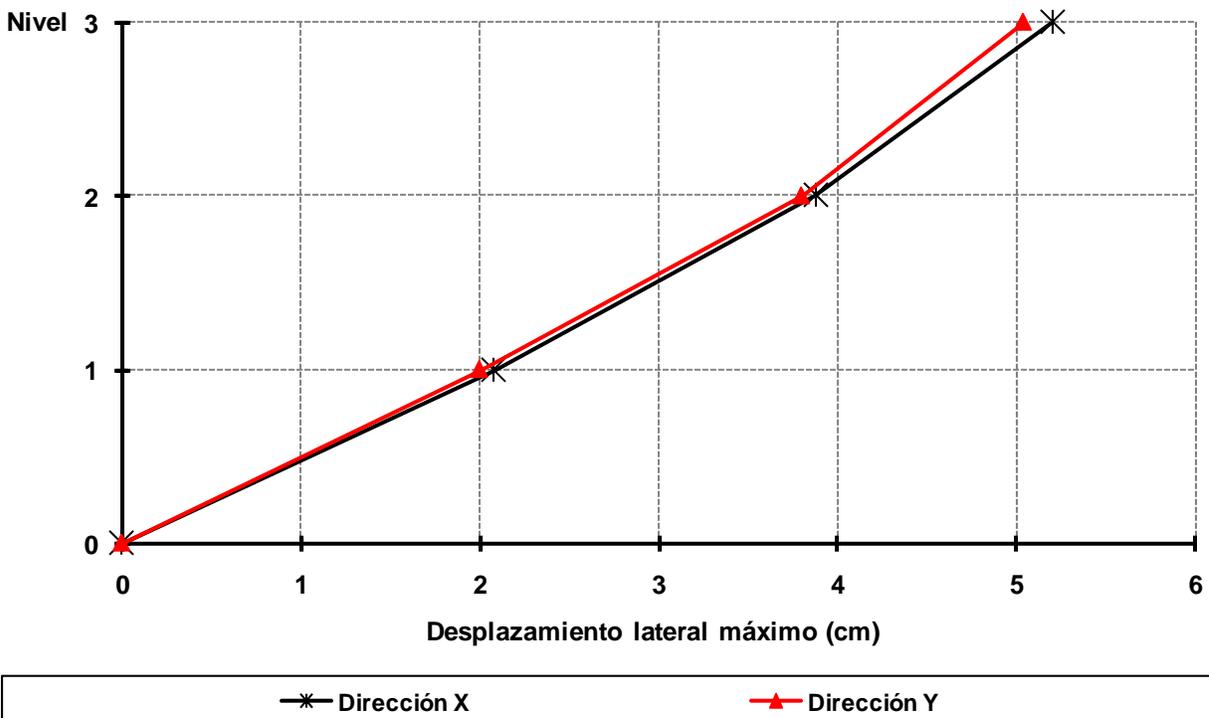


Fig 3.26 Desplazamientos laterales máximos, análisis dinámico modal espectral (rigidez condición de servicio), edificio de 3 niveles, caso B1 ($Q = 4$)

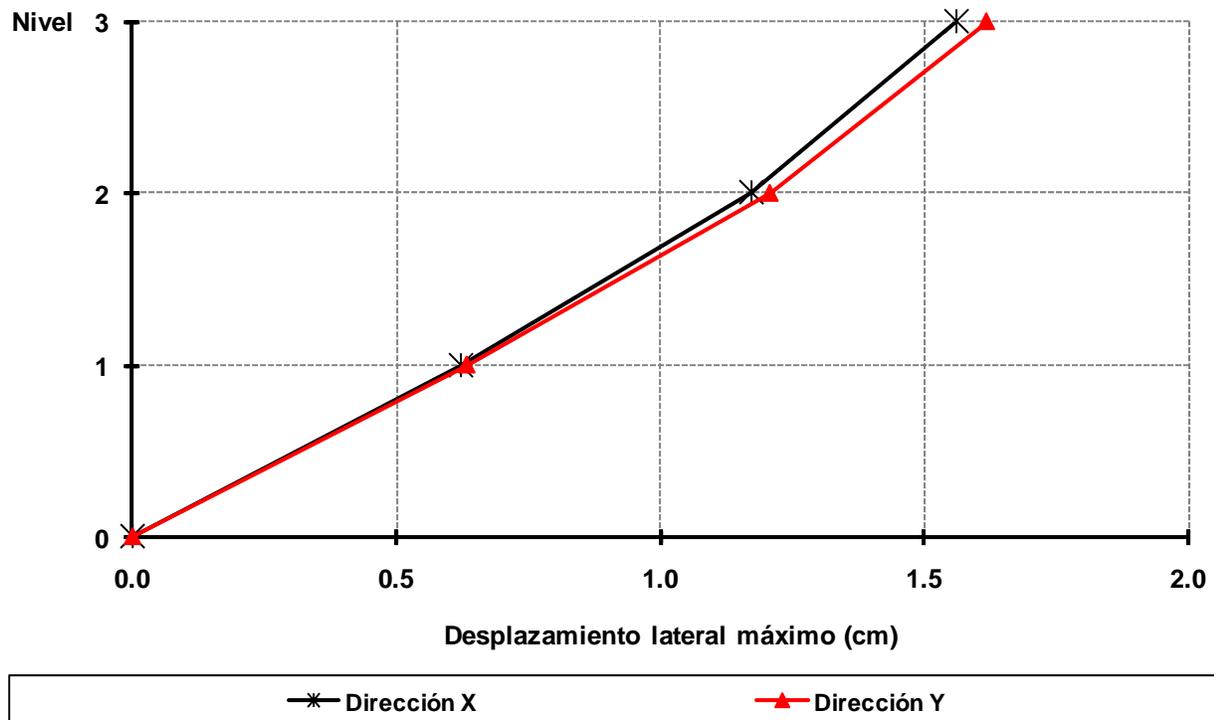


Fig 3.27a Desplazamientos laterales máximos, análisis dinámico modal espectral (condición de servicio), edificio de 3 niveles, caso B2 (Q = 4)

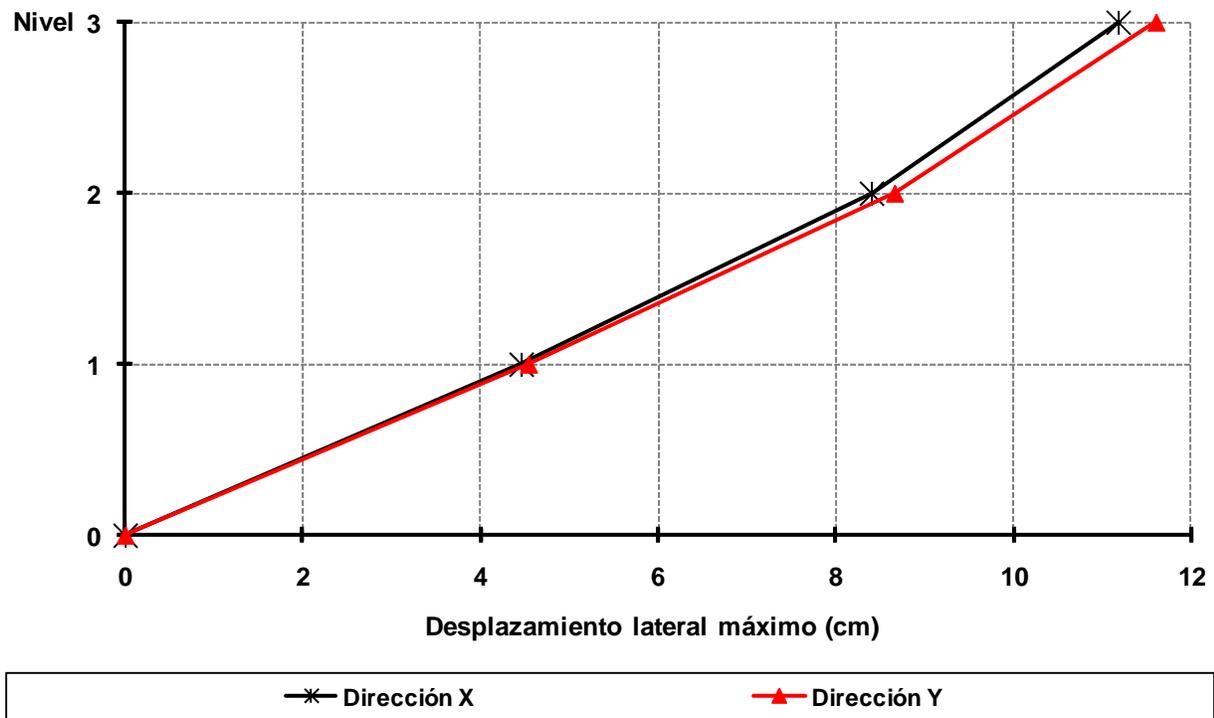


Fig 3.27b Desplazamientos laterales máximos, análisis dinámico modal espectral (condición de colapso), edificio de 3 niveles, caso B2 (Q = 4)

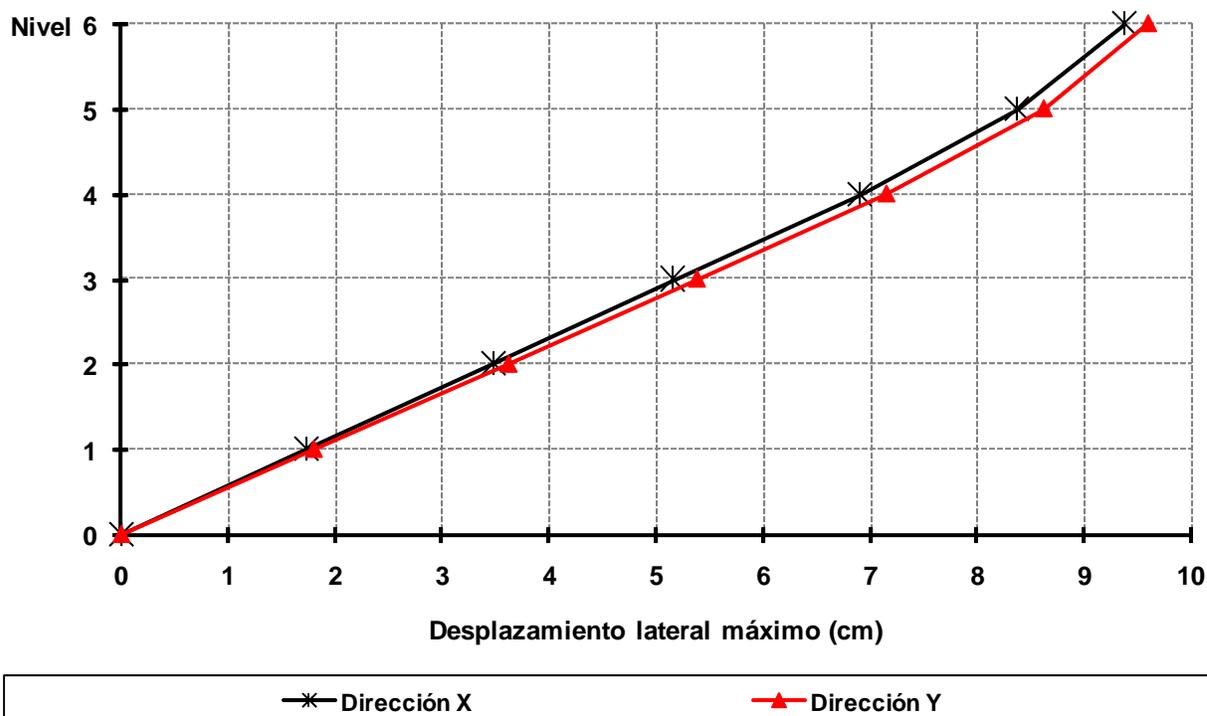


Fig 3.28 Desplazamientos laterales máximos, análisis dinámico modal espectral (rige condición de servicio), edificio de 6 niveles, caso C1 ($Q = 2$)

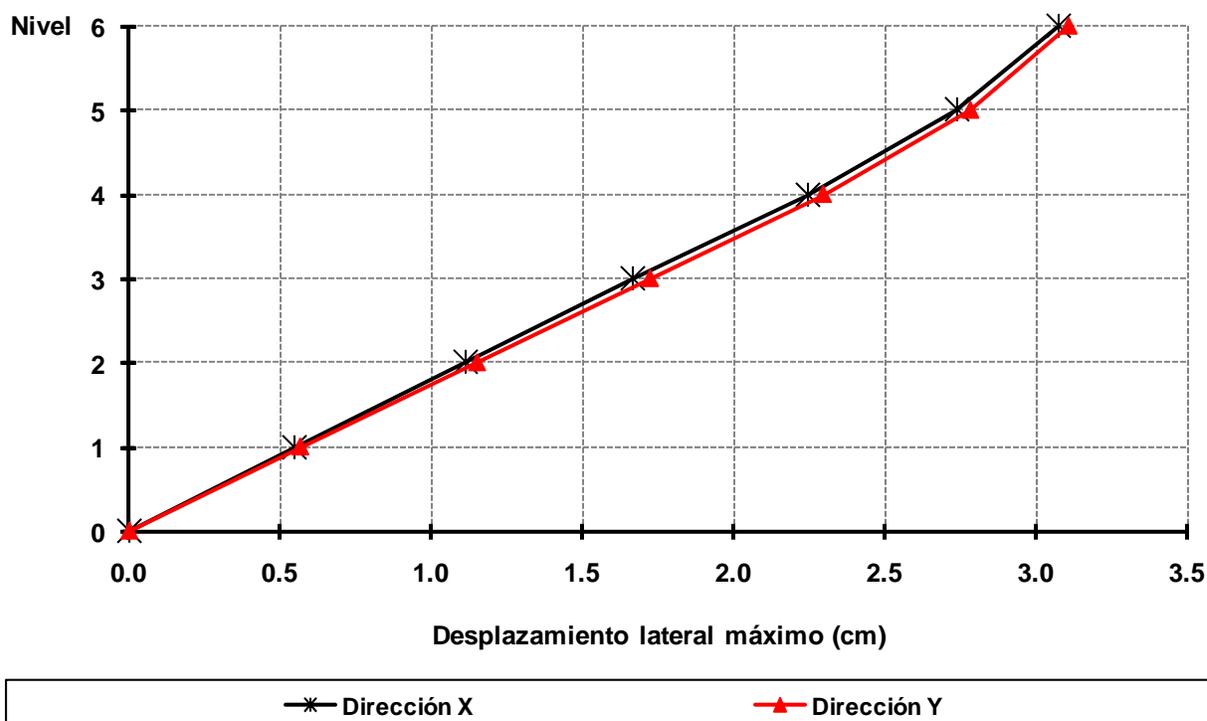


Fig 3.29a Desplazamientos laterales máximos, análisis dinámico modal espectral (condición de servicio), edificio de 6 niveles, caso C2 ($Q = 2$)

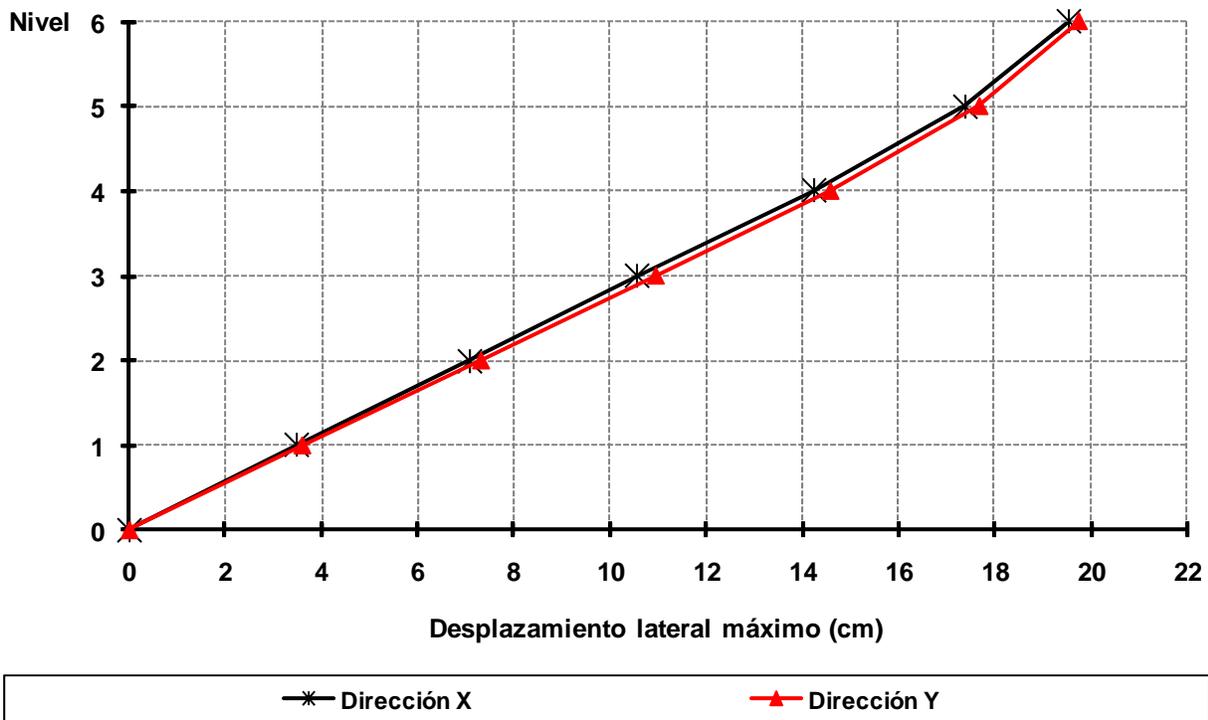


Fig 3.29b Desplazamientos laterales máximos, análisis dinámico modal espectral (condición de colapso), edificio de 6 niveles, caso C2 ($Q = 2$)

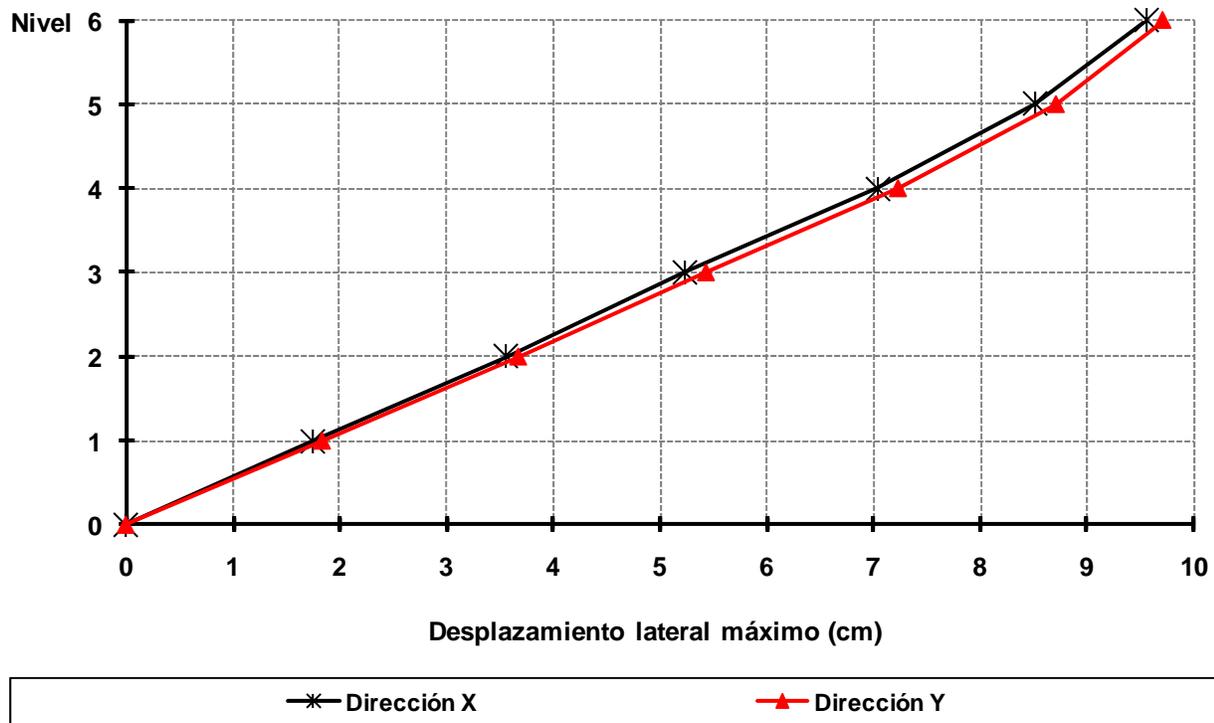


Fig 3.30 Desplazamientos laterales máximos, análisis dinámico modal espectral (rige condición de servicio), edificio de 6 niveles, caso D1 ($Q = 4$)

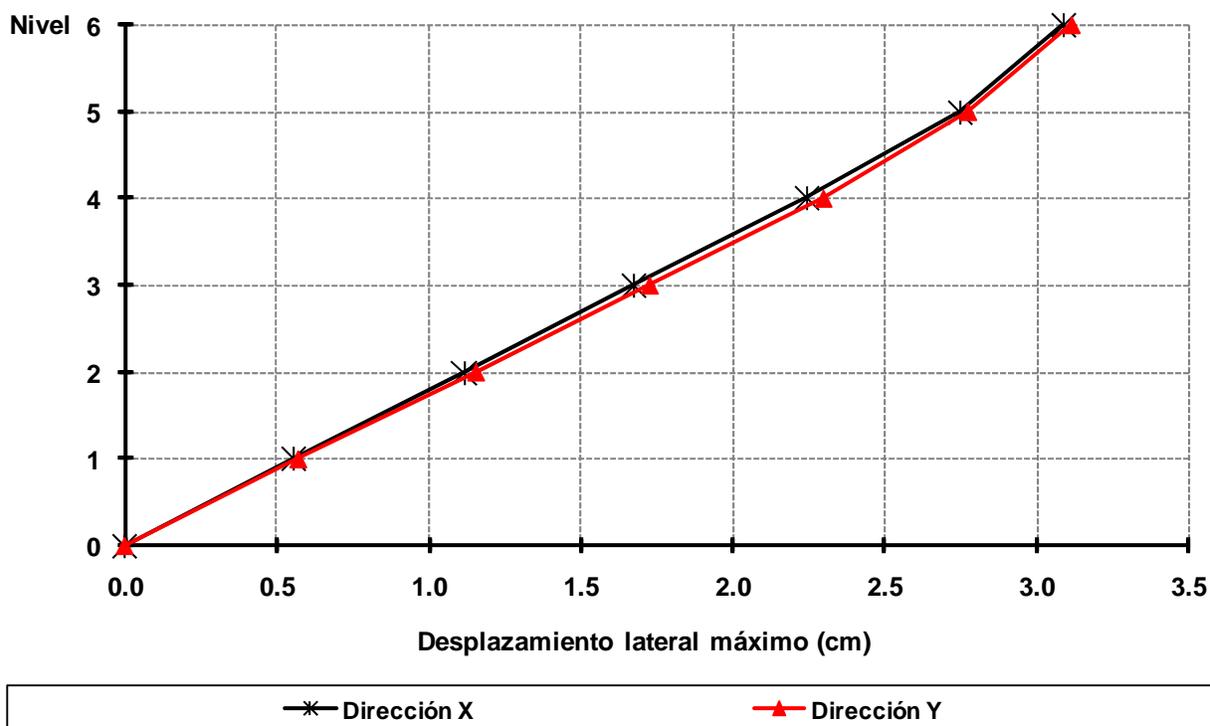


Fig 3.31a Desplazamientos laterales máximos, análisis dinámico modal espectral (condición de servicio), edificio de 6 niveles, caso D2 ($Q = 4$)

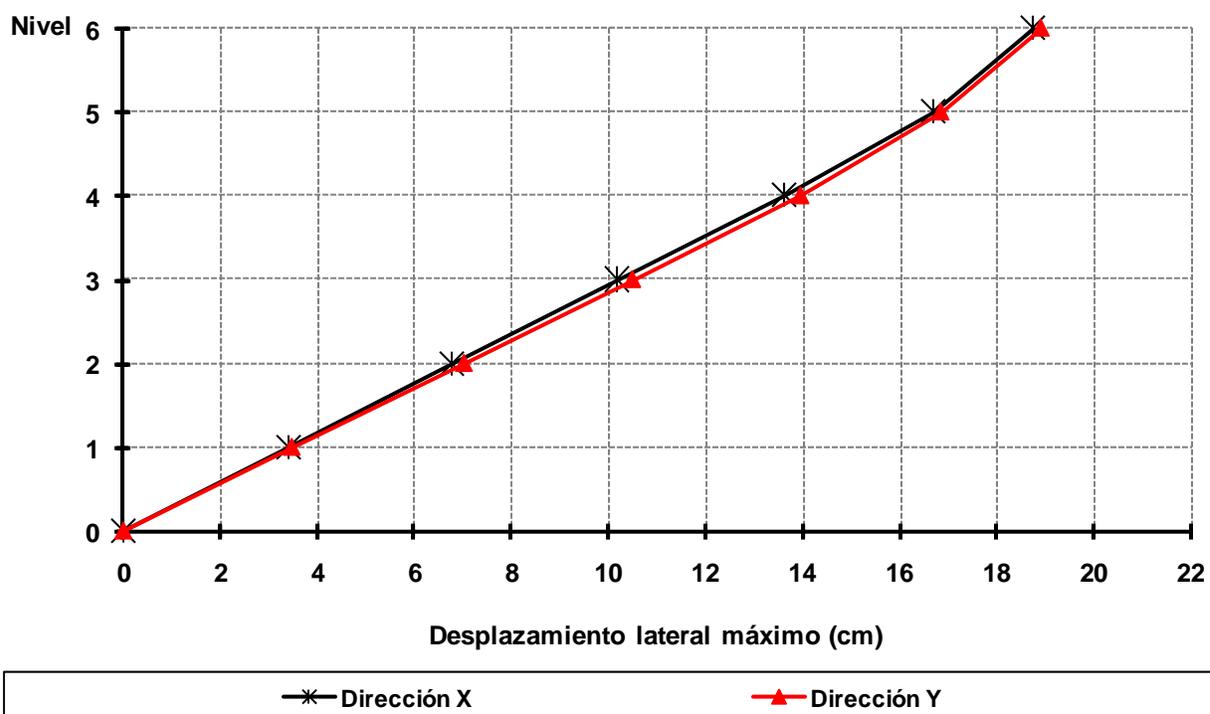


Fig 3.31b Desplazamientos laterales máximos, análisis dinámico modal espectral (condición de colapso), edificio de 6 niveles, caso D2 ($Q = 4$)

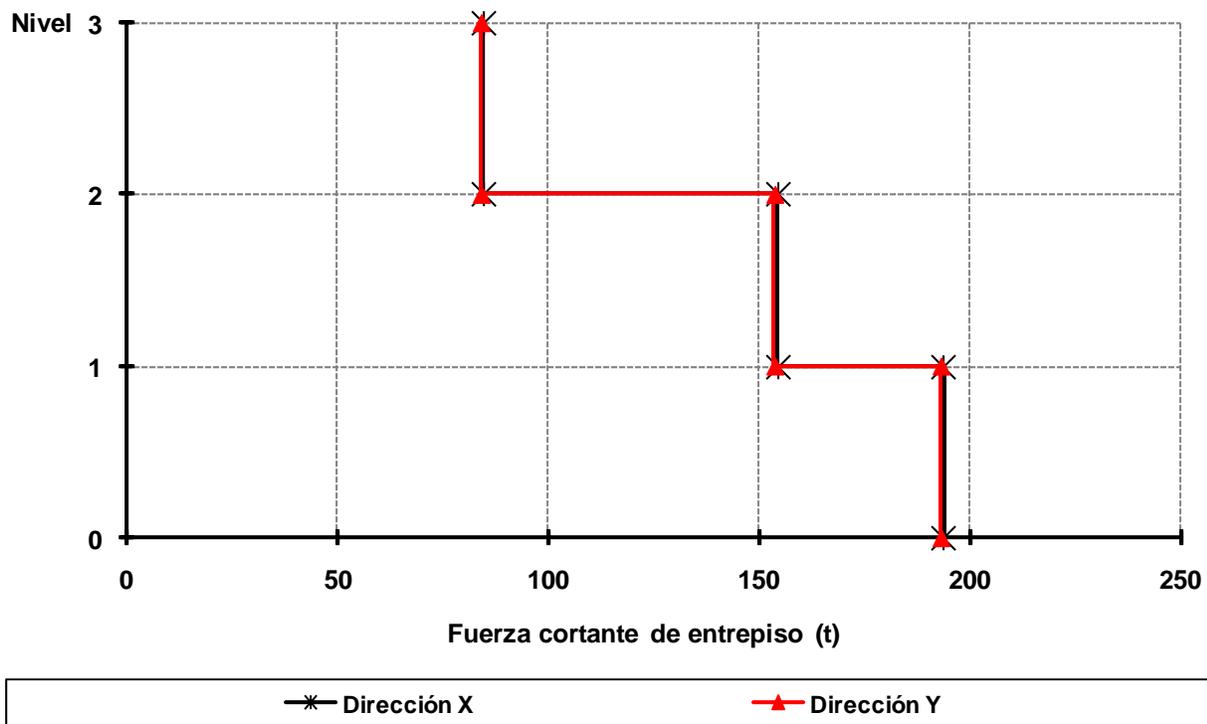


Fig 3.32 Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, edificio de 3 niveles, caso A1 (Q = 2)

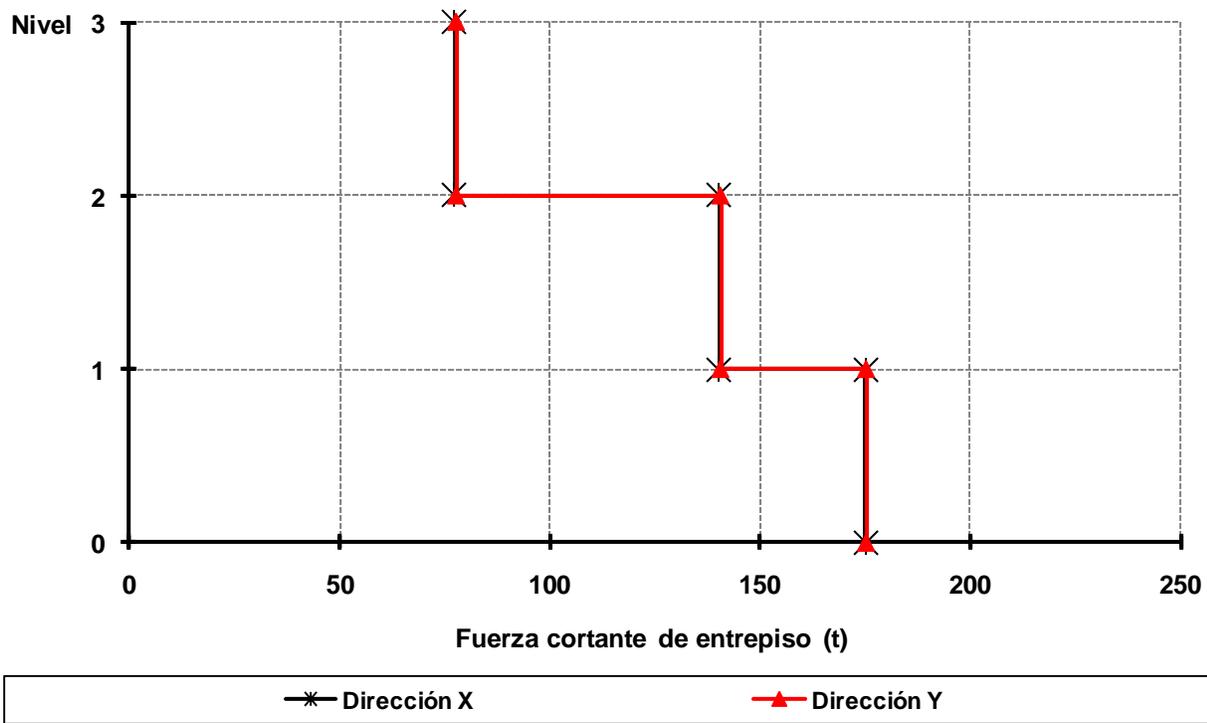


Fig 3.33 Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, edificio de 3 niveles, caso A2 (Q = 2)

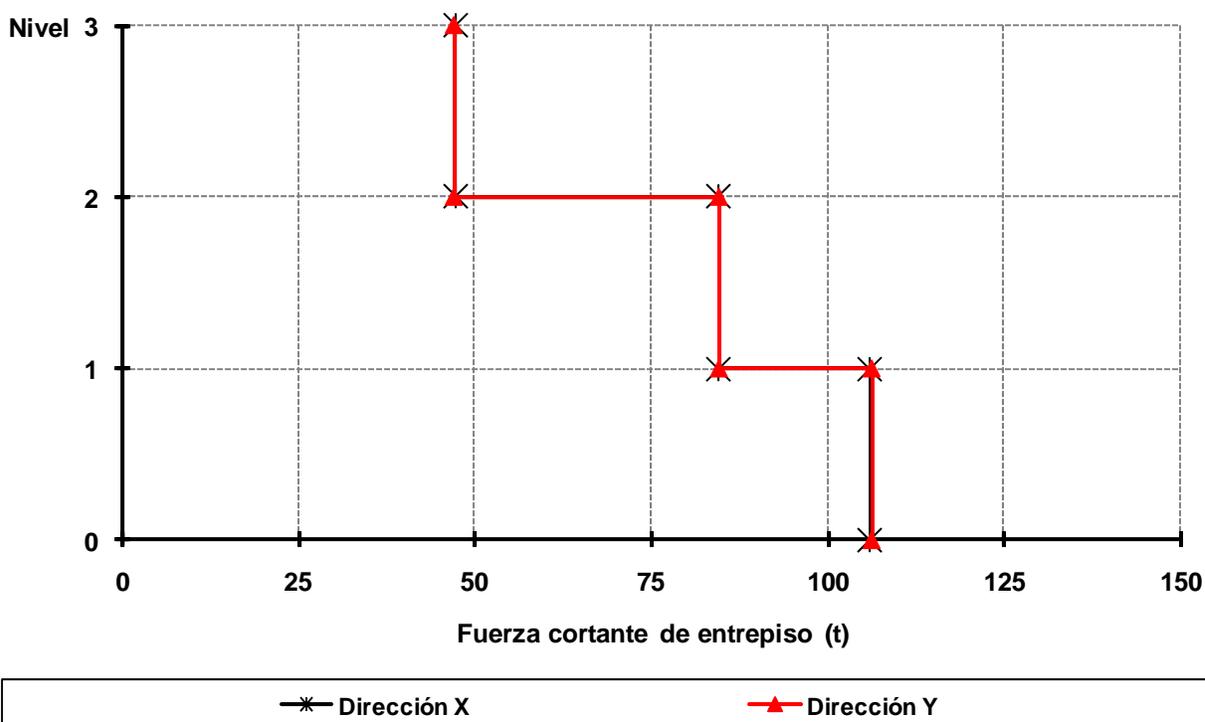


Fig 3.34 Fuerzas cortantes de entrespaño, análisis dinámico modal espectral, edificio de 3 niveles, caso B1 (Q = 4)

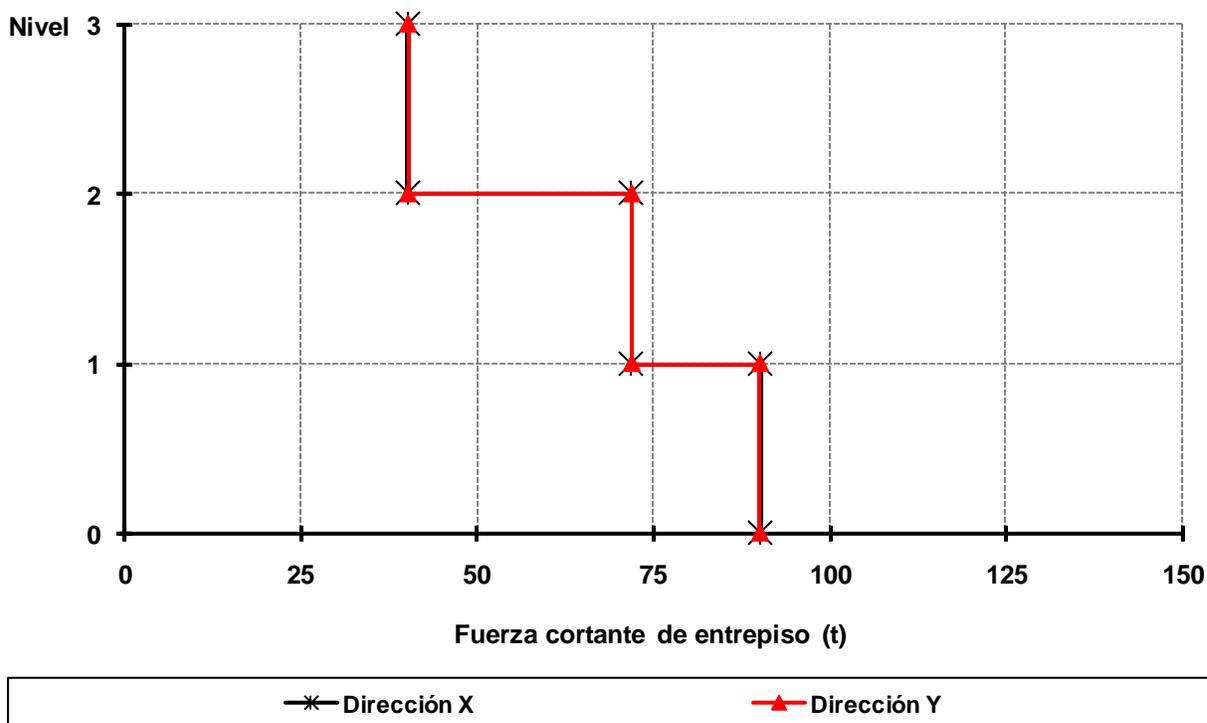


Fig 3.35 Fuerzas cortantes de entrespaño, análisis dinámico modal espectral, edificio de 3 niveles, caso B2 (Q = 4)

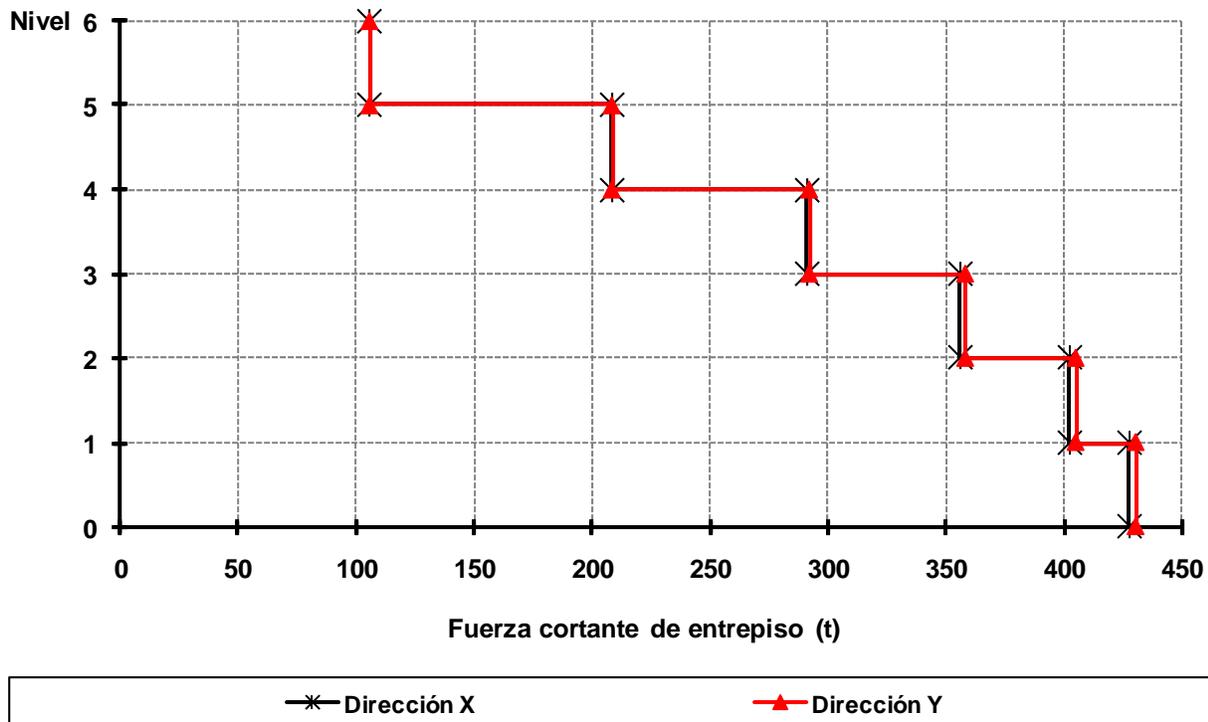


Fig 3.36 Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, edificio de 6 niveles, caso C1 ($Q = 2$)

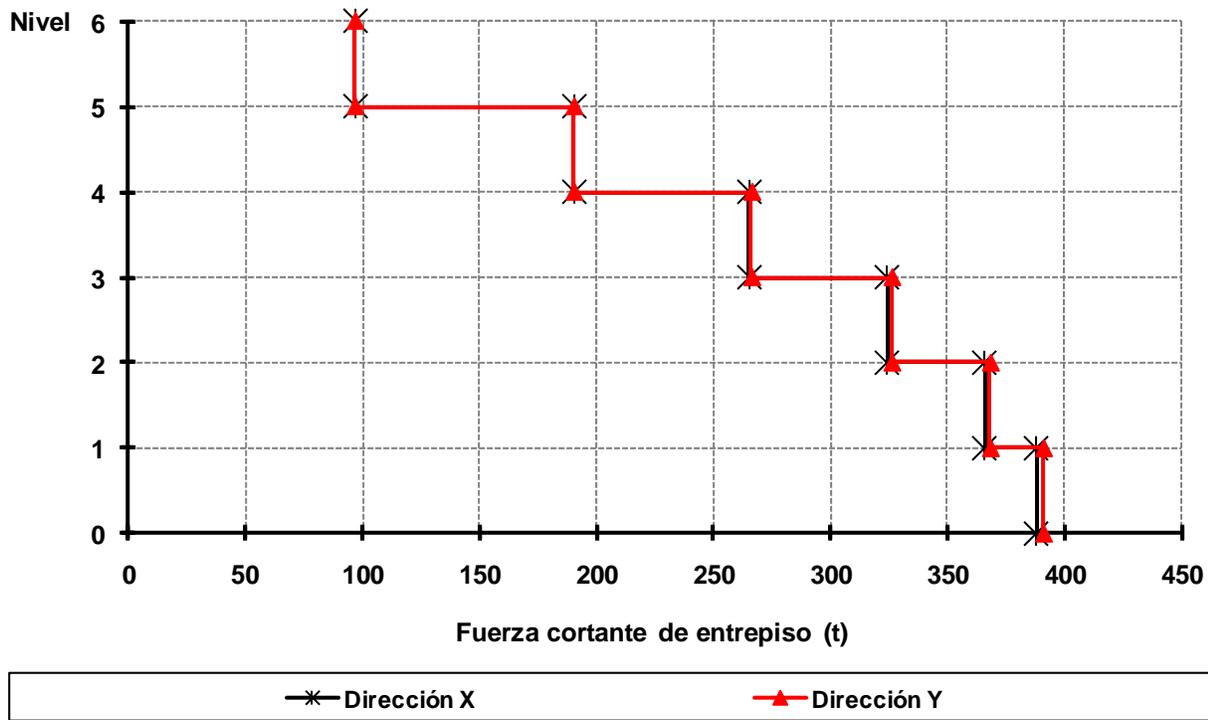


Fig 3.37 Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, edificio de 6 niveles, caso C2 ($Q = 2$)

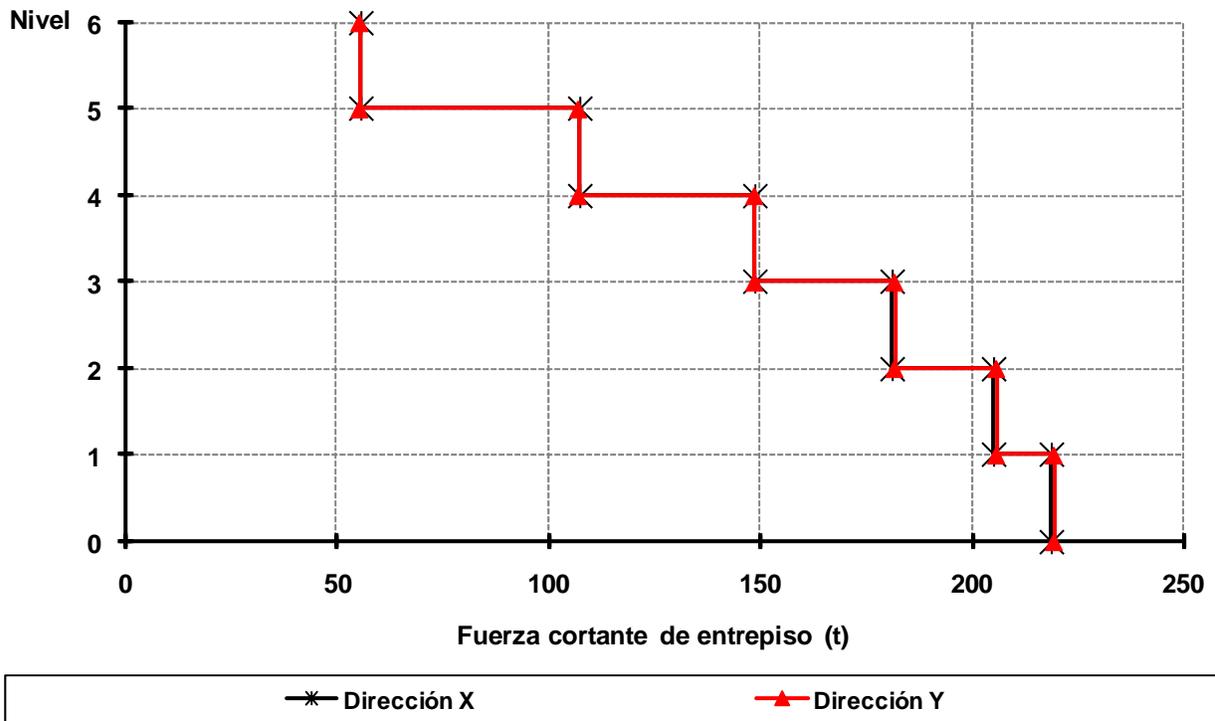


Fig 3.38 Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, edificio de 6 niveles, caso D1 (Q = 4)

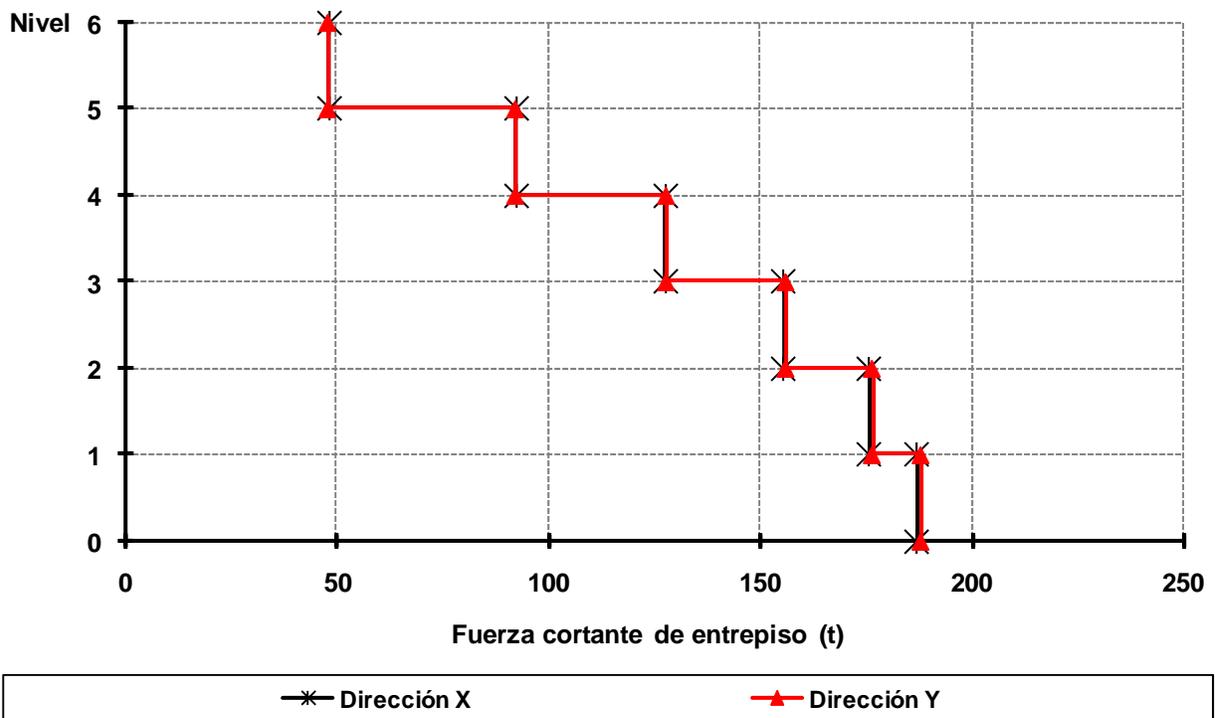


Fig 3.39 Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, edificio de 6 niveles, caso D2 (Q = 4)

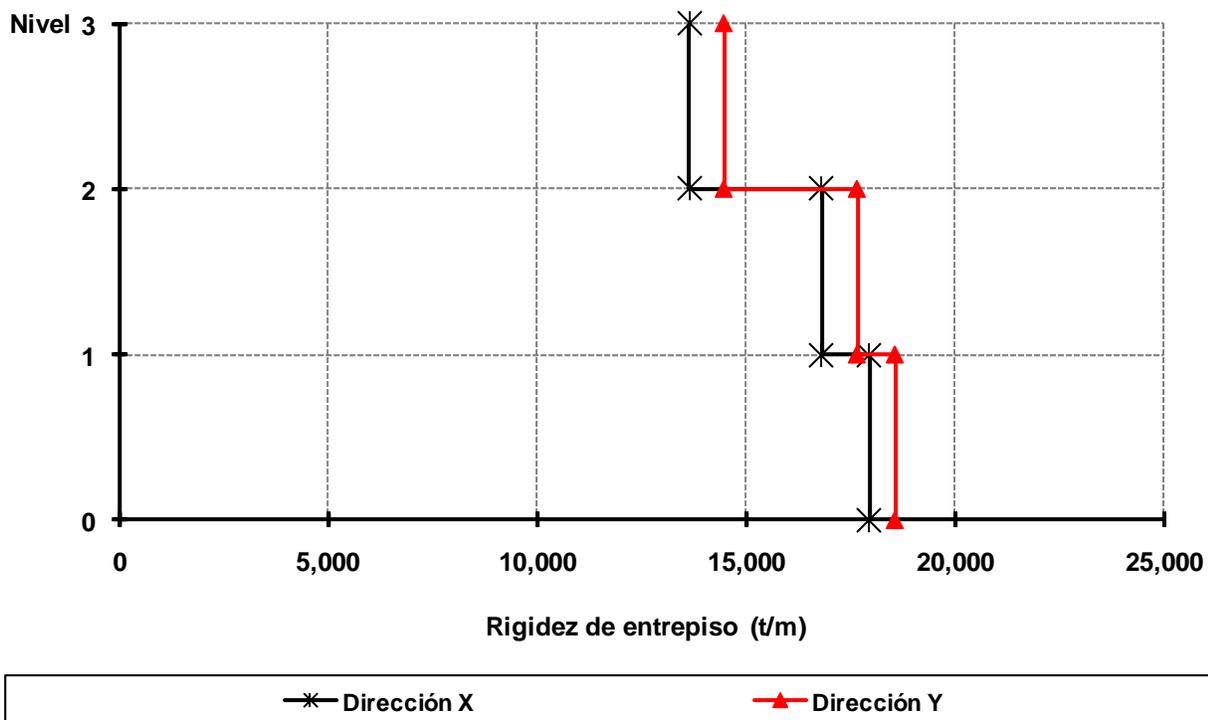


Fig 3.40 Rigideces de entresiso, edificio 3 niveles, caso A1 (Q = 2)

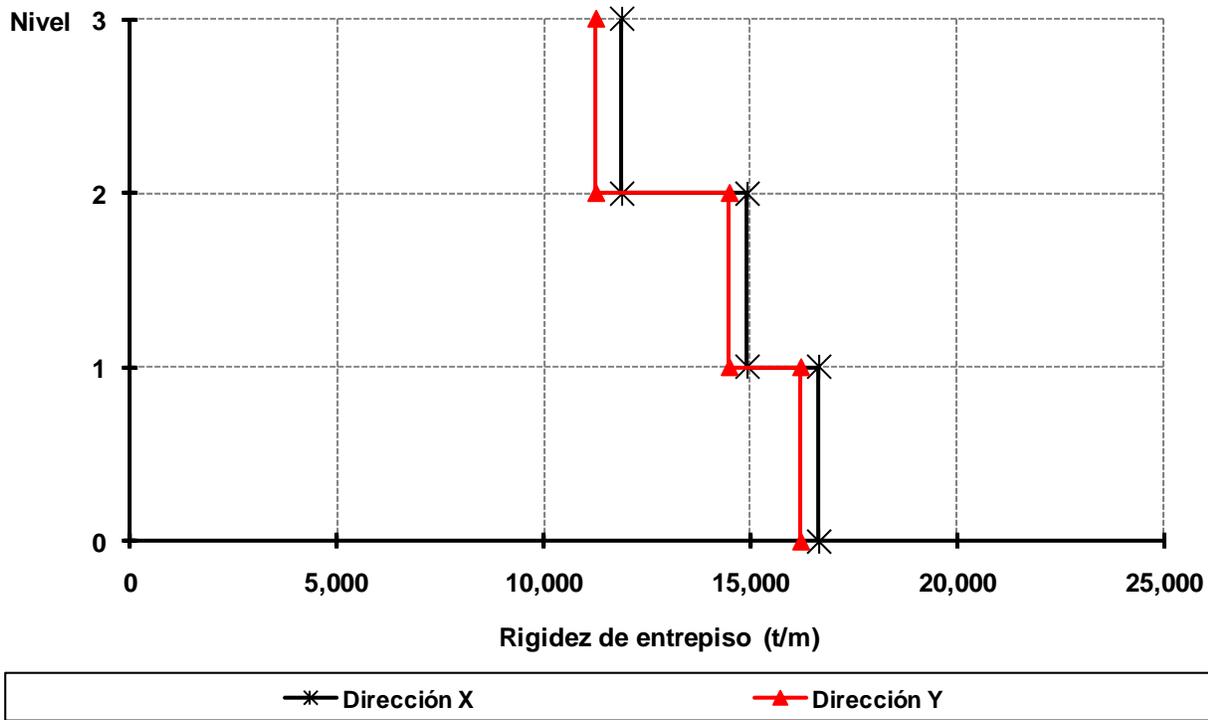


Fig 3.41 Rigideces de entresiso, edificio 3 niveles, caso A2 (Q = 2)

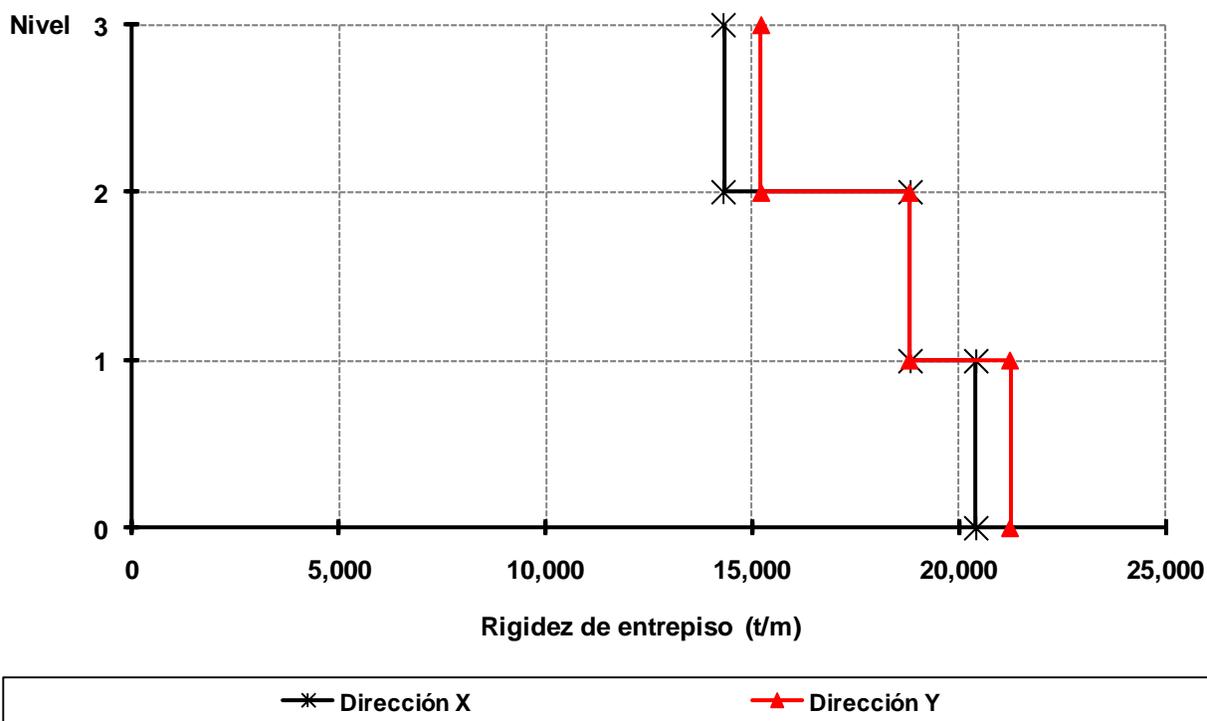


Fig 3.42 Rigideces de entrepiso, edificio 3 niveles, caso B1 (Q = 4)

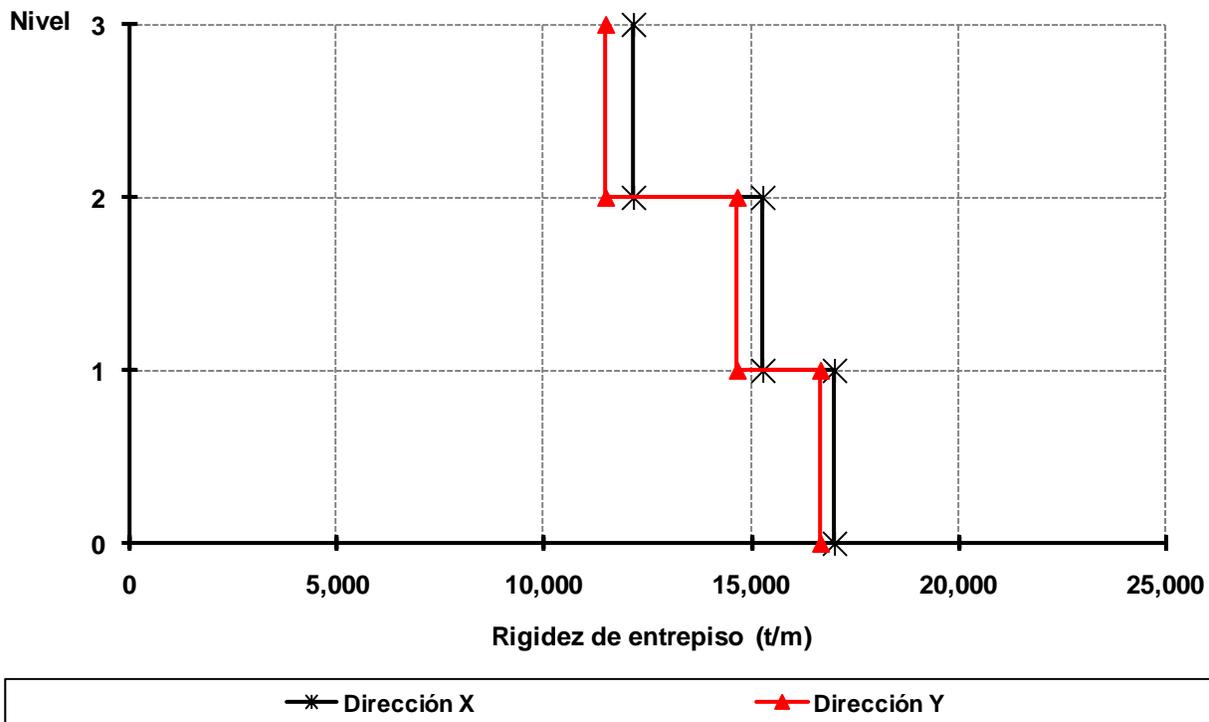


Fig 3.43 Rigideces de entrepiso, edificio 3 niveles, caso B2 (Q = 4)

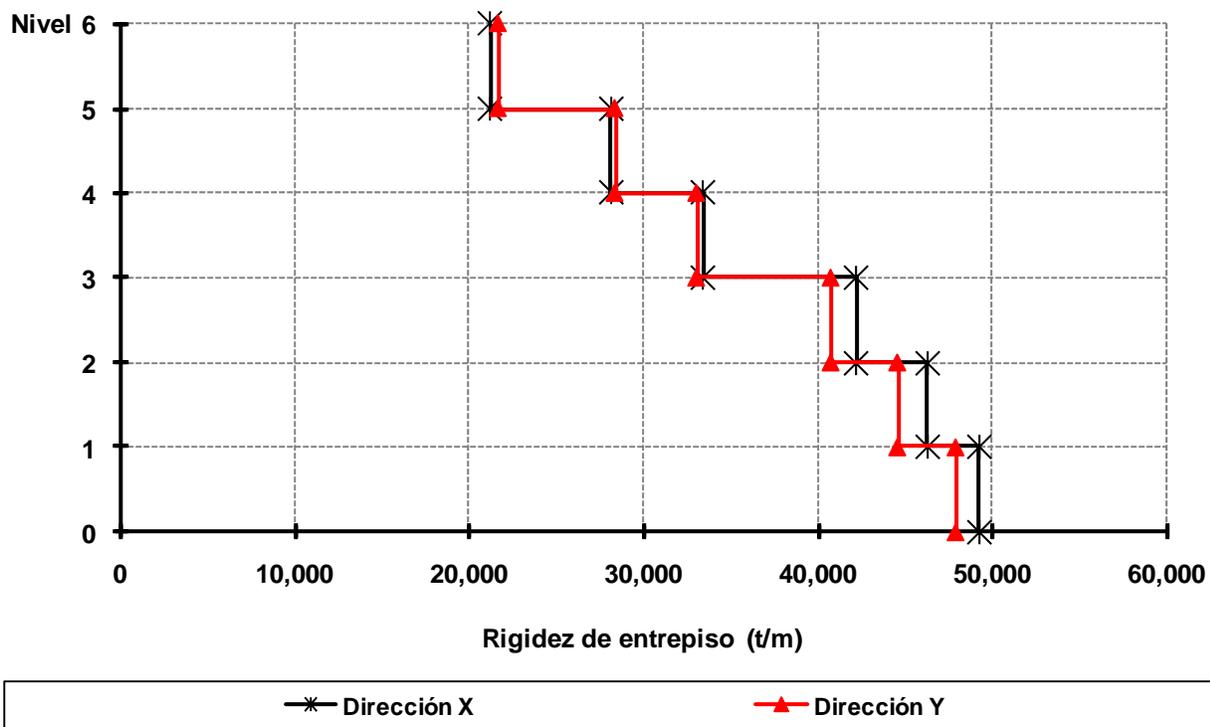


Fig 3.44 Rigideces de entrespiso, edificio 6 niveles, caso C1 (Q = 2)

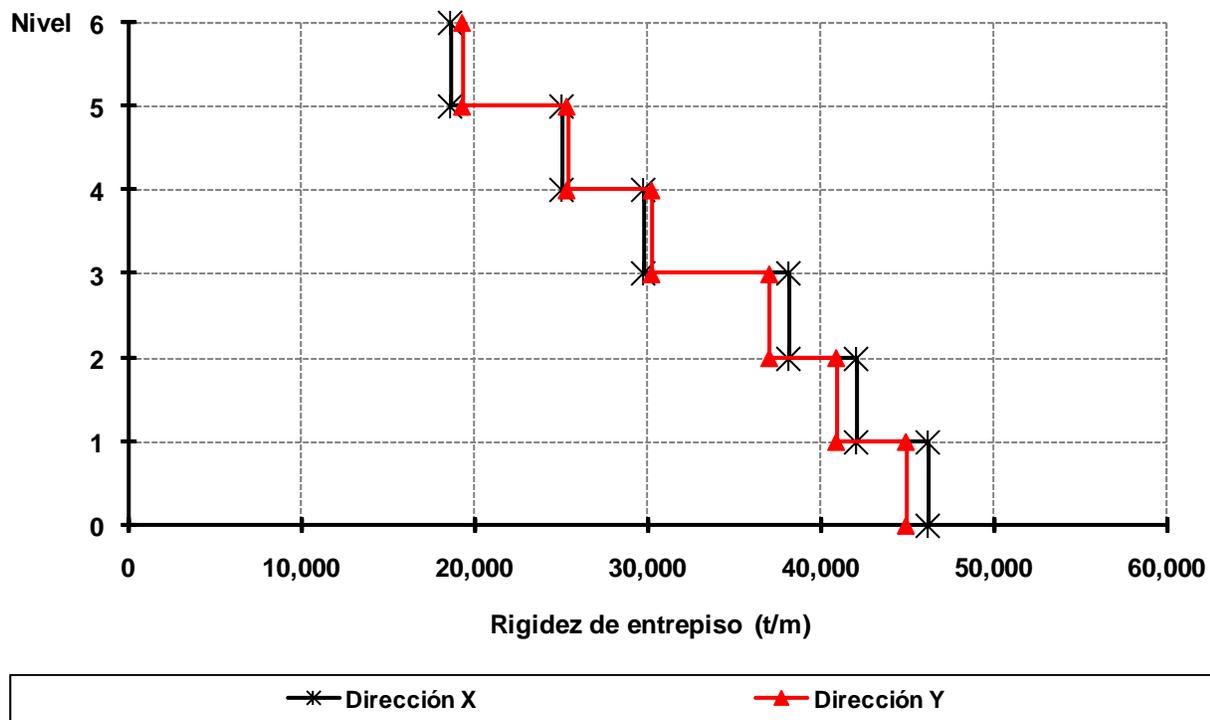


Fig 3.45 Rigideces de entrespiso, edificio 6 niveles, caso C2 (Q = 2)

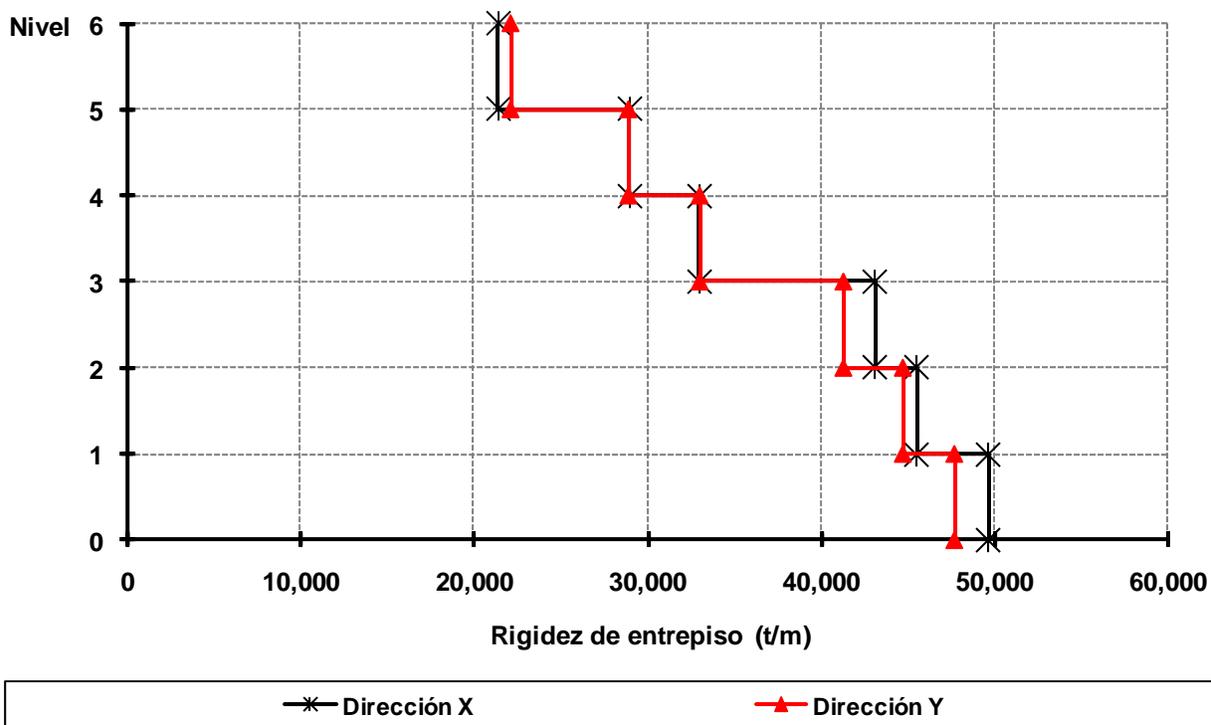


Fig 3.46 Rigideces de entrapiso, edificio 6 niveles, caso D1 (Q = 4)

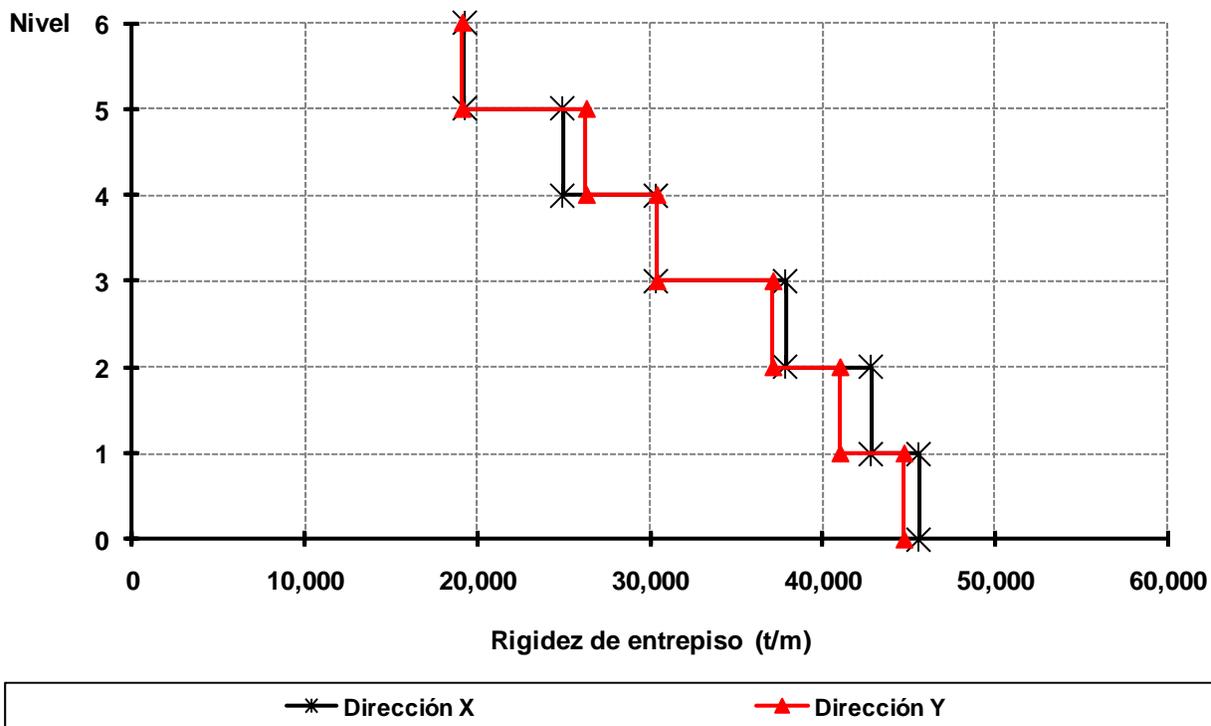


Fig 3.47 Rigideces de entrapiso, edificio 6 niveles, caso D2 (Q = 4)

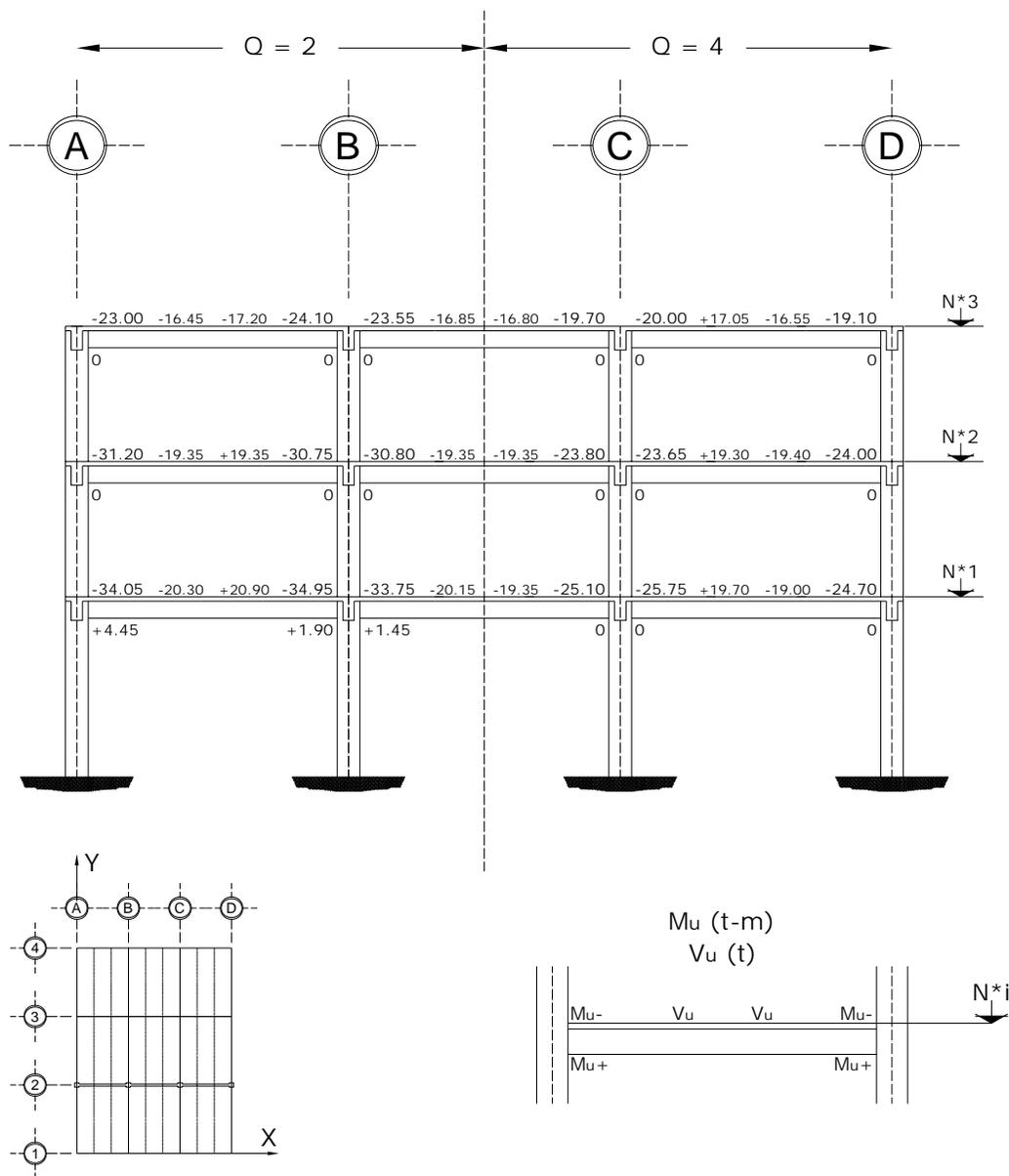


Fig 3.48 Momentos flexionantes y fuerzas cortantes últimos de vigas, eje 2, casos A1 ($Q = 2$) y B1 ($Q = 4$)

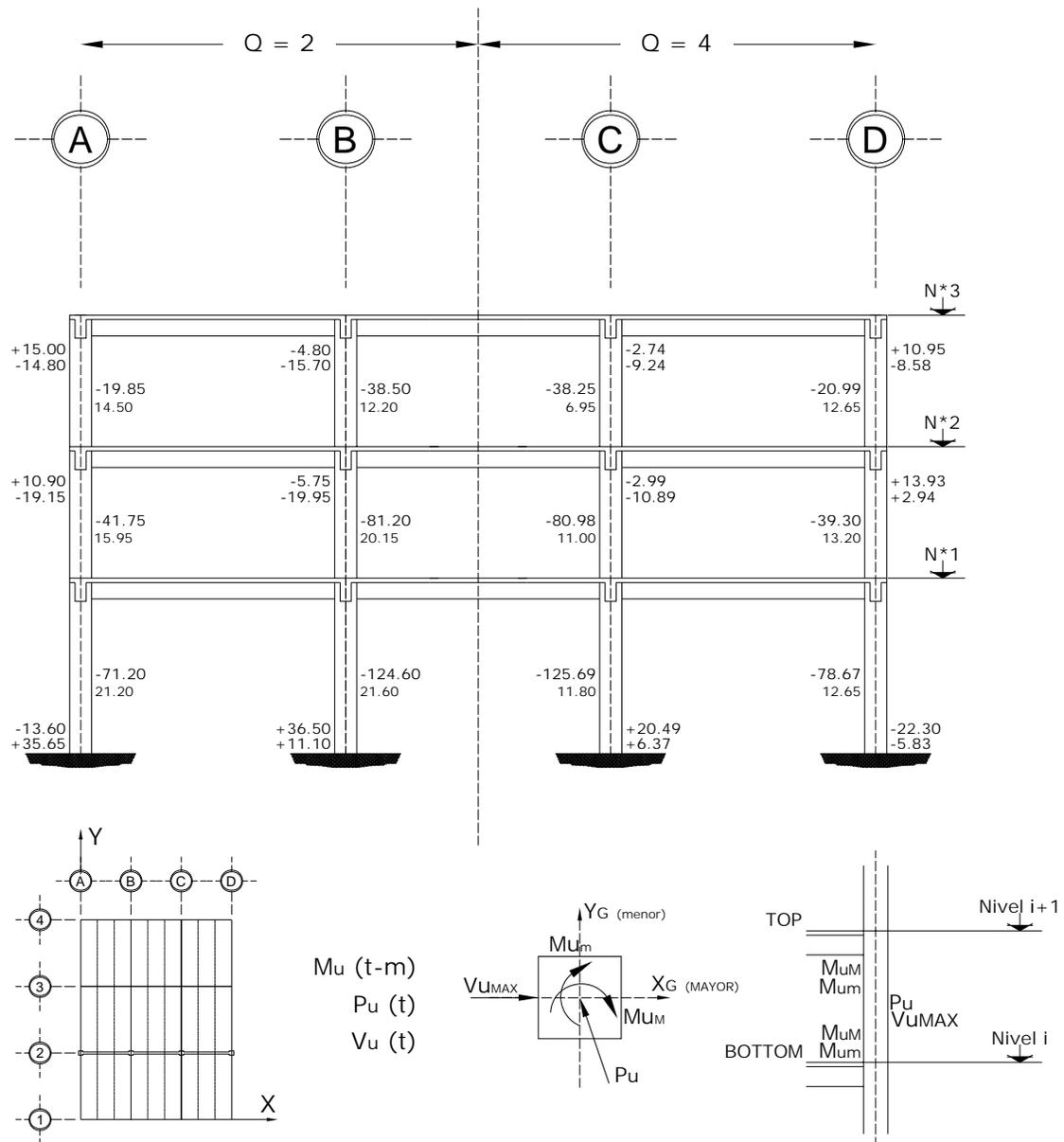


Fig 3.49 Elementos mecánicos últimos en columnas, eje 2, casos A1 ($Q = 2$) y B1 ($Q = 4$)

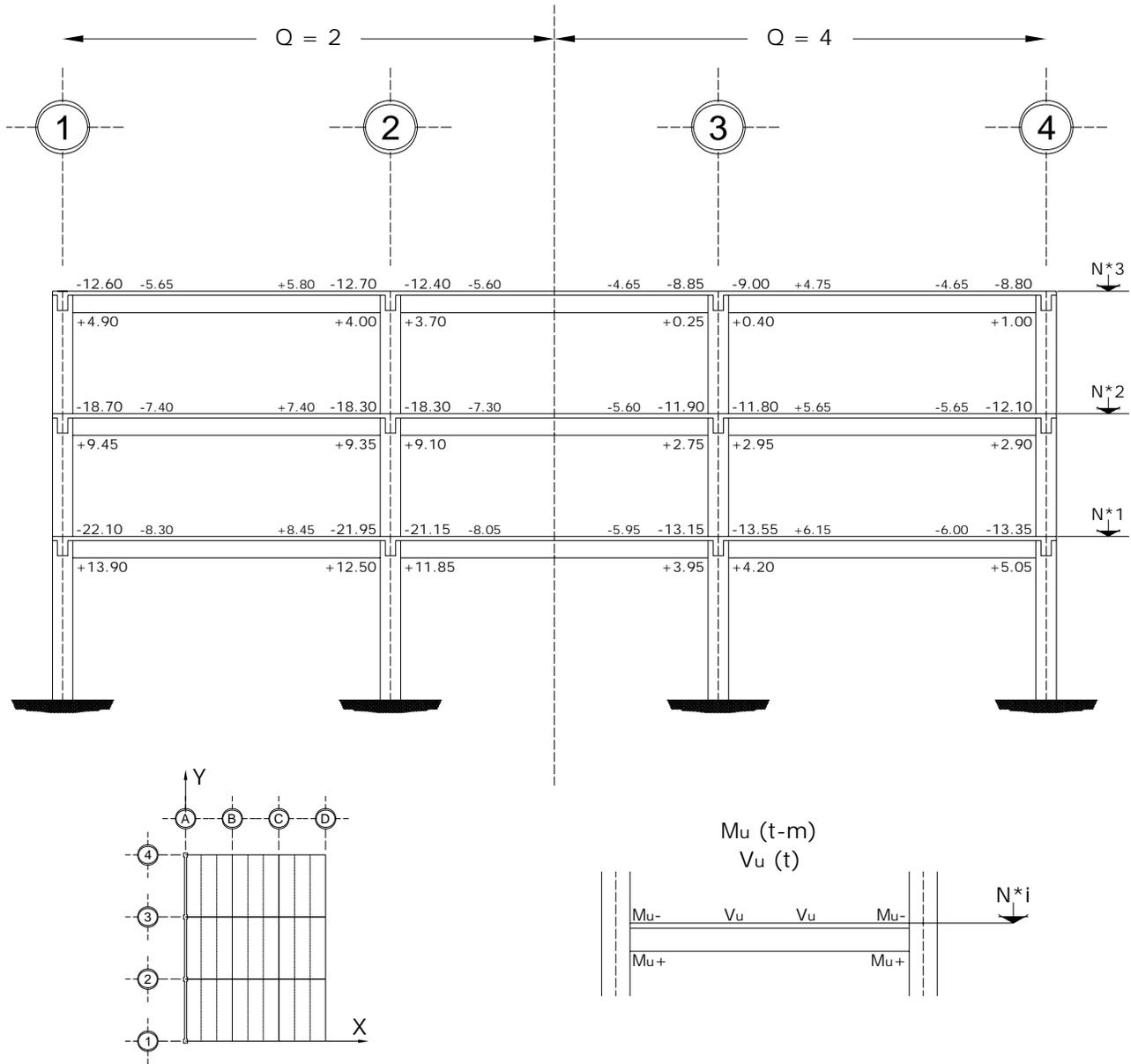


Fig 3.50 Momentos flexionantes y fuerzas cortantes últimos de vigas, eje A, casos A1 ($Q = 2$) y B1 ($Q = 4$)

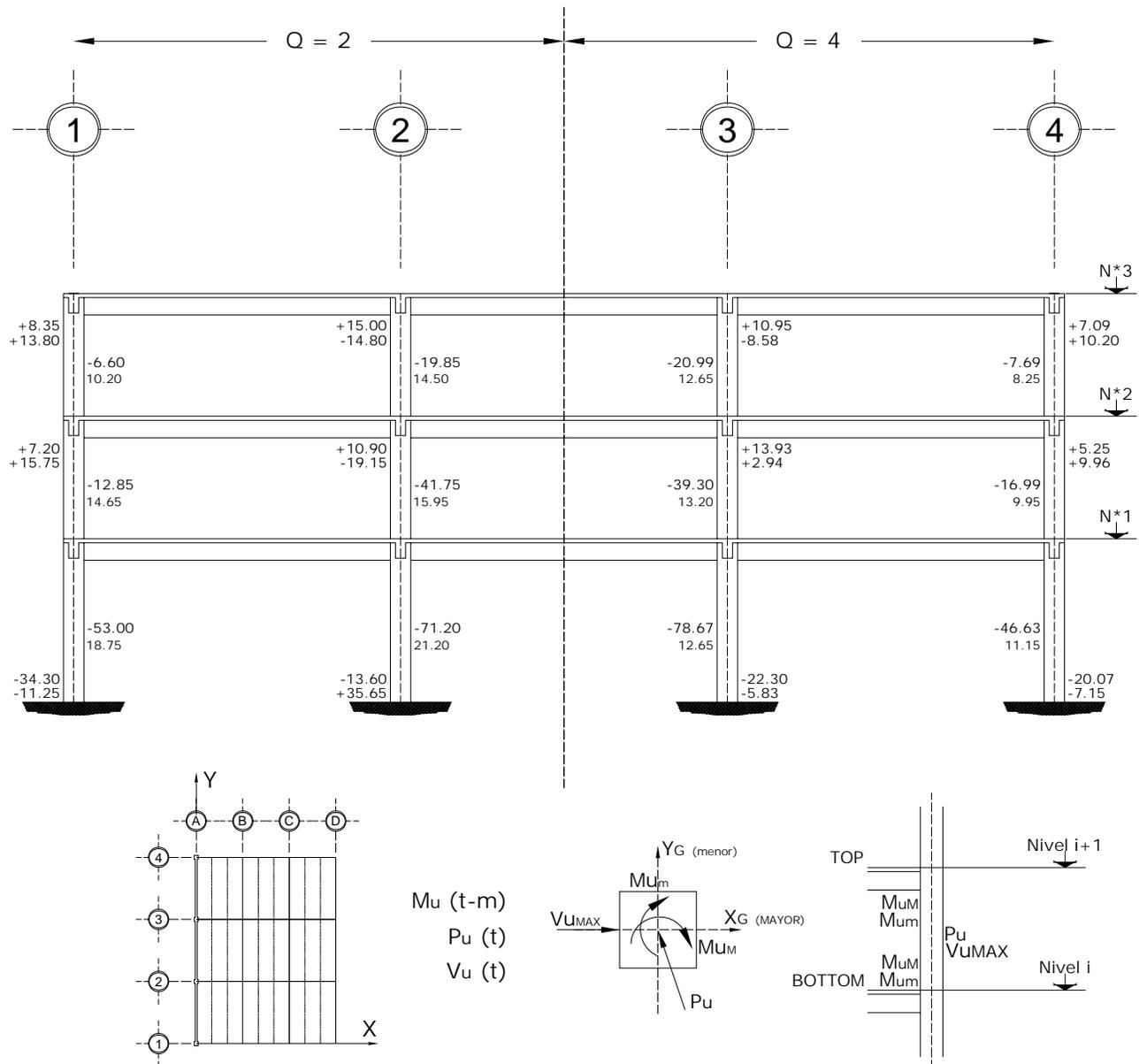


Fig 3.51 Elementos mecánicos últimos en columnas, eje A, casos A1 y B1

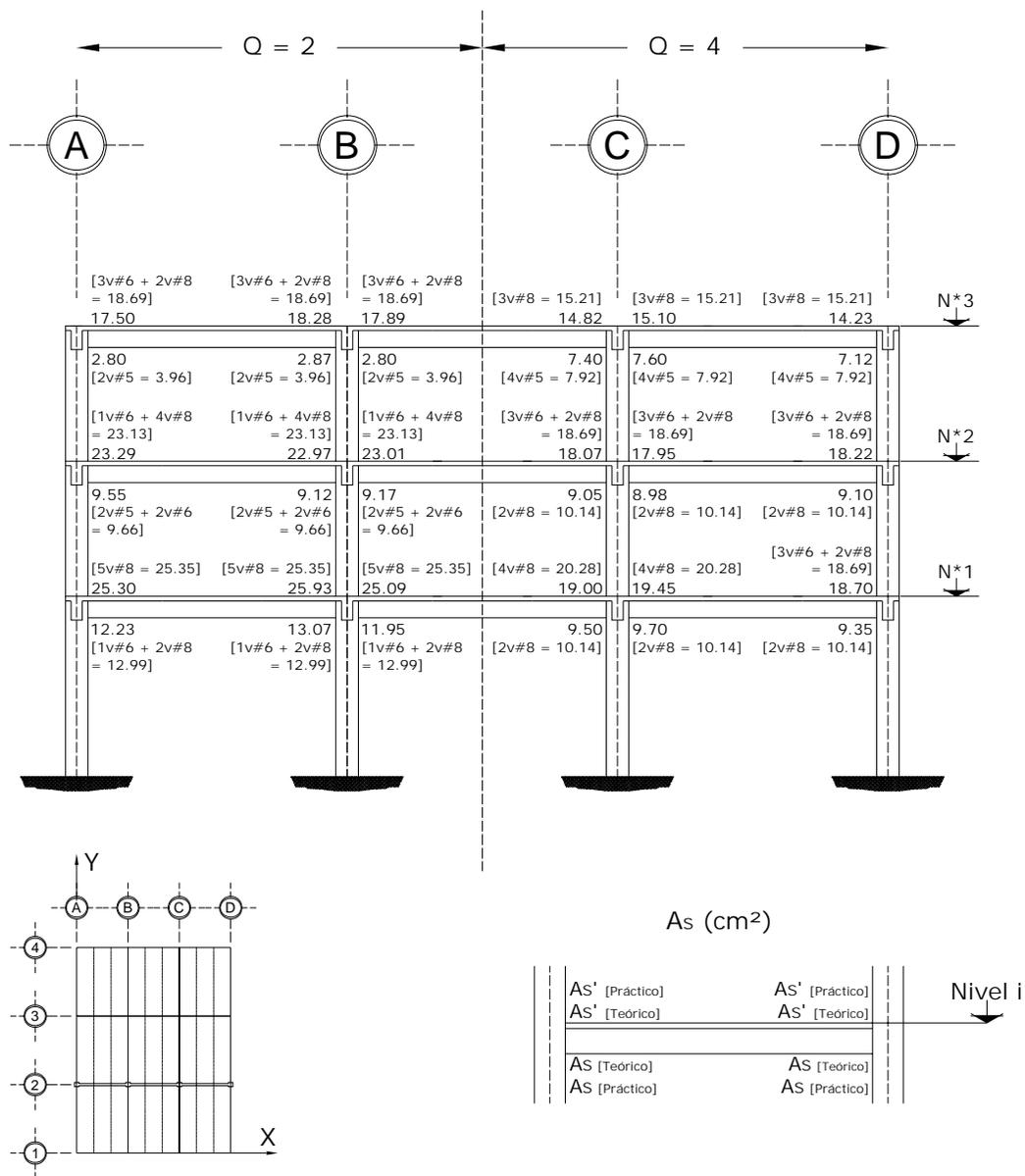


Fig 3.52 Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en vigas, eje 2, casos A1 (Q = 2) y B1 (Q = 4)

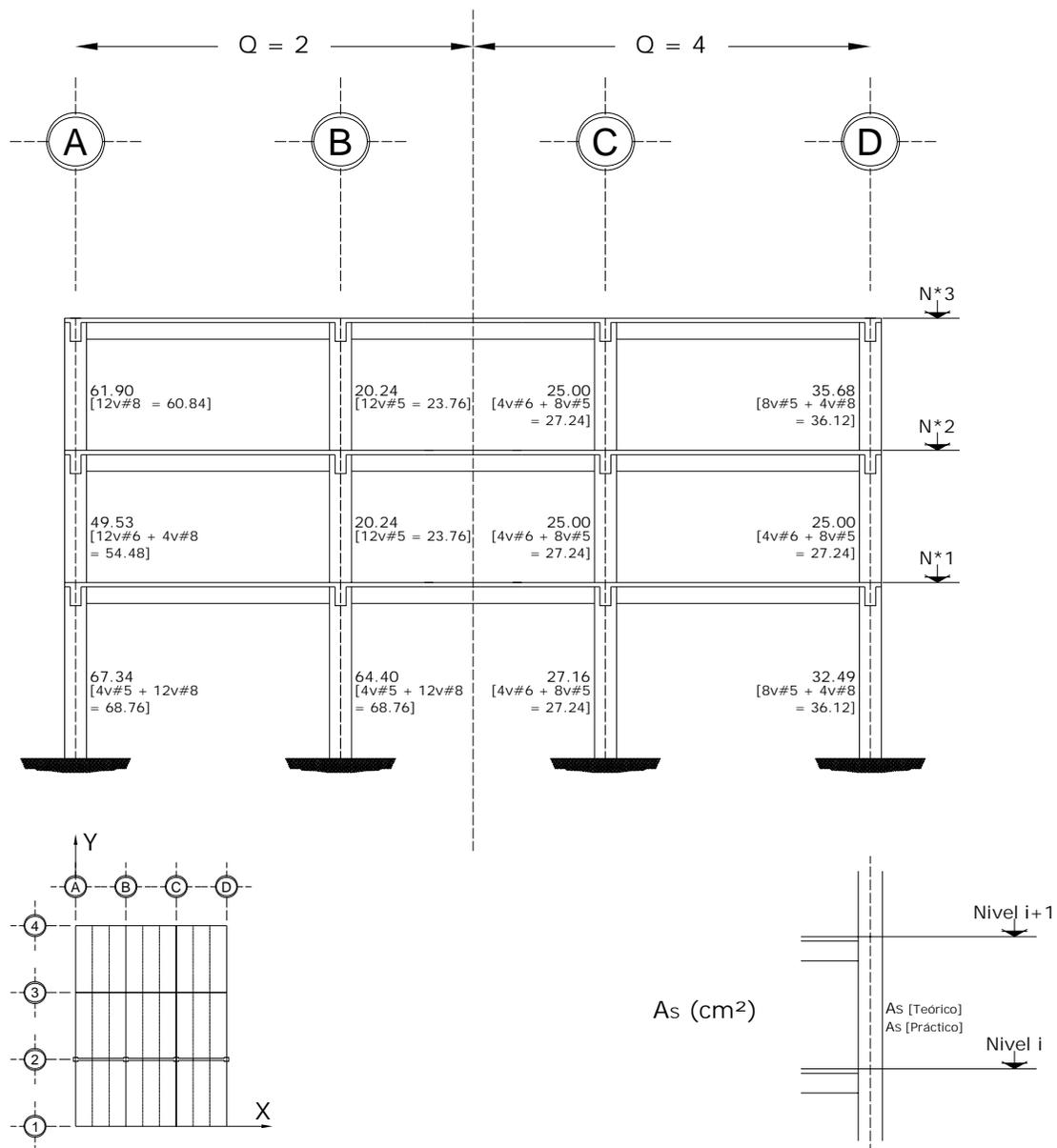


Fig 3.53a Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en columnas, eje 2, casos A1 (Q = 2) y B1 (Q = 4)

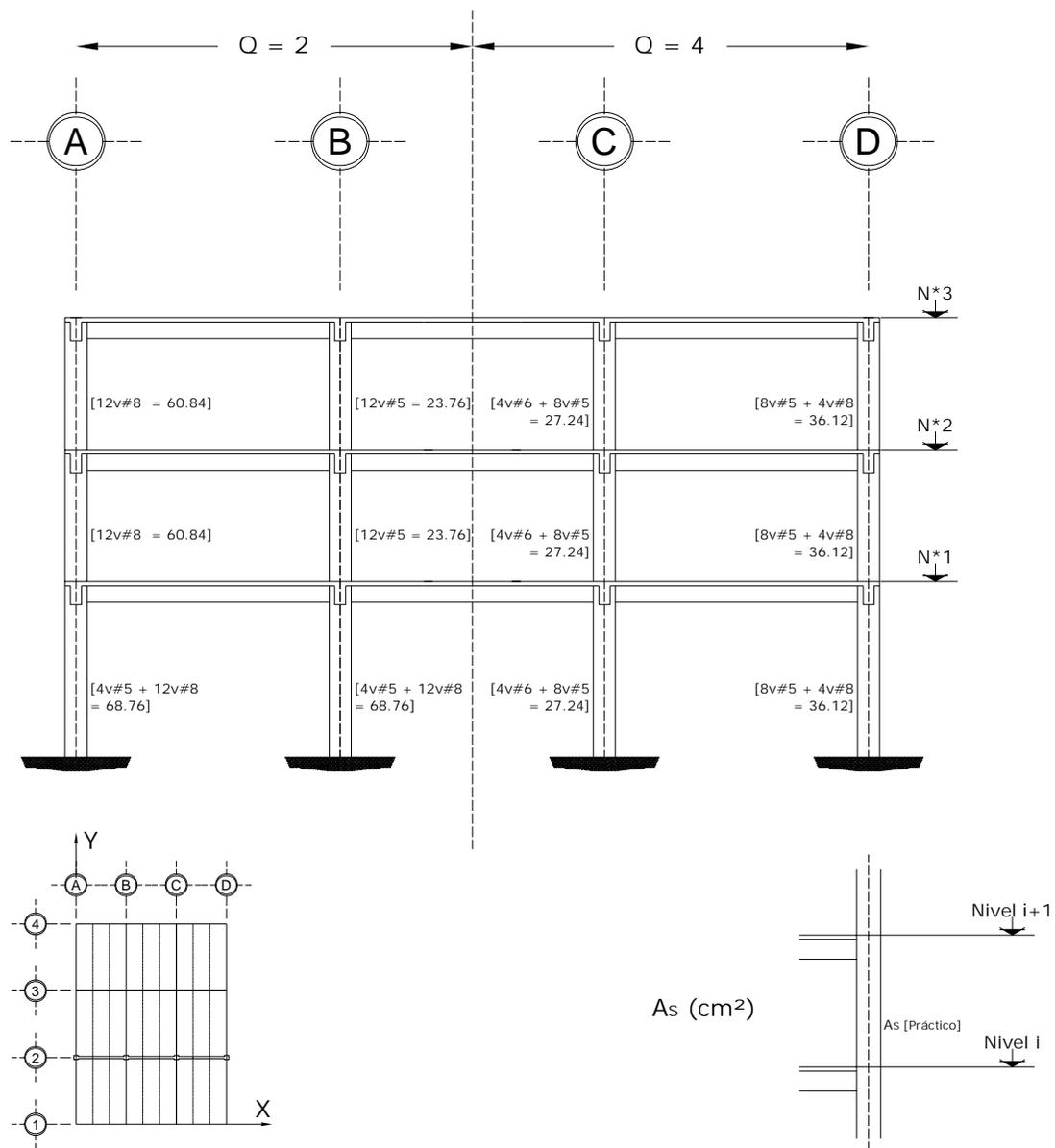


Fig 3.53b Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en columnas, eje 2, casos A1 (Q = 2) y B1 (Q = 4)

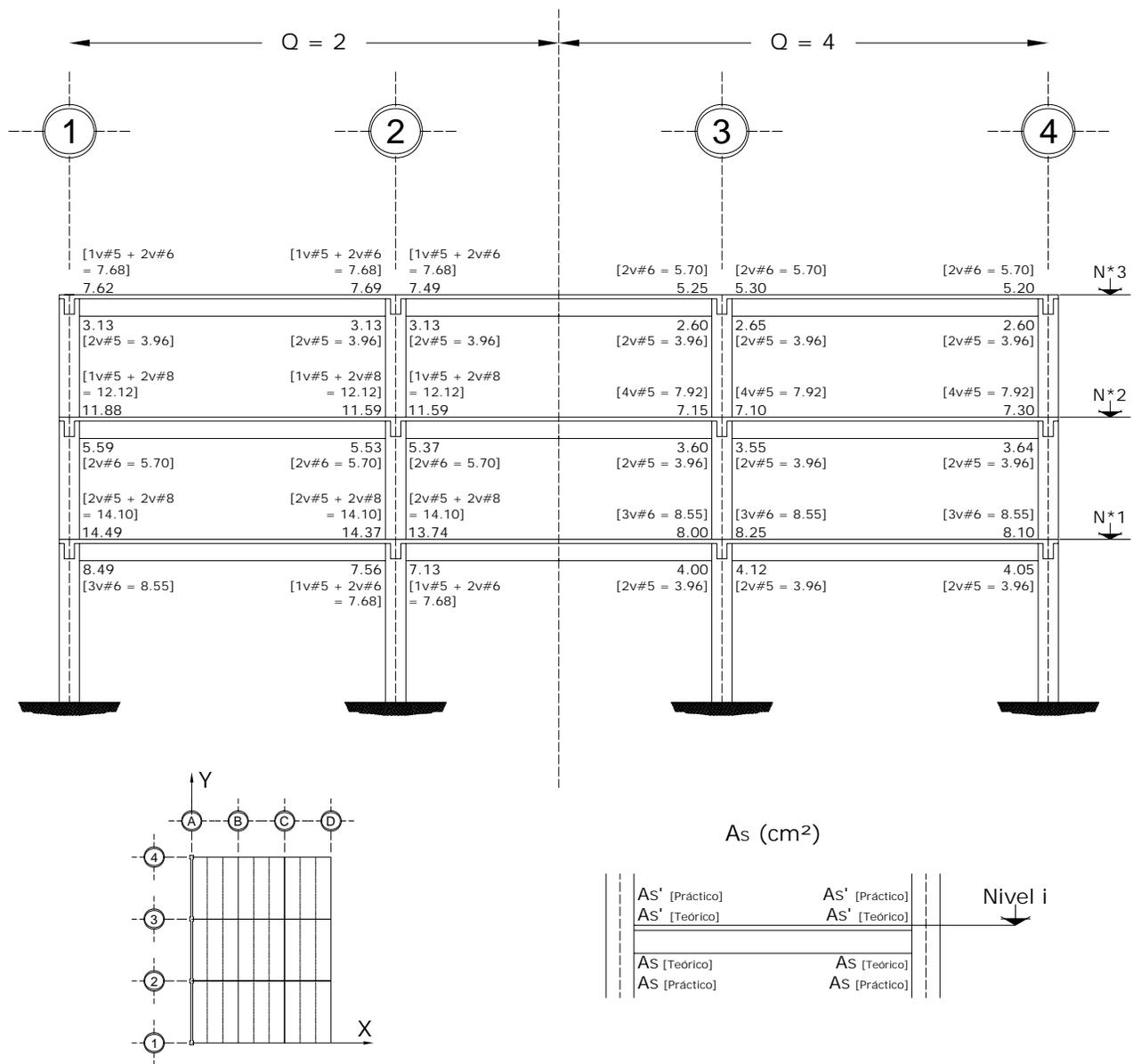


Fig 3.54 Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en vigas, eje A, casos A1 ($Q = 2$) y B1 ($Q = 4$)

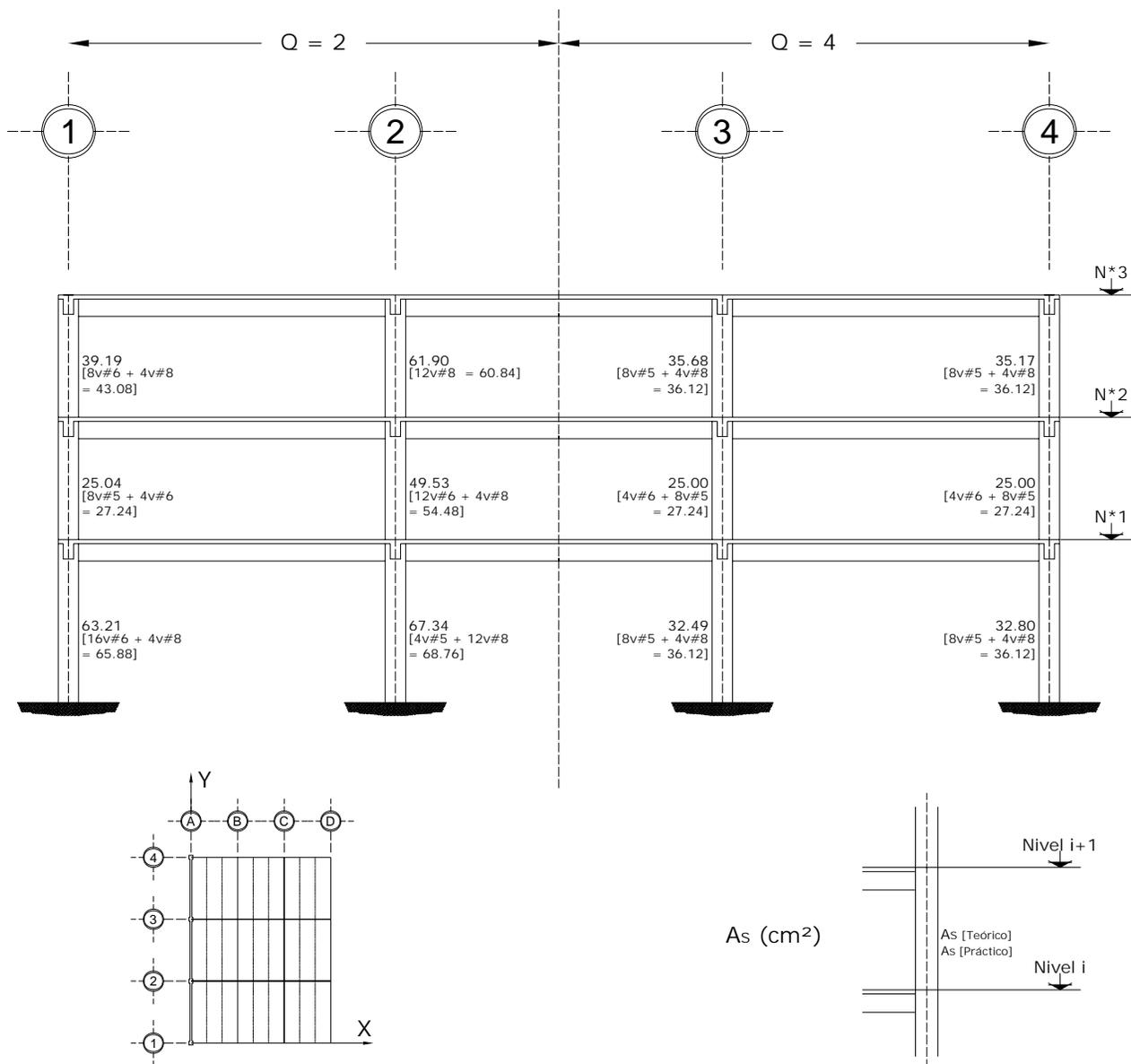


Fig 3.55a Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en columnas, eje A, casos A1 (Q = 2) y B1 (Q = 4)

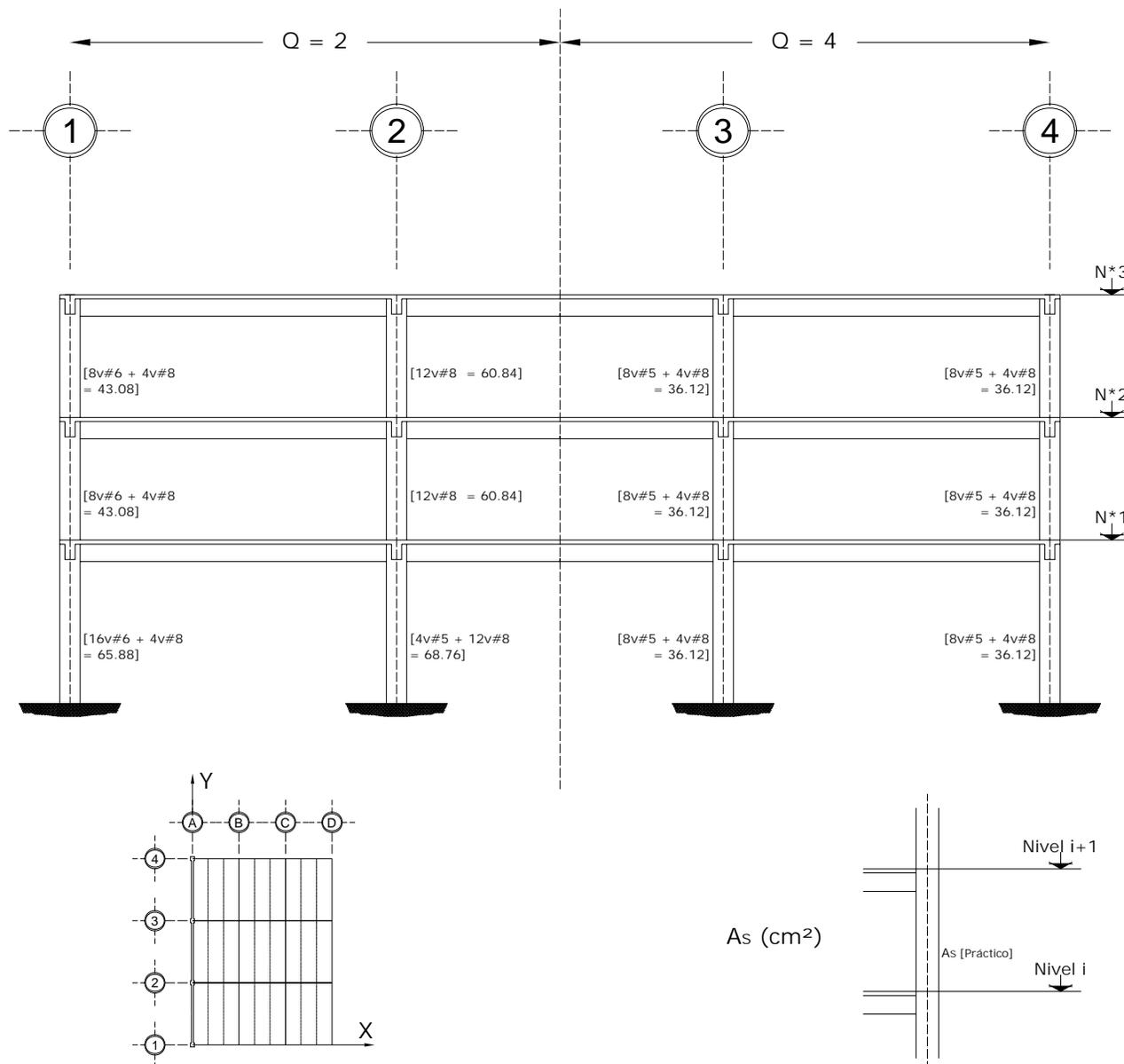


Fig 3.55b Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en columnas, eje A, casos A1 (Q = 2) y B1 (Q = 4)

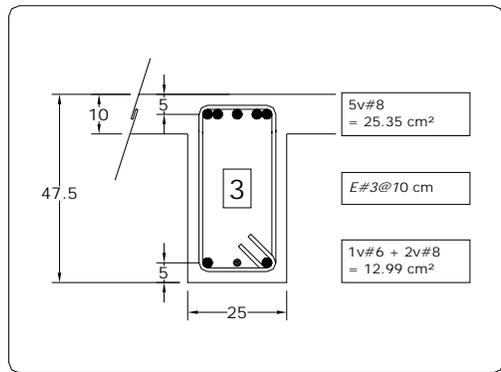
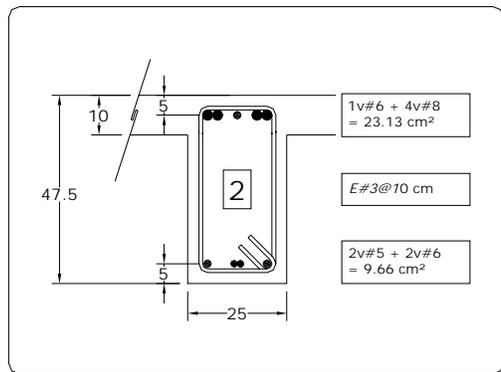
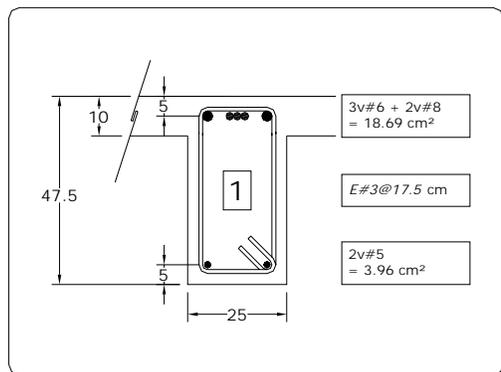
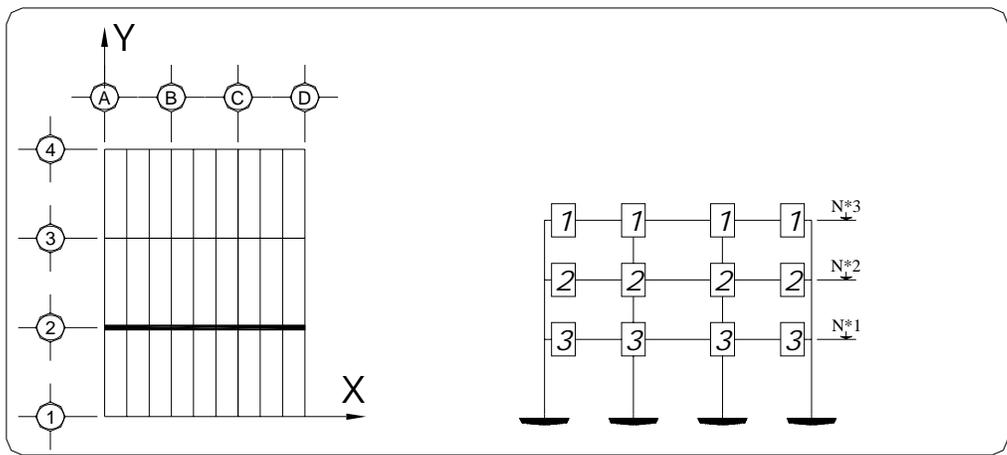


Fig 3.56 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las vigas del eje 2, caso A1 (Q = 2)

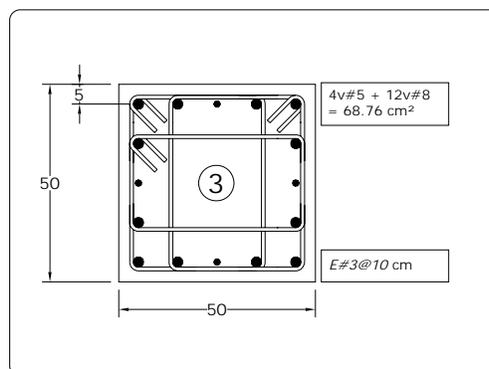
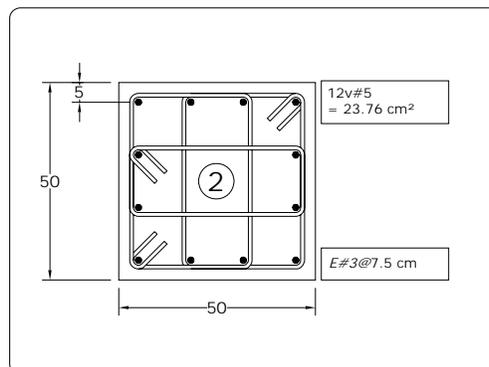
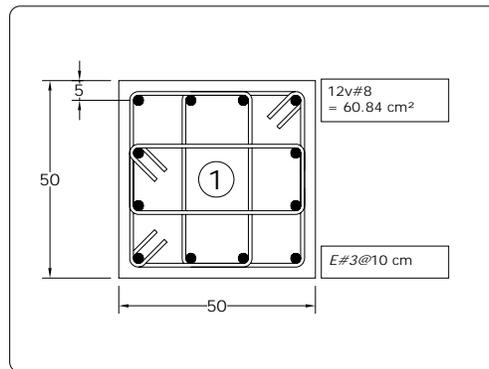
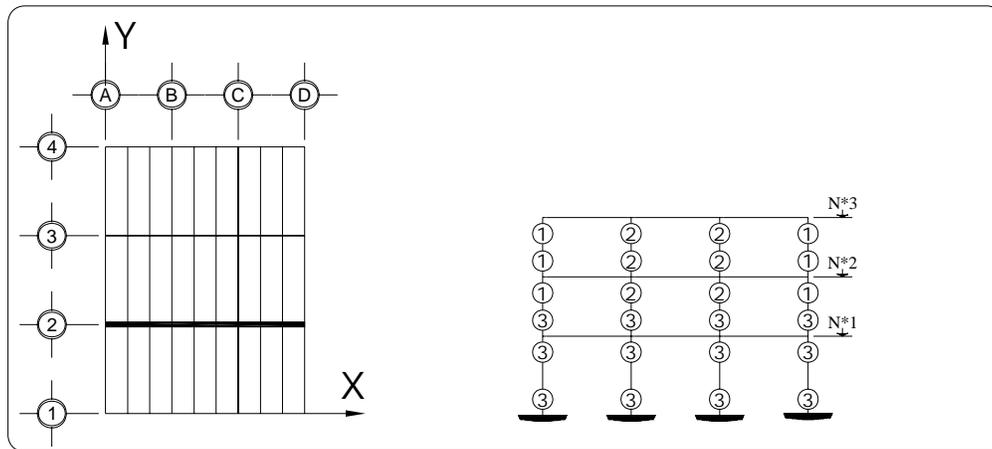


Fig 3.57 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las columnas de1 eje 2, caso A1 (Q = 2)

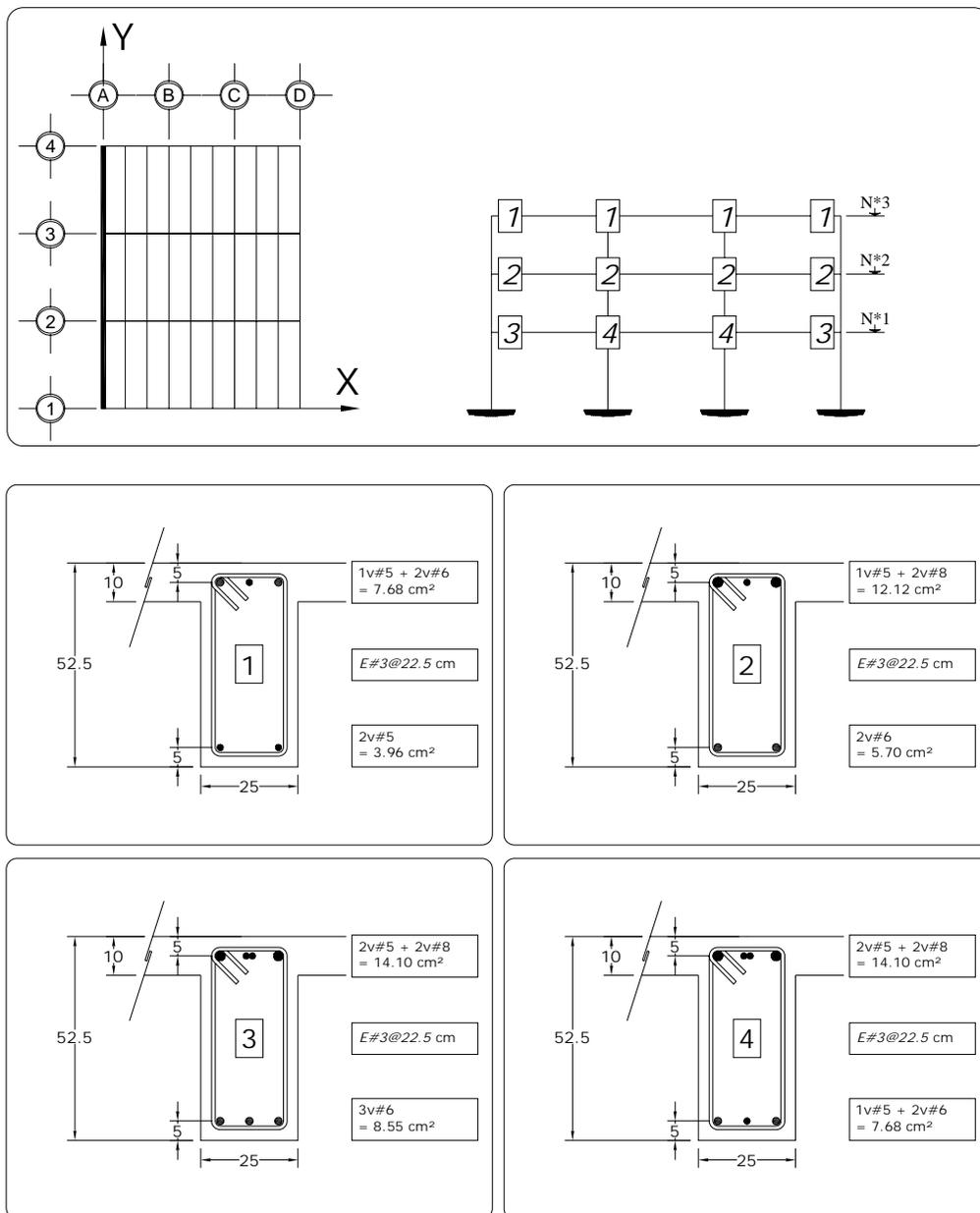


Fig 3.58 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las vigas del eje A, caso A1 (Q = 2)

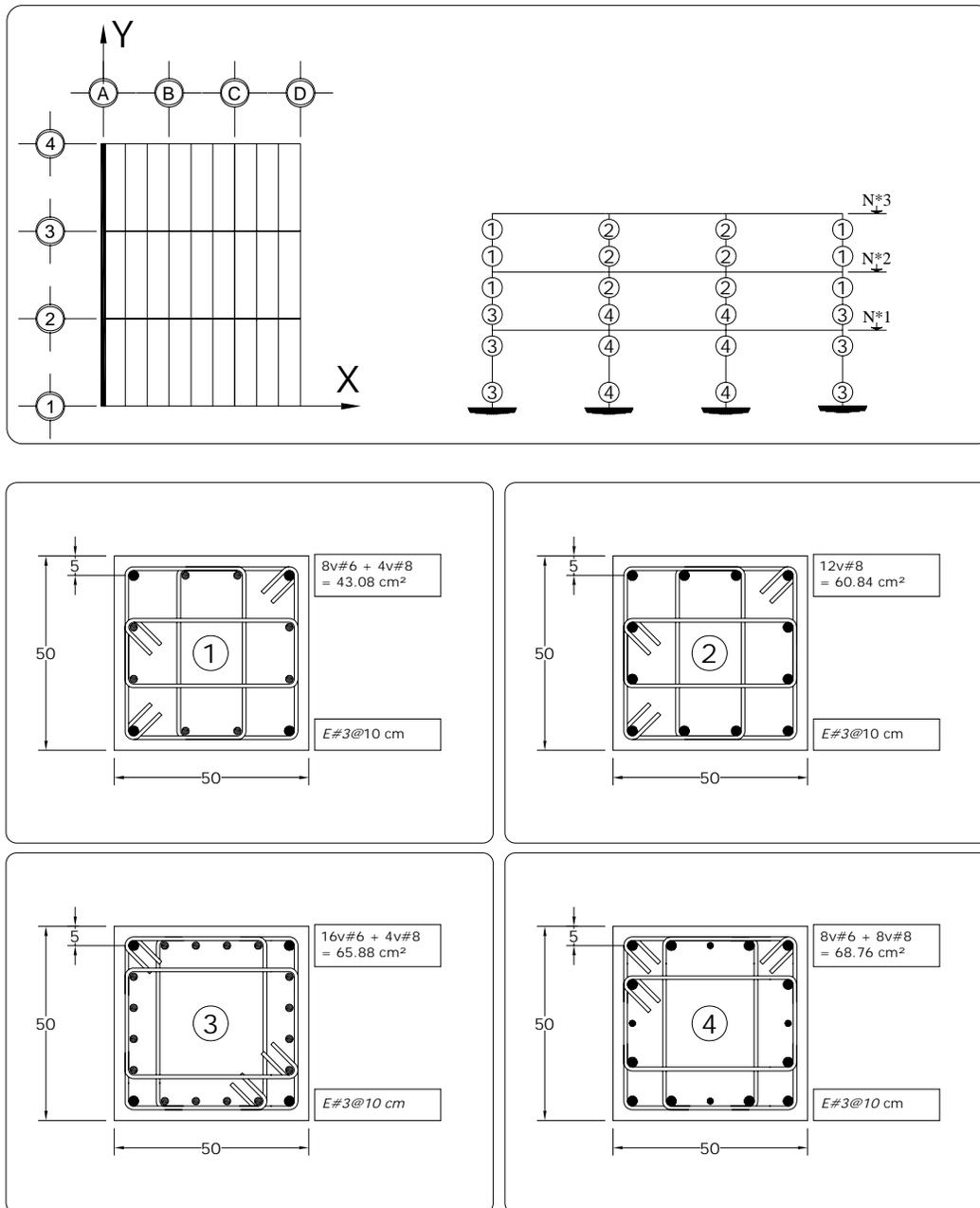


Fig 3.59 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las columnas del eje A, caso A1 ($Q = 2$)

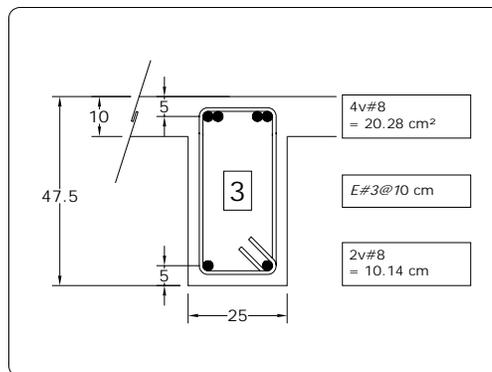
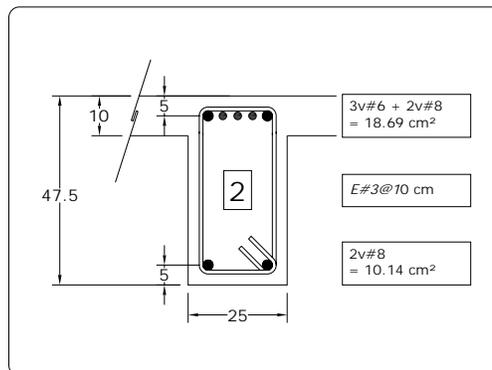
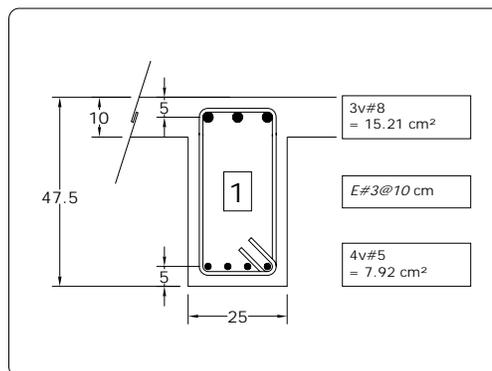
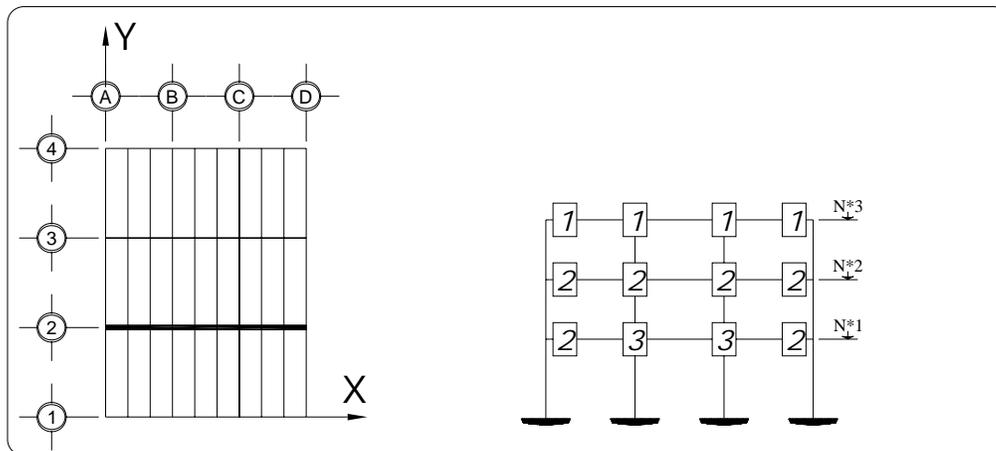


Fig 3.60 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las vigas del eje 2, caso B1 (Q = 4)

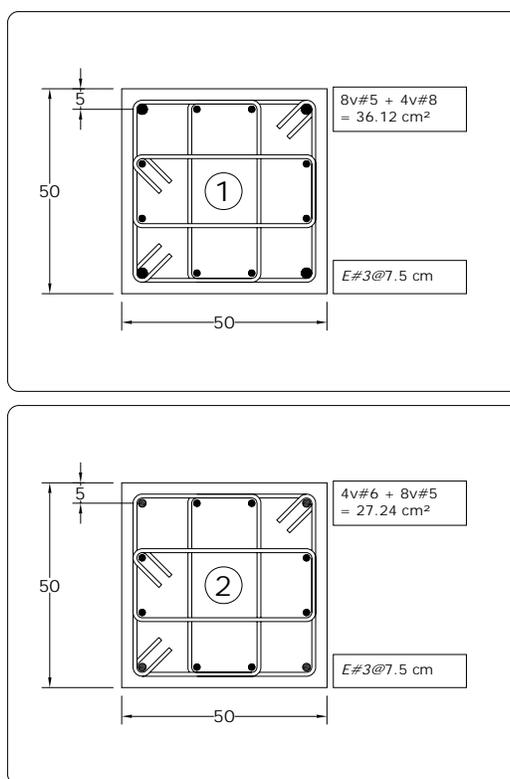
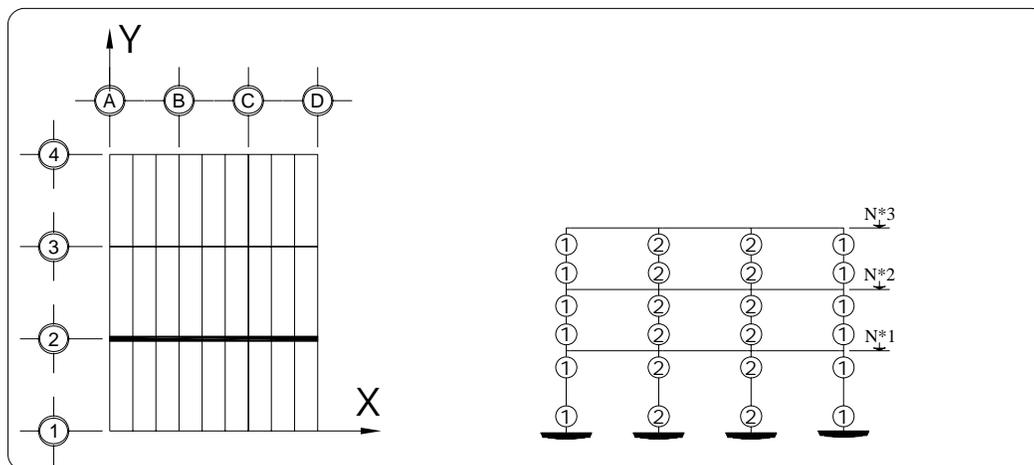


Fig 3.61 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las columnas de1 eje 2, caso B1 ($Q = 4$)

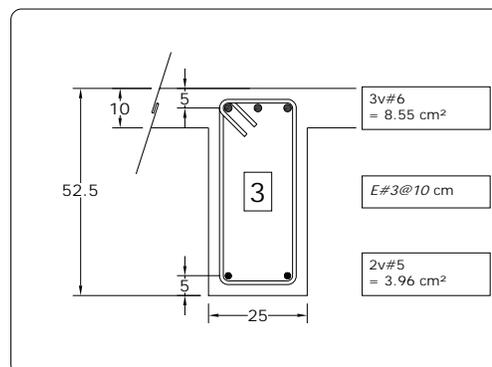
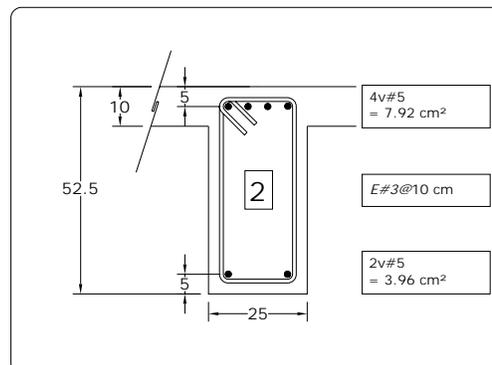
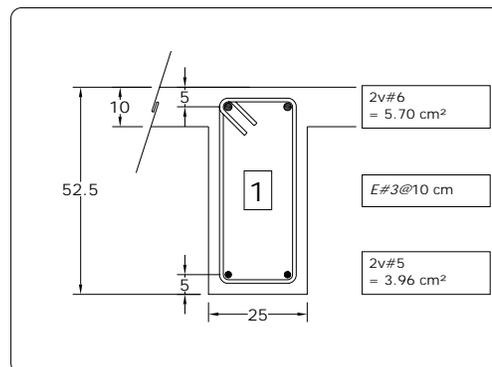
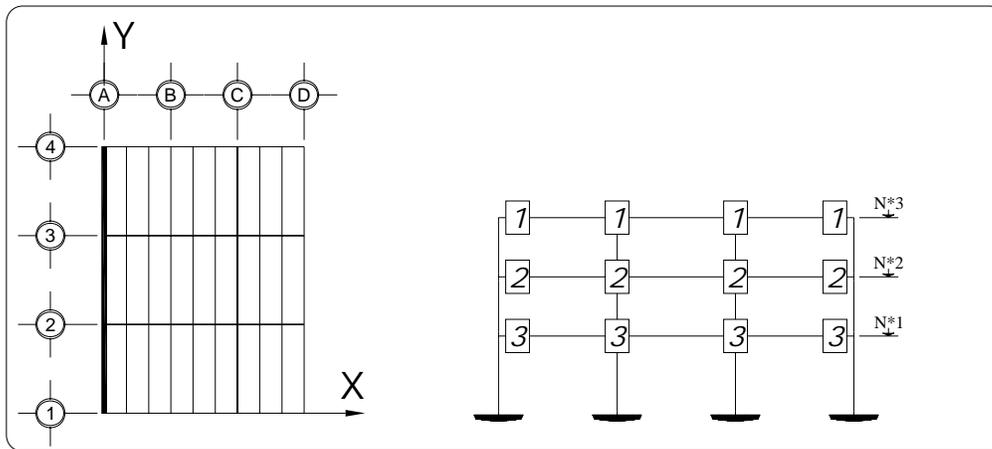


Fig 3.62 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las vigas del eje A, caso B1 (Q = 4)

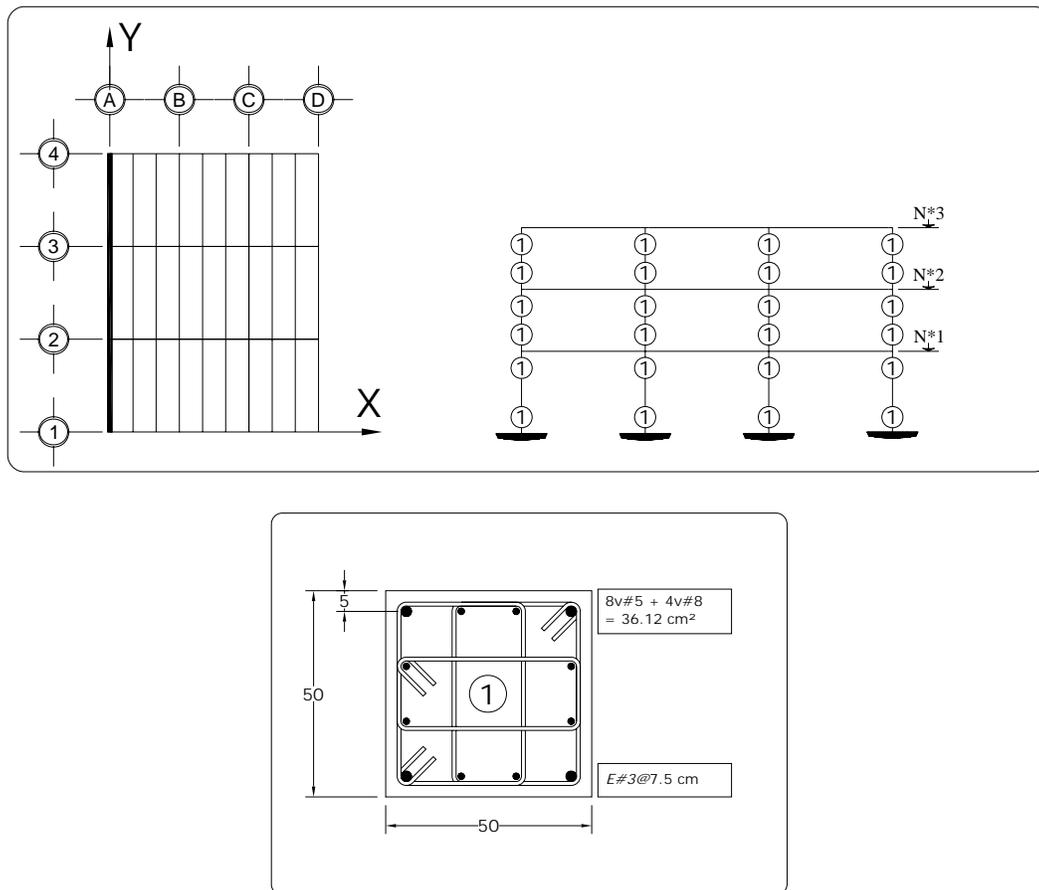
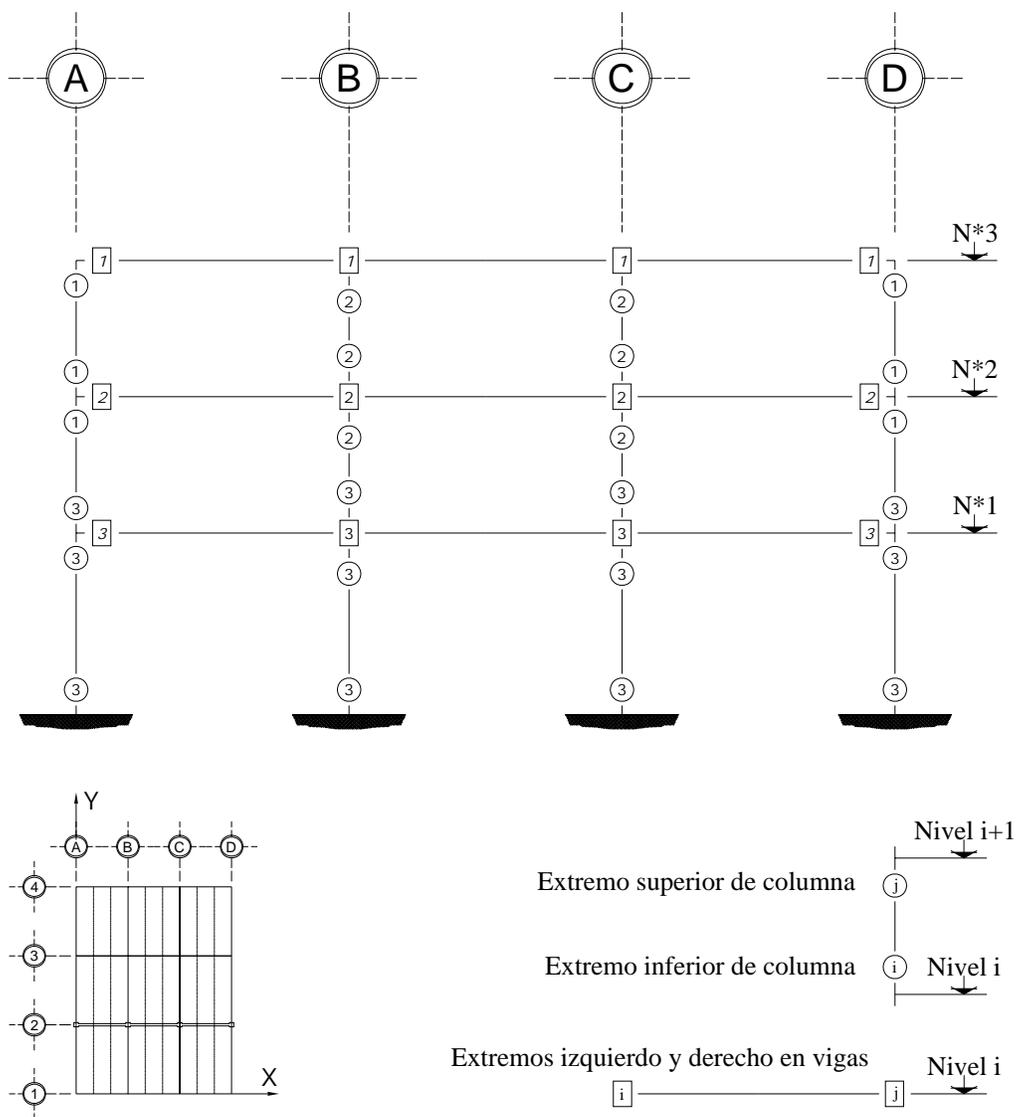
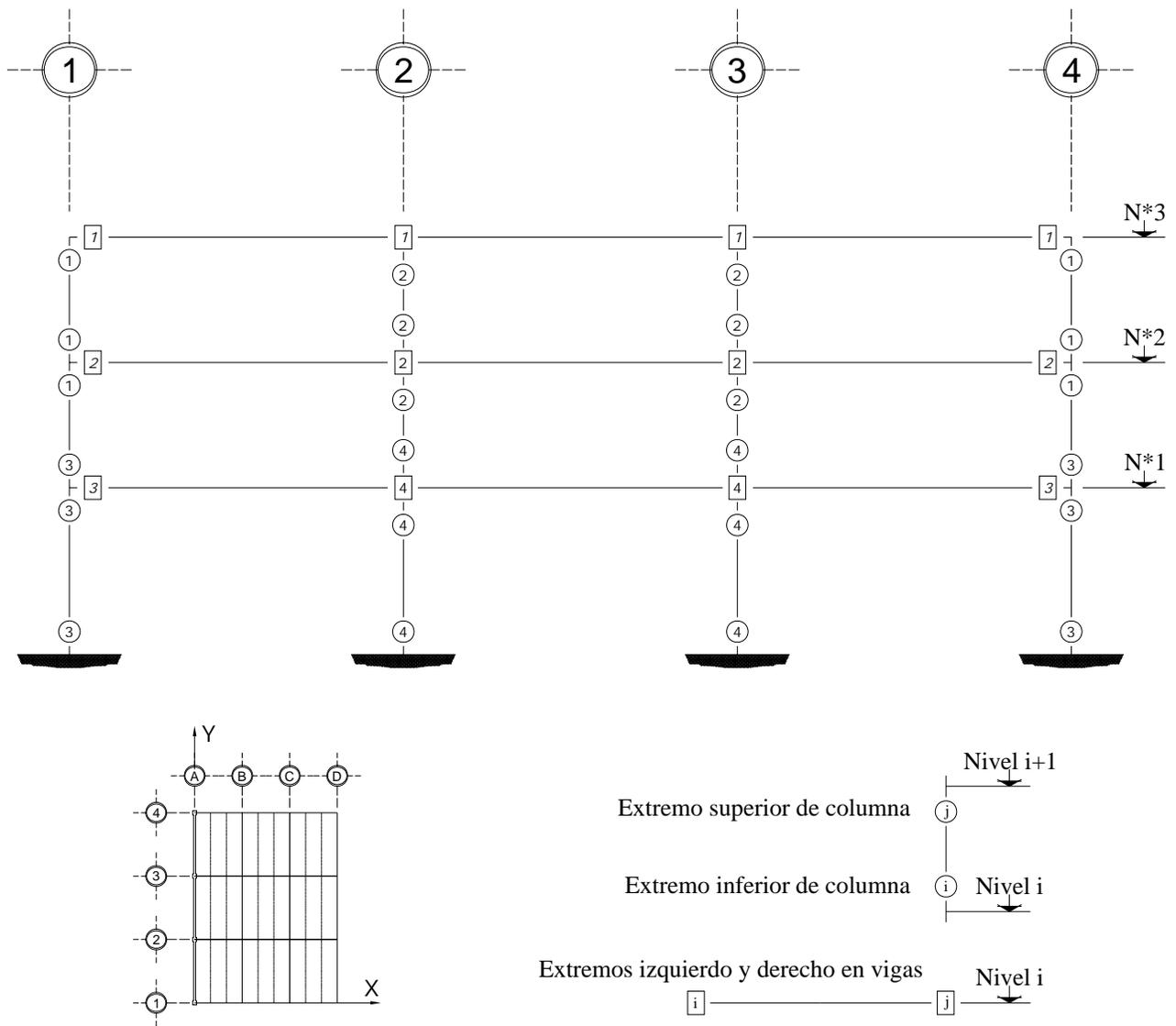


Fig 3.63 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las columnas de1 eje A, caso B1 ($Q = 4$)



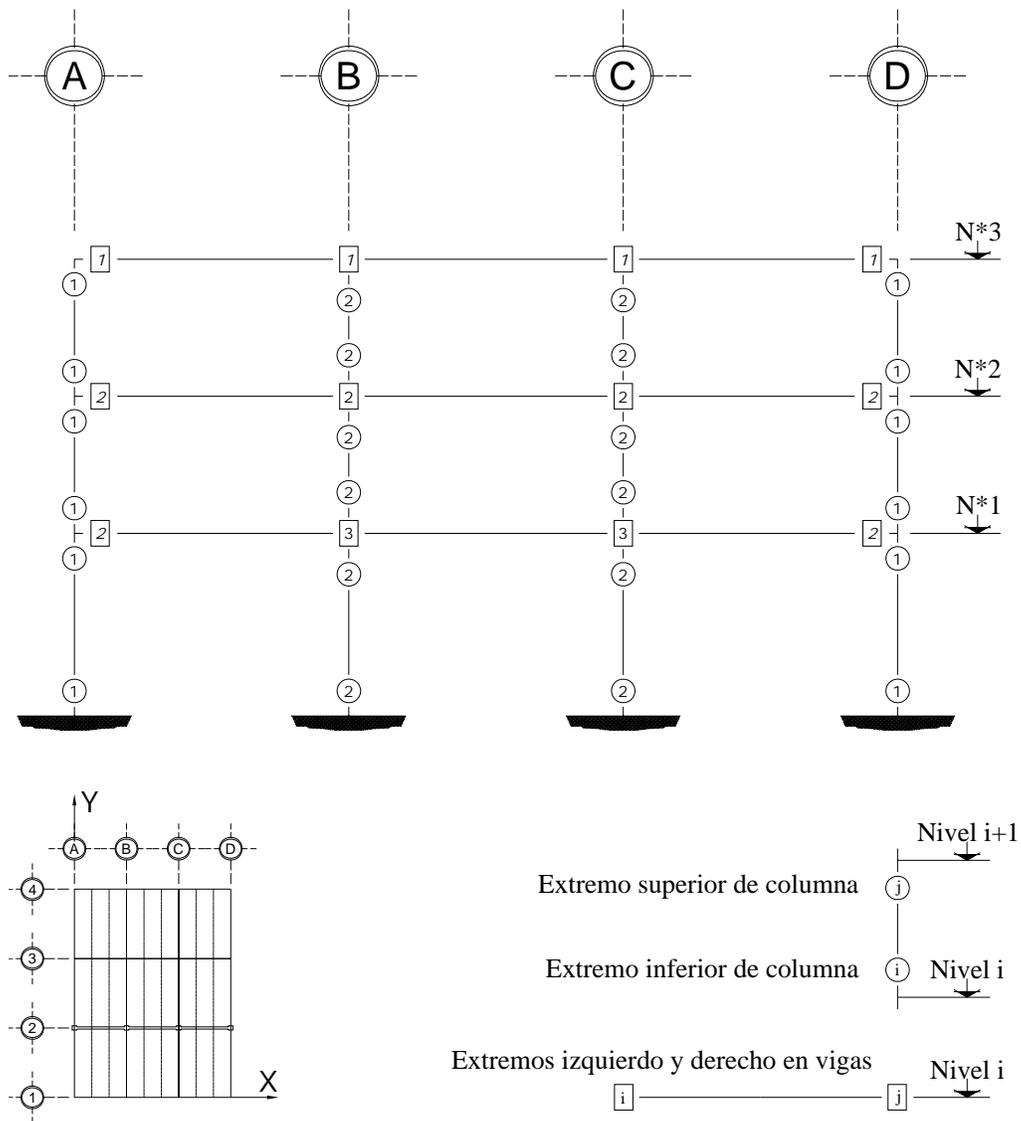
Nota: Las vigas son de 25 x 47.5 cm y las columnas de 50 x 50 cm

Fig 3.64 Tipos de resistencias en los extremos de las vigas y columnas del eje 2, caso A1 (Q = 2)



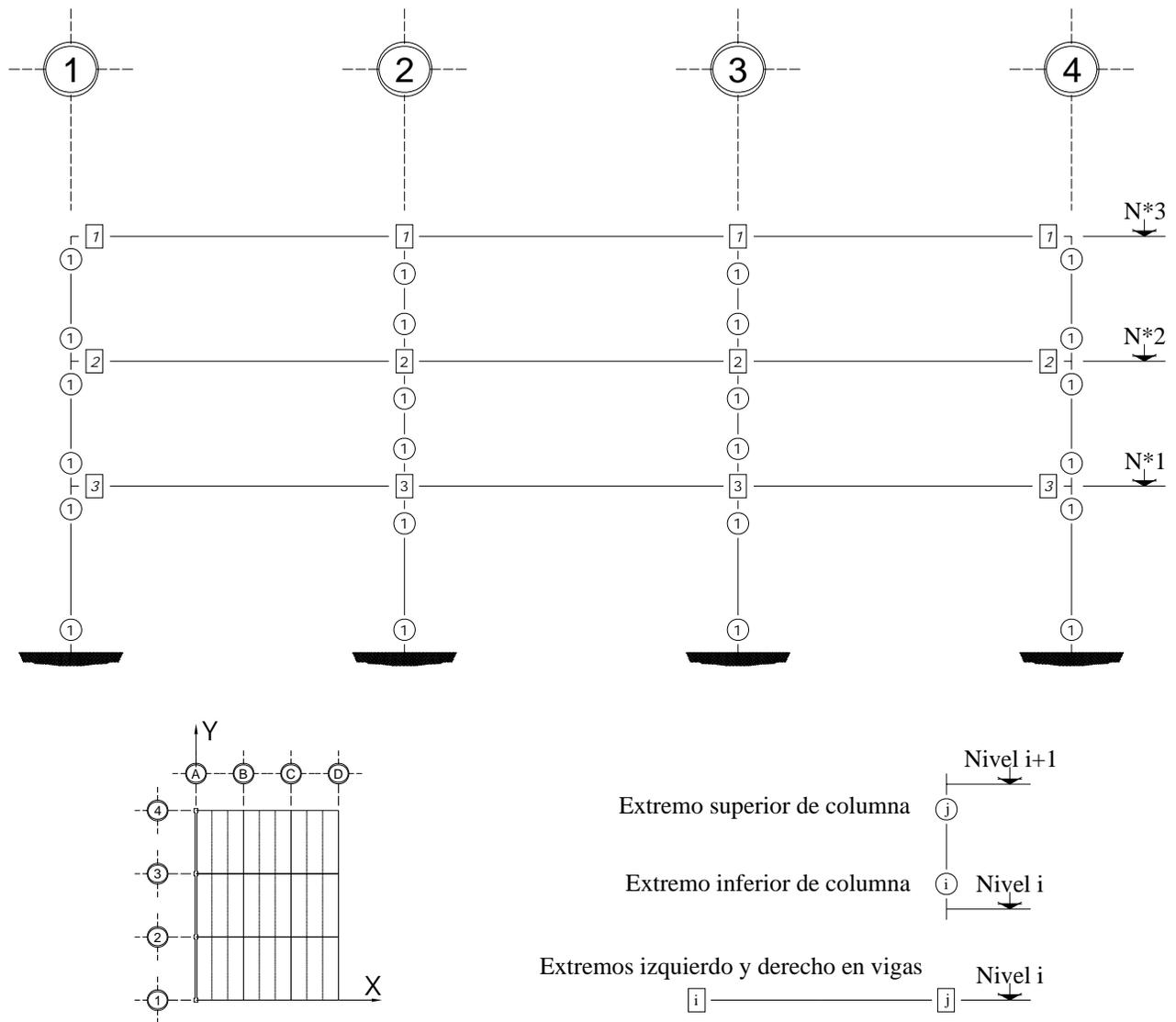
Nota: Las vigas son de 25 x 52.5 cm y las columnas de 50 x 50 cm

Fig 3.65 Tipos de resistencias en los extremos de las vigas y columnas del eje A, caso A1 (Q = 2)



Nota: Las vigas son de 25 x 47.5 cm y las columnas de 50 x 50 cm

Fig 3.66 Tipos de resistencias en los extremos de las vigas y columnas del eje 2, caso B1 (Q = 4)



Nota: Las vigas son de 25 x 52.5 cm y las columnas de 50 x 50 cm

Fig 3.67 Tipos de resistencias en los extremos de las vigas y columnas del eje A, caso B1 (Q = 4)

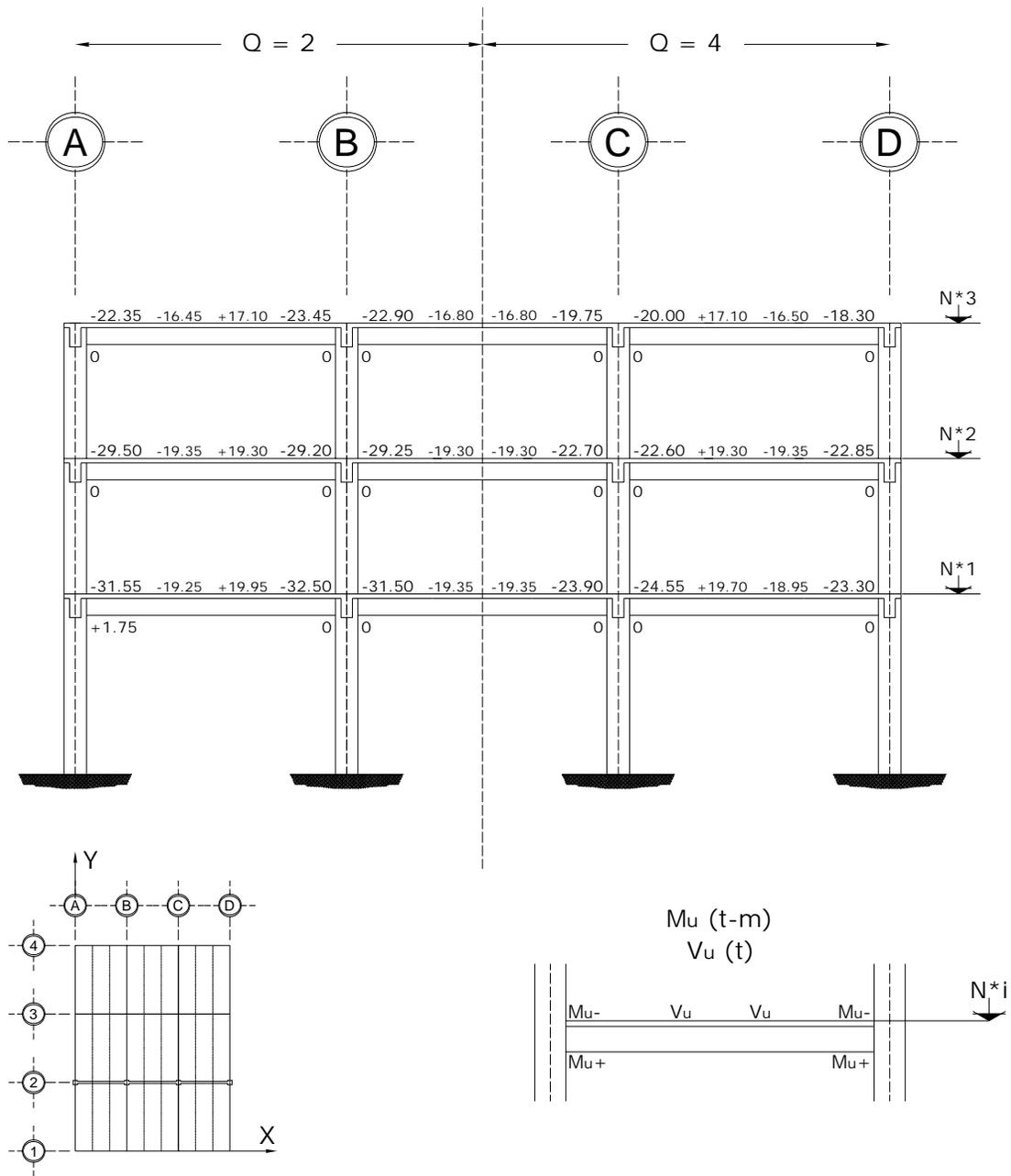


Fig 3.68 Momentos flexionantes y fuerzas cortantes últimos de vigas, eje 2, casos A2 ($Q = 2$) y B2 ($Q = 4$)

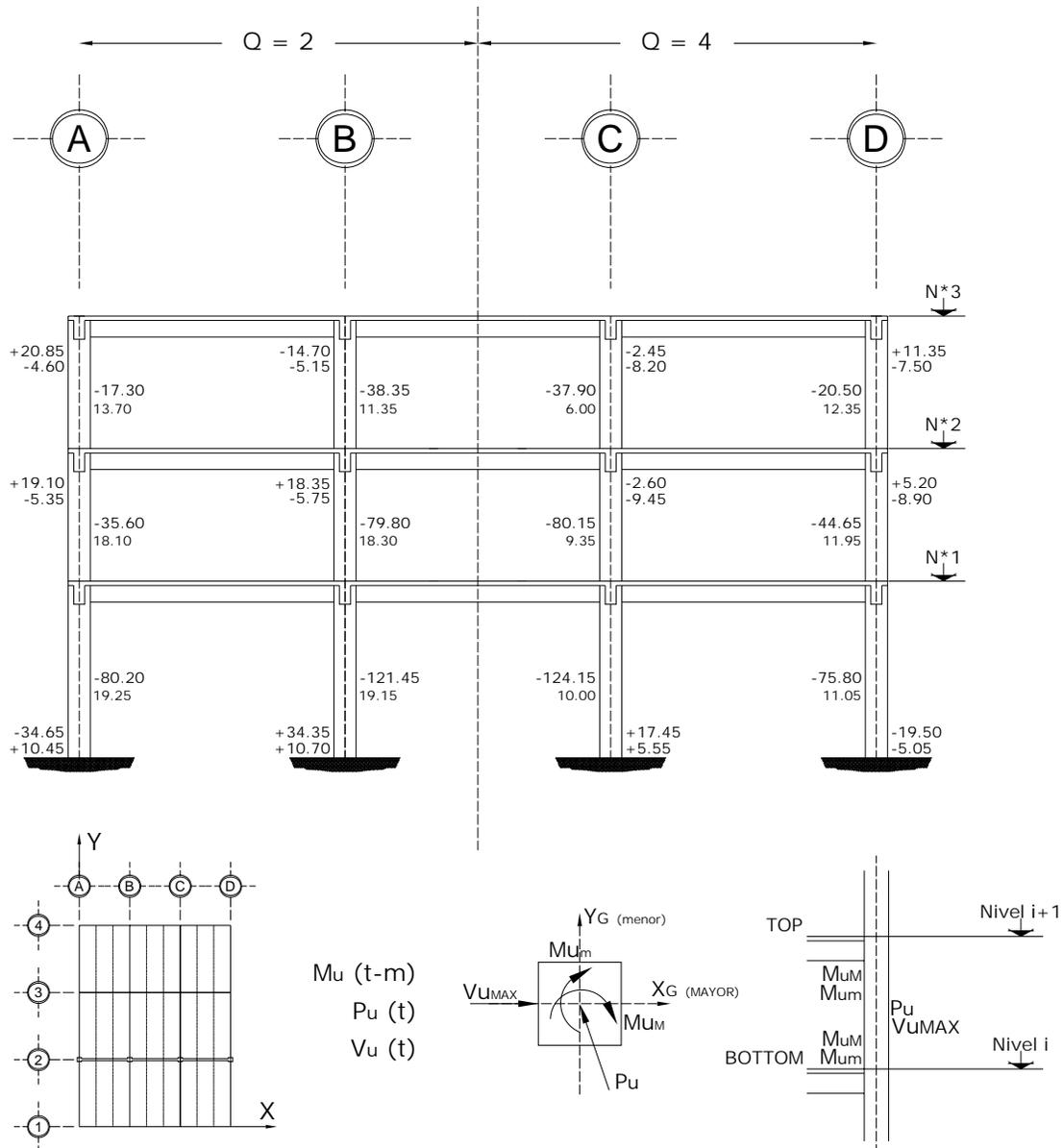


Fig 3.69 Elementos mecánicos últimos en columnas, eje 2, casos A2 ($Q = 2$) y B2 ($Q = 4$)

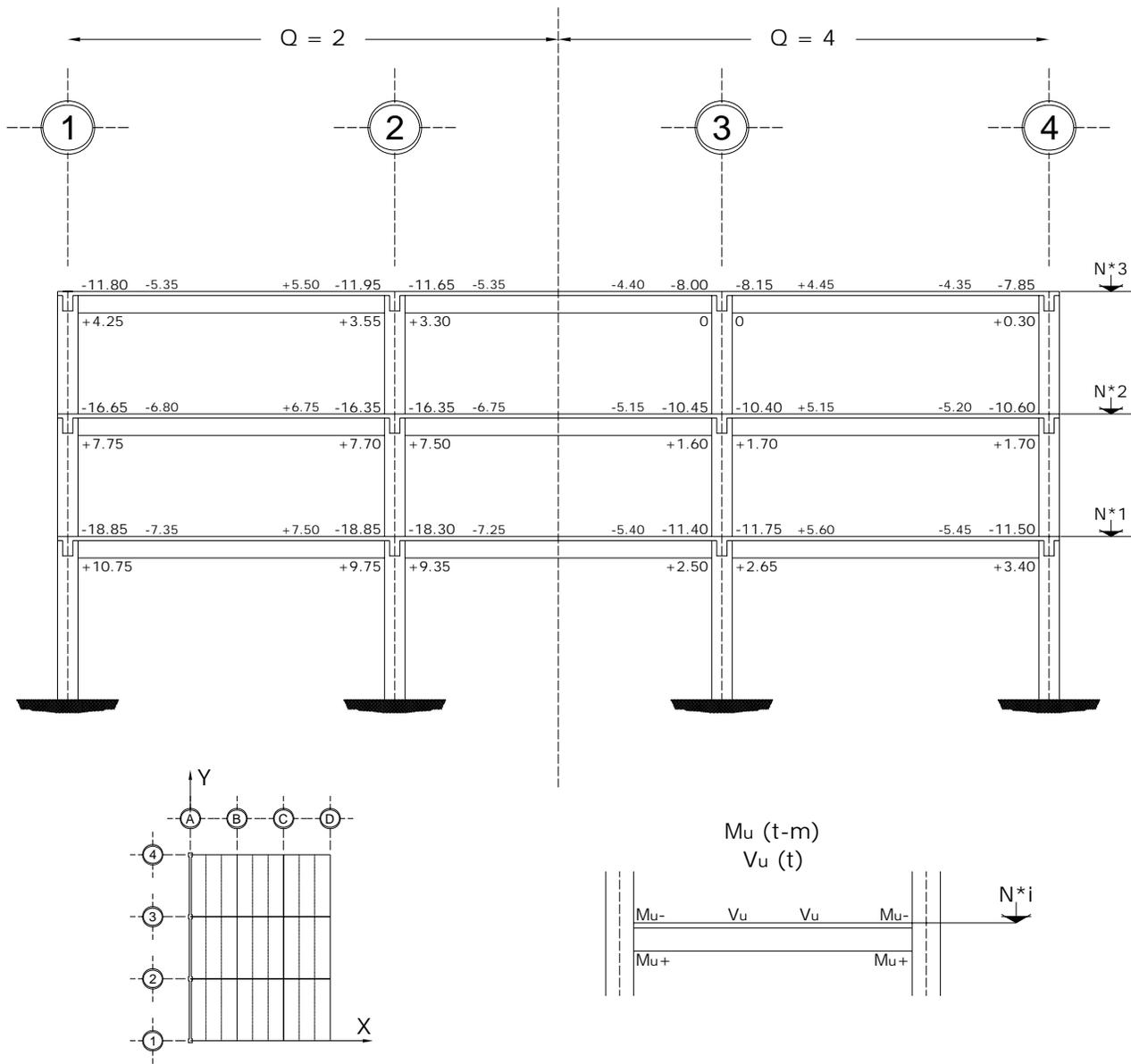


Fig 3.70 Momentos flexionantes y fuerzas cortantes últimos de vigas, eje A, casos A2 ($Q = 2$) y B2 ($Q = 4$)

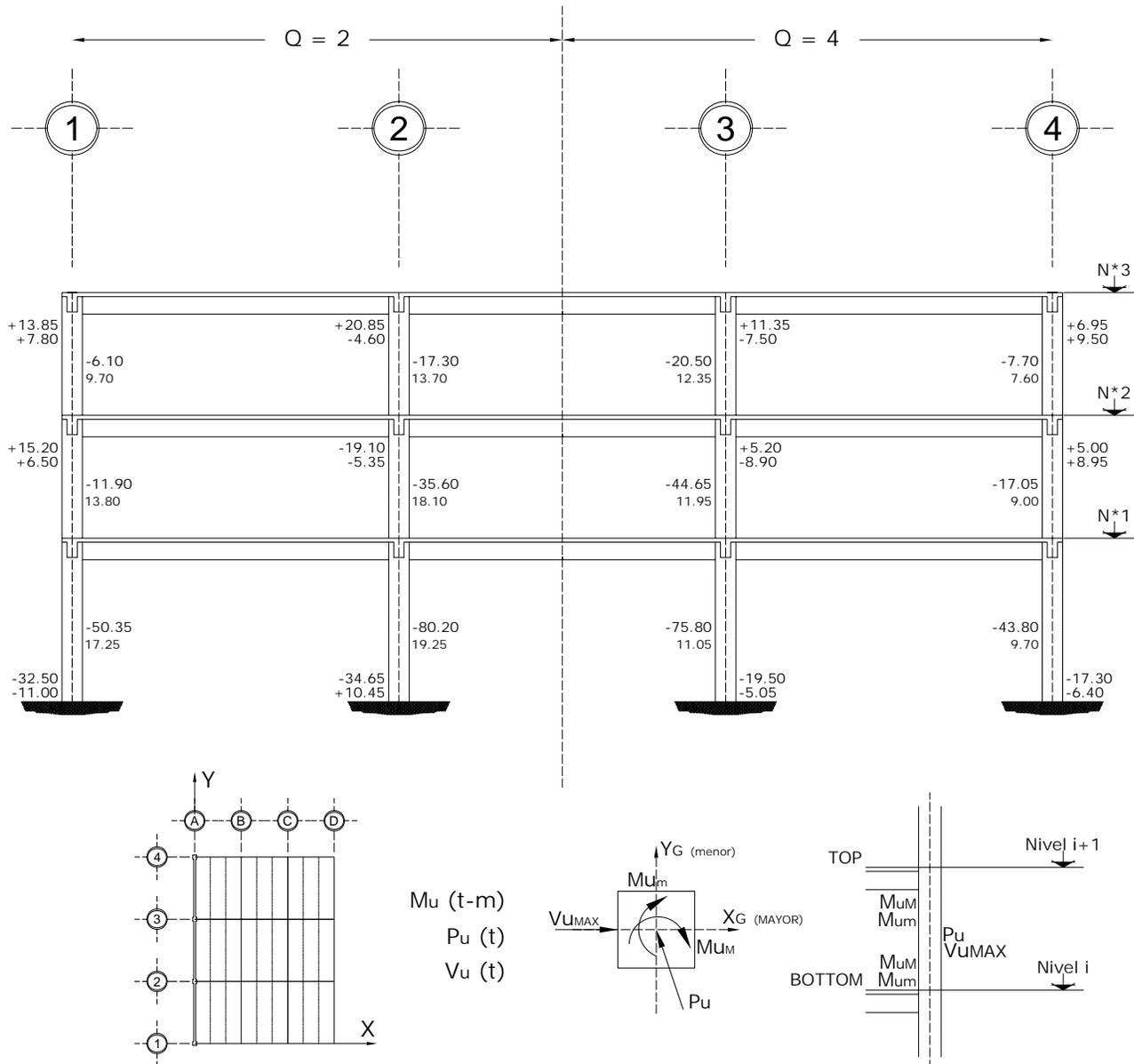


Fig 3.71 Elementos mecánicos últimos en columnas, eje A, casos A2 y B2

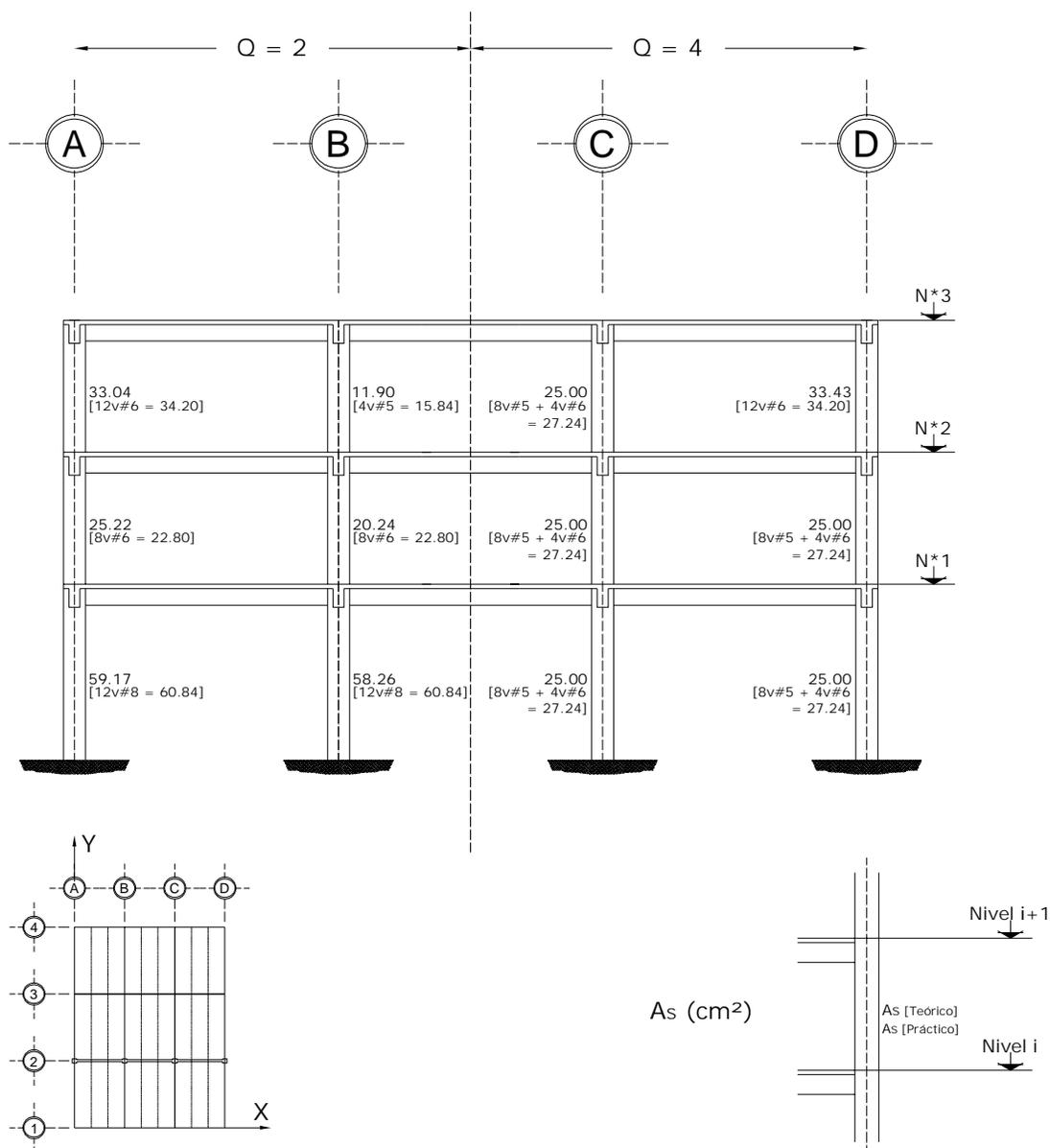


Fig 3.73a Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en columnas, eje 2, casos A2 ($Q = 2$) y B2 ($Q = 4$)

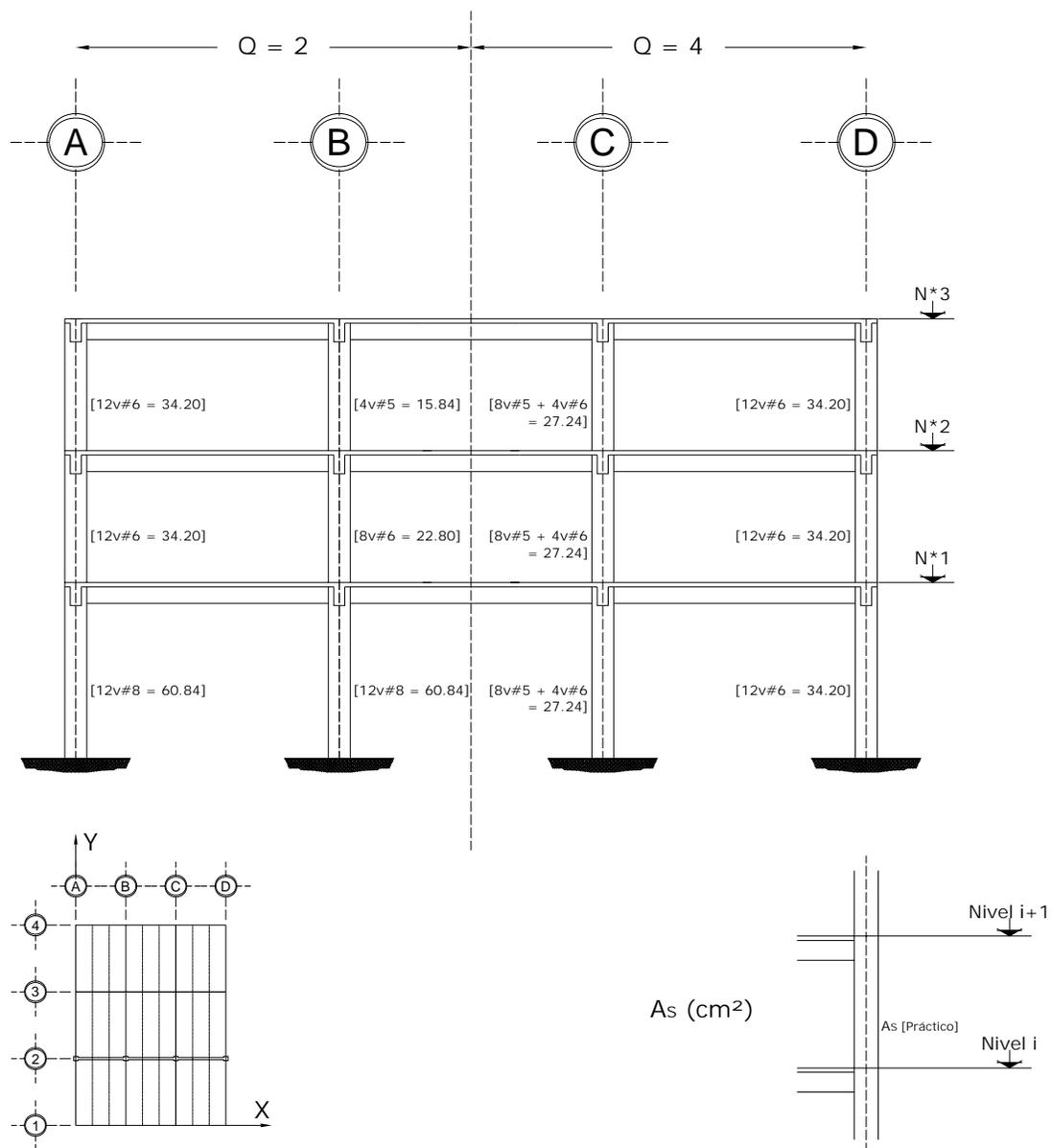


Fig 3.73b Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en columnas, eje 2, casos A2 ($Q = 2$) y B2 ($Q = 4$)

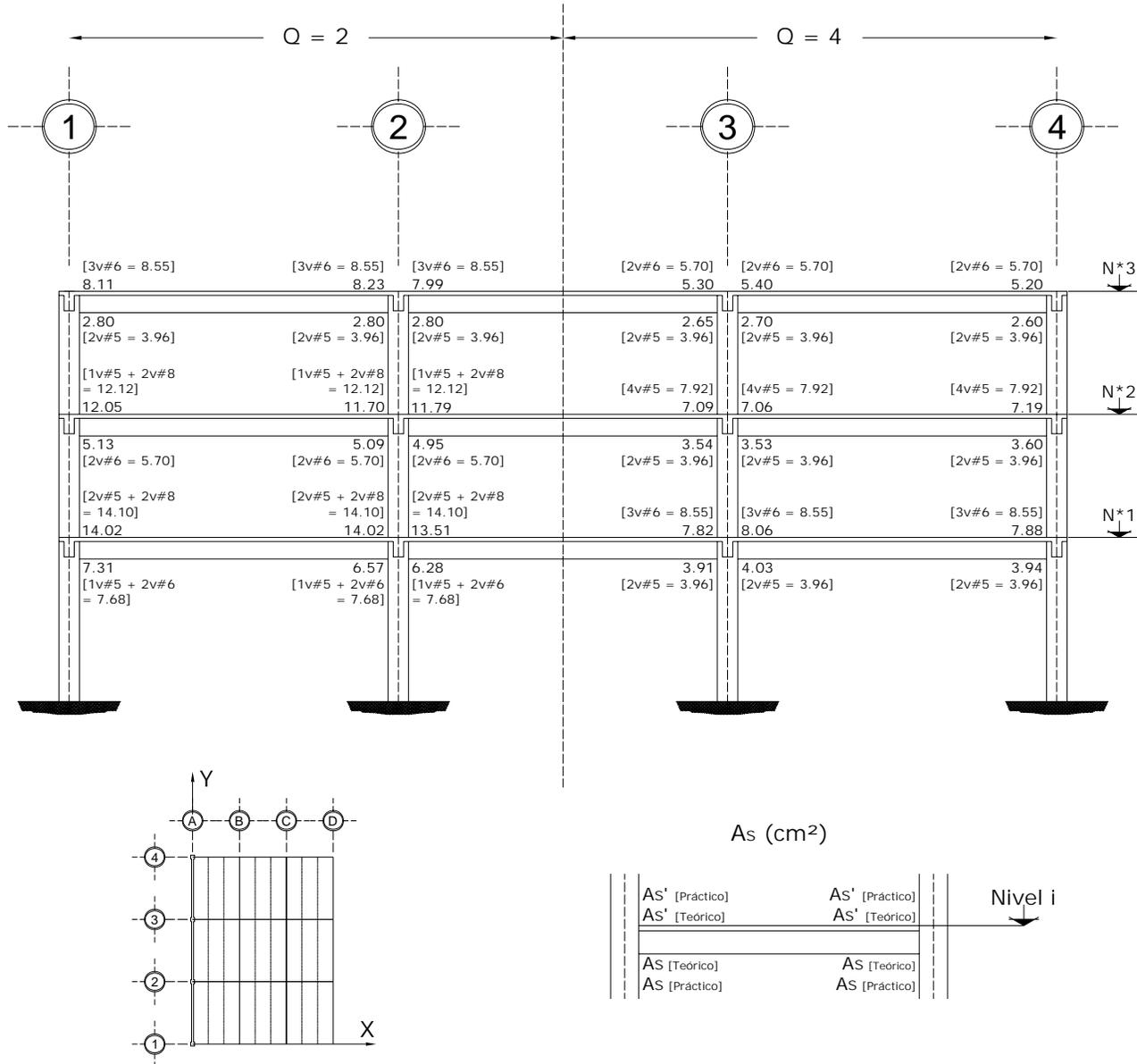


Fig 3.74 Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en vigas, eje A, casos A2 (Q = 2) y B2 (Q = 4)

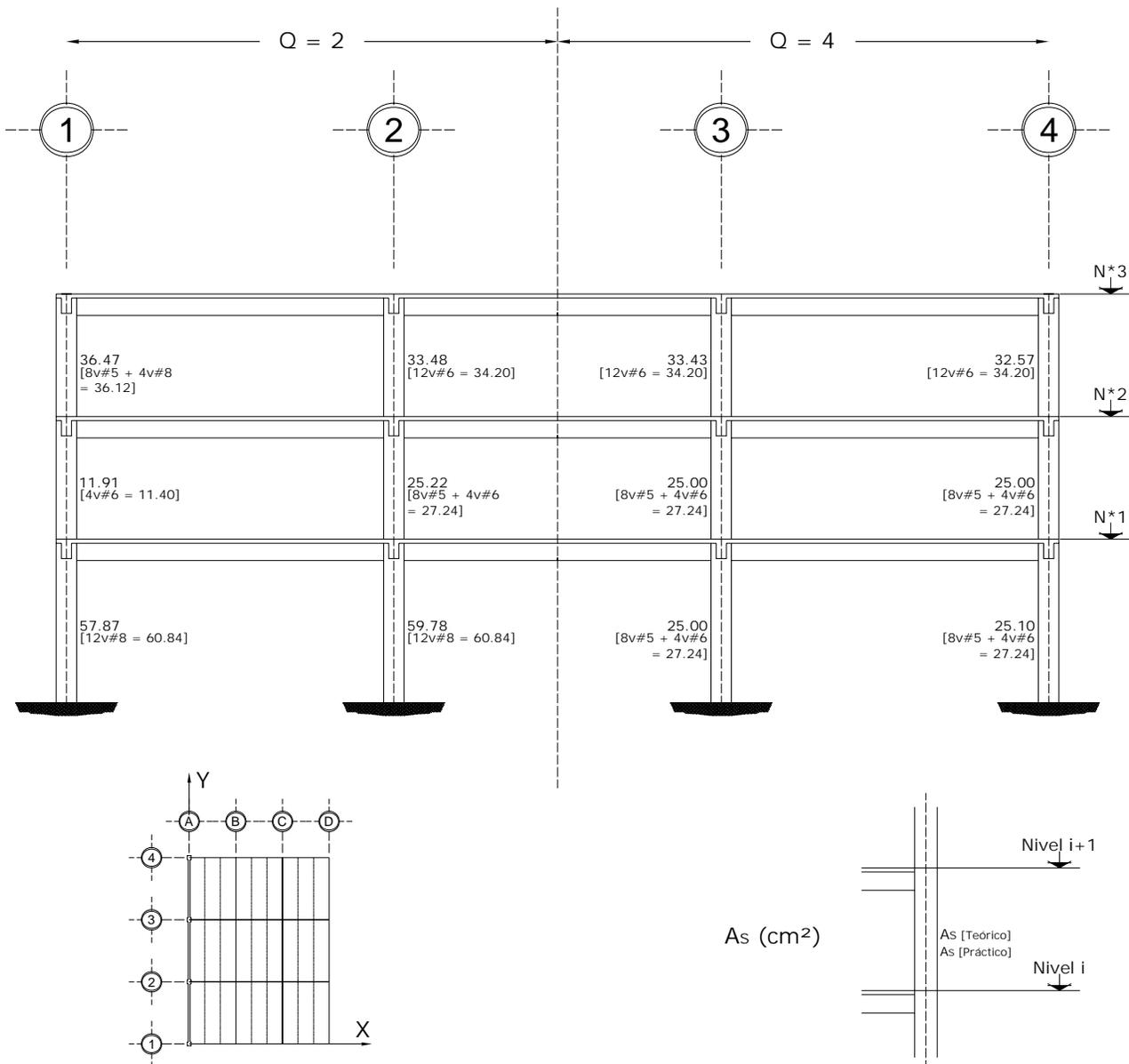


Fig 3.75a Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en columnas, eje A, casos A2 (Q = 2) y B2 (Q = 4)

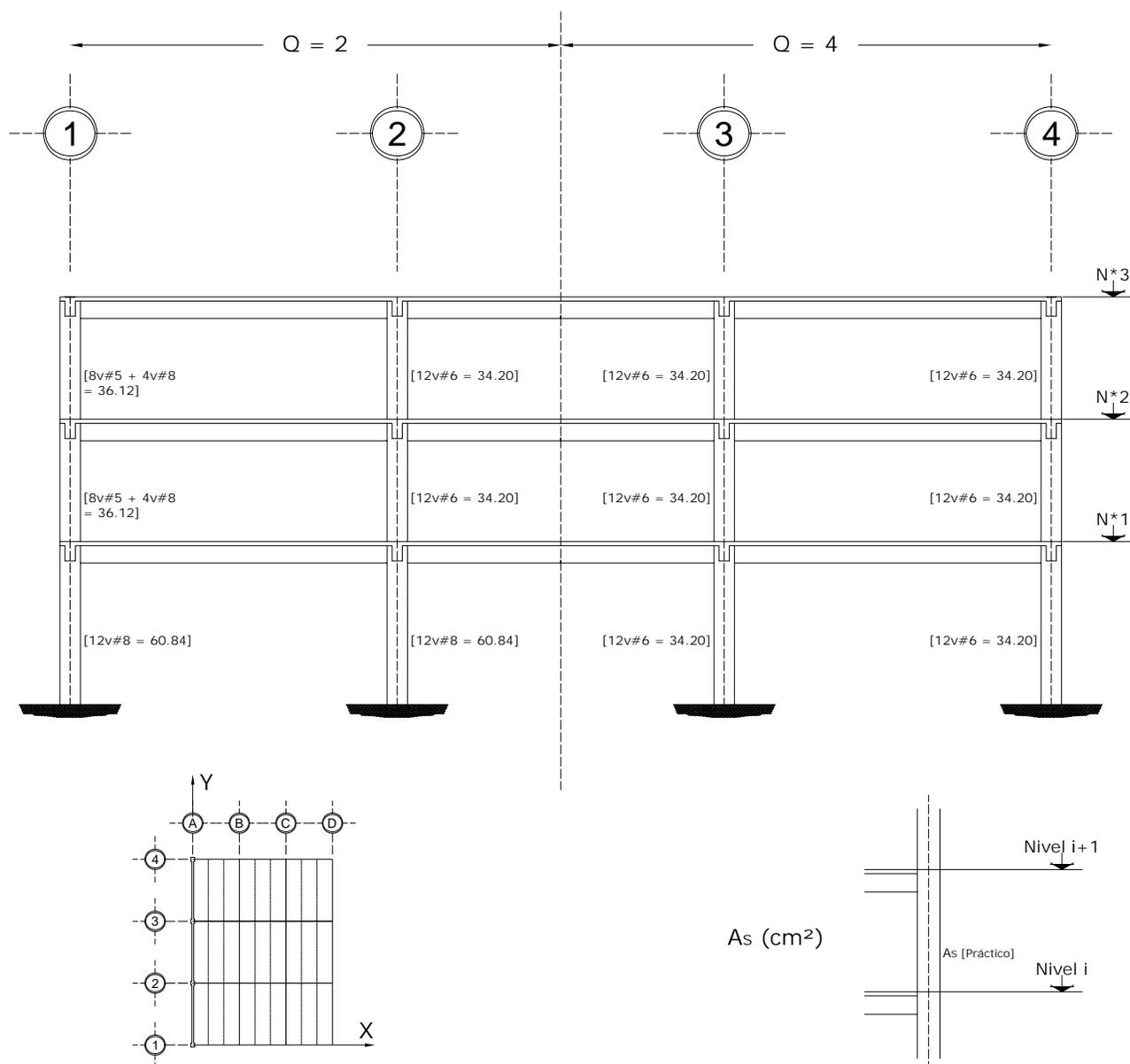


Fig 3.75b Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en columnas, eje A, casos A2 ($Q = 2$) y B2 ($Q = 4$)

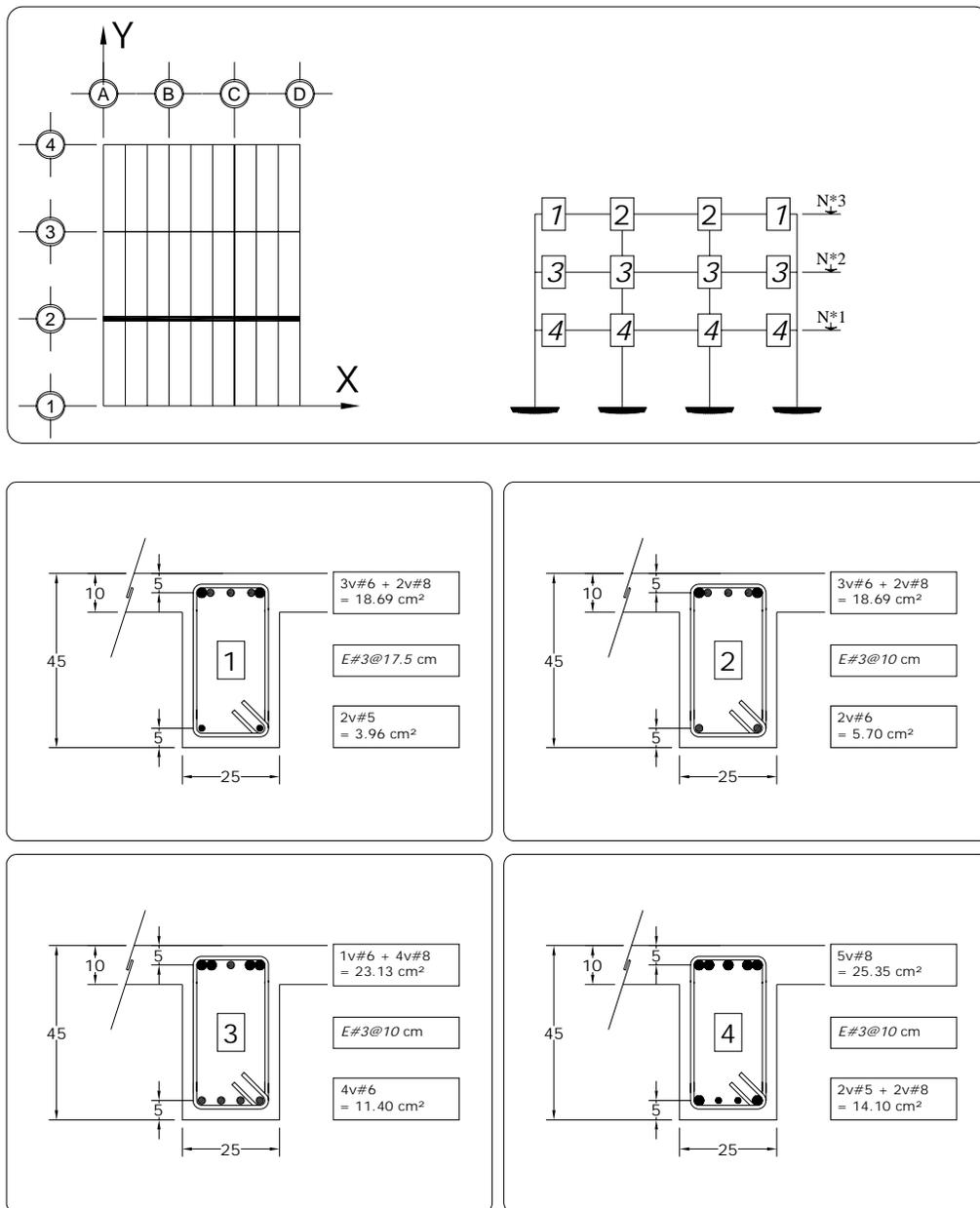


Fig 3.76 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las vigas del eje 2, caso A2 (Q = 2)

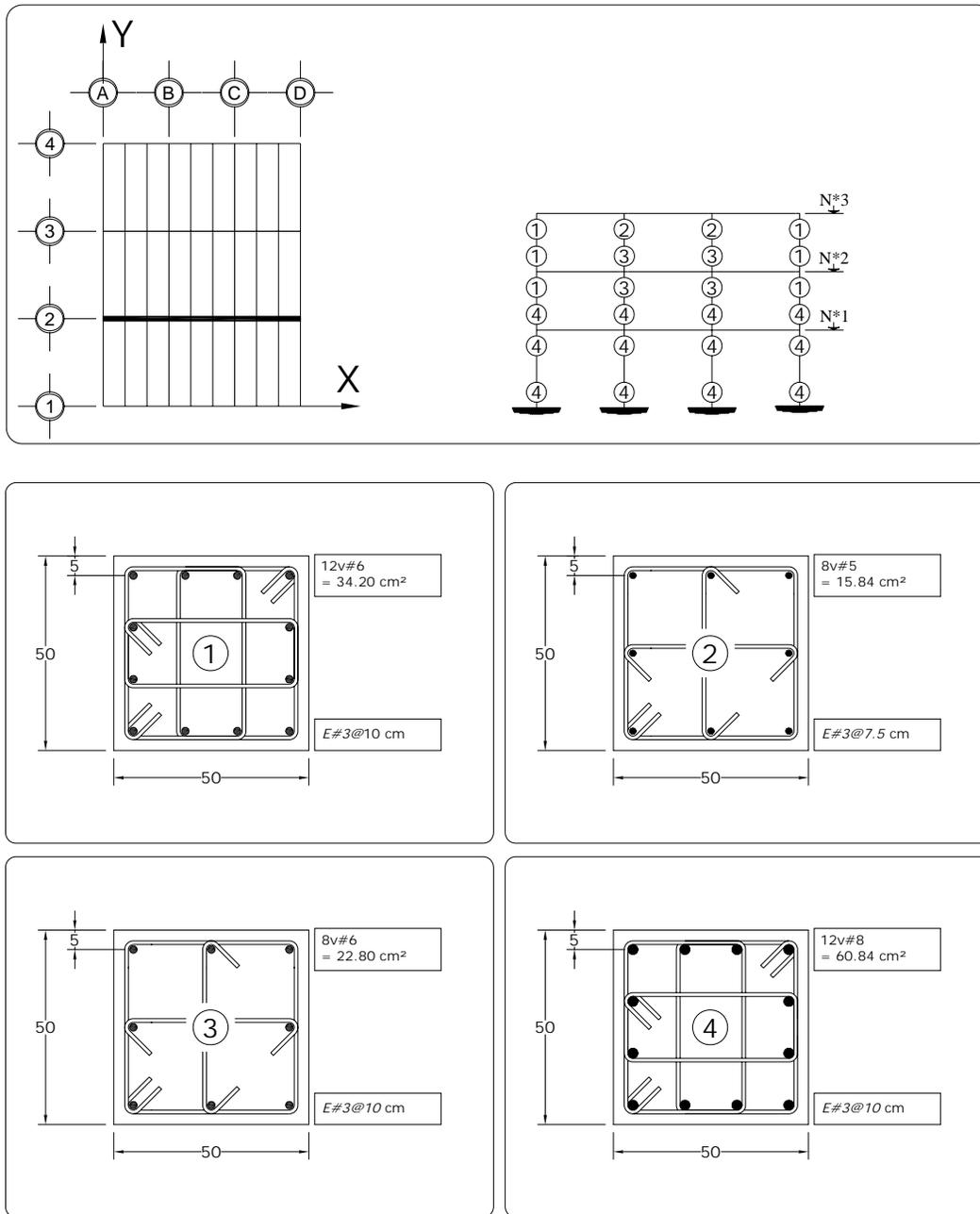


Fig 3.77 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las columnas de 1 eje 2, caso A2 (Q = 2)

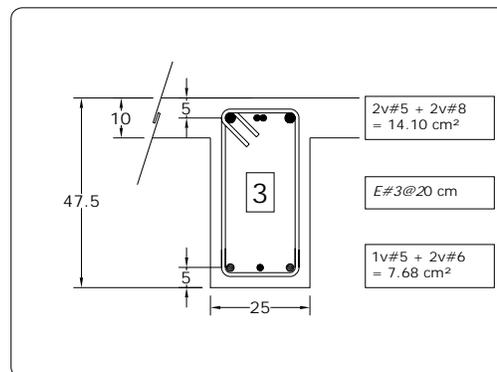
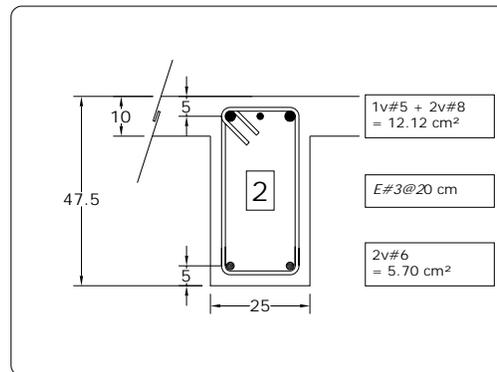
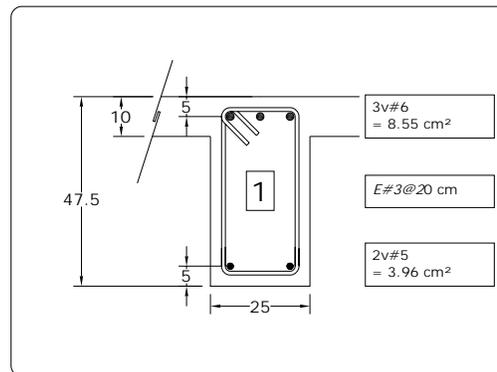
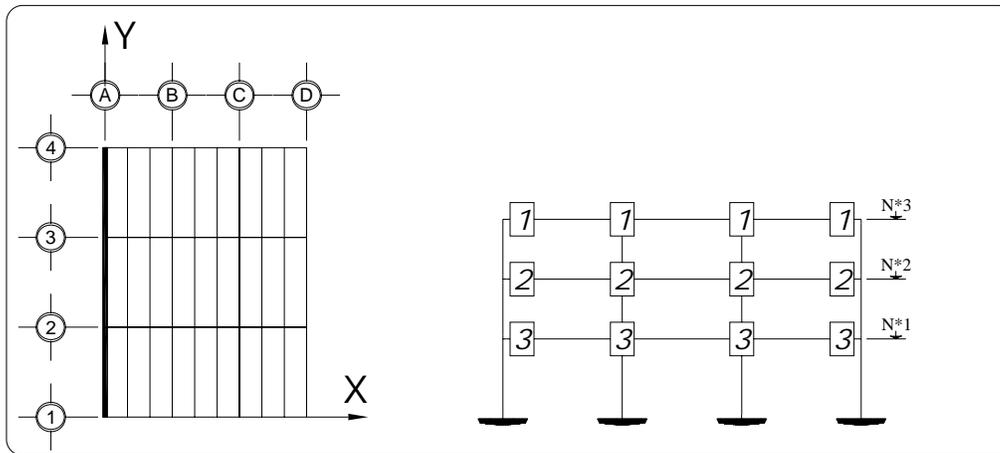


Fig 3.78 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las vigas del eje A, caso A2 (Q = 2)

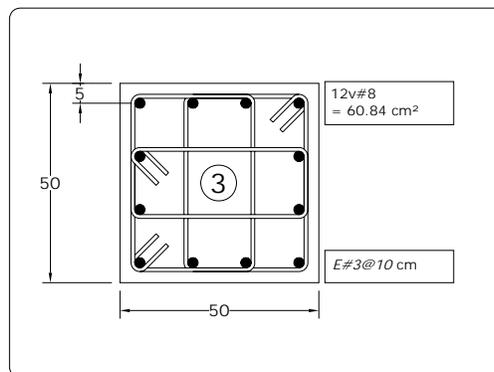
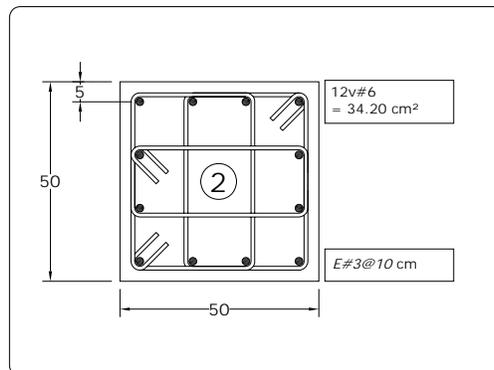
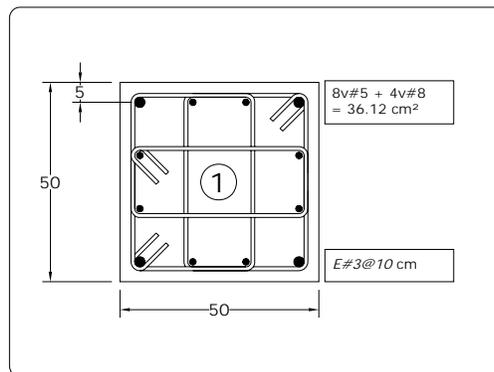
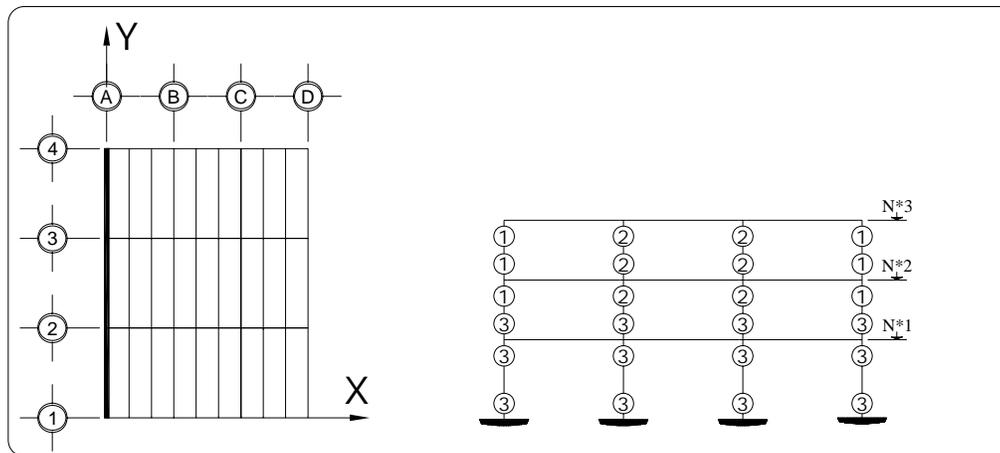


Fig 3.79 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las columnas del eje A, caso A2 (Q = 2)

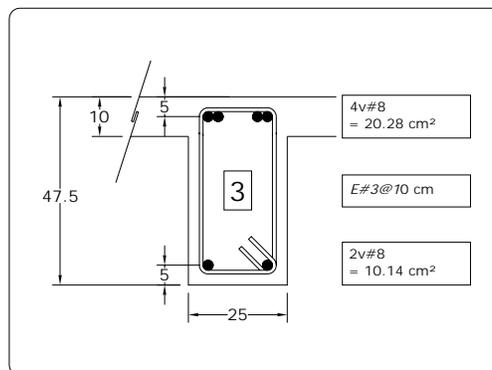
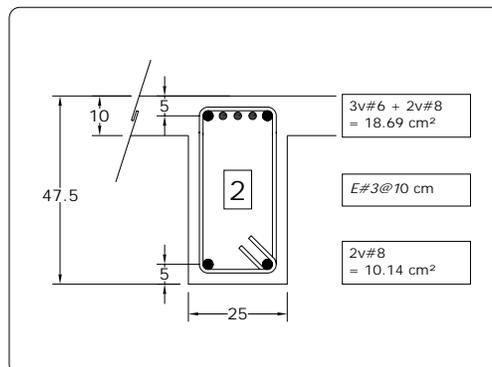
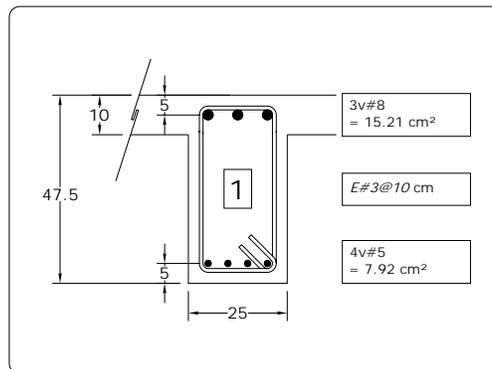
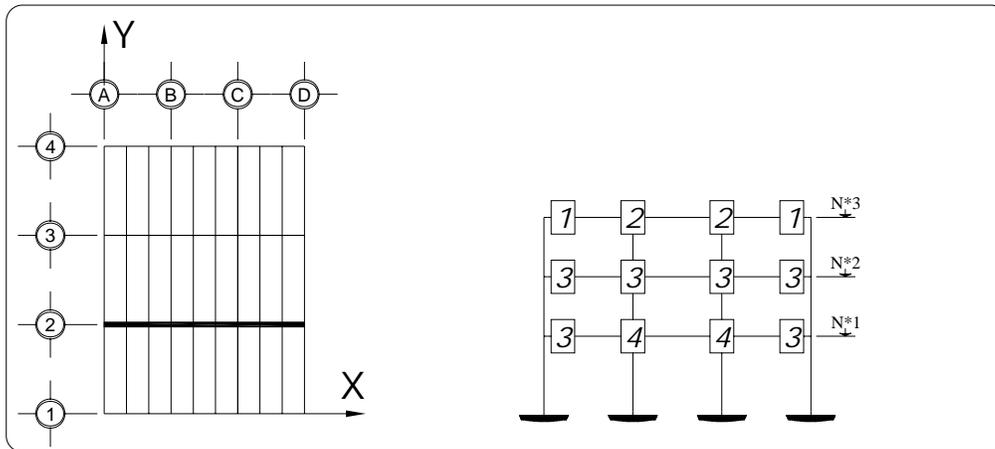


Fig 3.80 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las vigas del eje 2, caso B2 (Q = 4)

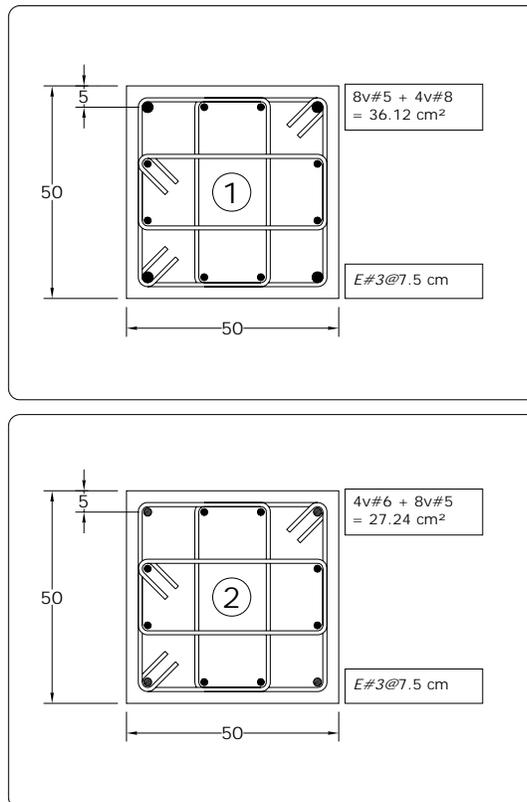
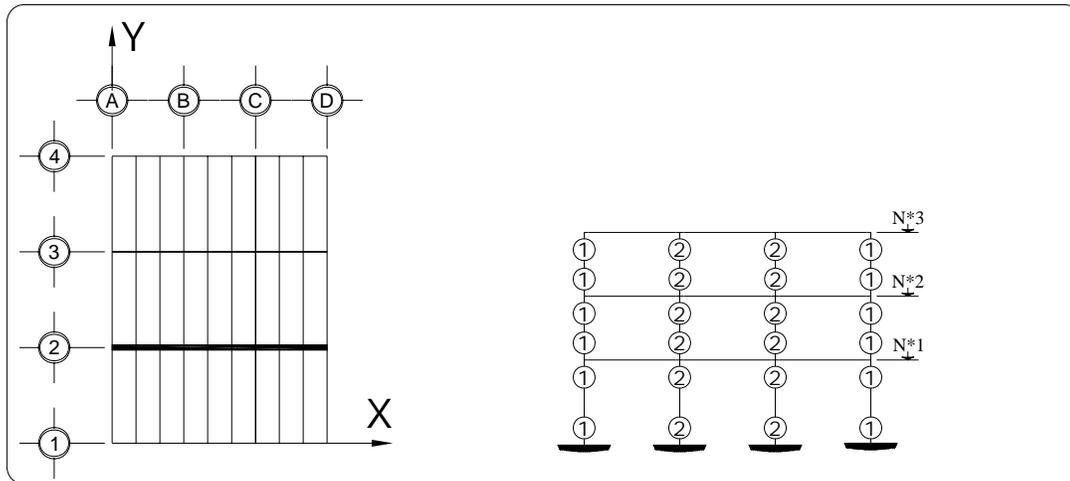


Fig 3.81 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las columnas del eje 2, caso B2 ($Q = 4$)

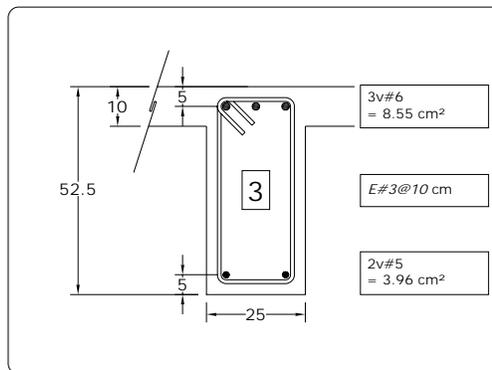
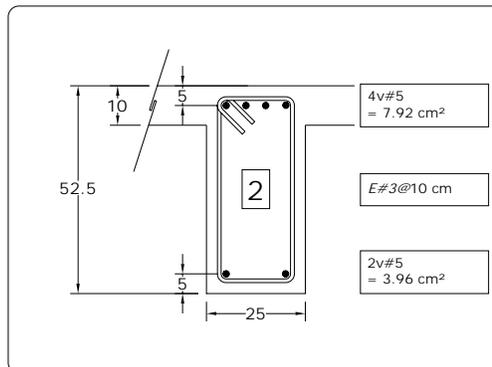
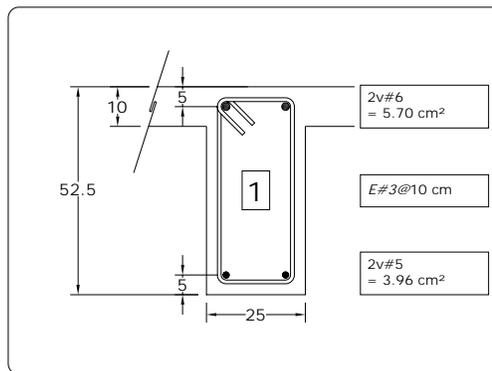
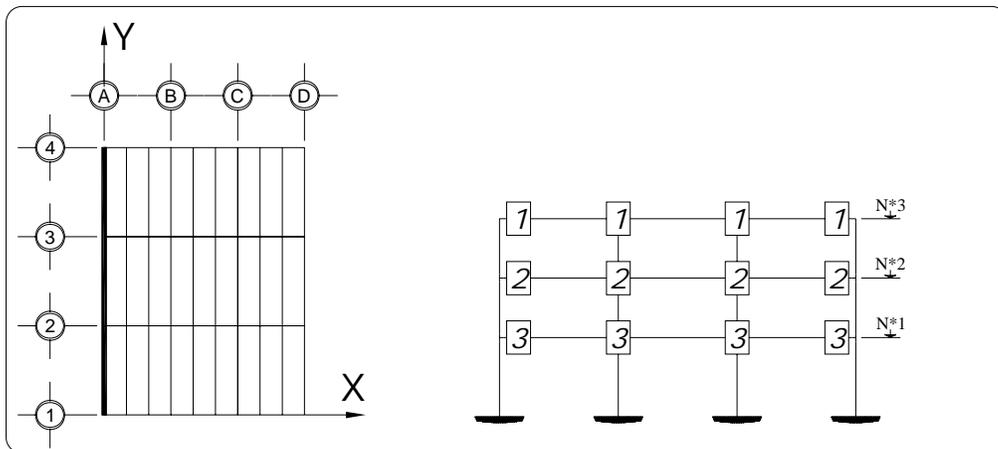


Fig 3.82 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las vigas de1 eje A, caso B2 (Q = 4)

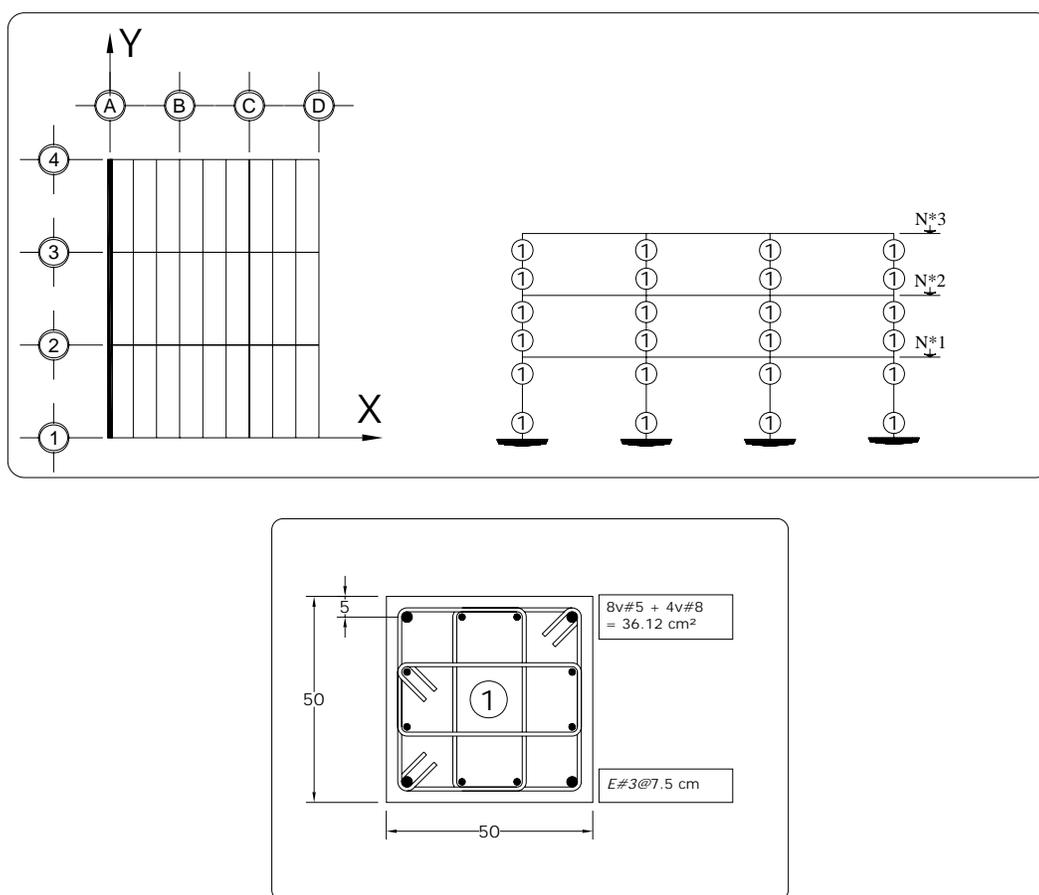
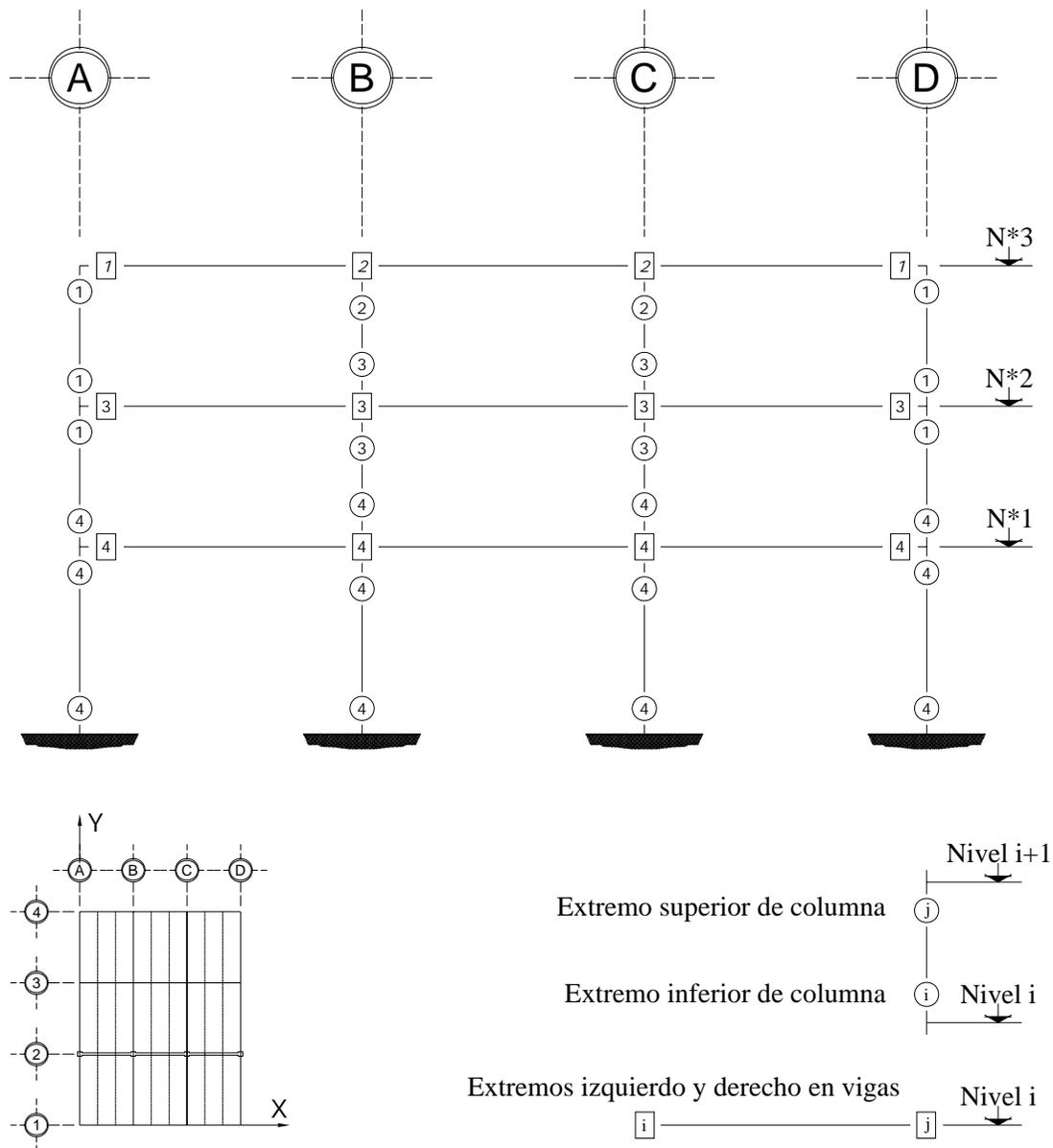
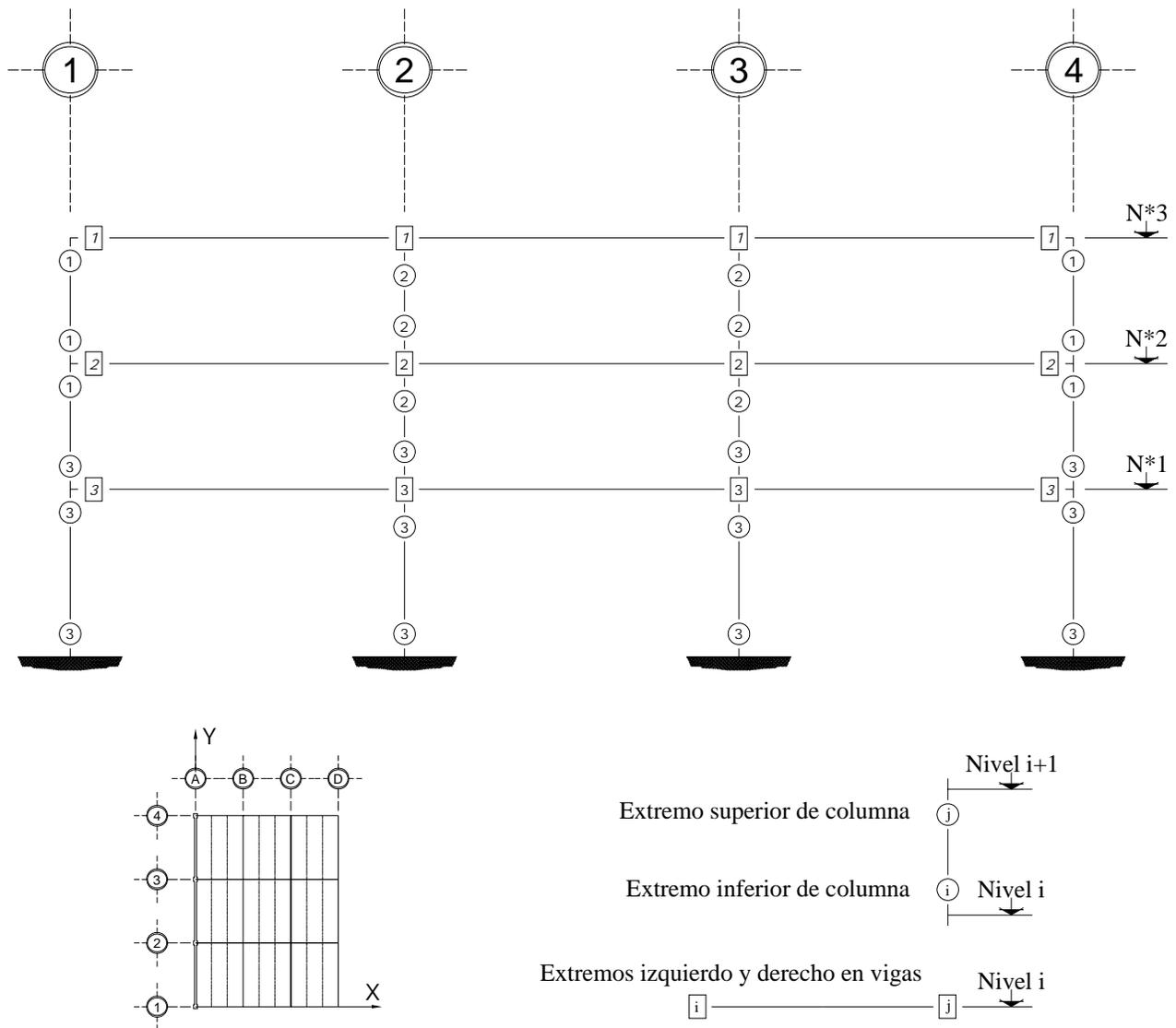


Fig 3.83 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las columnas de1 eje A, caso B2 (Q = 4)



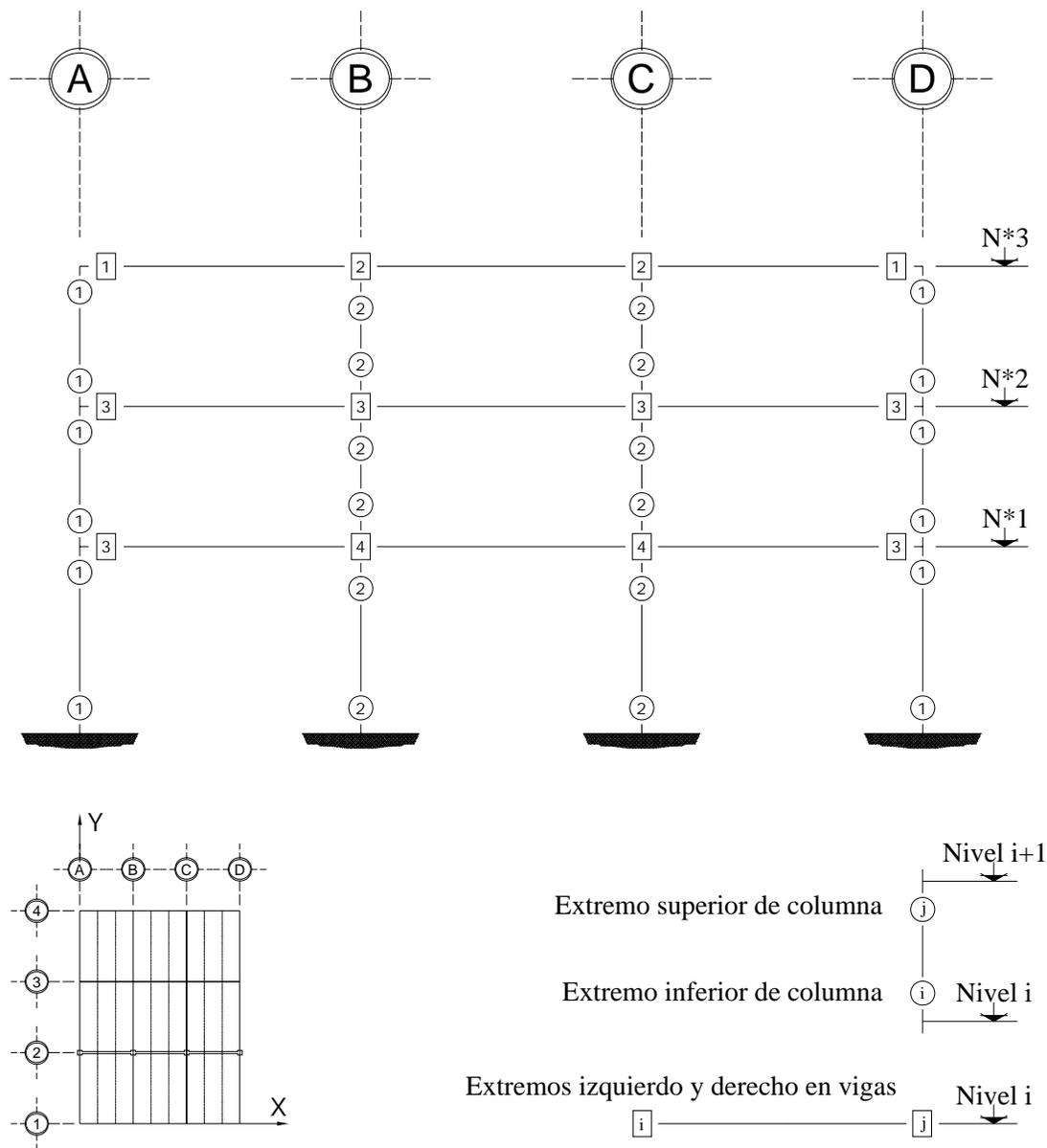
Nota: Las vigas son de 25 x 45 cm y las columnas de 50 x 50 cm

Fig 3.84 Tipos de resistencias en los extremos de las vigas y columnas del eje 2, caso A2 (Q = 2)



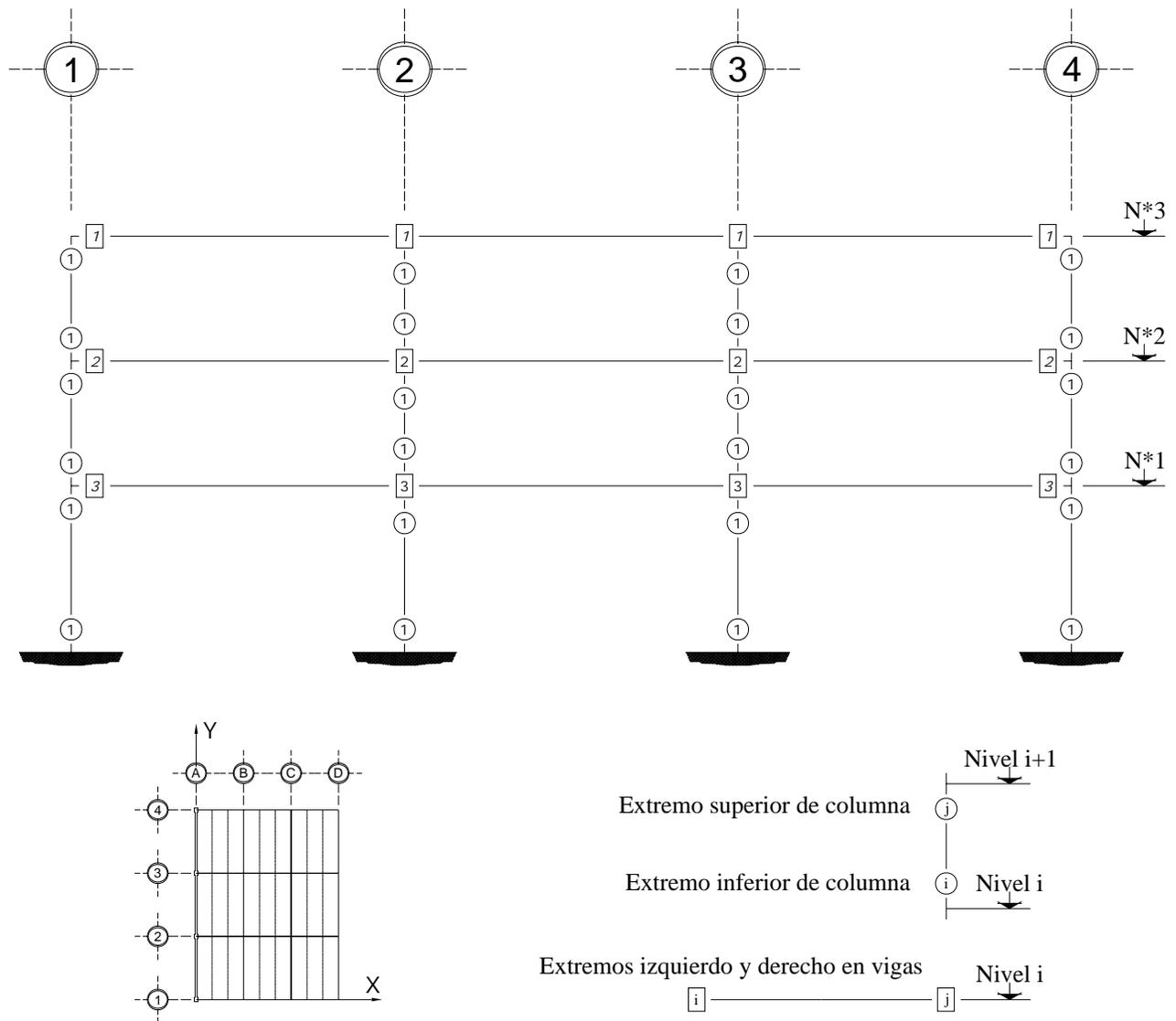
Nota: Las vigas son de 25 x 47.5 cm y las columnas de 50 x 50 cm

Fig 3.85 Tipos de resistencias en los extremos de las vigas y columnas del eje A, caso A2 (Q = 2)



Nota: Las vigas son de 25 x 45 cm y las columnas de 50 x 50 cm

Fig 3.86 Tipos de resistencias en los extremos de las vigas y columnas del eje 2, caso B2 (Q = 4)



Nota: Las vigas son de 25 x 47.5 cm y las columnas de 50 x 50 cm

Fig 3.87 Tipos de resistencias en los extremos de las vigas y columnas del eje A, caso B2 (Q = 4)

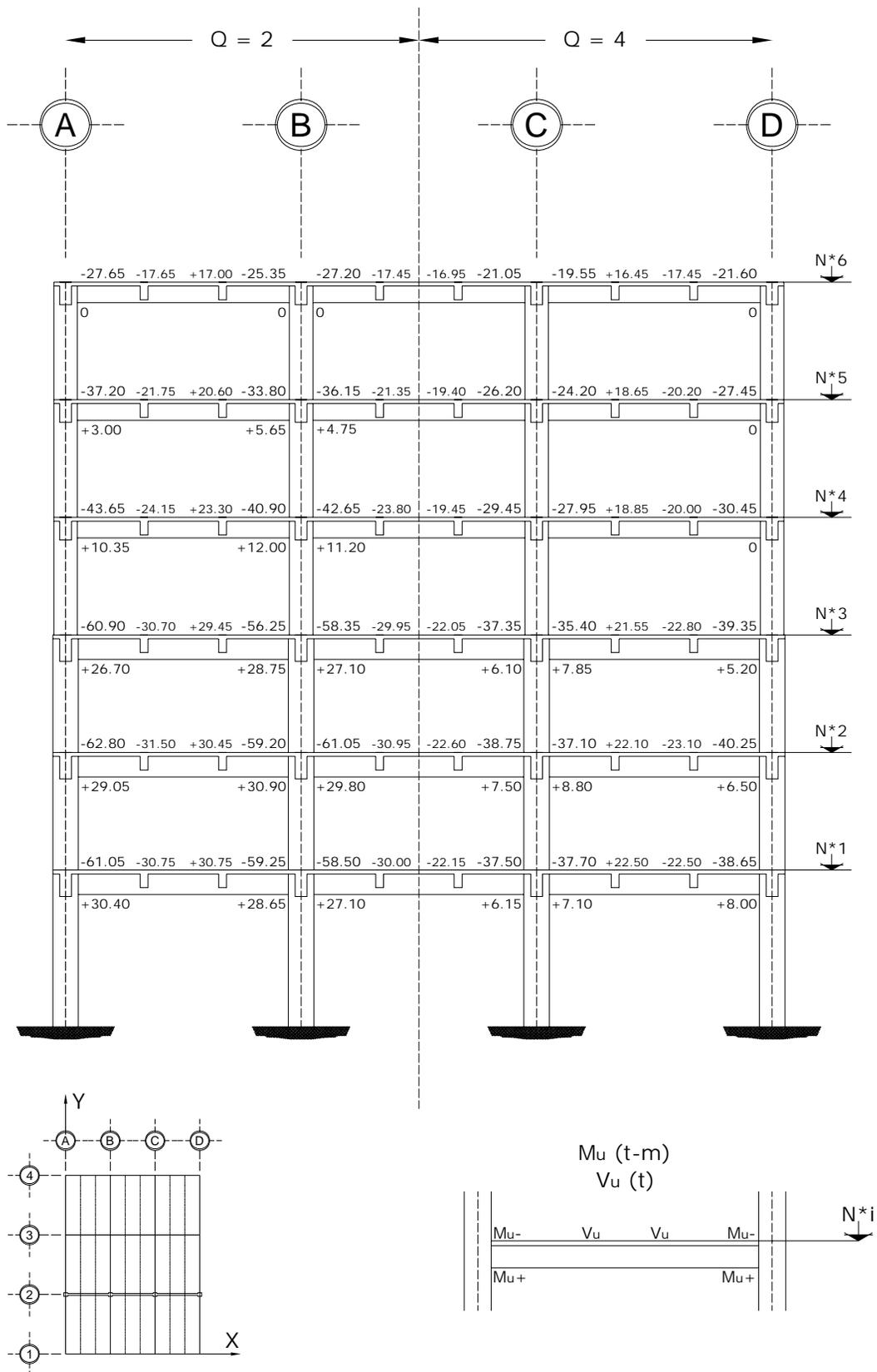


Fig 3.88 Momentos flexionantes y fuerzas cortantes últimos de vigas, eje 2, casos C1 ($Q = 2$) y D1 ($Q = 4$)

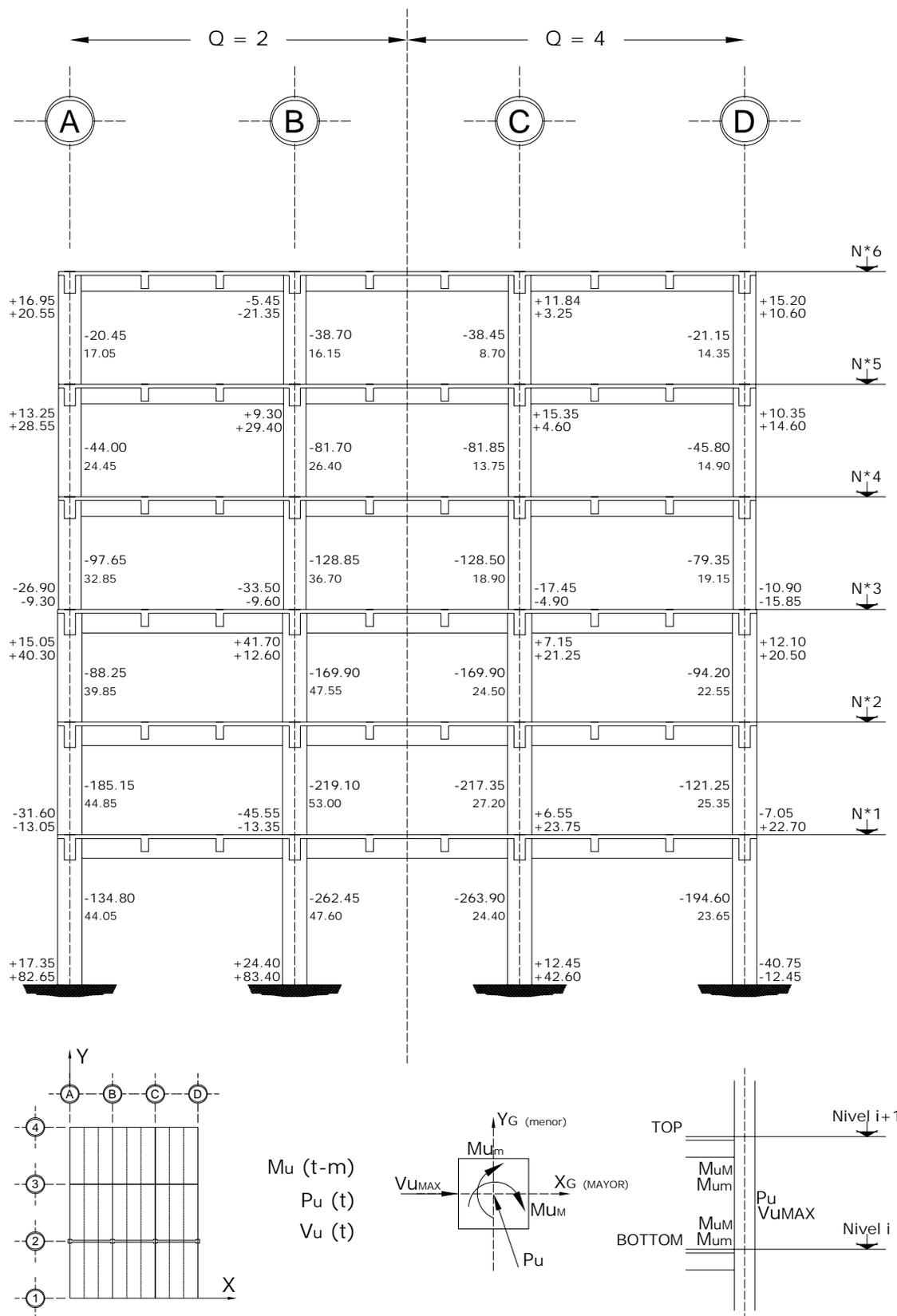


Fig 3.89 Elementos mecánicos últimos en columnas, eje 2, casos C1 (Q = 2) y D1 (Q = 4)

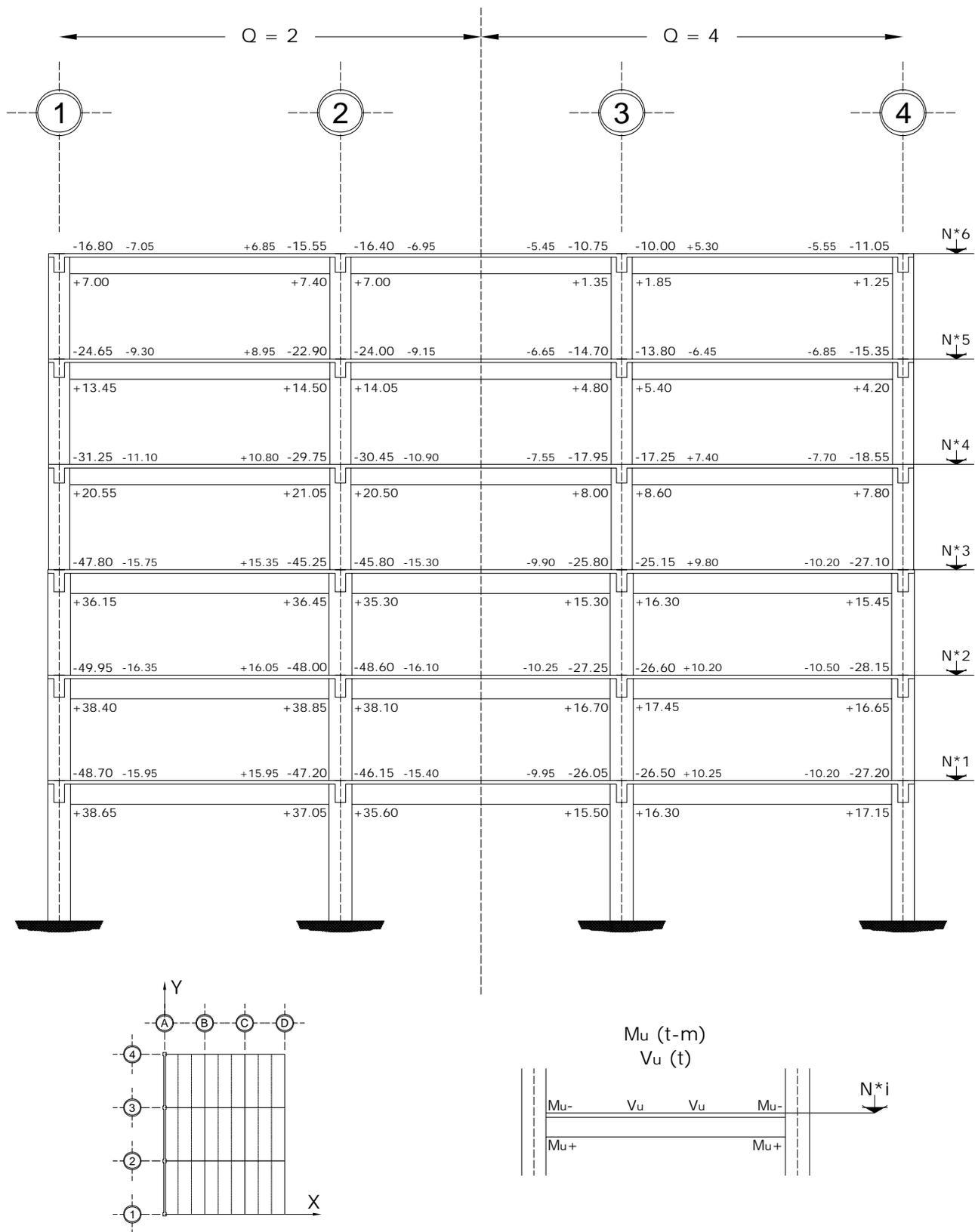


Fig 3.90 Momentos flexionantes y fuerzas cortantes últimos de vigas, eje A, casos C1 ($Q = 2$) y D1 ($Q = 4$)

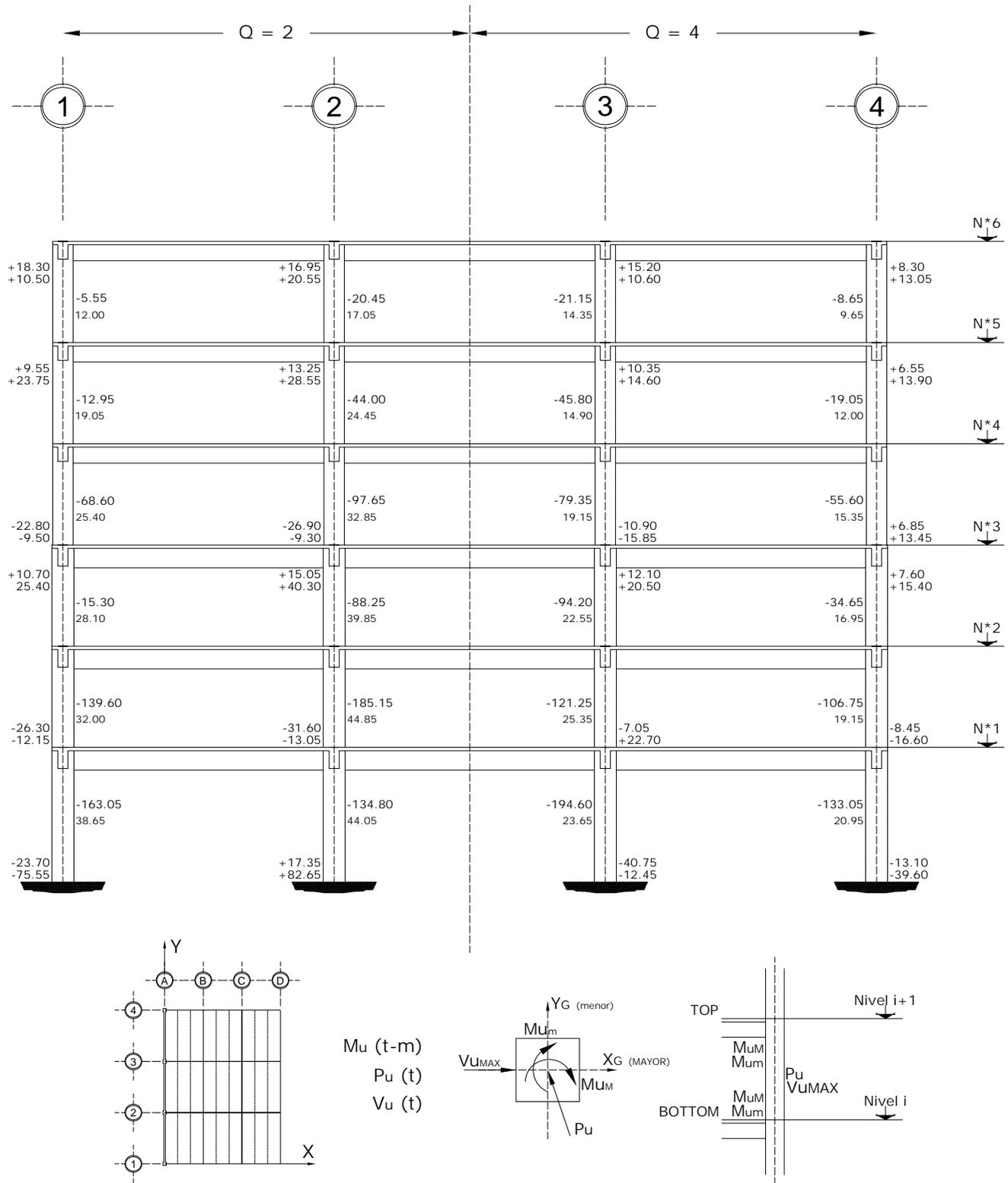


Fig 3.91 Elementos mecánicos últimos en columnas, eje A, casos C1 y D1

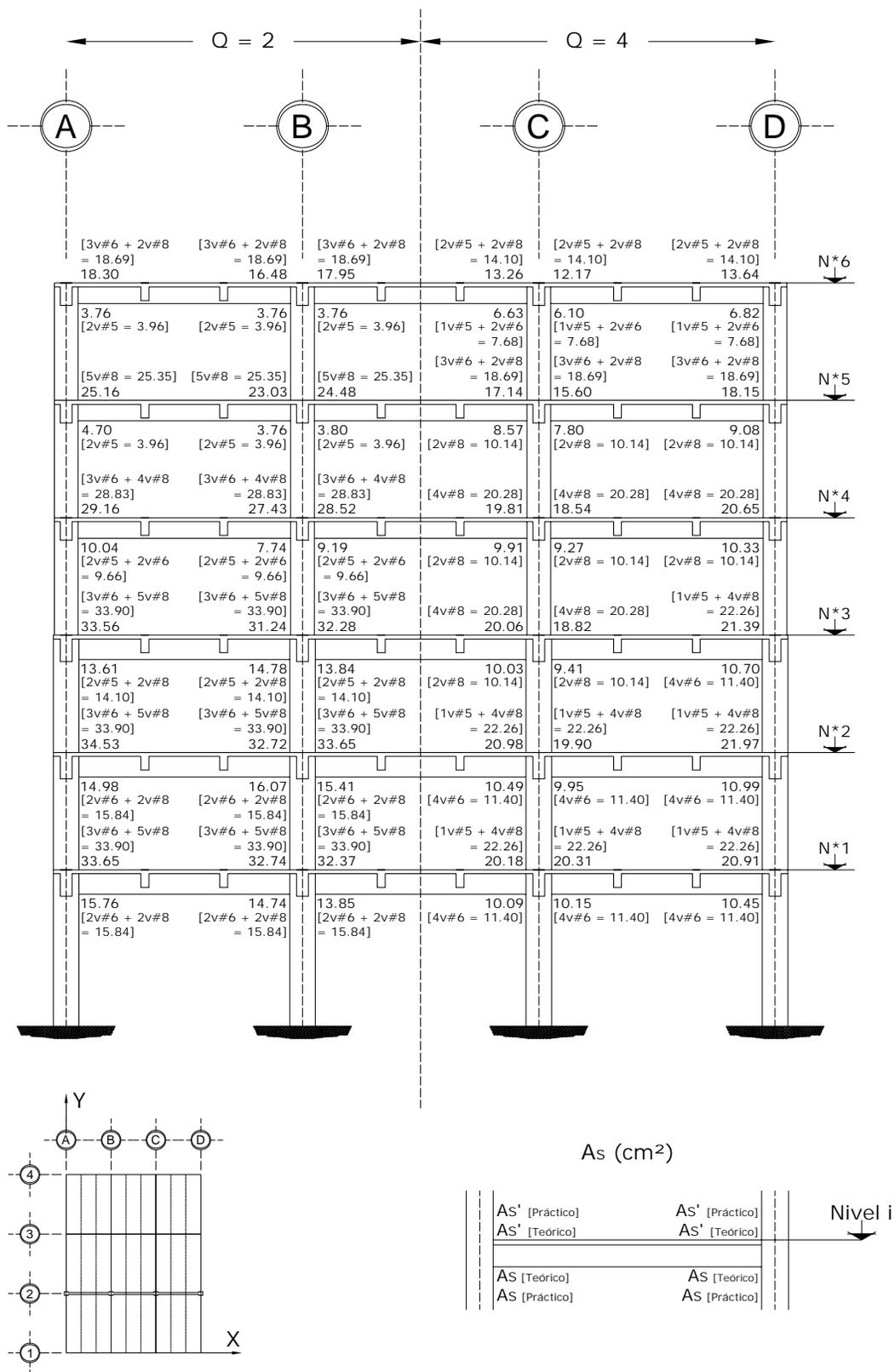


Fig 3.92 Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en vigas, eje 2, casos C1 (Q = 2) y D1 (Q = 4)

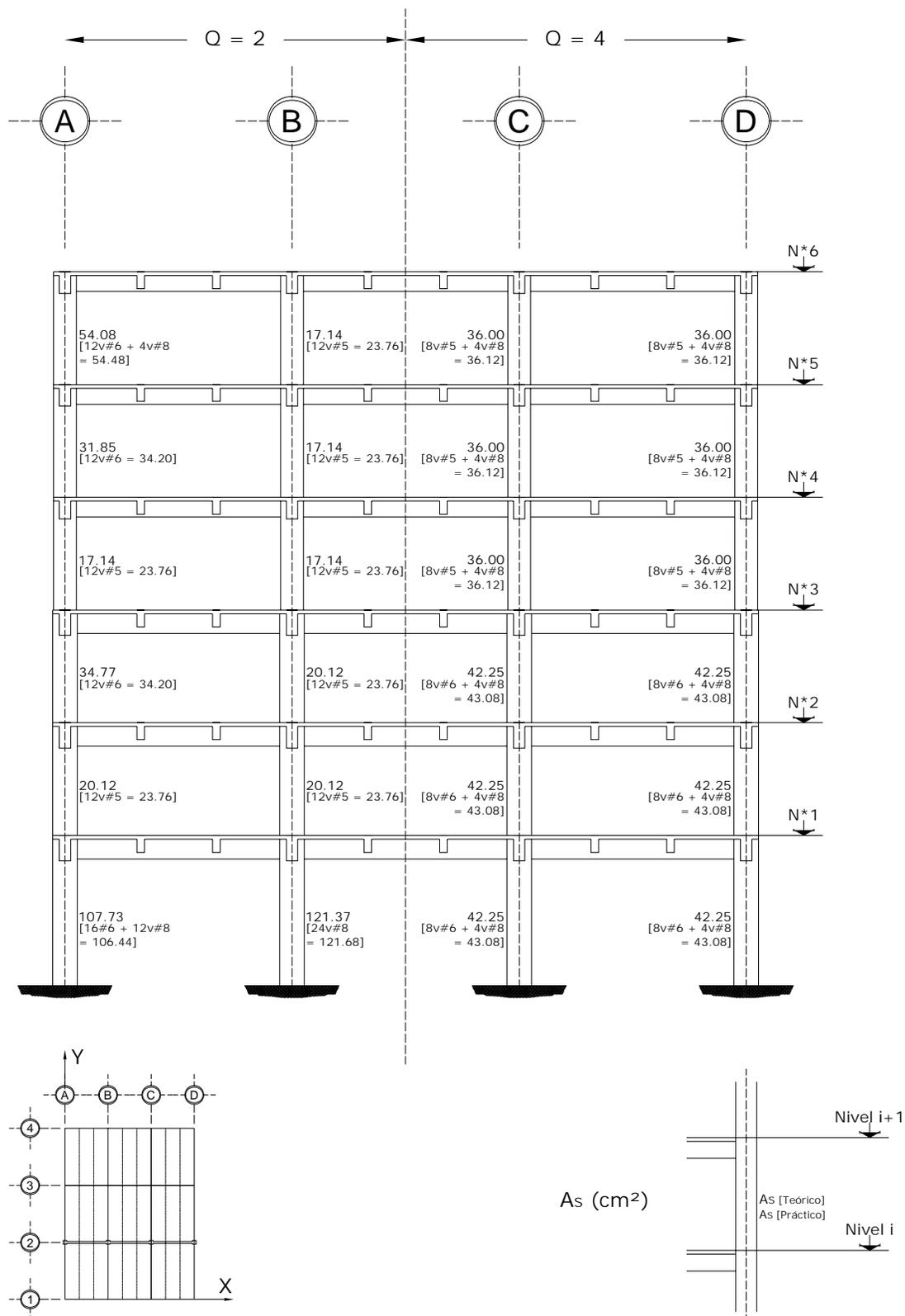


Fig 3.93a Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en columnas, eje 2, casos C1 (Q = 2) y D1 (Q = 4)

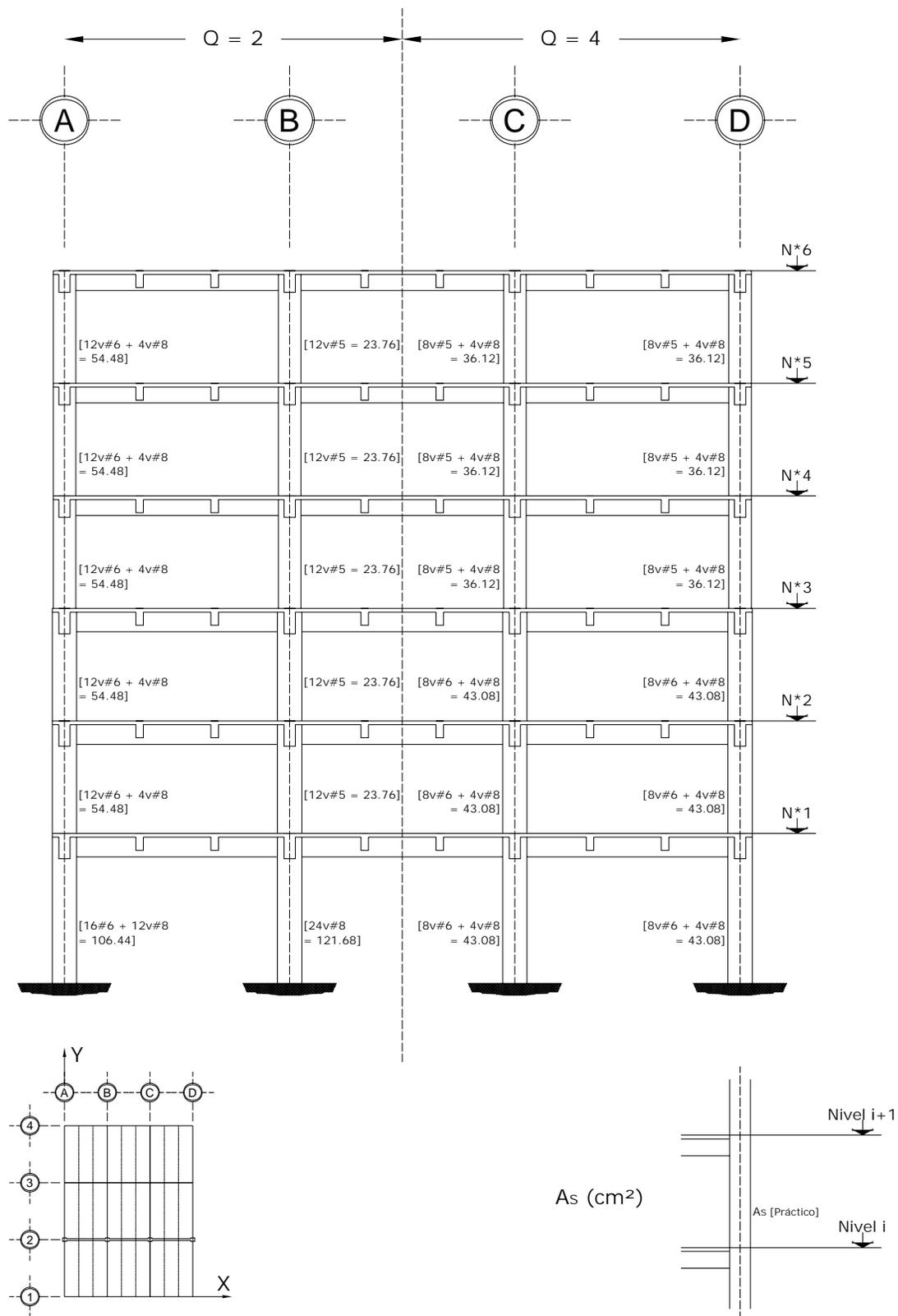


Fig 3.93b Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en columnas, eje 2, casos C1 ($Q = 2$) y D1 ($Q = 4$)

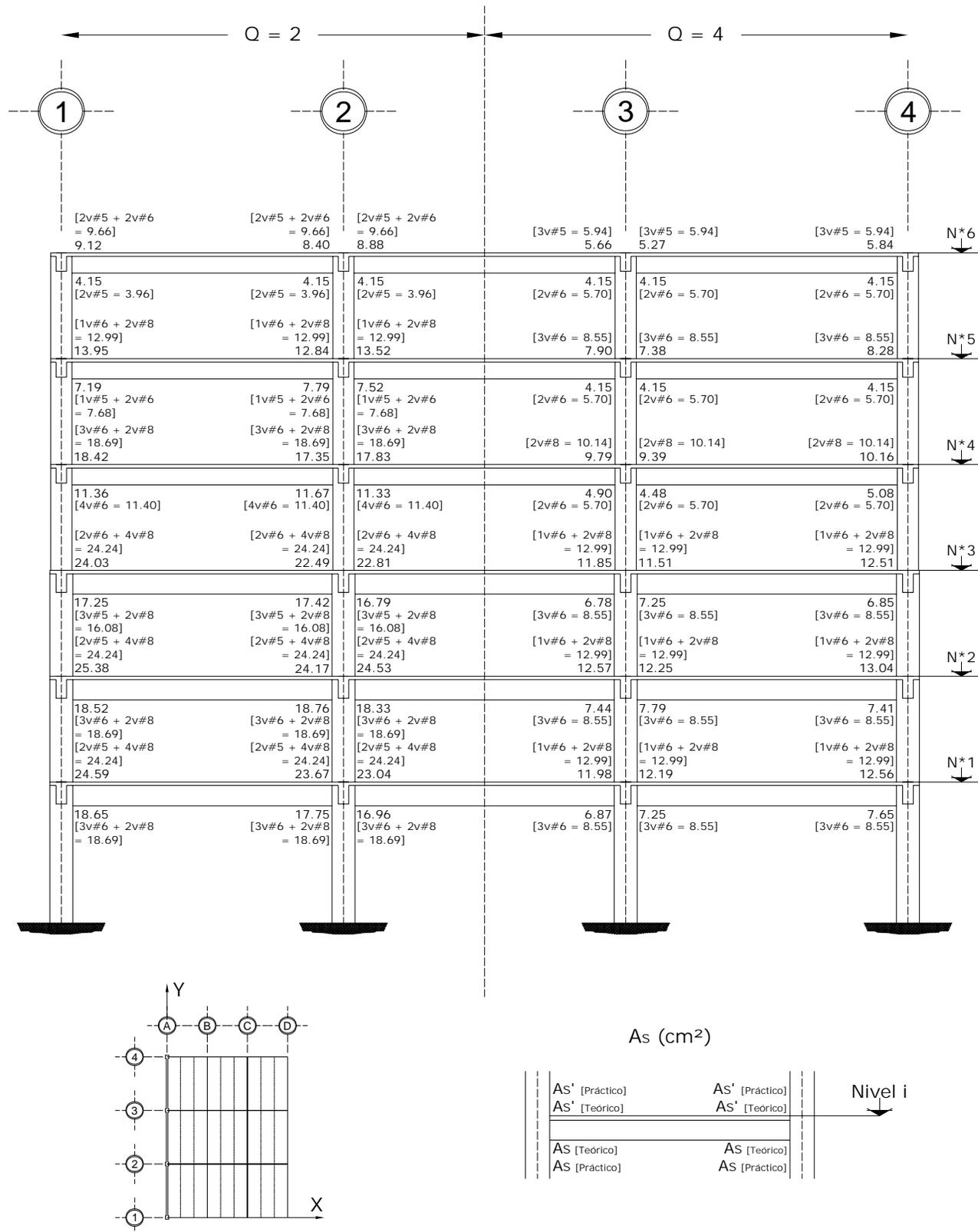


Fig 3.94 Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en vigas, eje A, casos C1 (Q = 2) y D1 (Q = 4)

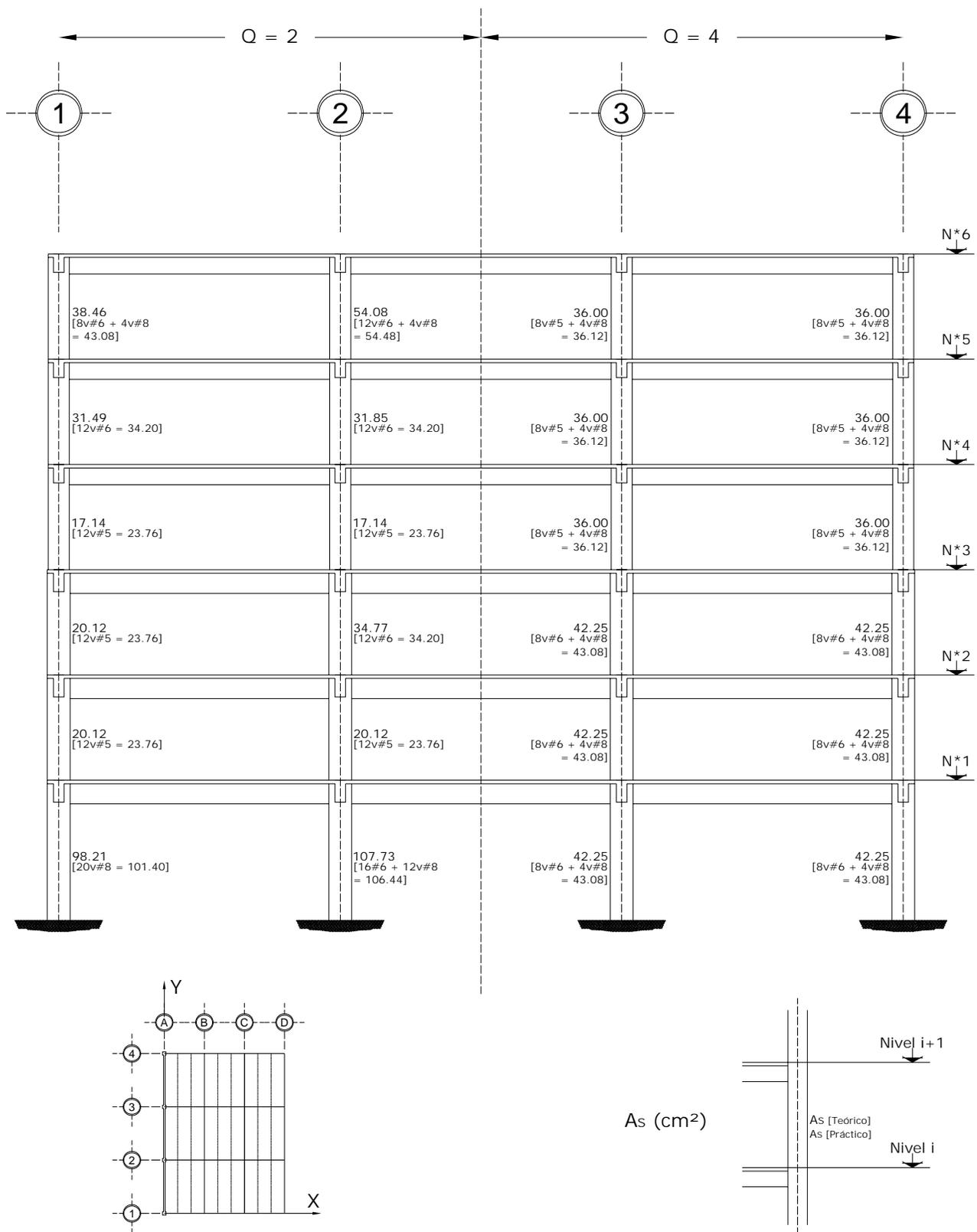


Fig 3.95a Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en columnas, eje A, casos C1 (Q = 2) y D1 (Q = 4)

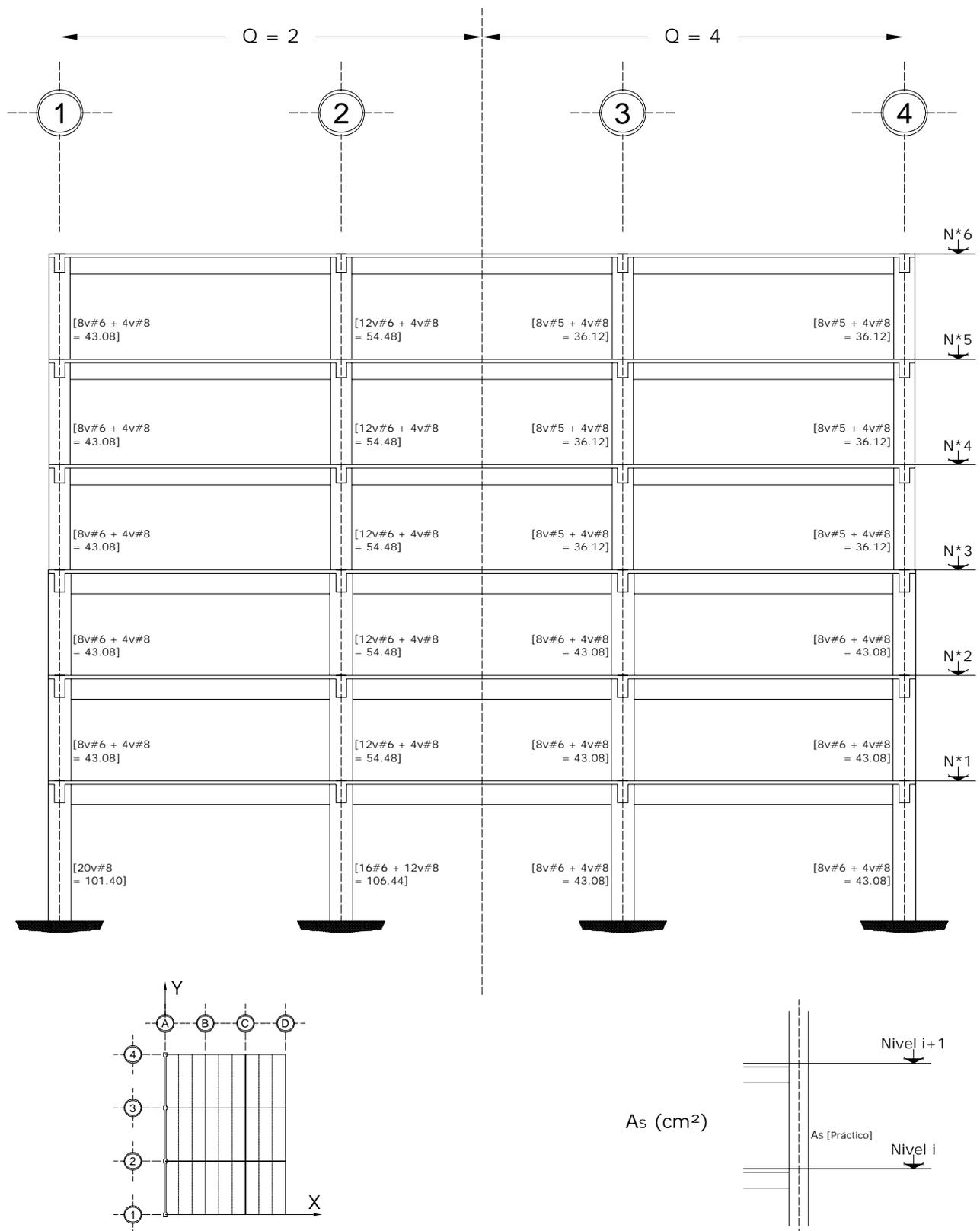


Fig 3.75b Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en columnas, eje A, casos C1 (Q = 2) y D1 (Q = 4)

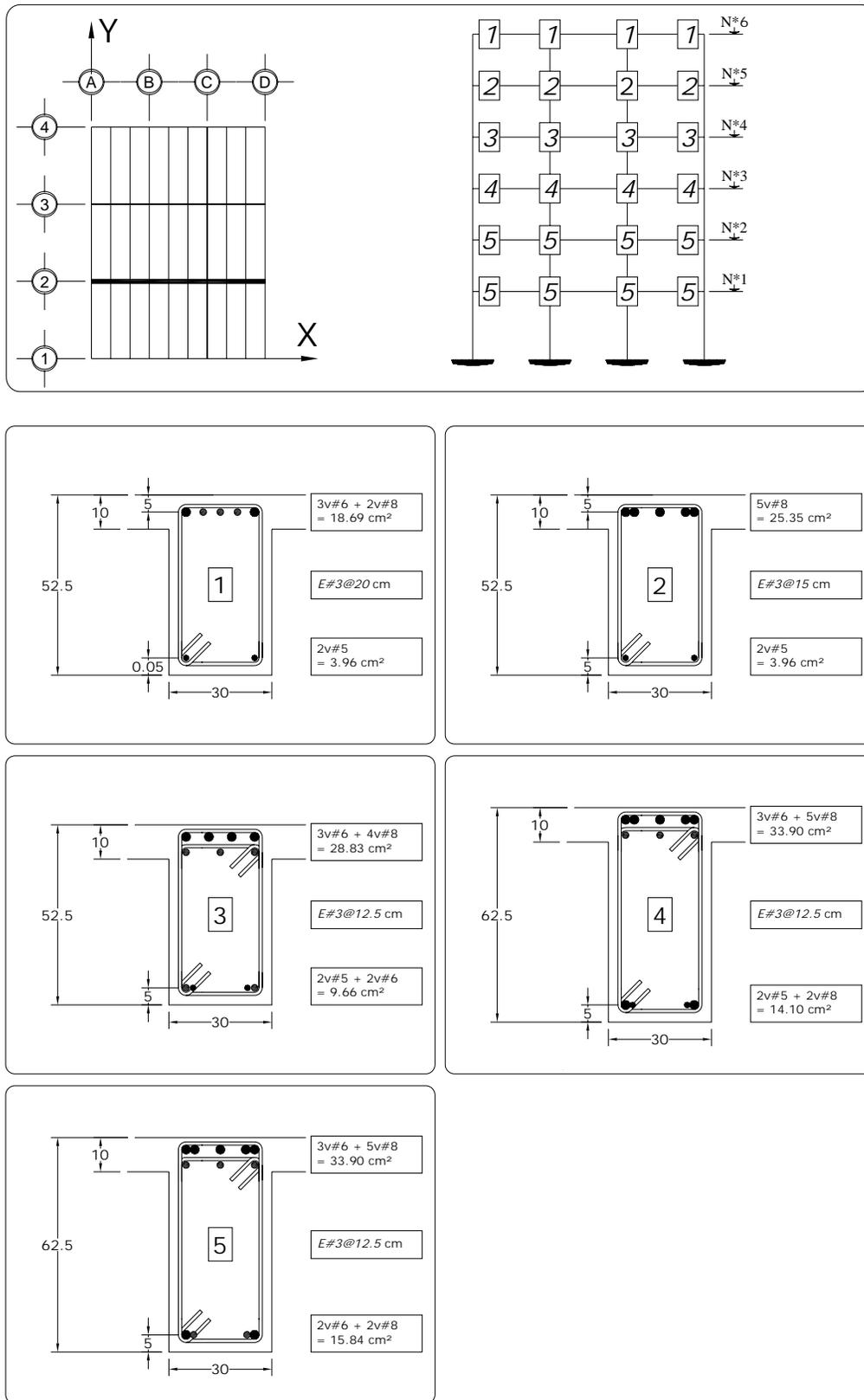


Fig 3.96 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las vigas del eje 2, caso C1 (Q = 2)

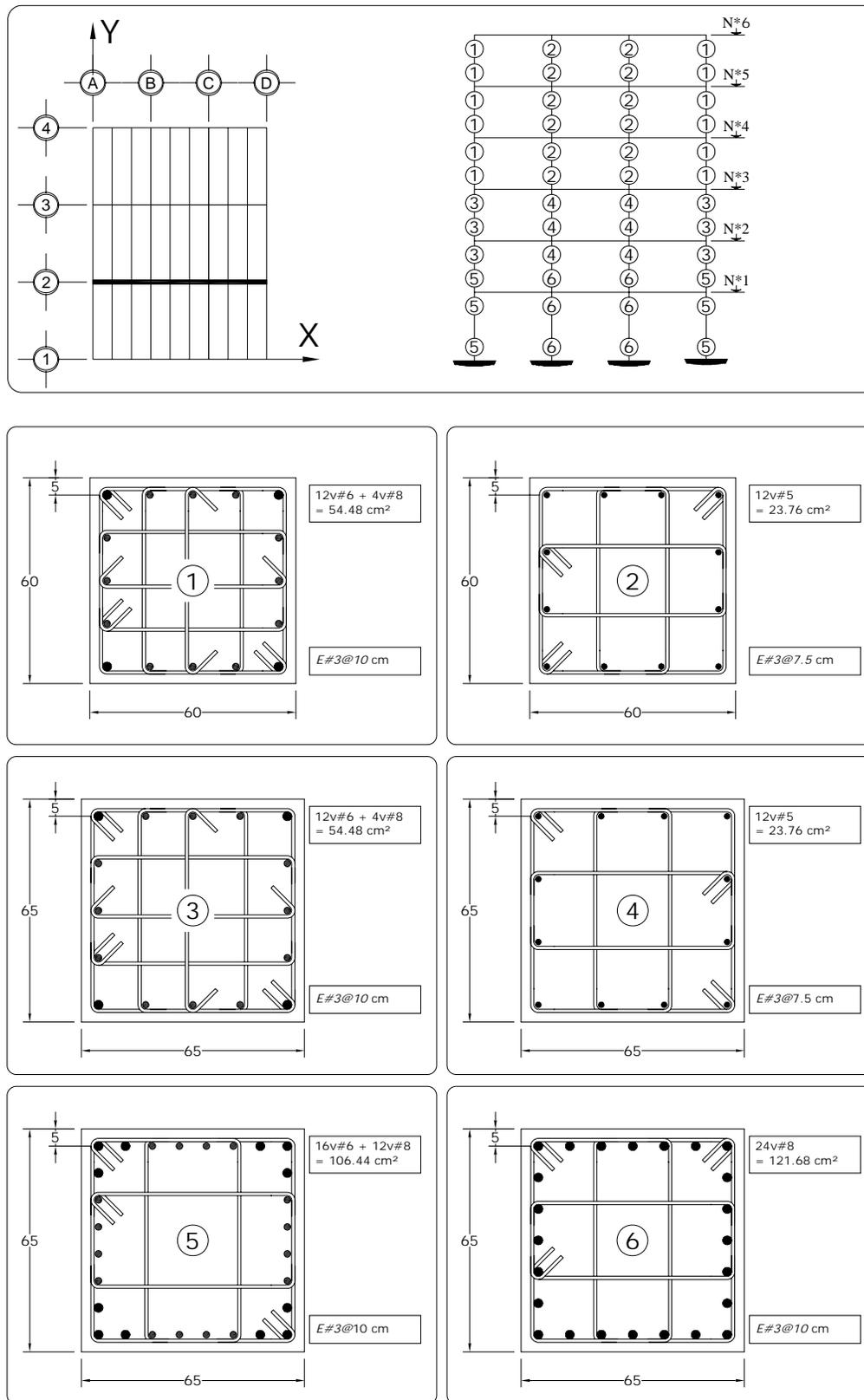


Fig 3.97 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las columnas de 1 eje 2, caso C1 ($Q = 2$)

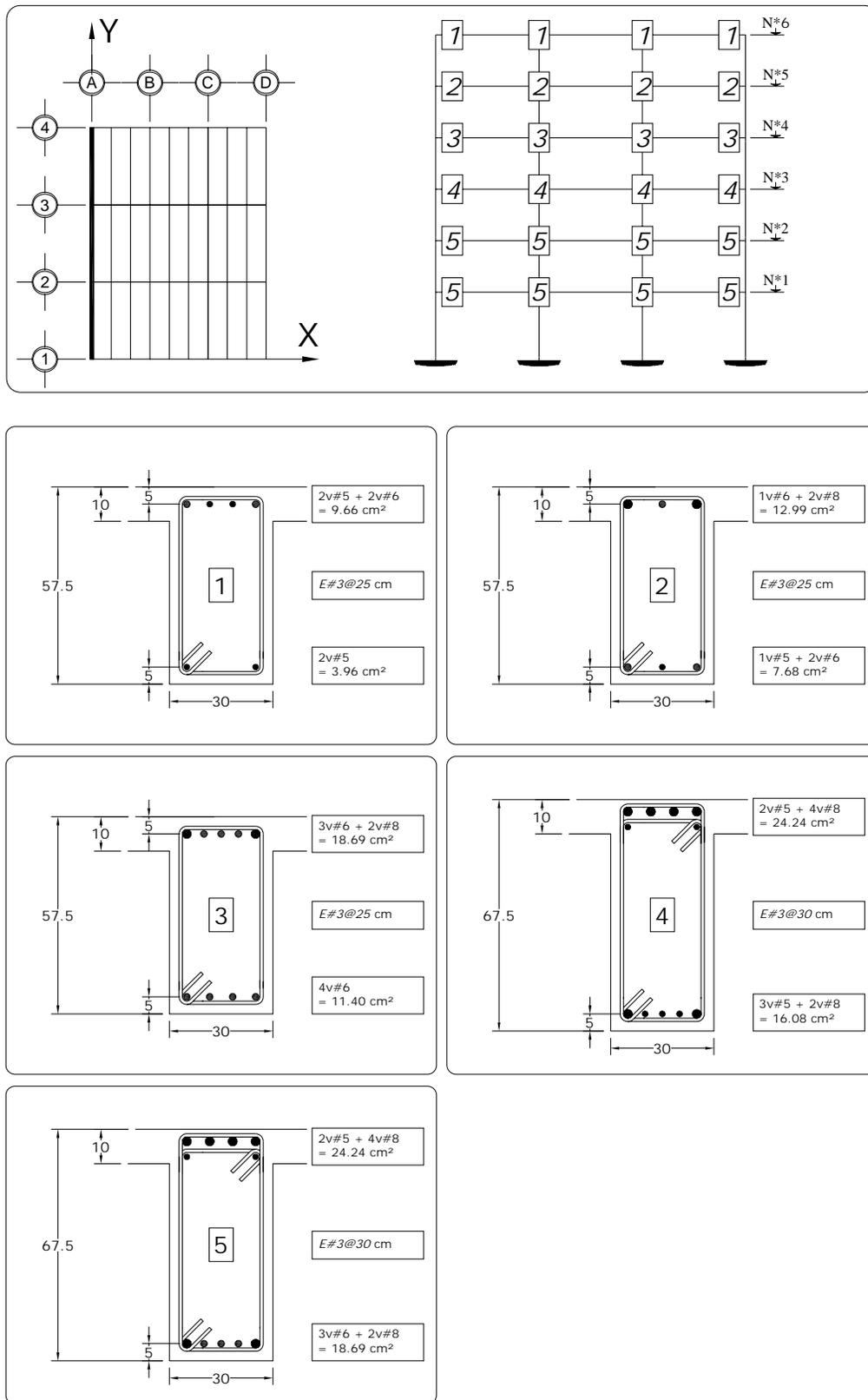


Fig 3.98 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las vigas de1 eje A, caso C1 (Q = 2)

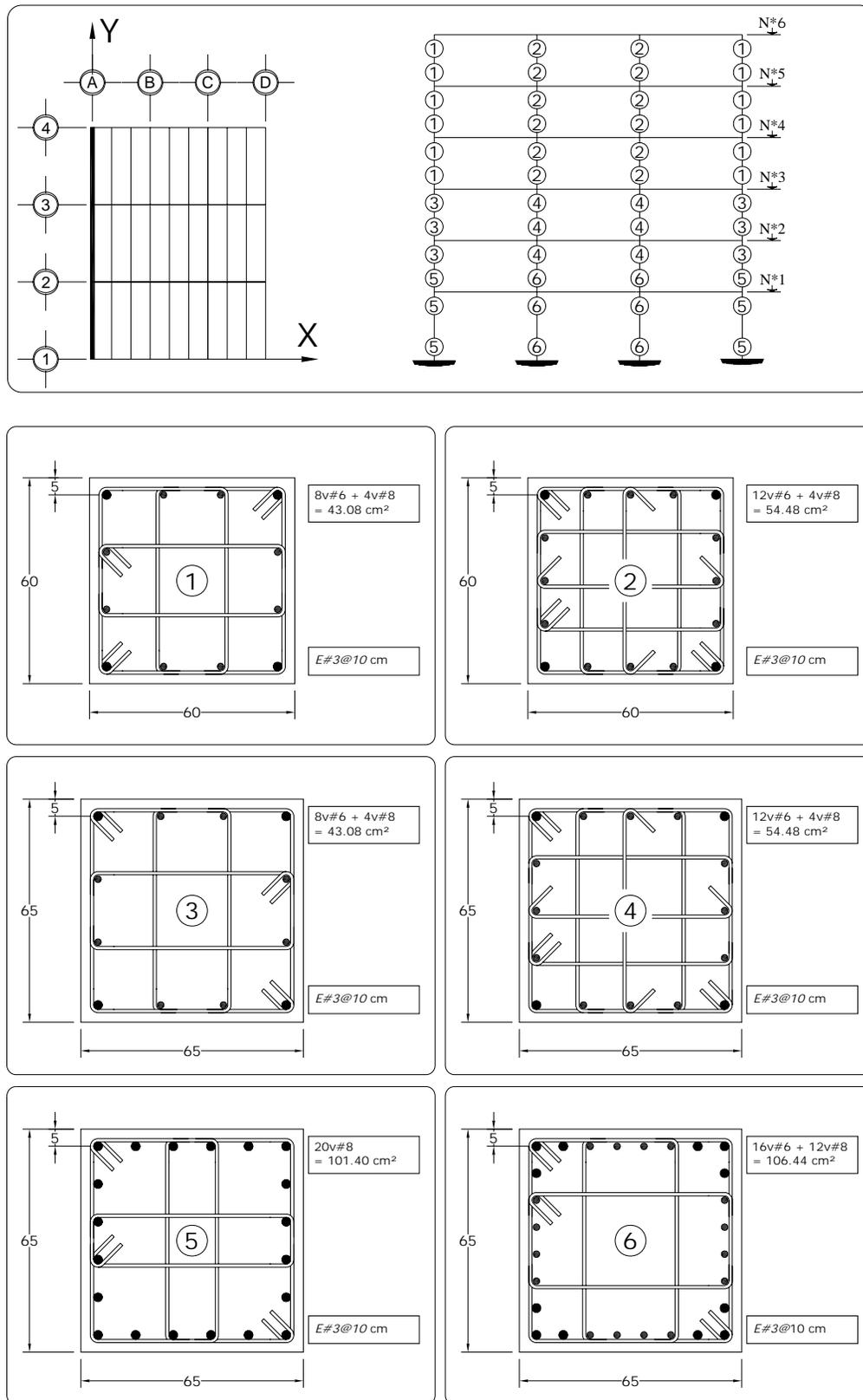


Fig 3.99 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las columnas de1 eje A, caso C1 (Q = 2)

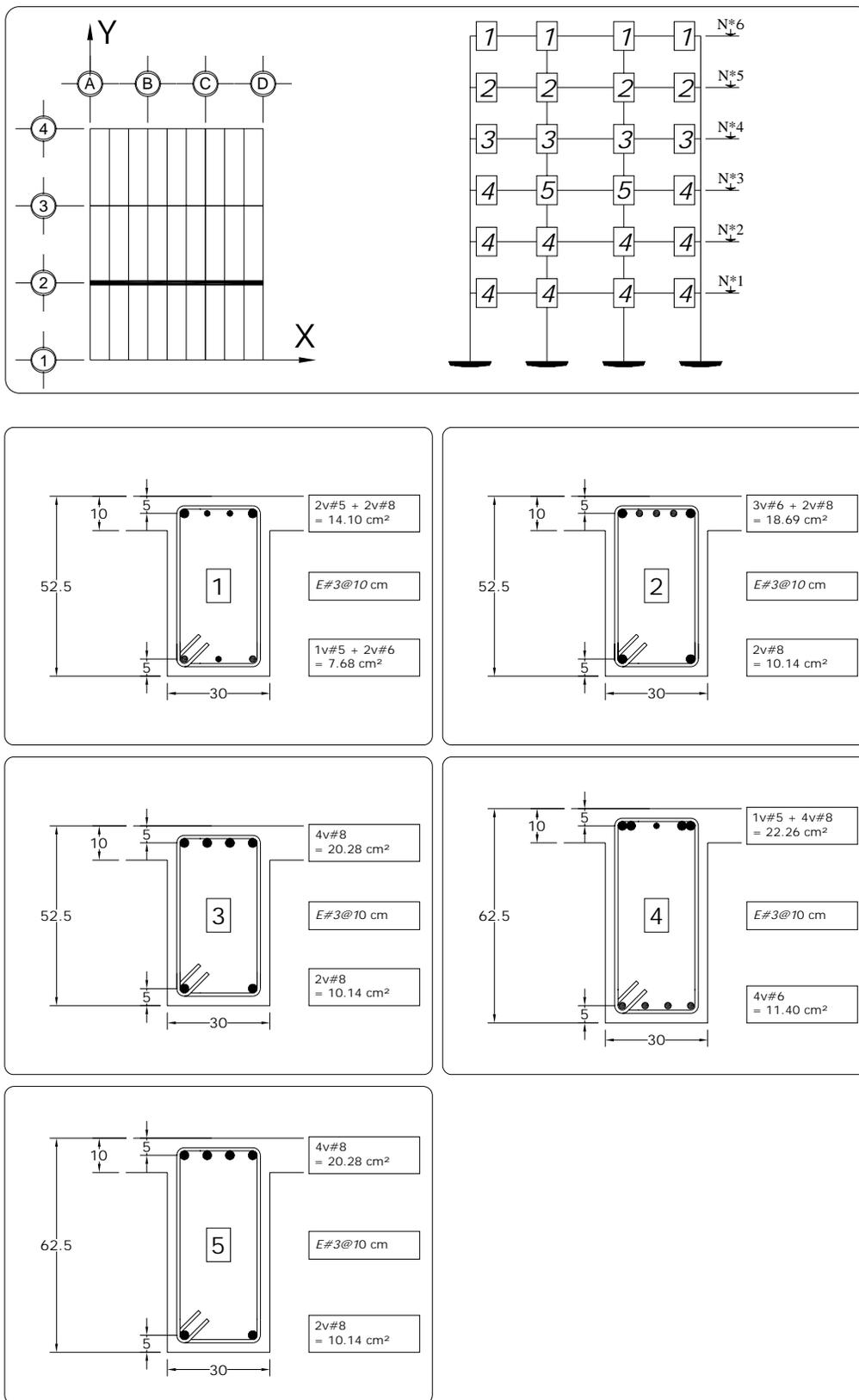


Fig 3.100 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las vigas del eje 2, caso D1 (Q = 4)

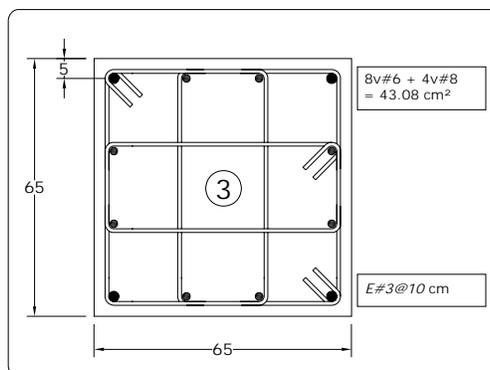
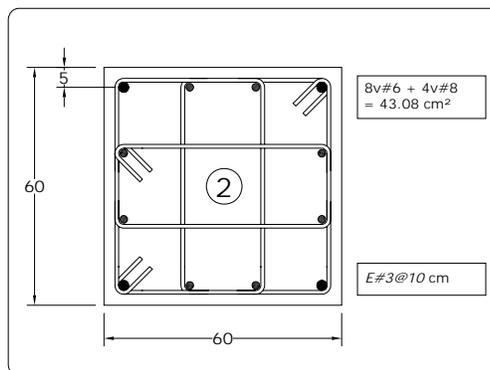
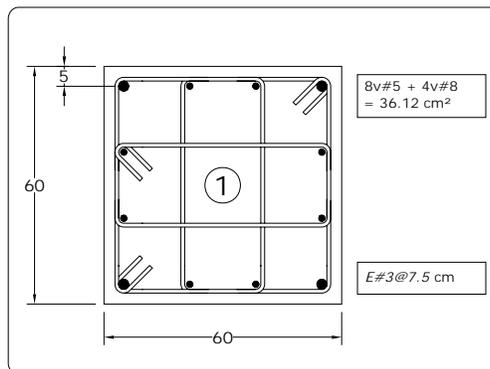
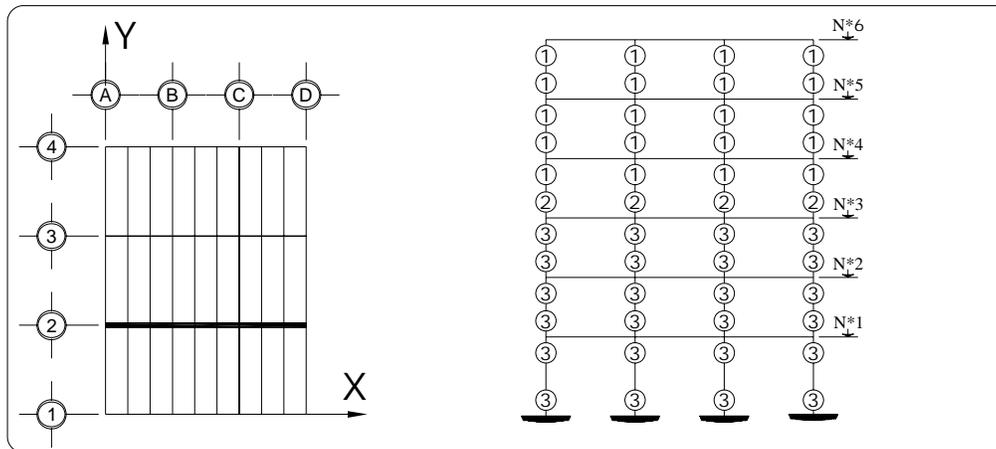


Fig 3.101 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las columnas del eje 2, caso D1 (Q = 4)

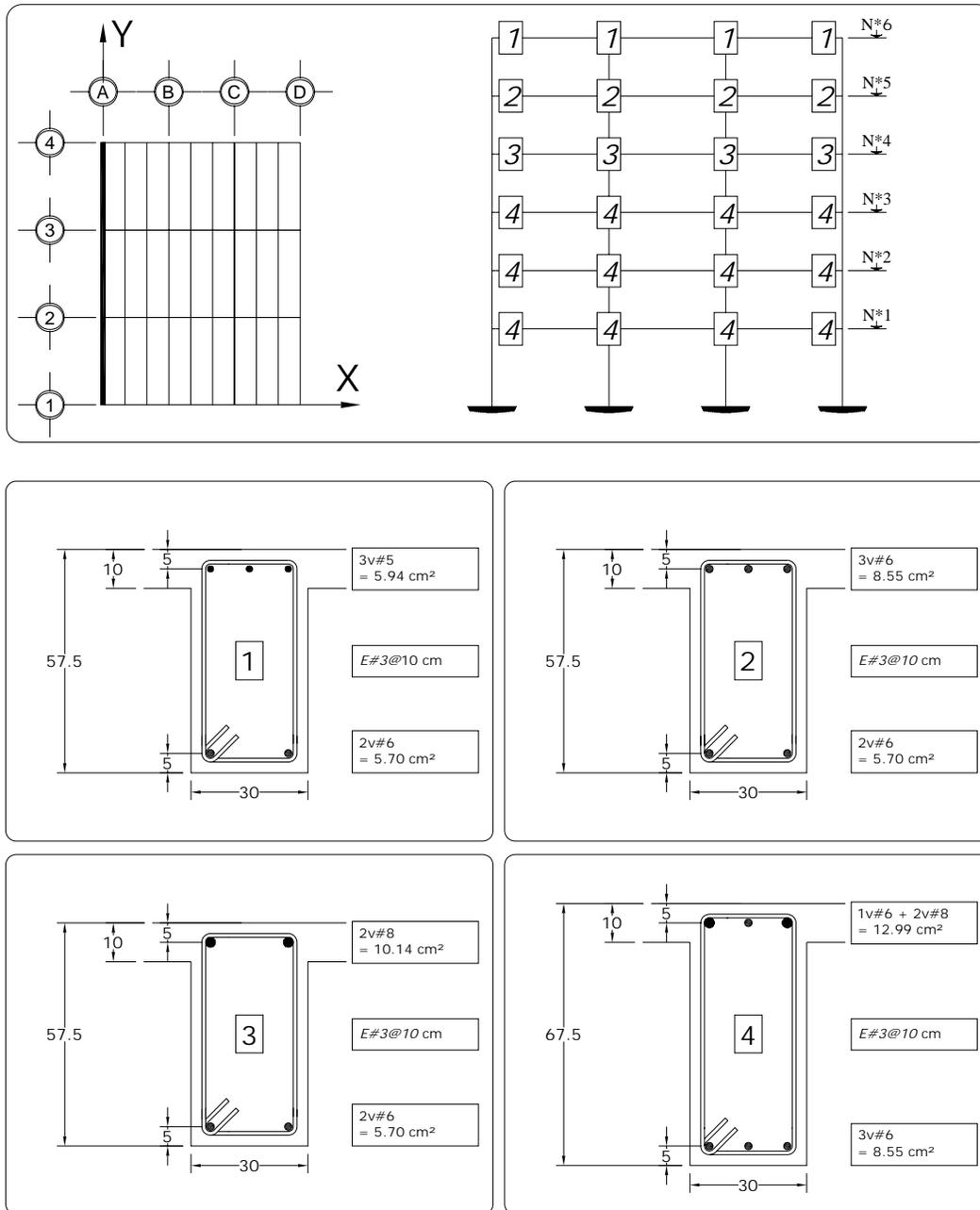


Fig 3.102 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las vigas del eje A, caso D1 (Q = 4)

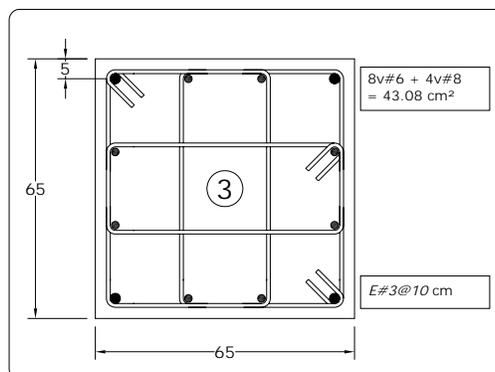
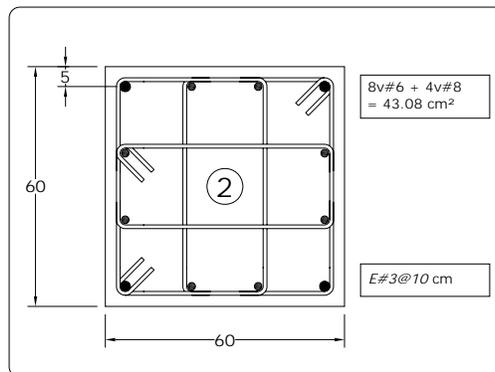
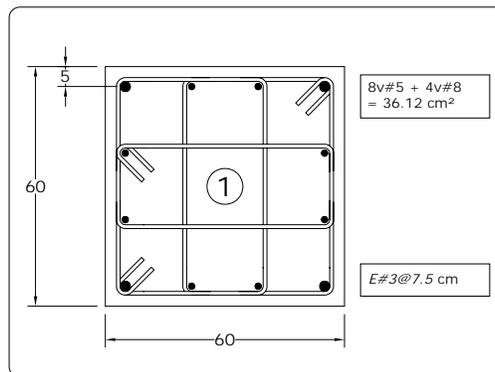
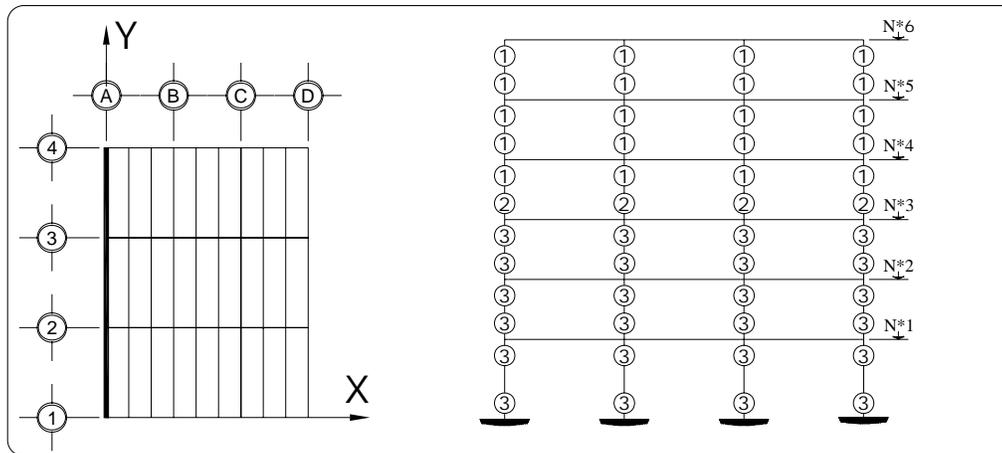
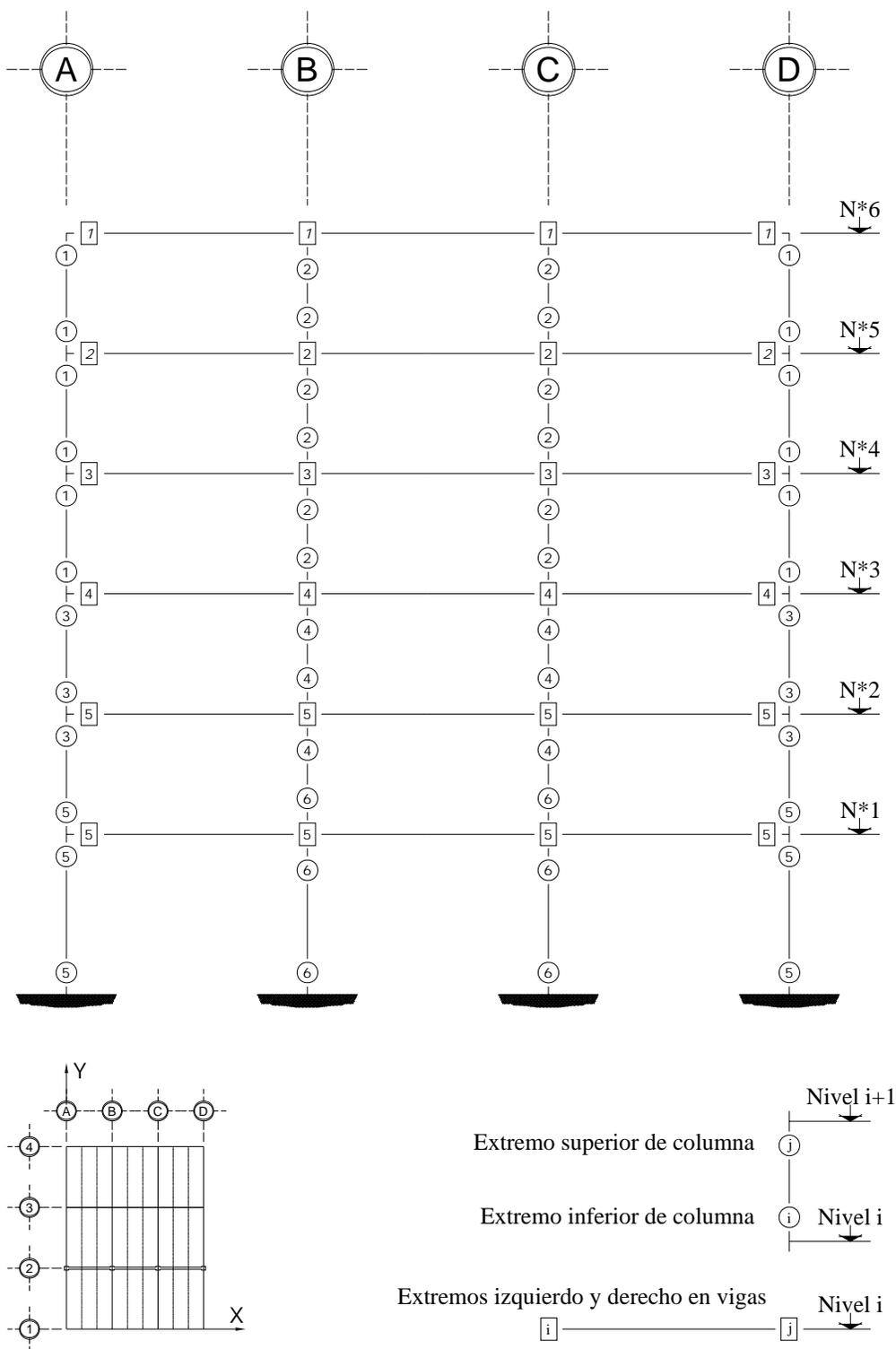
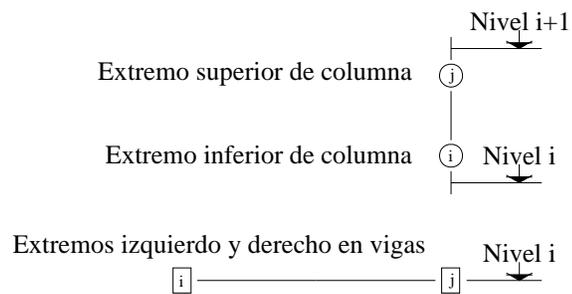
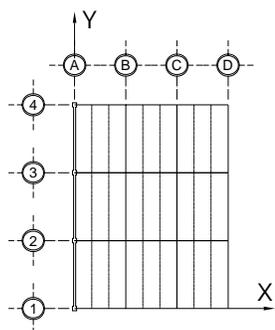
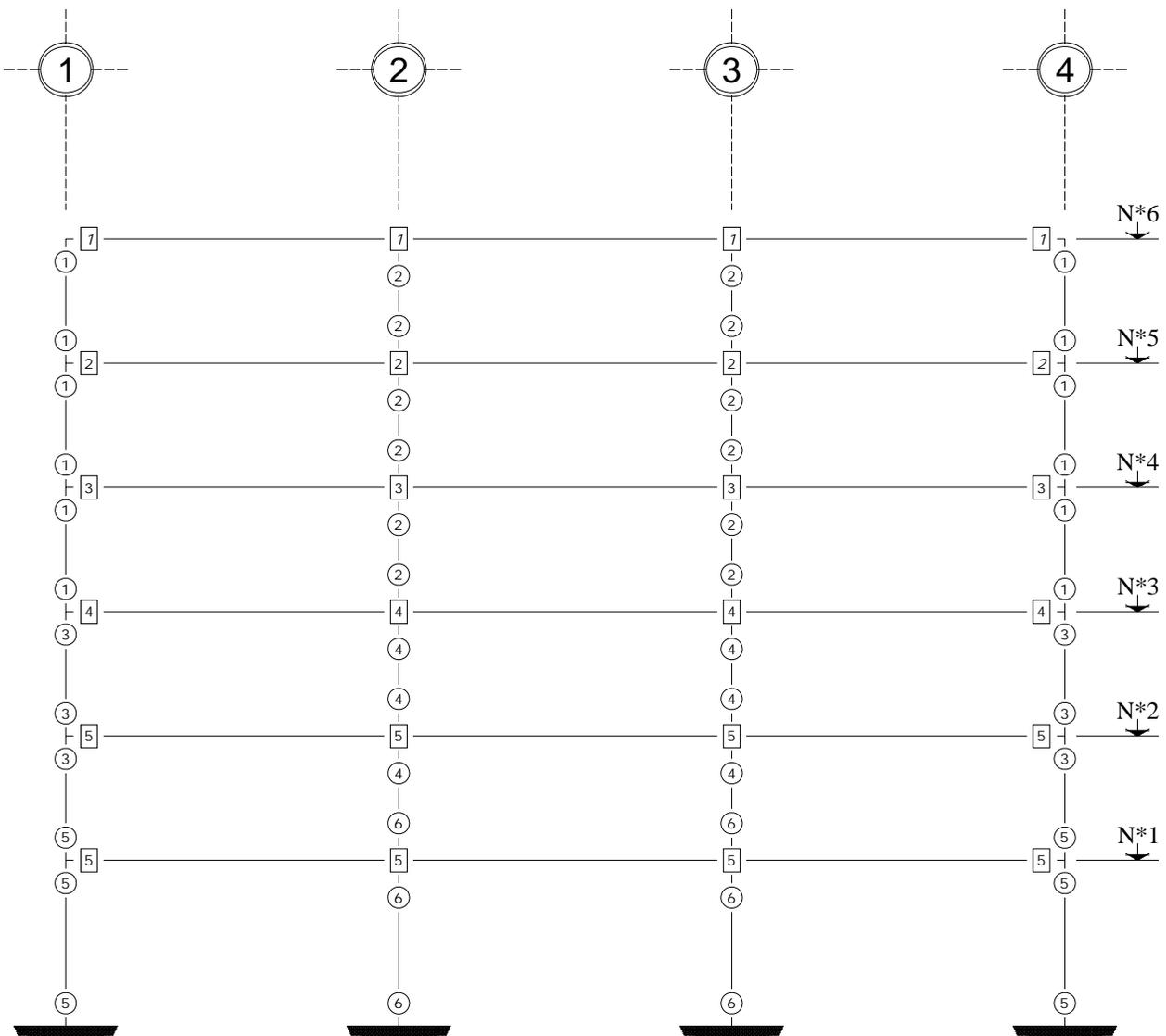


Fig 3.103 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las columnas de1 eje A, caso D1 (Q = 4)



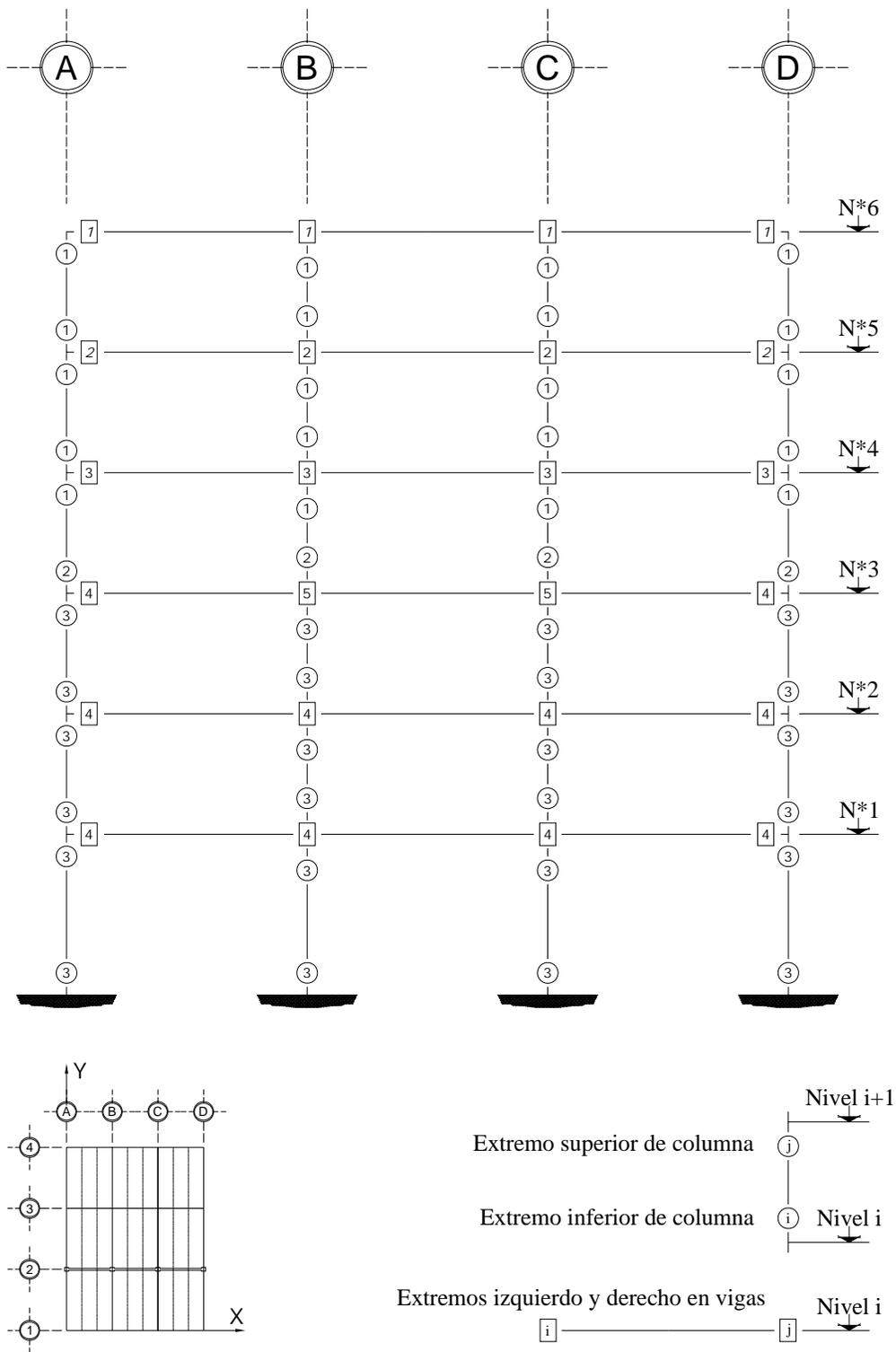
Nota: Las vigas son de 30 x 62.5 cm y columnas de 65 x 65 cm (N1-N3)
 Las vigas son de 30 x 52.5 cm y columnas de 60 x 60 cm (N4-N6)

Fig 3.104 Tipos de resistencias en los extremos de las vigas y columnas del eje 2, caso C1 (Q = 2)



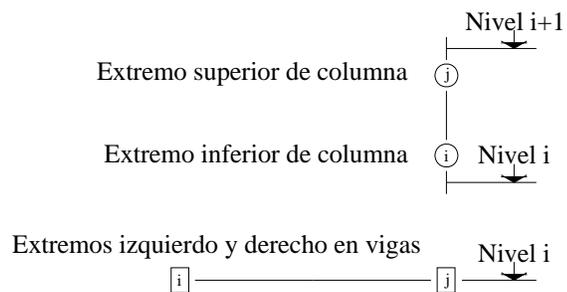
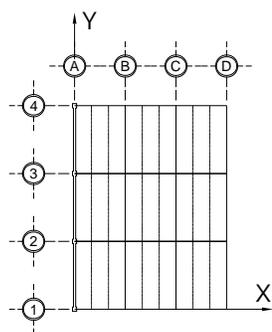
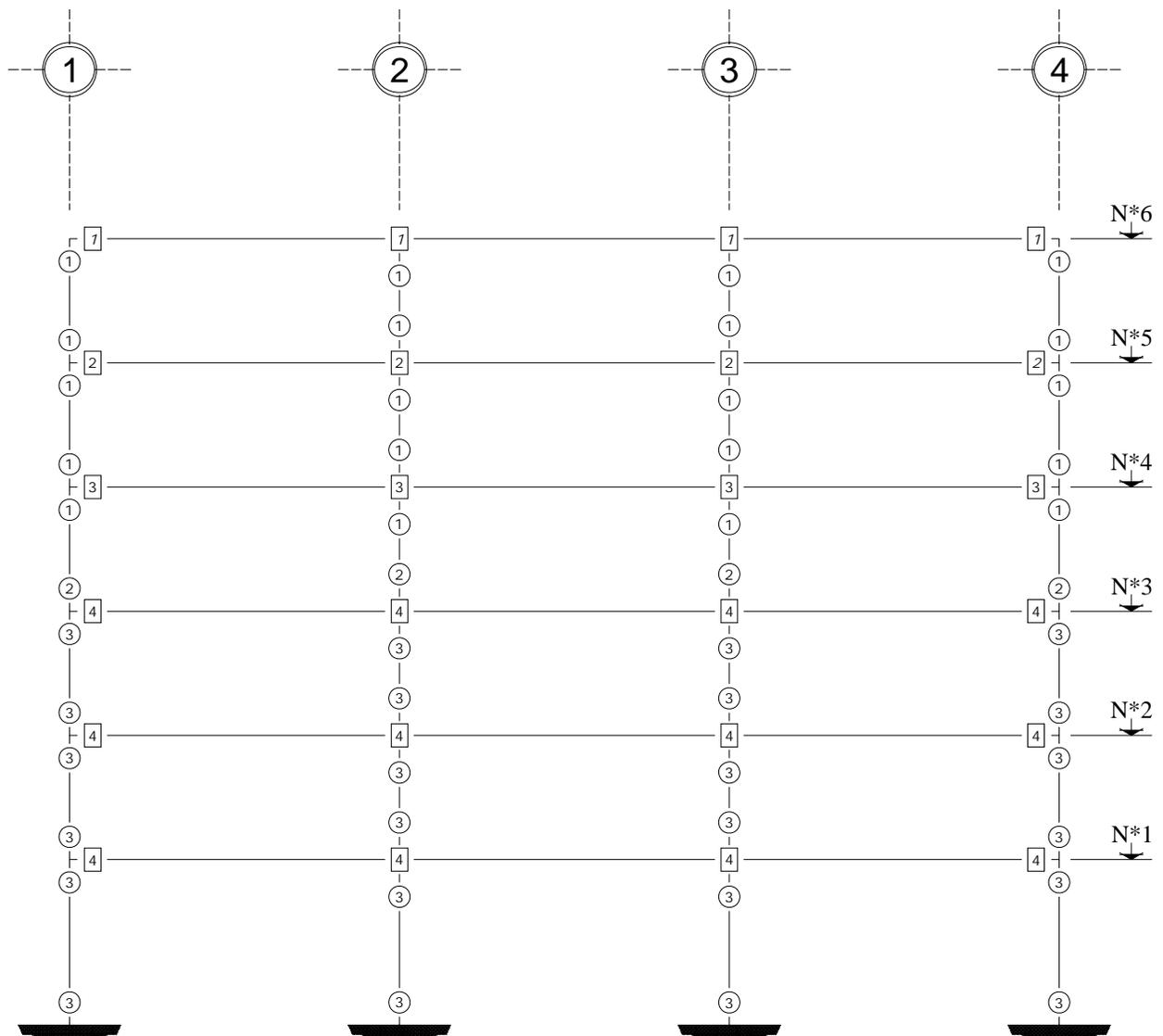
Nota: Las vigas son de 30 x 67.5 cm y columnas de 65 x 65 cm (N1-N3)
 Las vigas son de 30 x 57.5 cm y columnas de 60 x 60 cm (N4-N6)

Fig 3.105 Tipos de resistencias en los extremos de las vigas y columnas del eje A, caso C1 ($Q = 2$)



Nota: Las vigas son de 30 x 62.5 cm y columnas de 65 x 65 cm (N1-N3)
 Las vigas son de 30 x 52.5 cm y columnas de 60 x 60 cm (N4-N6)

Fig 3.106 Tipos de resistencias en los extremos de las vigas y columnas del eje 2, caso D1 (Q = 4)



Nota: Las vigas son de 30 x 67.5 cm y columnas de 65 x 65 cm (N1-N3)
 Las vigas son de 30 x 57.5 cm y columnas de 60 x 60 cm (N4-N6)

Fig 3.107 Tipos de resistencias en los extremos de las vigas y columnas del eje A, caso D1 (Q = 4)

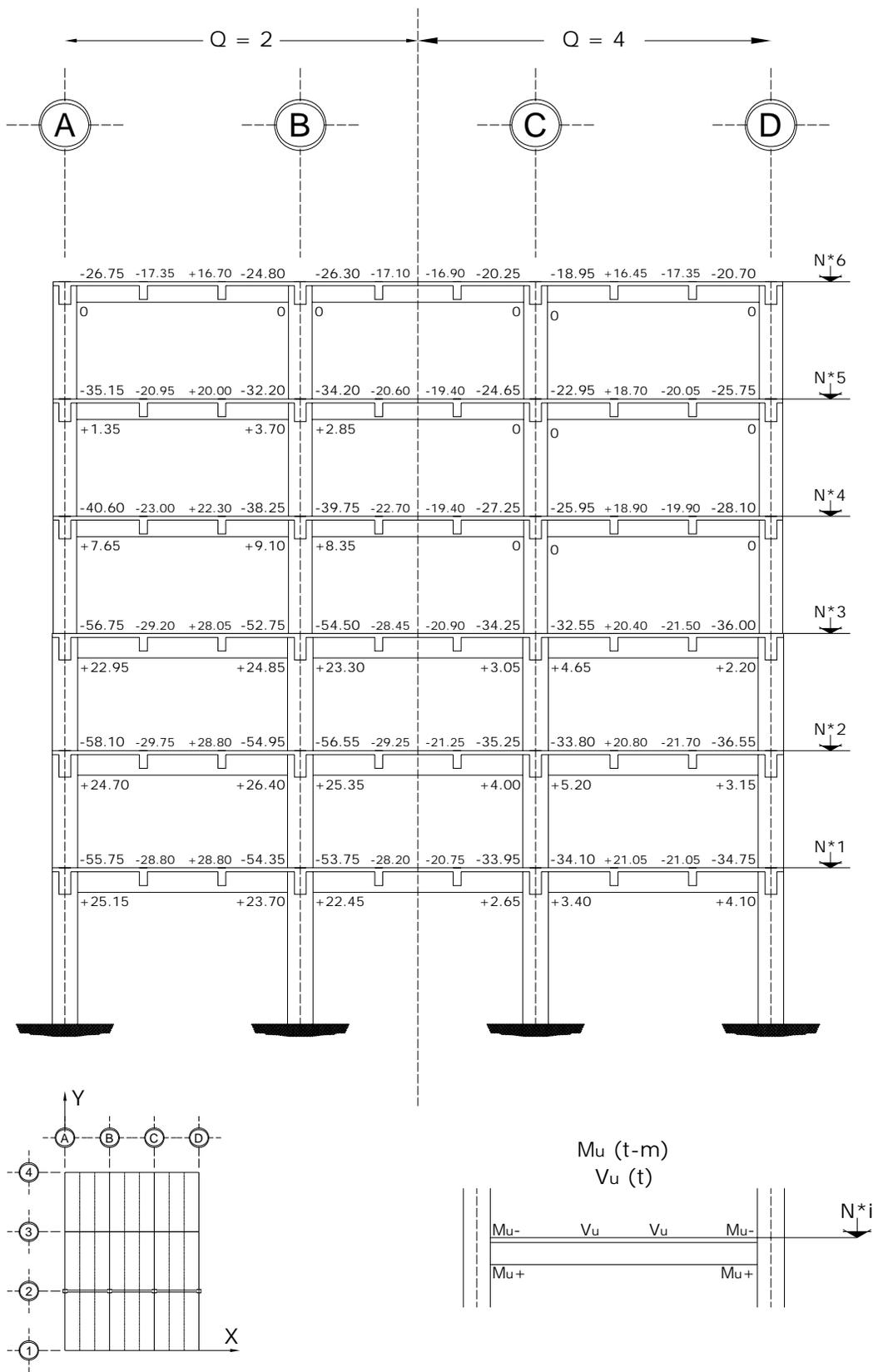


Fig 3.108 Momentos flexionantes y fuerzas cortantes últimos de vigas, eje 2, casos C2 ($Q = 2$) y D2 ($Q = 4$)

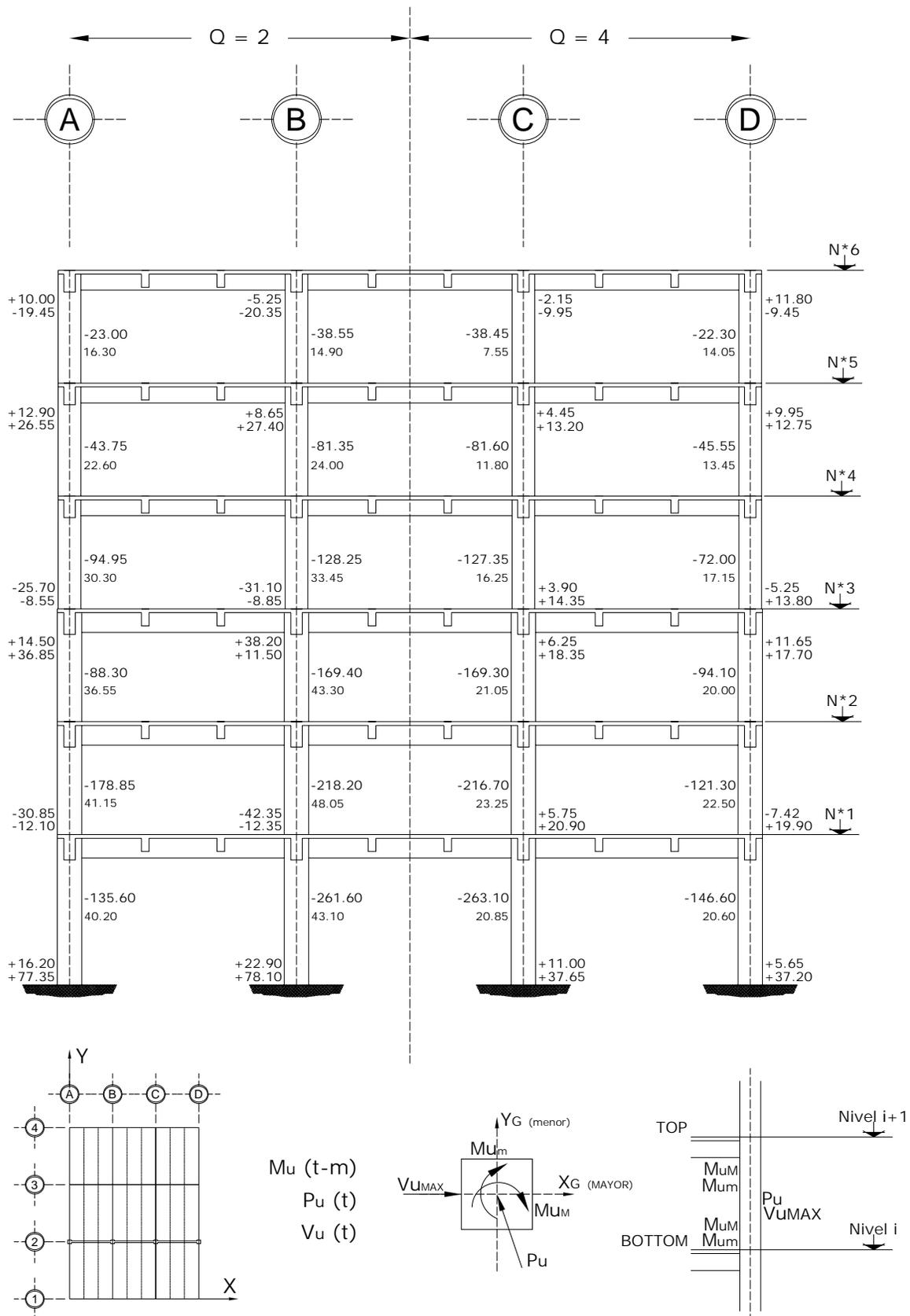


Fig 3.109 Elementos mecánicos últimos en columnas, eje 2, casos C2 ($Q = 2$) y D2 ($Q = 4$)

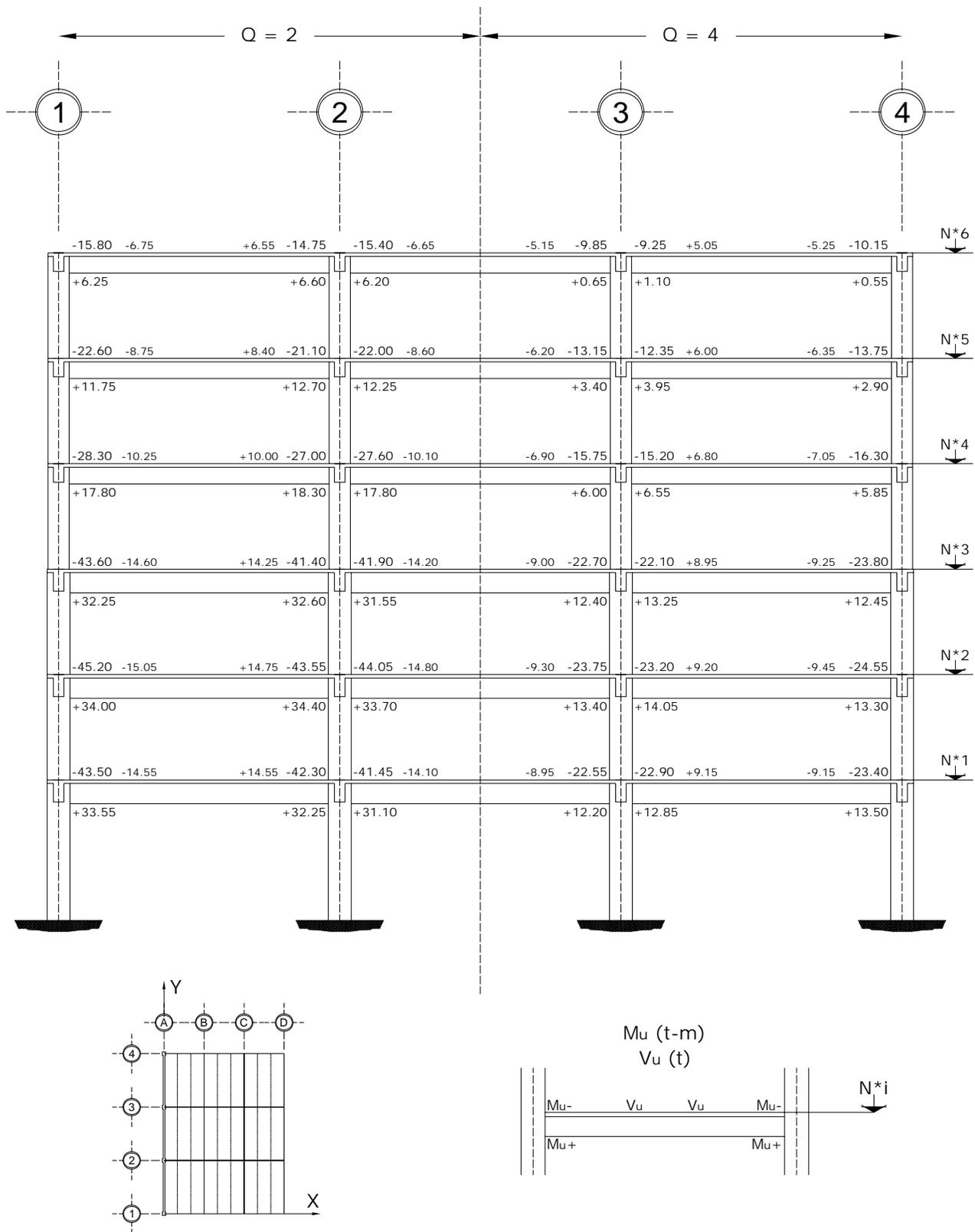


Fig 3.110 Momentos flexionantes y fuerzas cortantes últimos de vigas, eje A, casos C2 ($Q = 2$) y D2 ($Q = 4$)

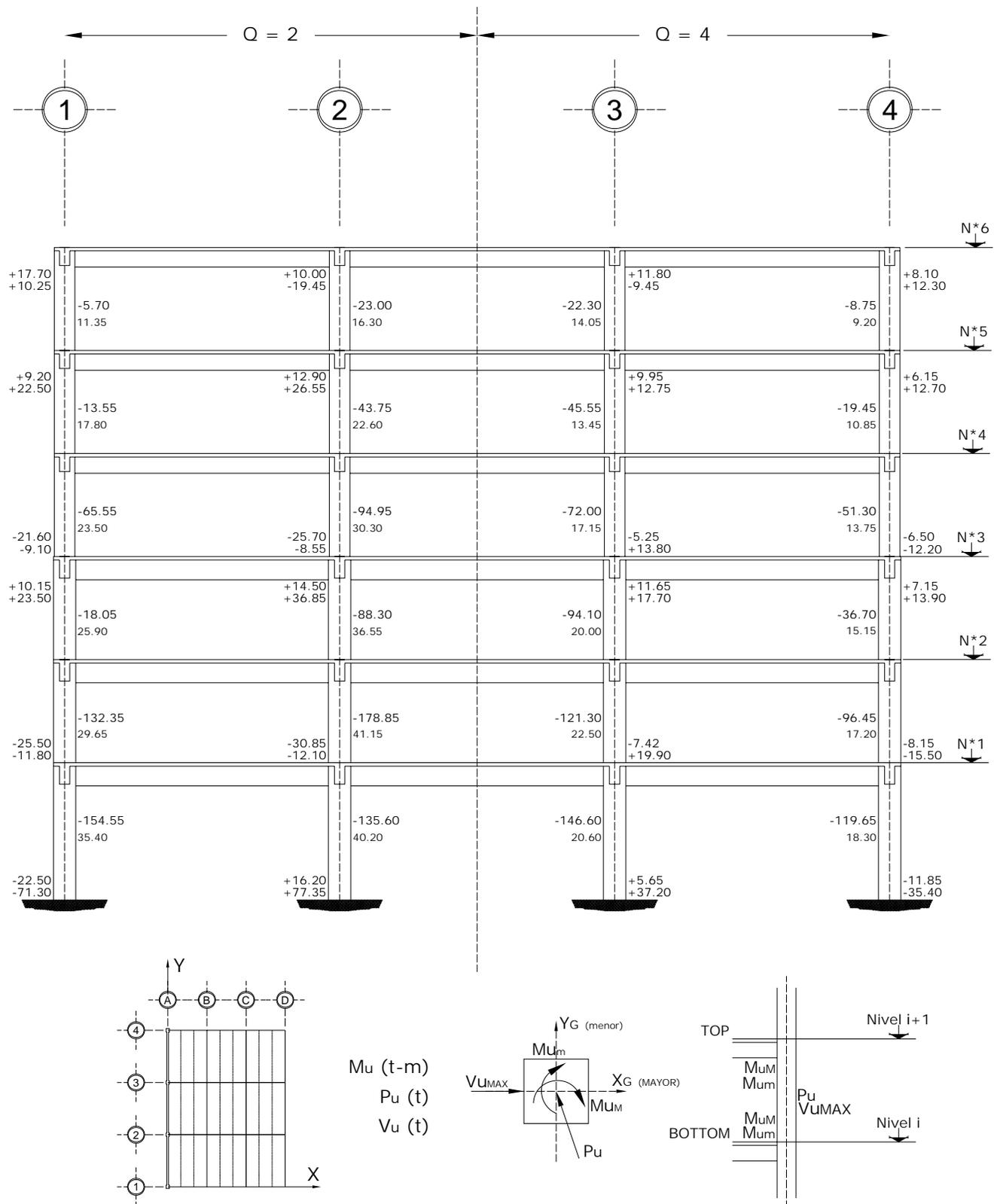


Fig 3.111 Elementos mecánicos últimos en columnas, eje A, casos C2 y D2

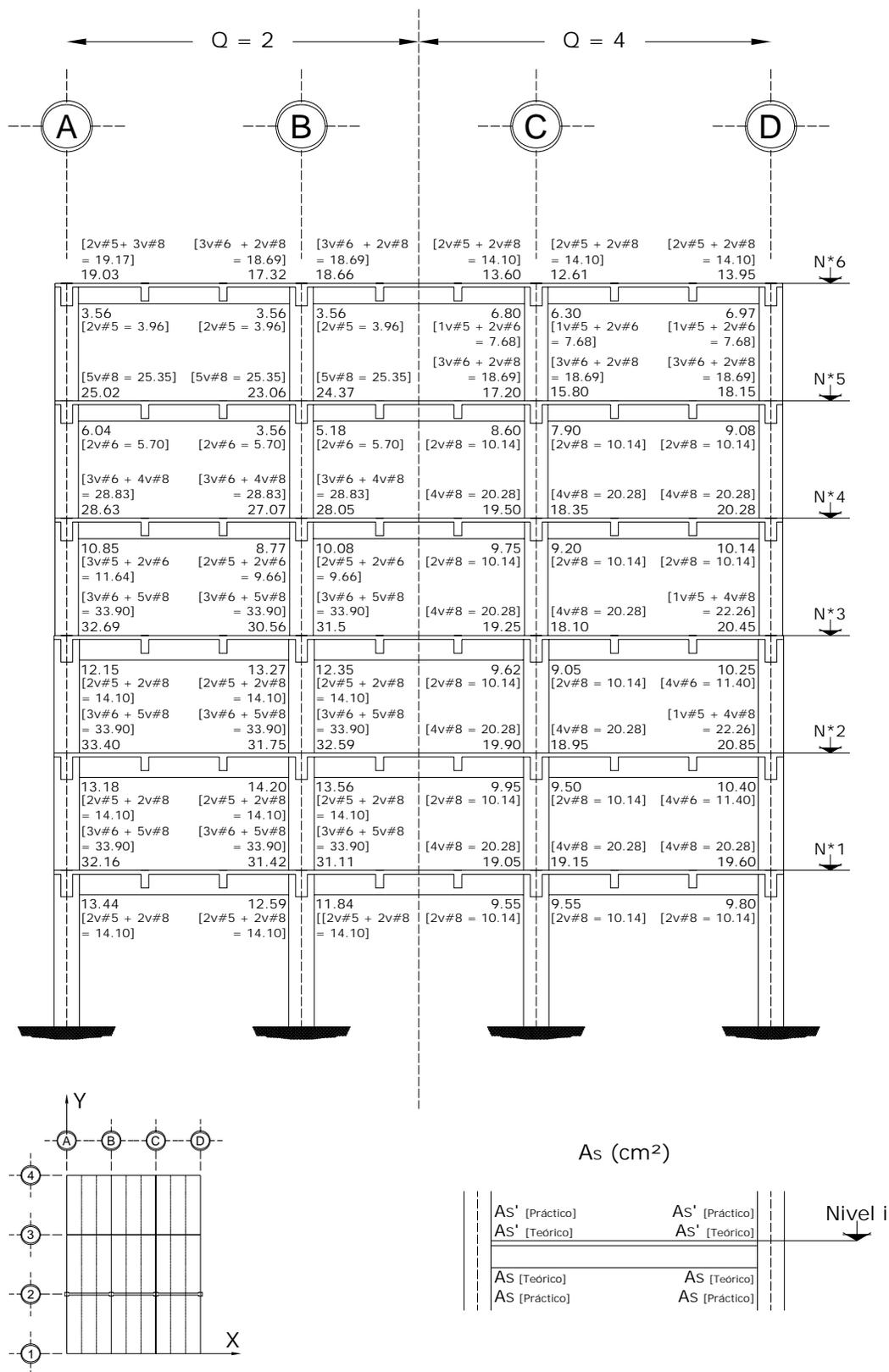


Fig 3.112 Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en vigas, eje 2, casos C2 (Q = 2) y D2 (Q = 4)

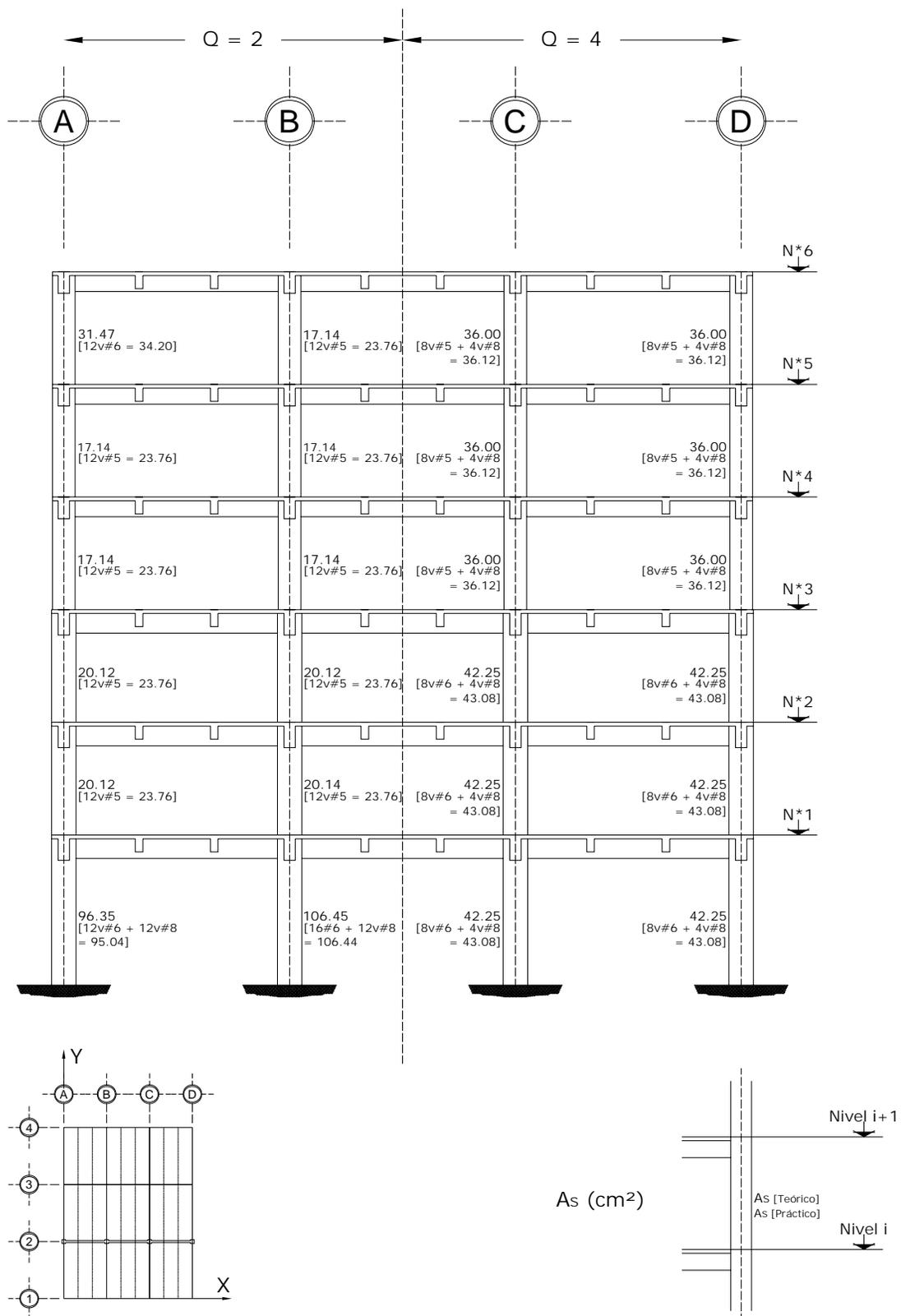


Fig 3.113a Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en columnas, eje 2, casos C2 (Q = 2) y D2 (Q = 4)

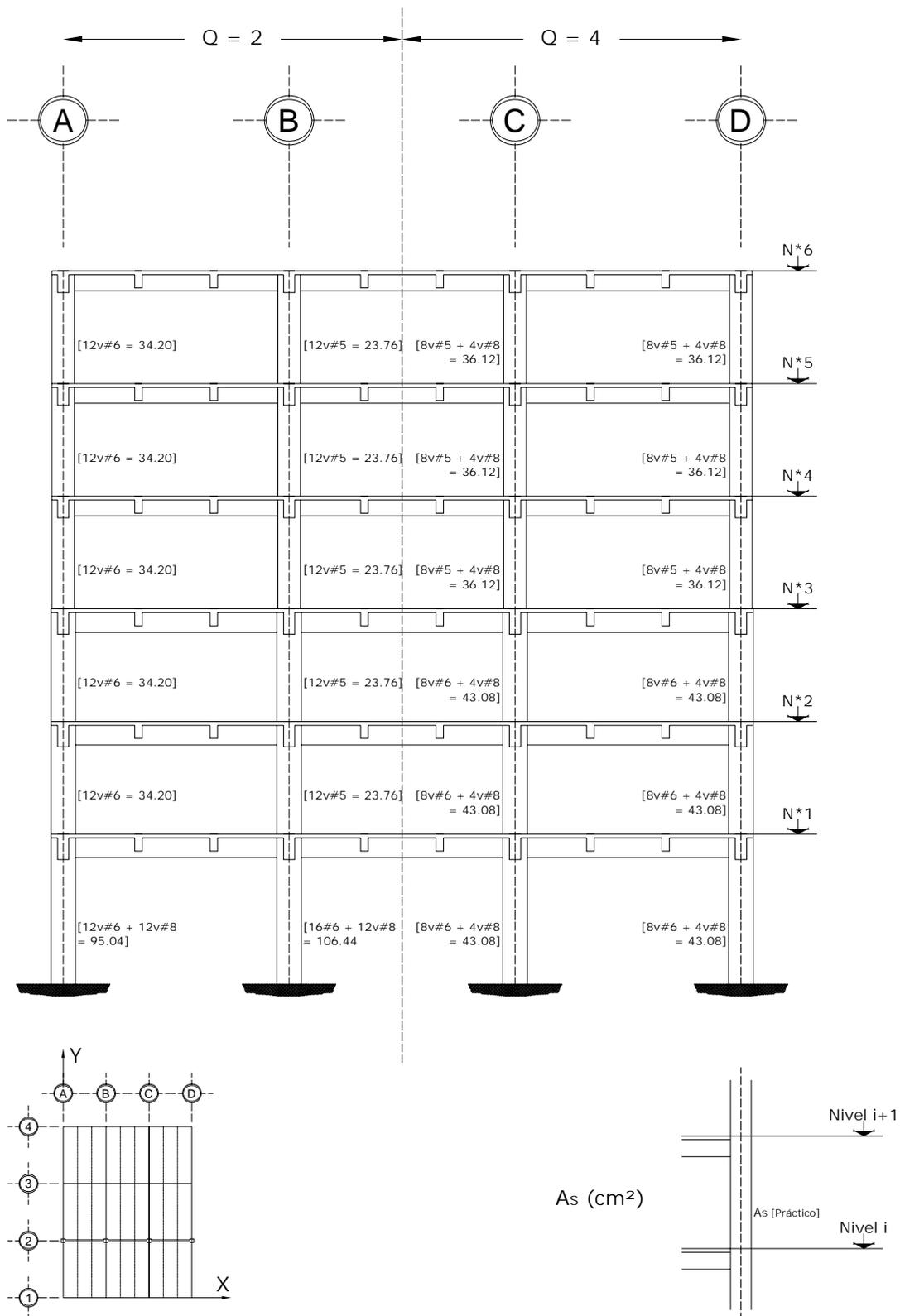


Fig 3.113b Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en columnas, eje 2, casos C2 (Q = 2) y D2 (Q = 4)

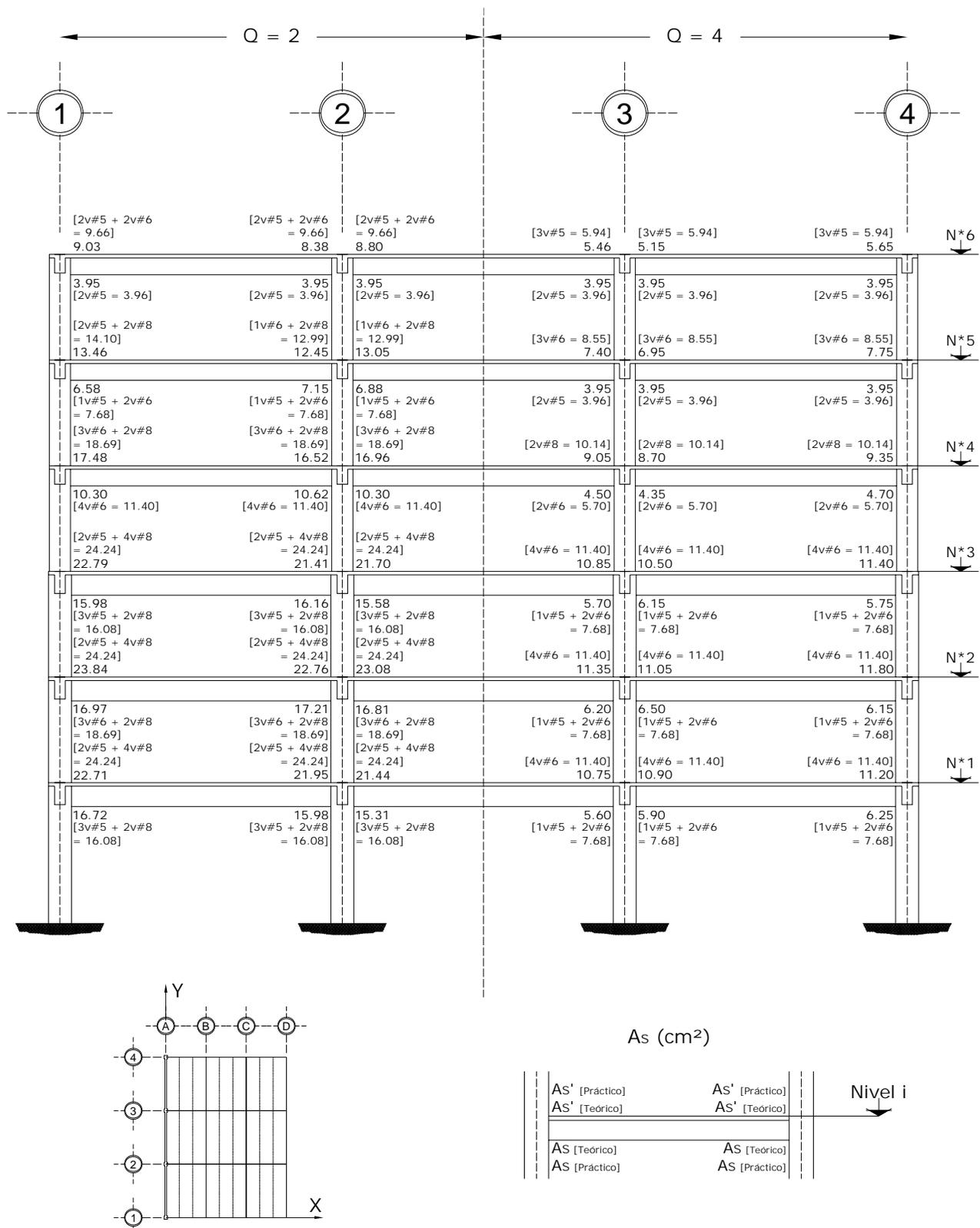


Fig 3.114 Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en vigas, eje A, casos C2 (Q = 2) y D2 (Q = 4)

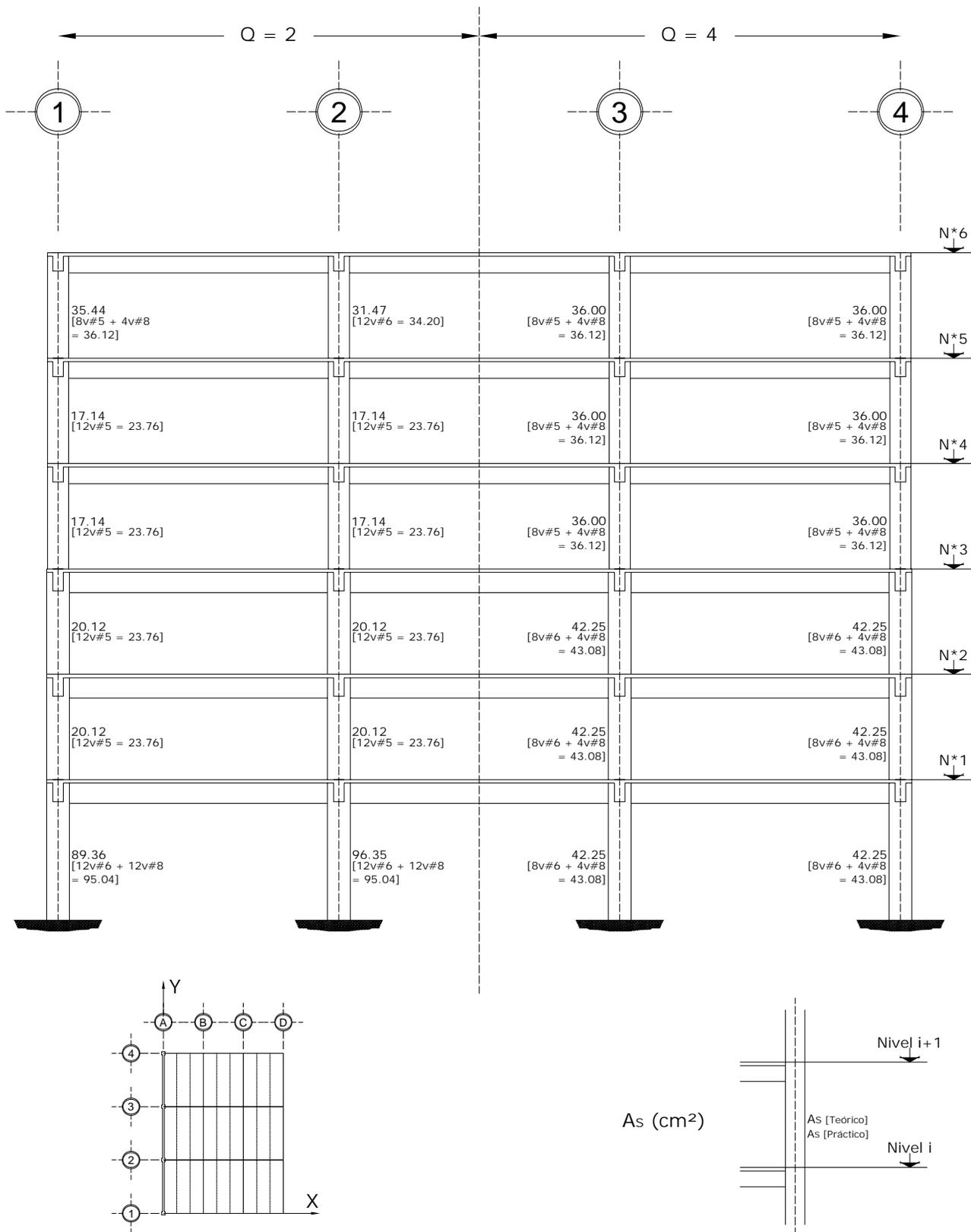


Fig 3.115a Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en columnas, eje A, casos C2 (Q = 2) y D2 (Q = 4)

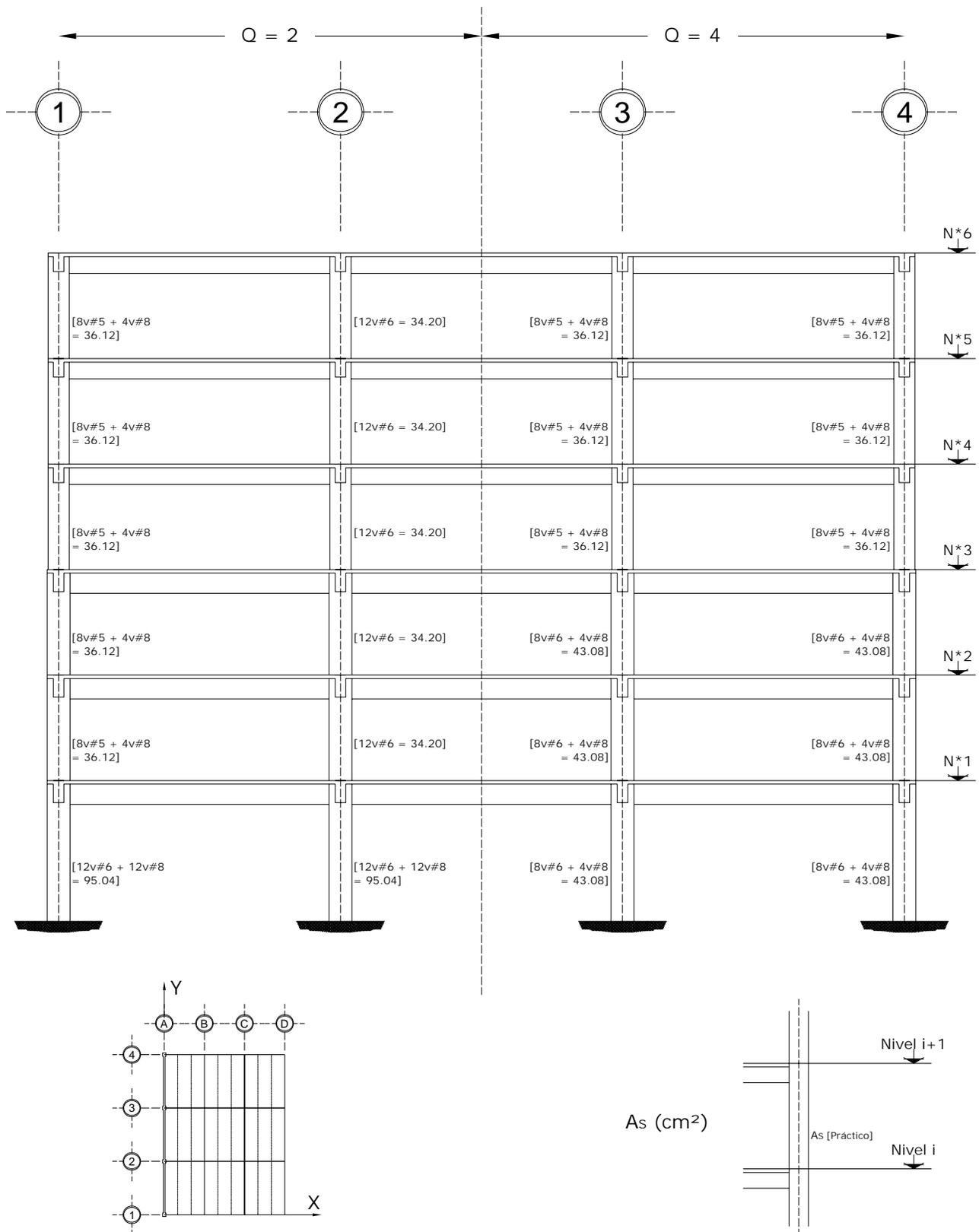


Fig 3.115b Acero de refuerzo longitudinal teórico y práctico necesario en columnas, eje A, casos C2 (Q = 2) y D2 (Q = 4)

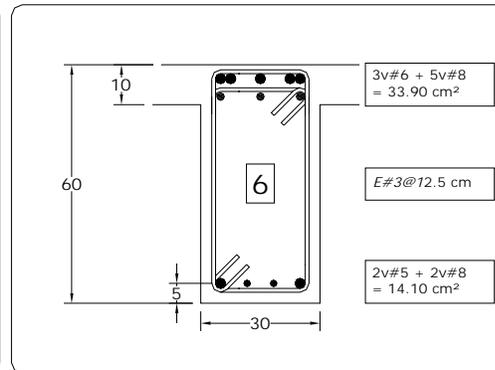
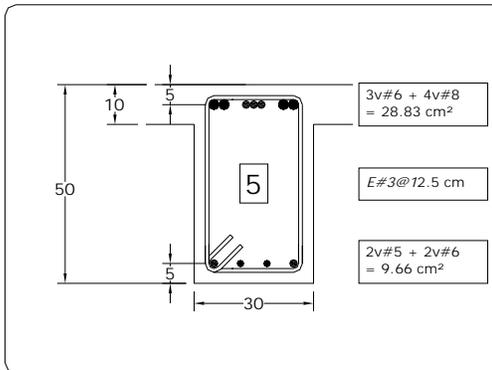
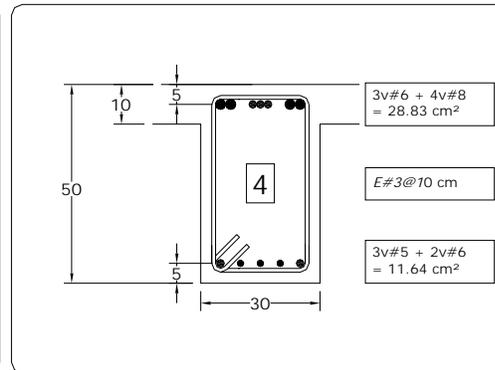
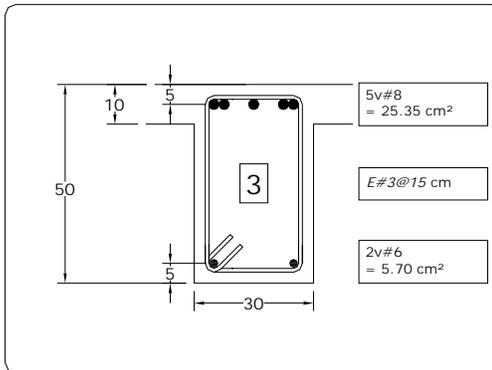
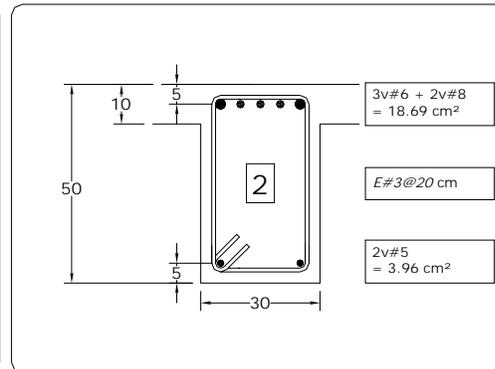
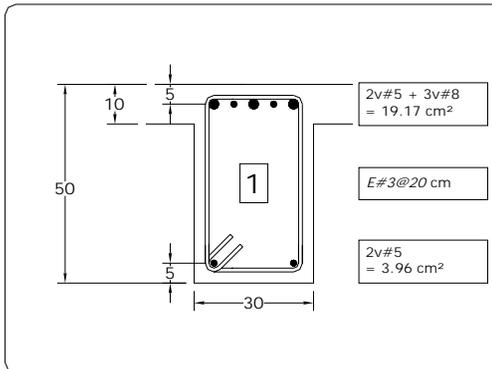
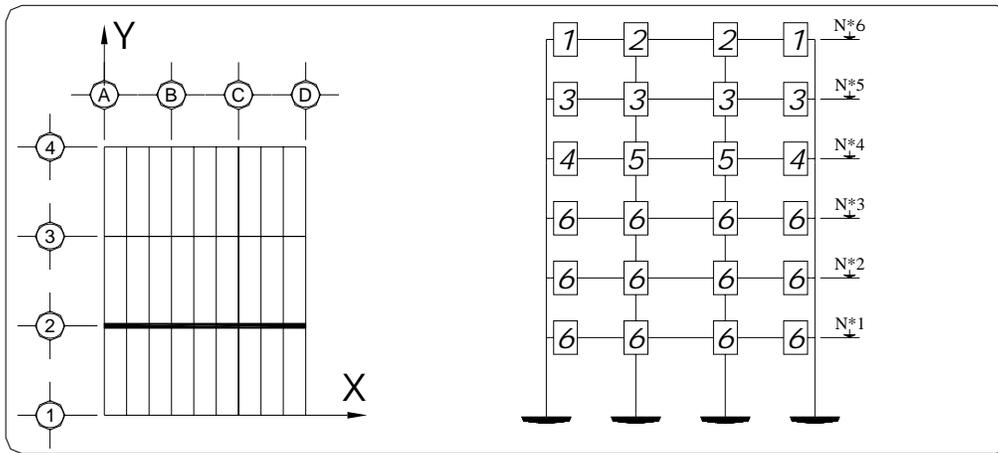


Fig 3.116 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las vigas de l eje 2, caso C2 (Q = 2)

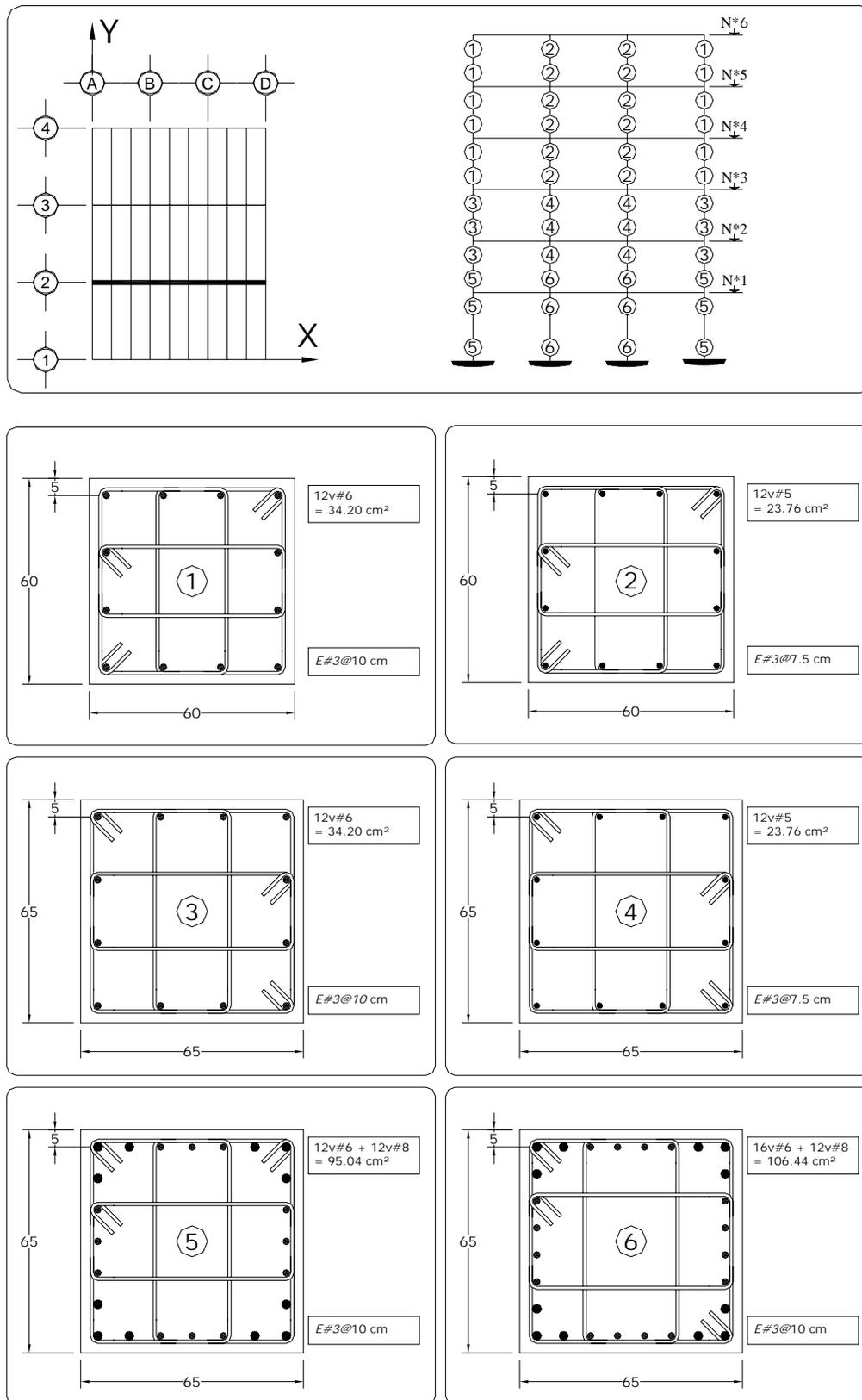


Fig 3.117 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las columnas de1 eje 2, caso C2 (Q = 2)

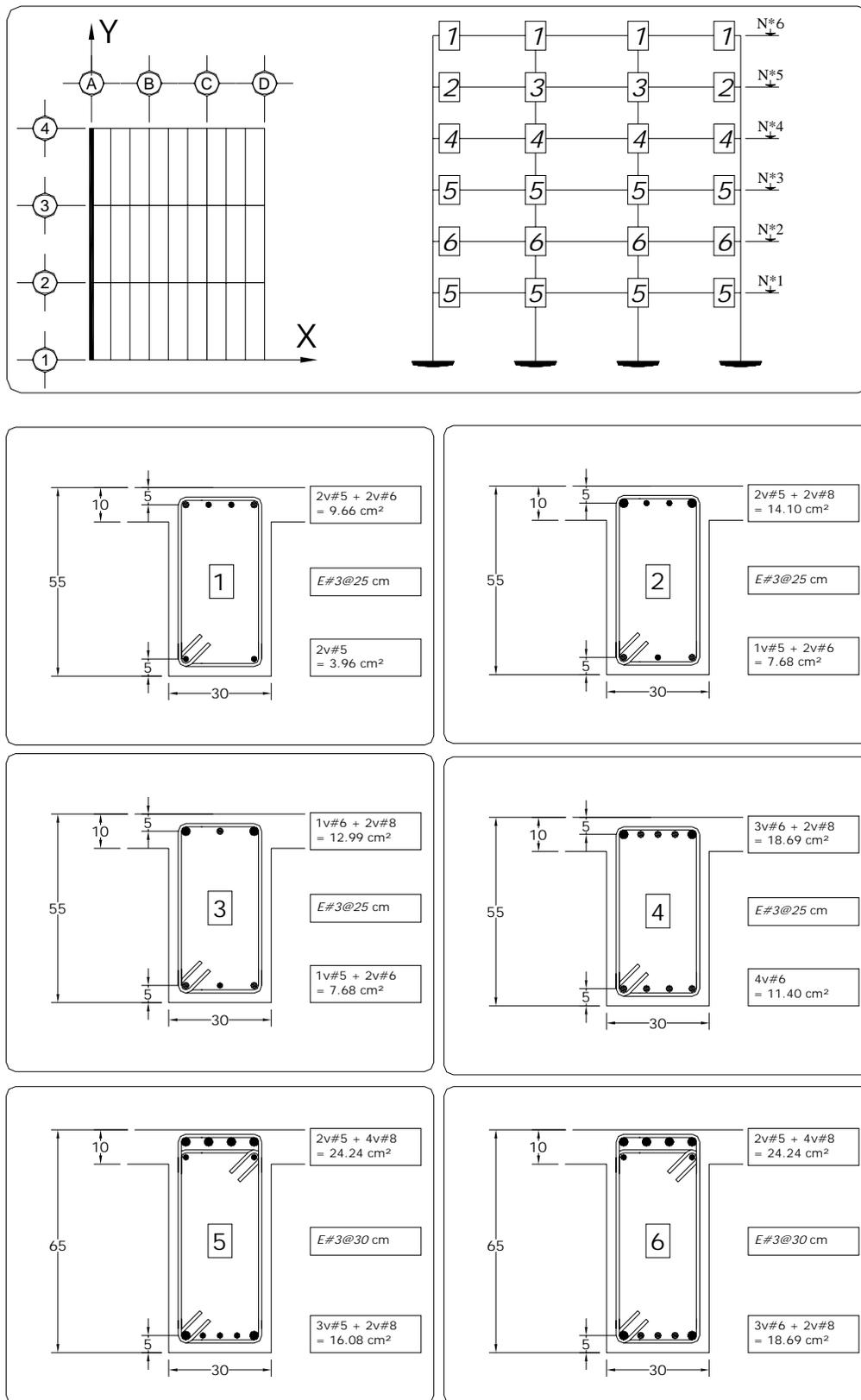


Fig 3.118 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las vigas de1 eje A, caso C2 ($Q = 2$)

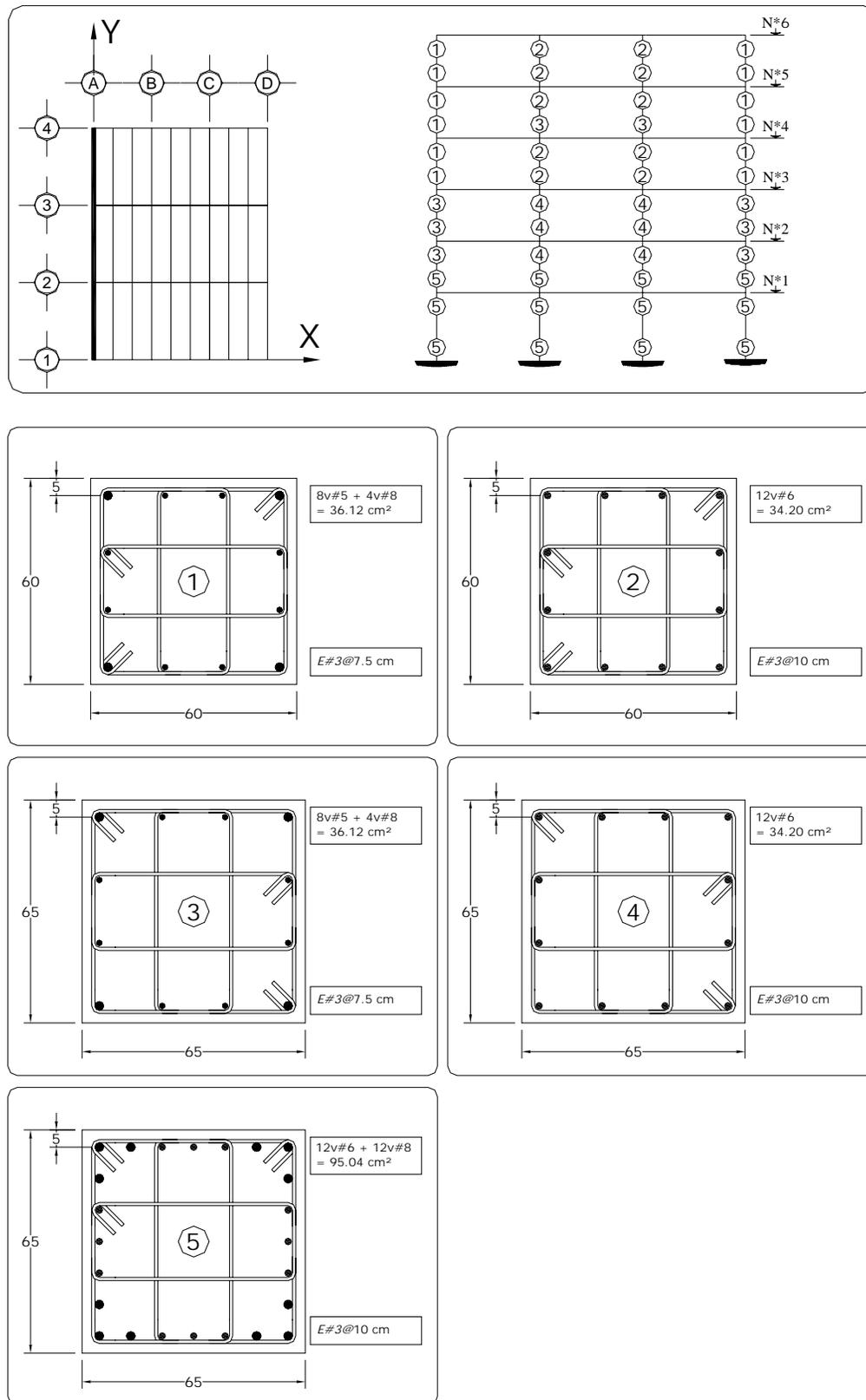


Fig 3.119 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las columnas del eje A, caso C2 (Q = 2)

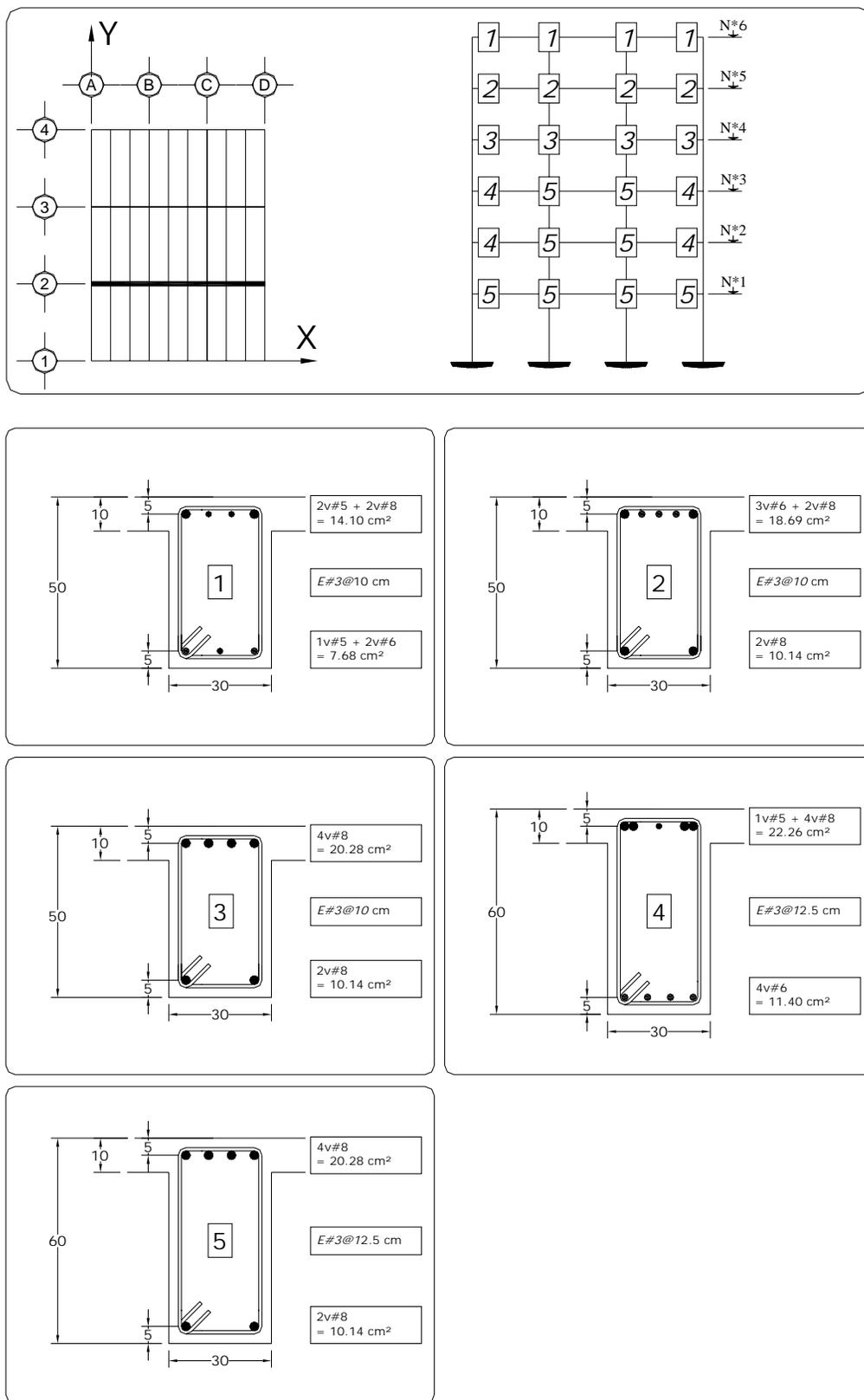


Fig 3.120 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las vigas de l eje 2, caso D2 (Q = 4)

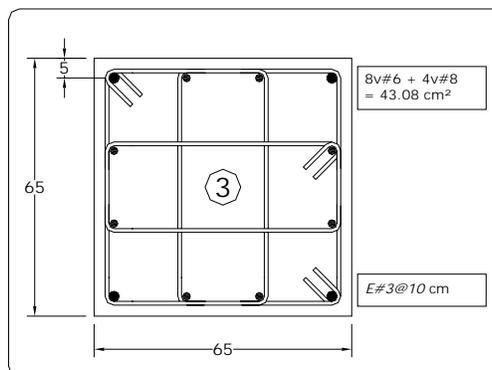
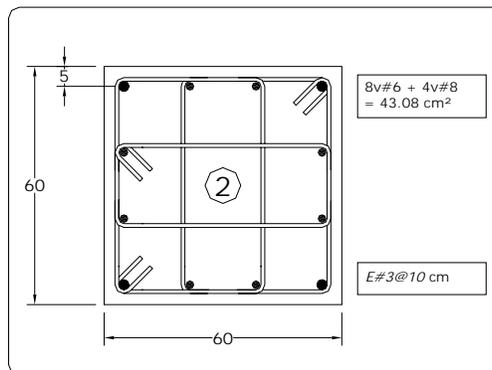
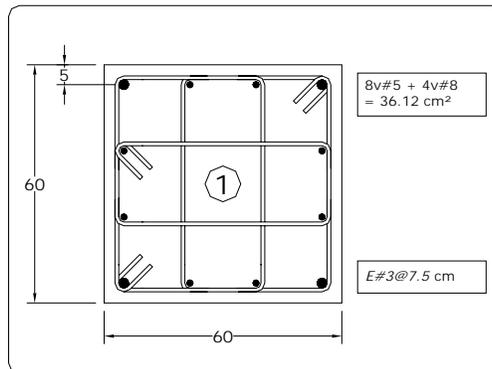
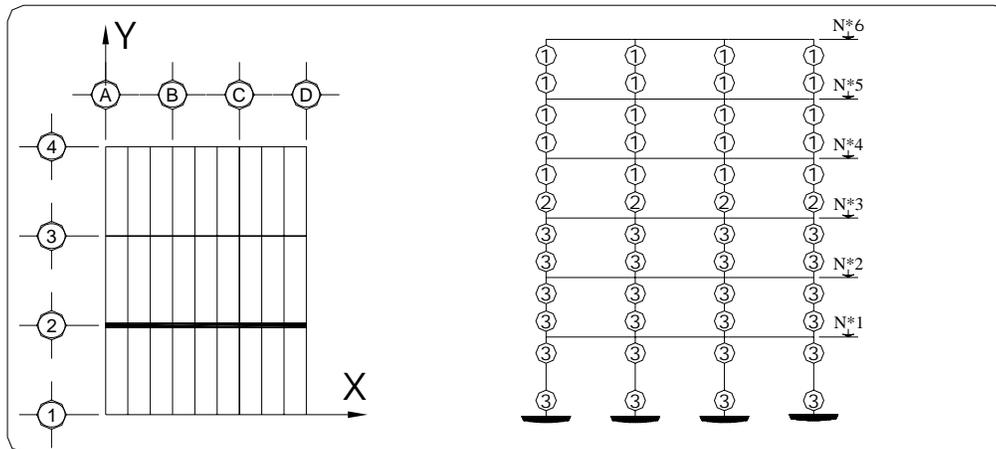


Fig 3.121 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las columnas de 1 eje 2, caso D2 (Q = 4)

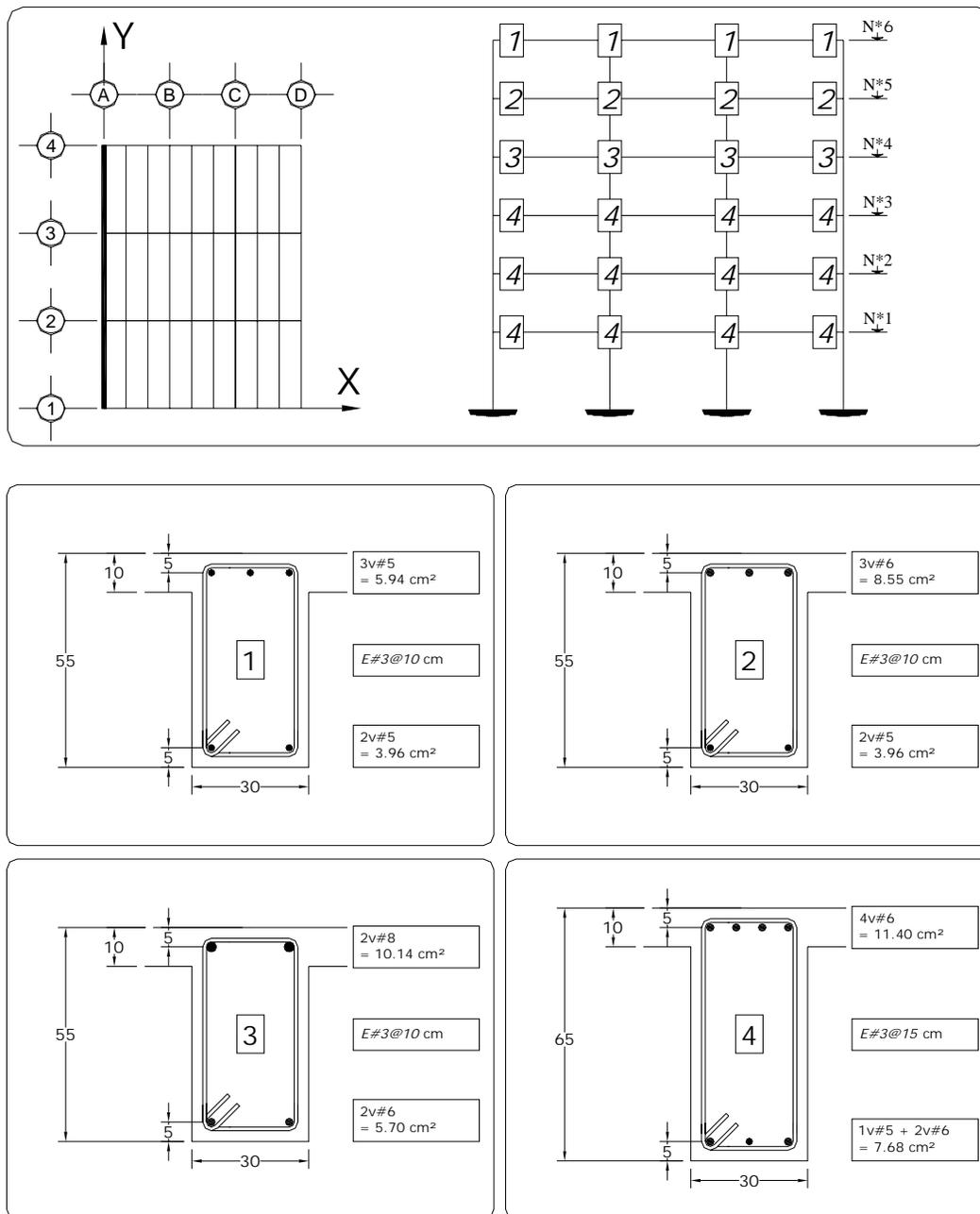


Fig 3.122 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las vigas de1 eje A, caso D2 ($Q = 4$)

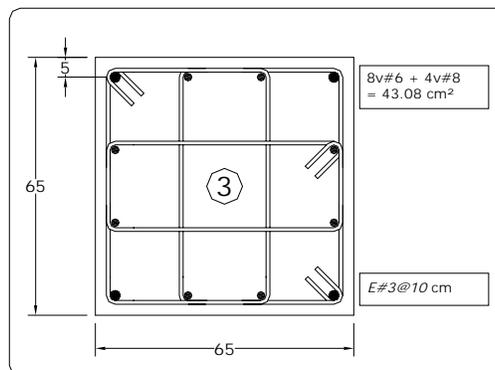
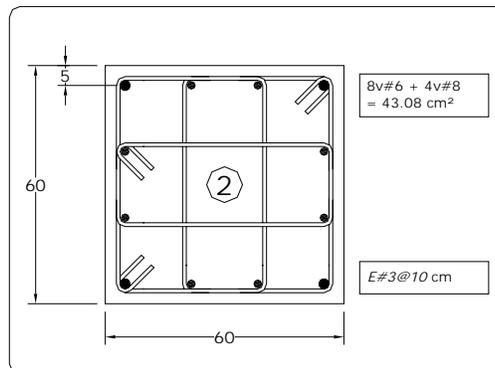
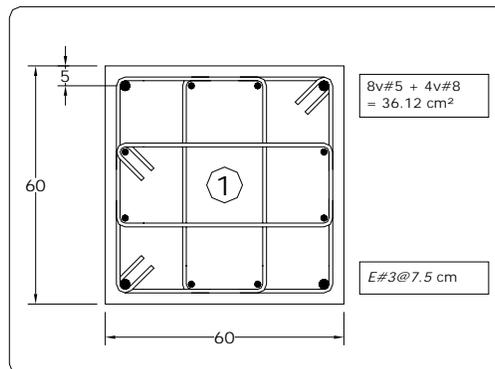
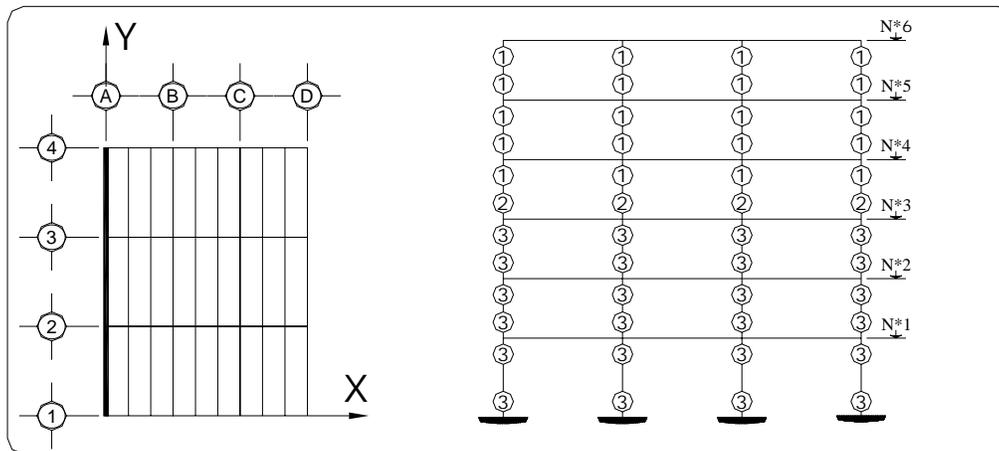
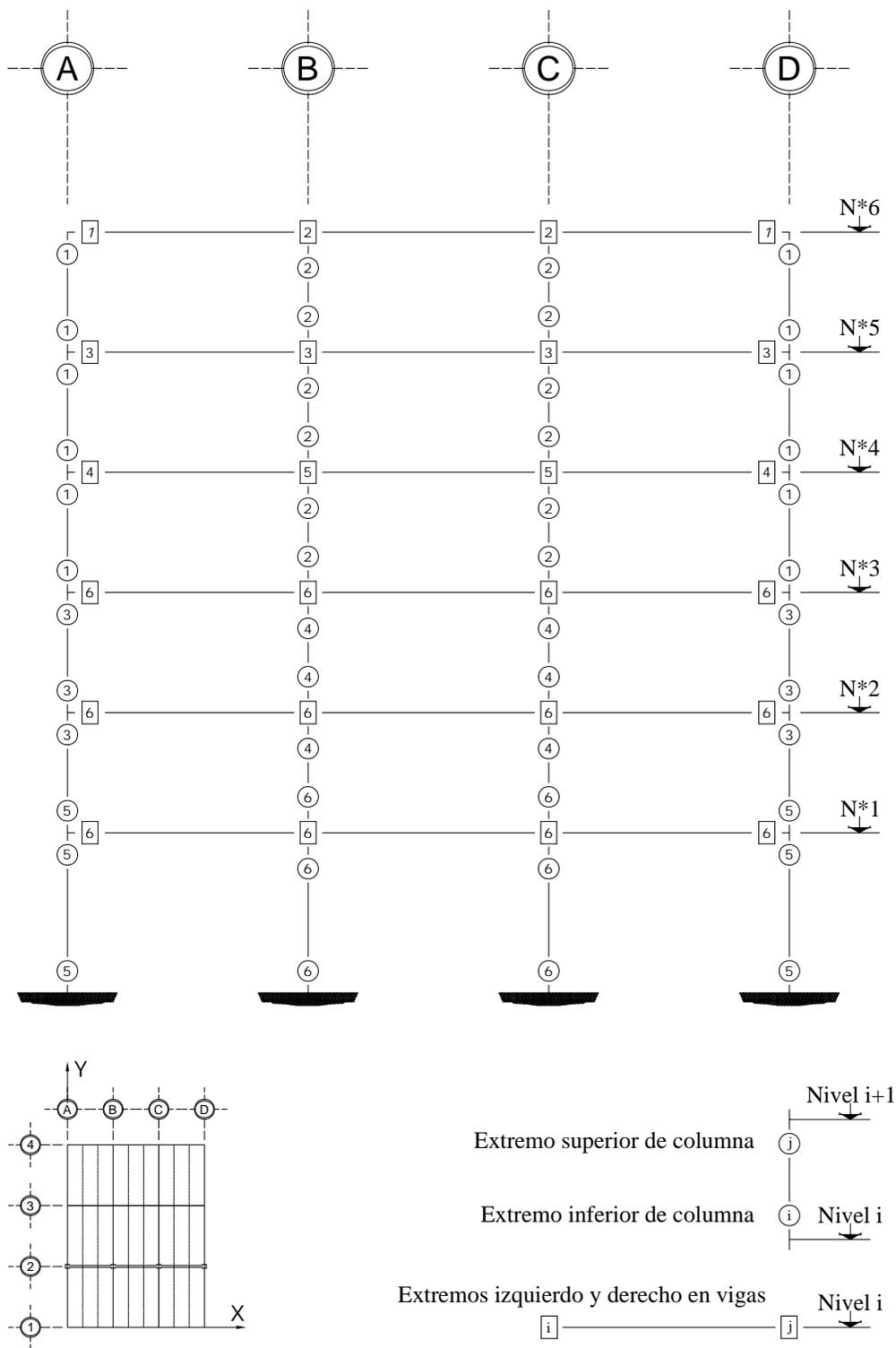
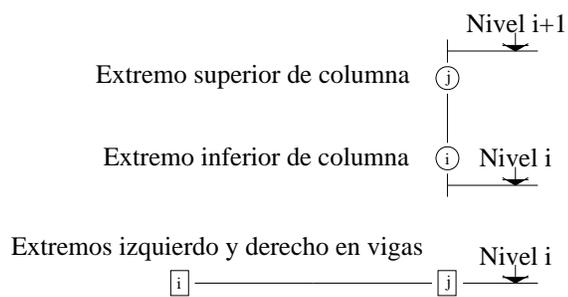
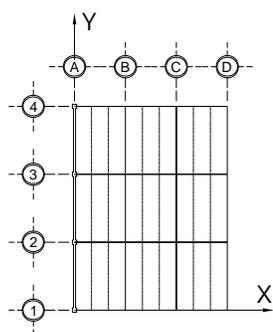
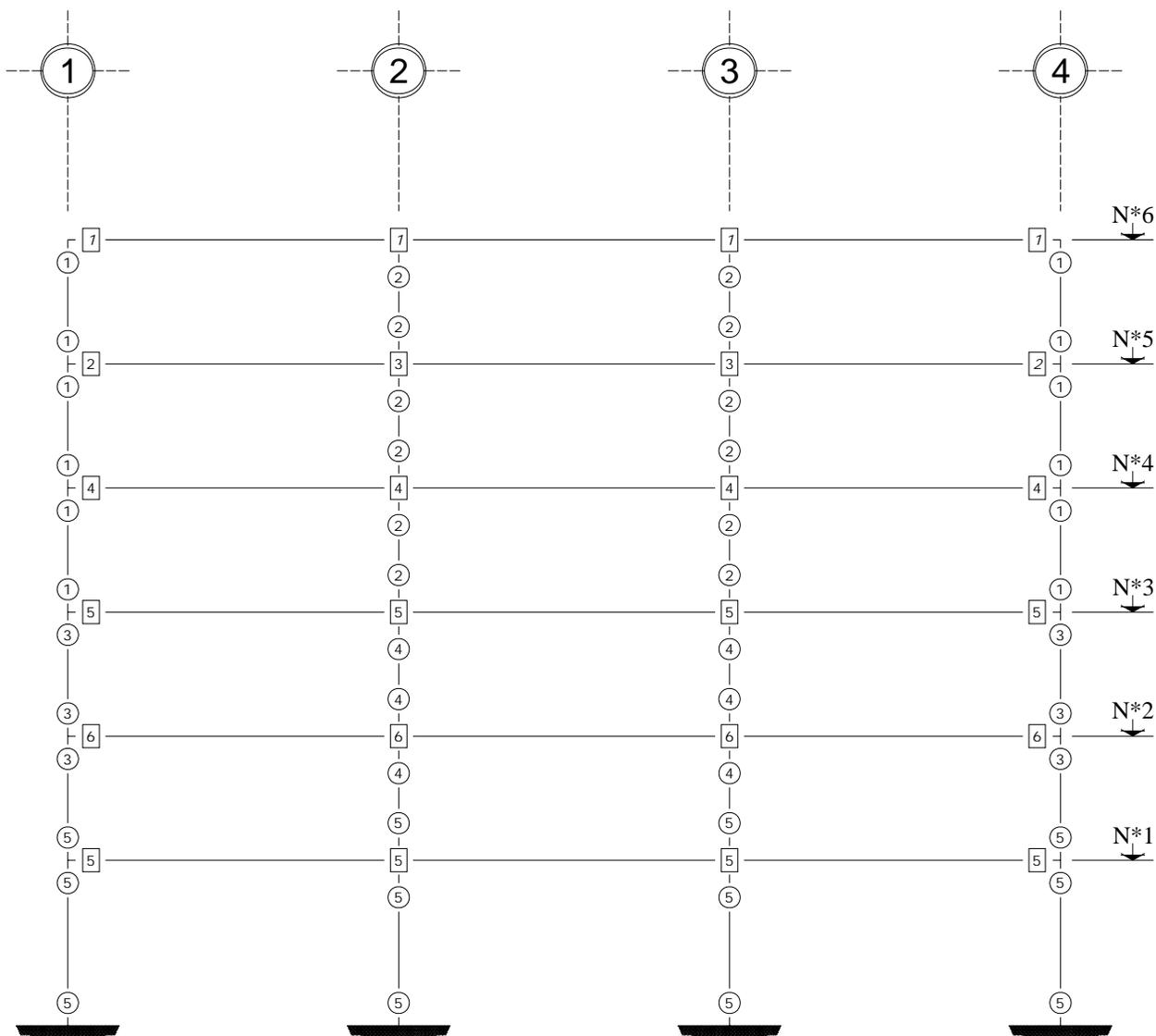


Fig 3.123 Tipos de armados de refuerzo longitudinal y transversal resultantes en los extremos de las columnas de1 eje A, caso D2 (Q = 4)



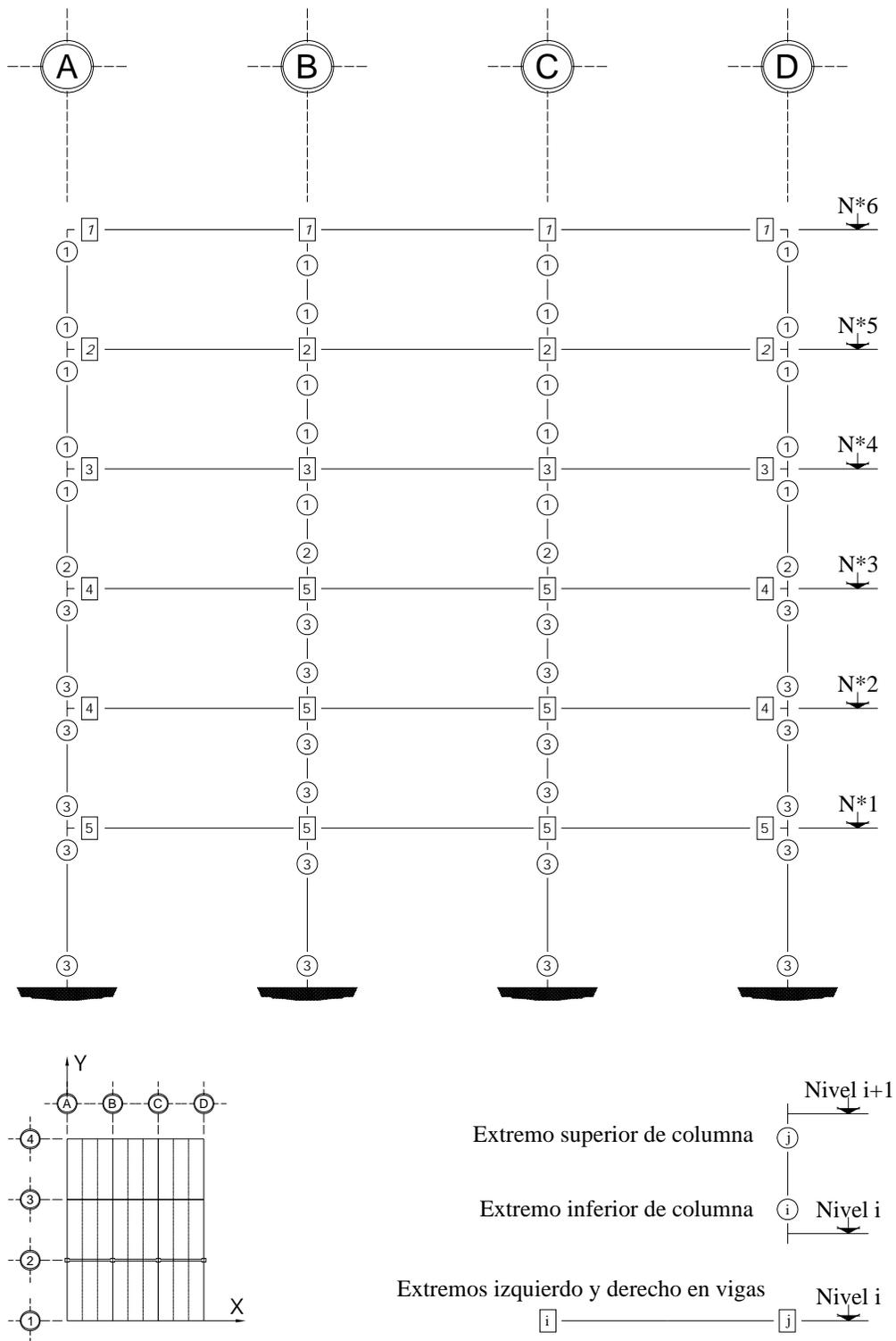
Nota: Las vigas son de 30 x 60 cm y columnas de 65 x 65 cm (N1-N3)
 Las vigas son de 30 x 50 cm y columnas de 60 x 60 cm (N4-N6)

Fig 3.124 Tipos de resistencias en los extremos de las vigas y columnas del eje 2, caso C2 (Q = 2)



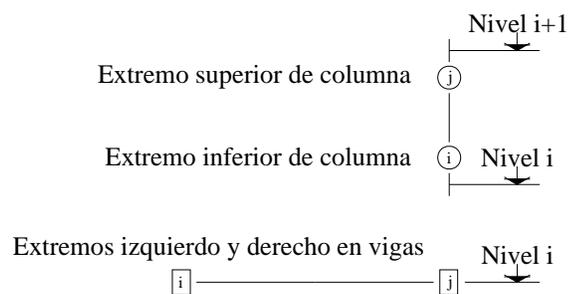
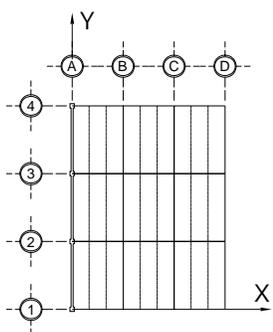
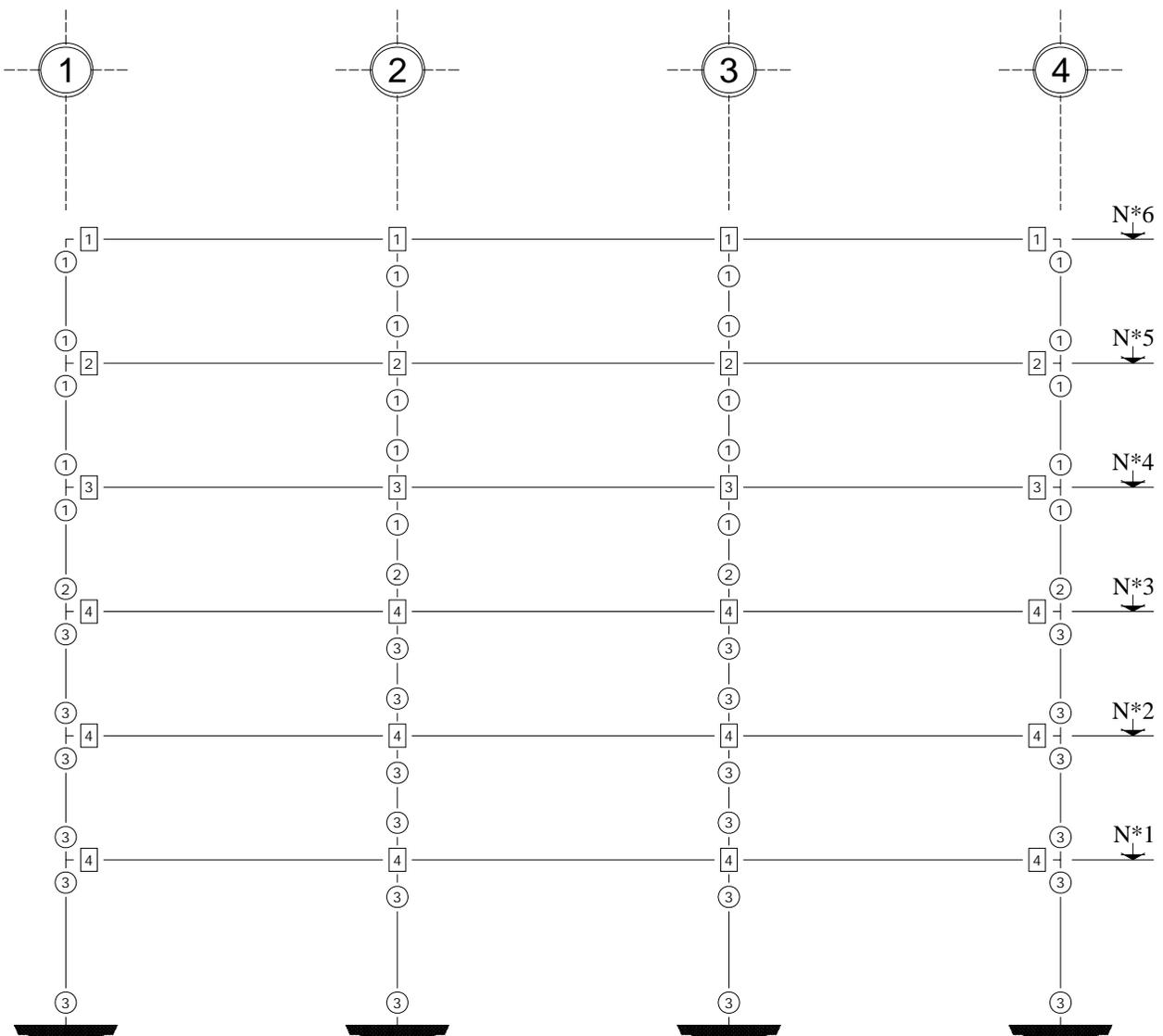
Nota: Las vigas son de 30 x 65 cm y columnas de 65 x 65 cm (N1-N3)
 Las vigas son de 30 x 55 cm y columnas de 60 x 60 cm (N4-N6)

Fig 3.125 Tipos de resistencias en los extremos de las vigas y columnas del eje A, caso C2 (Q = 2)



Nota: Las vigas son de 30 x 60 cm y columnas de 65 x 65 cm (N1-N3)
 Las vigas son de 30 x 50 cm y columnas de 60 x 60 cm (N4-N6)

Fig 3.126 Tipos de resistencias en los extremos de las vigas y columnas del eje 2, caso D2 (Q = 4)



Nota: Las vigas son de 30 x 65 cm y columnas de 65 x 65 cm (N1-N3)
 Las vigas son de 30 x 55 cm y columnas de 60 x 60 cm (N4-N6)

Fig 3.127 Tipos de resistencias en los extremos de las vigas y columnas del eje A, caso D2 (Q = 4)

4. CÁLCULO DE RESPUESTAS INELÁSTICAS

4.1 Antecedentes

En el capítulo anterior se presentaron los resultados del diseño estructural de todos los casos de los edificios de 3 y 6 niveles, asumiendo los criterios del Cuerpo Principal y del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, con base en las acciones internas derivadas de los resultados del análisis dinámico modal espectral, incluyendo los efectos de las cargas gravitacionales, según las combinaciones más desfavorables de condiciones de carga. Los efectos de ductilidad se introducen en los análisis por medio de factores de comportamiento sísmico $Q = 2$ y 4 , como una reducción en las ordenadas del espectro de diseño correspondiente, y en el diseño mediante el detallado del acero de refuerzo, como se establecen en las NTC correspondientes. Lo anterior es el criterio permitido por el RDF-04 y adoptado en la práctica por la mayoría de las empresas privadas de ingeniería.

Sin embargo, una manera de estimar mejor el comportamiento sismorresistente real de una estructura, después de ejecutados los diseños correspondientes, es mediante un análisis dinámico paso a paso considerando las propiedades inelásticas de los materiales y secciones transversales de los diferentes miembros estructurales, así como también los registros sísmicos representativos del sitio de interés. En este trabajo se realizaron análisis paso a paso inelásticos dinámicos, pero también análisis estáticos no-lineales tipo Push-over ante distribuciones de cargas laterales monótonicamente crecientes para determinar las respuestas de los modelos seleccionados, considerando los parámetros de sobre-resistencia en los materiales, adicionales a los casos con resistencias nominales.

El análisis dinámico paso a paso toma en cuenta la variable tiempo, además es posible saber el instante durante la historia de tiempo del registro utilizado en que las secciones transversales alcanzan su fluencia formándose una articulación plástica, presentándose un cambio en la rigidez del elemento estructural, con una redistribución de las fuerzas en la estructura.

El análisis estático no-lineal Push-over es independiente del tiempo, considera las propiedades inelásticas de los miembros estructurales. Las acciones internas se ingresan al análisis como una distribución lateral de cargas concentradas en los niveles. Hay diferentes propuestas para

la determinación del perfil de las cargas laterales actuantes. El análisis consiste en cargar el modelo e ir aplicando las cargas laterales de forma monotónicamente creciente hasta alcanzar la resistencia en las secciones y así conocer la configuración de las articulaciones plásticas hasta llegar al mecanismo de colapso.

4.2 Características del programa DRAIN-2DX

Los análisis dinámicos paso a paso inelásticos y estáticos no-lineales se realizaron con el programa DRAIN-2DX.

Este programa permite analizar modelos en dos dimensiones y utiliza el método de integración paso a paso de aceleración constante. La masa de la estructura se supone concentrada en los nudos, tal que la matriz de masa resulta diagonal. Los efectos del sismo se ingresan mediante la definición de una historia de aceleraciones en el tiempo, las cuales pueden tener dirección horizontal o vertical. Los elementos estructurales para este estudio se definieron como viga-columna, que permite la reducción de la resistencia a flexión debido a la influencia de la carga axial.

El programa toma en cuenta los efectos P- Δ modificando la matriz de rigidez elástica de las columnas en función de las cargas axiales originadas por las cargas gravitacionales. Considera el efecto del amortiguamiento mediante la matriz del amortiguamiento según el criterio de Rayleigh, formada proporcionalmente por una parte de la matriz de masas (αM) y otra de la rigidez inicial ($\beta_0 K_i$), a saber:

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

donde α y β_0 son factores de proporcionalidad definidos como,

$$\alpha = \frac{4\pi\lambda}{T_1 + T_2} \quad \text{y} \quad \beta_0 = \frac{T_1 T_2 \lambda}{\pi(T_1 + T_2)}$$

λ es el porcentaje de amortiguamiento viscoso crítico, correspondientes al primero y segundo modos de vibración con periodos T_1 y T_2 , respectivamente. En este estudio se consideró el valor de 5% para los dos modos de vibración.

4.3 Modelado con el programa DRAIN-2DX

4.3.1 Características de los análisis dinámicos y estáticos no-lineales

Con base en las estructuras en estudio, se consideraron los ejes 2 y A de la dirección X e Y, respectivamente; se modelaron como marcos planos asumiendo que tienen las mismas propiedades dinámicas de las estructuras tridimensionales de la misma dirección, según los resultados del análisis dinámico modal espectral realizado con el programa ETABS.

Para el análisis dinámico paso a paso se utilizó el registro SCT, componente E-W, del sismo del 19 de septiembre de 1985 (ver fig 4.1); se consideraron los casos mostrados en las tablas 4.1a a 4.1c, tomando en cuenta el comportamiento elástico e inelástico, con base solamente en los diseños determinados con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04.

Para el análisis estático no-lineal Push-over, se consideraron los perfiles de carga lateral de las siguientes condiciones de análisis:

- Análisis sísmico estático equivalente
- Análisis dinámico modal espectral elástico, con la participación de todos los modos de vibración
- Análisis dinámico paso a paso inelástico, en su fase más intensa

Los casos analizados de las estructuras de 3 y 6 niveles se presentan en las tablas 4.2a y 4.2b, respectivamente; sólo se incluyen los casos con base en los diseños determinados con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04.

Para fines de determinar las respuestas con los análisis Push-over, se consideraron los siguientes criterios:

- Limitar las distorsiones angulares de entrepiso (relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso) al límite de la condición de colapso de 0.015 para las estructuras diseñadas con $Q = 2$ y 0.03 con $Q = 4$, según los valores permitidos por el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 para estructuras a base de marcos.
- Limitar la ductilidad local máxima de 35 en vigas y 20 en columnas, según valores aceptados en la literatura y experiencias de los daños por los sismos de 1985.

4.3.2 Efectos de sobre-resistencias

Se consideraron los efectos de las resistencias nominales y de las posibles fuentes de sobre-resistencias, asumiendo la contribución del acero del refuerzo transversal en el confinamiento del núcleo del concreto a compresión, los esfuerzos reales promedio de las resistencias del acero y concreto, la participación de la losa en los esfuerzos de compresión para el M_R^+ y del acero de la losa en el M_R^- , y la zona de la etapa de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo longitudinal. La siguiente tabla muestra los parámetros y consideraciones usadas, sin y con los efectos de sobre-resistencia:

Caso	Consideraciones
1 (Nominal)	Sin confinamiento del núcleo de concreto; modelo EPB; vigas rectangulares; V3%; C1.5%; esfuerzos nominales en el concreto y acero; acero de refuerzo con comportamiento elasto-plástico perfecto
2 (Sobre-resistencia)	Con confinamiento del núcleo de concreto; modelo EPB; vigas “T” para M_R^+ ; V3%; C1.5%; esfuerzos reales promedio del concreto y del acero; zona de endurecimiento por deformación en el acero de refuerzo; acero de la losa para M_R^-

donde:

EPB	Modelo de histéresis elasto-plástico bilineal
V3%	Segunda pendiente del comportamiento momento-curvatura ($M-\phi$) en vigas, debida al endurecimiento por deformación del acero de refuerzo.
C1.5%	Segunda pendiente del comportamiento $M-\phi$ en columnas, debida al endurecimiento por deformación del acero de refuerzo.

4.3.3 Calibración de los modelos matemáticos

Para asegurar que las características estructurales de los ejes considerados fueran representativas del comportamiento tridimensional de las estructuras en estudio, en la dirección a la que pertenecen ambos ejes, se verificó que las respuestas bidimensionales determinadas con el programa DRAIN-2DX coincidan con las de ETABS tridimensional

En esta fase de calibración, se realizó un análisis dinámico modal espectral del modelo bidimensional de interés y se compararon los resultados con las obtenidas del análisis dinámico modal espectral tridimensional.

Así, se calibró el modelo bidimensional ajustando las masas, rigideces y cargas para que las diferencias entre las respuestas bidimensional y tridimensional fueran mínimas. Las figs 4.2 a 4.5 describen la numeración de los nudos y barras de cada caso analizado, en los cuales se ingresan las características de acuerdo con los tamaños y resistencias definidos en el capítulo anterior (ver figs 3.56 a 3.67 y 3.76 a 3.87 para las estructuras de 3 niveles diseñados con el Cuerpo Principal y el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, respectivamente, y figs 3.96 a 3.107 y 3.116 a 3.127 para las estructuras de 6 niveles diseñados con el Cuerpo Principal y el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, respectivamente). Se muestra en las figs 4.6 a 4.9 los extremos de los elementos estructurales para los cuales se presentan las respuestas en el tiempo.

Las respuestas que se compararon fueron las siguientes:

- Los tres primeros periodos de vibración en la dirección de análisis
- Los desplazamientos laterales estáticos y dinámicos modales espectrales
- Los elementos mecánicos en vigas y columnas ante la acción de cargas verticales y laterales

4.4 Respuestas inelásticas en la historia del tiempo

Los análisis dinámicos paso a paso elásticos e inelásticos consideraron los efectos de resistencias nominales y las fuentes posibles de sobre-resistencias de las secciones diseñadas. Se muestran en seguida las respuestas dinámicas paso a paso más importantes. Se toma como referencia en algunas respuestas los límites permisibles en los estados límites de servicio y resistencia.

4.4.1 Desplazamientos laterales máximos e historias de desplazamientos en azotea

Las figs 4.10 a 4.17 muestran las envolventes de los desplazamientos laterales de los ejes correspondientes a las dos direcciones de los casos en estudio, diseñados con base en el Apéndice A

de las NTC-Sismo del RDF-04. Se comparan las respuestas elásticas e inelásticas considerando los esfuerzos nominales y reales promedio (sobre-resistencias) de los materiales contra los resultados que se obtuvieron con los diseños.

Las respuestas de los ejes en estudio indican pequeñas diferencias de comportamiento entre los ejes corto y largo de las estructuras, independientemente del número de niveles.

Como era de esperarse, para los casos diseñados con $Q = 2$, las respuestas elásticas e inelásticas son prácticamente iguales, incluso si se usan las resistencias nominales; lo anterior indica que hubo muy poca demanda de comportamiento no-lineal. Sin embargo, al usar $Q = 4$ en los diseños, se aprecia un comportamiento inelástico más claro. Así, debido a la intensidad del registro con que se realizaron los análisis, las respuestas tanto elásticas como inelásticas (sin y con sobre-resistencias), indican que para un registro de una magnitud similar, es decir, un sismo con alta probabilidad de ocurrir en la zona, los desplazamientos rebasan el límite permisible establecido en el código, e incursionan en el rango de comportamiento inelástico.

Las figs 4.18 a 4.25 presentan las historias de desplazamientos laterales en azotea obtenidas de los análisis paso a paso.

La historia de desplazamientos laterales en azotea en los edificios de 3 niveles diseños con $Q = 2$ tiene una incursión en el rango inelástico menor en la dirección corta (ver fig 4.18) que en la dirección larga (ver fig 4.19) que se aprecia mejor después de la fase intensa del registro sísmico (ver fig 4.1). Al considerar las sobre-resistencias, el comportamiento tiende a ser elástico.

Con $Q = 4$, el comportamiento inelástico es notablemente mayor, tal como se esperaba. En la dirección corta (ver fig 4.20) la incursión en el rango inelástico es ligeramente menor que en la larga (ver fig 4.21); incluso considerando las sobre-resistencias, se mantiene un comportamiento inelástico con daño permanente.

En los casos de 6 niveles diseñados con $Q = 2$, el comportamiento prácticamente permanece elástico en ambas direcciones del edificio (ver figs 4.22 y 4.23). El caso de $Q = 4$ (ver figs 4.24 y 4.25) aprecia una incursión en el comportamiento inelástico en ambas direcciones, mayor en la dirección larga. También se presentan deformaciones permanentes en el modelo.

4.4.2 Relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

Las figs 4.26 a 4.33 muestran las respuestas de las envolventes de las relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de todos los casos de 3 y 6 niveles. Se incluyen los resultados de diseño, con base en el análisis modal espectral, y el nivel permisible para la condición de servicio. Las distorsiones de entrepiso se mantienen dentro de los límites permisibles, más aún si se consideran los límites correspondientes a las distorsiones angulares de entrepiso especificadas en la NTC-Sismo para la revisión de seguridad contra colapso.

Los dos ejes del modelo de 3 niveles que se diseñaron con $Q = 2$ (ver figs 4.26 y 4.27), observan pequeñas diferencias entre sí, con un comportamiento prácticamente elástico. El caso de 3 niveles que se diseñó con $Q = 4$ (ver figs 4.28 y 4.29) muestra un comportamiento diferente al

elástico, independientemente de la dirección analizada; en este caso, el efecto de las sobre-resistencias tiene una participación importante.

En el caso de 6 niveles, ambas direcciones, diseñado con $Q = 2$ (ver figs 4.30 y 4.31), se presenta un comportamiento prácticamente elástico. Sin embargo, para el caso diseñado con $Q = 4$ (ver figs 4.32 y 4.33), sí se llega a mostrar un comportamiento inelástico, de mayor consideración con las resistencias nominales y superior en la dirección larga.

4.4.3 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las figs 4.34 a 4.41 tienen las envolventes de las fuerzas cortantes de entrepiso de los casos analizados de 3 y 6 niveles; se indican las fuerzas cortantes de diseño con el análisis dinámico modal espectral.

4.4.4 Historias de coeficientes sísmicos

El coeficiente sísmico se define como el cociente de la fuerza cortante basal en la historia del tiempo (obtenida con la suma algebraica de las fuerzas cortantes de cada tiempo t_i que actúan en todas las columnas de planta baja), entre el peso total de la estructura por arriba de dicho nivel.

Las figs 4.42 a 4.49 muestran las historias de los coeficientes sísmicos de los modelos de 3 y 6 niveles en estudio. Para las estructuras de 3 niveles el máximo coeficiente sísmico tiende a ser mayor que en las de 6 niveles, lo cual se explica a que el diseño de las estructuras más bajas es regido por condiciones de servicio y no de resistencia, esto es, son estructuras proporcionalmente más ligeras.

Los diseños con $Q = 2$ en los edificios de 3 niveles tienden a ser prácticamente elásticos elásticos en la dirección corta (ver fig 4.42), mientras que en la dirección larga (ver fig 4.43) hay una ligera incursión en el rango de comportamiento inelástico asociada a la parte intensa del registro. Con $Q = 4$, el comportamiento inelástico es más visible; menor en la dirección corta (ver fig 4.44) que en la larga (ver fig 4.45).

En los edificios de 6 niveles, los diseños con $Q = 2$ se mantienen elásticos en ambas direcciones (ver fig 4.46 y 4.47). Con $Q = 4$, la dirección corta (ver fig 4.48) tiene menor comportamiento inelástico que la dirección larga (ver fig 4.49).

4.4.5 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las figs 4.50 a 4.57 presentan los resultados de las relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea de los edificios de 3 y 6 niveles. En algunos casos, considerando los efectos de las resistencias nominales, se aprecia una mayor área de histéresis y de forma clara una discontinuidad; lo anterior es congruente con lo observado en las historias de desplazamiento de azotea, debido a que cuando el eje estructural alcanza cierto nivel de ductilidad entonces el desplazamiento lateral ya no cambia de sentido.

4.4.6 Historias de elementos mecánicos en vigas y columnas

Para observar el comportamiento dinámico paso a paso, a nivel local, de los diferentes miembros estructurales, enseguida se muestran algunas historias en el tiempo representativas de las respuestas correspondientes a los modelos de 3 y 6 niveles; lo anterior se hace para el extremo izquierdo de las vigas 7 y 16, y extremo inferior de las columnas 9 y 21, respectivamente (ver figs 4.6 a 4.9), sin y con los efectos de las sobre-resistencias.

4.4.6.1 Historias de momentos flexionantes en vigas

Las figs 4.58 a 4.65 muestran las historias en el tiempo de los momentos flexionantes de las vigas en estudio. Se aprecia que en la dirección larga se alcanzan ciclos en los que se incursiona en el rango inelástico para momentos negativos y positivos, con una mayor demanda de ductilidad local con respecto de la viga en la dirección corta, en donde sólo se presentan ciclos en los que se rebasa la resistencia disponible sólo para el momento negativo. Cabe aclarar que la influencia de los efectos de sobre-resistencias, reducen en gran medida las demandas de ductilidad local que se llegan a presentar en este tipo de elementos estructurales.

4.4.6.2 Historias de fuerzas cortantes en vigas

Las figs 4.66 a 4.73 presentan las historias en el tiempo de las fuerzas cortantes en las vigas señaladas anteriormente. Prácticamente el comportamiento es elástico, debido principalmente a que las recomendaciones incluidas en las NTC-Concreto dan mayor importancia al detallado del refuerzo transversal de las secciones estructurales, con el fin de que las estructuras desarrollen una capacidad de deformación importante por flexión y así se puedan evitar fallas frágiles..

4.4.6.3 Combinaciones momento flexionante- carga axial (M-P) en columnas

Las figs 4.74 a 4.81 muestran las historias en el tiempo de las combinaciones momento flexionante- carga axial de las columnas de las estructuras de 3 y 6 niveles, previamente señaladas. Para los diseños con $Q = 2$, las respuestas permanecen en el rango elástico; sin embargo, con los diseños con $Q = 4$ sí se presentan varios ciclos en que se alcanza la resistencia disponible de la sección, con incursión en el rango inelástico. Con la ayuda de los efectos de sobre-resistencia se presenta una reducción de este tipo de respuesta. En las columnas analizadas tiende a regir los efectos de la flexión, con poco cambio de la carga axial por efectos sísmicos.

4.4.6.4 Historias de fuerzas cortantes en columnas

Las figs 4.82 a 4.89 tienen las historias en el tiempo de las fuerzas cortantes actuantes en las columnas antes señaladas. Al igual que en el caso de las historias de fuerzas cortantes en vigas, debido a los requerimientos por confinamiento requeridos por las NTC-Concreto en las columnas, el comportamiento permanece siempre en el rango elástico. Cabe recordar que, a raíz de los daños observados en muchas columnas por los efectos de los sismos de 1985, los requerimientos necesarios del refuerzo transversal por confinamiento en columnas ahora son bastante más estrictos.

4.4.7 Demandas máximas de ductilidad global

La ductilidad global máxima se define como:

$$\mu_G = \frac{\Delta_{\text{máx-inel}}}{\Delta_Y}$$

La tabla 4.2 compara las ductilidades globales de los ejes de interés de los modelos en estudio, considerando las resistencias nominales y los efectos de sobre-resistencias. Es importante notar que en los casos diseñados con $Q = 2$, las demandas de ductilidad global tienden a la unidad; es decir, las estructuras en estas condiciones se mantienen prácticamente dentro del comportamiento elástico. En los casos de los diseños con $Q = 4$, las respuestas tienden a valores ligeramente mayores, pero siempre menores que el nivel de diseño; las estructuras de 6 niveles presentan un comportamiento sísmico inelástico ligeramente mayor. Con la ayuda de los efectos de las sobre-resistencias se aprecia una importante reducción en este tipo de respuesta.

4.4.8 Demandas máximas de ductilidad local

Cuando las secciones transversales de los diferentes miembros estructurales de los modelos en estudio alcanzan su resistencia, deben ser capaces de desarrollar articulaciones plásticas permitiendo así una redistribución de esfuerzos hacia las zonas menos esforzadas hasta alcanzar el mecanismo de colapso.

4.4.8.1 Vigas

Las figs 4.90 a 4.97 muestran las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas de cada nivel de los diferentes casos de los edificios de 3 y 6 niveles. Para los diseños con $Q = 4$ se aprecia mejor la incursión en el rango inelástico con demandas máximas mayores. La participación de los efectos de las sobre-resistencias reduce de forma importante estas demandas, sin embargo en la dirección larga se presentan las mayores demandas.

4.4.8.1.1 Historias de demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas

Las figs 4.98 a 4.113 presentan las historias en el tiempo de las demandas de ductilidad local desarrolladas en vigas. Los casos diseñados con $Q = 2$ observan pequeñas respuestas dentro del tramo de máxima intensidad de las aceleraciones del registro sísmico de SCT (fig 4.1). Los diseños con $Q = 4$ muestran demandas más importantes, independientemente de la dirección de la estructura. El efecto de las sobre-resistencias reduce las demandas de ductilidad local.

4.4.8.2 Columnas

Las figs 4.114 a 4.121 muestran las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las columnas de todos los entresijos de los diferentes casos de las estructuras de 3 y 6 niveles. En todos los casos se observa un comportamiento similar al recomendado en las NTC-Sismo, aunado

con lo observado anteriormente en las vigas; esto es, se llega a presentar la tendencia del mecanismo de colapso configurado con la formación de articulaciones plásticas en los extremos inferiores de las columnas del primer entreciso, después de que se presenta una cantidad razonable de rótulas plásticas en las secciones transversales de las vigas. Sólo en un caso se presentó una articulación plástica en el extremo superior de una columna de un entreciso superior, debido a que su diseño quedó rígido por flexión. Las demandas máximas de ductilidad local calculadas en estas columnas tienden a ser ligeramente superiores a la unidad.

4.4.9 Distribución global de articulaciones plásticas

De acuerdo con lo mencionado anteriormente, se presentan mayores fluencias en vigas y columnas de los diseños con $Q = 4$, como era de esperarse; el criterio de diseño utilizado en todos los casos de las estructuras de 3 y 6 niveles, según el RDF-04, sí muestra un comportamiento lateral que satisface la filosofía de diseño de columna fuerte-viga débil, fluyendo principalmente las vigas por efectos de flexión. De acuerdo con la distribución y secuencia de formación de articulaciones plásticas que se muestran en las figs 4.122 a 4.137, obtenidas de los análisis dinámicos paso a paso, se aprecian tendencias de mecanismos de colapso adecuados para un mejor comportamiento sismorresistente, debido a que los extremos inferiores de las columnas de la planta baja alcanzan la resistencia una vez que se han alcanzado la resistencia a flexión de los elementos horizontales.

4.5 Respuestas estáticas no-lineales de los análisis Push-over

Los análisis no-lineales tipo Push-over se aplicaron a los mismos casos, definidos anteriormente, de las estructuras de 3 y 6 niveles, para fines de comparar posteriormente sus respuestas contra las de los análisis dinámicos paso a paso. Al igual que en los análisis paso a paso se consideraron los efectos de resistencias nominales y las fuentes posibles de sobre-resistencias de las secciones transversales diseñadas. Las respuestas se determinaron tomando en cuenta los límites de las diferentes condiciones descritas anteriormente en la sección 4.3.1, a saber:

- Las distorsiones angulares de entreciso (relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entreciso) no deben exceder el límite permisible de la condición de colapso de 0.015 para las estructuras diseñadas con $Q= 2$ y 0.03 con $Q= 4$, según los valores especificados en el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 para estructuras a base de marcos de concreto reforzado.
- La ductilidad local máxima permitida para vigas es de 35 y 20 en columnas, según valores aceptados en la literatura y experiencias de los daños por los sismos de 1985.

Cabe recordar que, en caso de no llegar a algún límite anterior, estaba previsto que en cada estructura analizada con el Push-over se pudiera alcanzar el mecanismo de colapso correspondiente.

4.5.1 Distribuciones de los perfiles de fuerzas laterales

Las figs 4.138 a 4.153 muestran los perfiles de cargas laterales que se aplicaron de forma monotónicamente creciente a las estructuras de 3 y 6 niveles, ambas direcciones (ejes 2 y A), según los tipos de análisis: método estático equivalente, dinámico modal espectral y, paso a paso para el

instante en que se presenta el desplazamiento lateral máximo. En general, el patrón de comportamiento, con respecto de la altura, de los tres tipos de perfiles de fuerzas laterales utilizados tiende a ser similar; si acaso, se tienen pequeñas diferencias en los pisos superiores de la estructura de 6 niveles, con el perfil de las fuerzas resultantes de los análisis paso a paso, en el instante en que se presenta el desplazamiento lateral máximo inelástico.

4.5.2 Desplazamientos laterales máximos

Las figs 4.154 a 4.161 presentan los desplazamientos laterales de los ejes 2 y A de los casos en estudio diseñados con base en el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04. Se muestran únicamente las respuestas aplicando el perfil de cargas laterales correspondiente al análisis dinámico modal espectral. Son prácticamente nulas las diferencias con resistencias nominales y con efectos de las sobre-resistencias.

4.5.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

Las figs 4.162 a 4.169 comparan las respuestas de las distorsiones angulares de entrepiso, determinadas con base en el perfil de las cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, contra los límites permisibles de la condición de colapso definidos en el Apéndice A de las NTC-Sismo, según: 0.015 para $Q=2$ y 0.030 para $Q=4$; estas respuestas fueron calculadas sin y con efectos de sobre-resistencias. En todos los casos de 3 y 6 niveles, para fines prácticos, rigió la condición de la distorsión angular de entrepiso, según los límites permisibles del Apéndice A; esto es, cuando esta situación se presenta, entonces, las demandas máximas locales de ductilidad en vigas y columnas tienden a estar por debajo de los límites preestablecidos de 35 y 20, respectivamente. Solamente en los casos B2 y D2 se presentó la situación en que simultáneamente se alcanzaron los límites de la distorsión angular de entrepiso de la condición de colapso y los límites de las demandas locales de ductilidad en algunas vigas y columnas de las estructuras en estudio, de 3 y 6 niveles.

4.5.4 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas

Las demandas máximas de ductilidad local de los casos de estudio, como se estableció previamente, se limitaron a 35 en vigas y a 20 en columnas, siempre que no se alcanzara el límite permisible de la distorsión angular de entrepiso de la condición de colapso, según el Apéndice A de las NTC-Sismo (0.015 para $Q=2$ y 0.030 para $Q=4$).

4.5.4.1 Vigas

Las figs 4.170 a 4.177 muestran las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas de los diferentes casos de 3 y 6 niveles. Las estructuras diseñadas con $Q=4$ presentan una incursión mayor en el rango inelástico con demandas máximas mayores; la influencia de los efectos de las sobre-resistencias tienden a reducir de forma importante las respuestas inelásticas.

Como se mencionó anteriormente, solamente en los casos B2 y D2 se presentó la situación en que simultáneamente se alcanzaron los límites de la distorsión angular de entrepiso de la

condición de colapso y los límites de las demandas locales de ductilidad en algunas vigas y columnas de las estructuras de 3 y 6 niveles; las demandas máximas locales de ductilidad en vigas tienden a estar, en general, por debajo del límite preestablecido de 35.

4.5.4.2 Columnas

Las figs 4.178 a 4.185 tienen las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas de los casos de 3 y 6 niveles. A raíz de que las columnas casi no presentan fluencias, los comportamientos con y sin los efectos de sobre-resistencias muestran diferencias pequeñas.

Sin embargo, como se mencionó anteriormente, solamente en los casos B2 y D2 se presentó la situación en que simultáneamente se alcanzaron los límites de la distorsión angular de entrepiso de la condición de colapso y los límites de las demandas locales de ductilidad en algunas vigas y columnas de las estructuras de 3 y 6 niveles; las demandas máximas locales de ductilidad en columnas tienden a estar, en general, por debajo del límite preestablecido de 20.

4.5.5 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las figs 4.186 a 4.193 presentan las relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea de los modelos de 3 y 6 niveles en estudio, con y sin los efectos de las sobre-resistencias.

Con la ayuda de las sobre-resistencias, en general, se presenta un incremento considerable de la capacidad de resistencia lateral, prácticamente sin pérdida de ductilidad; la rigidez lateral de los modelos (medida a partir de la pendiente inicial) permanece sin variación alguna.

4.5.6 Distribución global de articulaciones plásticas

A diferencia del análisis dinámico paso a paso, el análisis estático no-lineal Push-over es independiente del tiempo; es un tipo de análisis que depende de la forma del perfil de cargas laterales, actuando éstas solamente en una sola dirección. Sin embargo, se trata de una herramienta práctica y sencilla de aplicar para conocer de forma aproximada la configuración del mecanismo de colapso de las estructuras en estudio.

Las figs 4.194 a 4.209 muestran la configuración y secuencia de la formación de las rótulas plásticas de todos los casos analizados de 3 y 6 niveles, después de aplicar el análisis Push-over. Cabe aclarar que en todos los casos se llegó a formar el mecanismo de colapso según la condición límite de la distorsión angular de entrepiso definida por el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 (0.015 y 0.030 para los diseños con $Q=2$ y 4 , respectivamente) antes de alcanzarse las demandas de ductilidad de 35 y 20 en vigas y columnas respectivamente; en los casos B2 y D2 se alcanzaron simultáneamente las distorsiones de entrepiso correspondientes al colapso y las demandas locales de ductilidad de vigas y columnas, de 35 y 20, respectivamente. Con base en los resultados de estas figuras se puede apreciar que las rótulas plásticas tienden a presentarse de forma generalizada en las trabes de casi todos los niveles y en los extremos inferiores de las columnas de la planta baja, lo que va de acuerdo con los criterios de diseño del RDF-04.

Capítulo 4

Tabla 4.1a Casos de análisis dinámicos paso a paso elásticos, estructuras de 3 y 6 niveles, ejes 2 (dirección X) y A (dirección Y)

Caso	Niveles	Eje	Q
A2	3	2	2
B2			4
A2		A	2
B2			4
C2	6	2	2
D2			4
C2		A	2
D2			4

Tabla 4.1b Casos de análisis dinámicos paso a paso inelásticos, estructura de 3 niveles, ejes 2 (dirección X) y A (dirección Y), sin y con efectos de sobre-resistencias

Caso	Resistencias	Eje	Q
A2	Nominales	2	2
B2			4
A2		A	2
B2			4
A2	Sobre-resistencias	2	2
B2			4
A2		A	2
B2			4

Tabla 4.1c Casos de análisis dinámicos paso a paso inelásticos, estructura de 6 niveles, ejes 2 (dirección X) y A (dirección Y), sin y con efectos de sobre-resistencias

Caso	Resistencias	Eje	Q
C2	Nominales	2	2
D2			4
C2		A	2
D2			4
C2	Sobre-resistencias	2	2
D2			4
C2		A	2
D2			4

Tabla 4.2 Comparación de demandas máximas de ductilidad global de los análisis dinámicos paso a paso inelásticos (sin y con efectos de sobre-resistencias), estructuras de 3 y 6 niveles, ejes 2 (dirección X) y A (dirección Y)

Modelo		Resistencias nominales				Sobre-resistencias		
Caso	Niveles	Eje	Δ_Y (cm)	$\Delta_{\text{máx inel}}$ (cm)	μ_G	Δ_Y (cm)	$\Delta_{\text{máx inel}}$ (cm)	μ_G
A1 (Q = 2)	3	2	3.73	3.73	1.00	-	-	1.00
		A	3.38	3.45	1.02	-	-	1.00
A2 (Q = 2)	3	2	4.16	4.66	1.12	-	-	1.00
		A	2.18	4.77	2.19	-	-	1.00
B1 (Q = 4)	3	2	2.20	3.79	1.72	3.73	3.73	1.00
		A	1.72	3.01	1.75	3.07	3.43	1.12
B2 (Q = 4)	3	2	2.38	4.83	2.03	4.16	4.42	1.06
		A	1.86	4.12	2.21	3.33	4.02	1.21
C1 (Q = 2)	6	2	5.95	5.95	1.00	-	-	1.00
		A	5.79	5.95	1.03	-	-	1.00
C2 (Q = 2)	6	2	5.84	5.87	1.01	-	-	1.00
		A	5.23	5.24	1.00	-	-	1.00
D1 (Q = 4)	6	2	3.38	4.74	1.40	5.85	5.95	1.02
		A	4.84	10.46	2.16	4.78	4.84	1.01
D2 (Q = 4)	6	2	3.42	5.89	1.72	5.16	5.16	1.00
		A	5.23	18.44	3.52	5.16	5.91	1.15

Δ_Y Desplazamiento lateral en el instante que se presenta la primera fluencia

$\Delta_{\text{máx inel}}$ Desplazamiento lateral máximo con comportamiento no-lineal

Q Factor de comportamiento sísmico utilizado en el diseño

Tabla 4.2a Casos de análisis estáticos no-lineales tipo Push-over, estructuras de 3 niveles, perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral y del análisis dinámico paso a paso inelástico al presentarse el desplazamiento lateral máximo, ejes 2 (dirección X) y A (dirección Y), sin y con efectos de sobre-resistencias

Perfil de cargas laterales	Eje	Caso	Q	Resistencias
Análisis dinámico modal espectral	2	A2	2	Nominales
				Sobre-resistencias
		B2	4	Nominales
				Sobre-resistencias
	A	A2	2	Nominales
				Sobre-resistencias
		B2	4	Nominales
				Sobre-resistencias
Análisis dinámico paso a paso inelástico al presentarse el desplazamiento lateral máximo	2	A2	2	Nominales
				Sobre-resistencias
		B2	4	Nominales
				Sobre-resistencias
	A	A2	2	Nominales
				Sobre-resistencias
		B2	4	Nominales
				Sobre-resistencias

Tabla 4.2b Casos de análisis estáticos no-lineales tipo Push-over, estructuras de 6 niveles, perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral y del análisis dinámico paso a paso inelástico al presentarse el desplazamiento lateral máximo, ejes 2 (dirección X) y A (dirección Y), sin y con efectos de sobre-resistencias

Perfil de cargas laterales	Eje	Caso	Q	Resistencias
Análisis dinámico modal espectral	2	C2	2	Nominales
				Sobre-resistencias
		D2	4	Nominales
				Sobre-resistencias
	A	C2	2	Nominales
				Sobre-resistencias
		D2	4	Nominales
				Sobre-resistencias
Análisis dinámico paso a paso inelástico al presentarse el desplazamiento lateral máximo	2	C2	2	Nominales
				Sobre-resistencias
		D2	4	Nominales
				Sobre-resistencias
	A	C2	2	Nominales
				Sobre-resistencias
		D2	4	Nominales
				Sobre-resistencias

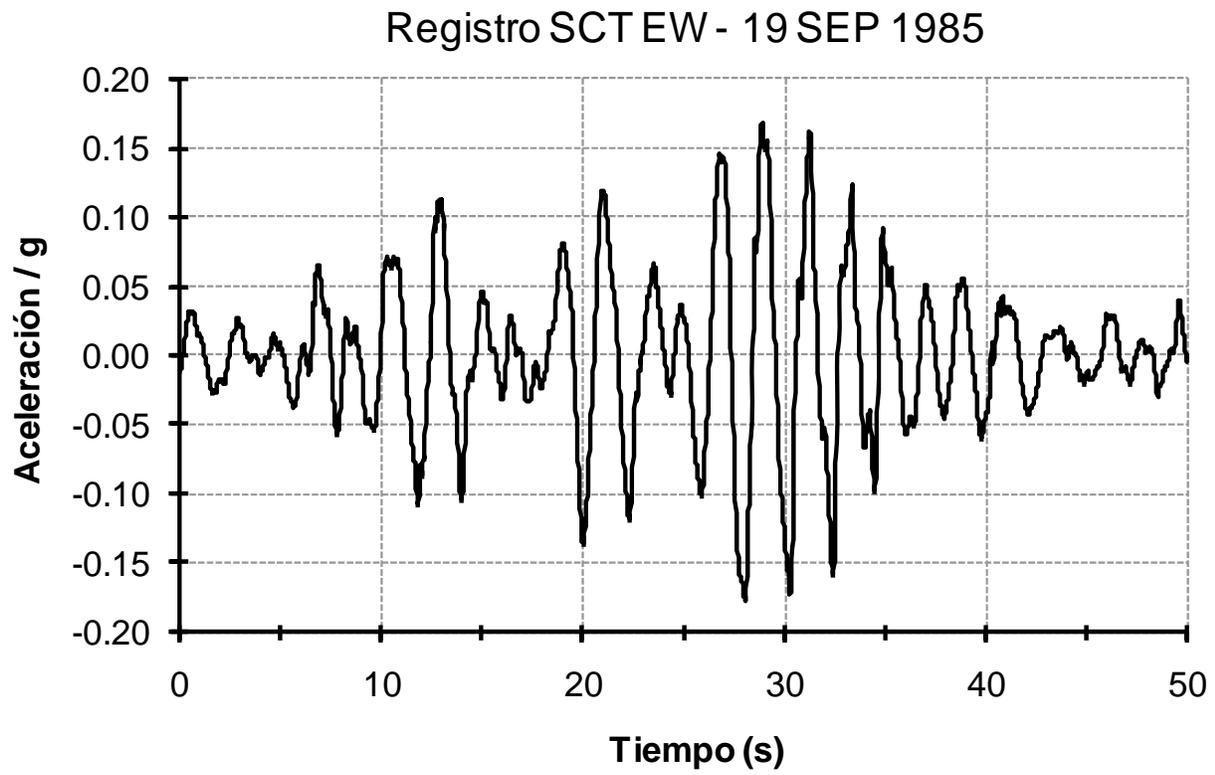


Fig 4.1 Acelerograma SCT, componente E-W, registro del sismo del 19 de septiembre de 1985

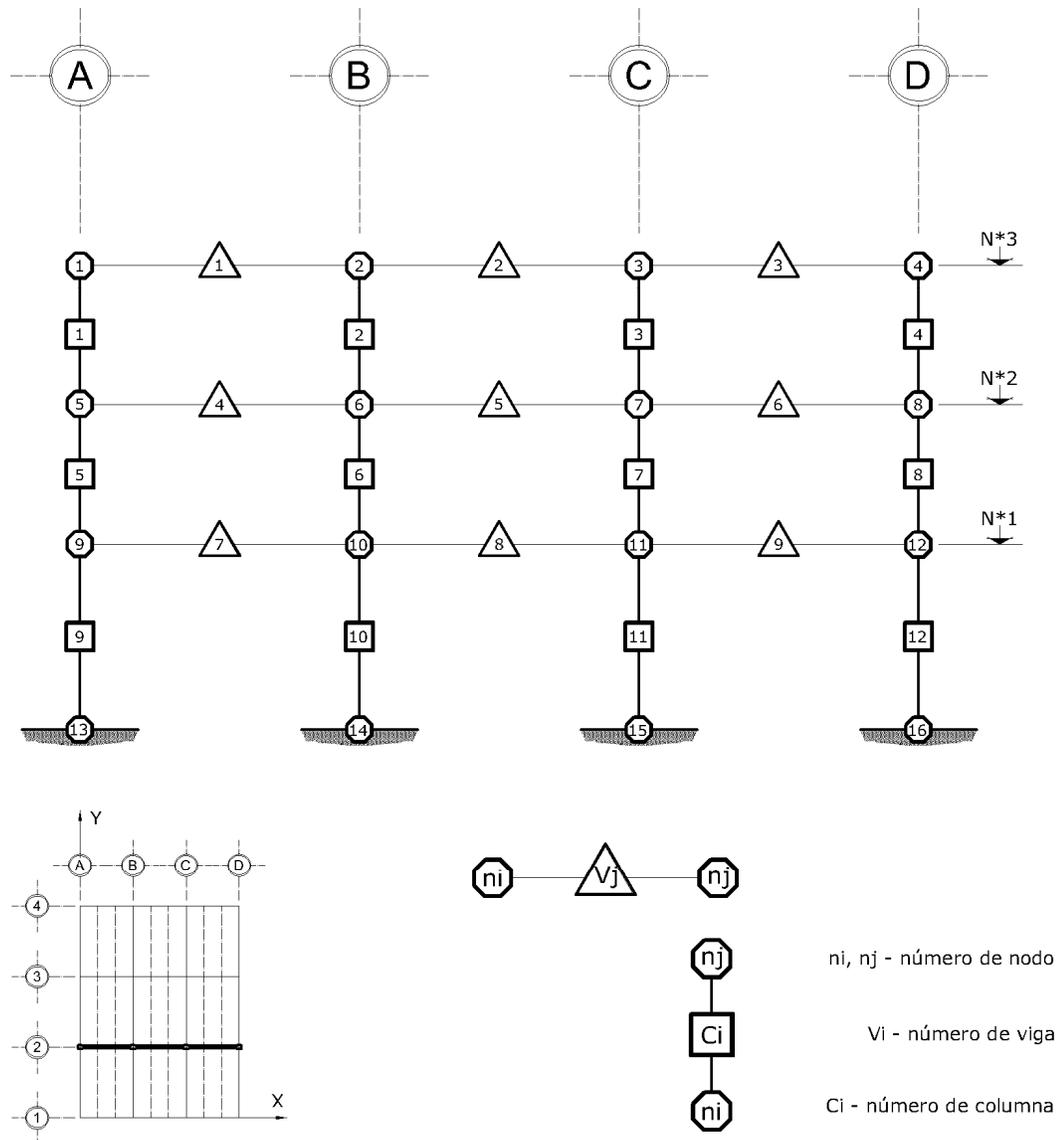


Fig 4.2 Numeración de nudos y barras en el modelo matemático bidimensional para el análisis paso a paso y el análisis tipo push-over, edificios de 3 niveles, eje 2 (dirección corta), casos A1 y A2 ($Q = 2$), B1 y B2 ($Q = 4$)

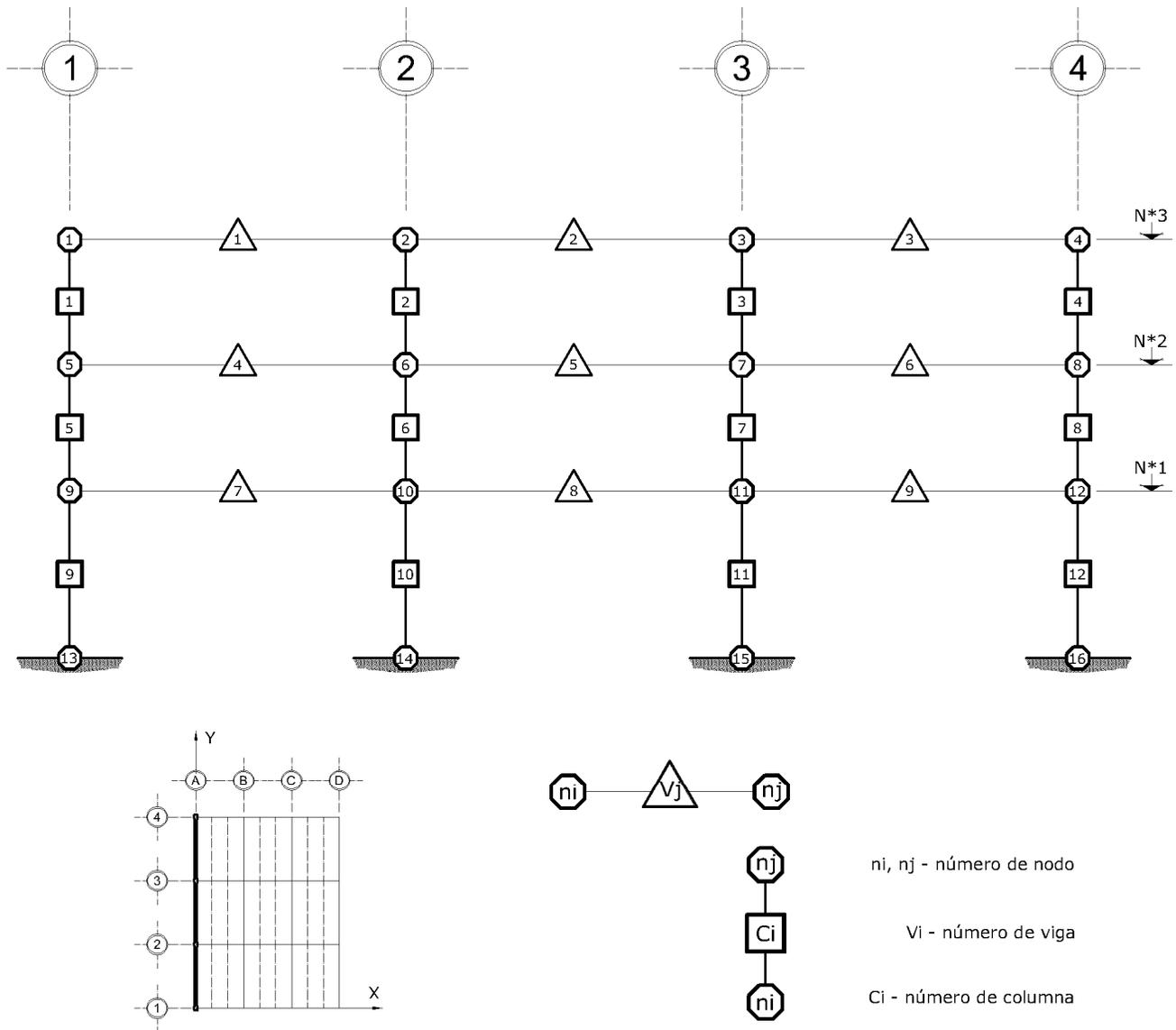


Fig 4.3 Numeración de nudos y barras en el modelo matemático bidimensional para el análisis paso a paso y el análisis tipo push-over, edificios de 3 niveles, eje A (dirección larga), casos A1 y A2 ($Q = 2$), B1 y B2 ($Q = 4$)

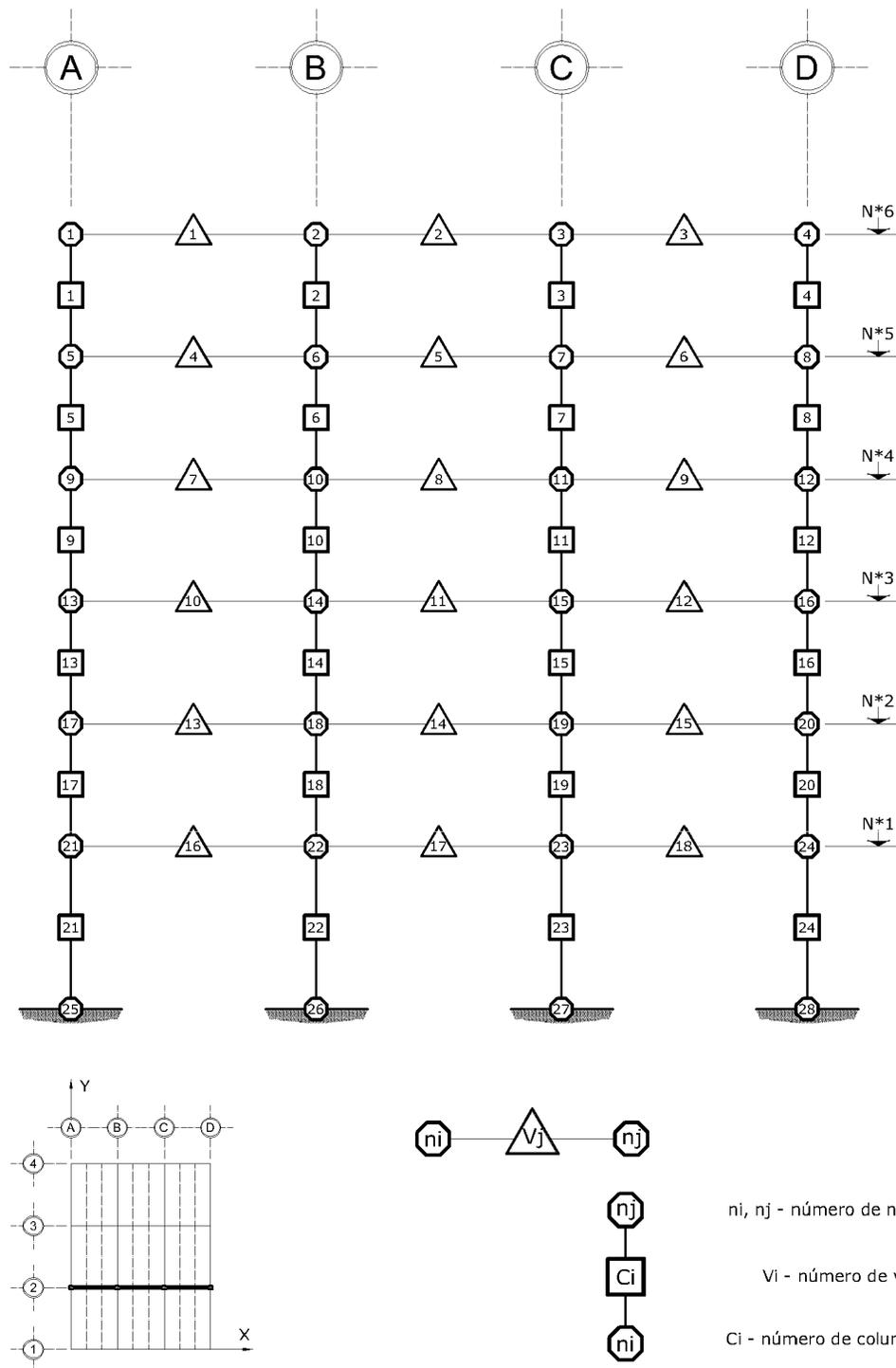


Fig 4.4 Numeración de nudos y barras en el modelo matemático bidimensional para el análisis paso a paso y el análisis tipo push-over, edificios de 6 niveles, eje 2 (dirección corta), casos C1 y C2 ($Q = 2$), D1 y D2 ($Q = 4$)

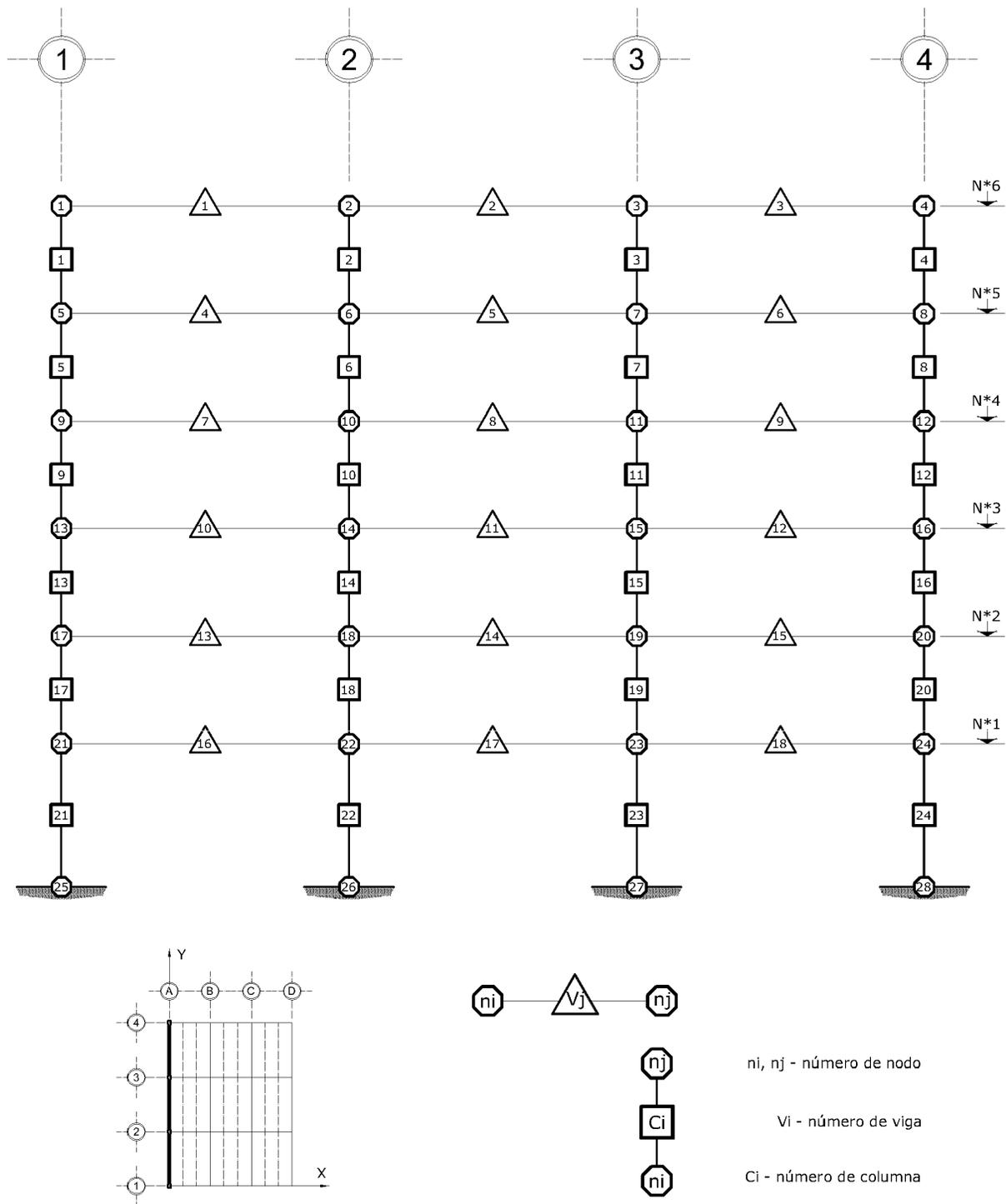


Fig 4.5 Numeración de nudos y barras en el modelo matemático bidimensional para el análisis paso a paso y el análisis tipo push-over, edificios de 6 niveles, eje A (dirección larga), casos C1 y C2 ($Q=2$), D1 y D2 ($Q=4$)

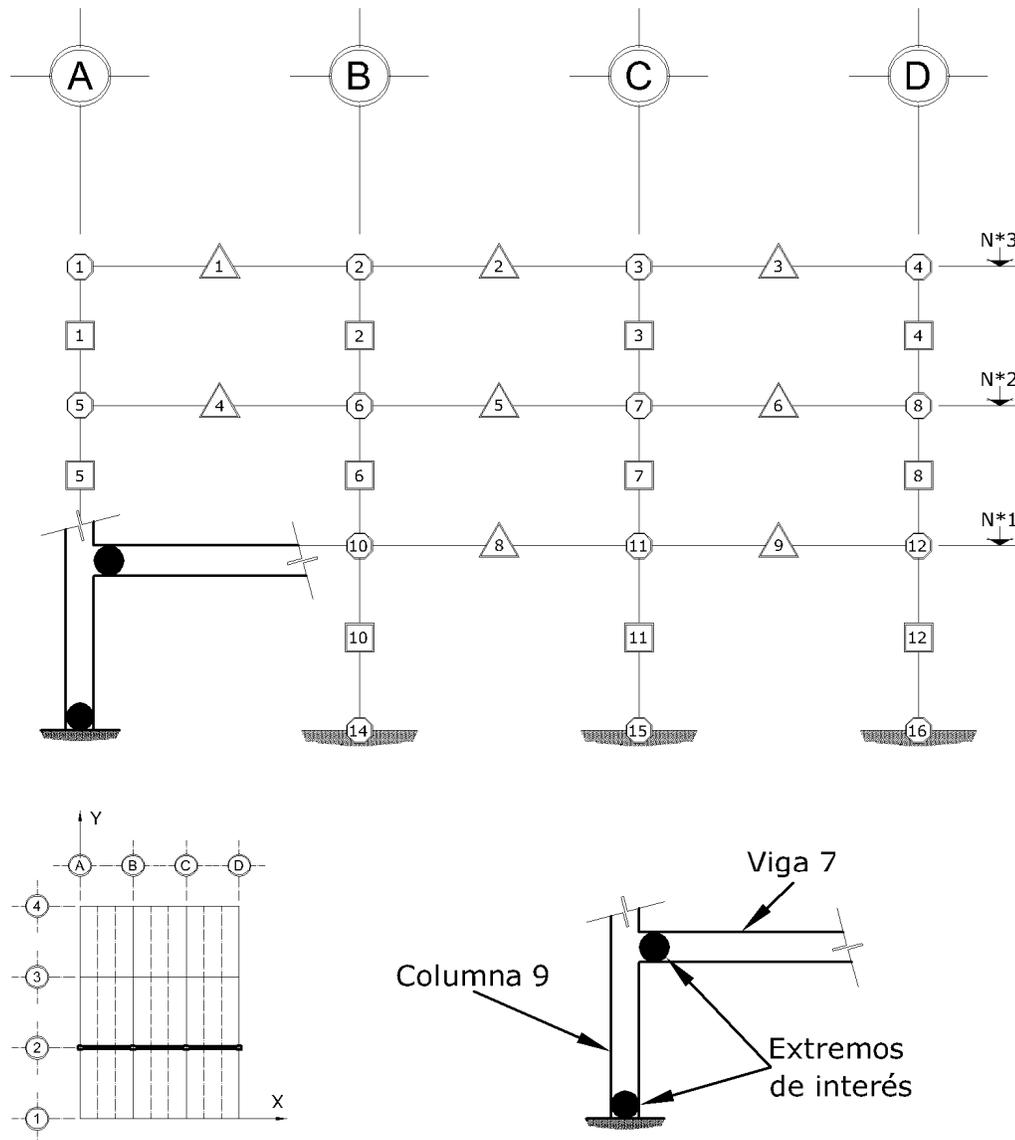


Fig 4.6 Identificación de los extremos en secciones estructurales de la viga 7 y la columna 9 para el estudio de las historias en el tiempo de las respuestas de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos (sin y con sobre-resistencias), edificios de 3 niveles, eje 2 (dirección corta), casos A1 y A2 ($Q = 2$), B1 y B2 ($Q = 4$)

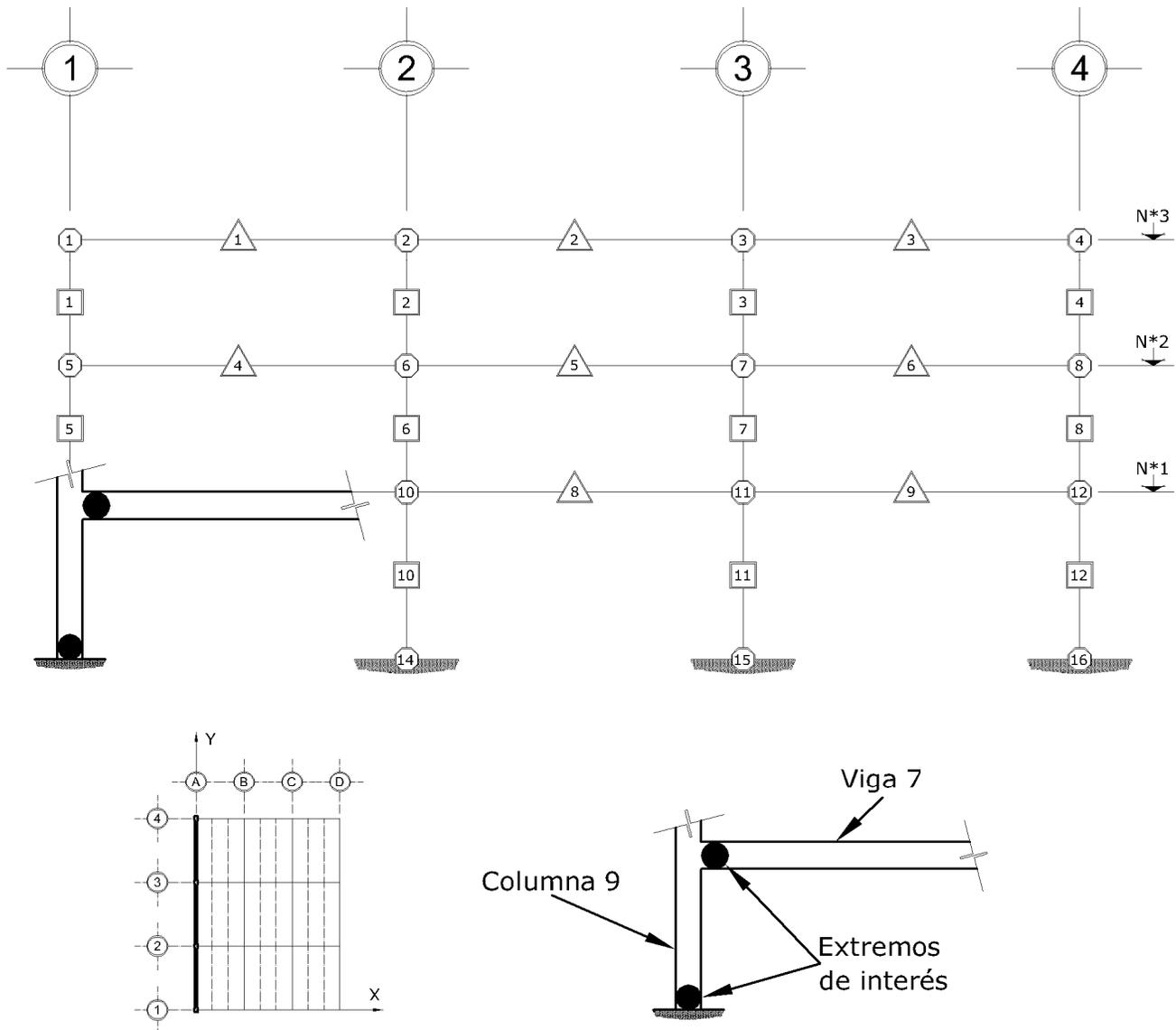


Fig 4.7 Identificación de los extremos en secciones estructurales de la viga 7 y la columna 9 para el estudio de las historias en el tiempo de las respuestas de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos (sin y con sobre-resistencias), edificios de 3 niveles, eje A (dirección larga), casos A1 y A2 ($Q = 2$), B1 y B2 ($Q = 4$)

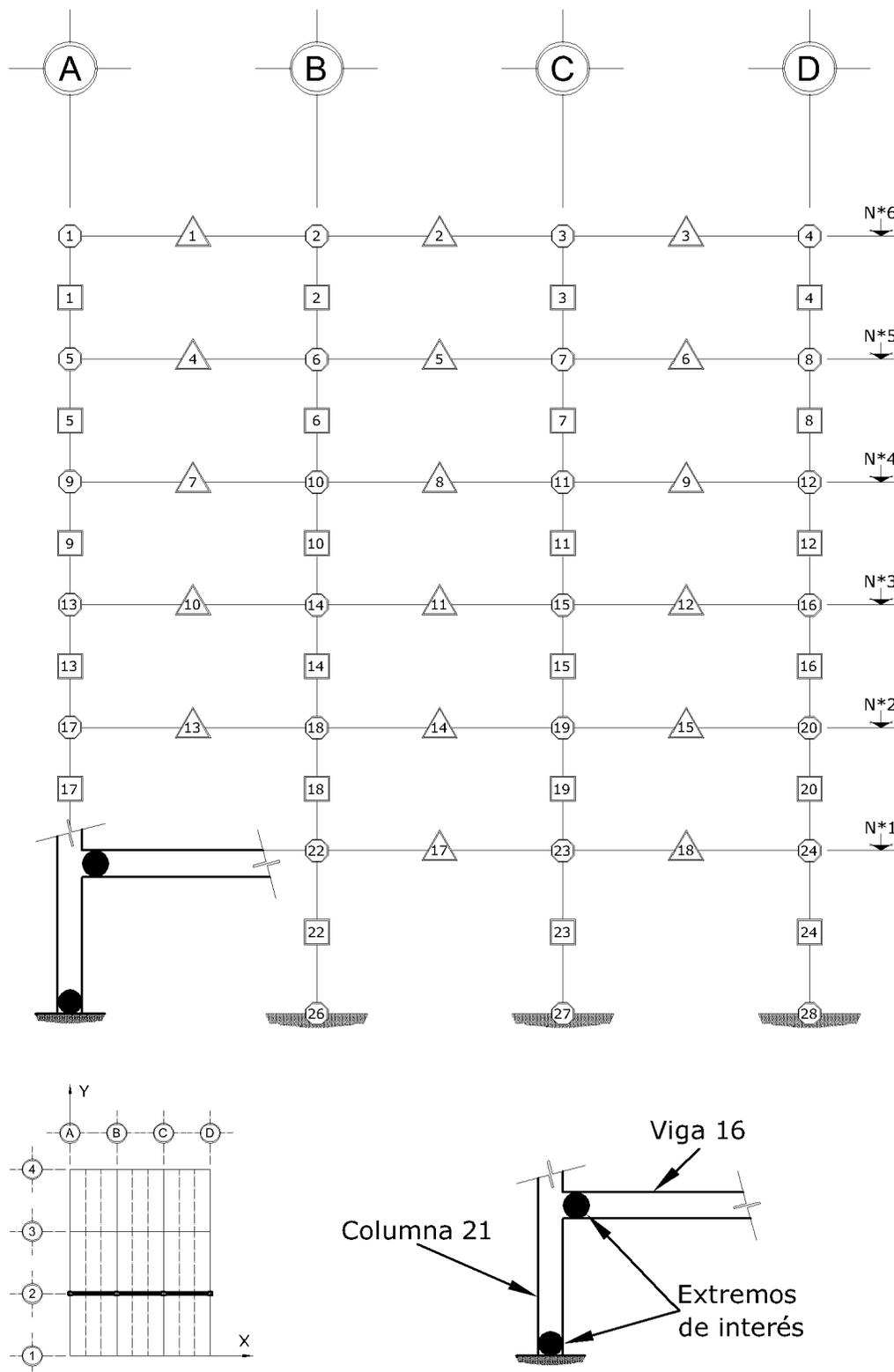


Fig 4.8 Identificación de los extremos en secciones estructurales de la viga 16 y la columna 21 para el estudio de las historias en el tiempo de las respuestas de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos (sin y con sobre-resistencias), edificios de 6 niveles, eje 2 (dirección corta), casos C1 y C2 ($Q = 2$), D1 y D2 ($Q = 4$)

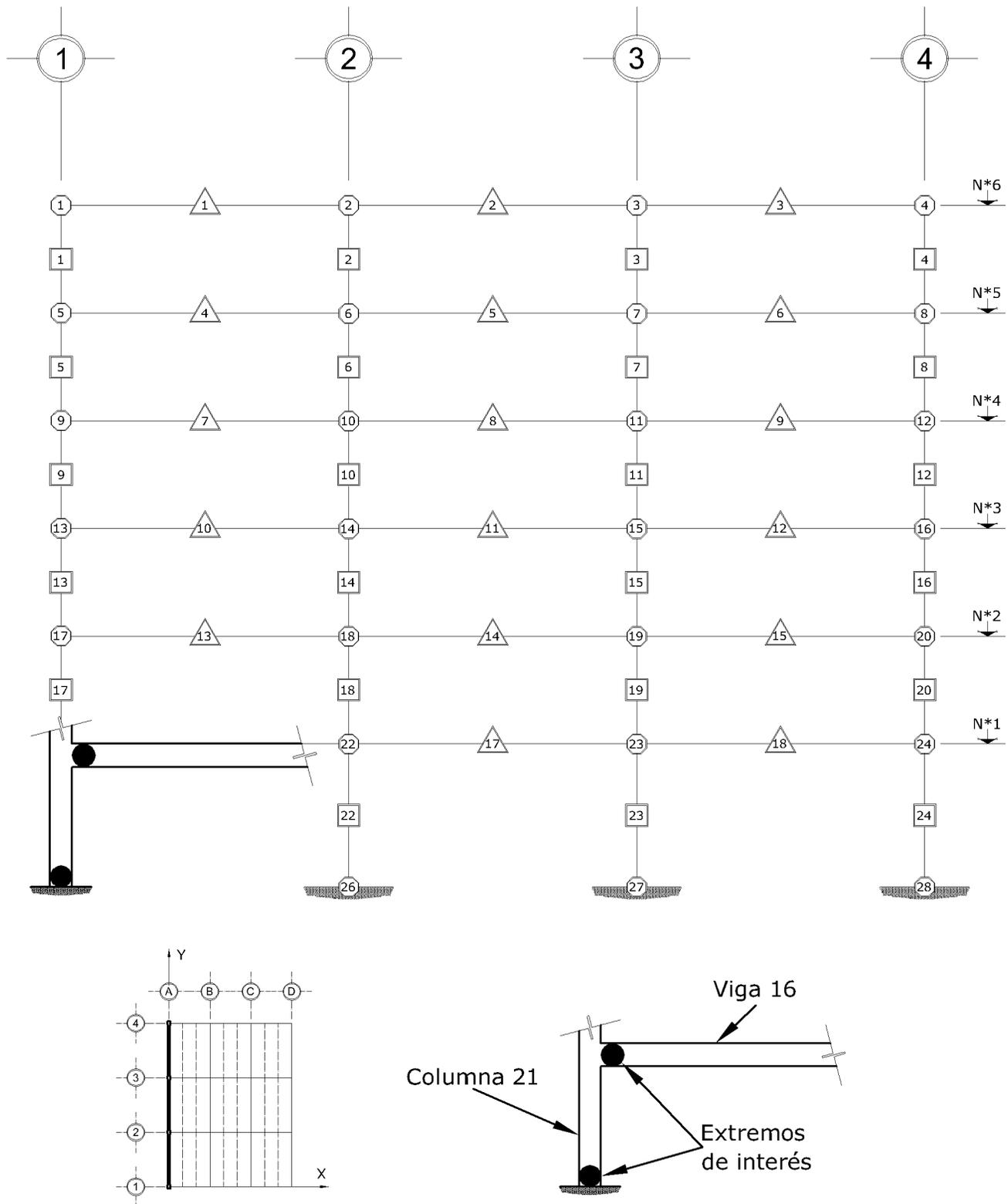


Fig 4.9 Identificación de los extremos en secciones estructurales de la viga 16 y la columna 21 para el estudio de las historias en el tiempo de las respuestas de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos (sin y con sobre-resistencias), edificios de 6 niveles, eje A (dirección larga), casos C1 y C2 ($Q = 2$), D1 y D2 ($Q = 4$)

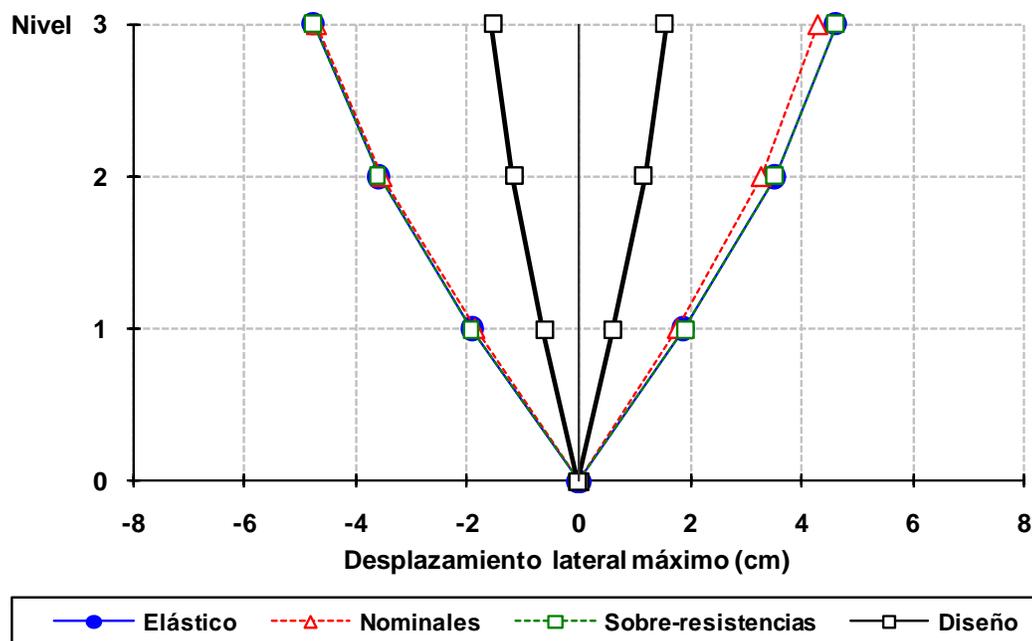


Fig 4.10 Desplazamientos horizontales máximos del eje 2, caso A2, análisis paso a paso dinámico (elástico e inelástico) y modal espectral, sin y con efectos de sobre-resistencias, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

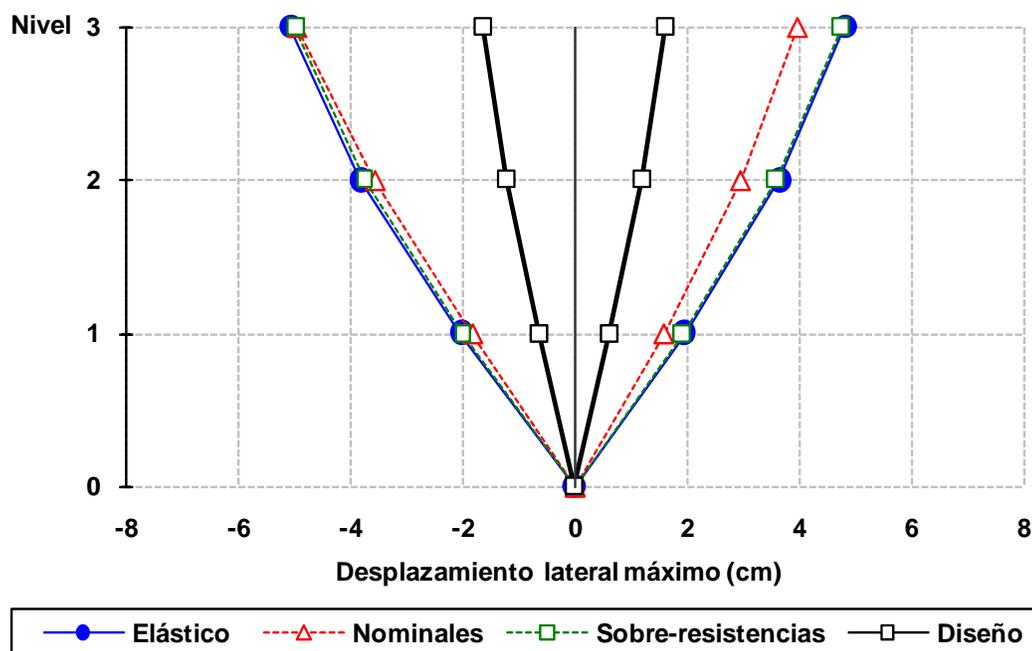


Fig 4.11 Desplazamientos horizontales máximos del eje A, caso A2, análisis paso a paso dinámico (elástico e inelástico) y modal espectral, sin y con efectos de sobre-resistencias, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

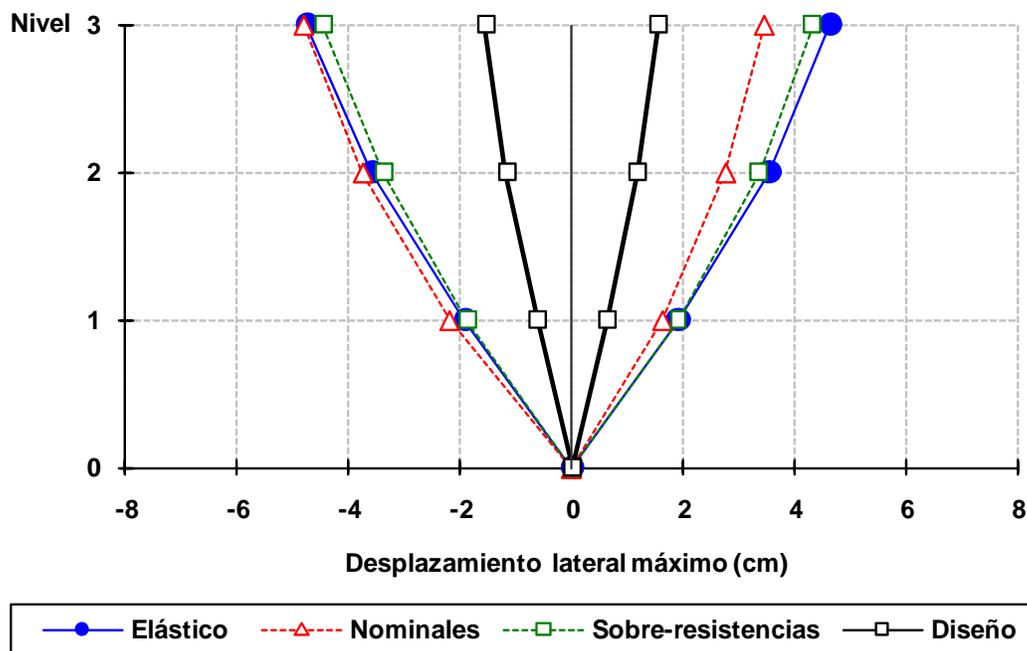


Fig 4.12 Desplazamientos horizontales máximos del eje 2, caso B2, análisis paso a paso dinámico (elástico e inelástico) y modal espectral, sin y con efectos de sobre-resistencias, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

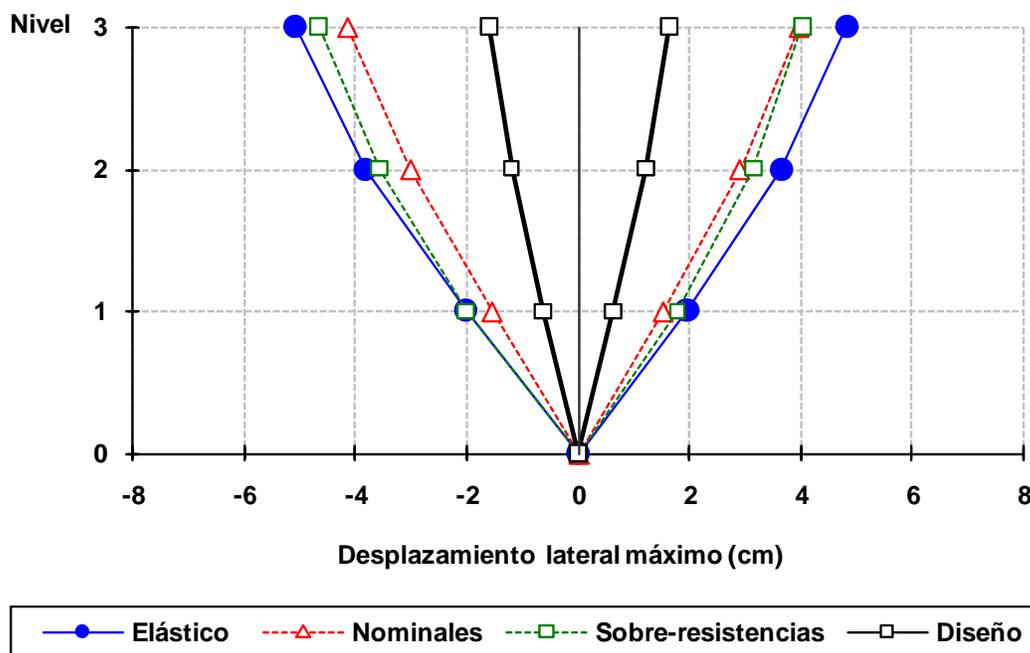


Fig 4.13 Desplazamientos horizontales máximos del eje A, caso B2, análisis paso a paso dinámico (elástico e inelástico) y modal espectral, sin y con efectos de sobre-resistencias, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

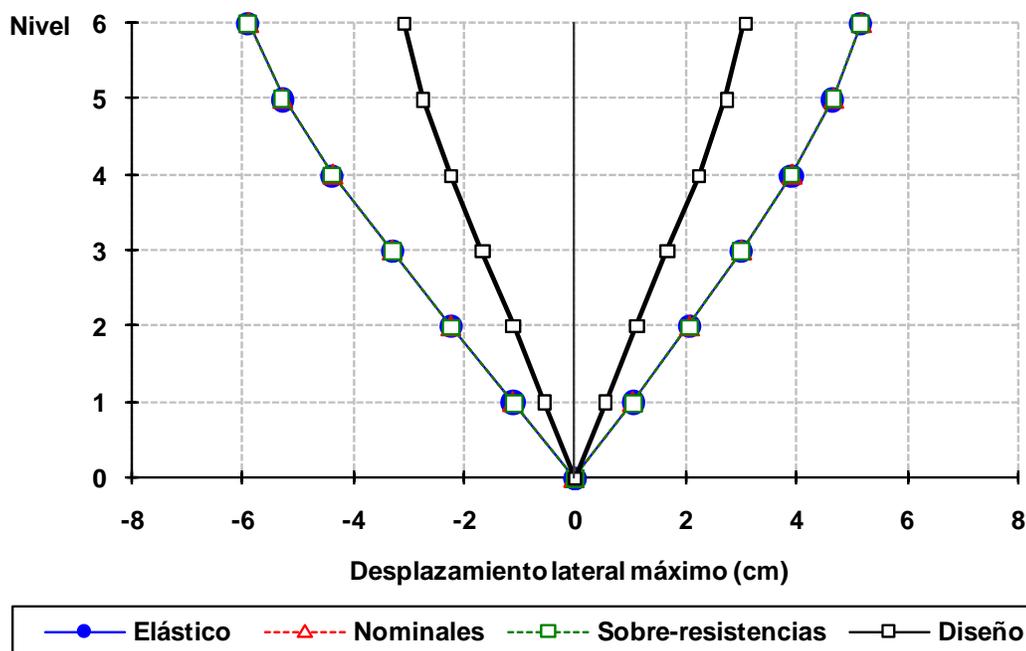


Fig 4.14 Desplazamientos horizontales máximos del eje 2, caso C2, análisis paso a paso dinámico (elástico e inelástico) y modal espectral, sin y con efectos de sobre-resistencias, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

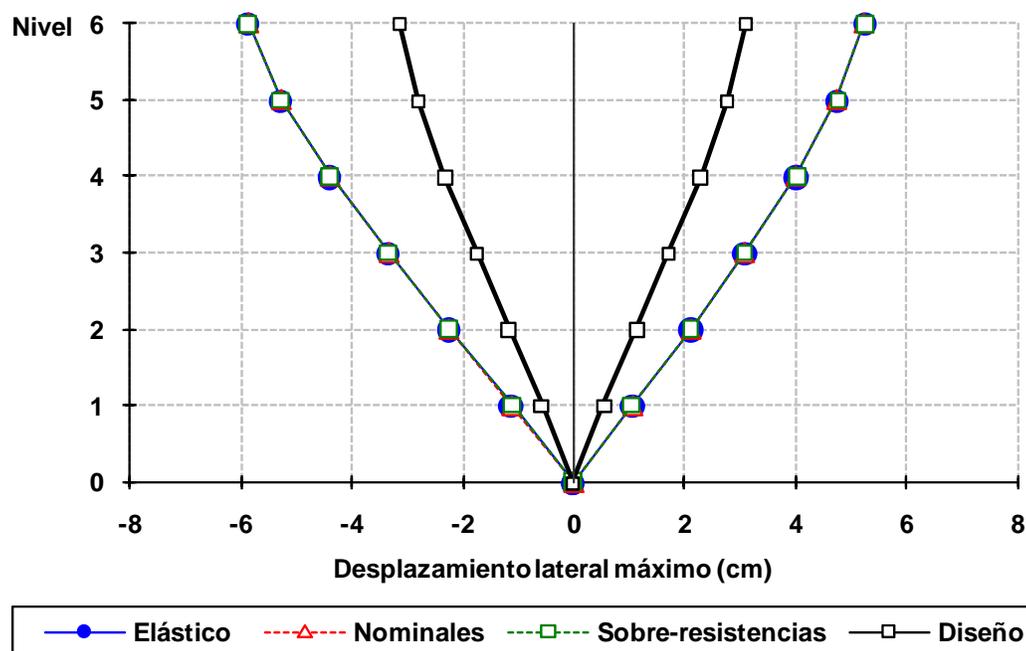


Fig 4.15 Desplazamientos horizontales máximos del eje A, caso C2, análisis paso a paso dinámico (elástico e inelástico) y modal espectral, sin y con efectos de sobre-resistencias, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

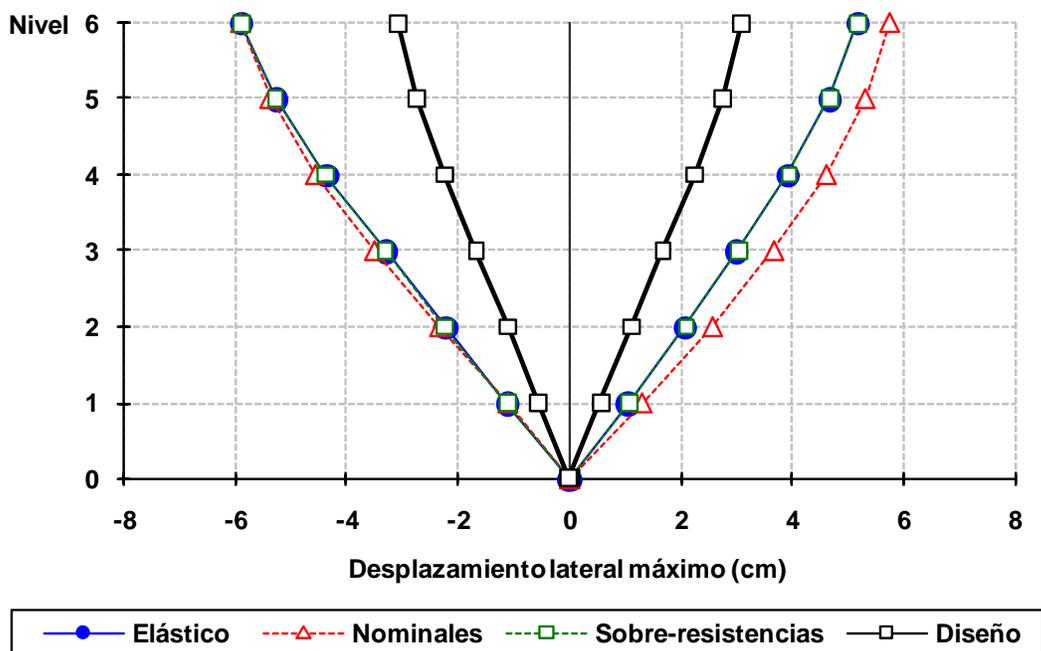


Fig 4.16 Desplazamientos horizontales máximos del eje 2, caso D2, análisis paso a paso dinámico (elástico e inelástico) y modal espectral, sin y con efectos de sobre-resistencias, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

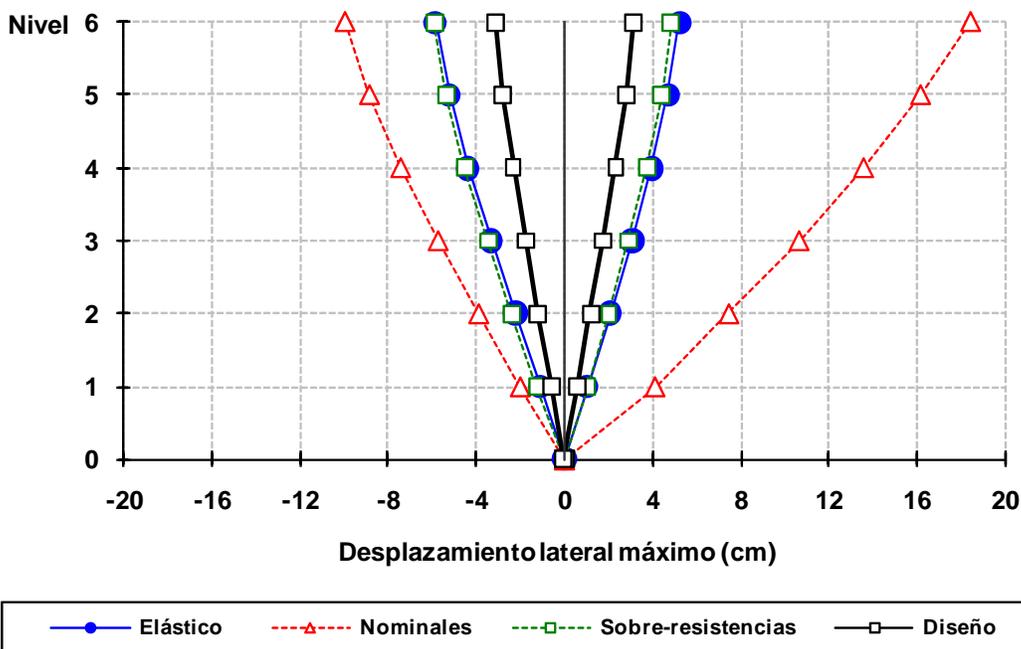


Fig 4.17 Desplazamientos horizontales máximos del eje A, caso D2, análisis paso a paso dinámico (elástico e inelástico) y modal espectral, sin y con efectos de sobre-resistencias, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

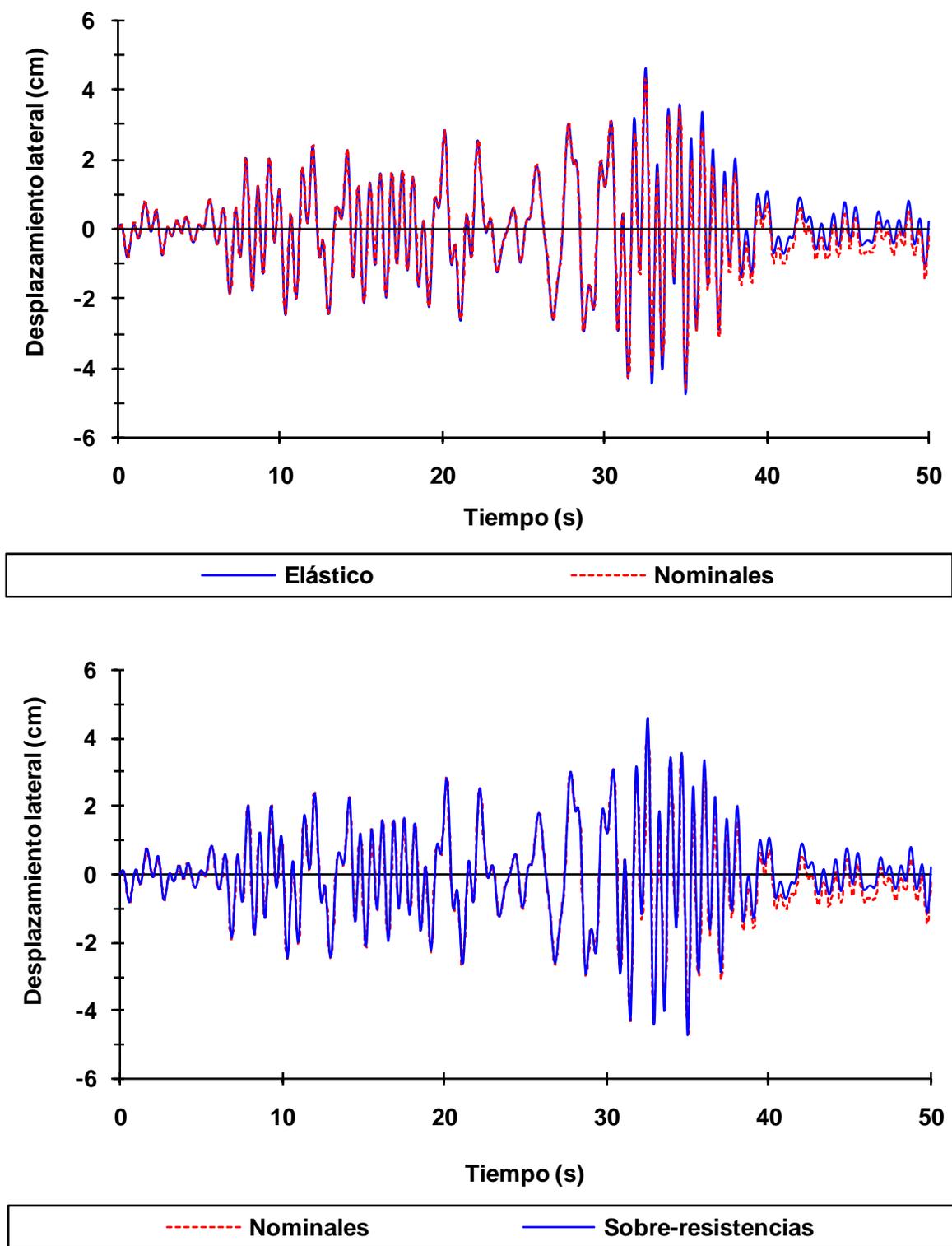


Fig 4.18 Historias de desplazamientos laterales de azotea, eje 2, caso A2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

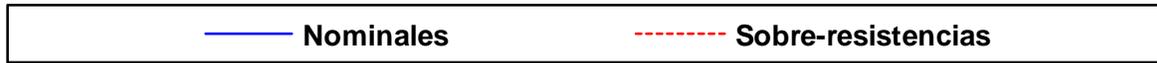
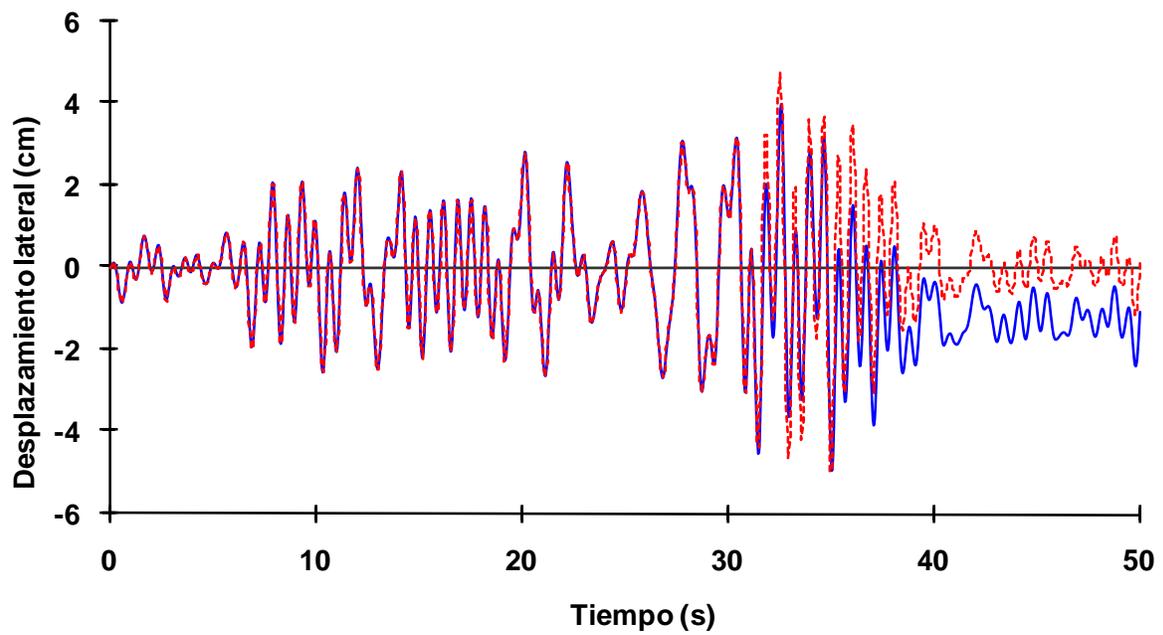
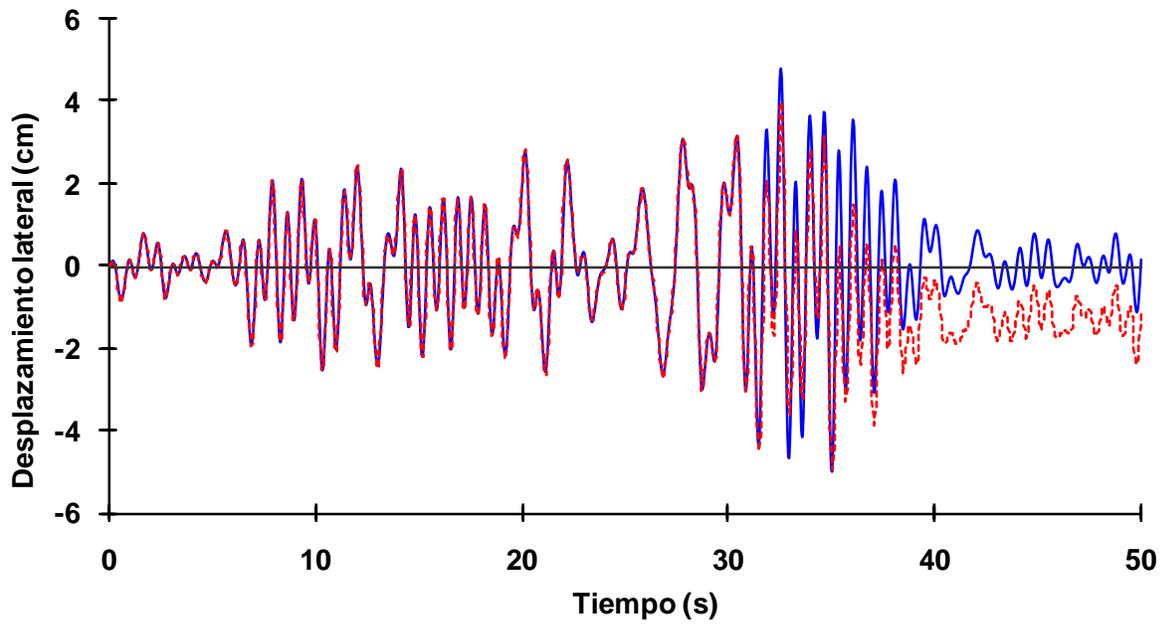


Fig 4.19 Historias de desplazamientos laterales de azotea, eje A, caso A2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

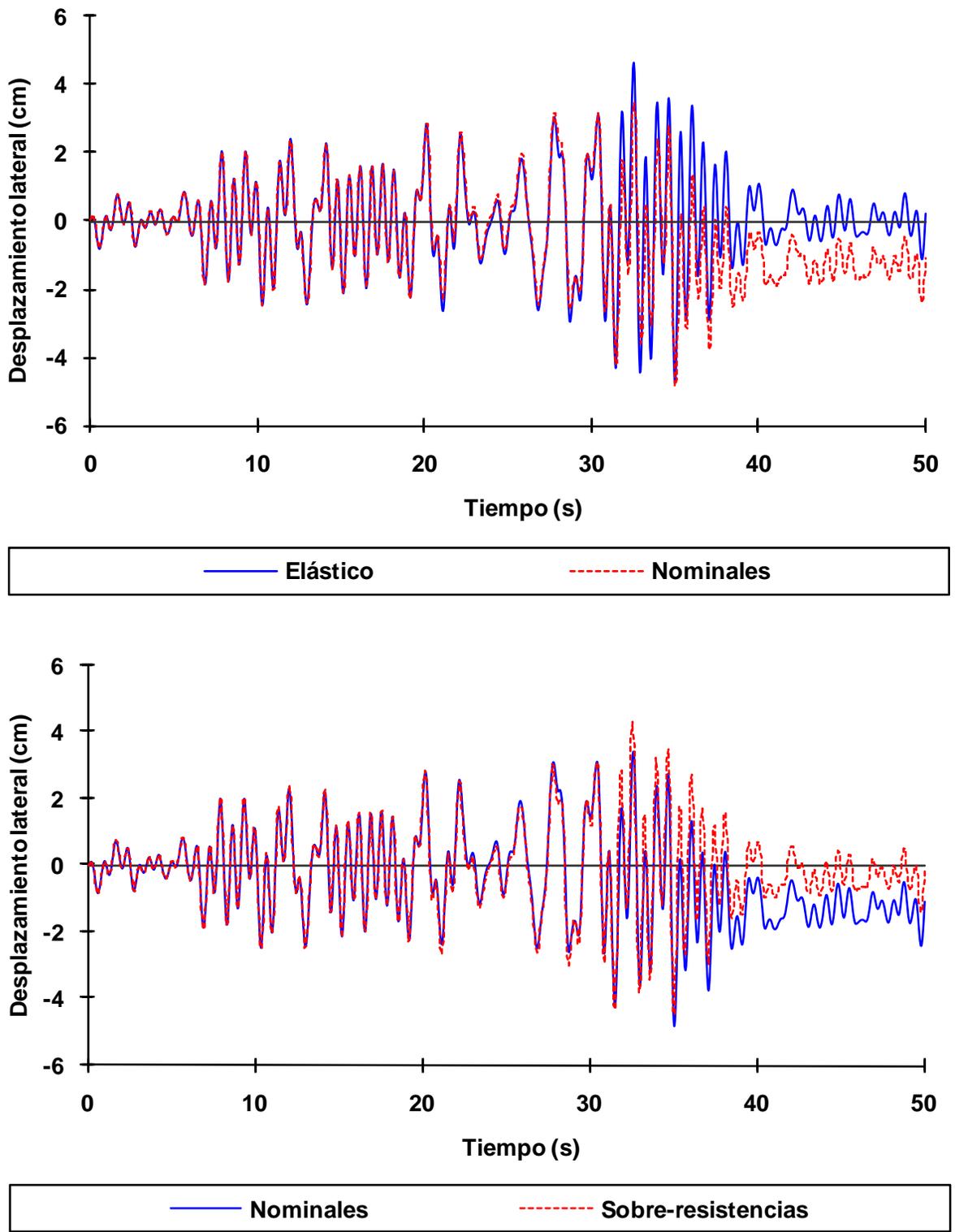


Fig 4.20 Historias de desplazamientos laterales de azotea, eje 2, caso B2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

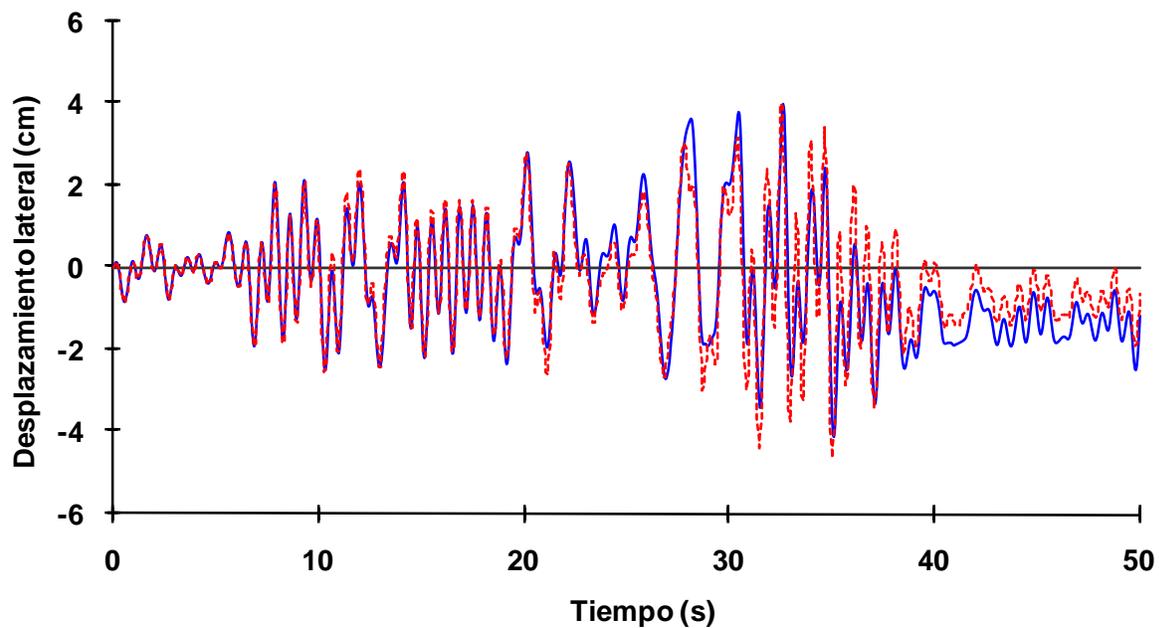
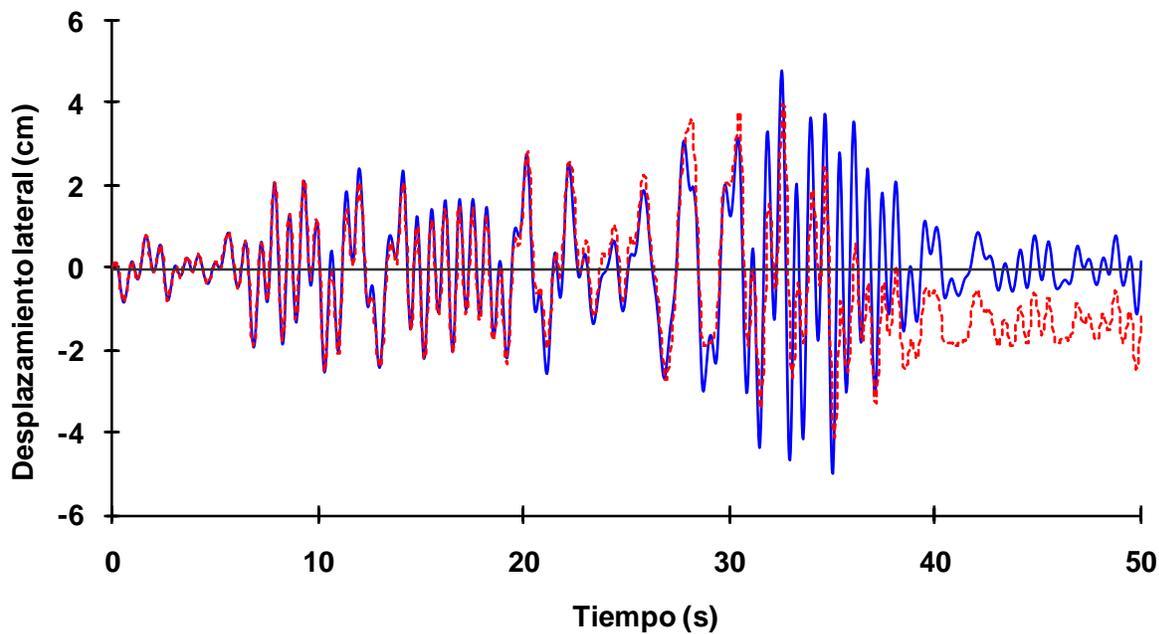


Fig 4.21 Historias de desplazamientos laterales de azotea, eje A, caso B2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

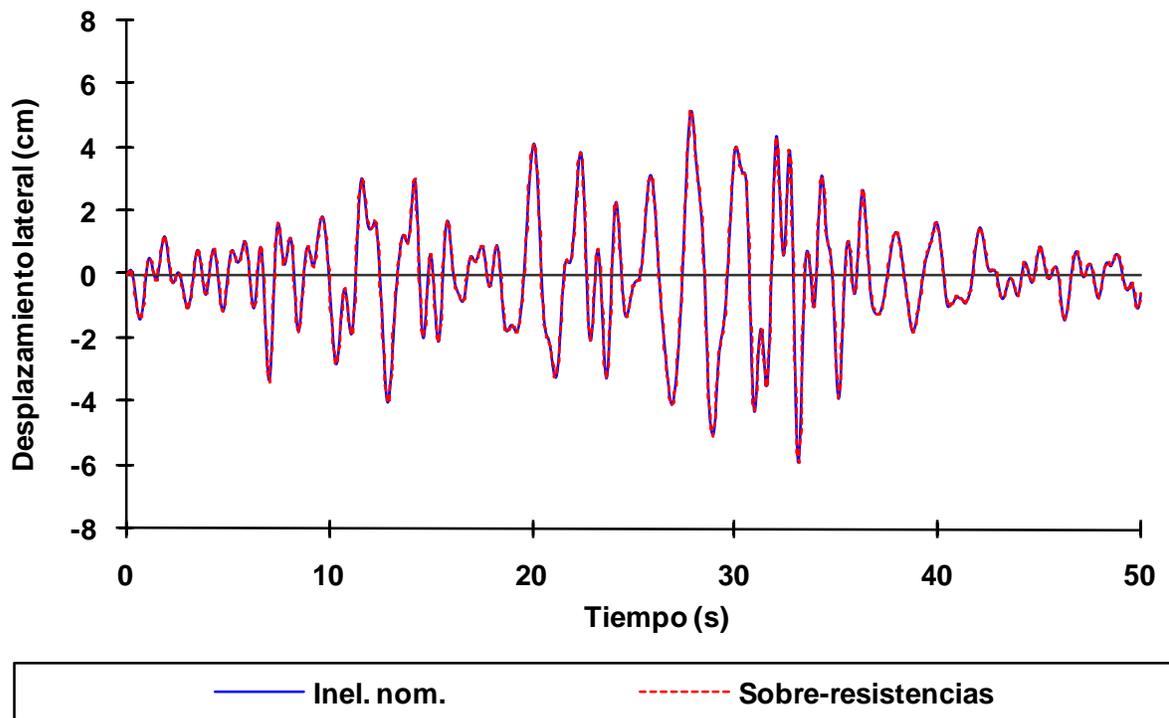
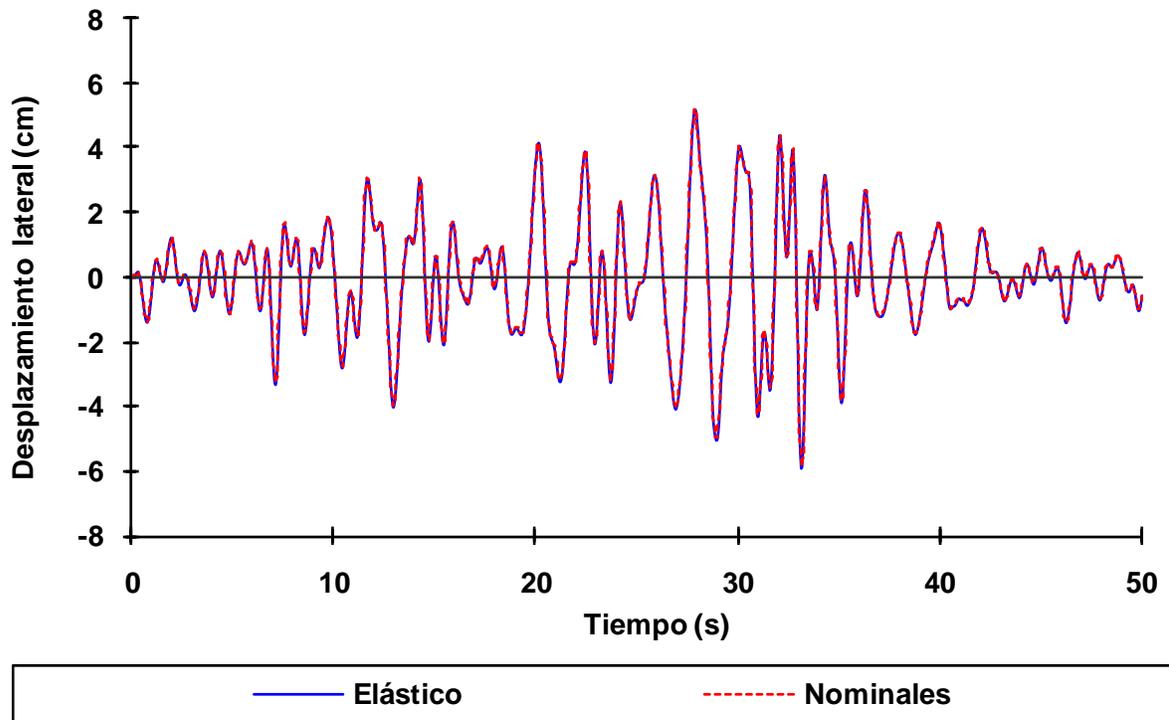


Fig 4.22 Historias de desplazamientos laterales de azotea, eje 2, caso C2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

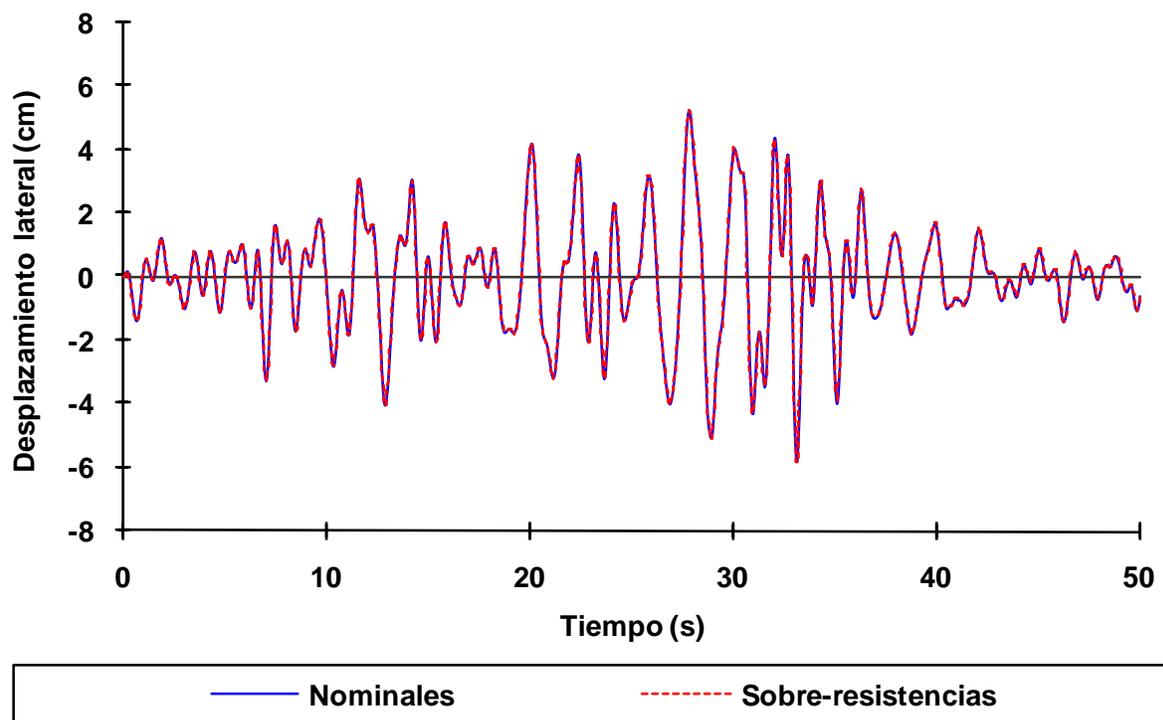
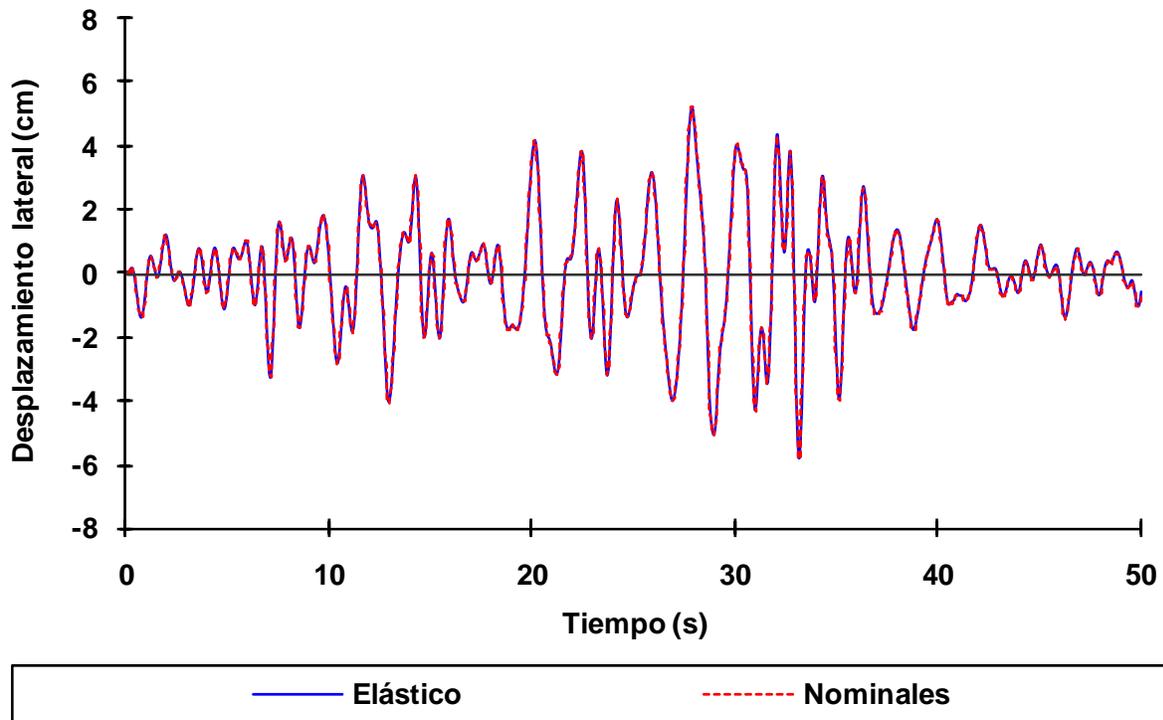


Fig 4.23 Historias de desplazamientos laterales de azotea, eje A, caso C2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

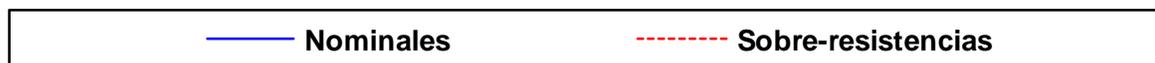
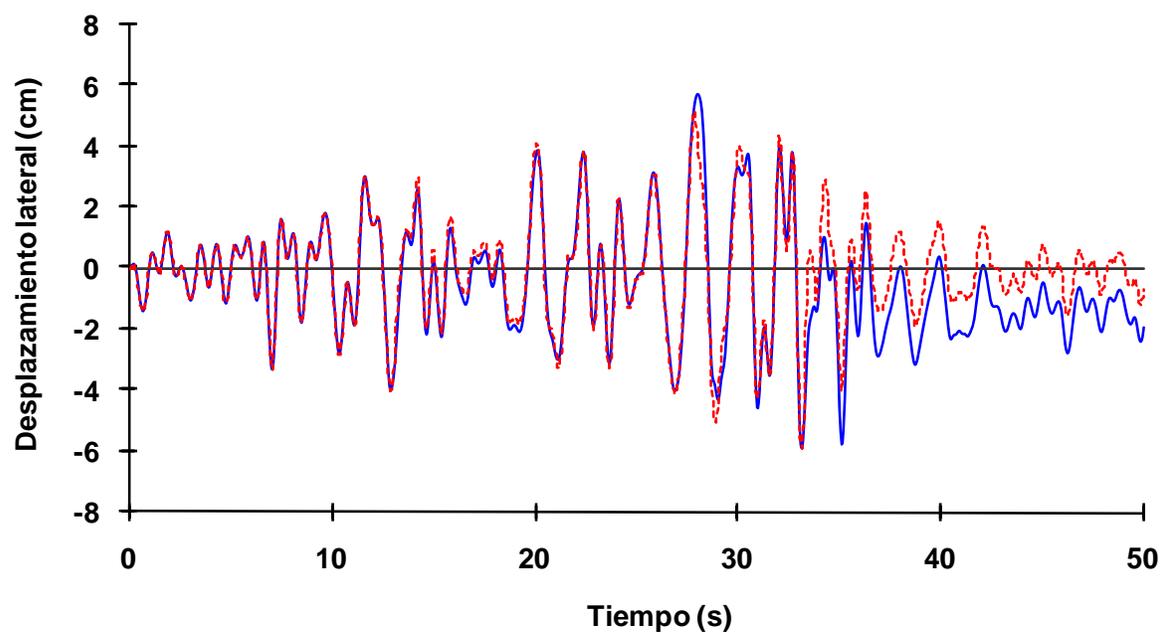
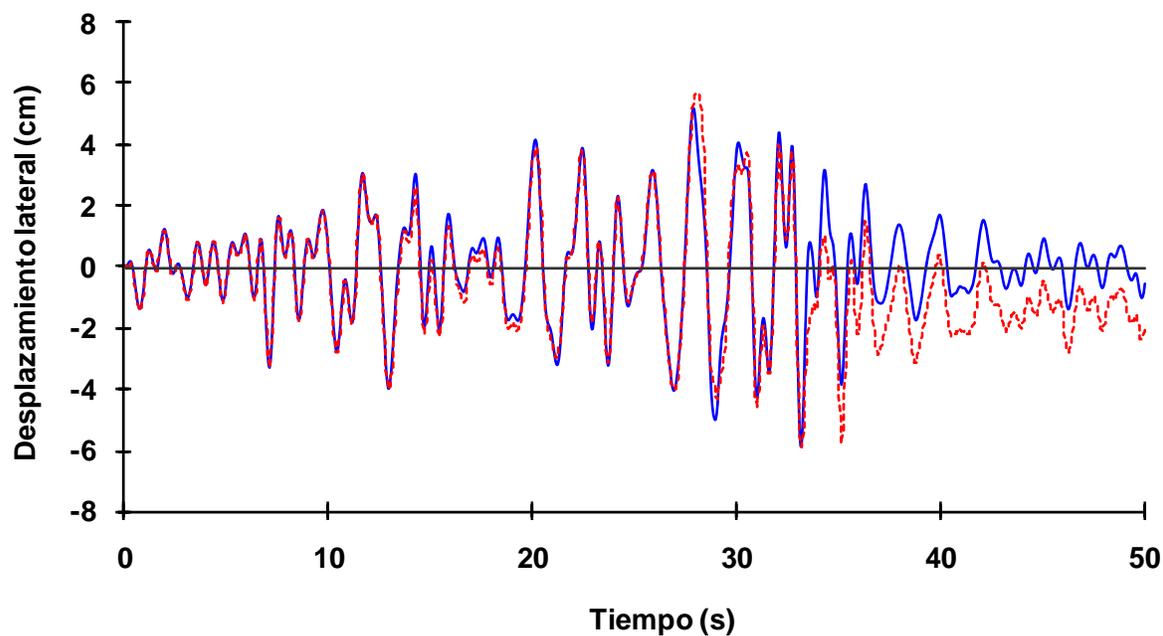


Fig 4.24 Historias de desplazamientos laterales de azotea, eje 2, caso D2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

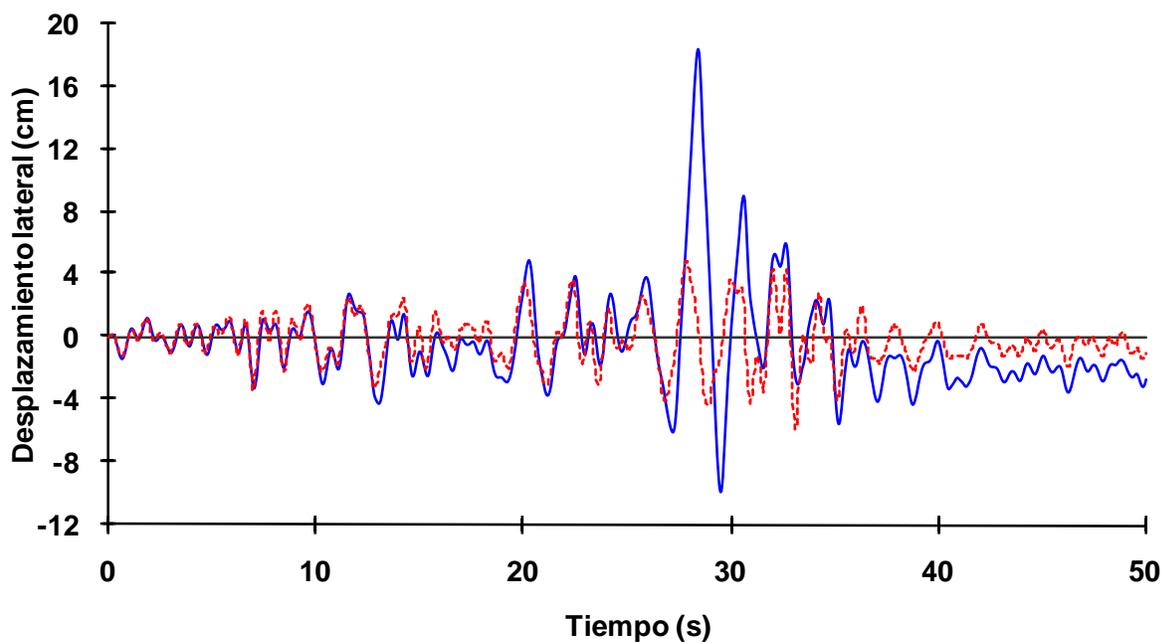
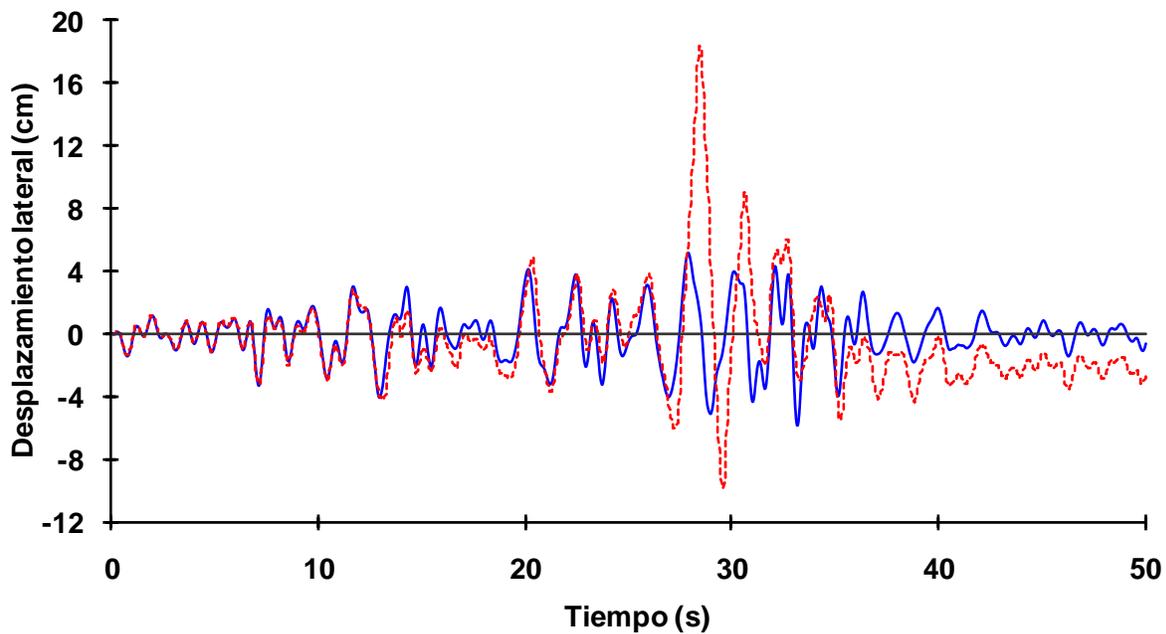


Fig 4.25 Historias de desplazamientos laterales de azotea, eje A, caso D2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

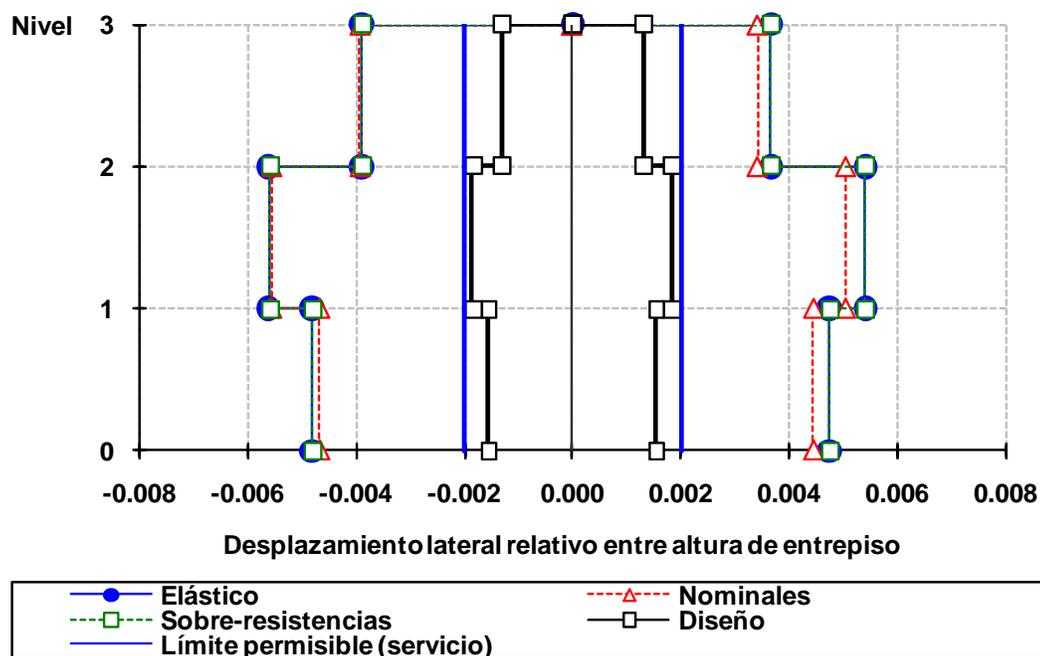


Fig 4.26 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje 2, caso A2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias) y modal espectral, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

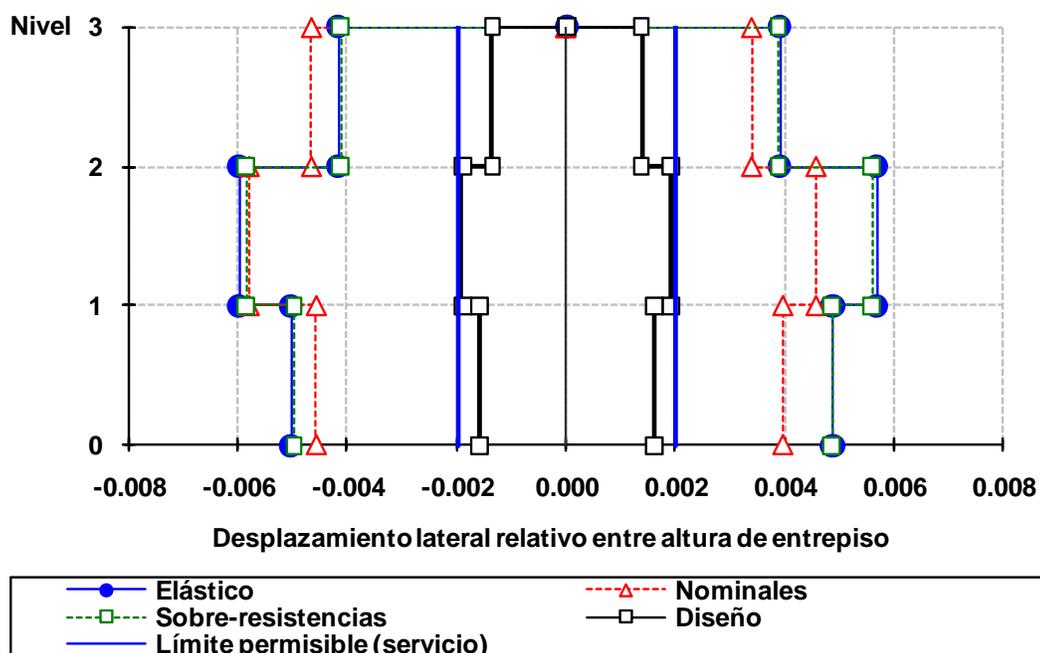


Fig 4.27 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A, caso A2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias) y modal espectral, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

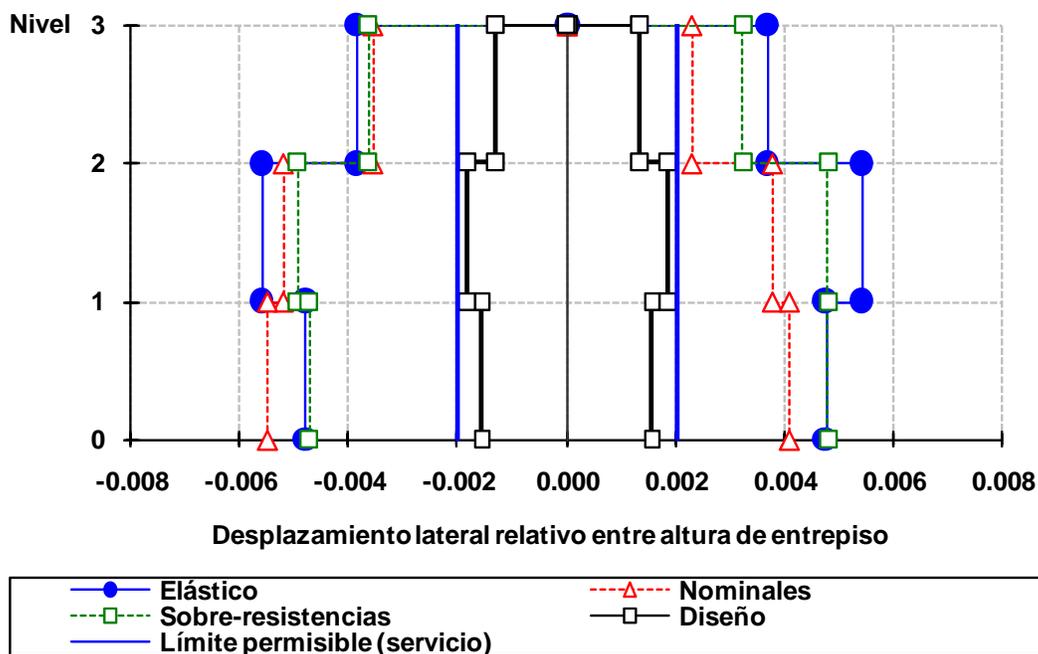


Fig 4.28 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje 2, caso B2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias) y modal espectral, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

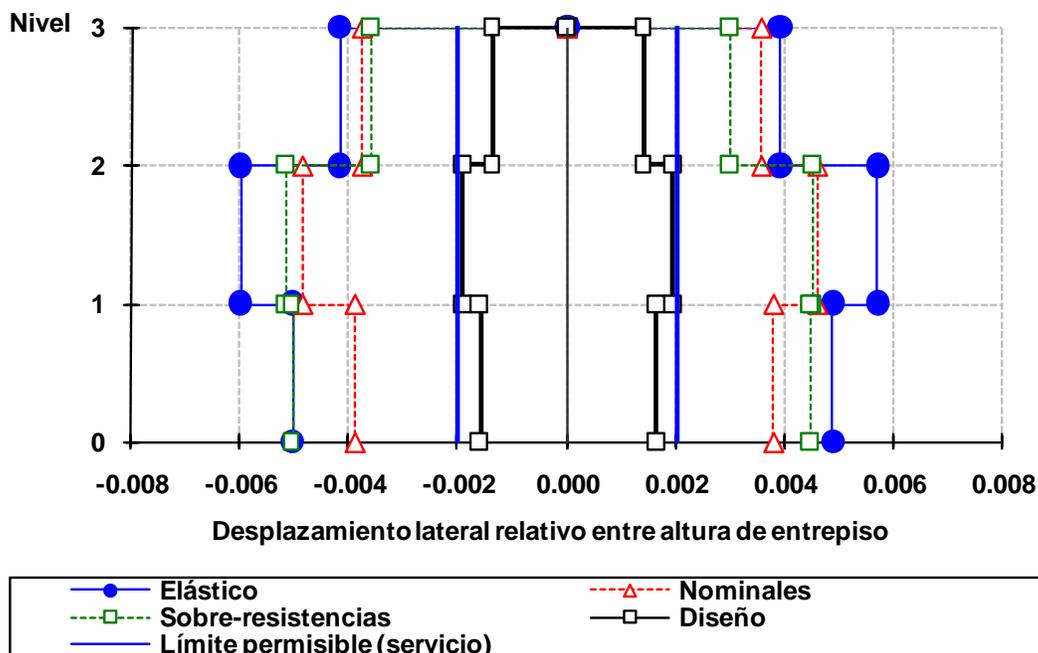


Fig 4.29 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A, caso B2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias) y modal espectral, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

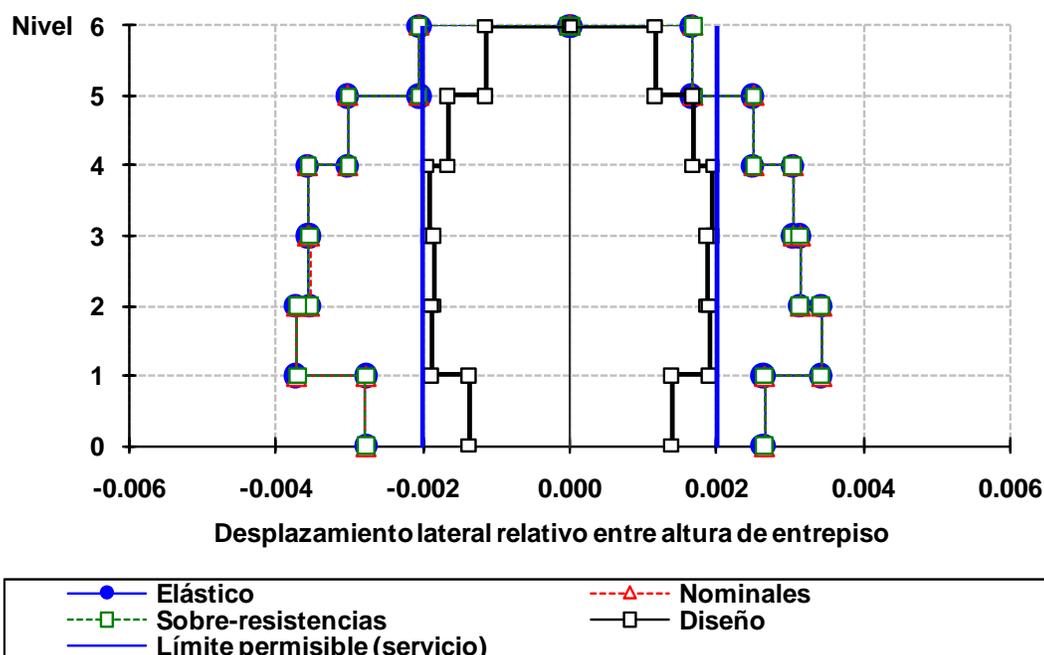


Fig 4.30 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje 2, caso C2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias) y modal espectral, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

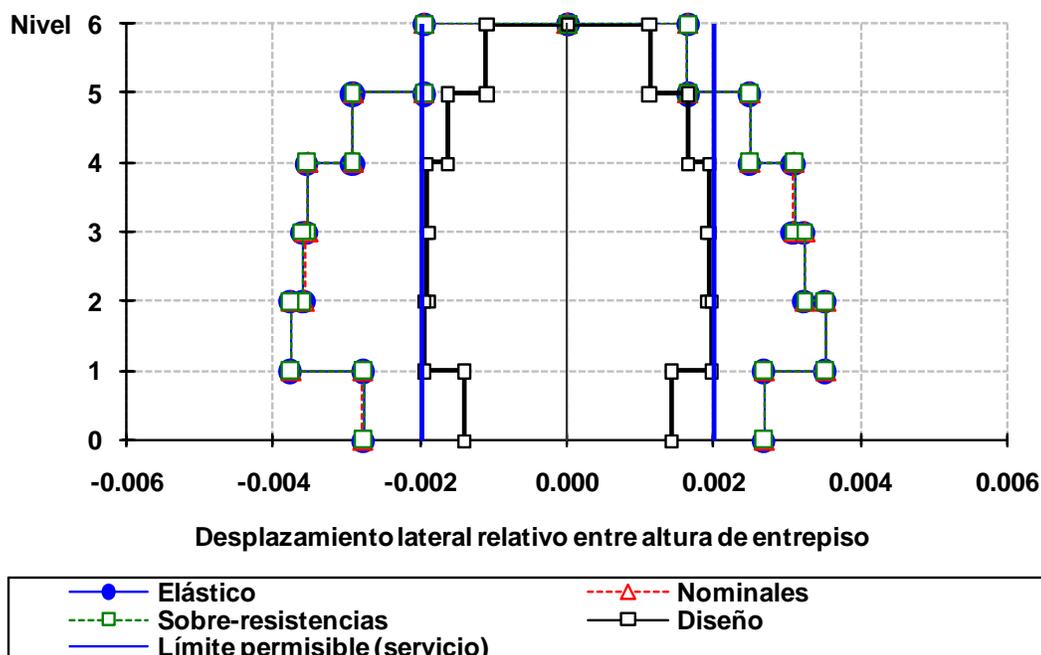


Fig 4.31 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A, caso C2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias) y modal espectral, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

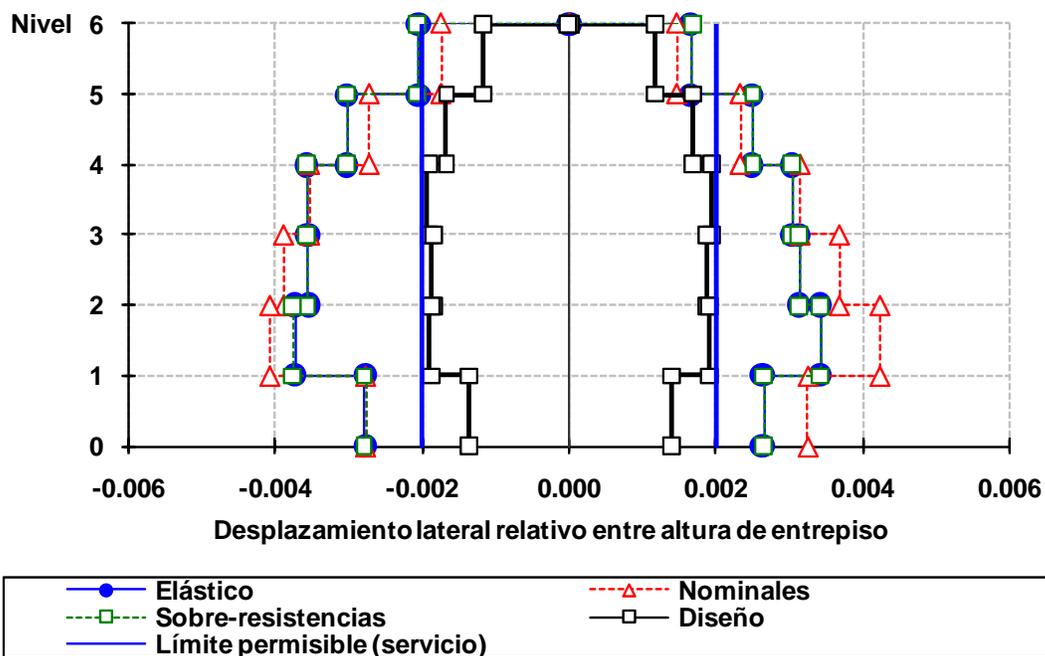


Fig 4.32 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje 2, caso D2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias) y modal espectral, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

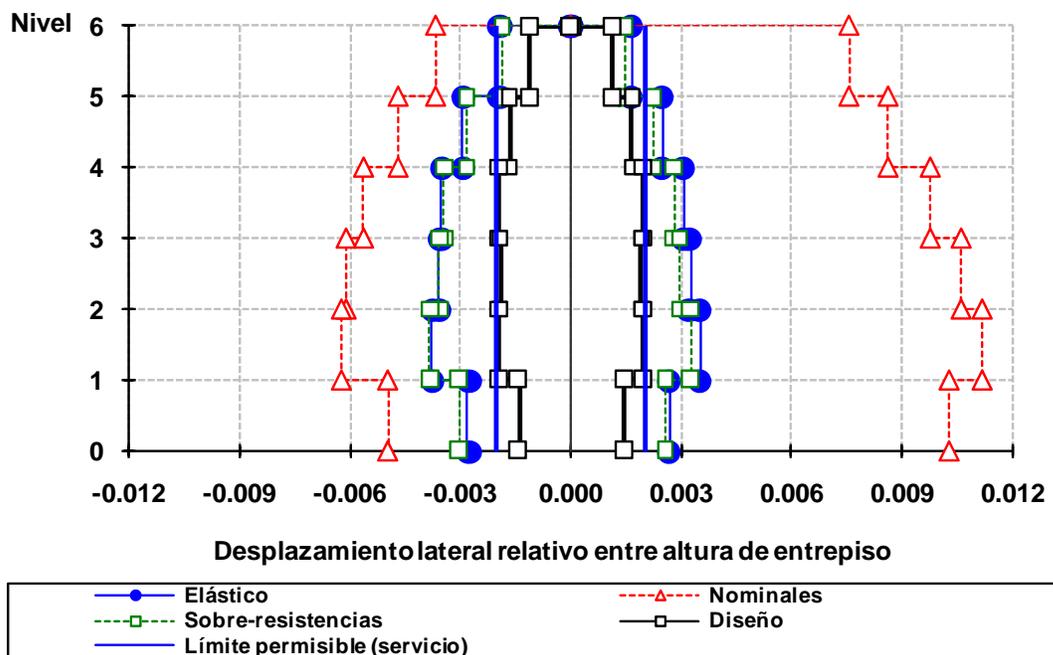


Fig 4.33 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A, caso D2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias) y modal espectral, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

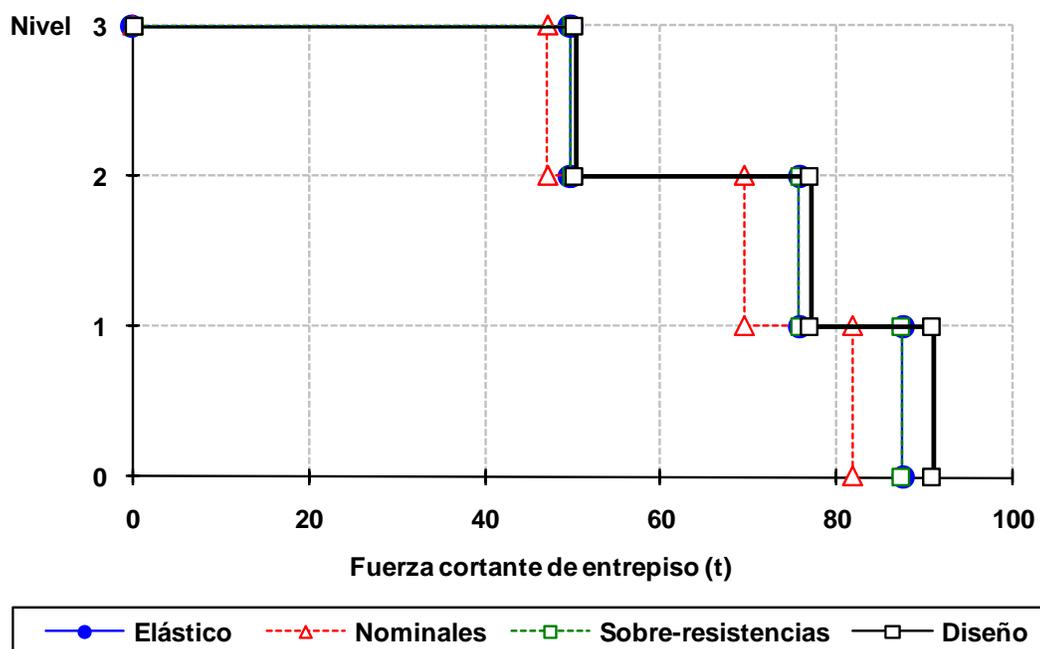


Fig 4.34 Envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso del eje 2, caso A2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias) y modal espectral, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

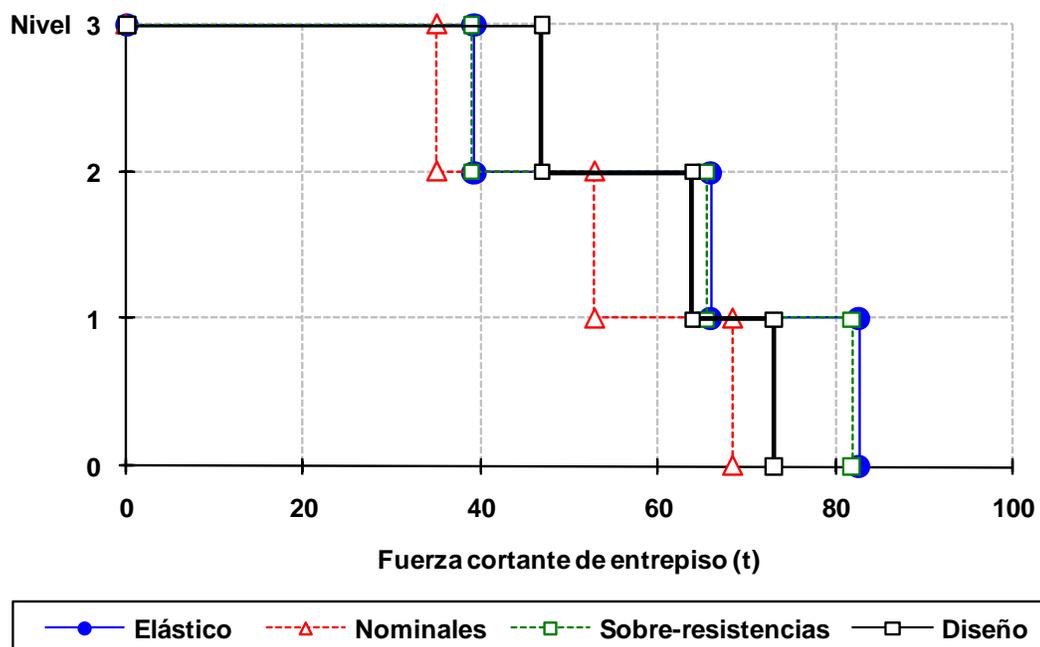


Fig 4.35 Envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso del eje A, caso A2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias) y modal espectral, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

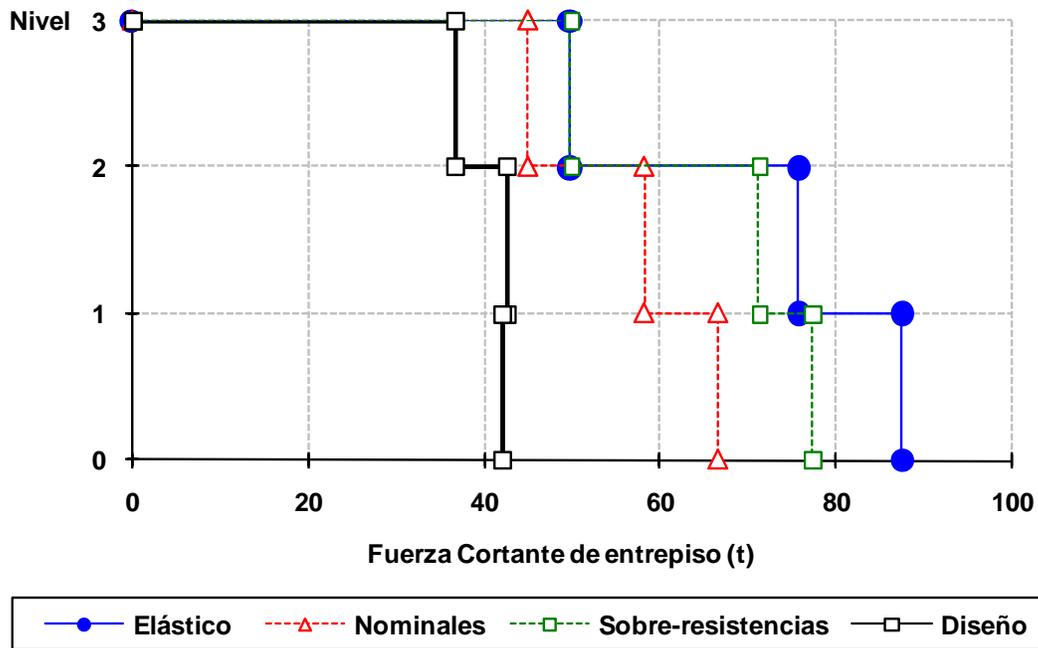


Fig 4.36 Envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso del eje 2, caso B2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias) y modal espectral, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

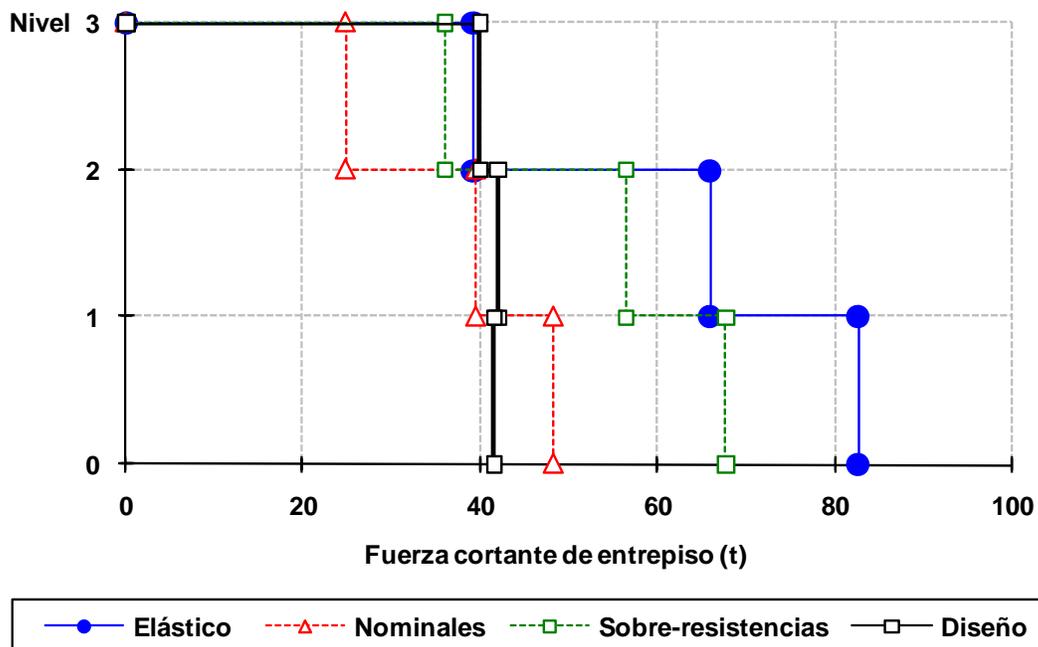


Fig 4.37 Envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso del eje A, caso B2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias) y modal espectral, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

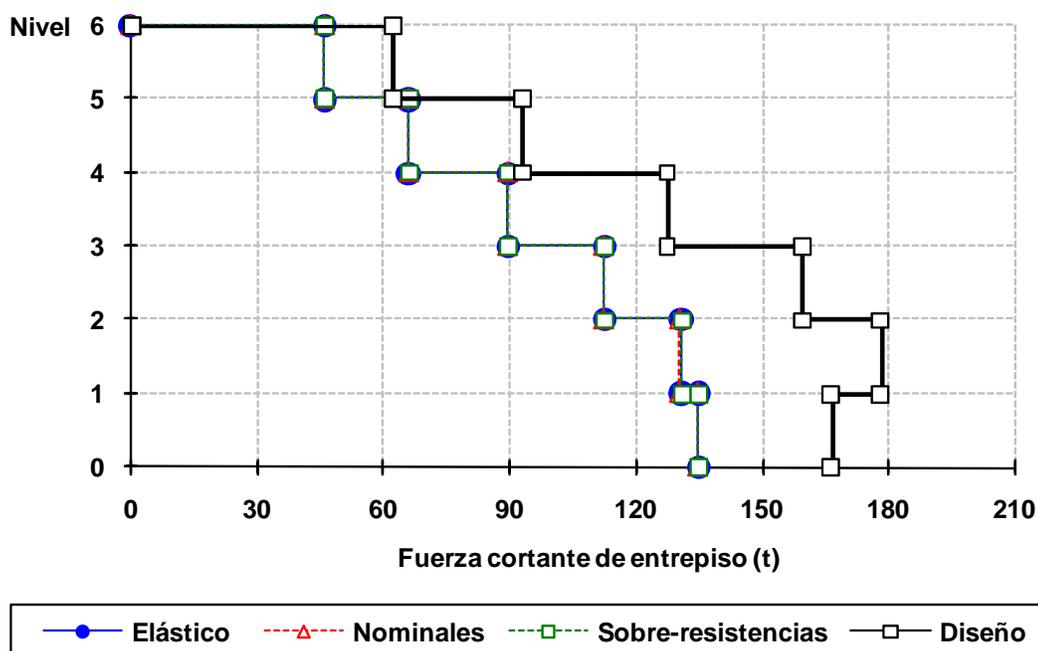


Fig 4.38 Envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso del eje 2, caso C2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias) y modal espectral, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

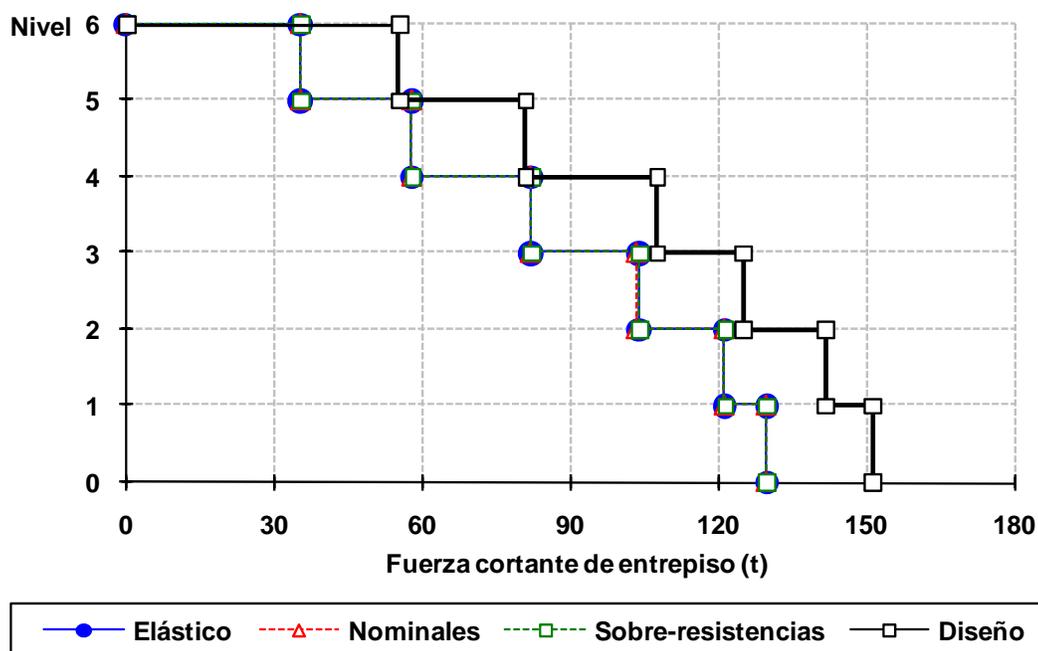


Fig 4.39 Envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso del eje A, caso C2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias) y modal espectral, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

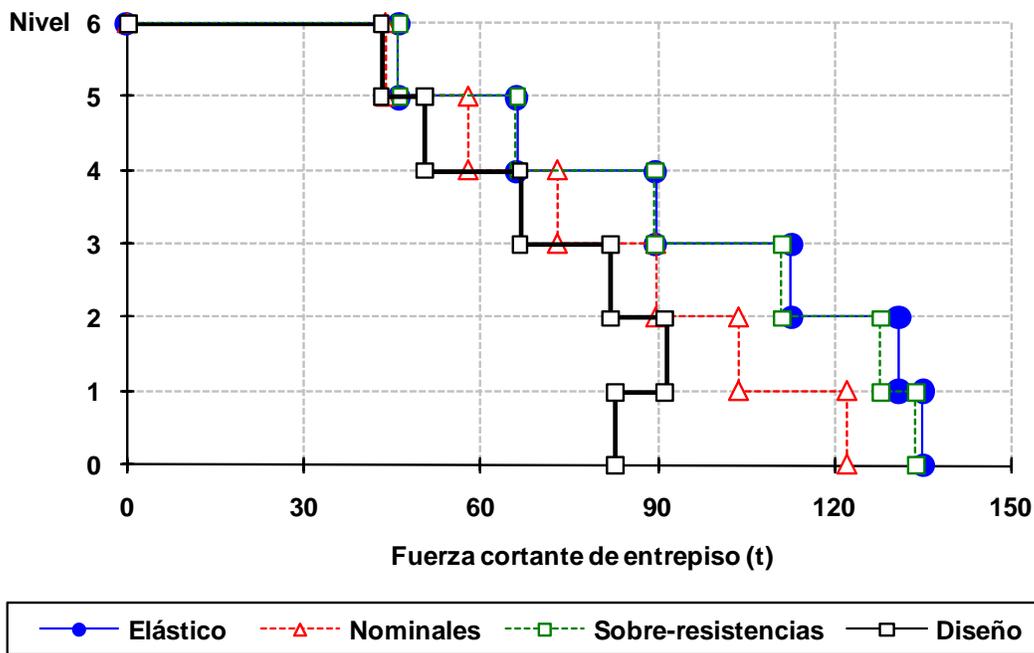


Fig 4.40 Envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso del eje 2, caso D2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias) y modal espectral, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

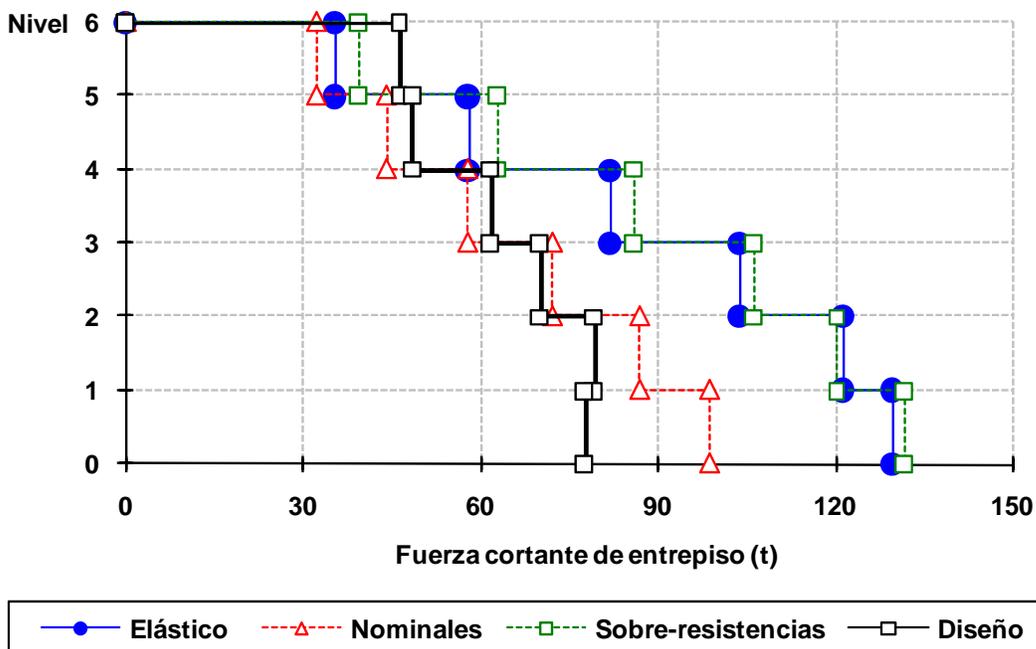


Fig 4.41 Envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso del eje A, caso D2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias) y modal espectral, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

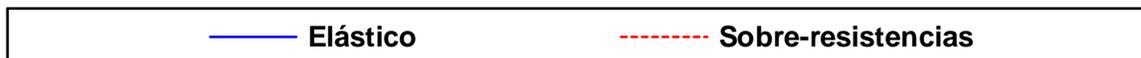
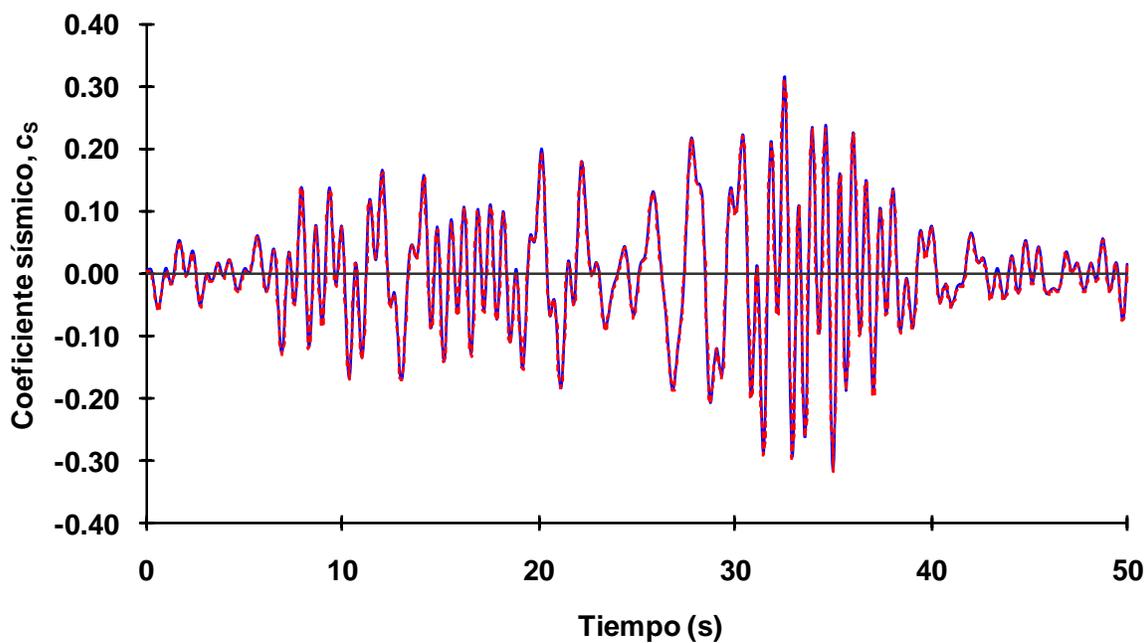
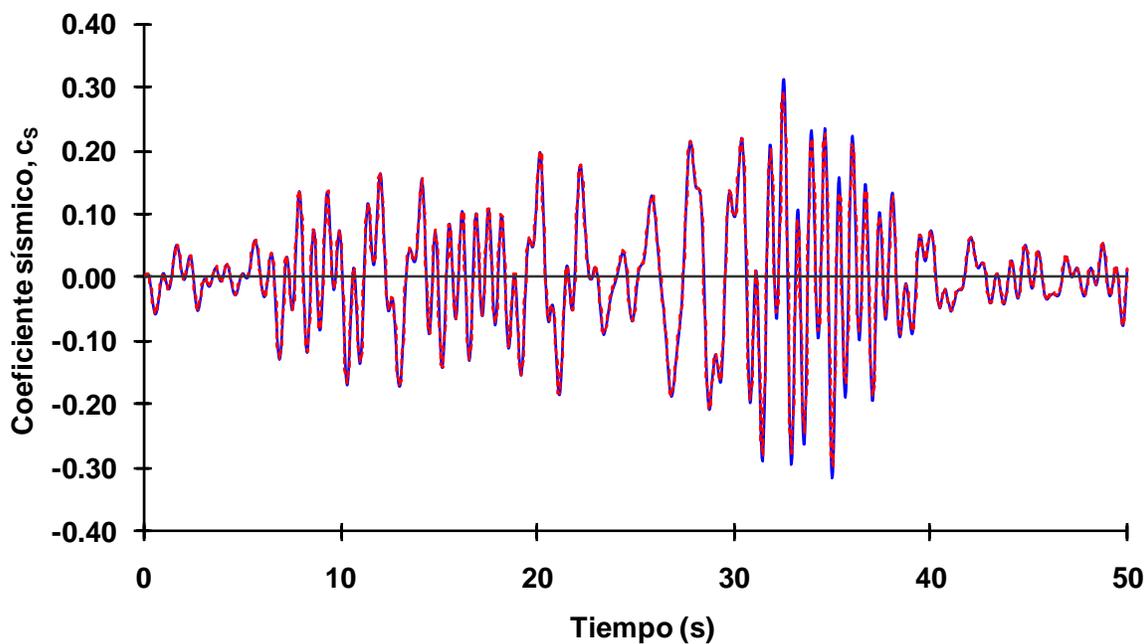


Fig 4.42 Historias de coeficientes sísmicos (c_s), eje 2, caso A2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

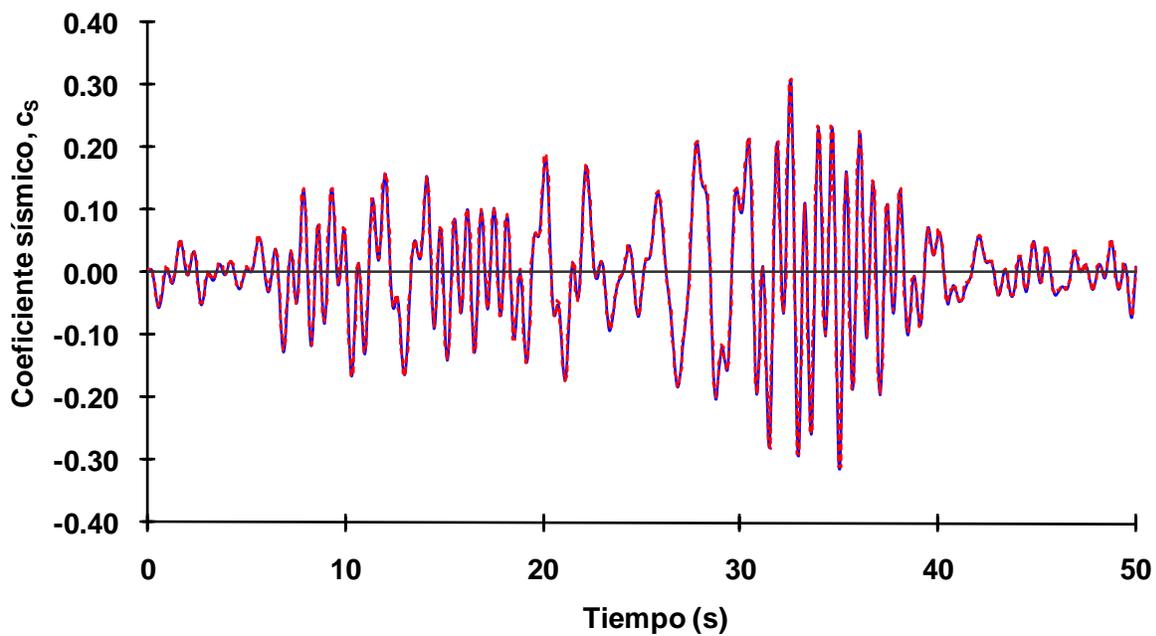
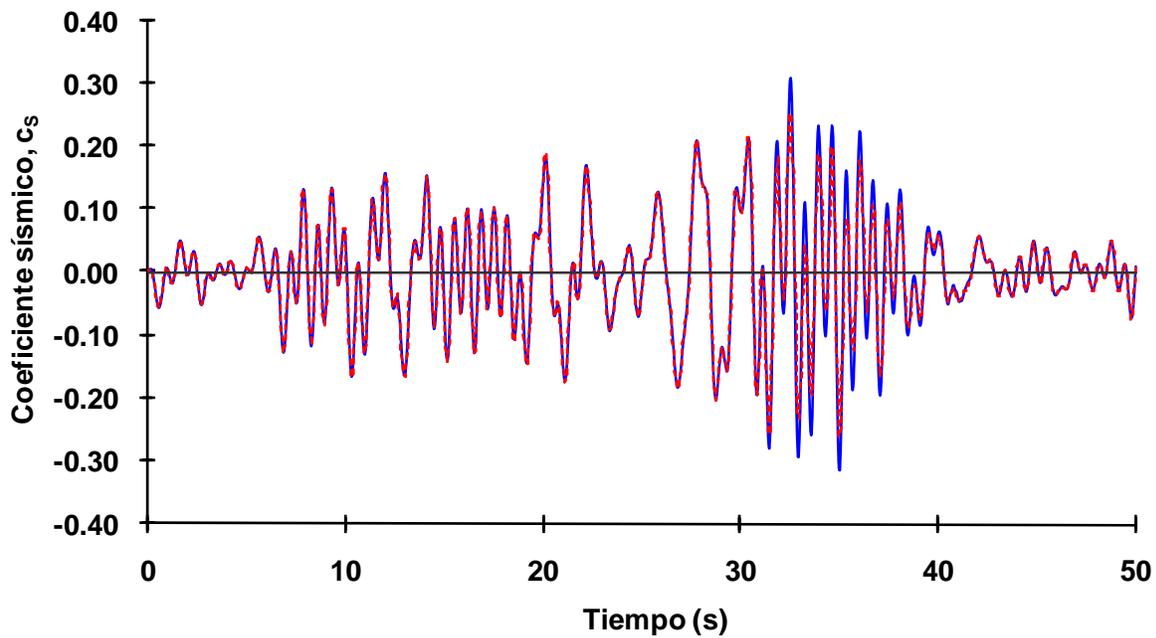


Fig 4.43 Historias de coeficientes sísmicos (c_s), eje A, caso A2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

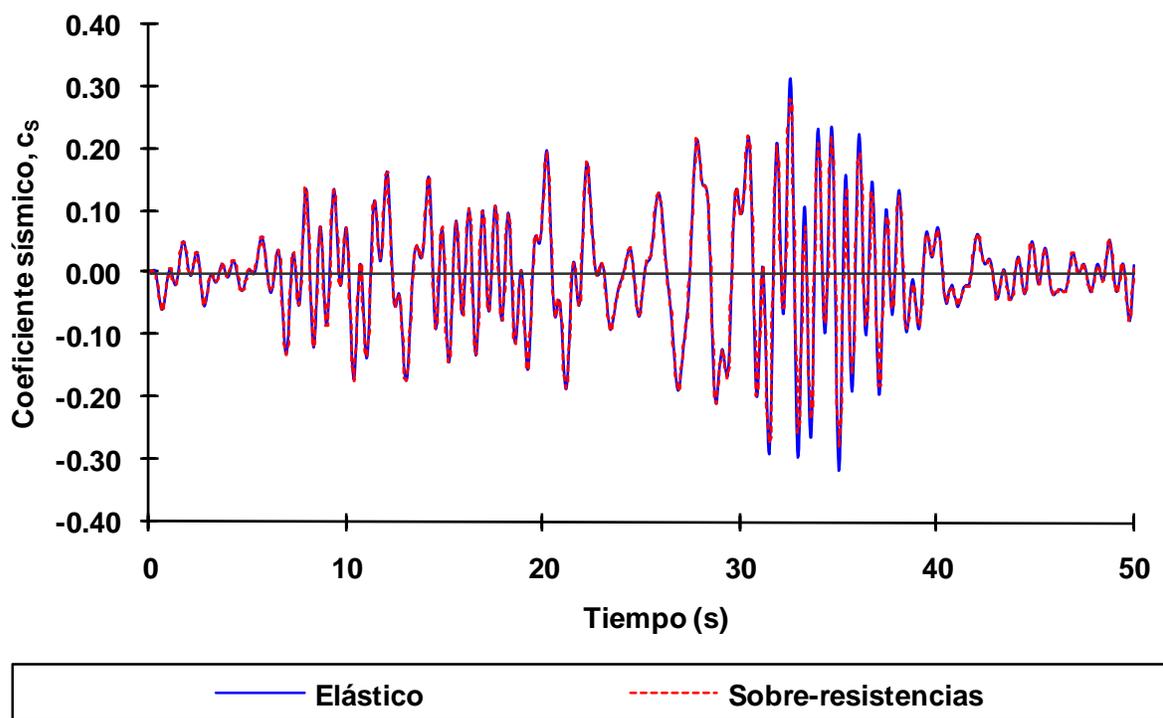
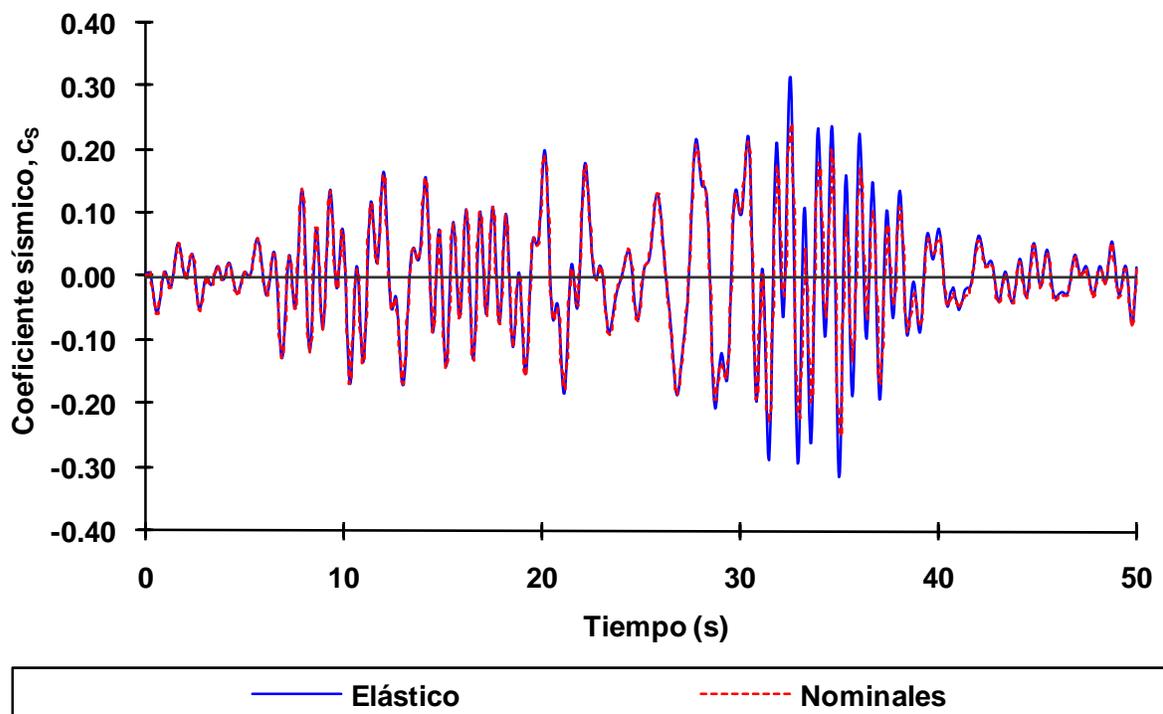


Fig 4.44 Historias de coeficientes sísmicos (c_s), eje 2, caso B2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

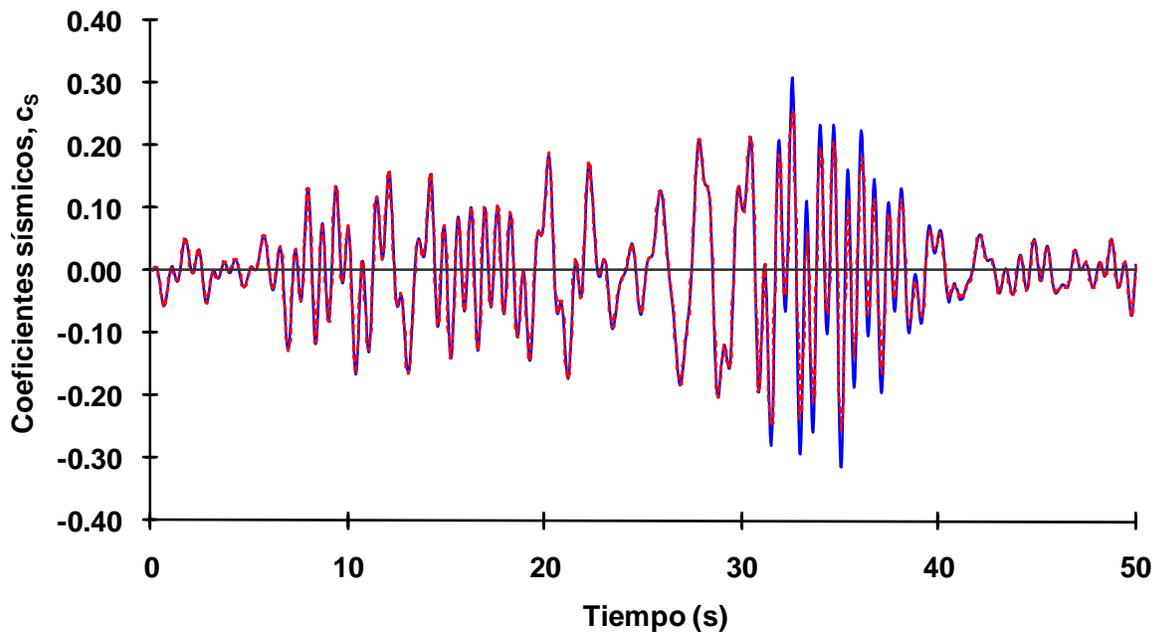
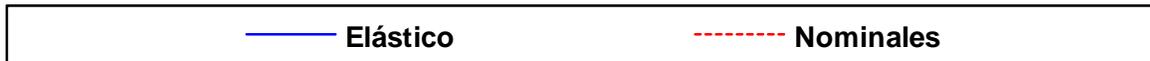
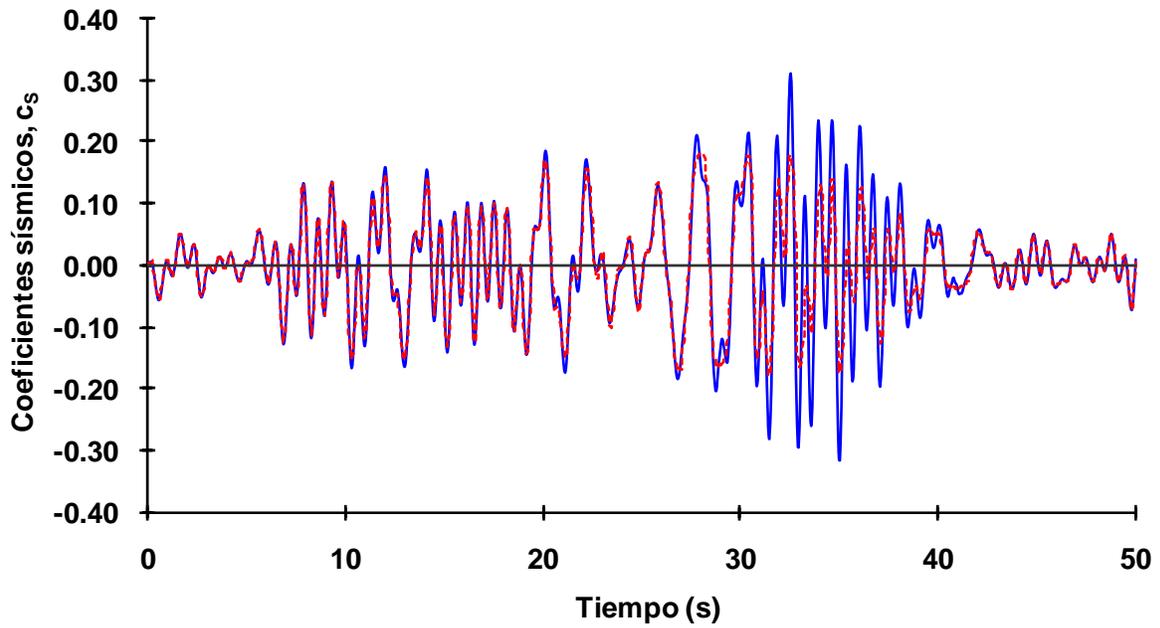


Fig 4.45 Historias de coeficientes sísmicos (c_s), eje A, caso B2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

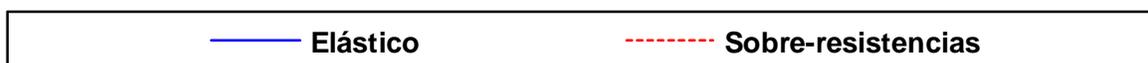
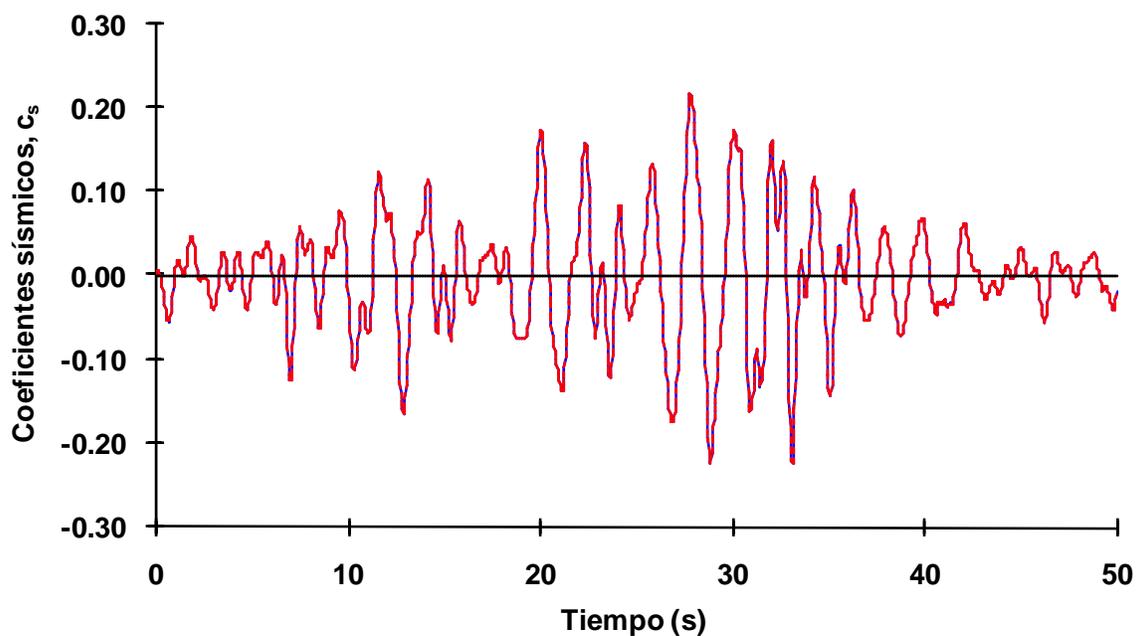
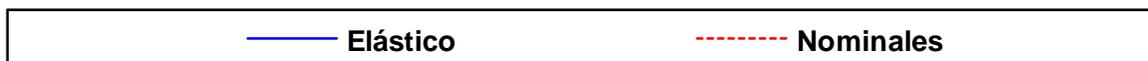
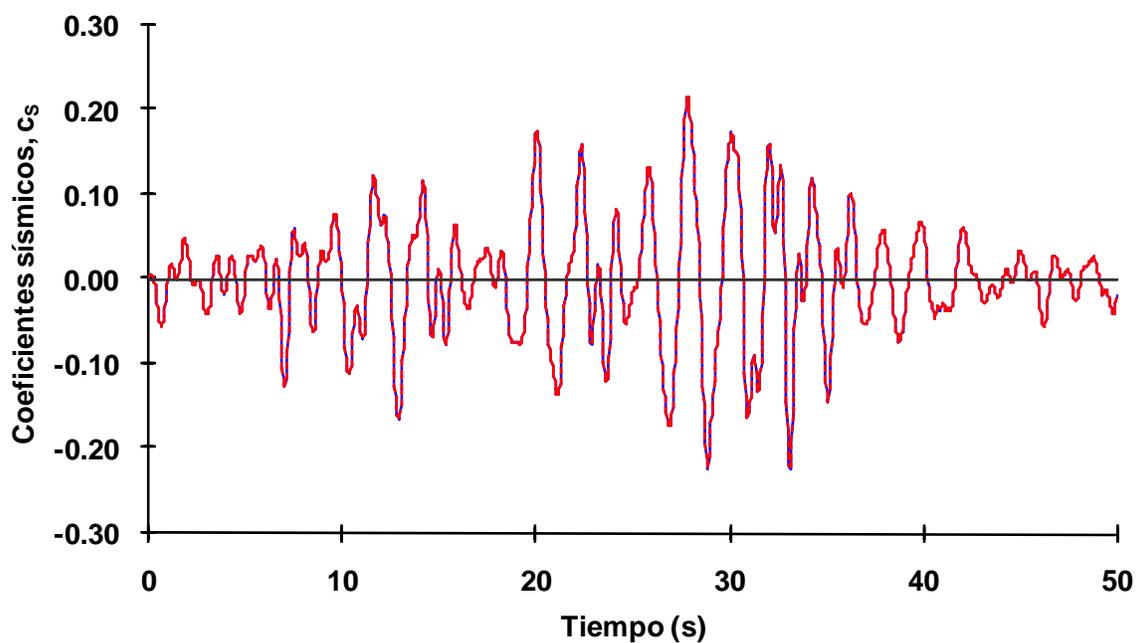


Fig 4.46 Historias de coeficientes sísmicos (c_s), eje 2, caso C2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

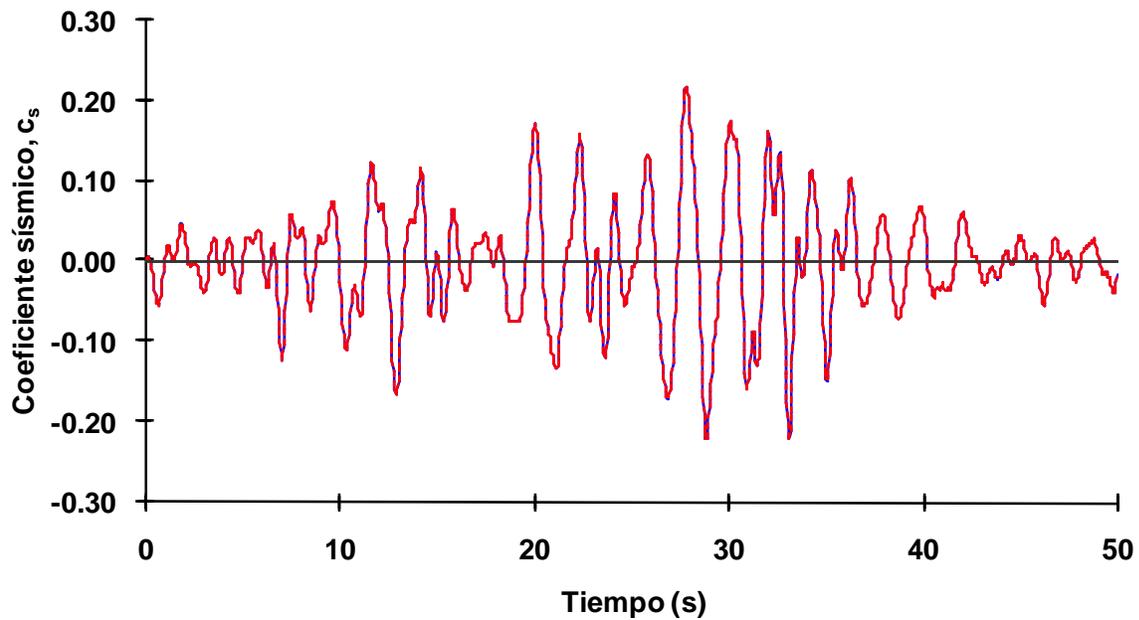
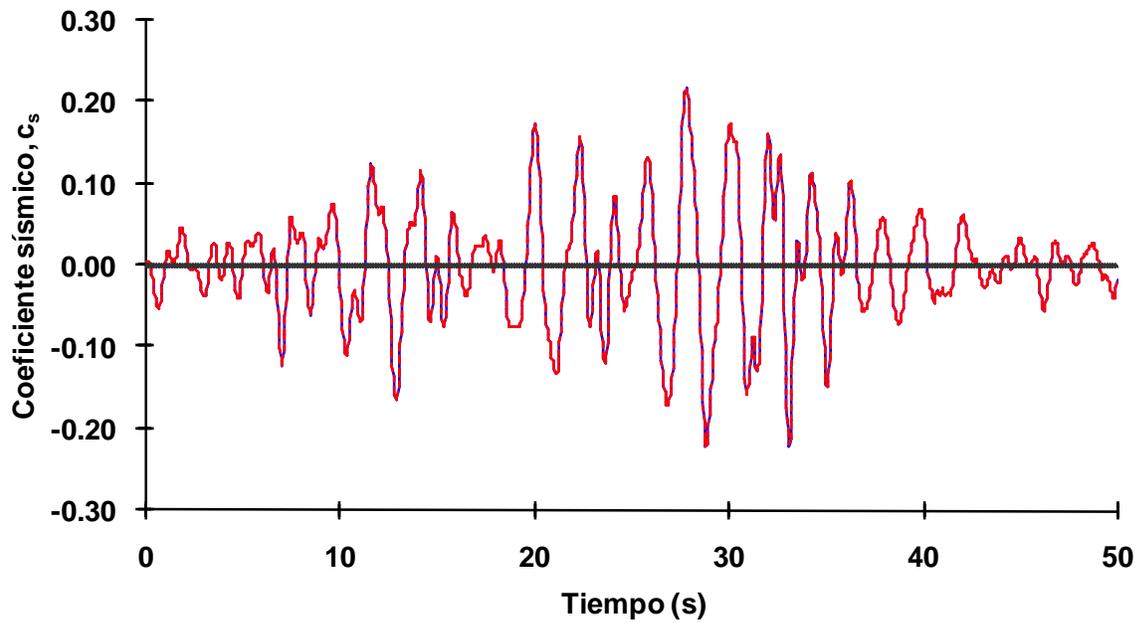


Fig 4.47 Historias de coeficientes sísmicos (c_s), eje A, caso C2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

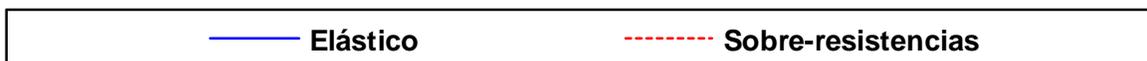
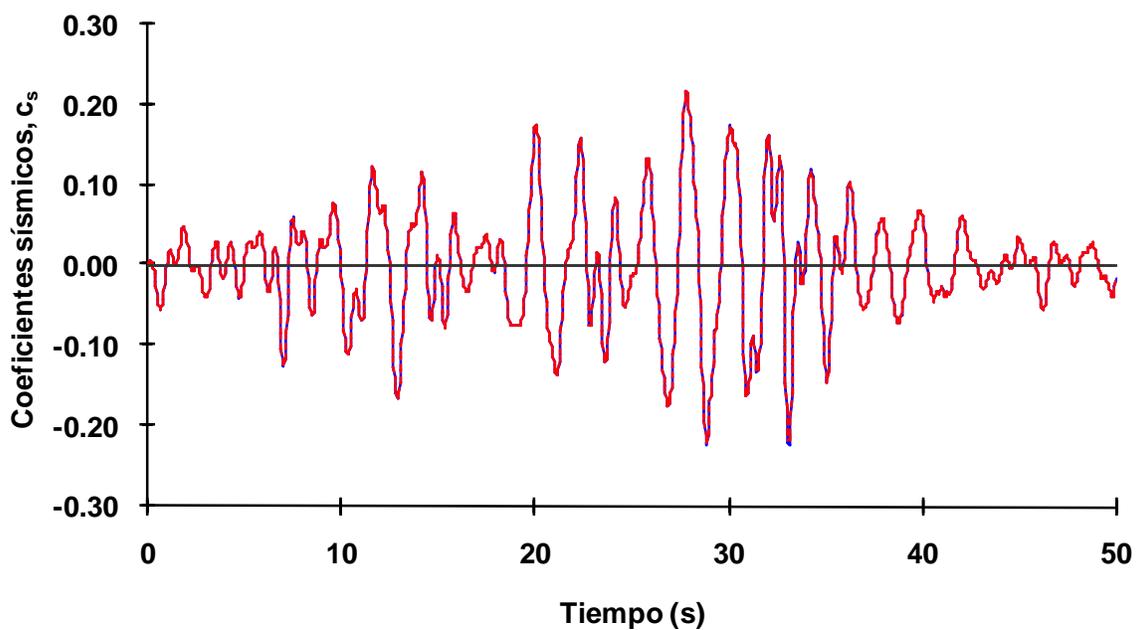
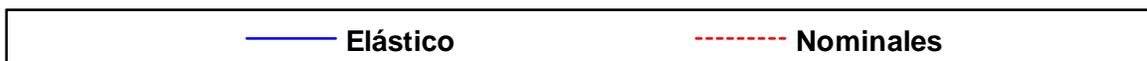
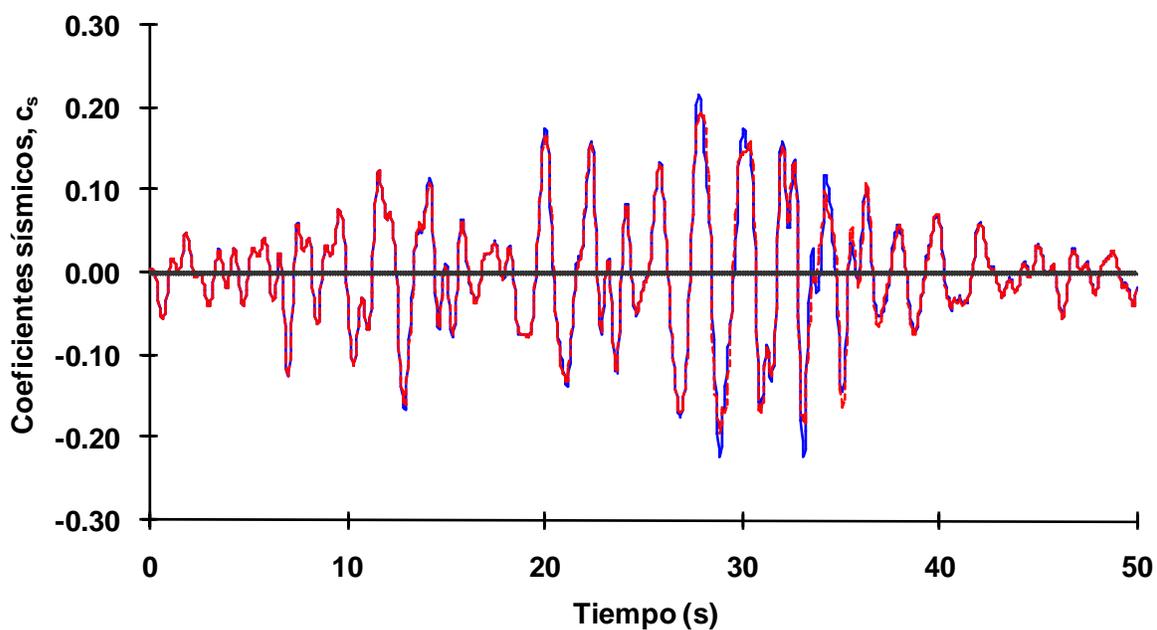


Fig 4.48 Historias de coeficientes sísmicos (c_s), eje 2, caso D2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

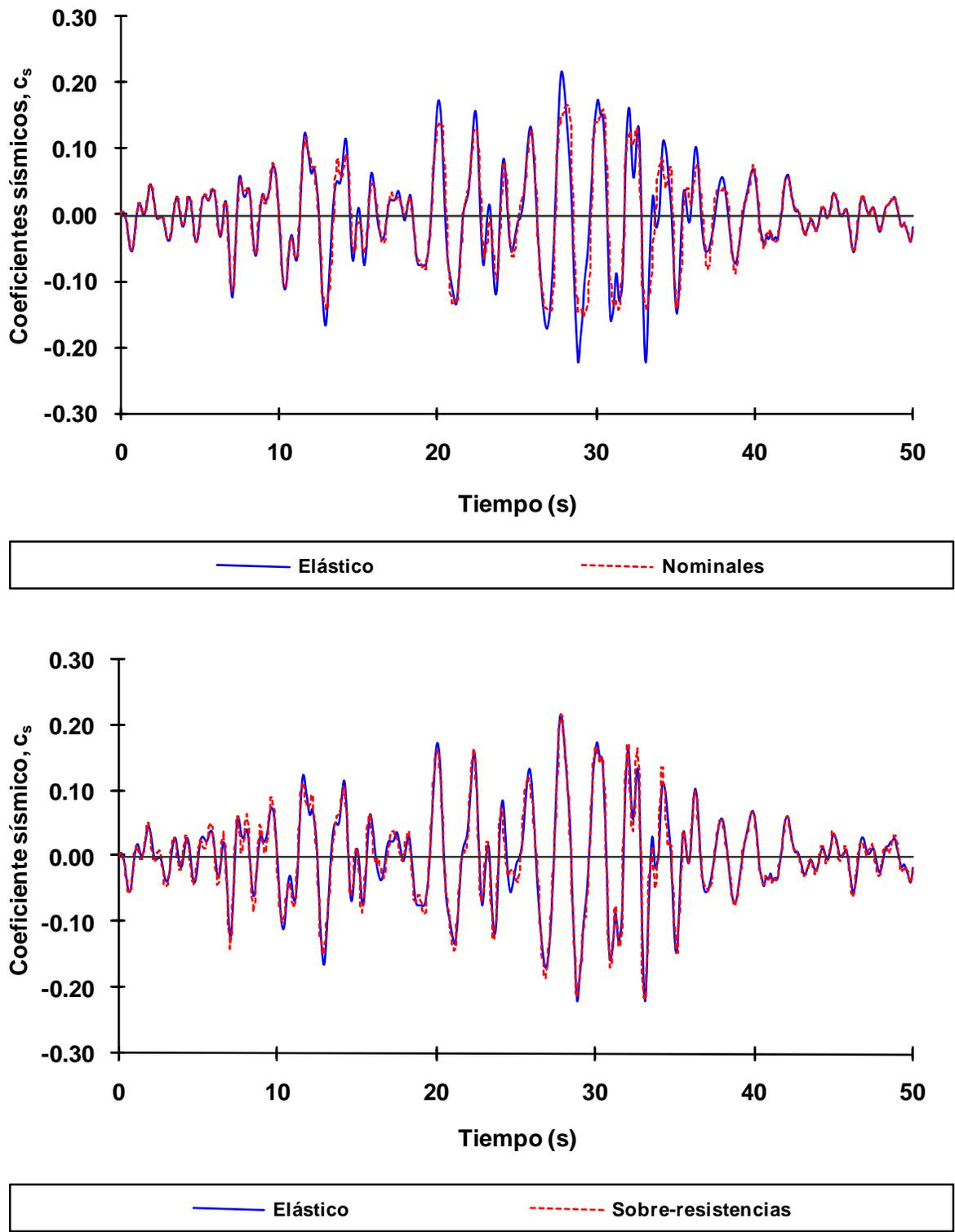


Fig 4.49 Historias de coeficientes sísmicos (c_s), eje A, caso D2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

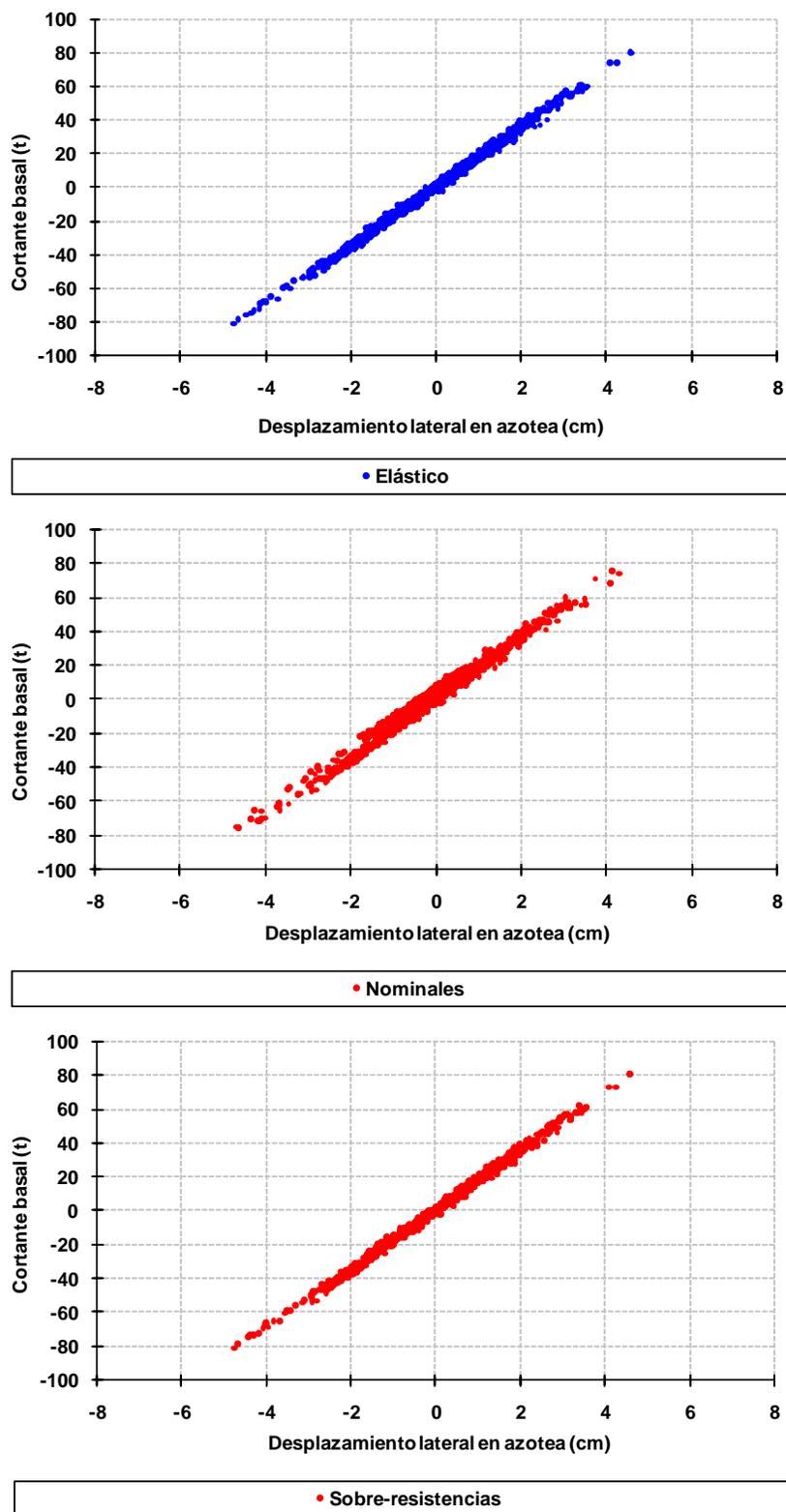


Fig 4.50 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal en azotea, eje 2, caso A2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

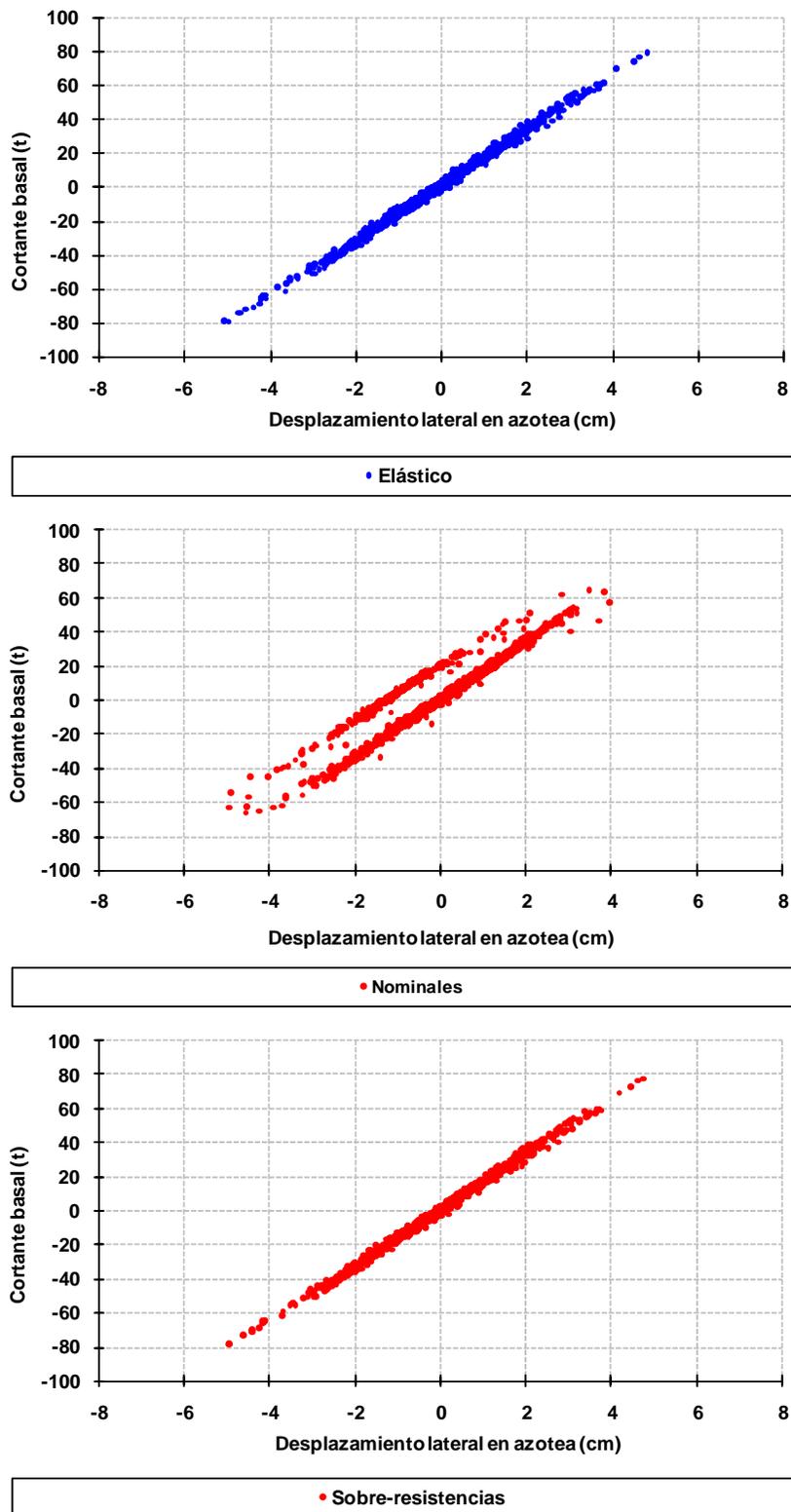


Fig 4.51 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal en azotea, eje A, caso A2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

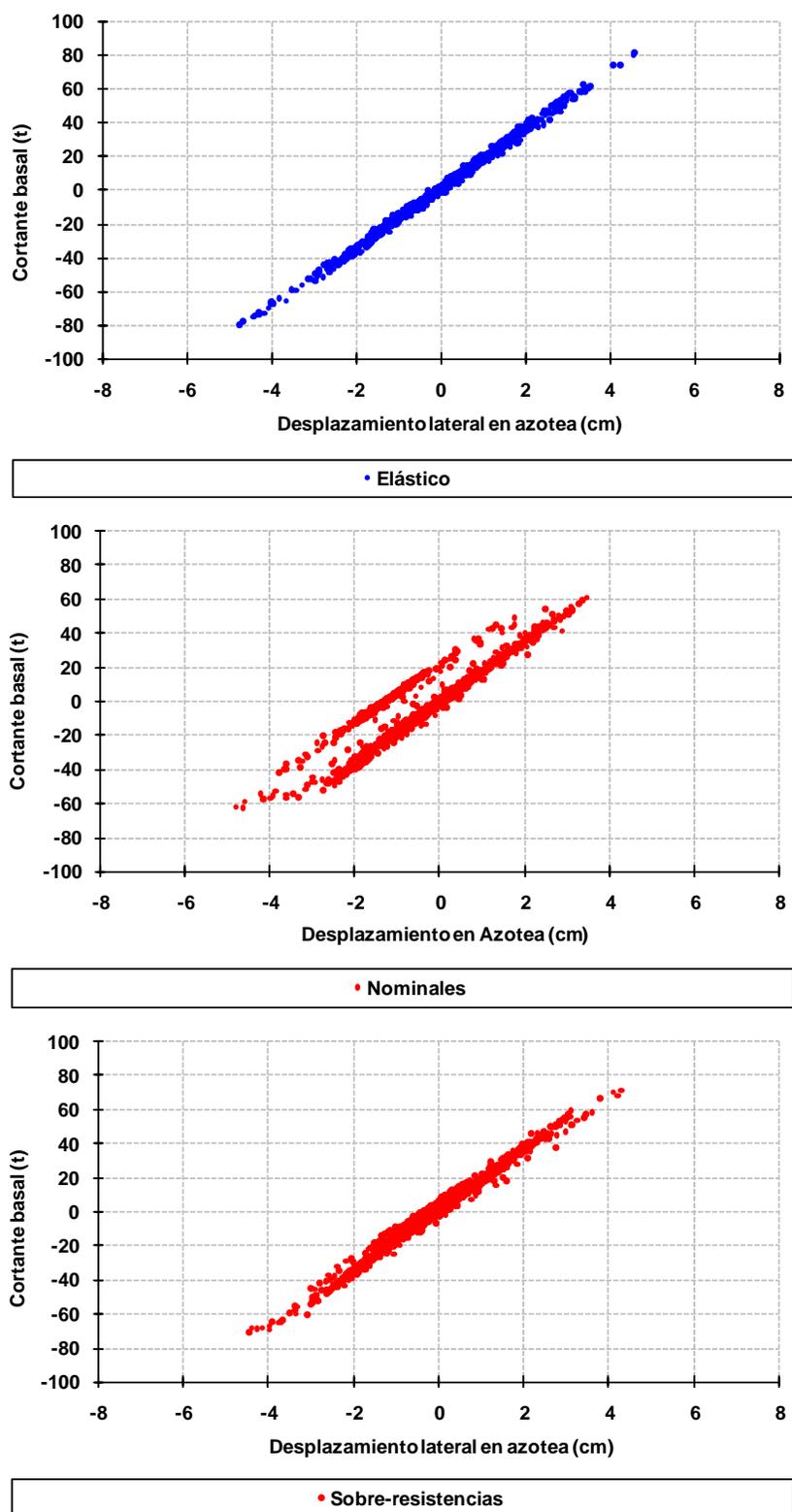


Fig 4.52 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal en azotea, eje 2, caso B2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

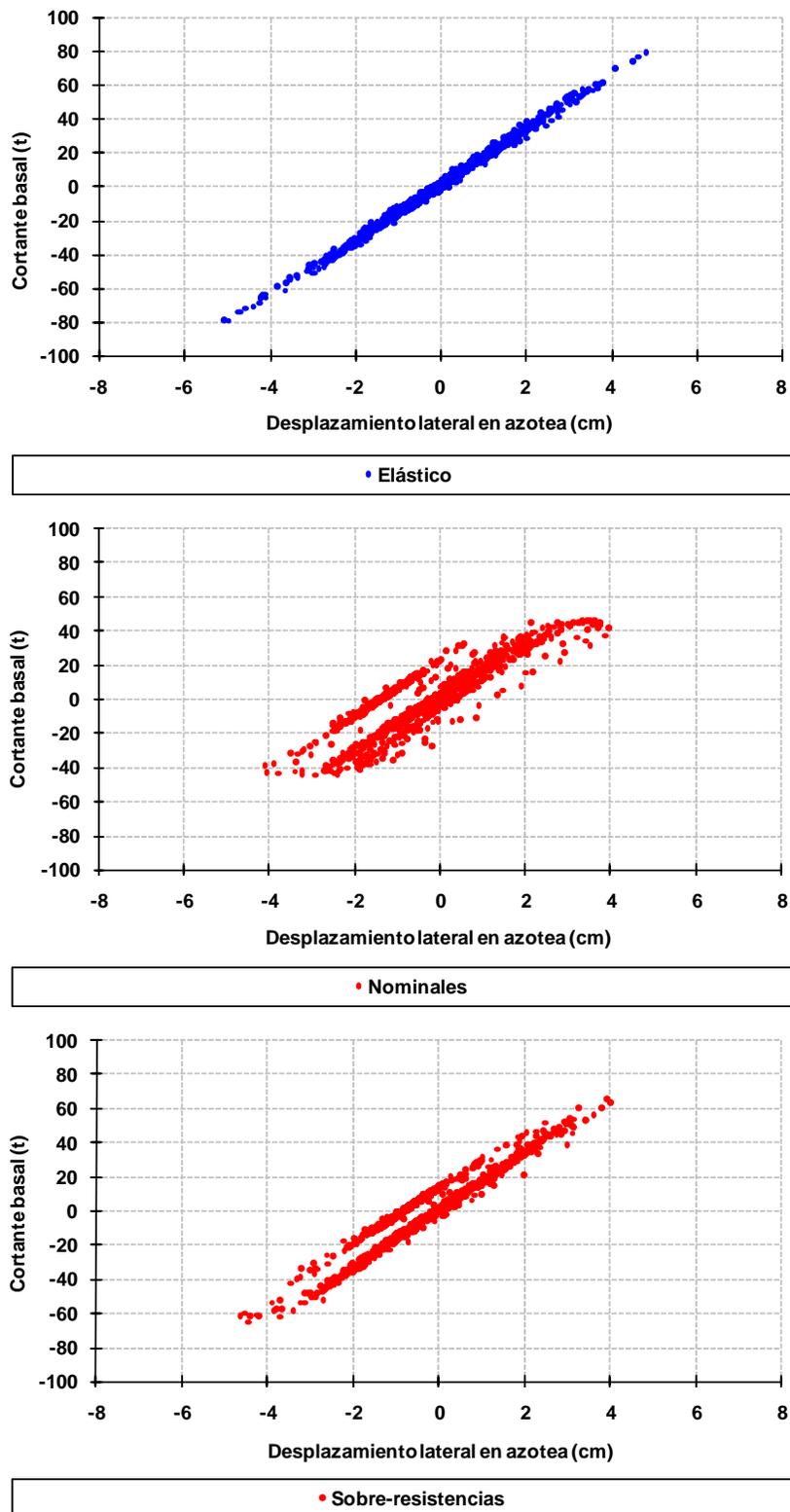


Fig 4.53 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal en azotea, eje A, caso B2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

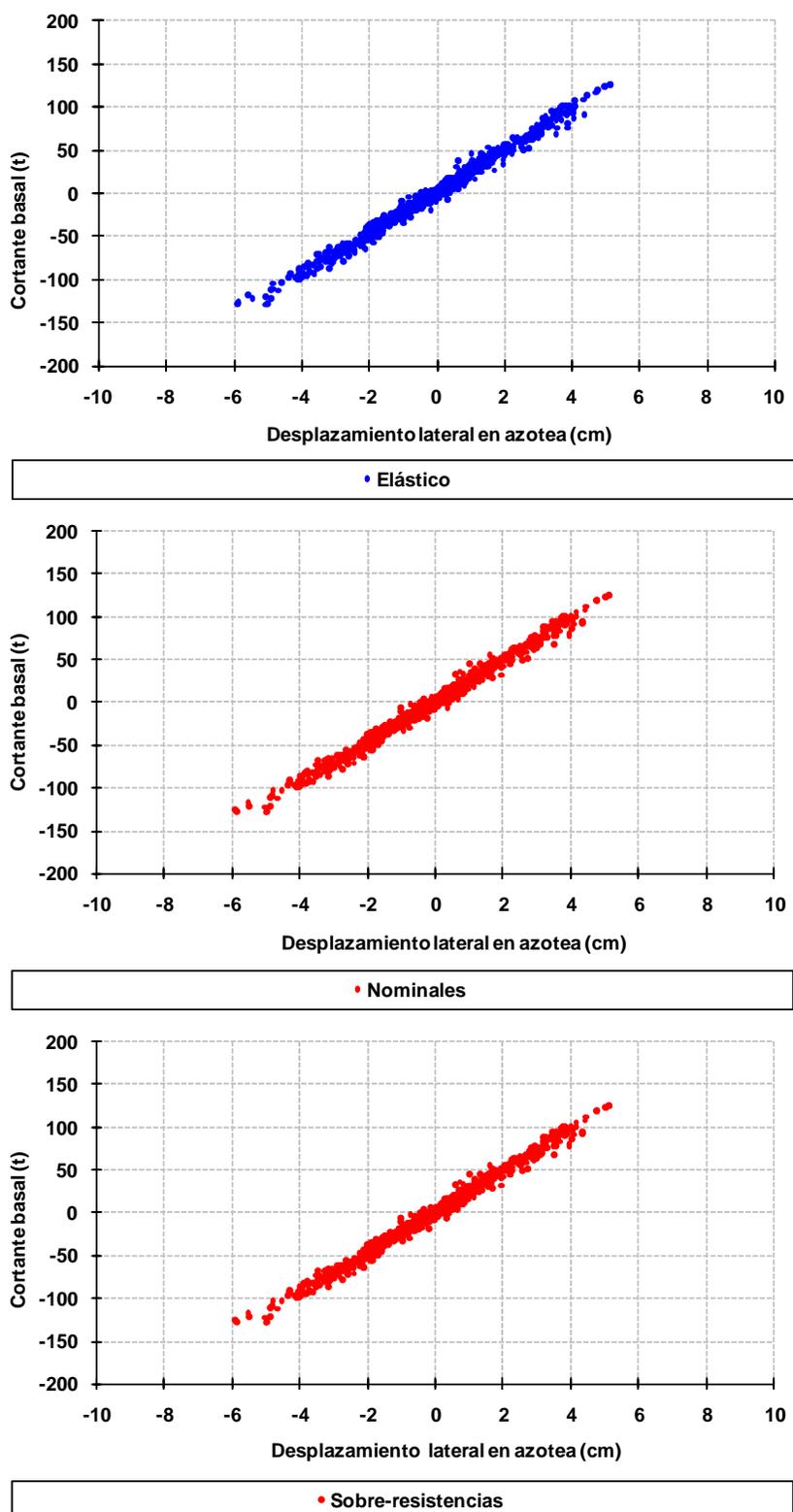


Fig 4.54 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal en azotea, eje 2, caso C2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

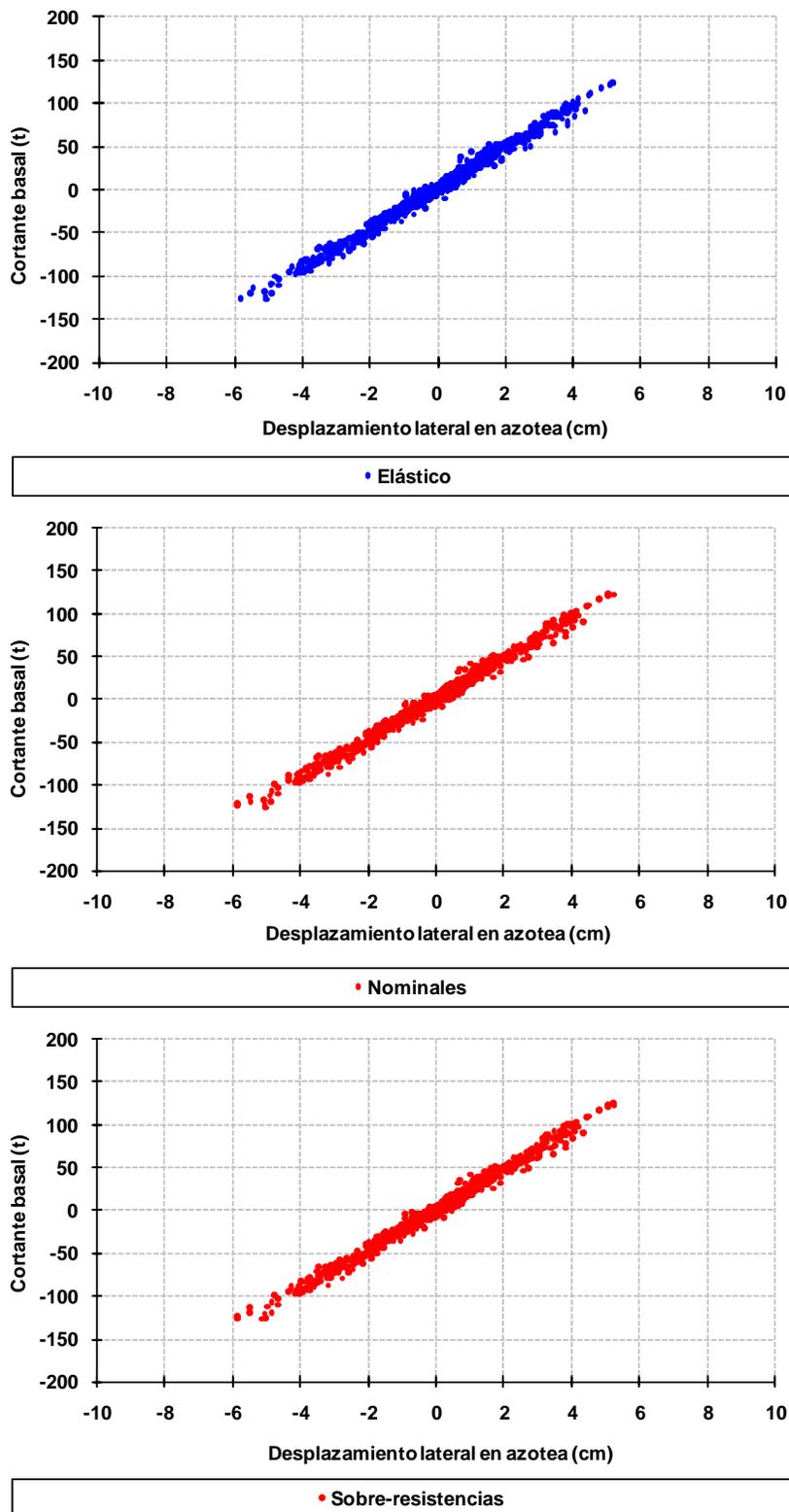


Fig 4.55 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal en azotea, eje A, caso C2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

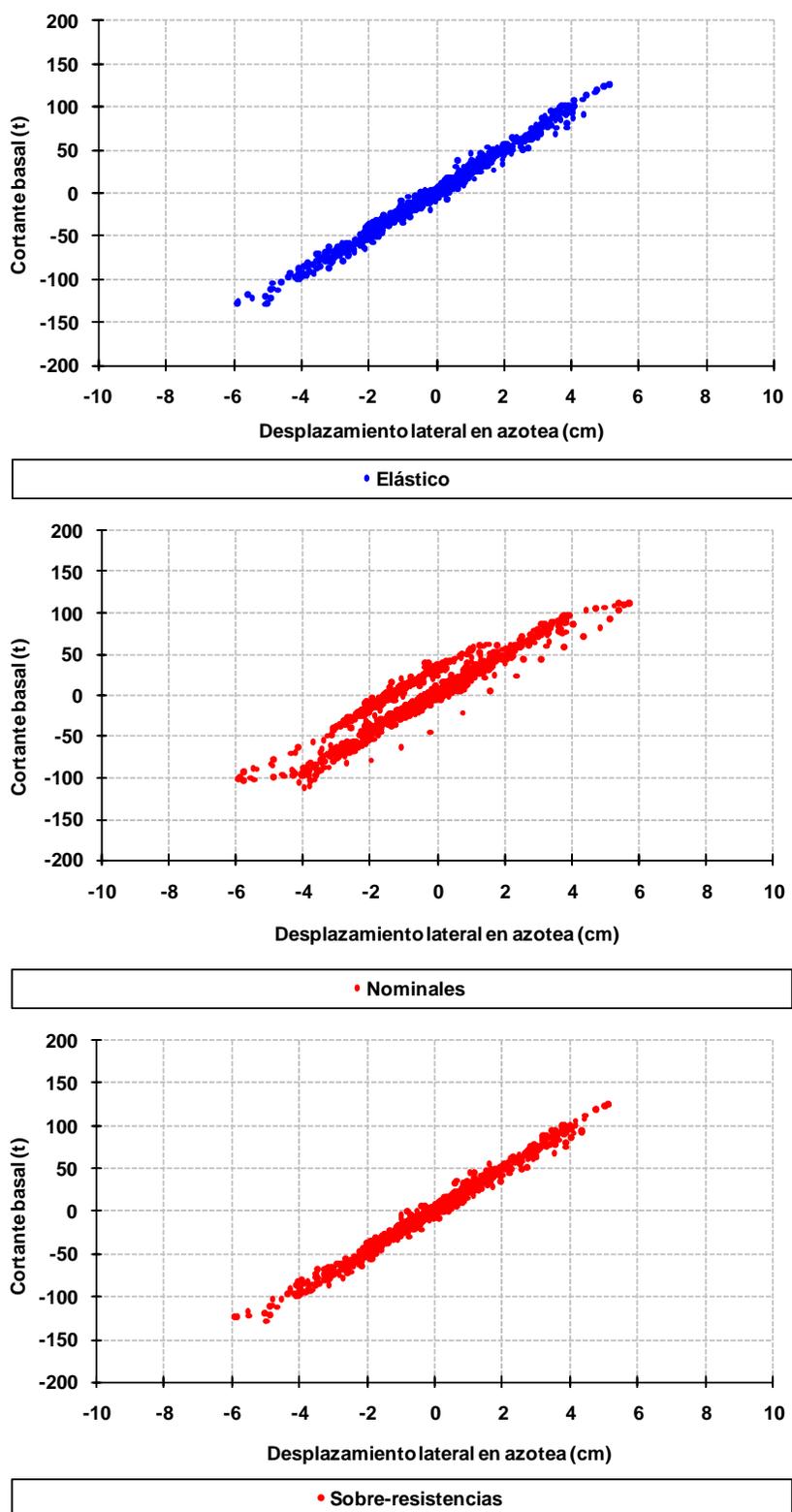


Fig 4.56 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal en azotea, eje 2, caso D2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

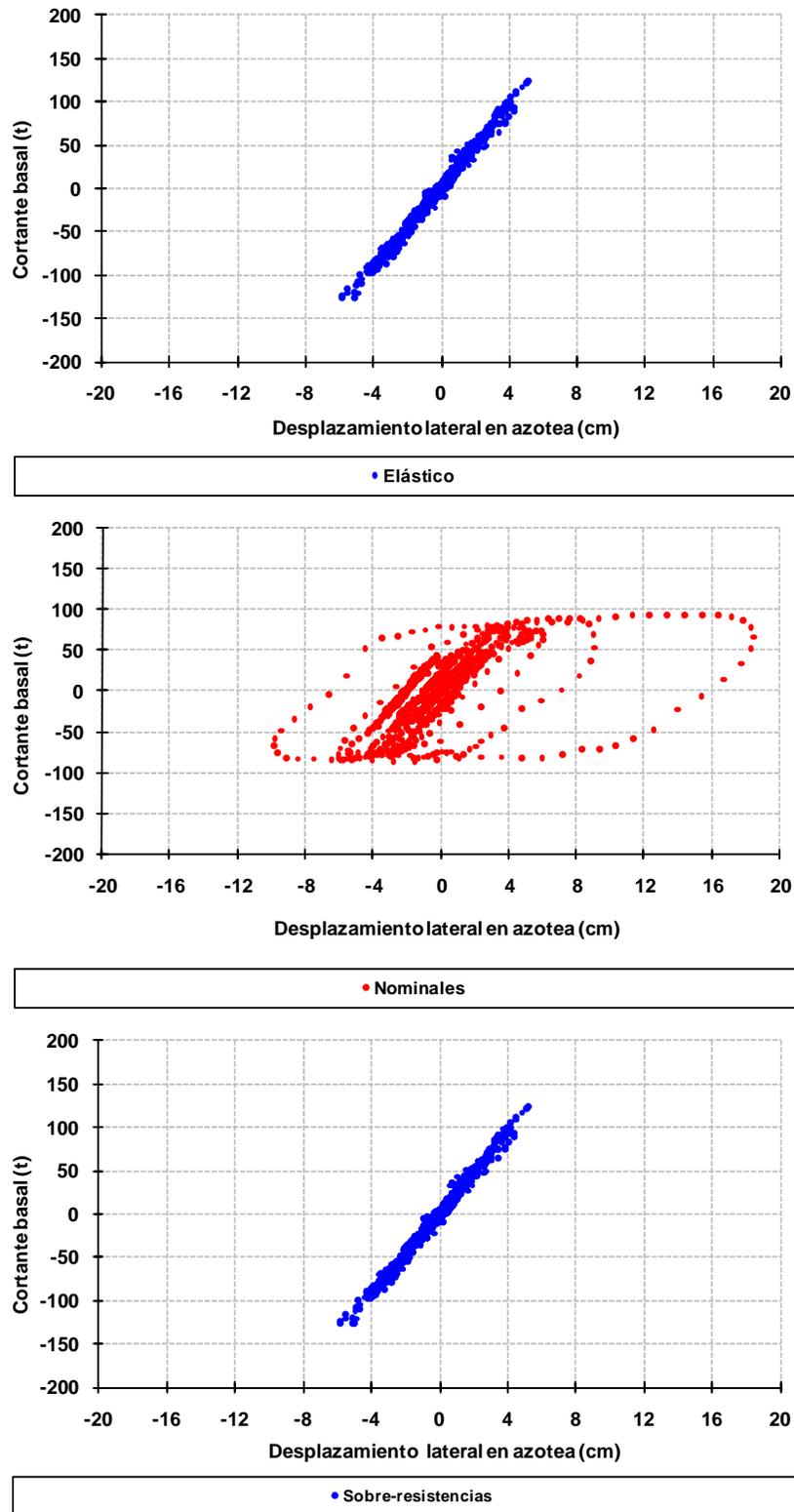


Fig 4.57 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal en azotea, eje A, caso D2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

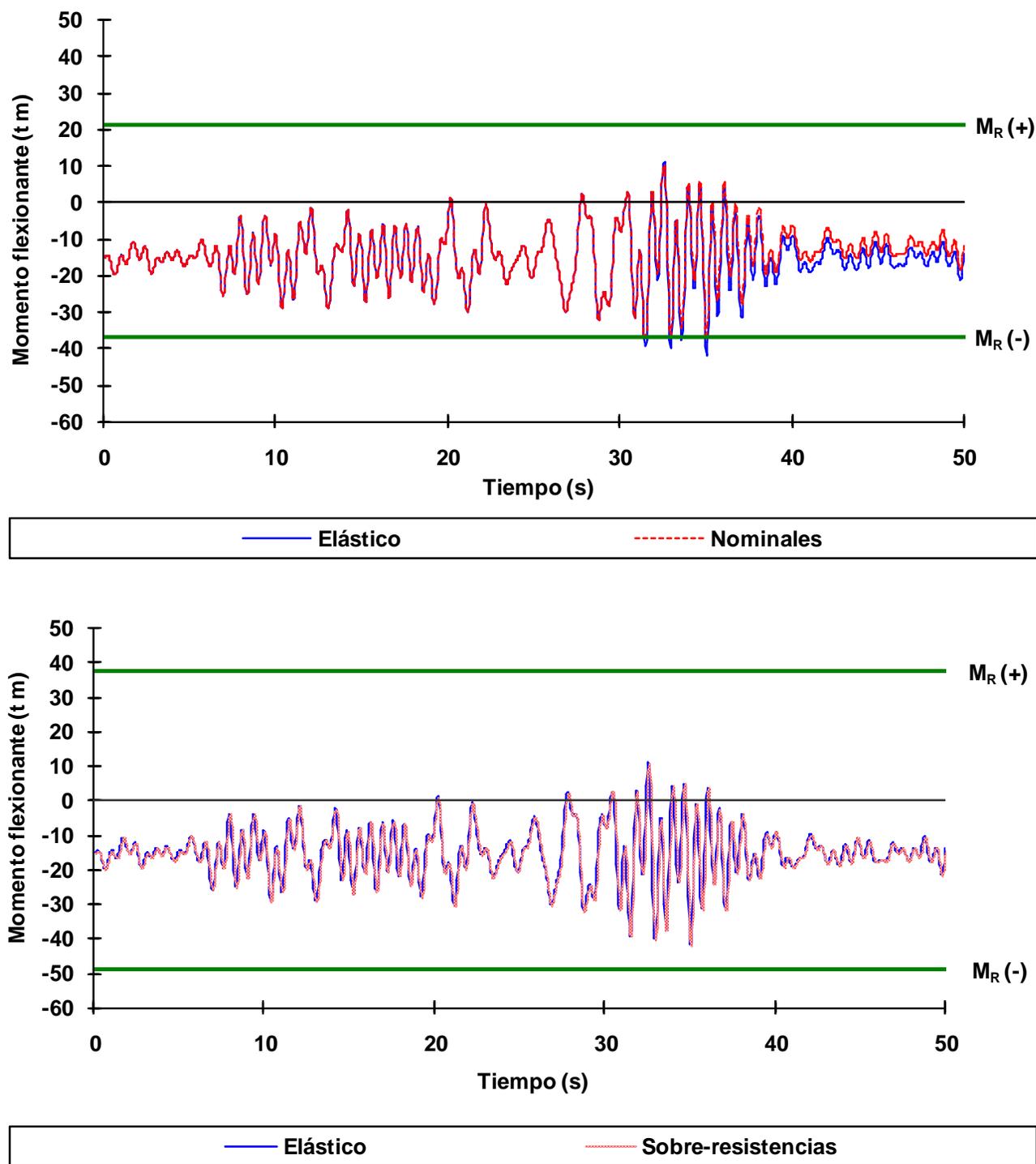


Fig 4.58 Historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 7 del nivel 1 del eje 2, caso A2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

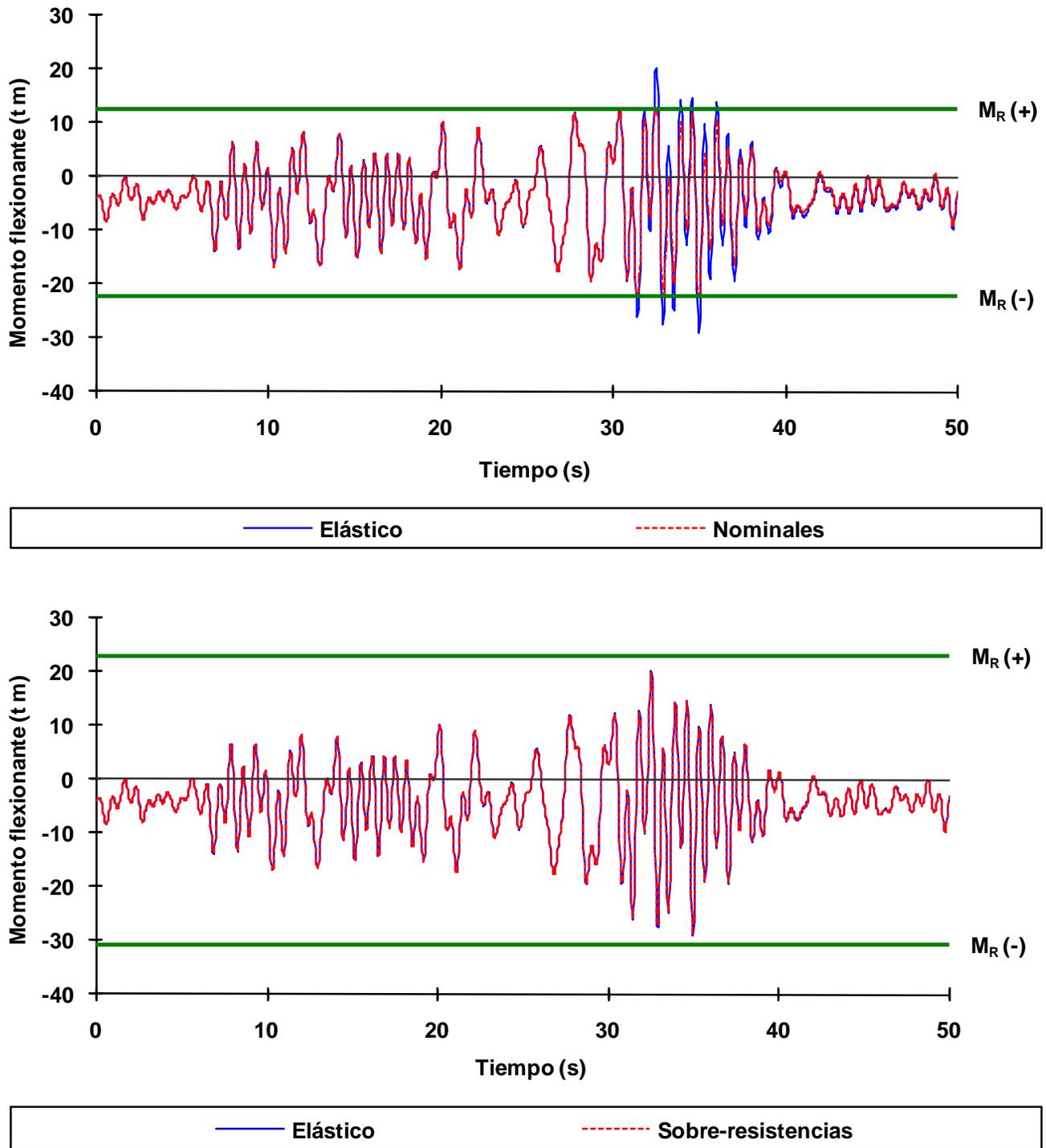


Fig 4.59 Historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 7 del nivel 1 del eje A, caso A2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

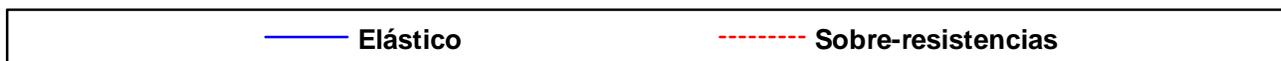
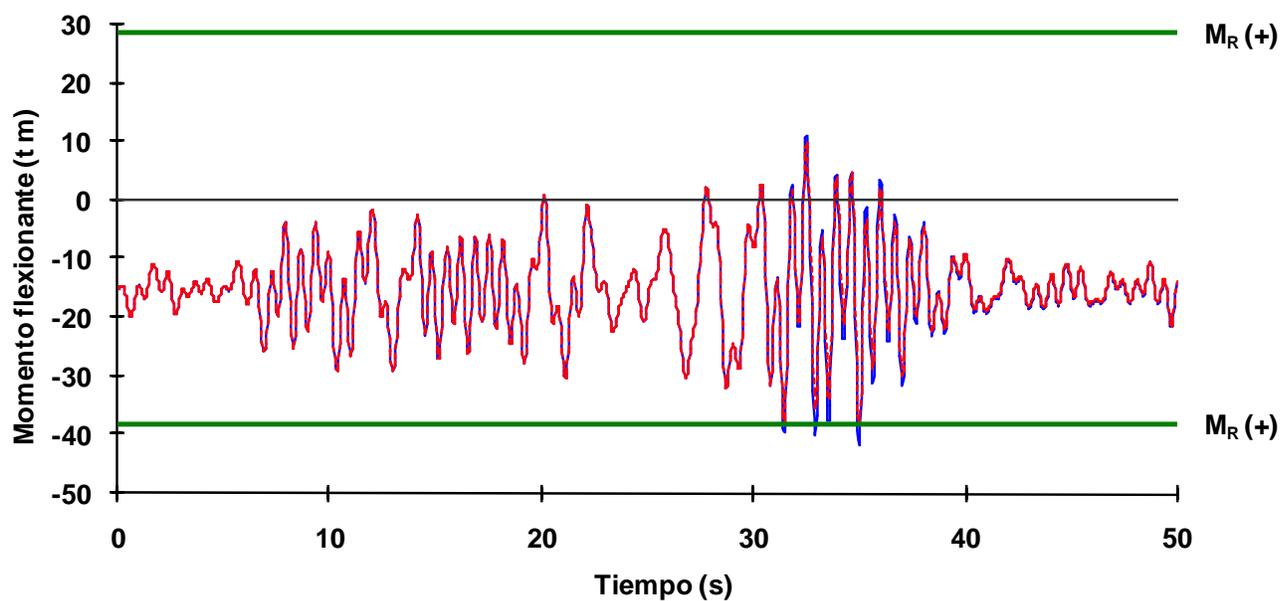
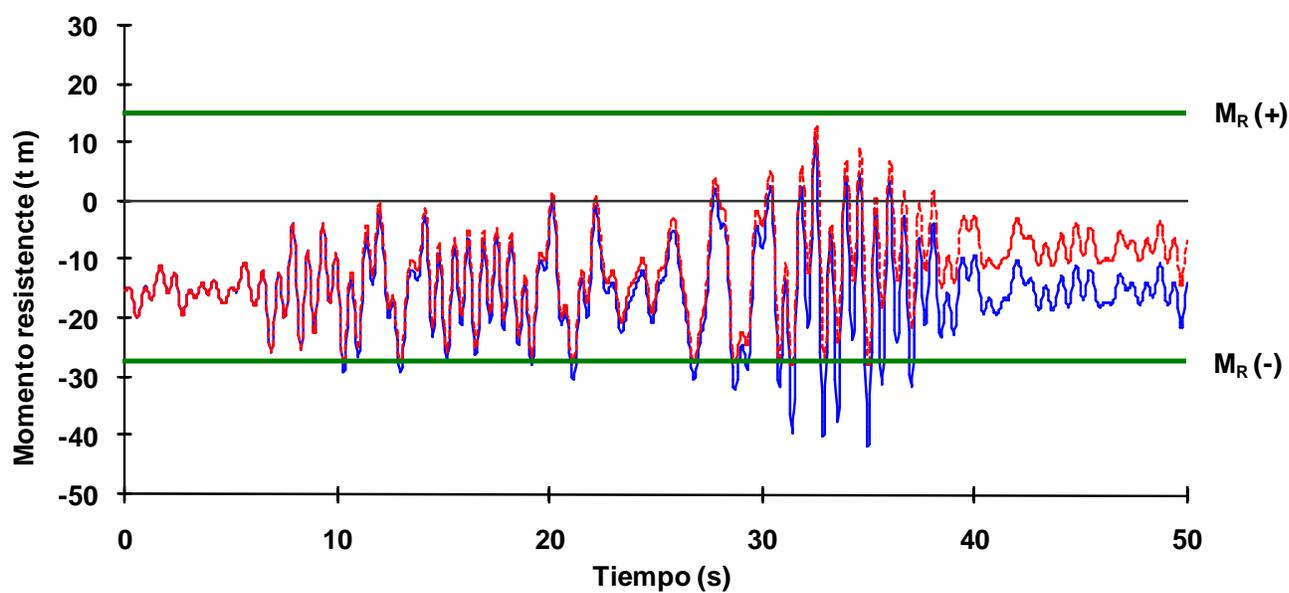


Fig 4.60 Historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 7 del nivel 1 del eje 2, caso B2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

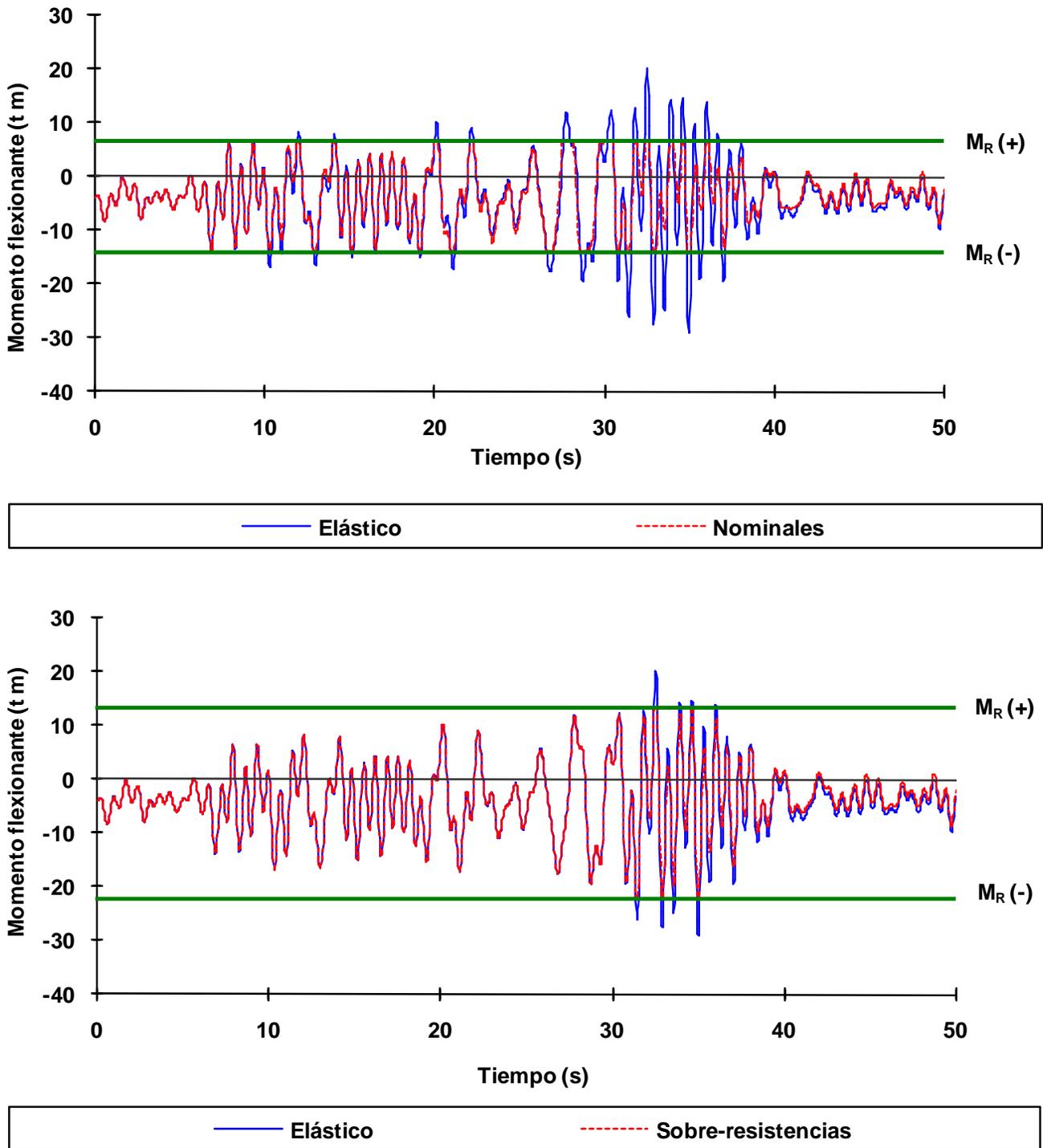


Fig 4.61 Historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 7 del nivel 1 del eje A, caso B2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

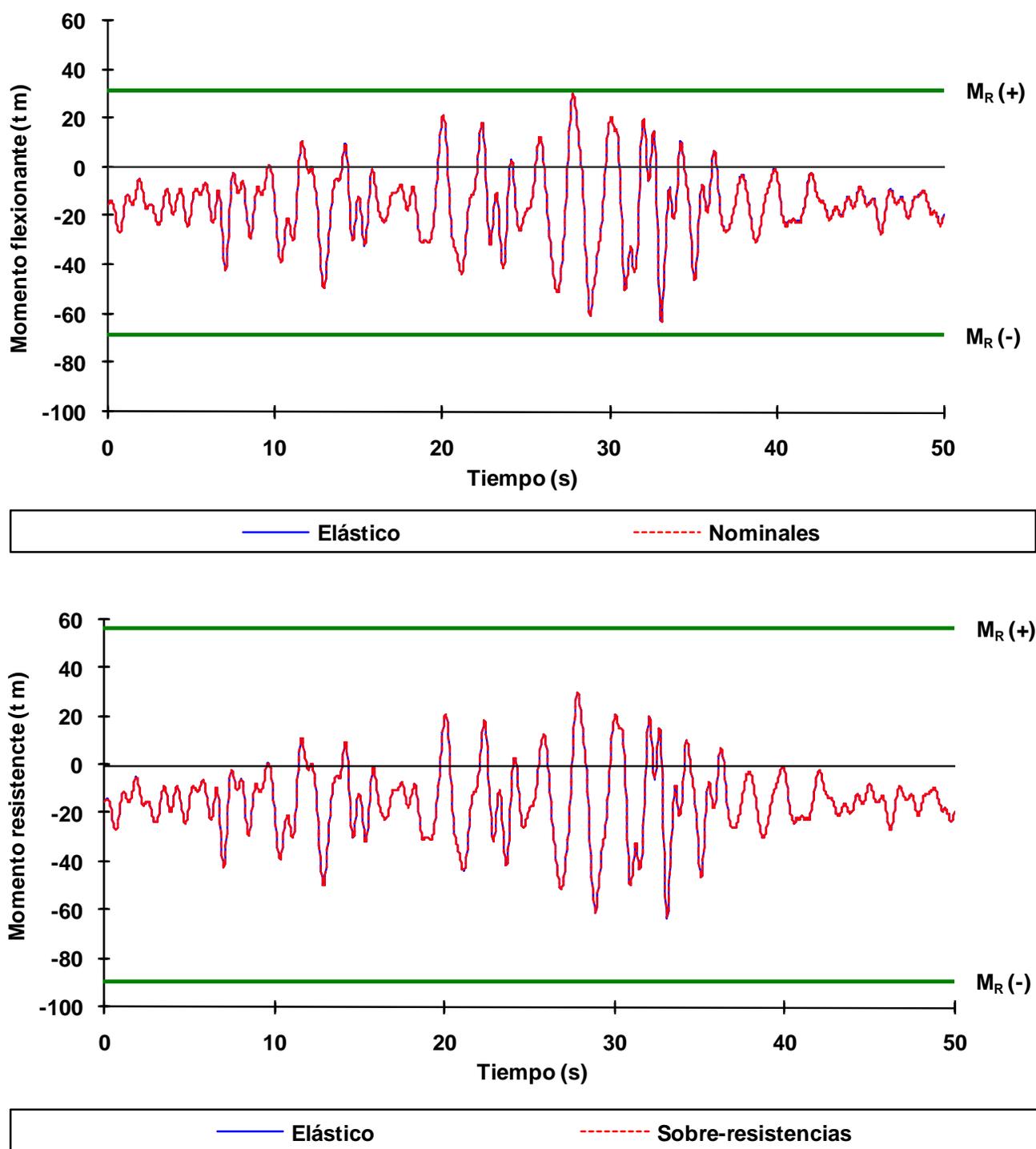


Fig 4.62 Historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 16 del nivel 1 del eje 2, caso C2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

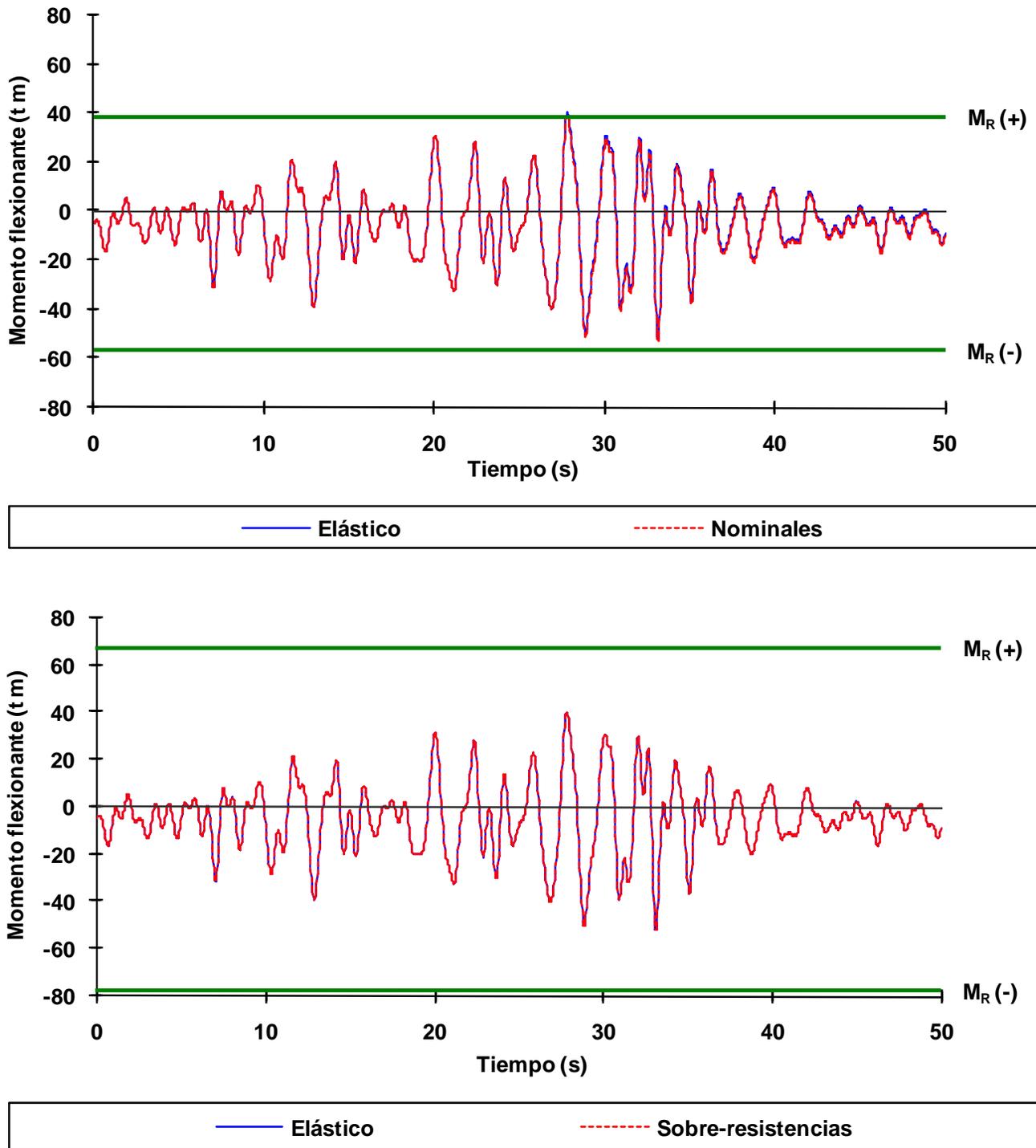


Fig 4.63 Historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 16 del nivel 1 del eje A, caso C2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

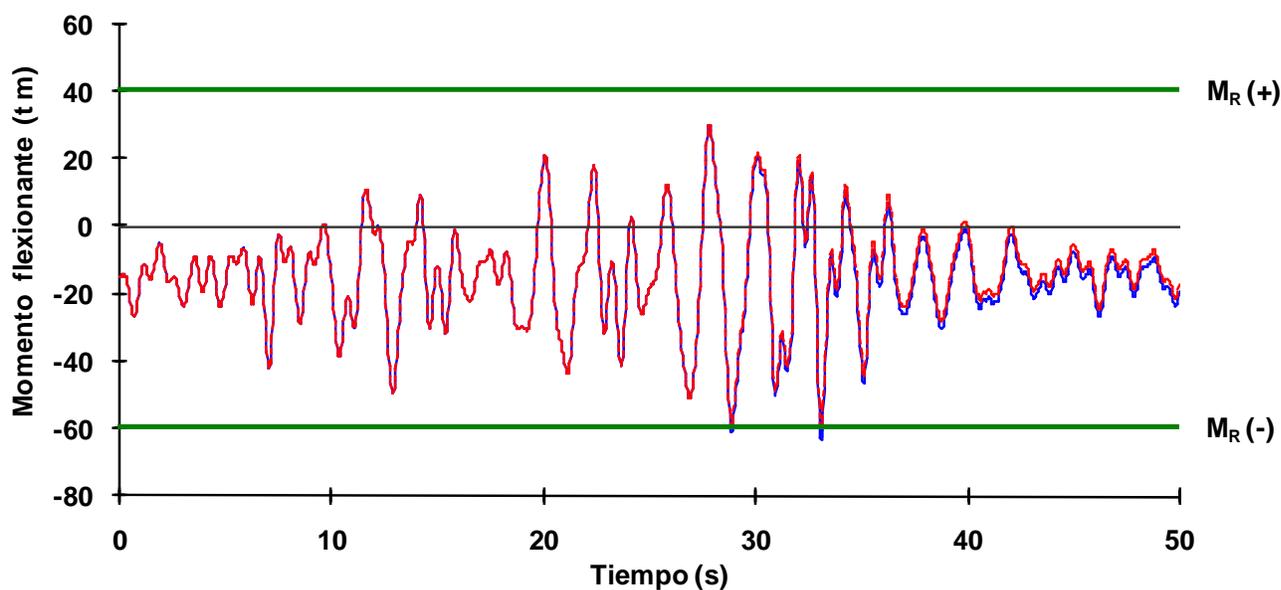
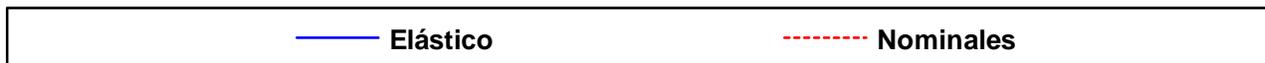
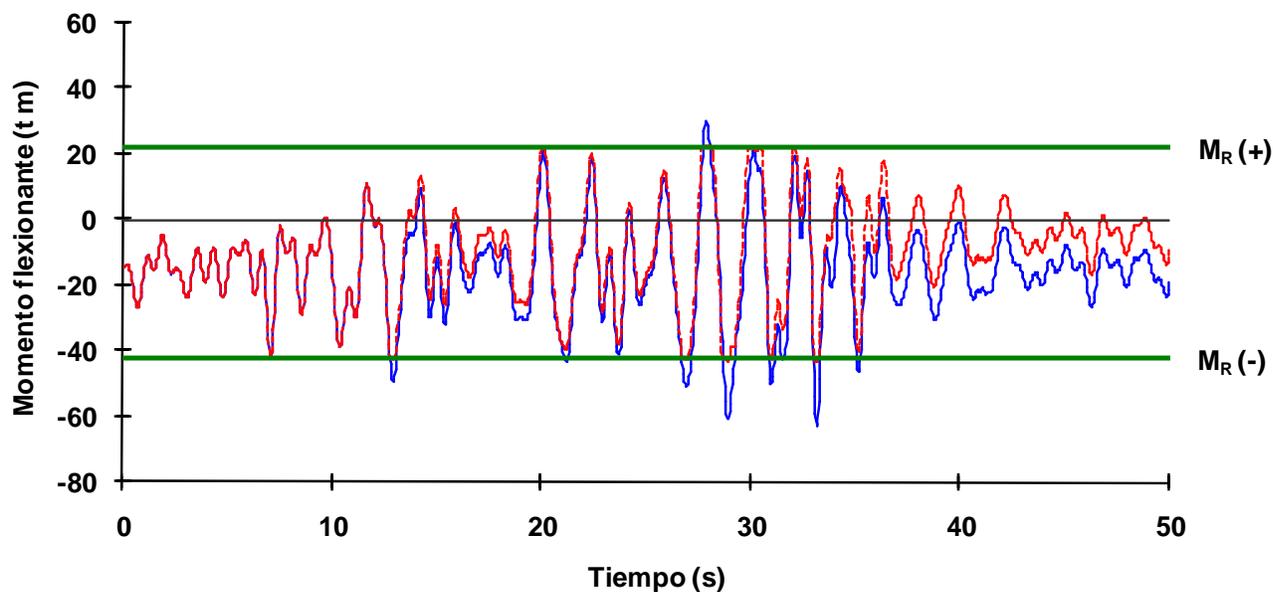


Fig 4.64 Historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 16 del nivel 1 del eje 2, caso D2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

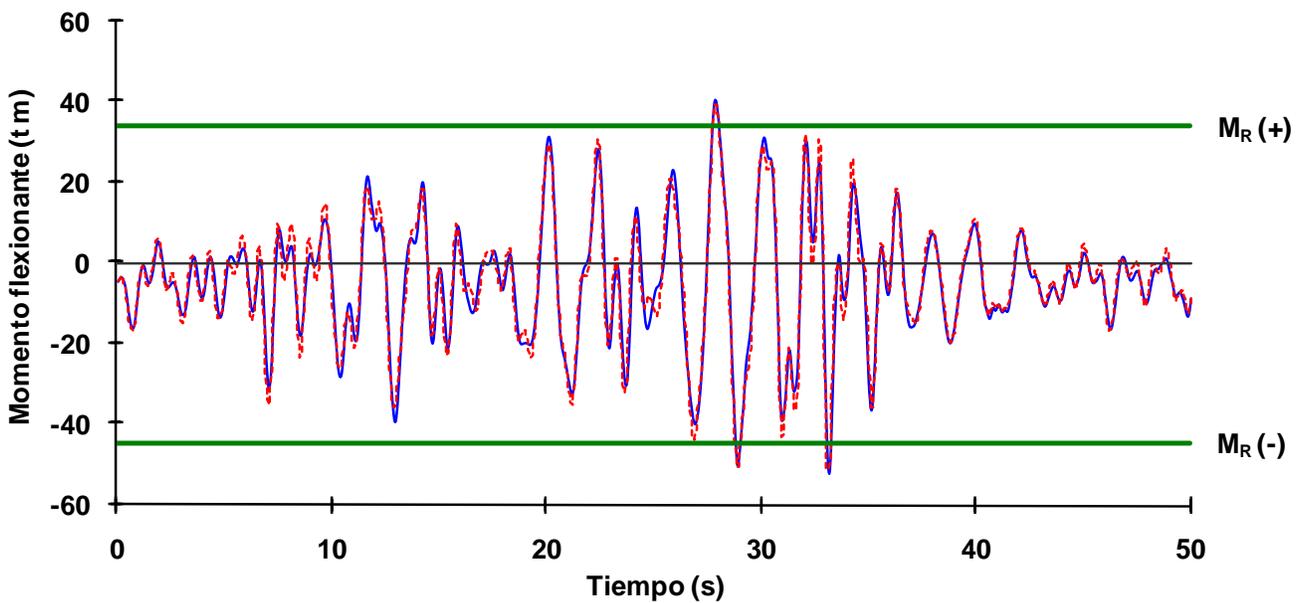
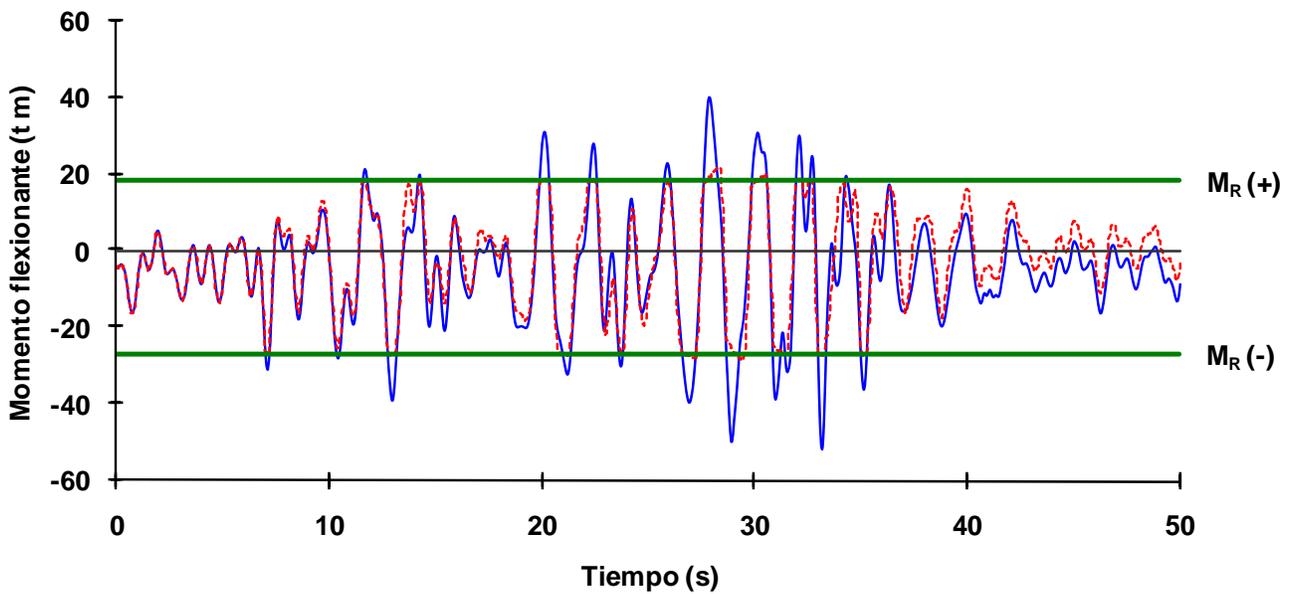


Fig 4.65 Historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 16 del nivel 1 del eje A, caso D2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

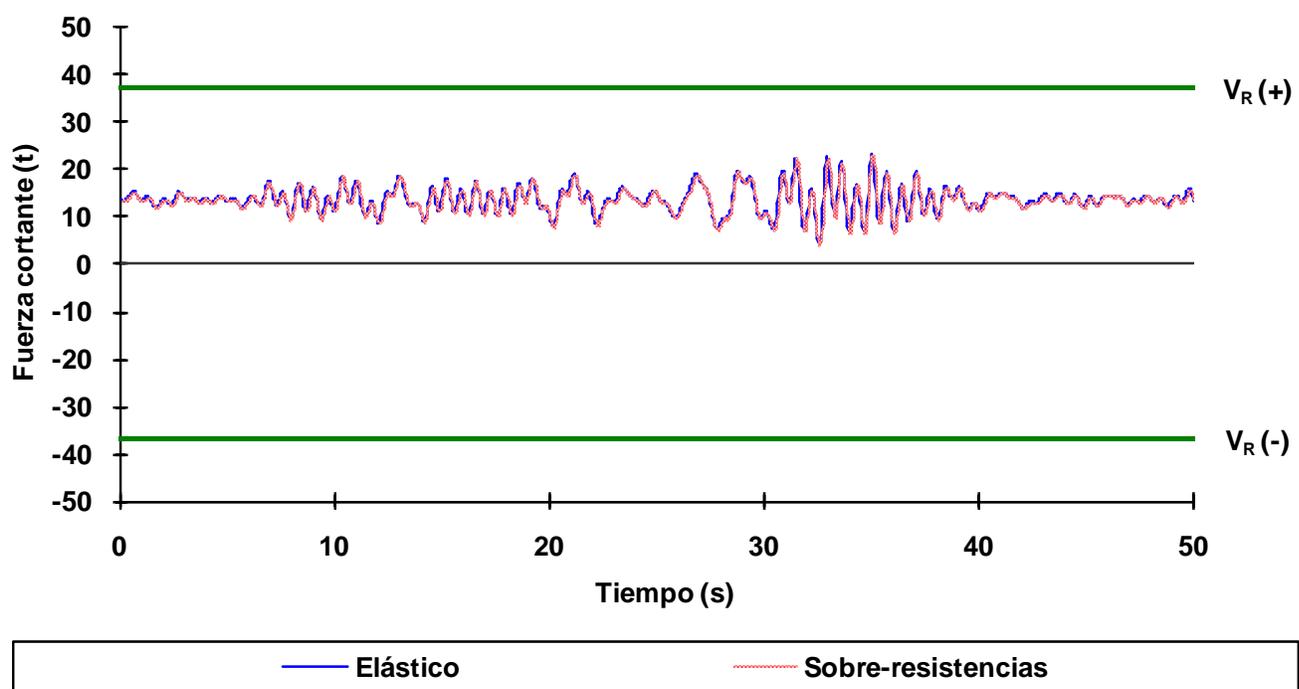
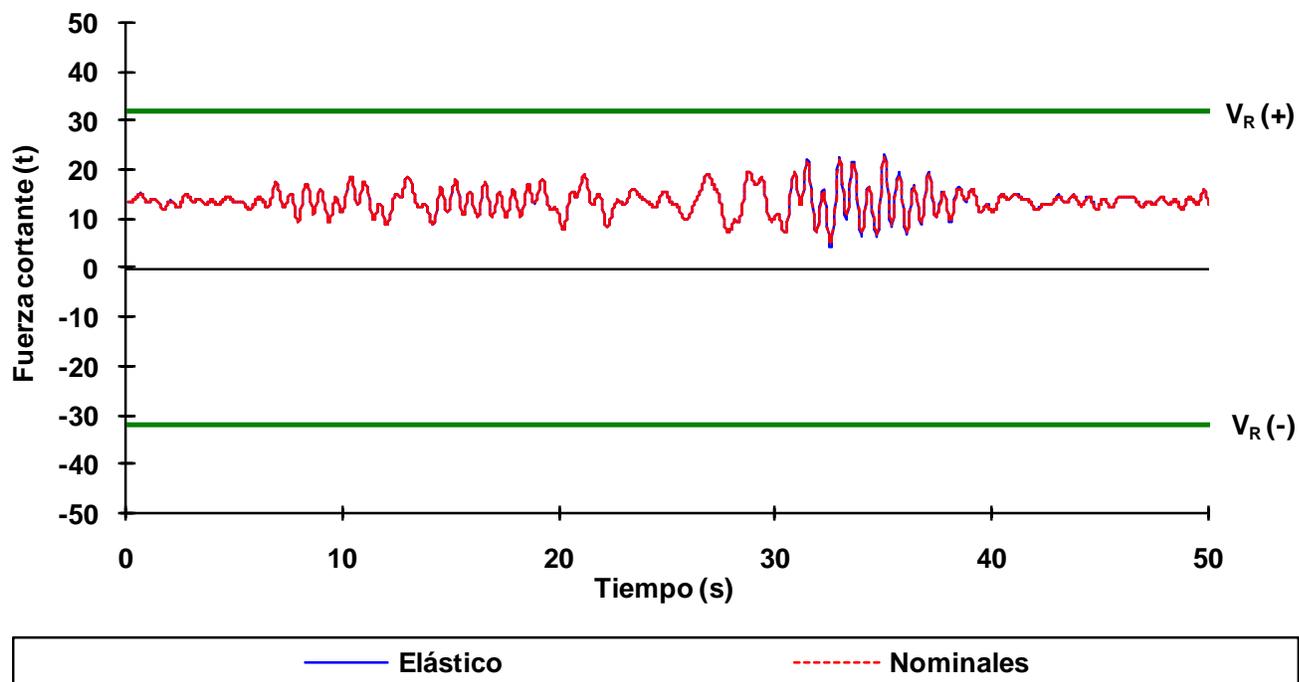


Fig 4.66 Historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 7 del nivel 1 del eje 2, caso A2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

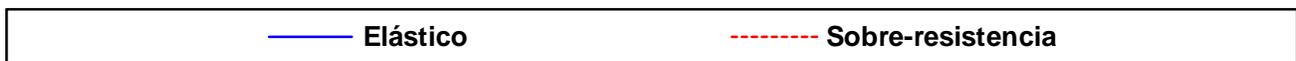
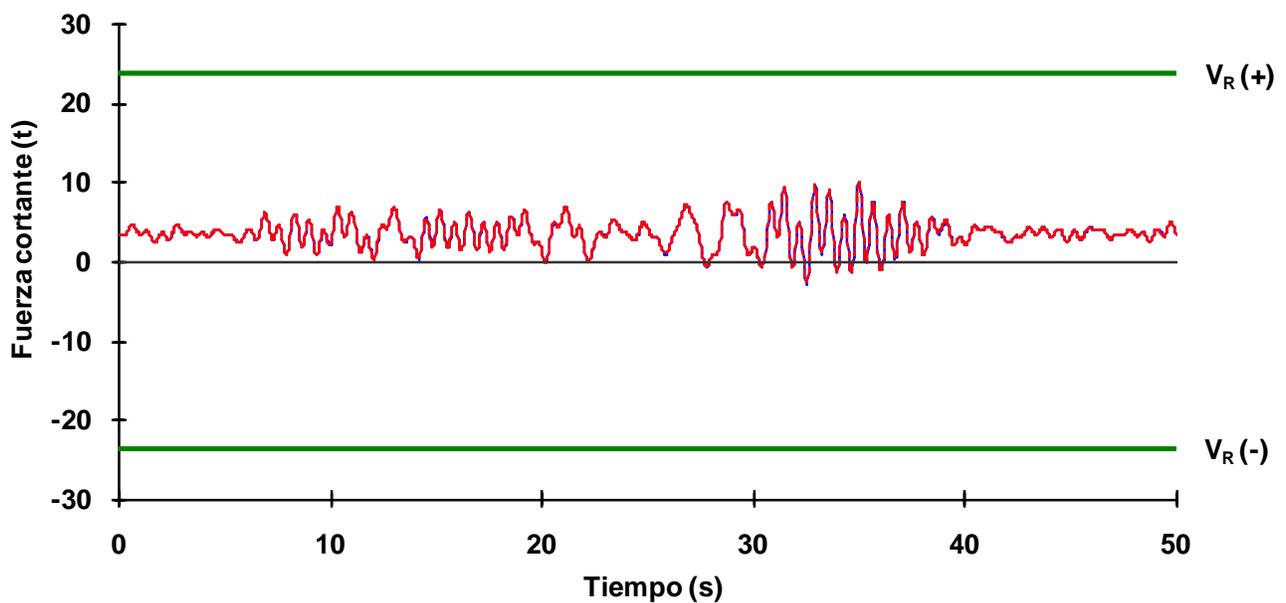
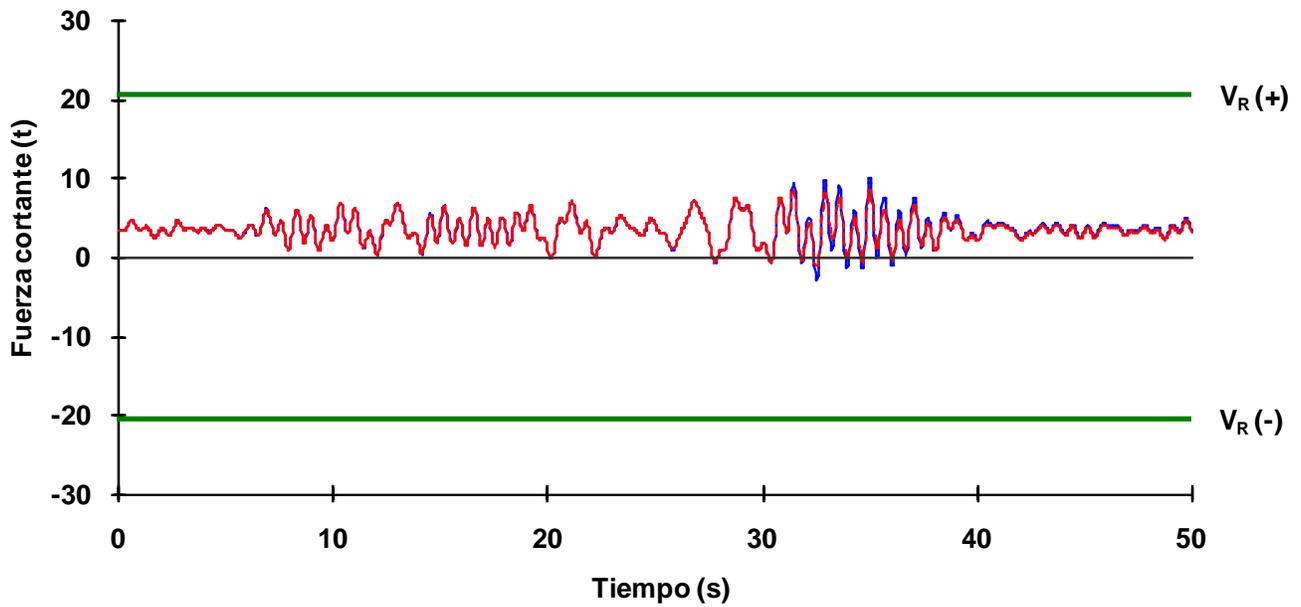


Fig 4.67 Historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 7 del nivel 1 del eje A, caso A2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

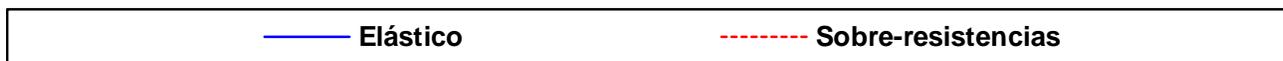
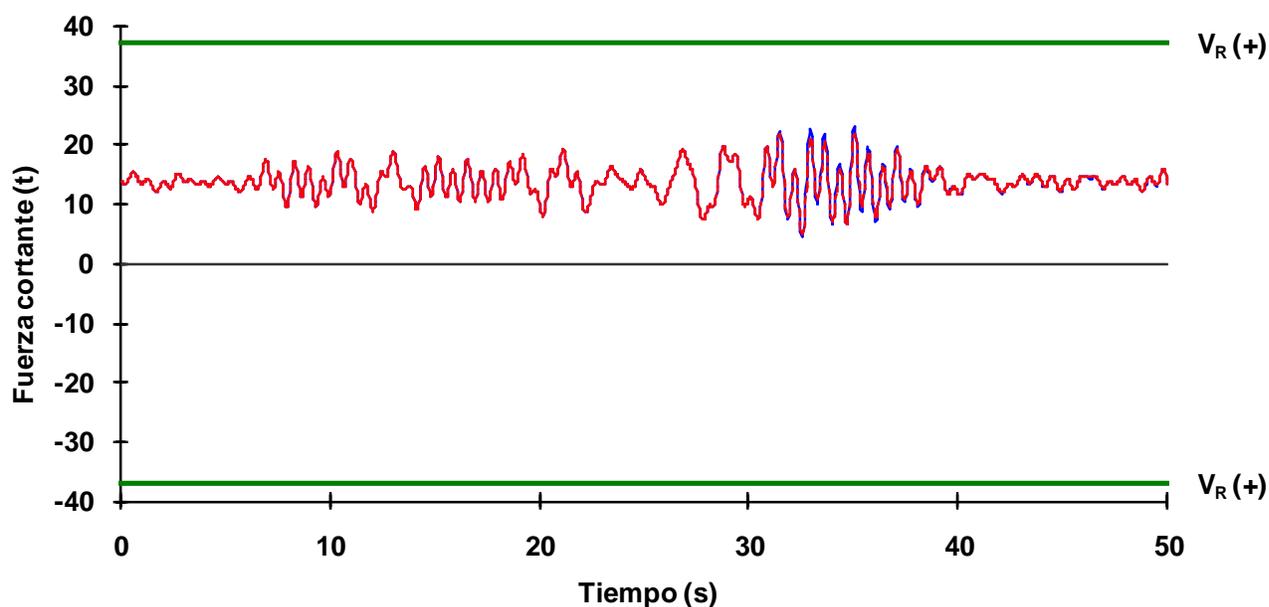
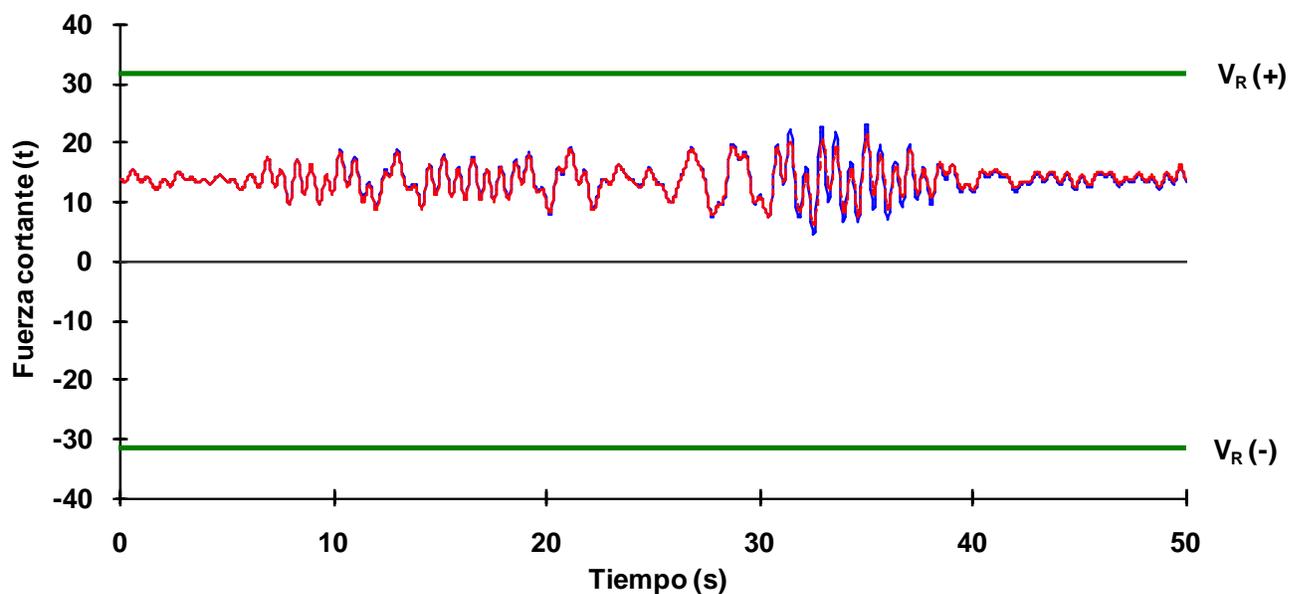


Fig 4.68 Historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 7 del nivel 1 del eje 2, caso B2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

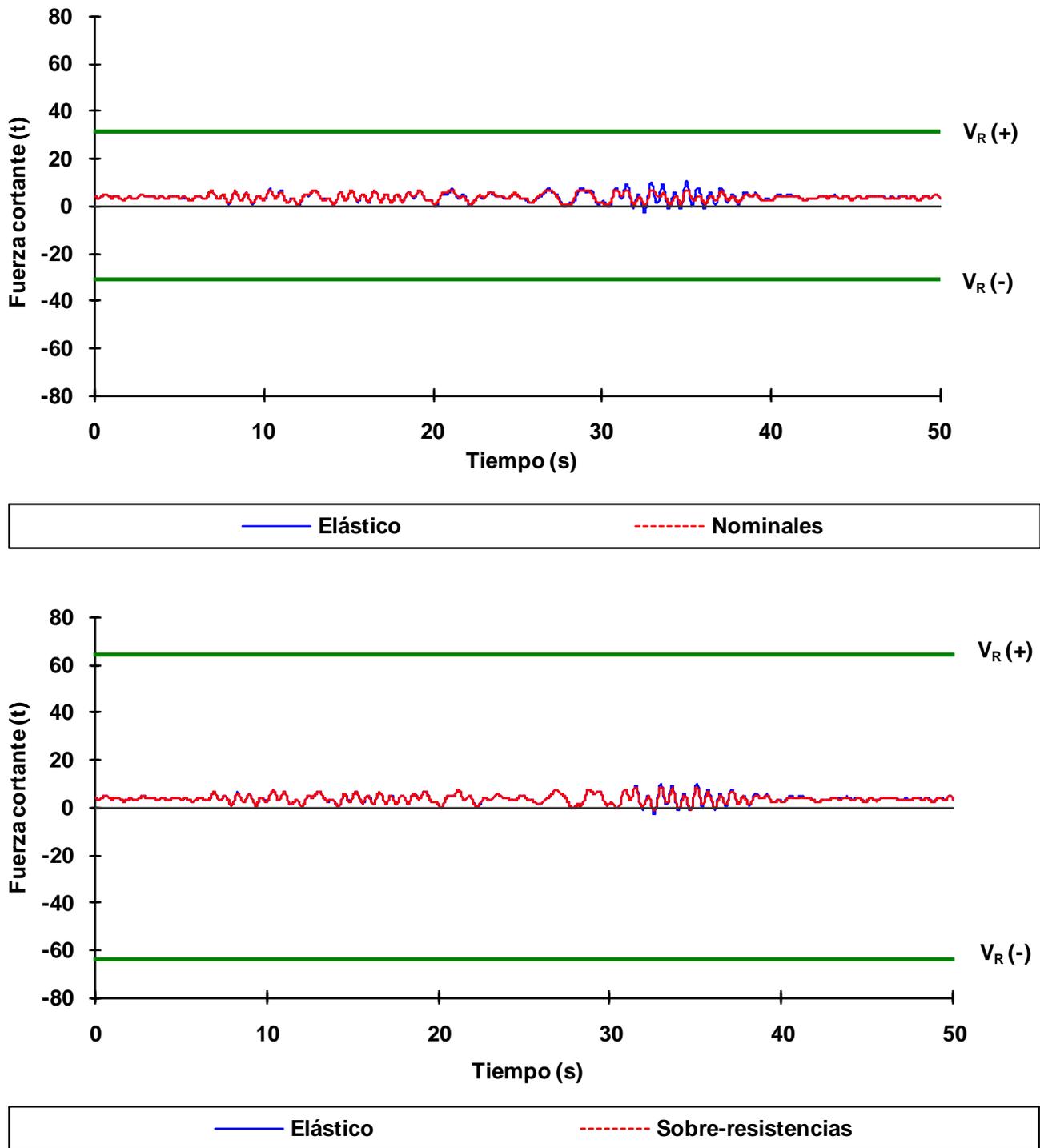


Fig 4.69 Historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 7 del nivel 1 del eje A, caso B2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

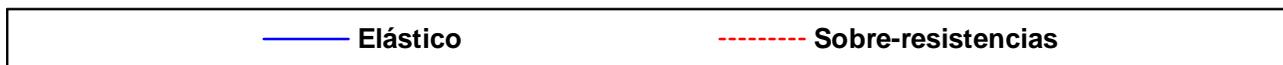
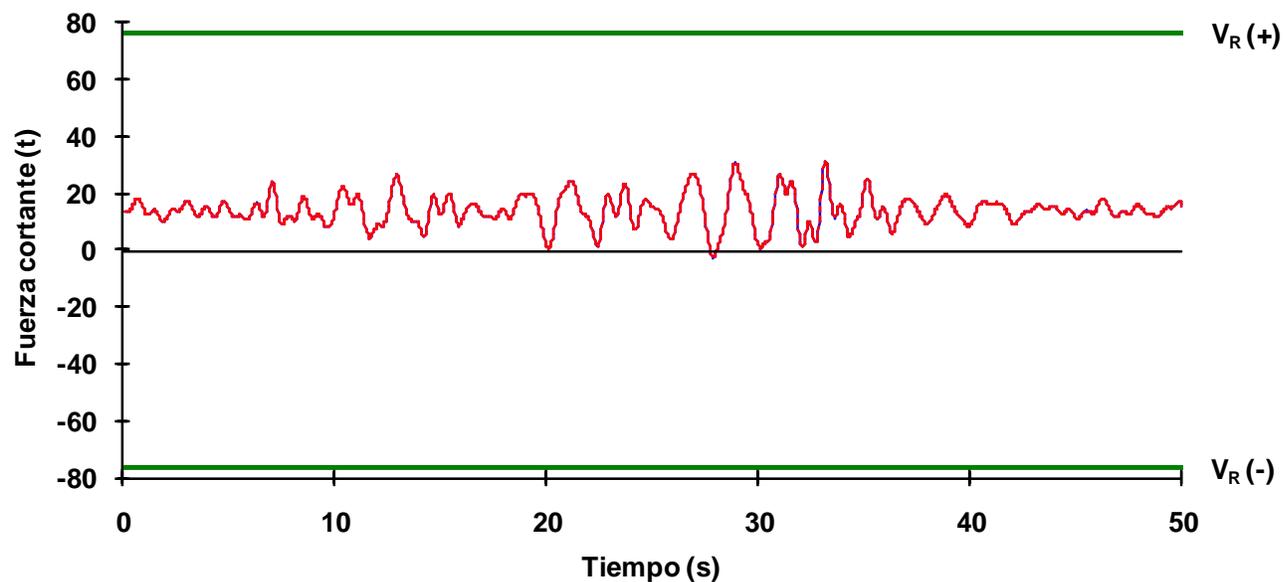
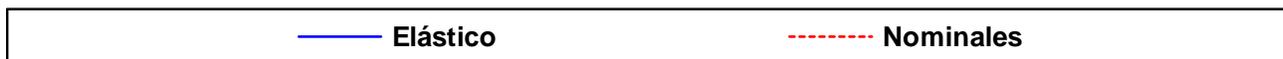
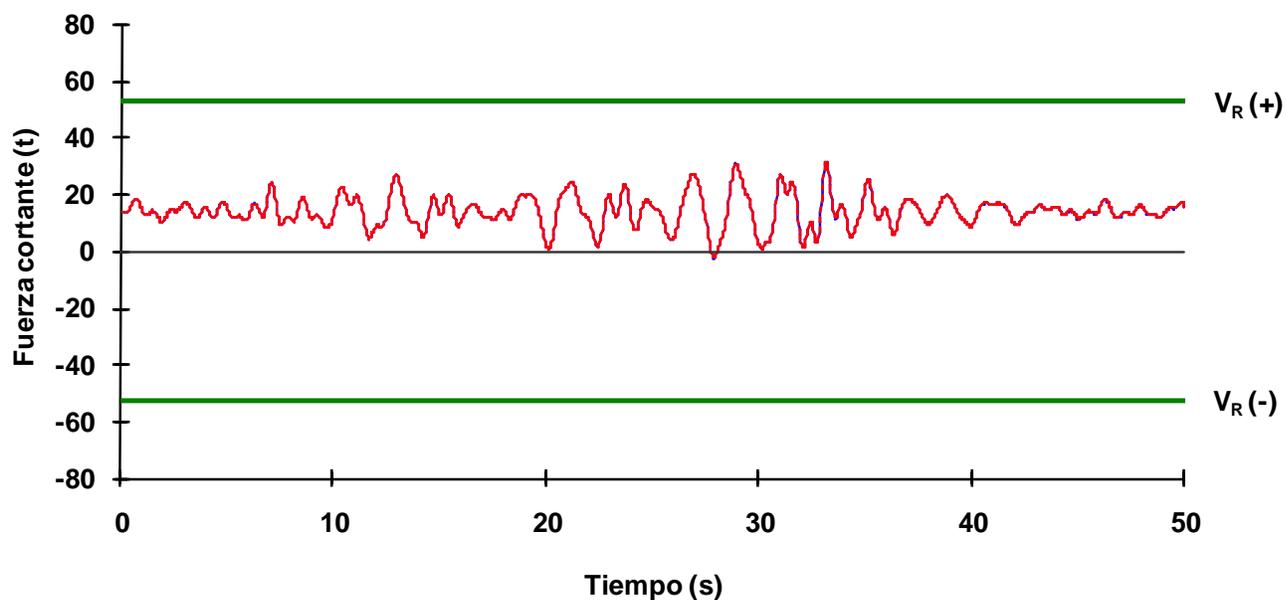


Fig 4.70 Historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 16 del nivel 1 del eje 2, caso C2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

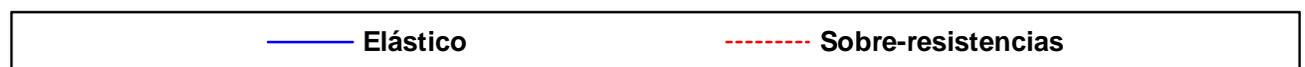
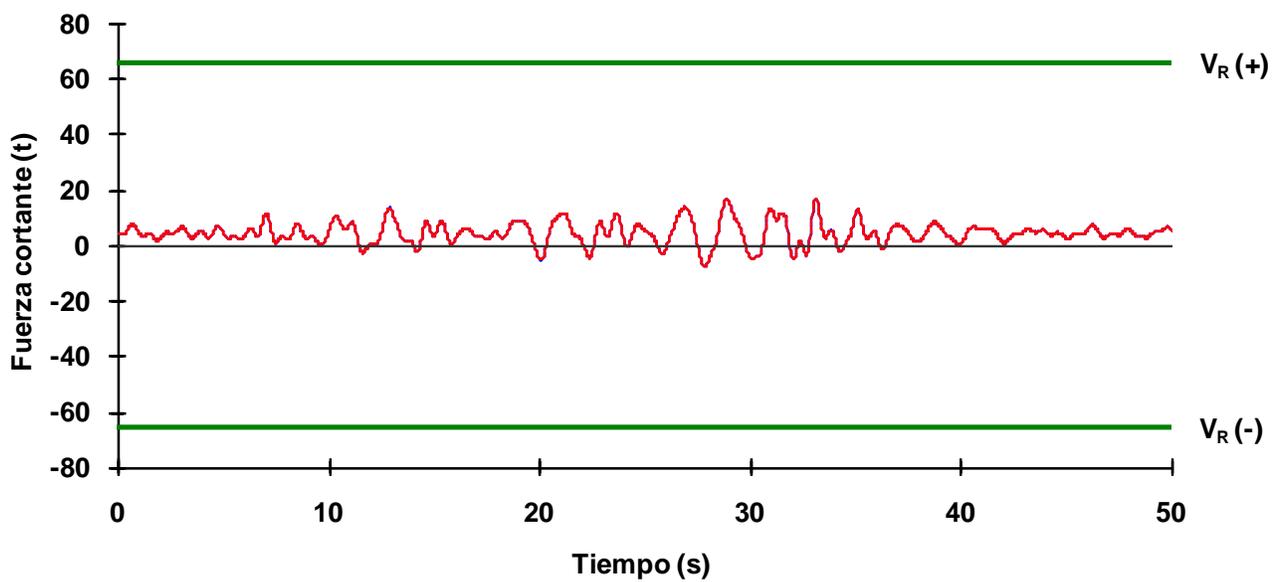
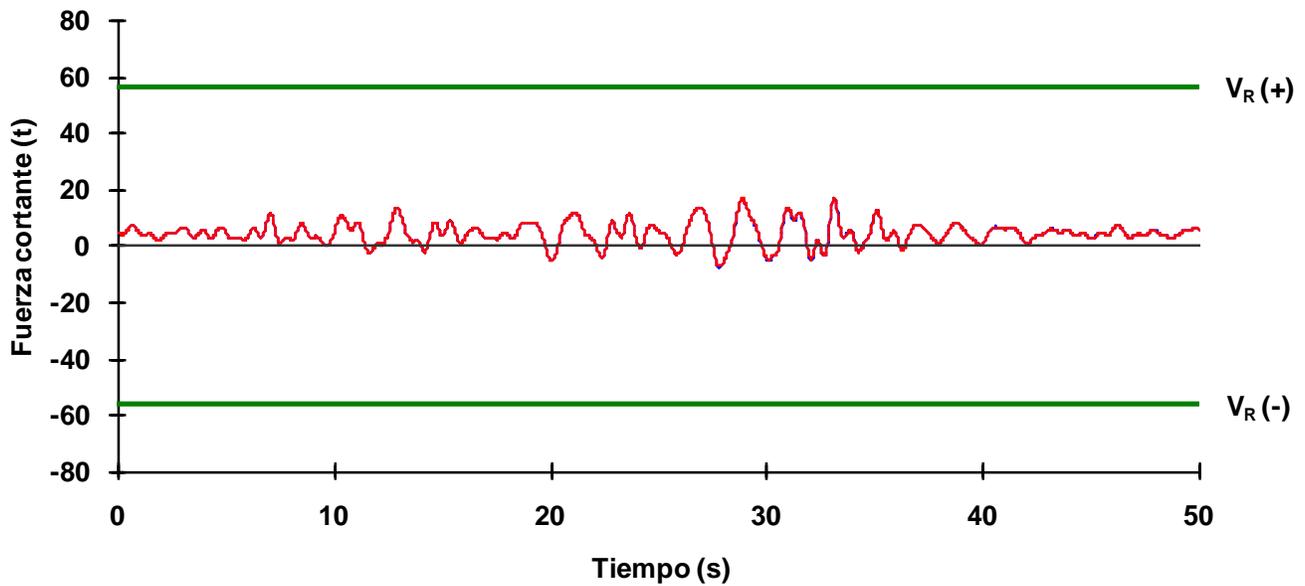


Fig 4.71 Historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 16 del nivel 1 del eje A, caso C2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

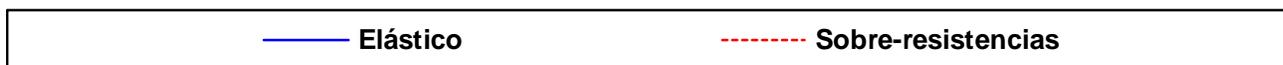
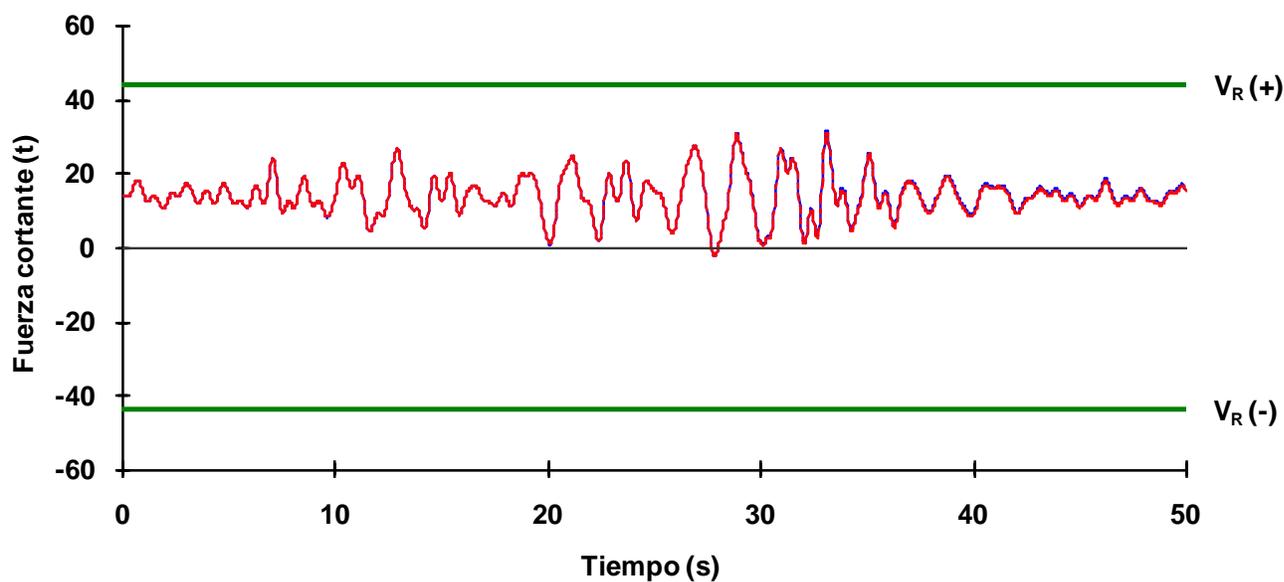
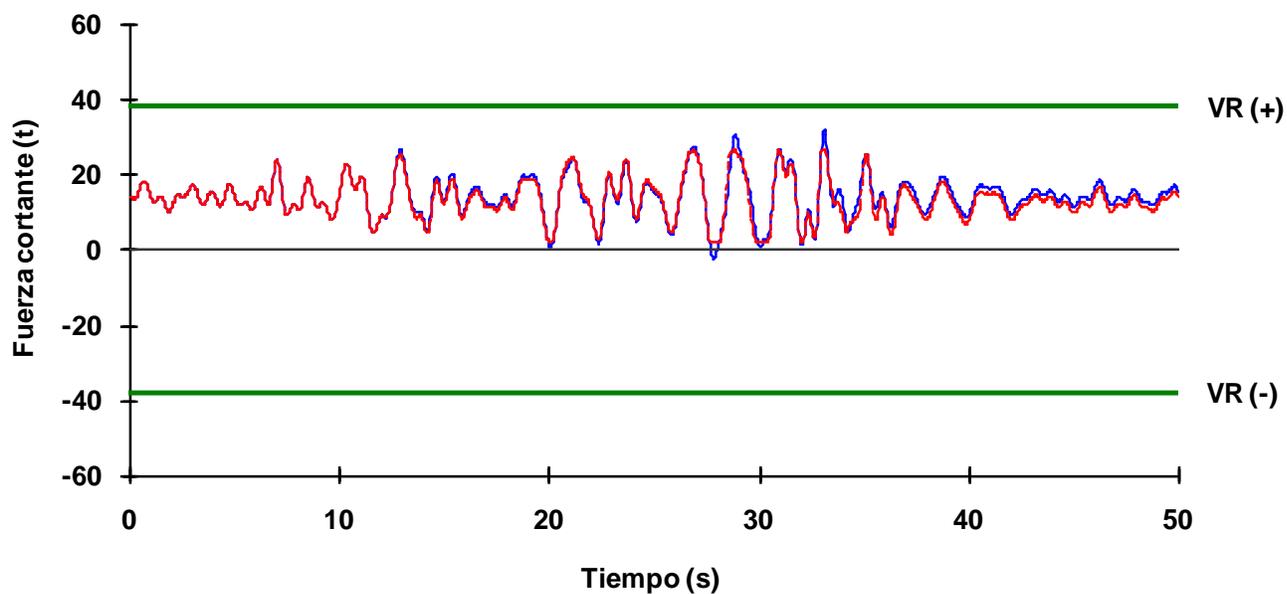


Fig 4.72 Historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 16 del nivel 1 del eje 2, caso D2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

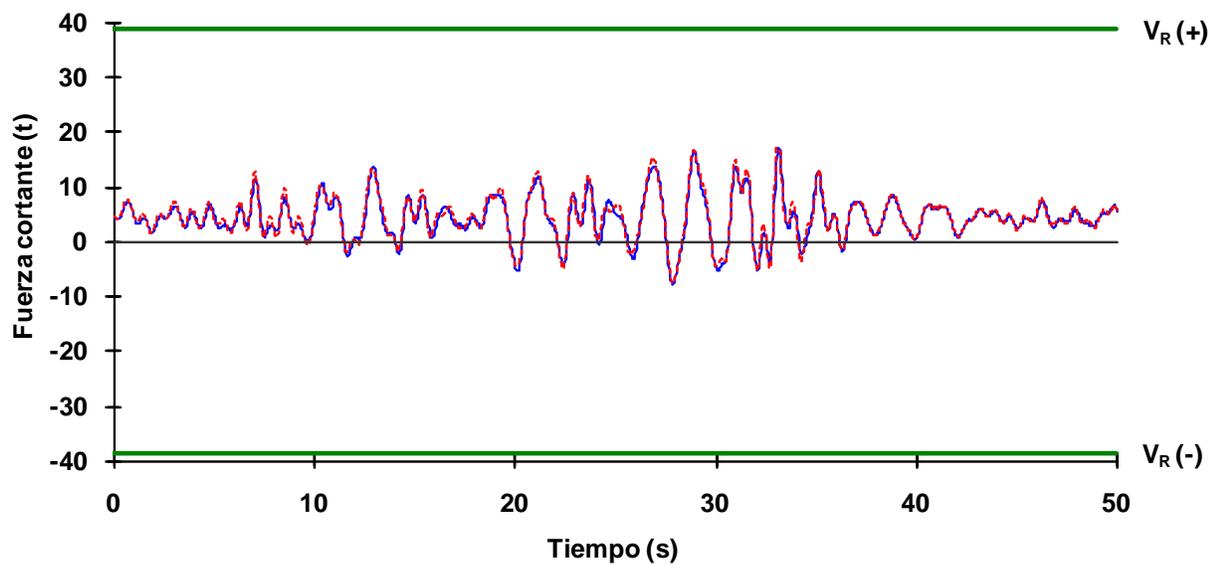
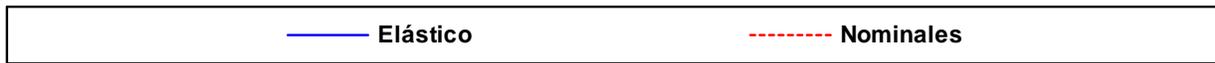
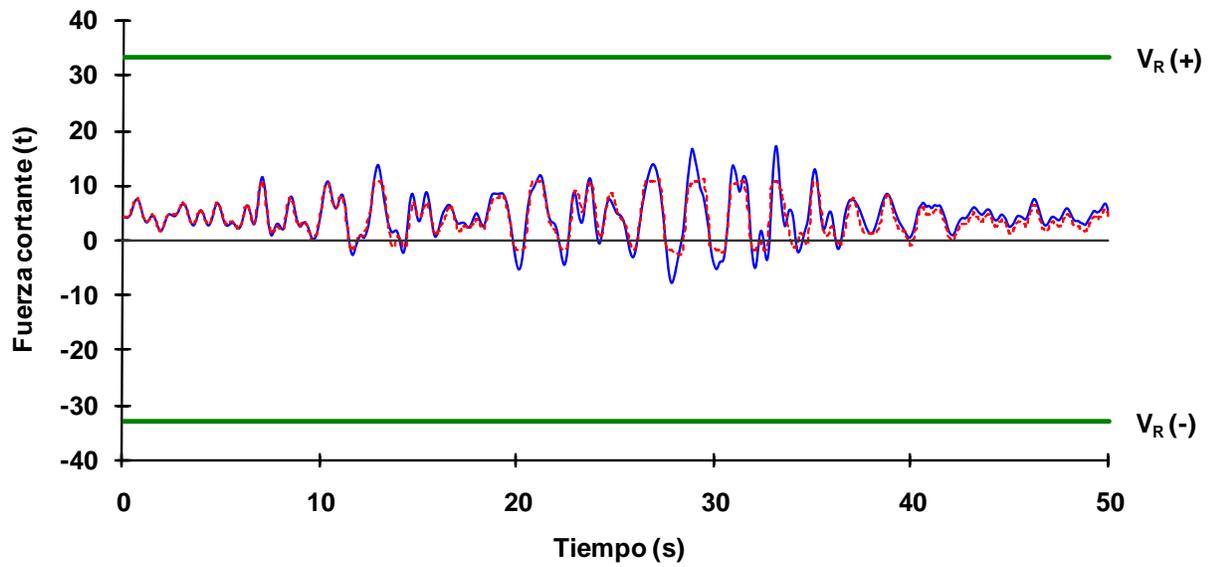
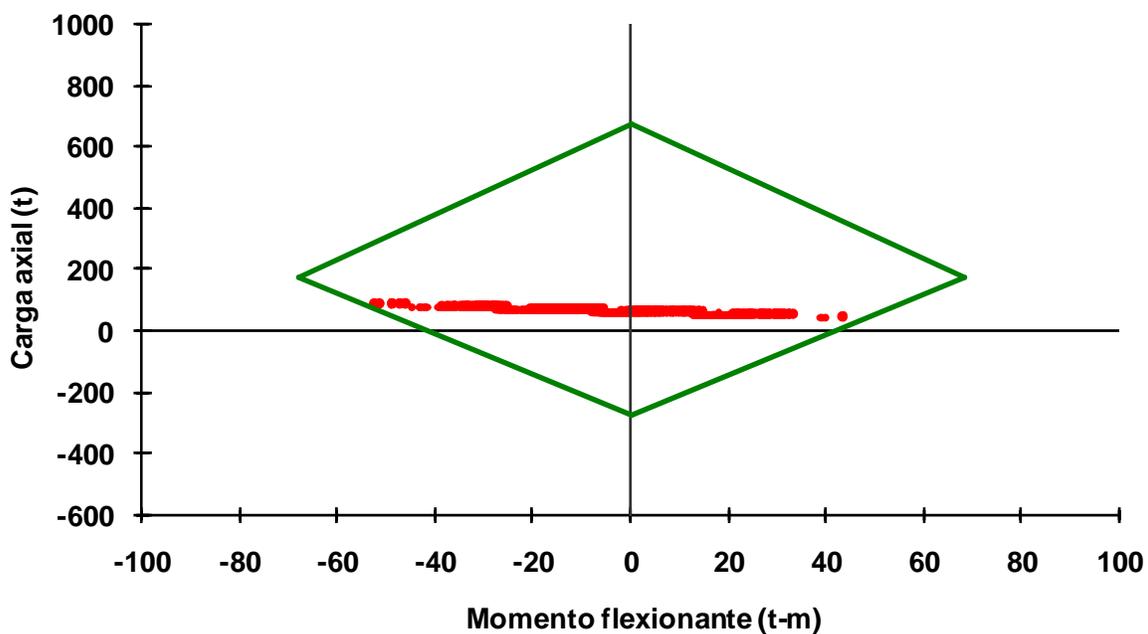
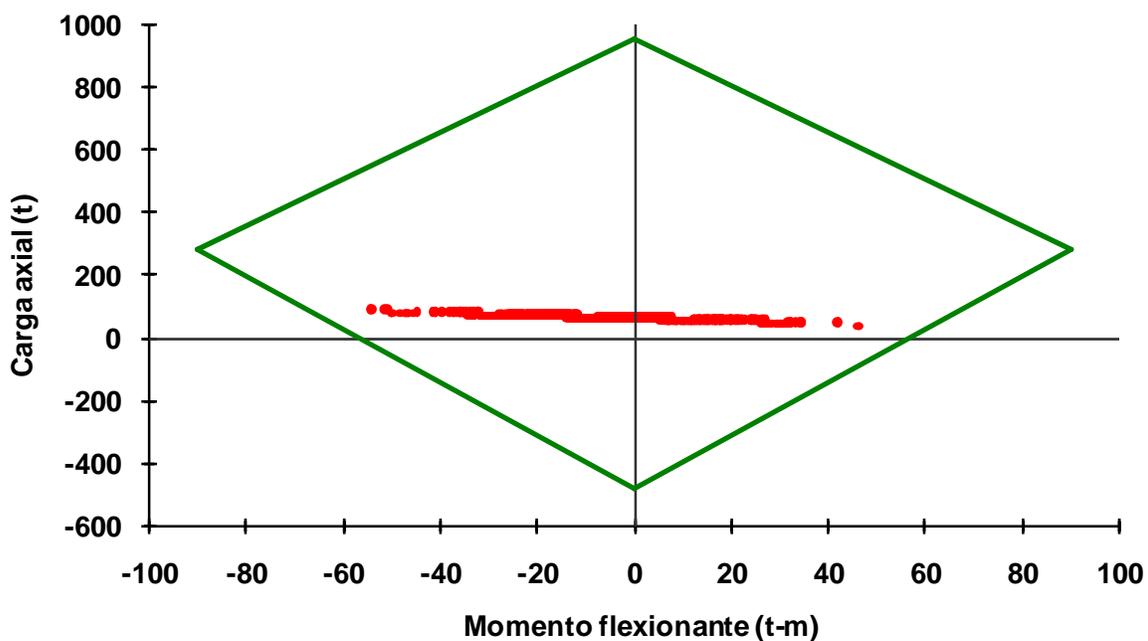


Fig 4.73 Historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 16 del nivel 1 del eje A, caso D2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

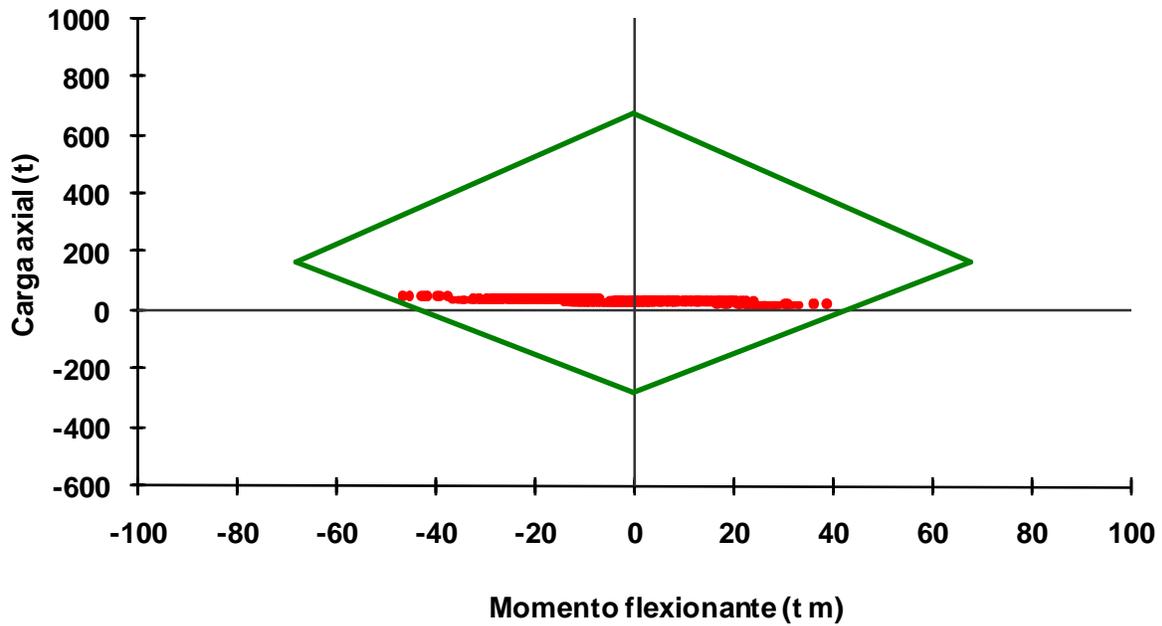


• Nominales

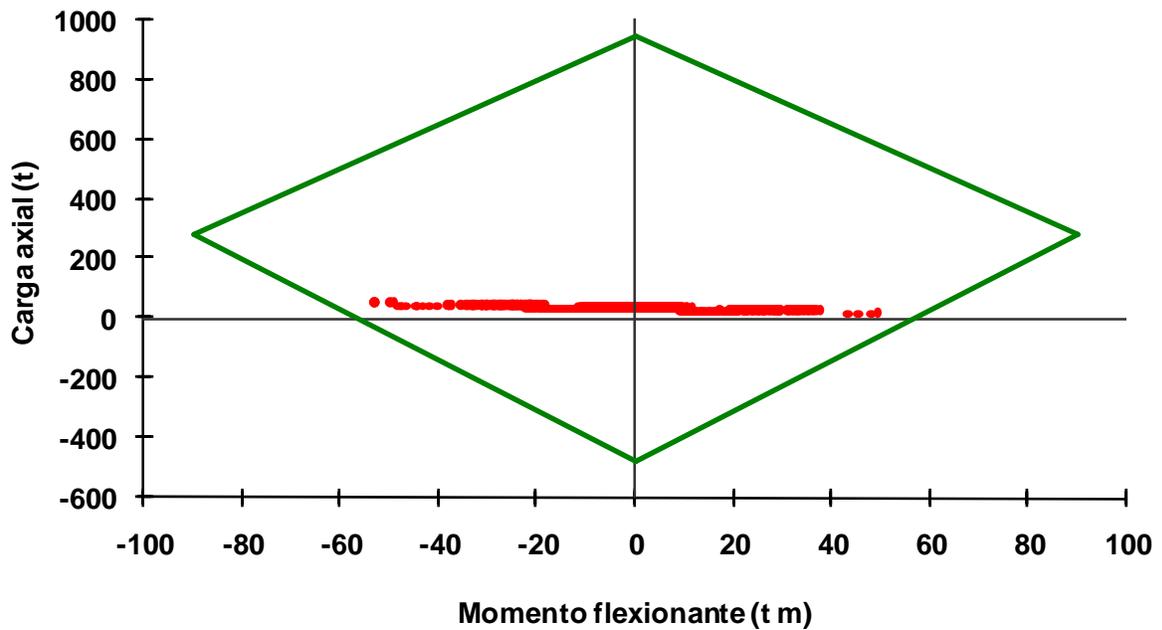


• Sobre-resistencias

Fig 4.74 Combinaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna 9 de PB del eje 2, caso A2, análisis paso a paso inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

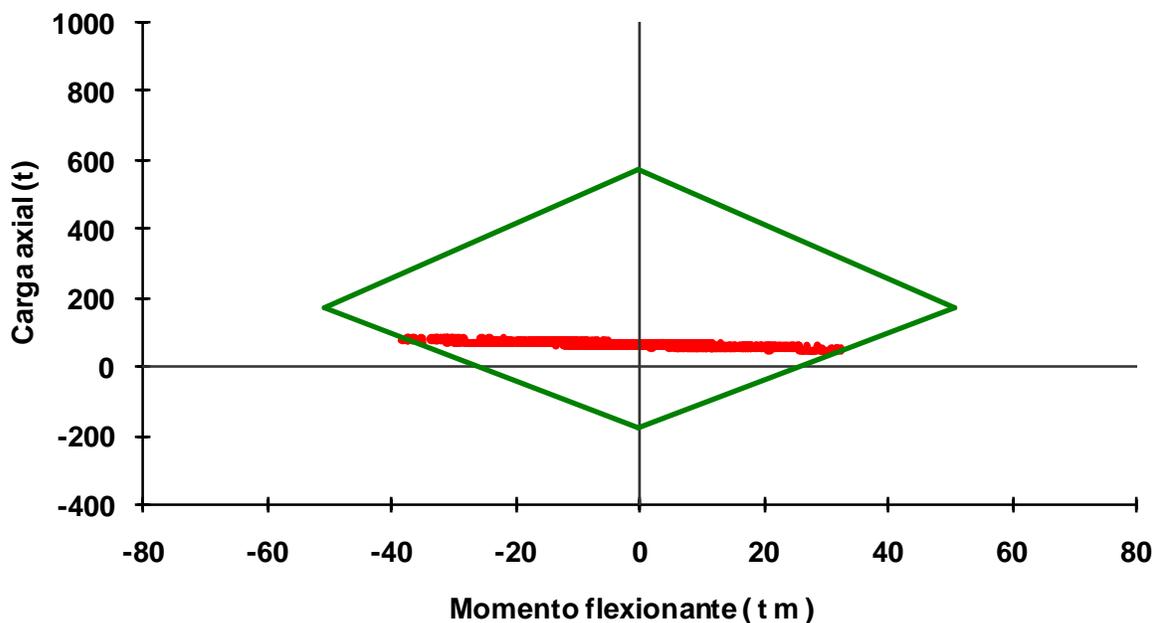


• Nominales

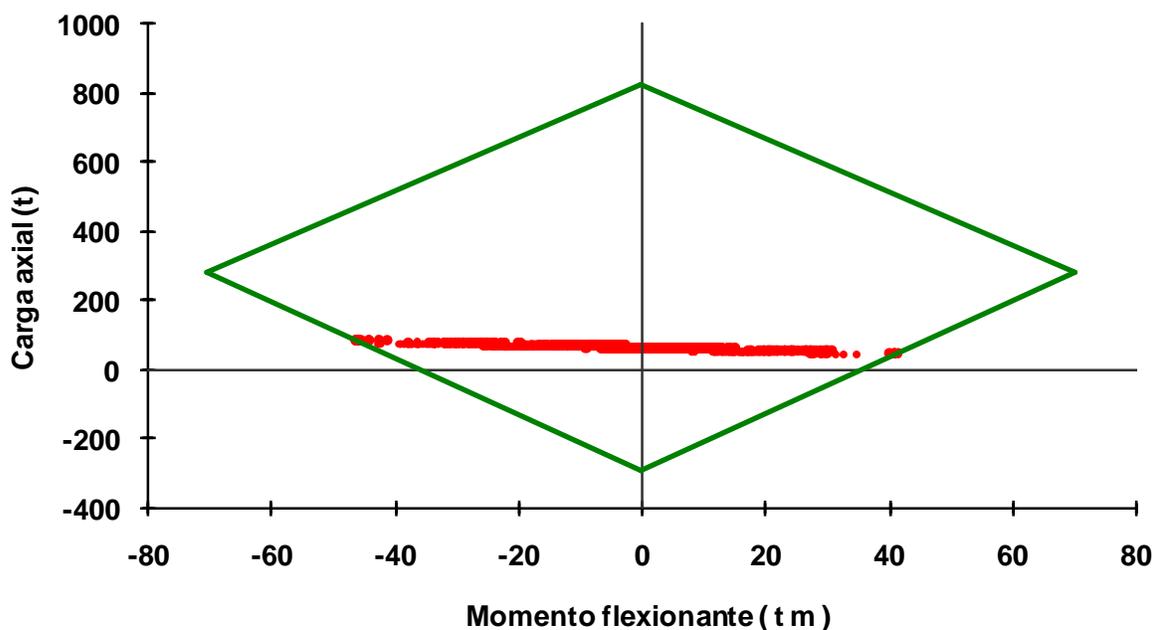


• Sobre-resistencias

Fig 4.75 Combinaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A, caso A2, análisis paso a paso inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

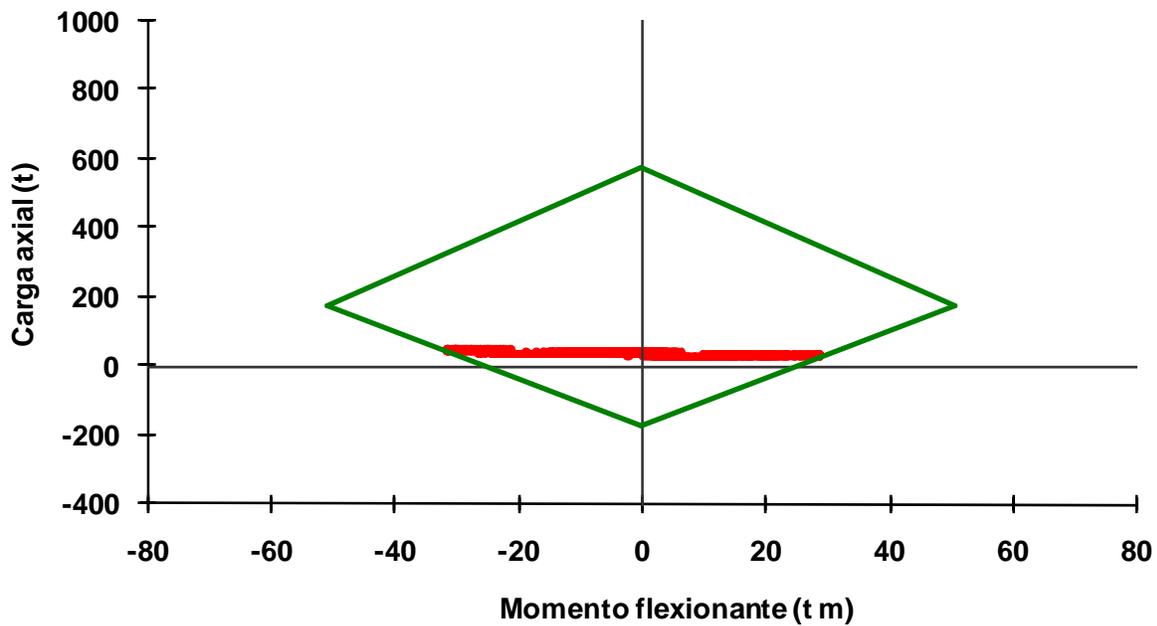


• Nominales

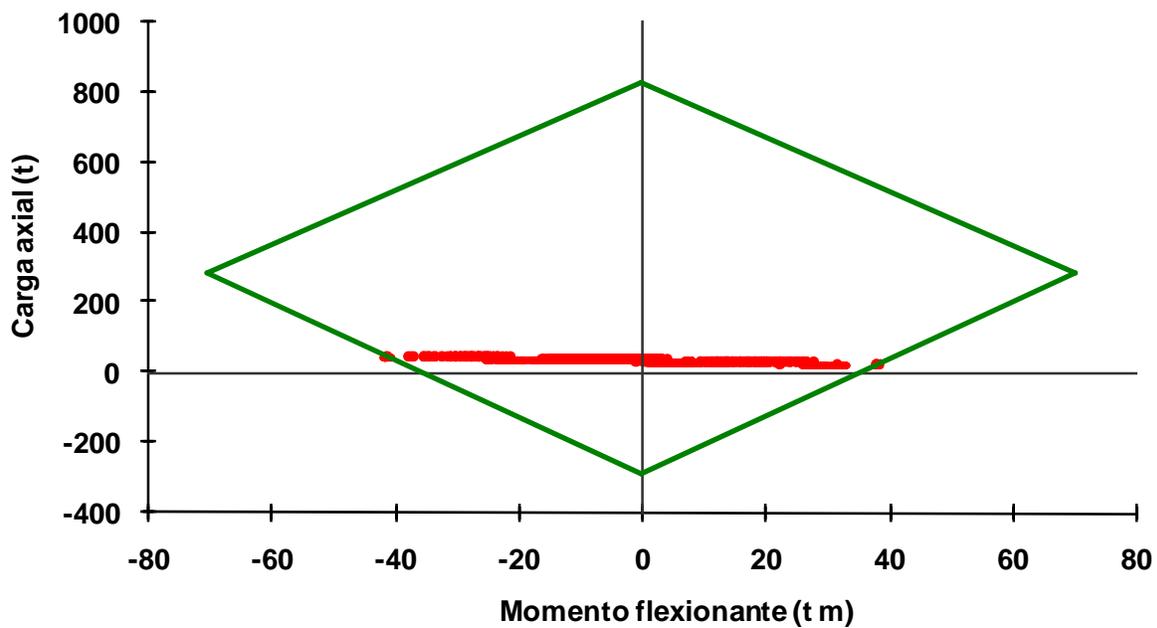


• Sobre-resistencias

Fig 4.76 Combinaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna 9 de PB del eje 2, caso B2, análisis paso a paso inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

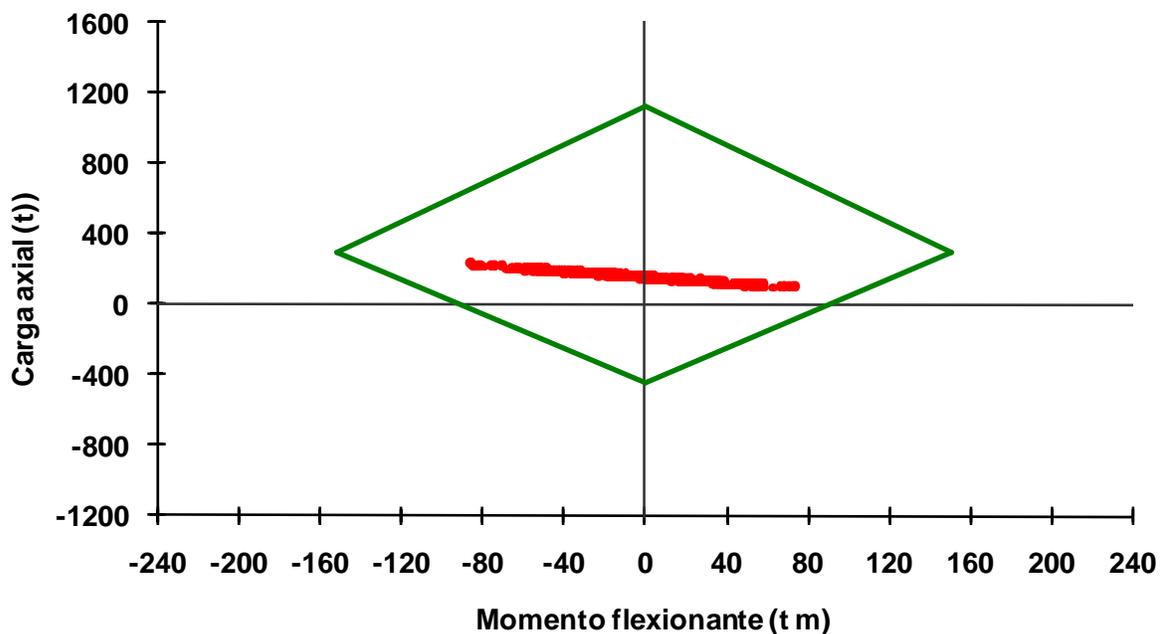


• Nominales

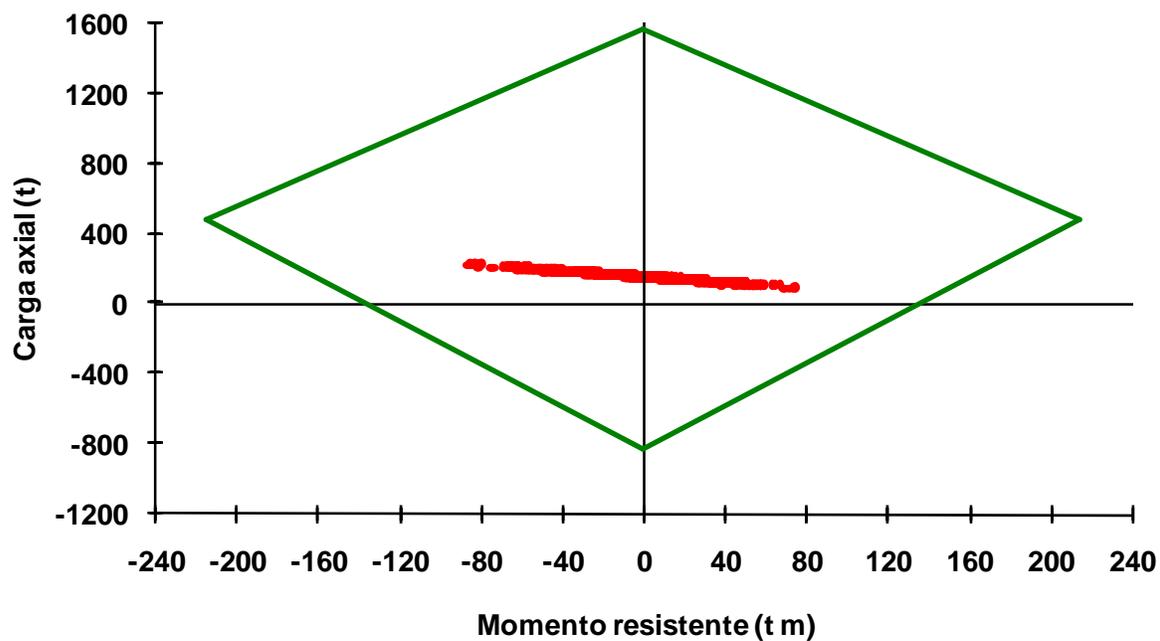


• Sobre-resistencias

Fig 4.77 Combinaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A, caso B2, análisis paso a paso inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

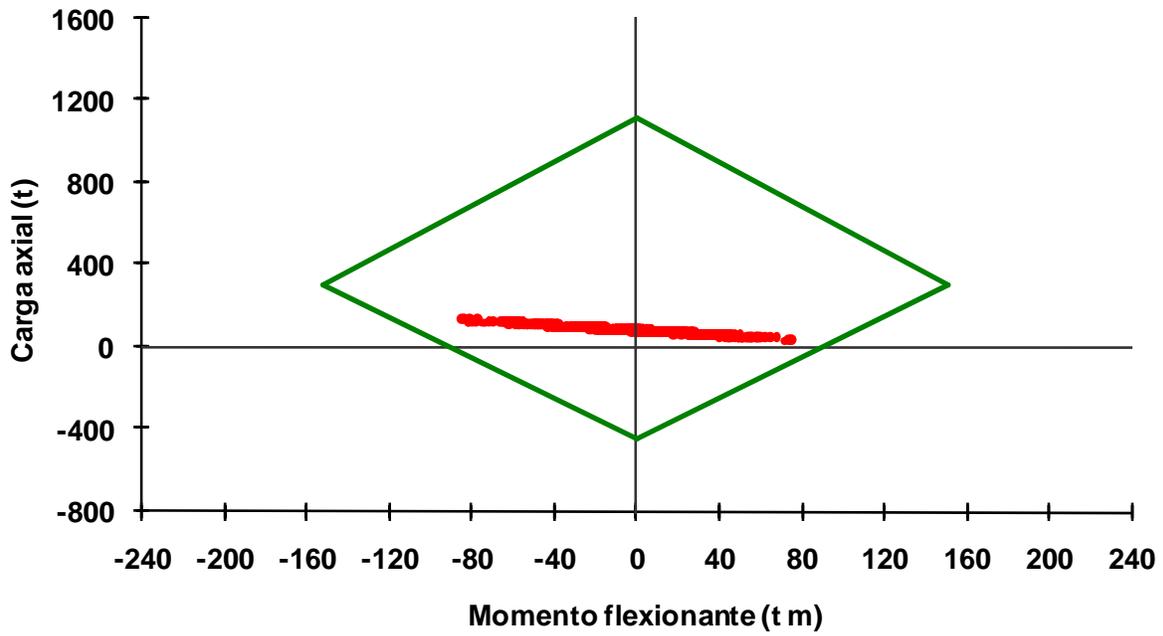


• Nominales

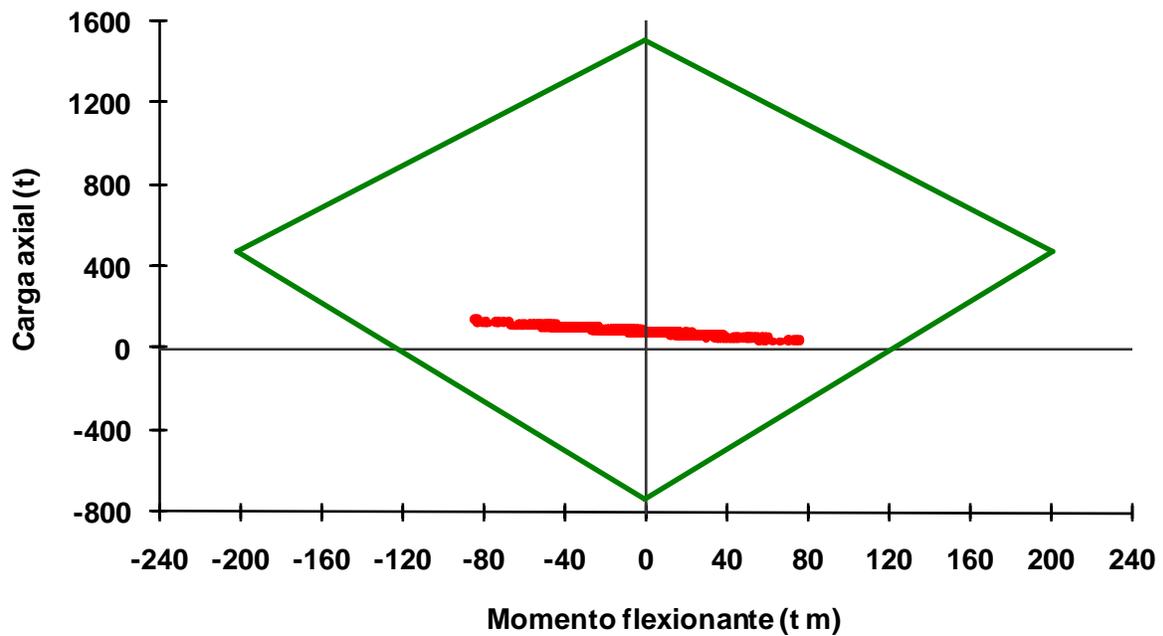


• Sobre-resistencias

Fig 4.78 Combinaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna 21 de PB del eje 2, caso C2, análisis paso a paso inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

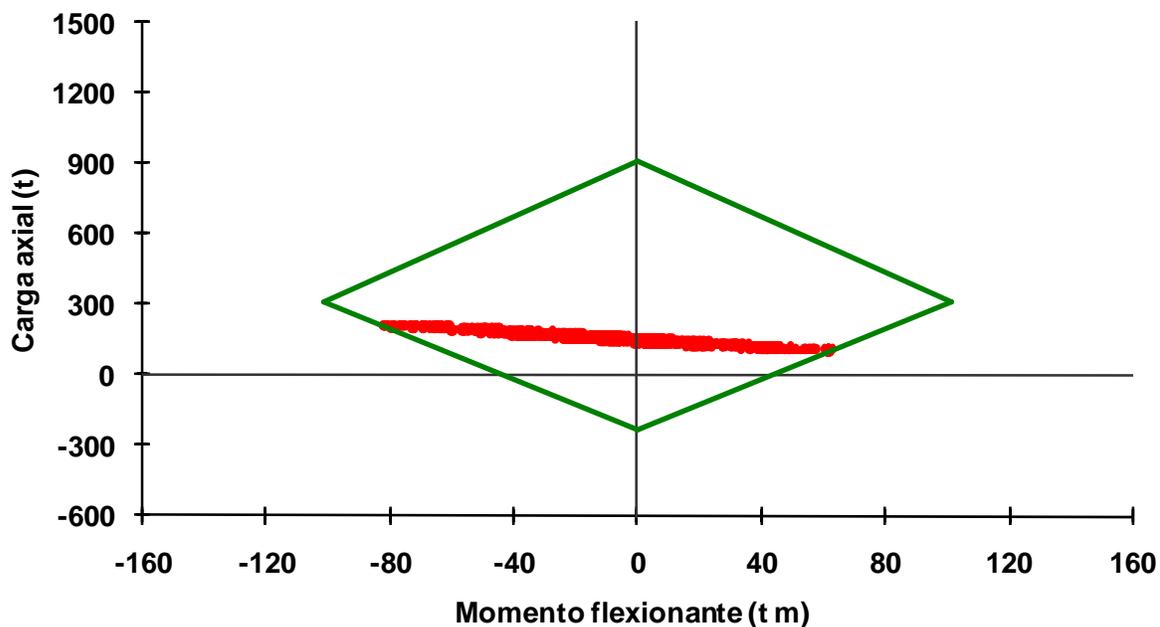


• Nominales

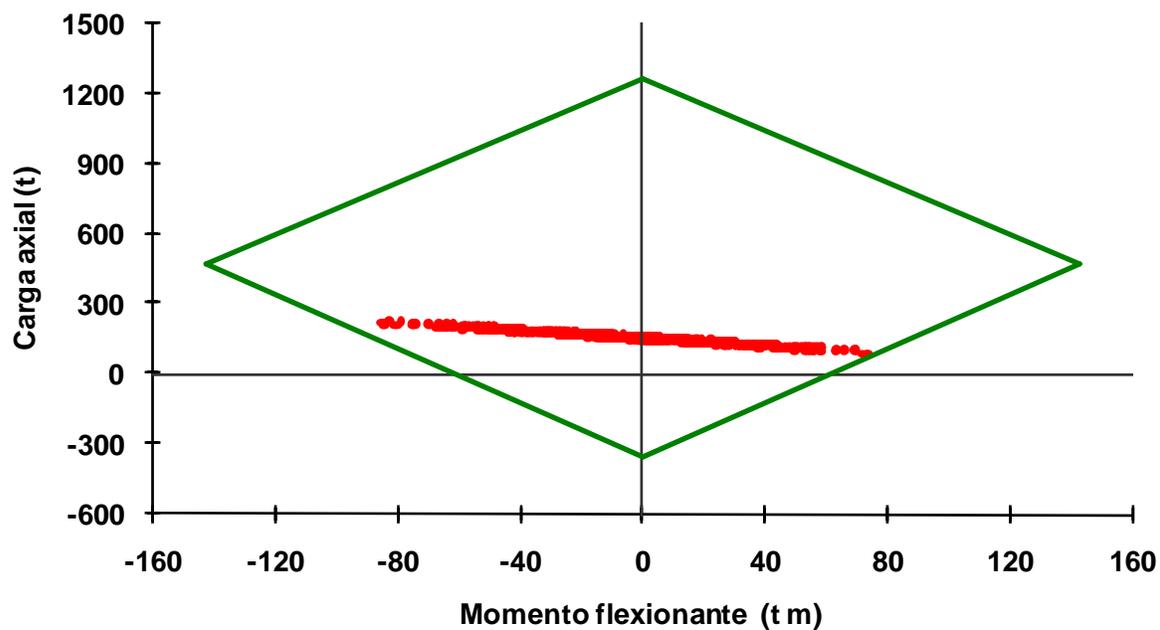


• Sobre-resistencias

Fig 4.79 Combinaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna 21 de PB del eje A, caso C2, análisis paso a paso inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

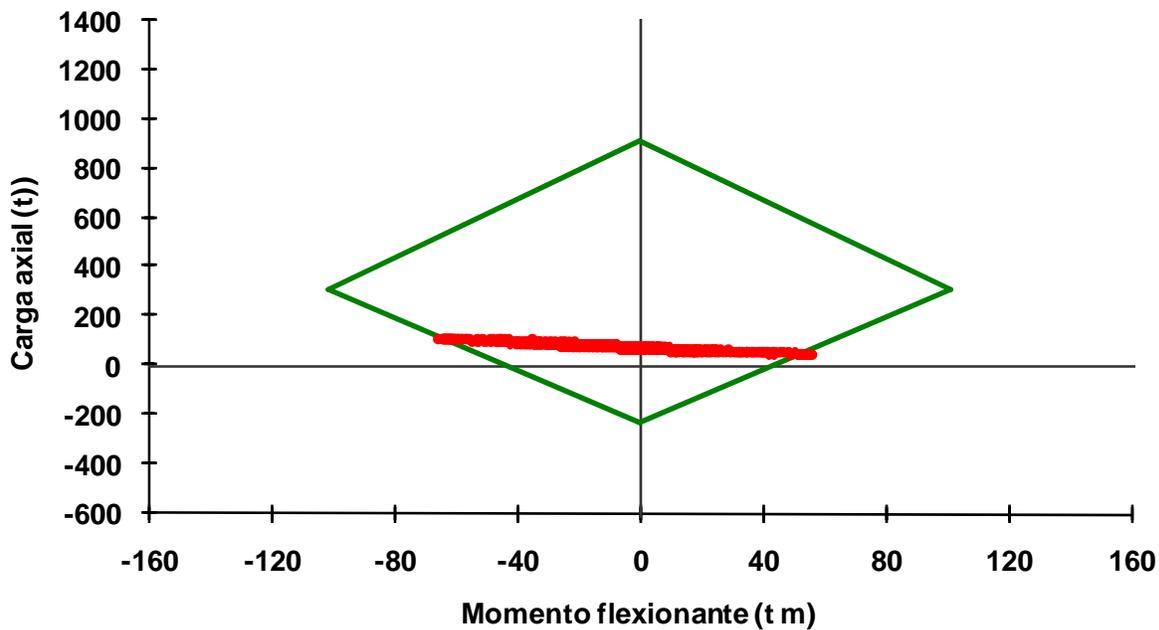


• Nominales

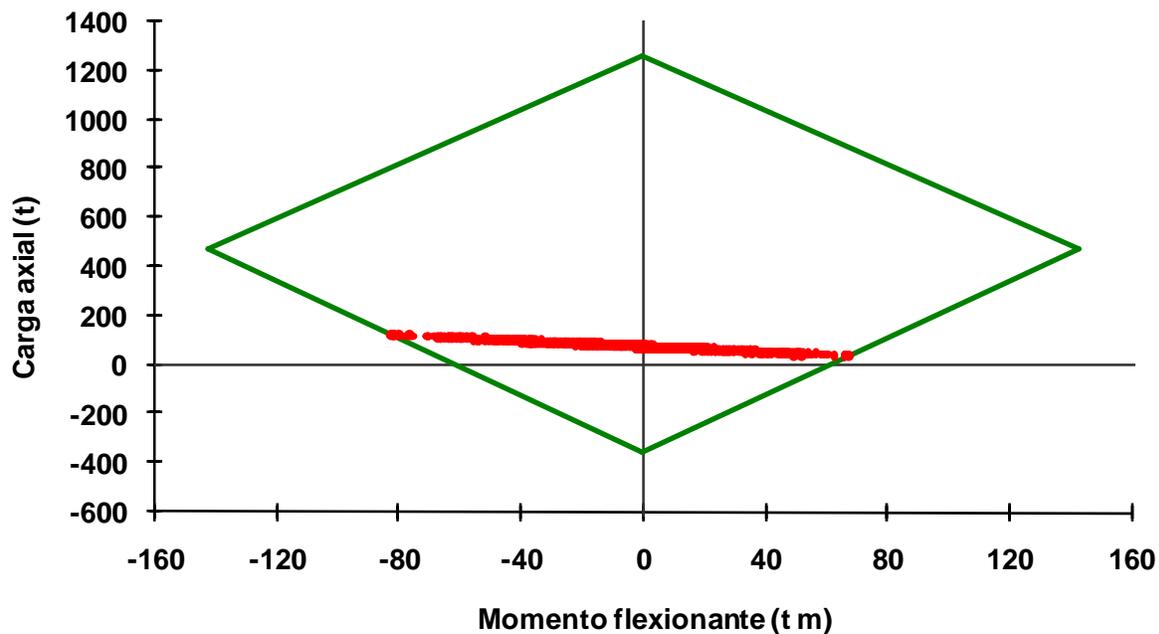


• Sobre-resistencias

Fig 4.80 Combinaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna 21 de PB del eje 2, caso D2, análisis paso a paso inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles



• Nominales



• Sobre-resistencias

Fig 4.81 Combinaciones momento flexionante - carga axial del extremo inferior de la columna 21 de PB del eje A, caso D2, análisis paso a paso inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

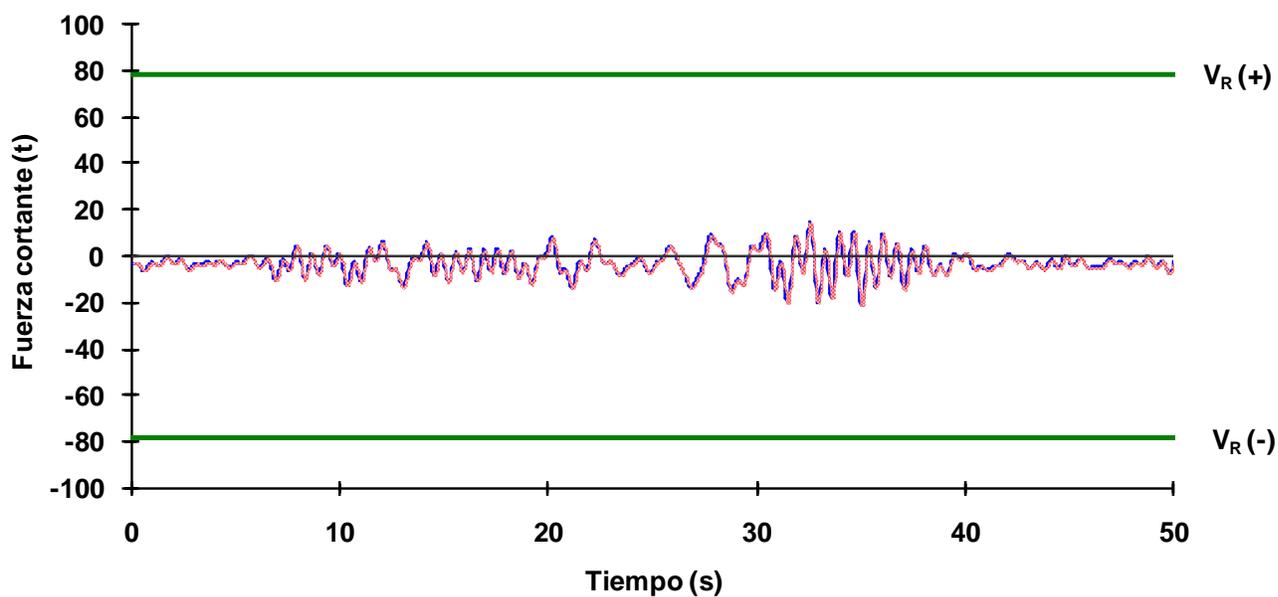
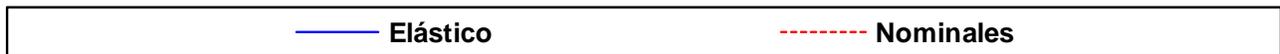
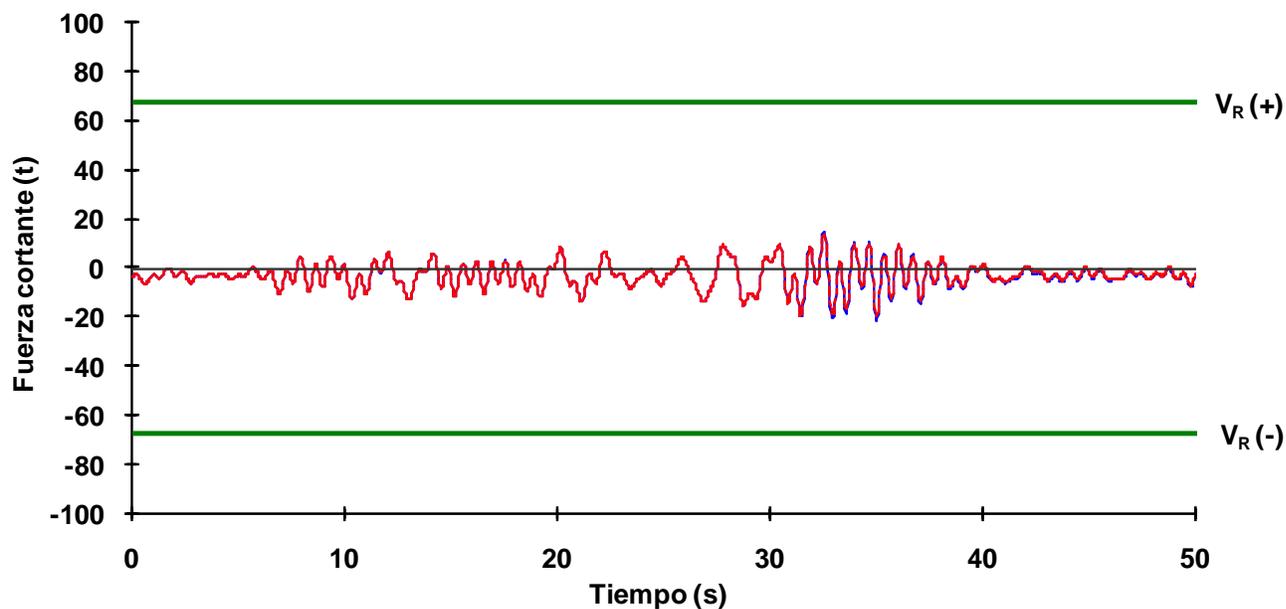


Fig 4.82 Historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 9 de PB del eje 2, caso A2, análisis paso a paso inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

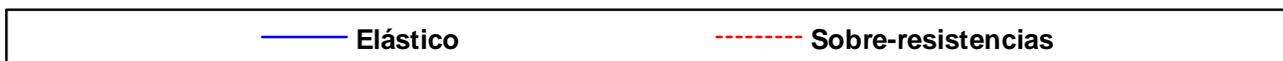
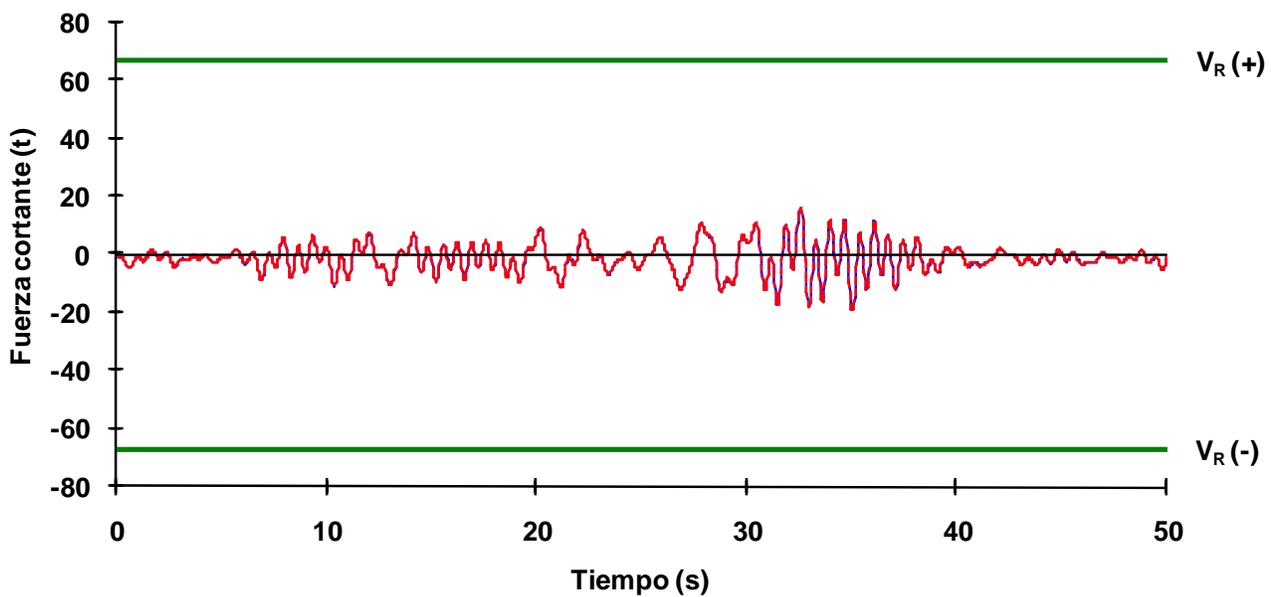
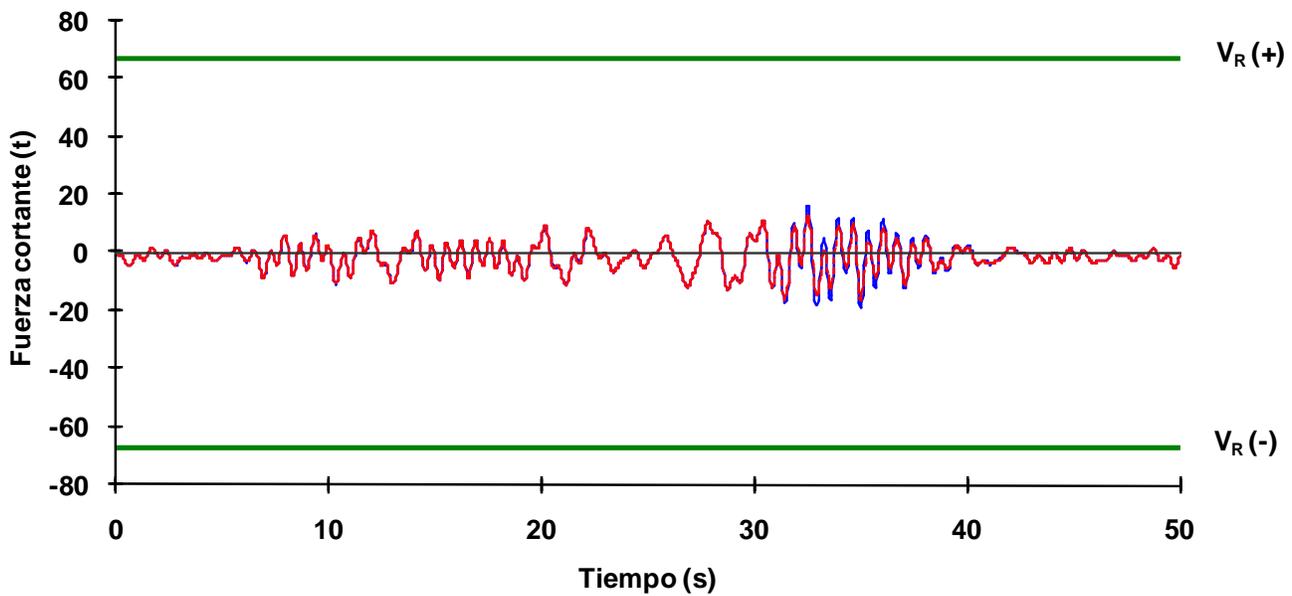


Fig 4.83 Historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A, caso A2, análisis paso a paso inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

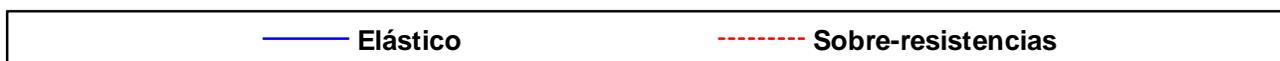
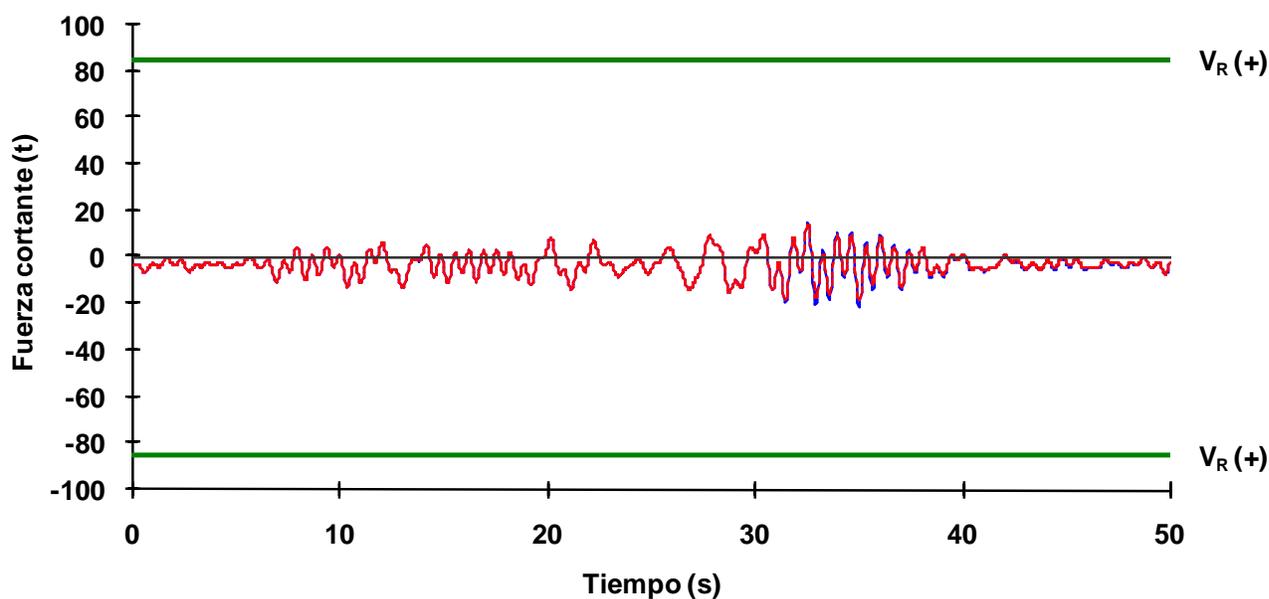
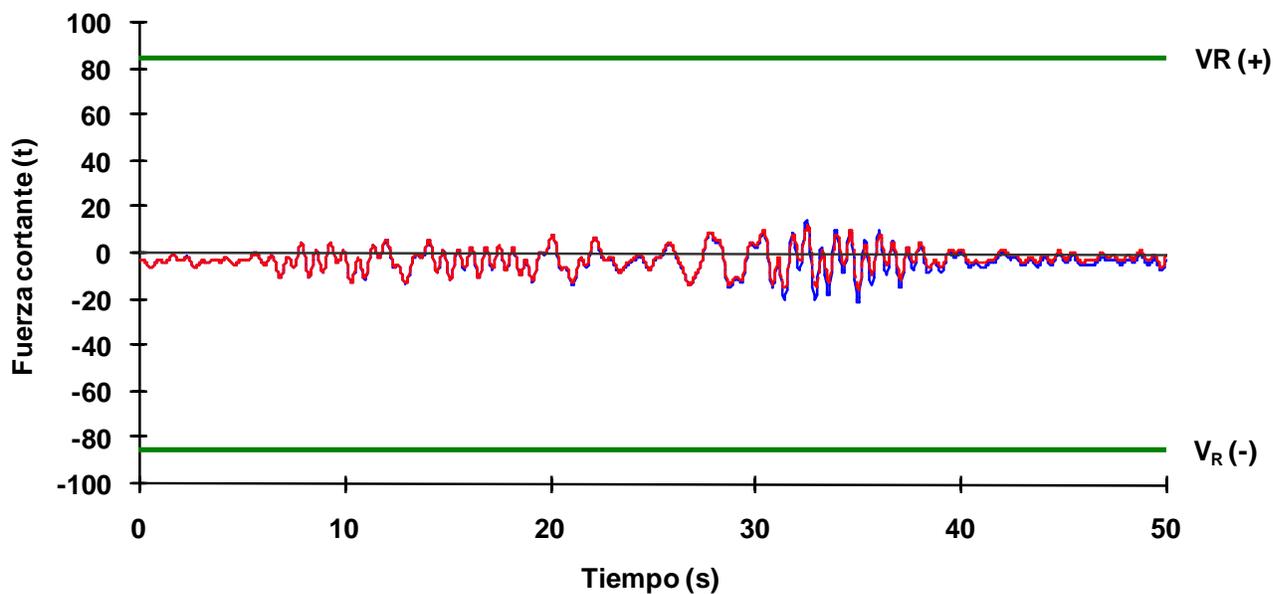


Fig 4.84 Historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 9 de PB del eje 2, caso B2, análisis paso a paso inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

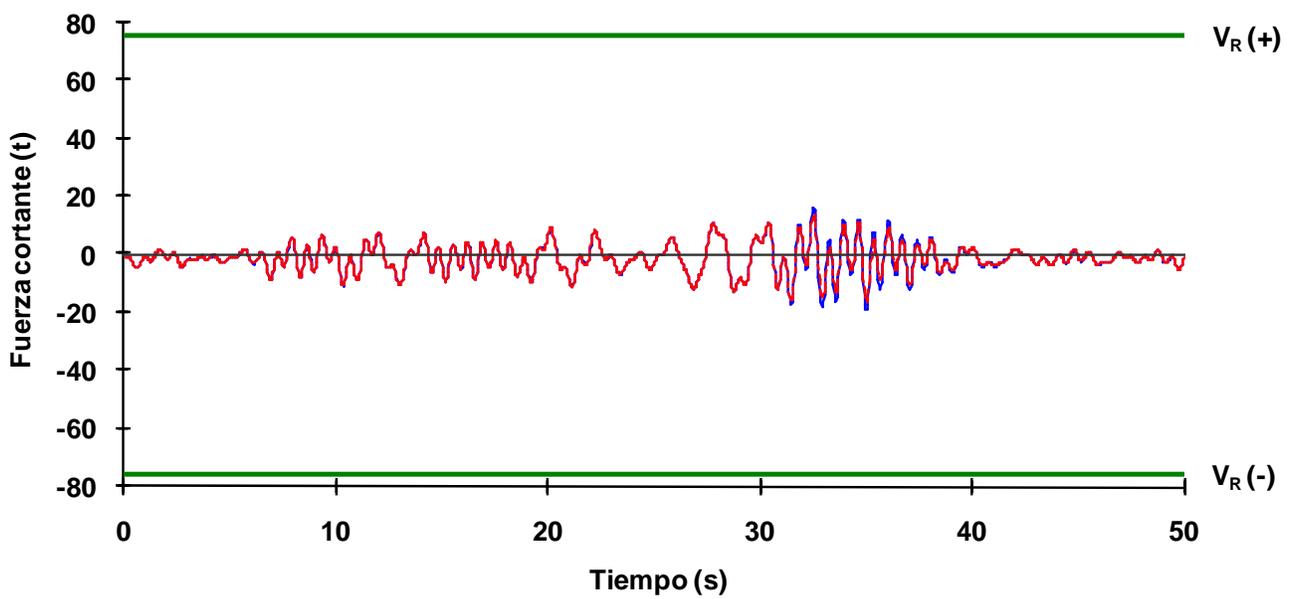
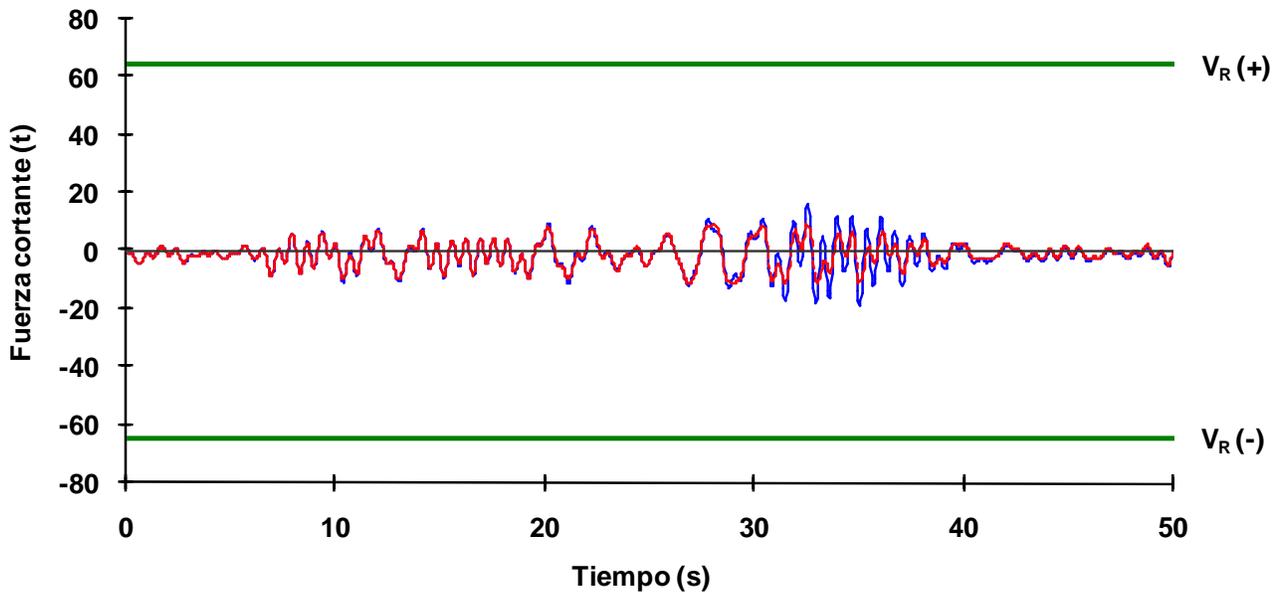


Fig 4.85 Historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 9 de PB del eje A, caso B2, análisis paso a paso inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

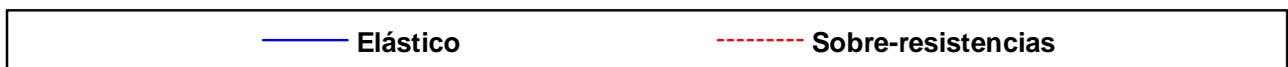
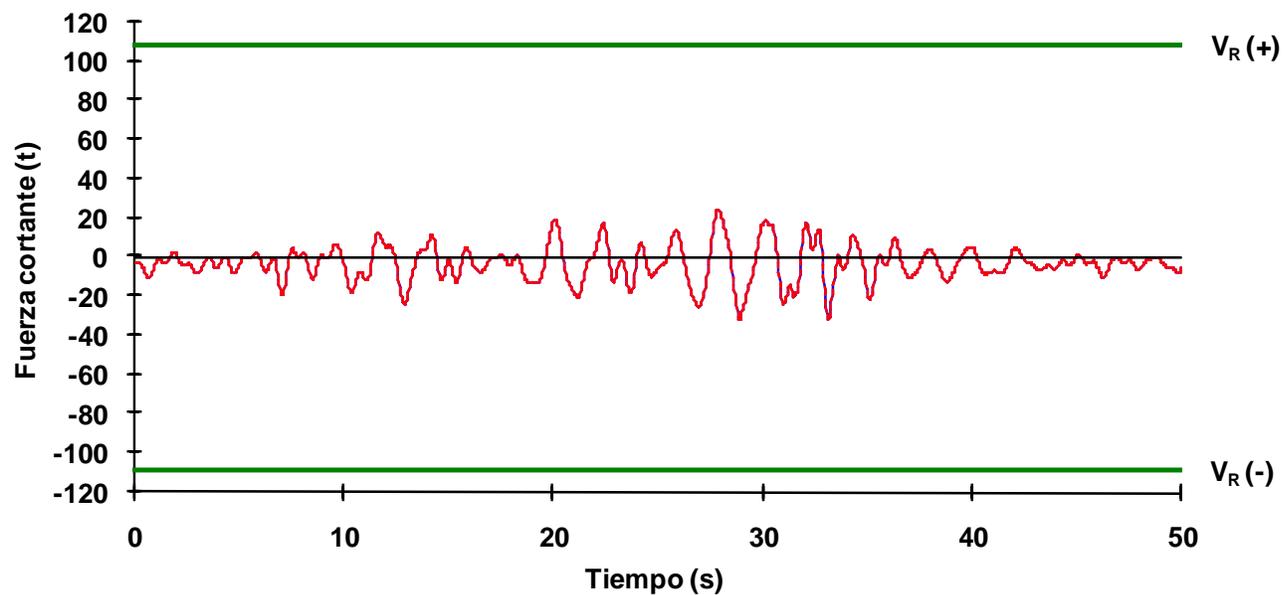
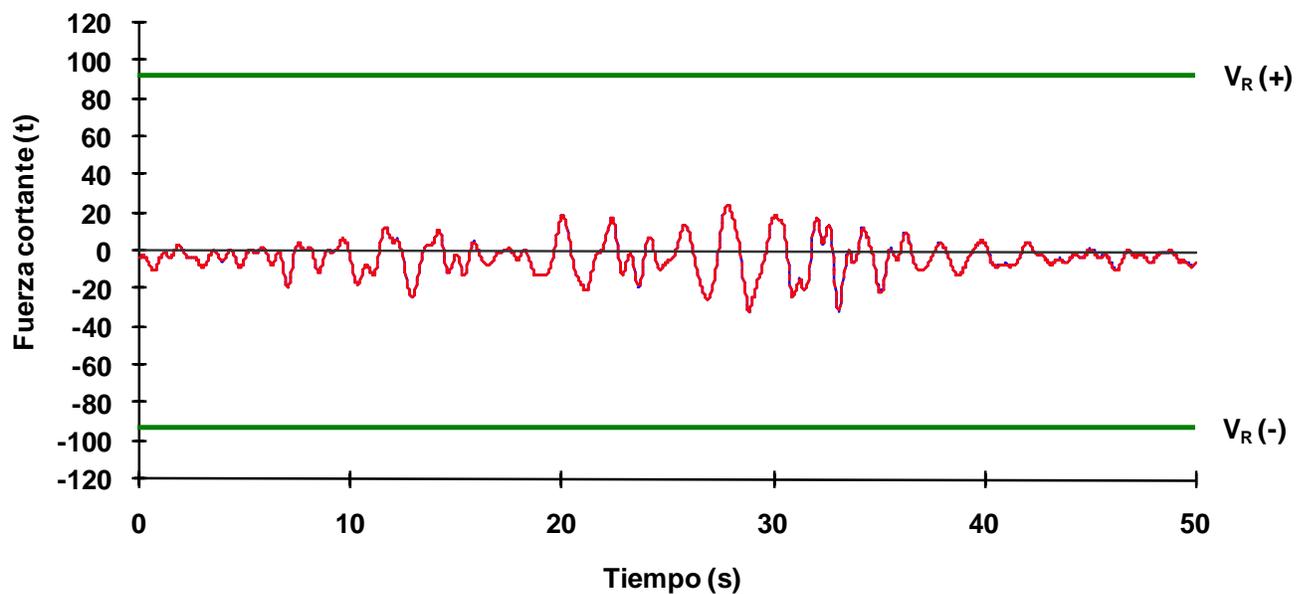


Fig 4.86 Historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 21 de PB del eje 2, caso C2, análisis paso a paso inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

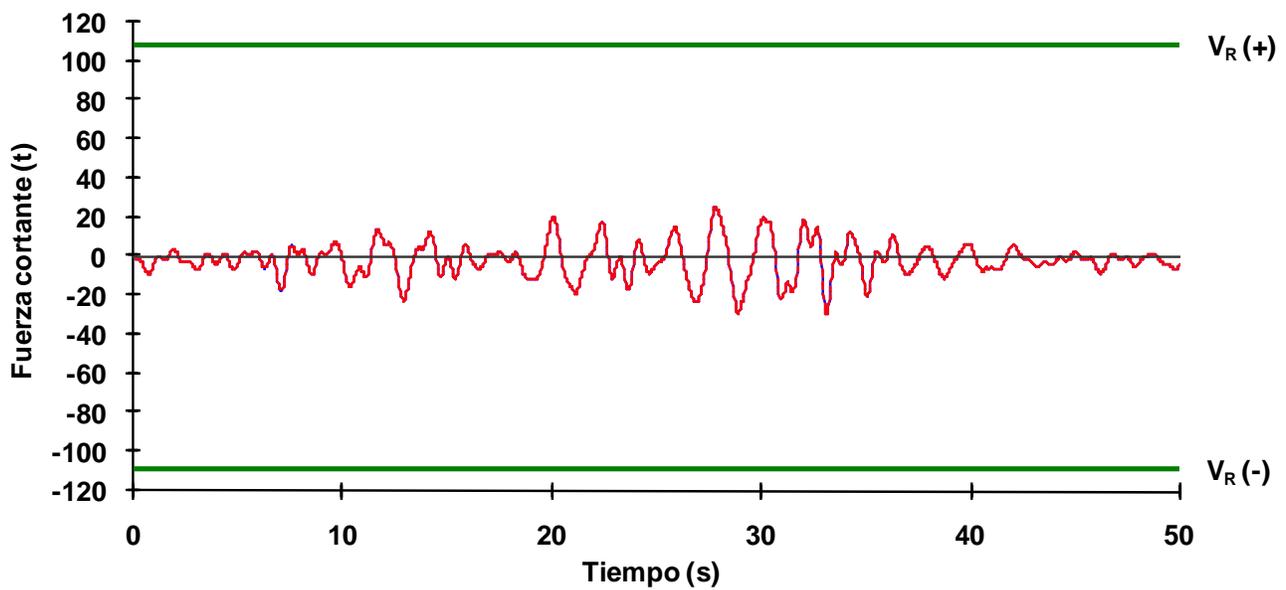
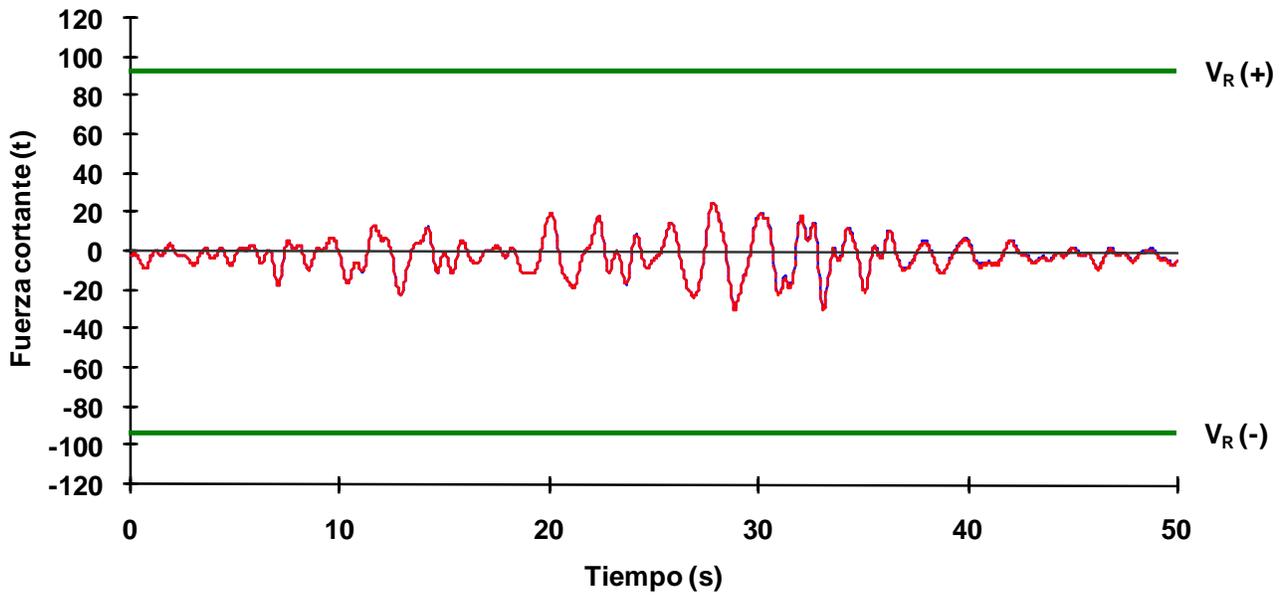


Fig 4.87 Historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 21 de PB del eje A, caso C2, análisis paso a paso inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

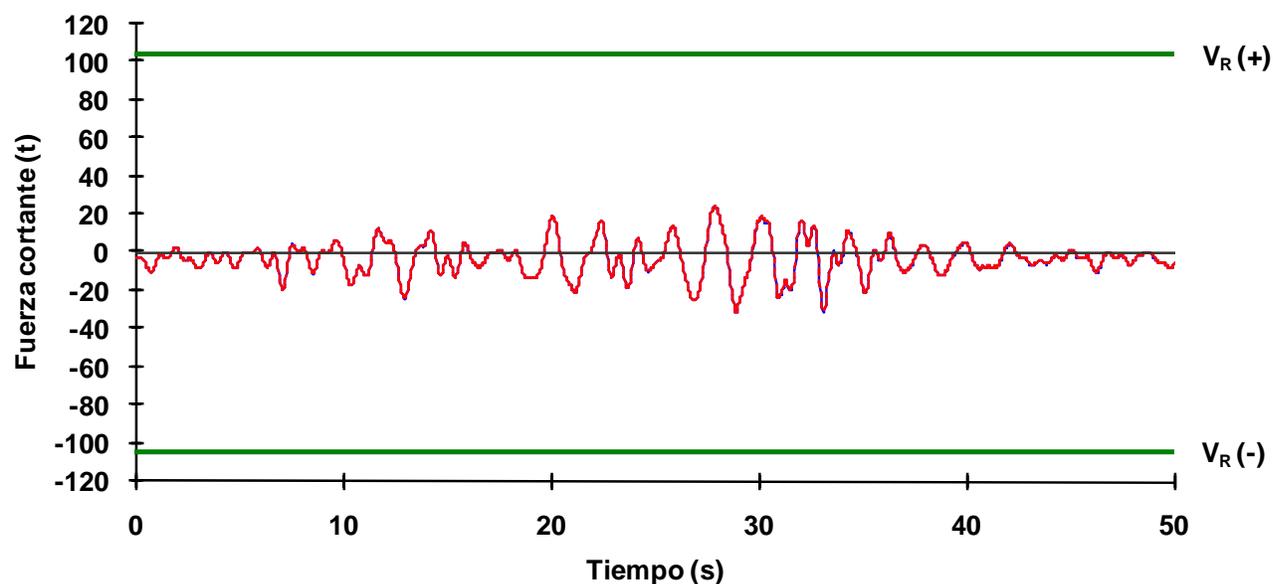
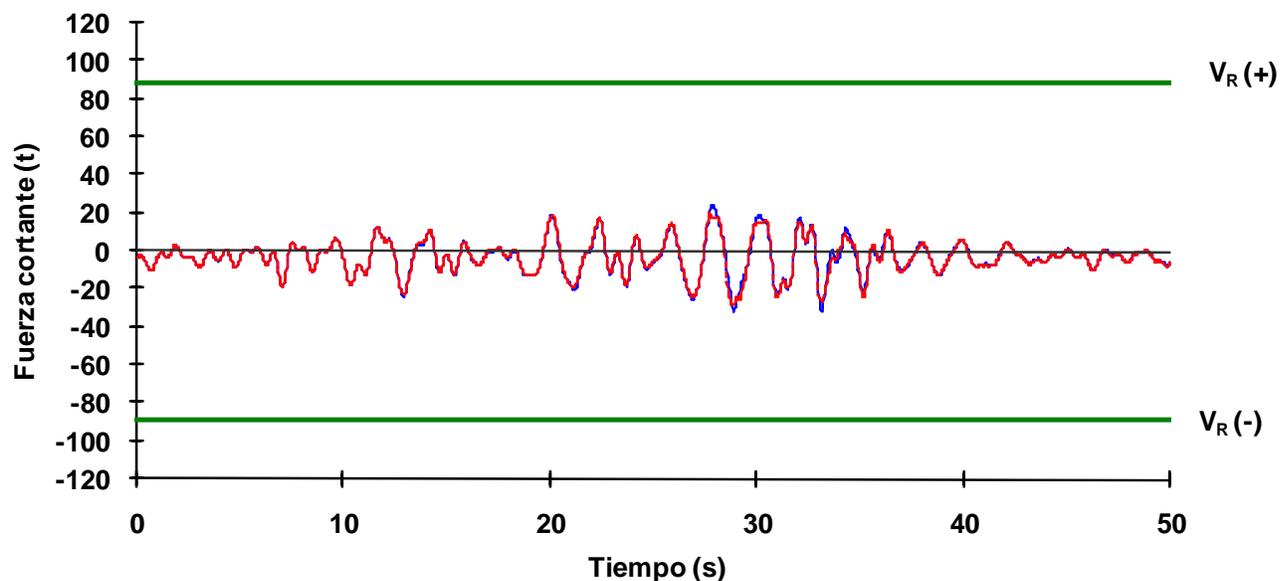


Fig 4.88 Historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 21 de PB del eje 2, caso D2, análisis paso a paso inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

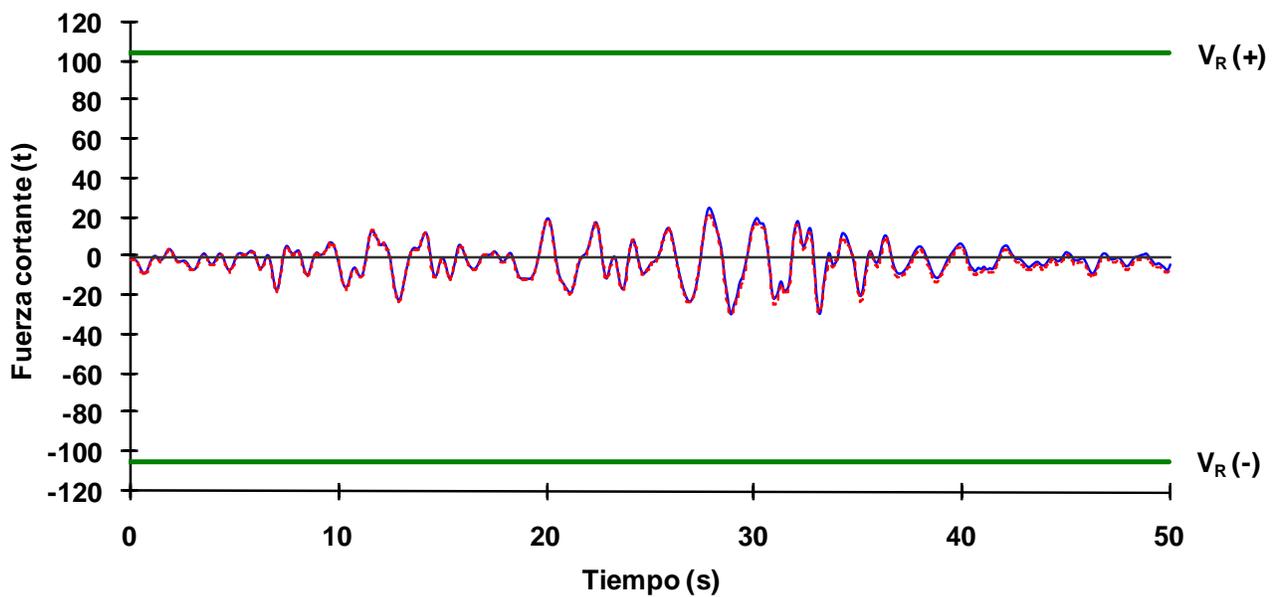
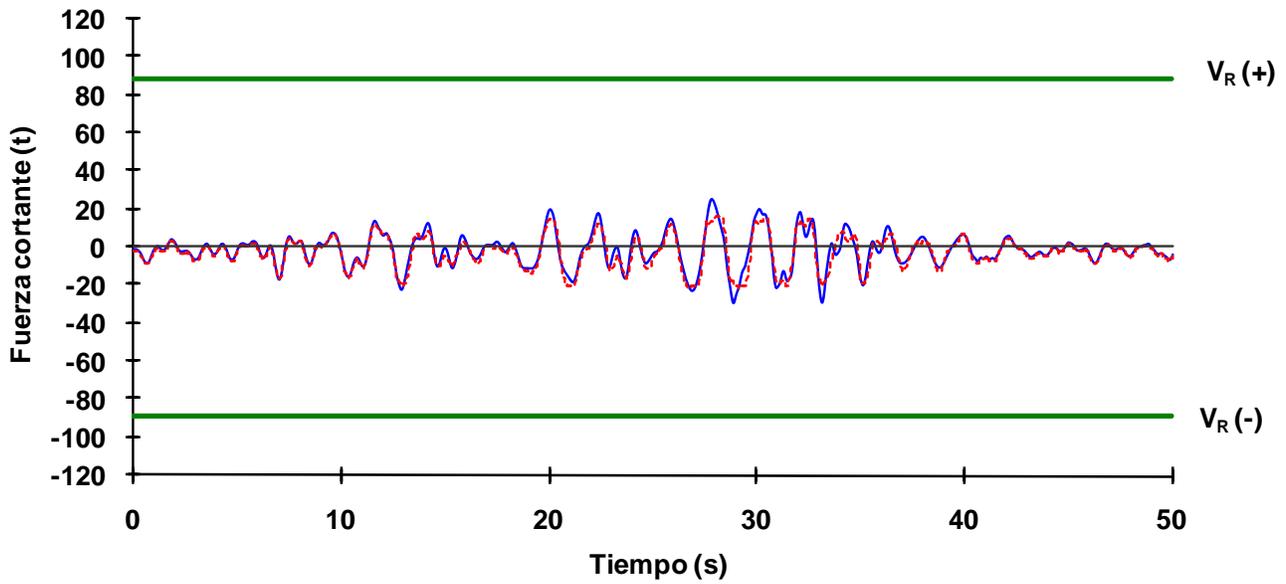


Fig 4.89 Historias de fuerzas cortantes actuantes en el extremo inferior de la columna 21 de PB del eje A, caso D2, análisis paso a paso inelástico (sin y con sobre-resistencias), diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

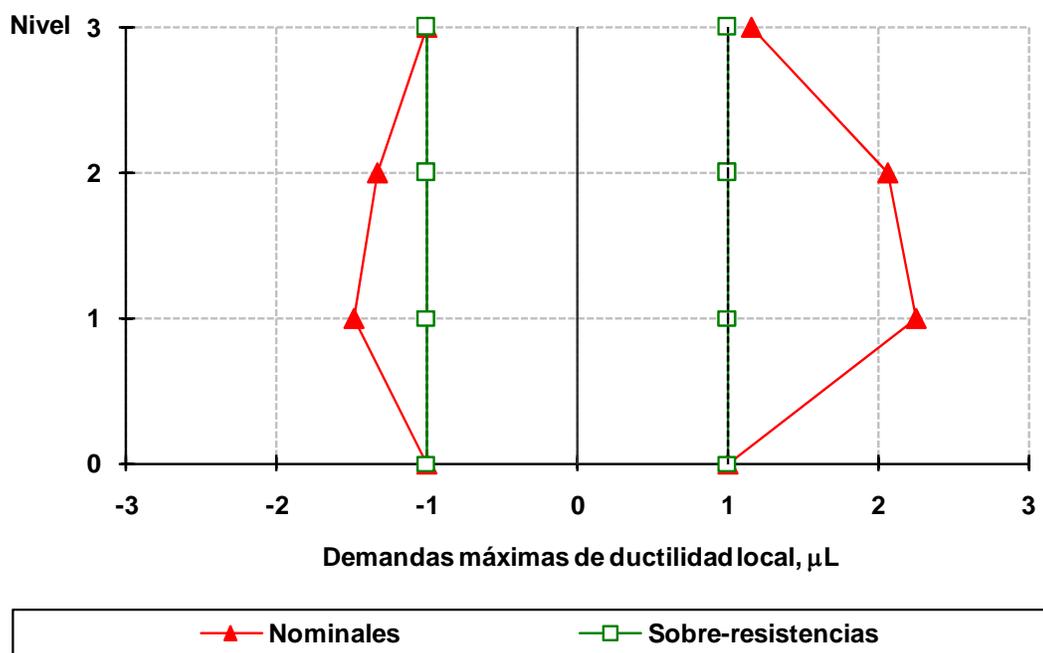


Fig 4.90 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje 2, caso A2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

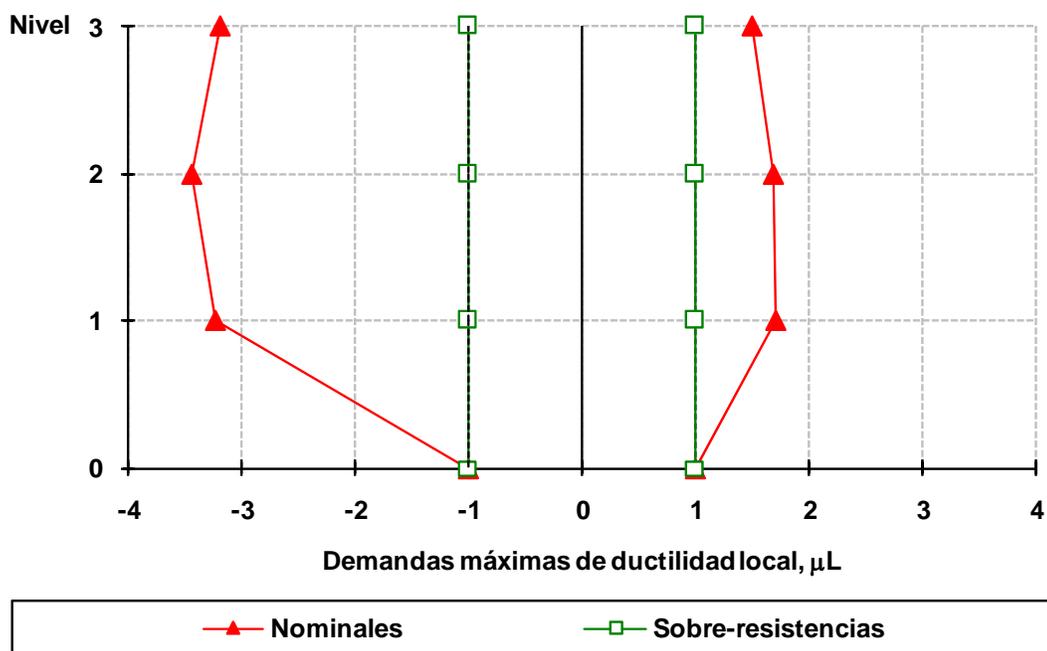


Fig 4.91 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje A, caso A2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

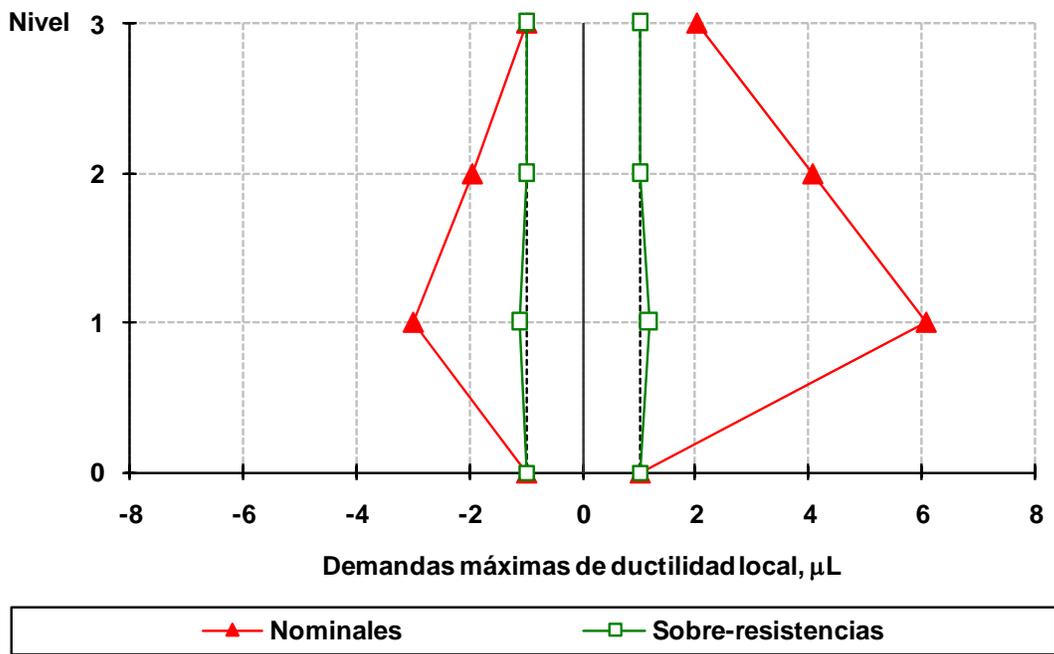


Fig 4.92 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje 2, caso B2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

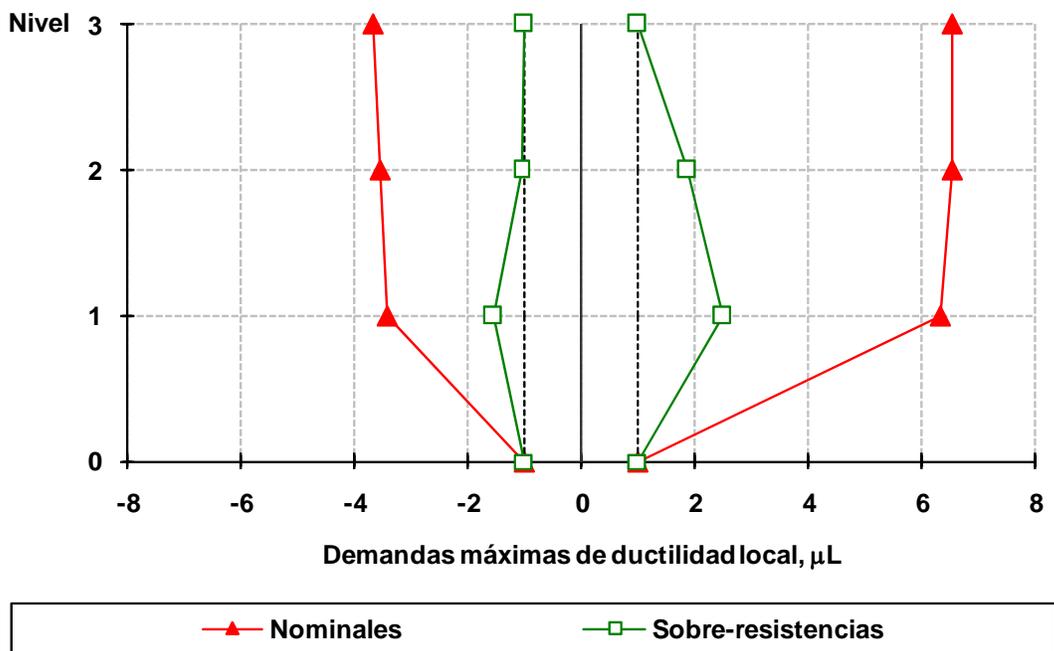


Fig 4.93 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje A, caso B2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

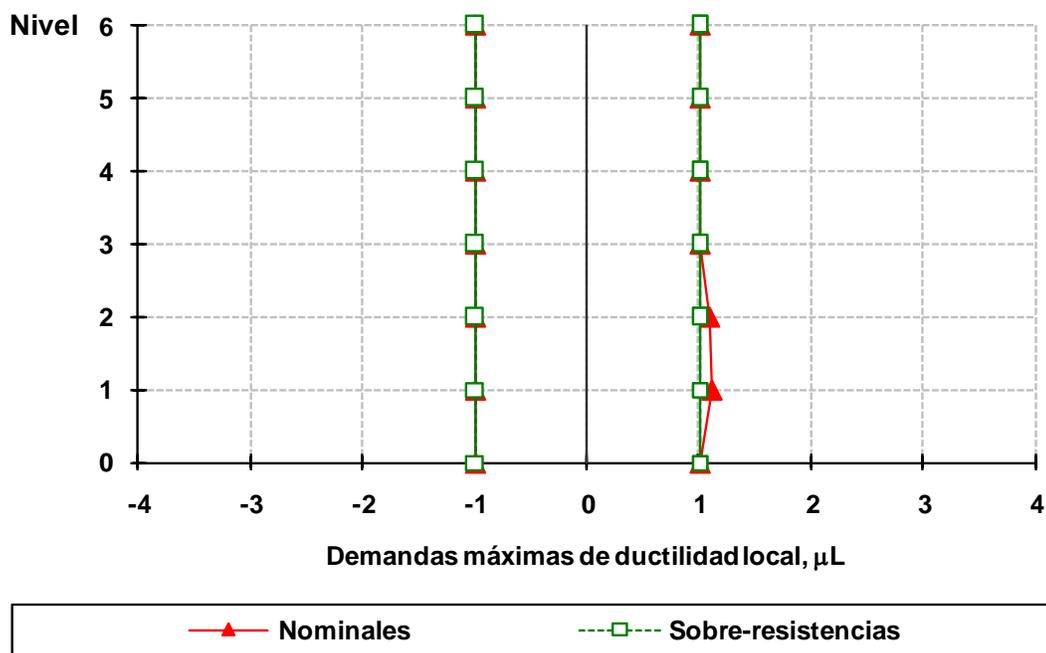


Fig 4.94 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje 2, caso C2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

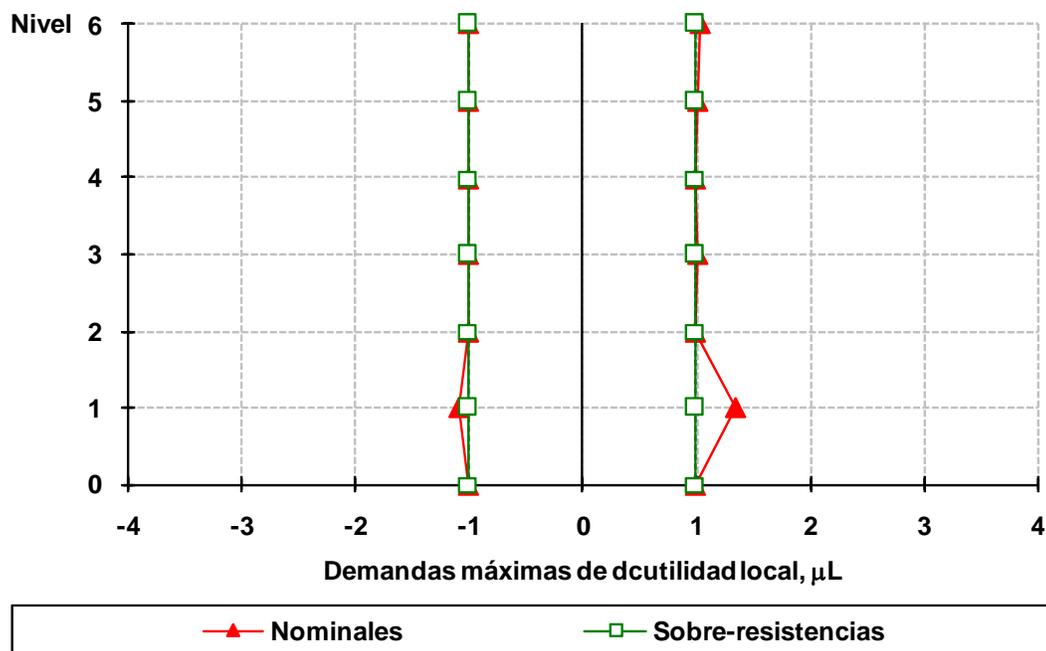


Fig 4.95 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje A, caso C2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

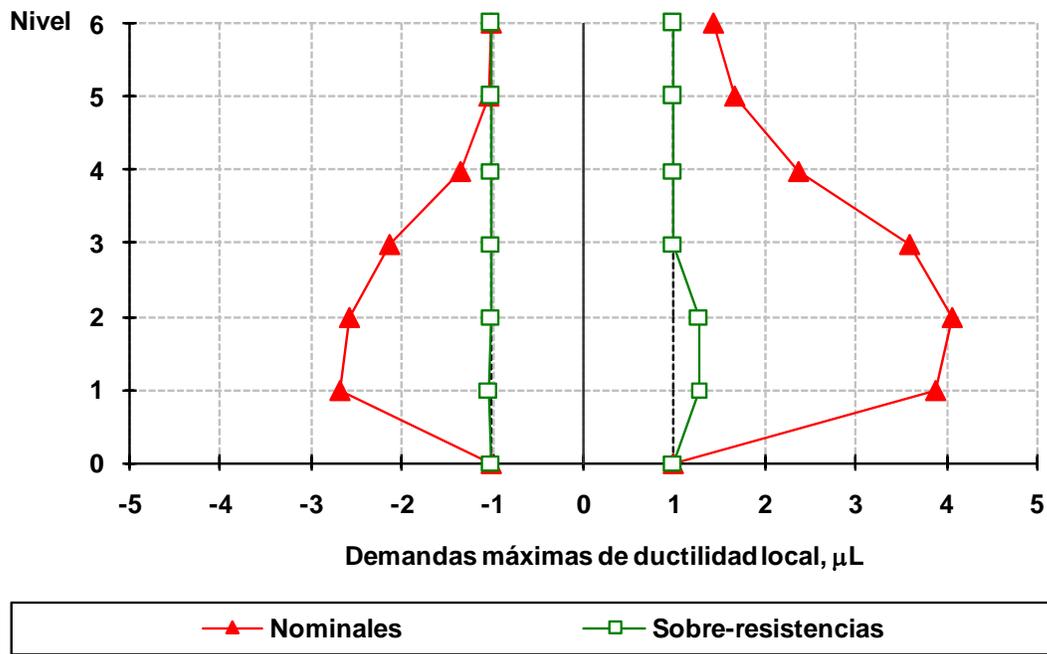


Fig 4.96 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje 2, caso D2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

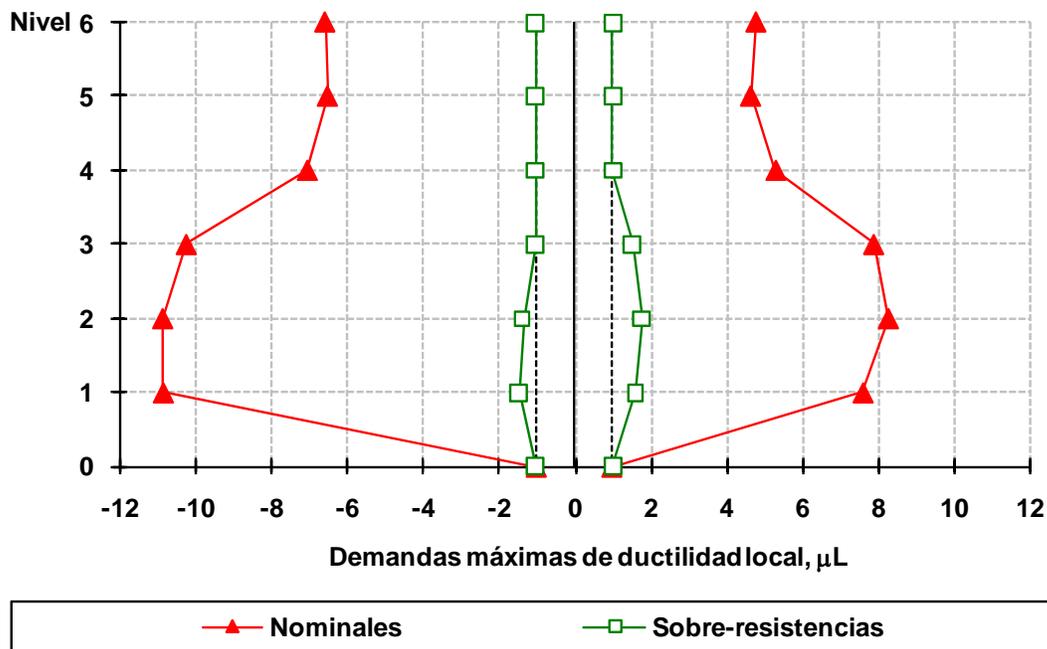


Fig 4.97 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje A, caso D2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

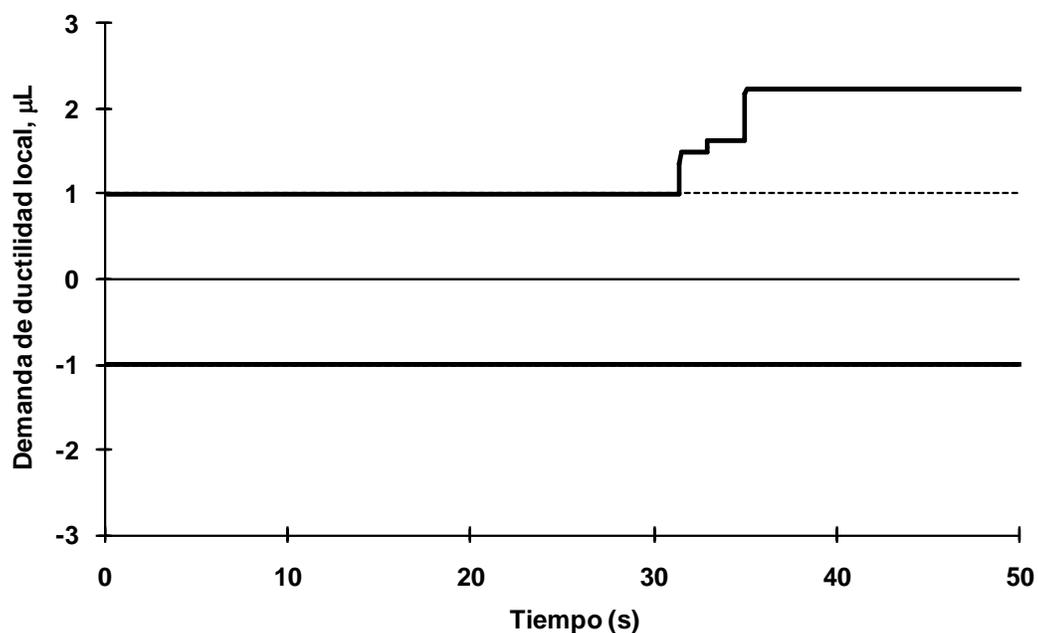


Fig 4.98 Demanda de ductilidad local desarrollada en el extremo izquierdo de la viga 7 del nivel 1, eje 2, caso A2, análisis paso a paso inelástico (sin sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

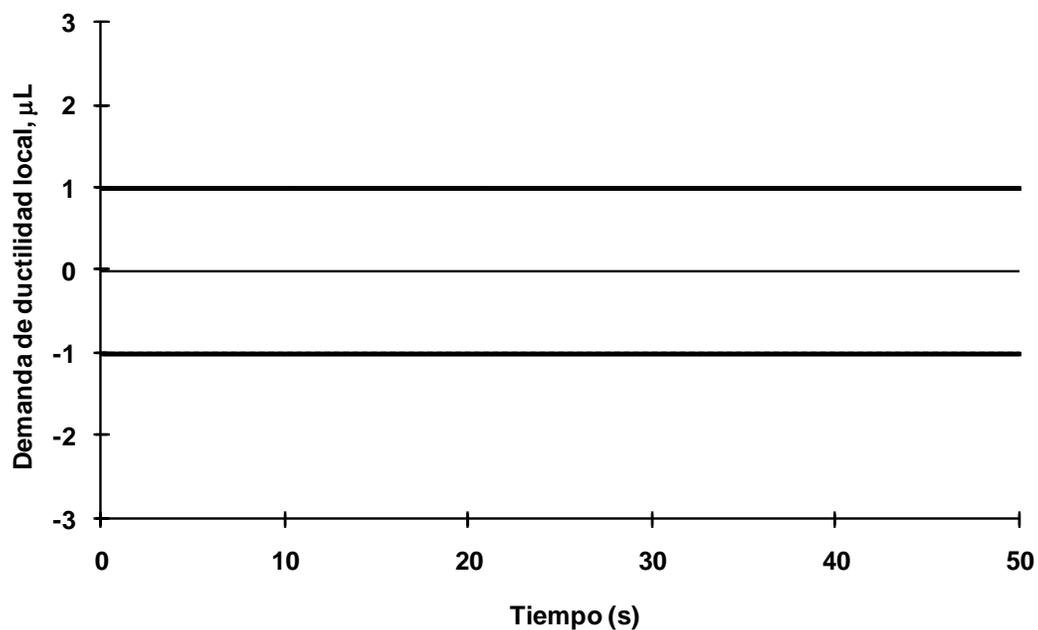


Fig 4.99 Demanda de ductilidad local desarrollada en el extremo izquierdo de la viga 7 del nivel 1, eje 2, caso A2, análisis paso a paso inelástico (con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

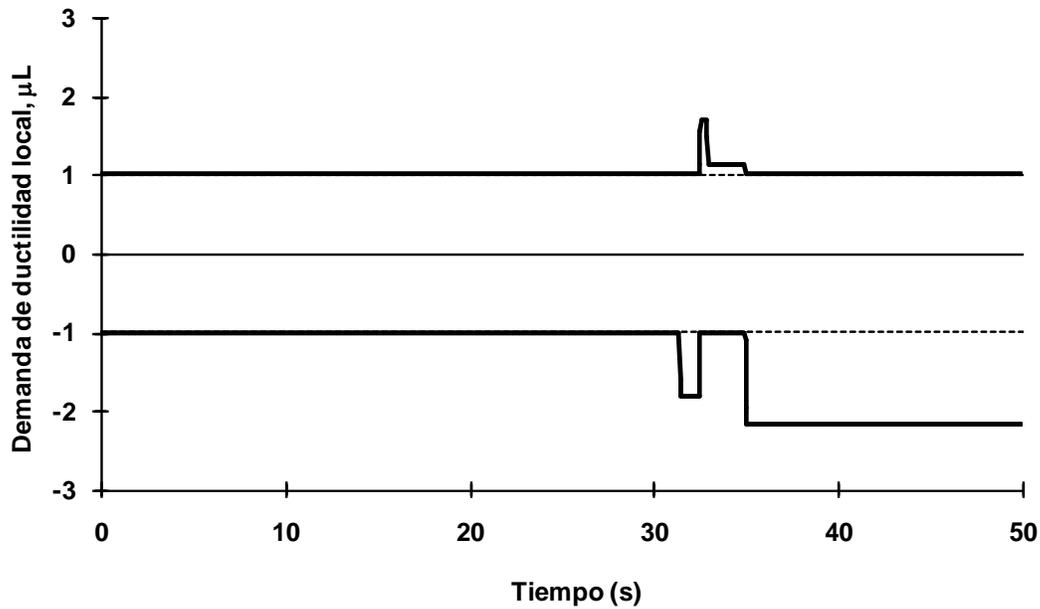


Fig 4.100 Demanda de ductilidad local desarrollada en el extremo izquierdo de la viga 7 del nivel 1, eje A, caso A2, análisis paso a paso inelástico (sin sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

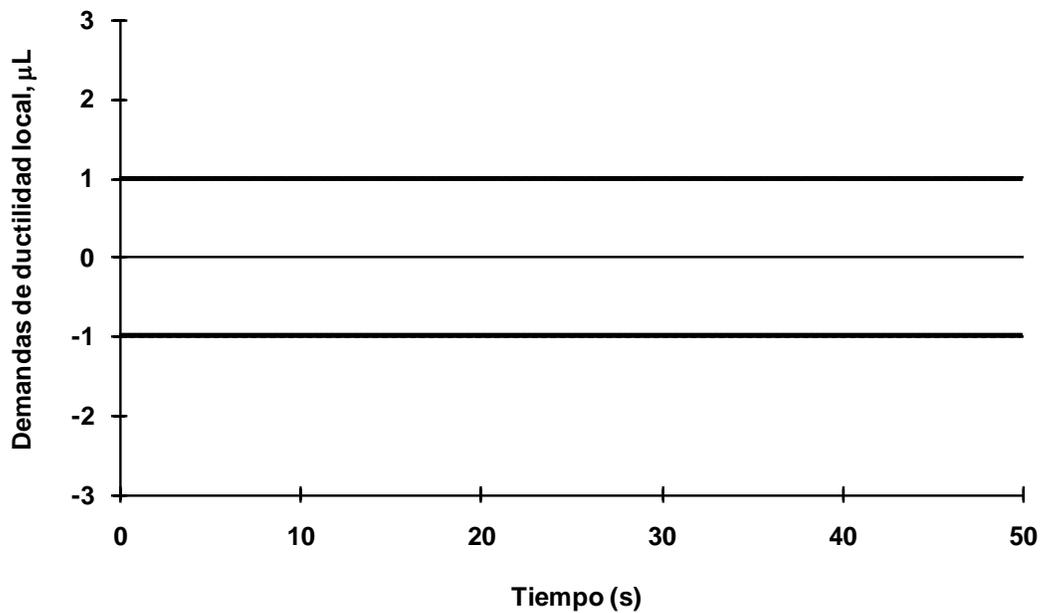


Fig 4.101 Demanda de ductilidad local desarrollada en el extremo izquierdo de la viga 7 del nivel 1, eje A, caso A2, análisis paso a paso inelástico (con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

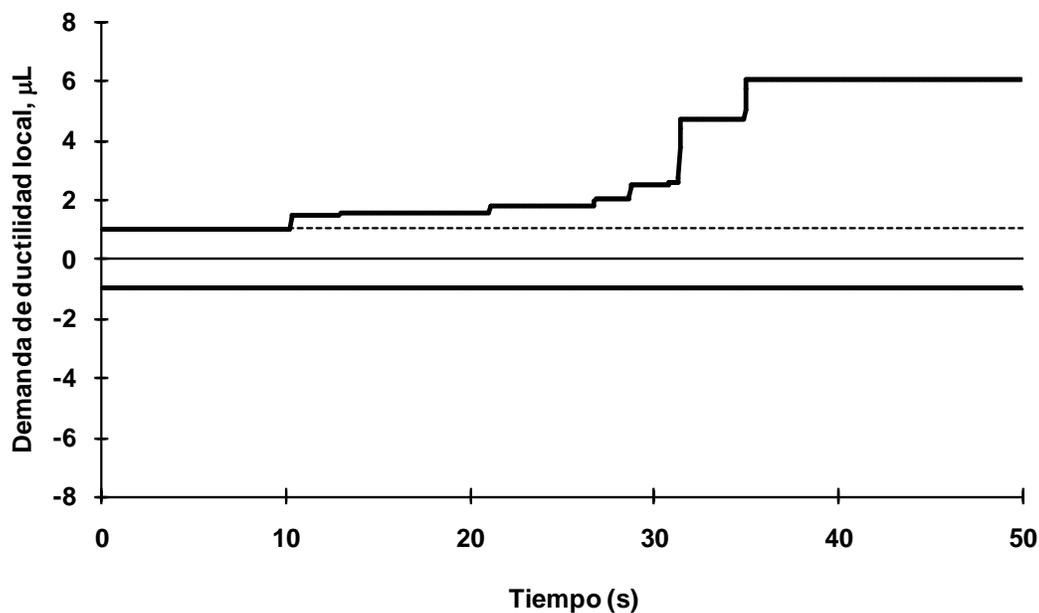


Fig 4.102 Demanda de ductilidad local desarrollada en el extremo izquierdo de la viga 7 del nivel 1, eje 2, caso B2, análisis paso a paso inelástico (sin sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

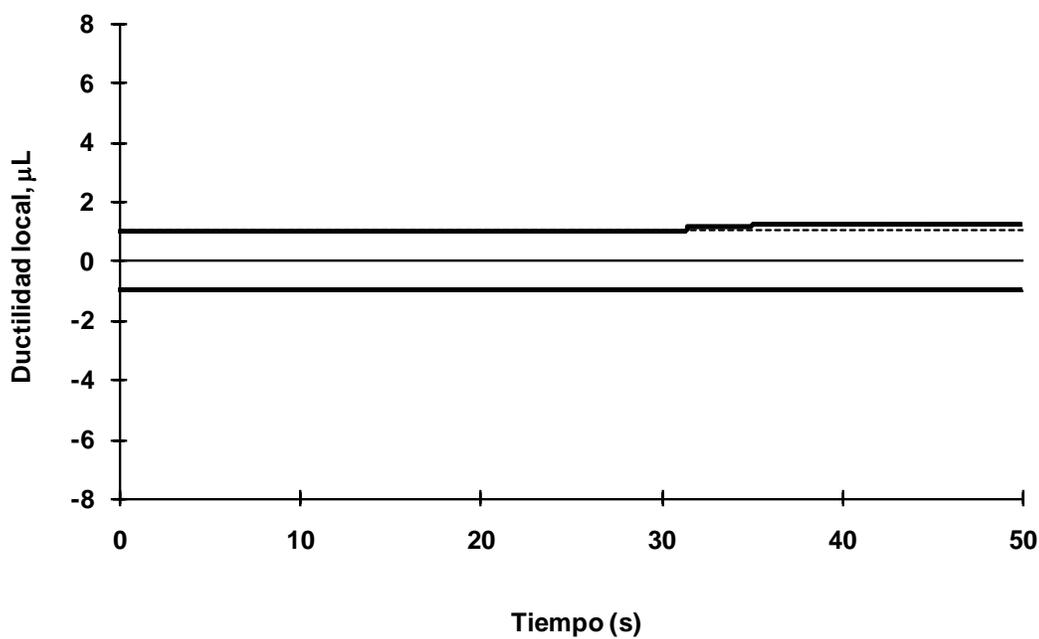


Fig 4.103 Demanda de ductilidad local desarrollada en el extremo izquierdo de la viga 7 del nivel 1, eje 2, caso B2, análisis paso a paso inelástico (con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

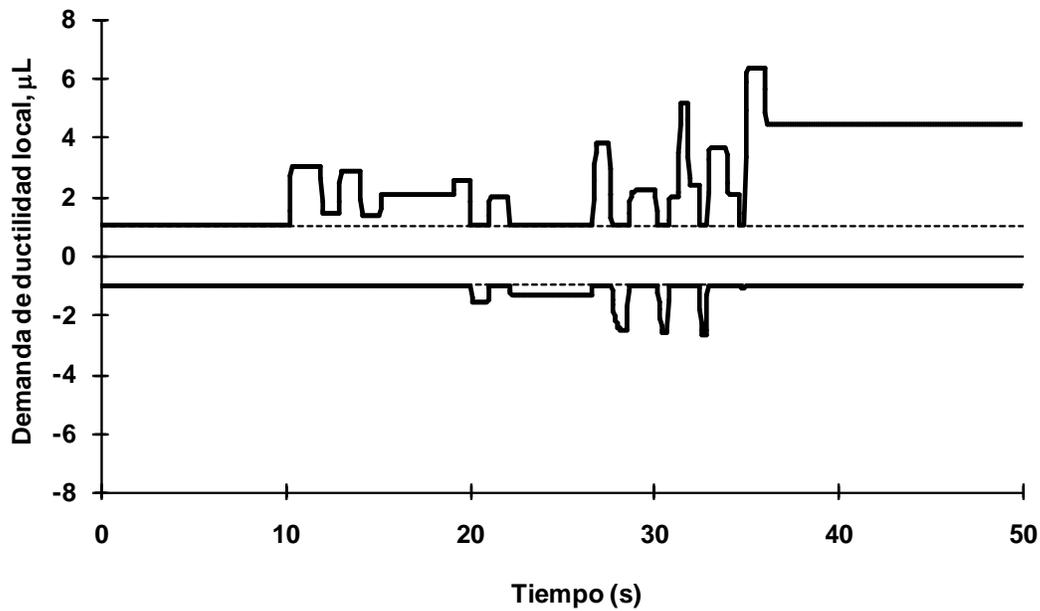


Fig 4.104 Demanda de ductilidad local desarrollada en el extremo izquierdo de la viga 7 del nivel 1, eje A, caso B2, análisis paso a paso inelástico (sin sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

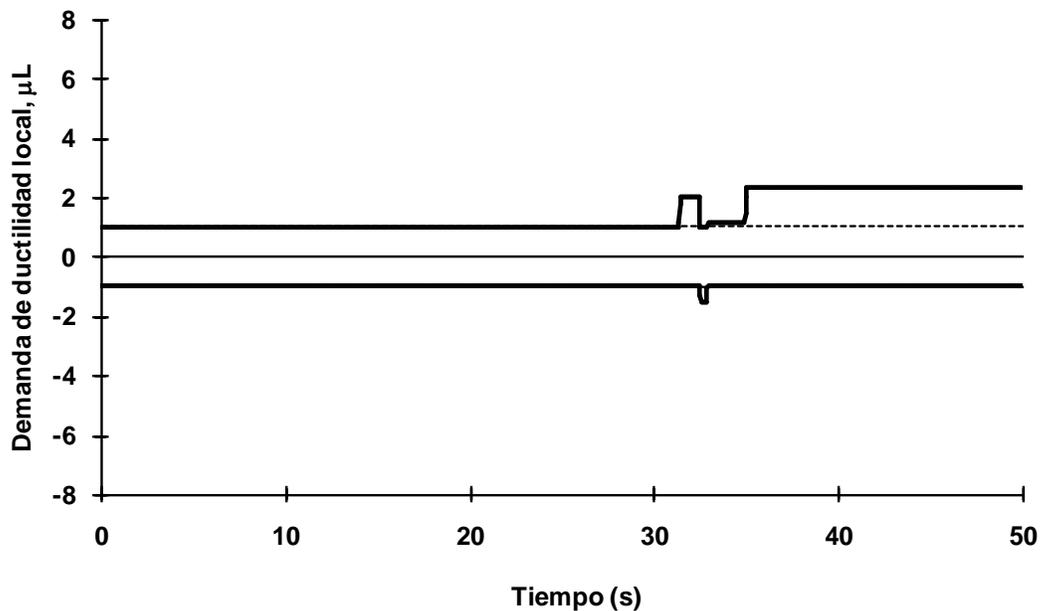


Fig 4.105 Demanda de ductilidad local desarrollada en el extremo izquierdo de la viga 7 del nivel 1, eje A, caso B2, análisis paso a paso inelástico (con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

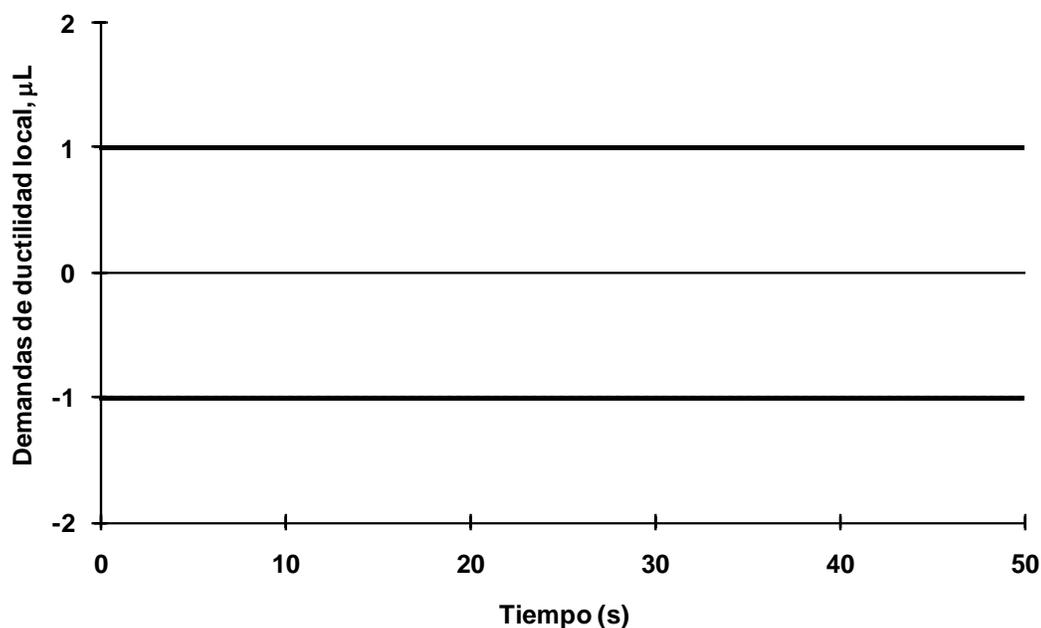


Fig 4.106 Demanda de ductilidad local desarrollada en el extremo izquierdo de la viga 16 del nivel 1, eje 2, caso C2, análisis paso a paso inelástico (sin sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

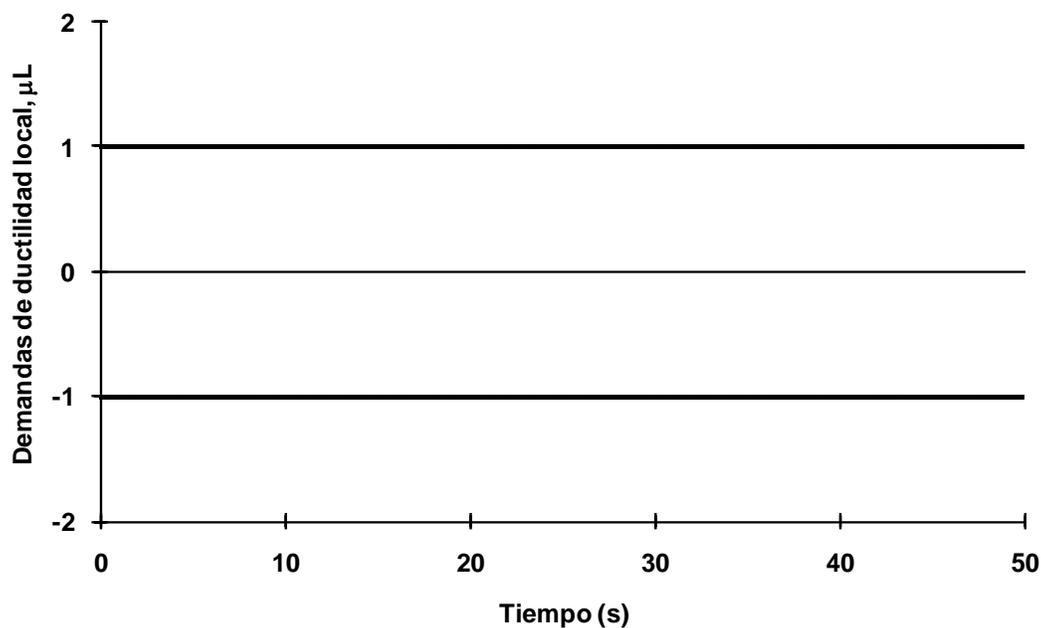


Fig 4.107 Demanda de ductilidad local desarrollada en el extremo izquierdo de la viga 16 del nivel 1, eje 2, caso C2, análisis paso a paso inelástico (con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

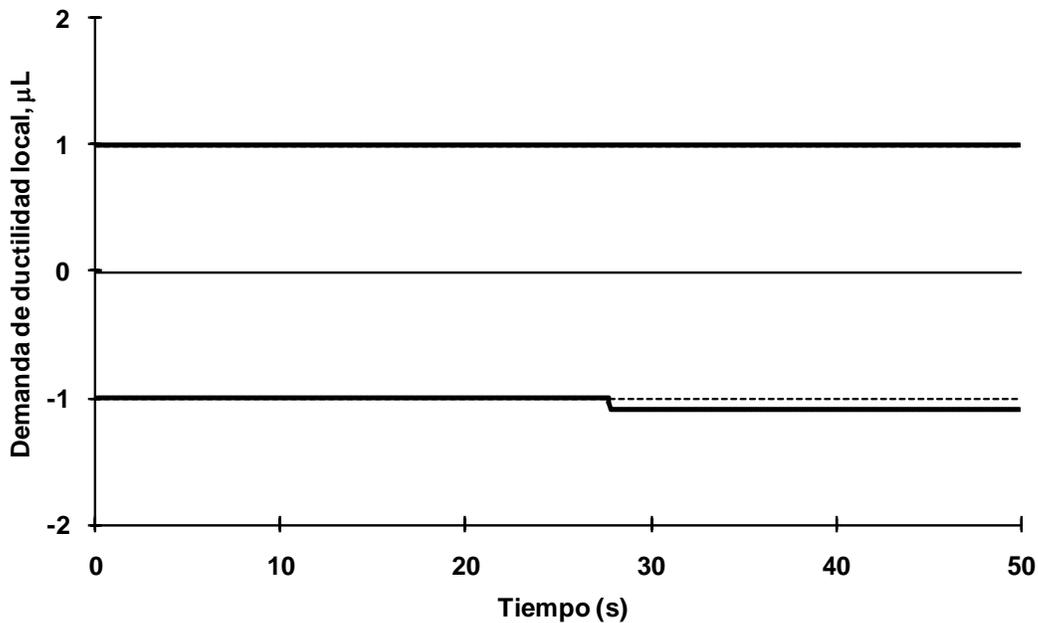


Fig 4.108 Demanda de ductilidad local desarrollada en el extremo izquierdo de la viga 16 del nivel 1, eje A, caso C2, análisis paso a paso inelástico (sin sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

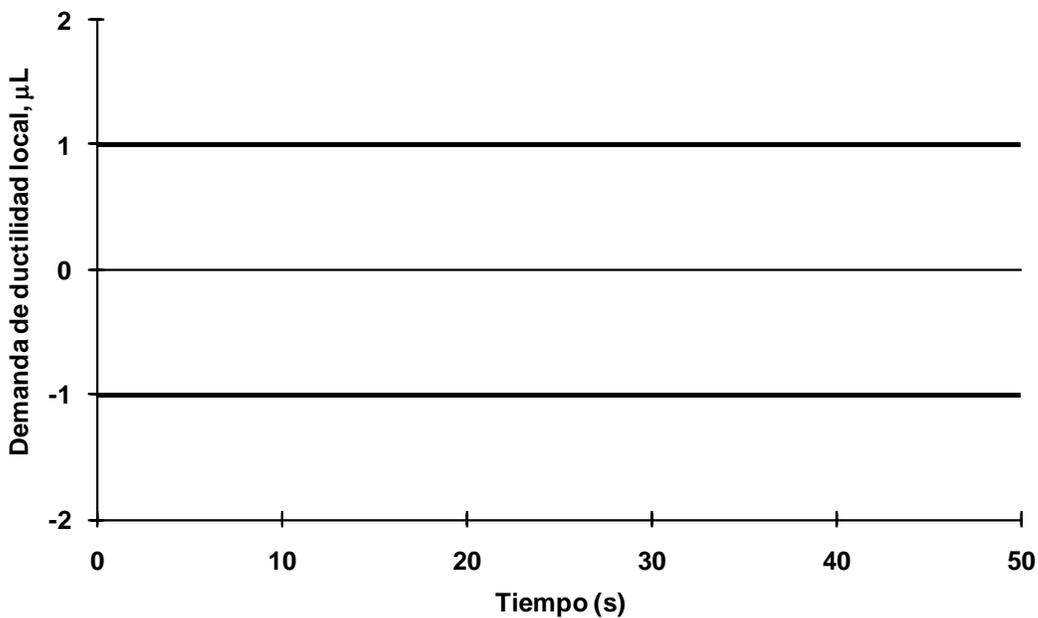


Fig 4.109 Demanda de ductilidad local desarrollada en el extremo izquierdo de la viga 16 del nivel 1, eje A, caso C2, análisis paso a paso inelástico (con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

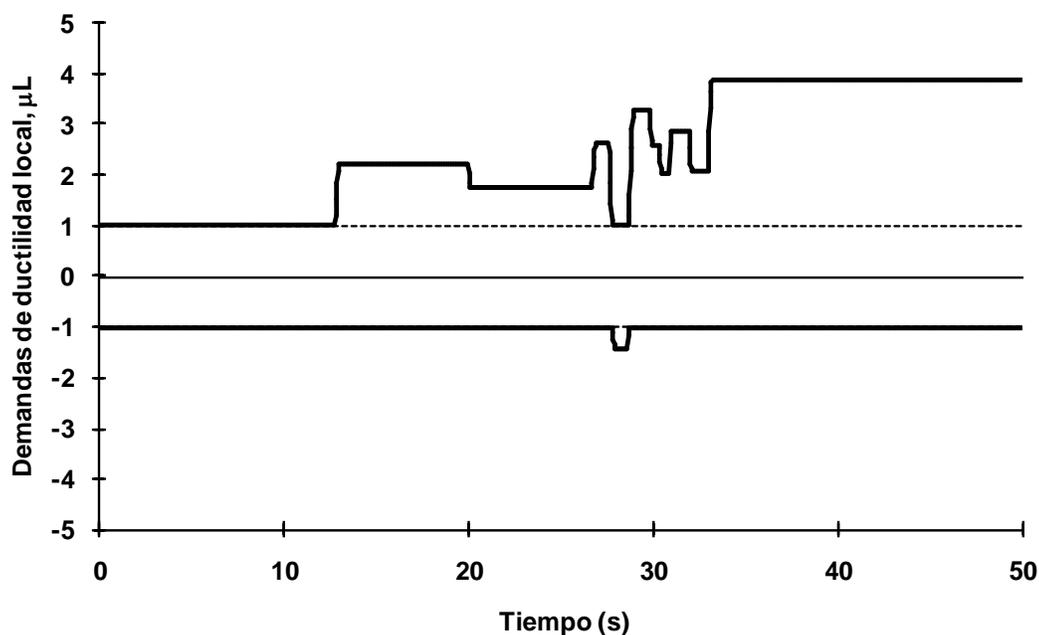


Fig 4.110 Demanda de ductilidad local desarrollada en el extremo izquierdo de la viga 16 del nivel 1, eje 2, caso D2, análisis paso a paso inelástico (sin sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

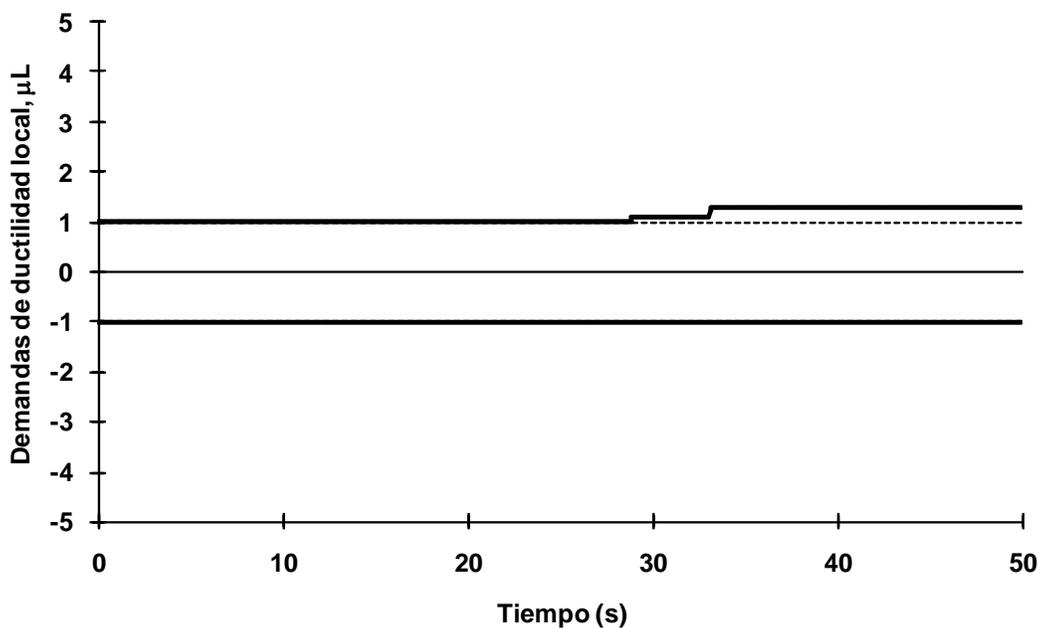


Fig 4.111 Demanda de ductilidad local desarrollada en el extremo izquierdo de la viga 16 del nivel 1, eje 2, caso D2, análisis paso a paso inelástico (con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

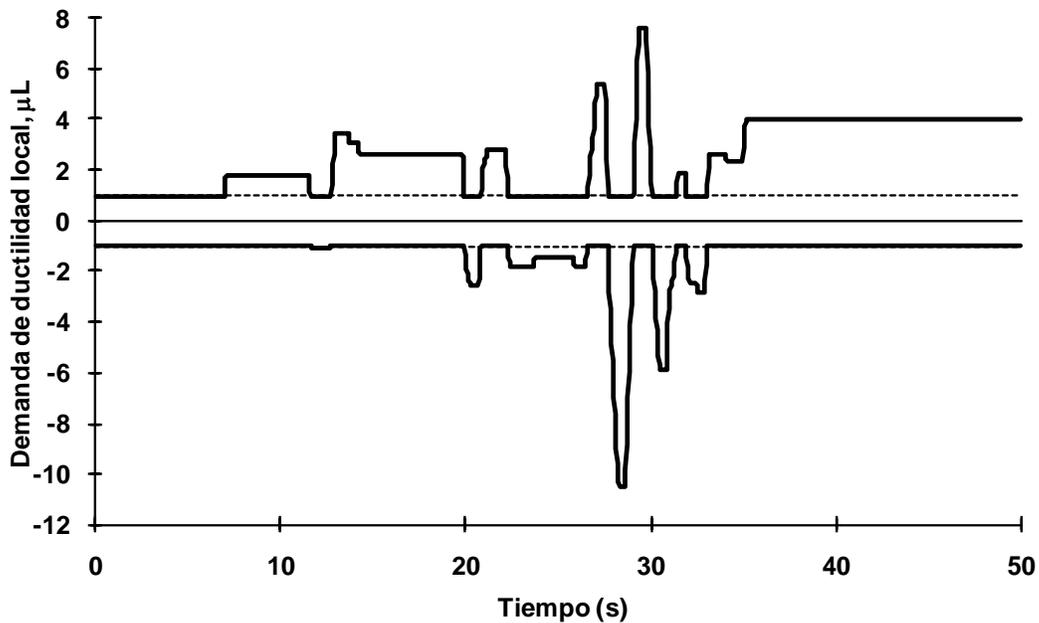


Fig 4.112 Demanda de ductilidad local desarrollada en el extremo izquierdo de la viga 16 del nivel 1, eje A, caso D2, análisis paso a paso inelástico (sin sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

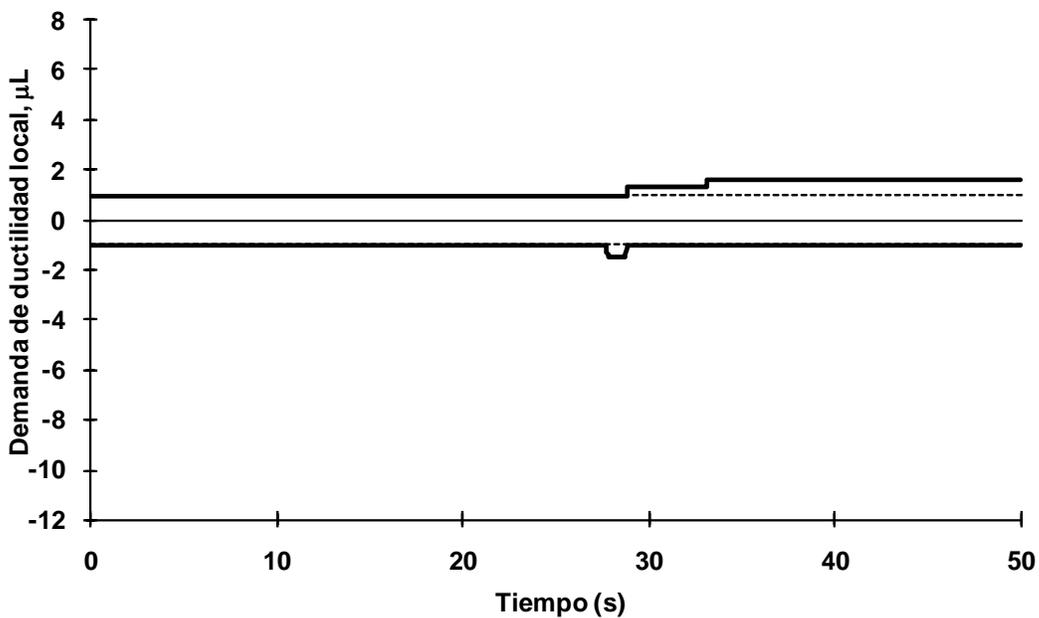


Fig 4.113 Demanda de ductilidad local desarrollada en el extremo izquierdo de la viga 16 del nivel 1, eje A, caso D2, análisis paso a paso inelástico (con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

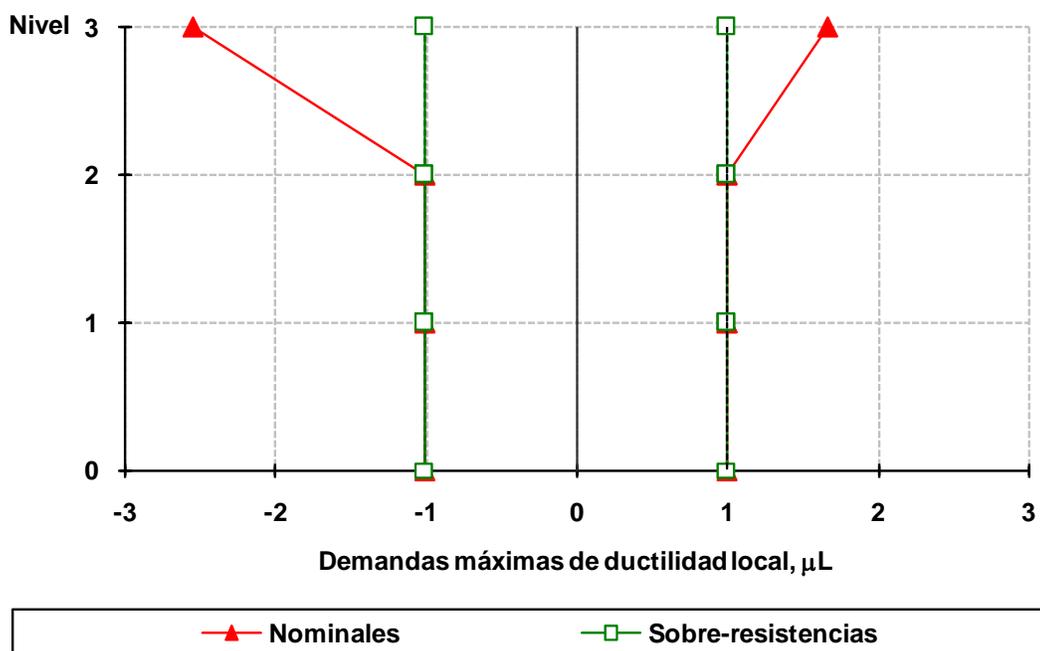


Fig 4.114 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas del eje 2, caso A2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

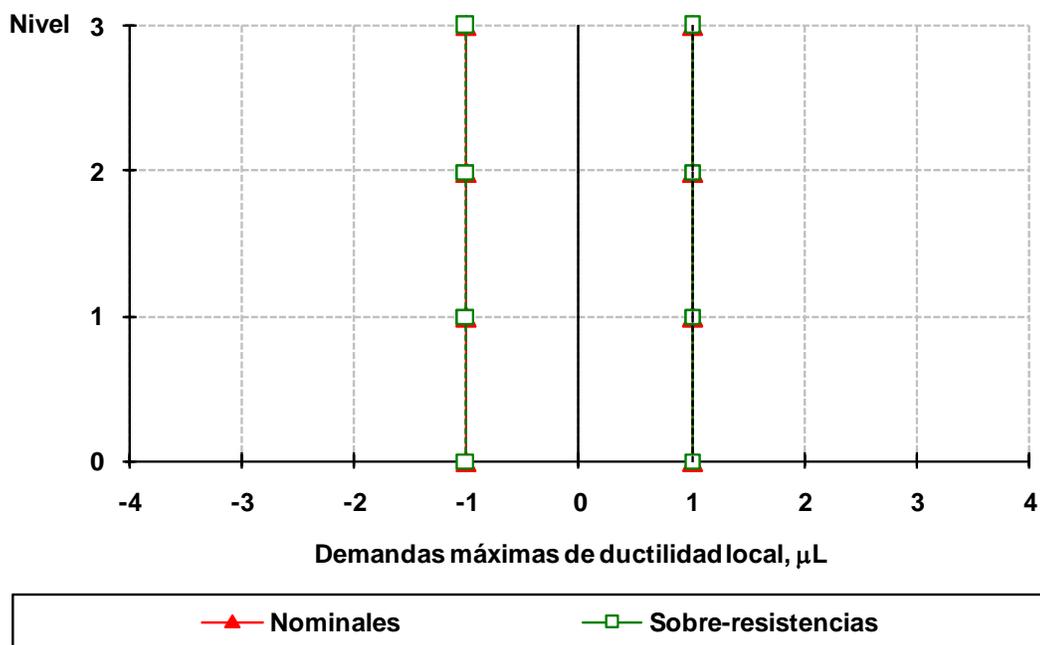


Fig 4.115 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas del eje A, caso A2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

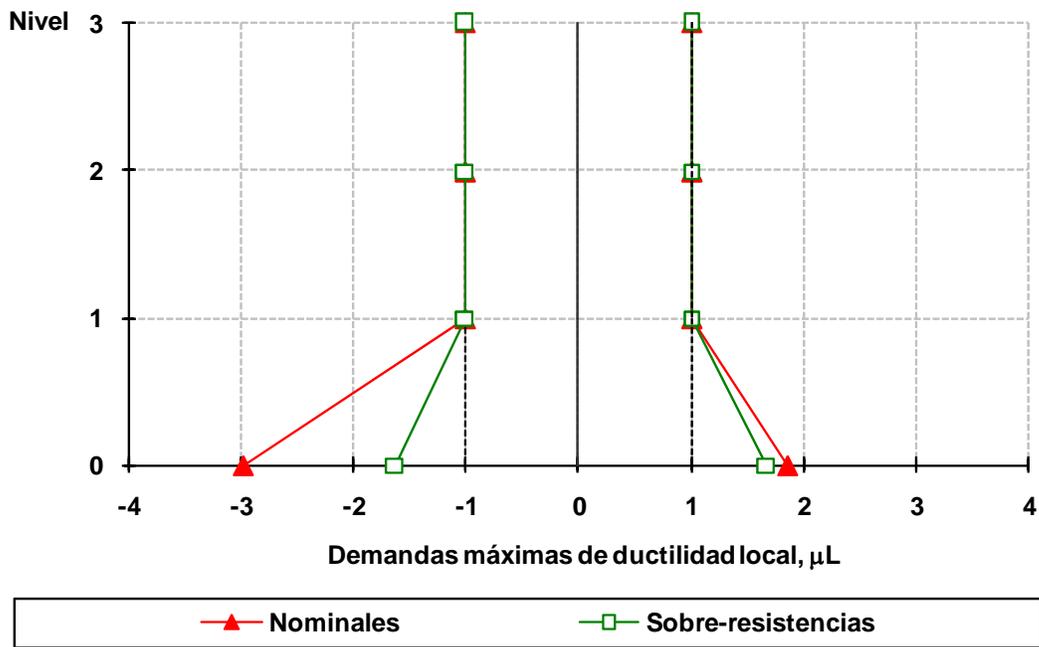


Fig 4.116 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas del eje 2, caso B2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

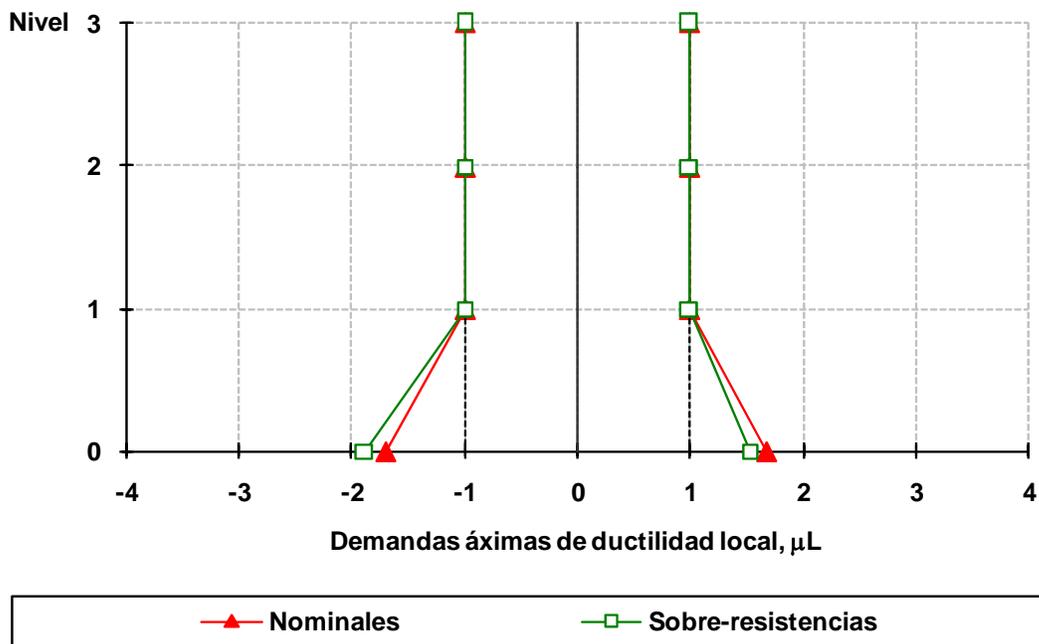


Fig 4.117 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas del eje A, caso B2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

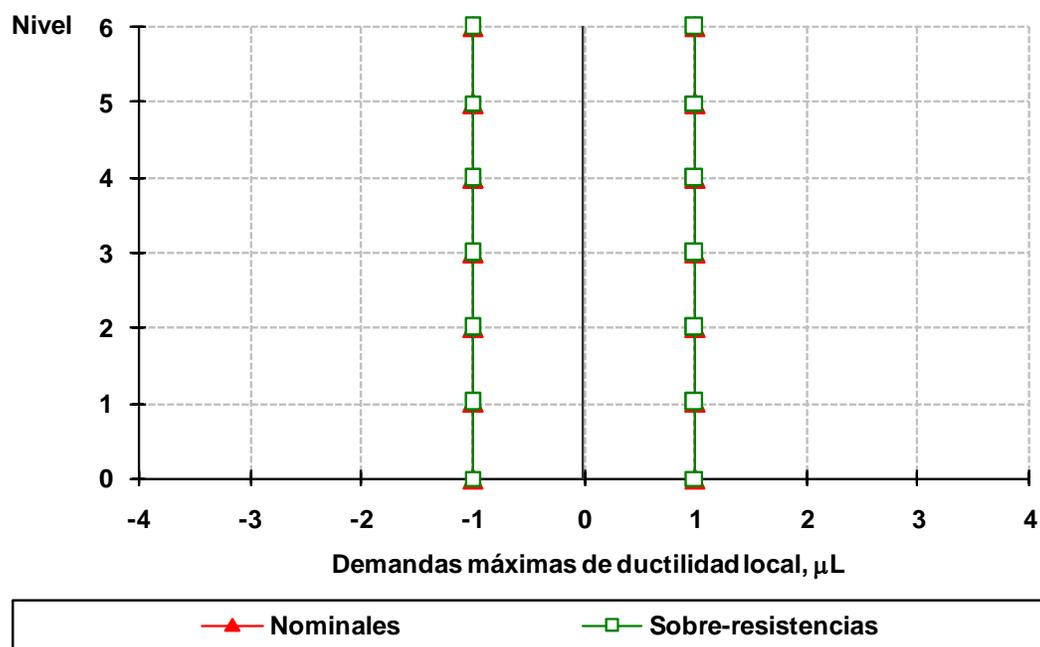


Fig 4.118 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas del eje 2, caso C2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

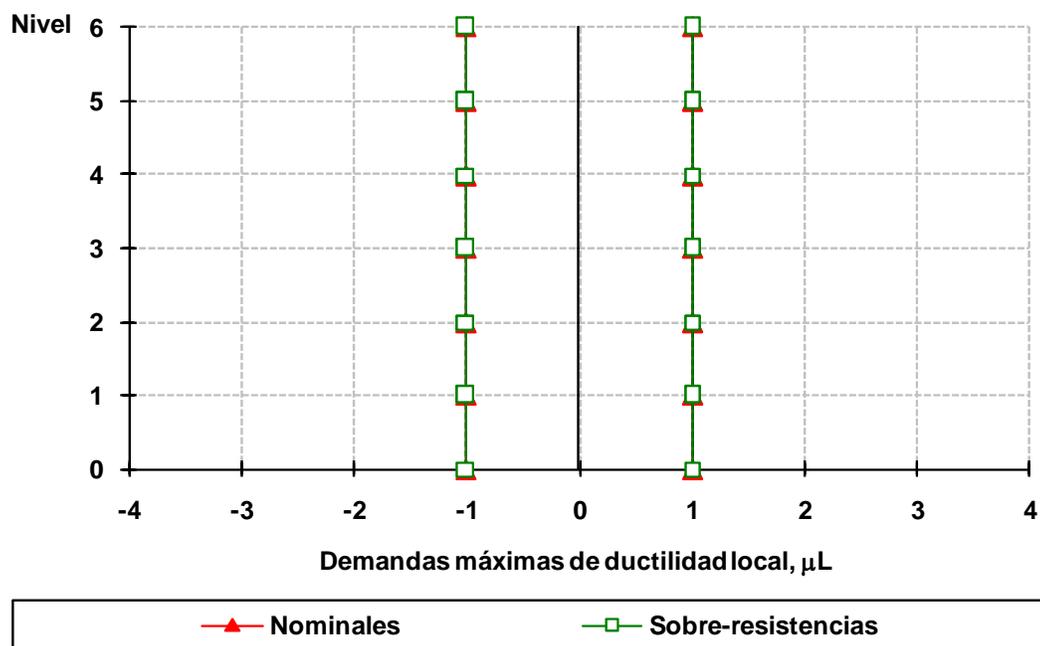


Fig 4.119 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas del eje A, caso C2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

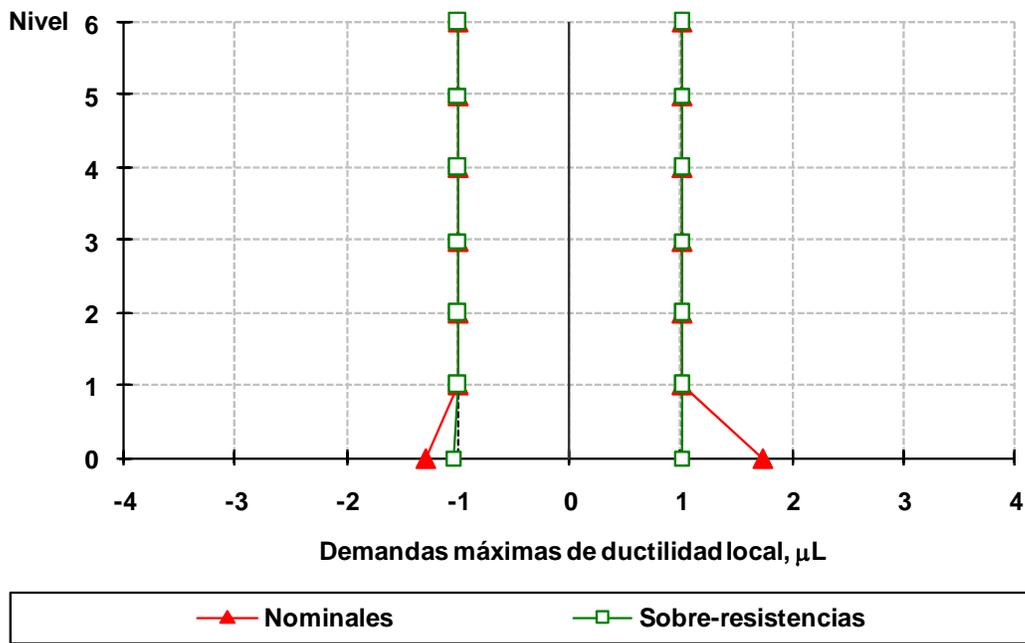


Fig 4.120 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas del eje 2, caso D2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

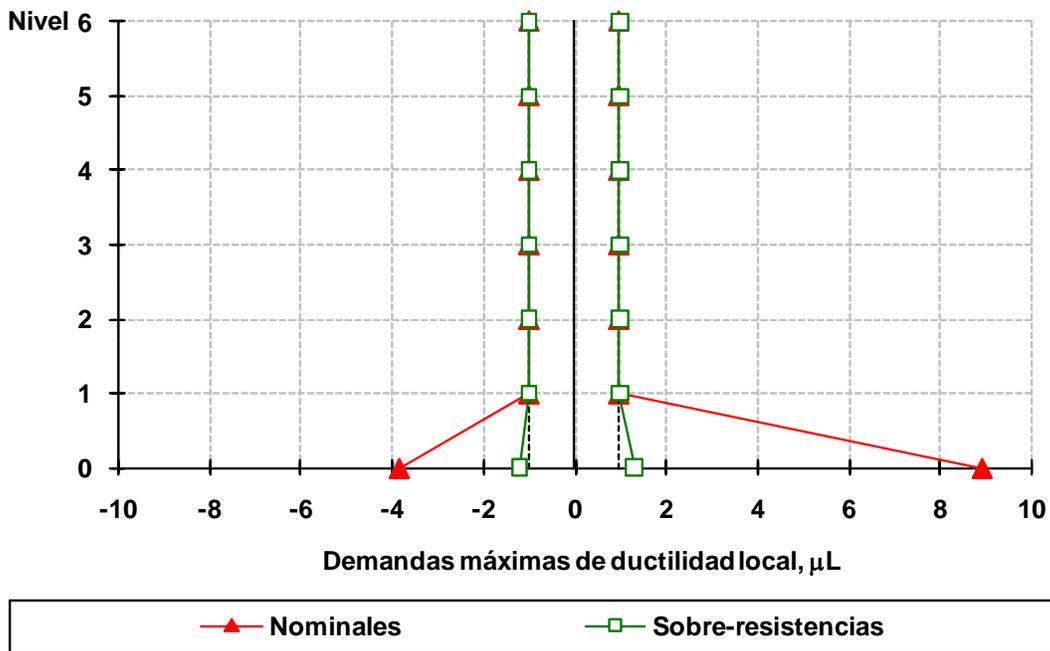


Fig 4.121 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas del eje A, caso D2, análisis paso a paso elástico e inelástico (sin y con sobre-resistencias), NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

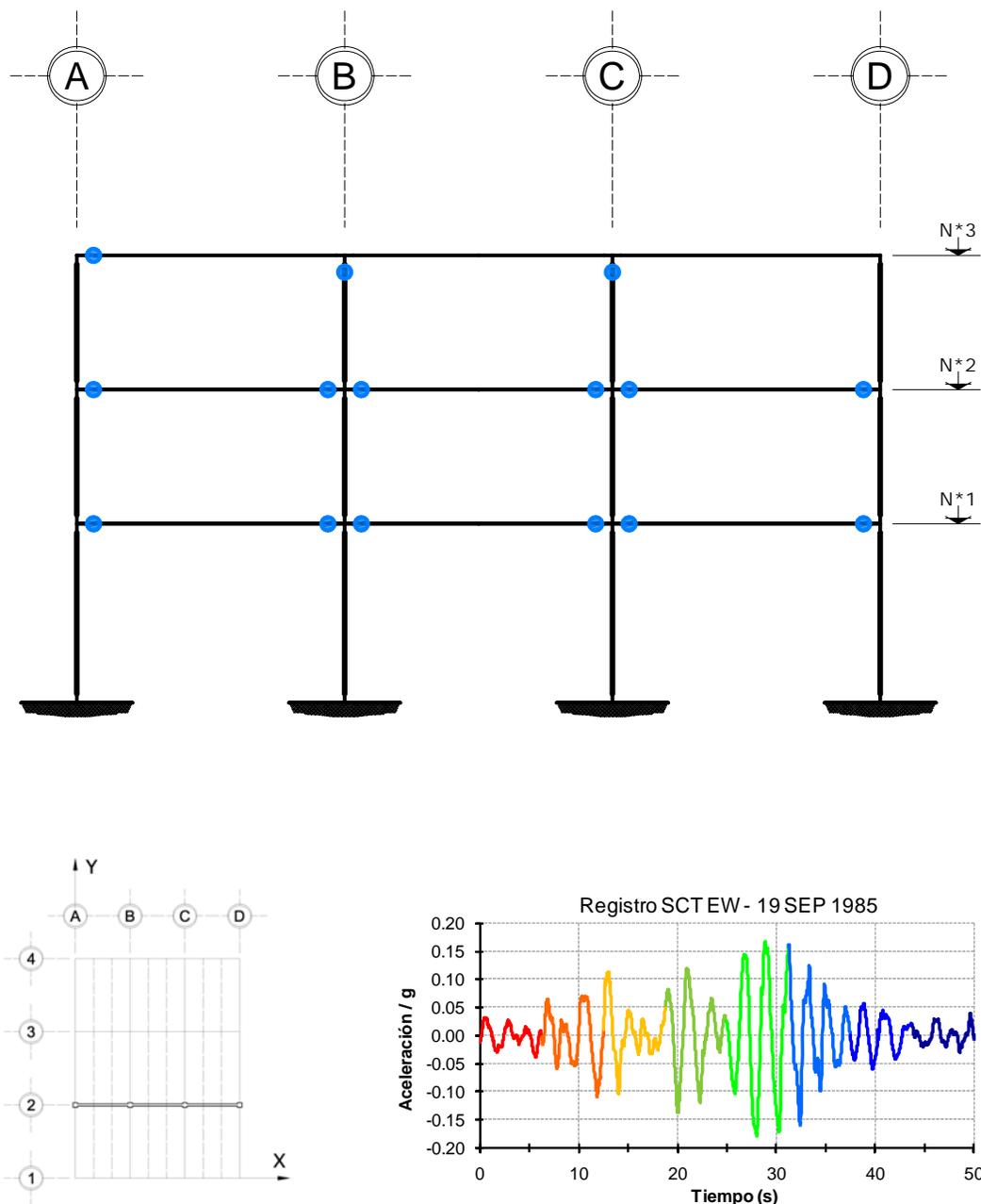


Fig 4.122 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis paso a paso, resistencias nominales, edificio de 3 niveles, eje 2, caso A2

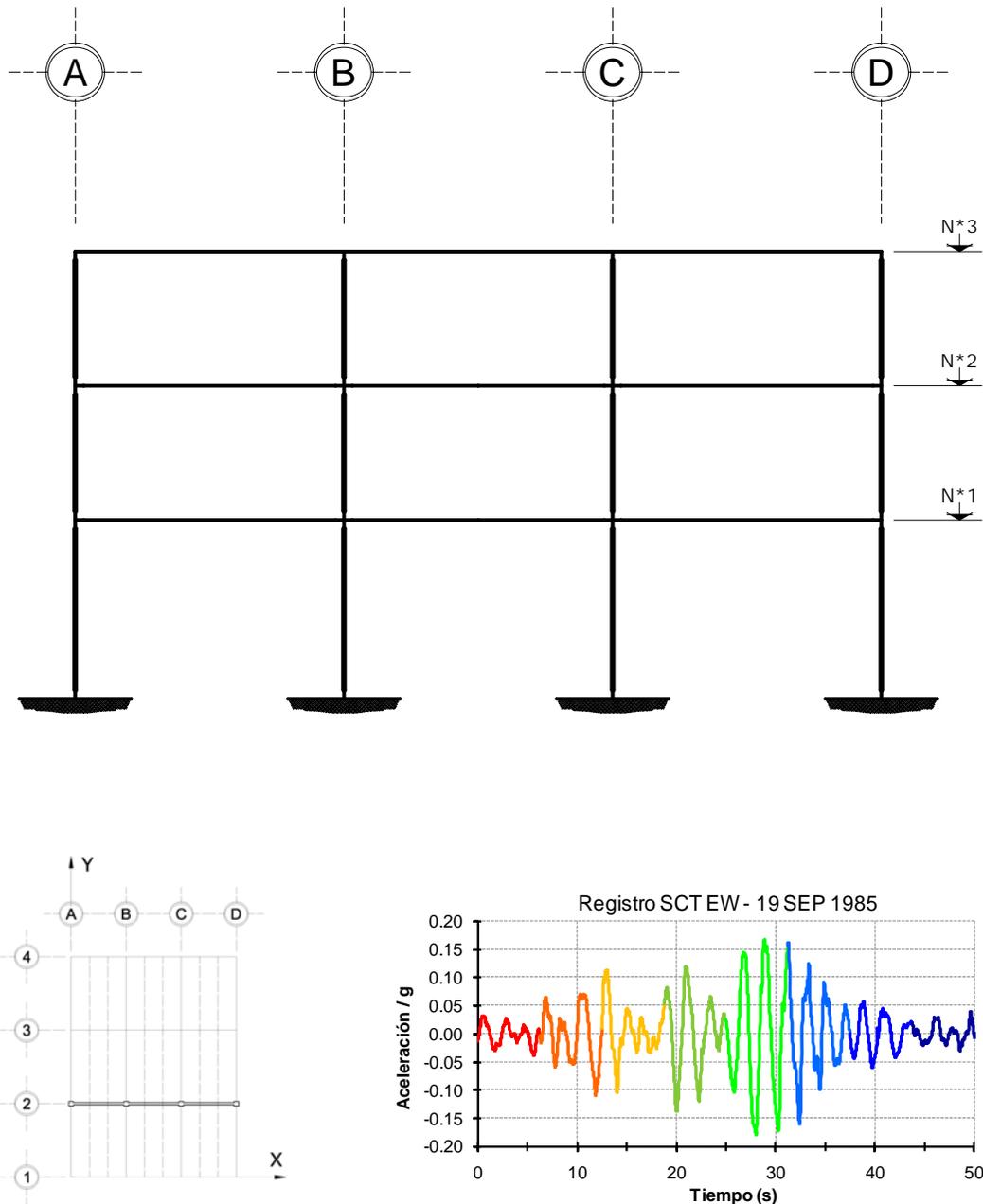


Fig 4.123 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis paso a paso, con sobre-resistencias, edificio de 3 niveles, eje 2, caso A2

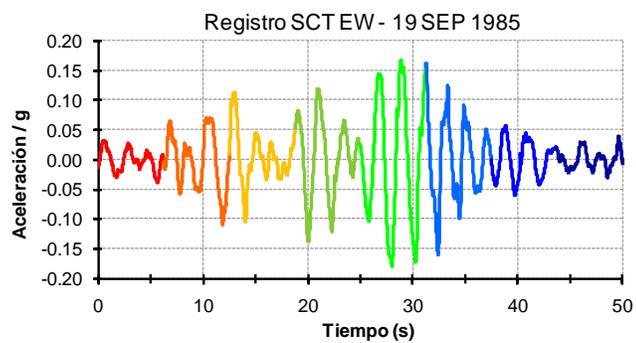
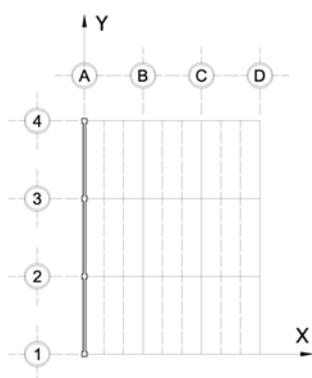
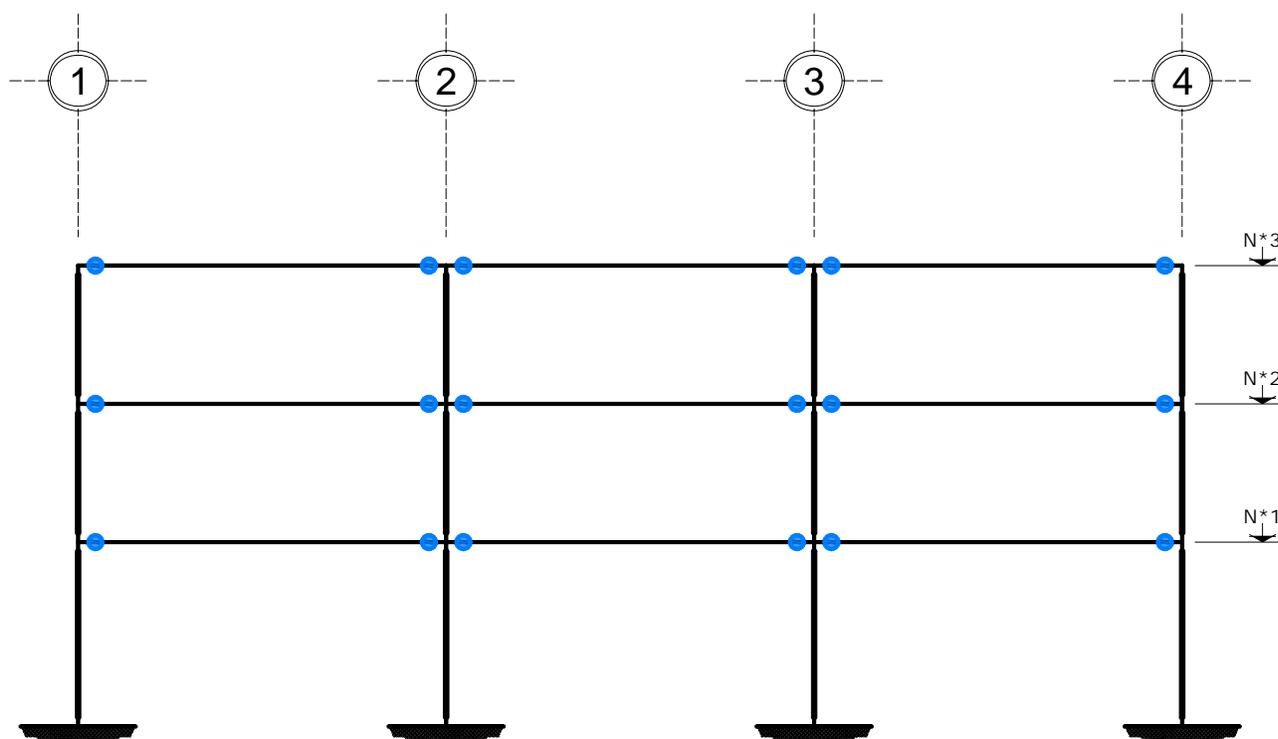


Fig 4.124 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis paso a paso, resistencias nominales, edificio de 3 niveles, eje A, caso A2

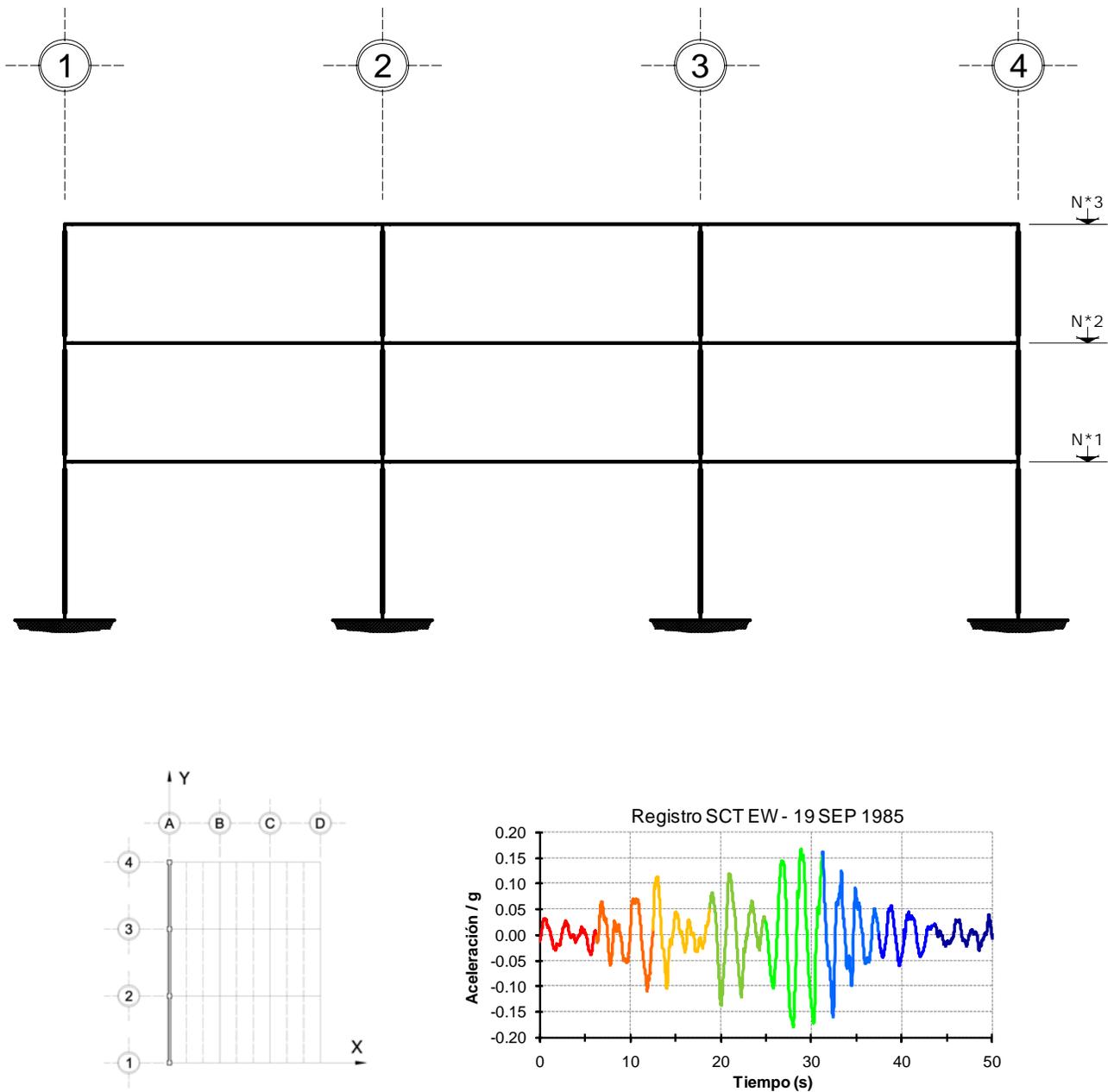


Fig 4.125 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis paso a paso, con sobre-resistencias, edificio de 3 niveles, eje A, caso A2

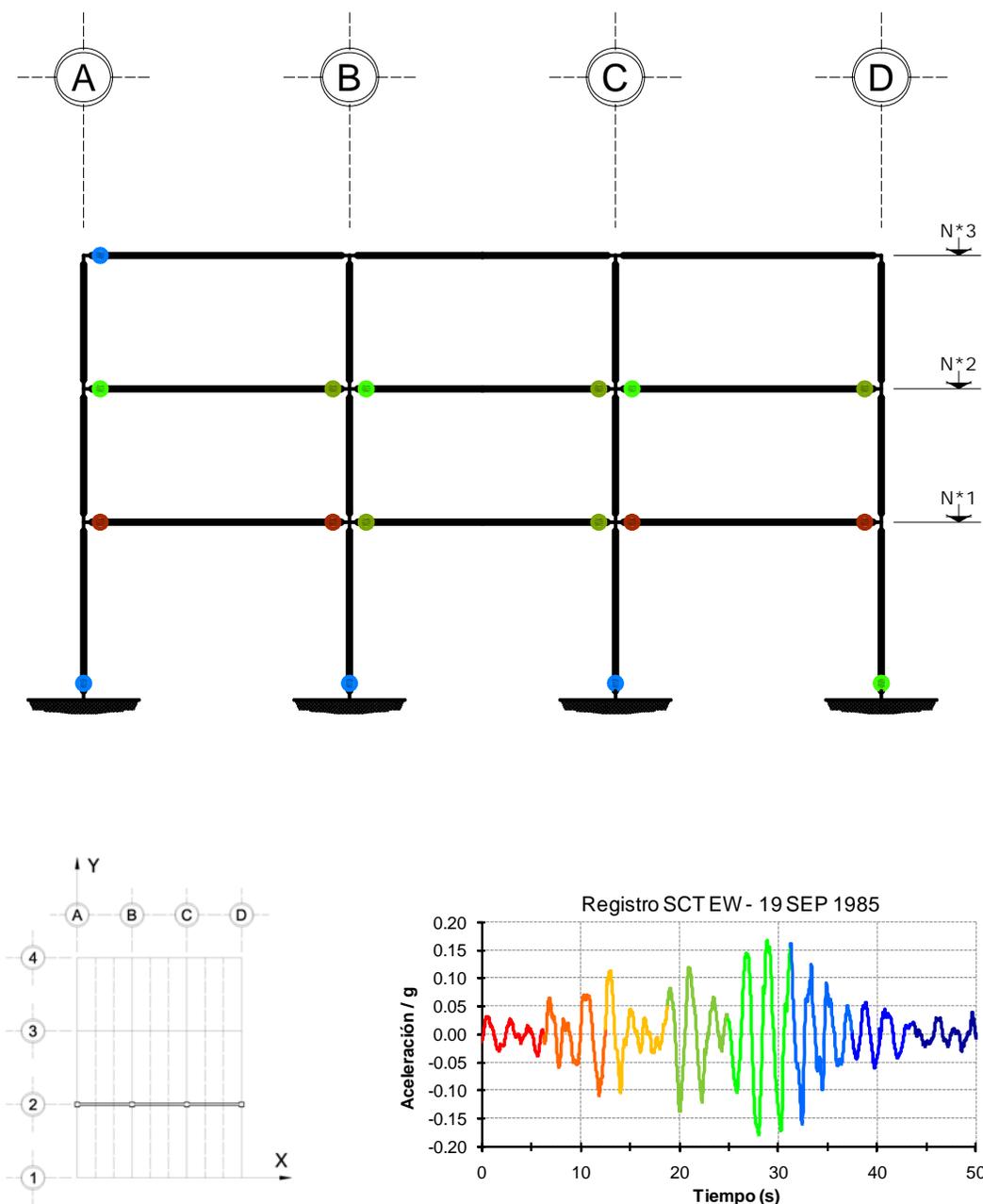


Fig 4.126 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis paso a paso, resistencias nominales, edificio de 3 niveles, eje 2, caso B2

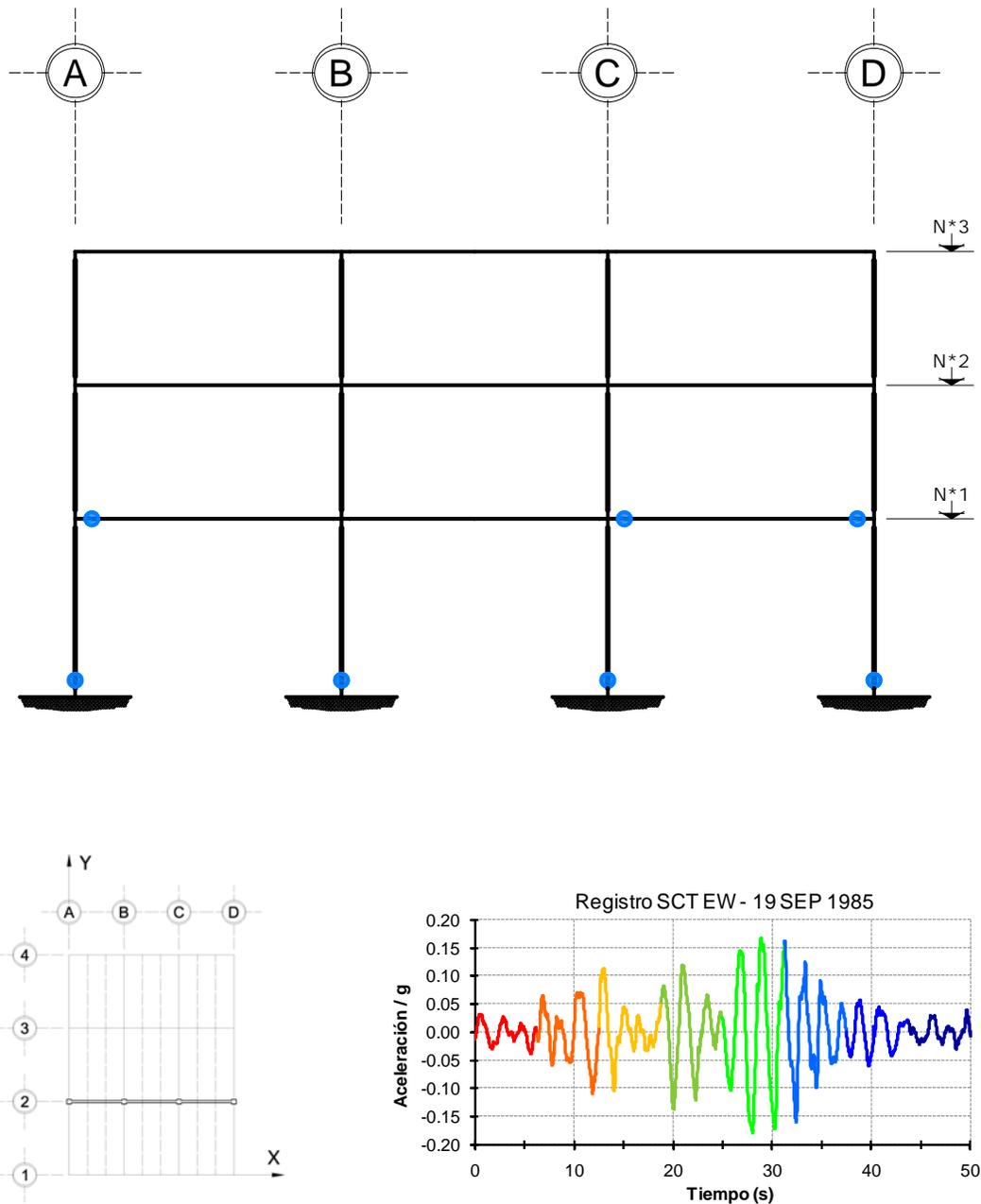


Fig 4.127 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis paso a paso, con sobre-resistencias, edificio de 3 niveles, eje 2, caso B2

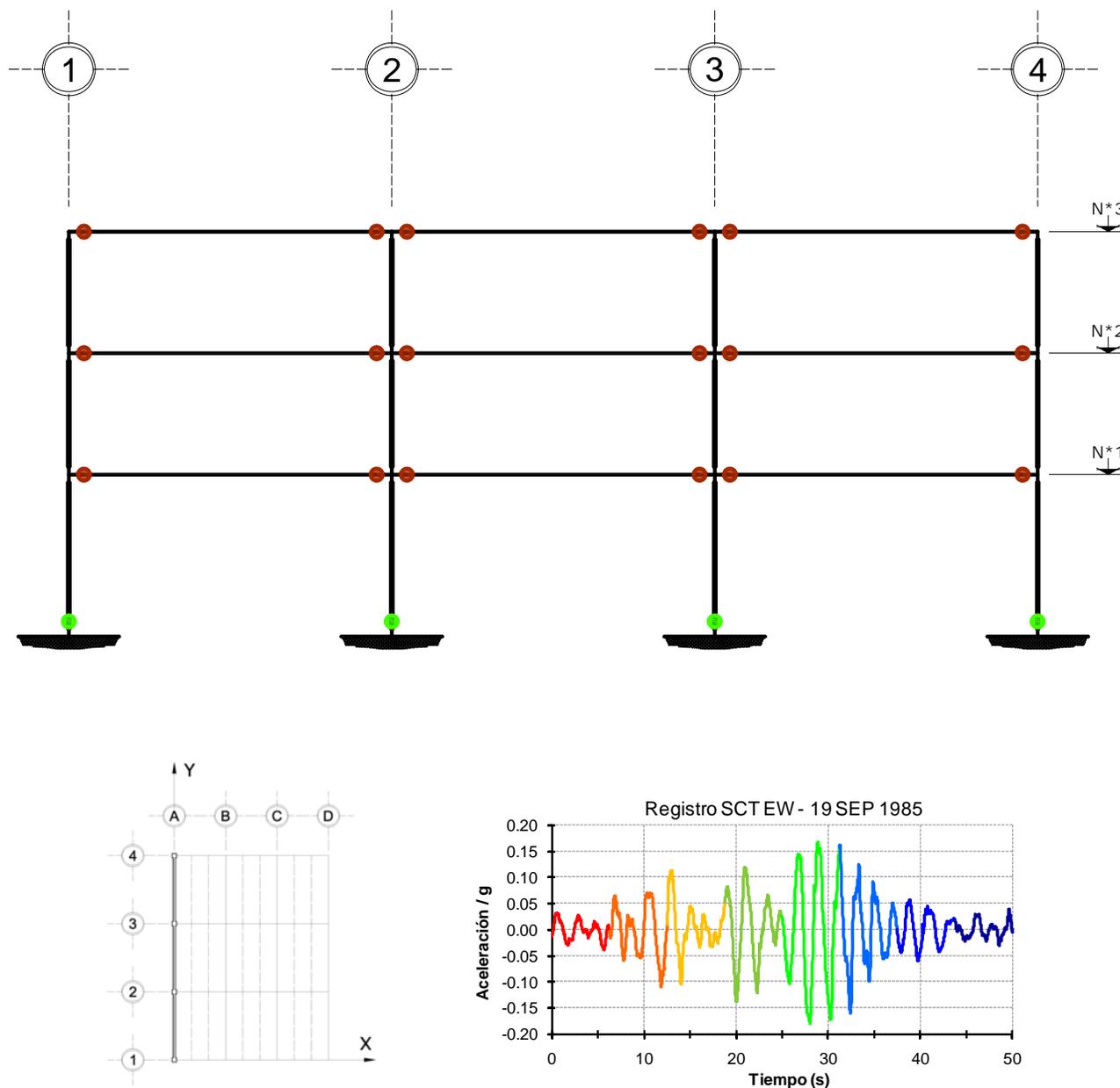


Fig 4.128 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis paso a paso, resistencias nominales, edificio de 3 niveles, eje A, caso B2

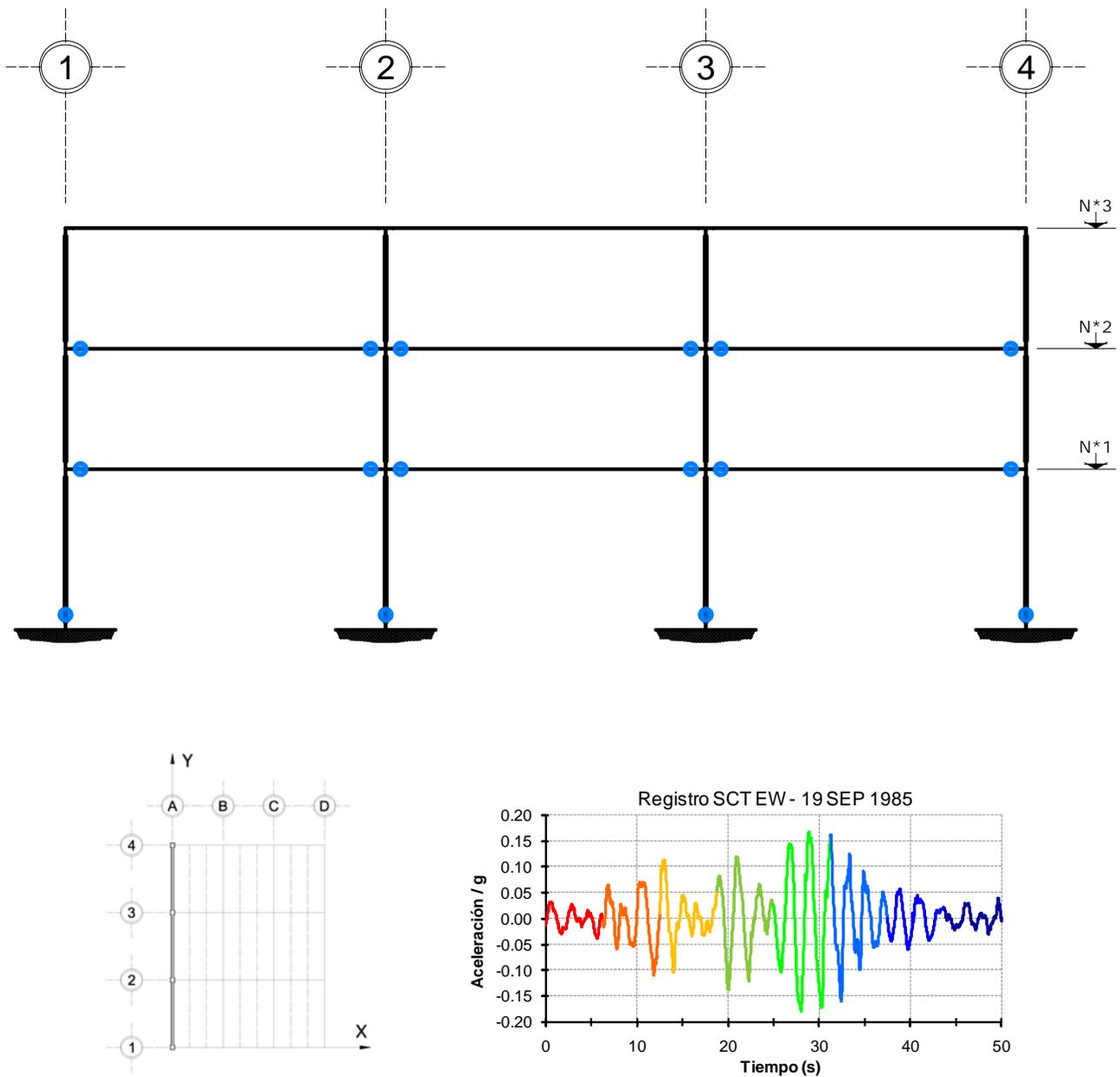


Fig 4.129 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis paso a paso, con sobre-resistencias, edificio de 3 niveles, eje A, caso B2

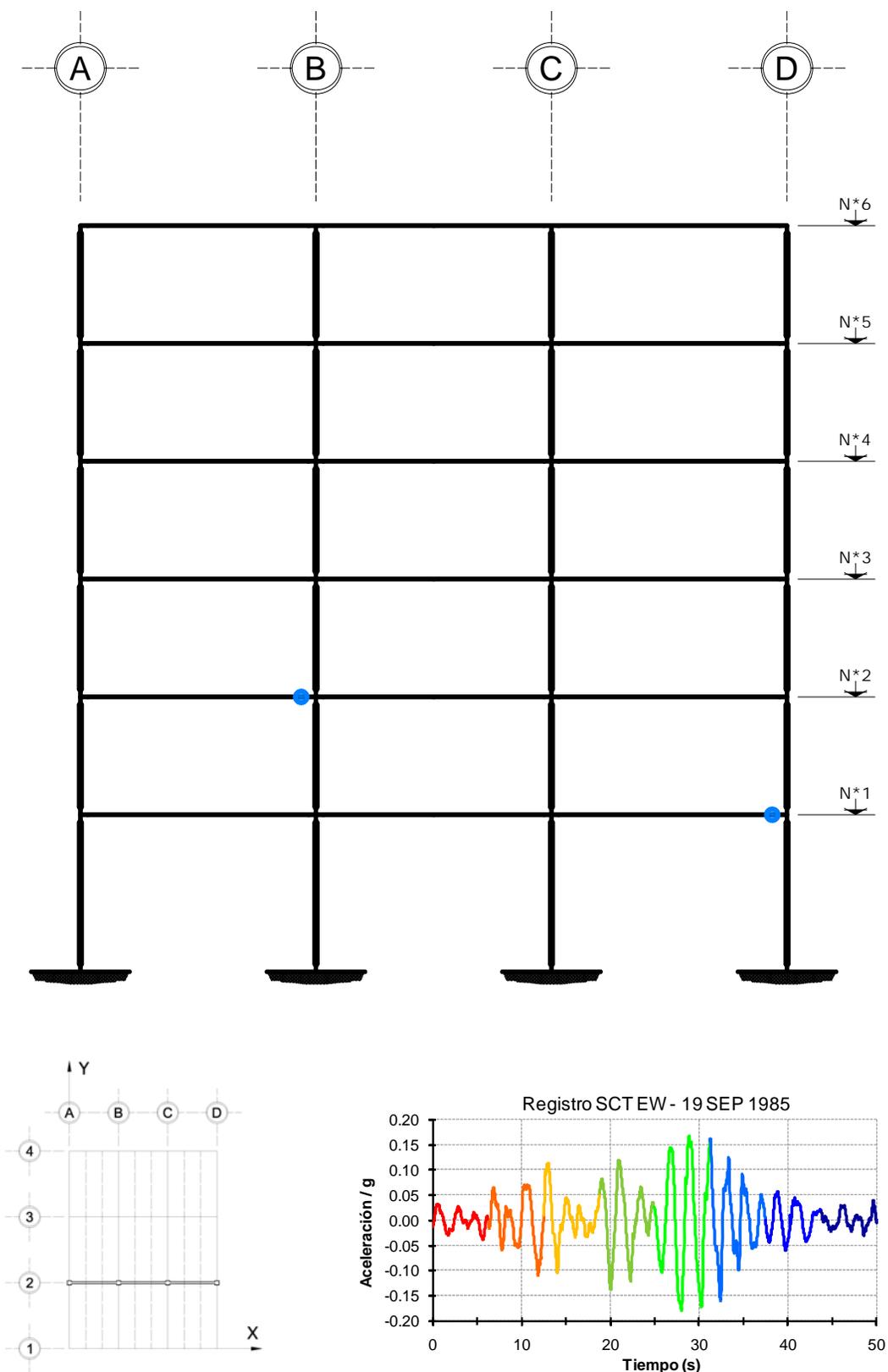


Fig 4.130 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis paso a paso, resistencias nominales, edificio de 6 niveles, eje 2, caso C2

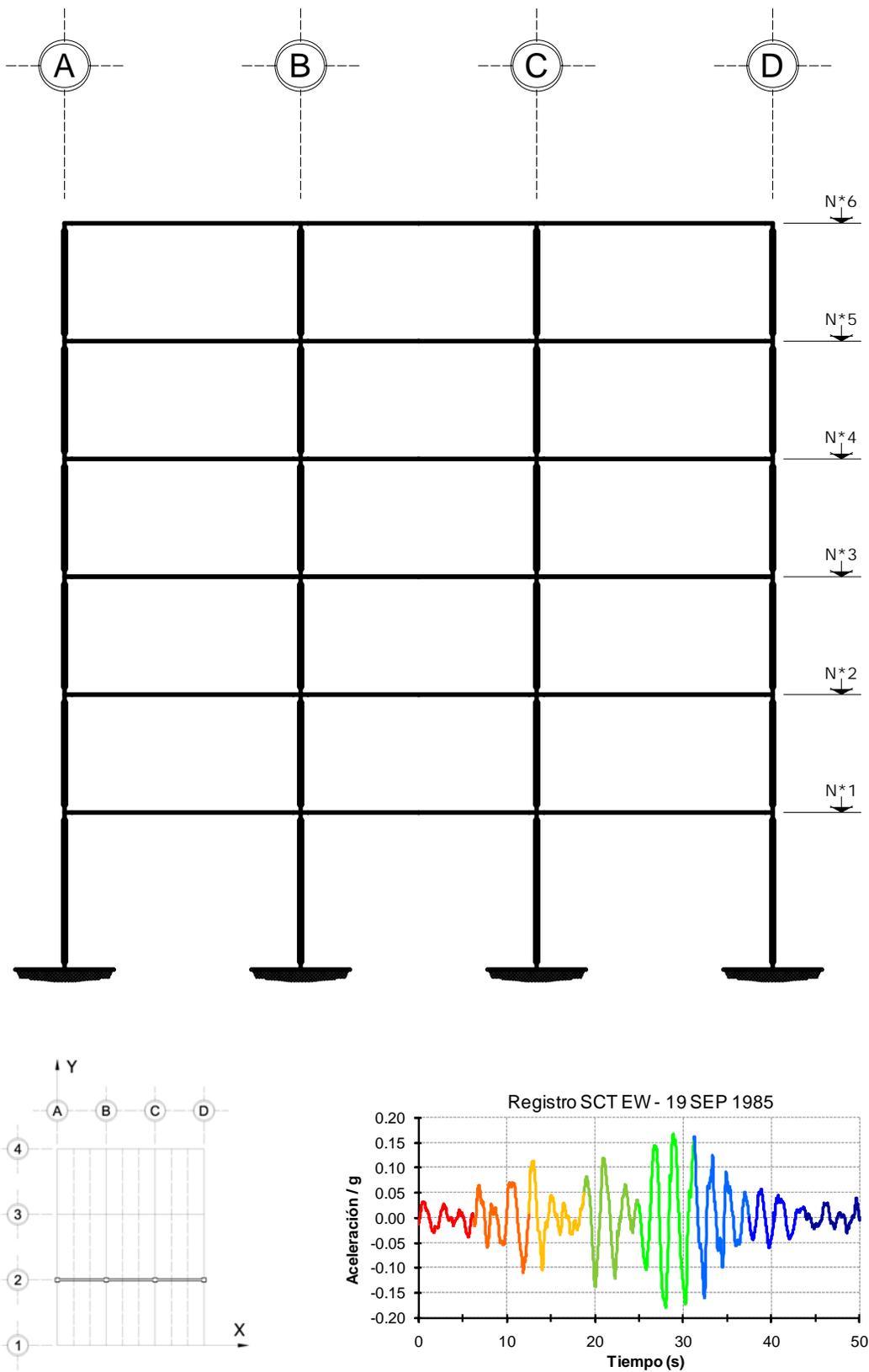


Fig 4.131 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis paso a paso, con sobre-resistencias, edificio de 6 niveles, eje 2, caso C2

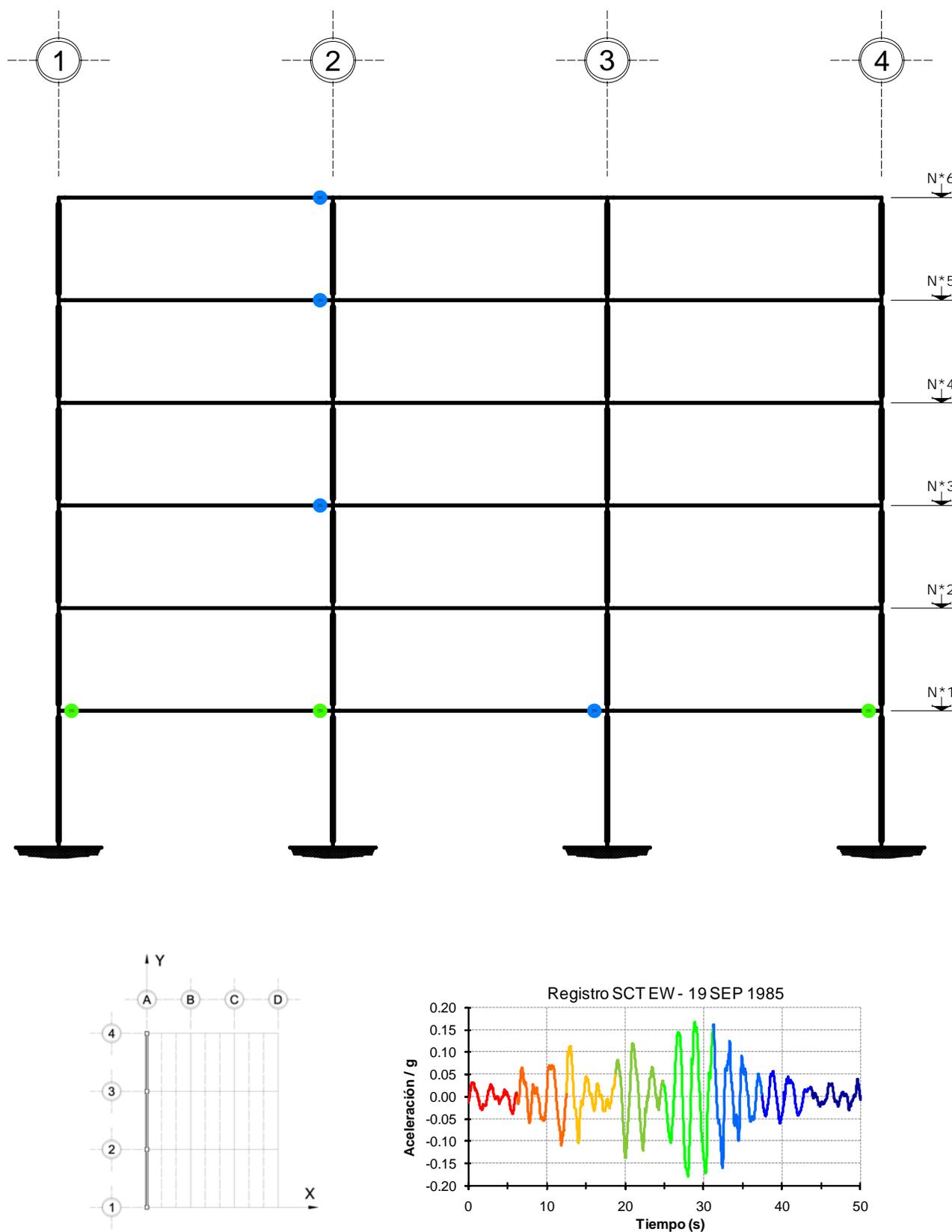


Fig 4.132 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis paso a paso, resistencias nominales, edificio de 6 niveles, eje A, caso C2

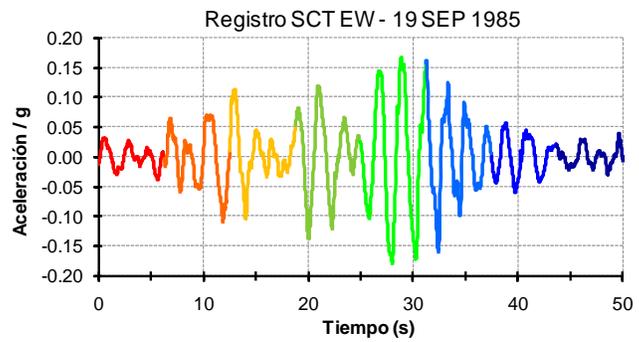
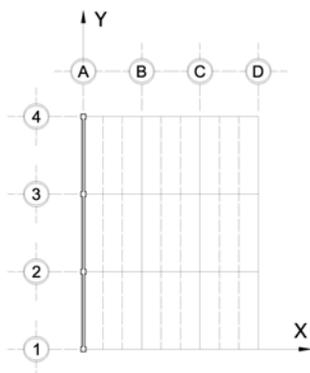
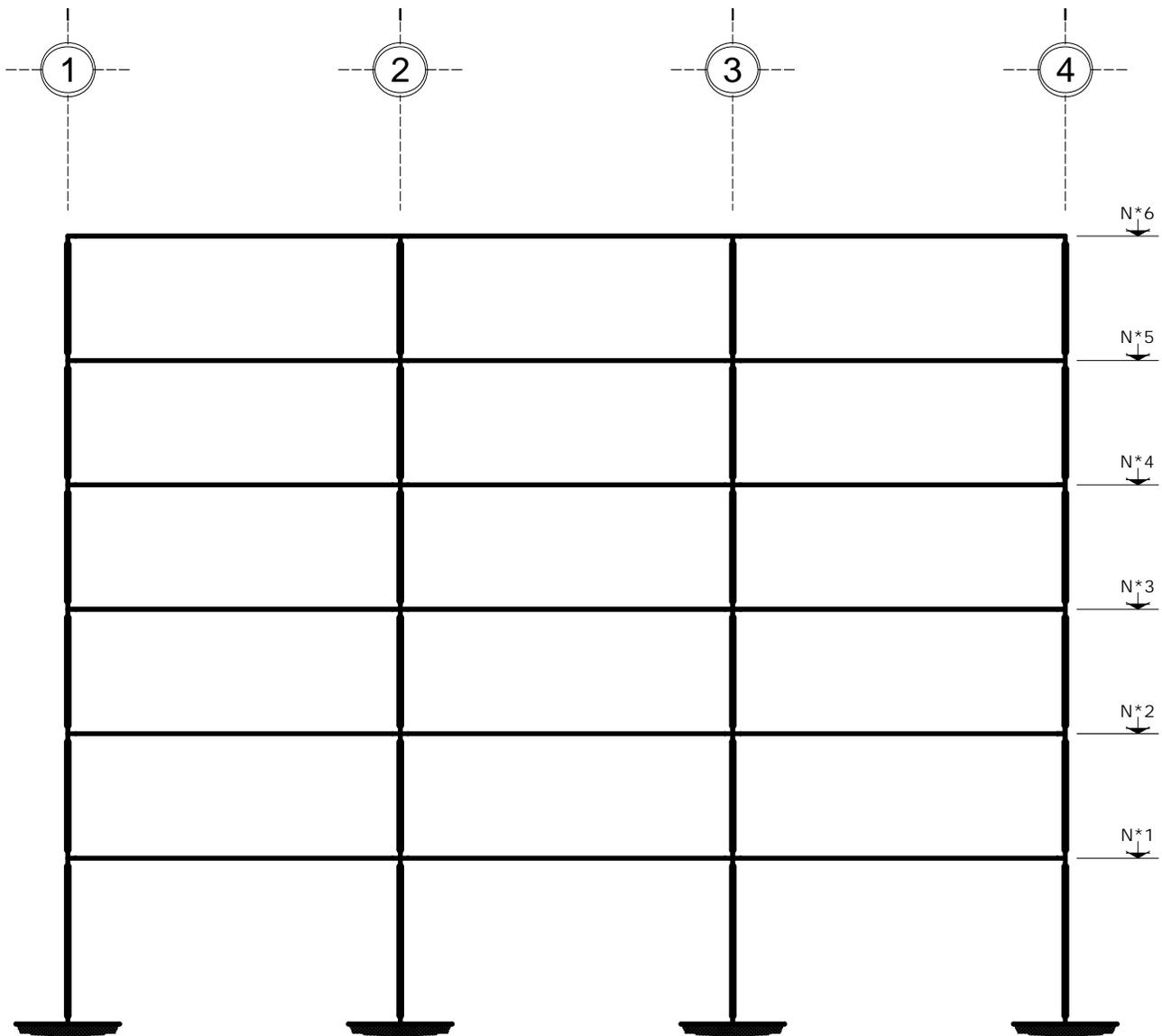


Fig 4.133 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis paso a paso, con sobre-resistencias, edificio de 6 niveles, eje A, caso C2

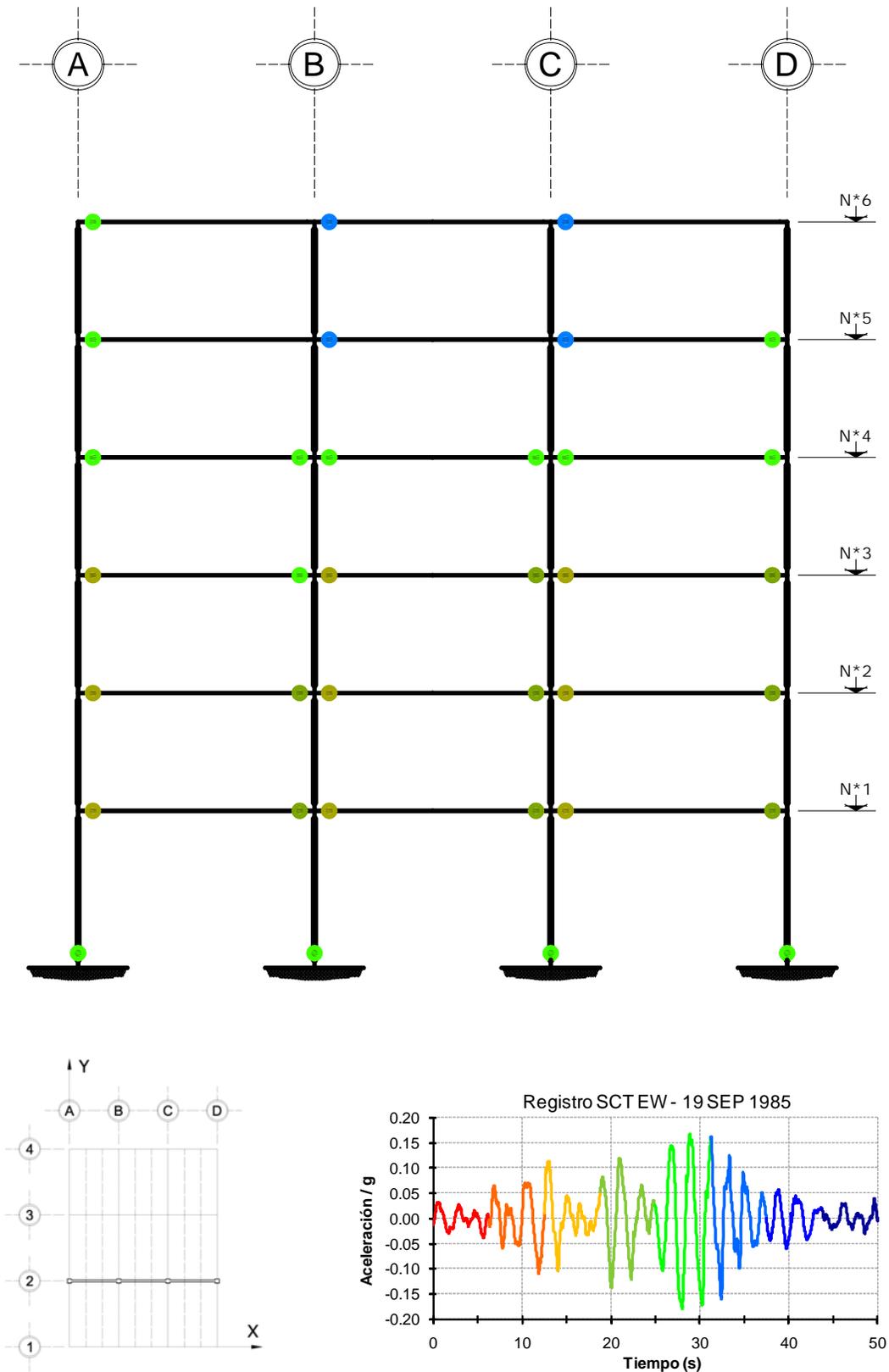


Fig 4.134 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis paso a paso, resistencias nominales, edificio de 6 niveles, eje 2, caso D2

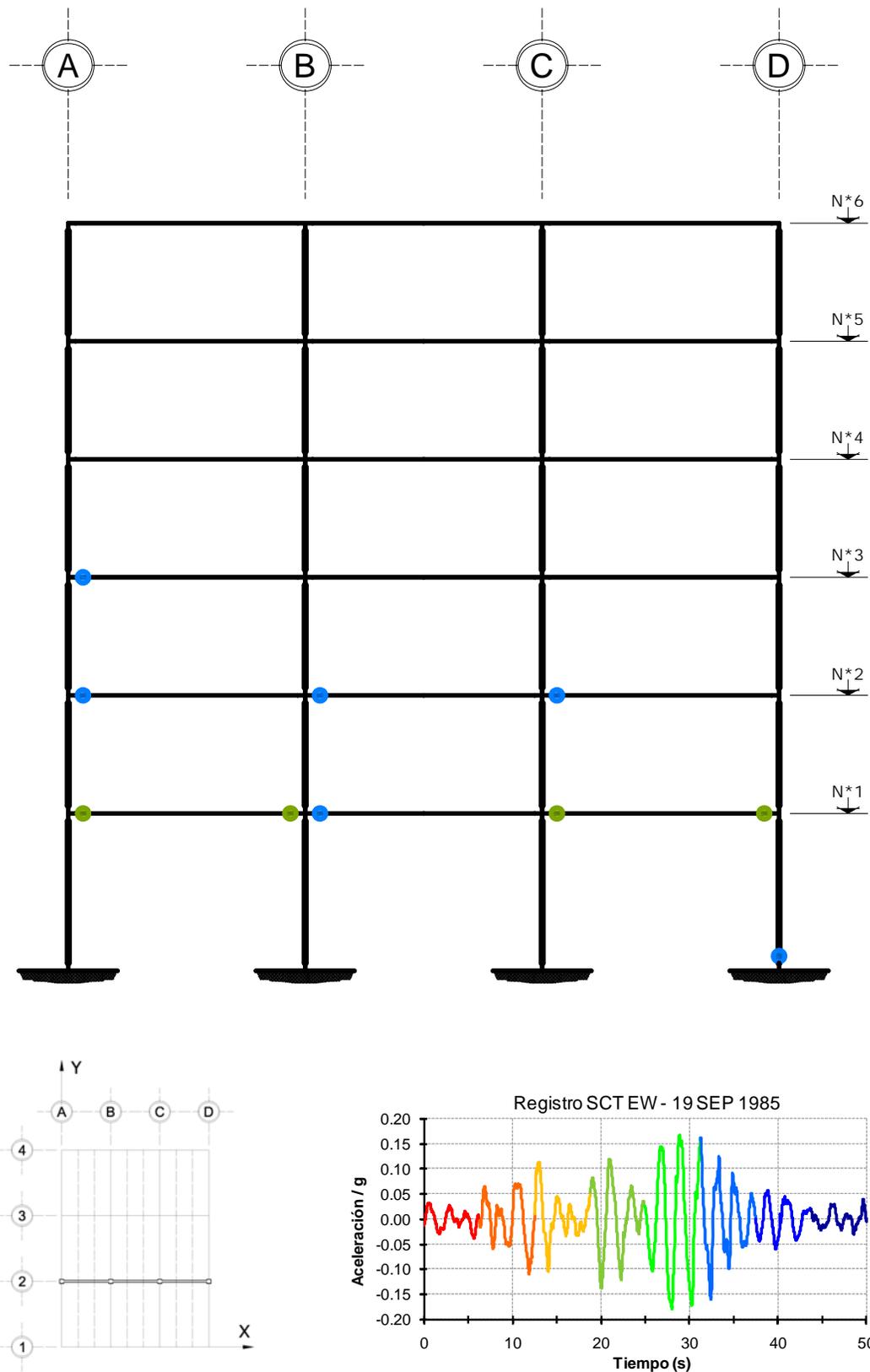


Fig 4.135 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis paso a paso, con sobre-resistencias, edificio de 6 niveles, eje 2, caso D2

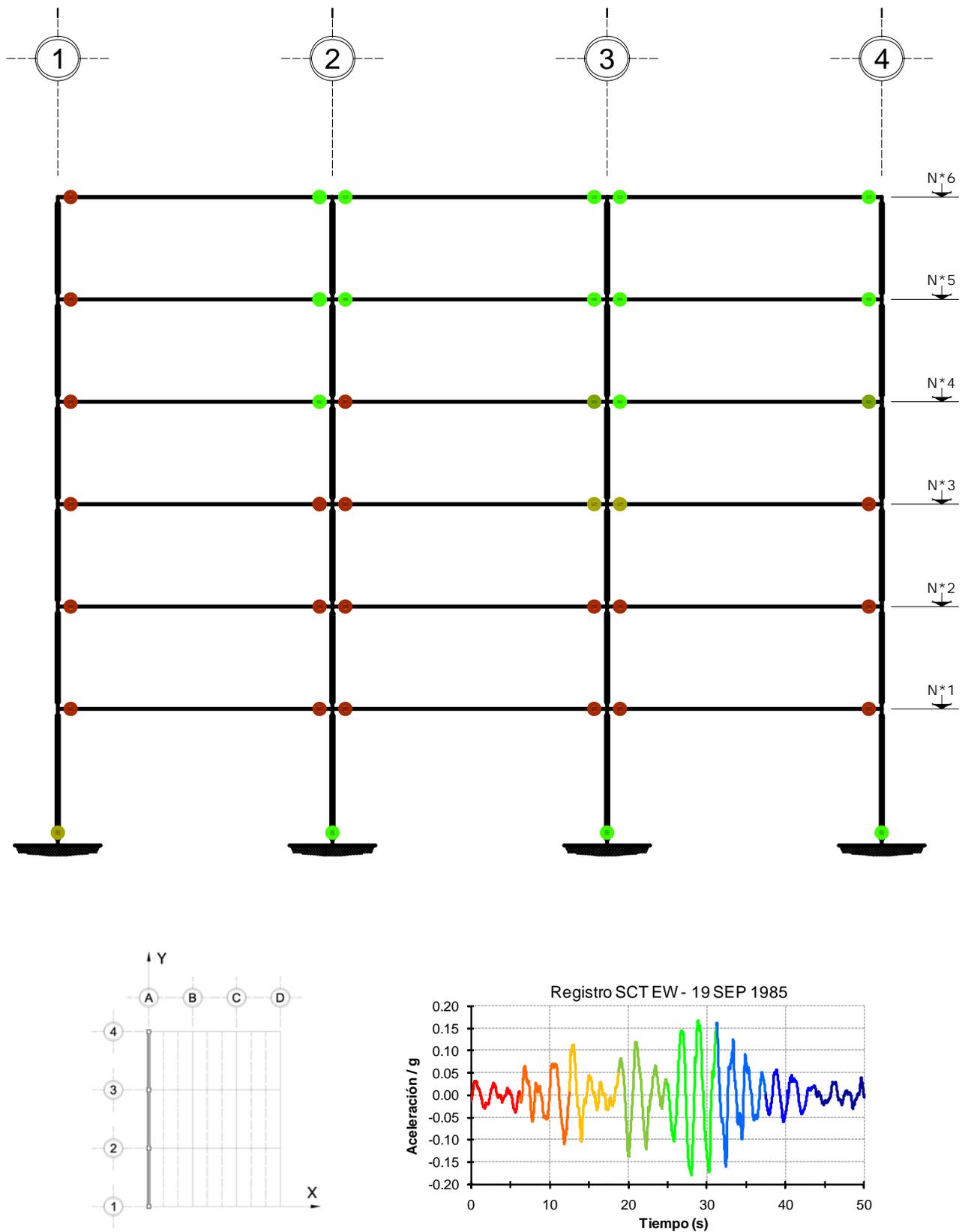


Fig 4.136 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis paso a paso, resistencias nominales, edificio de 6 niveles, eje A, caso D2

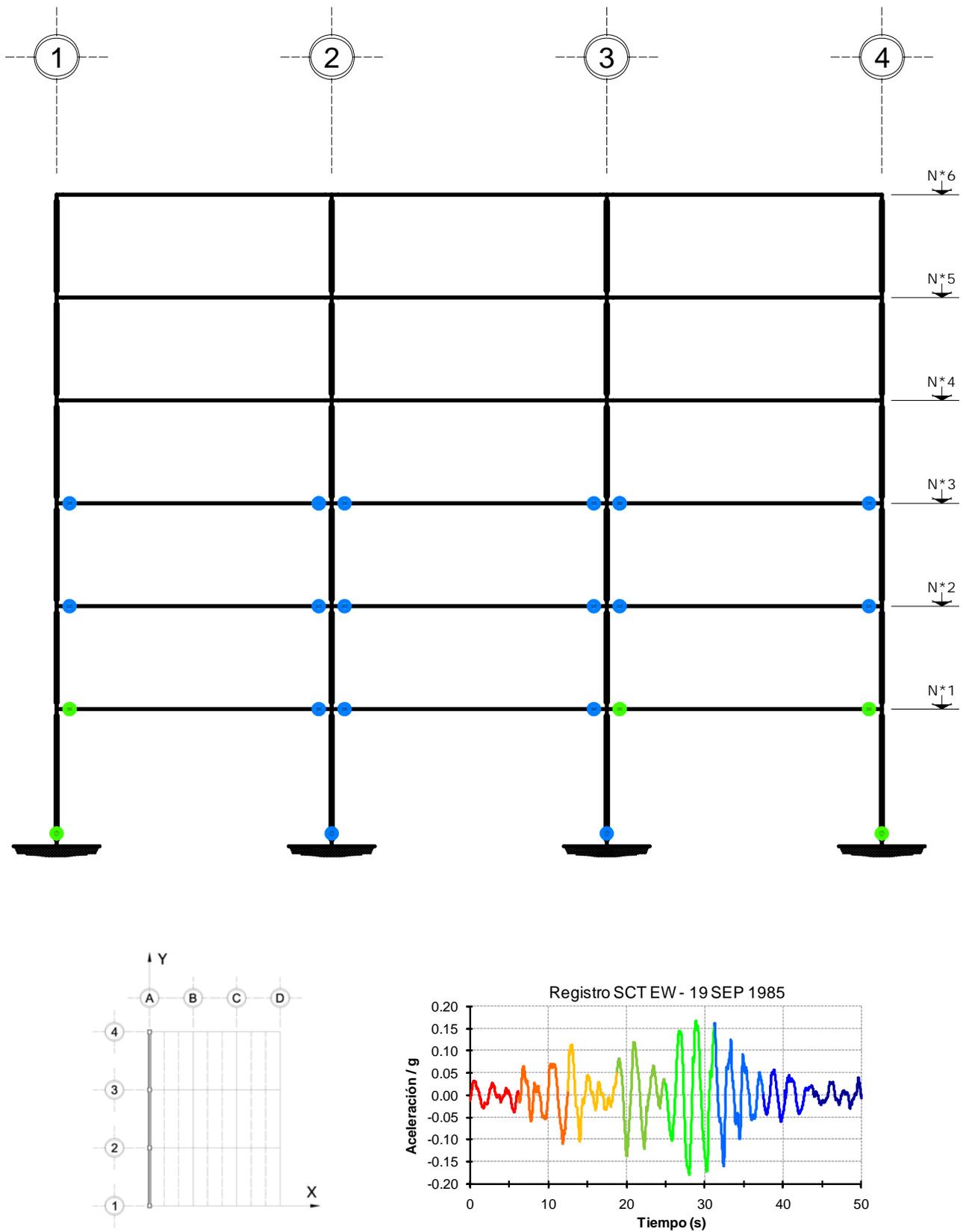


Fig 4.137 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis paso a paso, con sobre-resistencias, edificio de 6 niveles, eje A, caso D2

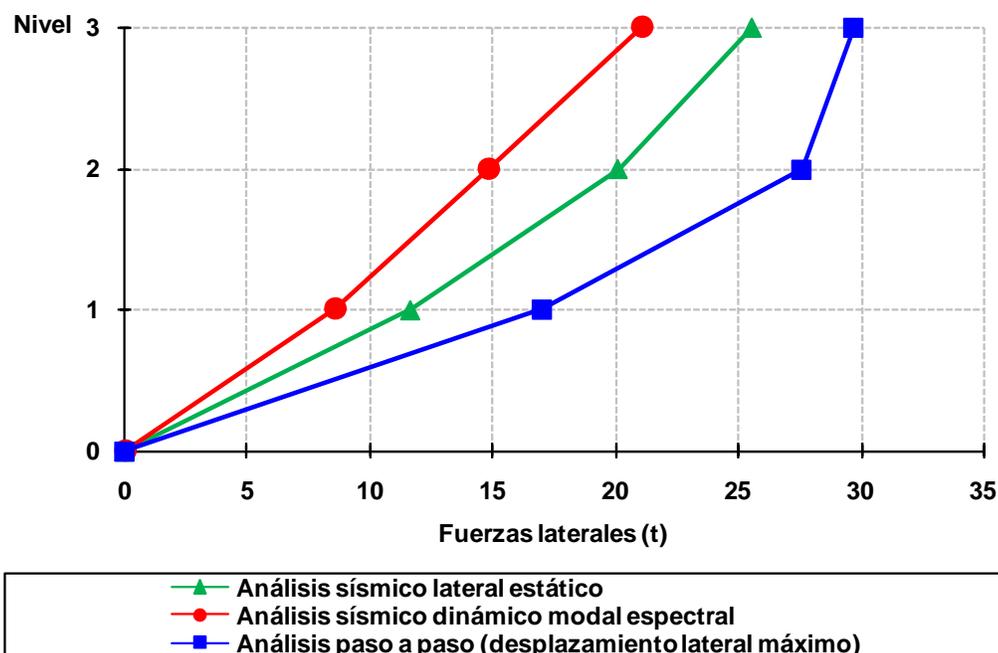


Fig 4.138 Distribución del perfil de fuerzas laterales debidas a diferentes condiciones de análisis sísmico del eje 2, caso A2, (sin sobre-resistencias), diseño según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

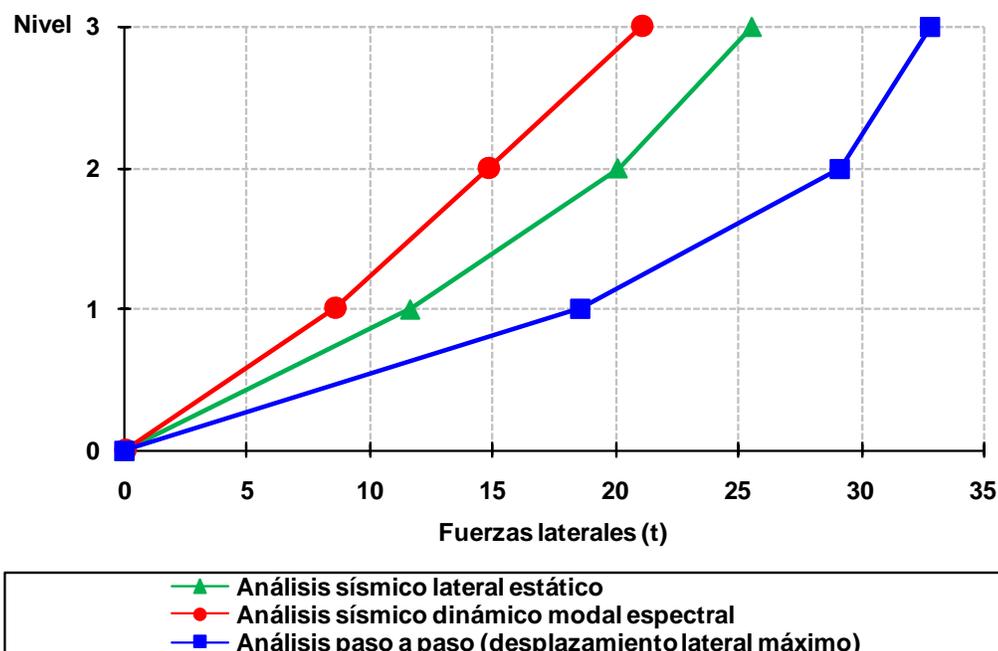


Fig 4.139 Distribución del perfil de fuerzas laterales debidas a diferentes condiciones de análisis sísmico del eje 2, caso A2, (con sobre-resistencias), diseño según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

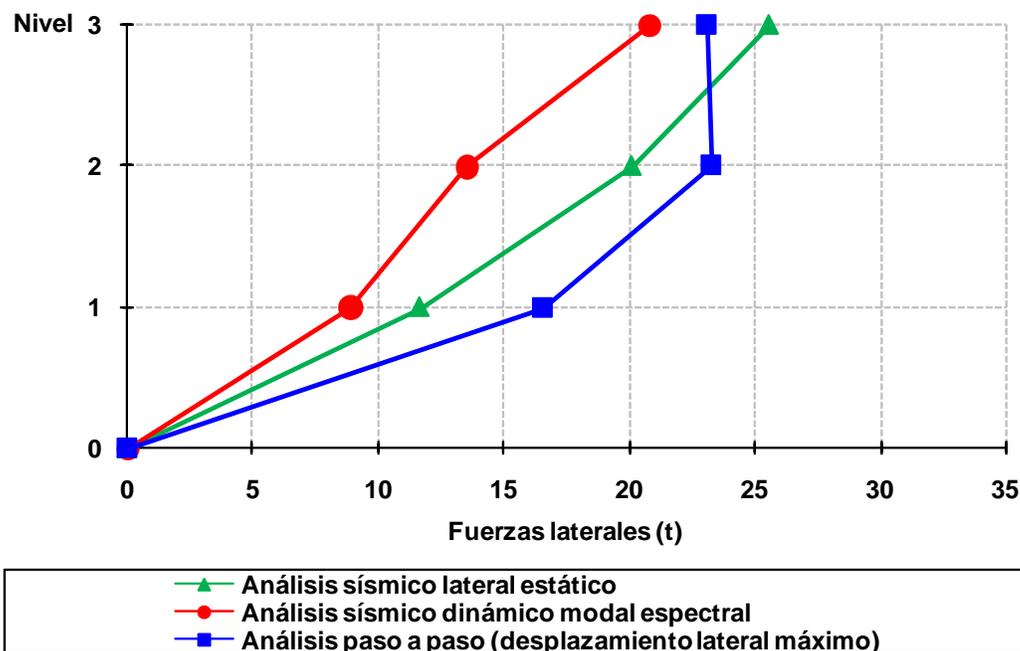


Fig 4.140 Distribución del perfil de fuerzas laterales debidas a diferentes condiciones de análisis sísmico del eje A, caso A2, (sin sobre-resistencias), diseño según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

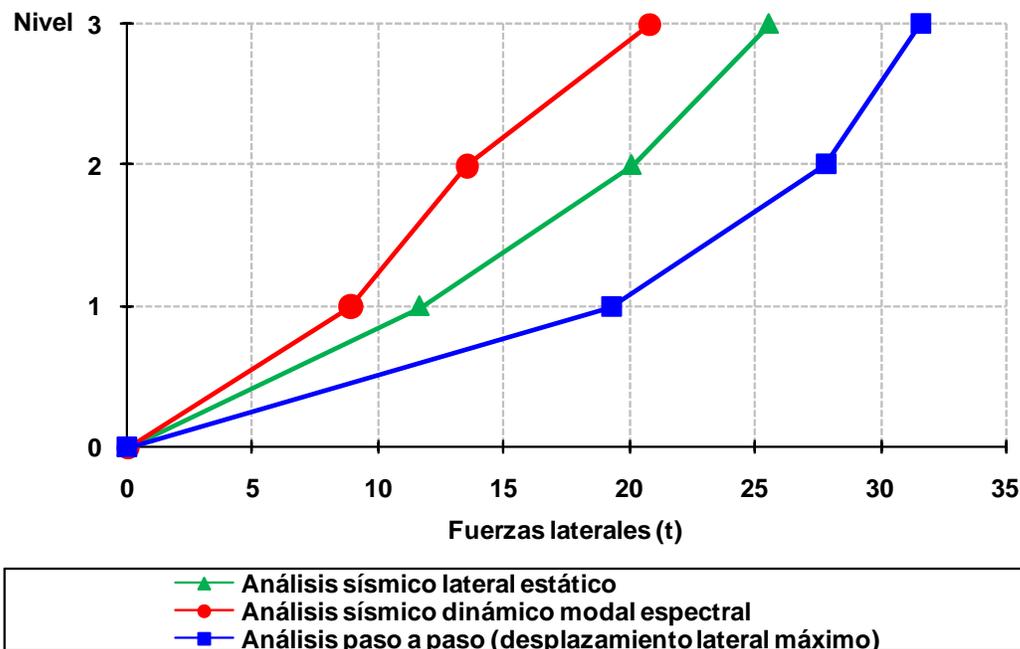


Fig 4.141 Distribución del perfil de fuerzas laterales debidas a diferentes condiciones de análisis sísmico del eje A, caso A2, (con sobre-resistencias), diseño según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

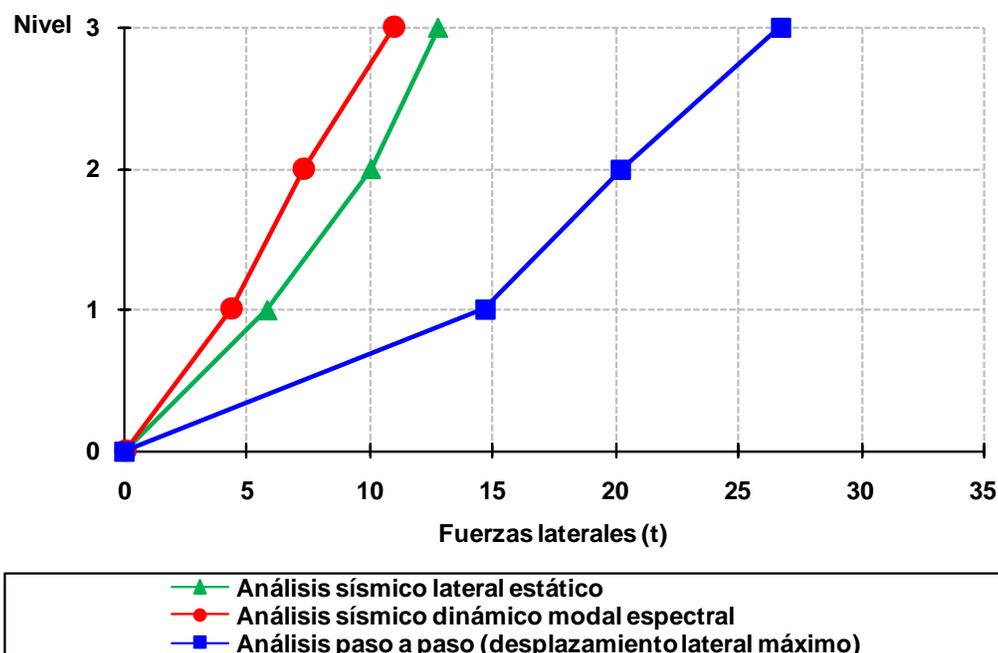


Fig 4.142 Distribución del perfil de fuerzas laterales debidas a diferentes condiciones de análisis sísmico del eje 2, caso B2, (sin sobre-resistencias), diseño según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

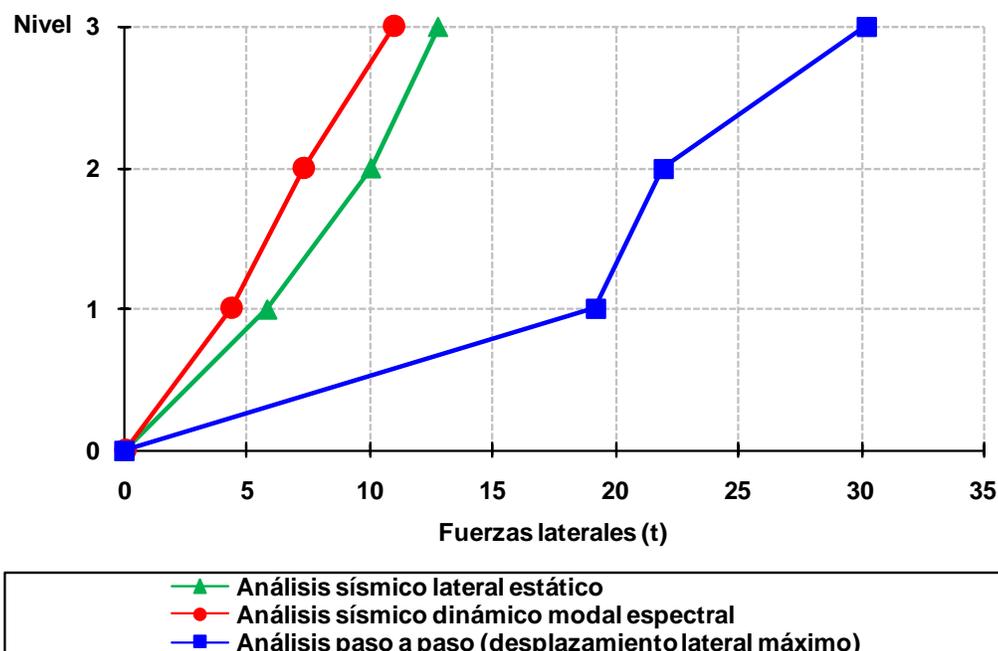


Fig 4.143 Distribución del perfil de fuerzas laterales debidas a diferentes condiciones de análisis sísmico del eje 2, caso B2, (con sobre-resistencias), diseño según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

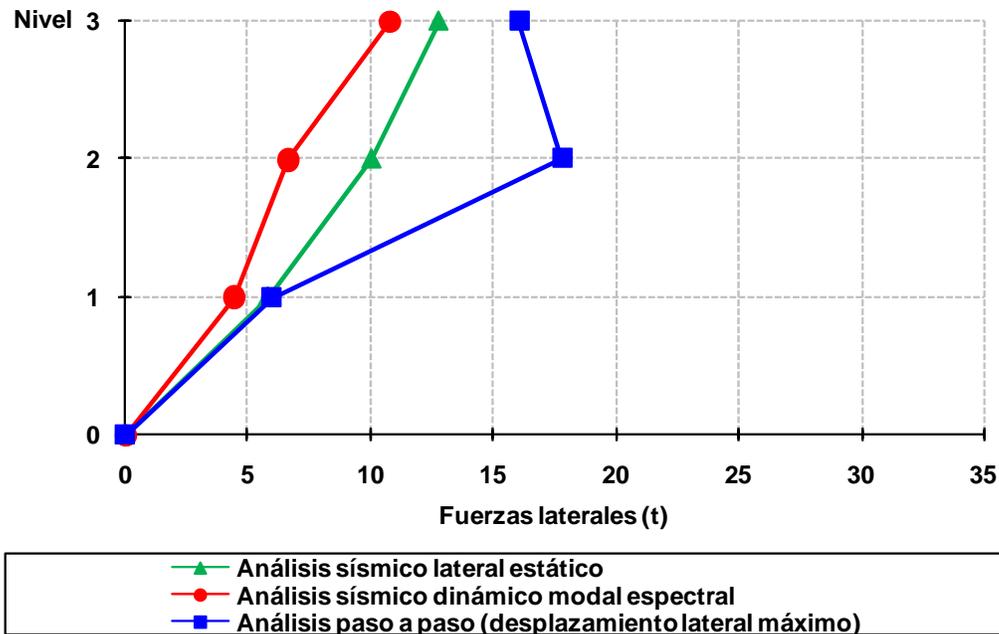


Fig 4.144 Distribución del perfil de fuerzas laterales debidas a diferentes condiciones de análisis sísmico del eje A, caso B2, (sin sobre-resistencias), diseño según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

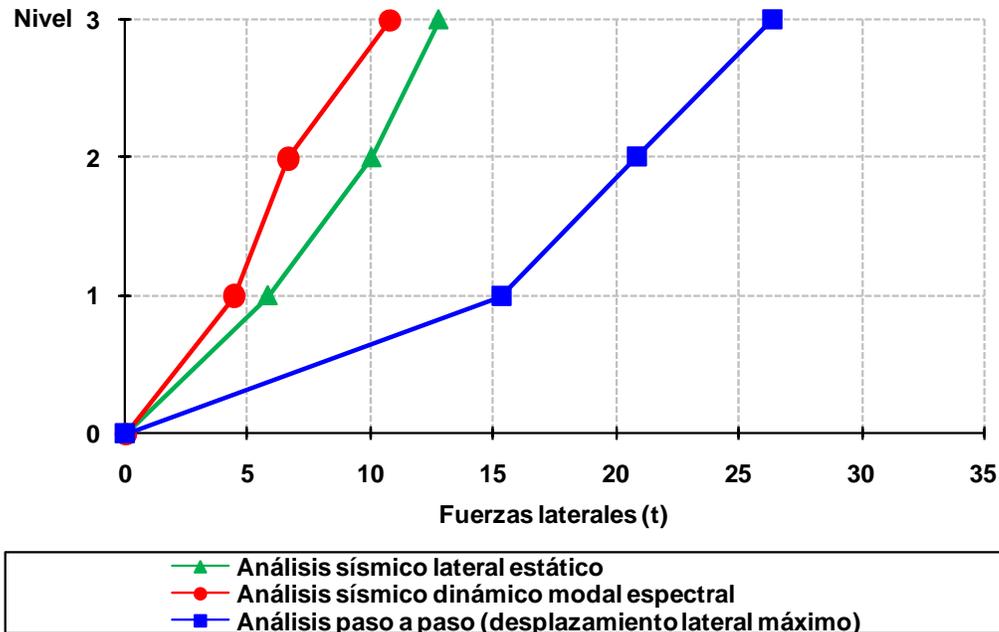


Fig 4.145 Distribución del perfil de fuerzas laterales debidas a diferentes condiciones de análisis sísmico del eje A, caso B2, (con sobre-resistencias), diseño según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

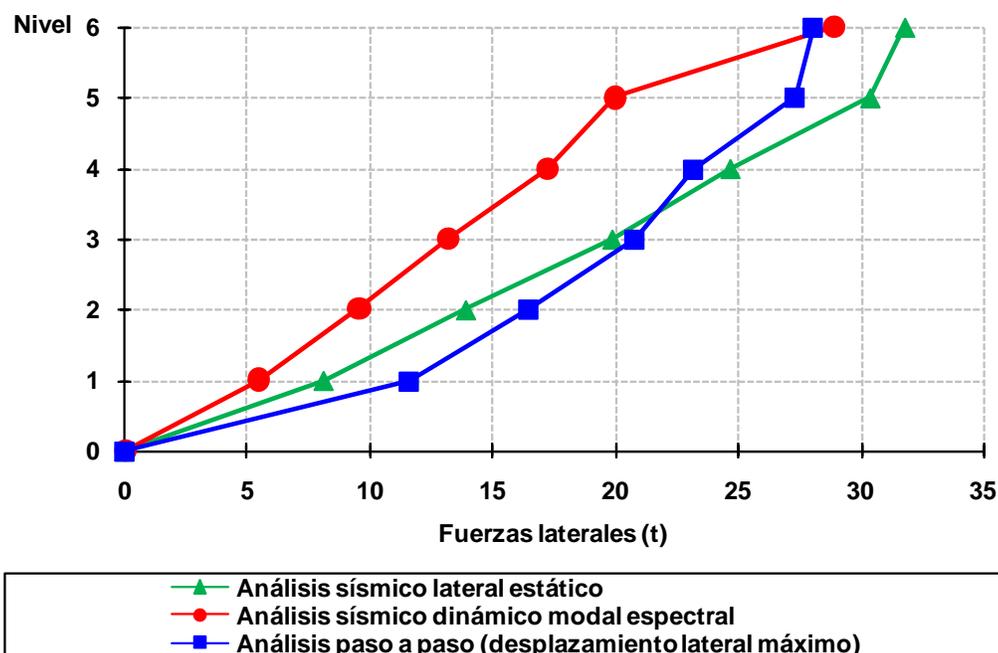


Fig 4.146 Distribución del perfil de fuerzas laterales debidas a diferentes condiciones de análisis sísmico del eje 2, caso C2, (sin sobre-resistencias), diseño según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

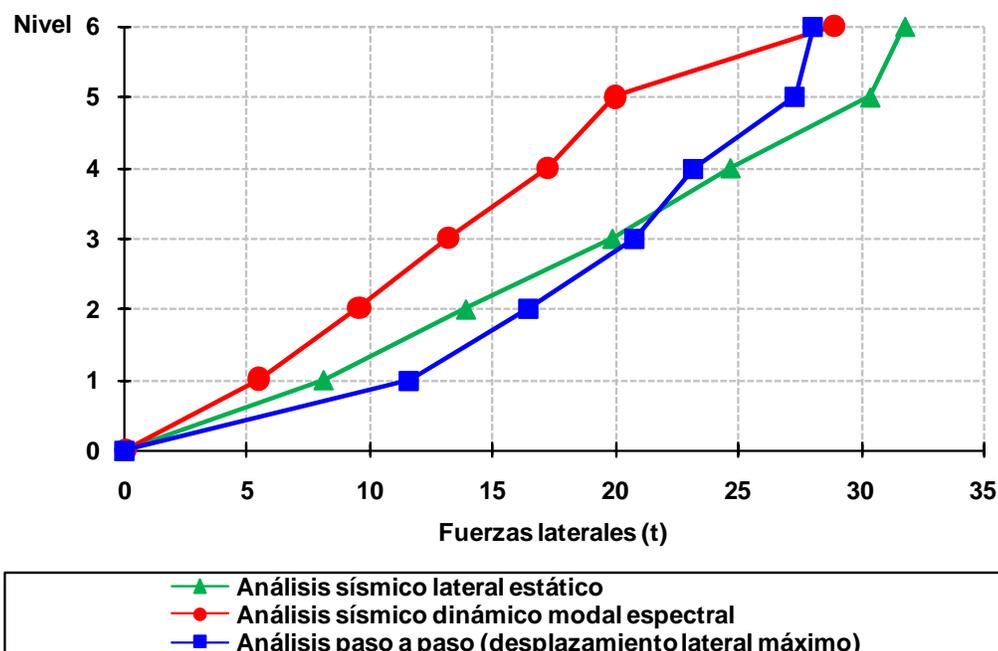


Fig 4.147 Distribución del perfil de fuerzas laterales debidas a diferentes condiciones de análisis sísmico del eje 2, caso C2, (con sobre-resistencias), diseño según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

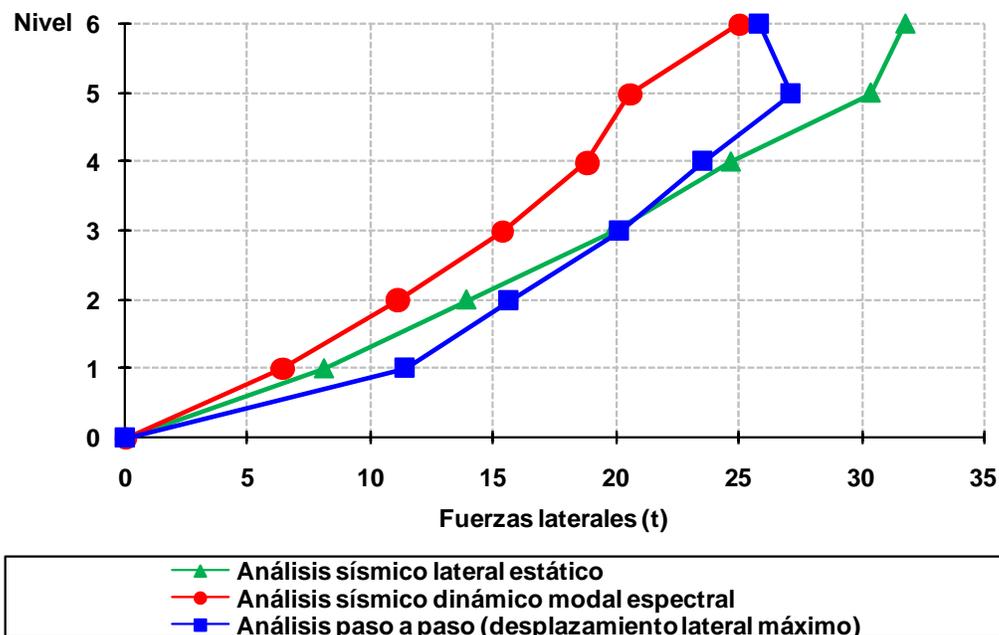


Fig 4.148 Distribución del perfil de fuerzas laterales debidas a diferentes condiciones de análisis sísmico del eje A, caso C2, (sin sobre-resistencias), diseño según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

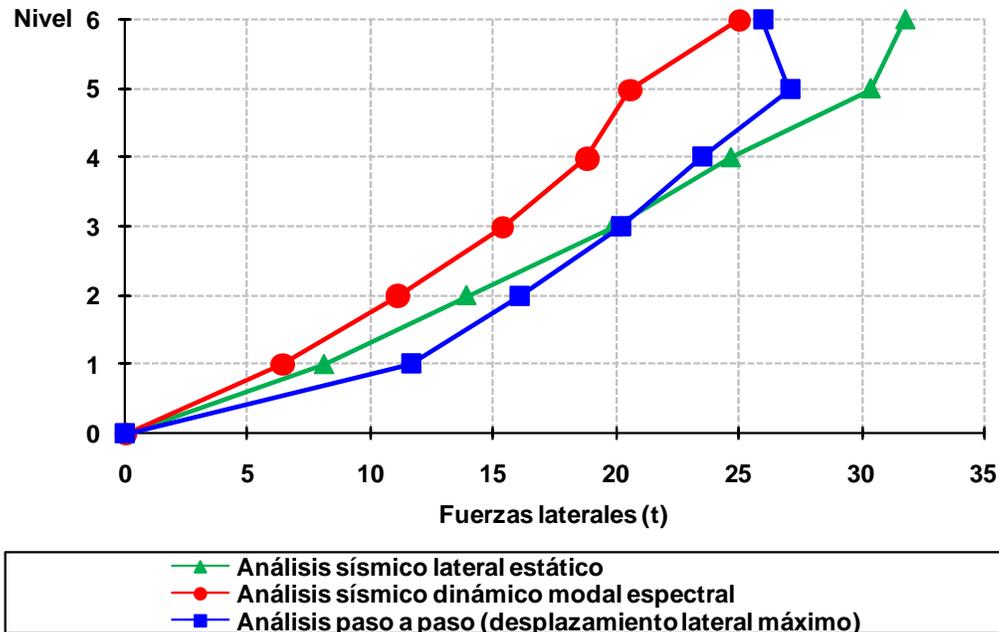


Fig 4.149 Distribución del perfil de fuerzas laterales debidas a diferentes condiciones de análisis sísmico del eje A, caso C2, (con sobre-resistencias), diseño según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

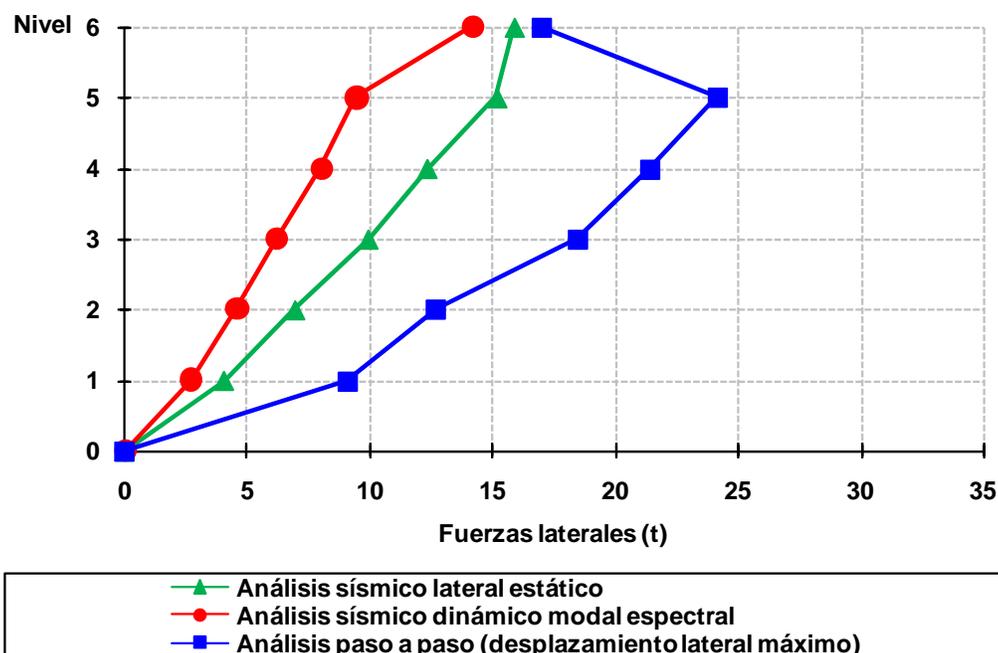


Fig 4.150 Distribución del perfil de fuerzas laterales debidas a diferentes condiciones de análisis sísmico del eje 2, caso D2, (sin sobre-resistencias), diseño según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

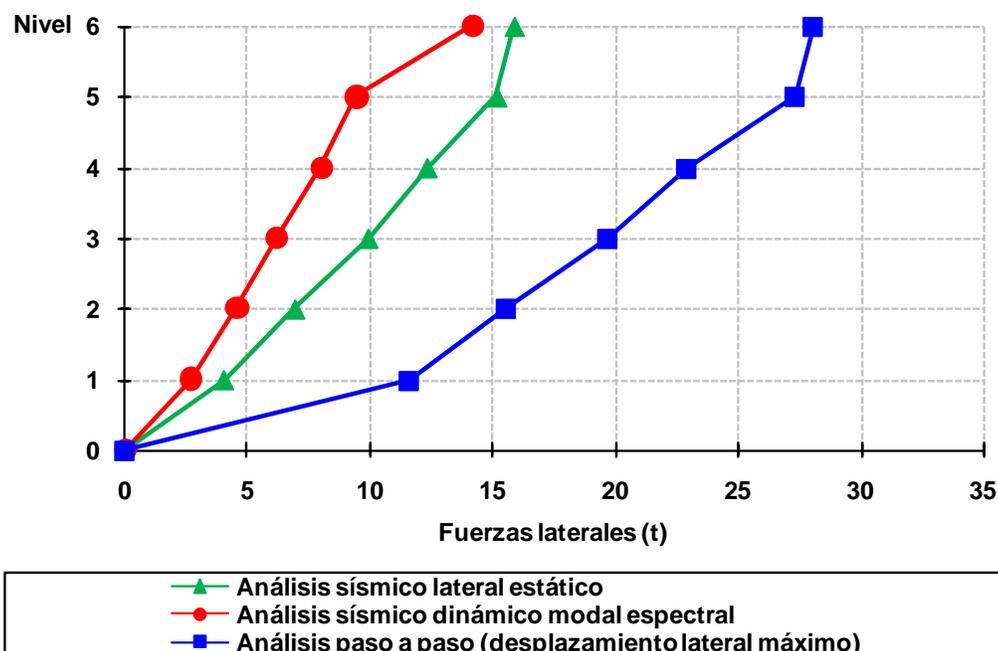


Fig 4.151 Distribución del perfil de fuerzas laterales debidas a diferentes condiciones de análisis sísmico del eje 2, caso D2, (con sobre-resistencias), diseño según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

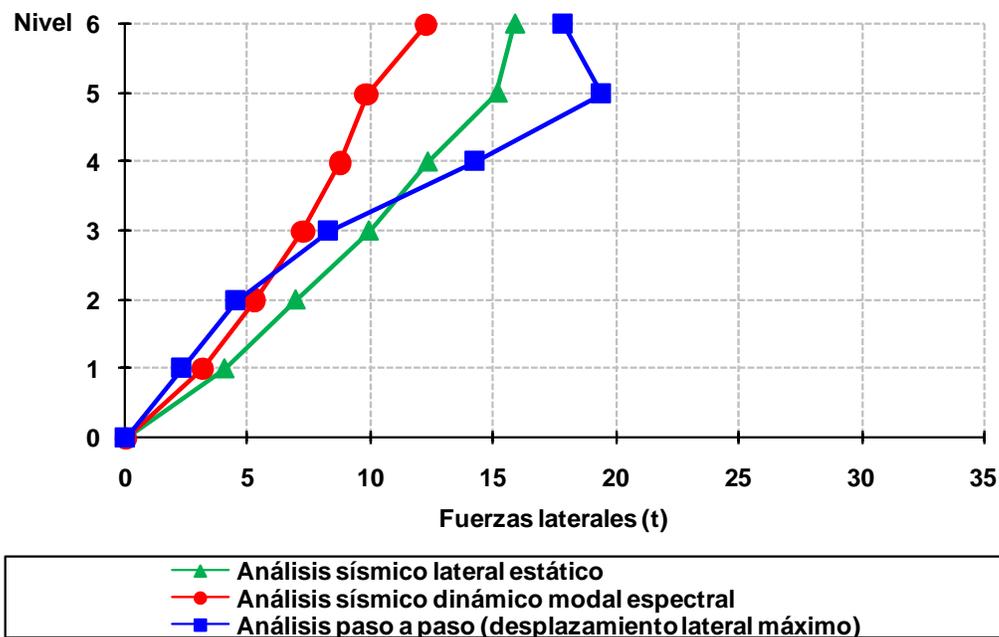


Fig 4.152 Distribución del perfil de fuerzas laterales debidas a diferentes condiciones de análisis sísmico del eje A, caso D2, (sin sobre-resistencias), diseño según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

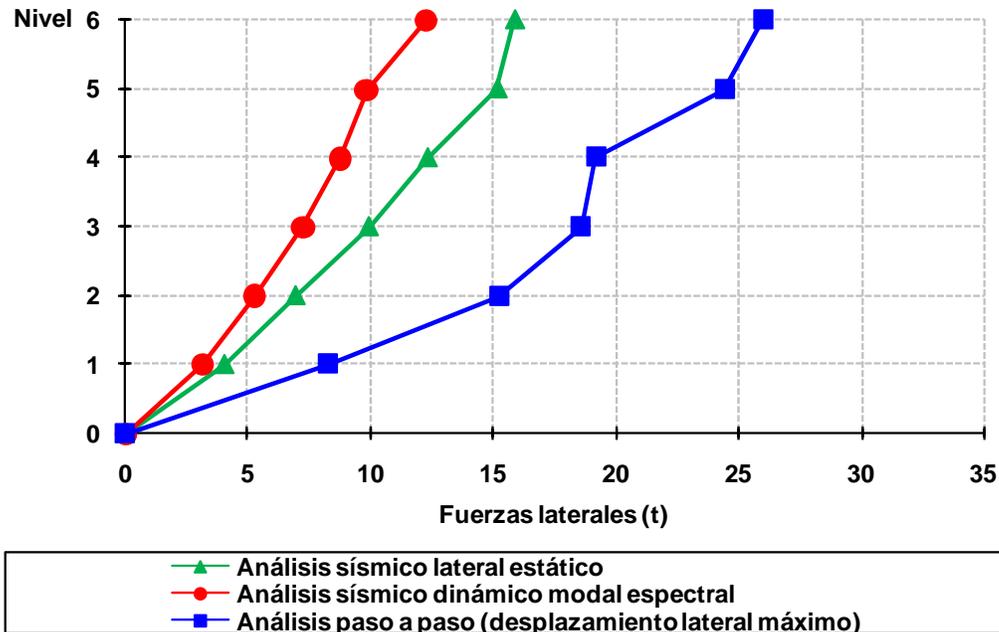


Fig 4.153 Distribución del perfil de fuerzas laterales debidas a diferentes condiciones de análisis sísmico del eje A, caso D2, (con sobre-resistencias), diseño según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

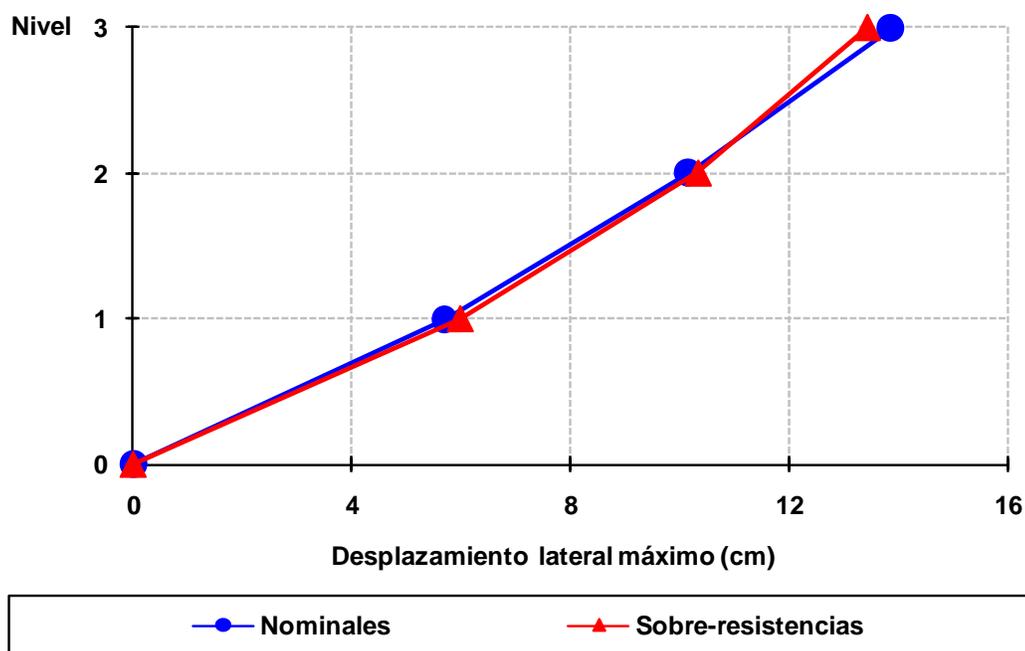


Fig 4.154 Desplazamientos laterales máximos del eje 2, caso A2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

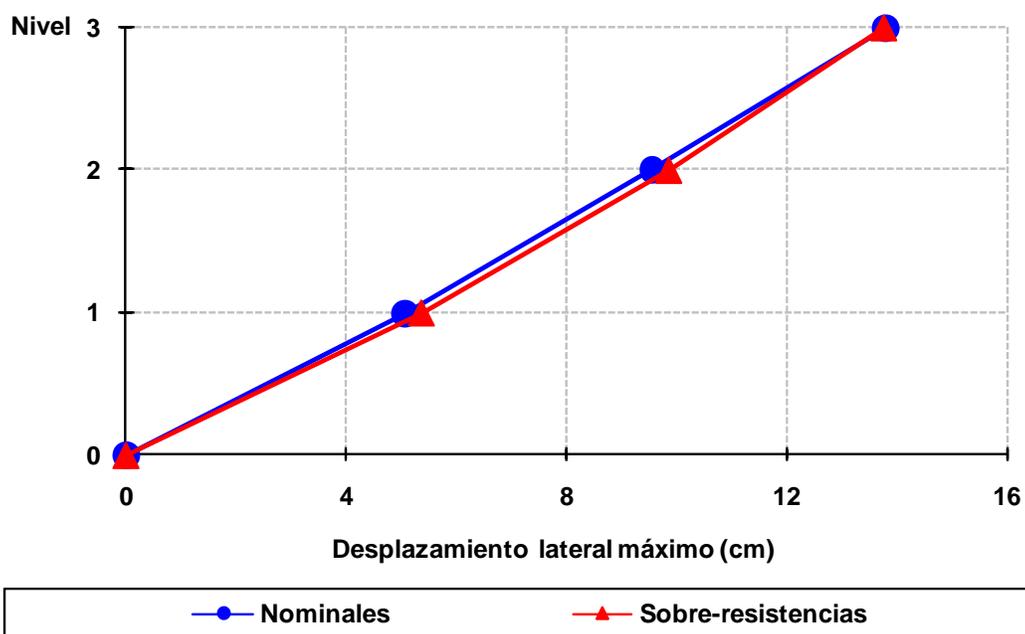


Fig 4.155 Desplazamientos laterales máximos del eje A, caso A2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

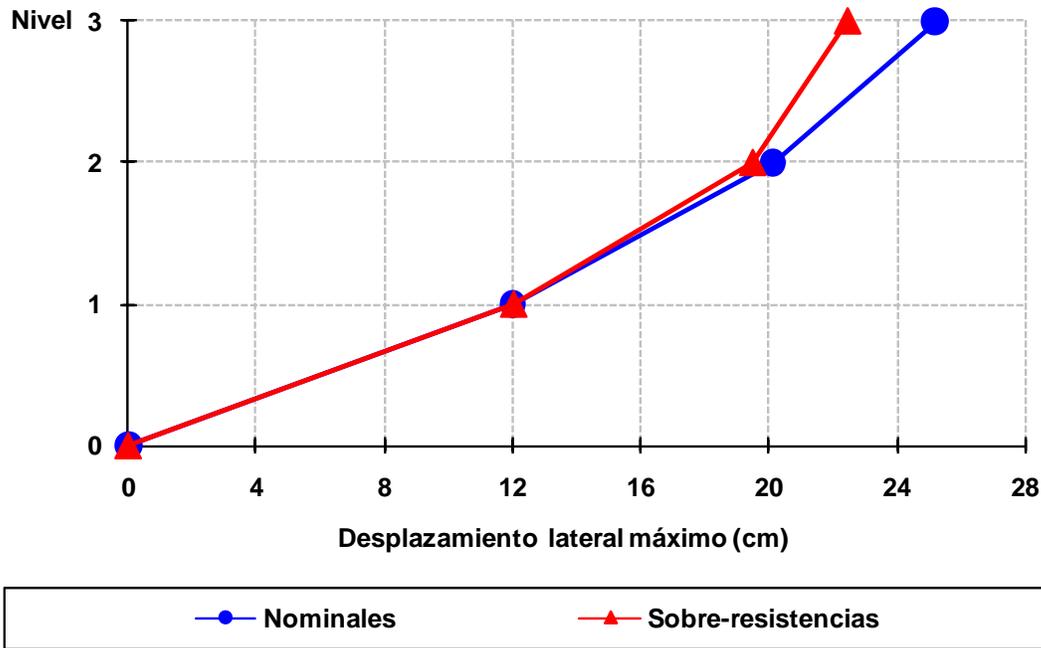


Fig 4.156 Desplazamientos laterales máximos del eje 2, caso B2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

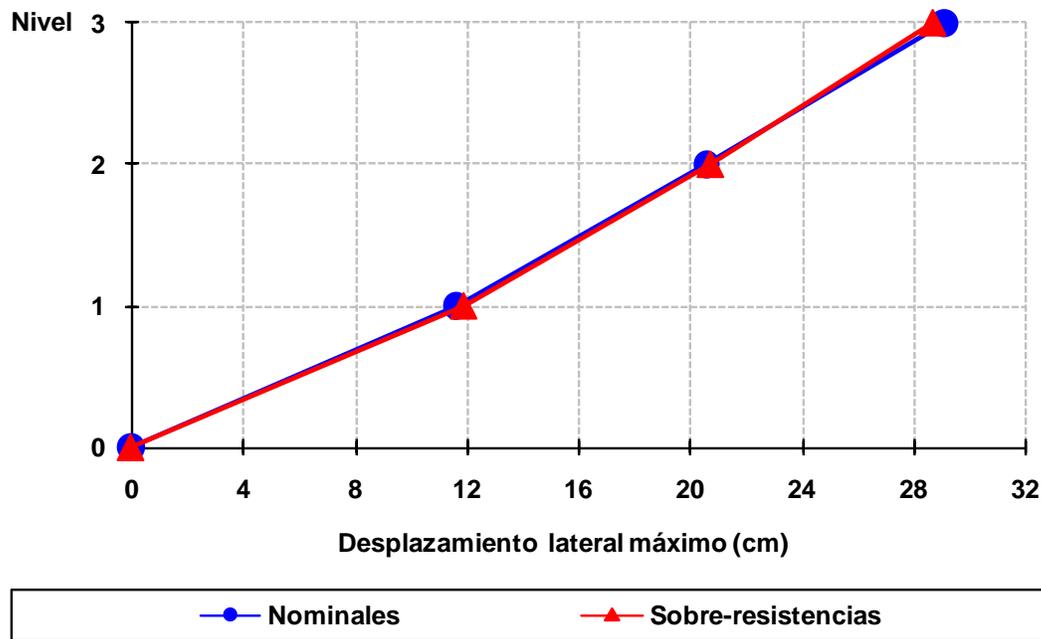


Fig 4.157 Desplazamientos laterales máximos del eje A, caso B2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

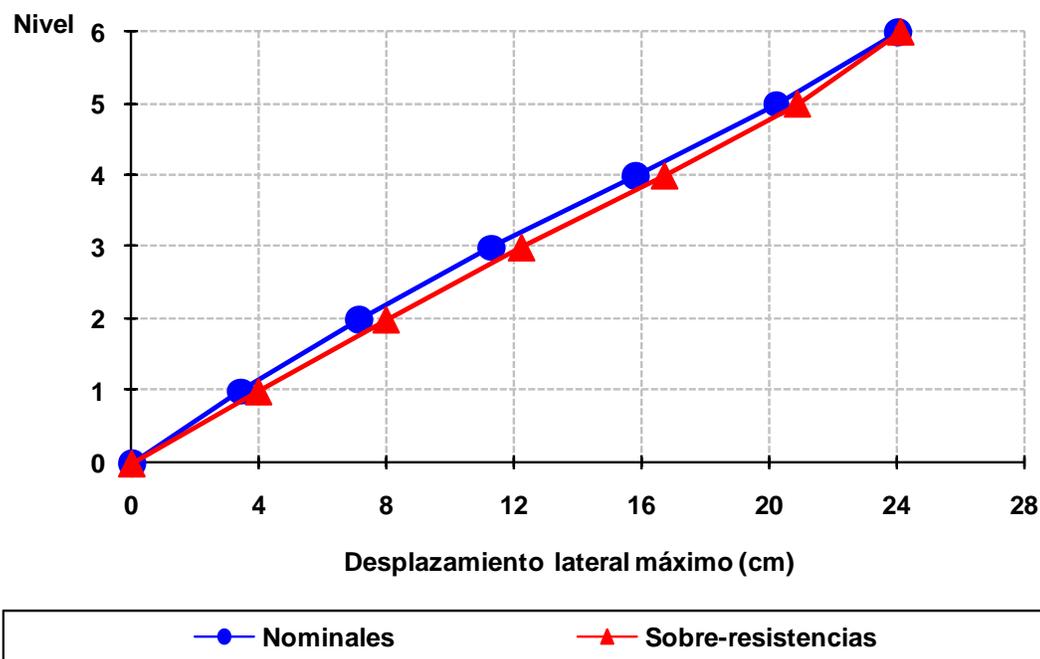


Fig 4.158 Desplazamientos laterales máximos del eje 2, caso C2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

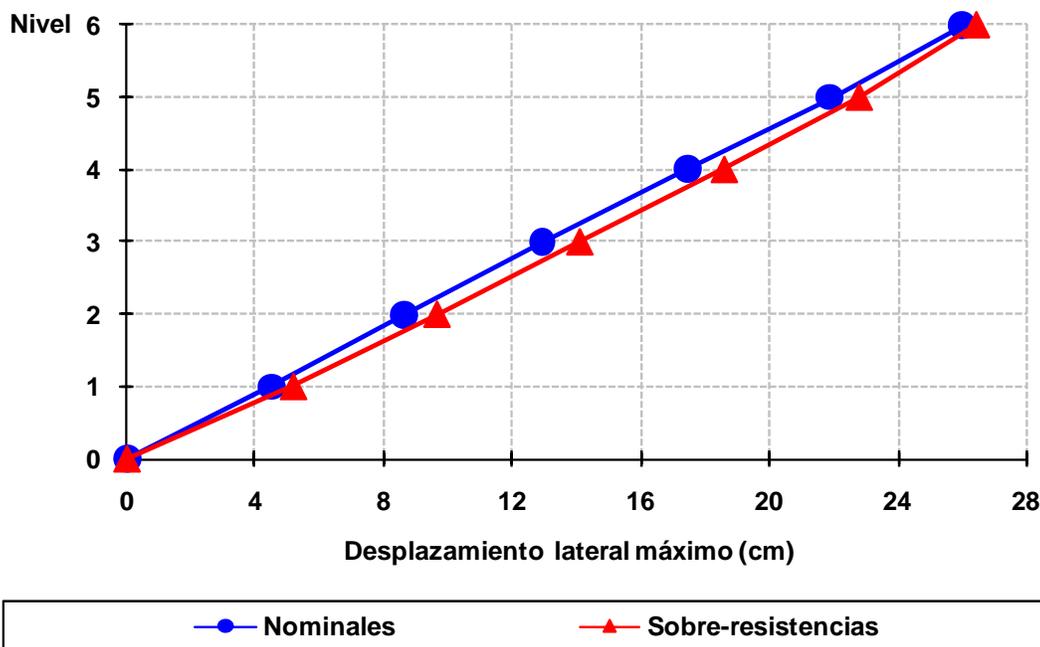


Fig 4.159 Desplazamientos laterales máximos del eje A, caso C2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

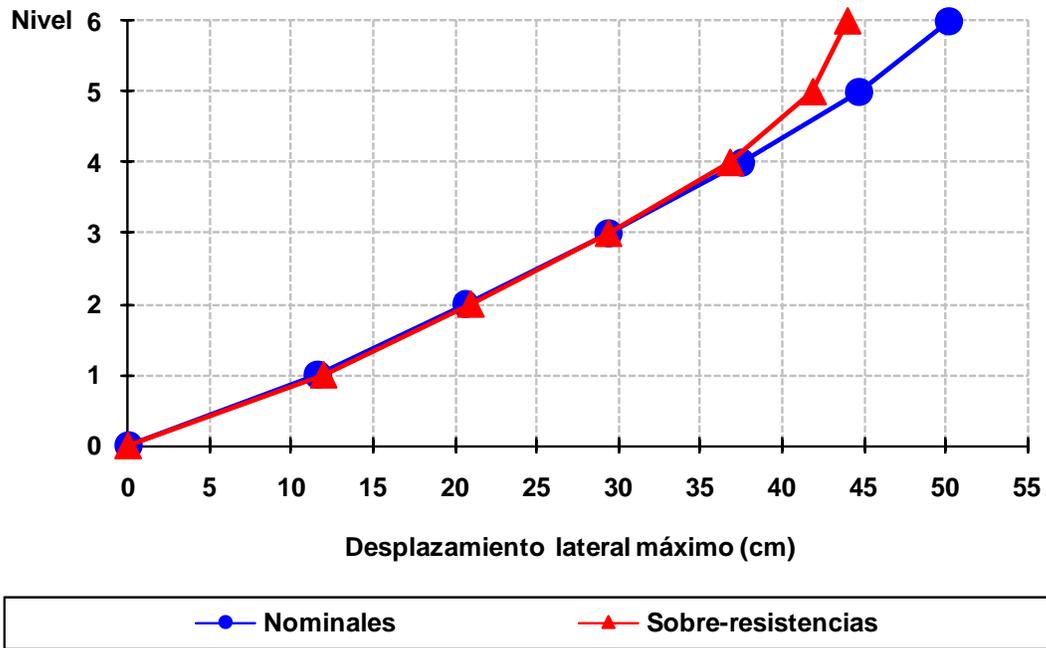


Fig 4.160 Desplazamientos laterales máximos del eje 2, caso D2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

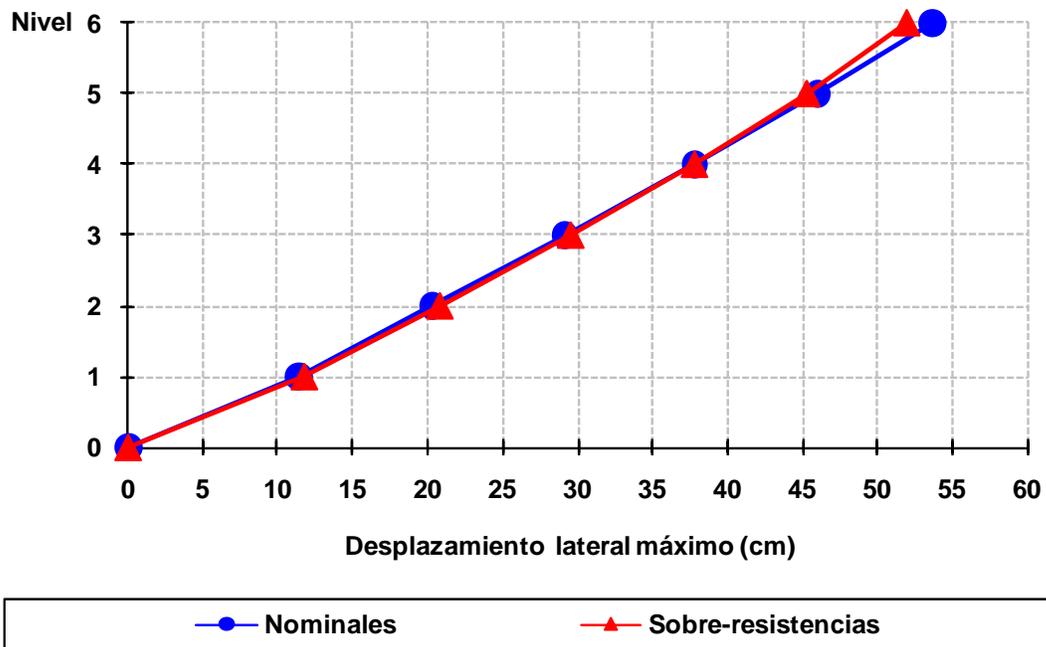


Fig 4.161 Desplazamientos laterales máximos del eje A, caso D2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

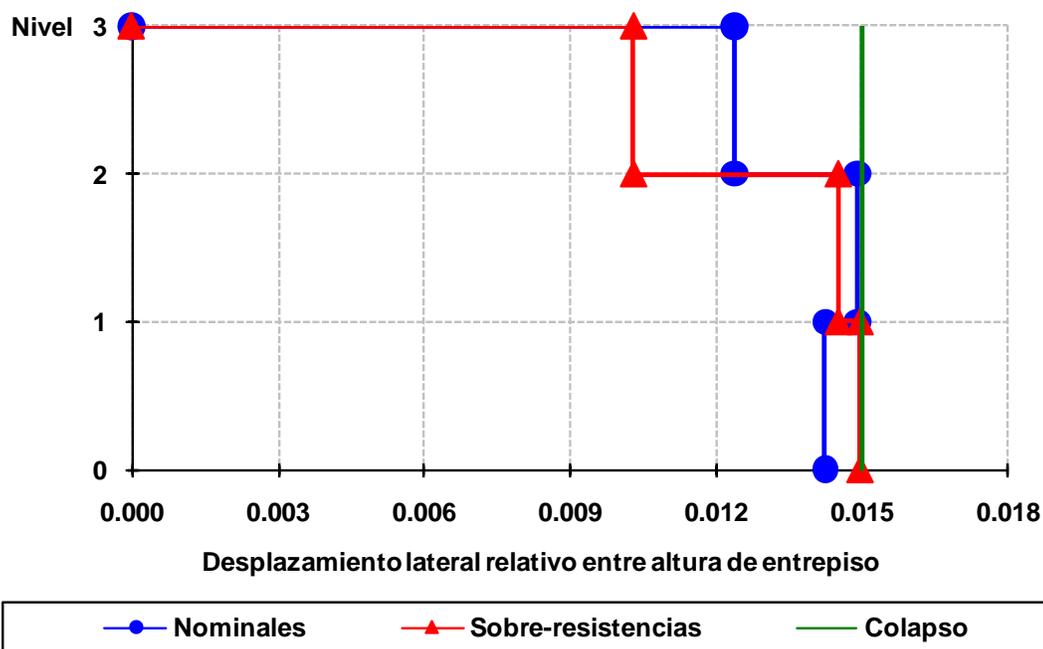


Fig 4.162 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje 2, caso A2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

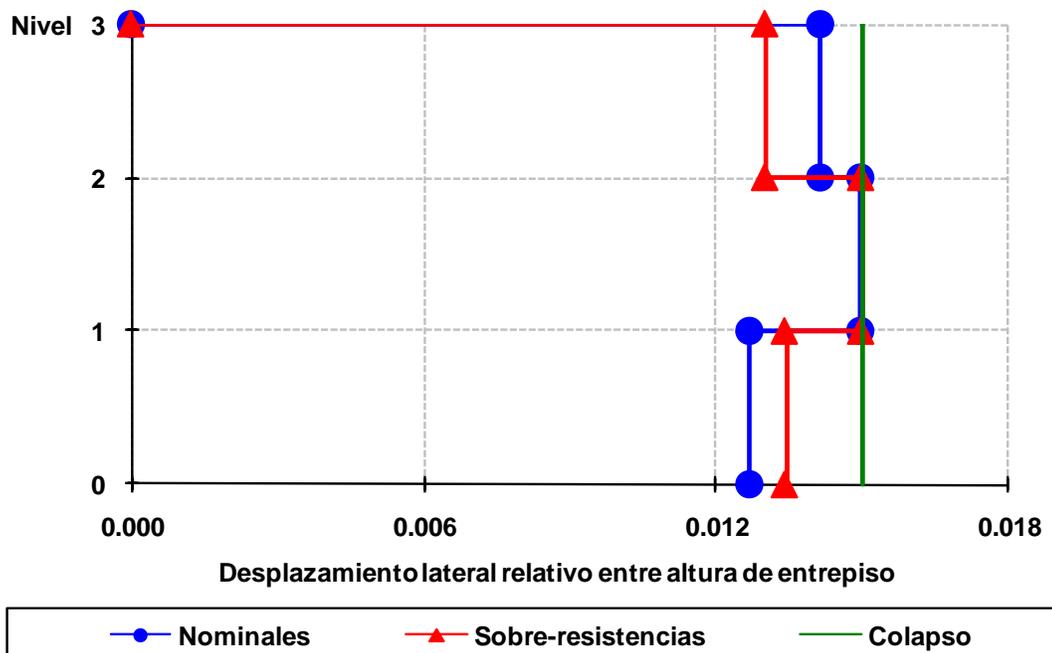


Fig 4.163 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A, caso A2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

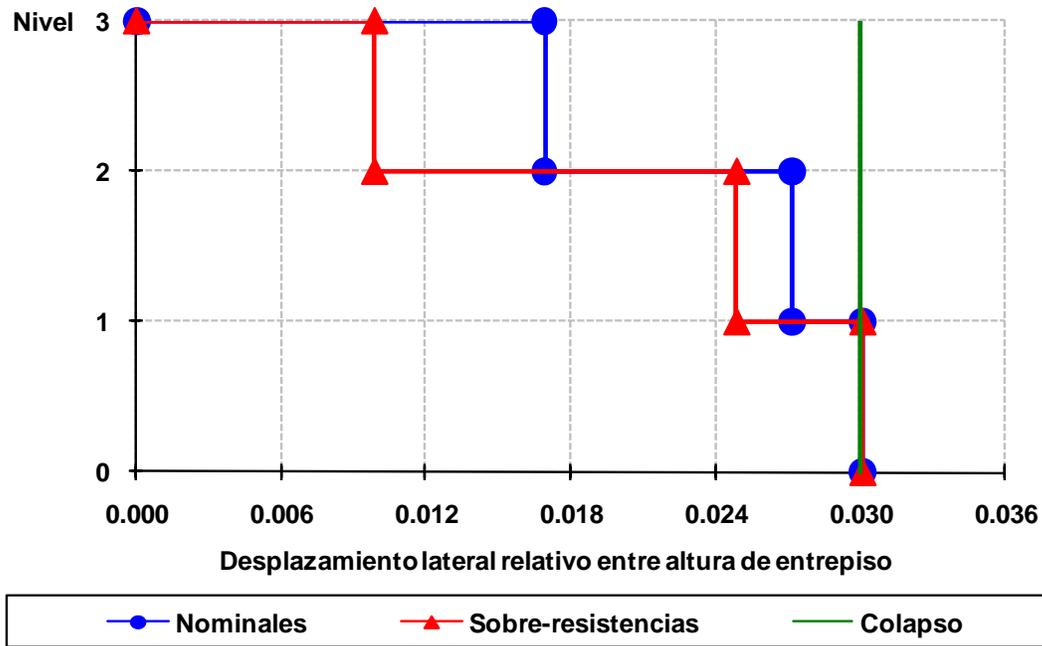


Fig 4.164 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje 2, caso B2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

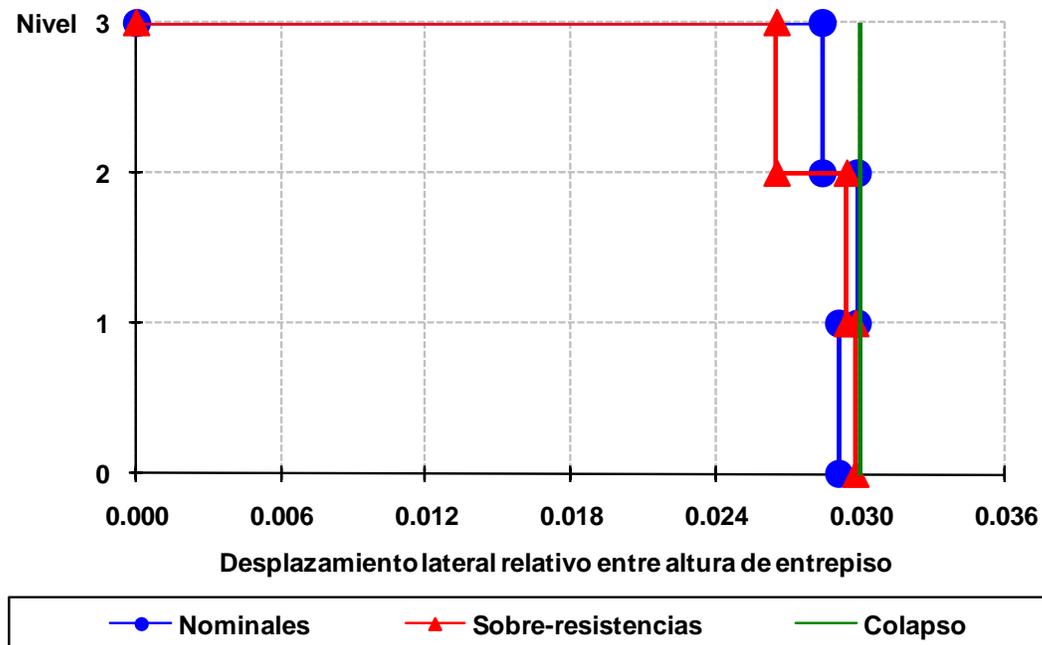


Fig 4.165 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A, caso B2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

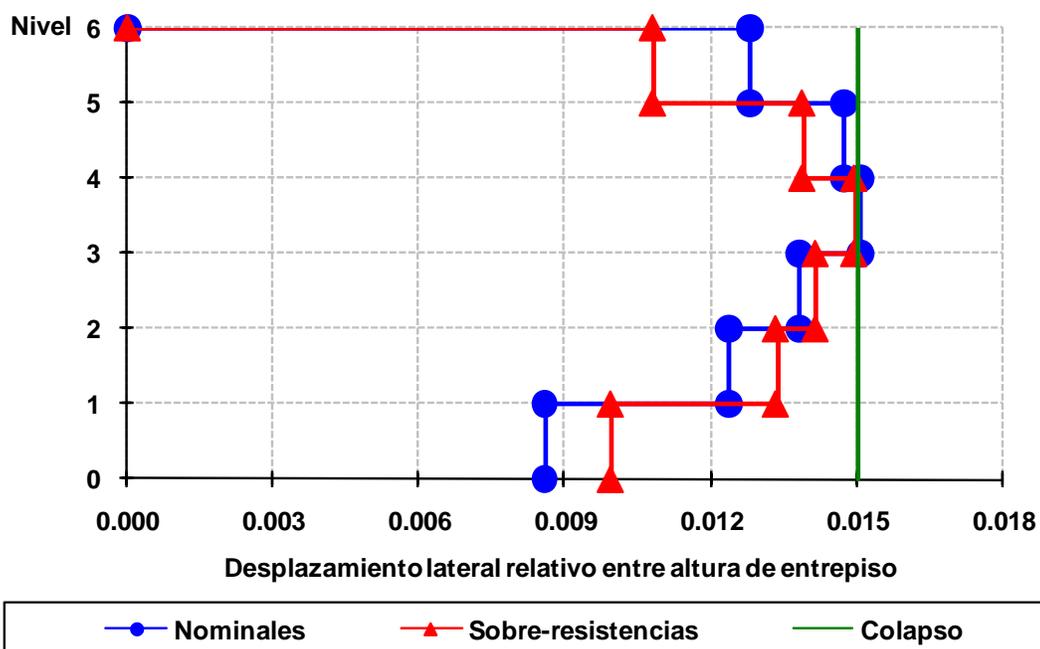


Fig 4.166 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje 2, caso C2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

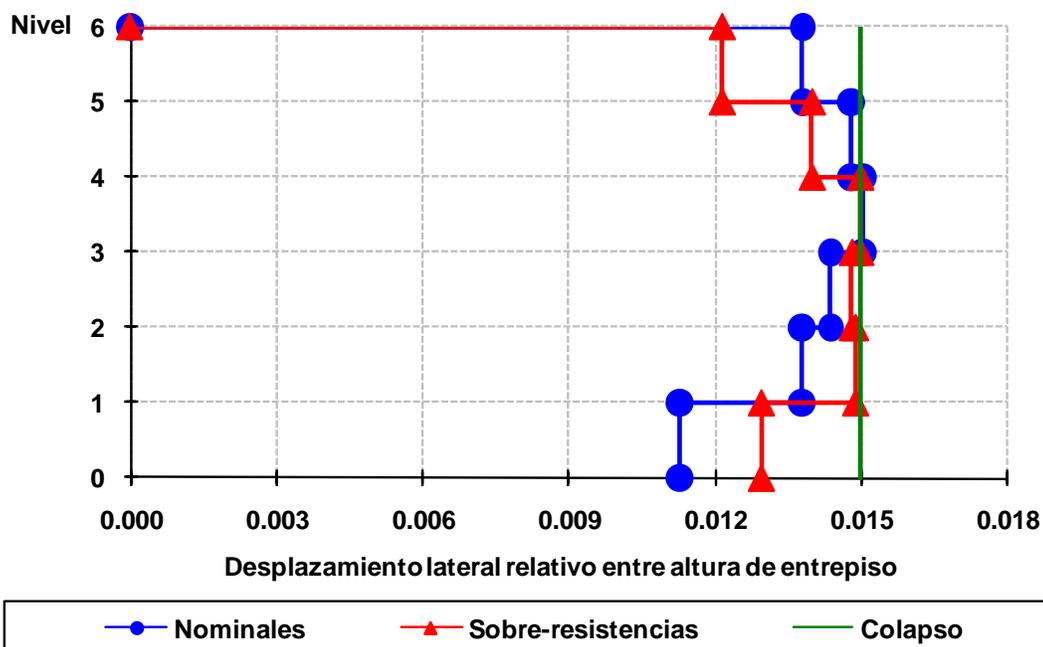


Fig 4.167 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A, caso C2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

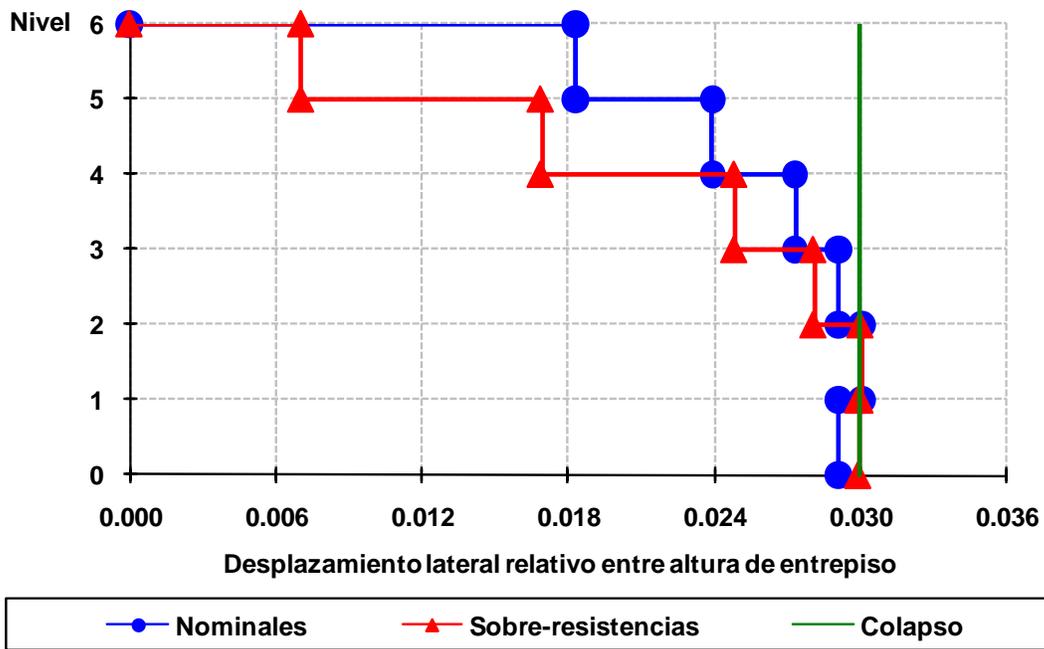


Fig 4.168 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje 2, caso D2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

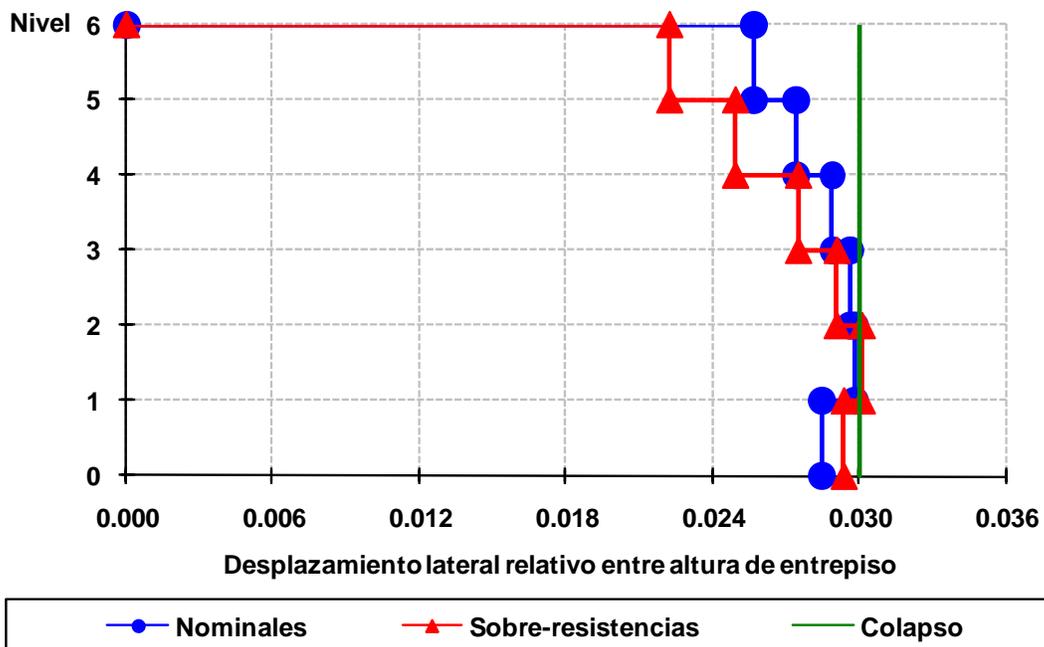


Fig 4.169 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje A, caso D2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

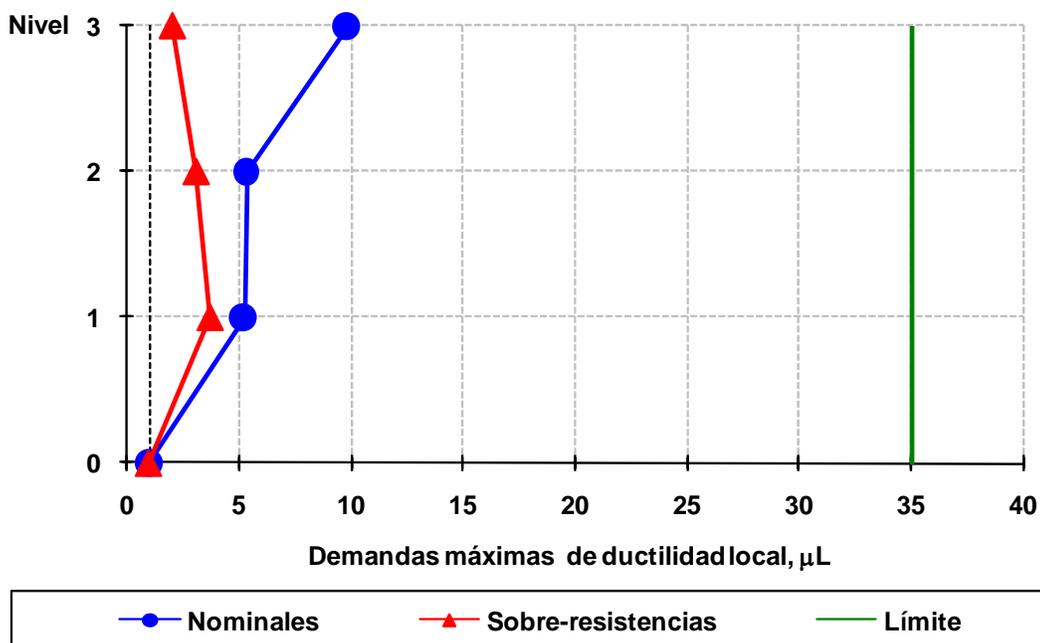


Fig 4.170 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje 2, caso A2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

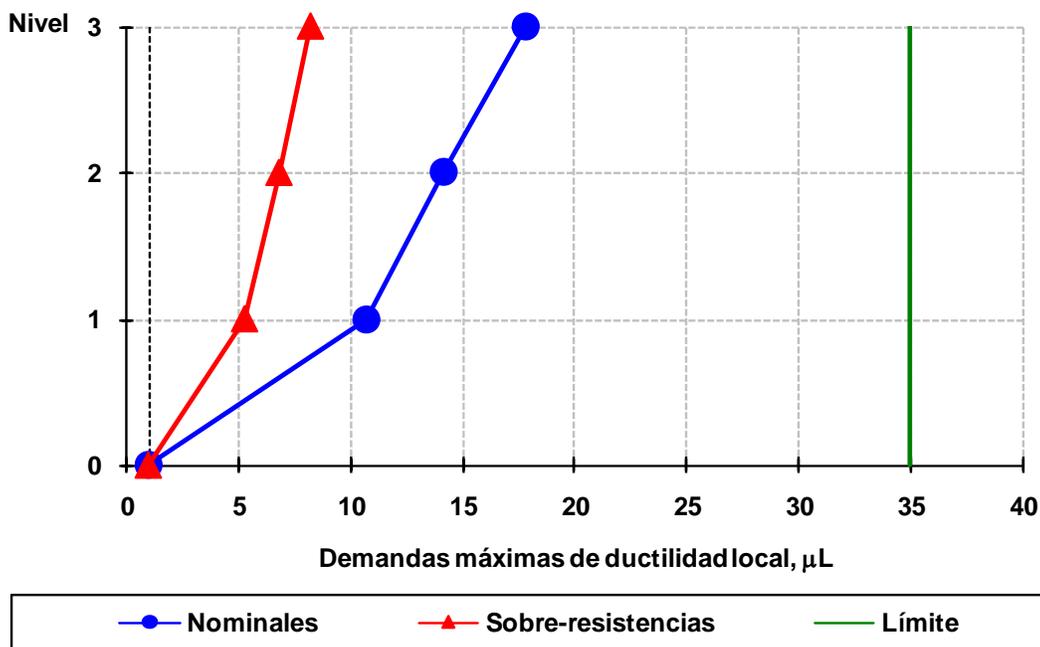


Fig 4.171 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje A, caso A2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

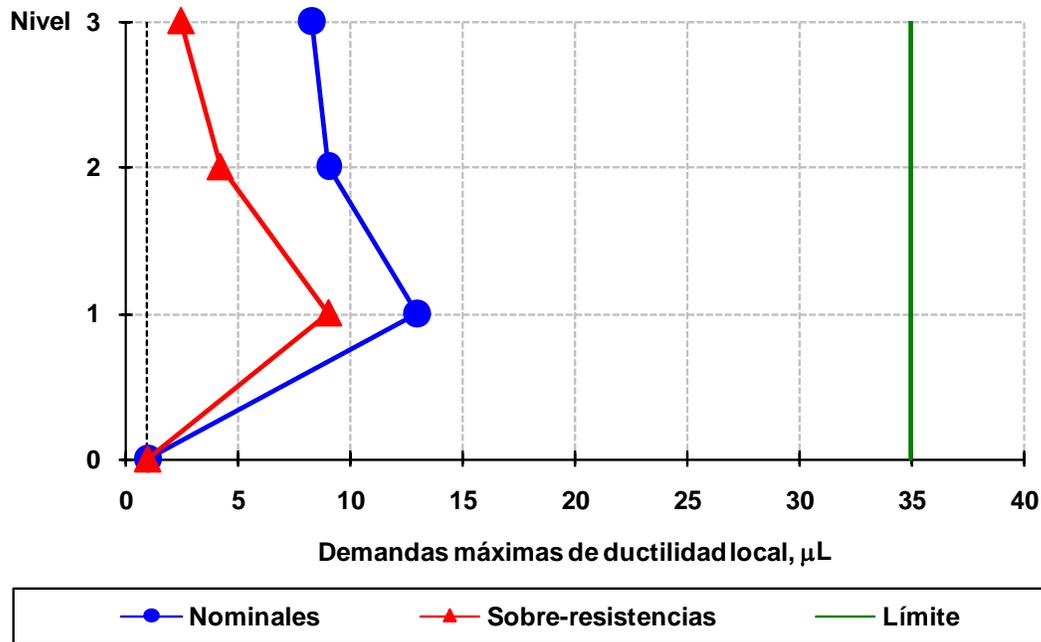


Fig 4.172 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje 2, caso B2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

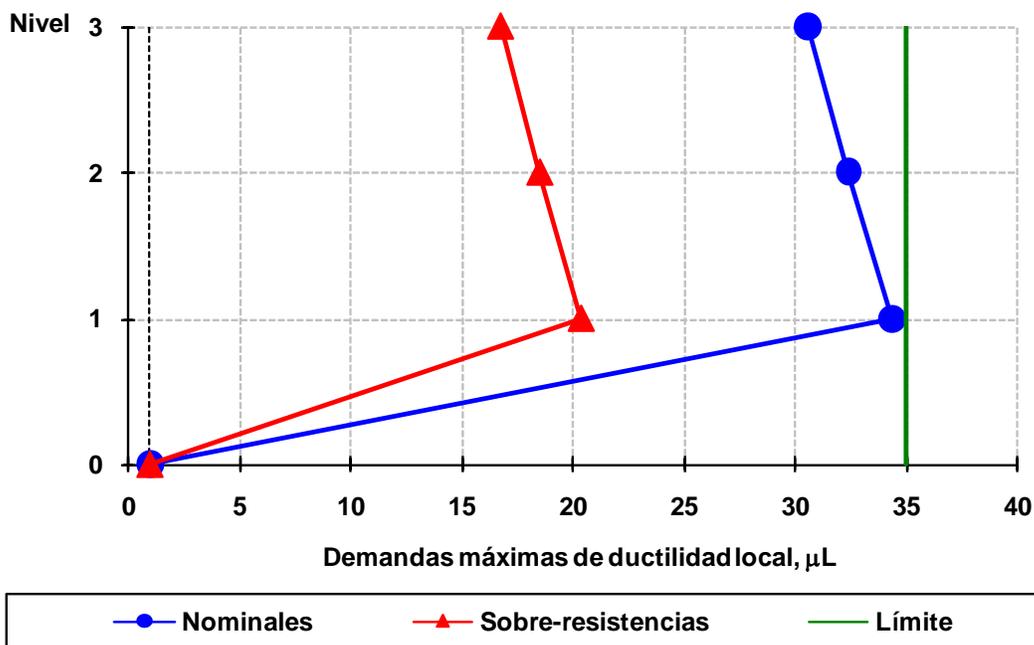


Fig 4.173 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje A, caso B2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

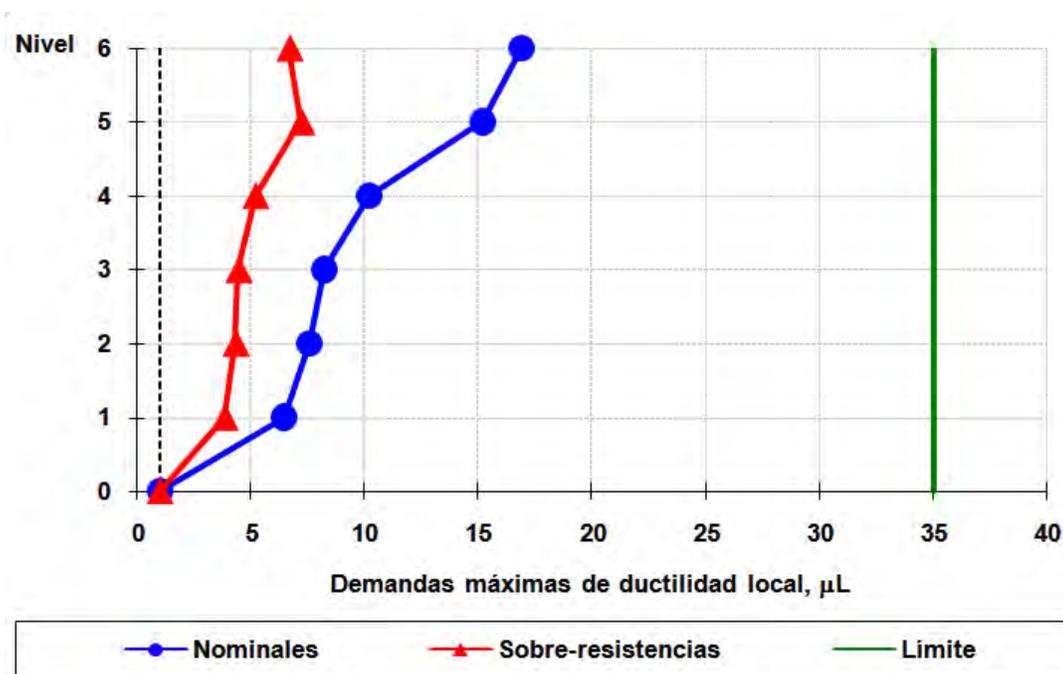


Fig 4.174 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje 2, caso C2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

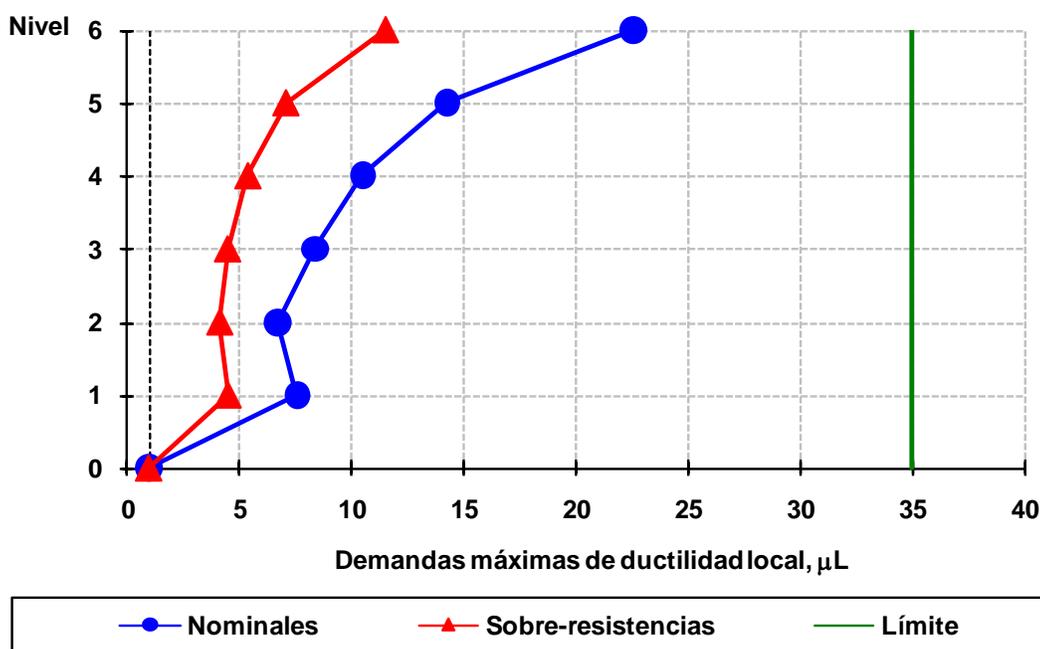


Fig 4.175 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje A, caso C2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

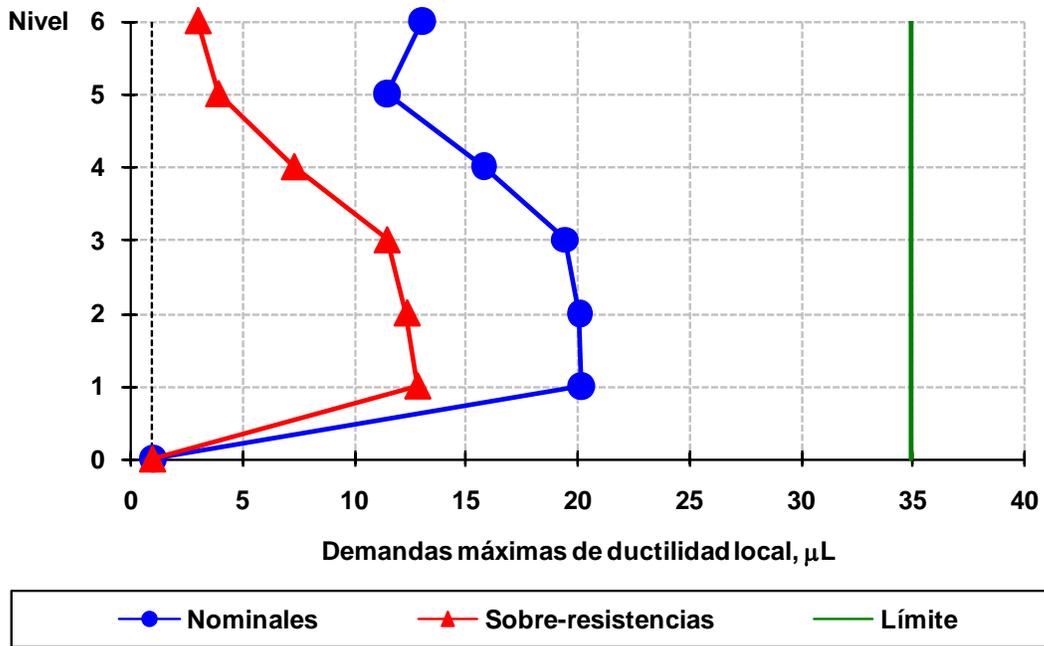


Fig 4.176 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje 2, caso D2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

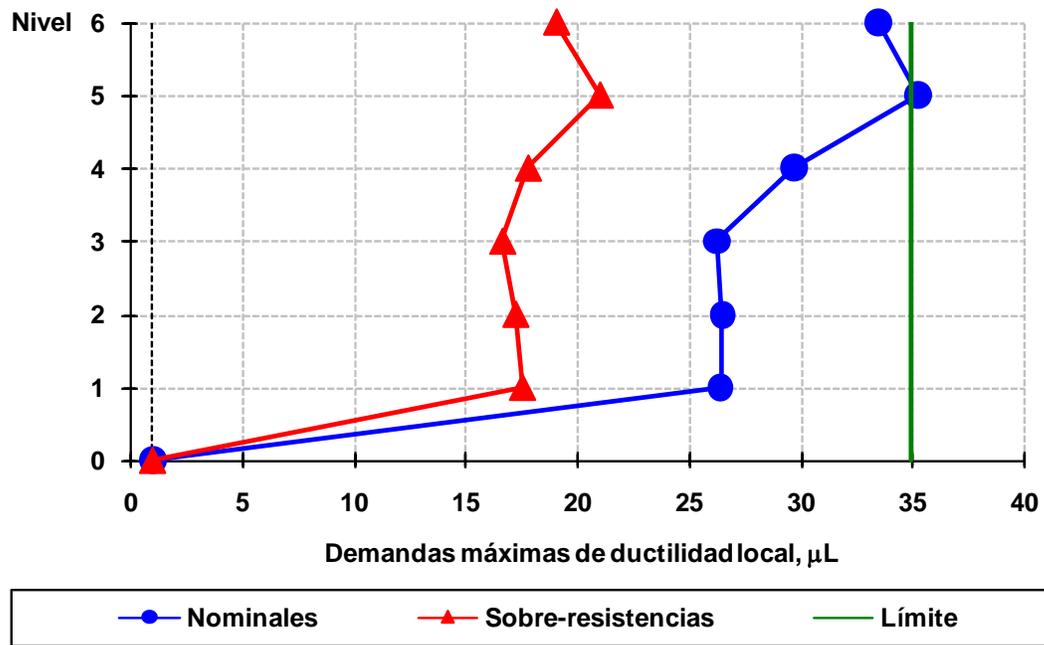


Fig 4.177 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje A, caso D2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

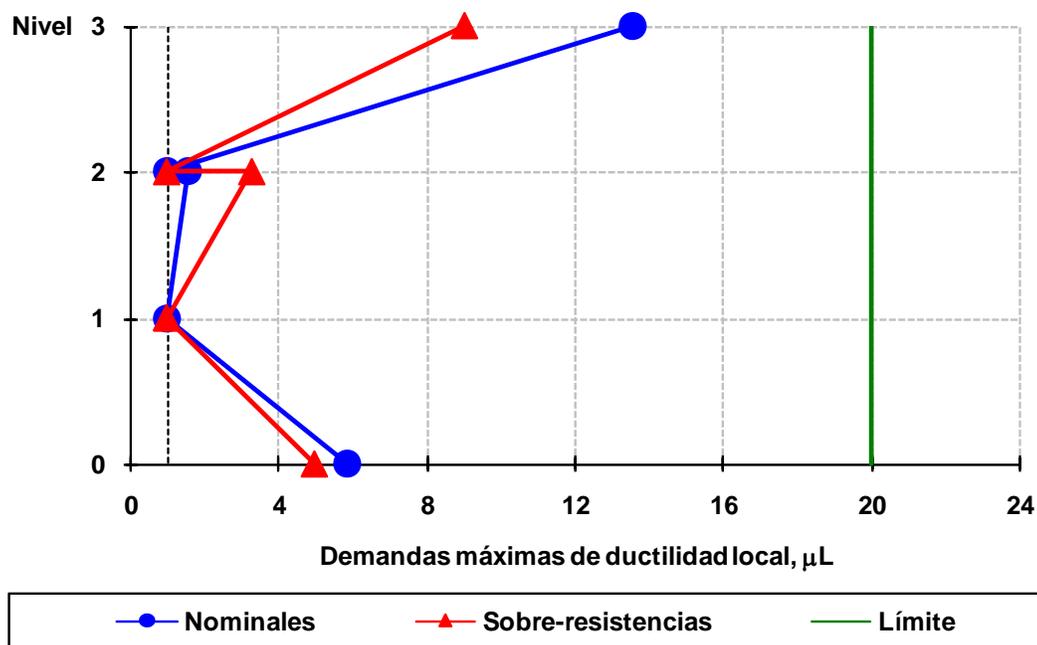


Fig 4.178 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas del eje 2, caso A2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

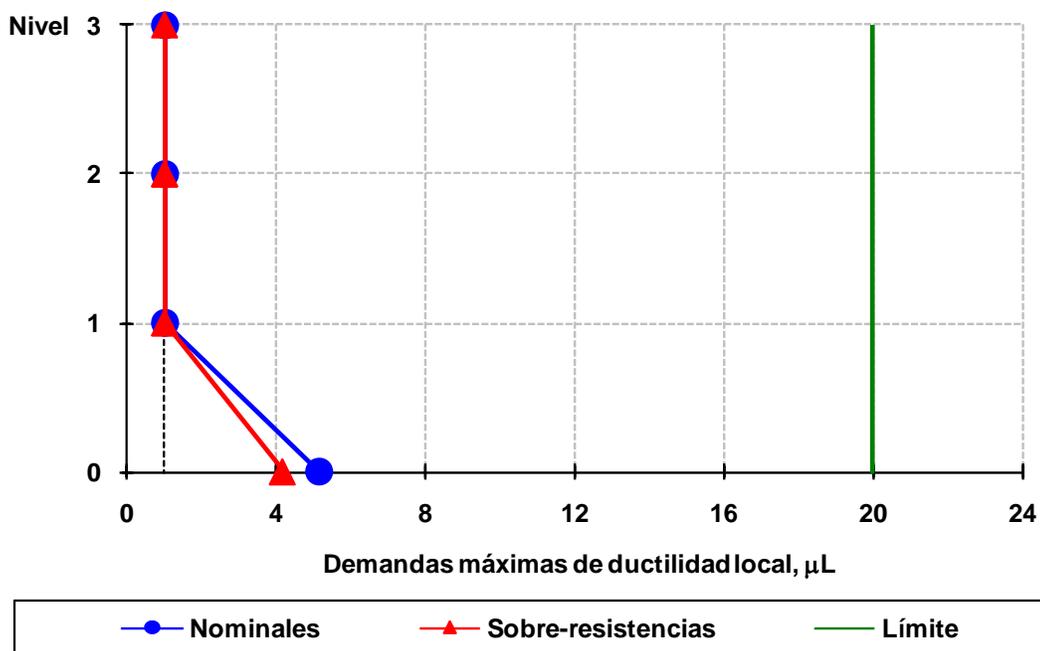


Fig 4.179 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas del eje A, caso A2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

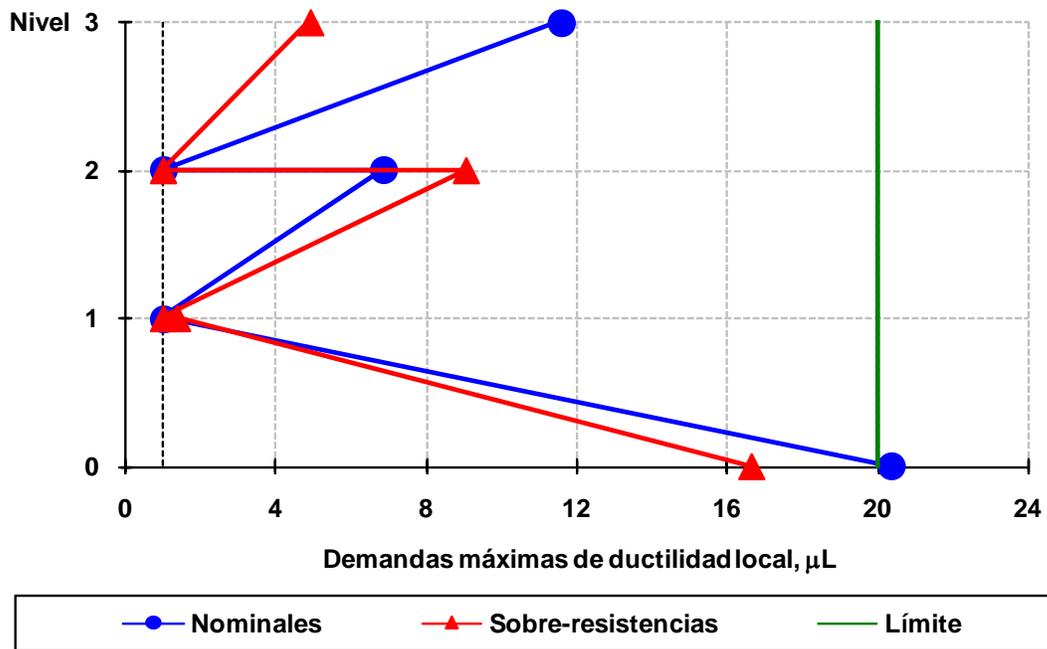


Fig 4.180 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas del eje 2, caso B2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

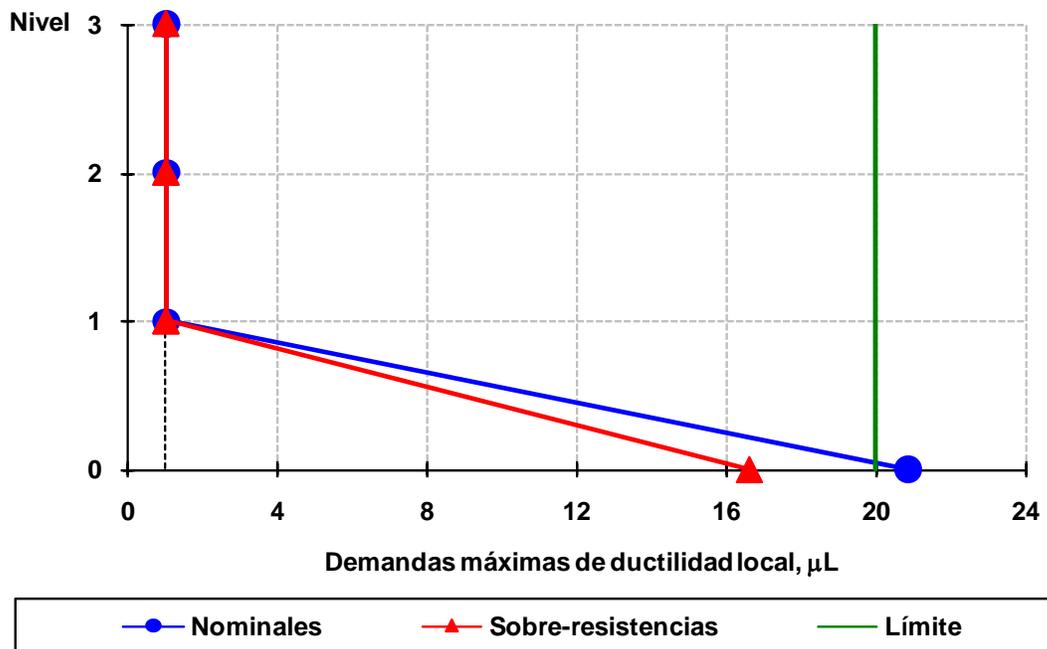


Fig 4.181 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas del eje A, caso B2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

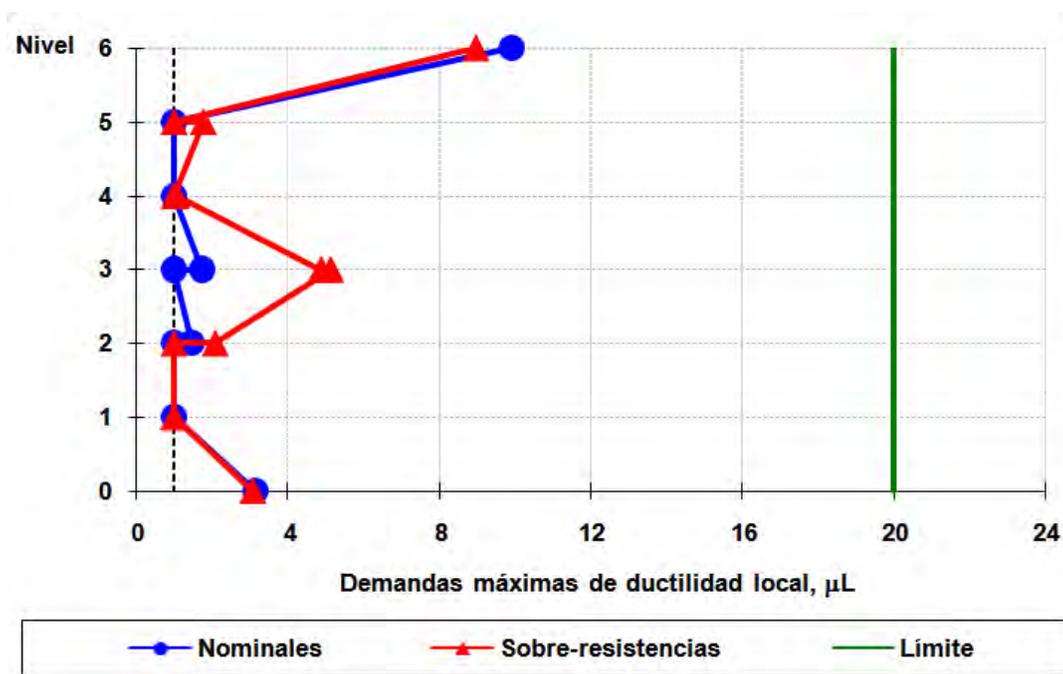


Fig 4.182 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas del eje 2, caso C2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

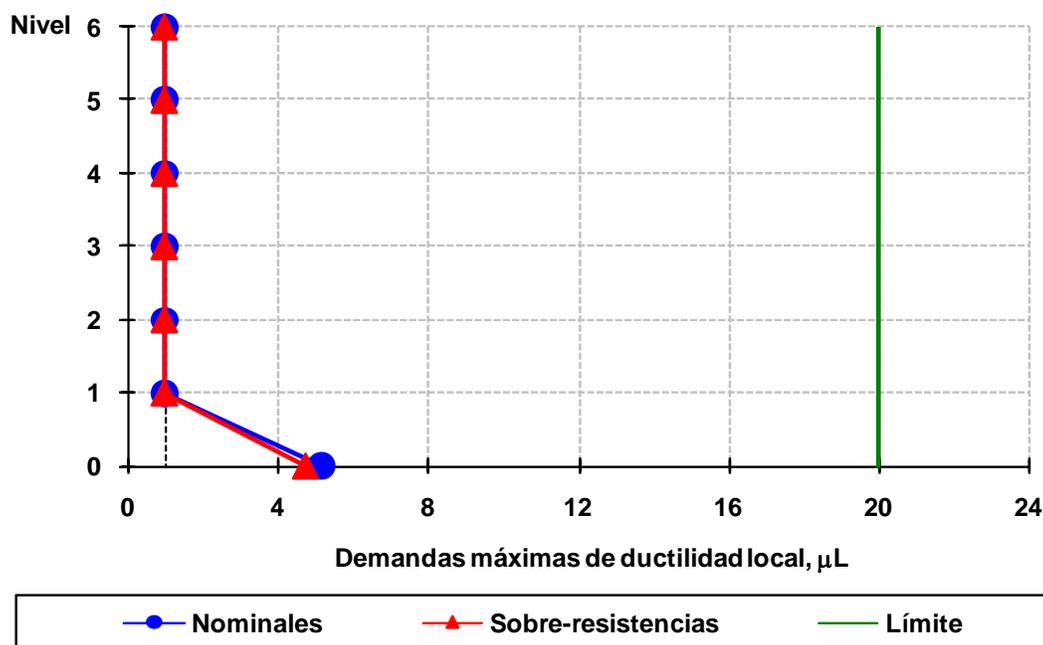


Fig 4.183 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas del eje A, caso C2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

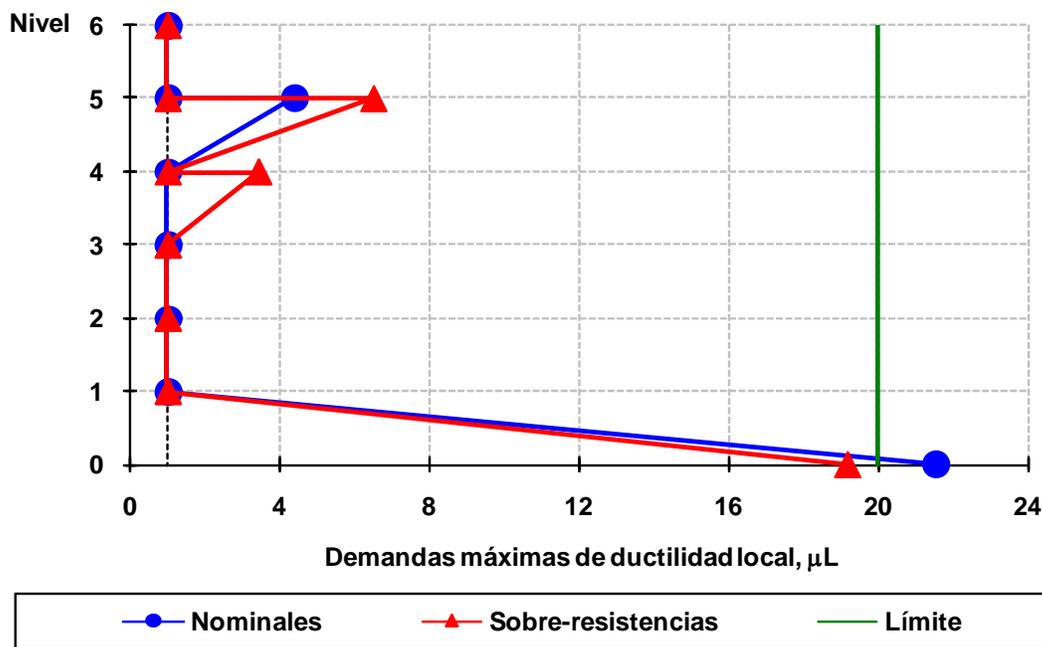


Fig 4.184 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas del eje 2, caso D2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

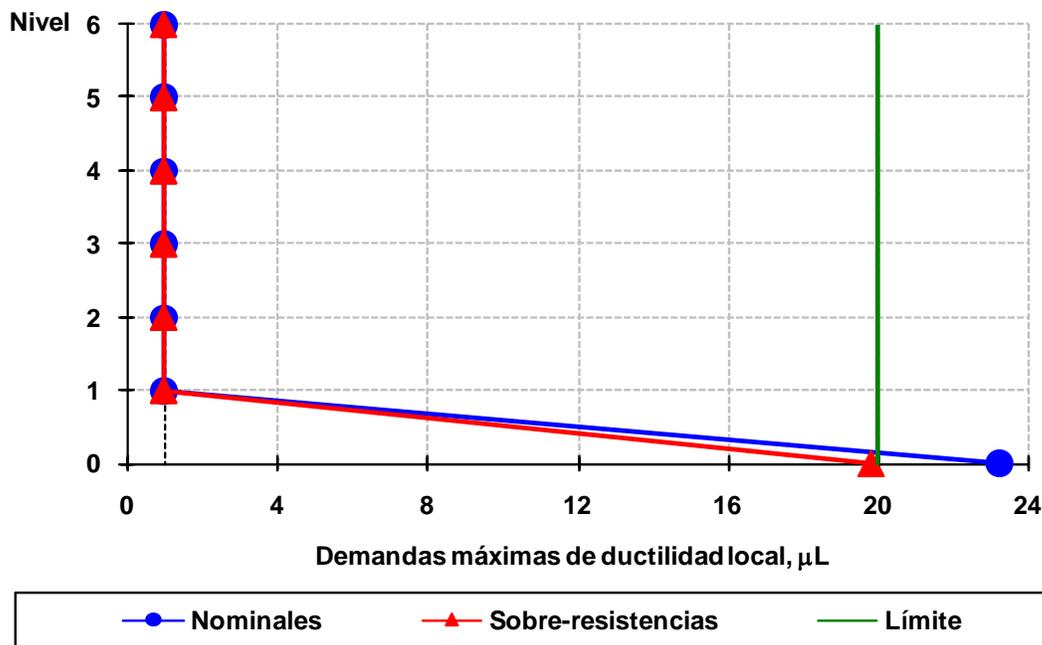


Fig 4.185 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas del eje A, caso D2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

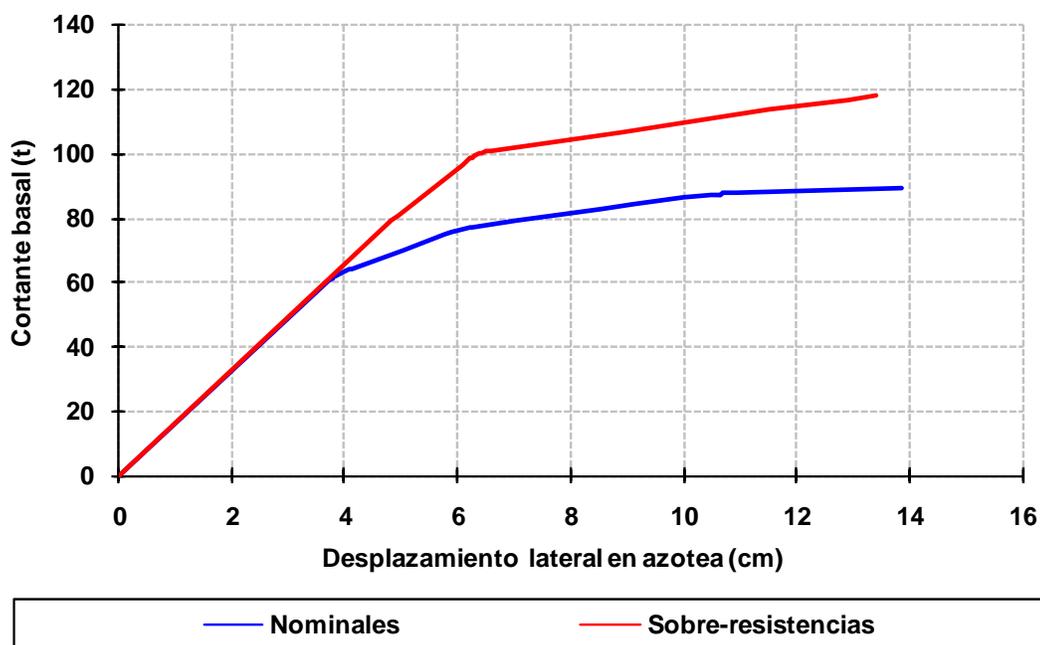


Fig 4.186 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal en azotea, eje 2, caso A2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

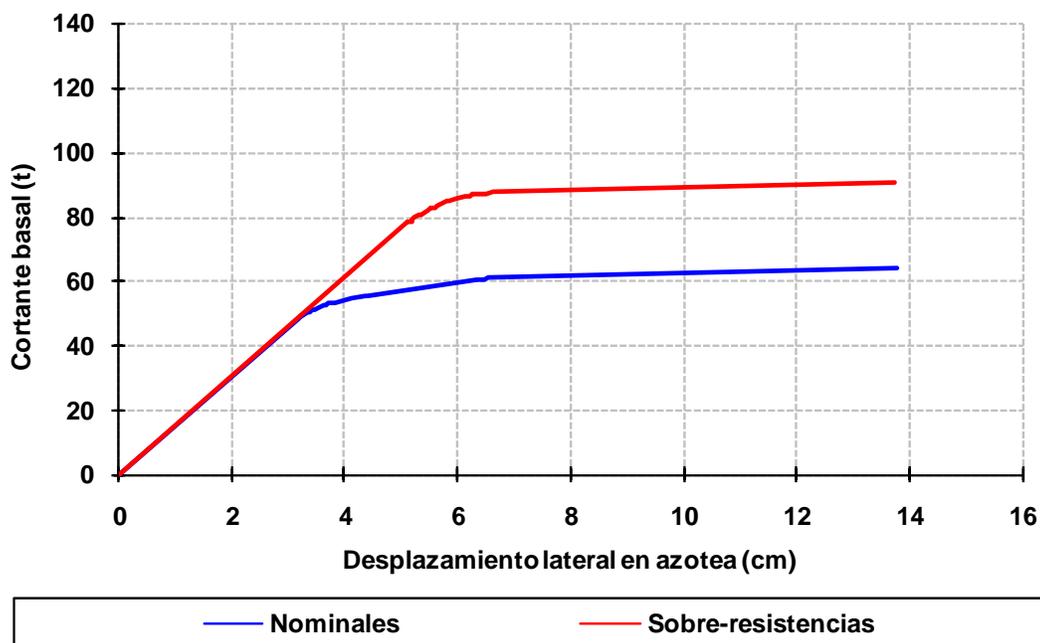


Fig 4.187 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal en azotea, eje A, caso A2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

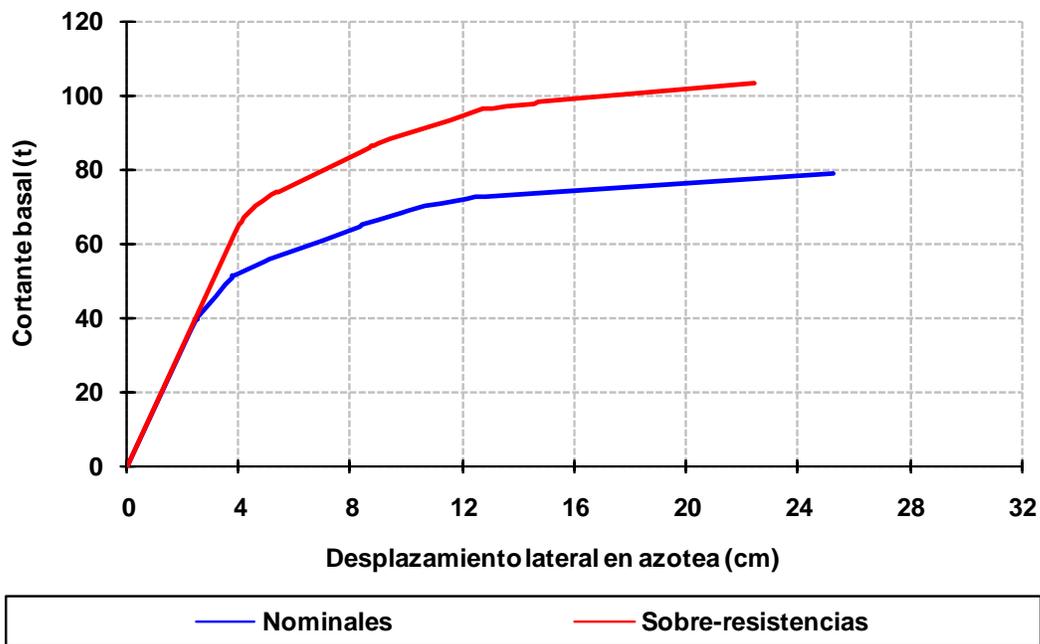


Fig 4.188 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal en azotea, eje 2, caso B2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

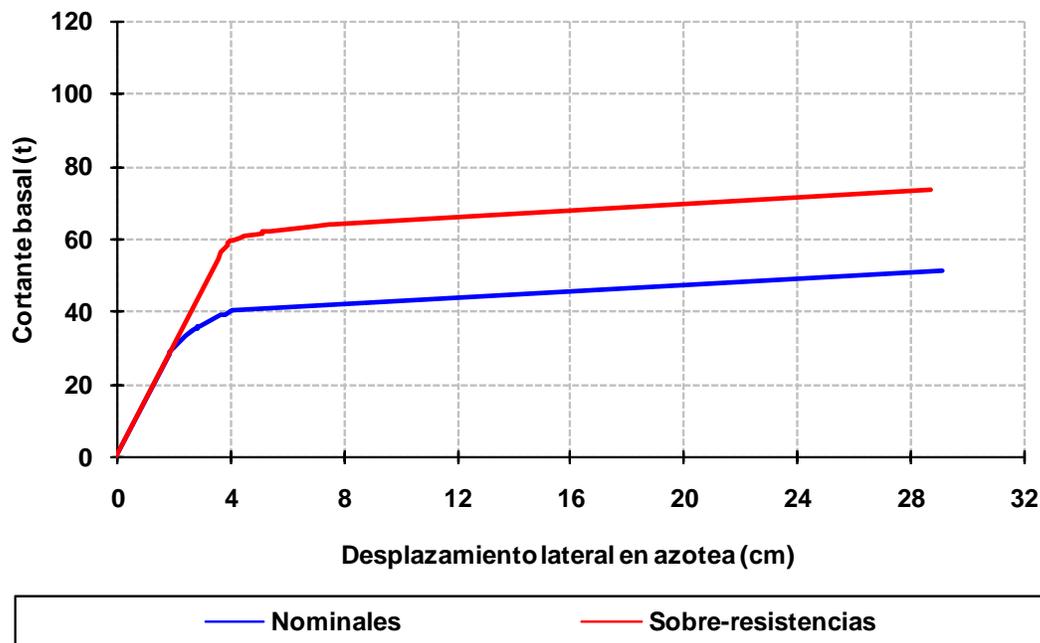


Fig 4.189 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal en azotea, eje A, caso B2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

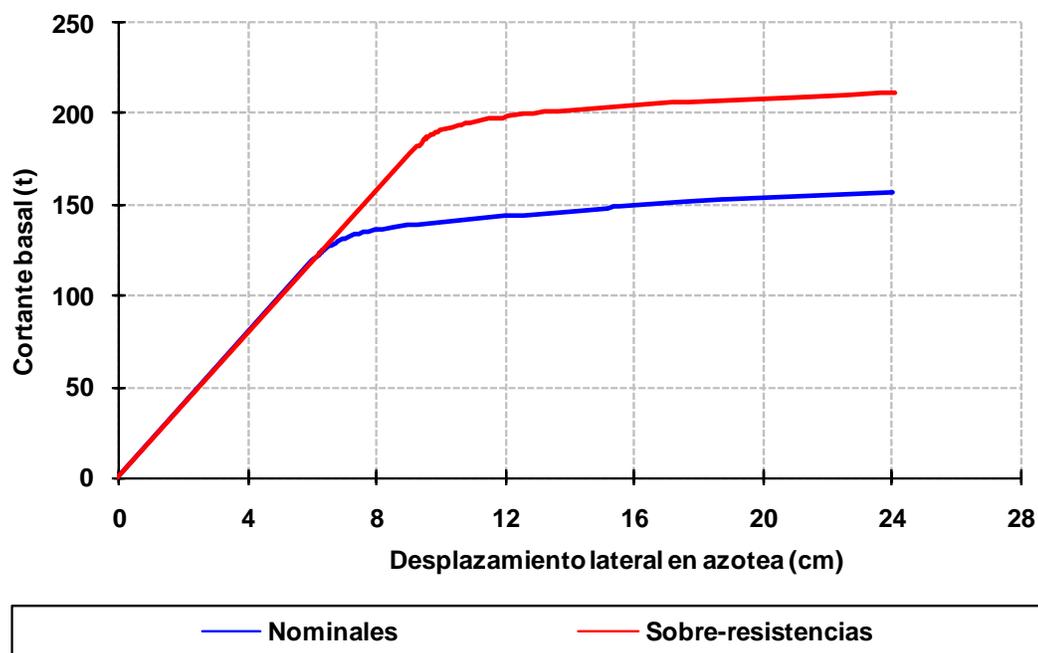


Fig 4.190 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal en azotea, eje 2, caso C2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

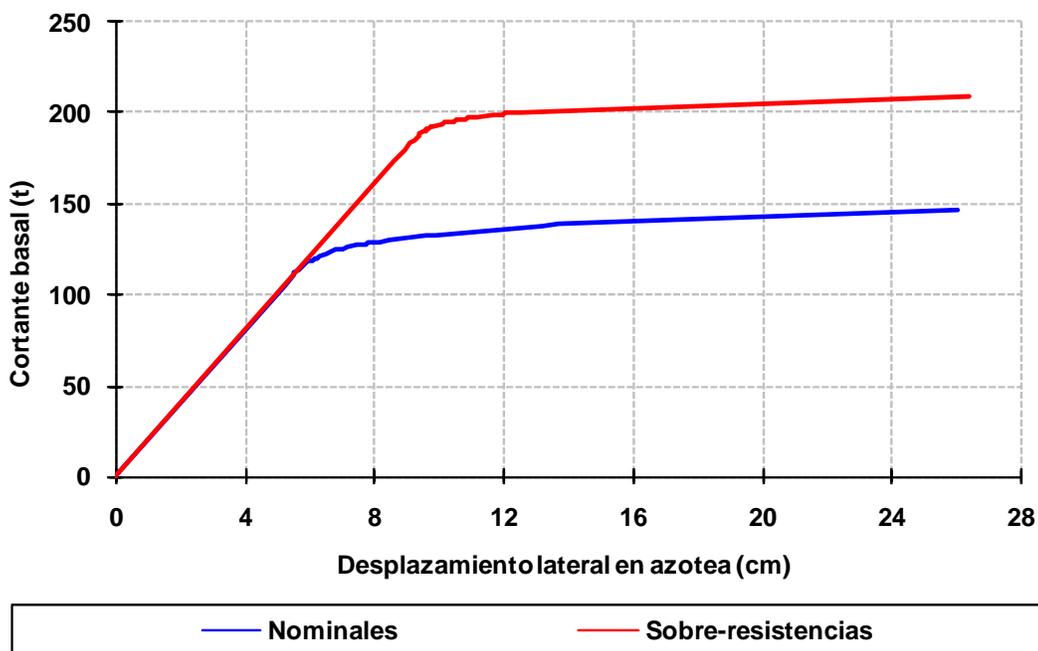


Fig 4.191 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal en azotea, eje A, caso C2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

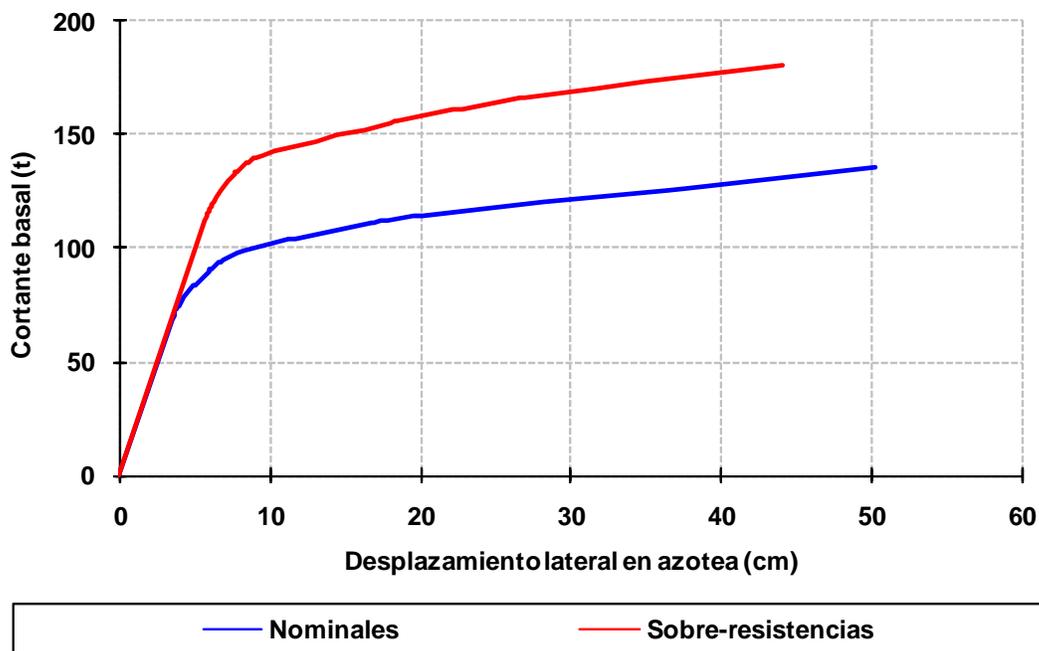


Fig 4.192 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal en azotea, eje 2, caso D2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

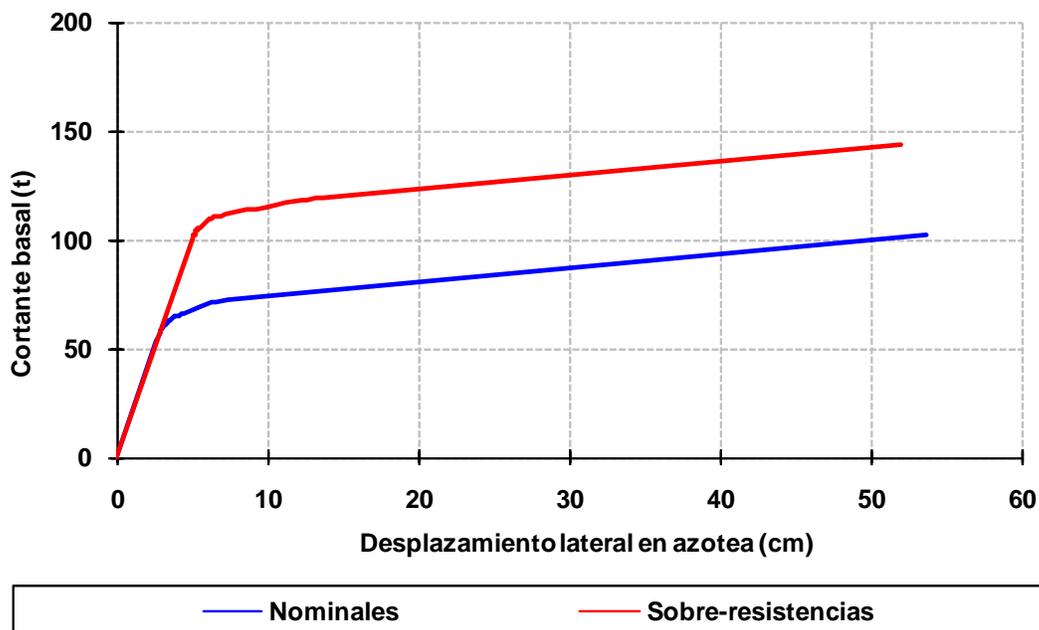


Fig 4.193 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento horizontal en azotea, eje A, caso D2, análisis Push-over (sin y con sobre-resistencias), perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, diseño Apéndice A, NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

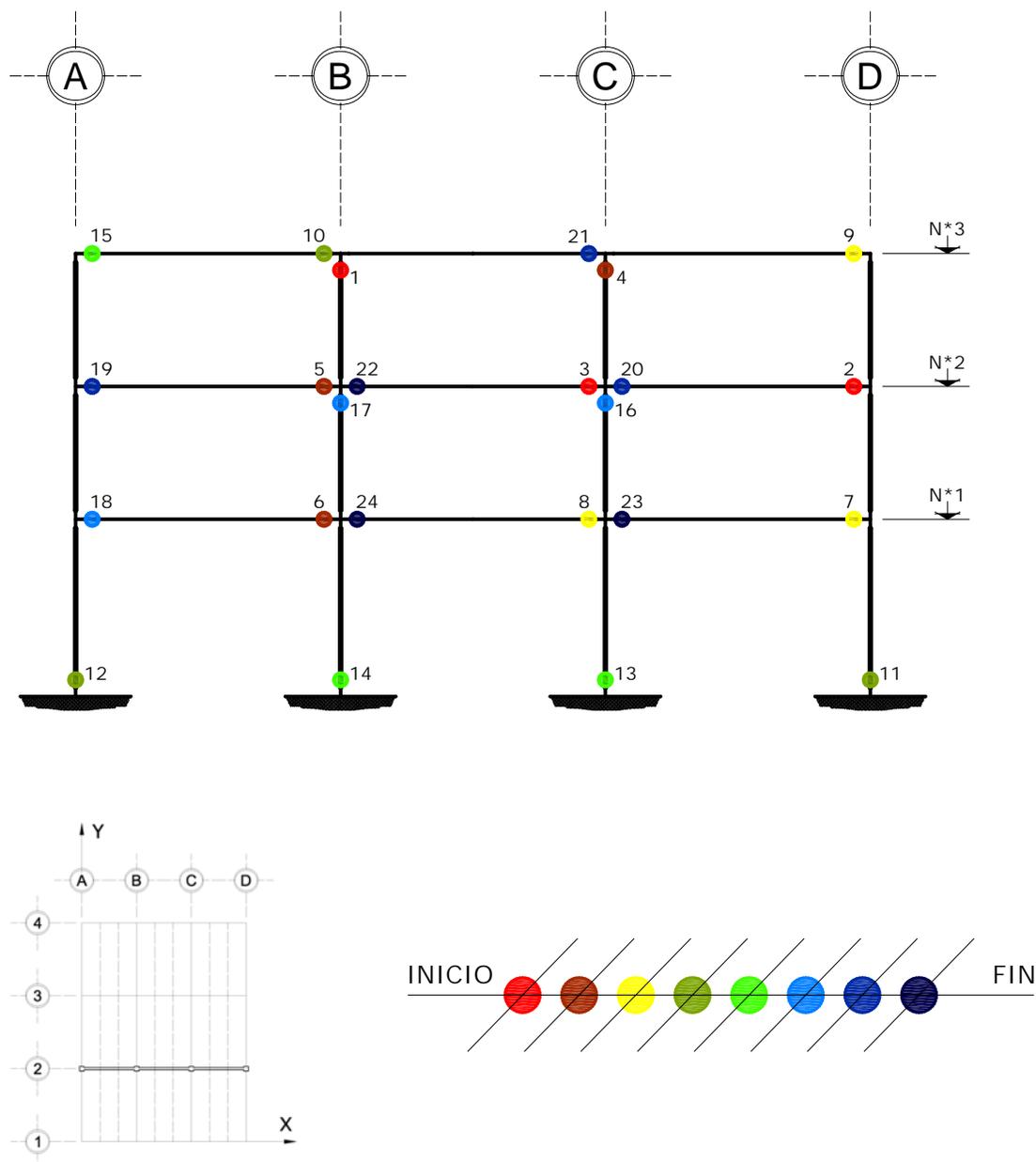


Fig 4.194 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis Push-over, resistencias nominales, edificio de 3 niveles, eje 2, caso A2

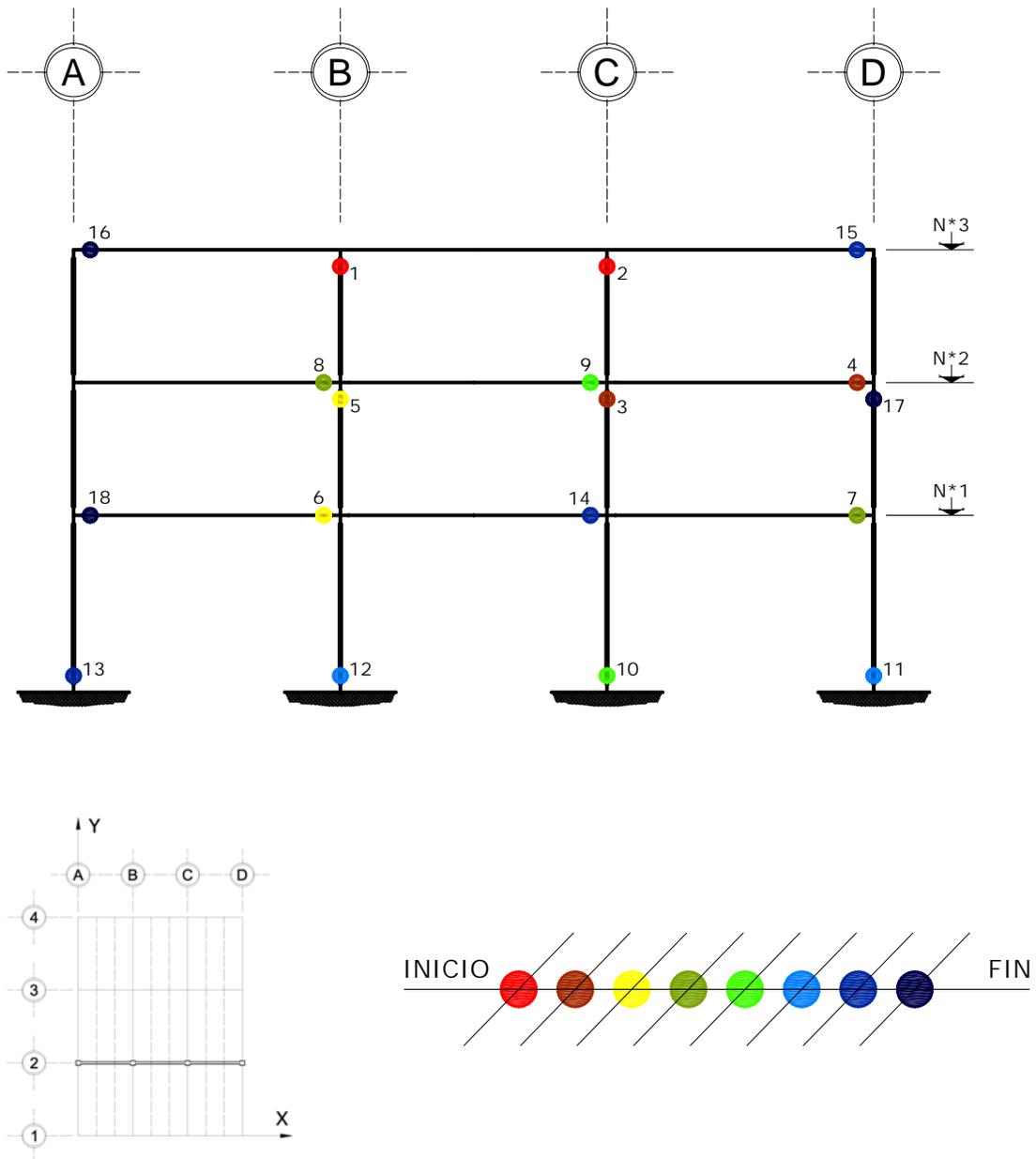


Fig 4.195 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis Push-over, con sobre-resistencias, edificio de 3 niveles, eje 2, caso A2

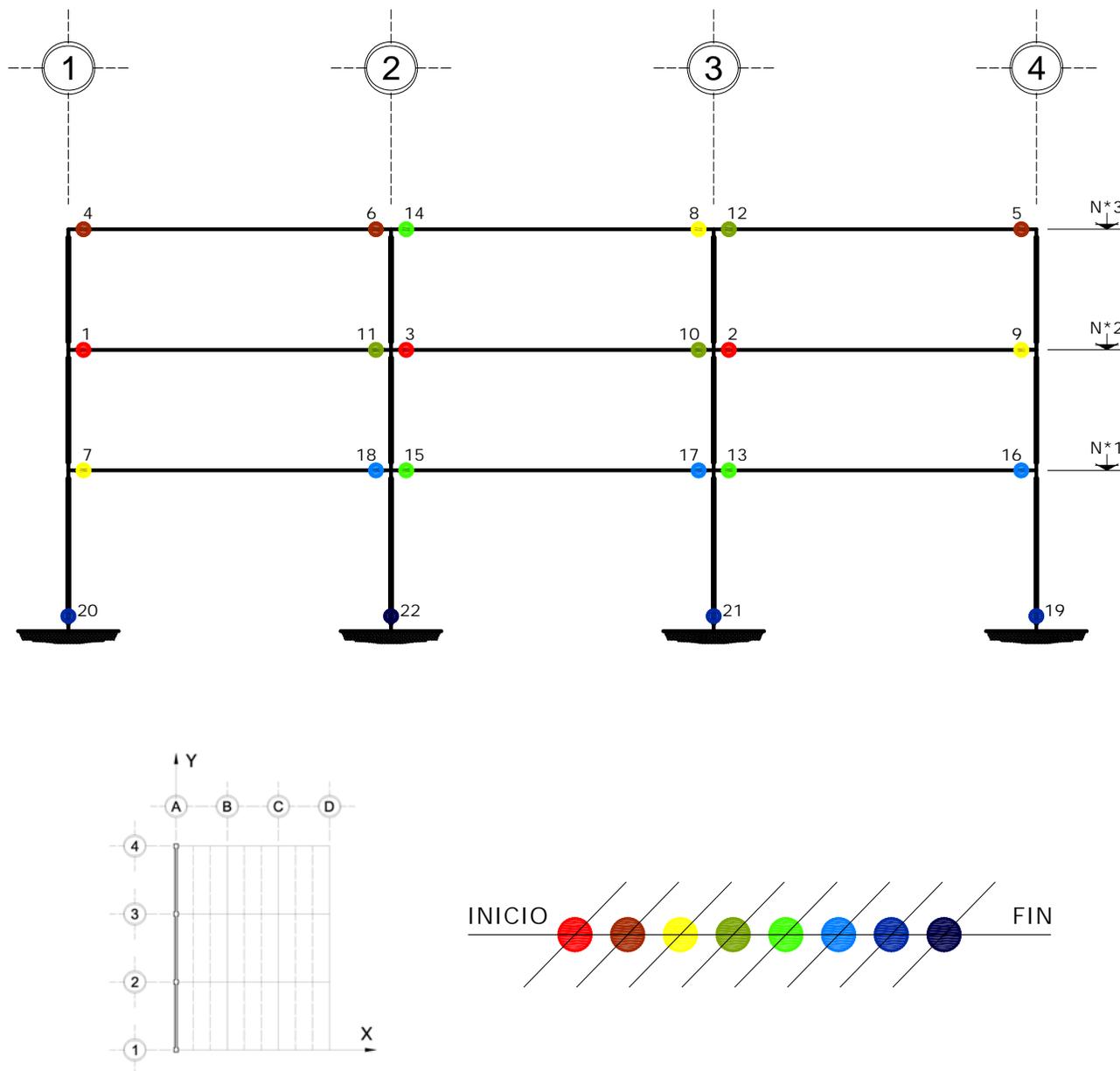


Fig 4.196 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis Push-over, resistencias nominales, edificio de 3 niveles, eje A, caso A2

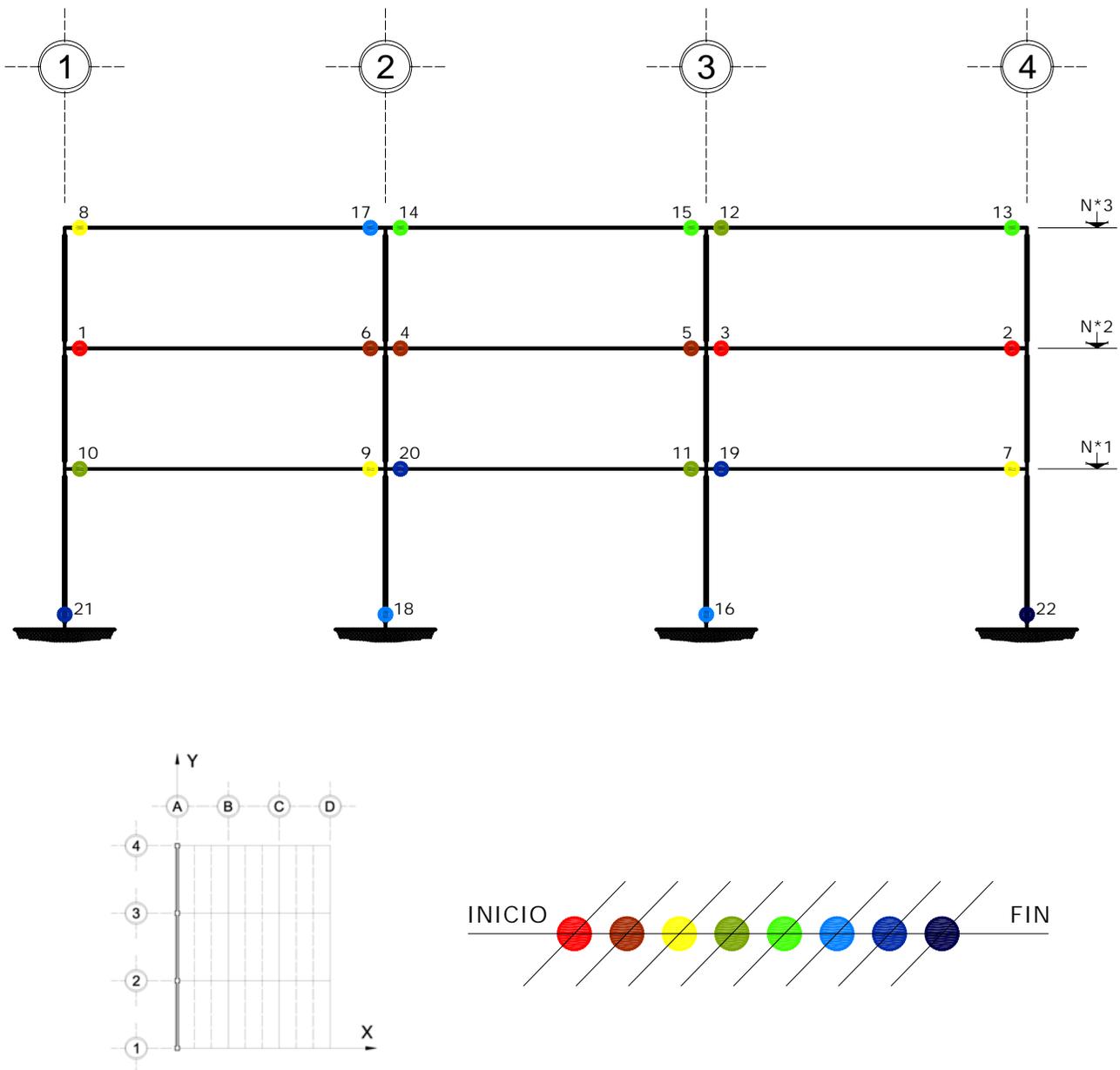


Fig 4.197 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis Push-over, con sobre-resistencias, edificio de 3 niveles, eje A, caso A2

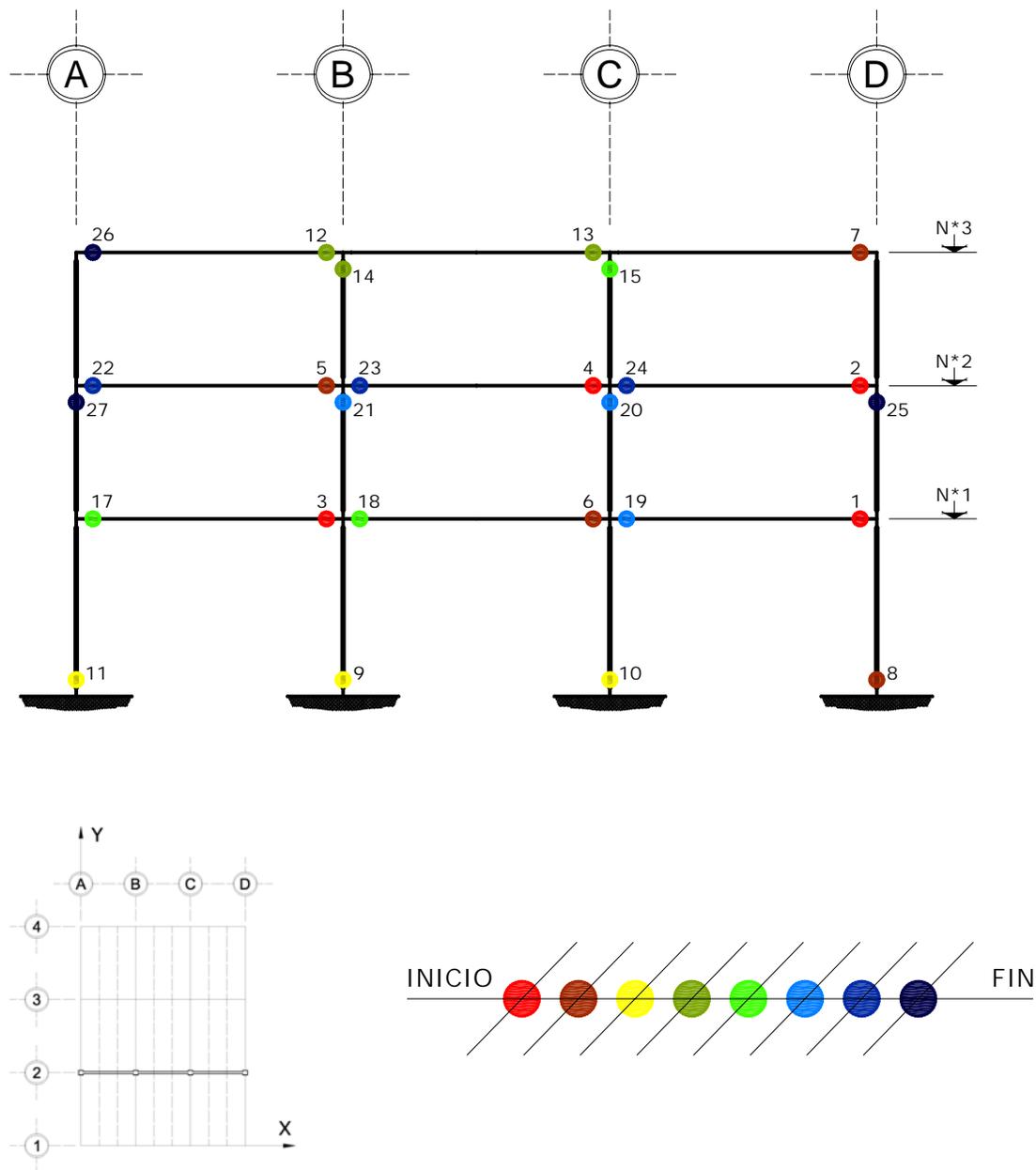


Fig 4.198 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis Push-over, resistencias nominales, edificio de 3 niveles, eje 2, caso B2

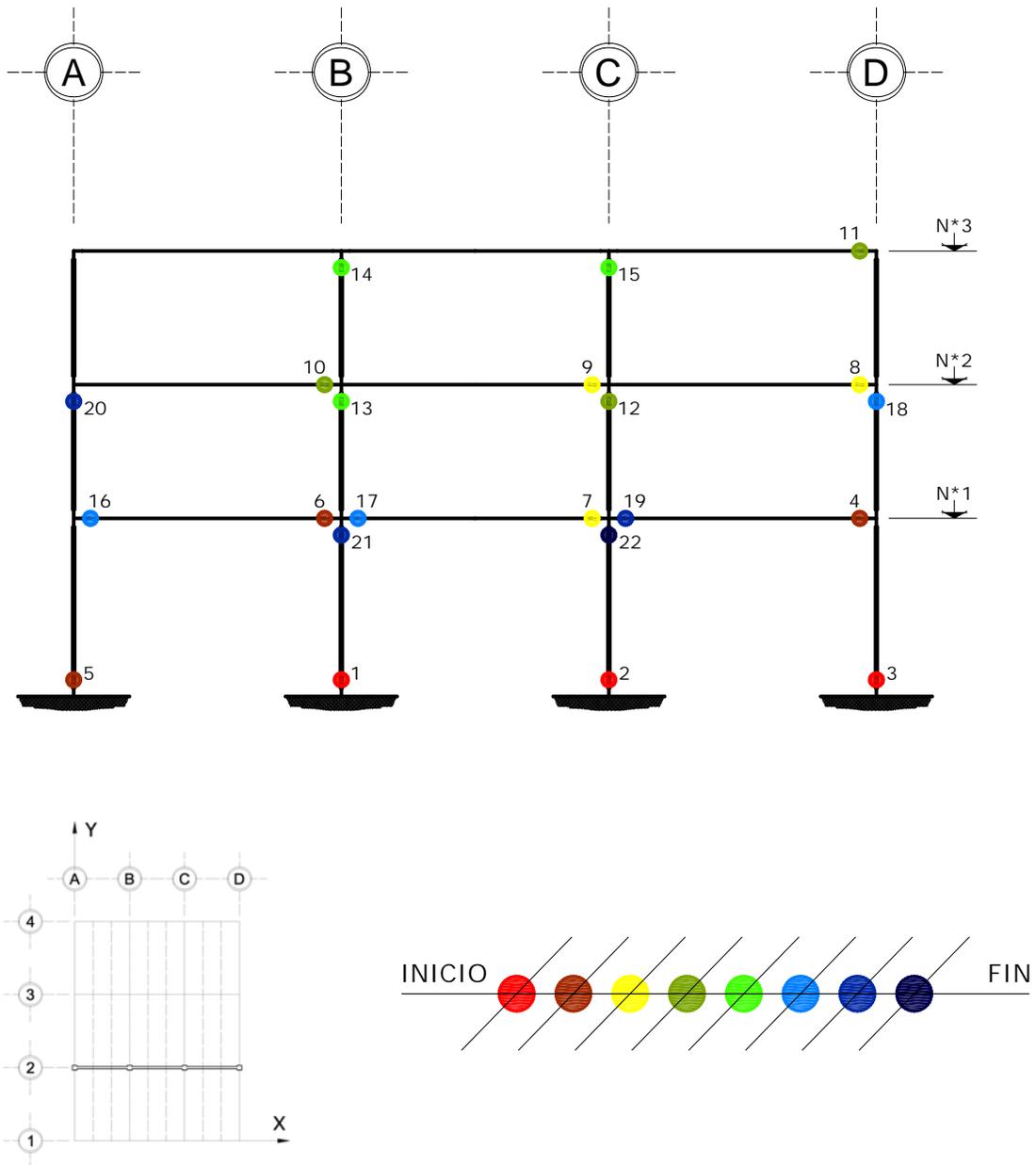


Fig 4.199 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis Push-over, con sobre-resistencias, edificio de 3 niveles, eje 2, caso B2

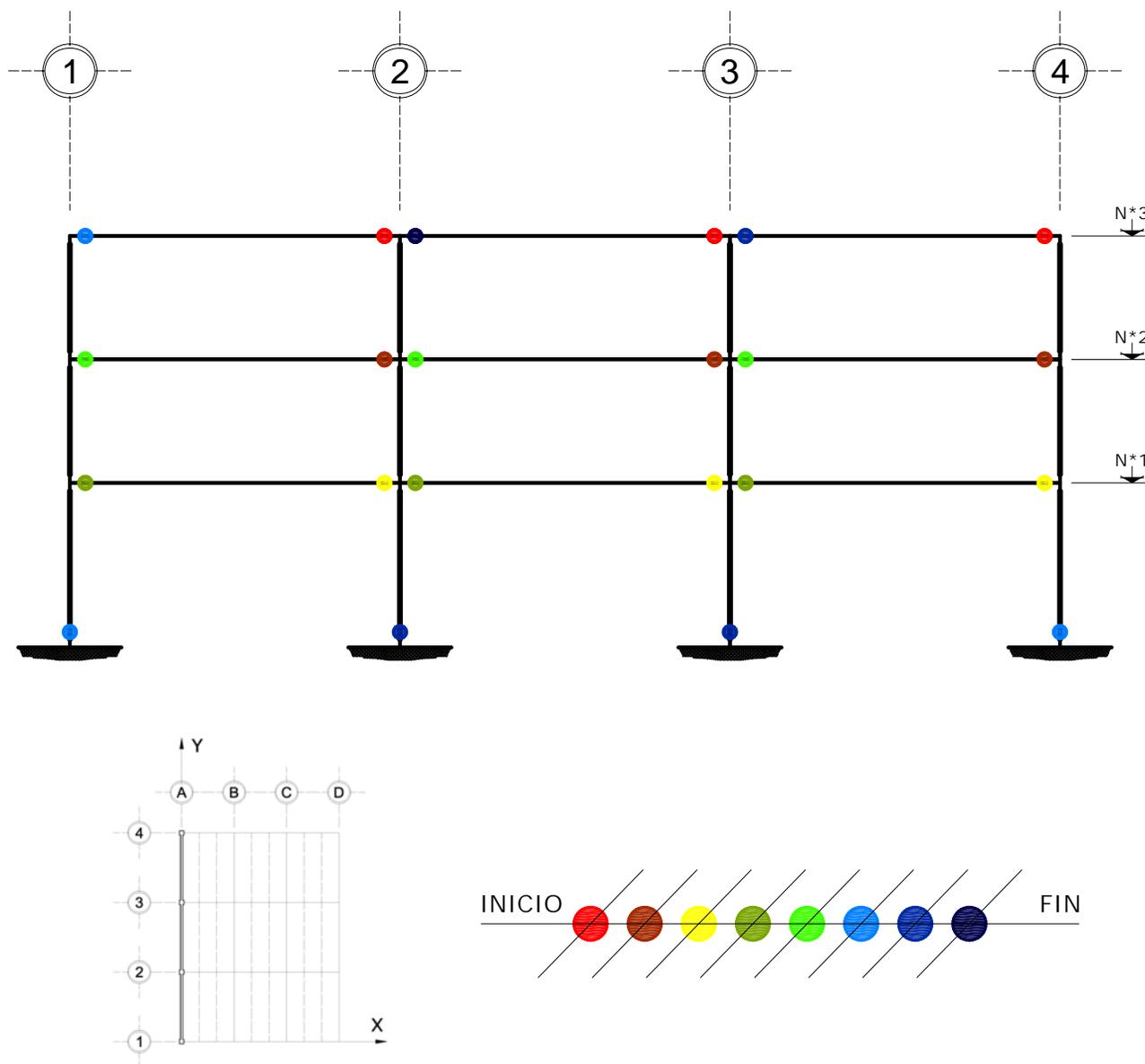


Fig 4.200 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis Push-over, resistencias nominales, edificio de 3 niveles, eje A, caso B2

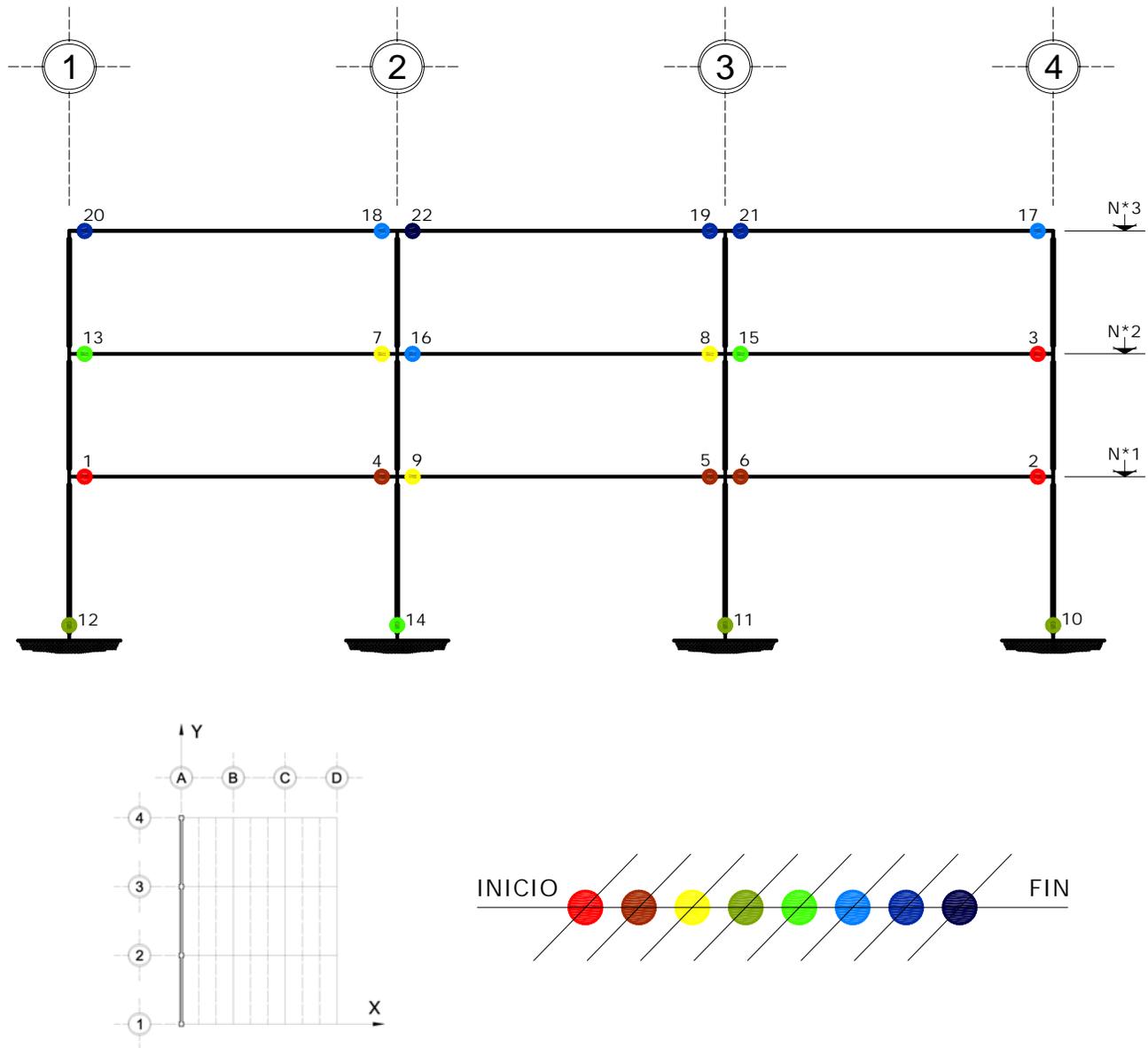


Fig 4.201 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis Push-over, con sobre-resistencias, edificio de 3 niveles, eje A, caso B2

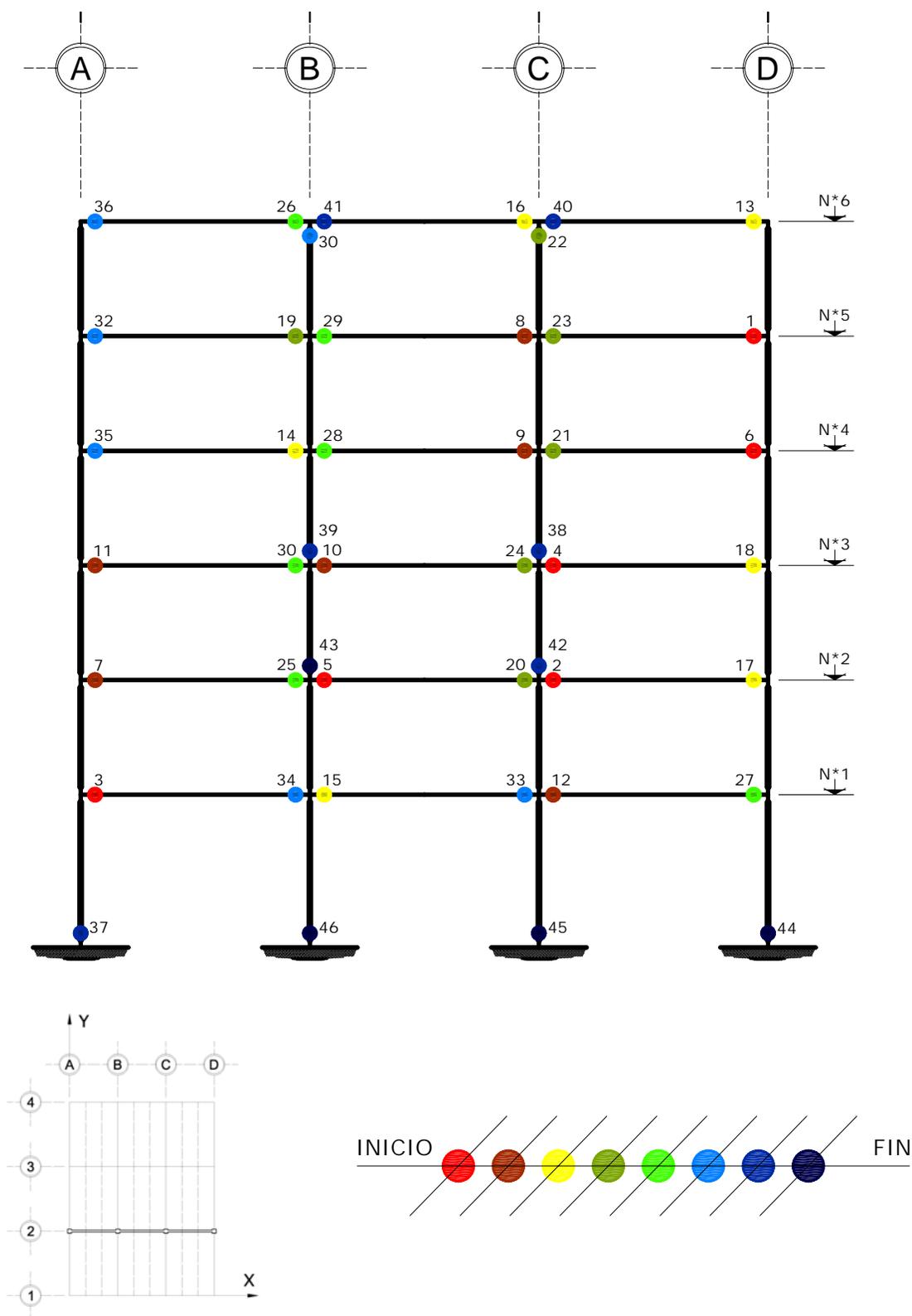


Fig 4.202 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis Push-over, resistencias nominales, edificio de 6 niveles, eje 2, caso C2

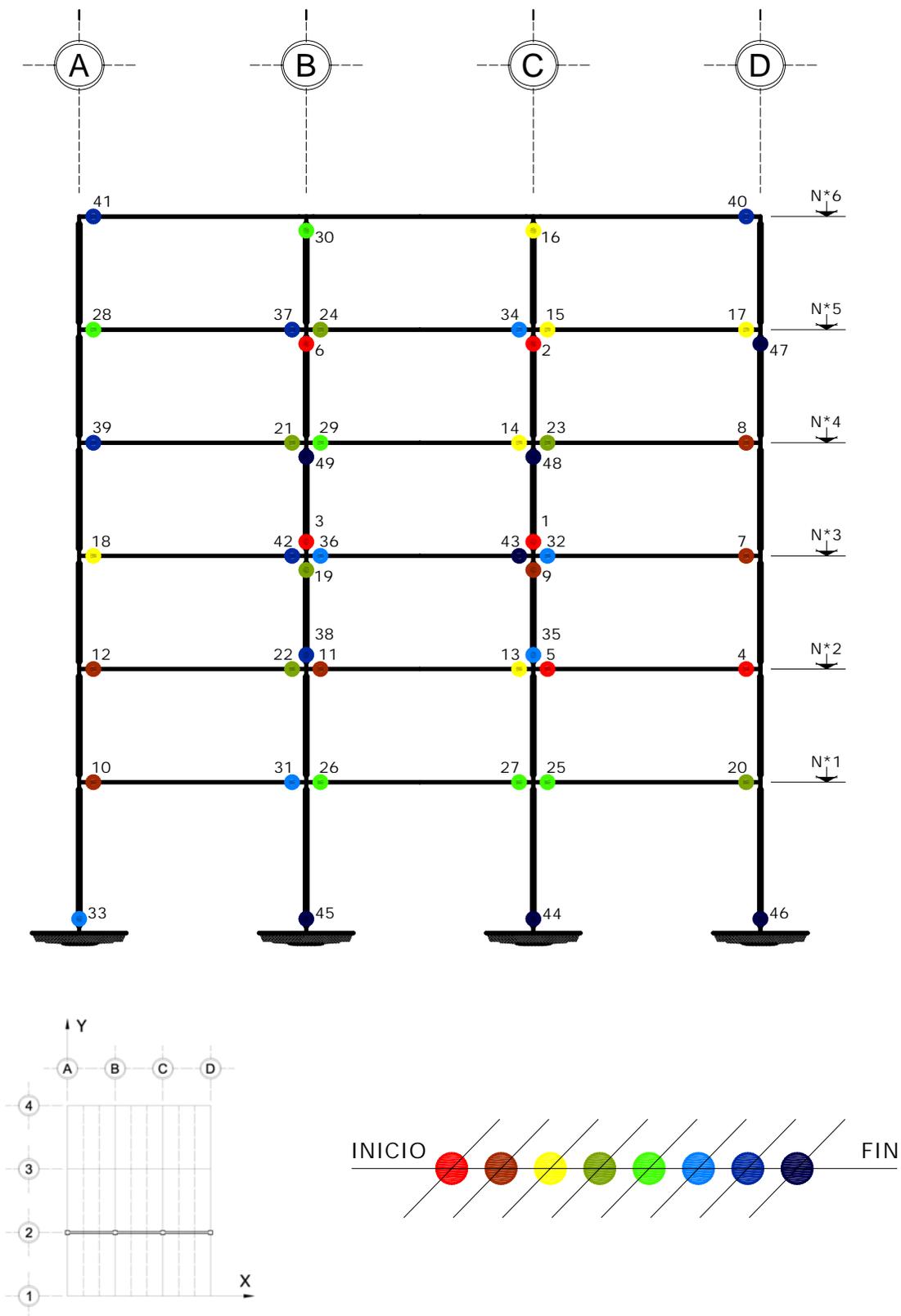


Fig 4.203 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis Push-over, con sobre-resistencias, edificio de 6 niveles, eje 2, caso C2

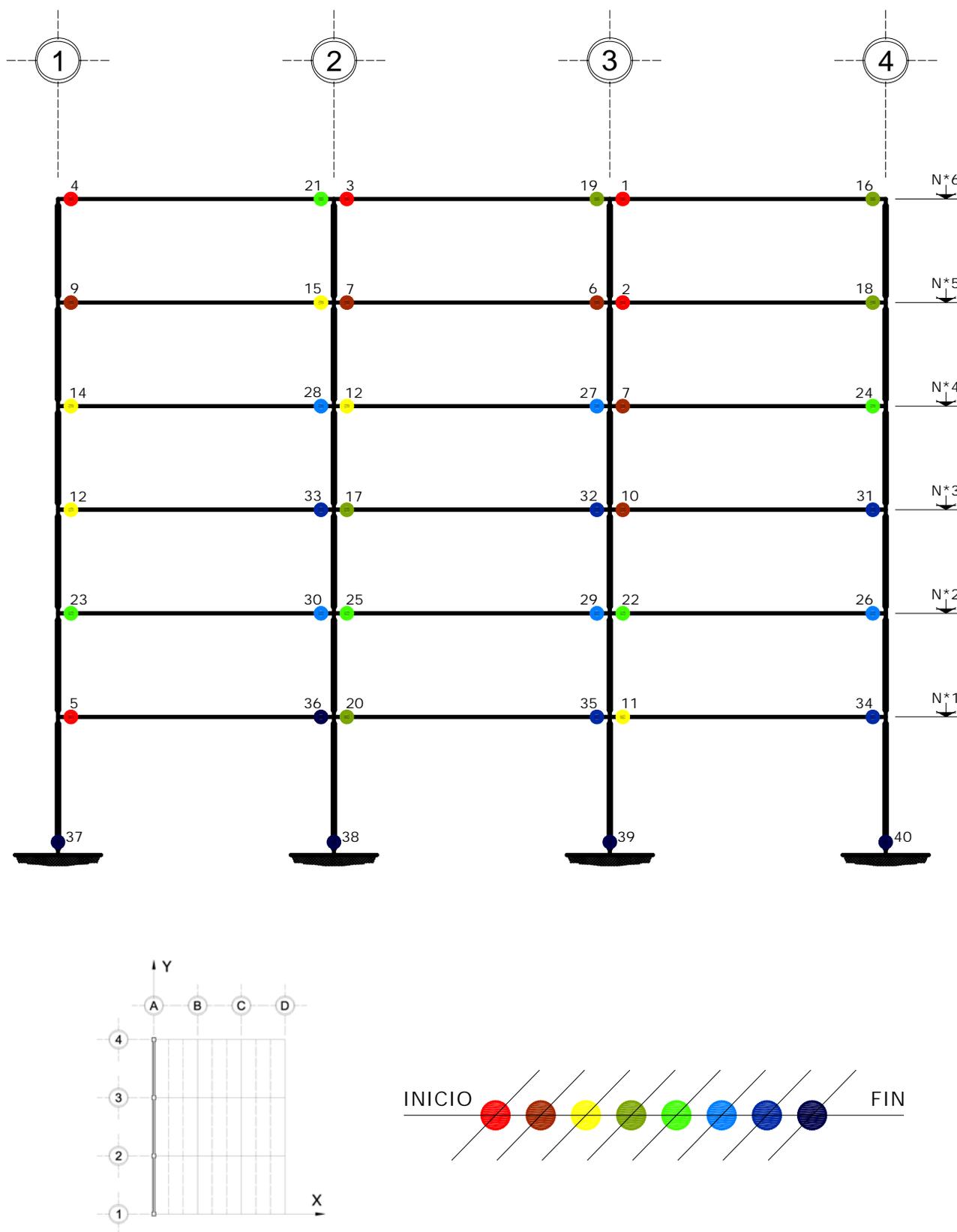


Fig 4.204 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis Push-over, resistencias nominales, edificio de 6 niveles, eje A, caso C2

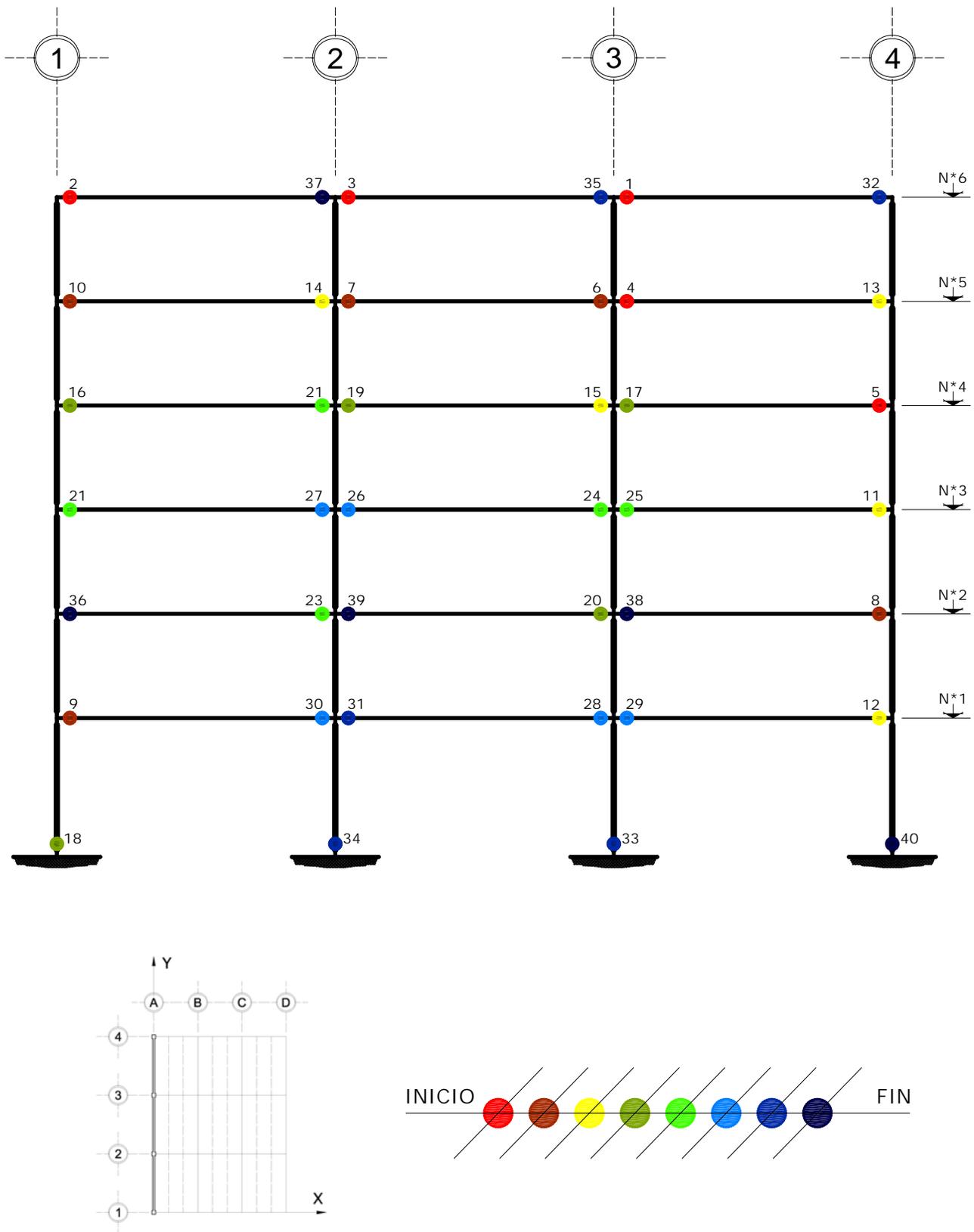


Fig 4.205 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis Push-over, con sobre-resistencias, edificio de 6 niveles, eje A, caso C2

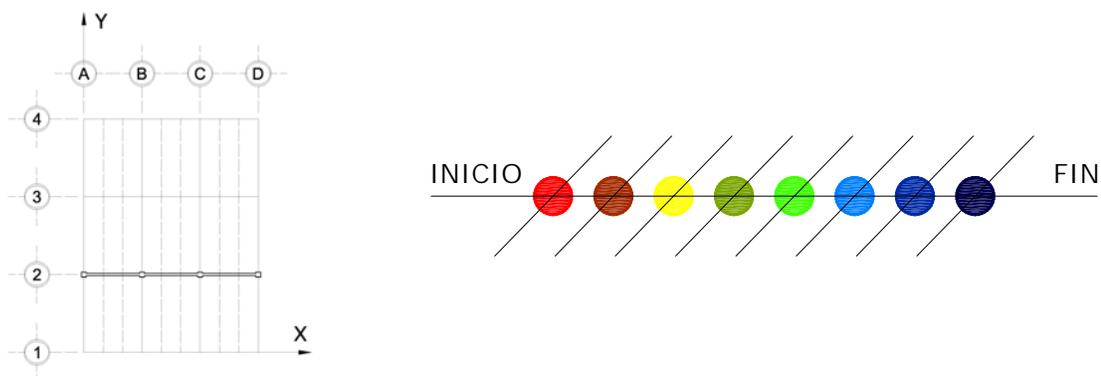
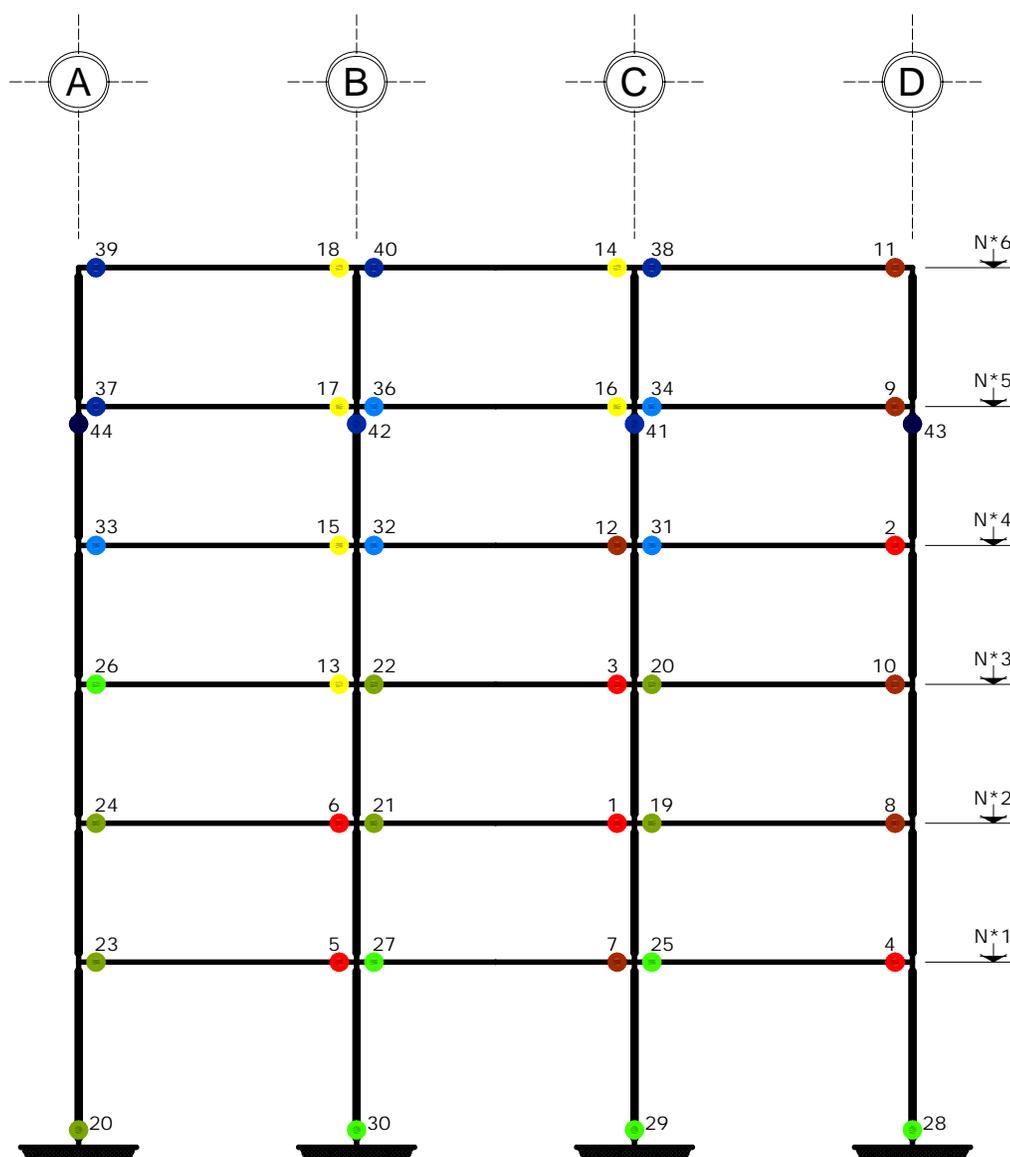


Fig 4.206 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis Push-over, resistencias nominales, edificio de 6 niveles, eje 2, caso D2

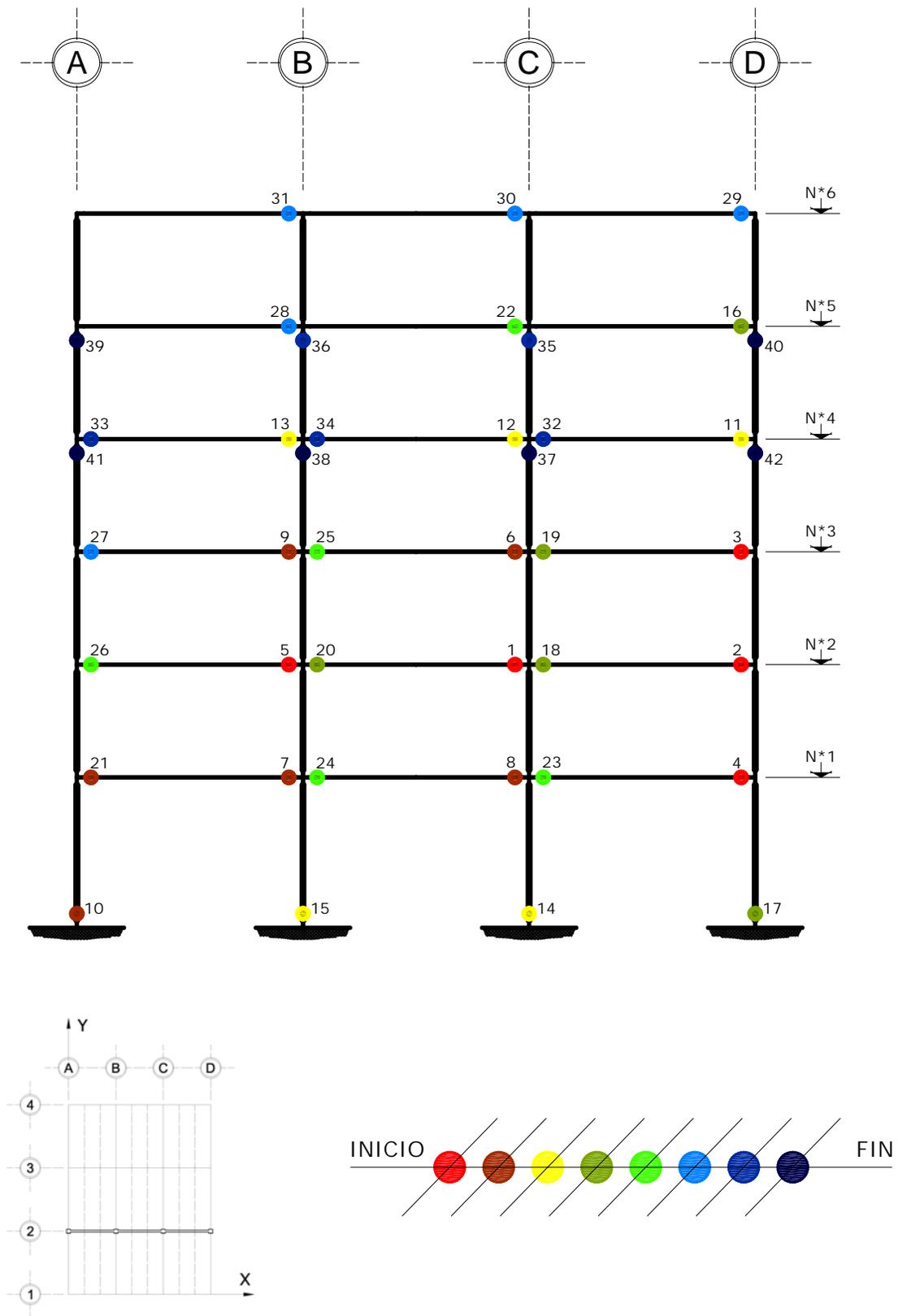


Fig 4.207 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis Push-over, con sobre-resistencias, edificio de 6 niveles, eje 2, caso D2

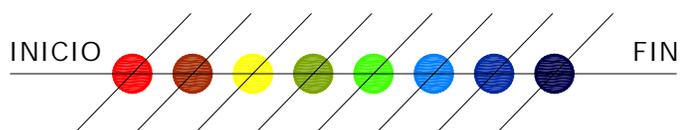
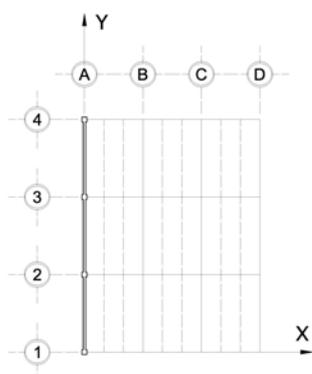
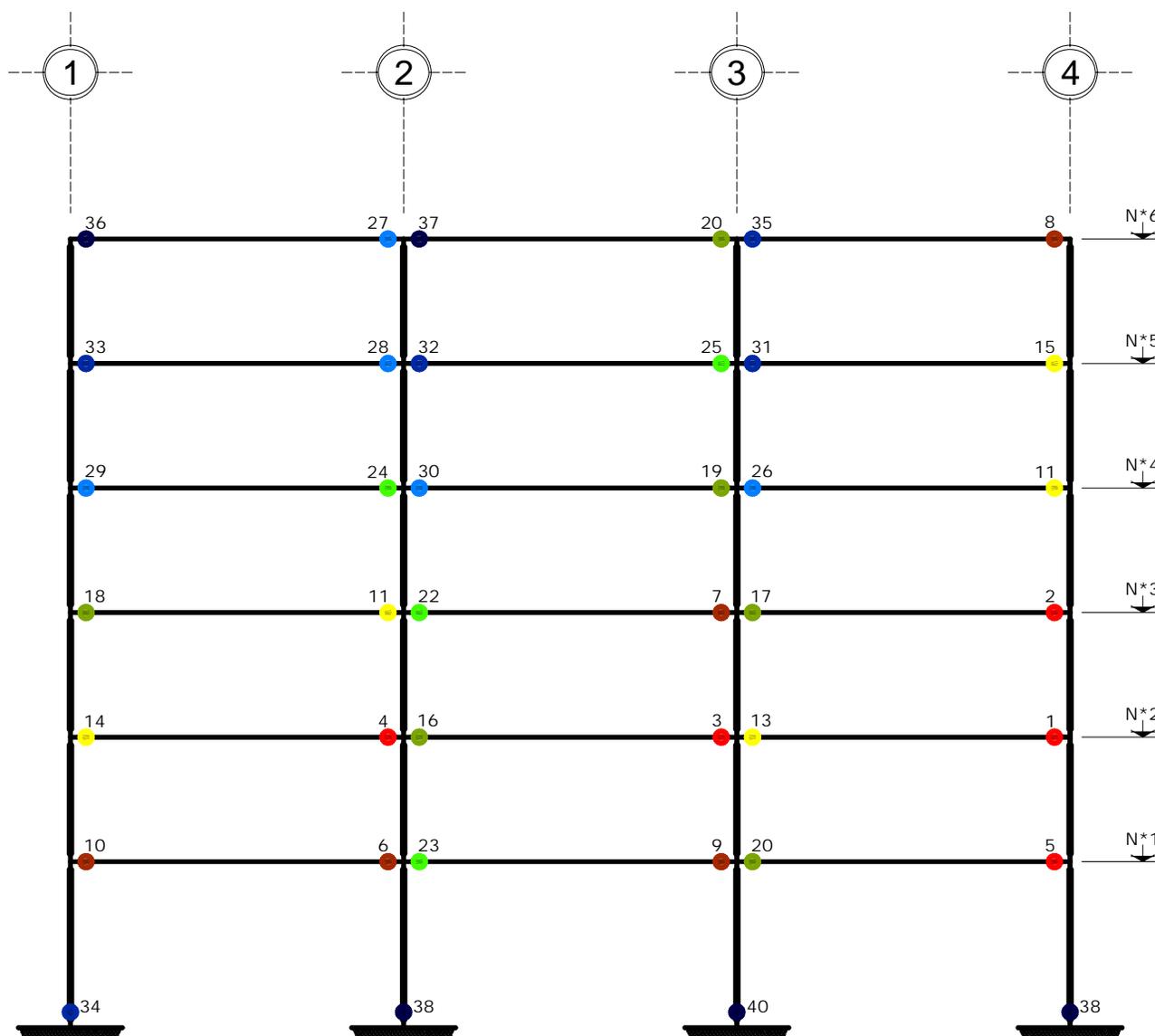


Fig 4.208 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis Push-over, resistencias nominales, edificio de 6 niveles, eje A, caso D2

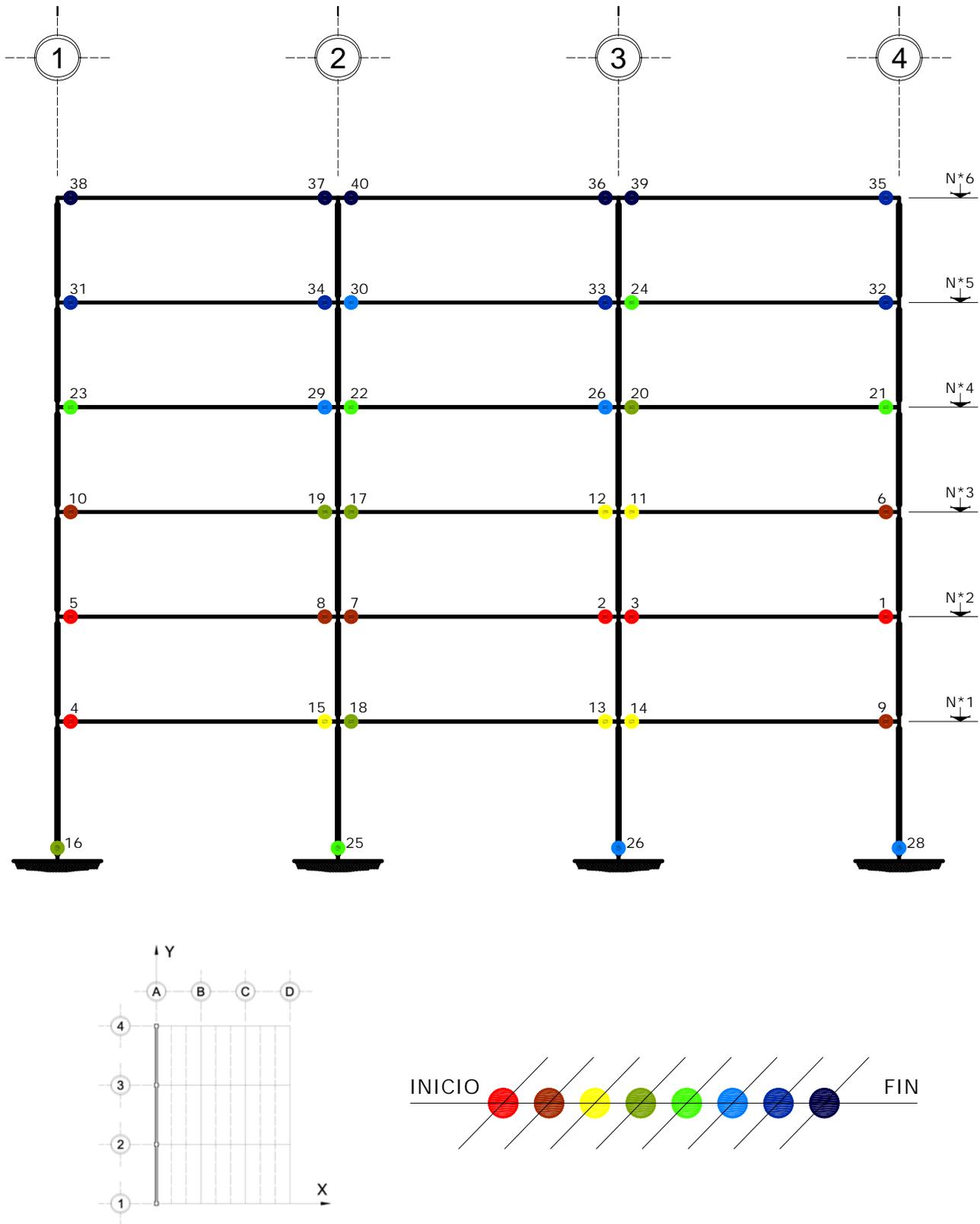


Fig 4.209 Ubicación y secuencia de formación de articulaciones plásticas, análisis Push-over, con sobre-resistencias, edificio de 6 niveles, eje A, caso D2

5. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

5.1 Introducción

En este estudio se analizaron y diseñaron modelos estructurales de 3 y 6 niveles, considerando los factores de comportamiento sísmico $Q = 2$ y 4 , limitando las distorsiones angulares máximas de entrepiso para las condiciones de servicio de 0.006 y 0.002 según el Cuerpo Principal y el Apéndice A, y 0.015 para $Q = 2$ y 0.030 para $Q = 4$ para la condición de colapso del mismo Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04.

Para observar el comportamiento sísmico de las estructuras, tanto a nivel global como local, en este capítulo se comparan las respuestas de diseño y las inelásticas considerando los análisis paso a paso dinámicos y estáticos no-lineales conocidos como Push-over, sin y con la participación de las posibles fuentes de sobre-resistencia.

El análisis paso a paso inelástico considera las propiedades dinámicas del sistema estructural, con resultados que están apegados a lo que sucedería ante un evento sísmico real, en la historia del tiempo considerando las aceleraciones positivas y negativas. El análisis estático no-lineal sólo se aplica considerando los efectos laterales hacia un solo sentido, tal que sus resultados son equivalentes a la envolvente de la respuesta paso a paso hacia el mismo sentido; es un método rápido para predecir las respuestas de comportamiento en el rango no-lineal.

5.2 Análisis sísmicos elásticos y diseños

El proporcionamiento de los modelos de todos los casos se basó en análisis estructurales elásticos, asumiendo la incursión en el rango inelástico con base en las reducciones de las ordenadas espectrales de diseño mediante los factores de comportamiento sísmico.

5.2.1 Dimensiones de las secciones transversales

Las tablas 5.1 a 5.8 comparan las dimensiones de las secciones transversales de las vigas principales (ambas direcciones) y columnas resultantes de los diseños de todos los casos, después de tomar en cuenta los efectos de las cargas gravitacionales y sísmicos, así como de haber satisfecho los estados límite de servicio y falla. Los tamaños de las secciones transversales de las vigas y columnas de los modelos de 3 y 6 niveles no presentan cambios entre las condiciones de servicio y de falla, debido a que en éstos rigió la condición de servicio, independientemente de los espectros de diseño del Cuerpo Principal o del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04.

5.2.2 Periodos fundamentales de vibración

Las tablas 5.9 a 5.12 comparan los tres primeros modos de vibración en las direcciones X, Y y θ , respectivamente, para los diferentes casos de diseño. Tomando en cuenta lo dicho previamente, los periodos son similares en los modelos de 3 y 6 niveles, sin importar la condición de diseño de servicio y de falla.

Las fig 5.1 muestra los espectros de respuesta SCT EW-85 (ductilidades 1, 2 y 4, con amortiguamiento del 5%) y de diseño ($Q= 1, 2$ y 4) del Cuerpo Principal (zona sísmica compresible III_b) de las NTC-Sismo del RDF-04, y ubicación de los periodos fundamentales de vibración de las direcciones principales de los diferentes modelos de estudio (casos A1, B1, C1 y D1).

Las fig 5.2 tiene los espectros de respuesta SCT EW-85 (ductilidades 1, 2 y 4, con amortiguamiento del 5%) y de diseño ($Q= 1, 2$ y 4) del Apéndice A ($T_s= 2$ s) de las NTC-Sismo del RDF-04, así como también la ubicación de los periodos fundamentales de vibración de las direcciones principales de los diferentes modelos de estudio (casos A2, B2, C2 y D2).

5.2.3 Fuerzas cortantes basales

La tabla 5.13 compara las fuerzas cortantes basales para los diferentes casos de diseño obtenidas del análisis dinámico modal espectral; los valores son similares, independientemente de la dirección de análisis. Las respuestas con el Apéndice A tienden a ser inferiores con respecto de las fuerzas cortantes de entrepiso determinadas con el Cuerpo Principal, debido a las diferencias en las ordenadas de los espectros mencionados.

5.3 Análisis paso a paso inelásticos y estáticos no-lineales

Los análisis paso a paso inelásticos y estáticos no-lineales consideraron los efectos de las resistencias nominales y las posibles fuentes de sobre-resistencia de los casos diseñados con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04.

Para los análisis dinámicos en la historia del tiempo se utilizó el registro de aceleraciones SCT, componente EW, del sismo del 19 de septiembre de 1985. Los análisis estáticos no-lineales se

hicieron con base en la distribución de fuerzas laterales resultantes del análisis dinámico modal espectral.

Los resultados de los análisis Push-over se monitorearon para que no se excediera alguna de las tres condiciones de control siguientes, además de la posible condición del colapso, a saber:

- Las distorsiones angulares máximas de entrepiso no excederán los valores permisibles de 0.015 y 0.030 para los modelos diseñados con $Q= 2$ y 4, respectivamente.
- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas igual a 35.
- Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en columnas igual a 20.

5.3.1 Desplazamientos laterales máximos de azotea

Las tablas 5.14 a 5.17 comparan las respuestas de los desplazamientos laterales máximos en azotea de cada caso de interés de los edificios de 3 y 6 niveles, incluyendo los diferentes tipos de análisis y condiciones de servicio y de colapso, sin y con la influencia de los efectos de las sobre-resistencias. Estos resultados corresponden a los casos diseñados con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04.

Debido a la estructuración de los modelos estudiados, el comportamiento inelástico se observa mejor en los casos correspondientes al eje A (dirección larga), donde la relación longitud/peralte en las vigas es mayor que en la dirección corta (transversal), ambos diseñados con el factor de comportamiento inelástico $Q = 4$; esto es, es más probable que en los ejes largos ocurra la incursión en el rango inelástico, de acuerdo con los criterios de diseño y detallado de las NTC-Concreto del RDF-04. La influencia de los efectos de las sobre-resistencias en los materiales es más importante que en el caso de los modelos diseñados con $Q = 2$.

En los modelos de 3 niveles las dimensiones de las secciones transversales en vigas quedan regidas por los estados límites de servicio; es decir, es poco probable de que el estado límite de falla rija en estos casos, tal las demandas de ductilidad local tenderán a ser mínimas hacia el comportamiento elástico.

5.3.2 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

Las tablas 5.18 a 5.21 comparan los valores de las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre la altura de entrepiso de todos los casos de interés de los edificios de 3 y 6 niveles, tomando en cuenta todos los tipos de análisis y condiciones de servicio y colapso, sin y con la influencia de las sobre-resistencias. Sólo se muestran las respuestas de los casos diseñados con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04.

La explicación del comportamiento observado con base en esta respuesta es similar a lo dicho anteriormente para los desplazamientos laterales. Esto es, debido a la estructuración de los modelos estudiados, el comportamiento inelástico se observa mejor en los casos correspondientes al eje A (dirección larga), donde la relación longitud/peralte en las vigas es mayor que en la dirección

corta (transversal), ambos diseñados con el factor de comportamiento inelástico $Q=4$; esto es, es más probable que en los ejes largos ocurra la incursión en el rango inelástico, de acuerdo con los criterios de diseño y detallado de las NTC-Concreto del RDF-04. La influencia de los efectos de las sobre-resistencias en los materiales es más importante que en el caso de los modelos diseñados con $Q=2$.

Asimismo, en los modelos de 3 niveles las dimensiones de las secciones transversales en vigas quedan regidas por los estados límites de servicio; es decir, es poco probable de que el estado límite de falla rija en estos casos, tal las demandas de ductilidad local tenderán a ser mínimas hacia el comportamiento elástico.

5.3.3 Curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea

Las figs 5.3 a 5.7 y 5.8 a 5.11 comparan las curvas fuerza cortante basal contra desplazamiento lateral de azotea para los casos de interés de 3 y 6 niveles, respectivamente, diseñados con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, determinadas con los análisis paso a paso inelásticos y estáticos no-lineales (Push-over), con los efectos de las resistencias nominales y con las posibles fuentes de sobre-resistencias; se incluyen las respuestas del Push-over con los efectos de los perfiles de cargas laterales resultantes del análisis dinámico modal espectral y del análisis dinámico inelástico paso a paso para el instante en que presenta el desplazamiento lateral máximo. Estas figuras muestran, también, los valores máximos de los coeficientes sísmicos que se llegan a presentar con ambos tipos de análisis inelásticos; los valores de los análisis estáticos no-lineales sólo son para el perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral. Los coeficientes sísmicos máximos que se llegan a desarrollar con los análisis inelásticos paso a paso, ante la excitación del registro de aceleraciones SCT-EW85, tienden a ser más pequeños; esto es, se corrobora que cuando este tipo de estructuras de pocos pisos (3 y 6 niveles, con periodos cortos) están bajo la influencia de un acelerograma de este tipo (con periodo dominante del movimiento del suelo, $T_s=2.0$ s), el comportamiento sismorresistente tiende a ser favorable. Cabe aclarar que, en cambio, en los análisis estáticos no-lineales a cada estructura se le obligó a que llegara a un estado límite de demandas de ductilidad local en columnas ó vigas y/o de distorsión angular de entrepiso. Con la ayuda de los efectos de las sobre-resistencias disponibles las respuestas de los coeficientes sísmicos tienden a ser mayores con respecto de lo que sería un diseño con resistencias nominales, con diferencias del 30 al 40 %.

Las figs 5.6a a 5.6c muestran, para varios intervalos de tiempo, las respuestas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea del caso B2 ($Q=4$) del eje 2 del modelo de 3 niveles; se discretizó el total de la duración del acelerograma SCT-EW85 en nueve intervalos de tiempo, desde 0 hasta 50 segundos, para fines de monitorear el comportamiento elástico e inelástico de dicha estructura en la historia del tiempo; en estas figuras siempre se está comparando contra los resultados del análisis Push-over. La estructura permanece en el rango elástico hasta antes del tiempo 10.28 s. En el tramo de 30.04 a 35 s es cuando se presentan las mayores deformaciones inelásticas, con un mayor número de rótulas plásticas. Cabe aclarar que si se sobreponen las diferentes articulaciones plásticas que se presentan en cada intervalo, con el apoyo de los diferentes resultados mostrados en las figs 5.6a a 5.6c, se puede explicar la idea de cómo es la distribución global de este tipo de fluencias en los extremos de los miembros estructurales de cada caso de modelo de interés analizado en este trabajo.

La tabla 5.22 muestra los resultados y diferencias correspondientes de los coeficientes sísmicos determinados con los análisis paso a paso inelásticos y estáticos no-lineales (Push-over); los resultados de los análisis Push-over son con base en el perfil de cargas laterales resultantes del análisis dinámico modal espectral.

5.3.4 Demandas máximas de ductilidad global y distribuciones globales de articulaciones plásticas

La tabla 5.23 muestra las demandas máximas de ductilidad global calculadas para cada uno de los casos de este estudio, con base en los análisis inelásticos paso a paso. Se observa, como era de esperarse, que en los casos diseñados con el Apéndice A y $Q=4$ se tiene mayor demanda de ductilidad global que cuando se utilizó el Cuerpo Principal.

Las diferencias anteriores se explican porque las ordenadas espectrales del espectro de diseño del Cuerpo Principal resultaron mayores en 10%, aproximadamente, que las del Apéndice A, asumiendo el mismo periodo fundamental de vibración del caso de estructura analizada; esto es, las demandas de ductilidad global del modelo diseñado con el espectro del Cuerpo Principal, caso con mayor resistencia, tienden a ser menores.

El comportamiento de los casos que se proporcionaron para $Q=2$, con la influencia de los efectos de las sobre-resistencias, permanece elástico con demandas de ductilidad global igual a la unidad. Cabe agregar que la dirección larga de los edificios estudiados (representada por el eje A), presenta mayores demandas de ductilidad global.

Las tablas 5.24a y 5.24b presentan, para cada uno de los casos de estudio de interés, los resultados calculados de las demandas máximas de ductilidad global de los análisis estáticos no-lineales, así como las fuerzas cortantes basales sin y con las fuentes de sobre-resistencias. Al hacer los análisis Push-over, para los casos diseñados con $Q=2$ rigió, por lo general, la condición de control en que las distorsiones angulares máximas de entrepiso alcanzaron el límite permisible de 0.015.

Para los diseños con $Q=4$, fue común que rigieran simultáneamente las condiciones de control de la distorsión angular permisible de 0.030 y que en las columnas y vigas se llegaran a presentar las demandas máximas de ductilidad local de 20 y 35 respectivamente, según lo propuesto anteriormente.

En general, las configuraciones de las distribuciones de articulaciones plásticas de los casos de estudio, con los análisis Push-over, tienden a ser similares a las que se obtuvieron con los análisis dinámicos inelásticos paso a paso; la similitud anterior se da porque en ambos tipos de análisis rige la condición de comportamiento columna fuerte-viga débil, de acuerdo con la filosofía de diseño utilizada.

Capítulo 5

Tabla 5.1 Secciones transversales de vigas de ambas direcciones, condiciones de servicio y de colapso, análisis sísmico con los espectros de diseño del Cuerpo Principal (CP, caso A1) y Apéndice A (AA, caso A2) de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

Nivel	Dirección	CP (caso A1)		AA (caso A2)	
		Servicio (cm)	Resistencia (cm)	Servicio (cm)	Colapso (cm)
1 a 3	X	25 x 47.5*	25 x 47.5	25 x 45.0*	25 x 45.0
	Y	25 x 52.5*	25 x 52.5	25 x 47.5*	25 x 47.5

* Rige la condición de servicio para el diseño de las dimensiones de las secciones transversales

Tabla 5.2 Secciones transversales de vigas de ambas direcciones, condiciones de servicio y de colapso, análisis sísmico con los espectros de diseño del Cuerpo Principal (CP, caso B1) y Apéndice A (AA, caso B2) de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

Nivel	Dirección	CP (caso B1)		AA (caso B2)	
		Servicio (cm)	Resistencia (cm)	Servicio (cm)	Colapso (cm)
1 a 3	X	25 x 47.5*	25 x 47.5	25 x 45.0*	25 x 45.0
	Y	25 x 52.5*	25 x 52.5	25 x 47.5*	25 x 47.5

* Rige la condición de servicio para el diseño de las dimensiones de las secciones transversales

Tabla 5.3 Secciones transversales de vigas de ambas direcciones, condiciones de servicio y de colapso, análisis sísmico con los espectros de diseño del Cuerpo Principal (CP, caso C1) y Apéndice A (AA, caso C2) de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

Nivel	Dirección	CP (caso C1)		AA (caso C2)	
		Servicio (cm)	Resistencia (cm)	Servicio (cm)	Colapso (cm)
4 a 6	X	30 x 52.5*	30 x 52.5	30 x 50*	30 x 50
	Y	30 x 57.5*	30 x 57.5	30 x 55*	30 x 55
1 a 3	X	30 x 62.5*	30 x 62.5	30 x 60*	30 x 60
	Y	30 x 67.5*	30 x 67.5	30 x 65*	30 x 65

* Rige la condición de servicio para el diseño de las dimensiones de las secciones transversales

Tabla 5.4 Secciones transversales de vigas de ambas direcciones, condiciones de servicio y de colapso, análisis sísmico con los espectros de diseño del Cuerpo Principal (CP, caso D1) y Apéndice A (AA, caso D2) de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

Nivel	Dirección	CP (caso D1)		AA (caso D2)	
		Servicio (cm)	Resistencia (cm)	Servicio (cm)	Colapso (cm)
4 a 6	X	30 x 52.5*	30 x 52.5	30 x 50*	30 x 50
	Y	30 x 57.5*	30 x 57.5	30 x 55*	30 x 55
1 a 3	X	30 x 62.5*	30 x 62.5	30 x 60*	30 x 60
	Y	30 x 67.5*	30 x 67.5	30 x 65*	30 x 65

* Rige la condición de servicio para el diseño de las dimensiones de las secciones transversales

Tabla 5.5 Secciones transversales de columnas, condiciones de servicio y de colapso, análisis sísmico con los espectros de diseño del Cuerpo Principal (CP, caso A1) y Apéndice A (AA, caso A2) de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

Entrepiso	CP (caso A1)		AA (caso A2)	
	Servicio (cm)	Resistencia (cm)	Servicio (cm)	Colapso (cm)
1 a 3	50 x 50*	50 x 50	50 x 50*	50 x 50

* Rige la condición de servicio para el diseño de las dimensiones de las secciones transversales

Tabla 5.6 Secciones transversales de columnas, condiciones de servicio y de colapso, análisis sísmico con los espectros de diseño del Cuerpo Principal (CP, caso B1) y Apéndice A (AA, caso B2) de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 3 niveles

Entrepiso	CP (caso B1)		AA (caso B2)	
	Servicio (cm)	Resistencia (cm)	Daño (cm)	Colapso (cm)
1 a 3	50 x 50*	50 x 50	50 x 50*	50 x 50

* Rige la condición de servicio para el diseño de las dimensiones de las secciones transversales

Tabla 5.7 Secciones transversales de columnas, condiciones de servicio y de colapso, análisis sísmico con los espectros de diseño del Cuerpo Principal (CP, caso C1) y Apéndice A (AA, caso C2) de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

Entrepiso	CP (caso C1)		AA (caso C2)	
	Servicio (cm)	Resistencia (cm)	Daño (cm)	Colapso (cm)
4 a 6	60 x 60*	60 x 60	60 x 60*	60 x 60
1 a 3	65 x 65*	65 x 65	65 x 65*	65 x 65

* Rige la condición de servicio para el diseño de las dimensiones de las secciones transversales

Tabla 5.8 Secciones transversales de columnas, condiciones de servicio y de colapso, análisis sísmico con los espectros de diseño del Cuerpo Principal (CP, caso D1) y Apéndice A (AA, caso D2) de las NTC-Sismo del RDF-04, edificio de 6 niveles

Entrepiso	CP (caso D1)		AA (caso D2)	
	Servicio (cm)	Resistencia (cm)	Daño (cm)	Colapso (cm)
4 a 6	60 x 60*	60 x 60	60 x 60*	60 x 60
1 a 3	65 x 65*	65 x 65	65 x 65*	65 x 65

* Rige la condición de servicio para el diseño de las dimensiones de las secciones transversales

Tabla 5.9 Periodos de vibración del edificio de 3 niveles, diseño según el Cuerpo Principal (CP, caso A1) y Apéndice A (AA, caso A2) de las NTC-Sismo del RDF-04

Periodos de vibración T_i (s)						
Dirección	CP (caso A1)			AA (caso A2)		
	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
X	0.634 [89.73]	0.175 [8.93]	0.080 [1.34]	0.663 [89.16]	0.180 [9.41]	0.081 [1.43]
Y	0.621 [89.95]	0.171 [8.75]	0.078 [1.30]	0.674 [88.91]	0.182 [9.62]	0.081 [1.47]
θ	0.507 [89.87]	0.141 [8.81]	0.065 [1.32]	0.536 [89.13]	0.147 [9.43]	0.066 [1.44]

[] Masa modal efectiva en %

Tabla 5.10 Periodos de vibración del edificio de 3 niveles, diseño según el Cuerpo Principal (CP, caso B1) y Apéndice A (AA, caso B2) de las NTC-Sismo del RDF-04

Periodos de vibración T_i (s)						
Dirección	CP (caso B1)			AA (caso B2)		
	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
X	0.607 [89.02]	0.164 [9.53]	0.073 [1.45]	0.663 [89.16]	0.180 [9.41]	0.081 [1.43]
Y	0.597 [89.22]	0.162 [9.36]	0.073 [1.42]	0.674 [88.91]	0.182 [9.62]	0.081 [1.47]
θ	0.487 [89.16]	0.133 [9.41]	0.060 [1.43]	0.536 [89.13]	0.147 [9.43]	0.066 [1.44]

[] Masa modal efectiva en %

Tabla 5.11 Periodos de vibración del edificio de 6 niveles, diseño según el Cuerpo Principal (CP, caso C1) y Apéndice A (AA, caso C2) de las NTC-Sismo del RDF-04

Periodos de vibración T_i (s)						
Dirección	CP (caso C1)			AA (caso C2)		
	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
X	0.795 [82.01]	0.268 [12.31]	0.134 [3.58]	0.832 [81.49]	0.279 [12.58]	0.138 [3.73]
Y	0.805 [82.34]	0.268 [11.96]	0.135 [3.60]	0.837 [81.88]	0.278 [12.19]	0.138 [3.74]
θ	0.649 [82.25]	0.22 [12.08]	0.111 [3.59]	0.676 [81.75]	0.228 [12.34]	0.114 [3.73]

[] Masa modal efectiva en %

Tabla 5.12 Periodos de vibración del edificio de 6 niveles, diseño según el Cuerpo Principal (CP, caso D1) y Apéndice A (AA, caso D2) de las NTC-Sismo del RDF-04

Periodos de vibración T_i (s)						
Dirección	CP (caso D1)			AA (caso D2)		
	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
X	0.795 [82.01]	0.268 [12.31]	0.134 [3.58]	0.832 [81.49]	0.279 [12.58]	0.138 [3.73]
Y	0.805 [82.34]	0.268 [11.96]	0.135 [3.60]	0.837 [81.88]	0.278 [12.19]	0.138 [3.74]
θ	0.649 [82.25]	0.22 [12.08]	0.111 [3.59]	0.676 [81.75]	0.228 [12.34]	0.114 [3.73]

[] Masa modal efectiva en %

Tabla 5.13 Fuerzas cortantes basales de los análisis dinámicos modales espectrales de los edificios de 3 y 6 niveles, diseño según el Cuerpo Principal (CP, casos A1, B1, C1 y D1) y Apéndice A (AA, casos A2, B2, C2 y D2) de las NTC-Sismo, RDF-04

Fuerza cortante basal (t)							
Caso	Niveles	Sismo en X	Sismo en Y	Caso	Niveles	Sismo en X	Sismo en Y
A1 (Q= 2)	3	193.84	193.10	C1 (Q= 2)	6	427.64	430.64
A2 (Q= 2)		175.01	175.20	C2 (Q= 2)		388.14	391.03
B1 (Q= 4)		106.09	106.26	D1 (Q= 4)		218.67	219.47
B2 (Q= 4)		90.13	90.00	D2 (Q= 4)		187.03	187.88

Tabla 5.14 Comparación de los desplazamientos laterales máximos de azotea de los análisis dinámico modal espectral, inelástico paso a paso y Push-over, edificio de 3 niveles (caso A2), sin y con sobre-resistencias

Análisis ⁺	Sismo en X (eje 2)		Sismo en Y (eje A)	
	$\Delta_{\max(+)}$ (cm)	$\Delta_{\max(-)}$ (cm)	$\Delta_{\max(+)}$ (cm)	$\Delta_{\max(-)}$ (cm)
DME (AA – servicio) (*)	1.56	-1.56	1.62	-1.62
DME (AA - colapso) (**)	11.10	-11.10	11.52	-11.52
Paso a paso elástico	4.62	-4.76	4.82	-5.06
Paso a paso (nominales)	4.31	-4.69	3.98	-4.96
Push-over (nominales) *	13.90	-13.90	13.78	-13.78
Paso a paso (sobre-resistencias)	4.62	-4.76	4.77	-4.99
Push-over (sobre-resistencias) *	13.43	-13.43	13.76	-13.76

⁺ Diseños con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

DME Análisis dinámico modal espectral

(*) Valores afectados por $Q'R/7$, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

(**) Valores afectados por QR, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

* Rige la condición permisible de colapso (distorsión angular máxima de entrepiso de 0.015)

Tabla 5.15 Comparación de los desplazamientos laterales máximos de azotea de los análisis dinámico modal espectral, inelástico paso a paso y Push-over, edificio de 3 niveles (caso B2), sin y con sobre-resistencias

Análisis ⁺	Sismo en X (eje 2)		Sismo en Y (eje A)	
	$\Delta_{\max(+)} \text{ (cm)}$	$\Delta_{\max(-)} \text{ (cm)}$	$\Delta_{\max(+)} \text{ (cm)}$	$\Delta_{\max(-)} \text{ (cm)}$
DME (AA – servicio) (*)	1.56 (*)	-1.56 (*)	1.62 (*)	-1.62 (*)
DME (AA - colapso) (++)	11.18 (++)	-11.18 (++)	11.60 (++)	-11.60 (++)
Paso a paso elástico	4.62	-4.76	4.82	-5.06
Paso a paso (nominales)	3.44	-4.83	3.97	-4.13
Push-over (nominales)	25.22 **	-25.22 **	29.13 ***	-29.13 ***
Paso a paso (sobre-resistencias)	4.31	-4.48	4.02	-4.66
Push-over (sobre-resistencias) *	22.45	-22.45	28.68	-28.68

⁺ Diseños con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

DME Análisis dinámico modal espectral

(*) Valores afectados por Q'R/7, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

(++) Valores afectados por QR, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

* Rige la condición permisible de colapso (distorsión máxima de entrepiso de 0.030)

** Rigen simultáneamente la condición permisible de colapso (distorsión máxima de entrepiso de 0.030) y la demanda máxima de ductilidad local de 20 en columnas

*** Rigen simultáneamente la condición de colapso (distorsión máxima de entrepiso de 0.030) y las demandas máximas de ductilidad local de 35 y 20 en vigas y columnas, respectivamente

Tabla 5.16 Comparación de los desplazamientos laterales máximos de azotea de los análisis dinámico modal espectral, inelástico paso a paso y Push-over, edificio de 6 niveles (caso C2), sin y con sobre-resistencias

Análisis ⁺	Sismo en X (eje 2)		Sismo en Y (eje A)	
	$\Delta_{\max(+)} \text{ (cm)}$	$\Delta_{\max(-)} \text{ (cm)}$	$\Delta_{\max(+)} \text{ (cm)}$	$\Delta_{\max(-)} \text{ (cm)}$
DME (AA – servicio) (*)	3.08	-3.08	3.11	-3.11
DME (AA - colapso) (++)	19.53	-19.53	19.74	-19.74
Paso a paso elástico	5.18	-5.90	5.25	-5.86
Paso a paso (nominales)	5.18	-5.90	5.25	-5.86
Push-over (nominales) *	24.03	-24.03	26.05	-26.05
Paso a paso (sobre-resistencias)	5.18	-5.90	5.25	-5.86
Push-over (sobre-resistencias) *	24.11	-24.11	26.45	-26.45

⁺ Diseños con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

DME Análisis dinámico modal espectral

(*) Valores afectados por Q'R/7, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

(++) Valores afectados por QR, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

* Rige la condición permisible de colapso (distorsión máxima de entrepiso de 0.015)

Tabla 5.17 Comparación de los desplazamientos laterales máximos de azotea de los análisis dinámico modal espectral, inelástico paso a paso y Push-over, edificio de 6 niveles (caso D2), sin y con sobre-resistencias

Análisis ⁺	Sismo en X (eje 2)		Sismo en Y (eje A)	
	$\Delta_{\max(+)}$ (cm)	$\Delta_{\max(-)}$ (cm)	$\Delta_{\max(+)}$ (cm)	$\Delta_{\max(-)}$ (cm)
DME (AA – servicio) (*)	3.09	-3.09	3.12	-3.12
DME (AA - colapso) (**)	18.74	-18.74	18.91	-18.91
Paso a paso elástico	5.18	-5.90	5.25	-5.86
Paso a paso (nominales)	5.75	-5.90	18.45	-9.92
Push-over (nominales)	50.22 **	-50.22 **	53.75 ***	-53.75 ***
Paso a paso (sobre-resistencias)	5.18	-5.91	4.84	-5.91
Push-over (sobre-resistencias) **	44.04	-44.04	51.92	-51.92

⁺ Diseños con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

DME Análisis dinámico modal espectral

(*) Valores afectados por Q'R/7, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

(**) Valores afectados por QR, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

* Rige la condición permisible de colapso (distorsión máxima de entrepiso de 0.030)

** Rigen simultáneamente la condición permisible de colapso (distorsión máxima de entrepiso de 0.030)

y

demanda máxima de ductilidad local de 20 en columnas

*** Rigen simultáneamente la condición permisible de colapso (distorsión máxima de entrepiso de 0.030) y las demandas máximas de ductilidad local de 35 y 20 en vigas y columnas, respectivamente

Tabla 5.18 Comparación de las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis dinámico modal espectral, inelástico paso a paso y Push-over, edificio de 3 niveles (caso A2), sin y con sobre-resistencias

Análisis ⁺	Sismo en X (eje 2)			Sismo en Y (eje A)		
	Entrepiso	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\max}$	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\max}$	Entrepiso	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\max}$	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\max}$
		(+)	(-)		(+)	(-)
DME (AA-servicio) (*)	1-2	0.00184	-0.00184	1-2	0.00192	-0.00192
DME (AA colapso) (**)	1-2	0.01312	-0.01312	1-2	0.01362	-0.01362
Paso a paso elástico	1-2	0.00541	-0.00559	1-2	0.00567	-0.00598
Paso a paso (nominales)	1-2	0.00504	-0.00554	1-2	0.00457	-0.00579
Push-over (nominales) *	1-2	0.01491	-0.01491	1-2	0.01495	-0.01495
Paso a paso (SR)	1-2	0.00541	-0.00559	1-2	0.00558	-0.00586
Push-over (SR) *	0-1	0.01500	-0.01500	1-2	0.01497	-0.01497

⁺ Diseños con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

DME Análisis dinámico modal espectral

SR Efectos de sobre-resistencias

(*) Valores afectados por Q'R/7, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

(**) Valores afectados por QR, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

* Rige la condición permisible de colapso (distorsión máxima de entrepiso de 0.015)

Capítulo 5

Tabla 5.19 Comparación de las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis dinámico modal espectral, inelástico paso a paso y Push-over, edificio de 3 niveles (caso B2), sin y con sobre-resistencias

Análisis ⁺	Sismo en X (eje 2)			Sismo en Y (eje A)		
	Entrepiso	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx (+)}}$	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx (-)}}$	Entrepiso	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx (+)}}$	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx (-)}}$
DME (AA – servicio) ^(*)	1-2	0.00184	-0.00184	1-2	0.00192	-0.00192
DME (AA - colapso) ⁽⁺⁺⁾	1-2	0.01318	-0.01318	1-2	0.01374	-0.01374
Paso a paso elástico	1-2	0.00541	-0.00559	1-2	0.00567	-0.00598
Paso a paso (nominales)	1-2	0.00407	-0.00549	1-2	0.00461	-0.00484
Push-over (nominales)	1-2	0.0300 **	-0.0300 **	1-2	0.0294 ***	-0.0294 ***
Paso a paso (SR)	1-2	0.00478	-0.00496	1-2	0.00450	-0.00517
Push-over (SR) *	1-2	0.03000	-0.03000	0-1	0.02976	-0.02976

⁺ Diseños con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

DME Análisis dinámico modal espectral

SR Efectos de sobre-resistencias

^(*) Valores afectados por Q'R/7, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

⁽⁺⁺⁾ Valores afectados por QR, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

*

** Rigen simultáneamente la condición permisible de colapso (distorsión máxima de entrepiso de 0.030) y demanda máxima de ductilidad local de 20 en columnas

*** Rigen simultáneamente la condición permisible de colapso (distorsión máxima de entrepiso de 0.030) y las demandas máximas de ductilidad local de 35 y 20 en vigas y columnas, respectivamente

Tabla 5.20 Comparación de las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis dinámico modal espectral, inelástico paso a paso y Push-over, edificio de 6 niveles (caso C2), sin y con sobre-resistencias

Análisis ⁺	Sismo en X (eje 2)			Sismo en Y (eje A)		
	Entrepiso	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx (+)}}$	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx (-)}}$	Entrepiso	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx (+)}}$	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx (-)}}$
DME (AA – servicio) ^(*)	4-5	0.00193	-0.00193	1-2	0.00195	-0.00195
DME (AA - colapso) ⁽⁺⁺⁾	3-4	0.01223	-0.01223	1-2	0.01239	-0.01239
Paso a paso elástico	1-2	0.00342	-0.00373	1-2	0.00351	-0.00378
Paso a paso (nominales)	1-2	0.00342	-0.00373	1-2	0.00351	-0.00378
Push-over (nominales) *	3-4	0.0150	-0.0150	3-4	0.0150	-0.0150
Paso a paso (SR)	1-2	0.00342	-0.00373	1-2	0.00351	-0.00378
Push-over (SR) *	3-4	0.0150 *	-0.0150 *	3-4	0.0150 *	-0.0150 *

⁺ Diseños con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

DME Análisis dinámico modal espectral

SR Efectos de sobre-resistencias

^(*) Valores afectados por Q'R/7, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

⁽⁺⁺⁾ Valores afectados por QR, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

*

Rige la condición permisible de colapso (distorsión máxima de entrepiso de 0.015)

Tabla 5.21 Comparación de las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los análisis dinámico modal espectral, inelástico paso a paso y Push-over, edificio de 6 niveles (caso D2), sin y con sobre-resistencias

Análisis ⁺	Sismo en X (eje 2)			Sismo en Y (eje A)		
	Entrepiso	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx (+)}}$	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx (-)}}$	Entrepiso	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx (+)}}$	$[\Delta_{ri}/h_i]_{\text{máx (-)}}$
DME (AA – servicio) (*)	3-4	0.00193	-0.00193	1-2	0.00195	-0.00195
DME (AA - colapso) (**)	3-4	0.01174 (**)	-0.01174 (**)	1-2	0.01185 (**)	-0.01185 (**)
Paso a paso elástico	1-2	0.00342	-0.00377	1-2	0.00342	-0.00373
Paso a paso (nominales)	1-2	0.00423	-0.00407	1-2	0.01120	-0.00625
Push-over (nominales)	1-2	0.0300 **	-0.0300 *	1-2	0.0300 ***	-0.0300 ***
Paso a paso (SR)	1-2	0.00342	-0.00377	1-2	0.00351	-0.00377
Push-over (SR)	1-2	0.0300 **	-0.0300 *	1-2	0.0300 **	-0.0300 **

⁺ Diseños con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

DME Análisis dinámico modal espectral

SR Efectos de sobre-resistencias

(*) Valores afectados por $Q^*R/7$, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

(**) Valores afectados por QR, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

* Rige la condición de colapso (distorsión máxima de entrepiso de 0.030)

** Rigen simultáneamente la condición permisible de colapso (distorsión máxima de entrepiso de 0.030) y demanda máxima de ductilidad local de 20 en columnas

*** Rigen simultáneamente la condición permisible de colapso (distorsión máxima de entrepiso de 0.030) y las demandas máximas de ductilidad local de 35 y 20 en vigas y columnas, respectivamente

Tabla 5.22 Comparación de los coeficientes sísmicos máximos obtenidos de los análisis paso a paso inelásticos y análisis estáticos no-lineales Push-over (perfil de cargas laterales del análisis modal espectral), sin y con sobre-resistencias, edificios de 3 (casos A2 y B2) y 6 (casos C2 y D2) niveles

Caso ⁺	Eje	Resistencias	Paso a paso		Push-over	C _S (Push-over) / C _S (Paso a paso)
			c _S ⁽⁺⁾	c _S ⁽⁻⁾	c _S	
A2 (Q= 2)	2	Elásticas	0.313	-0.315	-	-
		Nominales	0.293	-0.298	0.349	1.19
		Sobre-resistencias	0.313	-0.315	0.460	1.47
	A	Elásticas	0.310	-0.314	-	-
		Nominales	0.253	-0.260	0.254	1.00
		Sobre-resistencias	0.309	-0.311	0.357	1.16
B2 (Q= 4)	2	Elásticas	0.313	-0.315	-	-
		Nominales	0.241	-0.249	0.306	1.27
		Sobre-resistencias	0.280	-0.279	0.403	1.44
	A	Elásticas	0.310	-0.314	-	-
		Nominales	0.181	-0.177	0.203	1.12
		Sobre-resistencias	0.257	-0.257	0.291	1.13
C2 (Q= 2)	2	Elásticas	0.216	-0.223	-	-
		Nominales	0.216	-0.223	0.270	1.25
		Sobre-resistencias	0.216	-0.223	0.366	1.69
	A	Elásticas	0.216	-0.223	-	-
		Nominales	0.193	-0.195	0.256	1.33
		Sobre-resistencias	0.216	-0.222	0.366	1.69
D2 (Q= 4)	2	Elásticas	0.217	-0.221	-	-
		Nominales	0.216	-0.220	0.235	1.09
		Sobre-resistencias	0.217	-0.221	0.312	1.44
	A	Elásticas	0.217	-0.221	-	-
		Nominales	0.165	-0.152	0.179	1.08
		Sobre-resistencias	0.217	-0.217	0.252	1.16

⁺ Diseño con el espectro del Apéndice A (AA) de las NTC-Sismo del RDF-04

Tabla 5.23 Comparación de las demandas máximas de ductilidad global de los análisis paso a paso inelásticos (sin y con sobre-resistencias), edificios de 3 (casos A1, A2, B1 y B2) y 6 (casos C1, C2, D1 y D2) niveles

Características		Resistencias nominales			Sobre-resistencias			
Caso ⁺	Niveles	Eje	Δ_Y (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x\ inel}$ (cm)	μ_G	Δ_Y (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x\ inel}$ (cm)	μ_G
A1 (Q= 2)	3	2	3.73	3.73	1.00	-	-	1.00
		A	3.38	3.45	1.02	-	-	1.00
A2 (Q= 2)	3	2	4.16	4.66	1.12	-	-	1.00
		A	2.18	4.77	2.19	-	-	1.00
B1 (Q= 4)	3	2	2.20	3.79	1.72	3.73	3.73	1.00
		A	1.72	3.01	1.75	3.07	3.43	1.12
B2 (Q= 4)	3	2	2.38	4.83	2.03	4.16	4.42	1.06
		A	1.86	4.12	2.21	3.33	4.02	1.21
C1 (Q= 2)	6	2	5.95	5.95	1.00	-	-	1.00
		A	5.79	5.95	1.03	-	-	1.00
C2 (Q= 2)	6	2	5.84	5.87	1.01	-	-	1.00
		A	5.23	5.24	1.00	-	-	1.00
D1 (Q= 4)	6	2	3.38	4.74	1.40	5.85	5.95	1.02
		A	4.84	10.46	2.16	4.78	4.84	1.01
D2 (Q= 4)	6	2	3.42	5.89	1.72	5.16	5.16	1.00
		A	5.23	18.44	3.52	5.16	5.91	1.15

⁺ Diseño con los espectros del Cuerpo Principal (CP, casos A1, B1, C1 y D1) y del Apéndice A (AA, casos A2, B2, C2 y D2) de las NTC-Sismo del RDF-04

- Δ_Y Desplazamiento lateral en el instante que se presenta la primera fluencia
- $\Delta_{m\acute{a}x\ inel}$ Desplazamiento lateral máximo del comportamiento no-lineal paso a paso
- Q Factor de comportamiento sísmico utilizado en el diseño

Capítulo 5

Tabla 5.24a Comparación de las demandas máximas de ductilidad global y fuerzas cortantes basales asociadas de los análisis estáticos no-lineales Push-over (con el perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral) con resistencias nominales, edificios de 3 (casos A2 y B2) y 6 (casos C2 y D2) niveles

Características			Resistencias nominales				
Caso ⁺	Niveles	Eje	V _Y (t)	V _{máx inel} (t)	Δ _Y (cm)	Δ _{máx inel} (cm)	μ _G
A2 (Q= 2)	3	2	60.10	89.31	3.68	13.88	3.77
		A	48.12	64.19	3.16	13.78	4.36
B2 (Q= 4)	3	2	35.86	78.52	2.21	25.22	11.41
		A	28.02	51.22	1.85	29.13	15.72
C2 (Q= 2)	6	2	117.57	156.27	5.98	24.03	4.02
		A	105.08	146.70	5.21	26.05	5.00
D2 (Q= 4)	6	2	68.31	136.20	3.49	50.22	14.40
		A	53.31	97.22	2.65	46.00	17.33

⁺ Diseño con el espectro del Apéndice A (AA) de las NTC-Sismo del RDF-04
 Δ_Y Desplazamiento lateral en el instante que se presenta la primera fluencia
 Δ_{máx inel} Desplazamiento lateral máximo del comportamiento estático no-lineal
 Q Factor de comportamiento sísmico utilizado en el diseño

Tabla 5.24b Comparación de las demandas máximas de ductilidad global y fuerzas cortantes basales asociadas de los análisis estáticos no-lineales Push-over (con el perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral) con efectos de sobre-resistencias, edificios de 3 (casos A2 y B2) y 6 (casos C2 y D2) niveles

Características			Sobre-resistencias				
Caso ⁺	Niveles	Eje	V _Y (t)	V _{máx inel} (t)	Δ _Y (cm)	Δ _{máx inel} (cm)	μ _G
A2 (Q= 2)	3	2	78.71	117.73	4.82	13.43	2.78
		A	77.88	90.38	5.12	13.76	2.69
B2 (Q= 4)	3	2	62.66	103.11	3.86	22.45	5.81
		A	54.45	73.54	3.60	28.68	7.96
C2 (Q= 2)	6	2	178.61	212.35	9.09	24.11	2.65
		A	174.09	209.40	8.64	26.45	3.06
D2 (Q= 4)	6	2	112.01	180.68	5.72	44.04	7.70
		A	97.68	144.08	4.86	51.92	10.67

⁺ Diseño con el espectro del Apéndice A (AA) de las NTC-Sismo del RDF-04
 Δ_Y Desplazamiento lateral en el instante que se presenta la primera fluencia
 Δ_{máx inel} Desplazamiento lateral máximo del comportamiento estático no-lineal
 Q Factor de comportamiento sísmico utilizado en el diseño

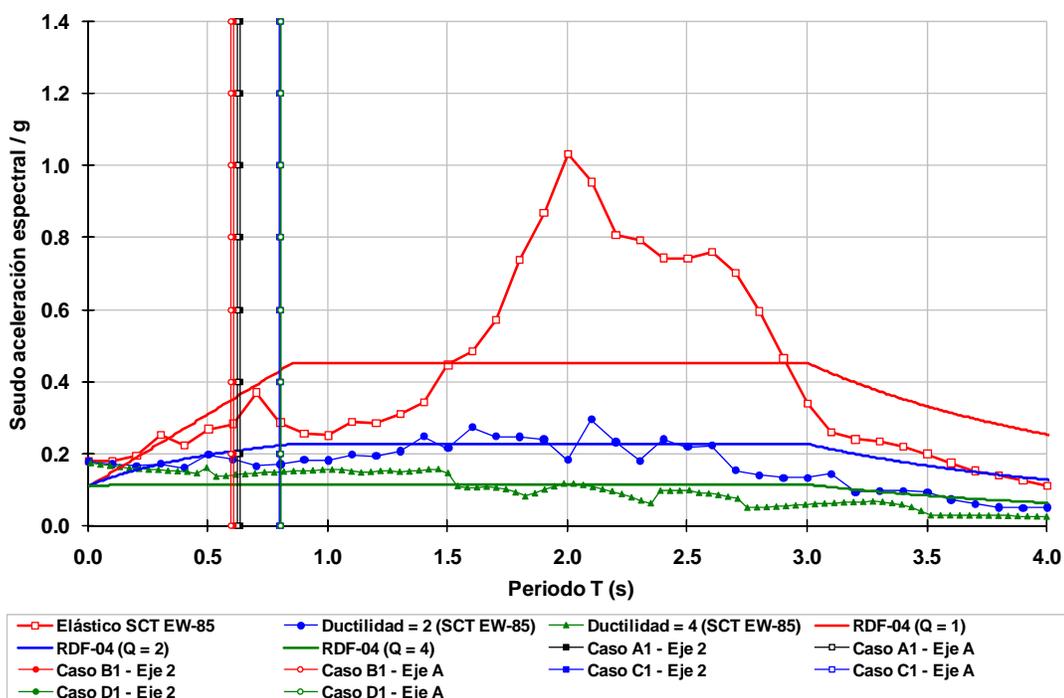


Fig 5.1 Espectros de respuesta SCT EW-85 (ductilidades 1, 2 y 4, con amortiguamiento del 5%) y de diseño ($Q=1, 2$ y 4) del Cuerpo Principal (zona sísmica III_b) de las NTC-Sismo del RDF-04, y ubicación de los periodos fundamentales de vibración de los diferentes modelos de estudio de 3 niveles

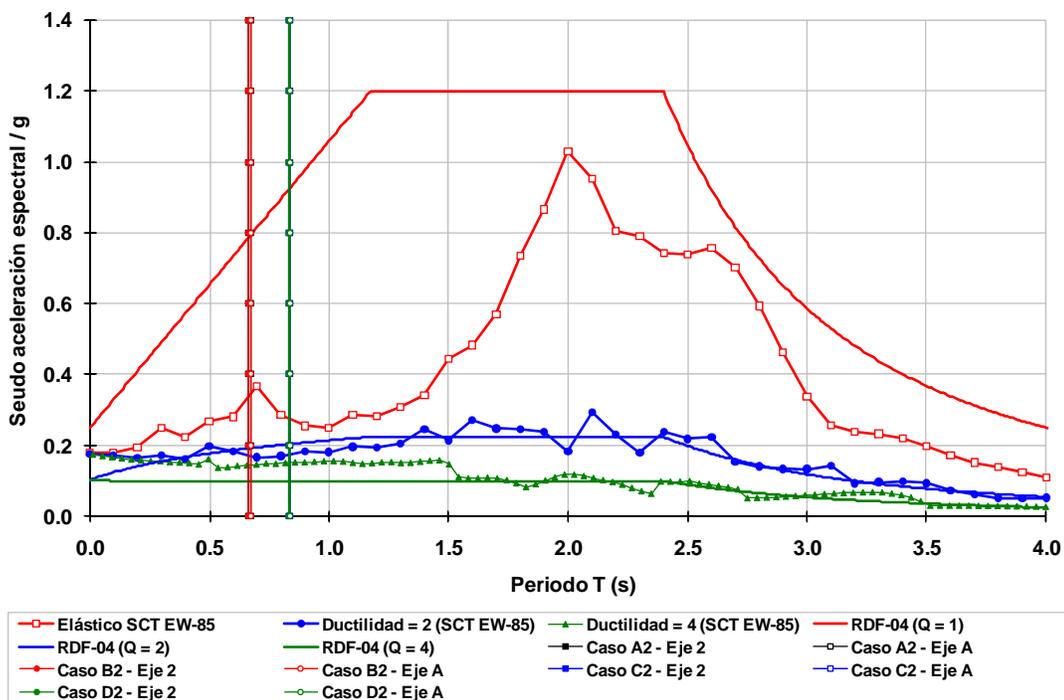
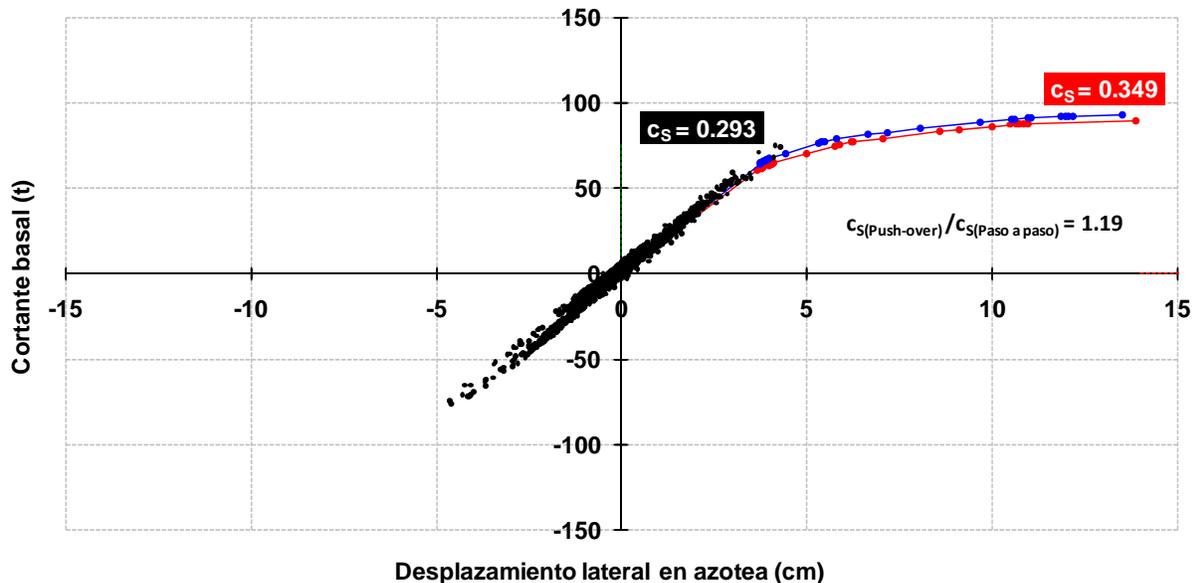
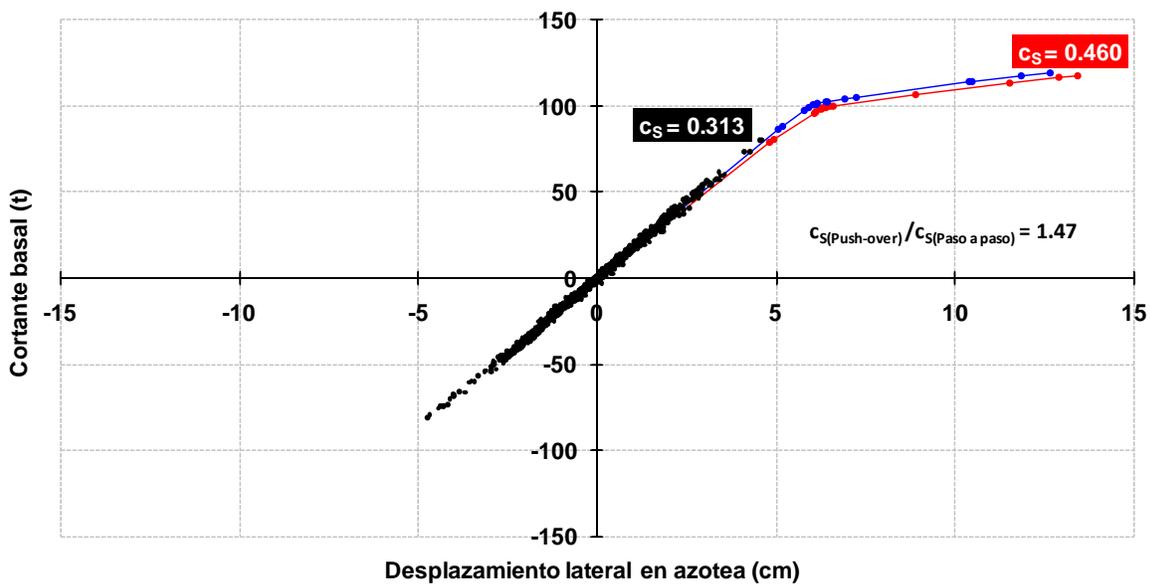


Fig 5.2 Espectros de respuesta SCT EW-85 (ductilidades 1, 2 y 4, con amortiguamiento del 5%) y de diseño ($Q=1, 2$ y 4) del Apéndice A ($T_s=2$ s) de las NTC-Sismo del RDF-04, y ubicación de los periodos fundamentales de vibración de los diferentes modelos de estudio de 6 niveles

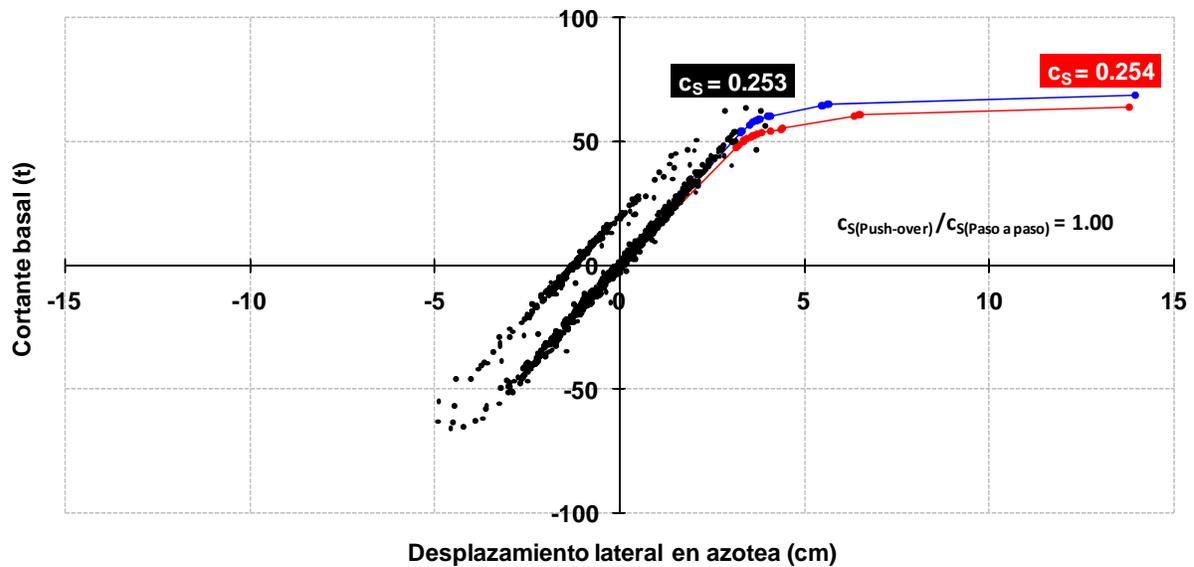


- Paso a paso (nominales)
- Push-over (dinámico modal espectral - nominales)
- Push-over (desplazamiento lateral máximo, paso a paso dinámico - nominales)

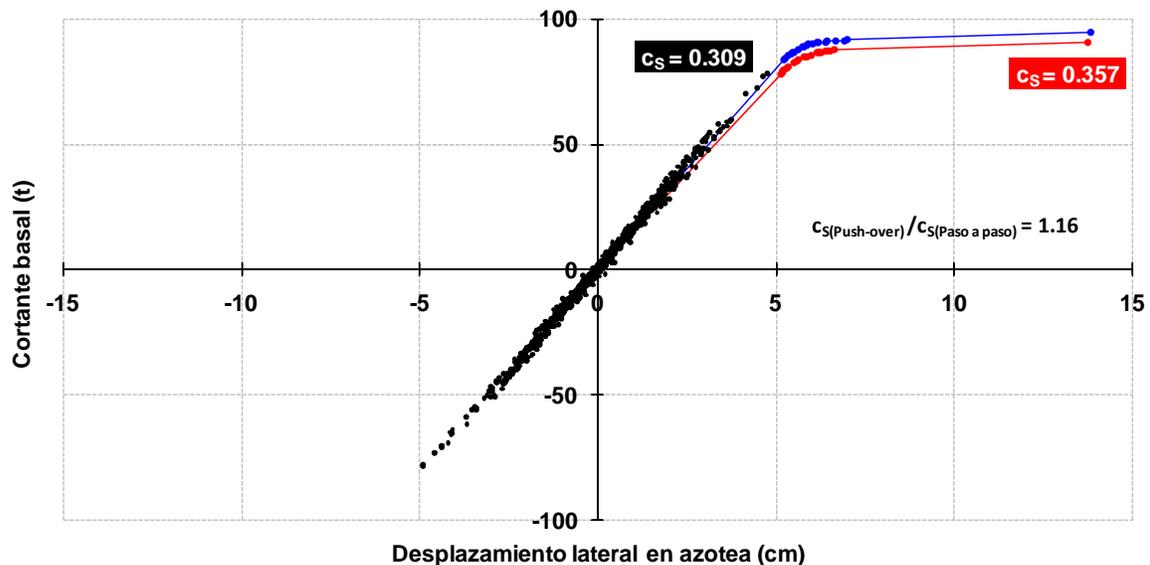


- Paso a paso (sobre-resistencias)
- Push-over (dinámico modal espectral - sobre-resistencias)
- Push-over (desplazamiento lateral máximo, paso a paso dinámico - sobre-resistencias)

Fig 5.3 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea de los análisis dinámico inelástico paso a paso (con el registro SCT EW-85) y estático no-lineal Push-over (con el perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral y del dinámico inelástico paso a paso cuando ocurre el desplazamiento lateral máximo), sin y con sobre-resistencias, caso A2 del eje 2 del edificio de 3 niveles



- Paso a paso (nominales)
- Push-over (dinámico modal espectral - nominales)
- Push-over (desplazamiento lateral máximo, paso a paso dinámico - nominales)



- Paso a paso (sobre-resistencias)
- Push-over (dinámico modal espectral - sobre-resistencias)
- Push-over (desplazamiento lateral máximo, paso a paso dinámico - sobre-resistencias)

Fig 5.4 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea de los análisis dinámico inelástico paso a paso (con el registro SCT EW-85) y estático no-lineal Push-over (con el perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral y del dinámico inelástico paso a paso cuando ocurre el desplazamiento lateral máximo), sin y con sobre-resistencias, caso A2 del eje A del edificio de 3 niveles

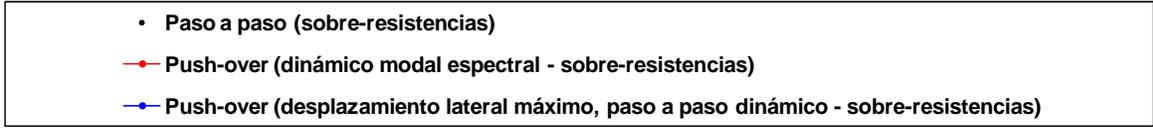
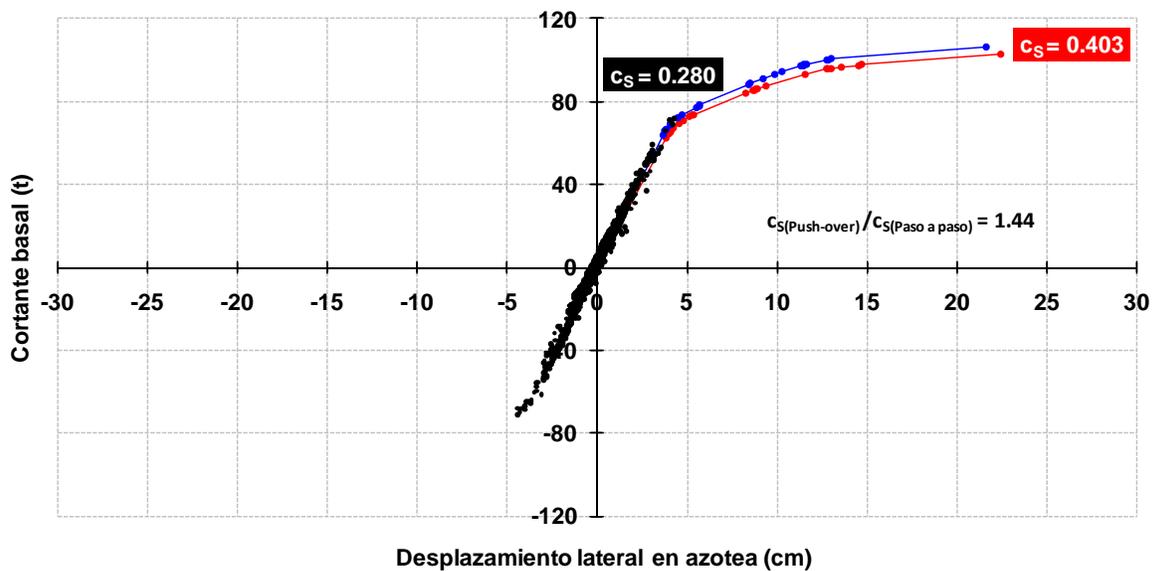
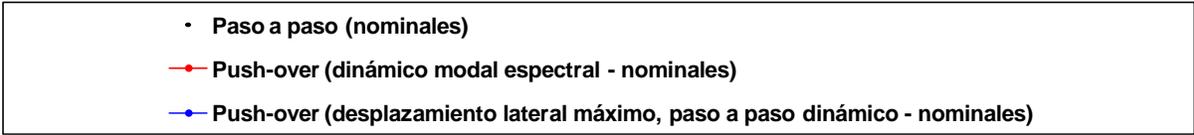
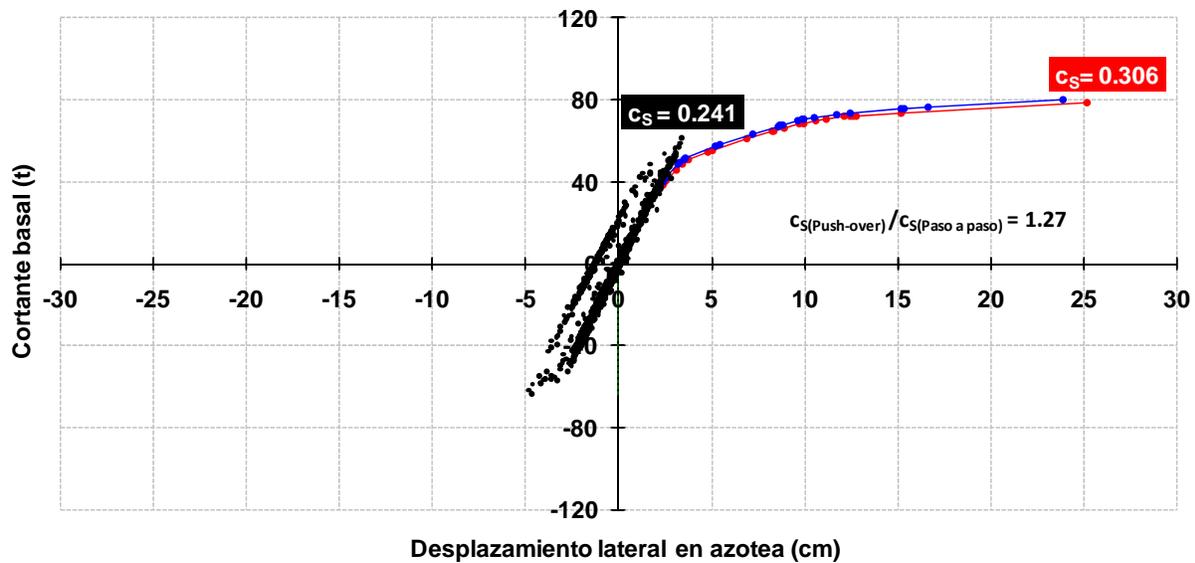


Fig 5.5 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea de los análisis dinámico inelástico paso a paso (con el registro SCT EW-85) y estático no-lineal Push-over (con el perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral y del dinámico inelástico paso a paso cuando ocurre el desplazamiento lateral máximo), sin y con sobre-resistencias, caso B2 del eje 2 del edificio de 3 niveles

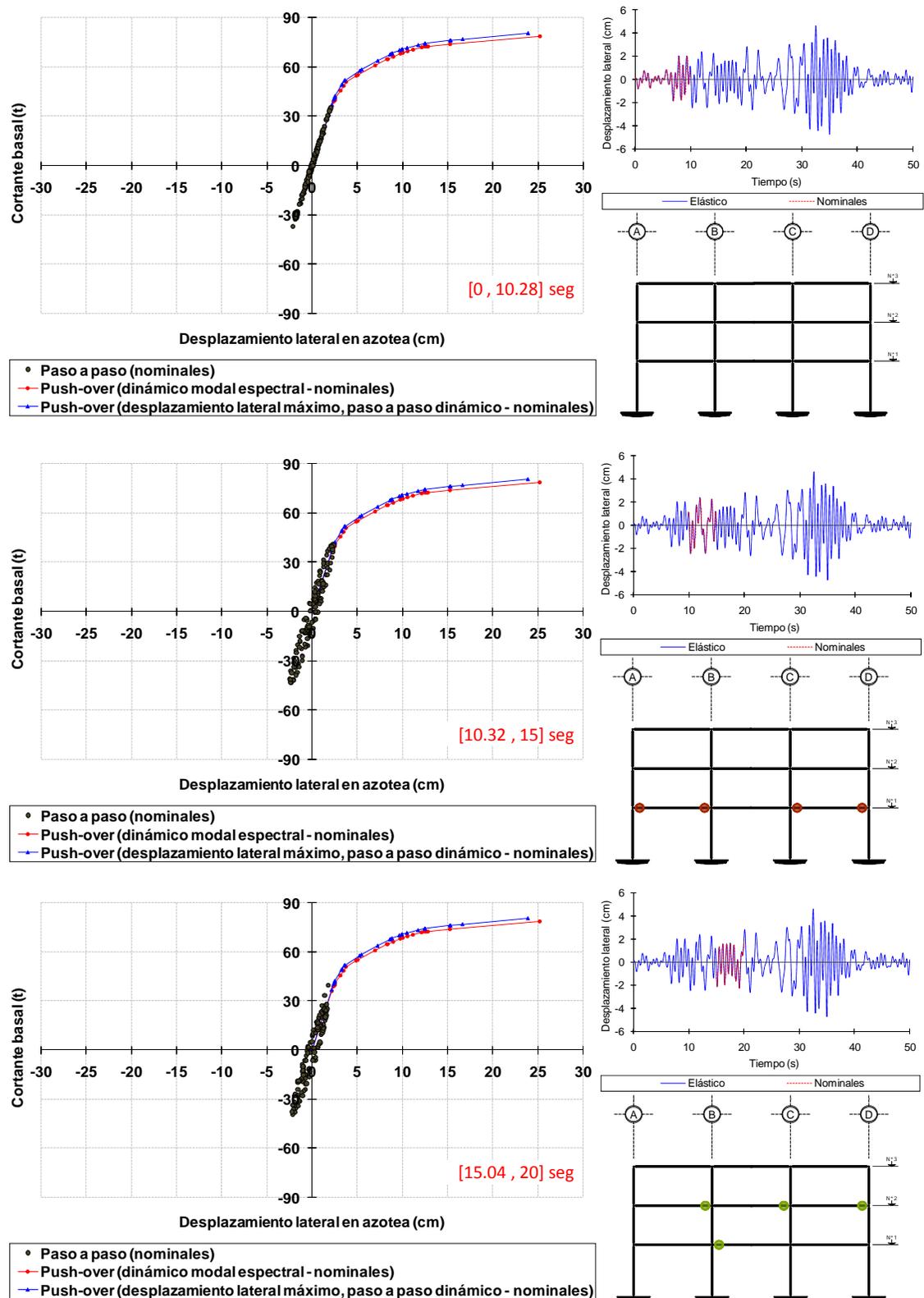


Fig 5.6a Comparación de la intensidad de la respuesta inelástica fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea para varios intervalos del tiempo (0 a 20 segundos) de los análisis paso a paso contra análisis estático no-lineal Push-over, resistencias nominales, caso B2 del eje 2 del edificio de 3 niveles

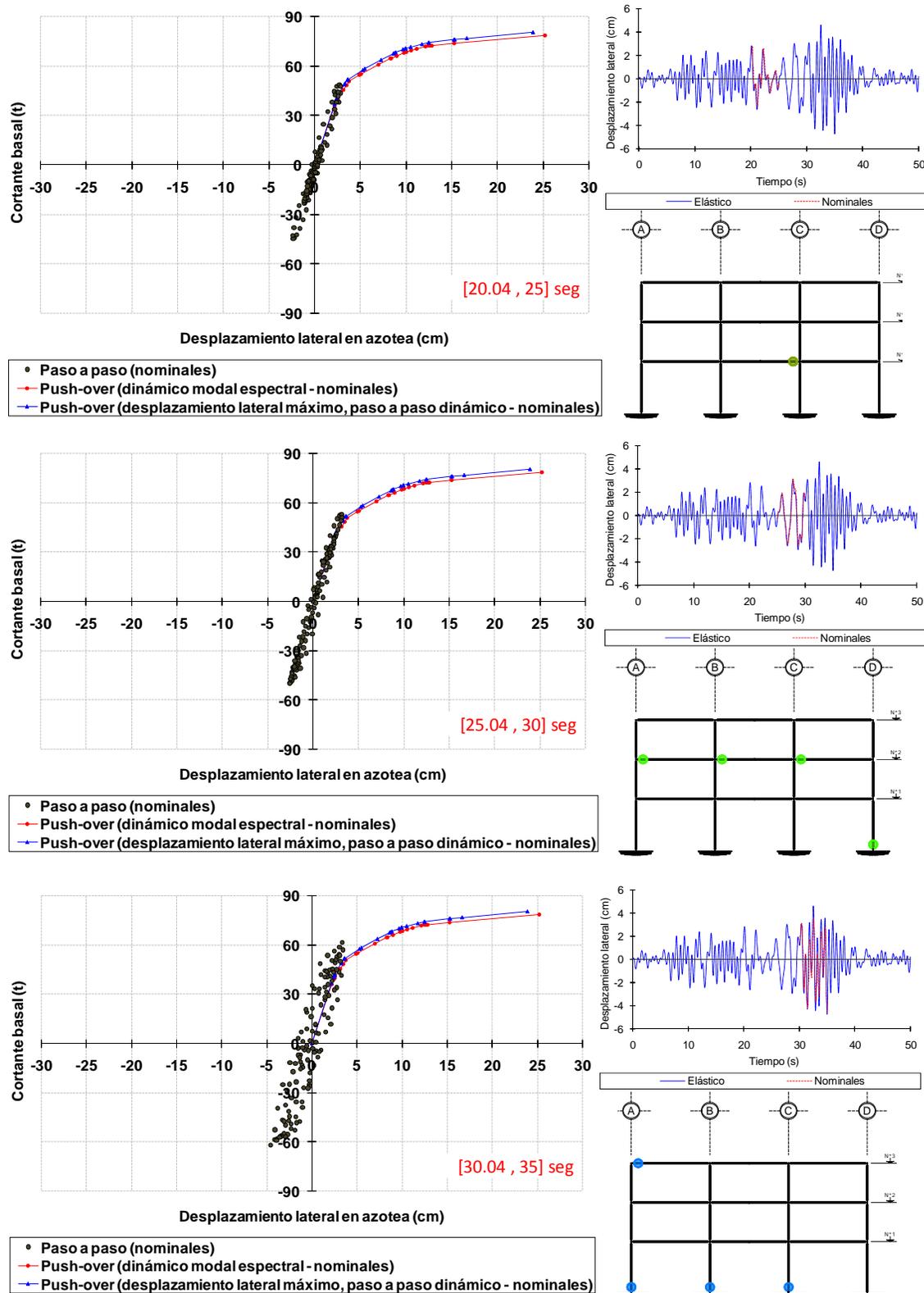


Fig 5.6b Comparación de la intensidad de la respuesta inelástica fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea para varios intervalos del tiempo (20 a 35 segundos) de los análisis paso a paso contra análisis estático no-lineal Push-over, resistencias nominales, caso B2 del eje 2 del edificio de 3 niveles

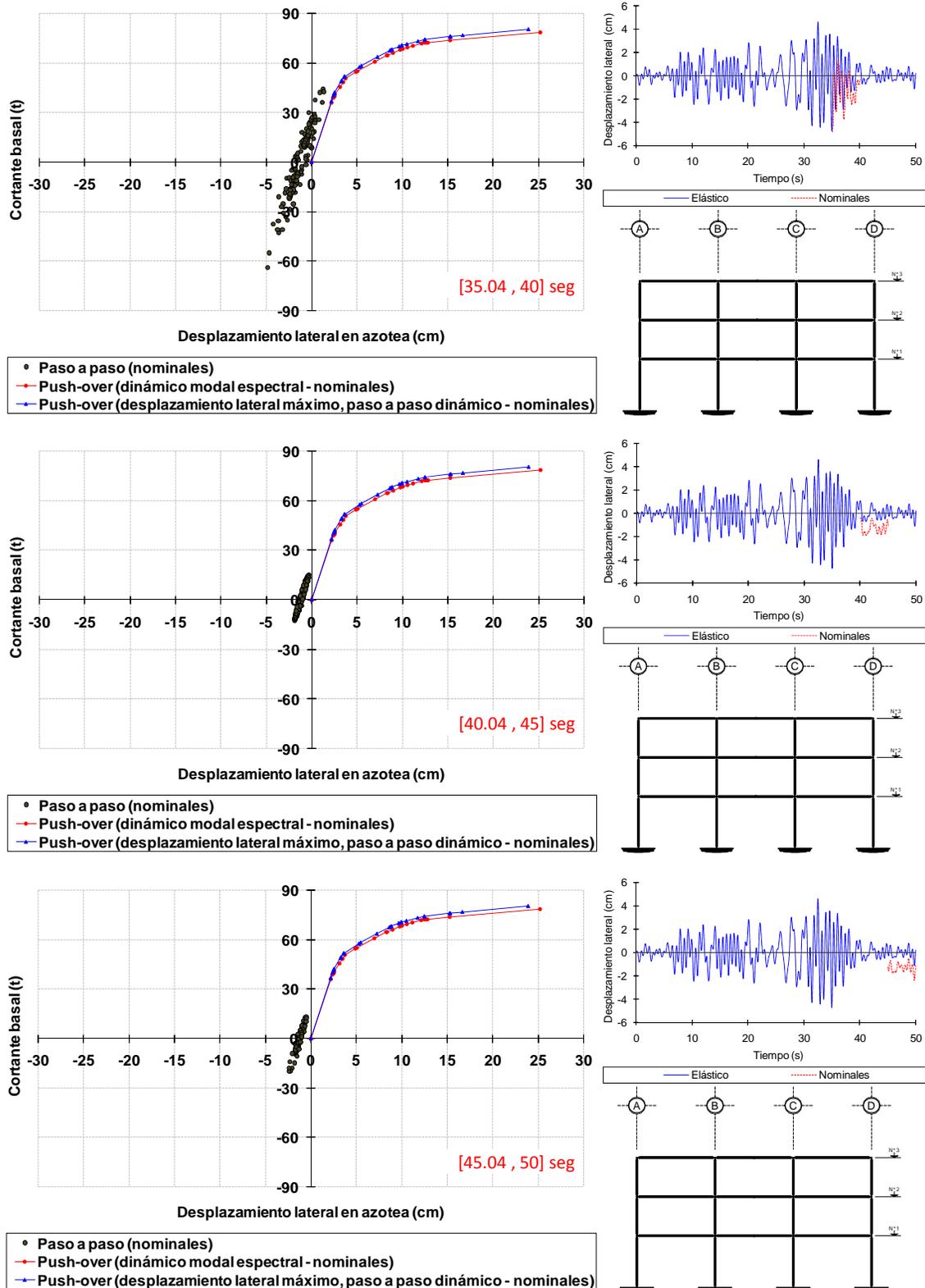


Fig 5.6c Comparación de la intensidad de la respuesta inelástica fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea para varios intervalos del tiempo (35 a 50 segundos) de los análisis paso a paso contra análisis estático no-lineal Push-over, resistencias nominales, caso B2 del eje 2 del edificio de 3 niveles

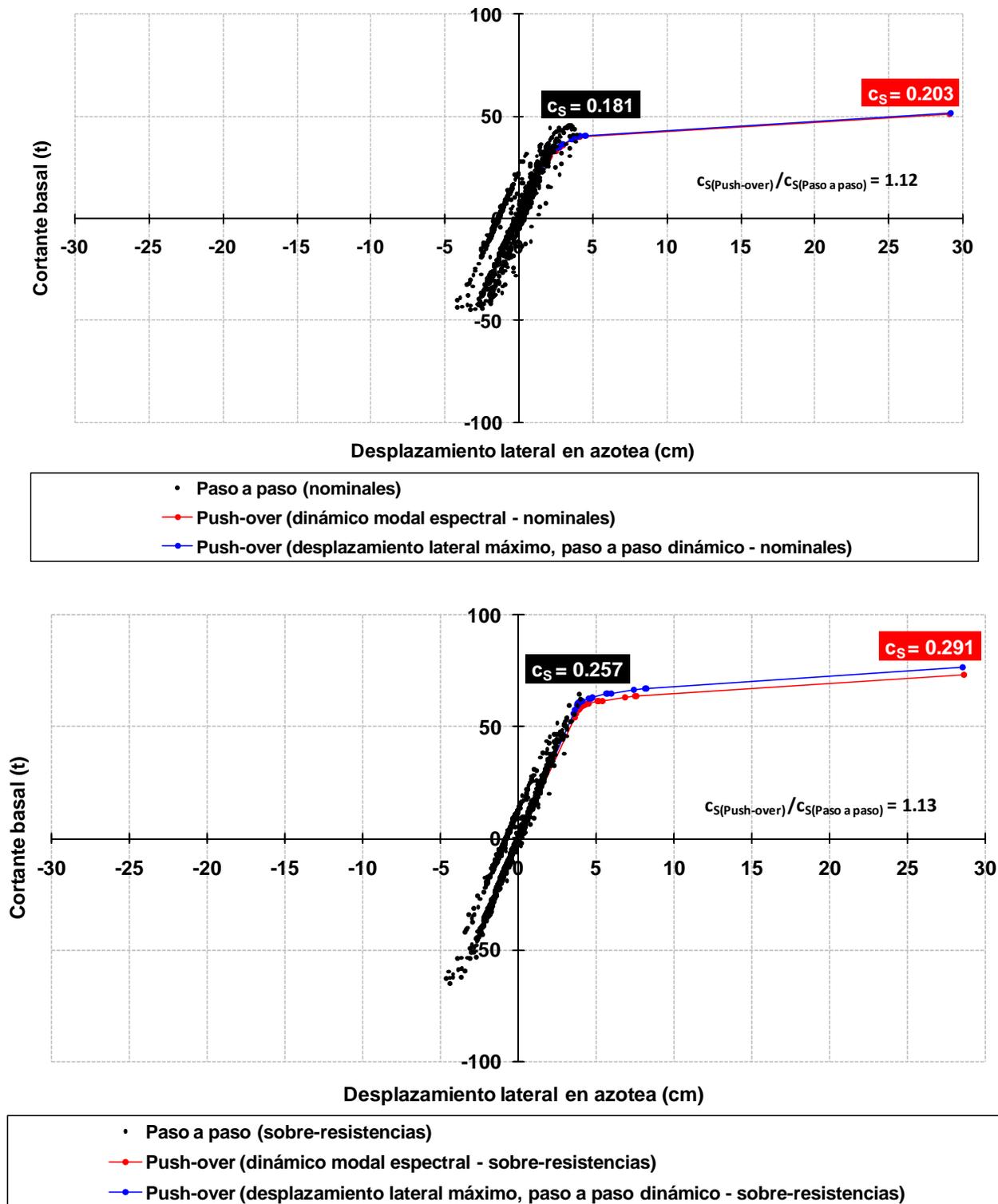


Fig 5.7 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea de los análisis dinámico inelástico paso a paso (con el registro SCT EW-85) y estático no-lineal Push-over (con el perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral y del dinámico inelástico paso a paso cuando ocurre el desplazamiento lateral máximo), sin y con sobre-resistencias, caso B2 del eje A del edificio de 3 niveles

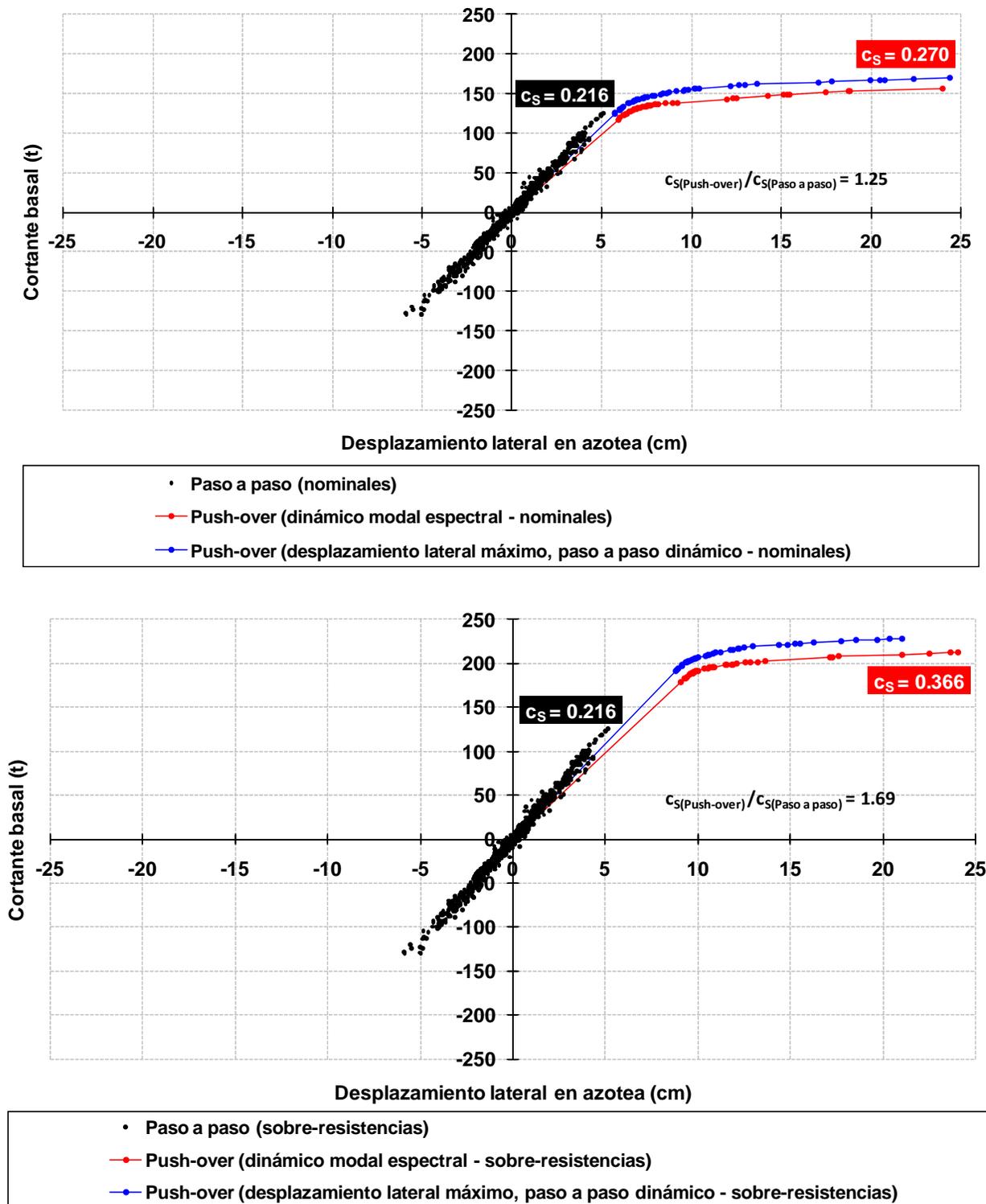


Fig 5.8 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea de los análisis dinámico inelástico paso a paso (con el registro SCT EW-85) y estático no-lineal Push-over (con el perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral y del dinámico inelástico paso a paso cuando ocurre el desplazamiento lateral máximo), sin y con sobre-resistencias, caso C2 del eje 2 del edificio de 6 niveles

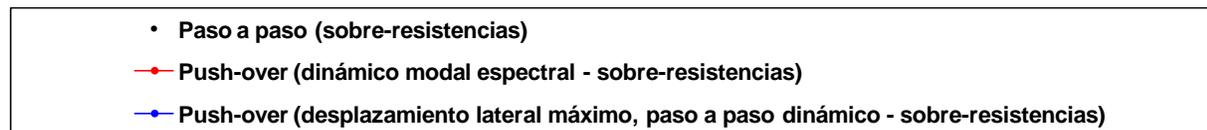
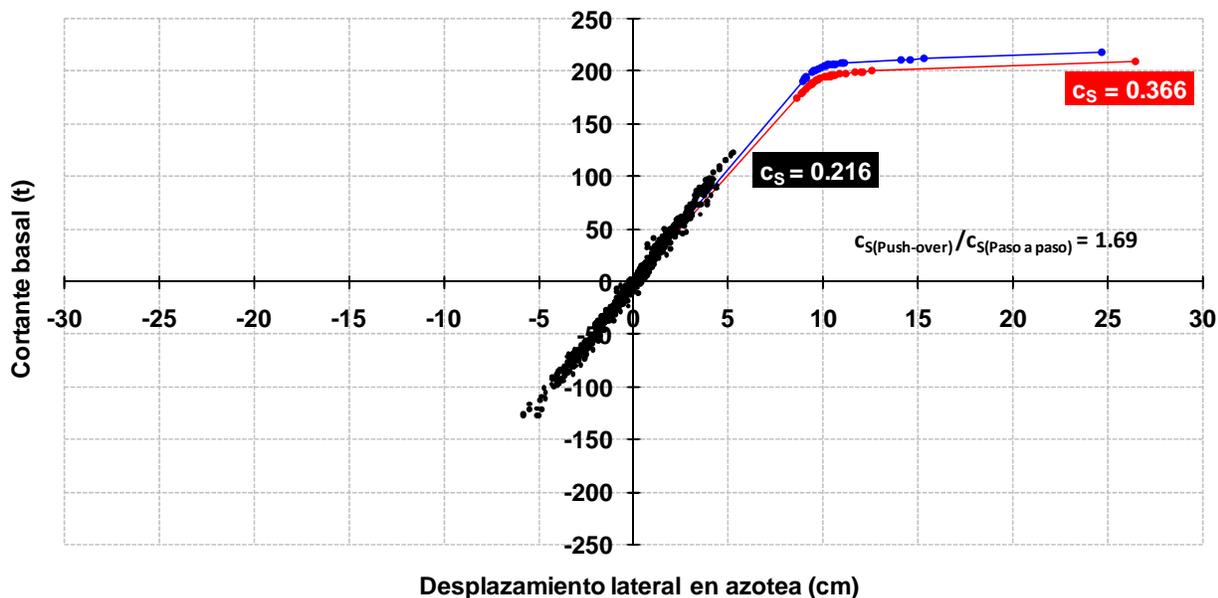
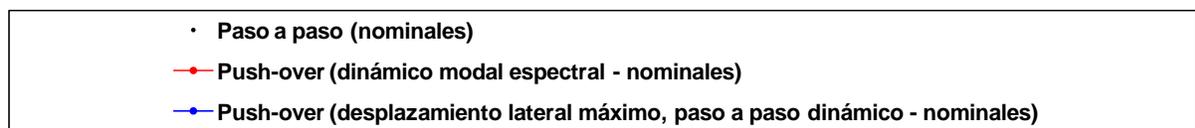
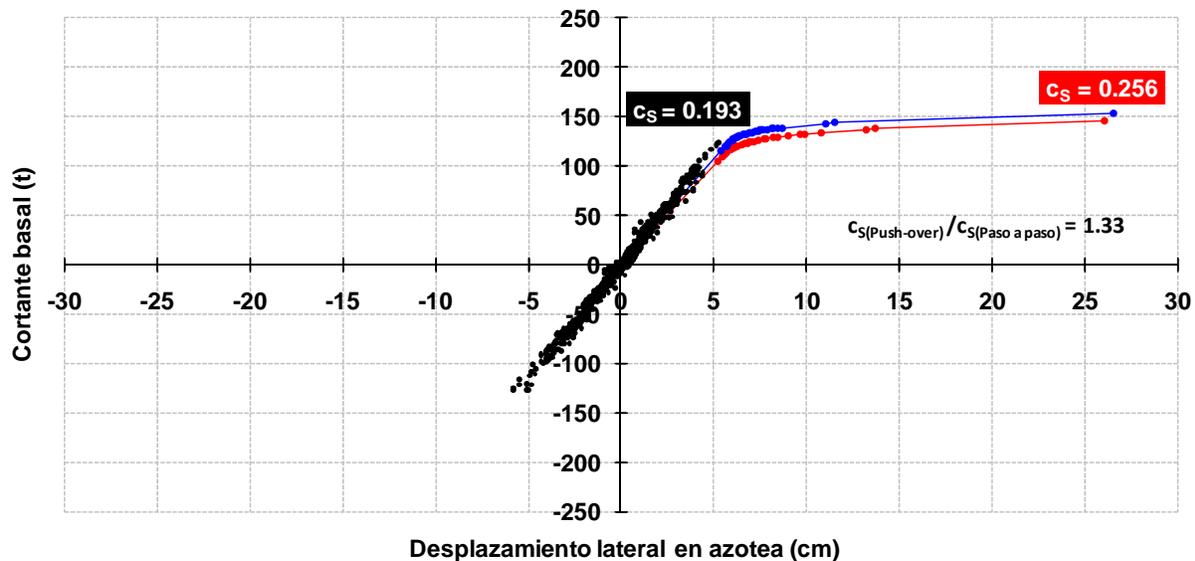
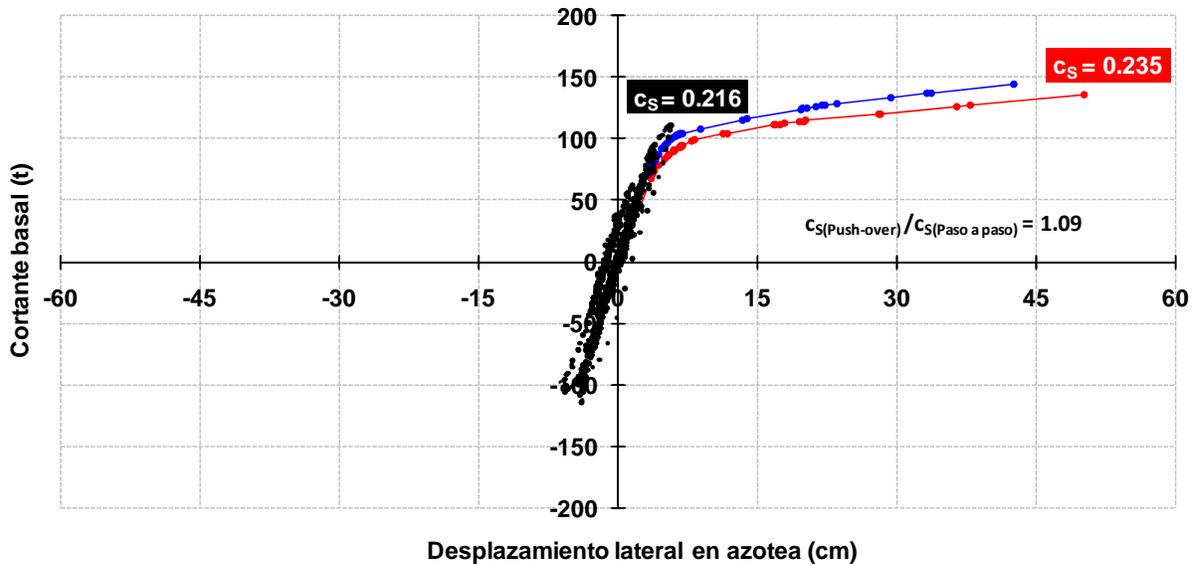
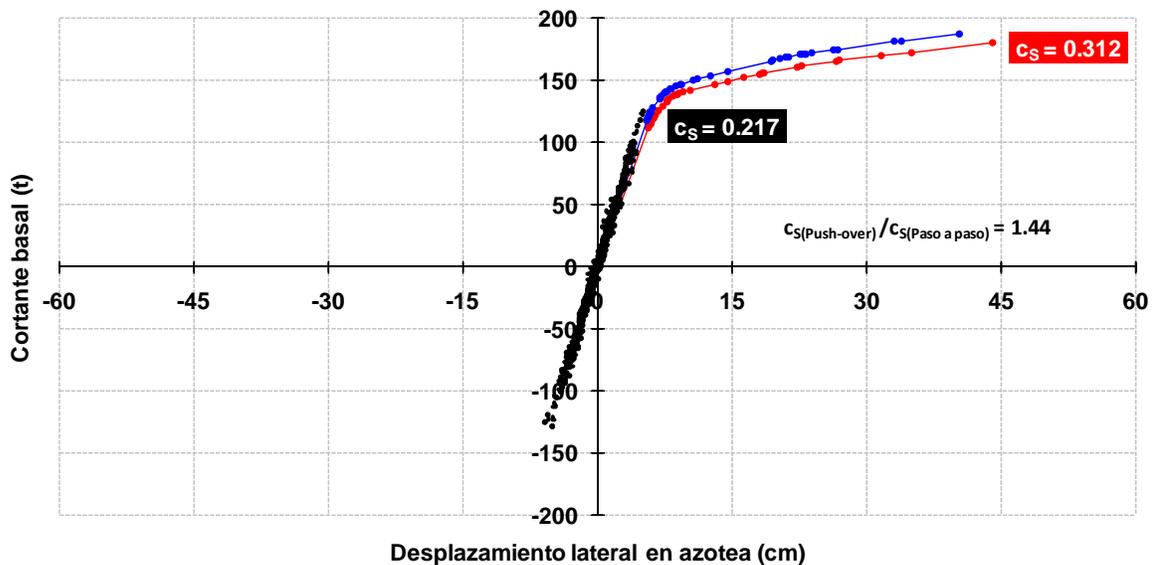


Fig 5.9 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea de los análisis dinámico inelástico paso a paso (con el registro SCT EW-85) y estático no-lineal Push-over (con el perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral y del dinámico inelástico paso a paso cuando ocurre el desplazamiento lateral máximo), sin y con sobre-resistencias, caso C2 del eje A del edificio de 6 niveles

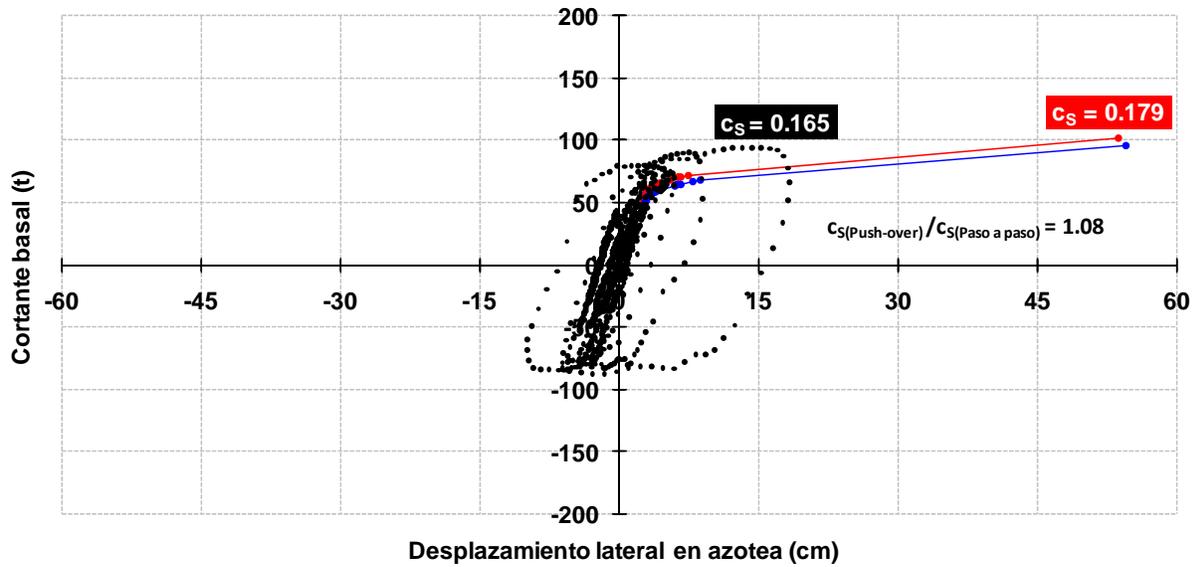


- Paso a paso (nominales)
- Push-over (dinámico modal espectral - nominales)
- Push-over (desplazamiento lateral máximo, paso a paso dinámico - nominales)

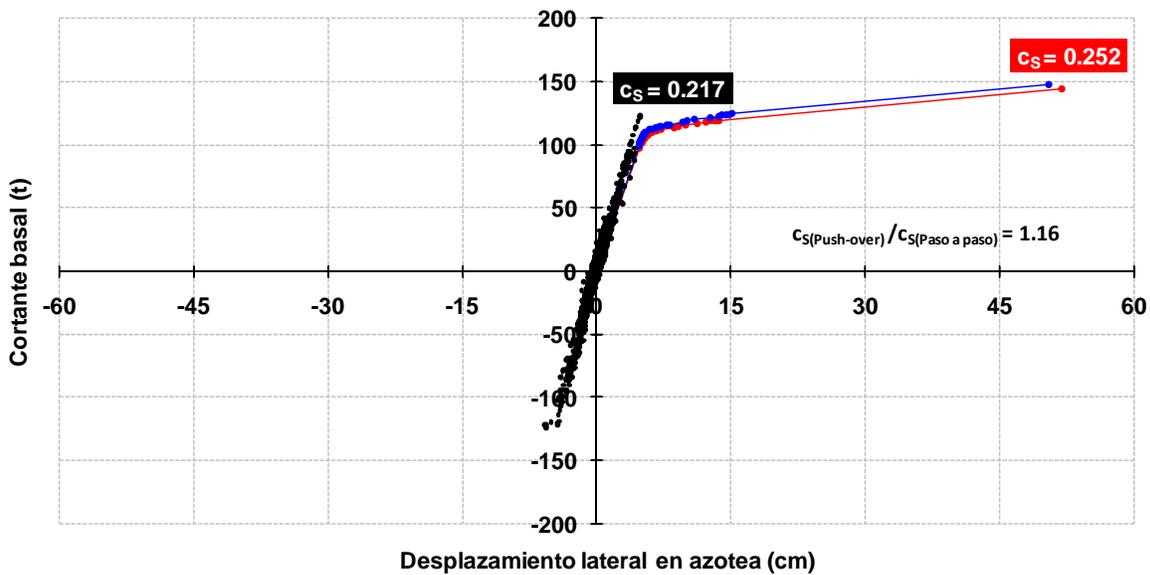


- Paso a paso (sobre-resistencias)
- Push-over (dinámico modal espectral - sobre-resistencias)
- Push-over (desplazamiento lateral máximo, paso a paso dinámico - sobre-resistencias)

Fig 5.10 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea de los análisis dinámico inelástico paso a paso (con el registro SCT EW-85) y estático no-lineal Push-over (con el perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral y del dinámico inelástico paso a paso cuando ocurre el desplazamiento lateral máximo), sin y con sobre-resistencias, caso D2 del eje 2 del edificio de 6 niveles



- Paso a paso (nominales)
- Push-over (dinámico modal espectral - nominales)
- Push-over (desplazamiento lateral máximo, paso a paso dinámico - nominales)



- Paso a paso (sobre-resistencias)
- Push-over (dinámico modal espectral - sobre-resistencias)
- Push-over (desplazamiento lateral máximo, paso a paso dinámico - sobre-resistencias)

Fig 5.11 Comparación de las curvas fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea de los análisis dinámico inelástico paso a paso (con el registro SCT EW-85) y estático no-lineal Push-over (con el perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral y del dinámico inelástico paso a paso cuando ocurre el desplazamiento lateral máximo), sin y con sobre-resistencias, caso D2 del eje A del edificio de 6 niveles

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Antecedentes

El objeto de este trabajo fue comparar la respuesta sísmica dinámica inelástica y estática no-lineal de estructuras de 3 y 6 niveles diseñadas con base en el Cuerpo Principal y el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RDF-04), vigente desde febrero de 2004.

Se analizaron y dimensionaron estructuras de 3 y 6 niveles considerando varias condiciones de diseño, de acuerdo con las siguientes limitaciones:

- Se limitaron las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso a 0.006 y 0.002 para la revisión del estado límite de servicio, utilizando los espectros de diseño del Cuerpo Principal y Apéndice A, respectivamente, de las NTC-Sismo del RDF-04, para fines de tener un adecuado comportamiento sismorresistente con base en el control de los desplazamientos laterales. Los espectros de diseño se redujeron por $Q=2$ y 4 .
- Para revisar la seguridad contra el colapso, se apoyó en el criterio definido en el Apéndice A de las NTC-Sismo, considerando los límites permisibles de las distorsiones angulares de entrepiso de 0.015 para $Q=2$ y de 0.030 para $Q=4$, ambos casos para estructuras de concreto reforzado a base de marcos.

6.2 Casos de estudio

Las tablas 6.1a y 6.1b muestran los 16 casos definidos para este trabajo, considerando estructuras tridimensionales de 3 y 6 niveles, respectivamente; para cada dirección se revisaron las respuestas de los ejes 2 (lado corto) y A (lado largo).

Capítulo 6

El dimensionamiento de cada edificio satisface las condiciones de los estados límite de servicio; esto es, los tamaños determinados de las secciones transversales de las vigas y columnas de cada estructura contribuyen a la rigidez lateral necesaria que satisfacen los valores límite permisibles de cada condición de servicio especificadas anteriormente. Después de cumplir con las condiciones de servicio, para cada caso de estructura de interés, se procedió posteriormente a la revisión de los estados límite de falla (diseño de resistencias) y, en caso necesario, aumentar las dimensiones de los elementos estructurales. El diseño fue regido, por lo general, por los estados límite de servicio, lo que se debe principalmente a que se trata de estructuras de baja altura. Se tienen diferencias poco importantes entre sí, después de aplicar los espectros de diseño del Cuerpo Principal y el Apéndice A, de las dimensiones de las secciones transversales finales; esto es, lo anterior de debe a la similitud en las ordenadas espectrales correspondientes.

Tabla 6.1a Casos empleados de la estructura de 3 niveles (eje 2, dirección X; eje A, dirección Y), diseñados con el espectro del Cuerpo principal (CP) y Apéndice A (AA) de las NTC-Sismo del RDF-04, utilizando los factores de comportamiento sísmico $Q=2$ y 4

Caso	RDF-04 NTC-Sismo	Eje	Q
A1	Cuerpo Principal CP	2	2
B1			4
A1		A	2
B1			4
A2	Apéndice A AA	2	2
B2			4
A2		A	2
B2			4

Tabla 6.1b Casos empleados de la estructura de 6 niveles (eje 2, dirección X; eje A, dirección Y), diseñados con el espectro del Cuerpo principal (CP) y Apéndice A (AA) de las NTC-Sismo del RDF-04, utilizando los factores de comportamiento sísmico $Q=2$ y 4

Caso	RDF-04 NTC-Sismo	Eje	Q
C1	Cuerpo Principal CP	2	2
D1			4
C1		A	2
D1			4
C2	Apéndice A AA	2	2
D2			4
C2		A	2
D2			4

Con base en los diseños de los elementos estructurales de cada caso de interés de 3 y 6 niveles, después se realizaron los análisis dinámicos paso a paso asumiendo comportamientos elásticos e inelásticos. Para este tipo de análisis se modelaron los ejes 2 y A de cada dirección como marcos bidimensionales; se calibraron para que representarán los efectos de cada estructura tridimensional en la dirección de interés, utilizando el programa de computadora DRAIN-2DX y el registro de aceleraciones SCT-EW del 19 de septiembre de 1985. Se incluyó la influencia de los efectos de las fuentes de sobre-resistencia, además de las resistencias nominales, con base en los diseños determinados con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04. Las tablas 6.2 y 6.3a y 6.3b muestran los casos considerados.

Tabla 6.2 Casos revisados de las estructuras de 3 y 6 niveles (eje 2, dirección X; eje A, dirección Y) y analizados dinámicamente paso a paso con comportamiento elástico, con base en los diseños hechos con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, con los factores de comportamiento sísmico $Q=2$ y 4

Caso	Niveles	Eje	Q
A2	3	2	2
B2			4
A2		A	2
B2			4
A2	6	2	2
B2			4
A2		A	2
B2			4

Tabla 6.3a Casos revisados de las estructuras de 3 niveles (eje 2, dirección X; eje A, dirección Y) y analizados dinámicamente paso a paso con comportamiento inelástico (sin y con efectos de sobre-resistencias), con base en los diseños hechos con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, con los factores de comportamiento sísmico $Q=2$ y 4

Caso	Resistencias	Eje	Q
A1	Nominales	2	2
B1			4
A1		A	2
B1			4
A2	Sobre-resistencias	2	2
B2			4
A2		A	2
B2			4

Tabla 6.3b Casos revisados de las estructuras de 6 niveles (eje 2, dirección X; eje A, dirección Y) y analizados dinámicamente paso a paso con comportamiento inelástico (sin y con efectos de sobre-resistencias), con base en los diseños hechos con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, con los factores de comportamiento sísmico $Q=2$ y 4

Caso	Resistencias	Eje	Q
C1	Nominales	2	2
D1			4
C1		A	2
D1			4
C2	Sobre-resistencias	2	2
D2			4
C2		A	2
D2			4

Posteriormente, se realizaron los análisis estáticos no-lineales conocidos como Push-over de los casos anteriores; se utilizó el mismo programa de computadora DRAIN-2DX y los perfiles de distribución de carga lateral obtenidos de los análisis dinámico modal espectral, lateral estático y dinámico paso a paso inelástico. Durante el proceso de este tipo de análisis se monitorearon las respuestas para que las distorsiones angulares de entrepiso no excedieran los valores límite de colapso de 0.015 y 0.030 para los diseños con $Q=2$ y 4 , respectivamente. Además, se revisaron las condiciones en que las demandas máximas de ductilidad local en vigas y columnas no sobrepasarán los valores de 35 y 20, respectivamente. Las tablas 6.4a y 6.4b describen los casos analizados de 3 y 6 niveles, respectivamente.

Tabla 6.4a Casos revisados de las estructuras de 3 niveles (eje 2, dirección X; eje A, dirección Y) y analizados estáticamente con comportamiento no-lineal (Push-over) (sin y con efectos de sobre-resistencias), con base en los diseños hechos con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, con los factores de comportamiento sísmico $Q=2$ y 4

Perfil de cargas laterales	Eje	Caso	Q	Resistencias
Perfil de cargas correspondiente al análisis dinámico modal espectral de diseño	2	A2	2	Nominales
				Sobre-resistencias
		B2	4	Nominales
				Sobre-resistencias
	A	A2	2	Nominales
				Sobre-resistencias
		B2	4	Nominales
				Sobre-resistencias
Perfil de cargas correspondiente al instante en que se presenta el desplazamiento máximo en el análisis sísmico dinámico inelástico	2	A2	2	Nominales
				Sobre-resistencias
		B2	4	Nominales
				Sobre-resistencias
	A	A2	2	Nominales
				Sobre-resistencias
		B2	4	Nominales
				Sobre-resistencias

Tabla 6.4b Casos revisados de las estructuras de 6 niveles (eje 2, dirección X; eje A, dirección Y) y analizados estáticamente con comportamiento no-lineal (Push-over) (sin y con efectos de sobre-resistencias), con base en los diseños hechos con el espectro del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, con los factores de comportamiento sísmico $Q=2$ y 4

Perfil de cargas laterales	Eje	Caso	Q	Resistencias
Perfil de cargas correspondiente al análisis dinámico modal espectral de diseño	2	C2	2	Nominales
				Sobre-resistencias
		D2	4	Nominales
				Sobre-resistencias
	A	D2	2	Nominales
				Sobre-resistencias
		C2	4	Nominales
				Sobre-resistencias
Perfil de cargas correspondiente al instante en que se presenta el desplazamiento máximo en el análisis sísmico dinámico inelástico	2	C2	2	Nominales
				Sobre-resistencias
		D2	4	Nominales
				Sobre-resistencias
	A	C2	2	Nominales
				Sobre-resistencias
		D2	4	Nominales
				Sobre-resistencias

6.3 Conclusiones

- El tamaño de las secciones transversales obtenidas con las NTC-Sismo del RDF-04 resultaron ligeramente más pequeñas con el espectro de diseño del Apéndice A, con respecto de lo que ocurre con el Cuerpo Principal.
- Rigió, en general, la condición de diseño del estado límite de servicio (desplazamientos laterales). Los modelos de este estudio, de poca altura, se diseñaron para no exceder las distorsiones angulares de entrepiso de 0.006 y 0.002, según los requerimientos del Cuerpo Principal y Apéndice A, respectivamente, de las NTC-Sismo del RDF-04. Las dimensiones resultantes de las secciones transversales de los diferentes miembros estructurales aportan resistencias superiores a las mínimas necesarias por el estado límite de falla.
- Para los modelos de 6 niveles, diseñados con $Q=4$, rigen las cuantías mínimas de acero de refuerzo longitudinal y transversal, según los requisitos establecidos de marcos dúctiles que deben cumplirse en las NTC-Concreto del RDF-04. En los otros casos los diseños de los refuerzos necesarios resultaron ligeramente superiores a los mínimos requeridos.
- No obstante que, para todos los casos analizados, las ordenadas espectrales de diseño del Apéndice A tienden a ser ligeramente inferiores que las correspondientes del Cuerpo Principal, ambos de las NTC-Sismo del RDF-04, el comportamiento inelástico desarrollado en los modelos de este estudio y diseñados con ambos criterios tiende a presentar respuestas muy similares, para fines prácticos; si acaso, los casos proporcionados con el espectro de diseño del Apéndice A muestran respuestas inelásticas un poco mayores.
- Las respuestas inelásticas calculadas, en los diferentes modelos de este trabajo, muestran que se logra un comportamiento dúctil adecuado desde el punto de vista sísmico, con una capacidad lateral suficiente para que cada estructura pueda incursionar en el rango inelástico, evitando fallas frágiles; esto es, lo anterior se presenta después de seguir las recomendaciones de diseño y detallado de los elementos estructurales recomendadas en las NTC-Concreto del RDF-04.
- Las respuestas inelásticas de los análisis dinámicos paso a paso arrojan resultados que muestran un buen desempeño sismorresistente basado en la filosofía de columna fuerte – viga débil, principalmente regido por los efectos de la flexión de los miembros estructurales horizontales; esto es, se comprueba que los diferentes elementos estructurales presentan un comportamiento recomendado por los códigos modernos. Esta tendencia de mecanismo de colapso, en caso de que se llegara a presentar, permite que la estructura disipe una cantidad importante de energía mediante la deformación y redistribución de esfuerzos a través de la formación de zonas plásticas en regiones de los elementos estructurales donde se dispone de un detallado adecuado, siempre evitando fallas del tipo frágil.
- En general, con los análisis estáticos no-lineales (Push-over) se llega a la formación del mecanismo de colapso, del tipo viga débil-columna fuerte. En cambio, con los análisis inelásticos en el dominio del tiempo lo anterior no ocurre, aunque sí se observa que se presentan las fluencias en los extremos inferiores de las columnas del primer entrepiso y en

una gran cantidad de extremos de las vigas.

- La influencia de los efectos de las sobre-resistencias disponibles tiende a ser muy importante en el comportamiento sismorresistente de los modelos estudiados, con un mejor desempeño y daños menores con respecto de los casos diseñados con las resistencias nominales; los resultados de este trabajo concuerdan con otros estudios que muestran una mejora considerable en el comportamiento inelástico, incluso en algunos limitando la incursión en el rango inelástico.
- Al comparar cada respuesta dinámica paso a paso inelástica contra la estática no-lineal, se aprecia en la curva fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea la similitud en la tendencia de la pendiente (equivalente a la rigidez lateral disponible). El método Push-over está limitado por aplicarse en una sola dirección y, en cambio, el análisis paso a paso dinámico considera a las respuestas de la estructura en ambos sentidos; este tipo de análisis en la historia del tiempo permite conocer, además, si durante la historia del análisis se presentan daños en elementos estructurales que se acumulen y que sea una fuente importante de disipación de energía de deformación, con un probable incremento considerable en el área bajo la curva de histéresis.
- Al observar el comportamiento inelástico dinámico de los modelos en estudio, las estructuras de 3 niveles tienden a presentar un comportamiento ligeramente más favorable, con daños de menor importancia. La amplitud de las aceleraciones del registro SCT-EW85 (con $T_s = 2$ s) hace que este tipo de estructuras de 3 y 6 niveles (con periodos de vibración cortos) se comporten en el rango inelástico muy lejos de la condición del mecanismo de colapso.
- Con respecto a los análisis estáticos no-lineales (Push-over), se pudo demostrar en este trabajo que los resultados finales sí dependen del tipo de perfil de cargas laterales, cuando se está comparando contra las respuestas de los análisis inelásticos dinámicos paso a paso; así, conviene utilizar el perfil de cargas laterales que resulta de un análisis dinámico modal espectral, en función de las propiedades dinámicas de todos los modos de vibración lateral más importantes del modelo estructural de interés.

6.4 Recomendaciones

- Se recomienda diseñar bajo las consideraciones de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, no obstante que las diferencias en el comportamiento tienden a ser nulas cuando se utiliza el espectro de diseño del Cuerpo Principal o del Apéndice A. Éste último incluye herramientas que caracterizan de mejor manera las propiedades y el comportamiento dinámico del sistema suelo-estructura de interés. Con el Apéndice A es posible distinguir mejor las condiciones de desempeño lateral de la estructura de interés, determinando los niveles de distorsiones angulares de entrepiso de las condiciones de servicio y de colapso; la definición de sus espectros de diseño toma en cuenta los datos del periodo dominante del movimiento del suelo (T_s), límites permisibles realistas de las distorsiones angulares de entrepiso y los efectos de las sobre-resistencias (R), entre otros, que no habían sido tomados con el criterio propuesto en el Cuerpo Principal.

- Los análisis estáticos no-lineales (tipo Push-over) representan una forma práctica y sencilla de predecir en forma general la curva de capacidad sismorresistente de estructuras sometidas a acciones sísmicas. El buen criterio del diseñador será congruente con la elección del perfil de cargas laterales; esto es, se debe tener bien claro las limitaciones del método para su aplicación en estructuras donde la contribución en la respuesta dinámica es dominada por el periodo fundamental y los modos superiores de vibración. No olvidar que la hipótesis principal bajo la cual se desarrolló esta teoría fue suponer únicamente la participación del primer modo de vibración lateral. Por tanto, se recomienda utilizar para este tipo de análisis no-lineal el perfil de cargas laterales monotónicas determinadas del análisis dinámico modal espectral con la participación de los modos superiores. Este tipo de resultados se compararon, aprovechando que se tenían disponibles, contra los calculados con el perfil de cargas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico en el punto en que la estructura presenta su máximo desplazamiento lateral en la azotea. Cabe recordar que los resultados del análisis Push-over que mejor congruencia presentan, contra los del análisis dinámico paso a paso, fueron con el perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal espectral, que es similar en este estudio al perfil determinado de un análisis sísmico estático por las características propias de los modelos cuyo comportamiento dinámico está regido por el periodo fundamental de vibración.
- En los análisis inelásticos dinámicos y estáticos deberían tomarse en cuenta los efectos de las sobre-resistencias disponibles, para estimar de forma más precisa el comportamiento real de las estructuras cuando están incursionando más allá del rango elástico.
- Debe ponerse atención en el detallado de las conexiones y las zonas de los elementos estructurales donde sea altamente probable la ocurrencia de formación de rótulas plásticas. Lo anterior es recomendable aún en estructuras diseñadas con factores de comportamiento sísmico bajos o de ductilidad limitada.

Referencias

1. Bazán E. y Meli R., “Diseño Sísmico de Edificios”, Editorial Limusa, México D.F. (1998)
2. Meli R., “Diseño Estructural”, Editorial Limusa, México D.F. (2001)
3. 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. (1987)
4. Durán R., “La influencia de las sobre-resistencias en la respuesta sísmica inelástica de dos edificios de concreto reforzado dañados en 1985”, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería , UNAM, México, D.F. (1991)
5. Franz Sauter, “Fundamentos de Ingeniería Sísmica I. Introducción a la Sismología”, Universidad de Costa Rica, Editorial Tecnológica de Costa Rica (1990)
6. Jefatura de Gobierno del Distrito Federal, “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F. (2004)
7. Jefatura de Gobierno del Distrito Federal, “Normas Técnicas Complementarias Para Diseño por Sismo”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F. (2004)
8. Jefatura de Gobierno del Distrito Federal, “Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de concreto”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F. (2004)

9. Newmark N. M. y Rosenblueth E., “Fundamentos de Ingeniería Sísmica”, Editorial Diana, México, D.F. (1976)
10. Park R. y Paulay T., “Estructuras de Concreto Reforzado”, Editorial Limusa, México, D.F. (1975)
11. González Cuevas, Robles, “Concreto Reforzado”, Editorial Limusa, México, D.F. (2004)
12. Prakash V., Powell G.H. y Campbell S., “DRAIN-2DX, Base Program Description & User Guide V. 1.10, Inelastic Dynamic Response of Plane Structures”, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de California, Berkley (1993)
13. Rosenblueth E. y Gómez R. “Comentarios y Ejemplos a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, Publicación ES-7, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F. (1991)
14. Scout R., Vance V. & Krawinkler H., “Nonlinear Static Push-Over Analysis – Why, When & How?”, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, California, USA (1994)
15. Wilson E. & Habibullah Ashraf., “ETABS, Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems”, Computer & Structures Inc. California USA (1998)