



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERIA CIVIL - ESTRUCTURAS**

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**RESPUESTA SÍSMICA ELÁSTICA E INELÁSTICA
DEL EDIFICIO DE LA TORRE MAYOR DEL CENTRO
CULTURAL UNIVERSITARIO TLATELOLCO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

P R E S E N T A :

JOSÉ CARSON TORRES SOLORIO

DIRECTOR DE TESIS:

M. I. JORGE ARTURO ÁVILA RODRÍGUEZ, INSTITUTO DE INGENIERIA



MÉXICO, D.F. JUNIO 2013

JURADO ASIGNADO

Presidente: Dr. Rivera Constantino Rigoberto

Secretario: Dr. Escobar Sánchez José Alberto

Vocal: M.I. Ávila Rodríguez Jorge Arturo

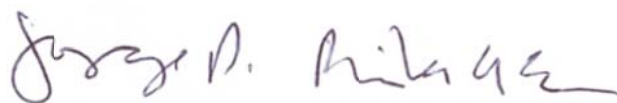
1^{er}. Suplente: M.I. Rodríguez Vega Miguel Ángel

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

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.

TUTOR DE TESIS:

M.I. Jorge Arturo Ávila Rodríguez



FIRMA

ÍNDICE

Capítulo 1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivos y alcance	4

Capítulo 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

2.1 Introducción	7
2.2 Métodos de análisis sísmico de las NTC-Sismo del RDF-04	10
2.2.1 Método simplificado	11
2.2.2 Método estático	11
2.2.3 Métodos dinámicos	13
2.3 Análisis dinámico modal espectral	14
2.3.1 Coeficientes sísmicos y espectros de diseño sísmico	17
2.3.1.1 Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, RDF-66	18
2.3.1.2 Cuerpo Principal, NTC-Sismo, RDF-04	19
2.3.1.3 Apéndice A, NTC-Sismo, RDF-04	20
2.3.2 Revisión del cortante basal dinámico	22
2.4 Desplazamientos laterales máximos y relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri} / h_i	22
2.4.1 Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, RDF-66	23
2.4.2 Cuerpo Principal, NTC-Sismo, RDF-04	23
2.4.3 Apéndice A, NTC-Sismo, RDF-04	24
2.5 Requisitos de los factores de comportamiento sísmico, Q	24
2.5.1 Cuerpo Principal, NTC-Sismo, RDF-04	26
2.5.2 Apéndice A, NTC-Sismo, RDF-04	26
2.6 Condiciones de regularidad	27
2.7 Efectos de segundo orden, P- Δ	27
2.8 Análisis dinámico paso a paso	29
2.9 Demandas de ductilidad local y global	32
2.9.1 Longitud equivalente de la articulación plástica, " l_p "	33
2.9.2 Relación entre ductilidad de entrepiso y ductilidad de la sección transversal crítica	34
2.10 Mecanismos de falla	35
2.10.1 Respuesta estática no-lineal de sistemas (Push-over)	35
2.10.2 Procedimiento, ventajas y consideraciones del análisis estático no-lineal para obtener el mecanismo de falla	36
2.11 Requisitos de estructuración	37
2.11.1 Estructuración a base de marcos con muros y diagonales	37

2.11.1.1 Revisión del comportamiento lateral de estructuras con muros de cortante	39
---	----

Capítulo 3. CÁLCULO DE LA RESPUESTA ELÁSTICA

3.1 Descripción de la estructura	69
3.1.1 La Torre Mayor (edificio I)	70
3.1.2 Los Cuerpos Bajos (edificios II, III y IV)	71
3.2 Consideraciones generales	74
3.2.1 Caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación)	75
3.2.2 Caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)	76
3.3 Análisis sísmicos elásticos	80
3.3.1 Periodos de vibración	80
3.3.2 Desplazamientos horizontales máximos totales	81
3.3.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri} / h_i	82
3.3.4 Fuerzas cortantes de entrepiso	83
3.3.5 Rigideces de entrepiso	83

Capítulo 4. CÁLCULO DE LA RESPUESTA INELÁSTICA

4.1 Análisis dinámico paso a paso	177
4.2 Respuestas elásticas e inelásticas de los análisis paso a paso	180
4.2.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea	180
4.2.2 Demandas de ductilidad global	181
4.2.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri}/h_i	181
4.2.4 Historias de coeficientes sísmicos	182
4.2.5 Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea	183
4.2.6 Historias de elementos mecánicos en vigas y muros	183
4.2.7 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y muros	186
4.3 Análisis estático no-lineal Push-over	187
4.3.1 Antecedentes	187
4.3.2 Desplazamientos horizontales máximos	189
4.3.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri}/h_i	189
4.3.4 Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea	190

4.3.5 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y muros	191
---	-----

Capítulo 5. COMPARACIONES DE RESPUESTAS

5.1 Introducción	359
5.2 Análisis sísmicos elásticos	360
5.2.1 Periodos fundamentales de vibración	360
5.2.2 Desplazamientos horizontales máximos	361
5.2.3 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri}/h_i	362
5.2.4 Fuerzas cortantes basales	363
5.3 Análisis sísmicos inelásticos	363
5.3.1 Desplazamientos horizontales máximos totales y demandas de ductilidad global	364
5.3.2 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri}/h_i	365
5.3.3 Relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea	365
5.3.4 Historias de elementos mecánicos en vigas y muros	366
5.3.5 Distribución global de rótulas plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y muros	368

Capítulo 6. CONCLUSIONES

6.1 Antecedentes	443
6.2 Conclusiones	446
6.3 Refuerzo del conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos	449

REFERENCIAS

467

APÉNDICES

Apéndice A	469
A.1 Características del programa ETABS	469
A.2 Características del programa DRAIN-2DX	470

CAPÍTULO 1.

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta explosiones. Sin embargo los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdividida la corteza terrestre. Las presiones que se generan en la corteza por los flujos de magma desde el interior de la tierra llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y producen caídas de esfuerzos y liberación de enormes cantidades de energía almacenada en la roca. La energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza. Se identifica un punto, generalmente subterráneo, que se denomina *foco o hipocentro*, donde se considera se inició el movimiento; a su proyección vertical sobre la superficie de la tierra se le llama *epicentro*.

Los epicentros se concentran en franjas bien definidas, la principal de las cuales constituye el llamado Cinturón Circumpacífico; otra es el Cinturón Alpino. Todas estas zonas corresponden a límites entre placas. Aunque la gran mayoría de los sismos ocurren en esas zonas, algunos llegan a producirse en fracturas que existen dentro de las placas.

En México, la mayoría de los sismos de gran magnitud ocurren por 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. Por tanto, cerca de allí es donde se encuentra localizada la gran mayoría de los epicentros.

La brusca caída de esfuerzos que acompaña el deslizamiento de las placas genera ondas sísmicas debidas a las deformaciones longitudinales (de compresión) o transversales (de cortante) de la roca. Estas ondas viajan alejándose de la falla y su amplitud se va atenuando poco a poco. Las ondas longitudinales (llamadas *ondas P* o *principales*) viajan a mayor velocidad y tienen amplitudes menores que las ondas de cortante (*ondas S* o *secundarias*). A medida que se alejan de la falla, las ondas mencionadas se reflejan en las capas superficiales y producen otro tipo de ondas (*de superficie*) que tienen velocidades menores que las dos anteriores. De esta manera, cerca de la falla, los tres tipos de ondas están superpuestos, pero a distancias grandes de la falla se distinguen los tres trenes de ondas porque llegan en tiempos diferentes.

La velocidad y la distancia a las que se pueden transmitir las ondas sísmicas depende de las propiedades mecánicas del medio que atraviesan y puede haber amplificaciones locales de las ondas de determinadas frecuencias cuando se atraviesan estratos de suelo con ciertas propiedades mecánicas. La amplitud y el contenido de frecuencias de las ondas en un sitio dado dependen, principalmente, de la magnitud del sismo, de la distancia del sitio a la zona donde se generó el sismo y de las propiedades del subsuelo local.

La magnitud de un sismo es una medida del tamaño del mismo que es independiente del lugar donde se hace la observación y que se relaciona en forma aproximada con la cantidad de energía que se libera durante el evento. Se determina a partir de las amplitudes de registros de sismógrafos estándar. La escala más reconocida de magnitudes es la de Richter (m_L). Cada incremento de una unidad en la escala de Richter implica un aumento de 32 veces en la cantidad de energía liberada. Se mide en números arábigos.

La intensidad de un sismo es una medida de los efectos que éste produce en un sitio dado, es decir de las características del movimiento del terreno y de la potencialidad destructiva del sismo, en ese lugar y en lo que concierne a sus efectos en las construcciones. La escala más común para medir es la *escala de Mercalli modificada*, en que la intensidad se mide por una apreciación subjetiva del comportamiento de las construcciones en el sitio. Las intensidades varían en grados que se designan con los números romanos I a XII. Debido que la intensidad se asigna con base en la gravedad del daño sufrido por las construcciones, ésta resulta poco confiable, ya que el grado asignado depende de la calidad de las construcciones del lugar.

En resumen la *magnitud* es una medida de la potencia del sismo en sí, independiente del lugar donde se mide. Y la *intensidad* es una medida de las características del movimiento del terreno que el sismo provoca en un sitio dado. Desde el punto de vista de la ingeniería sísmica, lo que interesa son las intensidades que pueden presentarse en el lugar donde se va a construir la estructura.

Los aparatos para medir la intensidad sísmica de mayor importancia son los acelerógrafos, los cuales proporcionan la variación de las aceleraciones con el tiempo en el sitio en donde están colocados, mediante registros o acelerogramas.

Los parámetros más importantes para definir la intensidad del movimiento y sus efectos en las estructuras son la aceleración máxima, expresada generalmente como fracción de la gravedad, la duración de la fase intensa del movimiento, y el contenido de frecuencias. Este último se refiere a la rapidez del cambio de dirección del movimiento y es importante en cuanto a definir el tipo de estructura que será más afectado.

El movimiento en la superficie del terreno en un sitio dado puede diferir radicalmente del que se tiene en la roca base, por alteraciones de las ondas debidas a efectos geológicos, topográficos y de rigidez del subsuelo. La importancia de estas alteraciones, llamadas en términos generales como *efectos locales*, la cuantificación de estos efectos de sitio es importante para la definición del peligro sísmico de centros urbanos y de lugares donde se van a construir obras de gran importancia. Estos estudios se denominan de *microzonificación*, ya que conducen a distinguir las variaciones en las características del peligro sísmico en un área pequeña.

La presencia de estratos de suelo blando, por los que transitan las ondas sísmicas para llegar a la superficie, altera en forma significativa las características de las ondas. Se filtran las ondas de periodo corto y se amplifican las ondas de periodo largo. En general, la intensidad sísmica aumenta en los sitios de terreno blando y los daños en los sismos importantes han sido sistemáticamente más graves en estos sitios que en los de terreno firme.

En el Valle de México, la presencia de gruesos depósitos de arcillas muy deformables produce amplificaciones extraordinarias en las ondas de periodo largo y da lugar a movimientos importantes que llegan a producir daños graves en edificios altos (efectos de pseudo-resonancia).

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre éste. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que por los efectos de la inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base. Se generan entonces las fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura. El movimiento del suelo consta de vibraciones horizontales y verticales.

La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que ésta vibre de forma distinta a la del suelo mismo. Las fuerzas que se inducen en la estructura no son función solamente de la intensidad del movimiento del suelo, sino dependen en forma preponderante de las propiedades de la estructura misma. Por una parte, las fuerzas son proporcionales a la masa del edificio y, por otra, son función de algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar.

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 llegan a ser varias veces superiores a las del terreno. El factor de amplificación depende del amortiguamiento propio de la edificación y de la relación entre el periodo de la estructura y el periodo dominante del suelo en el sitio de interés. Cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio de ondas de periodo corto, resultan más afectadas las construcciones bajas, rígidas y pesadas. Cuando el movimiento del terreno es lento, con periodos dominantes largos, es en las estructuras altas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y se generan aceleraciones más elevadas, por ende con fuerzas de inercia mayores.

Las fuerzas de inercia que se generan por la vibración en los lugares donde se encuentran las masas del edificio se transmiten a través de la estructura por trayectorias que dependen de la configuración estructural.

Para sismos moderados la estructura debería mantenerse, normalmente, dentro de su intervalo de comportamiento elástico lineal y su respuesta puede calcularse con buena aproximación en los métodos de análisis dinámico de sistemas lineales.

A medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta. El comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a degradarse y el amortiguamiento tiende a aumentar. La magnitud de estas modificaciones es muy distinta para diferentes tipos de sistemas y materiales. Existe una gran cantidad de materiales estructurales, con diversas propiedades físicas y mecánicas.

1.2 Objetivos y alcance

Este trabajo estudia y compara el comportamiento sísmico elástico e inelástico de los edificios de la Torre Mayor y de los Cuerpos Bajos del Centro Cultural Universitario Tlatelolco (CCUT), los cuales se localizan en la esquina del Eje Central Lázaro Cárdenas y Ricardo Flores Magón, en el conjunto Tlatelolco, junto a la Plaza de las Tres Culturas en México DF.

En este trabajo, se presentan y revisan dos casos:

CASO A.- Torre aislada con la ampliación del cajón de cimentación, según la recimentación de la Torre en mayo de 1987, considerando los efectos de la interacción suelo-estructura.

La estructura se analizó con los siguientes espectros de diseño:

- **RDF-66** (Reglamento con el que fue analizada y diseñada la estructura, según su proyecto original)

- **Cuerpo Principal, NTC-Sismo, RDF-04** (Reglamento vigente a partir de febrero de 2004)
- **Apéndice A, NTC-Sismo, RDF-04** (Reglamento vigente a partir de febrero de 2004)

CASO B.- Unión Torre-Cuerpos Bajos, tomando en cuenta la recimentación de la Torre en mayo de 1987, con los efectos de la interacción suelo-estructura.

La estructura se analizó con los espectros de diseño:

- **RDF-66** (Reglamento con el que fue analizada y diseñada la estructura, según su proyecto original)
- **Cuerpo Principal, NTC-Sismo, RDF-04** (Reglamento vigente a partir de febrero de 2004)
- **Apéndice A, NTC-Sismo, RDF-04** (Reglamento vigente a partir de febrero de 2004)
- Espectro de sitio original (Avilés, 2007) con efectos de la interacción suelo-estructura, determinado específicamente para este proyecto ($c_s=0.104$), considerando base rígida (empotramiento)
- Espectro de sitio original (Avilés, 2007) con efectos de la interacción suelo-estructura, pero escalado para $c_s=0.15$, considerando base flexible

Se hicieron los análisis sísmicos dinámicos modales espectrales, asumiendo el comportamiento tridimensional y elástico; se incluyen los efectos de las cargas gravitacionales y los de segundo orden; se consideraron las fuerzas laterales estáticas que resultaron por el desplomo en la Torre (11.11% de las fuerzas estáticas totales). Se utilizó el programa ETABS. Se hizo la comparación de los resultados de periodos de vibración analíticos (con base rígida y flexible) y medidos, desplazamientos horizontales máximos, relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, fuerzas cortantes de entrepiso, rigideces de entrepiso totales, así como también de elementos mecánicos últimos de diseño de los miembros estructurales tipo más esforzados.

Posteriormente, se realizaron análisis sísmicos dinámicos paso a paso elásticos e inelásticos en la historia del tiempo con el acelerograma SCT, componente E-W registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, representativo de suelo compresible y de la zona más dañada. Se utilizó también el registro SRE-EW (Ordaz, 2007), con características similares a lo que seguramente pudo haber ocurrido en el sitio de interés durante el sismo del

19 de septiembre de 1985; este registro tiene ordenadas espectrales máximas menores a los del registro SCT-EW. Se hacen comparaciones de las diferentes respuestas no lineales, entre ellas las demandas máximas de ductilidad local y global desarrolladas contra los valores permisibles del reglamento, así como también los mecanismos de falla que se llegan a formar. Para este tipo de análisis se utilizó el programa DRAIN-2DX. Se comparan las respuestas de los comportamientos elástico e inelástico: desplazamientos horizontales máximos, relaciones de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, fuerzas cortantes de entrepiso, elementos mecánicos últimos, relaciones fuerza cortante basal – desplazamiento horizontal de azotea, coeficientes sísmicos, distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local y global.

CAPÍTULO 2.

CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

2.1 Introducción

Una estructura puede concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada. La estructura debe cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio. Además deben de satisfacerse otros requisitos, tales como mantener el costo dentro de los límites económicos y satisfacer determinadas exigencias estéticas.

El proceso de diseño de un sistema principia con la formulación de los objetivos que se pretenden alcanzar y de las restricciones que deben tenerse en cuenta. El proceso es cíclico; se parte de consideraciones generales, que se afinan en aproximaciones sucesivas, a medida que se acumula la información sobre el problema. En el diseño de estructuras, una vez planteado el problema, supuestas ciertas acciones razonables y definidas las dimensiones generales, es necesario ensayar diversas estructuraciones para resolverlo.

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre éste. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por efectos de la inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base. Se generan entonces las fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura. Se trata de un problema dinámico que, por la irregularidad del movimiento del suelo y por la complejidad de los sistemas constituidos por las edificaciones, requiere de grandes simplificaciones para ser objeto de análisis como parte del diseño estructural de las construcciones.

El diseño de las estructuras para resistir sismos difiere del que se realiza para el efecto de otras acciones, en donde se pretende que el comportamiento de la estructura permanezca dentro de su intervalo lineal y sin daño, aún para los máximos valores que puedan alcanzar las fuerzas actuantes, en el diseño sísmico

se reconoce que no es económicamente viable diseñar las edificaciones para que se mantengan dentro de su comportamiento lineal ante el sismo de diseño, por lo que debe de existir un equilibrio entre la inversión realizada en la seguridad de la estructura con la probabilidad del daño que puede ocurrir ante un determinado sismo.

La mayoría de los reglamentos modernos de diseño sísmico establecen como objetivos, evitar el colapso, pero aceptar daño, ante un sismo excepcionalmente severo que se pueda presentar en la vida de la estructura; y, por otra parte, evitar daños de cualquier tipo ante sismos moderados que tengan una probabilidad significativa de presentarse en ese lapso.

A grandes rasgos, el diseño sísmico de una estructura implica las siguientes etapas:

- a) La definición de la acción de diseño.
- b) La selección de una estructura adecuada.
- c) El cálculo de la respuesta estructural.
- d) El dimensionamiento y detallado de la estructura.

En términos generales, pueden establecerse como objetivos del diseño sísmico:

- a) Evitar que se exceda el **estado límite de servicio** (límites tolerables de deformaciones, vibraciones y agrietamientos que ocasionen incomodidad a los ocupantes, interferencia con el funcionamiento de equipos e instalaciones, ni daños en elementos no estructurales), para sismos de intensidad moderada que pueden presentarse varias veces en la vida de la estructura.
- b) Evitar que el **estado límite de integridad estructural** (se puede presentar daño no estructural y daño estructural menor, como agrietamiento en estructuras de concreto, pero no se alcanza la capacidad de carga de los elementos estructurales), no se exceda para sismos severos que tiene una posibilidad significativa de presentarse en la vida de la estructura.
- c) Evitar que el **estado límite de supervivencia** (puede haber daño estructural significativo, y hasta en ocasiones más allá de lo económicamente reparable, pero se mantiene la estabilidad general de la estructura y se evita el colapso), se exceda para sismos extraordinarios que tengan una muy pequeña probabilidad de ocurrencia.

Para cumplir estrictamente con los objetivos de diseño sísmico deberían realizarse tres diferentes análisis; sin embargo esta secuencia de análisis resulta muy laboriosa y sólo se emplea para el diseño de estructuras de excepcional importancia (como las instalaciones nucleares). Los reglamentos de diseño de edificios tratan de cumplir con los objetivos establecidos, mediante una sola etapa

de análisis; el procedimiento adoptado por la mayoría de los reglamentos actuales consiste esencialmente en un diseño elástico con fuerzas reducidas. Se acepta que parte de la energía introducida en la estructura por el sismo, se disipe por deformaciones inelásticas y, por ello, las fuerzas que deben ser capaces de resistir las estructuras son menores que las que se introducirían si su comportamiento fuese elástico-lineal.

El cumplimiento de los objetivos implica que la estructura posea una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales y para proporcionarle características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de vibración; que posea resistencia a carga lateral suficiente para absorber las fuerzas de inercia inducidas por la vibración; y, que tenga alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas, lo que se logra proporcionándole ductilidad.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF-04), en su Cuerpo Principal de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo (NTC-Sismo), especifica un espectro de diseño de referencia para el proporcionamiento de estructuras que no pueden tener deformaciones inelásticas significativas, pero permite que dichas fuerzas se reduzcan por el factor de comportamiento sísmico (Q), que depende del tipo de estructura en función de su capacidad de disipación de energía inelástica, o de su ductilidad. Con estas fuerzas reducidas se analiza un modelo elástico lineal de la estructura y se revisa que no se rebasen los estados límite de servicio y de resistencia de sus secciones transversales.

Para cumplir con el objetivo de evitar daños no estructurales ante sismos moderados, el reglamento requiere que se mantengan los desplazamientos laterales del edificio dentro de límites admisibles. Las NTC-Sismo del RDF-04, dentro del Cuerpo Principal, acepta desplazamientos laterales relativos de entrepiso de 0.006 y 0.012 veces la altura del mismo entrepiso, según el edificio tenga o no ligados a la estructura elementos frágiles y no-estructurales, respectivamente. El procedimiento de diseño del Cuerpo Principal de dichas normas no incluye una revisión explícita de la seguridad ante el colapso (estado límite de supervivencia). Sólo se supone que al cumplir con ciertos requisitos de ductilidad, la estructura dispondrá de capacidad de disipación inelástica de energía suficiente para evitar el colapso.

Con la publicación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en octubre de 2004, se introdujo un nuevo procedimiento de diseño sísmico en su Apéndice Normativo A. Este apéndice aporta requerimientos de diseño que contemplan: un manejo explícito de las demandas y suministros de deformación en la estructura, considerando los efectos de sitio y la interacción suelo-estructura. También se especifican nuevos espectros de diseño elástico, con los cuales se pretende representar de una manera más realista los verdaderos niveles de demanda que se tienen ante los sismos de diseño y reflejar correctamente los niveles de amplificación que se producen en realidad para diferentes tipos de suelos, todo ello, en función del periodo dominante más largo

del terreno en el sitio de interés (T_s). Para realizar los análisis sísmicos, las ordenadas espectrales de aceleración pueden ser reducidas por los factores de ductilidad, “Q”, y de sobre-resistencia, “R”.

Como índice de la acción sísmica de diseño se emplea el coeficiente sísmico, “ c_s ”, que representa el coeficiente de cortante basal, que define la fuerza cortante horizontal “ V_b ”, que actúa en la base del edificio, como una fracción del peso total del mismo, “ W ”, a saber:

$$c_s = \frac{V_b}{W}$$

El coeficiente sísmico también sirve de base para la construcción de los espectros de diseño. Este coeficiente varía en función del riesgo sísmico, del tipo de suelo y de la importancia de la construcción.

2.2 Métodos de análisis sísmico de las NTC-Sismo del RDF-04

Existen diversos procedimientos para calcular las solicitaciones que el sismo de diseño introduce en la estructura. Los métodos aceptados por las NTC-Sismo del RDF-04 tienen distinto nivel de refinamiento y se subdividen en dos grupos: los de tipo estático y los dinámicos.

- Método simplificado
- Análisis estático
- Análisis dinámico (modal espectral y paso a paso en el dominio del tiempo)

Las estructuras se analizan bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno; las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinan entre sí tomando, en cada dirección que se analice la estructura, el 100% de los efectos de la componente que actúa en esa dirección y el 30% de los efectos de la componente que actúa perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada dirección.

Para la revisión de los diseños de este estudio se empleó el análisis dinámico modal espectral, el análisis dinámico paso a paso y el análisis estático no-lineal Push-over.

2.2.1 Método simplificado

Este método se aplica a edificios que cumplan simultáneamente con los siguientes requisitos: al menos el 75% de las cargas verticales en cada nivel están soportadas por muros ligados entre si mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte, y dichos muros tendrán una distribución en planta sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales; la relación entre longitud y ancho de planta no excederá de 2.0; la relación entre la altura y la dimensión mínima de la base no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13m.

No es necesario que se haga el cálculo de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo. Se verificará únicamente 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, calculadas de acuerdo con el análisis estático, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se establecen para el método simplificado.

2.2.2 Método estático

El método se basa en la determinación de la fuerza lateral total (fuerza cortante en la base) a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuir esta fuerza cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, obtenidas suponiendo que ésta va a vibrar esencialmente en su primer modo natural. De acuerdo con las NTC-Sismo del RDF-04, se acepta el uso del método estático para analizar estructuras regulares, de altura no mayor de 30m, y estructuras irregulares de no más de 20m. Para edificios ubicados en la zona I, los límites anteriores se amplían a 40m y 30m, respectivamente. Debe, sin embargo evitarse su empleo en estructuras que tengan geometrías muy irregulares en planta o elevación, o distribuciones no uniformes de masas y rigideces.

En términos generales, su aplicación requiere los siguientes pasos:

- 1) Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales.
- 2) Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (muros y/o marcos).
- 3) Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

La fuerza cortante basal se determina como:

$$V_b = c_s W$$

donde:

W: Peso total de la estructura
 c_s : Coeficiente sísmico

Las NTC-Sismo del RDF-04 aceptan la hipótesis de que la distribución de aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura es lineal, partiendo de cero en la base hasta un máximo, a_M , en la punta, como se aprecia en la fig 2.1.

Las fuerzas sísmicas que se aplican a cada nivel se determinan con la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{c_s}{Q} W \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

donde:

Q : Factor de comportamiento sísmico
 W_i : Peso del nivel "i"
 h_i : Altura del nivel "i", desde el desplante

En los edificios se asume que la masa se concentra a nivel de cada losa de piso. Los elementos que contribuyen a la rigidez lateral del entrepiso son, generalmente, marcos planos sin y con diagonales y/o muros; esto es, se pueden identificar los ejes en los que están colocados los elementos resistentes. Cada eje tomará una fracción de la fuerza cortante proporcional a su rigidez de entrepiso, es decir:

$$V_j = V \frac{R_j}{\sum R_j}$$

donde:

V_j : Fracción de la fuerza cortante total en el entrepiso "j"
 R_j : Rigidez de entrepiso del eje "j"

Las NTC-Sismo del RDF-04 especifican que el momento torsionante de diseño en planta se determinará, por lo menos, igual a la fuerza sísmica de piso multiplicada por la excentricidad total que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$e = 1.5 e_c + 0.1b$$

$$e = e_c - 0.1b$$

donde:

e_c : Excentricidad calculada a partir de los valores teóricos de los centros de masa y de cortante
1.5 : Factor que cubre la amplificación dinámica de la torsión
b : Lado del edificio en dirección normal a la del análisis (se considera un error posible en la determinación de la excentricidad teórica igual al 10% del ancho del edificio)

La excentricidad teórica calculada para cada piso, “ e_c ”, se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el centro de masa de dicho nivel.

2.2.3 Métodos dinámicos

En los métodos dinámicos se realiza una idealización de la estructura a base de un sistema de masas y resortes. Si se emplean métodos automatizados de análisis, la modelación puede ser muy refinada, de lo contrario debe recurrirse a un modelo muy simplista.

Se acepta el uso de dos métodos de análisis dinámico:

- Análisis dinámico modal con espectros de diseño (método dinámico más empleado en la práctica, en el cual se utilizan técnicas de espectro de respuesta).
- Análisis dinámico paso a paso de la respuesta en la historia del tiempo, ante un determinado sismo.

Estos métodos se deben emplear en los casos en los que no se cumplan con los requisitos establecidos por el método estático.

Las NTC-Sismo del RDF-04 aceptan, en el análisis modal espectral, que la estructura se analice en forma independiente la vibración de traslación en dos direcciones ortogonales, sin tomar en cuenta los efectos dinámicos de torsión, es decir, superponiendo el efecto de las excentricidades, las cuales deben determinarse independientemente con el procedimiento indicado para el método estático.

Se debe incluir el efecto lateral de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 segundos, pero en ningún caso podrán considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis, excepto para estructuras de uno o dos niveles.

El análisis dinámico paso a paso es otro método dinámico que se emplea para el análisis de estructuras muy importantes; en este tipo de análisis se hace la integración directa de las ecuaciones del movimiento, para una excitación correspondiente a un acelerograma representativo del sismo de diseño.

2.3 Análisis dinámico modal espectral

En su mayoría, las estructuras no se prestan por ser idealizadas como un sistema de un grado de libertad, pero pueden suponerse compuestas por una serie de masas que se consideran concentradas en cada uno de los pisos y la rigidez lateral de cada entrepiso es representada mediante la rigidez de un resorte, como se muestra en la fig 2.2.

Cuando el sistema está sujeto a un movimiento de su base, definido por una historia de desplazamientos, “ u_0 ”, o de aceleraciones del suelo “ \ddot{u}_0 ”, la masa entrará en oscilación y se generarán sobre ellas tres tipos de fuerzas:

- a) Las fuerzas de inercia que son proporcionales a la matriz de masas, “ M ”, y a el vector de aceleraciones absolutas que ésta sufre, “ \ddot{u}_T ”; esta última, es igual a la suma del vector de aceleración del terreno, “ \ddot{u}_0 ”, más el de la masa relativa al terreno, “ \ddot{u} ”.

$$F_I = M \ddot{u}_T$$

donde:

F_I : Vector de fuerzas de inercia

\ddot{u}_T : Vector de aceleraciones totales

M : Matriz (diagonal) de masas

- b) Las fuerzas que se generan en las columnas por su rigidez lateral al tratar de ser desplazada la estructura con respecto del terreno. Suponiendo que la respuesta de la columna se mantiene dentro de un intervalo lineal, dicha fuerza será igual al producto del vector de desplazamiento relativo de la masa con respecto del suelo, por la matriz de rigideces laterales de las columnas.

$$F_R = K u$$

donde:

F_R : Vector de fuerzas en cada entrepiso

u : Vector de desplazamientos

K : Matriz de rigideces del sistema

- c) Las fuerzas de amortiguamiento que trata de restablecer el equilibrio de la estructura en vibración. Estas fuerzas se pueden considerar proporcionales al vector de velocidad de la masa de la estructura con relación al suelo y al amortiguamiento viscoso disponible, como una proporción del crítico.

Las fuerzas debidas al amortiguamiento son:

$$F_A = C \dot{u}$$

donde:

F_A : Vector de fuerzas de amortiguamiento

\dot{u} : Vector de velocidad

C : Matriz de amortiguamiento

Usualmente el amortiguamiento se considera igual en todos los entrepisos y la matriz "C" se vuelve una constante.

Así, la ecuación de equilibrio dinámico se escribe como:

$$F_I + F_R + F_A = 0$$

Al considerar el Principio de D'Alembert, que indica que "cualquier sistema puede ser llevado a un estado de equilibrio dinámico, añadiendo una fuerza ficticia igual a la masa por aceleración actuando en sentido opuesto al desplazamiento" y sabiendo que:

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

donde:

\ddot{u}_{tot} : Vector de aceleraciones totales

La ecuación matricial de movimiento en equilibrio dinámico toma la siguiente forma:

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

Si ahora se considera que no hay amortiguamiento ni movimiento del terreno, la estructura vibrará libremente adoptando una configuración de desplazamientos que se denomina forma modal y con una frecuencia de vibración peculiar de cada modo. Existen tantos modos de vibración como grados de libertad tenga el sistema. Para este caso:

$$M\ddot{u} + Ku = 0$$

Para movimiento armónico simple se sabe que:

$$u = a \operatorname{sen} \omega t$$

$$\ddot{u} = -\omega^2 a \operatorname{sen} \omega t$$

donde:

a : Amplitud de vibración

ω : Frecuencia circular del sistema no amortiguado, es decir, es la frecuencia con la que oscila el sistema cuando se le impone un movimiento y se le suelta.

Al sustituir “ $u = a \text{ sen}\omega t$ ” en la ecuación diferencial anterior, se tiene:

$$K a - \omega^2 M a = 0$$

Para que “ a ” sea diferente de cero, de la ecuación anterior, se llega al siguiente determinante, cuya solución son las frecuencias naturales del sistema que corresponden a cada modo natural de vibrar (uno para cada masa concentrada que compone al sistema):

$$\left| K - \omega^2 M \right| = 0$$

donde:

- K : Matriz de rigideces del sistema
- M : Matriz (diagonal) de masas
- ω : Frecuencia natural de vibración, para cada modo

Esta ecuación se resuelve con métodos numéricos estándar y permite encontrar los “ n ” valores de las frecuencias naturales de vibración (ω), con lo que se pueden determinar los “ n ” valores de “ a_i ”, que corresponden a cada frecuencia natural y que determinan la forma modal correspondiente. La fig 2.3 muestra los modos de vibración de un sistema de tres grados de libertad.

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

El análisis modal aprovecha las propiedades de los modos de vibración, es decir, su ortogonalidad con respecto de las matrices de masas y rigideces, así como también su posibilidad de representar cualquier configuración desplazada como una combinación lineal, para reducir el problema de resolver un sistema acoplado de “ n ” ecuaciones diferenciales al de “ n ” ecuaciones diferenciales desacopladas. Al excitar el sistema, cada modo responde como un sistema independiente de un grado de libertad y la respuesta total será la combinación de las respuestas independientes de cada modo, multiplicada cada una por un factor de participación. El desplazamiento del piso “ i ” se obtiene como la suma de las participaciones de cada modo a dicho desplazamiento:

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

donde:

$y_{in}(t)$: Desplazamiento del nivel i del modo “ n ” en el instante (t)

ϕ_{in} : Factor de participación del modo “n” en el movimiento del nivel “i”

La mayoría de la energía del sismo se absorbe por oscilaciones en los primeros modos de vibración.

El máximo de la respuesta de la estructura se puede determinar de manera aproximada a partir de los máximos de las respuestas de cada modo; sin embargo, los máximos de cada modo no ocurrirán en un mismo instante ni tendrán un mismo signo, por tanto la respuesta máxima será menor que la suma de las respuestas espectrales de cada modo.

Por otro lado, según estudios de probabilidad, se ha demostrado que las respuestas modales “ S_i ” (donde “ S_i ” puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras) se pueden combinar para calcular las respuestas totales “ S ”, de acuerdo con la siguiente expresión:

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

donde:

S_i : Respuesta máxima del sistema de cada modo de vibración

Lo anterior es válido siempre que los periodos de los modos naturales de vibración en cuestión difieran al menos diez por ciento entre sí. Para las respuestas con modos naturales que no cumplen ésta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos, y entonces se debe utilizar algún otro método de superposición modal, como el conocido “CQC” (Complete Quadratic Combination).

Como ya se había mencionado previamente, de acuerdo con las NTC-Sismo del RDF-04, cuando en el análisis modal se desprece 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 a 0.4 segundos, pero en ningún caso podrán considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis, excepto para estructuras de uno o dos niveles.

2.3.1 Coeficientes sísmicos y espectros de diseño sísmico

El análisis dinámico modal se realiza llevando a cabo técnicas de espectro de respuesta. En el diseño estructural, por lo general, no interesa la historia completa de las respuestas de la estructura, sino solamente sus valores máximos. Esto es, si para un acelerograma (registro en el tiempo de la historia de aceleraciones que provoca el sismo en una dirección determinada) definido obtenemos la respuesta máxima del sistema de un grado de libertad con un amortiguamiento dado, variando el periodo de vibración, se pueden trazar gráficas

(respuesta máxima contra periodo) que constituyen los espectros de respuesta. En el eje de las abscisas se representa el periodo del sistema, y en las ordenadas una medida de la respuesta máxima, ya sea aceleración, velocidad, desplazamiento, etc.

Los efectos de las fuerzas laterales de diseño se distribuyen en los elementos estructurales de acuerdo al trabajo realizado en el análisis estructural, en que se supone un comportamiento elástico lineal; la mayor parte de los reglamentos proponen que las fuerzas laterales por sismo se determinen a partir de los espectros de diseño elásticos, reducidos posteriormente por efectos de la ductilidad. Los espectros de diseño normalmente se especifican como la envolvente suavizada de todos los posibles espectros de respuesta en un determinado sitio asociados a un cierto nivel de probabilidad de excedencia. Es común que dichos espectros de diseño se propongan con base en las ordenadas espectrales máximas asociadas a la media más una desviación estándar. La forma típica de los espectros de diseño especificados por las NTC-Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RDF-04), dado un factor de comportamiento sísmico (Q), se presenta en la fig 2.4.

El coeficiente sísmico " c_s " constituye el índice más importante de la acción sísmica que emplean las NTC-Sismo, tanto para el análisis estático como dinámico. Este coeficiente es, como se mencionó anteriormente, una cantidad adimensional que define la fuerza cortante horizontal (V_b) que actúa en la base de un edificio como una fracción del peso total del mismo (W), a saber:

$$c_s = \frac{V_b}{W}$$

2.3.1.1 Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, RDF-66

De acuerdo con RDF-66, la zonificación sísmica del Distrito Federal se dividía en dos zonas sísmicas principales, según el tipo de suelo, a saber (ver fig 2.5): zonas de baja compresibilidad y de alta compresibilidad.

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico " a ", expresada como fracción de la gravedad, está dada por:

a) Zona de baja compresibilidad:

$$a = c \quad \text{si } T < 0.5 \text{ s}$$

$$a = \frac{c}{2T} \quad \text{si } T \geq 0.5 \text{ s}$$

b) Zona de alta compresibilidad:

$$\begin{aligned} a &= \frac{(1 + T)c}{2} && \text{si } T < 1.0 \text{ s} \\ a &= c && \text{si } 1.0 \text{ s} \leq T \leq 2.5 \text{ s} \\ a &= \frac{2.5c}{T} && \text{si } T > 2.5 \text{ s} \end{aligned}$$

donde :

T: Periodo natural de vibración de la estructura

c: Coeficiente sísmico

a: Ordenada espectral

Los valores de los coeficientes sísmicos “c” dependen del tipo de zona sísmica del Distrito Federal (fig 2.5). La tabla 2.1 muestra los valores de los coeficientes sísmicos para calcular los espectros de diseño de aceleraciones. El coeficiente sísmico “c” varía en función de la importancia ó destino (tabla 2.2) y de acuerdo con las características estructurales de la construcción (tabla 2.3). Para construcciones en que las consecuencias de su falla son particularmente graves o para aquellas que es vital que permanezcan funcionando, después de un evento sísmico intenso, se incrementa el coeficiente sísmico en 30 por ciento; lo anterior ocurre al diseñar las estructuras clasificadas dentro del grupo A.

La fig 2.6 presenta los espectros de diseño para construcciones del grupo B, según el RDF-66. Cabe señalar que en estos espectros ya está implícita la reducción de las ordenadas espectrales por efectos de ductilidad.

2.3.1.2 Cuerpo Principal, NTC-Sismo, RDF-04

De acuerdo con la zonificación del Distrito Federal, según las NTC-Sismo del RDF-04, se tienen tres zonas sísmicas principales: lomas (tipo I), transición (tipo II) y compresible (tipos III_a, III_b, III_c y III_d), según el tipo de suelo. La fig 2.7 muestra la zonificación del Distrito Federal, según las NTC-Sismo del RDF-04. La tabla 2.4 describe dichas zonas.

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico “a”, expresada como fracción de la gravedad, en el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04, está dada por:

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

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

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

donde :

- T : Periodo natural de vibración de la estructura, en segundos
- T_a y T_b : Periodos característicos del espectro de diseño
- c : Coeficiente sísmico
- a_0 : Ordenada espectral para $T=0$ segundos
- r : Exponente que depende de la zona sísmica en la que se ubica la estructura

Los valores de " a_0 ", " T_a ", " T_b ", "c" y el exponente "r" dependen del tipo de la zona sísmica; la fig 2.8 muestra y compara los espectros de diseño elástico de cada una de las zonas sísmicas en que dividió el Distrito Federal. La tabla 2.5 muestra los valores de los parámetros de los espectros de diseño. El coeficiente sísmico "c" varía en función de la importancia de la construcción (ver tabla 2.6). Para construcciones en que las consecuencias de su falla son particularmente graves o para aquellas que es vital que permanezcan funcionando después de un evento sísmico intenso, se incrementa el coeficiente sísmico en 50 por ciento; lo anterior ocurre al diseñar las estructuras de estadios, escuelas, hospitales y auditorios, subestaciones eléctricas y telefónicas y otras clasificadas dentro del grupo A. El RDF-04 permite, además, la reducción de las ordenadas espectrales a partir del factor de comportamiento sísmico, "Q", del cual se hablará posteriormente.

2.3.1.3 Apéndice A, NTC-Sismo, RDF-04

En el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 es admisible considerar explícitamente los efectos del periodo dominante del terreno, " T_s ". La fig 2.9 muestra los periodos predominantes del movimiento del suelo registrados en el Distrito Federal. La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico "a", expresada como fracción de la gravedad, está dada por:

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

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

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

donde :

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

β : Factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno 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 movimiento del sitio, “ T_s ”, usando las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} a_0 &= 0.1 + 0.15(T_s - 0.5) && \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ a_0 &= 0.25 && \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{aligned}$$

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

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

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

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

Las ordenadas espectrales que resultan de la aplicación de las expresiones anteriores son para las estructuras del grupo B; para las estructuras del grupo A se incrementarán en un 50 por ciento.

La fig 2.10 compara los espectros de diseño elástico que propone el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, para construcciones del grupo B, asumiendo diferentes valores del periodo dominante del movimiento del terreno. Estos espectros son representativos del comportamiento elástico de la estructura ($Q=1$), sin tomar en cuenta, además, los efectos de sobre-resistencias definidos por el factor "R"; en el Apéndice A se permite la reducción de las ordenadas espectrales a partir de los factores de reducción de ductilidad, "Q", y de sobrerresistencia, "R", de los cuales se hablará posteriormente.

2.3.2 Revisión del cortante basal dinámico

El Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04 especifica que cualquiera que sea el método dinámico de análisis que se emplee, si se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal " V_0 " es menor que $0.8aW_0/Q'$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que " V_0 " iguale a este valor. El valor de "a" y "Q'" se calculan para el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis, y, en ningún caso, " V_0 " se tomará menor que a_0W_0 .

W_0 = peso total de la estructura, a= ordenada espectral correspondiente al periodo de vibración en la dirección del análisis, y Q' = factor de reducción que depende del factor de comportamiento sísmico (Q) y de las condiciones de seguridad.

El Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 especifica que si del análisis se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal " V_0 " es menor que $a_{\min}W_0$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que " V_0 " iguale a ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección. La ordenada espectral " a_{\min} " se tomará igual a 0.03 cuando $T_s < 1$ s o 0.05 cuando $T_s \geq 1$ s.

2.4 Desplazamientos laterales máximos y relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, Δ_{ri}/h_i

Para cumplir con el objetivo fundamental del diseño sismorresistente, se debe evitar el daño no estructural ocasionado por sismos moderados, que pueden presentarse varias veces durante la vida útil de la estructura; debido a lo anterior los reglamentos limitan los desplazamientos laterales de la estructura dentro de límites admisibles. Debe diseñarse para controlar y limitar los desplazamientos que pueden llegar a ocurrir durante los eventos de servicio y así asegurar que la estructura permanezca esencialmente elástica; para ello se usan los

desplazamientos que se calculan para las condiciones de servicio, y se comparan con valores admisibles propuestos por las Normas correspondientes.

El índice más importante para la determinación de la magnitud de los posibles daños de los elementos no estructurales es la distorsión angular de entrepiso (γ), es decir, el desplazamiento lateral relativo entre dos niveles sucesivos, " Δ_{ri} ", dividido entre la altura de entrepiso, " h_i ":

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

2.4.1 Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, RDF-66

De acuerdo con el RDF-66, para evitar el daño estructural y no estructural, ante un sismo de menor intensidad (condiciones de servicio) que el sismo de diseño, es necesario limitar las distorsiones angulares de entrepiso a un cierto valor permisible.

El desplazamiento lateral relativo máximo entre pisos consecutivos no excederá 0.002 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, cuando los elementos no estructurales están desligados a la estructura; en caso contrario, cuando dichos elementos se encuentran ligados, el valor permisible para construcciones del grupo A será de 0.003 en la zona de alta compresibilidad y 0.004 en la zona de baja compresibilidad. En construcciones del grupo B, así como en el caso de pisos o cubiertas que normalmente no soportan carga viva, no se impone limitación.

2.4.2 Cuerpo Principal, NTC-Sismo, RDF-04

La reducción en las ordenadas espectrales por comportamiento inelástico es válida para determinar las fuerzas para las que hay que diseñar la estructura; sin embargo, los desplazamientos que se presentarán en la estructura serán "Q" veces mayores que los que se han determinado con un análisis elástico bajo esas fuerzas reducidas. Por tanto, antes de compararlos contra los valores admisibles, las respuestas calculadas " Δ_{ci} ", en un piso "i" deberán multiplicarse por "Q", a saber:

$$\Delta_i = Q \Delta_{ci}$$

El Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04 especifica que la distorsión angular de entrepiso máxima permisible es de 0.006 cuando los elementos no estructurales están ligados a la estructura, y de 0.012 cuando no haya elementos frágiles que puedan ser dañados por el movimiento de la estructura o cuando éstos estén desligados de la misma (ver fig 2.11).

2.4.3 Apéndice A, NTC-Sismo, RDF-04

El Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 revisa que la rigidez lateral de la estructura sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

- a) Para limitar los daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas y multiplicadas por el factor " $Q'R/7$ ", no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004. Los valores de " Q' " y " R " se calcularán para el periodo fundamental de la estructura.
- b) Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas, multiplicadas por el factor " QR " y divididas por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán las distorsiones angulares permisibles de entrepiso establecidas en la tabla 2.7 para los distintos sistemas estructurales. El valor de " R " se calculará para el periodo fundamental de la estructura.

2.5 Requisitos de los factores de comportamiento sísmico, Q

Los edificios deben ser capaces de desarrollar una porción alta de su resistencia lateral inicial cuando un sismo de diseño le imponga grandes deformaciones dentro del rango inelástico, para así minimizar los daños graves y evitar su colapso; la ductilidad incluye la habilidad de poder sostener grandes deformaciones y también la capacidad de absorber energía por comportamiento histerético. La falla frágil, en contraste, implica la pérdida instantánea de resistencia, sin avisos previos.

La mayor parte de los materiales y sistemas estructurales tiene un comportamiento que puede considerarse lineal hasta un cierto nivel de sollicitación, sin embargo, posteriormente el comportamiento se vuelve no lineal y la estructura puede presentar deformaciones varias veces superior a la que corresponde al comienzo de la etapa no lineal o aquella para la que se alcanza la carga máxima.

El sistema no lineal más estudiado es el elastoplástico perfecto (fig 2.12), en el cual el comportamiento es lineal hasta la carga máxima y, posteriormente, la capacidad de carga se mantiene constante hasta una deformación " μ " veces la de fluencia, después de lo cual ocurre el colapso. Este tipo de comportamiento es

muy deseable debido a que ayuda a disipar gran parte de la energía que el sismo transfiere a la estructura.

La capacidad necesaria para que un sistema estructural elastoplástico resista un determinado sismo es aproximadamente “ μ ” veces la capacidad requerida por el sistema únicamente elástico. Entonces, si un sistema elastoplástico es capaz de desarrollar una ductilidad “ μ ” durante un sismo, éste podrá diseñarse para resistir una carga lateral obtenida a partir de la ordenada espectral de un sistema elástico, con el mismo periodo y amortiguamiento, reducida “ μ ” veces. Esto es válido en estructuras con periodos fundamentales de vibración mayores o del orden que el periodo dominante del movimiento del terreno. Para estructuras con periodos menores, la reducción de las ordenadas espectrales será menos significativa; según el RDF-04 deberá adoptarse un factor de reducción que varíe linealmente entre $1/\mu$ y 1. Con base en lo anterior se pueden obtener espectros elastoplásticos de diseño para distintos niveles de ductilidad.

El factor de ductilidad “ μ ” se define por la relación:

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

donde:

Δ_u : Deformación lateral última

Δ_y : Deformación lateral de fluencia

Sin embargo, la reducción que se puede admitir en las fuerzas laterales en edificios reales, en los cuales se puede presentar deterioro por resistencia y degradación de rigidez de los elementos estructurales, es inferior a la que se acepta para un sistema elastoplástico perfecto. Esto se debe a que en estos casos la cantidad de energía que se puede disipar en los ciclos de histéresis es mucho menor que cuando el comportamiento es elastoplástico perfecto.

En estructuras de gran importancia muchas veces conviene que permanezcan en el rango elástico, para lo cual es necesario que se proporcione la resistencia lateral adecuada para asegurar dicho comportamiento. Sin embargo, la mayoría de los edificios ordinarios se diseñan para resistir fuerzas sísmicas laterales más pequeñas con respecto de las que deberían actuar si la estructura se comportara elásticamente, lo que implica que se requiera desarrollar deformaciones inelásticas y por tanto ductilidad. Dependiendo del nivel de reducción de las fuerzas de diseño, el nivel de ductilidad requerido puede variar desde poco significativo (sin requerimientos especiales de detalles) hasta considerable (con requerimientos más exigentes de detalle y de armados).

2.5.1 Cuerpo Principal, NTC-Sismo, RDF-04

Según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04, las fuerzas laterales obtenidas del método estático y del análisis modal espectral se pueden reducir dividiéndolas entre el factor “ Q' ”, que depende del factor de comportamiento sísmico, “Q”, que refleja la capacidad del sistema estructural para deformarse inelásticamente ante fuerzas laterales alternantes, sin perder resistencia. De acuerdo con las NTC-Sismo del RDF-04, el factor de reducción “ Q' ”, se calcula como sigue:

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

donde :

T : Periodo fundamental del primer modo de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis modal espectral

El valor de “Q” seleccionado depende del sistema estructural que proporciona la resistencia ante las fuerzas laterales y de los detalles de dimensionamiento que se adopten. De acuerdo con las NTC-Sismo del RDF-04, el factor de comportamiento sísmico “Q”, puede tomar valores de 1 a 4, según se especifica en la tabla 2.8.

2.5.2 Apéndice A, NTC-Sismo, RDF-04

De acuerdo con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, para realizar los análisis sísmicos, las ordenadas espectrales de aceleración podrán ser reducidas por los factores de ductilidad “ Q' ”, y de sobre-resistencia “R”, que se calculan de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}} \quad \text{si } T \leq T_a$$
$$Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} \quad \text{si } T_a < T \leq T_b$$
$$Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} \quad \text{si } T > T_b$$
$$R = \frac{10}{4 + \sqrt{\frac{T}{T_a}}} \quad \text{si } T \leq T_a$$
$$R = 2.0 \quad \text{si } T > T_a$$

2.6 Condiciones de regularidad

Las condiciones de regularidad que una estructura debería cumplir, según las NTC-Sismo del RDF-04, son las que se muestran en la tabla 2.9.

De acuerdo con los requisitos de regularidad, las construcciones con estructuración irregular, debe reducirse a 90% el valor de “ Q' ” cuando no se cumpla con uno de los requisitos de la tabla 2.9, por el 80% cuando no se cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por el 70% cuando la estructura sea fuertemente irregular y, en ningún caso el factor “ Q' ” será menor que uno.

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

1. La excentricidad torsional calculada estáticamente, “ e_s ”, excede en algún entrepiso de 20% de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
2. La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100% a la del piso inmediatamente inferior.

2.7 Efectos de segundo orden, P-Δ

Al analizar una estructura bajo cargas laterales y verticales deben revisarse los efectos adicionales que se originan a raíz de las cargas gravitacionales y los desplazamientos laterales, conocidos como efectos P-Δ o efectos de segundo orden (ver fig 2.13). Dichos efectos serán más importantes en estructuras esbeltas y/o con cargas verticales de consideración.

Existen dos tipos de comportamiento no lineal en las estructuras, la no linealidad geométrica y la no linealidad del material. La primera se presenta cuando no se cumple la hipótesis de que las deformaciones son pequeñas, y las condiciones de equilibrio deben plantearse con base en la configuración desplazada.

Los efectos P-Δ o efectos de segundo orden se originan cuando, ante la acción de fuerzas laterales en sistemas con baja rigidez, se presentan desplazamientos horizontales considerables. Debido a la presencia de estos desplazamientos, las cargas gravitacionales van a producir momentos adicionales en las bases de las columnas, cuyo valor total es:

$$M = V_h + W\Delta$$

En términos de la rigidez lateral k , este momento es igual a $k\Delta h$; por lo tanto, despejando V_h queda:

$$Vh = k \Delta h - W \Delta = kh \left(1 - \frac{W}{kh} \right) \Delta$$

de donde:

$$V = \left(k - \frac{W}{h} \right) \Delta = k(1 - \theta) \Delta$$

Al parámetro $\theta = \frac{W}{kh}$ se conoce como “coeficiente de estabilidad”.

Se aprecia que el efecto neto de la carga axial es reducir la rigidez lateral en un monto W/h , o en una fracción igual “ θ ”. El término W/h se conoce como “rigidez geométrica”, y refleja la parte no lineal del problema porque depende de la carga axial. Es posible que la rigidez se anule completamente cuando la carga axial alcanza el valor crítico “ kh ”, produciéndose de esta manera inestabilidad en el sistema.

Los principales cambios que se llegan a tener cuando los efectos $P-\Delta$ son importantes, son los siguientes:

- a) Menor disipación de energía por histéresis.
- b) Reducción de la rigidez lateral, tal que el periodo de la estructura tiende a incrementarse, y la respuesta sísmica puede variar.
- c) Mayores demandas de ductilidad local. Los niveles de deformación inelástica cambian; esto es, puede haber un incremento en las demandas de ductilidad desarrolladas en las articulaciones plásticas de los miembros estructurales, ya que los giros inelásticos están directamente relacionados con las demandas de ductilidad local.

De acuerdo con las NTC-Sismo del RDF-04, los efectos geométricos de segundo orden deberán tenerse en cuenta explícitamente en el análisis, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Dichos efectos son importantes cuando no se cumple con la siguiente condición:

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

donde:

- Δ_{ri} : Desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado
- H : Altura del entrepiso
- V : Fuerza cortante calculada en el entrepiso, multiplicada por el factor de carga correspondiente

W : Peso de la construcción situada encima del entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas

2.8 Análisis dinámico paso a paso

Las NTC-Sismo del RDF-04 incluyen el cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos como uno de los métodos aceptables de análisis sísmico dinámico. Se acepta que para representar el sismo de diseño se pueden utilizar 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, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consignan las Normas Técnicas del Reglamento, y que se tenga en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

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.

Sea un sistema de un grado de libertad (fig 2.14) bajo una fuerza aplicada $p(t)$ y con propiedades “m” (masa), “k” (rigidez lateral) y “c” (coeficiente o relación de amortiguamiento); los efectos de la fuerza en el sistema se aprecian esquemáticamente en la fig 2.15, mediante un diagrama de cuerpo libre.

De acuerdo con la fig 2.15, se tienen las siguientes fuerzas:

- $f_i(t)$: Fuerza de inercia en el tiempo “t”
- $f_D(t)$: Fuerza de amortiguamiento en el tiempo “t”
- $f_s(t)$: Fuerza que resiste el resorte en el tiempo “t”
- $p(t)$: Fuerzas aplicadas al sistema en el tiempo “t”

Las fuerzas de amortiguamiento y del resorte son de carácter no lineal. El equilibrio dinámico requiere que se cumpla con la siguiente ecuación de movimiento:

$$f_i(t) + f_D(t) + f_s(t) = p(t)$$

Para el tiempo “t+Δt”, la ecuación anterior se transforma en:

$$f_i(t+\Delta t) + f_D(t+\Delta t) + f_s(t+\Delta t) = p(t+\Delta t)$$

tal que la ecuación en función de incrementos está definida por:

$$\Delta f_i(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_s(t) = \Delta p(t)$$

Así, las fuerzas incrementales de la ecuación de movimiento se expresan de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}\Delta f_i(t) &= \Delta f_i(t + \Delta t) - f_i(t) = m\Delta\ddot{v}(t) \\ \Delta f_D(t) &= \Delta f_D(t + \Delta t) - f_D(t) = c(t)\Delta\dot{v}(t) \\ \Delta f_s(t) &= \Delta f_s(t + \Delta t) - f_s(t) = k(t)\Delta v(t) \\ \Delta p(t) &= p(t + \Delta t) - p(t)\end{aligned}$$

“m” es la masa que permanece constante, c(t) y k(t) representan las propiedades del amortiguamiento y de rigidez lateral, en función del tiempo; c(t) toma el valor de (ver fig 2.16):

$$c(t) \cong \left(\frac{df_D}{d\dot{v}} \right)_t$$

Según se observa en la fig 2.17, k(t) es igual a:

$$k(t) \cong \left(\frac{df_s}{v} \right)_t$$

Al sustituir las ecuaciones con las fuerzas incrementales, se tiene la ecuación incremental de equilibrio para un tiempo “t”, a saber:

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

Existen varios procedimientos para evaluar la integración numérica de la ecuación anterior. Un procedimiento consiste en suponer que la aceleración varía linealmente durante cada incremento de tiempo, y que, además, las propiedades estructurales del sistema son constantes en dicho intervalo de tiempo. De acuerdo con la relación entre aceleración (\ddot{v}), velocidad (\dot{v}) y desplazamiento (v), se puede demostrar que la velocidad y el desplazamiento varían en forma cuadrática y cúbica, respectivamente. Al evaluar la expresión final de la ecuación incremental de equilibrio, para el intervalo de Δt , se llega a las siguientes ecuaciones en función del incremento de velocidad y desplazamiento.

$$\begin{aligned}\Delta\dot{v}(t) &= \ddot{v}(t)\Delta t + \Delta\ddot{v}(t)\frac{\Delta t}{2} \\ \Delta v(t) &= \dot{v}(t)\Delta t + \Delta\dot{v}(t)\frac{\Delta t^2}{2} + \Delta\ddot{v}(t)\frac{\Delta t^2}{6}\end{aligned}$$

Al despejar $\Delta\ddot{v}(t)$ de las dos ecuaciones anteriores, se tiene:

$$\Delta\ddot{v}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t)$$

$$\Delta\dot{v}(t) = \frac{3}{\Delta t} v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t)$$

Al sustituir estas ecuaciones en la ecuación incremental de equilibrio para un tiempo "t", se tiene la siguiente ecuación de movimiento:

$$m \left[\frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[\frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] + k(t) \Delta v(t) = \Delta p(t)$$

Por último, al trasladar todos los términos asociados con las condiciones iniciales se obtiene:

$$\tilde{k}(t) \Delta v(t) = \Delta \tilde{p}(t)$$

Donde $\tilde{k}(t)$ es la rigidez efectiva, conocida como:

$$k(t) = k(t) + \frac{6}{\Delta t^2} m + \frac{3}{\Delta t} c(t)$$

y $\Delta \tilde{p}(t)$ es:

$$\Delta \tilde{p}(t) = \Delta p(t) + m \left[\frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) + 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[3\dot{v}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right]$$

La ecuación que se obtiene después de haber trasladado todos los términos asociados con las condiciones iniciales, es equivalente a una relación incremental de equilibrio estático, y se resuelve para el incremento de desplazamiento, como la división del incremento de carga entre la rigidez.

Conocido $\Delta v(t)$, es posible calcular $\Delta\dot{v}(t)$ y $\Delta\ddot{v}(t)$, y así establecer las condiciones iniciales para el siguiente incremento de tiempo

$$\dot{v}(t) + \Delta\dot{v}(t) \text{ y } v(t) + \Delta v(t)$$

El proceso se repite sucesivamente hasta terminar con el último Δt en que se discretizó la acción sísmica. El procedimiento se puede extender a sistemas de muchos grados de libertad; para ello convendría programar el procedimiento y utilizar como herramienta una computadora.

Una de las dificultades del análisis paso a paso es la necesidad de contar con programas de computadora bastante más complejos que los aplicables a

estructuras elásticas, que demandan mayores esfuerzos en la preparación de datos y en la interpretación de resultados. En este trabajo se utilizó el programa de computadora DRAIN-2DX, que permite hacer análisis sísmicos no lineales de estructuras tipo edificios; considera a la estructura formada por marcos y/o muros planos ligados por los diafragmas del piso.

2.9 Demandas de ductilidad local y global

El término ductilidad se define como la capacidad que tiene la estructura o componentes de la misma (vigas y columnas) de deformarse más allá del límite elástico, sin excesivo deterioro de resistencia y degradación de rigidez; es decir, es la capacidad de mantener su resistencia para deformaciones muy superiores a aquella para la que se inició la fluencia.

La ductilidad de una sección se representa mediante la relación entre la curvatura última y la curvatura de fluencia de la sección sujeta a un momento flexionante. La relación momento-curvatura ($M-\phi$) describe el comportamiento, es decir:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

Las demandas de ductilidad de desplazamiento se expresan como la relación entre el desplazamiento de colapso y el de fluencia, a saber:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

El desplazamiento de colapso (Δ_u), es la suma de una parte lineal (elástica) y de otra en el rango plástico:

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

Entonces, la ductilidad queda representada por:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y}$$

El valor del desplazamiento plástico se puede aproximar mediante el producto de la rotación de la articulación plástica (θ_p) por la longitud (ℓ_v) de la viga:

$$\Delta_p = \theta_p \ell_v$$

La rotación de la articulación plástica se determina como la curvatura de colapso menos la curvatura a la que se inicia la fluencia, multiplicada esta diferencia por la longitud de plastificación, es decir, la porción de la viga en que se propaga la plastificación. La rotación plástica se puede calcular aplicando el método de área-momento al diagrama de curvaturas del elemento (fig 2.18).

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y) \ell_p$$

donde:

ℓ_p : Longitud equivalente supuesta de la articulación plástica

En la mayor parte de los elementos de una estructura expuesta a efectos sísmicos, para lograr un cierto factor de ductilidad en el elemento, se requiere un factor de ductilidad significativamente mayor a nivel local de la sección transversal.

El factor de ductilidad global o de conjunto de la estructura se define como la relación entre el desplazamiento lateral máximo de colapso y el desplazamiento lateral cuando se tiene la primera fluencia en alguna sección transversal de los elementos que componen la estructura. En términos generales, para obtener cierto factor de ductilidad global de la estructura, se requiere desarrollar ductilidades locales en las secciones críticas varias veces superiores a dicho valor. Esto va a variar dependiendo del mecanismo de falla que se presente en la estructura.

2.9.1 Longitud equivalente de la articulación plástica, “ ℓ_p ”

La articulación plástica se define como la zona en que se supone se presenta el comportamiento inelástico de un elemento estructural, luego de que fluye el acero de refuerzo. Las rotaciones o giros que se presentan en las articulaciones plásticas, sirven para medir el nivel de deformación inelástica alcanzado en las estructuras. Para medir el grado de daños es importante relacionar las rotaciones por unidad de longitud que causan los momentos flexionantes, debido a que la fluencia ocurre gradualmente en un tramo del extremo, y no de forma concentrada en una sola sección transversal. Por lo general, las articulaciones se van a formar en los tramos de los elementos estructurales donde se presenten los momentos flexionantes máximos; si el sismo es importante, lo anterior tiende a ocurrir en los extremos.

Existen varias expresiones para evaluar la longitud de plastificación de una articulación, las cuales han sido obtenidas, en su mayoría, de manera empírica a partir de pruebas experimentales.

Los valores de “ ℓ_p ” que se pueden obtener con diversas expresiones que se proponen en la literatura, para el cálculo de la longitud equivalente de articulación plástica, varían en el rango de 0.5d a 1.0d (d: peralte efectivo de la sección transversal), para elementos de concreto reforzado con dimensiones y armados típicos. Para este estudio se propone una expresión más simplista que proporciona resultados conservadores, a saber:

$$\ell_p = 1.0d$$

Es importante resaltar la diferencia entre las longitudes plásticas “ ℓ_p ” con respecto de las regiones de los elementos, en las cuales se espera un comportamiento inelástico, y donde se deberá proporcionar un detallado especial para asegurar un comportamiento dúctil, así como una suficiente capacidad de rotación plástica.

2.9.2 Relación entre ductilidad de entrepiso y ductilidad de la sección transversal crítica

Un entrepiso de un marco sujeto a cargas laterales tiene una configuración deformada como la que se muestra en la fig 2.19a. Si los claros y alturas de entrepiso son constantes, así como las rigideces de vigas y columnas, los puntos de inflexión tienden a presentarse en el centro de los claros y a media altura (fig 2.19b); cuando la rigidez de la columna es muy grande, con respecto de la rigidez relativa de la viga, suele ocurrir que en la columna no se presente punto de inflexión, teniéndose entonces a dicho elemento vertical bajo curvatura simple.

La relación entre el desplazamiento lateral relativo de entrepiso y la rotación en la base de la columna, en el intervalo lineal y hasta la fluencia, se puede estimar como:

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

donde:

ℓ_c : Altura de entrepiso

Se identifican dos mecanismos básicos de deformación inelástica, a saber: el de columnas débiles y vigas fuertes, en el que las articulaciones plásticas se presentan en los extremos de las columnas (fig 2.20a), y el de columnas fuertes y vigas débiles, en que las articulaciones plásticas se presentan en los extremos de las vigas (fig 2.21a).

Para que se desarrolle ductilidad, es conveniente que en los mecanismos de falla dominen los efectos por flexión, principalmente en las vigas, tal que la resistencia de estos miembros sea menor que la de las columnas, asegurando así que su fluencia ocurra primero (mecanismo de columna fuerte y viga débil).

Cuando se presenta el mecanismo de “columna fuerte y viga débil”, las articulaciones plásticas tienden a presentarse en los extremos de las vigas de todos los niveles y en el extremo inferior de las columnas de planta baja, hasta llegar al colapso. Esto implica que los efectos inelásticos se distribuyan en muchos elementos de la estructura y, de esta forma, se alcance una ductilidad global significativamente alta. Por otro lado, en los mecanismos de falla de entrepiso, con columnas débiles, habrá una concentración de deformaciones plásticas en un número reducido de elementos, tal que para alcanzar una cierta magnitud de ductilidad global se tendrían que producir rotaciones plásticas muy grandes a nivel local, imposibles de garantizar, la mayoría de las veces, desde el punto de vista de diseño. Por esto, deben evitarse los mecanismos de fallas frágiles de columna débil y los mecanismos de falla distintos a los de flexión (por corte, flexocompresión, adherencia, etc.), debido a que el deterioro en la resistencia de los elementos es mayor, sobre todo ante los efectos de las cargas cíclicas.

Para que las secciones transversales de los elementos estructurales puedan desarrollar la deformación inelástica (ductilidad local) requerida por el mecanismo de falla global, será necesario proporcionar un detallado adecuado, confinando el núcleo de concreto con suficiente refuerzo transversal.

2.10 Mecanismos de falla

2.10.1 Respuesta estática no-lineal de sistemas (Push-over)

El comportamiento de una estructura en su conjunto depende del tipo de comportamiento que tengan los elementos que la componen; es importante, también, la manera en que estos elementos se encuentran integrados y conectados para formar la estructura en su conjunto.

Es particularmente relevante estudiar el comportamiento estático en el rango no-lineal de la estructura, ante cargas laterales monotónicamente crecientes (conocido como análisis Push-over), y relacionarlo con la respuesta local de las secciones transversales y elementos que la componen. El mecanismo de comportamiento no lineal de la estructura depende del tipo y número de secciones que sobrepasen la etapa lineal de su comportamiento. Mientras mayor sea el número de secciones transversales que alcancen su resistencia, y mientras más dúctil sea el comportamiento de éstas secciones, mayor ductilidad tendrá el sistema en conjunto.

Para un sistema dado, el mecanismo de falla de deformación inelástica que se llegará a presentar depende de las resistencias relativas de las secciones para cada posible modo de falla. Por lo tanto, en la etapa de diseño se puede influir en

el mecanismo de deformación inelástica de la estructura, al decidir la resistencia que deben tener las distintas secciones transversales para los diferentes modos de falla, es decir, elegir los miembros que fluyan primero, con el objetivo de proporcionar a la estructura el mecanismo de deformación inelástica más deseable.

Un aspecto esencial del diseño sísmico consiste en proporcionar a las diferentes partes de la estructura resistencias tales que hagan que en conjunto se desarrolle la máxima ductilidad posible.

2.10.2 Procedimiento, ventajas y consideraciones del análisis estático no-lineal para obtener el mecanismo de falla

El análisis “Push-over” es una técnica de análisis no-lineal simplificado que se utiliza para estimar las demandas a las que esta sujeta una estructura ante sollicitaciones laterales monotónicamente crecientes, a través del cual es posible obtener los mecanismos de falla.

El proceso consiste en representar a la estructura con un modelo analítico de dos o tres dimensiones para determinar las características importantes de la respuesta lineal y no-lineal; las cargas de gravedad se aplican simultáneamente con las cargas laterales predeterminadas. La distribución de las cargas laterales deben representar las fuerzas generadas en las masas. Las fuerzas internas y deformaciones que se van determinando, según las cargas laterales se van incrementando monotónicamente, son usadas para estimar las demandas de resistencia y deformación, las cuales son comparadas con las capacidades permitidas. Un ejemplo del análisis “Push-over” se muestra en la fig 2.22.

Con base en los resultados de este análisis se obtienen:

- a) Las demandas de deformación a nivel de los elementos estructurales
- b) La capacidad de deformación lateral del sistema estructural
- c) La capacidad de ductilidad del mismo sistema
- d) Las curvas momento-curvatura a nivel de cada miembro estructural
- e) Las demandas de rotación o curvatura de cada elemento
- f) La ductilidad demandada local y global

Dentro de sus ventajas se encuentra:

- 1) Se sabe la forma del mecanismo de colapso
- 2) Se pueden detectar puntos débiles en cuanto a la resistencia y deformaciones excesivas
- 3) Se puede conocer la resistencia y capacidad de deformación del sistema analizado
- 4) Es menos complicado que el análisis dinámico inelástico paso a paso con acelerogramas

Durante la elaboración del modelo analítico se deben considerar:

- a) Los distintos modos de vibración lateral de la estructura
- b) Los criterios en la selección del patrón de cargas con respecto de la altura de la estructura
- c) Se deben incluir los efectos de torsión, daño acumulado y el efecto tridimensional

2.11 Requisitos de estructuración

La sencillez, uniformidad y simetría de la construcción son aspectos básicos que contribuyen a reducir drásticamente los riesgos de un mal comportamiento ante la acción de un sismo. Se recomienda que:

- a) El edificio debe poseer una configuración de elementos estructurales que le confiera resistencia y rigidez a cargas laterales en cualquier dirección. Esto se logra generalmente, proporcionando sistemas resistentes en dos direcciones ortogonales.
- b) La configuración de los elementos estructurales debe permitir un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas desde el punto en que éstas se generan (es decir, de todo punto donde haya una masa que produzca fuerzas de inercia) hasta el terreno.
- c) Hay que evitar las amplificaciones de las vibraciones, las concentraciones de sollicitaciones y las vibraciones torsionales que pueden producirse por la distribución irregular de masas o rigideces en planta o en elevación. Para tal fin conviene que la estructura sea lo más posible
 - 1) Sencilla
 - 2) Regular
 - 3) Simétrica
 - 4) Continua
- d) Los sistemas estructurales debe disponer de redundancia y de capacidad de deformación inelástica que les permitan disipar la energía introducida por sismos de excepcional intensidad, mediante elevado amortiguamiento inelástico, sin la presencia de fallas frágiles local y global.

2.11.1 Estructuración a base de marcos con muros y diagonales

La fig 2.23 muestra estructuras a base de marcos, los cuales se pueden rigidizar con diagonales de contraviento y/o con núcleos rígidos o muros de concreto reforzado. En estas estructuras la interacción entre los dos sistemas básicos produce una distribución de las cargas laterales que es compleja y

variable con el número de pisos, pero que da lugar a incrementos sustanciales de rigidez y resistencia con respecto de la estructura a base de marcos. En zonas sísmicas de suelos altamente compresibles no conviene concentrar en áreas pequeñas a los muros rígidos de concreto reforzado.

Los marcos rigidizados con contravientos o con muros constituyen uno de los sistemas más eficientes para resistir fuerzas sísmicas. Mediante una adecuada distribución de dichos elementos rigidizantes es posible mantener las ventajas de la estructura a base de marcos en lo relativo a libertad del uso del espacio y a ductilidad, a la vez que se obtiene una estructura con mucha mayor rigidez y resistencia ante cargas laterales.

El sistema estructural con marcos resiste cargas laterales esencialmente por flexión de sus miembros, lo que hace que sea poco rígido, especialmente cuando los claros son considerables; lo anterior ocasiona que no sea muy eficiente para edificios altos. A medida que crece el número de pisos, es necesario incrementar de forma considerable las dimensiones de las vigas y columnas, con el fin de lograr que la estructura tenga la resistencia y rigidez necesarias ante cargas laterales; el sobreprecio que hay que pagar en estos casos, para resistir las cargas horizontales, puede ser considerable; no es posible fijar el límite del número de pisos que conviene en construcciones a base de marcos. En zonas expuestas a sismos o huracanes de poca intensidad este límite pudiera ser poco más de 20 pisos; en zonas de alto riesgo sísmico probablemente es mejor diseñar estructuras de marcos con un número menor de niveles.

La forma más sencilla de rigidizar un marco ante cargas laterales, sin perder todas sus ventajas, es colocar en algunas crujías un contraventeo diagonal o ligarlos a algún muro de rigidez de concreto (para edificios muy altos). Esta última ha sido la forma más popular de rigidización, tanto para marcos de concreto como de acero. Ambos casos pueden visualizarse con una viga vertical de gran peralte y en voladizo. Ésta tiene gran rigidez cuando la relación altura a longitud del muro o de la crujía contraventeada es relativamente pequeña. En estos casos el muro absorbe prácticamente la totalidad de las cargas laterales, mientras que el diseño del marco queda restringido por la resistencia a cargas verticales únicamente.

Cuando la relación altura a longitud del muro crece, se reduce muy rápidamente su rigidez y se presenta una interacción bastante compleja entre marco y muro. Existe una diferencia importante en la manera en que los dos tipos de sistemas se deforman lateralmente. En un marco la deformación de un piso relativo al inferior (desplazamiento lateral relativo de entrepiso) es proporcional a la fuerza lateral total aplicada arriba de dicho entrepiso (cortante de entrepiso), de manera que el desplazamiento lateral relativo de entrepiso tiende a ser mayor en los pisos inferiores que en los superiores (a menos que las dimensiones de las secciones se reduzcan radicalmente con la altura).

En un muro esbelto, por el contrario, los desplazamientos laterales relativos crecen en los pisos superiores, ya que las deformaciones de cortante dejan de ser significativas y la deformada del muro es como la de una viga en voladizo. Las configuraciones deformadas típicas de este tipo de sistemas estructurales son como se muestran en la fig 2.24. Cuando se presenta la interacción entre marco y muro, en los pisos inferiores la rigidez del muro es muy alta y restringe casi totalmente la deformación de los marcos. En los pisos superiores el muro tiende a presentar grandes deflexiones, mayores de las que sufriría el marco si tuviera que soportar toda la carga lateral por sí solo. Por ello, en lugar de colaborar con el marco a resistir las cargas laterales, el muro tiende a recargarse sobre el marco y puede originar un incremento en las fuerzas que éste debe resistir. Para que un muro rigidice una estructura de manera efectiva, convendría que su sección transversal tenga un momento de inercia que evite que se presente el fenómeno descrito anteriormente.

Además, deben cuidarse algunos aspectos que pueden hacer que el comportamiento sísmico de estos sistemas sea inadecuado. Por la extrema diferencia en rigidez que existe entre las zonas rígidas y el resto de la estructura, las fuerzas laterales se concentran en dichas zonas y así se transmiten a áreas concentradas de la cimentación. Pueden producirse, además sollicitaciones excesivas en elementos que conectan al resto de la estructura con las zonas rigidizadas. Cualquier irregularidad de los elementos rígidos en elevación implica la transmisión de fuerzas muy elevadas. Resulta crítico la transmisión de las fuerzas a la cimentación, especialmente en estructuras desplantadas en suelos compresibles, como se mencionó previamente.

Hay que evitar concentrar la rigidez en un pequeño número de elementos (fig 2.25a), y hay que procurar distribuir de manera uniforme en la planta de la estructura el mayor número posible de elementos rígidos (fig 2.25b). Con ello se eliminan algunas de las ventajas del sistema, ya que la obstrucción al uso del espacio interno puede ser significativa.

2.11.1.1 Revisión del comportamiento lateral de estructuras con muros de cortante

Aunque ningún sistema estructural es inmune al colapso, los edificios con muros estructurales bien configurados han tenido un buen desempeño, tanto estructural como no estructural, durante sismos recientes importantes. Estos tipos de muros se conocen como:

- a) De corte, con un relación de esbeltez baja H/L no mayor de 2 (H =altura/ L =largo) y comportamiento dominado por efectos de cortante. Deben diseñarse para resistencias elevadas, ya que su capacidad de deformación plástica y de disipación de energía es baja.

- b) De flexión, con relación de esbeltez moderada a alta ($H/L > 2$); su diseño está regido por los efectos de flexión. Si su armado se detalla correctamente pueden manifestar alta capacidad de deformación plástica y de disipación de energía.
- c) Acoplados. Un muro acoplado consiste en dos muros con relación de esbeltez alta ($H/L > 2$), conectados por medio de vigas de acoplamiento. Si se detallan adecuadamente los armados llegan a tener capacidades de deformación plástica y de disipación de energía razonables.

Los muros son elementos estructurales muy rígidos en su plano, por lo que pueden afectar considerablemente la distribución de resistencias y de rigideces de una estructura. Por lo tanto, es necesario considerar cuidadosamente su ubicación en la estructura tanto en planta como en altura (figs 2.25 y 2.26).

Las figs 2.26a, b y c muestran la deformada lateral de los sistemas con marcos, muros y combinación de marcos y muros, respectivamente. El sistema a base de sólo marcos y de sólo muros tiende a una distribución no uniforme de los desplazamientos laterales relativos entre la altura de entrepiso y, por lo tanto, ambos sistemas crean concentraciones de daño en entrepisos con distorsiones laterales de entrepiso altas; para su correcta selección de rigidez y de resistencia es conveniente utilizar una combinación adecuada de marcos y muros, lo cual minimizará el daño de los elementos.

En la fig 2.26d se observa que el marco tiene columnas débiles y vigas fuertes, diseño que provoca que se tenga entrepiso débil y posible colapso del mismo ante cierto nivel de las solicitaciones. Muchos estudios y experiencias ante temblores importantes han mostrado que los muros que se extienden desde la cimentación y se interrumpen en niveles intermedios del edificio, tienen consecuencias negativas (fig 2.26e). Los muros discontinuos en la altura e ilustrados en la fig 2.26f deben evitarse, ya sea continuando estos muros a la cimentación o eliminándolos completamente.

La contribución de los muros debe ser tal que provea simetría de rigidez y resistencia en planta y elevación, resistencia traslacional y rotacional en todas las direcciones. Debe haber un número suficiente de muros para evitar que las fuerzas sísmicas sean resistidas por pocos elementos (fig 2.27).

En el diseño se debe tener cuidado con la amplitud de las fuerzas cortantes y momentos flexionantes actuantes en el muro, sin olvidar que el muro debe diseñarse para que fluya en la base. Es importante proveer al muro con suficiente capacidad a corte, de manera de promover que fluya a flexión antes de fallar de forma frágil; esto es, se debe diseñar para que rija el comportamiento dúctil del muro.

La fig 2.28 muestra los tipos de falla más comunes de los muros debido a las acciones actuantes que se llegan a presentar en este tipo de elementos estructurales. Los tipos de falla de los muros pueden ser:

- a) Flexión (fig 2.28b)
 - Se debe evitar la falla de la porción del muro sujeta a compresión. Conviene usar estribos para confinar el concreto en esta zona y para evitar el pandeo del acero a compresión.
 - Se debe evitar la falla del acero a tensión; se tiene que proporcionar suficiente acero para evitar fractura y evitar fallas de anclaje.
 - Es importante limitar la cantidad de acero de tensión para obligar al comportamiento dúctil.

- b) Tensión diagonal (fig 2.28c)
 - Por ningún motivo se debe tener fallas de tensión o compresión diagonal, producto de la fuerza cortante. Se tiene que utilizar acero de refuerzo transversal suficiente y uniformemente distribuido en dos direcciones.

- c) Cortante directo (fig 2.28d)

- d) Deslizamiento de la articulación (fig 2.28e)

Tabla 2.1 Valores de coeficientes sísmicos, según el RDF-66

Tipo de estructuración	Zona de alta compresibilidad *	Zona de baja compresibilidad *
1	0.06	0.04
2	0.08	0.08
3	0.15	0.10

* Coeficientes sísmicos para estructura del grupo “B”; para estructuras del grupo “A” se incrementarán en un 30%.

Tabla 2.2 Clasificación de las estructuras por su importancia ó destino, según el RDF-66

Grupo	Descripción
I. Grupo A	Edificios gubernamentales y de servicios públicos (como plantas de bombeo, centrales eléctricas y telefónicas, estaciones de bomberos y otros), aquellos cuyo funcionamiento es especialmente importante a raíz de un temblor (como hospitales); también lugares en donde su contenido es de gran valor (como museos) y aquellos, con área total construida superior a 400m ² , donde existe frecuente aglomeración de personas (como escuelas, estadios, salas de espectáculos, templos, estaciones terminales y similares).
II. Grupo B	Construcciones para la habitación privada de uso público donde no existe frecuente aglomeración de personas (hoteles, viviendas, edificios de departamentos o despachos, plantas industriales, gasolineras, restaurantes); edificios, con área total construída no mayor de 400m ² , en los que existe frecuente aglomeración de personas; cercas cuya altura no exceda de 2.50m, construcciones para guardar materiales o equipos costosos, y aquellas cuya falla pueda poner en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A.
III. Grupo C	Construcciones aisladas cuya ejecución no exija la intervención de director responsable de obra y cuya falla por temblor no pueda normalmente causar daños a estructuras de los dos primeros grupos, a seres humanos o a materiales o equipos costosos.

Tabla 2.3 Clasificación de acuerdo con las características estructurales, según el RDF-66

Estructuración tipo	Descripción
1	<p>Estructuras que posean alineados en la dirección que se analiza, dos o más elementos resistentes a fuerza cortante horizontal y cuyas deformaciones, ante la acción de cargas laterales en dicha dirección, sean debidas esencialmente a flexión de los miembros estructurales. Se incluyen en esta clase las estructuras para edificios que posean marcos constituidos por trabes (o armaduras o losas planas) y columnas metálicas o de concreto reforzado, siendo cada marco capaz de resistir en todos los pisos al menos el 50% de la fuerza cortante de diseño que le tocaría si trabajara aislado, sin requerir para ello la colaboración de muros ni contravientos diagonales.</p> <p>Los pisos y cubiertas de estas estructuras serán suficientemente rígidos y resistentes para distribuir las fuerzas laterales entre los elementos de diversa flexibilidad; se incluyen también las construcciones con altura máxima de 7m o 2 pisos, que cumplan los requisitos que se exigen para aceptar el método simplificado de análisis.</p>
2	<p>Estructuras cuyas deformaciones, ante la acción de cargas laterales en la dirección que se analiza, sean debidas esencialmente a esfuerzo cortante o a fuerza axial, en los miembros estructurales. Se consideran en esta clase los edificios soportados únicamente por muros de carga y aquellos cuyos marcos son incapaces de resistir por sí mismos en cada piso el 50% de la fuerza cortante de diseño que les tocaría si trabajan aislados. Se exceptúan de ésta clasificación aquellas construcciones que se incluyen entre las de estructuración tipo 1.</p>
3	<p>Tanques elevados, chimeneas y todas aquellas construcciones que se hallen soportadas por una sola columna o una hilera de columnas orientada perpendicularmente a la dirección que se analiza, o cuyas columnas no estén ligadas en la cubierta y en los pisos por elementos de suficiente rigidez y resistencia para distribuir las fuerzas horizontales entre las columnas de diversa flexibilidad.</p>

Tabla 2.4 Zonas sísmicas en que se divide el Distrito Federal, según el RDF-04

Zona	Descripción
I (Lomas)	Formada por rocas o suelos generalmente firmes. Es probable la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena. La profundidad de los depósitos incompresibles se encuentran aproximadamente a menos de 3m.
II (Transición)	Está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarcillosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de éstas es variable. La profundidad de los depósitos incompresibles se encuentran aproximadamente a más de 3m y menos de 20m.
III (Lacustre)	Está constituida por depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso limo o arcilla. Estos depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales y su espesor puede ser superior a 50m. La profundidad de los depósitos incompresibles se encuentran aproximadamente a más 20m. De acuerdo con las NTC-Sismo del RDF-04 se divide ésta zona en IIIa, IIIb, IIIc y III d, de acuerdo al periodo dominante del movimiento del suelo en el sitio de interés.

Tabla 2.5 Parámetros de los espectros de diseño del Cuerpo Principal, según 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	1.00
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
III a	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
III b	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
III c	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
III d	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00

* Coeficientes sísmicos para estructuras del grupo B; para estructuras del grupo A se incrementarán en un 50%

Tabla 2.6 Clasificación de las estructuras por su importancia, según el RDF-04

Grupo	Descripción
I. Grupo A	Edificaciones cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como: hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y telecomunicaciones, estadios, depósitos de sustancias flamables o tóxicas, museos y edificios que alojen archivos y registros públicos de particular importancia, y otras edificaciones a juicio de la Secretaría de Obras y Servicios.
II. Grupo B	Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A, las que se subdividen en:
II. a)	<p>Subgrupo B1: Edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II, y construcciones de más de 15 m de altura o más de 3,000 m² de área total construida, en zona III; en ambos casos las áreas se refieren a un solo cuerpo del edificio que cuenten con medios propios de desalojo: accesos y escaleras, incluyendo las áreas de anexos, como pueden ser los propios cuerpos de escaleras.</p> <p>El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje.</p>
II. b)	Edificios que tengan locales de reunión que puedan alojar más de 200 personas, templos, salas de espectáculos, así como anuncios autosoportados, anuncios de azotea y estaciones repetidoras de comunicación celular y/o inalámbrica.
II. c)	Subgrupo B2: Las demás de este grupo.

Tabla 2.7 Distorsiones angulares permisibles de entrepiso para seguridad contra colapso, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

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

Tabla 2.8 Requisitos para los distintos factores de comportamiento sísmico, según las NTC-Sismo del RDF-04

Q	Requisitos de diseño y tipo de estructura
4.0	<p>a) Los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50% de la fuerza sísmica.</p> <p>b) Si hay muros de mampostería ligados a la estructura, los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos, son capaces de resistir al menos 80% de la fuerza sísmica sin la contribución de los muros de mampostería.</p> <p>c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. El último entrepiso queda excluido de este requisito.</p> <p>d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.</p> <p>e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta, o están provistos de contraventeo excéntrico.</p>
3.0	<p>Cuando se satisfacen las condiciones b y d ó e (requisitos para Q=4.0) y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones a ó c, (requisitos para Q=4), pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos, por muros de acero o de concreto reforzado o compuestos, por combinaciones de éstos (muros y marcos) o por diafragmas de madera y los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil.</p>
2.0	<p>Cuando 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 contraventeo 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 los dos materiales, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por las secciones para Q=3.0 y Q=4.0, o por muros de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero.</p> <p>Cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, o cuando se trate de estructuras de madera.</p>
1.5	<p>Cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos de Q=3.0 y Q=4.0 o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero.</p>
1.0	<p>En estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes.</p>

Tabla 2.9 Requisitos de regularidad, según las NTC-Sismo del RDF-04

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20% del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70% de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% de la del piso inmediato inferior ni menor que 70% de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50% de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

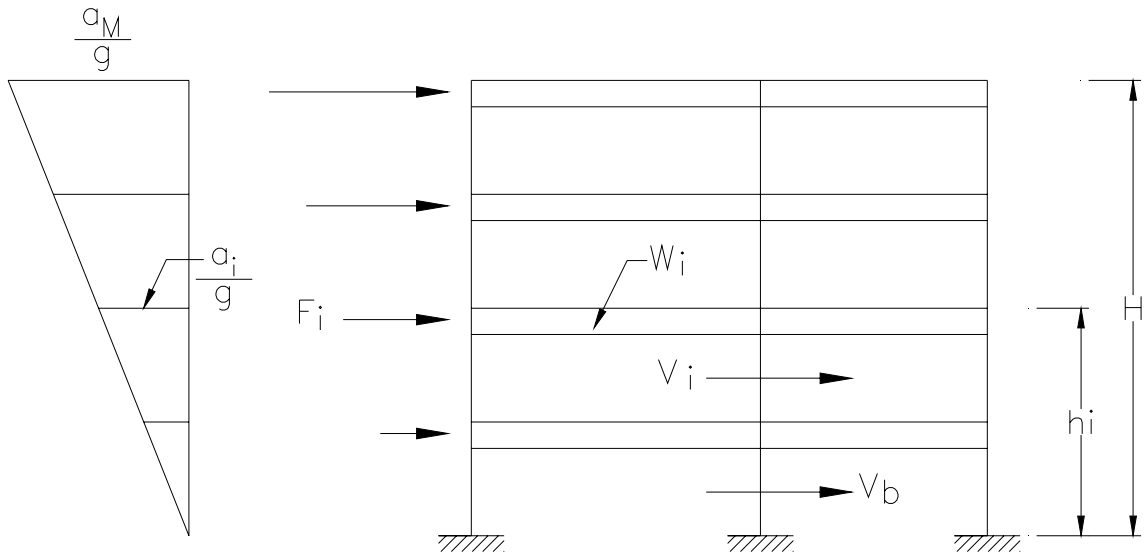


Fig 2.1 Distribución de fuerzas laterales con la altura, según el método estático

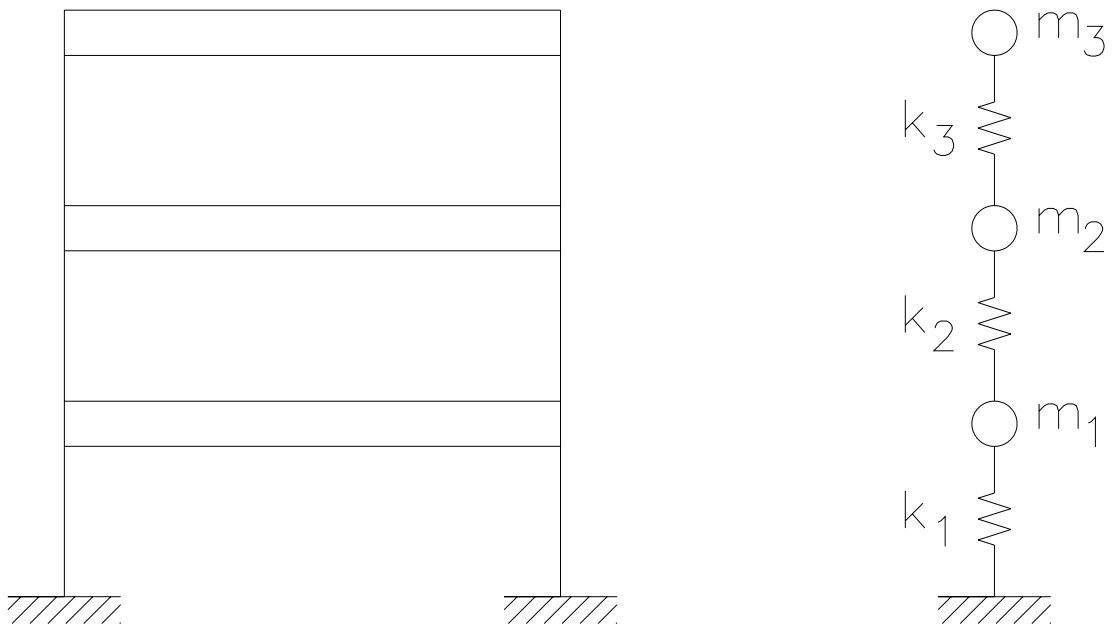


Fig 2.2 Representación de un edificio por un sistema de varios grados de libertad

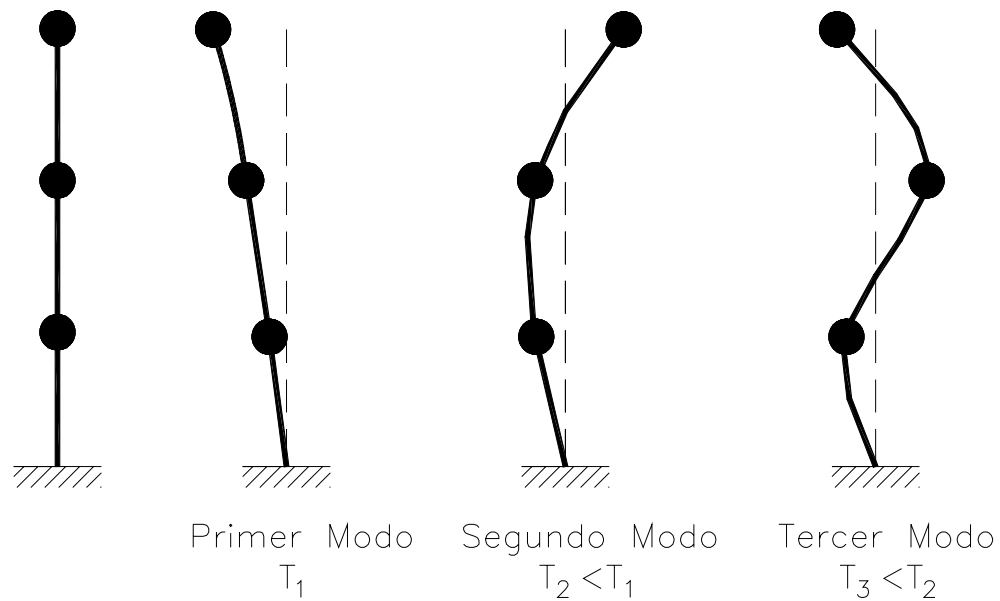


Fig 2.3 Modos de vibración de un sistema de tres grados de libertad

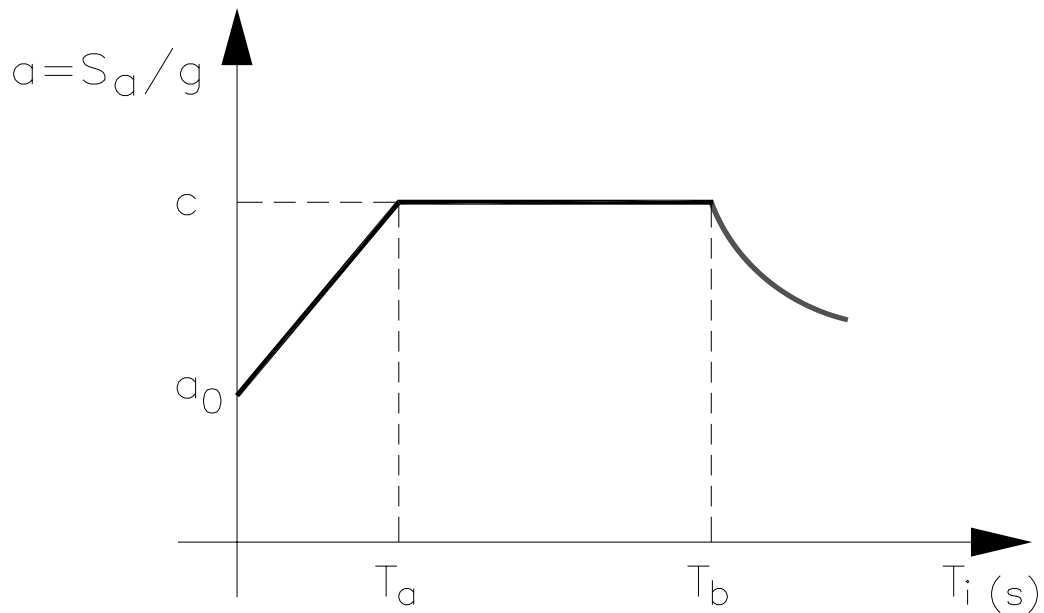


Fig 2.4 Forma típica de los espectros de diseño especificados por las NTC-Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RDF-04), dado un factor de comportamiento sísmico (Q)

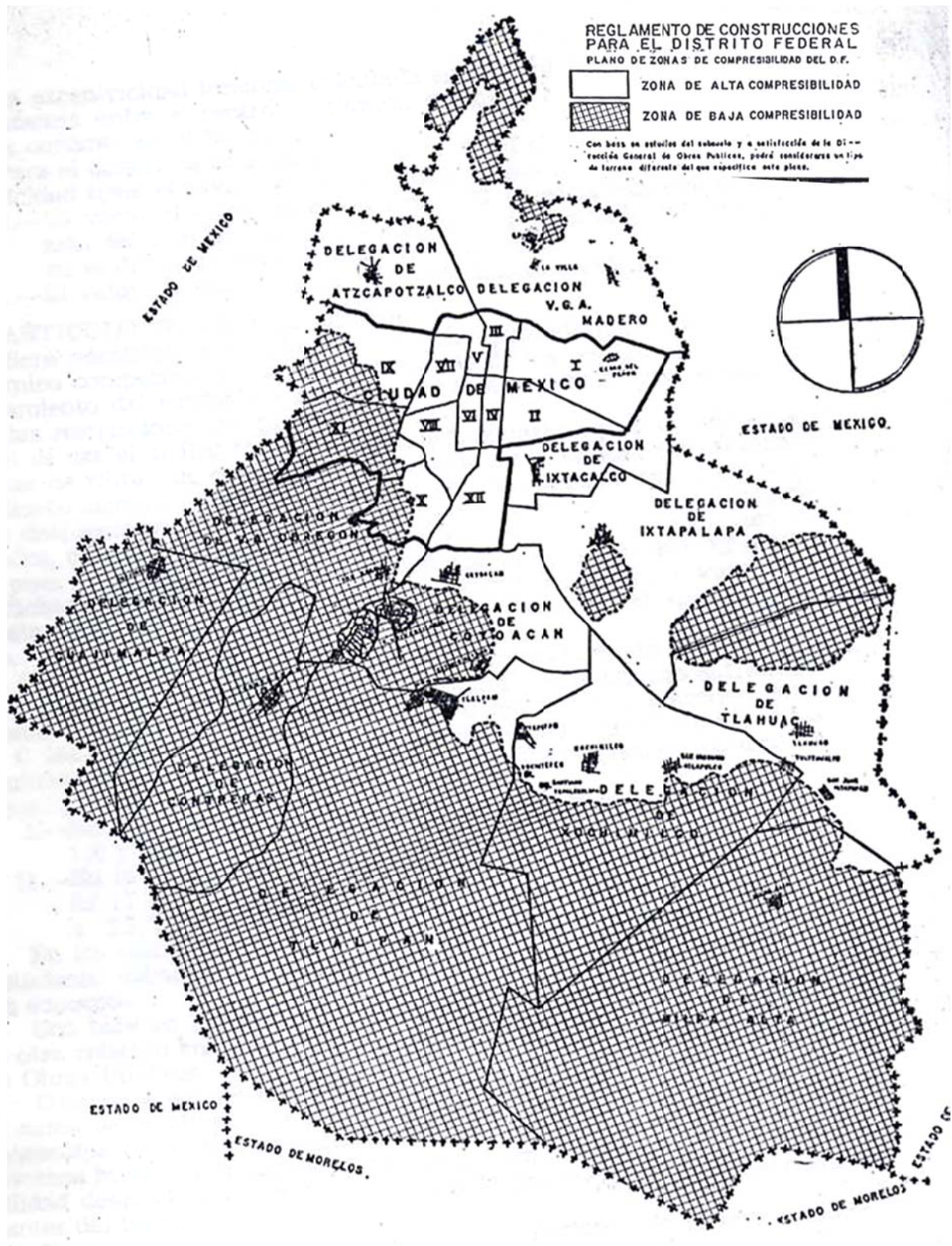


Fig 2.5 Zonificación sísmica del Distrito Federal, según el RDF-66

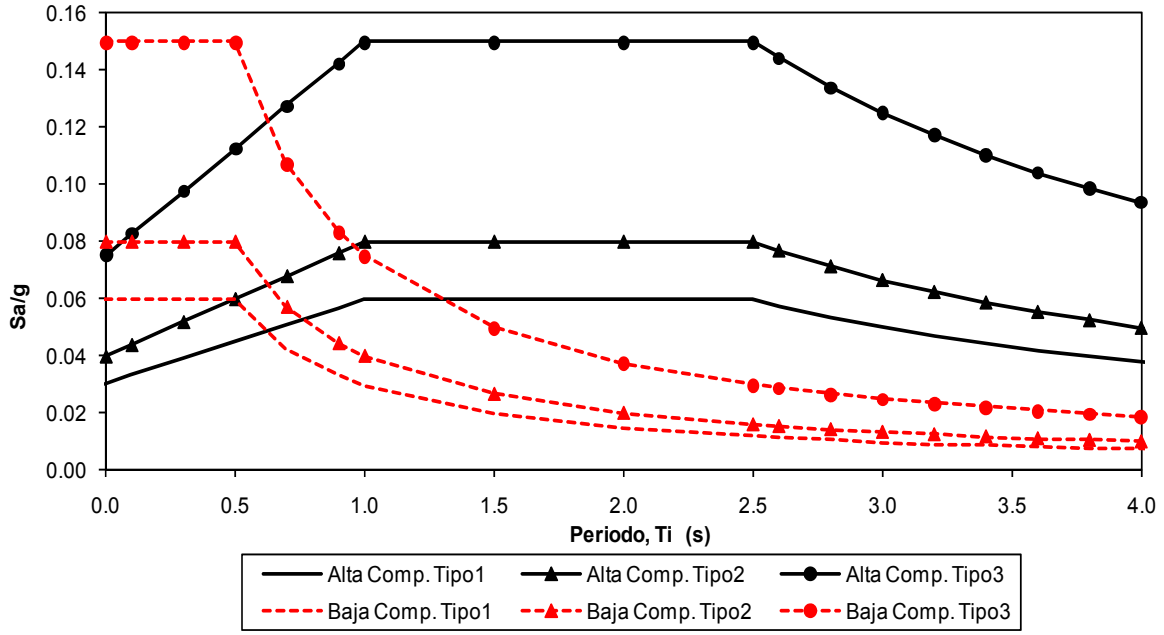


Fig 2.6 Espectros de diseño para construcciones del grupo B, baja y alta compresibilidad, según el RDF-66

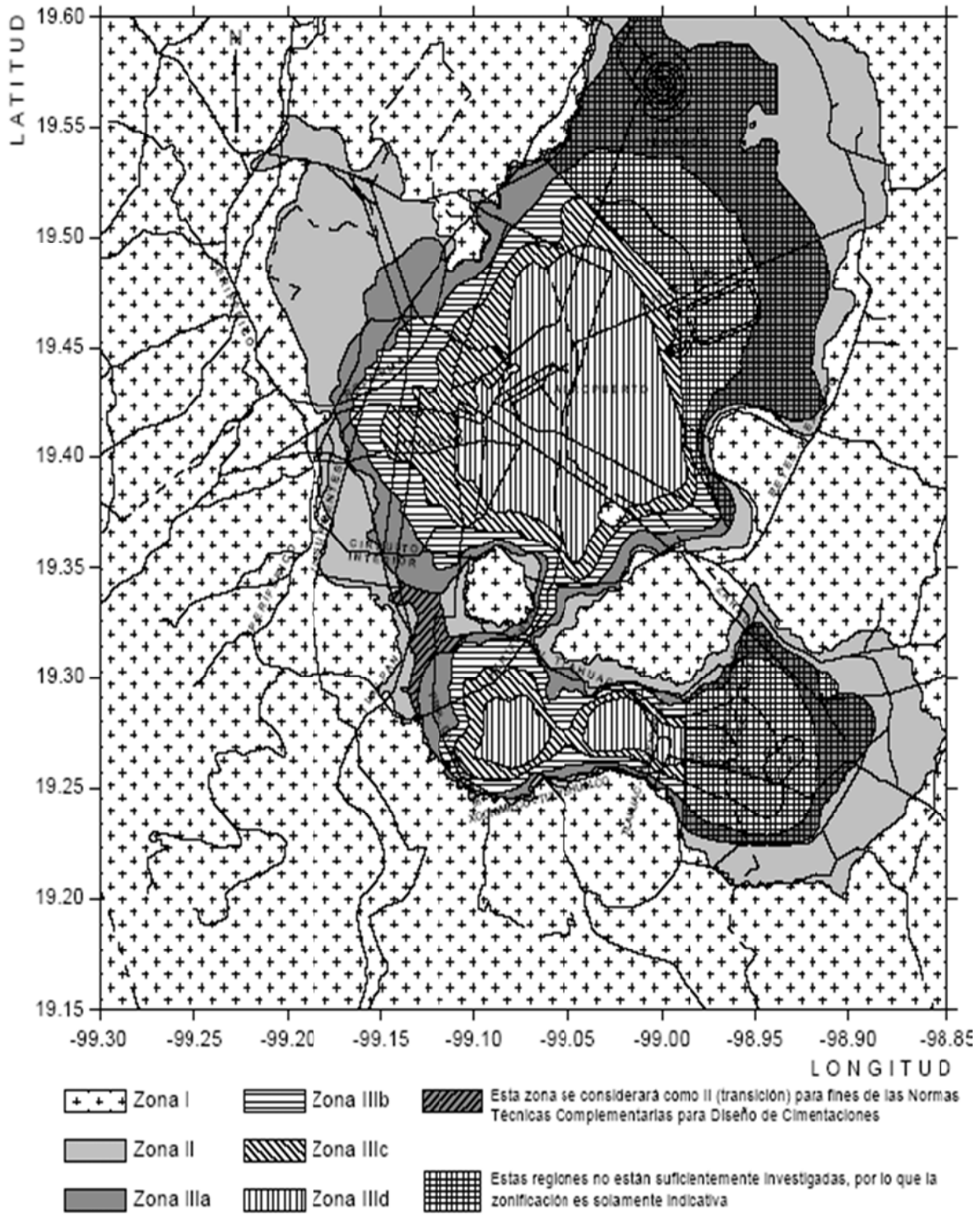


Fig 2.7 Zonificación del Distrito Federal, según las NTC-Sismo del RDF-04

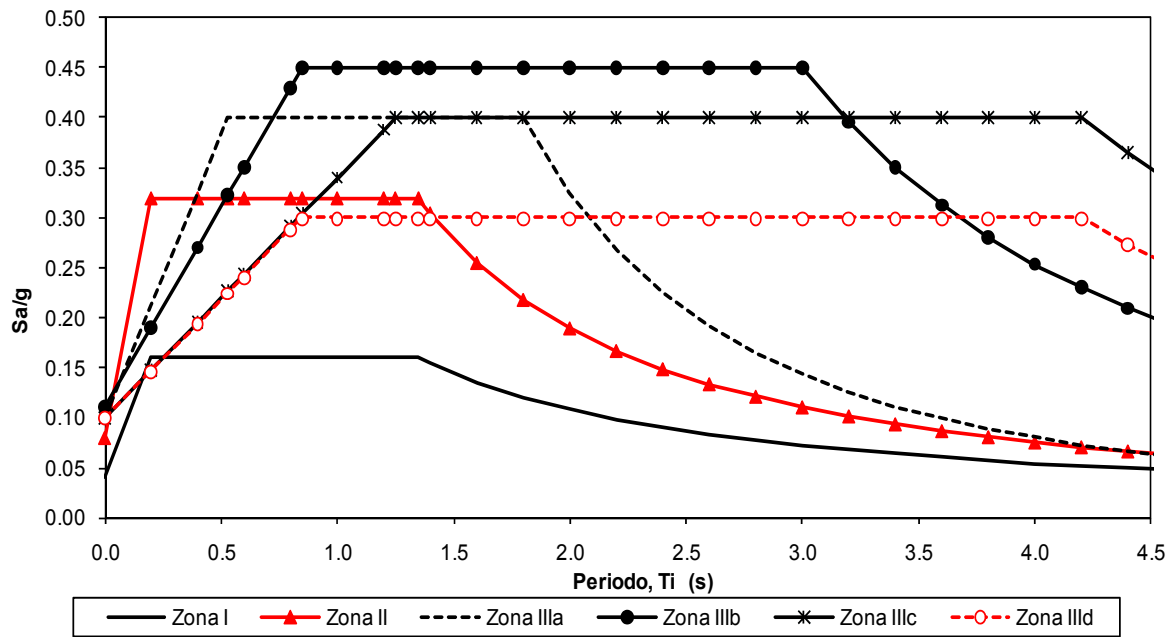


Fig 2.8 Espectros de diseño elástico ($Q=1.0$) para construcciones del grupo B, según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04

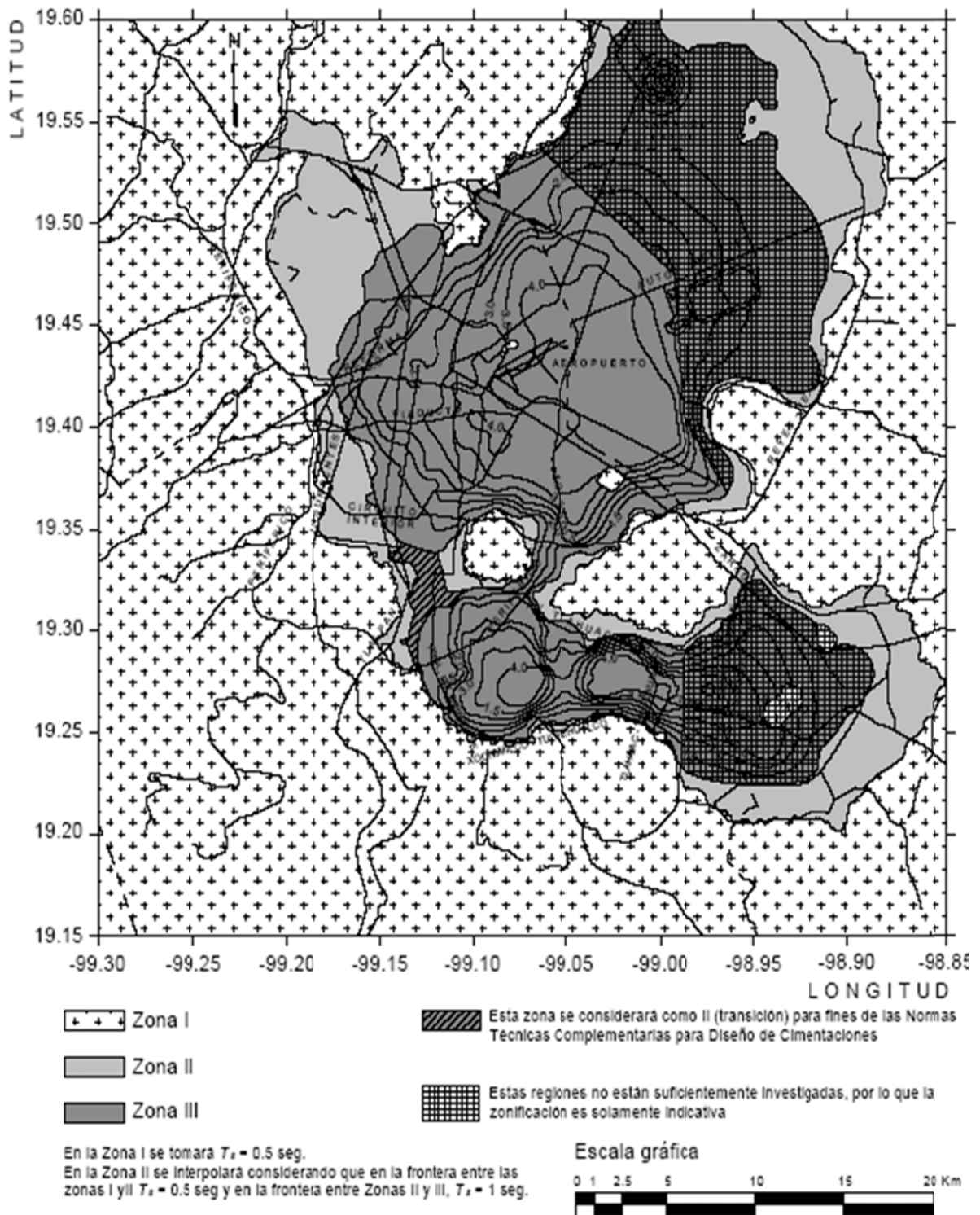


Fig 2.9 Periodos predominantes del movimiento del suelo (T_s) del Distrito Federal, según las NTC-Sismo del RDF-04

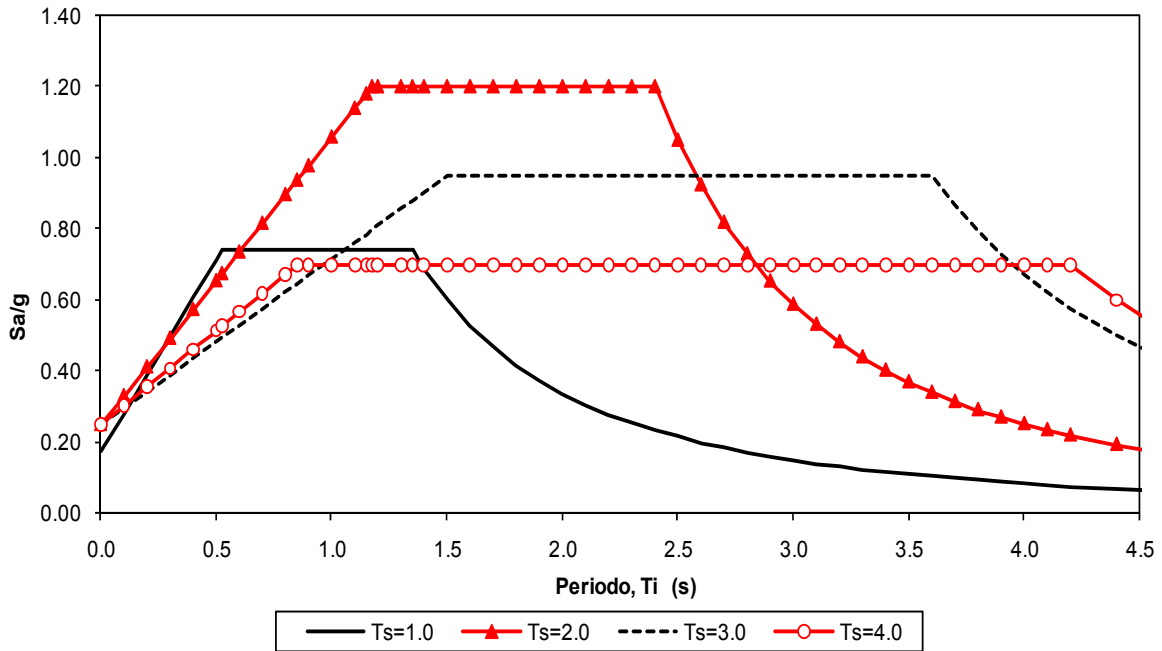


Fig 2.10 Espectros de diseño elástico ($Q=1$) para varios periodos dominantes del movimiento del terreno (T_s) y construcciones del grupo B, de acuerdo con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

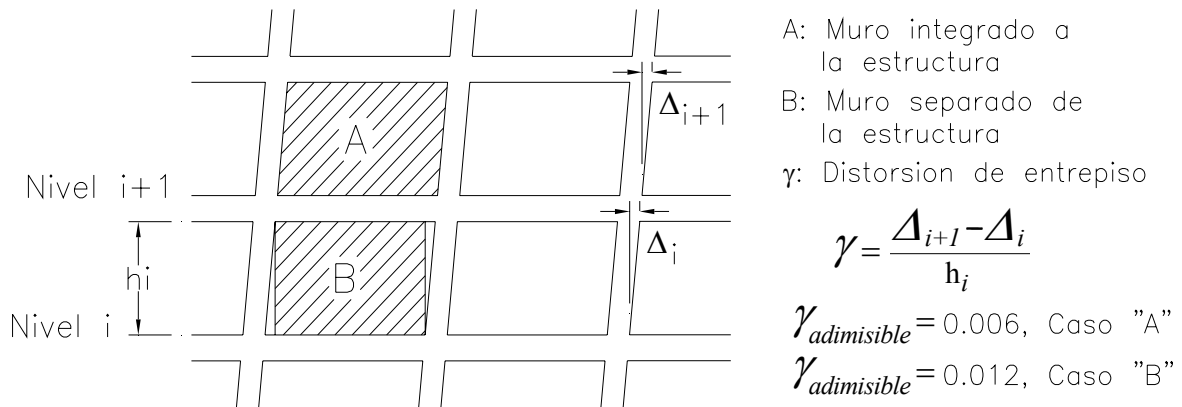


Fig 2.11 Distorsiones angulares de entrepiso admisibles, según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04

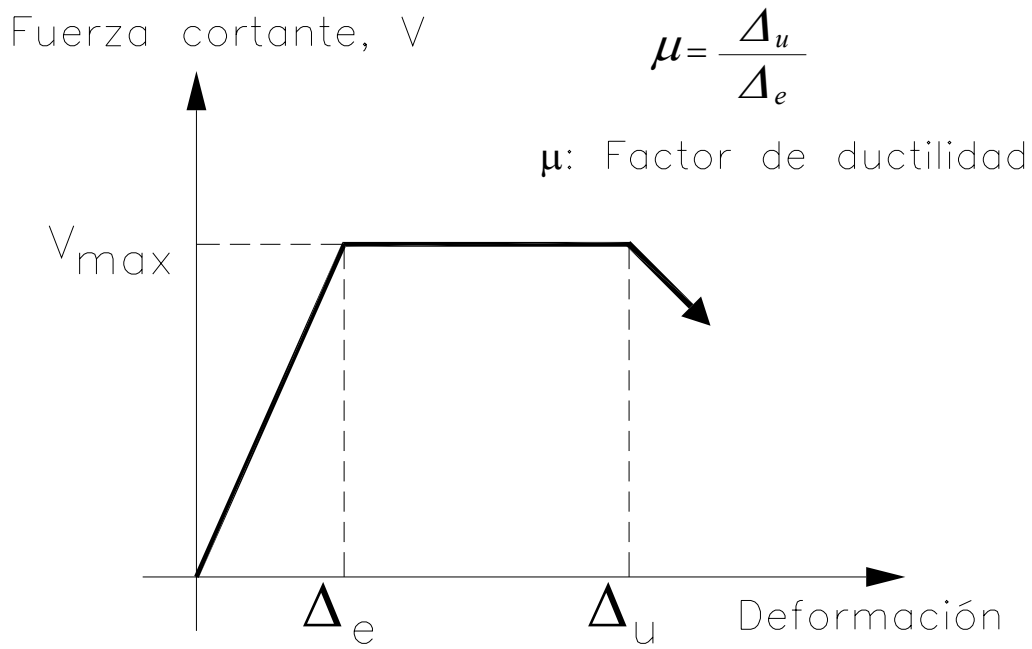


Fig 2.12 Comportamiento elastoplástico perfecto

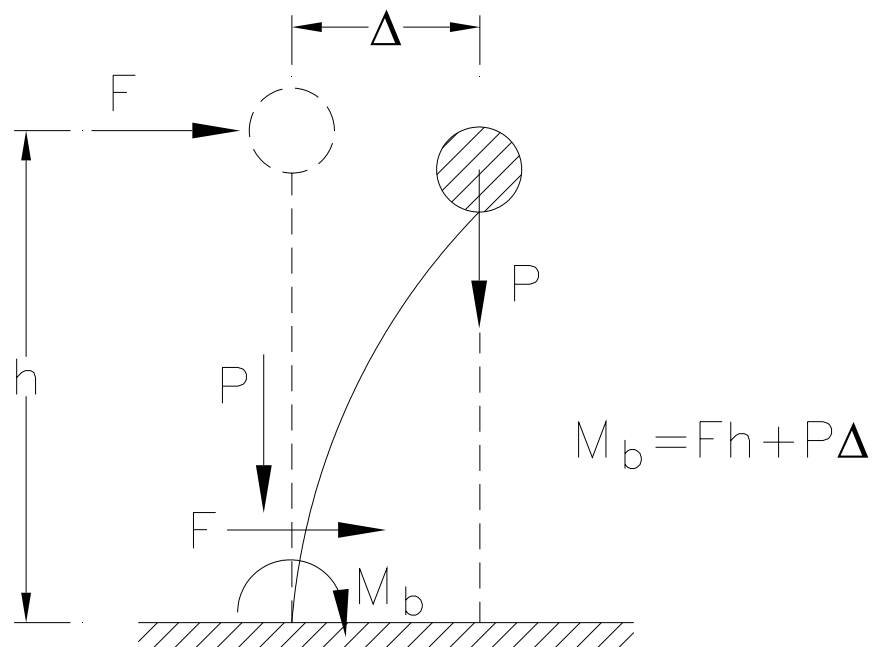


Fig 2.13 Momento total originado por los efectos de primer orden y los efectos P- Δ

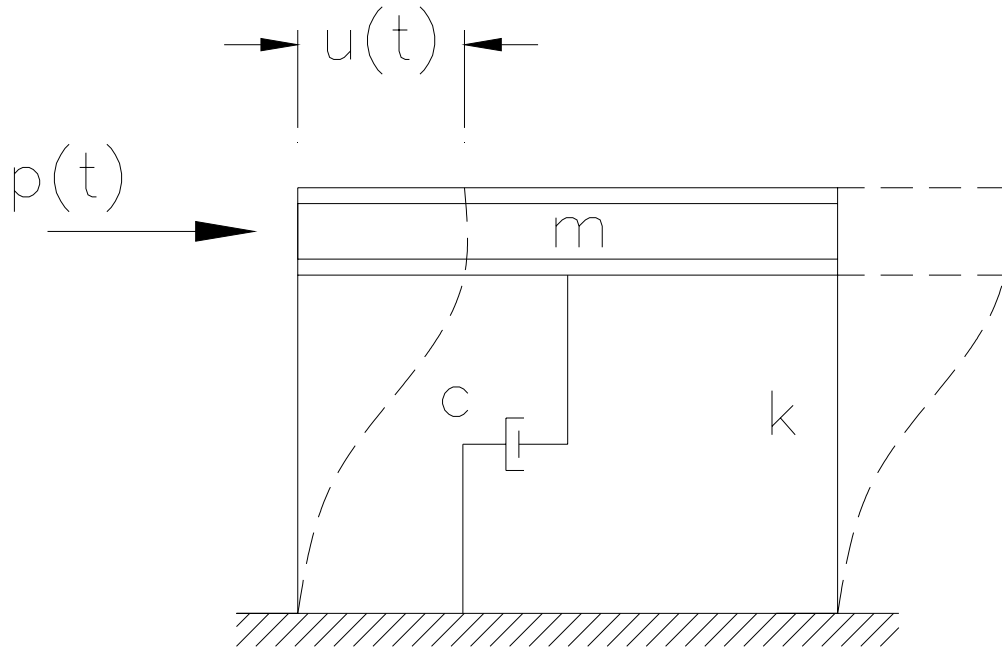


Fig 2.14 Deformada de un sistema de un grado de libertad (S1GL)

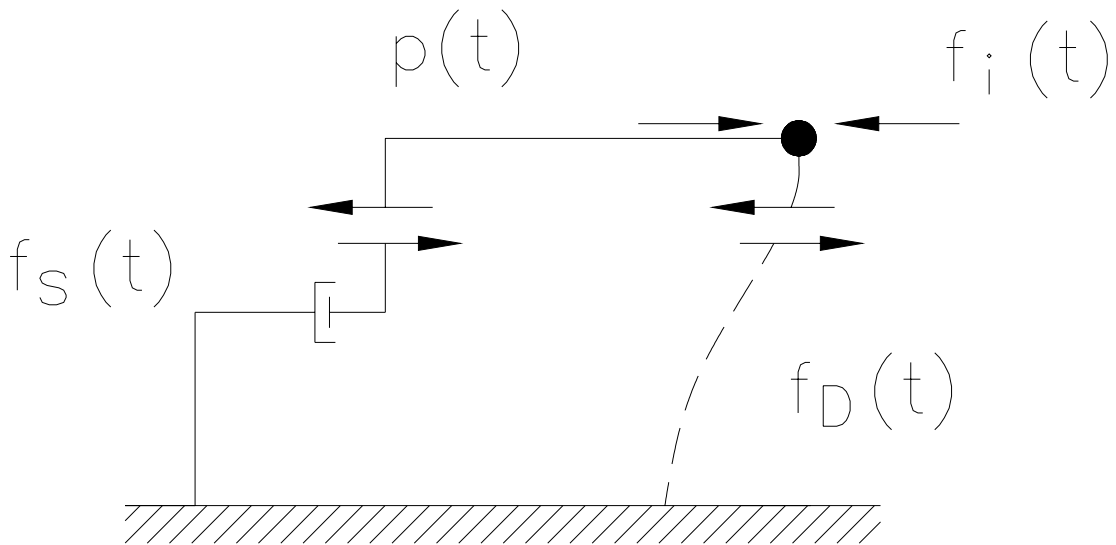


Fig 2.15 Diagrama de cuerpo libre para el equilibrio de fuerzas del S1GL

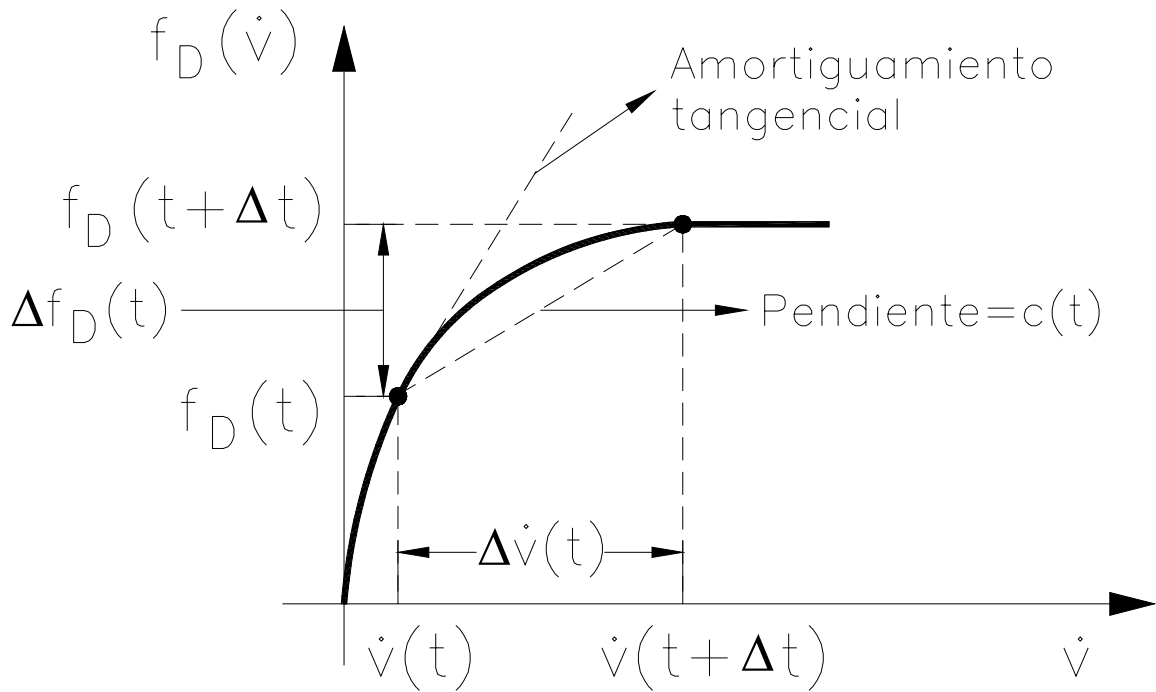


Fig 2.16 Gráfica de amortiguamiento no lineal

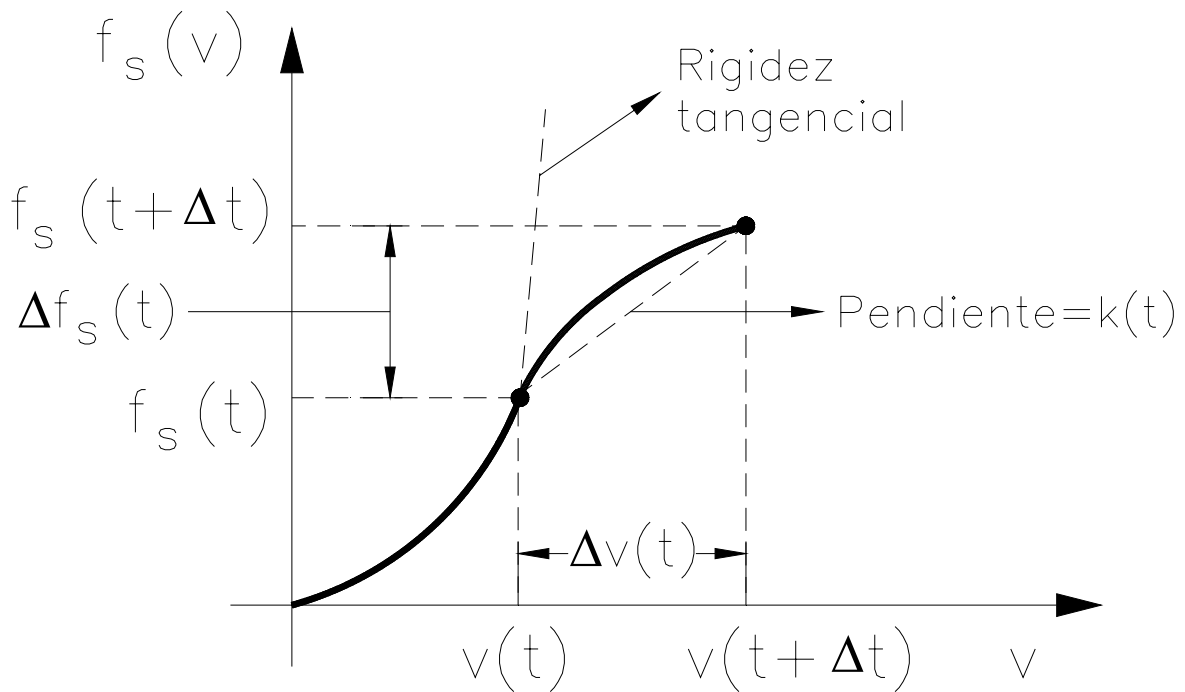


Fig 2.17 Gráfica de rigidez no lineal

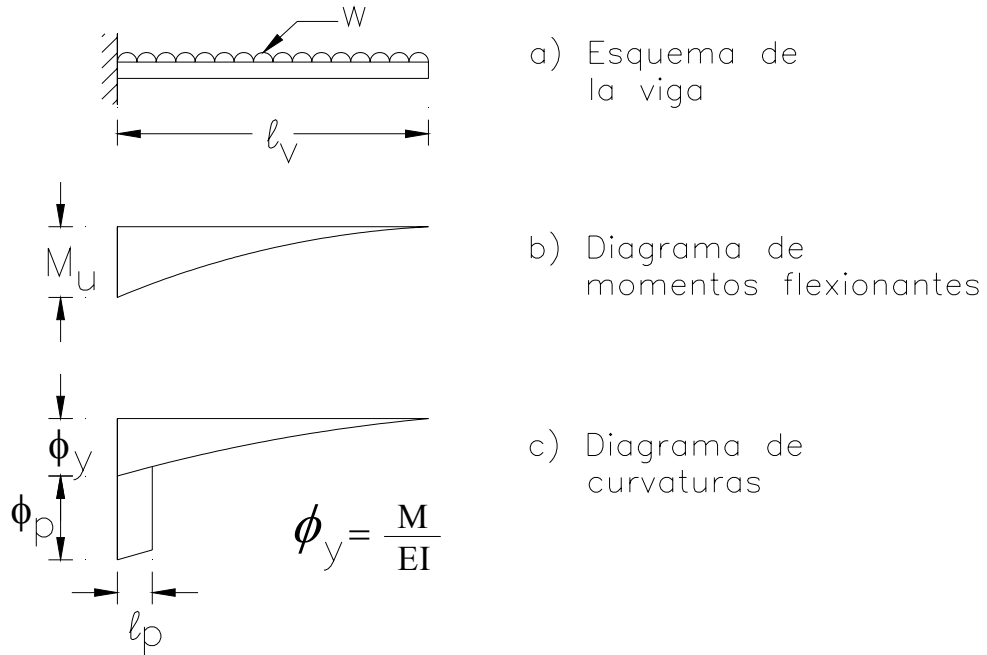


Fig 2.18 Distribución de curvaturas elásticas y plásticas en una viga en voladizo

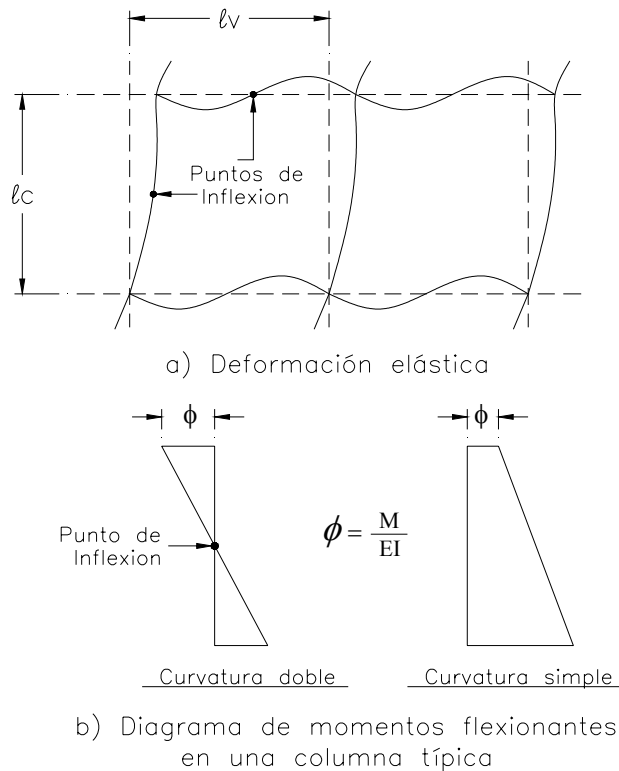
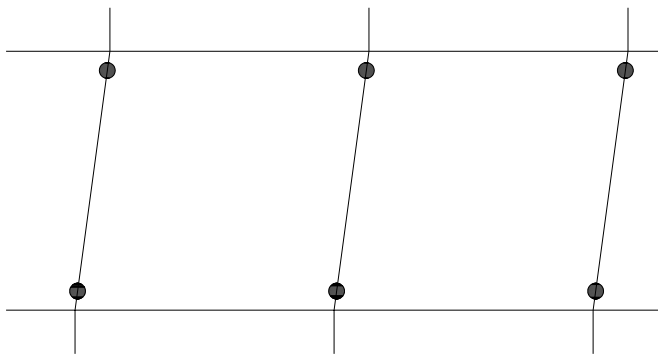
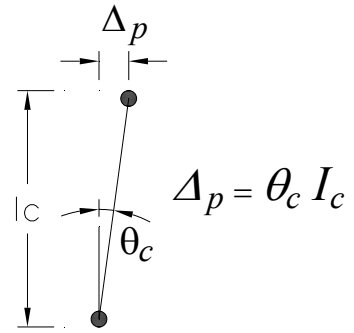


Fig 2.19 Deformada elástica y momentos flexionantes en un marco sujeto a cargas laterales

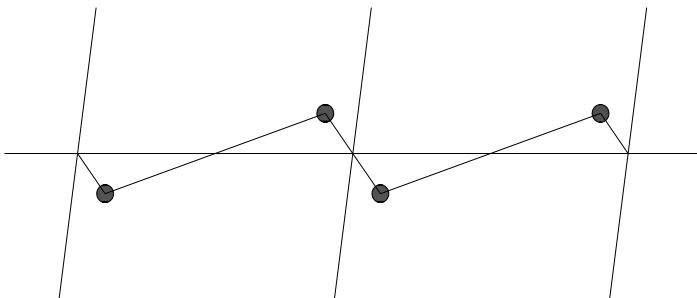


a) Mecanismo de articulaciones plásticas en columnas

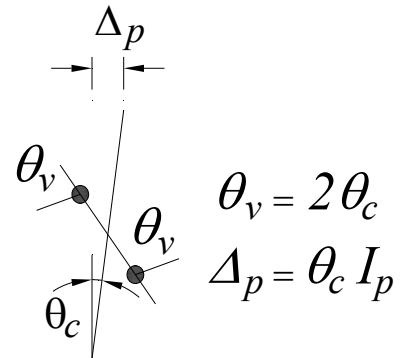


b) Deformación plástica del entrepiso

Fig 2.20 Mecanismo de falla de un entrepiso con columnas débiles y vigas fuertes



a) Mecanismo de articulaciones plásticas de vigas



b) Deformación plástica del entrepiso

Fig 2.21 Mecanismo de falla de un entrepiso con columnas fuertes y vigas débiles

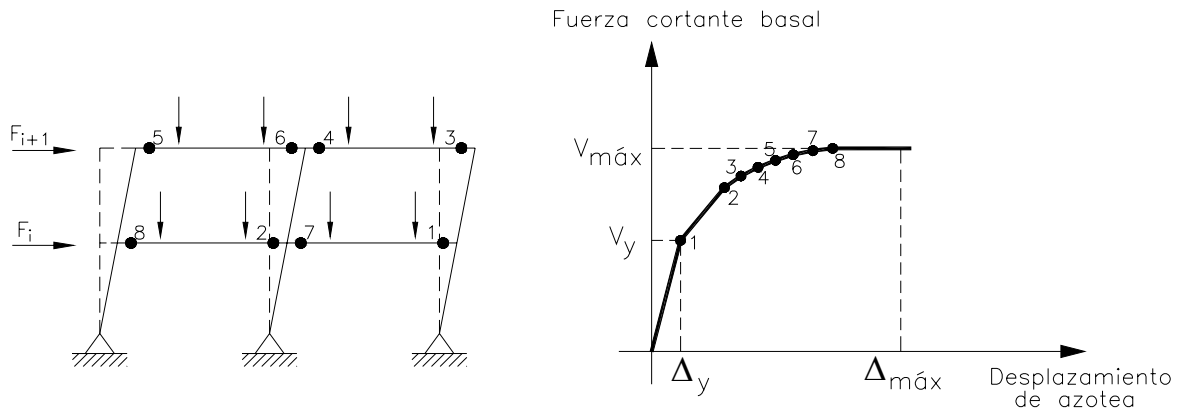


Fig 2.22 Ilustración del análisis lateral estático no-lineal para obtener el mecanismo de falla (Push-over)

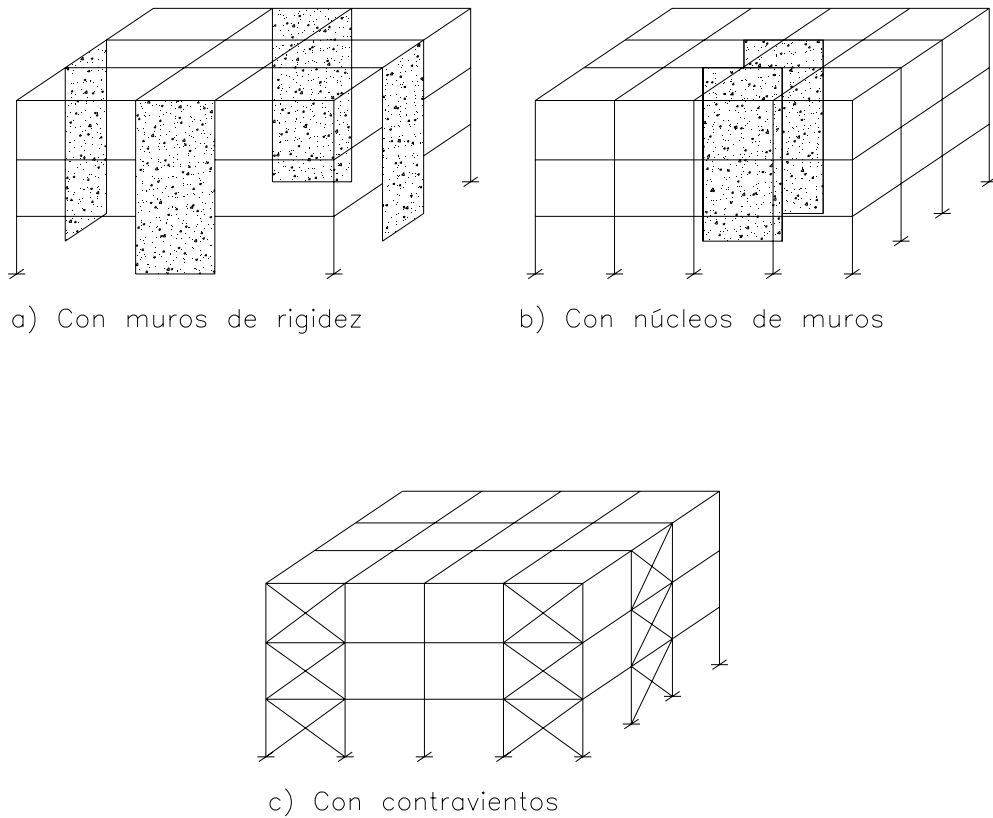


Fig 2.23 Marcos rigidizados con muros y diagonales

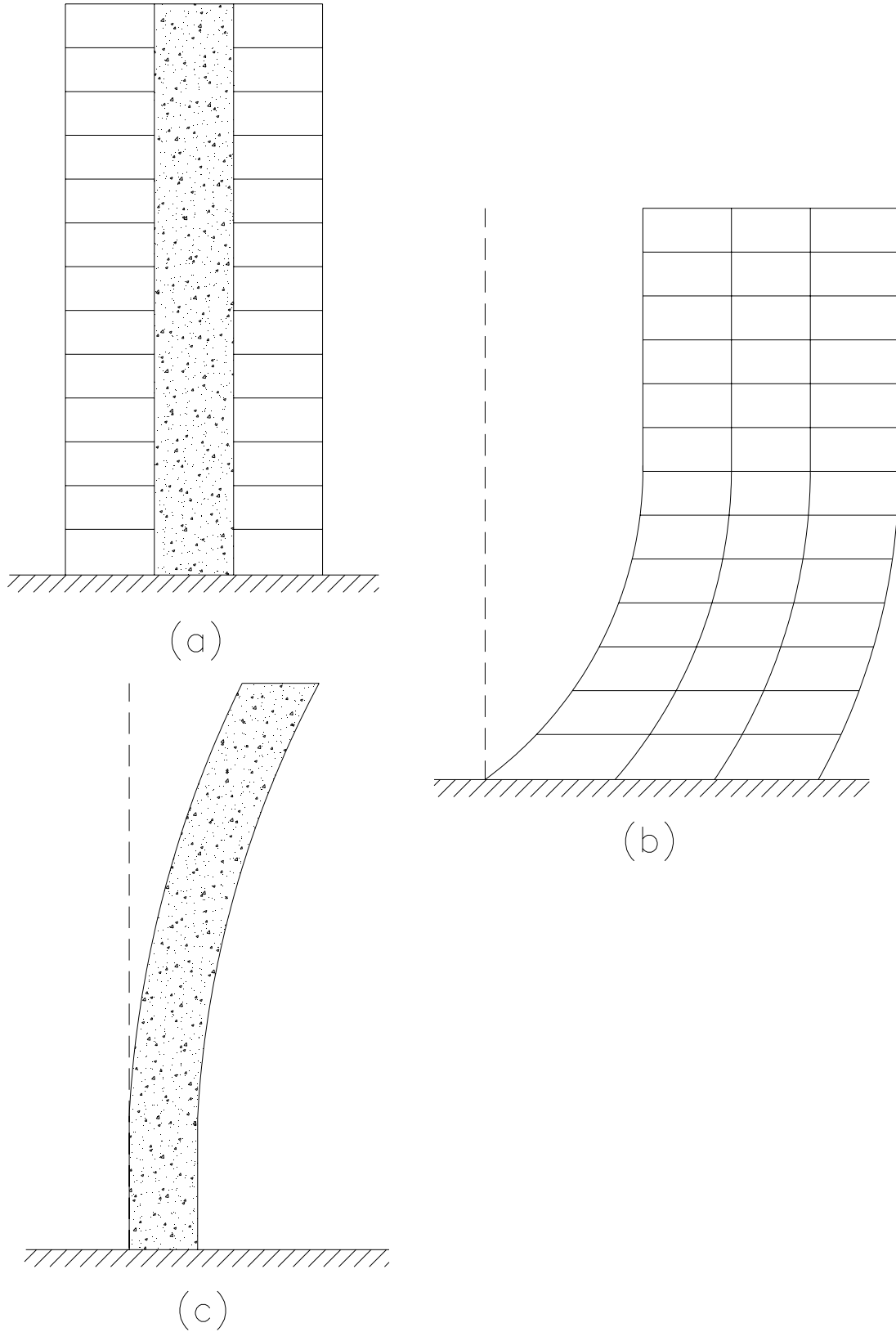
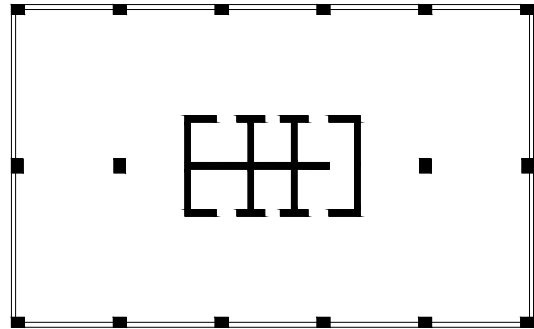
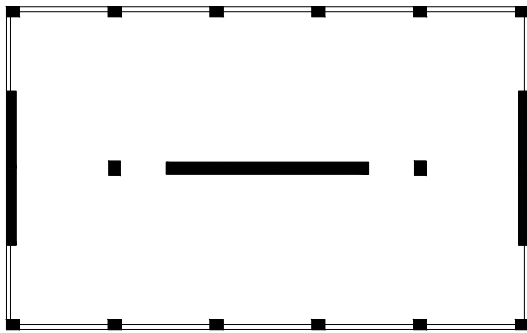
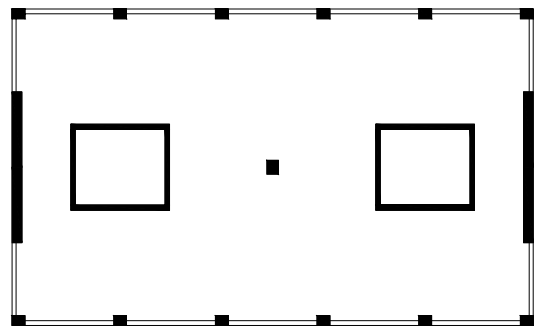
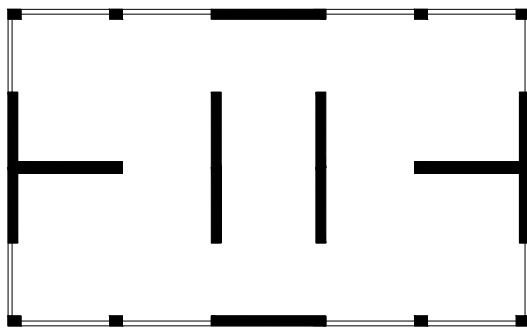


Fig 2.24 Deformada lateral tipo de estructuras con marcos (viga de cortante) y muros de cortante (viga de flexión) ante efectos sísmicos



a) Localización concentrada de elementos rigidizantes



b) Distribución más uniforme de elementos rigidizantes

Fig 2.25 Distribuciones concentrada y uniforme de elementos rigidizantes

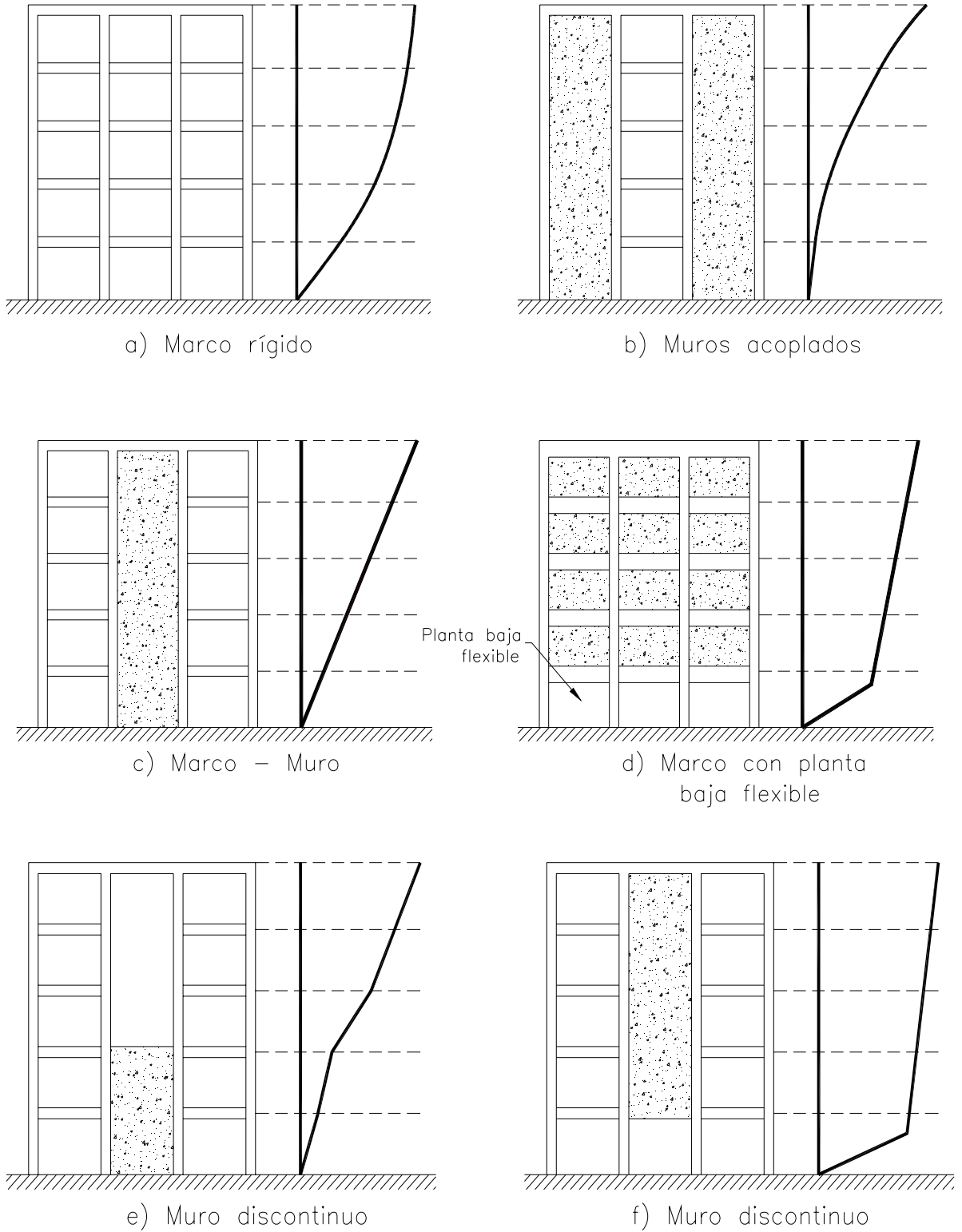


Fig 2.26 Perfil de la deformada lateral de edificios con diferente rigidez

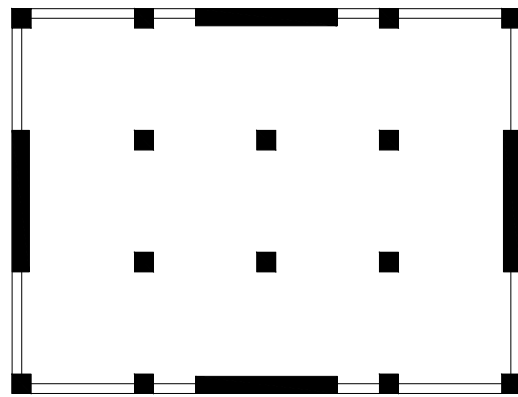
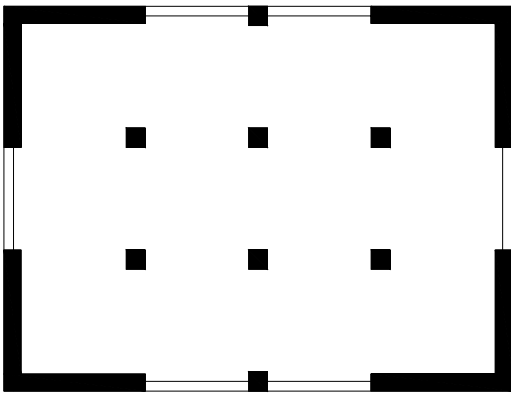
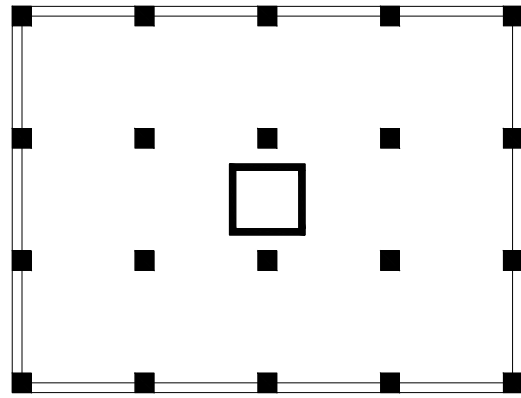
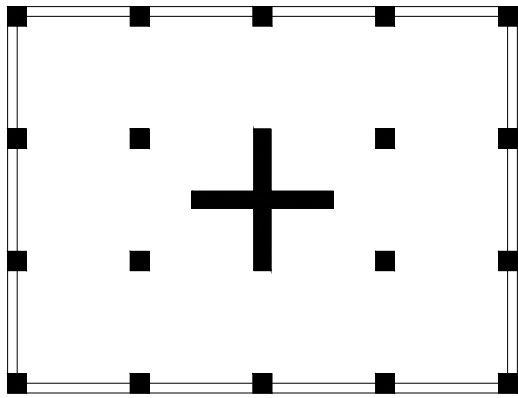


Fig 2.27 Edificios con diferente rigidez torsional en planta

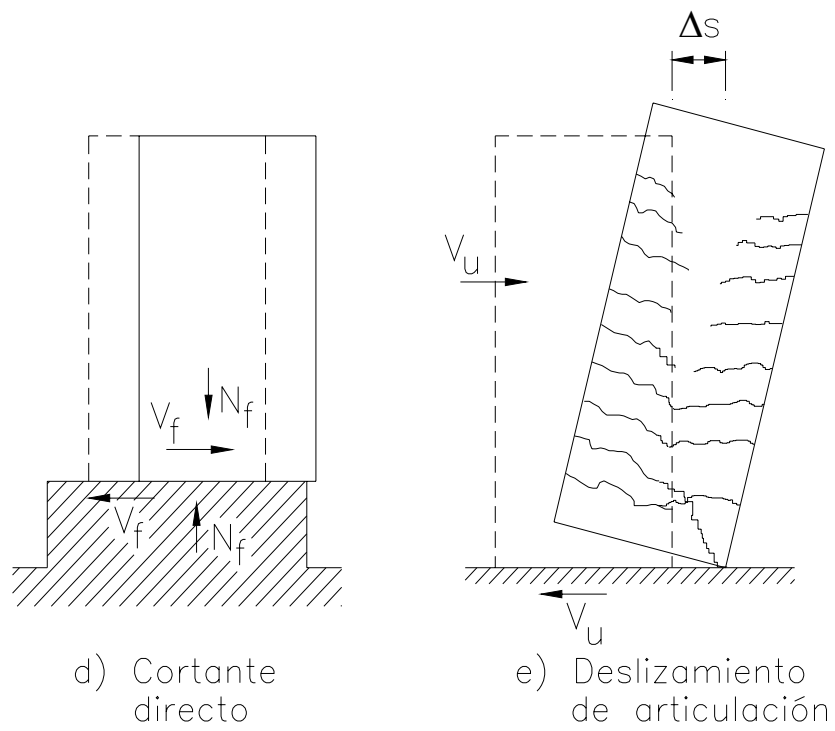
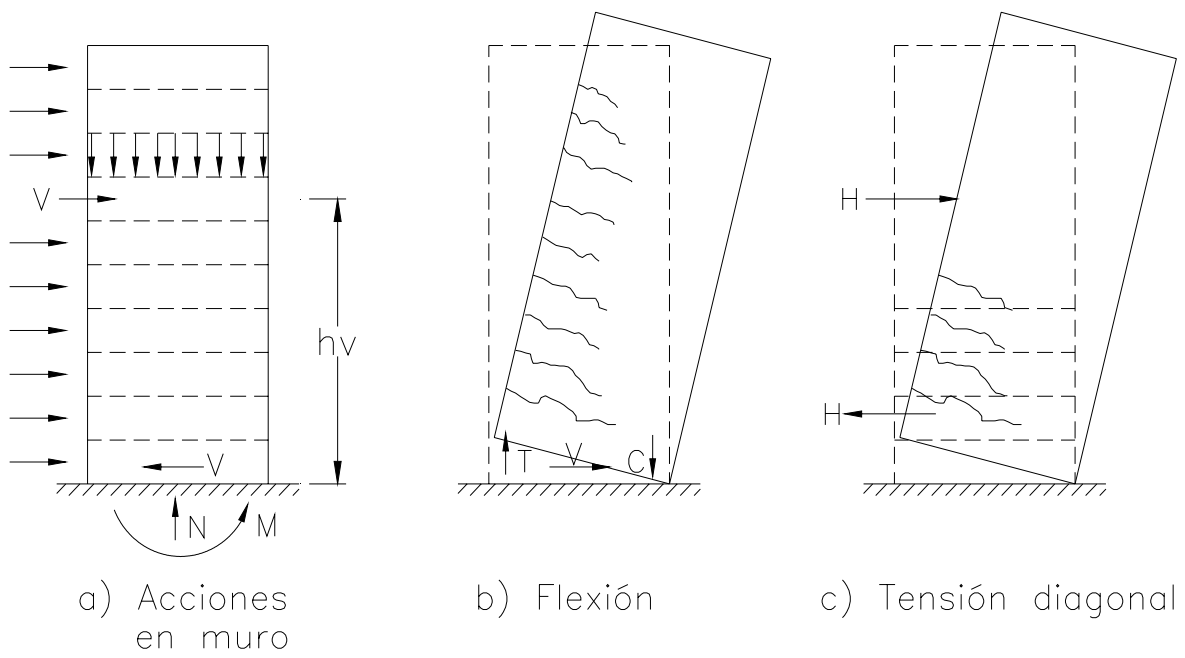


Fig 2.28 Modos de falla en muros

CAPÍTULO 3.

CÁLCULO DE LA RESPUESTA ELÁSTICA

3.1 Descripción de la estructura

La Torre Mayor del Centro Cultural Universitario Tlatelolco, CCUT (antes Torre de la Secretaría de Relaciones Exteriores), se localiza en la esquina del Eje Central Lázaro Cárdenas y de la Av. Ricardo Flores Magón, en el conjunto Tlatelolco, junto a la Plaza de las Tres Culturas, en México, D.F. (figs 3.1 a 3.3).

El CCUT, según los tipos de usos que tenía el conjunto de edificios de la Secretaría de Relaciones Exteriores, se muestra en la fig 3.4:

- Las oficinas para las unidades administrativas de la Secretaría (Edificio I, conocido como Torre Mayor).
- Los espacios destinados a la atención del público demandante de servicios, tales como la expedición de pasaportes y la realización de trámites jurídicos como la naturalización y la constitución de sociedades (Edificio II, parte de los edificios conocidos como Cuerpos Bajos).
- Las instalaciones para conferencias y recepciones (Edificios III y IV, resto de los edificios conocidos como Cuerpos Bajos).

Además de estos espacios estaban los requeridos para el archivo general, un estacionamiento para 70 automóviles y los servicios generales, que se ubicaron en el sótano del conjunto (fig 3.5).

Por tanto, la solución arquitectónica condujo a identificar solo dos elementos básicos en el conjunto, que son la TORRE MAYOR (Edificio I) y los CUERPOS BAJOS (Edificios II, III y IV), según se mostró en la fig 3.4.

3.1.1 La Torre Mayor (edificio I)

El edificio de 41.87 metros de largo en el sentido Oriente-Poniente, 18.35 metros de ancho en el sentido Norte-Sur y 86.30 metros de altura, consta de un sótano, planta baja y 22 niveles (19 para oficinas administrativas, uno para comedores privados y dos más de cuartos de maquinaria de elevadores y equipos de aire acondicionado). La losa de cubierta del piso 22, en el núcleo oriente de servicios, fue habilitada como helipuerto. La superficie construida de la Torre es de poco más de 17,000 m². Las figs 3.5 a 3.8 muestran las plantas arquitectónicas de los edificios I, II, III y IV. Las figs 3.9 y 3.10 presentan, también, un corte transversal y la fachada norte del conjunto, respectivamente.

La estructura es de concreto armado en la cimentación y el sótano, así como en los apoyos verticales y las losas de los entrepisos. Los elementos verticales de apoyo (pequeños muros con patines en sus extremos y a la mitad) se localizan en las fachadas norte y sur y se manifiestan como bandas continuas de 4.30 metros de ancho desde la planta baja hasta el piso 20. Los muros de los ejes cabeceros oriente y poniente son, también, de concreto armado, teniendo el muro oriente una ventana de toda la altura del edificio, la cual divide al muro en dos tramos ligados entre sí por vigas de acoplamiento de concreto al nivel de cada entrepiso.

La altura del entrepiso de la azotea es de 3.70 metros, los entrepisos tipo de la torre son de 3.60 metros (nivel N2 a N21), el nivel de planta baja (NPB) es de 6.20 metros, y a nivel de sótano, existen dos entrepisos con una altura promedio de 3.00 metros.

Los elementos de apoyo de las losas a partir del primer nivel, son travesaños de alma abierta de acero estructural, que salvan el claro de 17.15 metros en el sentido transversal. Los dos núcleos de circulaciones y servicios tienen columnas de concreto, y columnas y travesaños de alma abierta. Las figs 3.11 a 3.17 muestran las plantas estructurales de la Torre Mayor.

La cimentación de la Torre Mayor es a base de cascarones de concreto armado de 18 centímetros, formando bóvedas de cañón invertidas, en el sentido transversal del edificio, y contratrabes de concreto armado de 3.00 metros de peralte y de 60 a 70 centímetros de ancho en el mismo sentido. El nivel de arranque de las bóvedas es -6.60 metros y sus flechas son de dimensión variable (62 a 88 centímetros), dependiendo del claro de las bóvedas. Las contratrabes en el sentido longitudinal son de 1.30 metros de peralte y 30 centímetros de ancho. Las figs 3.18 a 3.20 tienen las plantas y cortes (transversal y longitudinal) de la cimentación.

Los muros perimetrales en la cimentación y el sótano son de 7.30 metros de altura, desde el arranque de las bóvedas hasta el nivel del piso de la planta baja, localizado a 70 centímetros sobre el nivel de banqueta.

Todos estos elementos forman un “cajón” de cimentación, apoyado sobre 156 pilotes de fricción de concreto armado de sección circular de 50 centímetros de diámetro, hincados a 25 metros de profundidad abajo del nivel general del terreno (figs 3.19 a 3.21).

Para la construcción de las columnas y muros de concreto en las fachadas, se adoptó el sistema de “cimbra deslizante” (slip form), bajo el supuesto de que, al colar estos elementos en forma continua, el sistema ofrecía la posibilidad de terminar la estructura en un plazo sensiblemente menor que con el sistema de cimbra convencional. Sin embargo, la cimbra deslizante planteó varios problemas importantes. Uno de ellos consistió en la necesidad de mantener niveladas las plataformas con la cimbra, que eran levantadas con gatos hidráulicos, durante el proceso de colado. Esto provocó, en varias ocasiones, suspender colados para revisar y calibrar los gatos y nivelar. La suspensión y el arranque de la cimbra originaron frecuentemente fracturas en el concreto. Otro problema fueron los elementos de anclaje de las traveses metálicas con las columnas de concreto, que debían quedar ahogadas para permitir el paso libre de la cimbra durante el colado.

El sistema de cimbra deslizante se mantuvo hasta el octavo piso, cuando se cambió al de cimbra convencional. Este sistema trajo, también, aparejados desplomos y fallas en la alineación de los elementos de apoyo de concreto armado, por el problema de nivelación de las plataformas móviles, portadoras de la cimbra.

Las mediciones de hundimientos diferenciales y desplomos hechas durante la construcción de la Torre Mayor, confirmaron su tendencia a la inclinación en la dirección Suroeste, independientemente de las fallas constructivas menores derivadas del sistema de cimbra deslizante.

Estos hundimientos diferenciales, con la consecuente pérdida de verticalidad, se manifestaron desde la construcción de los primeros niveles de la Torre Mayor; trajeron, también, como consecuencia la necesidad de hacer ajustes, posteriormente, en el despiece de las placas de mármol del recubrimiento y aumentar el espesor del mortero para su colocación. Esto último se hizo fijando ménsulas en los muros exteriores para armar la malla que recibió las placas de mármol.

3.1.2 Los Cuerpos Bajos (edificios II, III y IV)

El edificio II se localiza en la esquina del Eje Central y Flores Magón, es de planta cuadrada, de 43.20 x 43.20 metros por lado, incluyendo un pórtico de 7 metros de ancho y 12 metros de altura en sus fachadas norte y poniente; alojaba las oficinas de expedición de pasaportes. La planta alta tiene un patio de 14.40 x 14.40 metros. Toda la estructura es de concreto armado, con claros de 7.20 x 7.20 metros entre columnas. Las losas del entrepiso y de la azotea son reticulares, de 45 centímetros de peralte.

Los edificios III y IV son de dos pisos con diferentes niveles; alojaban las salas de conferencias y de recepciones. Están estructurados con columnas de acero a partir de la planta baja, losa reticular en el entrepiso y traveses de acero de alma llena en el nivel de azotea y en el auditorio. Existe una junta de construcción a partir de la planta baja, entre los edificios II y III. Las figs 3.22 a 3.26 presentan las plantas estructurales de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos.

Originalmente se construyó un puente de comunicación entre la torre y el edificio II (Cuerpos Bajos), de 7 metros de claro y 2.70 metros de ancho al nivel del primer piso de ambos edificios, sujeto por medio de rótulas a la Torre Mayor y suspendido con tensores del edificio II (fig 3.27 y 3.28). Durante los sismos de 1985, falló el puente.

Los edificios que forman el conjunto tienen un sótano común que ocupa 20,000 m², cuyo nivel de piso es el mismo en toda el área, a -3.60 metros. Dado que las presiones sobre el terreno por las cargas de los edificios de la torre y de los cuerpos II a IV son muy variables, el equilibrio de la cimentación se calculó tomando en cuenta lo siguiente: para la Torre Mayor, el diferencial entre la carga del edificio y la descarga del terreno por la excavación, por medio de 156 pilotes de fricción y, para los Cuerpos Bajos, aumentando las cargas con la colocación de lastres de concreto ciclópeo de diferentes espesores debajo de la losa de cimentación en algunas zonas, y lastres removibles, como en el caso de la plaza interior y en el edificio III.

La cimentación de la Torre Mayor está ligada al Norte y al Oriente con la de los Cuerpos Bajos. Esta decisión se tomó, fundamentalmente, con el fin de evitar escalones entre los edificios, provocados por hundimientos diferenciales (Dirac, 1964).

La liga de la cimentación de la Torre Mayor con la de los Cuerpos Bajos se hizo tan pronto como el colado de las contratraveses de éstos llegó al paramento Norte de la torre, en la zona de la plaza central.

El nivel de la losa del sótano está a -3.60 metros con respecto del nivel de banqueta, con excepción de la que se encuentra debajo de la plaza central, cuyo nivel es -4.50 metros. El espesor de esta losa en el edificio II y debajo de la plaza es de 45 centímetros; en el resto es de 20 centímetros. Las contratraveses son de 3.00 metros de peralte y de 50 y 60 centímetros de ancho, formando una retícula de 7.20 metros por 7.20 metros en los edificios II y III y bajo la plaza. En el edificio IV los claros son de 7.20 metros en el sentido Norte-Sur y variables en el sentido Oriente-Poniente, de 7.65 a 4.72 metros. Las figs 3.29 y 3.30a a 3.30g muestran la planta y cortes de la cimentación de la Torre Mayor y de los Cuerpos Bajos.

Los lastres de concreto ciclópeo para la plaza interior se diseñaron con espesores de 1.20 y 1.80 metros, con una carga de 3.96 t/m² en el nivel CIM (fig 3.31); para el edificio IV, en el nivel SOT2, con 1.65 metros de espesor, con

una carga de 3.15 t/m² (L-1) y 2.25 t/m² (L-2) (fig 3.32), y en el nivel PB, con 1.30 metros de espesor, con una carga de 2.55 t/m² (fig 3.33) (Dirac, 1987).

Es importante mencionar que no se tiene evidencia, a raíz del proyecto original, de que se haya realizado un estudio de mecánica de suelos específico para este terreno. La documentación con que se cuenta remite a un estudio general para toda el área de Tlatelolco, llevado a cabo en 1961, con cuyos supuestos se diseñó el conjunto de Relaciones Exteriores.

Desde su construcción en 1964, la Torre de la SRE sufrió asentamientos diferenciales considerables, los cuales provocaron un desplome en el edificio hacia el lado Suroeste, según se muestra en las figs 3.34 y 3.35 en forma esquemática. Las figs 3.36 y 3.37 tienen la historia de los movimientos horizontales (desplomos, de septiembre de 1965 a agosto de 2005) y verticales (hundimientos, de febrero de 1985 a julio de 2001) de la Torre Mayor. La fig 3.38 presenta los resultados de la medición de los desplomos en los Cuerpos Bajos, obtenidos el 19 de febrero de 1992.

Con el objetivo de detener dichos asentamientos, se efectuaron tres recimentaciones a la estructura de la torre. La primera se realizó en octubre de 1964: se colocaron lastres de arena en la cimentación, en la parte Este y Norte del conjunto, y se instalaron 25 pilotes electrometálicos de tubo de acero de 2 pulgadas de diámetro, en la zona Suroeste, en la cual se presentaban los hundimientos mayores. Estos pilotes se hincaron hasta la primera capa resistente y eran recibidos por viguetas de sección "I" de acero, ancladas a las contratrabes.

Los asentamientos prosiguieron, por lo que en octubre de 1965, se agregaron 48 pilotes de las mismas características que los anteriores, y se retiró parte del lastre en la zona Suroeste del conjunto (fig 3.39). En noviembre de 1983 se llevó a cabo la tercera recimentación, mediante la adición de 52 pilotes de control, a lo largo de la fachada Sur y parte de la Poniente de la Torre Mayor: 15 pilotes de 40 cm de diámetro, diseñados para una carga de 100 t y 37 pilotes de 60 cm de diámetro, para una carga de 150 t (fig 3.40). Todo esto con el objetivo de detener el hundimiento diferencial, que siempre se manifestó en esa dirección.

Sin embargo, estas recimentaciones no lograron detener los asentamientos del edificio de la torre, por lo que en mayo de 1987, luego de que la estructura presentara algunos daños menores a causa de los sismos de 1985, se optó por una cuarta recimentación. Ésta consistió en:

- Ampliar el cajón de cimentación en el lado Sur del edificio, 6 m x 42 m x 3.8 m de profundidad; colocar un muro de 30 cm de espesor en el tramo en dirección longitudinal (eje L), y de 60 cm en los dos tramos en dirección transversal (ejes 6 y 12). Las figs 3.41 y 3.42a a 3.42c presentan la planta y cortes de la ampliación del cajón de cimentación.

- Ampliar los muros de concreto existentes en los ejes 6 y 12, tramos K a I2; se incrementaron 30 cm, por lo que el espesor quedó de 90cm (fig 3.43).
- Reforzar con estribos y pasadores, y aumentar en 15 cm en ambos lados a las contratraves del eje I2, en los tramos 7a – 8, 9a – 10 y 11a – 12 (fig 3.44).
- Reforzar los patines de los muros del eje 12; de NCIM a NPB se ensancharon 20 cm por lado con concreto reforzado y de NPB a NCE se reforzaron las cuatro caras con ángulos y placas de acero (fig 3.44).
- Rigidizar con armaduras de acero la ampliación del cajón de cimentación; las armaduras principales se colocaron en dirección transversal y las secundarias en la dirección longitudinal, con el fin de ligar la ampliación del cajón y dar una mayor rigidez al conjunto (fig 3.43).
- Colocar lastres en los Cuerpos Bajos, con una carga mínima de 2 ton/m².

La pérdida de la verticalidad se presentó desde inicios de la construcción de la Torre Mayor y fue registrada con 32 centímetros en la esquina Suroeste al término de las obras. Después de los sismos de 1985, la inclinación había alcanzado ya en las esquinas Suroeste y Noroeste los 96.4 cm y 98.8 cm, respectivamente. Este último valor representa el 1.14% de la altura total del edificio de la torre. El máximo desplomo se registró el 30 de mayo de 1991, con 104.5 cm en la esquina Noroeste y 102.0 cm como promedio de las cuatro esquinas (1.18% de la altura).

Una medida que disminuyó perceptiblemente el desplomo de la Torre Mayor fue la implementación de un sistema de pozos de bombeo e infiltración. A pesar de su alcance limitado, logró mantener estable al edificio a través del tiempo de su operación, de junio de 1991 a julio de 2001 y, presumiblemente, hasta agosto de 2005, según los últimos reportes de mediciones de movimientos horizontales.

3.2 Consideraciones generales

Este trabajo se apoya en la información recopilada del proyecto original y de los diferentes refuerzos realizados en la Torre Mayor y de los Cuerpos Bajos. Se estudiaron, para fines comparativos, dos alternativas: caso A de la Torre Mayor aislada, considerando la ampliación del cajón de cimentación; y, caso B de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos, de acuerdo con las condiciones actuales.

3.2.1 Caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación)

A continuación se describen las consideraciones generales que se tomaron en cuenta para el análisis de la estructura del caso A:

- La evaluación de las cargas muertas en la estructura se hizo de acuerdo con los pesos volumétricos de los distintos materiales que intervienen en ésta, y con las dimensiones de los elementos estructurales que la componen. Las cargas vivas unitarias se determinaron tomando en cuenta la función del uso o destino del piso o cubierta. Se consideró el uso de la Torre Mayor para oficinas, con la excepción de los últimos niveles que se consideraron como azoteas con pendientes no mayor del 5%.

Las tablas 3.1 y 3.2 presentan el cálculo de las cargas gravitacionales (cargas muertas y vivas) en los sistemas de piso. De acuerdo con el RDF-04 se definen diferentes tipos de cargas vivas, dependiendo del tipo de análisis y revisión que se esté haciendo. Para incluir los efectos del sismo, además de los de las cargas muertas, fue necesario utilizar la intensidad de la carga viva instantánea.

- Para llevar a cabo los análisis sísmicos dinámicos, se determinaron los pesos de cada nivel; se utilizó el programa de computadora de diseño y análisis sísmico tridimensional ETABS. El peso de cada nivel se calculó tomando en cuenta los distintos elementos estructurales y acabados del sistema de piso, el peso propio de los diferentes miembros estructurales verticales, considerando la altura del medio entrepiso arriba y debajo de la losa, así como el peso propio de los elementos no estructurales. Las tablas 3.3 y 3.4 tienen el cálculo de pesos, masas y centroides por nivel; la tabla 3.5 presenta el peso total por nivel y los elementos mecánicos en la cimentación (NCIM), como resultado del análisis dinámico modal con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04.
- Las figs 3.45a a 3.47g muestran las secciones transversales de los muros (geometría y distribución del refuerzo) de los ejes estructurales “H”, “K”, “6” y “12” de la Torre Mayor.
- Las figs 3.48a a 3.49e presentan las secciones transversales de las vigas (geometría y distribución del refuerzo) de los ejes “H”, “K” y “12” de la Torre Mayor.
- El espesor de las losas es de 10 centímetros en los niveles NCE*, NCE, NPM* y NPM (azotea); de 8 centímetros en los niveles N1 a N21; el nivel de planta baja (NPB) está estructurado a base de una losa plana aligerada de 40 centímetros de peralte; en los niveles NVES, NSOT, NSOT* y NSOT** (sótano) son losas macizas de 12 centímetros; y, la losa de cimentación de la Torre

Mayor es a base de cascarones de concreto armado de espesor igual a 18 centímetros.

- Para los muros, columnas y trabes se consideró concreto tipo I con una resistencia a la compresión $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$, módulo de elasticidad $E_c = 14,000\sqrt{f'_c}$, y concreto tipo II con una resistencia $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $E_c = 8,000\sqrt{f'_c}$. El acero de refuerzo se consideró de $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$. En los elementos estructurales metálicos, se consideró acero estructural A-36, con una resistencia $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$. La fig 3.50a tiene los tipos de materiales de los muros y columnas. La fig 3.50b presenta los tipos de materiales de las vigas en la Torre Mayor.
- La relación dimensión larga (41.87m) a dimensión corta (18.00 m) es de 2.33, menor a 2.5.
- La relación de la altura del edificio (85.60m) entre la dimensión menor de la base (18.00 m) es de 4.75, mayor a 2.5. La Torre se consideró como estructura irregular. Esto es, al revisar las condiciones de regularidad del RDF-04, no se cumple con la condición anterior, por lo que es necesario reducir el factor de comportamiento sísmico (Q) un 20 por ciento, tal que $Q' = Q \times 0.8$; sustituyendo valores, $Q' = 2.0 \times 0.8 = 1.6$.

3.2.2 Caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

A continuación se describen las consideraciones generales que se tomaron para el análisis estructural de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos. Se repiten varios de los aspectos mencionados previamente para el caso A del edificio de la torre aislada.

- La evaluación de cargas muertas se hizo de acuerdo con los pesos volumétricos de los distintos materiales que intervienen en ésta, así como a las dimensiones de los elementos estructurales que la componen. Las cargas vivas unitarias se determinaron tomando en cuenta la función del uso o destino del piso o cubierta. El uso de los Cuerpos Bajos es oficinas, con la excepción del nivel superior que se consideró como azotea, con pendiente no mayor del 5%.

Las tablas 3.6 y 3.7 muestran el cálculo de las cargas gravitacionales (cargas muertas y vivas) en los sistemas de piso. Para fines de incluir los efectos del sismo, además de los de las cargas muertas, se utilizó la intensidad de la carga viva instantánea.

- Para hacer los análisis sísmicos dinámicos, se determinaron los pesos de cada nivel; se utilizó el programa de computadora de diseño y análisis sísmico tridimensional ETABS. El peso de cada nivel se calculó tomando en cuenta los

distintos elementos estructurales y acabados del sistema de piso, el peso propio de los diferentes miembros estructurales verticales considerando la altura del medio entrepiso arriba y debajo de la losa, así como el peso propio de los elementos no estructurales. Las tablas 3.8 y 3.9 presentan el cálculo de pesos, masas y centroides por nivel; la tabla 3.10 tiene el peso total por nivel, y la tabla 3.11 muestra los elementos mecánicos en la cimentación (NCIM), a raíz del análisis dinámico modal con los espectros de diseño del RDF-66, Cuerpo Principal y el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04.

- Para los muros, columnas y trabes se consideró concreto tipo I con una resistencia $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad $E_c = 14,000\sqrt{f'_c}$, y concreto tipo II con $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $E_c = 8,000\sqrt{f'_c}$. El acero de refuerzo se consideró con una resistencia $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$. El tipo de material de los elementos estructurales metálicos fue acero A-36, con una resistencia $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.

Además, para ambas estructuras analizadas (casos A y B), se hicieron las siguientes consideraciones:

- El predio en donde se localiza la Torre Mayor y los Cuerpos Bajos del Centro Cultural Universitario Tlatelolco, CCUT (antes instalaciones de la Secretaría de Relaciones Exteriores), se encuentra ubicado en la zona lacustre compresible tipo III-b del mapa de la zonificación geotécnica de la ciudad de México, según las NTC-Sismo del RDF-04; de acuerdo con el RDF-66, el ahora conjunto CCUT, se localiza en la zona de Alta Compresibilidad. Las figs 3.51 y 3.52 presentan la posición del conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos en la zonificación sísmica del valle de México, según las NTC-Sismo del RDF-04 y el RDF-66, respectivamente.
- Se analizaron ante los efectos sísmicos de:
 - a) Espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04.

La estructura por su importancia se clasificó como grupo B (oficinas), subgrupo B1 (más de 15 metros de altura), con un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$. El conjunto CCUT se encuentra próximo a la zona en la cual el periodo dominante del movimiento del suelo es de $T_S = 2.0 \text{ s}$ (ver fig 3.53), lo cual concuerda con los resultados de las mediciones realizadas en campo. El conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos se localiza ubicado en suelo blando, donde los depósitos firmes (H_S) están entre los 30 y 40 m de profundidad de acuerdo con la zonificación sísmica de las NTC-Sismo del RDF-04 (ver fig 3.54). Según el perfil estratigráfico obtenido en un estudio previo de mecánica de suelos (TGC Geotecnia, 1993), la primera capa dura se encuentra aproximadamente a los 30 m de profundidad, y los depósitos profundos a 45 m. Así, de acuerdo con las condiciones anteriores y según lo especificado por el Apéndice A, resulta que la ordenada espectral máxima es igual a 1.20 para el caso de $Q=1$ y $R=1$; la ordenada espectral máxima reducida fue de 0.279, después de

tomar en cuenta el $Q=2$ y los efectos de sobre-resistencia (R del orden de 2). Además, la estructura de la Torre Mayor no cumple con más de dos condiciones de regularidad especificadas en las NTC-Sismo, tal que se consideró $FI=0.8$: a) Los elementos resistentes, muros de rigidez, de la torre no se encuentran localizados simétricamente; b) La relación de su altura ($H=86.3\text{m}$) a la dimensión menor de su base ($L=18.35\text{m}$) excede de 2.5: $H/L_{\text{MENOR}}=4.7 > 2.5$; c) En el nivel N-20 (fig 3.14) existe una abertura en el sistema de piso que excede el 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura: $B_{\text{HUECO}}=18.35\text{m} > B_{20\%}=18.35 \times 0.2=3.67\text{m}$, $L_{\text{HUECO}}=8.47\text{m} > L_{20\%}=18.35 \times 0.2=3.67\text{m}$.

- b) Espectro de diseño del Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04.
Al igual que se hizo para el Apéndice A, la estructura se clasificó como grupo B (oficinas), subgrupo B1 (más de 15 metros de altura), con un factor de comportamiento sísmico $Q=2$. Su ubicación corresponde con la zona sísmica tipo III-b. El coeficiente sísmico es $c_s=0.45$, y la ordenada espectral máxima reducida es de 0.281. Asimismo, la estructura es irregular ($FI=0.8$).
- c) Espectro de diseño del RDF-66.
Por su estructuración se clasifica como Tipo 2 (domina el trabajo de muros estructurales) y por su importancia (según se hizo ver en la memoria de cálculo del proyecto original) como grupo A, tal que las fuerzas sísmicas se incrementaron por el factor de seguridad $FS=1.3$. El coeficiente sísmico propuesto fue $c_s=0.08$, correspondiente a estructuras de marcos y muros de concreto reforzado; cabe agregar que, según el RDF-66, para el caso de estructuras de solamente marcos el coeficiente sísmico especificado era de 0.06 y que en estos valores estaban implícitos los efectos de la reducción por la ductilidad. Así, la ordenada espectral máxima fue de $1.3 \times 0.08 = 0.104$.
- d) Espectro de sitio con efectos de interacción suelo-estructura (Avilés, 2007).
Después de analizar la estructura, con los requerimientos establecidos en el reglamento RDF-04, se obtuvieron respuestas de gran magnitud poco congruentes de acuerdo con los daños observados a raíz de los sismos que ha sufrido la estructura en su estado actual. A raíz de lo anterior se decidió hacer un estudio para determinar un espectro de sitio, considerando los efectos de la interacción suelo-estructura (Avilés, 2007); se propuso una envolvente de espectro elástico con una ordenada máxima de 0.5. Posteriormente, después de aplicar las reglas del Apéndice A de las NTC del RDF-04, dicho espectro se redujo por los factores de ductilidad (Q') y de sobre-resistencia (R), llegándose a una ordenada espectral máxima de 0.104, similar a la del espectro de RDF-66. Dicho estudio propone que el modelo estructural se analizara bajo la condición de base fija (empotrado).
- e) Espectro de sitio modificado con efectos de interacción suelo-estructura.
Después de hacer las revisiones de los estado de limite servicio y de falla, se llegó a la conclusión que el espectro de sitio descrito en el párrafo

anterior (Avilés, 2007) debería escalarse para lograr un $c_s=0.15$ y que el modelo estructural debería de analizarse bajo las condiciones de base flexible. Por tanto, con el espectro de sitio escalado para un $c_s=0.15$ se tiene la certeza de proporcionar a la estructura un margen de seguridad adicional con respecto del estado actual, diseñado para $c_s=0.104$. La fig 3.55 compara los espectros de sitio elásticos e inelásticos ($Q= 2.0$), original y modificado.

Las figs 3.56 y 3.57 muestran los espectros elásticos e inelásticos de diseño de los reglamentos RDF-66 (proyecto original) y RDF-04 (Cuerpo Principal y Apéndice A de las NTC-Sismo), así como también los espectros de sitio original con $c_s=0.104$ y modificado con $c_s=0.15$.

- La revisión de la seguridad sísmica ante el estado límite de servicio, según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04, se hace de tal modo que el desplazamiento lateral relativo de entrepiso, multiplicado por el factor Q , no exceda el valor permisible de 0.012 veces la altura de entrepiso, considerando los elementos no-estructurales desligados de la estructura principal.
- La revisión de la seguridad sísmica ante el estado límite de servicio, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, se hace para que el desplazamiento lateral relativo de entrepiso, multiplicado por el factor $Q'R/7$, no exceda el valor permisible de 0.004 veces la altura de entrepiso, asumiendo que los elementos no-estructurales están desligados de la estructura principal.
- Para la revisión de la seguridad contra el colapso, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, el desplazamiento lateral relativo de entrepiso, multiplicado por el factor QR , no debe exceder el valor permisible de 0.010 veces la altura de entrepiso, considerando que son muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada ($Q=1$ ó 2).
- Para la revisión de las resistencias de los principales elementos estructurales se utilizó el análisis dinámico modal espectral, incluyendo los efectos de las cargas verticales (cargas muertas y vivas reducidas por sismo), y los efectos $P-\Delta$. La revisión se hizo para la combinación de cargas más desfavorable.
- Se incluyeron los efectos bidireccionales del sismo, con el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en una dirección más el 30 por ciento de la que actúa perpendicularmente a ella, tomando en cuenta los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

La fig 3.58 presenta en planta la localización del sistema de ejes de referencia (X-Y), teniendo como origen el cruce de los ejes estructurales K-6 de la Torre Mayor.

3.3 Análisis sísmicos elásticos

Los criterios actuales de diseño sísmico asumen que se desarrollará comportamiento inelástico en las estructuras, debido a lo cual se reducen las fuerzas sísmicas, por ductilidad. El RDF-04 considera lo anterior por medio del factor Q' , dependiente del conocido factor de comportamiento sísmico Q . Para todos los análisis se utiliza el programa de computadora ETABS. La fig 3.59 muestra varias vistas tridimensionales del modelo matemático del caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación), y las figs 3.60 a 3.63 presentan algunas vistas tridimensionales, cortes y detalles de la cimentación, del caso B (unión Torre Mayor – Cuerpos Bajos).

Cabe señalar que las propiedades dinámicas de los modelos matemáticos de los casos A y B fueron calibrados de acuerdo con los periodos de vibración obtenidos de las pruebas de ruido y de vibración ambiental (Murià, 2006) realizadas para estos fines.

3.3.1 Periodos de vibración

Se presentan los periodos de vibración de los casos A (Torre Mayor supuesta aislada, incluyendo la ampliación del cajón de cimentación) y B (trabajo en conjunto de la unión Torre Mayor-Cuerpo Bajos), con base rígida (empotramiento en la base) y con base flexible.

La tabla 3.12 compara los periodos de los tres primeros modos de vibración analíticos (con efectos de la base flexible) contra los periodos fundamentales medidos, con la técnica de vibración y ruido ambiental, en septiembre de 2006; los periodos analíticos de vibración de ambos casos fueron calibrados con respecto de los obtenidos por las mediciones hechas en el sitio. La tabla 3.13 muestra, para el caso B, los tres primeros periodos de vibración analíticos de las dos condiciones de apoyo (sin y con empotramiento en la base) y los periodos medidos en septiembre, 2006.

Los periodos de vibración tienden a ser mayores en la dirección larga (dirección “X”) de la Torre Mayor, lo que indica que dicha dirección tiene una mayor flexibilidad lateral, con respecto de la dirección corta. Lo anterior no concuerda con los resultados de los estudios previos, hechos después de 1985, en que repetidamente se mencionó que la dirección más flexible era la dirección corta (dirección “Y”), y que, a su vez, corresponde con la dirección que presenta el desplomo principal hacia el Sur de 100 centímetros, para fines prácticos. Esto es, los resultados de este estudio, analíticos y de pruebas de vibración en campo, demuestran que lo anterior no era cierto.

Las figs 3.64 a 3.66 muestran en elevación y en planta las deformadas del primer modo de vibración en las direcciones “X”, “Y” y “ θ ”, respectivamente. La fig 3.67 tiene la ubicación de los periodos fundamentales de vibración de la unión

Torre Mayor-Cuerpos Bajos (caso B) con respecto del espectro de diseño del RDF-66, los espectros elásticos de diseño ($Q= 1.0$) de las NTC-Sismo (Apéndice A y Cuerpo Principal) del RDF-04, el espectro elástico de sitio (Avilés, 2007), y los espectros de respuesta elástica de SCT-EW y SRE-EW (1985); y, la fig 3.68 presenta la ubicación de los periodos fundamentales de vibración de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos (caso B), pero ahora con respecto del espectro de diseño del RDF-66, los espectros inelásticos ($Q= 2.0$) de diseño de las NTC-Sismo (Apéndice A y Cuerpo Principal) del RDF-04 y de sitio (Avilés, 2007), y espectros de respuesta inelástica (ductilidad = 2.0) de SCT-EW y SRE-EW (1985).

Las tablas 3.14 y 3.15 tienen la comparación de las aceleraciones espectrales para los diferentes periodos de vibración del caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos), con y sin empotramiento en la base, ante los efectos de los diferentes espectros utilizados en los análisis.

3.3.2 Desplazamientos horizontales máximos totales

Las tablas 3.16 y 3.17 muestran los valores de los desplazamientos horizontales máximos del nivel de azotea de los casos A y B, después de hacer los análisis sísmicos correspondientes. Las figs 3.69 a 3.76 presentan los desplazamientos horizontales máximos, sismo actuando en las direcciones “X” y “Y”. Estas respuestas se determinaron con el análisis dinámico modal, con todos los espectros mencionados anteriormente.

Cabe recordar que el análisis dinámico modal se realizó con los espectros reducidos de diseño, tal que los desplazamientos horizontales correspondientes al Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 ya están afectados por $Q'R/7$ y QR para las condiciones de servicio y de colapso, respectivamente.

Los desplazamientos horizontales máximos del caso B son ligeramente mayores que los del caso A, debido a la interacción que existe entre los Cuerpos Bajos y la Torre Mayor.

Los desplazamientos laterales de todos los casos son mayores para el sismo en la dirección “X” (dirección larga o longitudinal), lo cual es congruente con la dirección más flexible (ver figs 3.69 a 3.76). Para ambos casos, el comportamiento lateral de la estructura tiende a ser del tipo viga en cantiliver, debido a la existencia de los muros.

Los desplazamientos laterales en condiciones de servicio, de acuerdo con el espectro de sitio modificado, con $c_s= 0.15$ y con interacción suelo-estructura, son similares a los del espectro del RDF-66 (figs 3.73 y 3.74); para la condición de colapso no sucede lo mismo (figs 3.75 y 3.76).

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

Las figs 3.77 a 3.84 tienen las relaciones máximas desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (Δ_{ri}/h_i), sismo actuando en las direcciones “X” y “Y”.

- Los resultados del estado límite de servicio con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, están multiplicados por el factor $Q'R/7$. El valor permisible para la revisión es de 0.004 veces la altura de entrepiso, considerando que los elementos no-estructurales están desligados de la estructura principal.
- Para la revisión de la seguridad contra colapso con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, ya se multiplicó por el factor QR. El valor permisible de la distorsión de entrepiso es 0.010, asumiendo que son muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada ($Q=1$ ó 2).

Las tablas 3.18 y 3.19 muestran los valores máximos de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los casos A y B, respectivamente. Estos resultados ya están multiplicados por el factor que le corresponde.

Se corrobora que las relaciones de los desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso del caso B son ligeramente mayores que las del caso A, debido a la interacción de los Cuerpos Bajos con la Torre Mayor.

Las respuestas de la dirección “Y” resultan ser menores que en la dirección “X”, debido a que la estructura es ligeramente más rígida en la dirección transversal.

Con base en los resultados de las figs 3.77 a 3.80, se comprueba que las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo en ambas direcciones, sí satisfacen los requerimientos del RDF-66 (utilizado para fines del proyecto original); son menores que el límite admisible de servicio (0.004), lo que demuestra que la estructura en estudio sí tenía la rigidez lateral mínima requerida. En cambio, con el espectro de diseño del Apéndice A del RDF-04, vigente en la actualidad, las respuestas exceden los valores permisibles de las condiciones de servicio (0.004) y de colapso o falla (0.010).

Las figs 3.81 y 3.82 comparan este tipo de respuesta, sismo en ambas direcciones, pero ahora con los espectros del RDF-66 y de sitio original y modificado; en condiciones de servicio los resultados son menores que el permisible (0.004). Las respuestas de las figs 3.83 y 3.84 con el espectro de sitio original (base rígida y $c_s=0.104$), en condiciones de colapso (falla), son menores que el límite permisible (0.010). En cambio, ante los efectos de los espectros del

Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 y de sitio modificado (base flexible y $c_s=0.15$), dichas respuestas exceden dicho límite.

3.3.4 Fuerzas cortantes de entepiso

Se presentan los resultados de las envolventes de las fuerzas cortantes de entepiso con base en los análisis dinámicos modales con los espectros de diseño del RDF-66 y Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, así como también con los espectros de sitio original con base rígida y modificado con base flexible, actuando el sismo en ambas direcciones.

Las figs 3.85 y 3.86 comparan las distribuciones en elevación de las fuerzas cortantes de entepiso del caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación) y las figs 3.87 y 3.88 las correspondientes al caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos), ante los efectos de los espectros de diseño del RDF-66 y del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04. Las fuerzas cortantes de entepiso del caso A tienden a ser mayores para el sismo en la dirección “X”; las diferencias en las respuestas para el caso B, sismo en ambas direcciones (“X” y “Y”), son casi nulas.

Las figs 3.89 y 3.90 comparan, además, las distribuciones de las fuerzas cortantes de entepiso del caso B, ante los efectos sísmicos de los espectros de diseño del RDF-66 y del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, y ante los efectos de los espectros de sitio original y modificado. Las respuestas con el RDF-66 y el espectro de sitio modificado (base flexible y $c_s=0.15$) tienen un patrón de comportamiento similar; con el RDF-66 (utilizado para fines del proyecto original) las fuerzas cortantes de entepiso tienden a ser ligeramente inferiores.

3.3.5 Rigideces de entepiso

Para fines de verificar cómo se distribuyen los efectos sísmicos en los ejes estructurales de la Torre Mayor (caso A) y de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos (caso B), se calcularon las rigideces de entepiso correspondientes; las rigideces laterales de entepiso son una propiedad de la estructura, independiente del tipo de excitación. Las figs 3.91 y 3.92 presentan en elevación las rigideces de entepiso totales del caso A, ambas direcciones (“X” y “Y”), respectivamente; las figs 3.93 a 3.96 muestran las del caso B. Los cálculos se hicieron, para fines de comprobar, con las fuerzas cortantes de entepiso determinadas con los espectros de diseño del RDF-66 y Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, así como también con el espectro de sitio determinado para estos fines (Avilés, 2007).

La distribución en elevación de la rigidez lateral de entepiso de la dirección “Y” (transversal), casos A y B, tiende a mostrar valores ligeramente mayores que los que se tienen en la dirección “X”; lo anterior se debe a la existencia de los muros de concreto de los ejes cabeceros “6” y “12”. Esto es, se confirma que la

dirección longitudinal tiende a ser más rígida lateralmente. El cajón de cimentación existente, de planta baja hasta el nivel de la cimentación, contribuye con una rigidez muy grande, en ambas direcciones de la estructura. Como era de esperarse, se determinó un comportamiento similar en elevación de las rigideces de entrepiso, independientemente del tipo de fuerzas laterales calculadas con los espectros utilizados.

Tabla 3.1 Cargas gravitacionales (cargas muertas y vivas) en los sistemas de piso, caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación)

Nivel	Altura total (m)	Altura de entrepiso (m)	Área (m ²)	CV _{SISMO} * (t/m ²)	CV _{MÁX} * (t/m ²)	p.p. losa maciza (t/m ²)
NCE*	N+86.30	2.37	114.94	0.070	0.100	0.240
NCE	N+83.93	0.85	22.55	0.070	0.100	0.240
NPM*	N+83.08	1.79	231.01	0.070	0.100	0.240
NPM	N+81.29	2.39	48.26	0.070	0.100	0.240
N21	N+78.90	3.60	638.96	0.070	0.100	0.192
N20	N+75.30	3.60	556.60	0.180	0.250	0.192
N19	N+71.70	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N18	N+68.10	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N17	N+64.50	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N16	N+60.90	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N15	N+57.30	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N14	N+53.70	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N13	N+50.10	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N12	N+46.50	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N11	N+42.90	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N10	N+39.30	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N9	N+35.70	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N8	N+32.10	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N7	N+28.50	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N6	N+24.90	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N5	N+21.30	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N4	N+17.70	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N3	N+14.10	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N2	N+10.50	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N1	N+6.90	6.20	707.37	0.180	0.250	0.192
NPB	N+0.70	3.00	952.31	0.180	0.250	0.504
NVES	N-2.30	1.30	248.55	0.180	0.250	0.288
NSOT	N-3.60	0.90	750.83	0.180	0.250	0.288
NSOT*	N-4.50	0.80	6.19	0.150	0.350	0.360
NSOT**	N-5.30	1.30	27.24	0.150	0.350	0.360
NCIM	N-6.60	1.00	753.66	0.000	0.000	0.432
SUMAS			17,791.16			

* Cargas vivas tipo para oficinas, excepto en azoteas (niveles N21 a NCE*)

Tabla 3.2 Sumatoria de cargas gravitacionales (cargas muertas y vivas) en los sistemas de piso, caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación)

Nivel	Altura total (m)	CM sistema de piso (t/m ²)**	CM+CV _{SISMO} sistema de piso (t/m ²)	CM+CV _{MÁX} sistema de piso (t/m ²)
NCE*	N+86.30	0.245	0.555	0.585
NCE	N+83.93	0.245	0.555	0.585
NPM*	N+83.08	0.245	0.555	0.585
NPM	N+81.29	0.245	0.555	0.585
N21	N+78.90	0.245	0.507	0.537
N20	N+75.30	0.326	0.698	0.768
N19	N+71.70	0.326	0.698	0.768
N18	N+68.10	0.326	0.698	0.768
N17	N+64.50	0.326	0.698	0.768
N16	N+60.90	0.326	0.698	0.768
N15	N+57.30	0.326	0.698	0.768
N14	N+53.70	0.326	0.698	0.768
N13	N+50.10	0.326	0.698	0.768
N12	N+46.50	0.326	0.698	0.768
N11	N+42.90	0.326	0.698	0.768
N10	N+39.30	0.326	0.698	0.768
N9	N+35.70	0.326	0.698	0.768
N8	N+32.10	0.326	0.698	0.768
N7	N+28.50	0.326	0.698	0.768
N6	N+24.90	0.326	0.698	0.768
N5	N+21.30	0.326	0.698	0.768
N4	N+17.70	0.326	0.698	0.768
N3	N+14.10	0.326	0.698	0.768
N2	N+10.50	0.326	0.698	0.768
N1	N+6.90	0.326	0.698	0.768
NPB	N+0.70	0.338	1.022	1.092
NVES	N-2.30	0.338	0.806	0.876
NSOT	N-3.60	0.301	0.769	0.839
NSOT*	N-4.50	0.301	0.811	1.011
NSOT**	N-5.30	0.301	0.811	1.011
NCIM	N-6.60	0.070	0.502	0.502

** Incluye CM adicional de losa y firme, relleno, impermeabilizante, muros divisorios, acabados, plafones e instalaciones

Tabla 3.3 Pesos por nivel, caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación)

Nivel	Pesos (t) *						
	Sistema de piso CV _{SISMO}	Sistema de piso CV _{MÁX}	Vigas	Columnas	Muros	Total (CM+ CV _{SISMO} +p.p.)	Total (CM+ CV _{MÁX} +p.p.)
NCE*	63.79	67.24	10.93	4.39	28.23	107.34	110.78
NCE	12.51	13.19	3.47	6.00	38.35	60.34	61.02
NPM*	128.21	135.14	16.57	8.54	32.23	185.55	192.48
NPM	26.78	29.23	1.84	17.19	53.28	99.09	100.54
N21	323.95	343.12	63.67	59.06	134.37	581.06	600.23
N20	388.51	427.47	56.61	98.32	206.40	749.83	788.79
N19	493.75	543.26	57.95	99.48	206.40	857.56	907.08
N18	493.75	543.26	57.95	99.91	206.40	858.00	907.52
N17	493.75	543.26	57.95	99.91	208.57	860.18	909.70
N16	493.75	543.26	57.95	99.91	210.75	862.36	911.87
N15	493.75	543.26	56.40	107.69	220.89	878.72	928.24
N14	493.75	543.26	56.40	115.46	231.03	896.64	946.15
N13	493.75	543.26	59.08	115.46	231.03	899.32	948.84
N12	493.75	543.26	59.08	115.46	231.03	899.32	948.84
N11	493.75	543.26	59.08	115.46	231.03	899.32	948.84
N10	493.75	543.26	58.24	115.56	234.63	902.18	951.69
N9	493.75	543.26	58.24	115.66	238.23	905.88	955.40
N8	493.75	543.26	56.69	123.44	238.23	912.11	961.63
N7	493.75	543.26	59.12	131.22	238.23	922.32	971.84
N6	493.75	543.26	59.12	131.22	238.23	922.32	971.84
N5	493.75	543.26	59.12	131.22	238.23	922.32	971.84
N4	493.75	543.26	59.12	131.22	238.23	922.32	971.84
N3	493.75	543.26	59.12	131.22	238.23	922.32	971.84
N2	493.75	543.26	59.12	131.22	238.23	922.32	971.84
N1	493.75	543.26	75.69	191.99	324.26	1085.69	1135.20
NPB	858.76	1039.44	215.12	214.15	514.68	1802.71	1983.39
NVES	200.33	217.73	0.79	125.65	513.19	839.96	857.36
NSOT	658.46	629.95	79.24	60.85	432.93	1231.48	1202.97
NSOT*	5.02	6.26	12.03	40.56	413.74	471.35	472.59
NSOT**	22.09	27.54	0.00	46.18	480.43	548.70	554.15
NCIM	378.34	378.34	203.78	28.59	295.96	906.66	906.66
SUMAS			1789.5	3,012.2	7,585.7	24835.3	26022.9

$$W_{\text{peso total}} (\text{CM}+\text{CV}_{\text{sismo}}+\text{p.p.}) / \text{Área cimentación} \Rightarrow W_{\text{TOT}}/A_{\text{CIM}} = 32.953 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$W_{\text{peso total}} (\text{CM}+\text{CV}_{\text{máx}}+\text{p.p.}) / \text{Área cimentación} \Rightarrow W_{\text{TOT}}/A_{\text{CIM}} = 34.529 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

* No se incluye el peso propio de los pilotes

Tabla 3.4 Masas y centroides por nivel, caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación)

Nivel	Masa total CV _{SISMO} (t-s ² /m)	Masa total CV _{MÁX} (t-s ² /m)	W _{TOTAL} /Área CV _{SISMO} (t/m ²) ^{***}	W _{TOTAL} /Área CV _{MÁX} (t/m ²)	Centros de masa (m) ^{**}	
					X _{CM}	Y _{CM}
NCE*	10.94	11.29	0.93	0.96	26.14	8.02
NCE	6.15	6.22	2.68	2.71	2.28	12.13
NPM*	18.91	19.62	0.80	0.83	30.16	9.04
NPM	10.10	10.25	2.05	2.08	2.28	7.30
N21	59.23	61.19	0.91	0.94	21.12	9.01
N20	76.44	80.41	1.35	1.42	18.43	8.99
N19	87.42	92.46	1.21	1.28	20.95	8.98
N18	87.46	92.51	1.21	1.28	20.95	8.98
N17	87.68	92.73	1.22	1.29	20.90	8.98
N16	87.91	92.95	1.22	1.29	20.85	8.98
N15	89.57	94.62	1.24	1.31	20.89	8.98
N14	91.40	96.45	1.27	1.34	20.93	8.98
N13	91.67	96.72	1.27	1.34	20.94	8.98
N12	91.67	96.72	1.27	1.34	20.94	8.98
N11	91.67	96.72	1.27	1.34	20.94	8.98
N10	91.96	97.01	1.28	1.35	21.00	8.98
N9	92.34	97.39	1.28	1.35	21.09	8.98
N8	92.98	98.03	1.29	1.36	21.09	8.98
N7	94.02	99.07	1.30	1.37	21.09	8.98
N6	94.02	99.07	1.30	1.37	21.09	8.98
N5	94.02	99.07	1.30	1.37	21.09	8.98
N4	94.02	99.07	1.30	1.37	21.09	8.98
N3	94.02	99.07	1.30	1.37	21.09	8.98
N2	94.02	99.07	1.30	1.37	21.09	8.98
N1	110.67	115.72	1.53	1.60	21.14	8.98
NPB	183.76	202.18	1.89	2.08	21.06	6.30
NVES	85.62	87.40	3.38	3.45	34.60	9.10
NSOT	125.53	122.63	1.64	1.360	19.00	5.21
NSOT*	48.05	48.17	76.18	76.38	31.98	11.78
NSOT**	55.93	56.49	20.15	20.35	29.35	7.45
NCIM	92.42	92.42	1.20	1.20	20.83	8.54
SUMAS	2531.63	2652.70				

** Con respecto del sistema global de ejes de referencia X-Y

*** El valor del peso total entre el área, por nivel, incluye la mitad de los elementos verticales (muros y columnas) del entrepiso superior y la mitad del entrepiso inferior

Tabla 3.5 Pesos por nivel y elementos mecánicos en la cimentación (NCIM) del análisis modal espectral con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación)

Nivel	W_{CM} (t)	$W_{CV\ MÁX}$ (t)	$W_{CV\ SISMO}$ (t)
NCE*	99.291	11.494	8.046
NCE	58.760	2.255	1.578
NPM*	169.379	23.101	16.170
NPM	95.713	4.826	3.378
N21	536.330	63.896	44.727
N20	649.641	139.15	100.188
N19	730.237	176.843	127.327
N18	730.676	176.843	127.327
N17	732.852	176.843	127.327
N16	735.028	176.843	127.327
N15	751.395	176.843	127.327
N14	769.310	176.843	127.327
N13	771.993	176.843	127.327
N12	771.993	176.843	127.327
N11	771.993	176.843	127.327
N10	774.851	176.843	127.327
N9	778.554	176.843	127.327
N8	784.782	176.843	127.327
N7	794.993	176.843	127.327
N6	794.993	176.843	127.327
N5	794.993	176.843	127.327
N4	794.993	176.843	127.327
N3	794.993	176.843	127.327
N2	794.993	176.843	127.327
N1	958.360	176.843	127.327
NPB	1745.798	238.078	171.416
NVES	795.222	62.136	44.738
NSOT	1015.258	187.707	135.149
NSOT*	470.426	2.166	0.928
NSOT**	544.615	9.533	4.086
NCIM	906.664	0.000	0.000
SUMAS	21919.1	4104.4	2949.6

ELEMENTOS MECANICOS OBTENIDOS PARA EL NIVEL NCIM							
M_x (t-m)	V_x (ton)	$0.3M_y$ (t-m)	$0.3V_y$ (ton)	M_y (t-m)	V_y (ton)	$0.3M_x$ (t-m)	$0.3V_x$ (ton)
281000.0	4998.9	78600.0	1310.4	262000.0	4368.2	84300.0	1499.7

M_x : Momento de volteo, en dirección "X"

V_x : Fuerza cortante basal, en dirección "X"

M_y : Momento de volteo, en dirección "Y"

V_y : Fuerza cortante basal, en dirección "Y"

Tabla 3.6 Cargas gravitacionales (cargas muertas y vivas) en los sistemas de piso, caso B (unión Torre Mayor - Cuerpos Bajos)

Nivel		Altura total (m)	Altura de entrepiso (m)	Área (m ²)	CV _{SISMO} * (t/m ²)	CV _{MAX} * (t/m ²)	p.p. losa maciza (t/m ²)
NCE*	Torre	N+86.30	2.37	114.94	0.070	0.100	0.240
NCE	Torre	N+83.93	0.85	22.55	0.070	0.100	0.240
NPM*	Torre	N+83.08	1.79	231.01	0.070	0.100	0.240
NPM	Torre	N+81.29	2.39	48.26	0.070	0.100	0.240
N21	Torre	N+78.90	3.60	638.96	0.070	0.100	0.192
N20	Torre	N+75.30	3.60	556.60	0.180	0.250	0.192
N19	Torre	N+71.70	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N18	Torre	N+68.10	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N17	Torre	N+64.50	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N16	Torre	N+60.90	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N15	Torre	N+57.30	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N14	Torre	N+53.70	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N13	Torre	N+50.10	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N12	Torre	N+46.50	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N11	Torre	N+42.90	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N10	Torre	N+39.30	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N9	Torre	N+35.70	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N8	Torre	N+32.10	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N7	Torre	N+28.50	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N6	Torre	N+24.90	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N5	Torre	N+21.30	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N4	Torre	N+17.70	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N3	Torre	N+14.10	1.71	707.37	0.180	0.250	0.192
NAZO	C.B.	N+12.39	1.89	4980.53	0.070	0.100	0.391
N2	Torre	N+10.50	3.60	707.37	0.180	0.250	0.192
N1	Torre	N+6.90	2.67	707.37	0.180	0.250	0.192
	C.B.	N+6.90	2.67	2372.84	0.180	0.250	0.293
NPB**	C.B.	N+4.23	2.13	3097.44	0.180	0.250	0.293
NPB*	C.B.	N+2.10	1.40	855.36	0.000	0.000	0.720
NPB	Torre	N+0.70	1.50	952.31	0.180	0.250	0.504
	C.B.	N+0.70	1.50	4512.20	0.180	0.250	0.541
NPLA	C.B.	N-0.80	1.50	4774.64	0.000	0.000	0.720
NVES	Torre	N-2.30	1.30	248.55	0.180	0.250	0.288
	C.B.	N-2.30	1.30	600.78	0.180	0.250	0.240
NSOT	Torre	N-3.60	0.90	750.83	0.180	0.250	0.288
	C.B.	N-3.60	0.90	7603.16	0.086	0.149	0.722
NSOT*	Torre	N-4.50	0.80	6.19	0.150	0.350	0.360
NSOT**	Torre	N-5.30	1.30	27.24	0.150	0.350	0.360
NCIM	Torre	N-6.60	1.00	753.66	0.000	0.000	0.432
	C.B.	N-6.60	1.00	0.00	0.000	0.000	0.000
SUMAS				46588.11			

* Cargas vivas tipo para oficinas, excepto en azoteas (niveles N21 a NCE*)

Tabla 3.7 Sumatoria de cargas gravitacionales (cargas muertas y vivas) en los sistemas de piso, caso B (unión Torre Mayor - Cuerpos Bajos)

Nivel		Altura total (m)	CM sistema de piso (t/m ²)**	CM+CV _{SISMO} sistema de piso (t/m ²)	CM+CV _{MÁX} sistema de piso (t/m ²)
NCE*	Torre	N+86.30	0.245	0.555	0.585
NCE	Torre	N+83.93	0.245	0.555	0.585
NPM*	Torre	N+83.08	0.245	0.555	0.585
NPM	Torre	N+81.29	0.245	0.555	0.585
N21	Torre	N+78.90	0.245	0.507	0.537
N20	Torre	N+75.30	0.326	0.698	0.768
N19	Torre	N+71.70	0.326	0.698	0.768
N18	Torre	N+68.10	0.326	0.698	0.768
N17	Torre	N+64.50	0.326	0.698	0.768
N16	Torre	N+60.90	0.326	0.698	0.768
N15	Torre	N+57.30	0.326	0.698	0.768
N14	Torre	N+53.70	0.326	0.698	0.768
N13	Torre	N+50.10	0.326	0.698	0.768
N12	Torre	N+46.50	0.326	0.698	0.768
N11	Torre	N+42.90	0.326	0.698	0.768
N10	Torre	N+39.30	0.326	0.698	0.768
N9	Torre	N+35.70	0.326	0.698	0.768
N8	Torre	N+32.10	0.326	0.698	0.768
N7	Torre	N+28.50	0.326	0.698	0.768
N6	Torre	N+24.90	0.326	0.698	0.768
N5	Torre	N+21.30	0.326	0.698	0.768
N4	Torre	N+17.70	0.326	0.698	0.768
N3	Torre	N+14.10	0.326	0.698	0.768
NAZO	C.B.	N+12.39	0.205	0.666	0.696
N2	Torre	N+10.50	0.326	0.698	0.768
N1	Torre	N+6.90	0.326	0.698	0.768
	C.B.	N+6.90	0.222	0.695	0.765
NPB**	C.B.	N+4.23	0.219	0.692	0.762
NPB*	C.B.	N+2.10	2.570	3.290	3.290
NPB	Torre	N+0.70	0.338	1.022	1.092
	C.B.	N+0.70	0.244	0.965	1.035
NPLA	C.B.	N-0.80	1.526	2.246	2.246
NVES	Torre	N-2.30	0.338	0.806	0.876
	C.B.	N-2.30	0.020	0.440	0.510
NSOT	Torre	N-3.60	0.301	0.769	0.839
	C.B.	N-3.60	0.849	1.657	1.720
NSOT*	Torre	N-4.50	0.301	0.811	1.011
NSOT**	Torre	N-5.30	0.301	0.811	1.011
NCIM	Torre	N-6.60	0.070	0.502	0.502
	C.B.	N-6.60	0.000	0.000	0.000

** Incluye CM adicional de losa y firme, relleno, impermeabilizante, muros divisorios, acabados, plafones e instalaciones

C.B.: Nivel de los Cuerpos Bajos

Torre: Nivel de la Torre Mayor

Tabla 3.8 Pesos de elementos estructurales por nivel, caso B (unión Torre Mayor–Cuerpos Bajos)

Nivel	Pesos (t) *						Total (CM+ CV _{SISMO} + P.P)	Total (CM+ CV _{MÁX} + P.P)
	Sistema de piso CV _{SISMO}	Sistema de piso CV _{MÁX}	Vigas	Columnas	Muros	Diagonales		
NCE*	63.8	67.2	10.9	14.5	17.4	0.00	106.6	110.1
NCE	12.5	13.2	3.5	19.8	23.7	0.00	59.4	60.1
NPM*	128.2	135.1	16.5	19.8	20.2	0.00	184.8	191.7
NPM	26.8	28.2	1.8	35.1	34.2	0.00	97.9	99.4
N21	324.0	343.1	62.1	84.7	83.8	0.00	554.5	573.7
N20	388.5	427.5	55.1	129.1	126.9	0.00	699.6	738.6
N19	493.7	543.3	56.4	130.3	126.9	0.00	807.4	856.9
N18	493.7	543.3	56.4	130.7	126.9	0.00	807.8	857.3
N17	493.7	543.3	56.4	130.7	129.0	0.00	809.9	859.4
N16	493.7	543.3	56.4	130.7	131.1	0.00	812.0	861.5
N15	493.7	543.3	54.9	138.5	141.2	0.00	828.3	877.8
N14	493.7	543.3	54.9	146.3	151.3	0.00	846.1	895.6
N13	493.7	543.3	57.6	146.3	151.3	0.00	848.8	898.3
N12	493.7	543.3	57.6	146.3	151.3	0.00	848.8	898.3
N11	493.7	543.3	57.6	146.3	151.3	0.00	848.8	898.3
N10	493.7	543.3	56.7	146.3	154.7	0.00	851.5	901.0
N9	493.7	543.3	56.7	146.4	158.2	0.00	855.1	904.6
N8	493.7	543.3	55.2	154.2	158.2	0.00	861.3	910.8
N7	493.7	543.3	57.6	162.0	158.2	0.00	871.5	921.0
N6	493.7	543.3	57.6	162.0	158.2	0.00	871.5	921.0
N5	493.7	543.3	57.6	162.0	158.2	0.00	871.5	921.0
N4	493.7	543.3	57.6	162.0	158.2	0.00	871.5	921.0
N3	493.7	543.3	57.6	119.5	116.6	0.00	787.5	837.0
NAZO	3317.0	3466.4	163.3	126.4	102.7	0.00	3709	3859
N2	493.7	543.3	57.6	255.4	189.1	0.00	995.8	1045
N1	2142.4	2358.0	75.8	299.8	215.9	0.00	2734	2950
NPB**	2142.8	2359.6	102.2	265.3	202.1	0.00	2713	2929
NPB*	2814.1	2814.1	138.6	221.2	197.3	0.00	3371	3371
NPB	5327.5	5710.0	575.0	255.9	566.2	27.3	6752	7134
NPLA	10724	10724	1134.1	335.7	840.8	0.00	13034	13034
NVES	464.7	524.1	191.4	313.6	720.2	0.00	1690	1749
NSOT	13175	13707	7848	172.4	579.1	15.8	21791	22323
NSOT*	5.0	6.3	12.0	47.8	397.3	11.4	473.6	474.8
NSOT**	22.1	27.5	0.00	55.2	460.1	0.00	537.3	542.8
NCIM	1060.3	1060.3	202.0	34.1	283.4	0.00	1580	1580
SUMAS	51027	53551	11615	5146	7541	54.5	75383	77907

$$W_{\text{peso total}} (\text{CM}+\text{CV}_{\text{sismo}}+\text{p.p.}) / \text{Área cimentación} \Rightarrow W_{\text{TOT}}/A_{\text{CIM}} = 9.021 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$W_{\text{peso total}} (\text{CM}+\text{CV}_{\text{máx}}+\text{p.p.}) / \text{Área cimentación} \Rightarrow W_{\text{TOT}}/A_{\text{CIM}} = 9.323 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

* No se incluye el peso propio de los pilotes

Tabla 3.9 Pesos, masas y centroides por nivel, caso B (unión Torre Mayor – Cuerpos Bajos)

Nivel	Masa total CV_{SISMO} (t-s ² /m)	Masa total CV_{MAX} (t-s ² /m)	$W_{TOTAL}/Área$ CV_{SISMO} (t/m ²)***	$W_{TOTAL}/Área$ CV_{MAX} (t/m ²)	Centros de masa (m) **	
					X _{CM}	Y _{CM}
NCE*	10.9	11.2	0.93	0.96	26.14	8.02
NCE	6.1	6.1	2.64	2.67	2.28	12.13
NPM*	18.8	19.5	0.80	0.83	30.16	9.04
NPM	9.9	10.1	2.03	2.06	2.28	7.30
N21	56.5	58.5	0.87	0.90	21.12	9.01
N20	71.3	75.3	1.26	1.33	18.43	8.99
N19	82.3	87.4	1.14	1.21	20.95	8.98
N18	82.4	87.4	1.14	1.21	20.95	8.98
N17	82.6	87.6	1.14	1.21	20.90	8.98
N16	82.8	87.8	1.15	1.22	20.85	8.98
N15	84.4	89.5	1.17	1.24	20.89	8.98
N14	86.3	91.3	1.20	1.27	20.93	8.98
N13	86.5	91.6	1.20	1.27	20.94	8.98
N12	86.5	91.6	1.20	1.27	20.94	8.98
N11	86.5	91.6	1.20	1.27	20.94	8.98
N10	86.8	91.8	1.20	1.27	21.00	8.98
N9	87.2	92.2	1.21	1.28	21.09	8.98
N8	87.8	92.8	1.22	1.29	21.09	8.98
N7	88.8	93.9	1.23	1.30	21.09	8.98
N6	88.8	93.9	1.23	1.30	21.09	8.98
N5	88.8	93.9	1.23	1.30	21.09	8.98
N4	88.8	93.9	1.23	1.30	21.09	8.98
N3	80.3	85.3	1.11	1.18	21.07	8.97
NAZO	378.1	393.3	0.74	0.77	34.19	43.55
N2	101.5	106.5	1.41	1.48	21.07	8.97
N1	278.7	300.7	0.89	0.96	21.12, 9.65	8.98, 49.66
NPB**	276.6	298.7	0.88	0.95	74.30	36.21
NPB*	343.7	343.7	3.94	3.94	94.51	39.75
NPB	688.3	727.3	1.24	1.31	14.67	36.99
NPLA	1328.7	1328.7	2.73	2.73	41.33	40.69
NVES	172.2	178.3	1.99	2.06	37.16, 69.47	9.27, 46.94
NSOT	2221.4	2275.5	2.61	2.67	30.38	35.91
NSOT*	48.3	48.4	0.81	1.01	31.98	11.78
NSOT**	54.8	55.3	0.81	1.01	29.35	7.45
NCIM	161.0	161.1	2.10	2.10	20.93	9.00
SUMAS	7684.4	7941.7				

* No se incluye el peso propio de los pilotes

** Con respecto del sistema global de ejes de referencia X-Y

*** El valor del peso total entre el área, por nivel, incluye la mitad de los elementos verticales (muros y columnas) del entrepiso superior y la mitad del entrepiso inferior
En los niveles N1 y NVES se muestra el valor del centro de masas para los diafragmas 1 (Torre Mayor) y 2 (Cuerpos Bajos), respectivamente

Tabla 3.10 Pesos por nivel, caso B (unión Torre Mayor – Cuerpos Bajos)

Nivel	W_{CM} (t)	$W_{CV\ MÁX}$ (t)	$W_{CV\ SISMO}$ (t)
NCE*	98.593	11.494	8.046
NCE	57.861	2.255	1.578
NPM*	168.607	23.101	16.170
NPM	94.547	4.826	3.378
N21	509.798	63.896	44.727
N20	599.444	139.15	100.188
N19	680.040	176.843	127.327
N18	680.479	176.843	127.327
N17	682.577	176.843	127.327
N16	684.675	176.843	127.327
N15	700.965	176.843	127.327
N14	718.802	176.843	127.327
N13	721.485	176.843	127.327
N12	721.485	176.843	127.327
N11	721.485	176.843	127.327
N10	724.187	176.843	127.327
N9	727.736	176.843	127.327
N8	733.964	176.843	127.327
N7	744.172	176.843	127.327
N6	744.172	176.843	127.327
N5	744.172	176.843	127.327
N4	744.172	176.843	127.327
N3	660.130	176.843	127.327
NAZO	3360.728	498.053	348.637
N2	868.441	176.843	127.327
N1	2179.942	770.053	554.438
NPB**	2155.532	774.360	557.539
NPB*	3371.257	0.000	0.000
NPB	5768.250	1366.128	983.612
NPLA	13034.340	0.000	0.000
NVES	1537.072	212.331	152.879
NSOT	21002.387	1320.578	789.021
NSOT*	472.648	2.166	0.928
NSOT**	533.253	9.533	4.086
NCIM	1579.902	0.000	0.000
SUMAS	69527.3	8381.1	5857.1

Tabla 3.11 Elementos mecánicos en la cimentación (NCIM) del análisis modal espectral con el RDF-66, Cuerpo Principal y el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación)

Apéndice A de las NTC-Sismo, RDF-04

Nivel: NSOT (N-3.60) Centro de masa: X=30.38m Y=35.91m

ELEMENTOS MECANICOS							
M_x (t-m)	V_x (ton)	0.3M_y (t-m)	0.3V_y (ton)	M_y (t-m)	V_y (ton)	0.3M_x (t-m)	0.3V_x (ton)
326000.0	13024.1	81600.0	3883.4	272000.0	12944.8	97800.0	3907.2

Nivel: NCIM (N-6.60) Centro de masa: X=20.93m Y=9.00m

ELEMENTOS MECANICOS							
M_x (t-m)	V_x (ton)	0.3M_y (t-m)	0.3V_y (ton)	M_y (t-m)	V_y (ton)	0.3M_x (t-m)	0.3V_x (ton)
351000.0	13550.6	88500.0	3966.7	295000.0	13222.2	105300.0	4065.2

Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04

Nivel: NSOT (N-3.60) Centro de masa: X=30.38m Y=35.91m

ELEMENTOS MECANICOS							
M_x (t-m)	V_x (ton)	0.3M_y (t-m)	0.3V_y (ton)	M_y (t-m)	V_y (ton)	0.3M_x (t-m)	0.3V_x (ton)
329000.0	13135.4	82200.0	3916.6	274000.0	13055.4	98700.0	3940.6

Nivel: NCIM (N-6.60) Centro de masa: X=20.93m Y=9.00m

ELEMENTOS MECANICOS							
M_x (t-m)	V_x (ton)	0.3M_y (t-m)	0.3V_y (ton)	M_y (t-m)	V_y (ton)	0.3M_x (t-m)	0.3V_x (ton)
354000.0	13661.9	89400.0	4214.8	298000.0	14049.3	106200.0	4098.6

RDF-66

Nivel: NSOT (N-3.60) Centro de masa: X=30.38m Y=35.91m

ELEMENTOS MECANICOS							
M_x (t-m)	V_x (ton)	0.3M_y (t-m)	0.3V_y (ton)	M_y (t-m)	V_y (ton)	0.3M_x (t-m)	0.3V_x (ton)
122000.0	4865.3	30300.0	1450.7	101000.0	4835.7	36600.0	1459.6

Nivel: NCIM (N-6.60) Centro de masa: X=20.93m Y=9.00m

ELEMENTOS MECANICOS							
M_x (t-m)	V_x (ton)	0.3M_y (t-m)	0.3V_y (ton)	M_y (t-m)	V_y (ton)	0.3M_x (t-m)	0.3V_x (ton)
131000.0	5055.6	33000.0	1508.9	110000.0	5029.5	39300.0	1516.7

Notas: 1: La losa del nivel NSOT (N-3.60) está desplomada sobre el terreno en la zona de los Cuerpos Bajos y el resto corresponde a la Torre

2: La losa del nivel NCIM (N-6.60) (área de la Torre) es la losa de fondo del cajón de cimentación

3: El origen del sistema de ejes de coordenadas globales coincide con los ejes "6-K" de los planos estructurales

M_x: Momento de volteo, en dirección "X" V_x: Fuerza cortante basal, en dirección "X"

M_y: Momento de volteo, en dirección "Y" V_y: Fuerza cortante basal, en dirección "Y"

Tabla 3.12 Comparación de periodos de vibración analíticos con interacción suelo-estructura y medidos, casos A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación) y B (unión Torre Mayor - Cuerpos Bajos)

Dirección	Modo	T _i analíticos * (s)		T _i medidos ** (s)
		Torre aislada	Unión (Torre-Cuerpos Bajos)	
X (Longitudinal)	1	2.273 (72.3)	2.268 (42.2)	2.278 – 2.557
	2	0.926 (21.6)	1.325 (56.2)	-
	3	0.574 (5.3)	0.652 (0.7)	-
Y (Transversal)	1	2.088 (58.1)	2.059 (28.8)	2.049
	2	0.614 (17.0)	0.922 (67.1)	-
	3	0.323 (8.6)	0.606 (0.6)	-
θ (Torsión)	1	1.295 (53.5)	1.262 (3.7)	1.280
	2	0.408 (11.0)	0.876 (1.9)	-
	3	0.405 (2.1)	0.519 (6.7)	-

() Porcentaje de masa modal efectiva

* Con base en el modelo matemático tridimensional, según la información de planos del proyecto estructural del estado original del edificio. Se incluyeron los efectos de interacción S-E y el daño de la estructura

** Resultados de las mediciones realizadas en el edificio con la técnica de vibración y ruido ambiental, en septiembre de 2006

Tabla 3.13 Periodos de vibración analíticos (sin y con empotramiento en la base) y medidos, caso B (unión Torre Mayor - Cuerpos Bajos)

Dirección	Modo	T _i analíticos * (s)		T _i medidos ** (s)
		Base rígida	Base flexible	
X (Longitudinal)	1	2.097 (17.6)	2.268 (42.2)	2.278 – 2.557
	2	0.883 (1.1)	1.325 (56.2)	-
	3	0.702 (9.5)	0.652 (0.7)	-
Y (Transversal)	1	1.929 (17.9)	2.059 (28.8)	2.049
	2	0.619 (3.7)	0.922 (67.1)	-
	3	0.542 (9.0)	0.606 (0.6)	-
θ (Torsión)	1	1.237 (3.5)	1.262 (3.7)	1.280
	2	0.531 (7.37)	0.876 (1.9)	-
	3	0.378 (1.27)	0.519 (6.7)	-

() Porcentaje de masa modal efectiva

* Con base en el modelo matemático tridimensional, según la información de planos del proyecto estructural del estado original del edificio. Se incluyeron los efectos de interacción S-E y el daño de la estructura

** Resultados de las mediciones realizadas en el edificio con la técnica de vibración y ruido ambiental, en septiembre de 2006

Tabla 3.14 Comparación de las aceleraciones de los tres primeros modos de vibración de cada dirección del caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos), con base flexible, ante los efectos de los distintos espectros utilizados

Dirección	Modo	Base flexible				T _i (s) medidos **
		T _i (s) analíticos *	S _a /g			
			AA,RDF-04	RDF-66	Avilés c _s =0.15	
X (Longitudinal)	1	2.268 (42.2)	0.279	0.104	0.150	2.278-2.557
	2	1.325 (56.2)	0.279	0.104	0.141	-
	3	0.652 (0.7)	0.238	0.086	0.124	-
Y (Transversal)	1	2.059 (28.8)	0.279	0.104	0.150	2.049
	2	0.922 (67.1)	0.262	0.100	0.132	-
	3	0.606 (0.6)	0.233	0.083	0.122	-
θ (Torsión)	1	1.262 (3.7)	0.279	0.104	0.140	1.280
	2	0.876 (1.9)	0.258	0.098	0.131	-
	3	0.519 (6.7)	0.223	0.079	0.119	-

() Porcentaje de masa modal efectiva

AA: Apéndice A de las NTC para Sismo del RDF-04

* Con base en el modelo matemático tridimensional, según la información de planos del proyecto estructural del estado original del edificio. Se incluyeron los efectos de interacción suelo-estructura y el daño de la estructura

** Resultados de las mediciones realizadas en el edificio con la técnica de vibración y ruido ambiental, en septiembre de 2006

Tabla 3.15 Comparación de las aceleraciones de los tres primeros modos de vibración de cada dirección del caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos), con base rígida (empotramiento), ante los efectos de los espectros de sitio original (Avilés, 2007) y escalado

Dirección	Modo	Base rígida			T _i medidos ** (s)
		T _i analíticos * (s)	S _a /g		
			Avilés c _s =0.15	Avilés c _s =0.10	
X (Longitudinal)	1	2.097 (17.6)	0.150	0.104	2.278-2.557
	2	0.883 (1.1)	0.131	0.091	-
	3	0.702 (9.5)	0.125	0.087	-
Y (Transversal)	1	1.929 (17.9)	0.150	0.104	2.049
	2	0.619 (3.7)	0.123	0.085	-
	3	0.542 (9.0)	0.120	0.083	-
θ (Torsión)	1	1.237 (3.5)	0.140	0.097	1.280
	2	0.531 (7.37)	0.119	0.083	-
	3	0.378 (1.27)	0.113	0.078	-

() Porcentaje de masa modal efectiva

* Con base en el modelo matemático tridimensional, según la información de planos del proyecto estructural del estado original del edificio. Se incluyeron los efectos de interacción S-E y el daño de la estructura

** Resultados de las mediciones realizadas en el edificio con la técnica de vibración y ruido ambiental, en septiembre de 2006

Tabla 3.16 Desplazamientos horizontales máximos del nivel de azotea, análisis dinámico modal espectral, sismo en direcciones “X” y “Y”, caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación)

Dirección	$\Delta_{MÁX}$ (cm)		
	RDF-04 AA		RDF-66
	Servicio	Colapso	
X	44.84	233.32	21.77
Y	37.87	197.08	18.38

AA: Apéndice A de las NTC para Sismo del RDF-04

Tabla 3.17 Desplazamientos horizontales máximos del nivel de azotea, análisis dinámico modal espectral, sismo en direcciones “X” y “Y”, caso B (unión Torre Mayor - Cuerpos Bajos)

Dirección	$\Delta_{MÁX}$ (cm)						
	Avilés (Base rígida, $c_s=0.104$)		Avilés (Base flexible, $c_s=0.15$)		RDF-04 AA		RDF-66
	Servicio	Colapso	Servicio	Colapso	Servicio	Colapso	
X	12.69	66.04	30.57	159.12	56.74	295.28	27.64
Y	8.98	46.72	19.09	99.36	43.65	227.20	17.28

AA: Apéndice A de las NTC para Sismo del RDF-04

Tabla 3.18 Valores máximos de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, sismo en direcciones “X” y “Y”, caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación)

Dirección	$(\Delta_{ri}/h_i)_{MÁX}$				
	RDF-04 AA			RDF-66	
	Entrepiso	Servicio	Colapso	Entrepiso	CP
X	11 - 12	0.0056	0.0290	12 - 13	0.0027
Y	20 - 21	0.0054	0.0281	20 - 21	0.0026

AA: Apéndice A de las NTC para Sismo del RDF-04

CP: Cuerpo Principal de las NTC para Sismo del RDF-04

Tabla 3.19 Valores máximos de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis dinámico modal espectral, sismo en direcciones “X” y “Y”, caso B (unión Torre Mayor - Cuerpos Bajos)

Dirección	$(\Delta_{ri}/h_i)_{MÁX}$					
	Avilés (Base rígida, $cs=0.104$)			Avilés (Base flexible, $cs=0.15$)		
	Entrepiso	Servicio	Colapso	Entrepiso	Servicio	Colapso
X	11 – 12	0.0018	0.0093	11 – 12	0.0038	0.0200
Y	17 - 18	0.0013	0.0066	17 - 18	0.0025	0.0131

Dirección	$(\Delta_{ri}/h_i)_{MÁX}$				
	RDF-04 AA			RDF-66	
	Entrepiso	Servicio	Colapso	Entrepiso	CP
X	11 - 12	0.0071	0.0369	11 – 12	0.0035
Y	20 - 21	0.0066	0.0344	17 -18	0.0023

AA: Apéndice A de las NTC para Sismo del RDF-04

CP: Cuerpo Principal de las NTC para Sismo del RDF-04

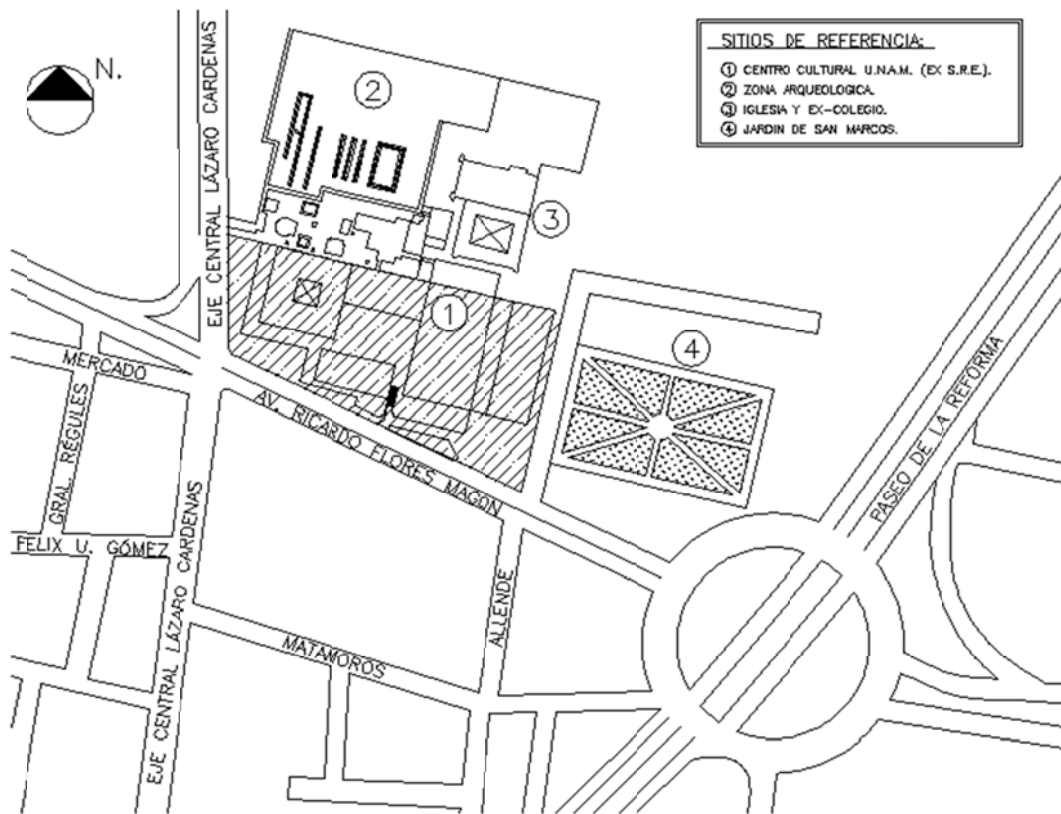


Fig 3.1 Localización de la Torre Mayor y Cuerpos Bajos del Centro Cultural Universitario Tlatelolco (antes instalaciones de SRE)



Fig 3.2 Vista aérea de la Torre Mayor y Cuerpos Bajos del Centro Cultural Universitario Tlatelolco (antes instalaciones de SRE)

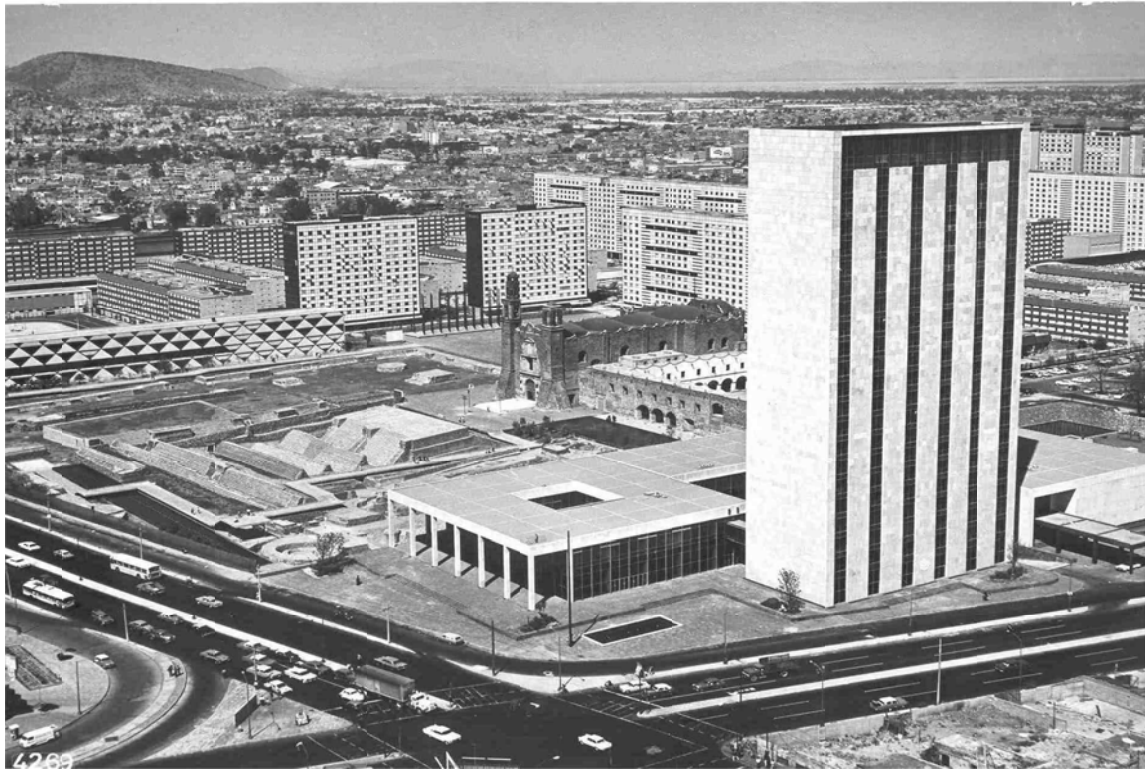


Fig 3.3 Fotografía de la Torre Mayor y Cuerpos Bajos del Centro Cultural Universitario Tlatelolco (antes instalaciones de SRE)

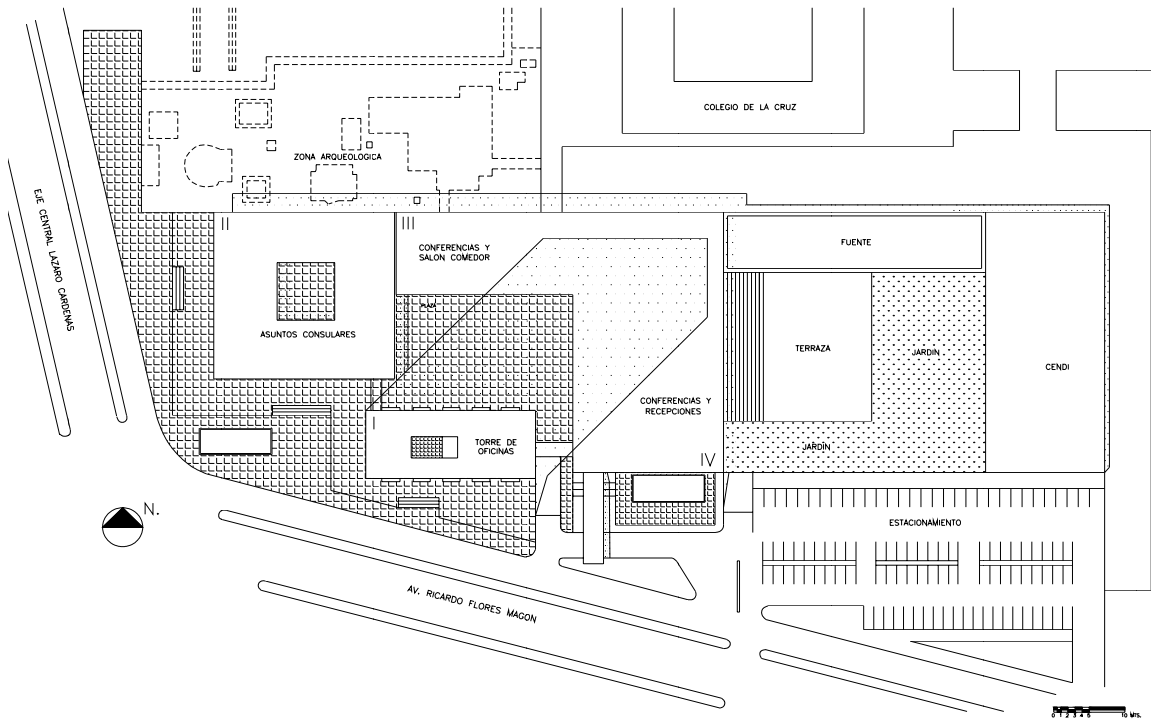


Fig 3.4 Planta de conjunto

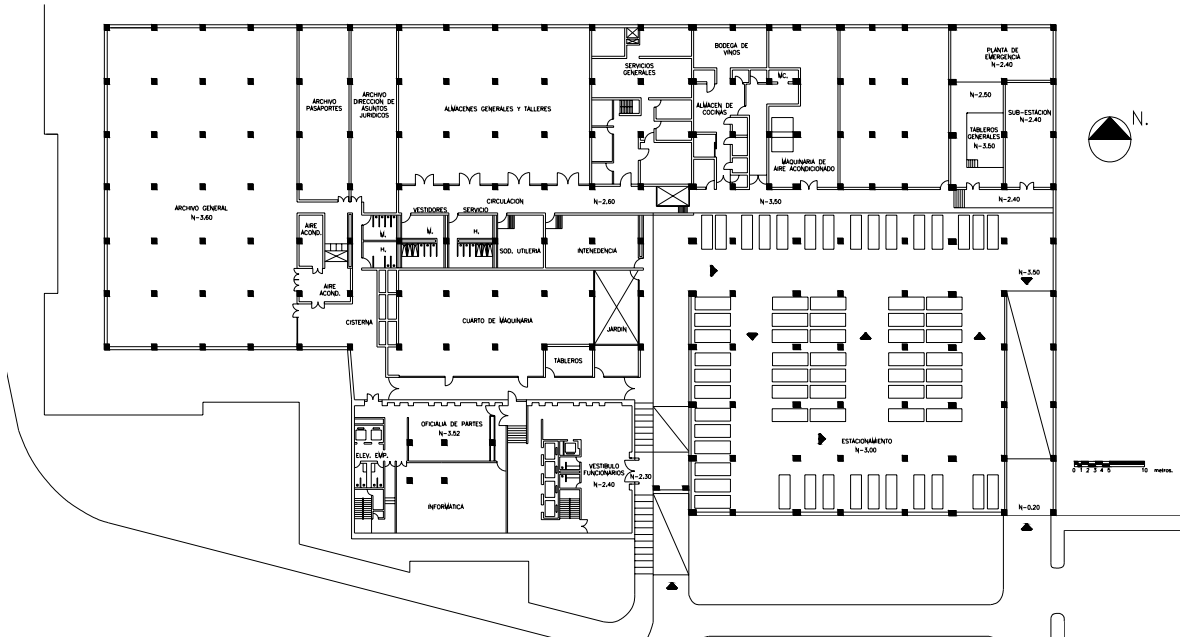


Fig 3.5 Planta de sótano (N-3.60 m)

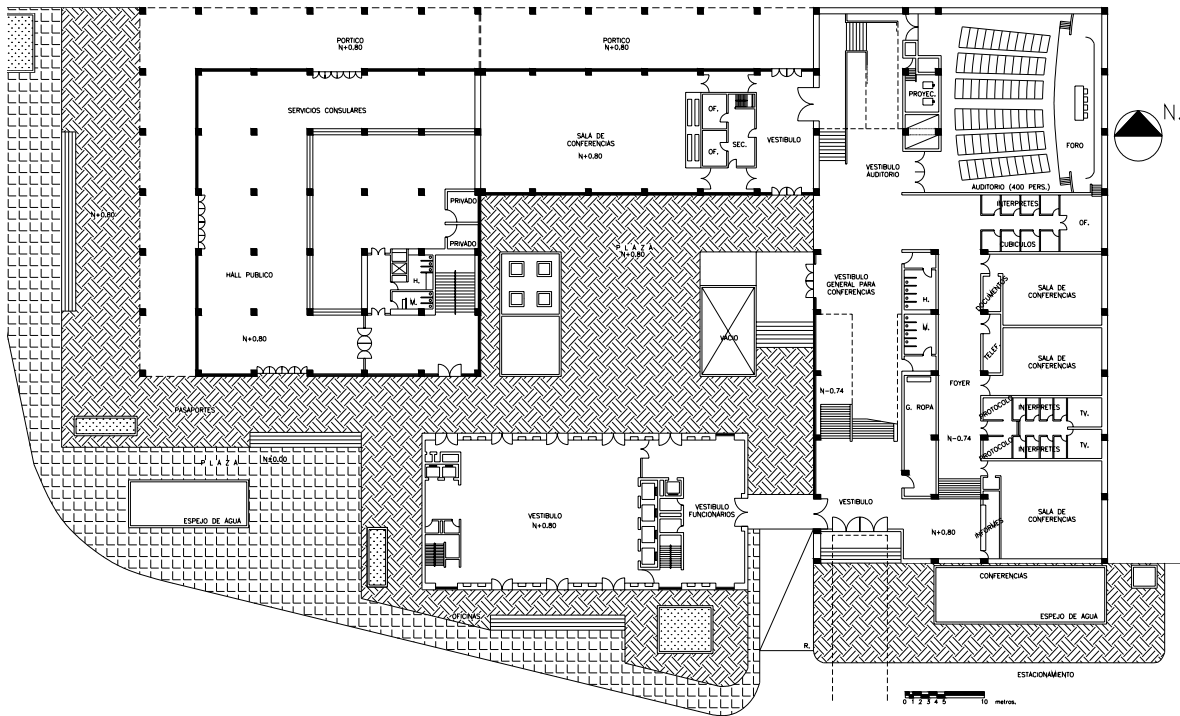


Fig 3.6 Planta baja (N-0.80m y N+0.70 m)

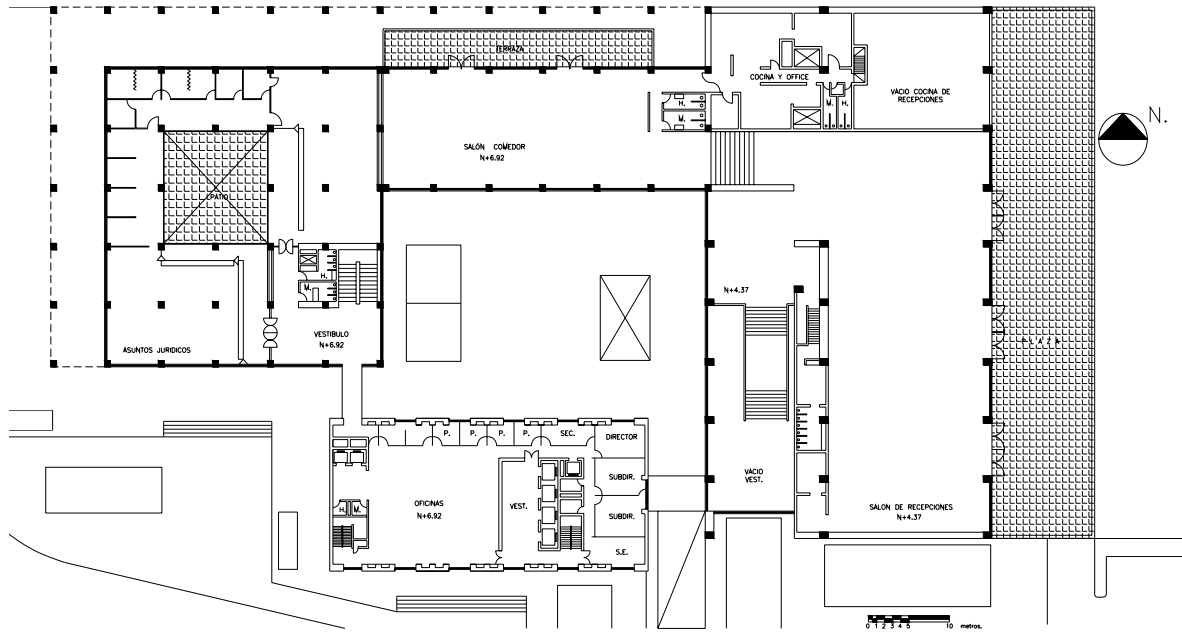


Fig 3.7 Planta del primer piso (N+4.23 m y N+6.84 m)

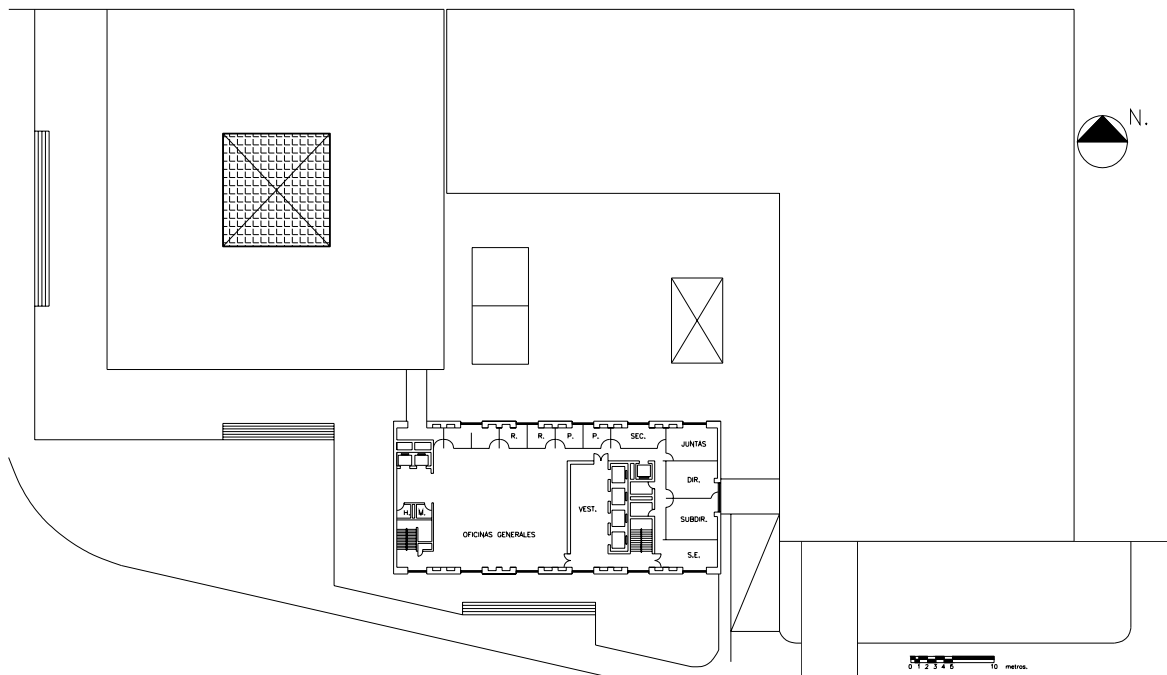


Fig 3.8 Planta tipo

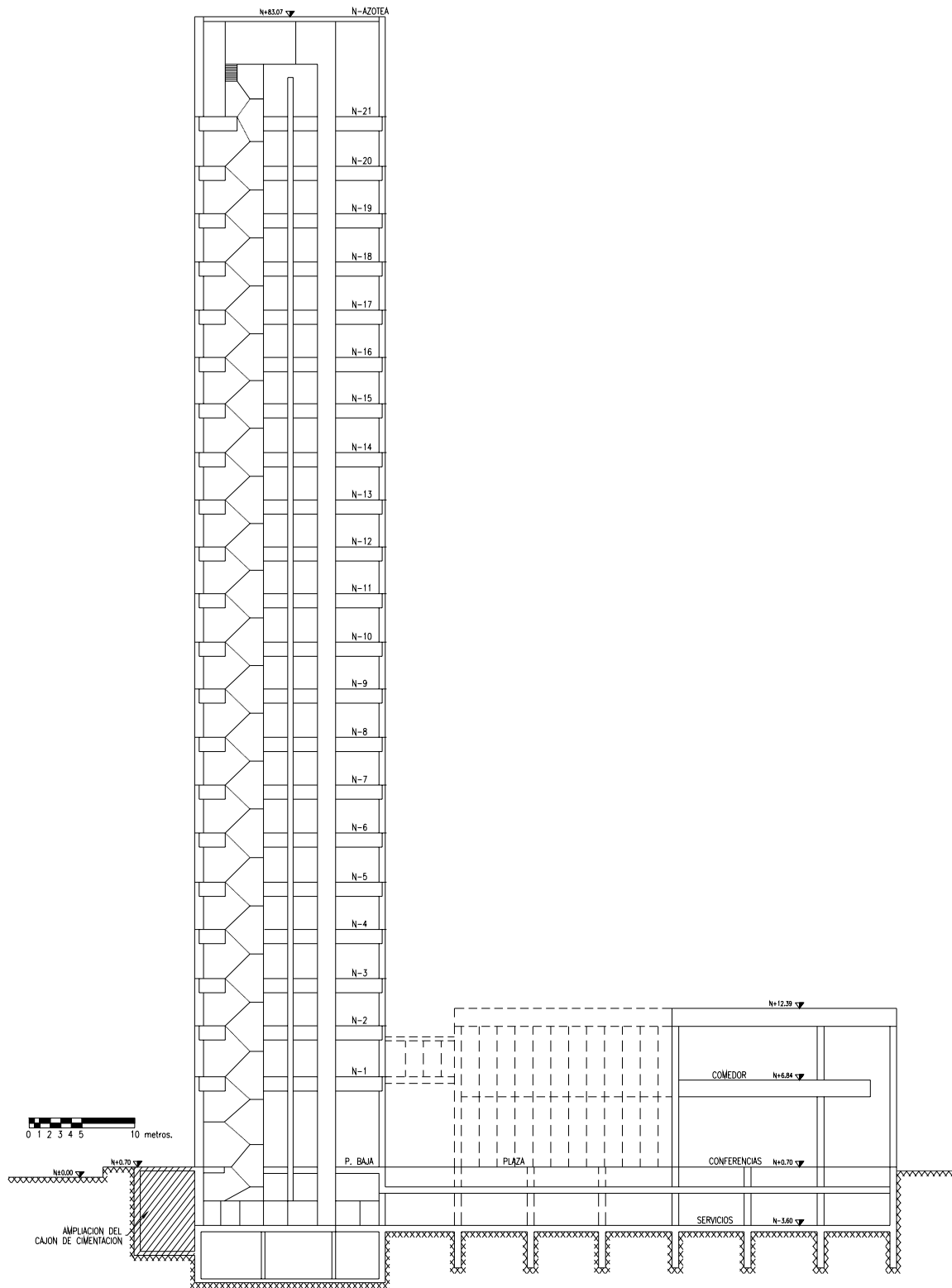


Fig 3.9 Corte transversal esquemático

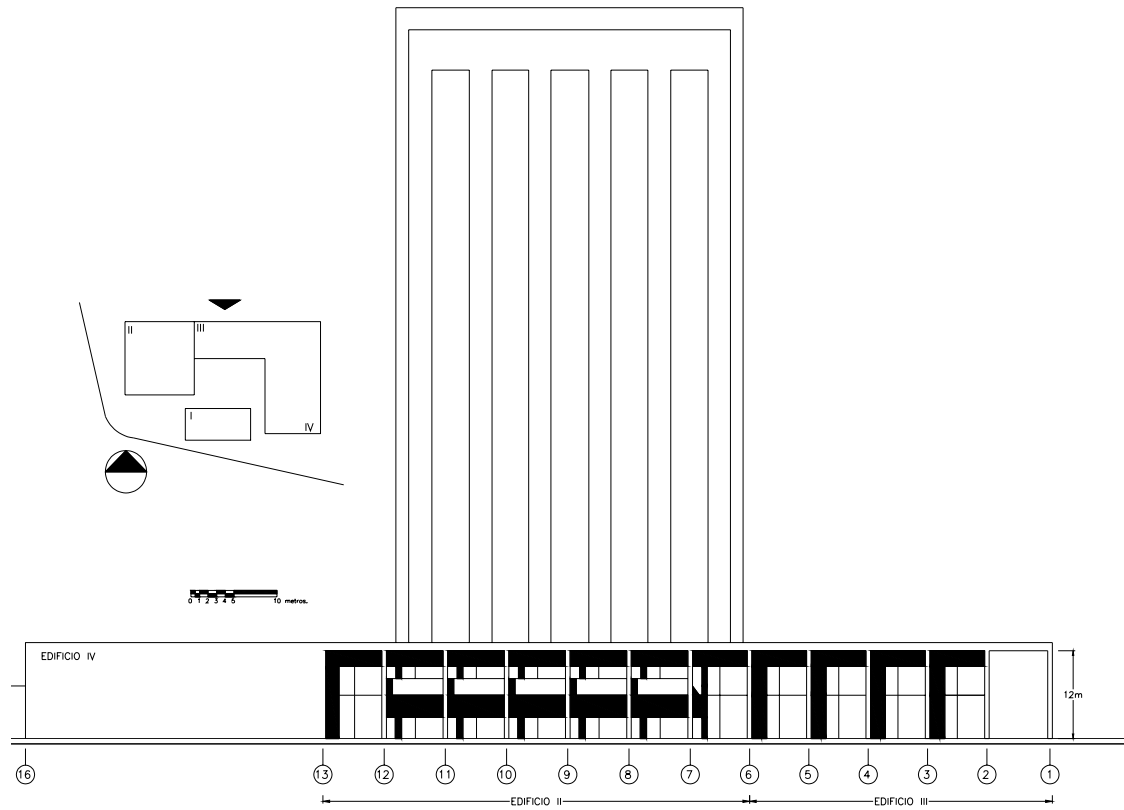


Fig 3.10 Fachada norte

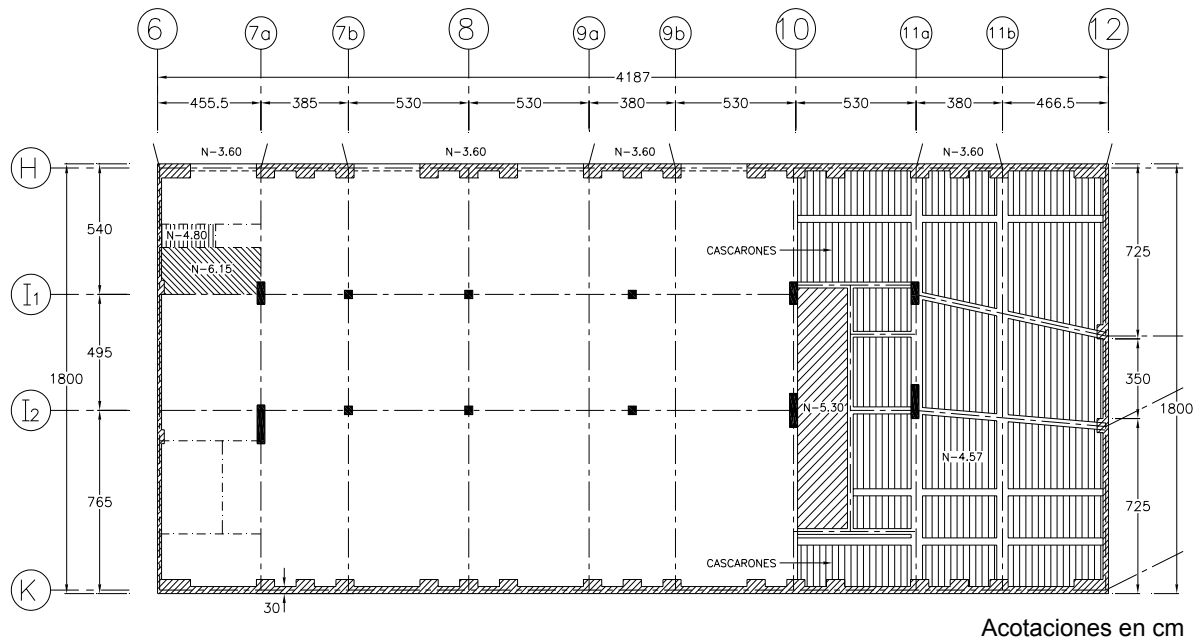
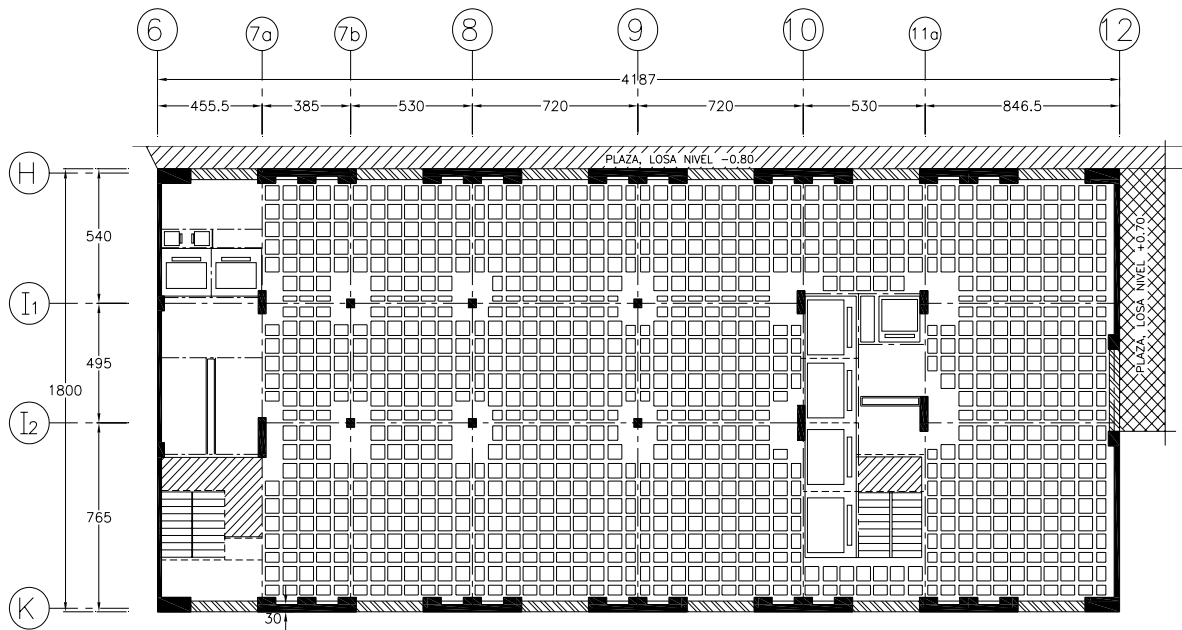
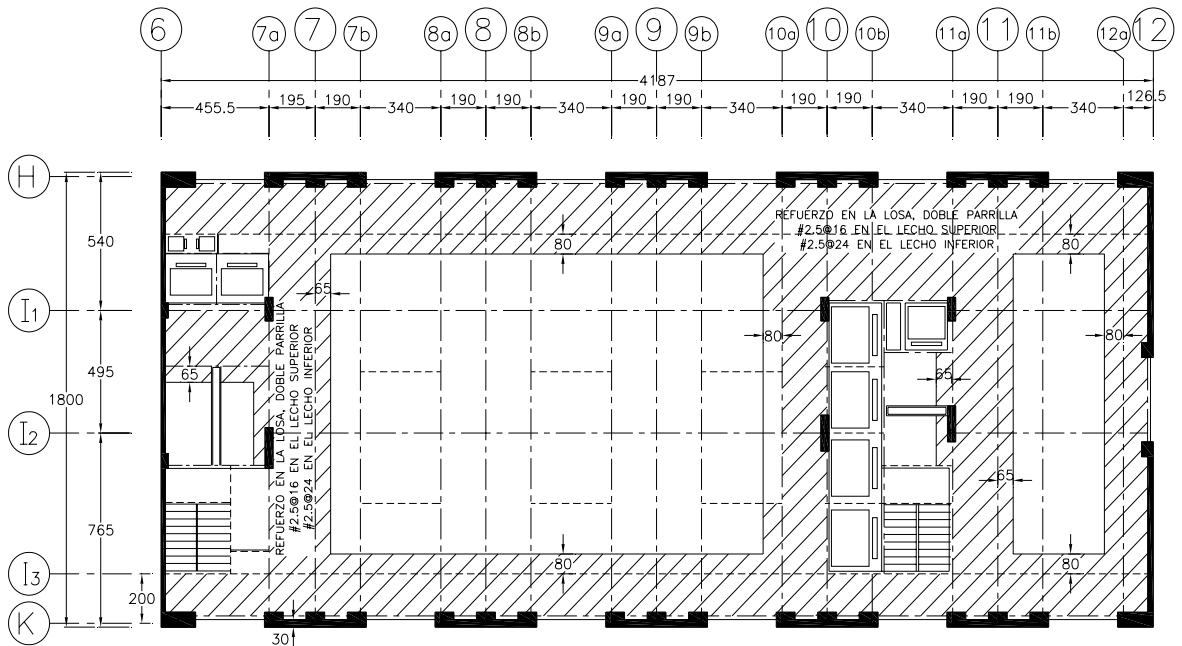


Fig 3.11 Planta de sótano (Torre Mayor)



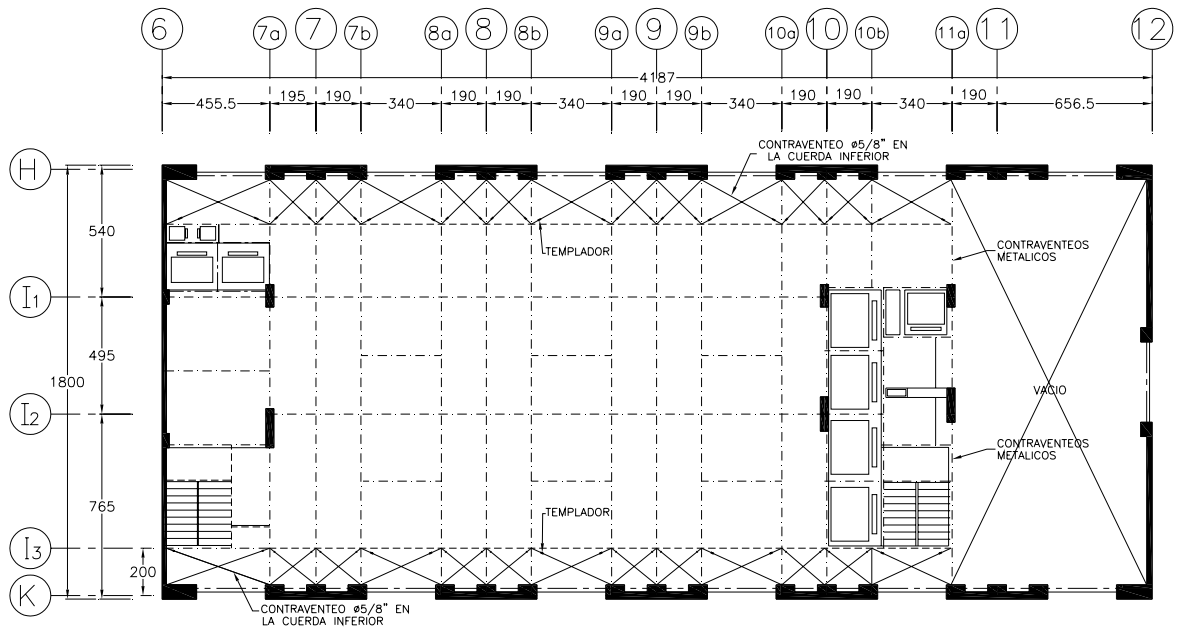
Acotaciones en cm

Fig 3.12 Planta baja (Torre Mayor)



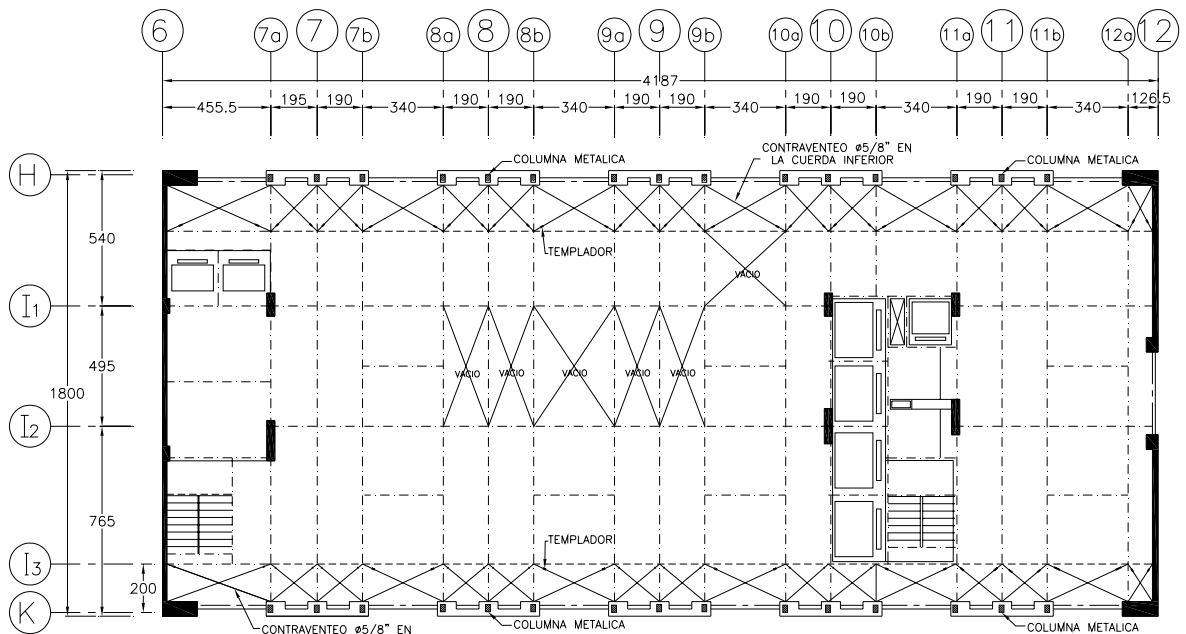
Acotaciones en cm

Fig 3.13 Planta tipo (Torre Mayor)



Acotaciones en cm

Fig 3.14 Planta nivel N-20 (Torre Mayor)



Acotaciones en cm

Fig 3.15 Planta nivel N-21 (Torre Mayor)

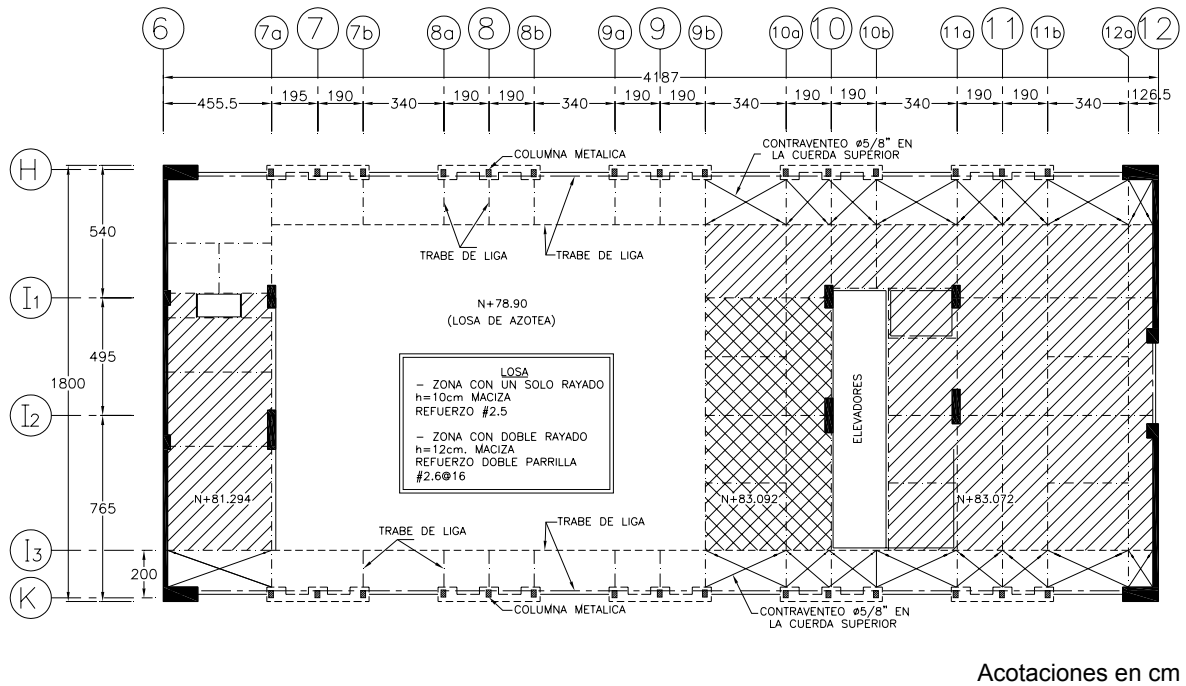


Fig 3.16 Planta piso de máquinas (Torre Mayor)

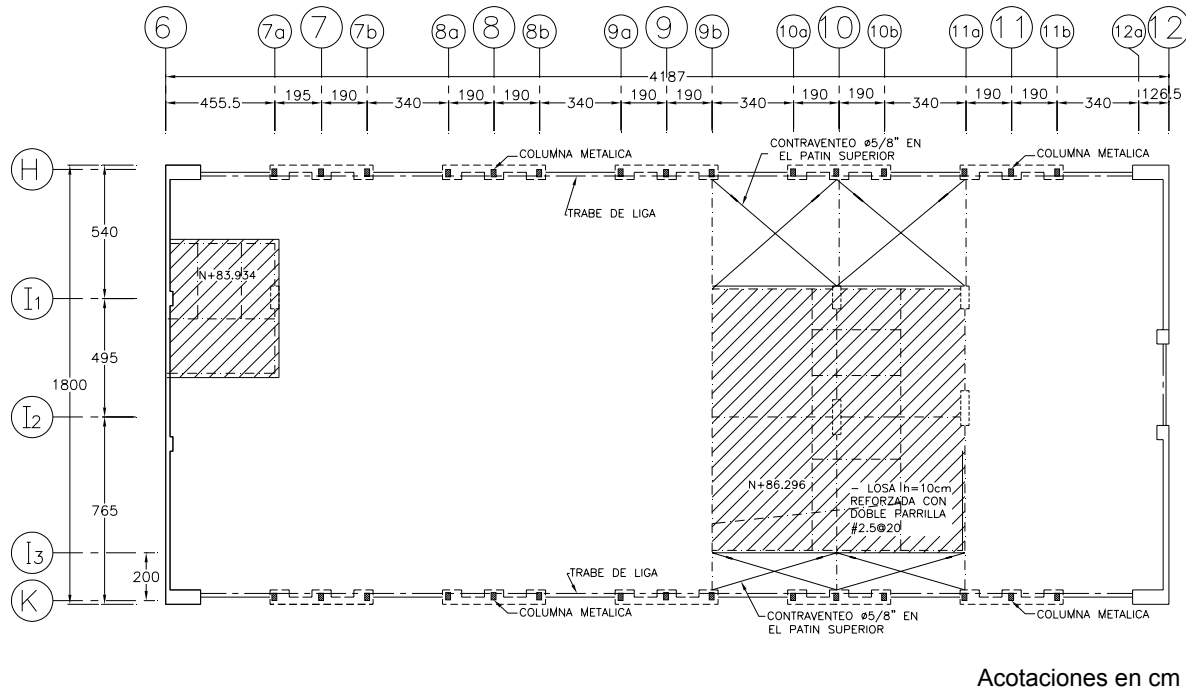
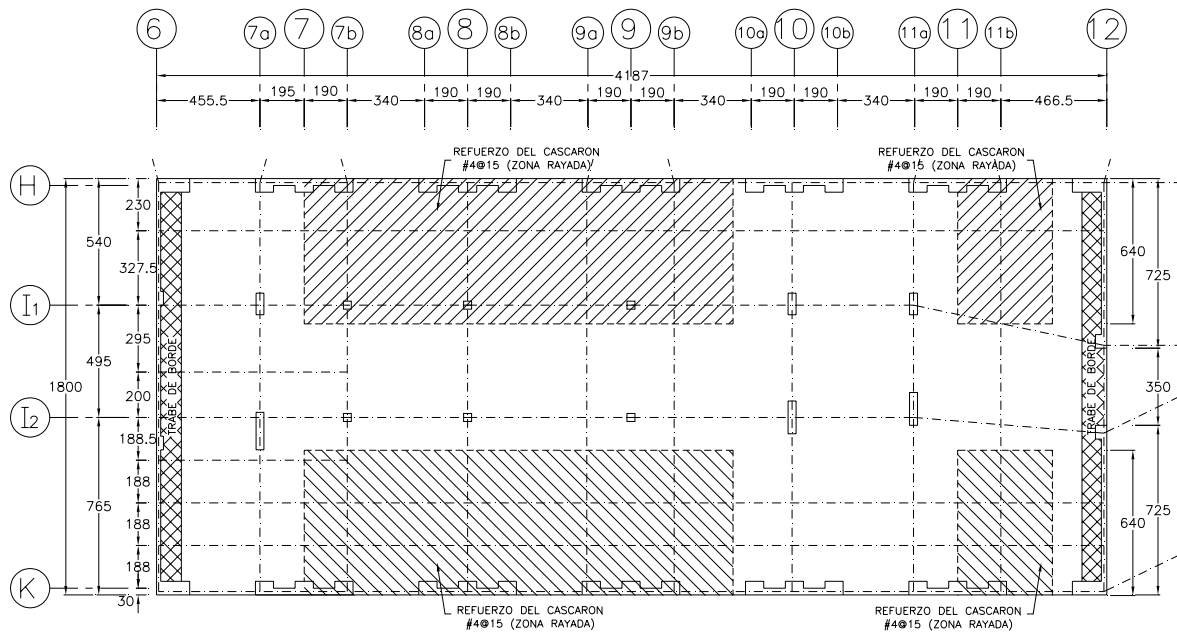
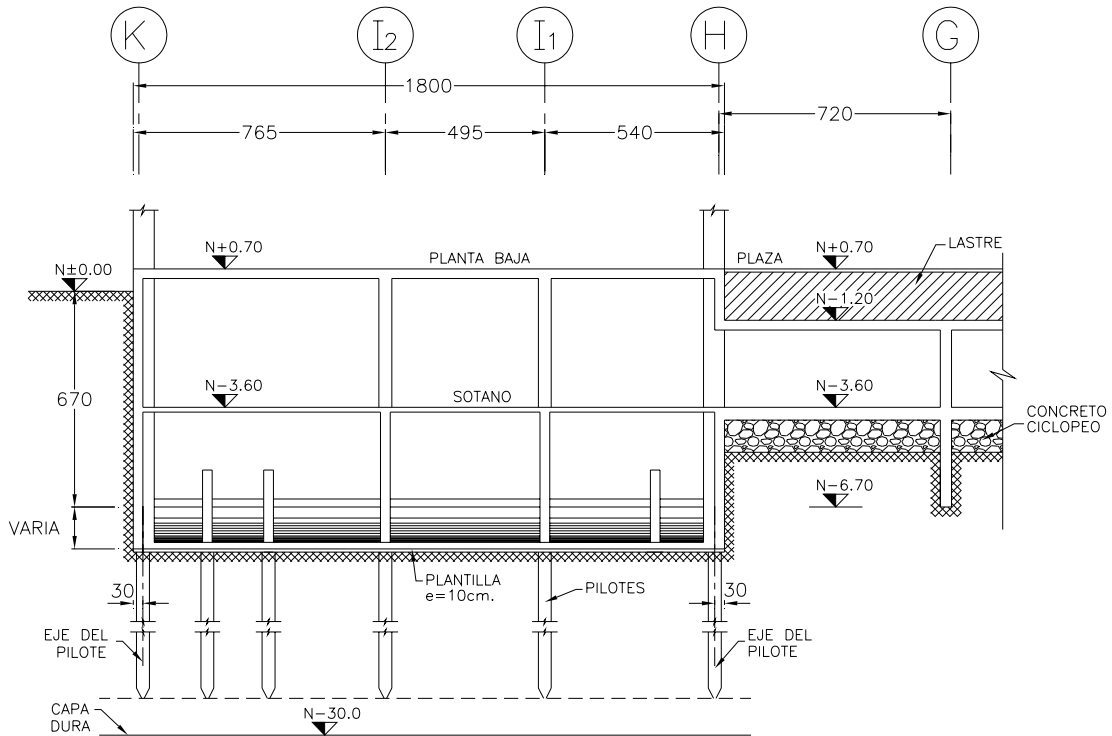


Fig 3.17 Planta de cubierta de elevadores (Torre Mayor)



Acotaciones en cm

Fig 3.18 Planta de la cimentación (contratraves) de la Torre Mayor



Acotaciones en cm

Fig 3.19 Corte transversal de la cimentación de la Torre Mayor (capa dura a N-30.0 m)

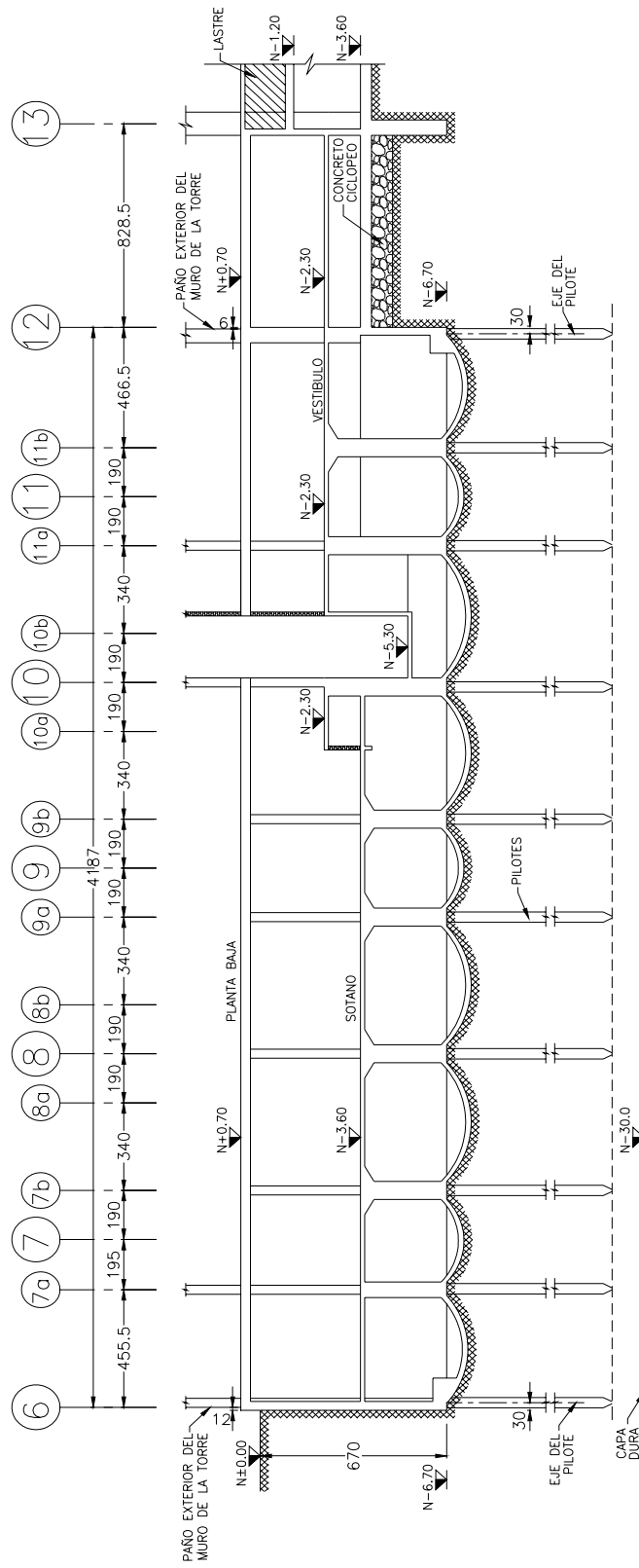
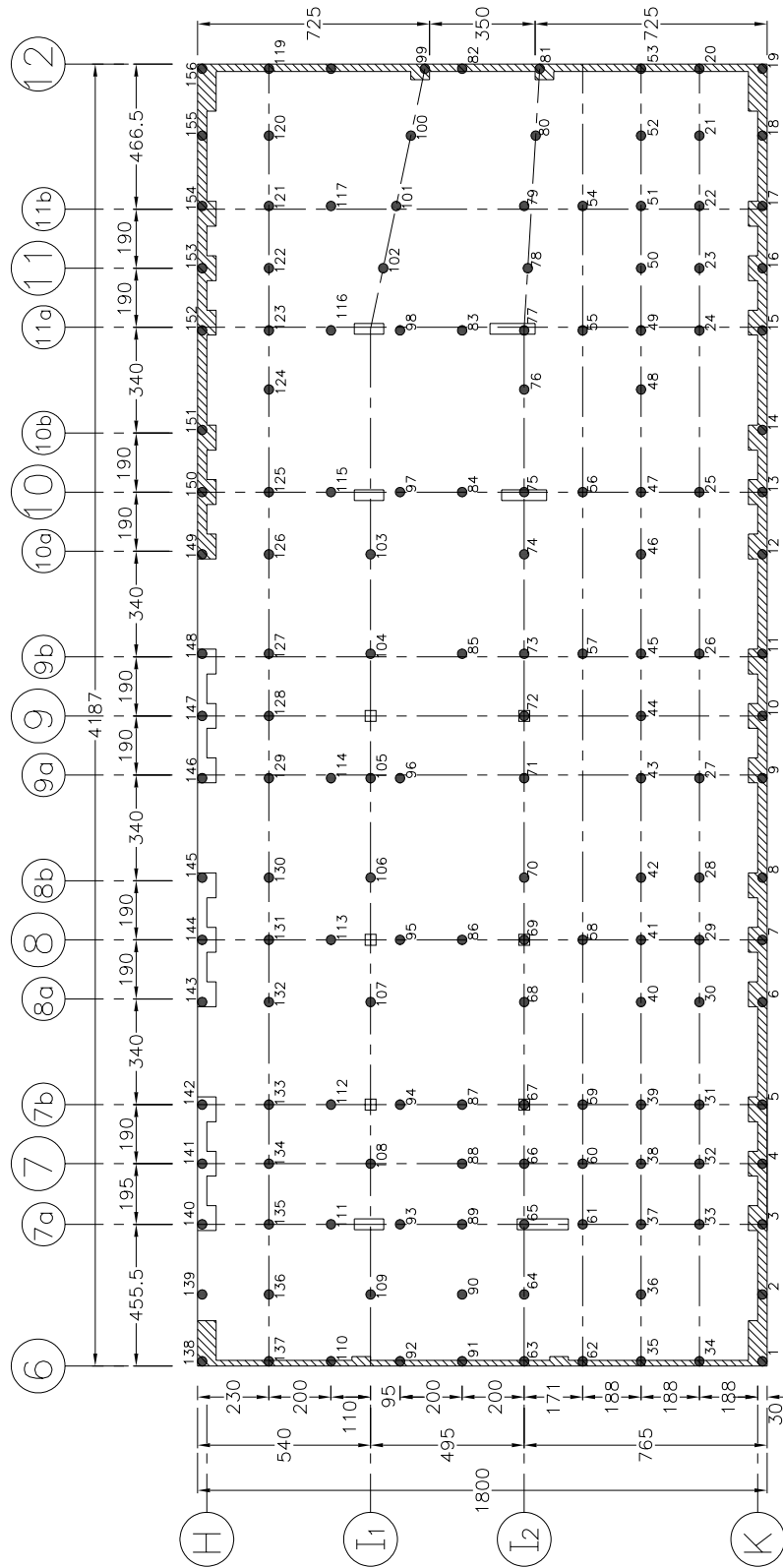


Fig 3.20 Corte longitudinal de la cimentación de la Torre Mayor (capa dura a N-30.0 m) Acotaciones en cm



Acotaciones en cm

Fig 3.21 Cimentación de la Torre Mayor (distribución de pilotes de fricción)

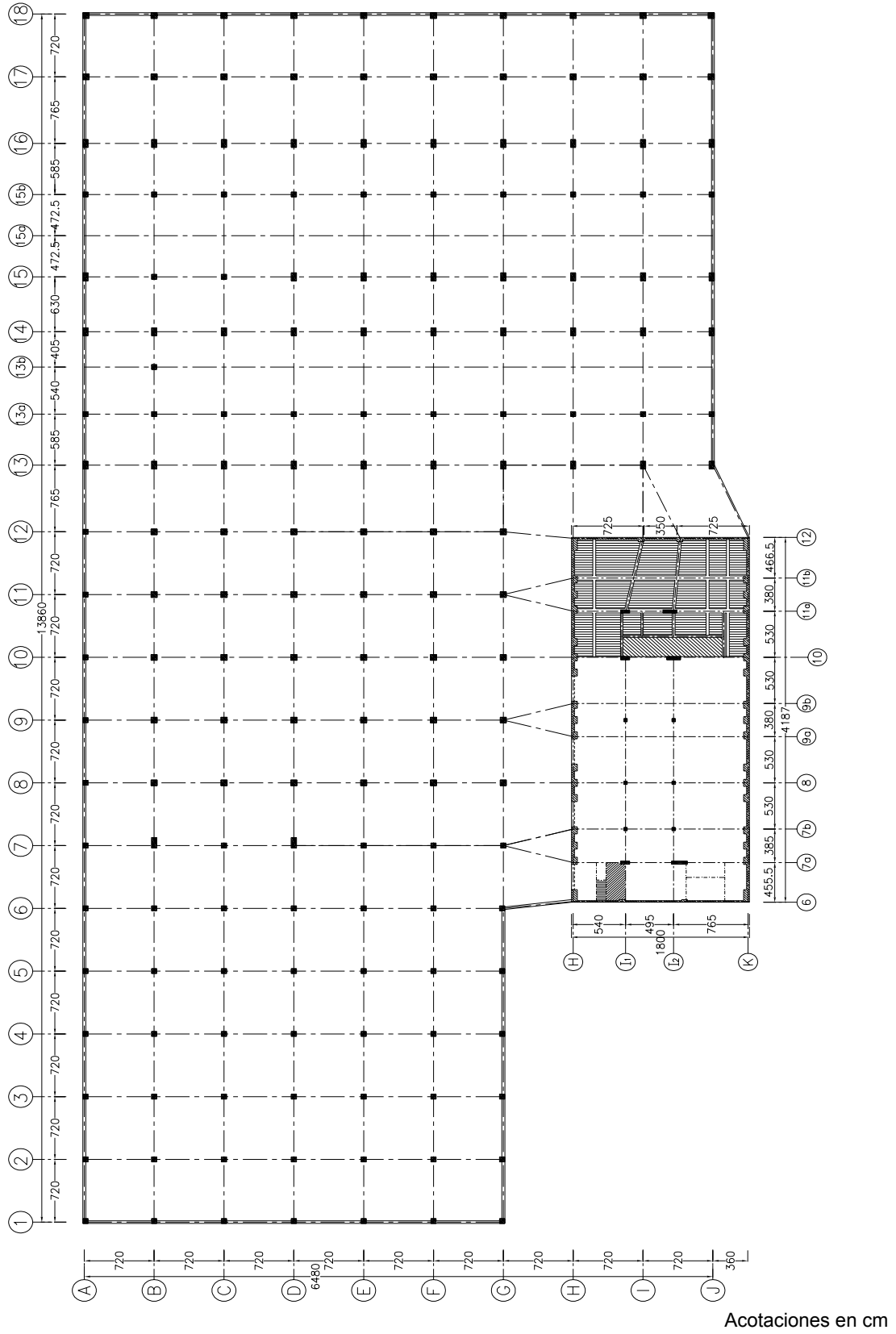
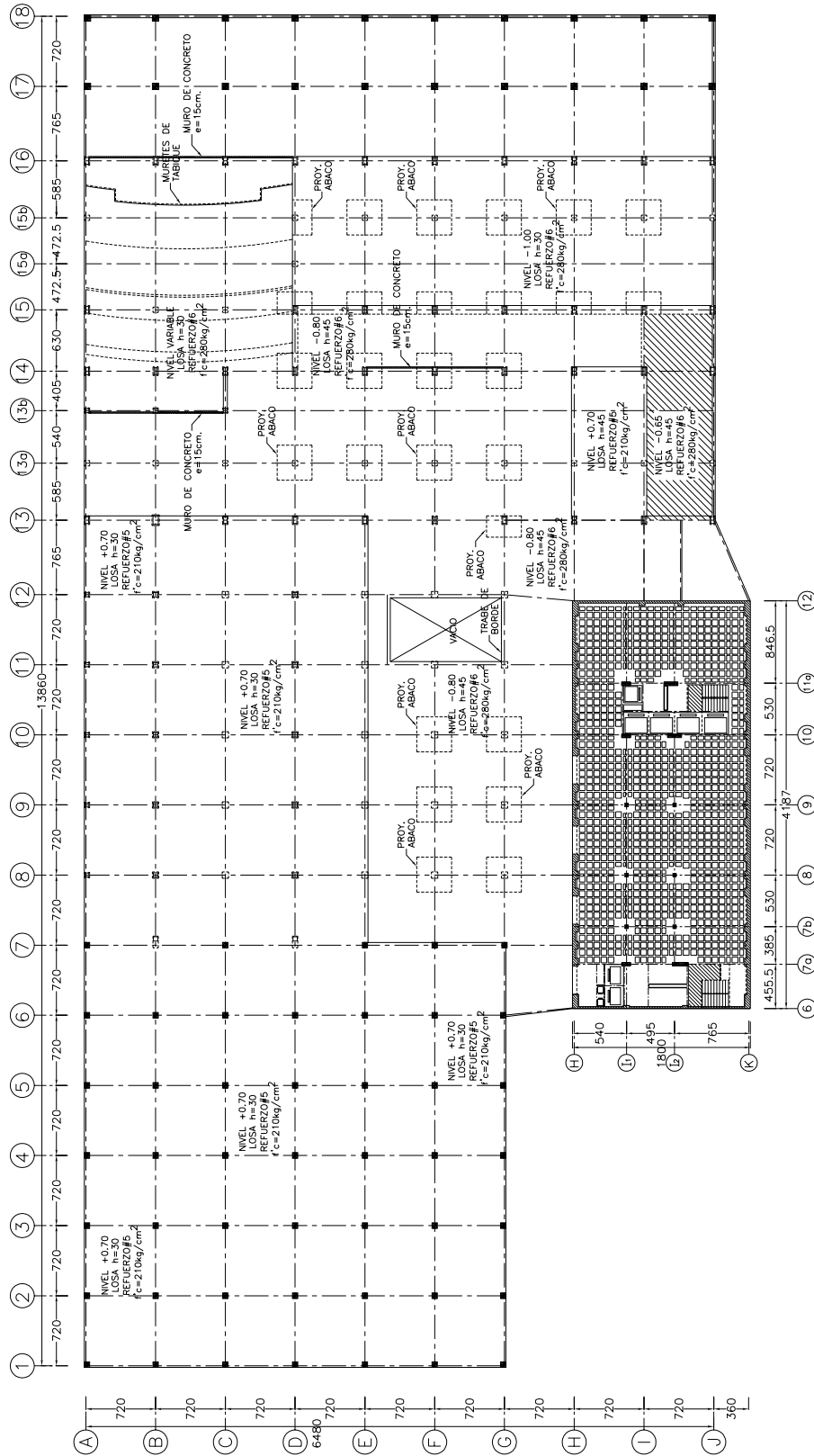
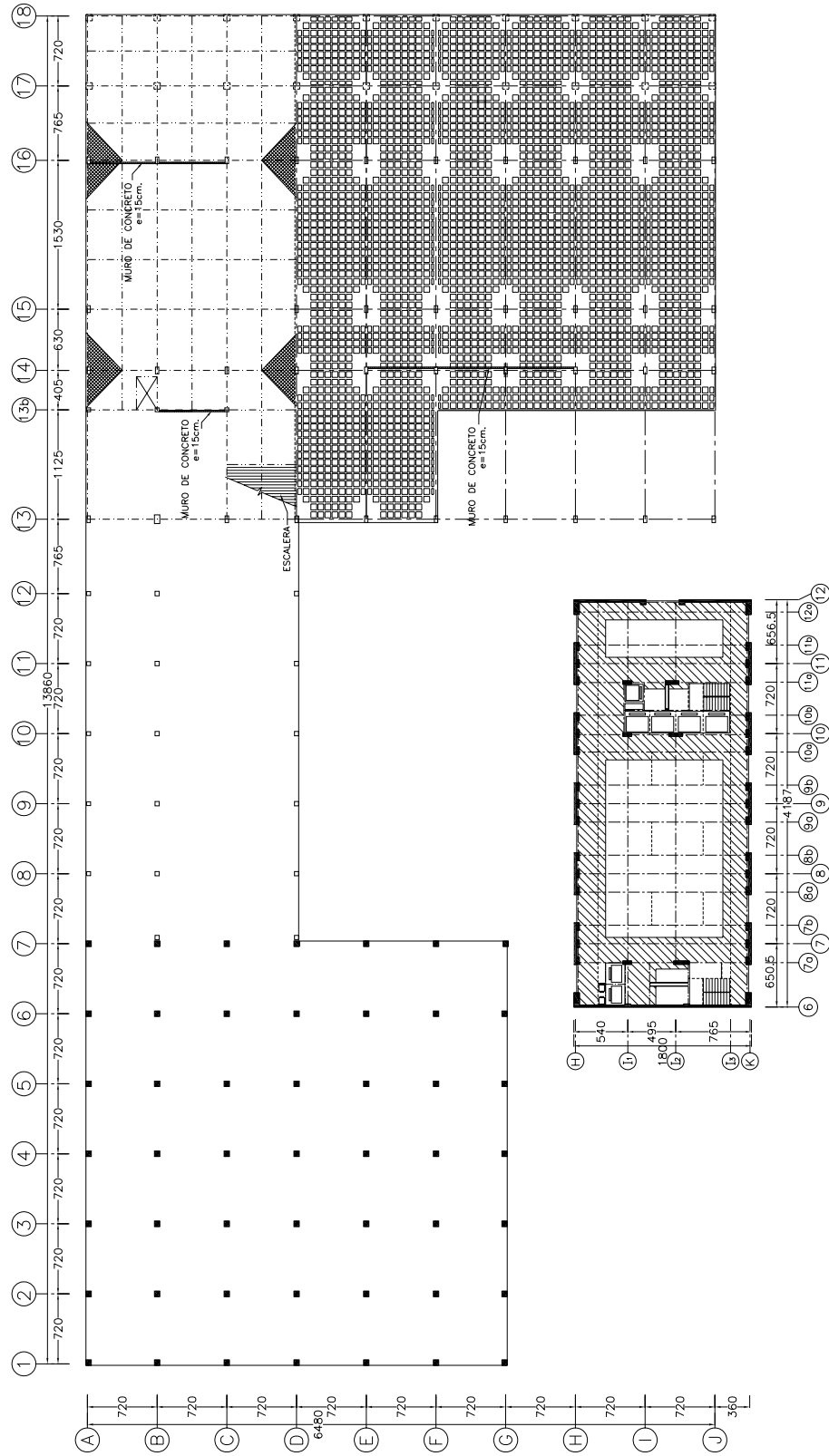


Fig 3.22 Planta de sótano del conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos



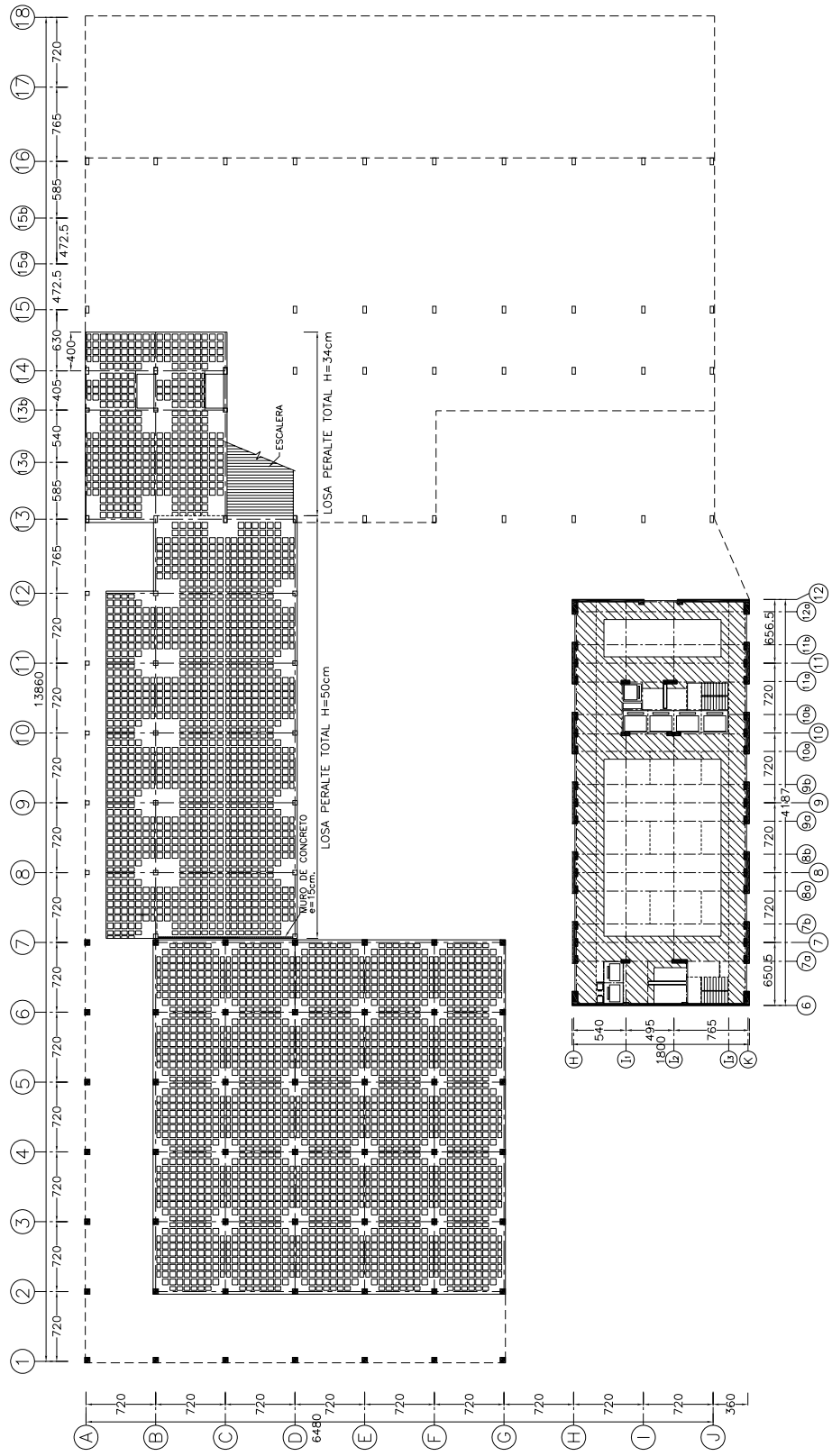
Acotaciones en cm

Fig 3.23 Planta baja del conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos



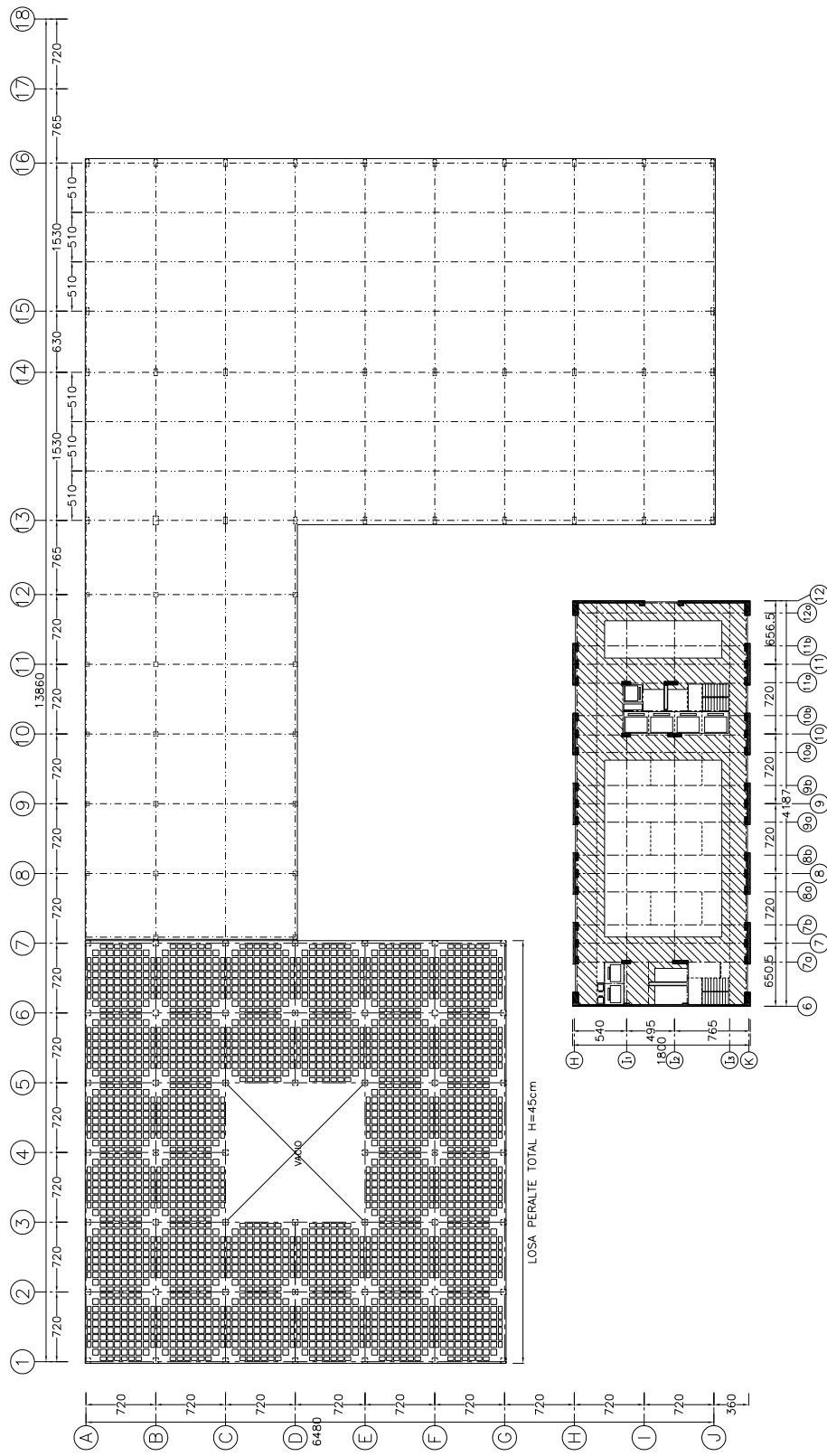
Acotaciones en cm

Fig 3.24 Planta nivel +4.23 m (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)



Acotaciones en cm

Fig 3.25 Planta nivel +6.84 m (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)



Acotaciones en cm

Fig 3.26 Planta nivel +12.39 m (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

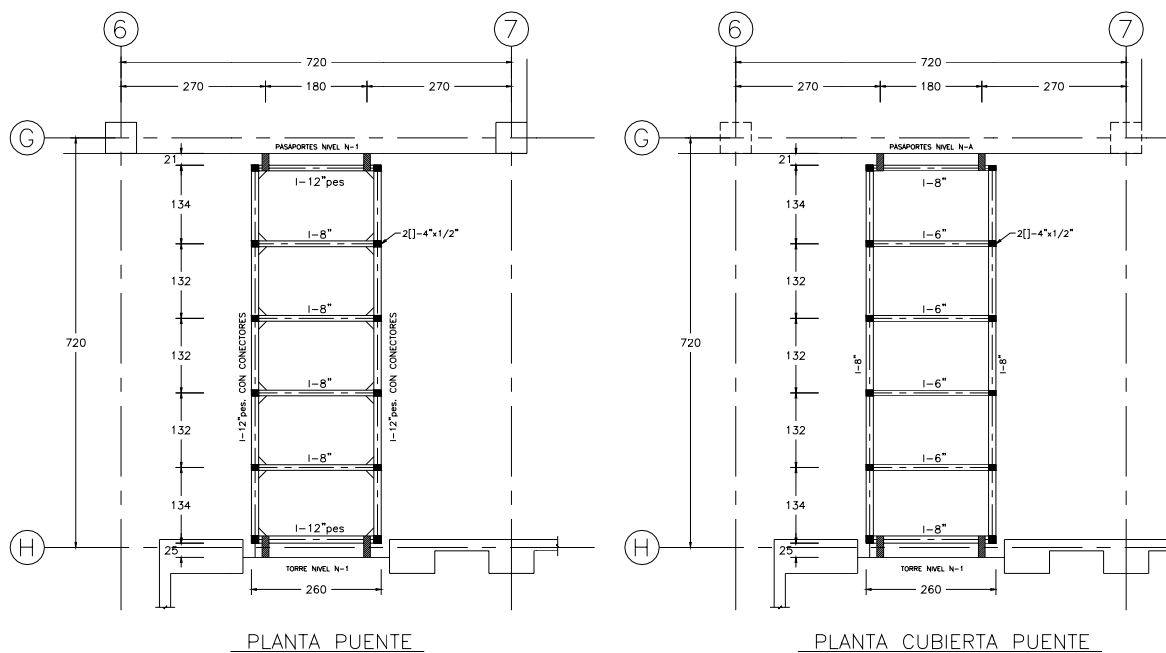
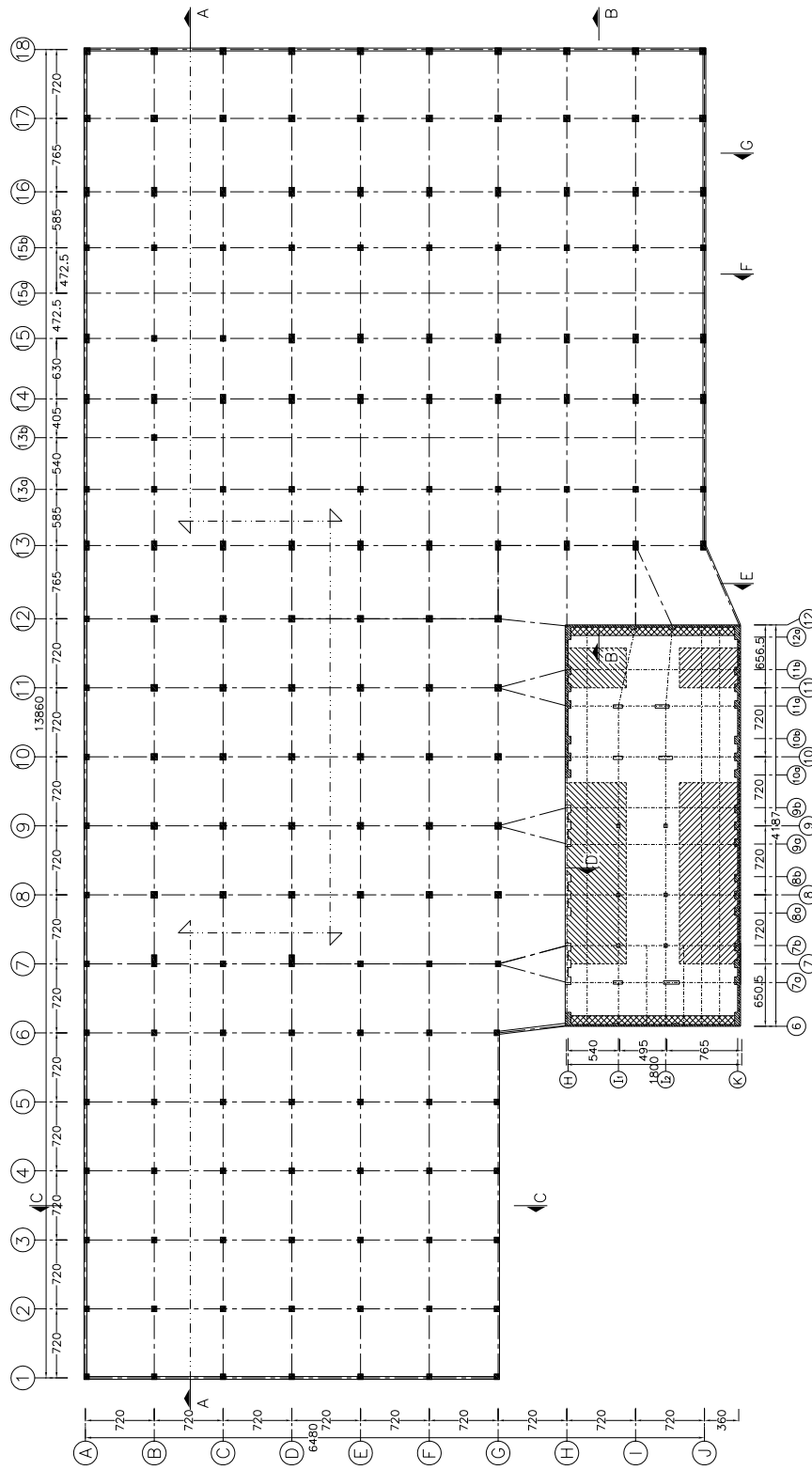


Fig 3.27 Plantas del puente de comunicación entre Torre Mayor y Cuerpos Bajos

Acotaciones en cm



Fig 3.28 Fotografía del puente de comunicación entre Torre Mayor y Cuerpos Bajos (falló en los sismos de 1985)



Acotaciones en cm

Fig 3.29 Planta de cimentación (retícula de contratrabes) de la Torre Mayor-Cuerpos Bajos

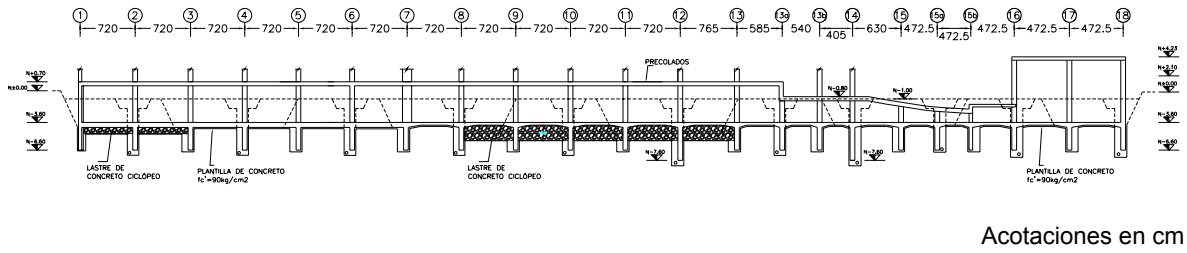


Fig 3.30a Corte A-A de la cimentación de los Cuerpos Bajos

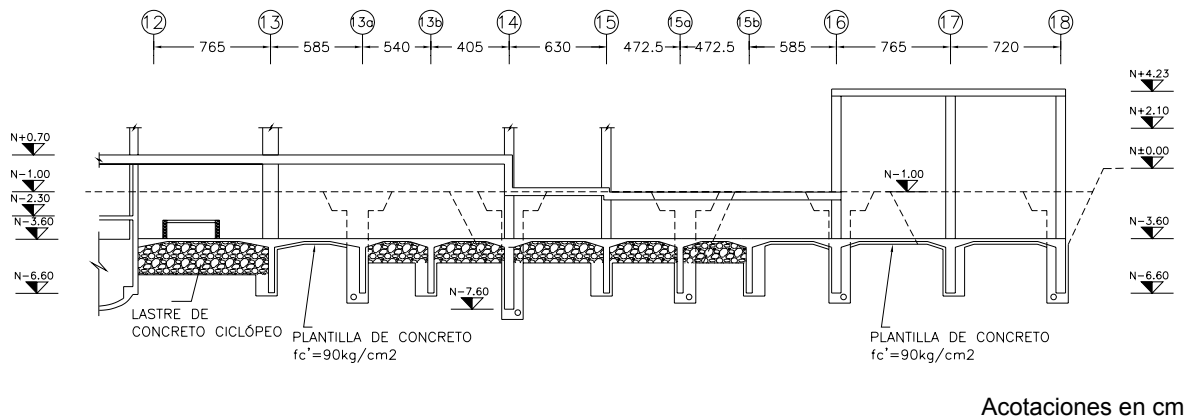


Fig 3.30b Corte B-B de la cimentación de los Cuerpos Bajos

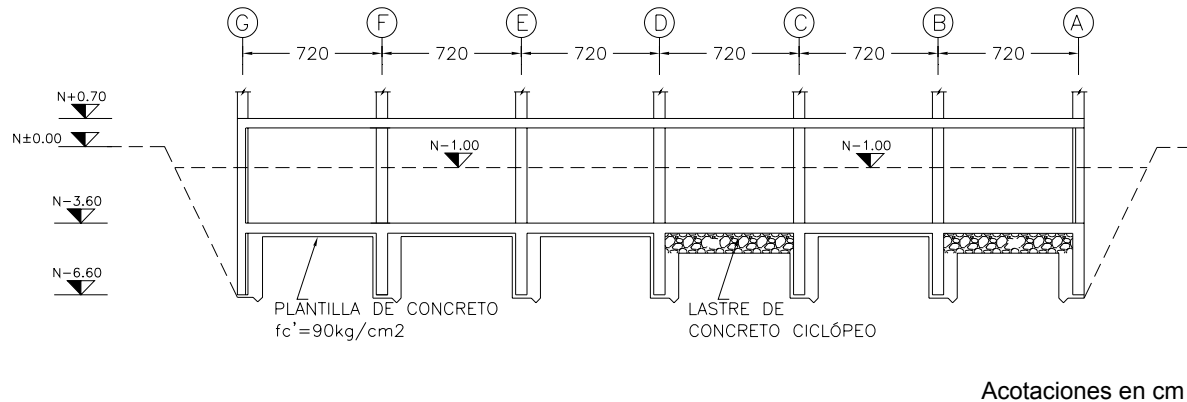
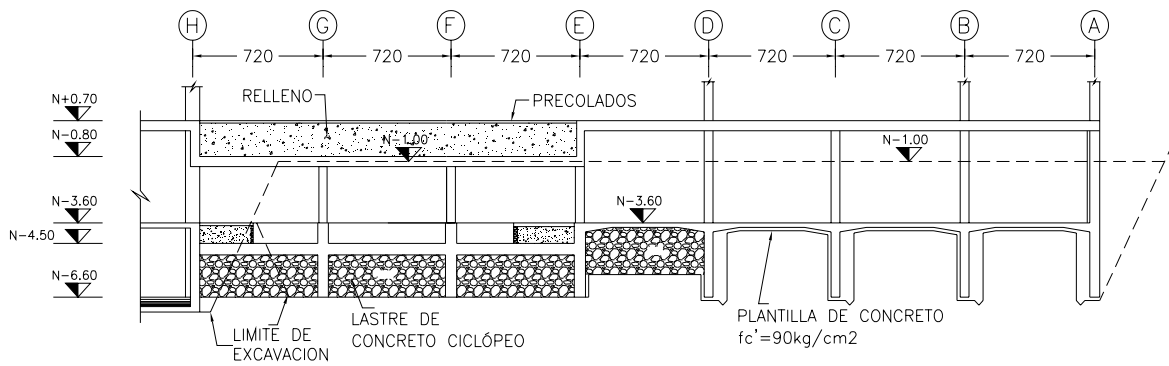
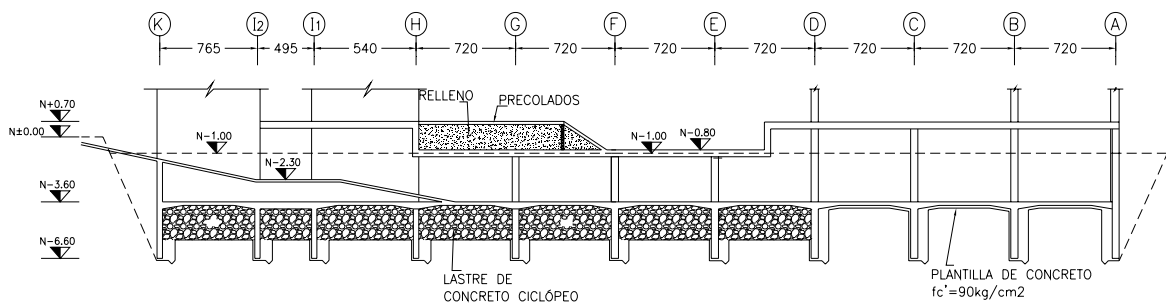


Fig 3.30c Corte C-C de la cimentación de los Cuerpos Bajos



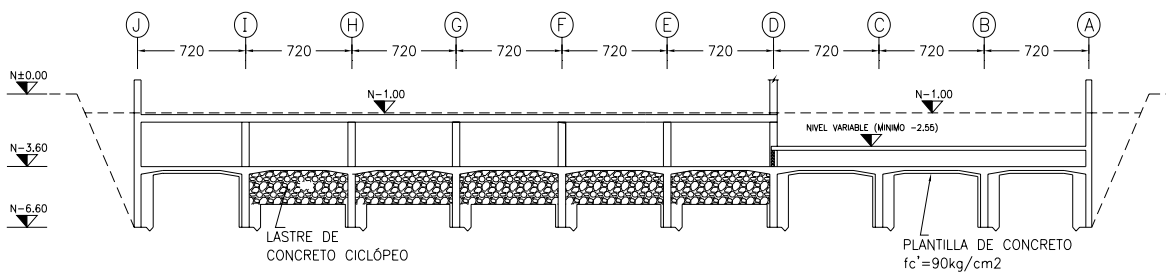
Acotaciones en cm

Fig 3.30d Corte D-D de la cimentación de los Cuerpos Bajos



Acotaciones en cm

Fig 3.30e Corte E-E de la cimentación de los Cuerpos Bajos



Acotaciones en cm

Fig 3.30f Corte F-F de la cimentación de los Cuerpos Bajos

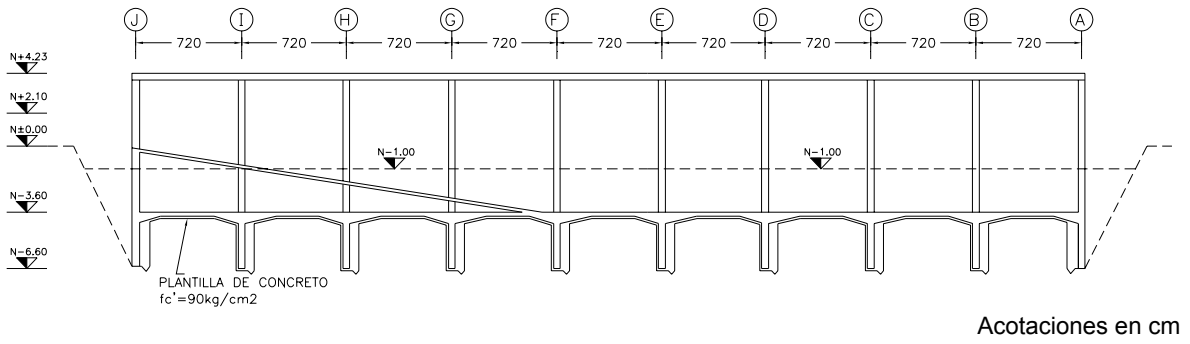


Fig 3.30g Corte G-G de la cimentación de los Cuerpos Bajos

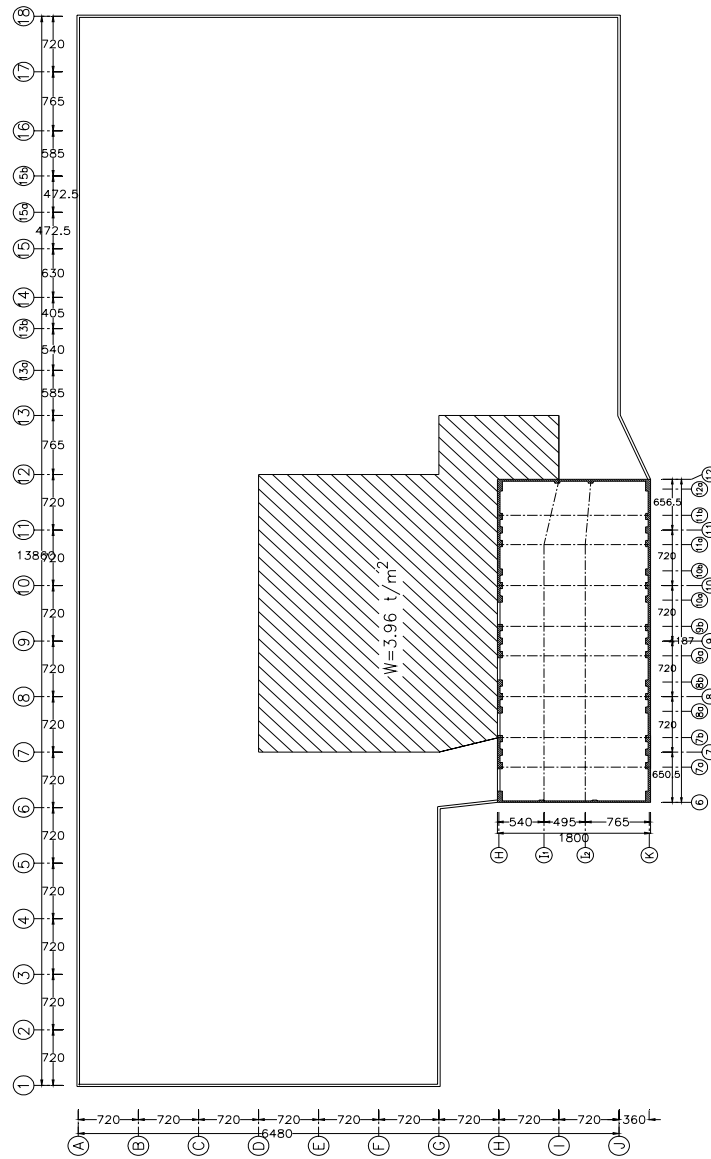
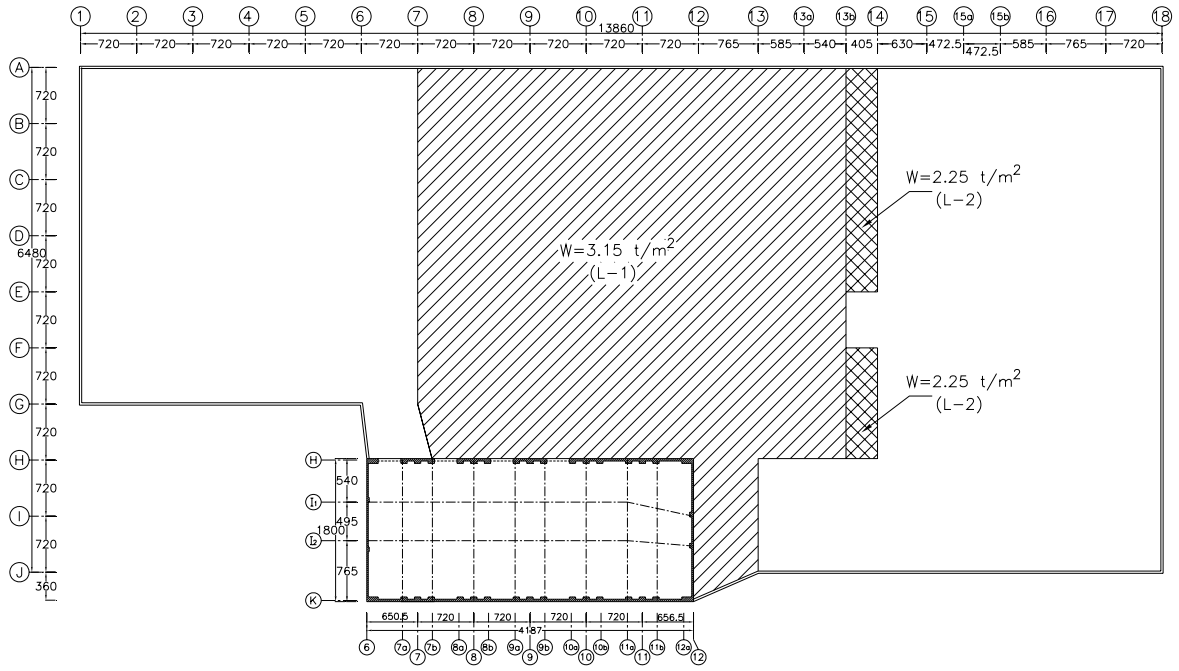
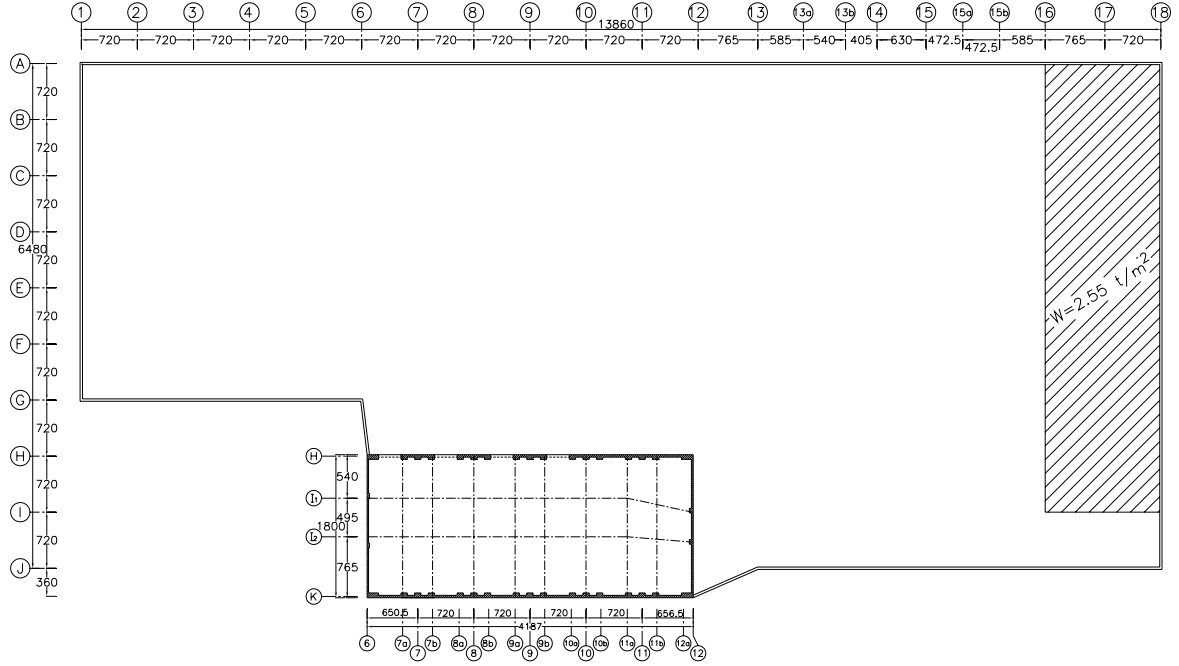


Fig 3.31 Localización del lastre en la planta del nivel CIM (N -3.60 m)



Acotaciones en cm

Fig 3.32 Localización del lastre en la planta nivel SOT2 (N -0.80 m)



Acotaciones en cm

Fig 3.33 Localización del lastre en la planta nivel PB (N +2.10 m)

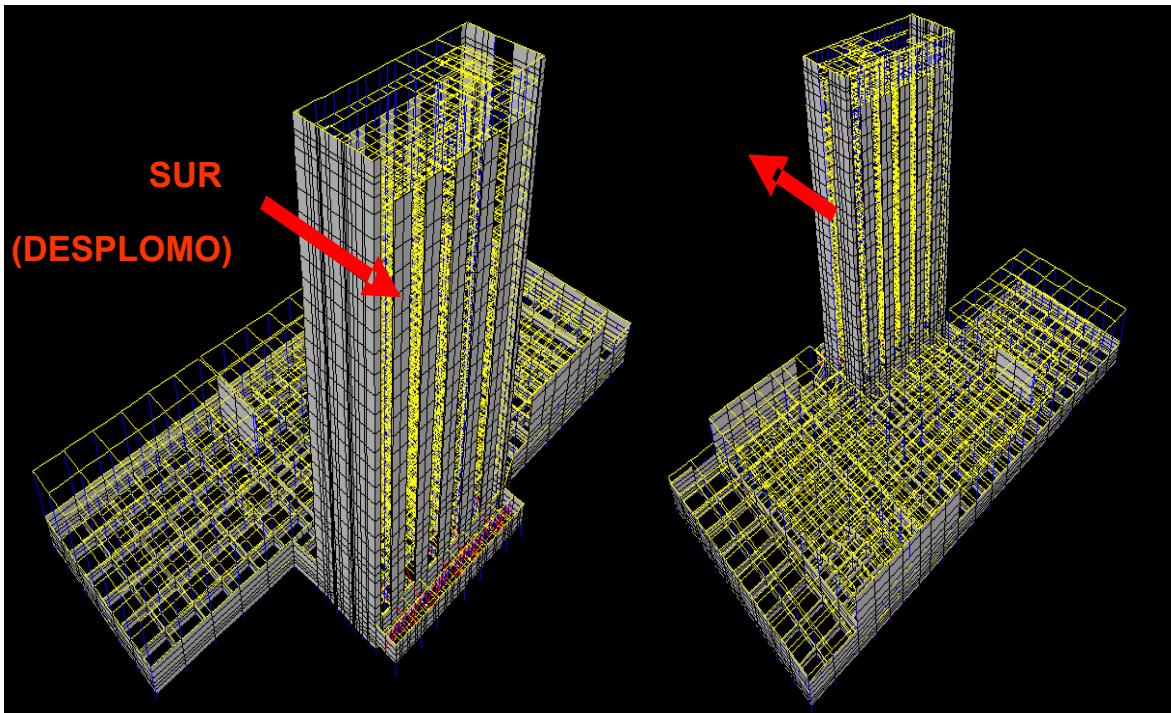


Fig 3.34 Desplome de la Torre Mayor hacia el lado Suroeste

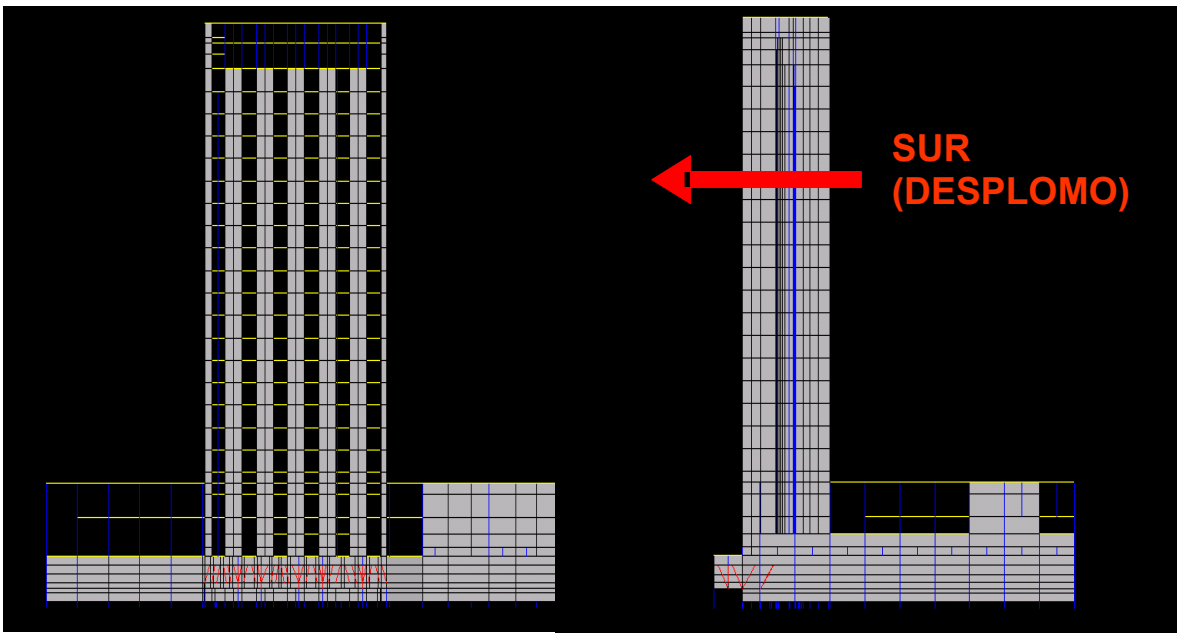


Fig 3.35 Desplome de la Torre Mayor hacia el lado Suroeste

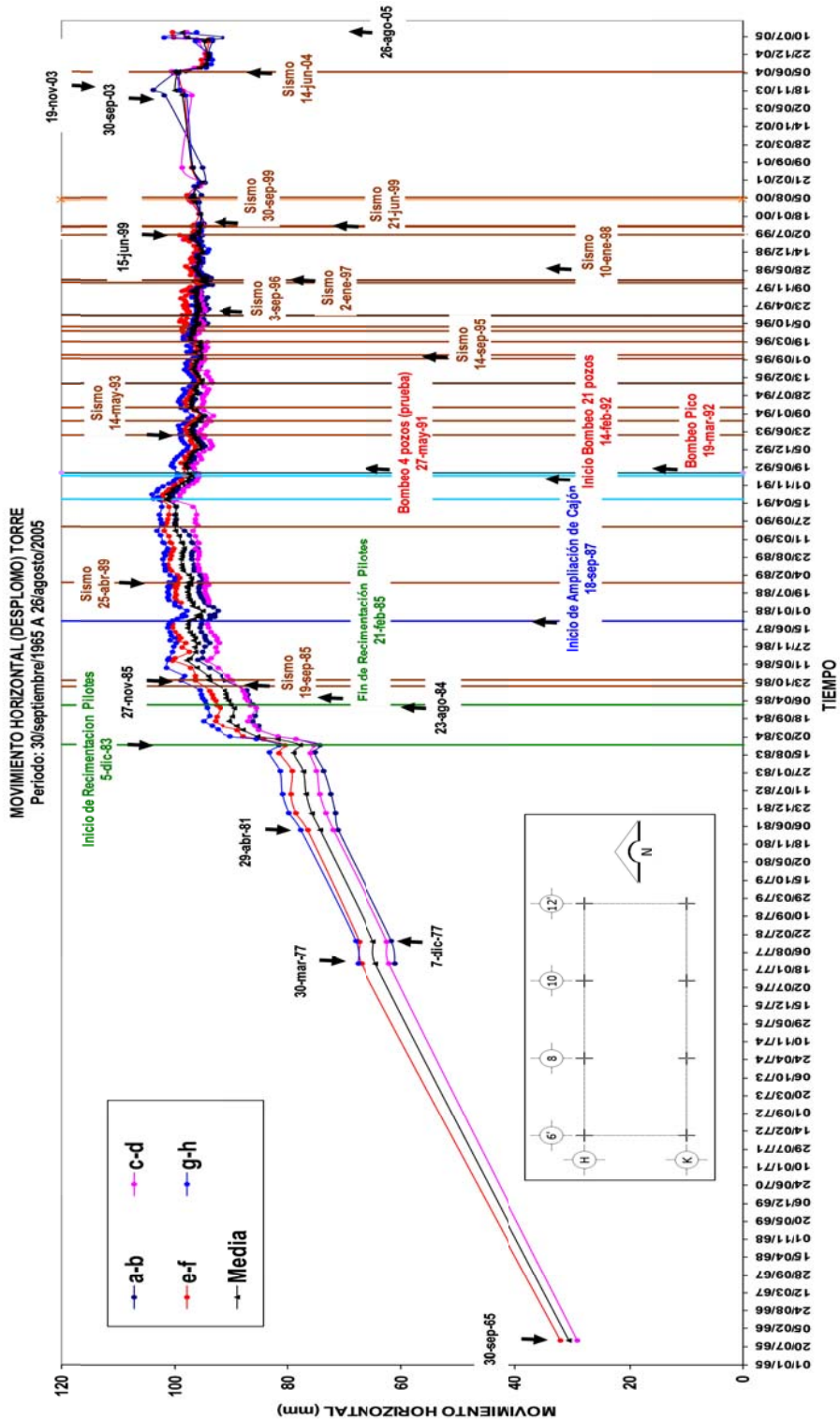


Fig 3.36 Historia de desplomos de la Torre Mayor, de septiembre de 1965 a agosto de 2005

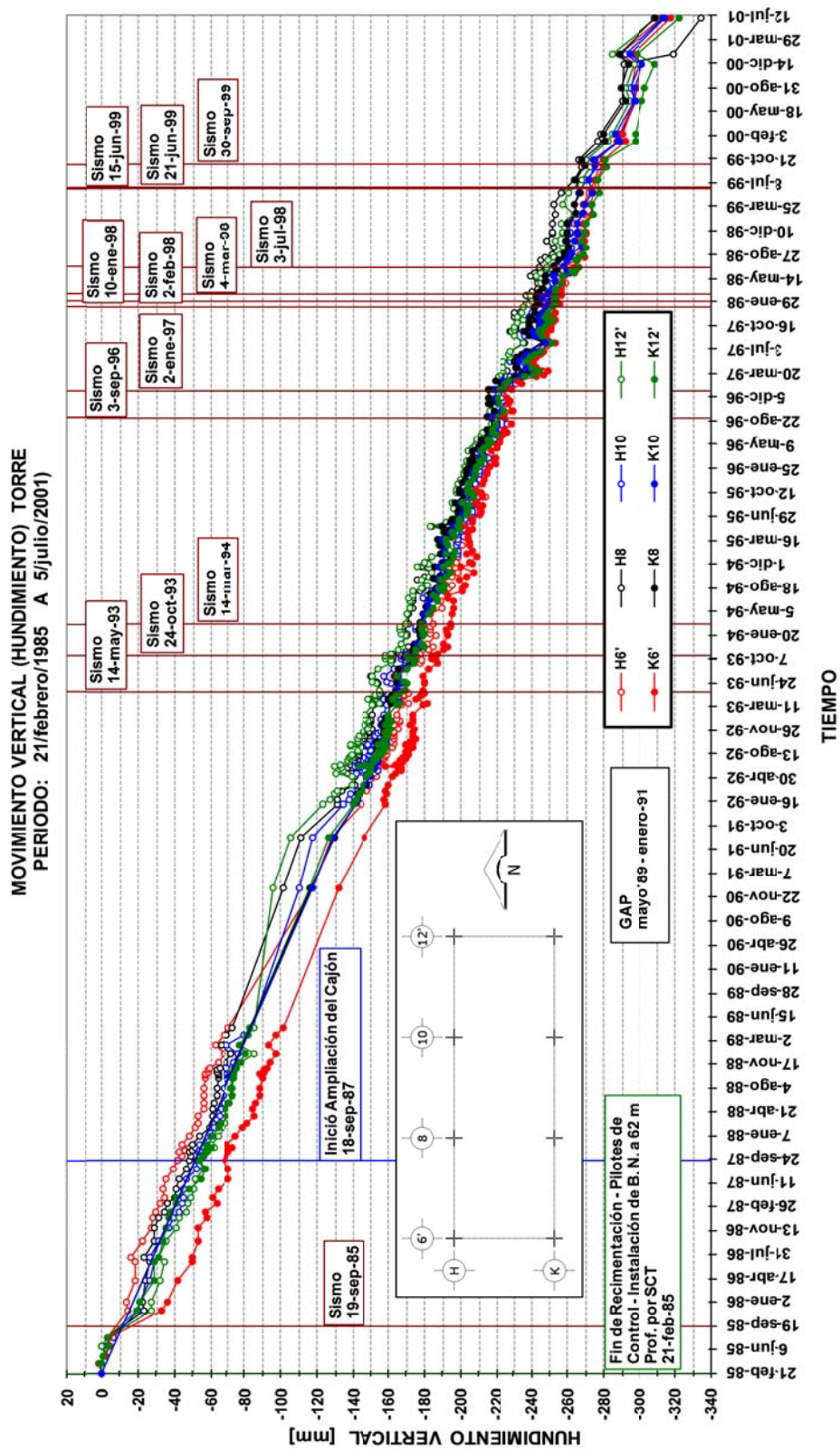


Fig 3.37 Historia de movimientos verticales de la Torre Mayor, de febrero de 1985 a julio de 2001

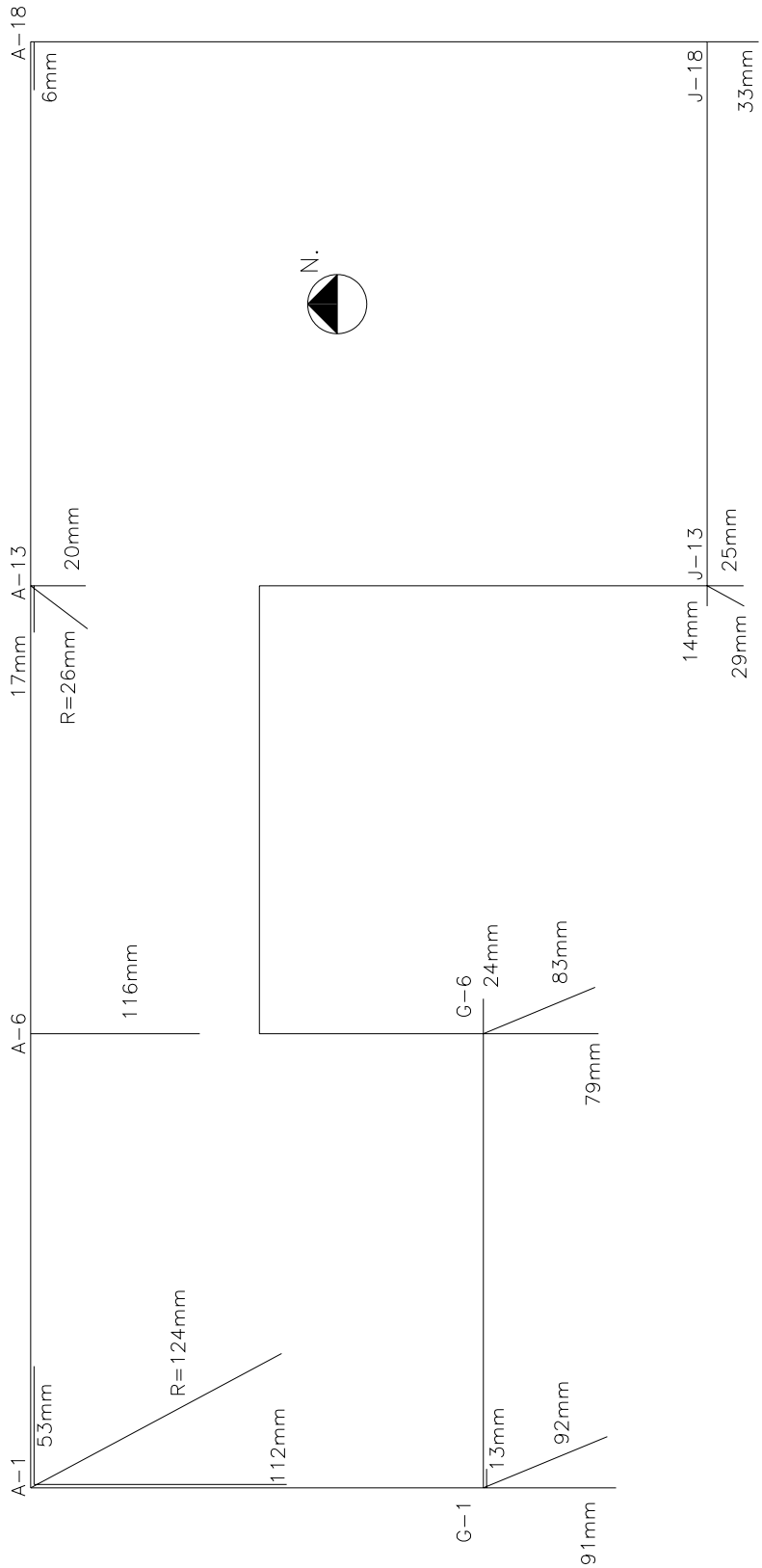
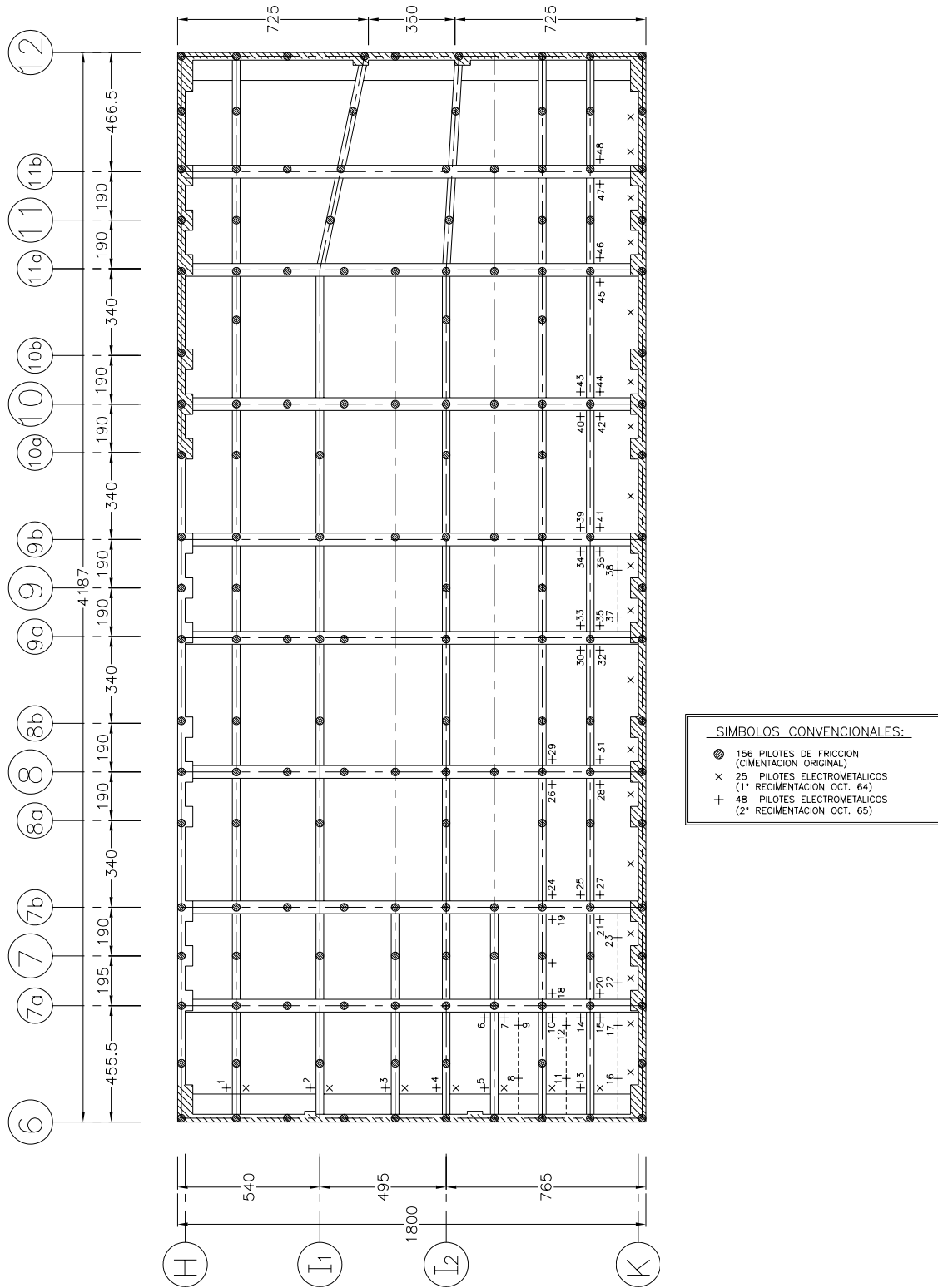
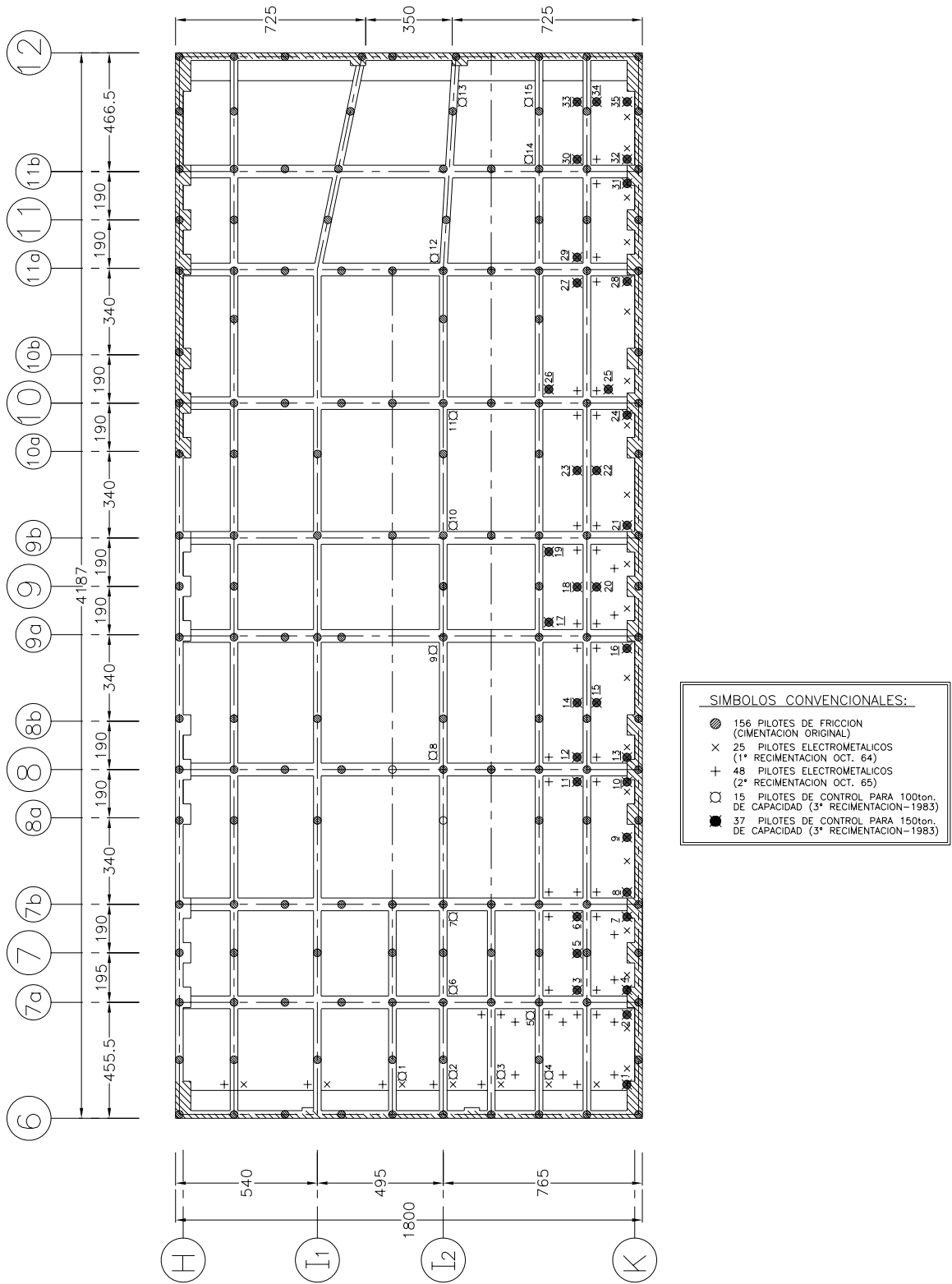


Fig 3.38 Medición de desplomos en los Cuerpos Bajos (19/febrero/1992)



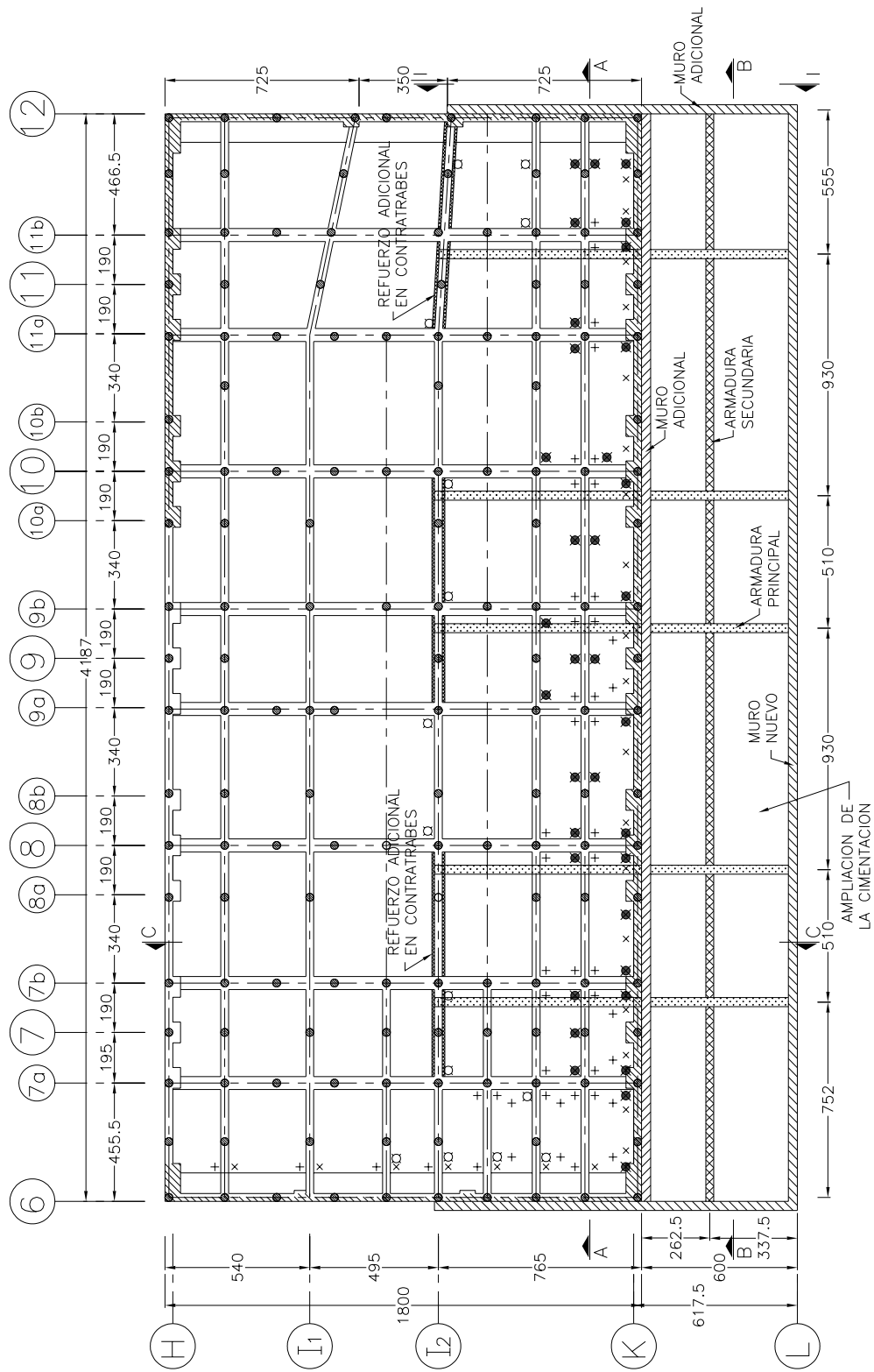
Acotaciones en cm

Fig 3.39 Planta de localización de pilotes electrometálicos en la Torre Mayor (1ª y 2ª recimentación)



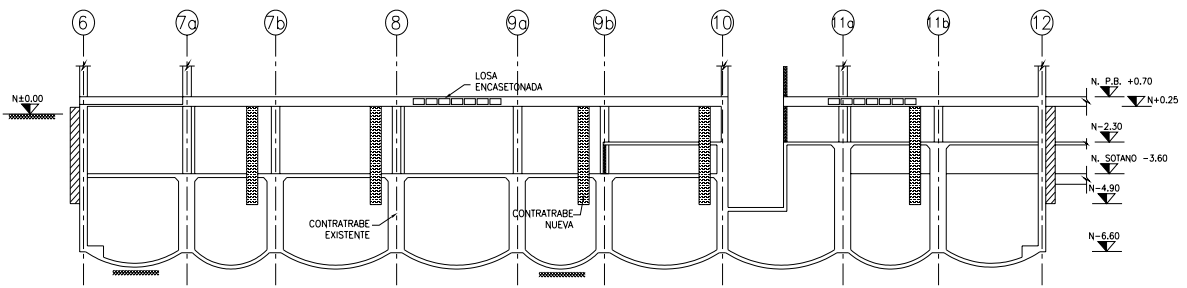
Acotaciones en cm

Fig 3.40 Planta de localización de pilotes de control en la Torre Mayor (3ª recimentación)



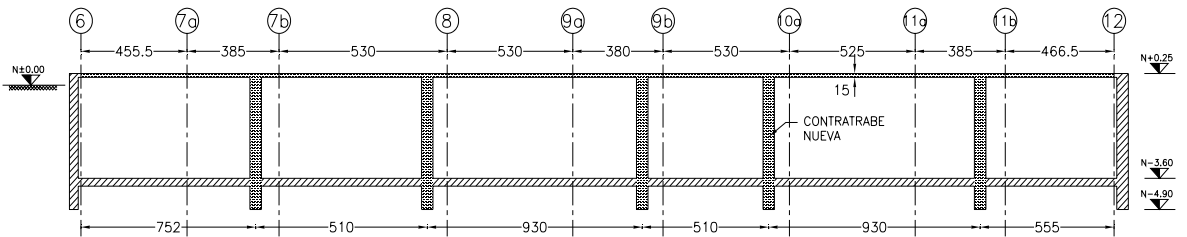
Acotaciones en cm

Fig 3.41 Planta de la ampliación del cajón de cimentación en la Torre Mayor (1987)



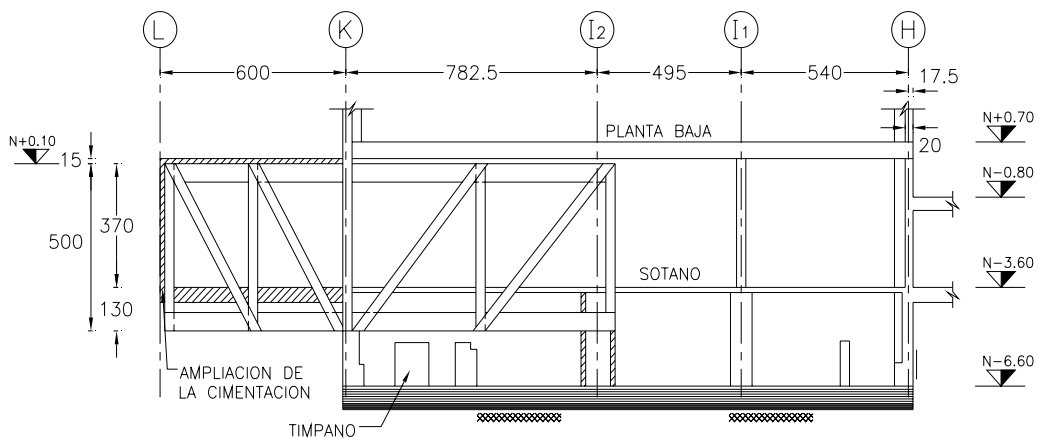
Acotaciones en cm

Fig 3.42a Corte A-A de la ampliación del cajón de cimentación en la Torre Mayor



Acotaciones en cm

Fig 3.42b Corte B-B de la ampliación del cajón de cimentación en la Torre Mayor



Acotaciones en cm

Fig 3.42c Corte C-C de la ampliación del cajón de cimentación en la Torre Mayor

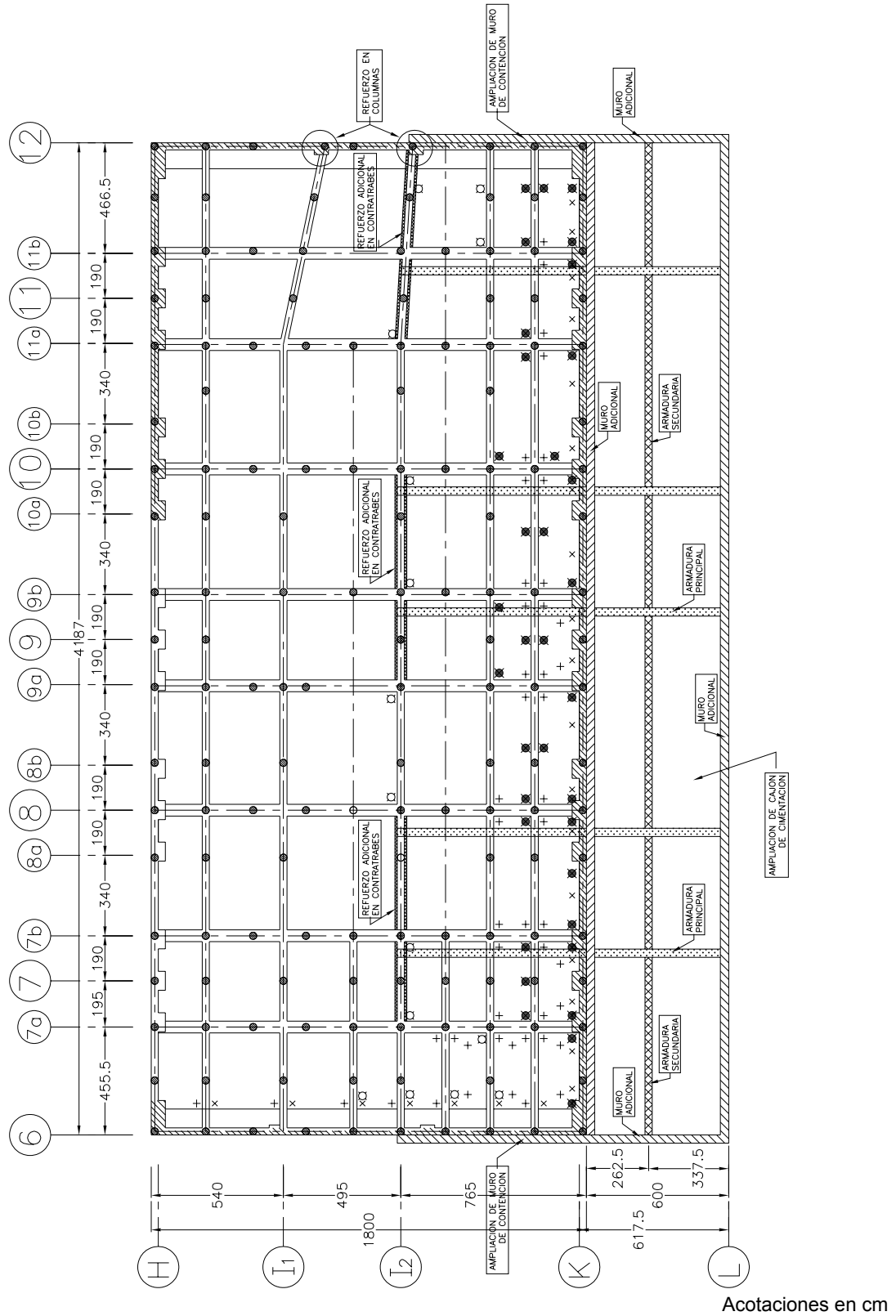
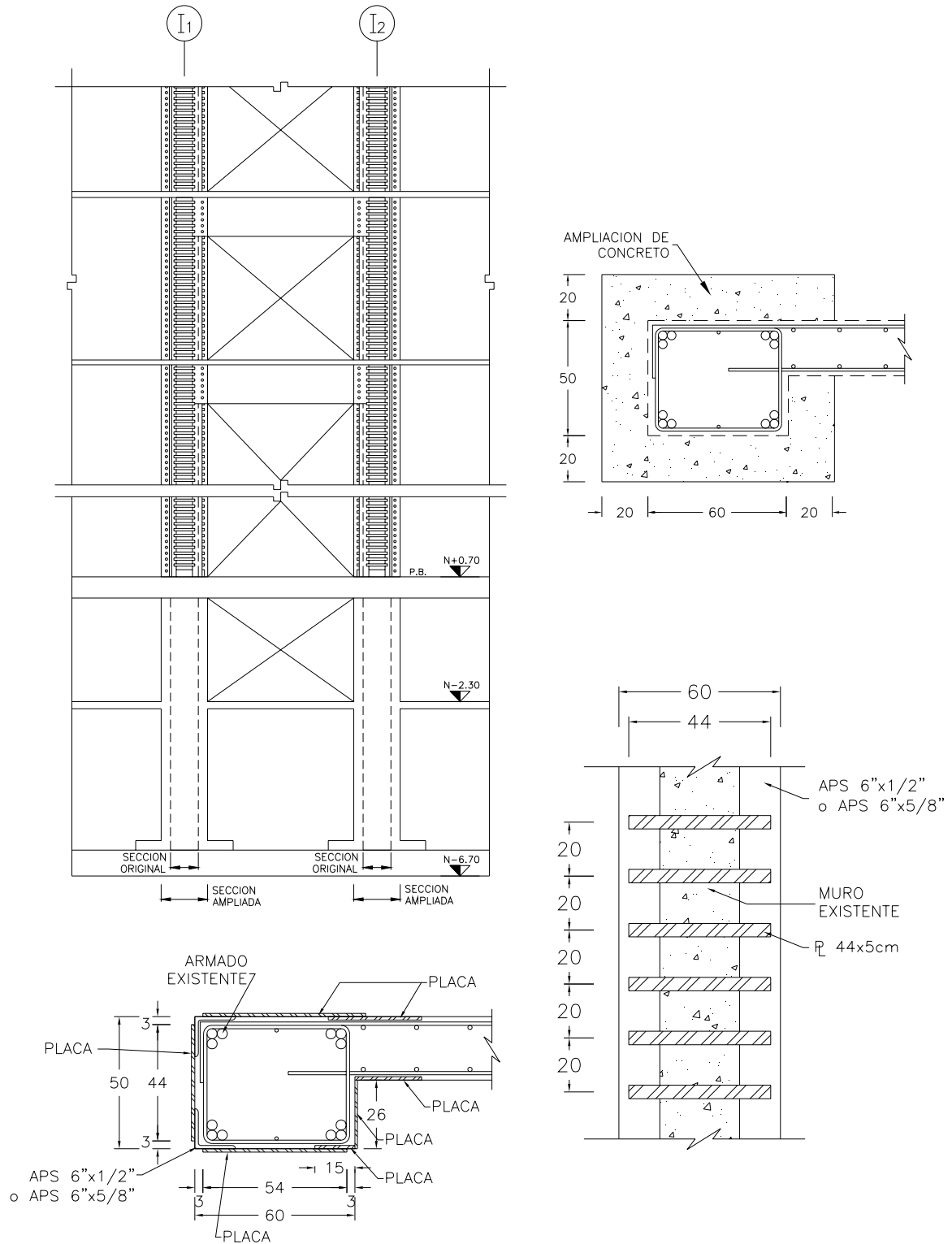
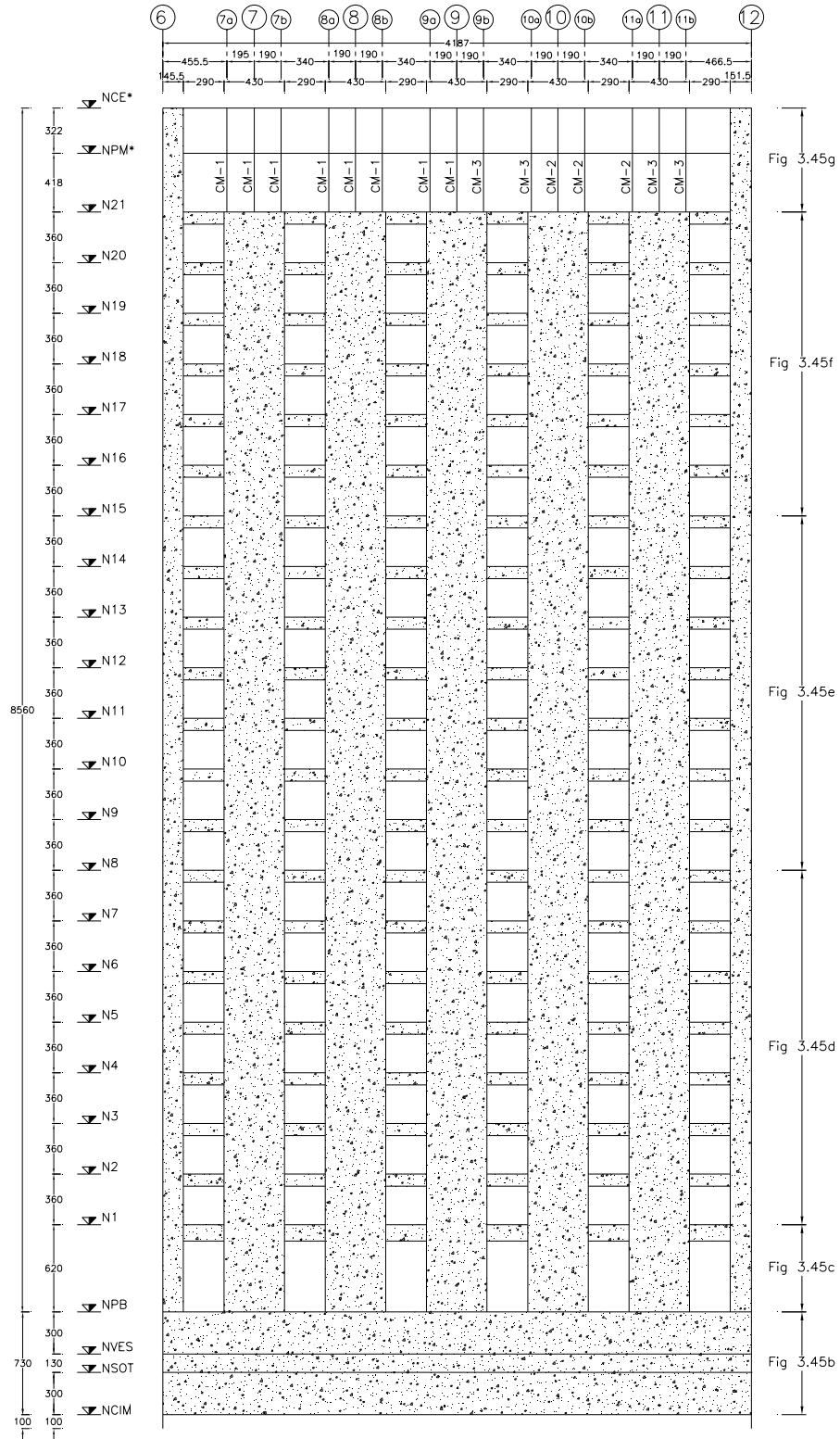


Fig 3.43 Planta de la ampliación del cajón de cimentación y refuerzos de la Torre Mayor (4ª recimentación, 1987)



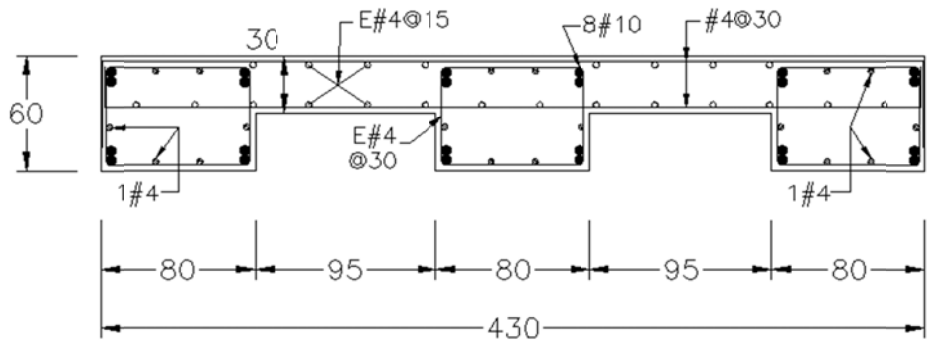
Acotaciones en cm

Fig 3.44 Refuerzo en columnas del marco del eje "12" de la Torre Mayor (1987)



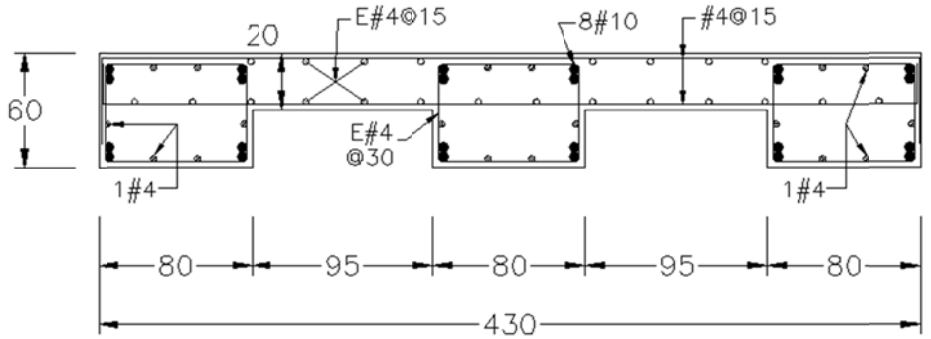
Acotaciones en cm

Fig 3.45a Distribución de secciones transversales de los muros, ejes “H” y “K” de la Torre Mayor



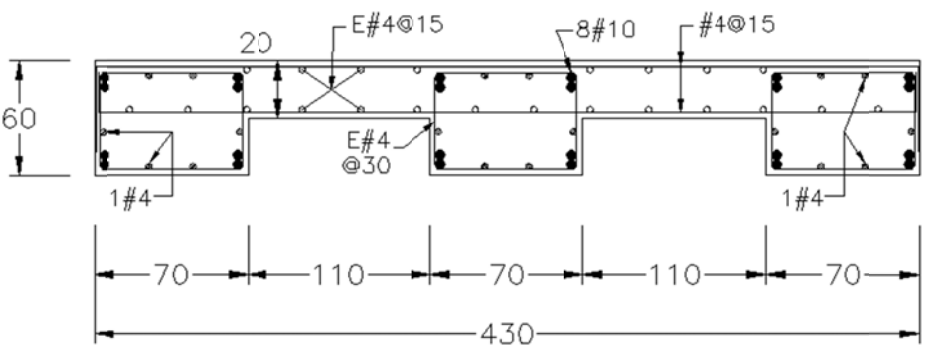
Acotaciones en cm

Fig 3.45b Sección transversal de los muros tipo, ejes “H” y “K” (CIM-NPB)



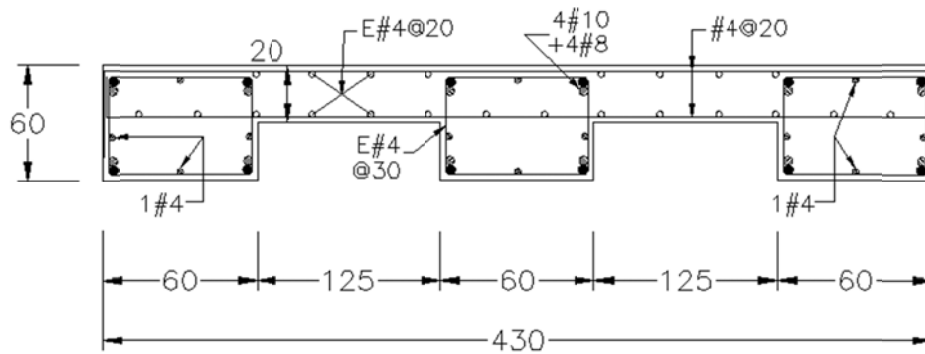
Acotaciones en cm

Fig 3.45c Sección transversal de los muros tipo, ejes “H” y “K” (N1)



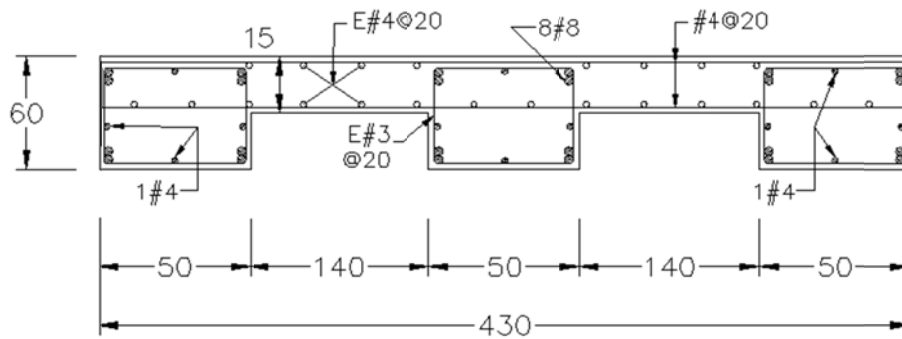
Acotaciones en cm

Fig 3.45d Sección transversal de los muros tipo, ejes “H” y “K” (N2-N8)



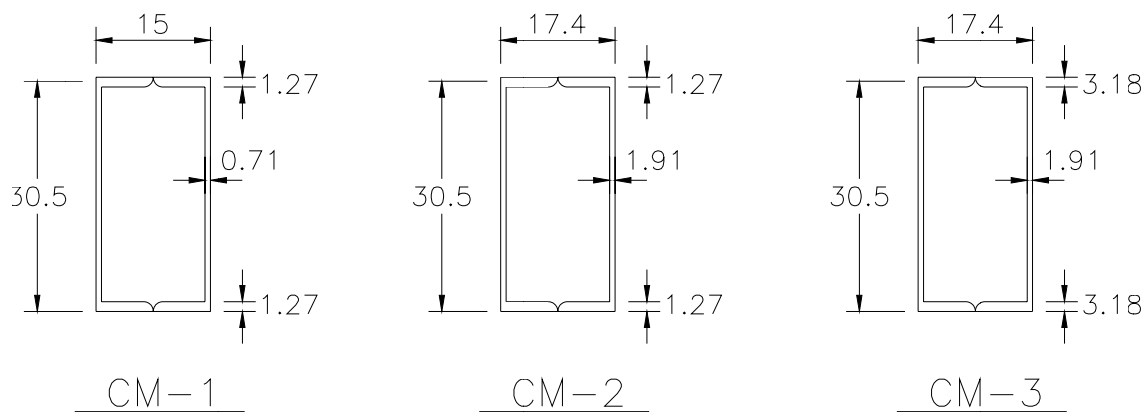
Acotaciones en cm

Fig 3.45e Sección transversal de los muros tipo, ejes “H” y “K” (N9-N15)



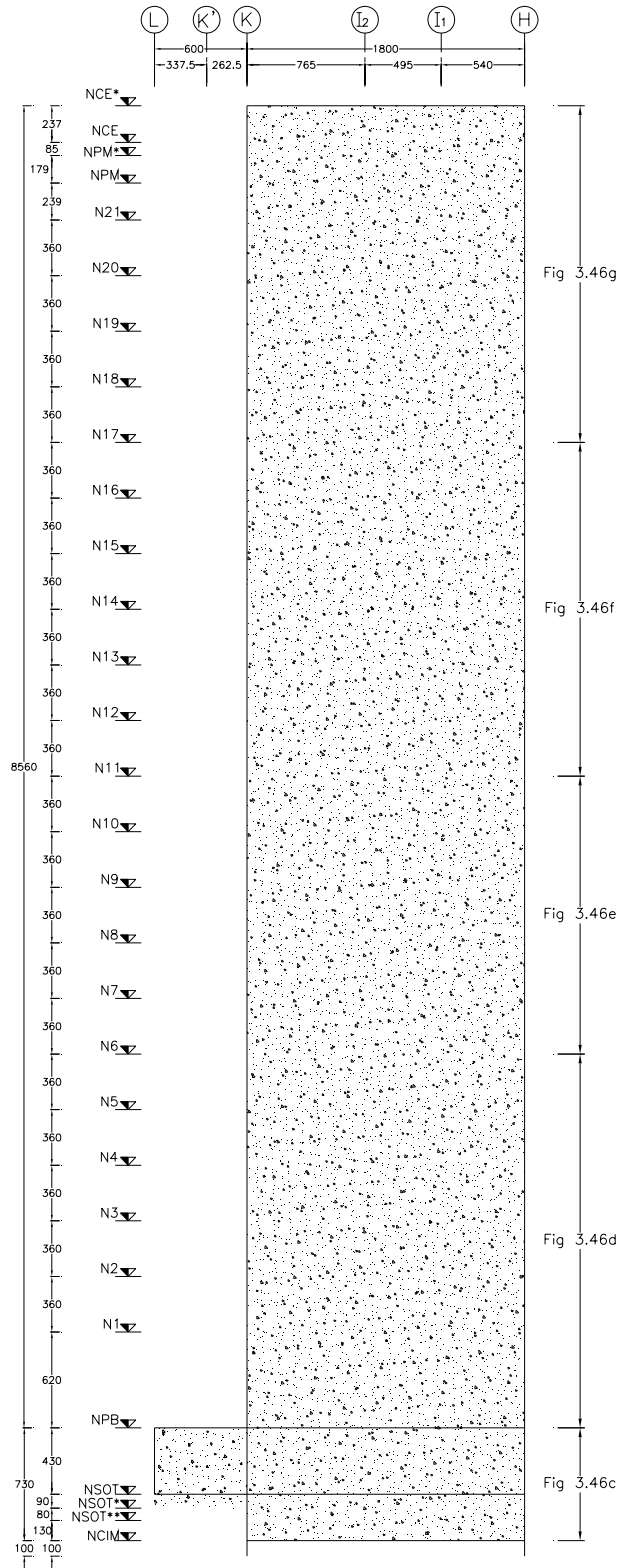
Acotaciones en cm

Fig 3.45f Sección transversal de los muros tipo, ejes “H” y “K” (N16-N21)



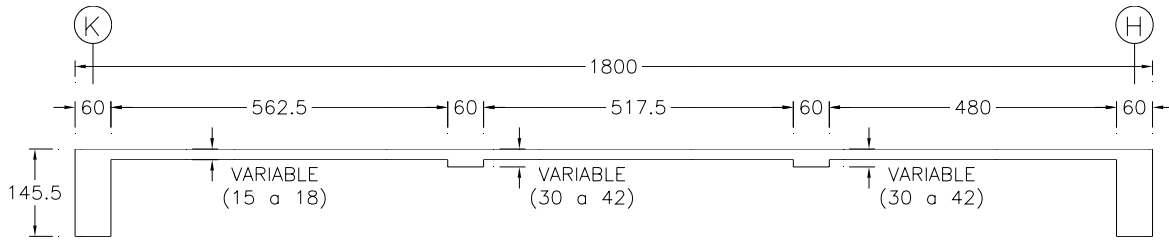
Acotaciones en cm

Fig 3.45g Sección transversal de las columnas tipo, ejes “H” y “K” (NPM*-NCE*)



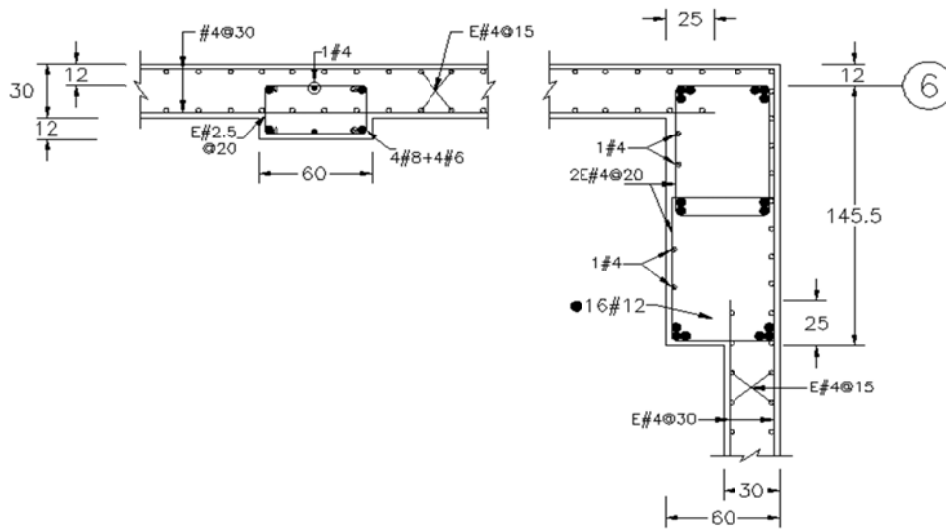
Acotaciones en cm

Fig 3.46a Distribución de secciones transversales de los muros, eje "6" de la Torre Mayor



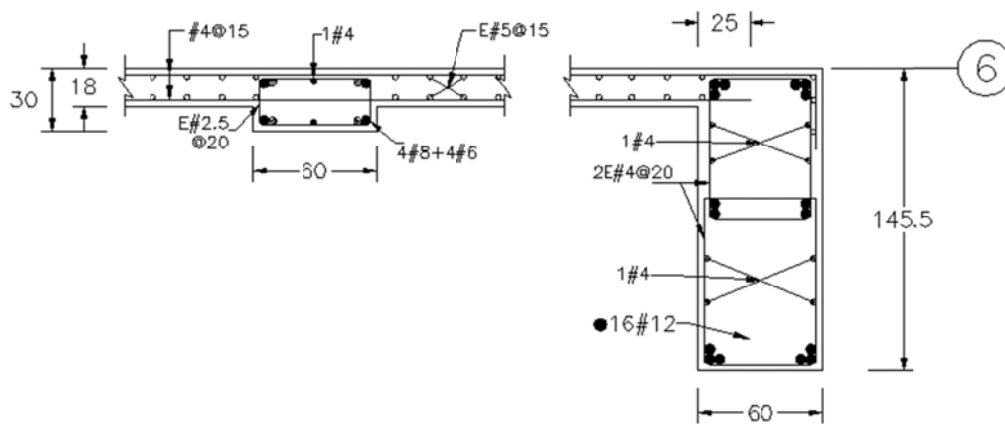
Acotaciones en cm

Fig 3.46b Geometría del muro del eje "6" (N1-NCE*)



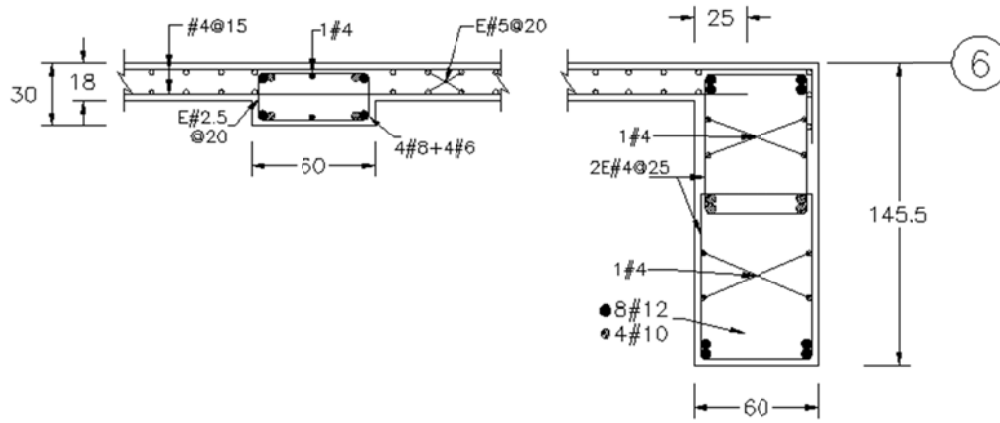
Acotaciones en cm

Fig 3.46c Sección transversal del muro del eje "6" (CIM-NPB)



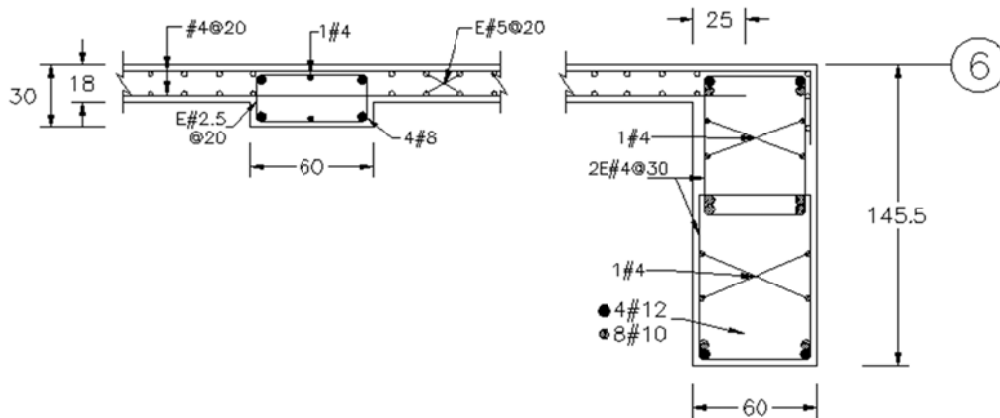
Acotaciones en cm

Fig 3.46d Sección transversal del muro del eje "6" (N1-N6)



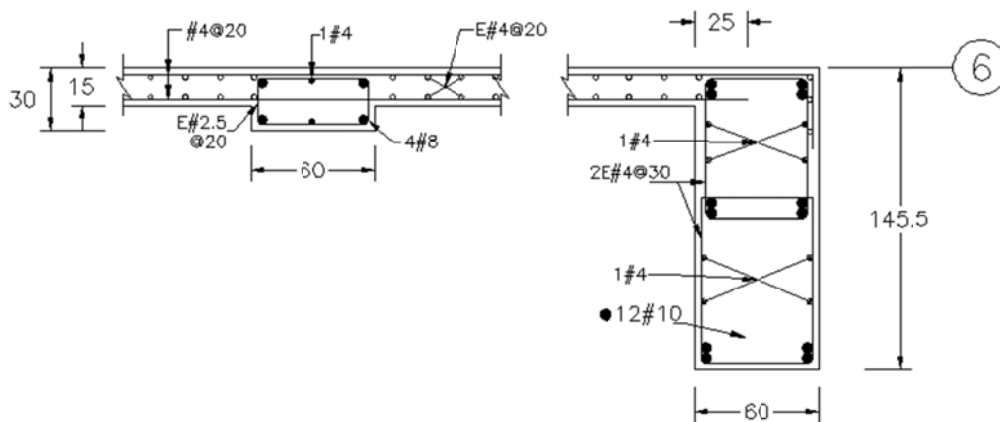
Acotaciones en cm

Fig 3.46e Sección transversal del muro del eje "6" (N7-N11)



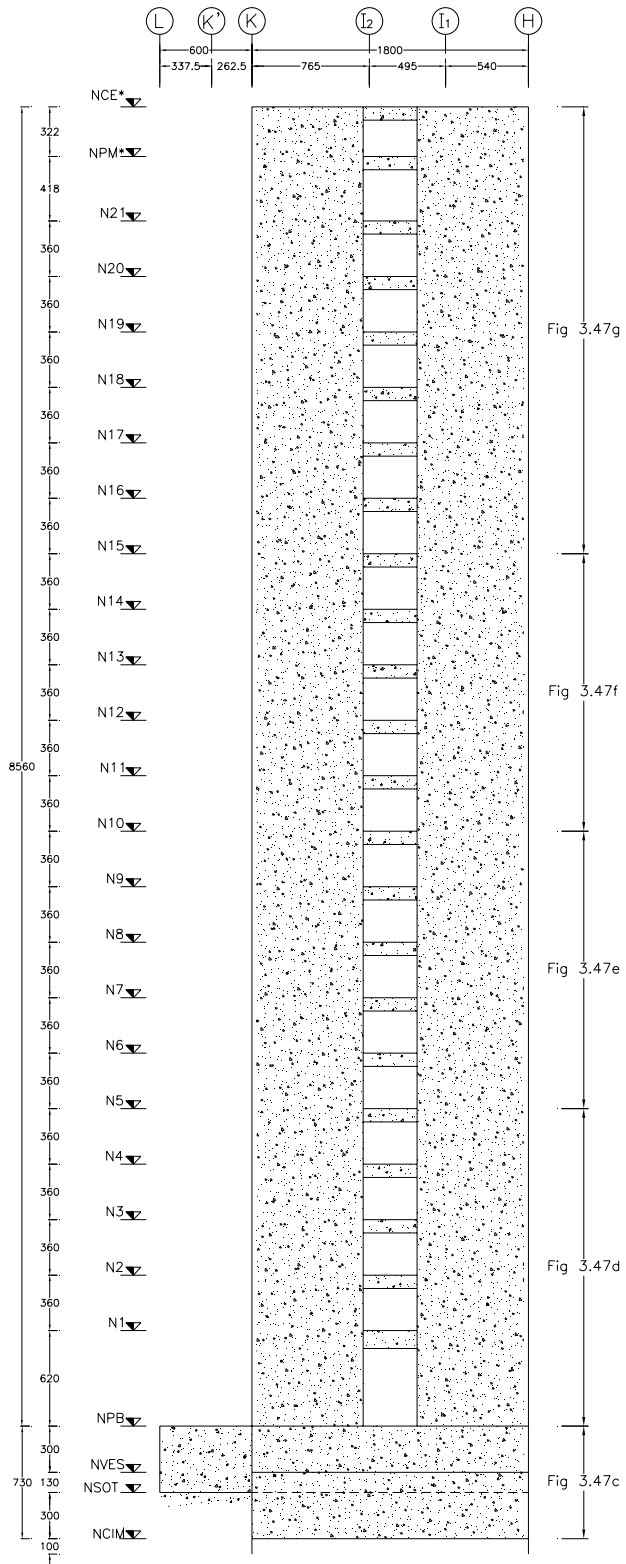
Acotaciones en cm

Fig 3.46f Sección transversal del muro del eje "6" (N12-N17)



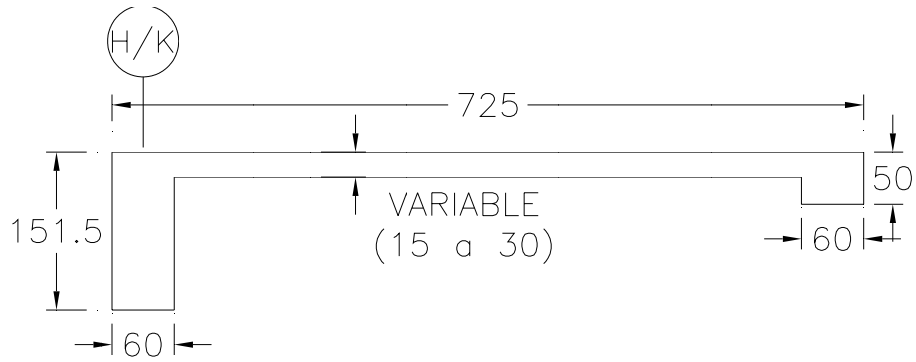
Acotaciones en cm

Fig 3.46g Sección transversal del muro del eje "6" (N18-NCE*)



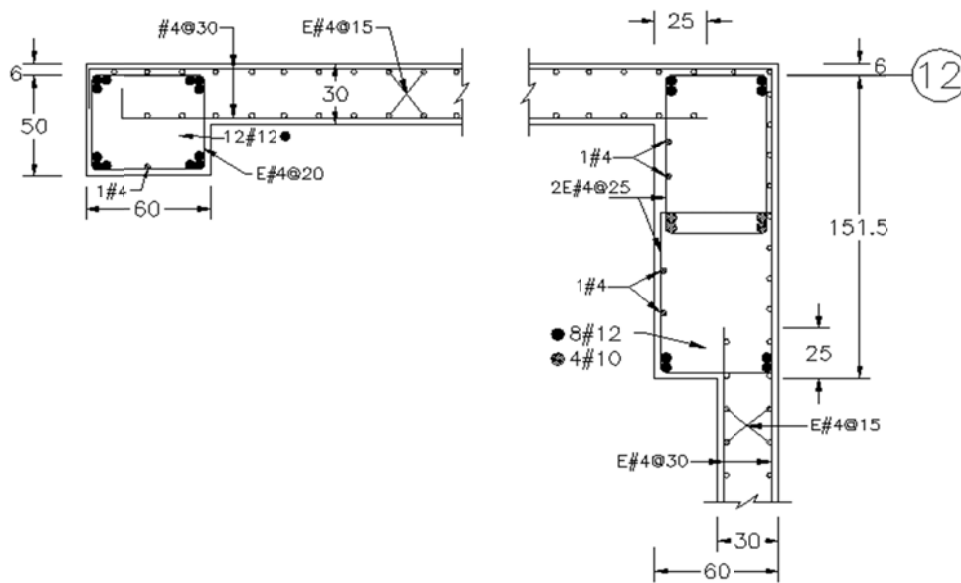
Acotaciones en cm

Fig 3.47a Distribución de secciones transversales de los muros, eje "12" de la Torre Mayor



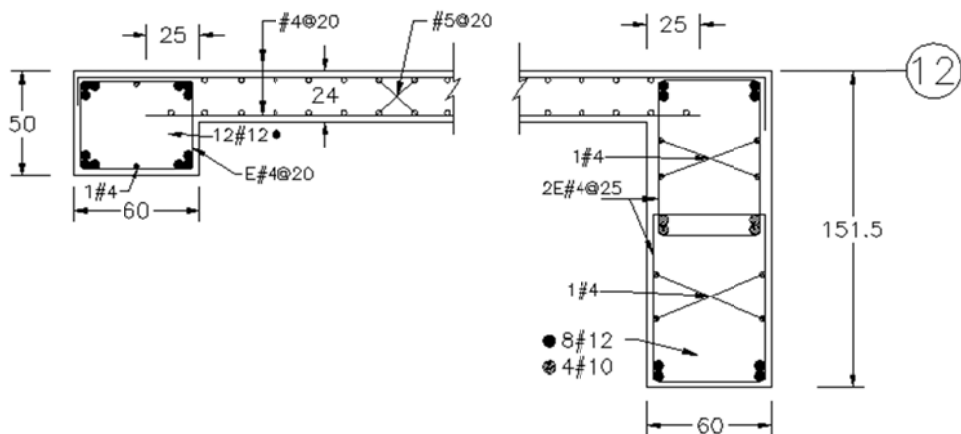
Acotaciones en cm

Fig 3.47b Geometría de los muros del eje "12" (N1-NCE*)



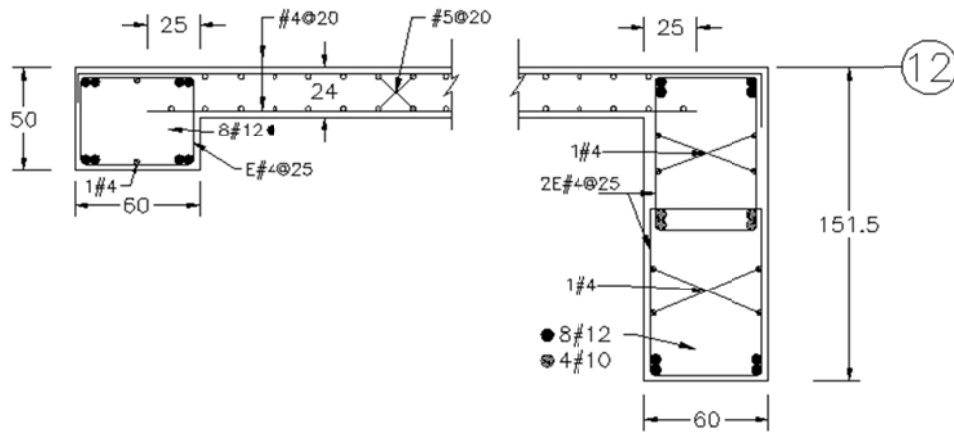
Acotaciones en cm

Fig 3.47c Sección transversal de los muros tipo del eje "12" (CIM-NPB)



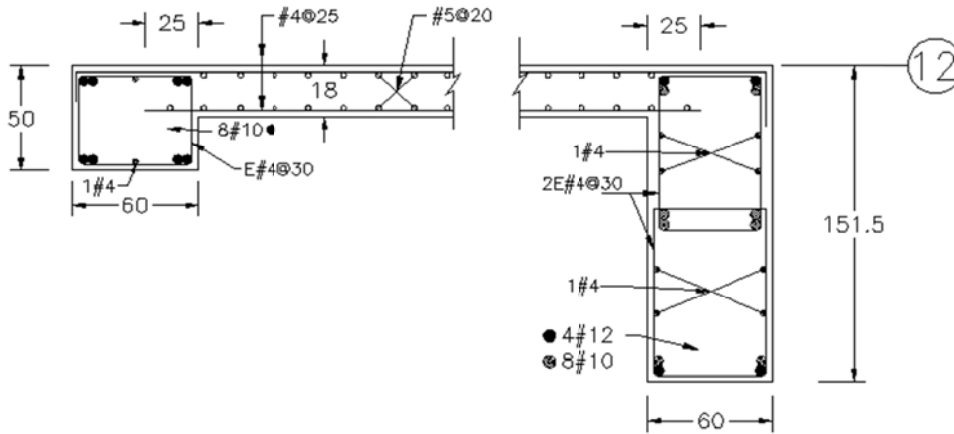
Acotaciones en cm

Fig 3.47d Sección transversal de los muros tipo del eje "12" (N1-N5)



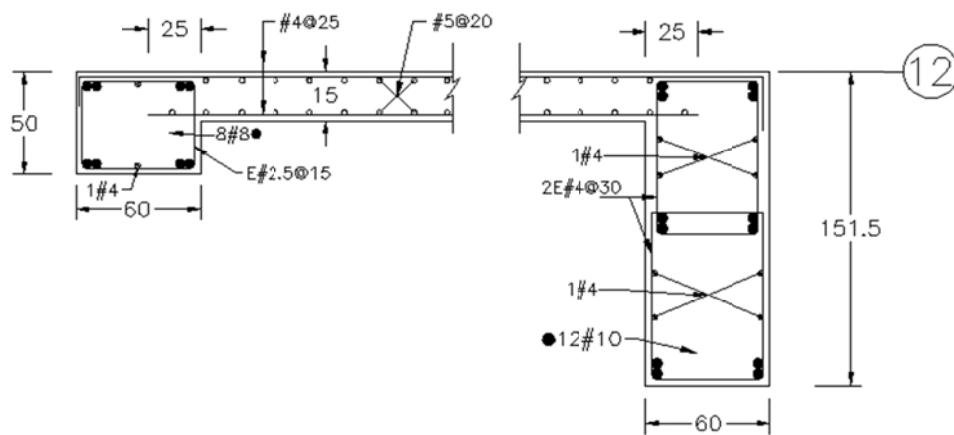
Acotaciones en cm

Fig 3.47e Sección transversal de los muros tipo del eje "12" (N6-N10)



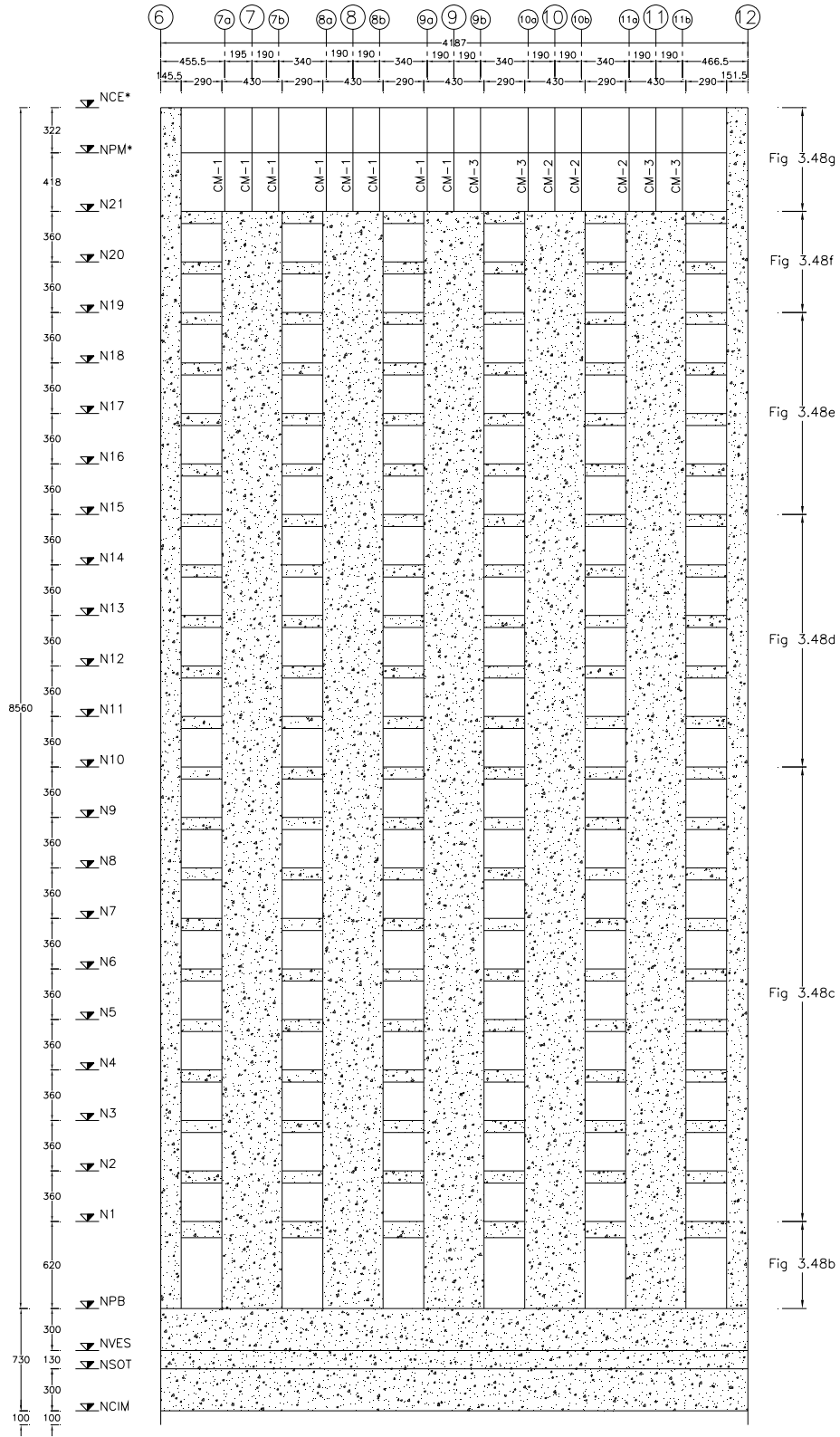
Acotaciones en cm

Fig 3.47f Sección transversal de los muros tipo del eje "12" (N11-N15)



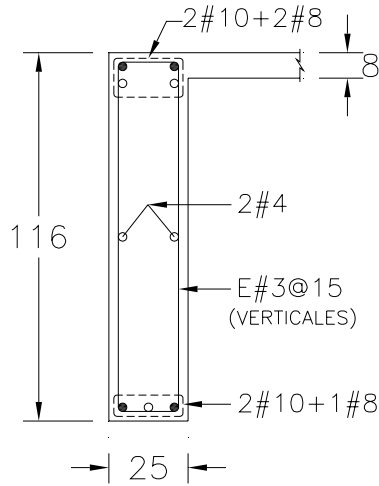
Acotaciones en cm

Fig 3.47g Sección transversal de los muros tipo del eje "12" (N16-NCE*)



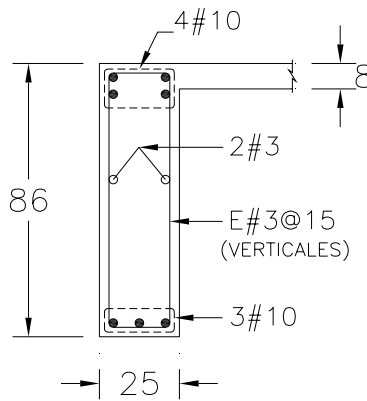
Acotaciones en cm

Fig 3.48a Distribución de secciones transversales de las vigas, ejes "H" y "K" de la Torre Mayor



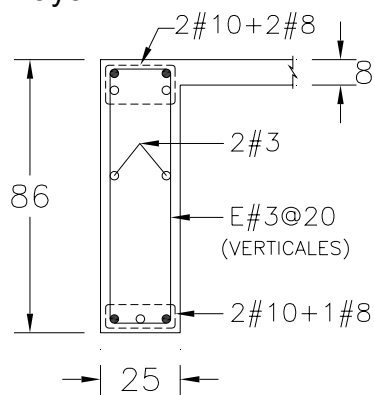
Acotaciones en cm

Fig 3.48b Sección transversal de las vigas tipo del nivel N1 de los ejes “H” y “K” de la Torre Mayor



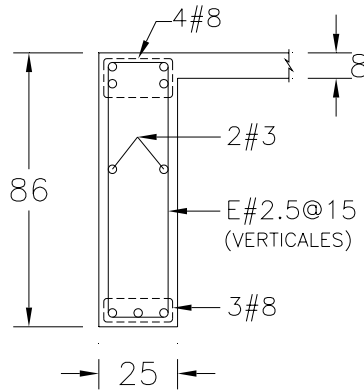
Acotaciones en cm

Fig 3.48c Sección transversal de las vigas tipo del nivel N2 al N10 de los ejes “H” y “K” de la Torre Mayor



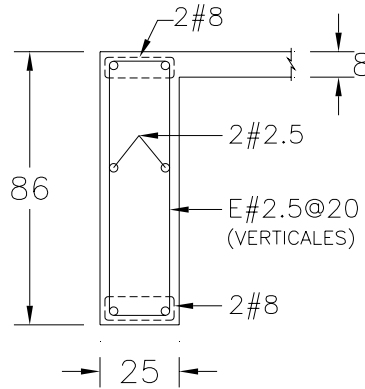
Acotaciones en cm

Fig 3.48d Sección transversal de las vigas tipo del nivel N11 al N15 de los ejes “H” y “K” de la Torre Mayor



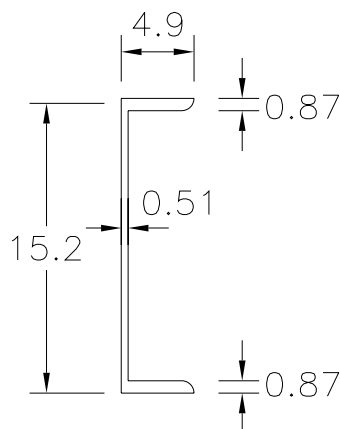
Acotaciones en cm

Fig 3.48e Sección transversal de las vigas tipo del nivel N16 al N19 de los ejes "H" y "K" de la Torre Mayor



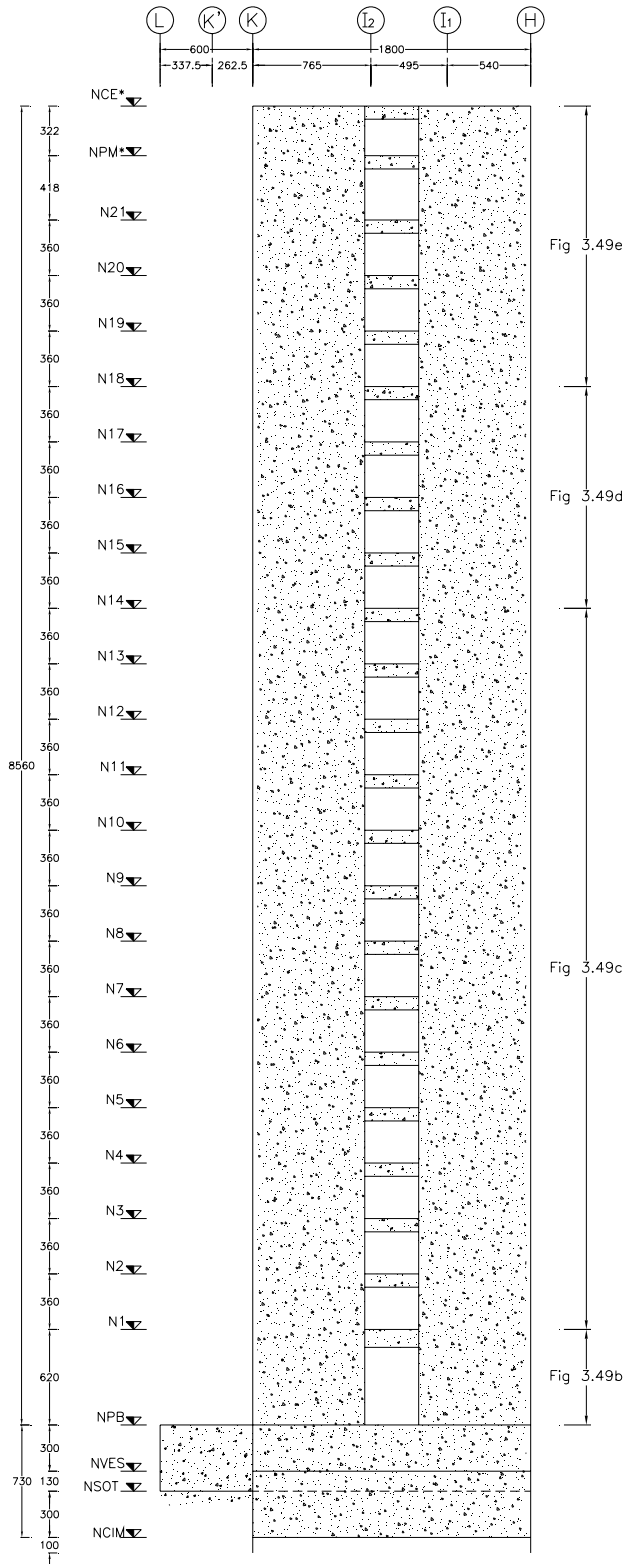
Acotaciones en cm

Fig 3.48f Sección transversal de las vigas tipo del nivel N20 al N21 de los ejes "H" y "K" de la Torre Mayor



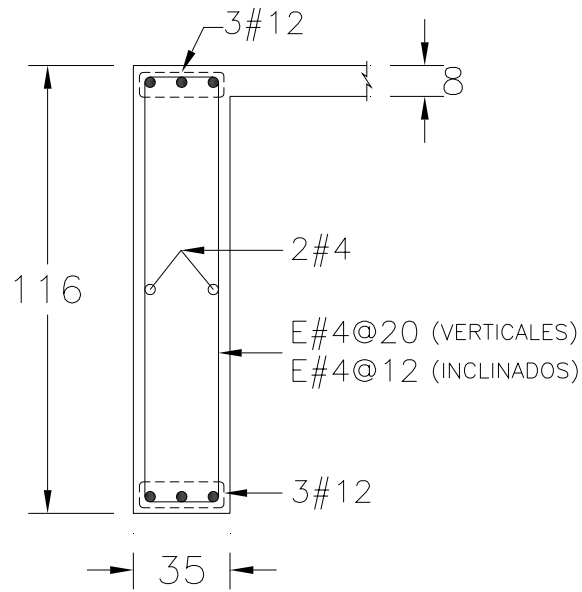
Acotaciones en cm

Fig 3.48g Sección transversal de las vigas tipo del nivel NPM* al NCE* de los ejes "H" y "K" de la Torre Mayor



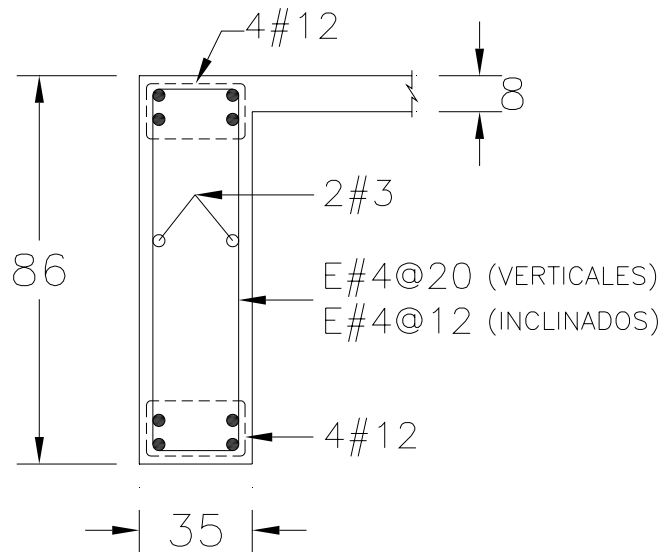
Acotaciones en cm

Fig 3.49a Distribución de secciones transversales de las vigas del eje "12" de la Torre Mayor



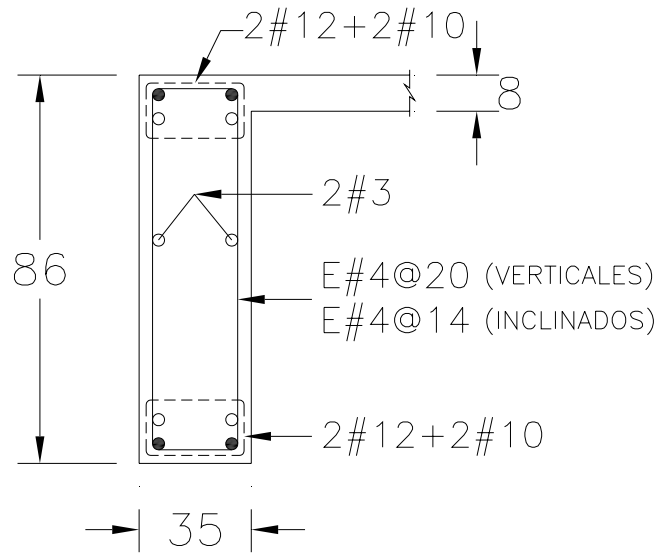
Acotaciones en cm

Fig 3.49b Sección transversal de las vigas tipo del nivel N1 del eje "12" de la Torre Mayor



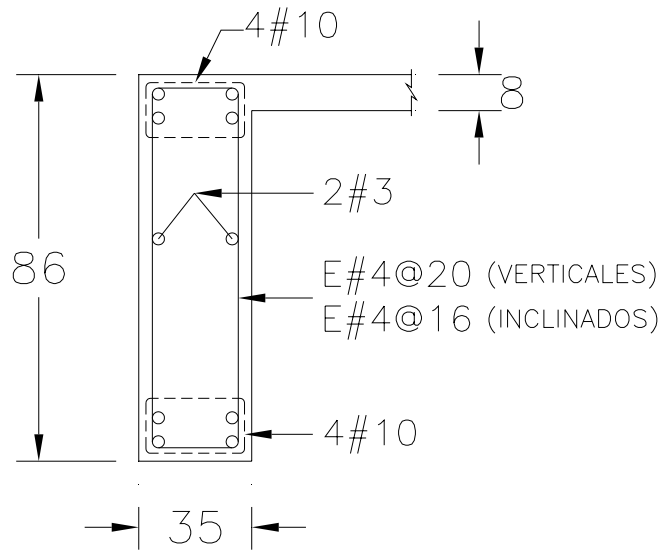
Acotaciones en cm

Fig 3.49c Sección transversal de las vigas tipo del nivel N2 al N14 del eje "12" de la Torre Mayor



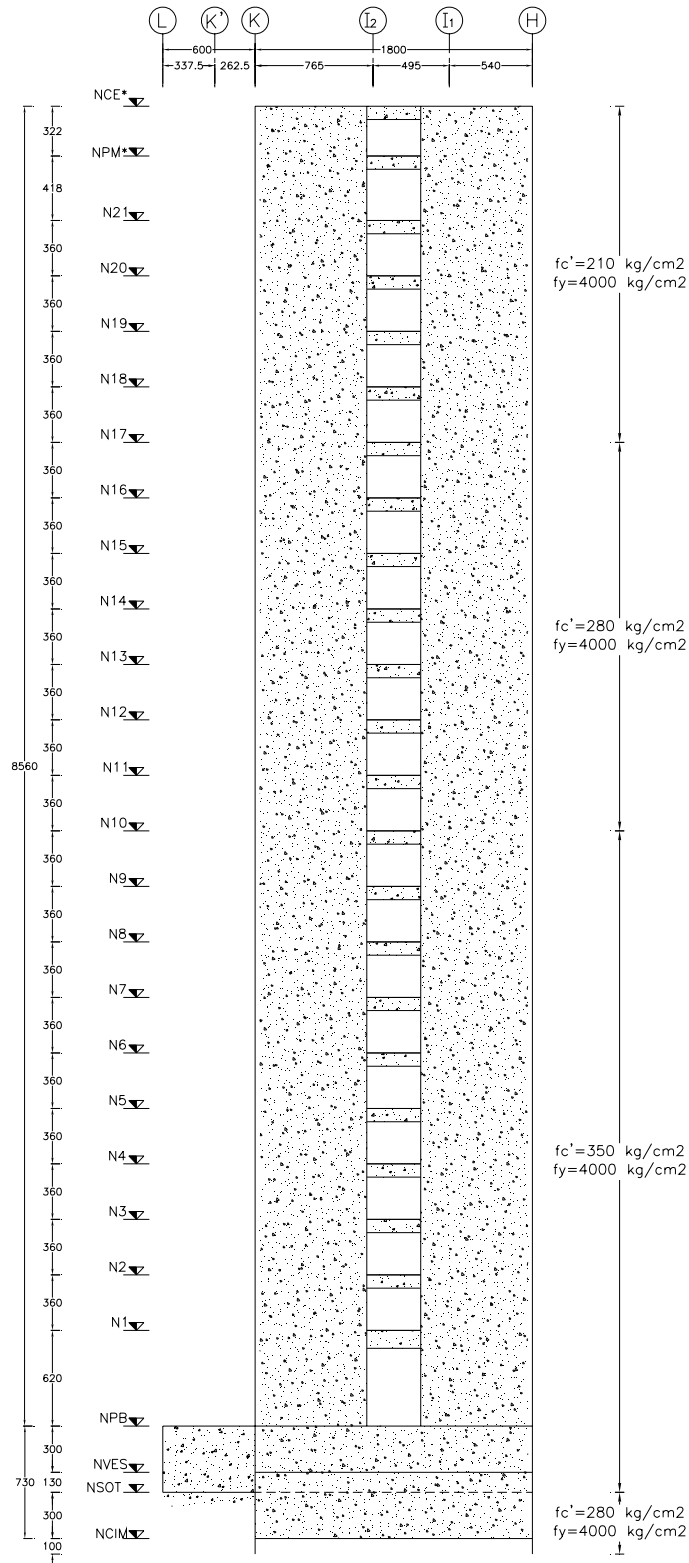
Acotaciones en cm

Fig 3.49d Sección transversal de las vigas tipo del nivel N15 al N18 del eje "12" de la Torre Mayor



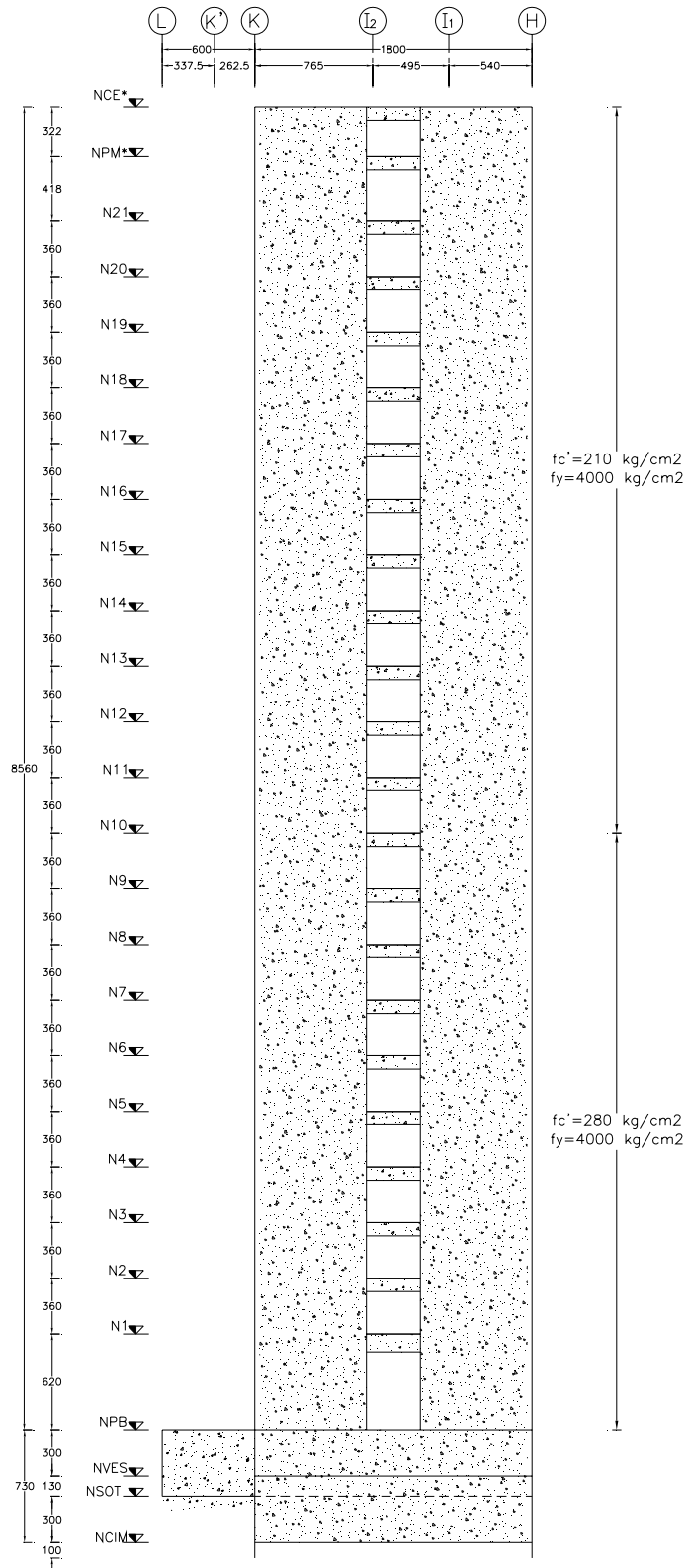
Acotaciones en cm

Fig 3.49e Sección transversal de las vigas tipo del nivel N19 al NCE* del eje "12" de la Torre Mayor



Alturas y claros en cm

Fig 3.50a Tipos de materiales de los muros y columnas del eje "12" de la Torre Mayor



Alturas y claros en cm

Fig 3.50b Tipos de materiales de las vigas del eje "12" de la Torre Mayor



Fig 3.51 Ubicación del conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos en la zonificación sísmica del Valle de México, según las NTC-Sismo del RDF-04

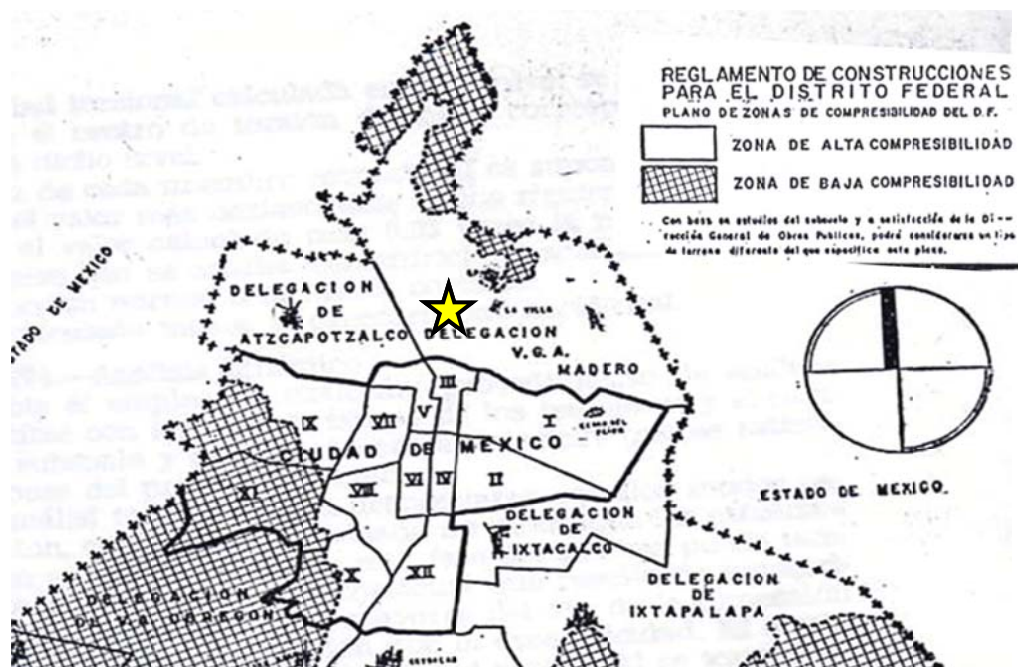


Fig 3.52 Ubicación del conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos en la zonificación sísmica del Valle de México, según el RDF-66



Fig 3.53 Periodo dominante del movimiento del suelo (T_s) en la zona donde se ubica el conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos, según las NTC-Sismo del RDF-04

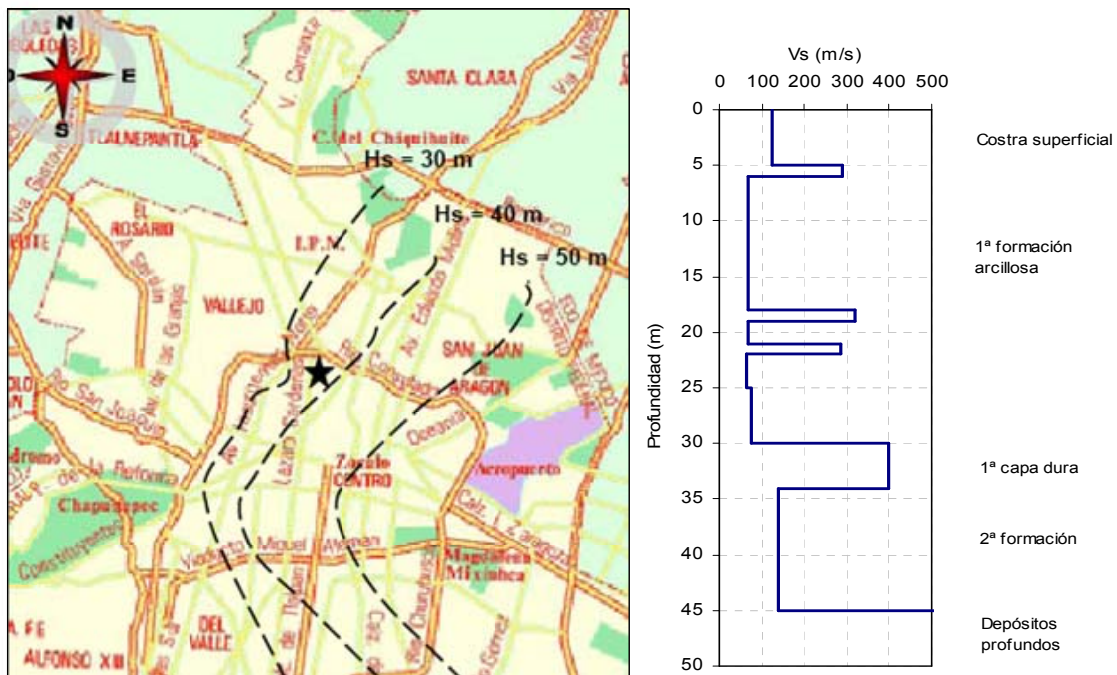


Fig 3.54 Profundidad de los depósitos firmes profundos (H_s) y perfil de velocidades de ondas de corte del suelo en la zona de desplante del conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos, según las NTC-Sismo del RDF-04

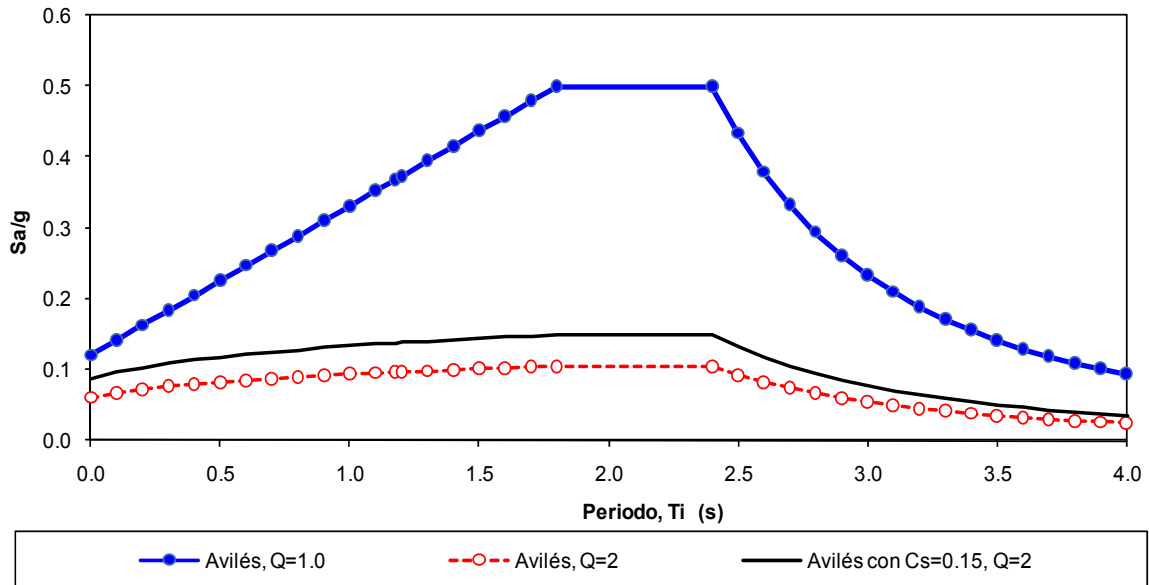


Fig 3.55 Comparación de los espectros elástico e inelásticos ($Q=2.0$) de Avilés original y escalado para $c_s=0.15$

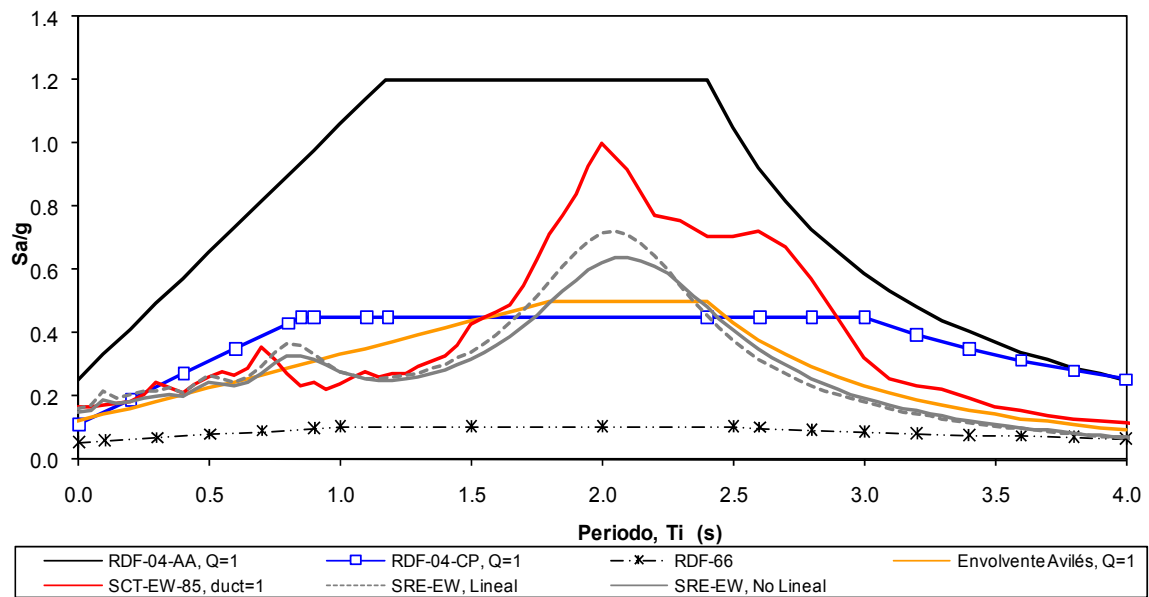


Fig 3.56 Comparación de espectros elásticos ($Q=1$) de diseño de los reglamentos RDF-66 (proy. original), RDF-04 (Cuerpo Principal y Apéndice A), Avilés escalado con $c_s=0.15$ y Avilés original con $c_s=0.10$

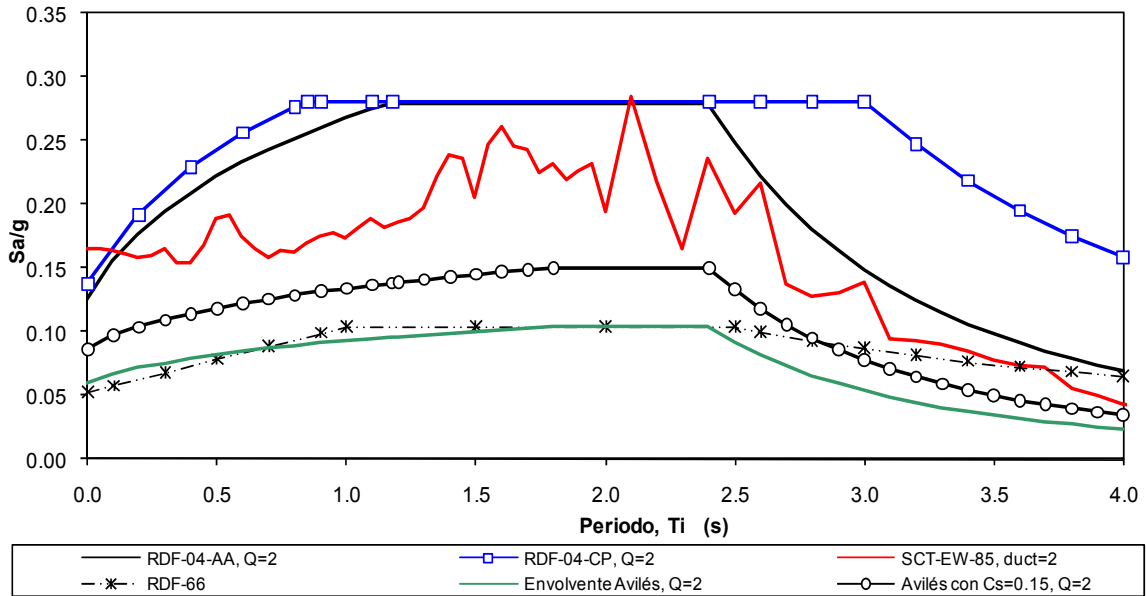


Fig 3.57 Comparación de espectros inelásticos ($Q= 2$) de diseño de los reglamentos RDF-66 (proy. original), RDF-04 (Cuerpo Principal y Apéndice A), Avilés escalado con $c_s=0.15$ y Avilés original con $c_s=0.10$.

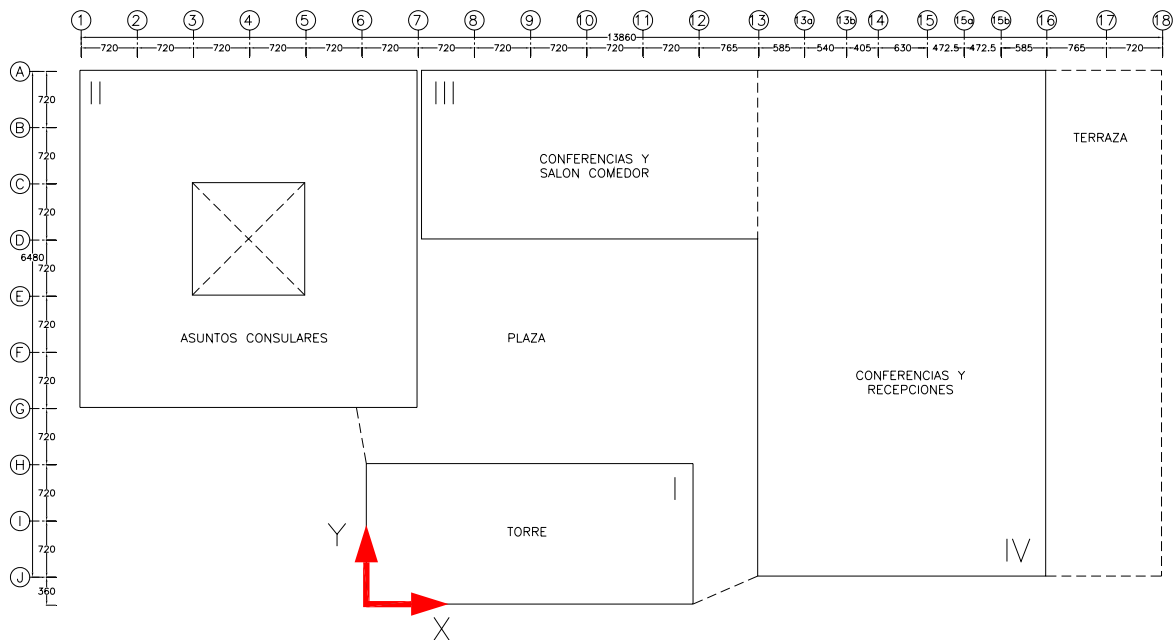


Fig 3.58 Localización de los ejes de referencia (“X”, “Y”) en la planta de conjunto Torre Mayor – Cuerpos Bajos

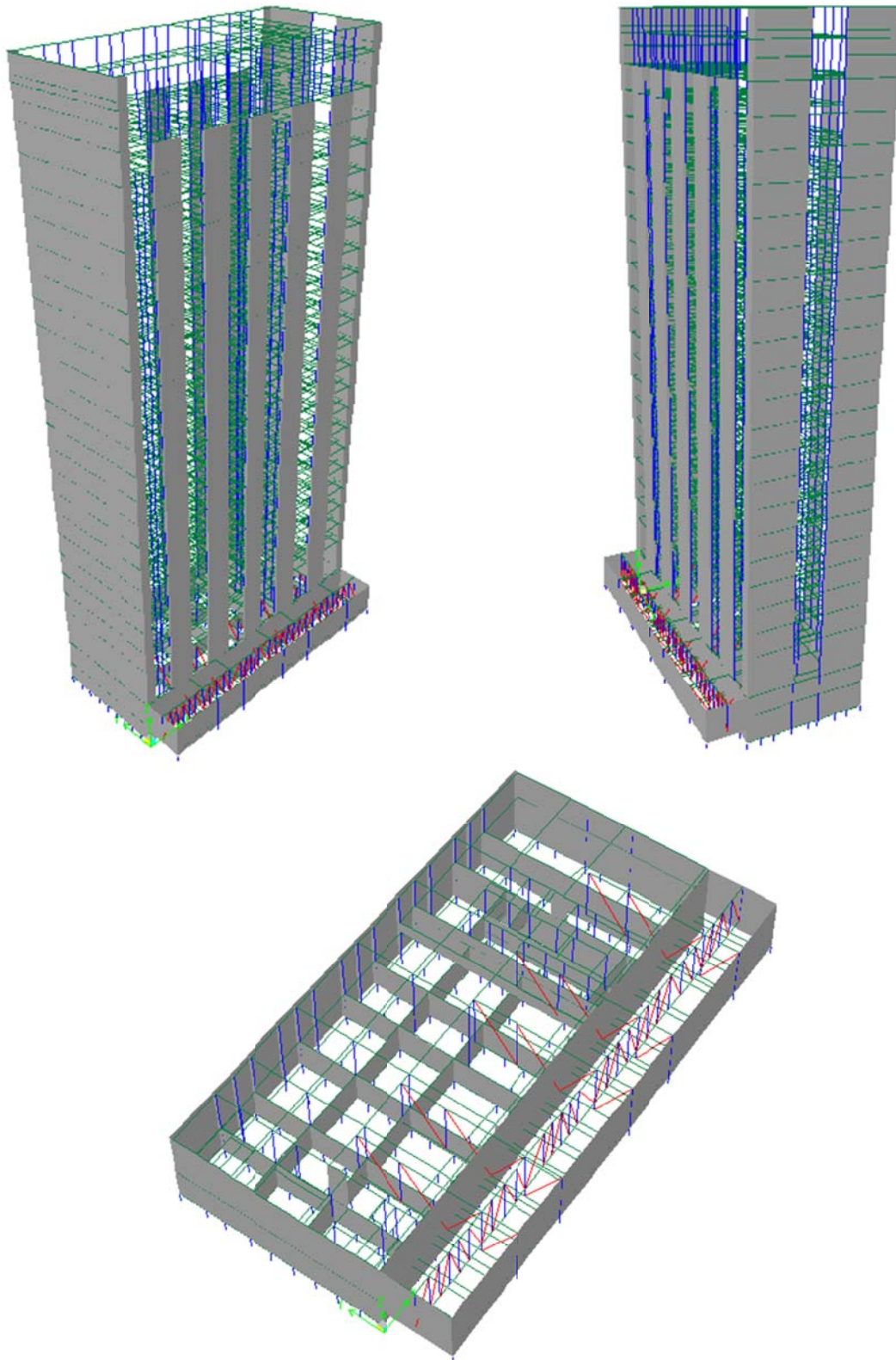


Fig 3.59 Vistas tridimensionales del modelo matemático de la Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación (caso A)

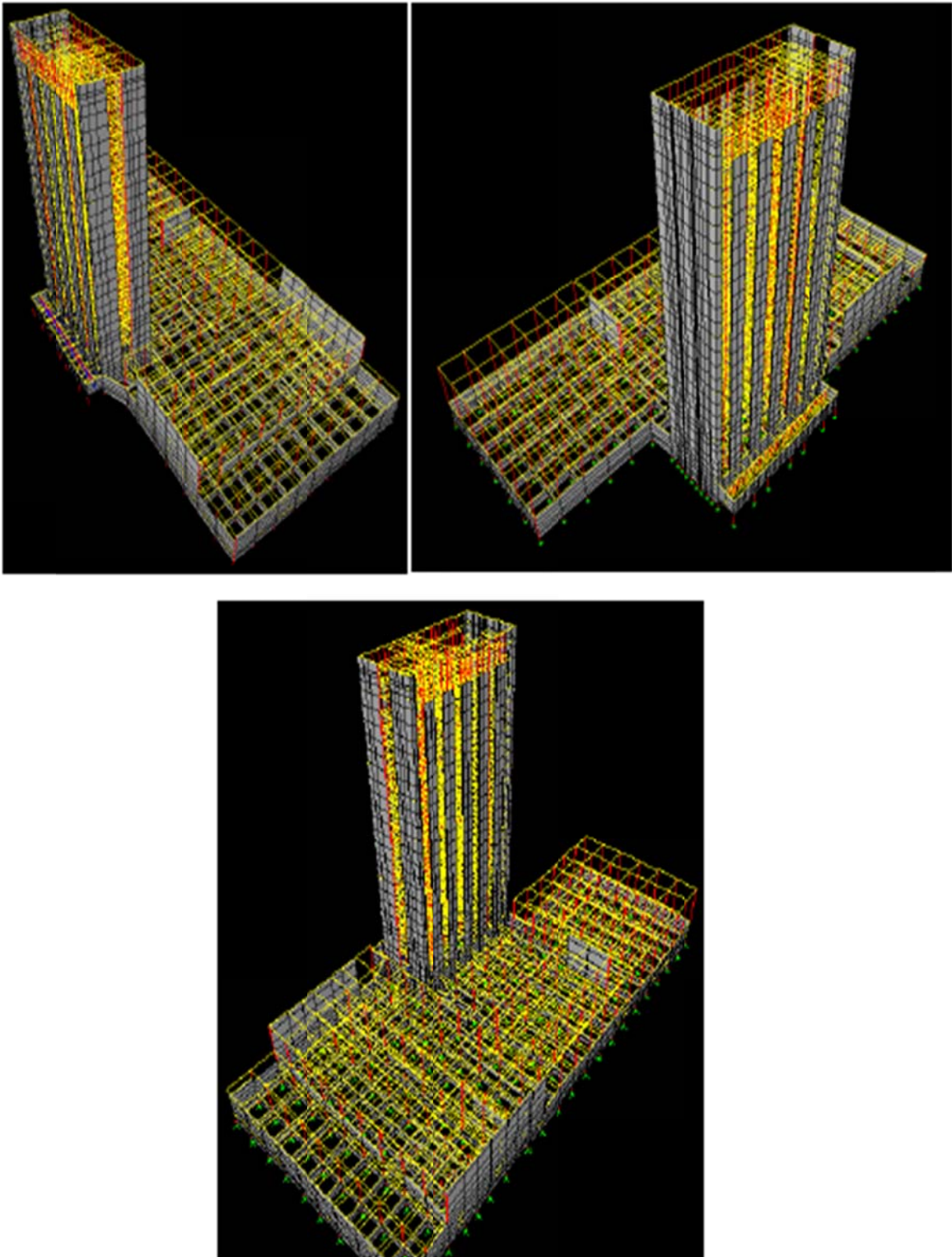


Fig 3.60 Vistas tridimensionales del modelo matemático del conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos con ampliación del cajón de cimentación (caso B)

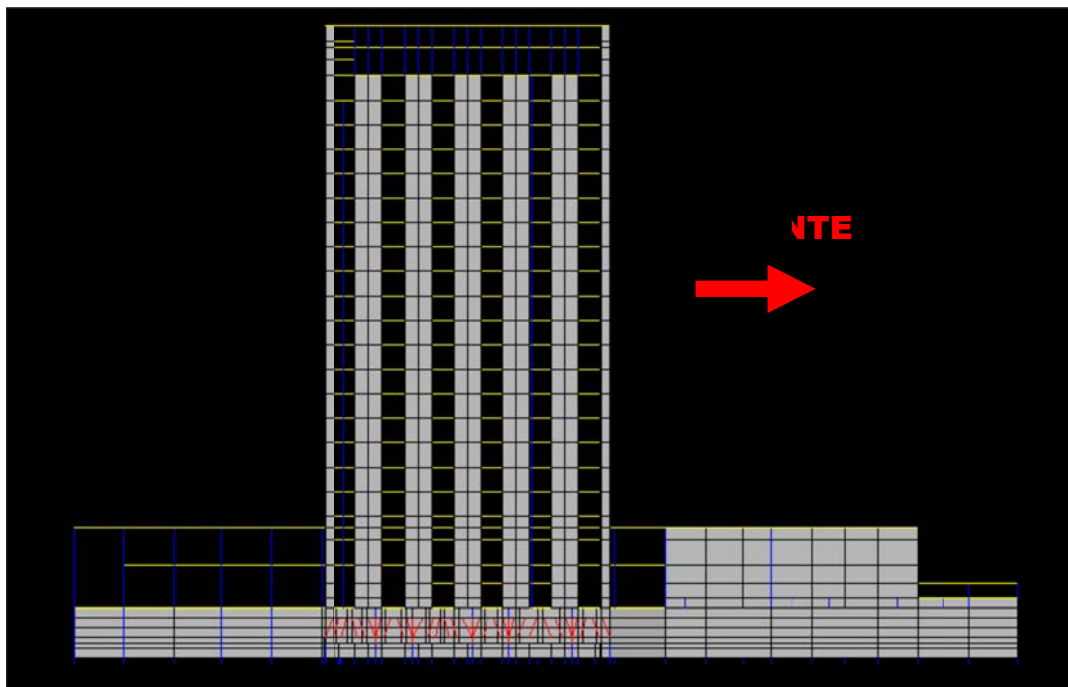
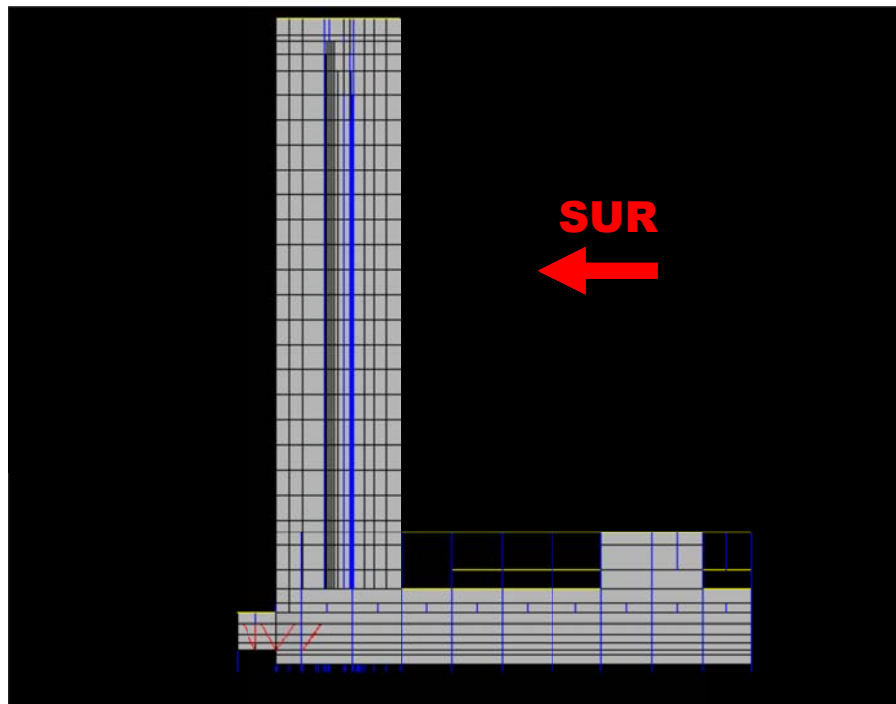


Fig 3.61 Vistas de cortes transversal y longitudinal del modelo matemático del conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos con ampliación del cajón de cimentación (caso B)

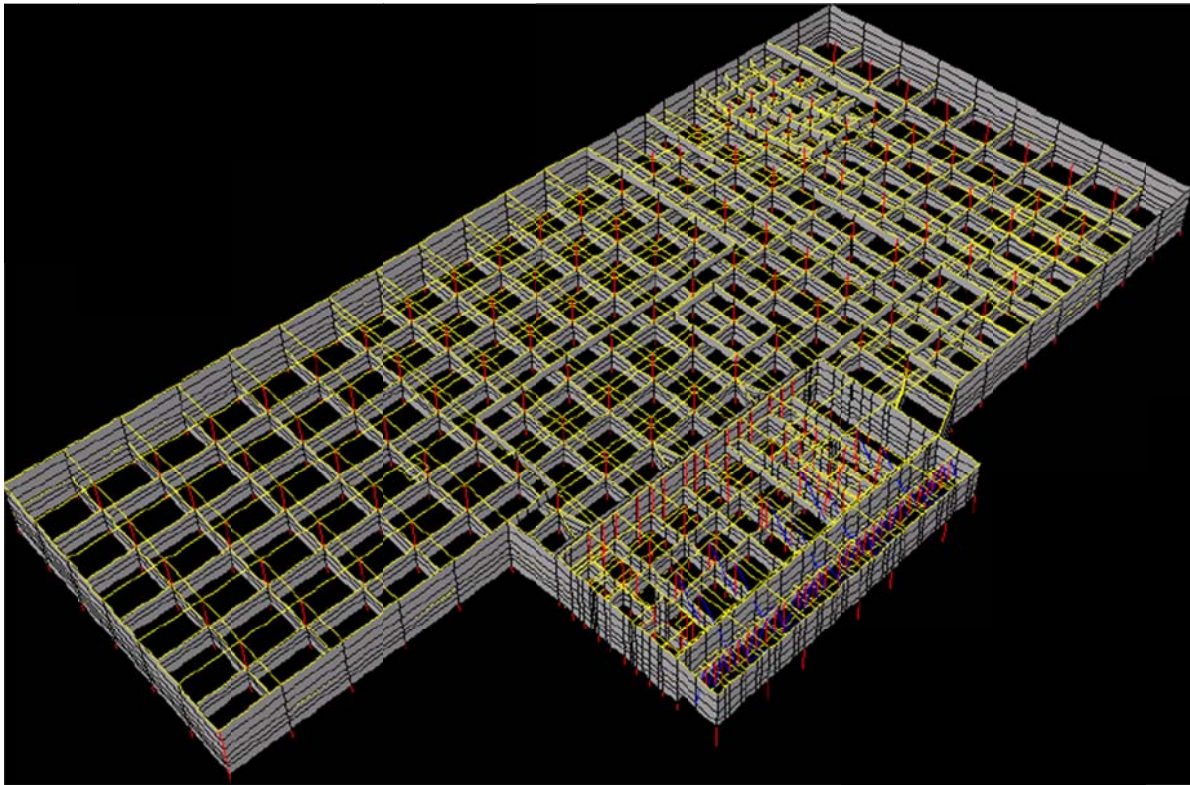
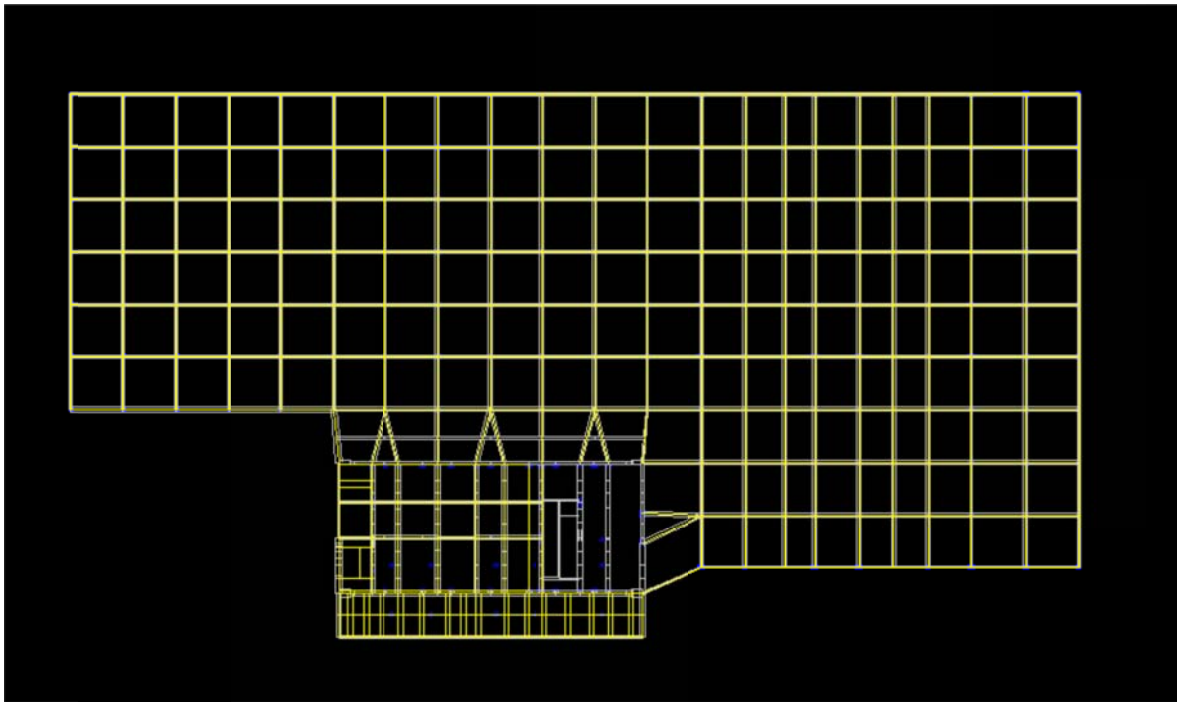


Fig 3.62 Detalles de la cimentación del modelo matemático en la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos con ampliación del cajón cimentación (caso B)

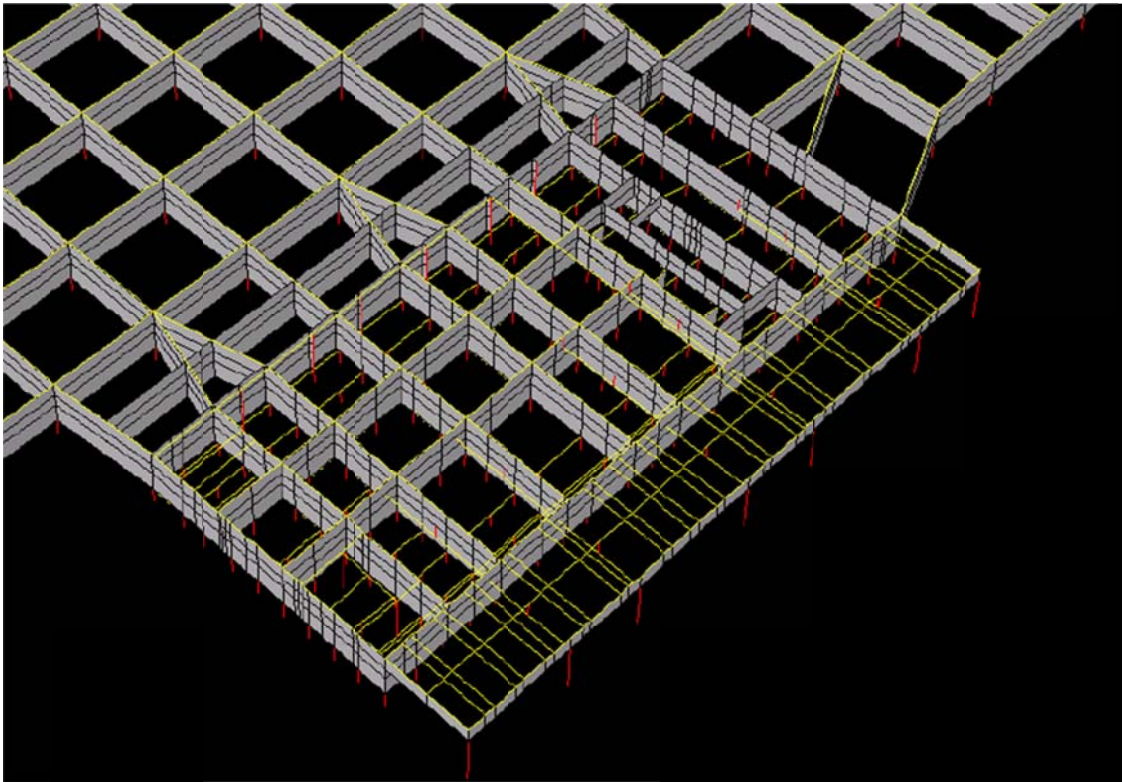
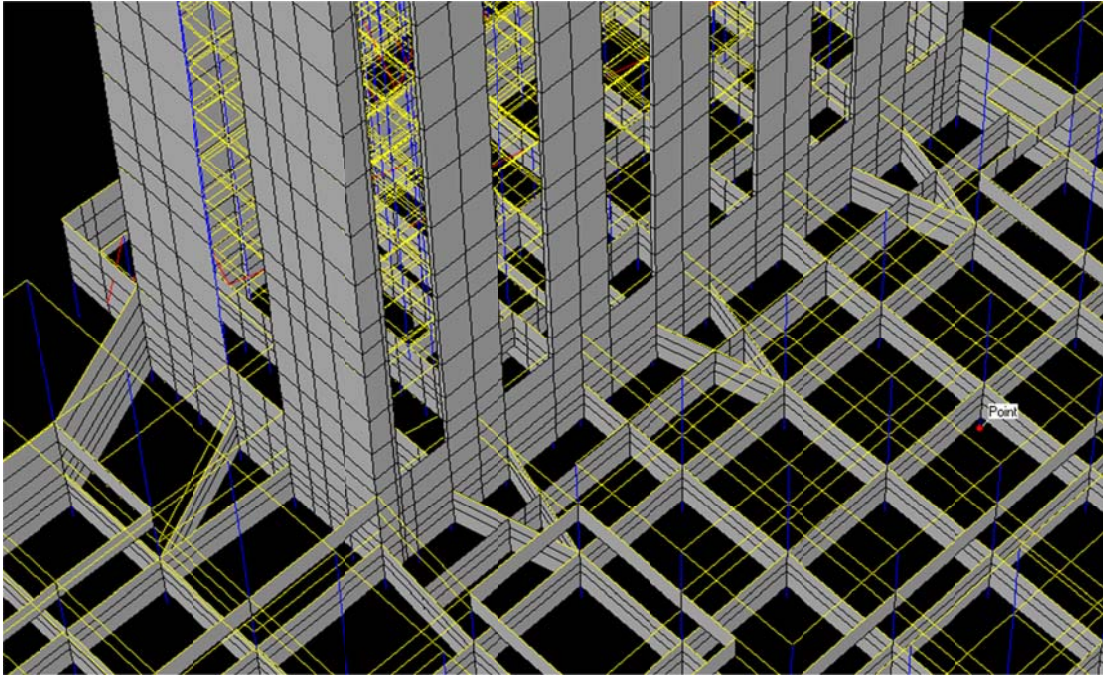


Fig 3.63 Otras vistas de la cimentación del modelo matemático en la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos con ampliación del cajón cimentación (caso B)

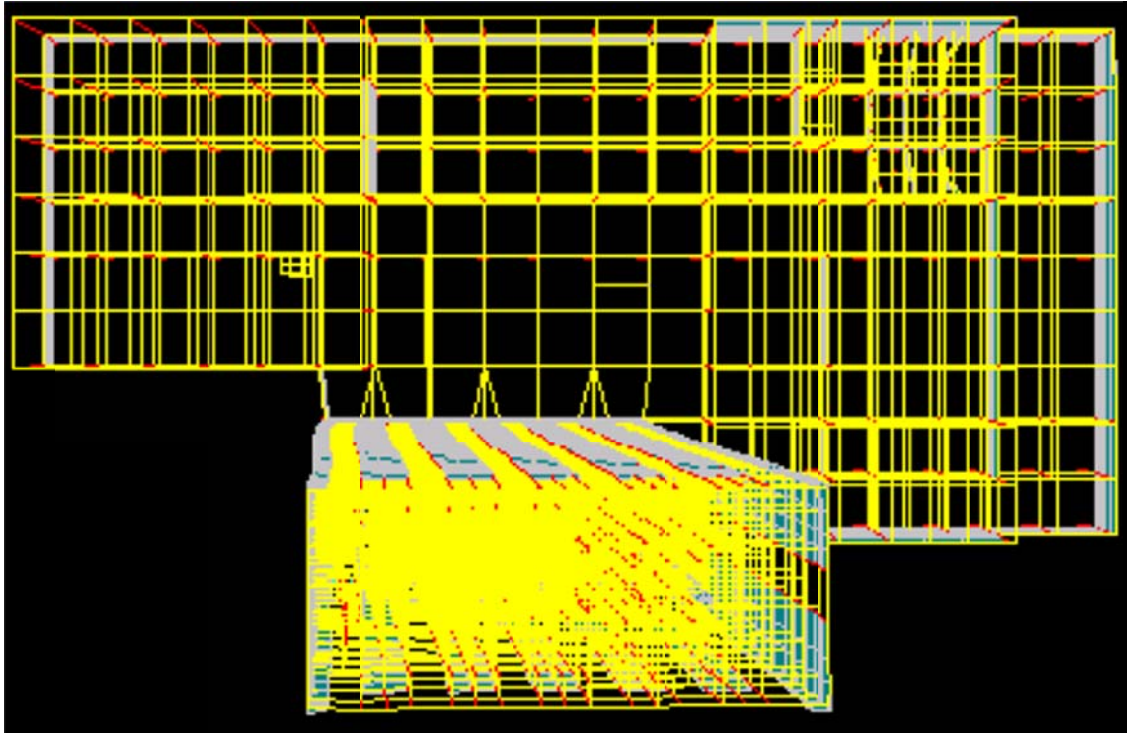
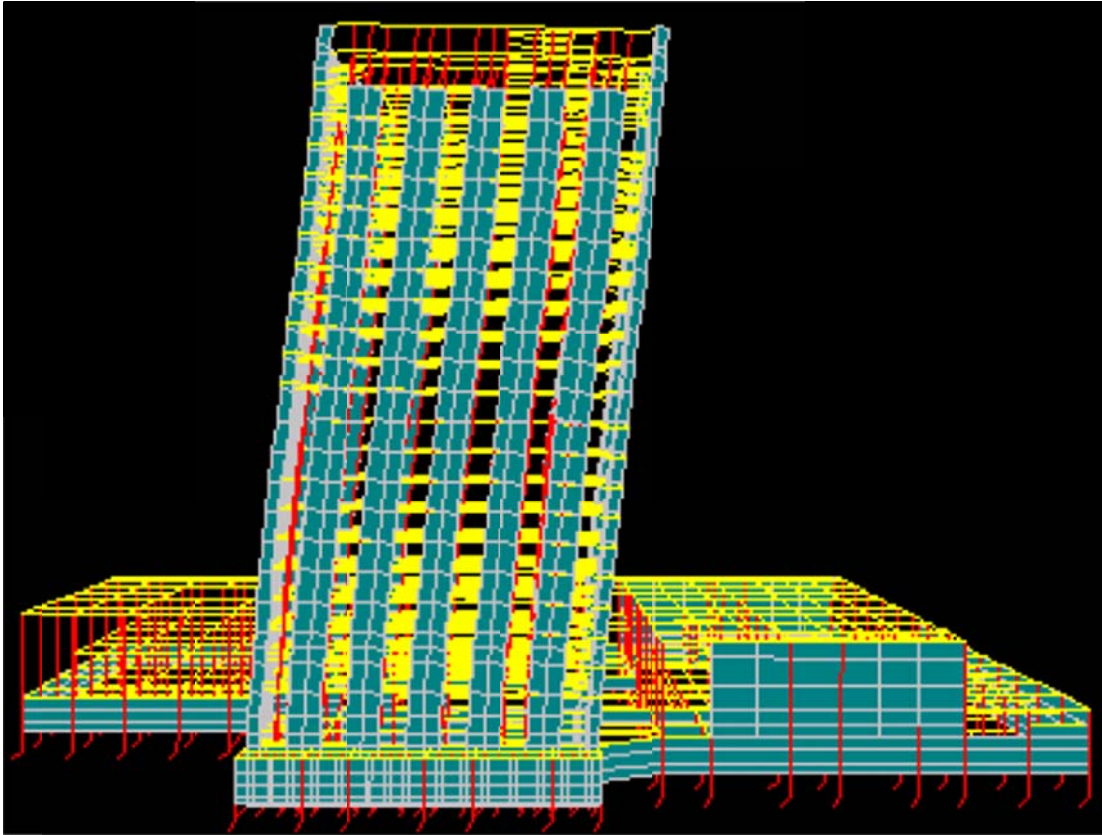


Fig 3.64 Primer modo de vibrar en la dirección “X” del caso B (unión Torre Mayor – Cuerpos Bajos) ($T_{1x} = 2.268$ s)

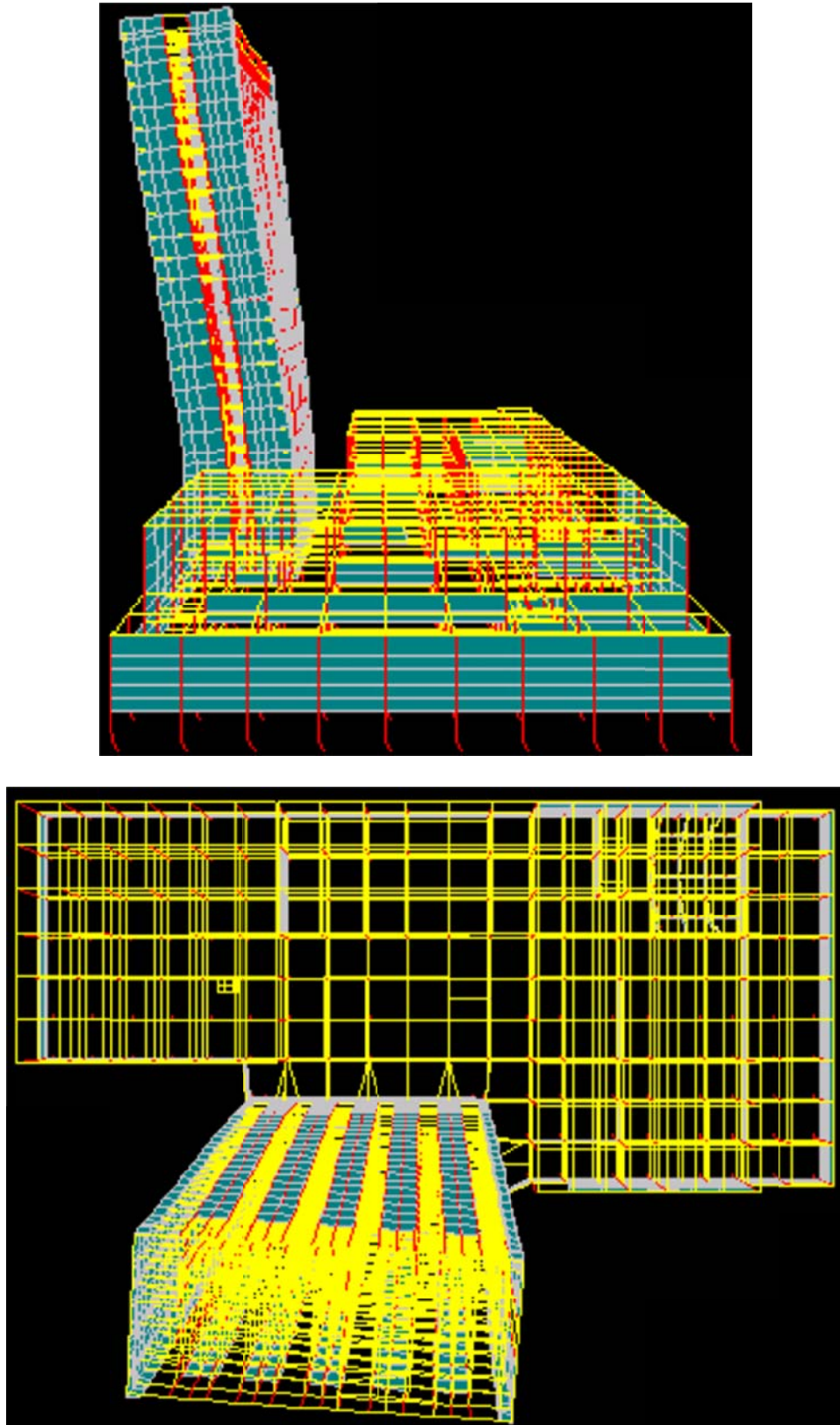


Fig 3.65 Primer modo de vibrar en la dirección “Y” del caso B (unión Torre Mayor – Cuerpos Bajos) ($T_{1Y} = 2.059$ s)

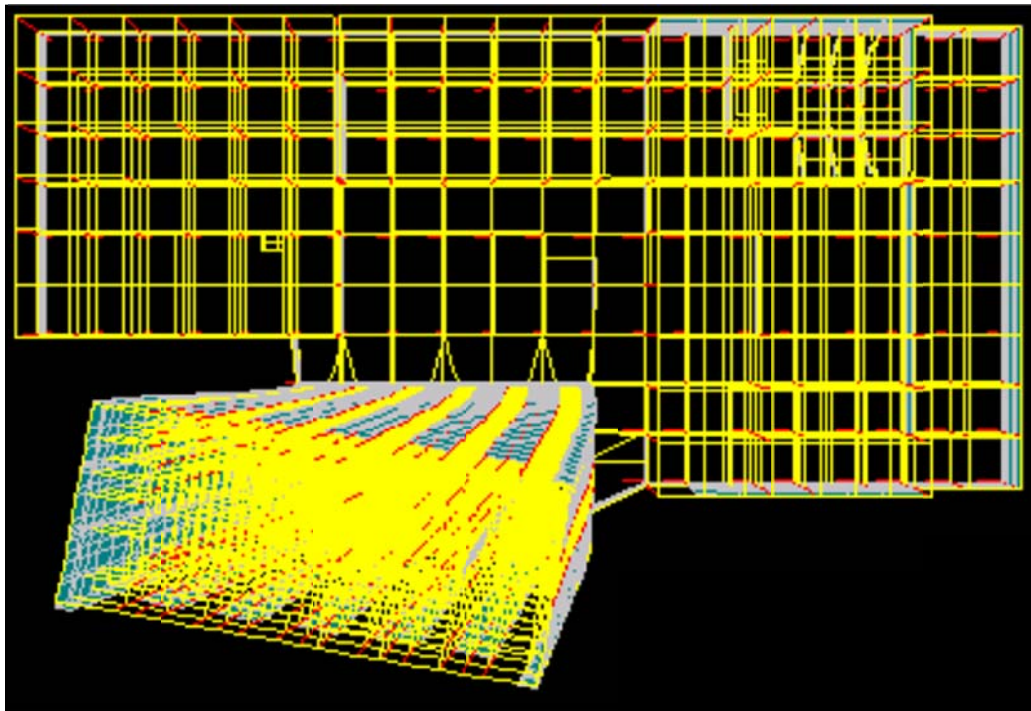
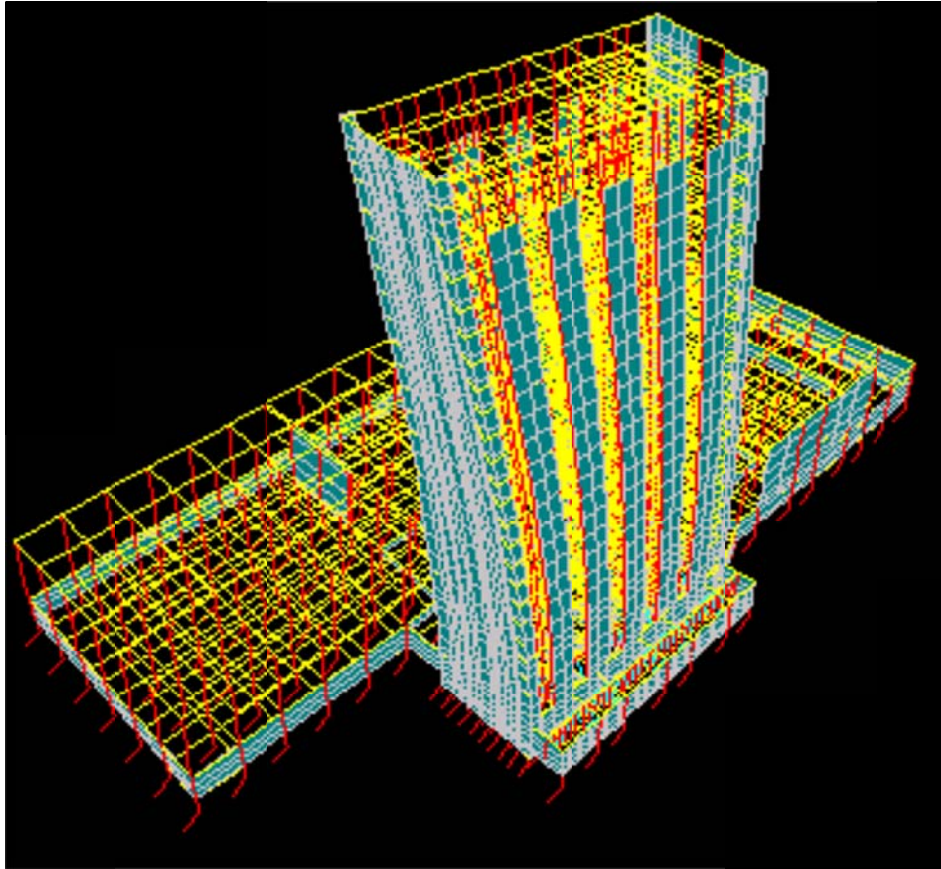


Fig 3.66 Primer modo de vibrar en torsión del caso B (unión Torre Mayor – Cuerpos Bajos) ($T_{10} = 1.262$ s)

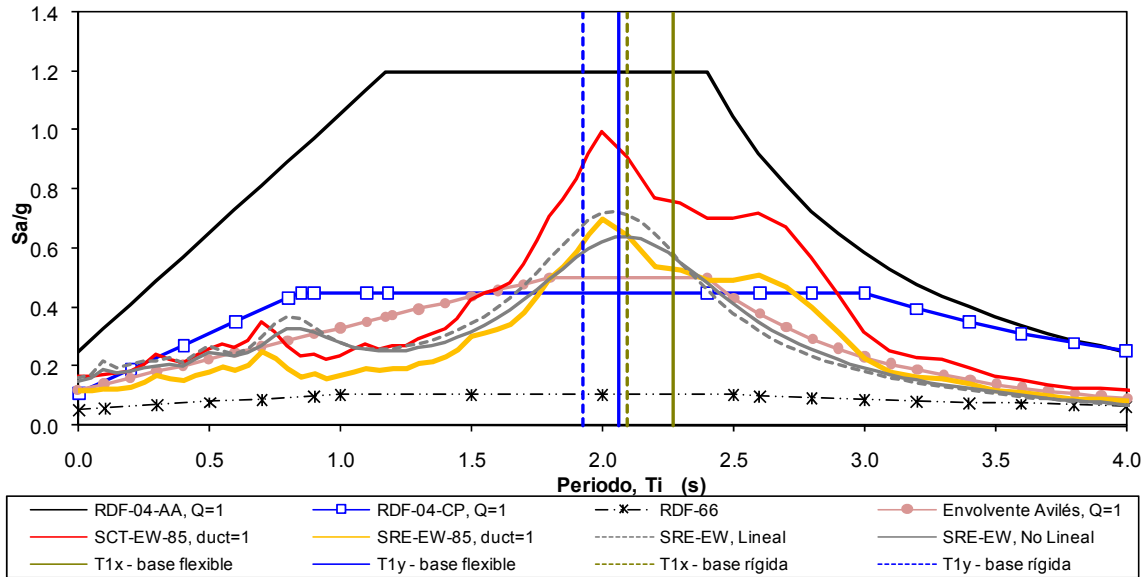


Fig 3.67 Ubicación de los periodos fundamentales de vibración de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos con respecto del espectro de diseño del RDF-66, los espectros elásticos de diseño ($Q= 1.0$) de las NTC-Sismo (Apéndice A y Cuerpo Principal) del RDF-04, el espectro de sitio (Avilés, 2007) y espectros de respuesta elástica de SCT-EW y SRE-EW (1985)

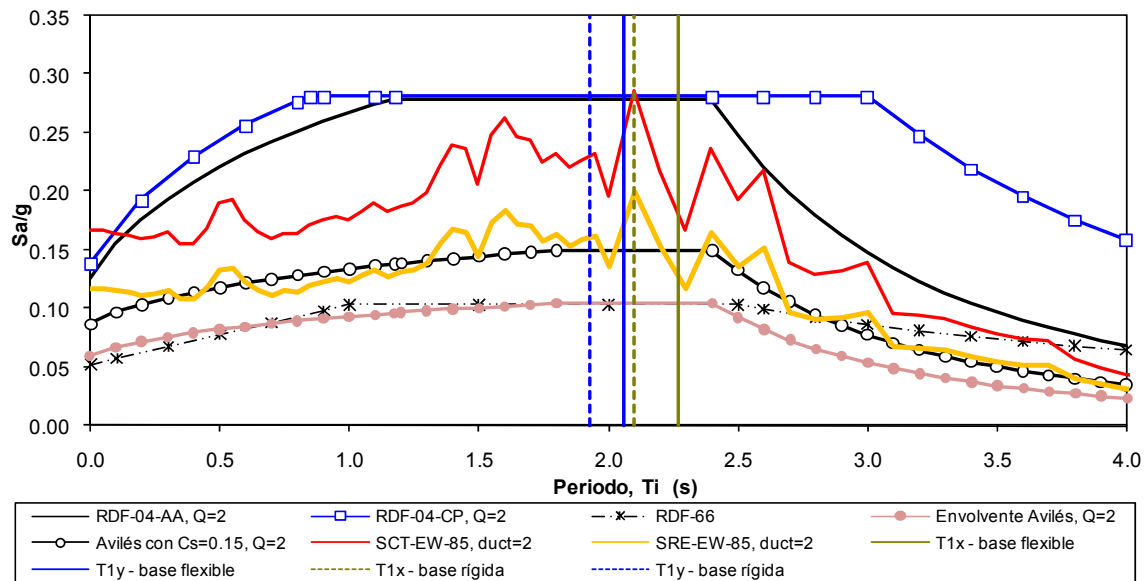


Fig 3.68 Ubicación de los periodos fundamentales de vibración de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos con respecto del espectro de diseño del RDF-66, los espectros inelásticos de diseño ($Q= 2.0$) de las NTC-Sismo (Apéndice A y Cuerpo Principal) del RDF-04 y de sitio (Avilés, 2007) y espectros de respuesta inelástica (ductilidad=2.0) de SCT-EW y SRE-EW (1985)

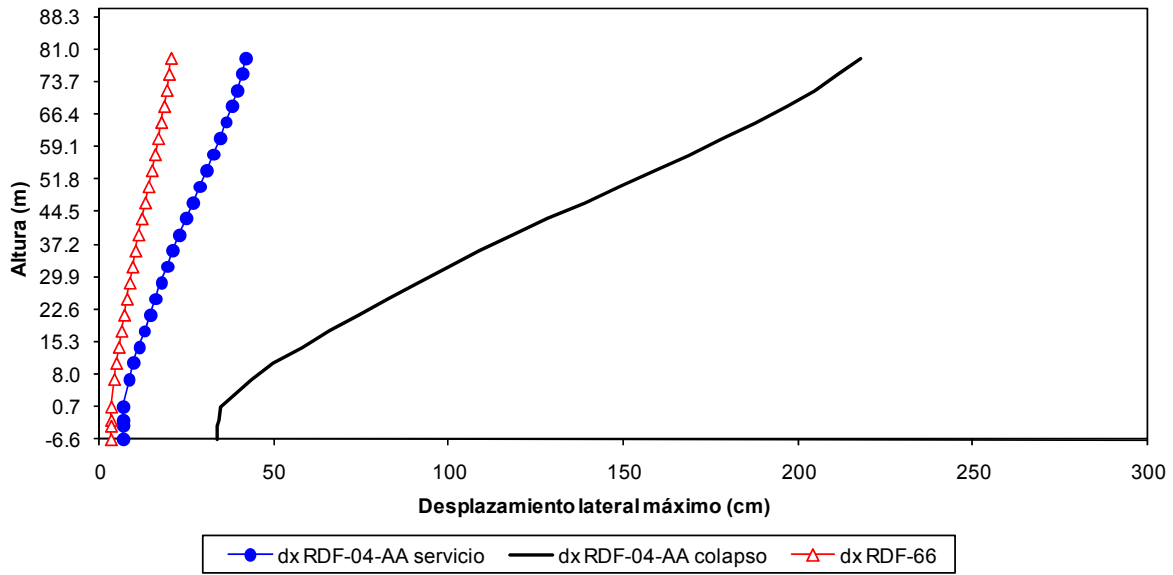


Fig 3.69 Desplazamientos horizontales máximos, análisis dinámico modal espectral (AA del RDF-04 y RDF-66), sismo en la dirección “X”, caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación)

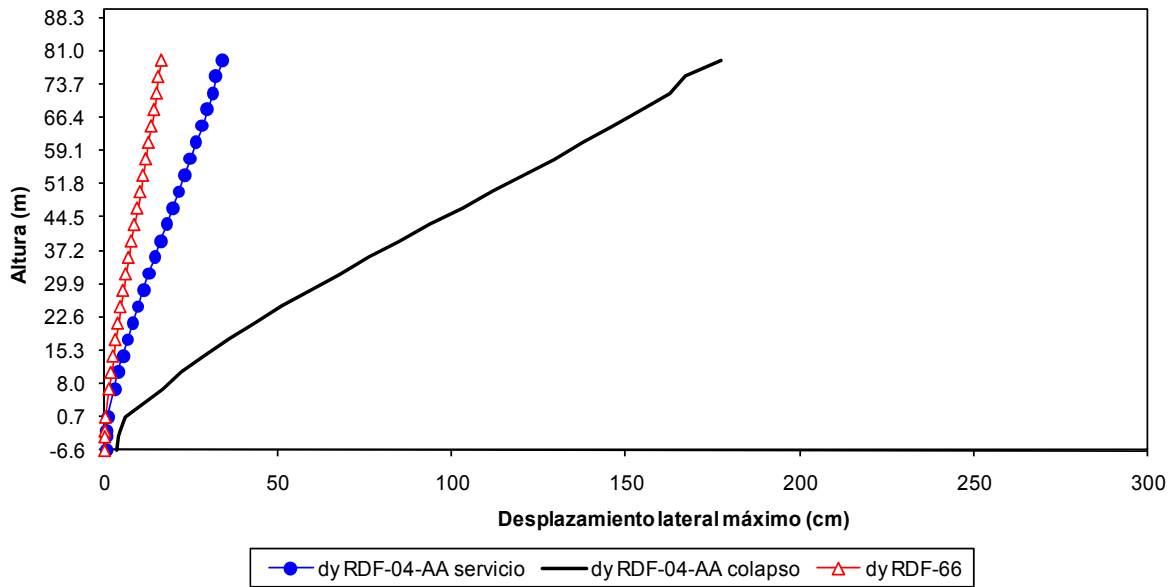


Fig 3.70 Desplazamientos horizontales máximos, análisis dinámico modal espectral (AA del RDF-04 y RDF-66), sismo en la dirección “Y”, caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación)

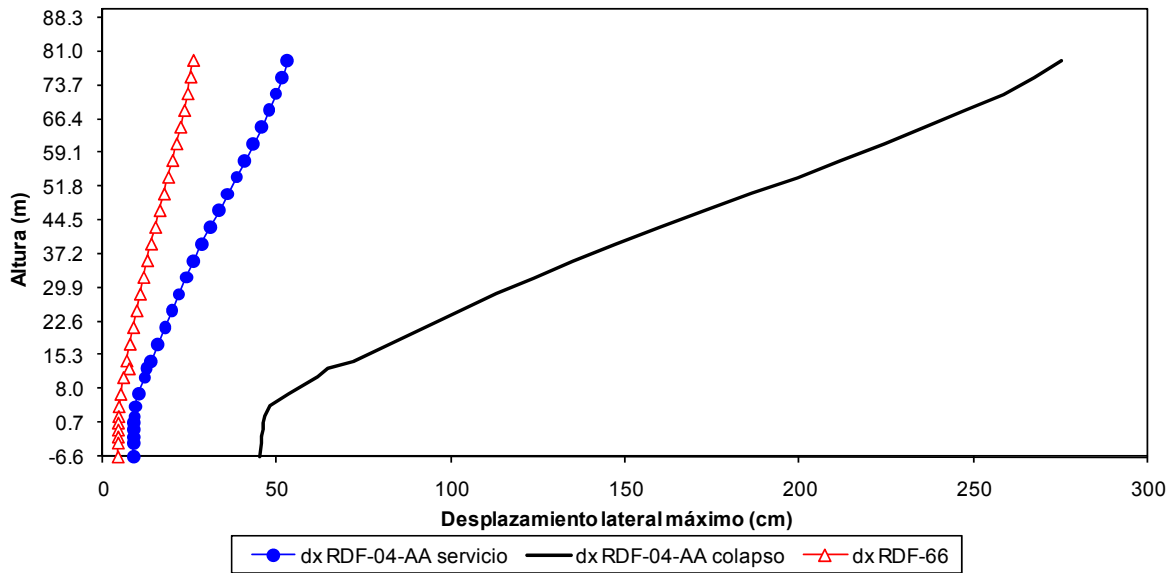


Fig 3.71 Desplazamientos horizontales máximos, análisis dinámico modal espectral (AA del RDF-04 y RDF-66), sismo en la dirección “X”, caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

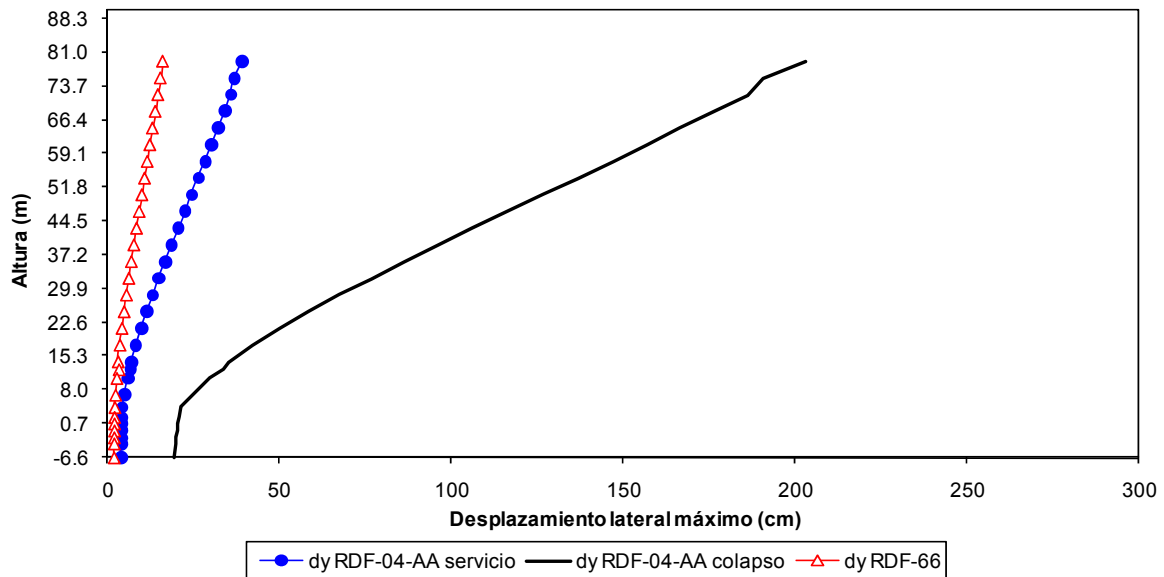


Fig 3.72 Desplazamientos horizontales máximos, análisis dinámico modal espectral (AA del RDF-04 y RDF-66), sismo en la dirección “Y”, caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

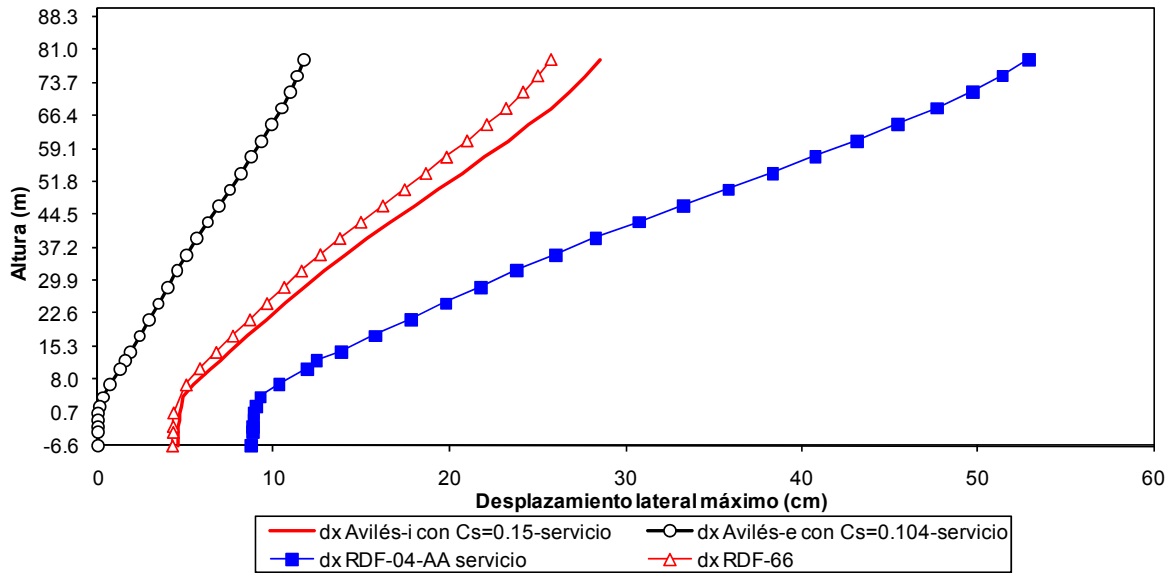


Fig 3.73 Desplazamientos horizontales máximos, condiciones de servicio, análisis dinámico modal espectral (Avilés, AA del RDF-04, y RDF-66), sismo en la dirección “X”, caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

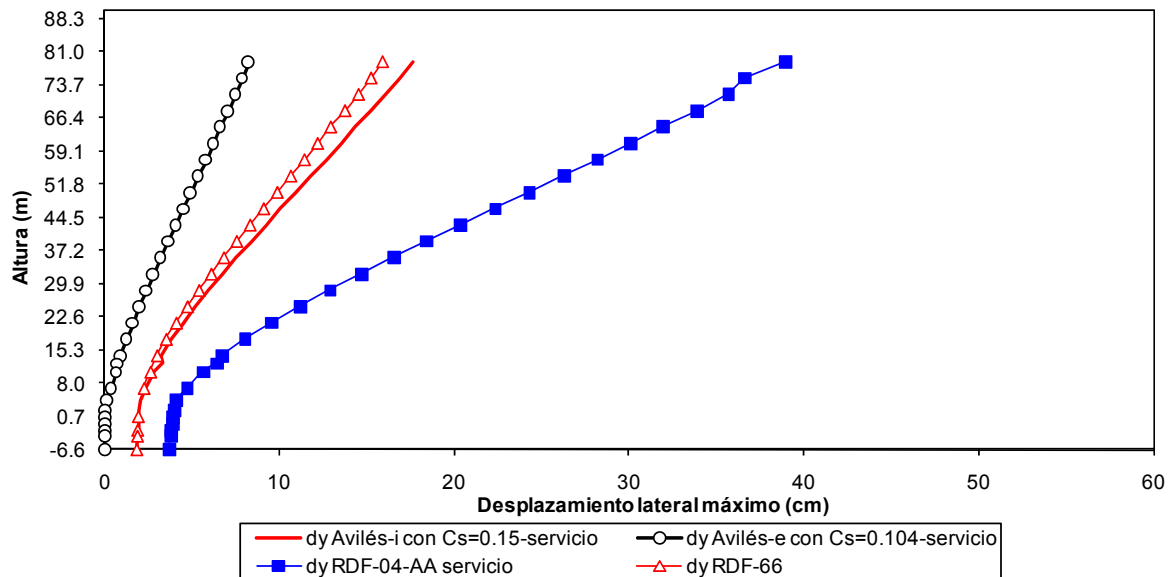


Fig 3.74 Desplazamientos horizontales máximos, condiciones de servicio, análisis dinámico modal espectral (Avilés, AA del RDF-04, y RDF-66), sismo en la dirección “Y”, caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

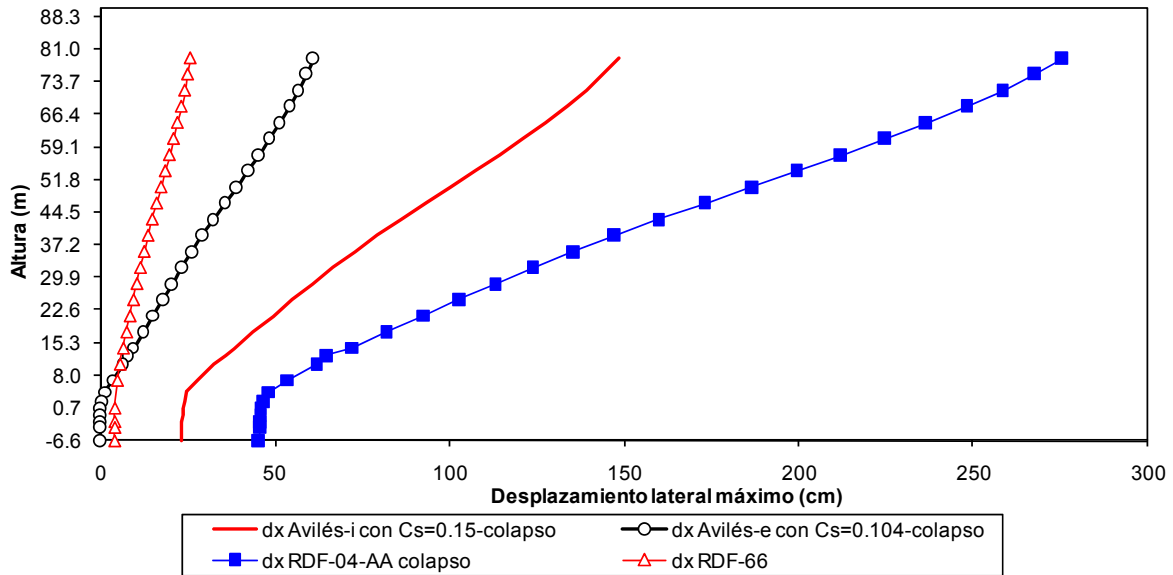


Fig 3.75 Desplazamientos horizontales máximos, condiciones de colapso, análisis dinámico modal espectral (Avilés, AA del RDF-04, y RDF-66), sismo en la dirección “X”, caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

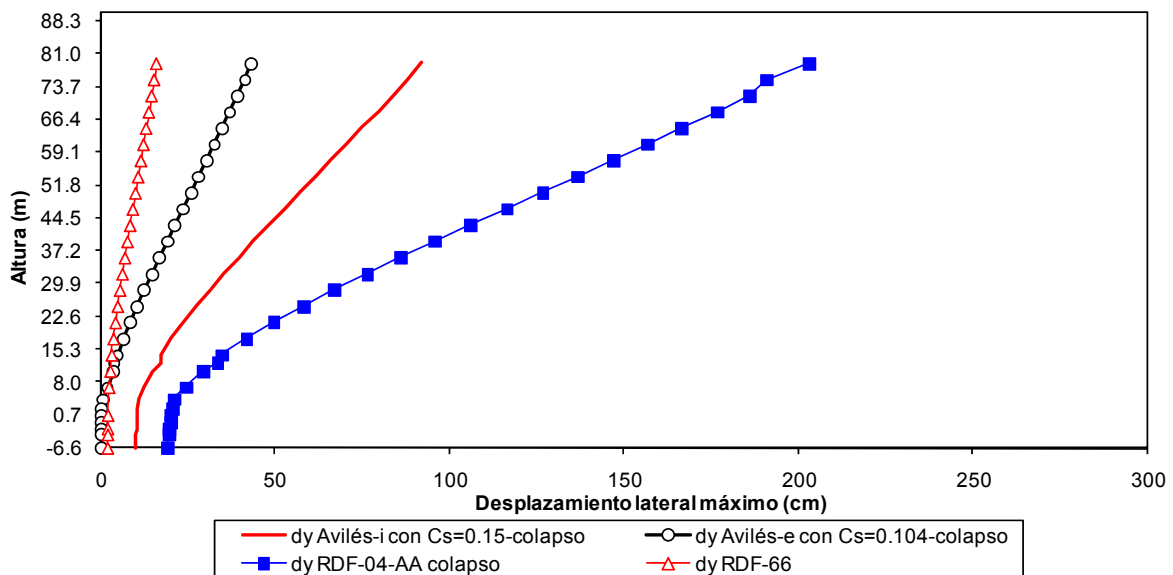


Fig 3.76 Desplazamientos horizontales máximos, condiciones de colapso, análisis dinámico modal espectral (Avilés, AA del RDF-04, y RDF-66), sismo en la dirección “Y”, caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

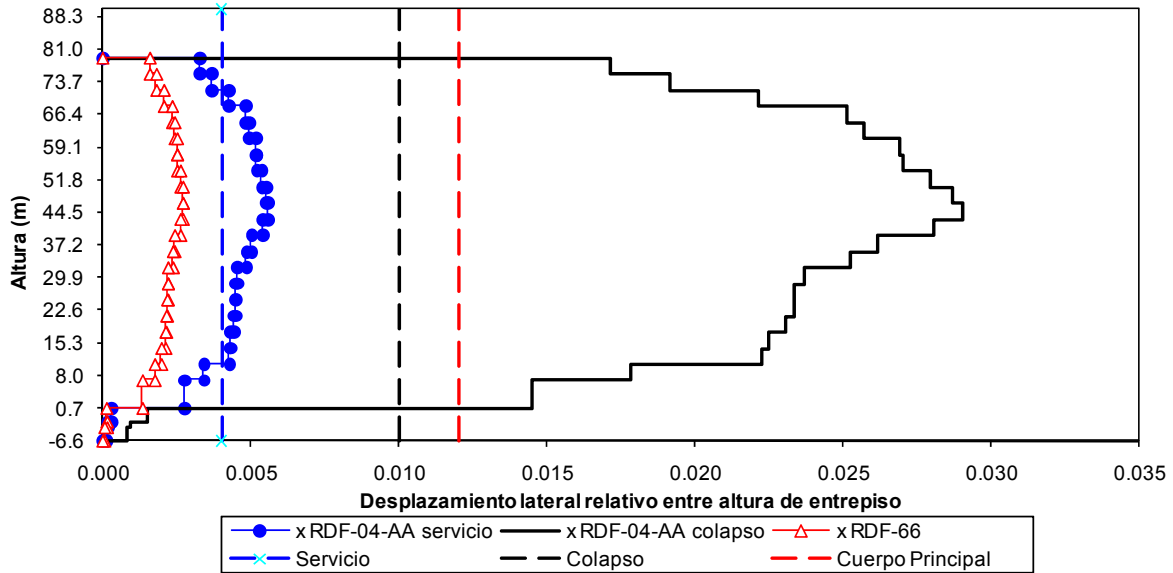


Fig 3.77 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis dinámico modal espectral (AA del RDF-04 y RDF-66), sismo en la dirección “X”, caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación)

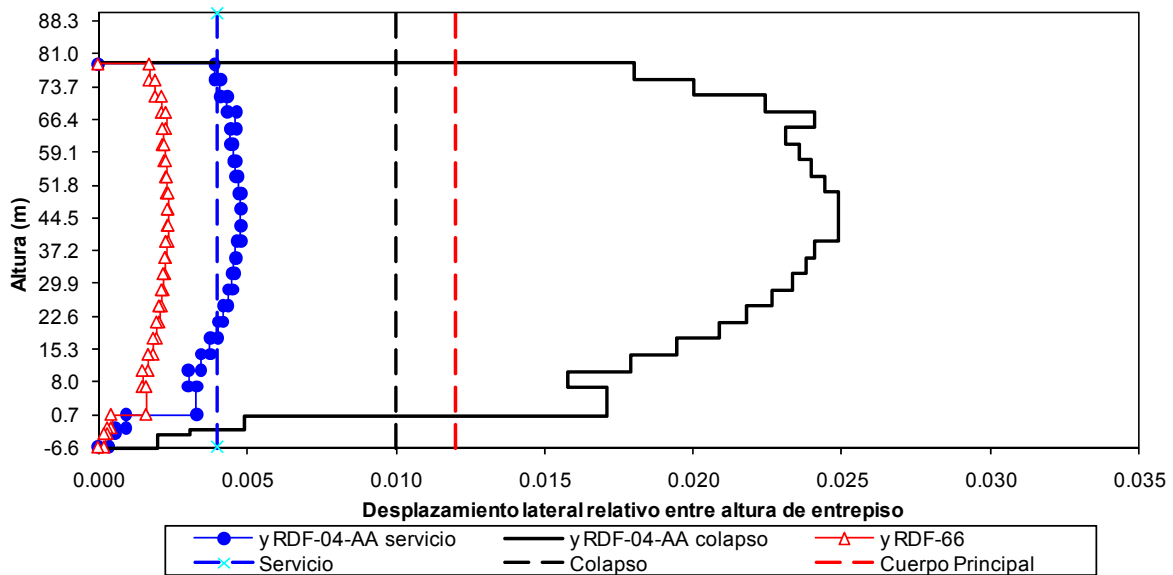


Fig 3.78 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis dinámico modal espectral (AA del RDF-04 y RDF-66), sismo en la dirección “Y”, caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación)

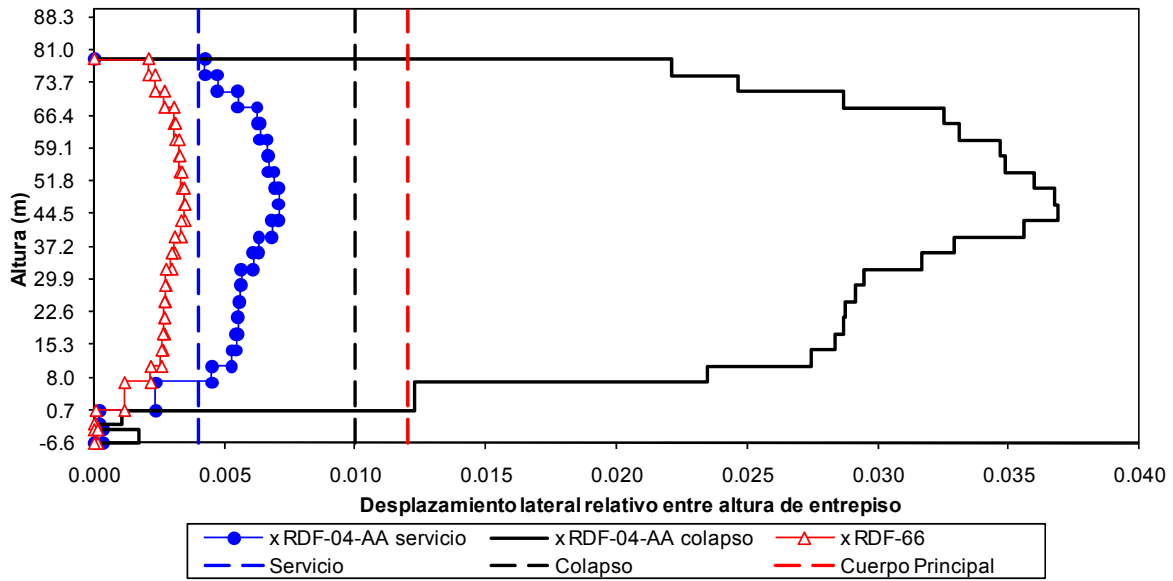


Fig 3.79 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis dinámico modal espectral (AA del RDF-04 y RDF-66), sismo en la dirección “X”, caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

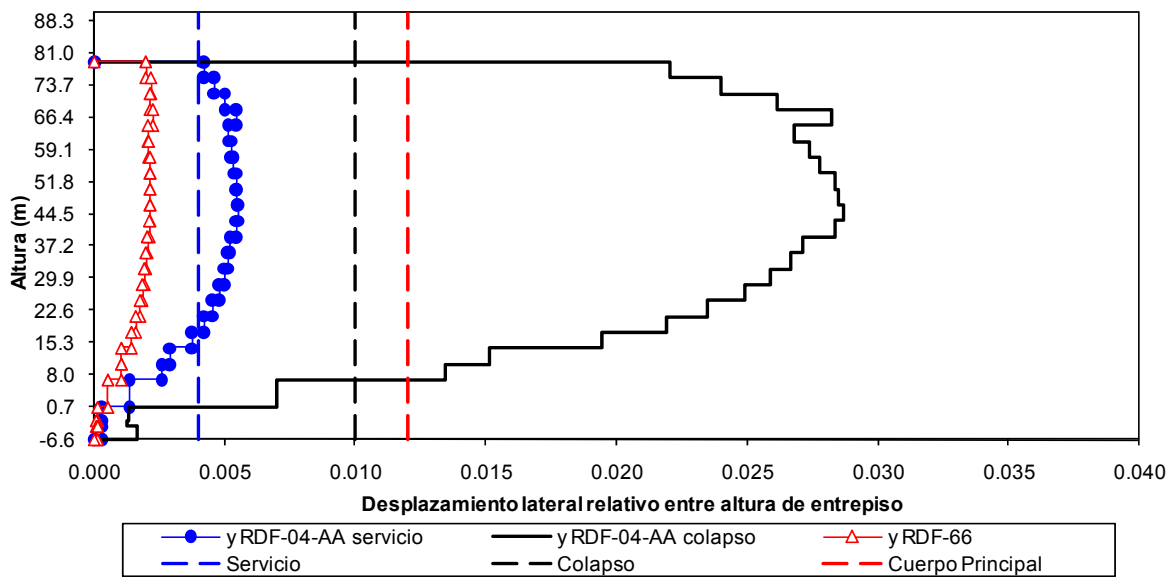


Fig 3.80 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, análisis dinámico modal espectral (AA del RDF-04 y RDF-66), sismo en la dirección “Y”, caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

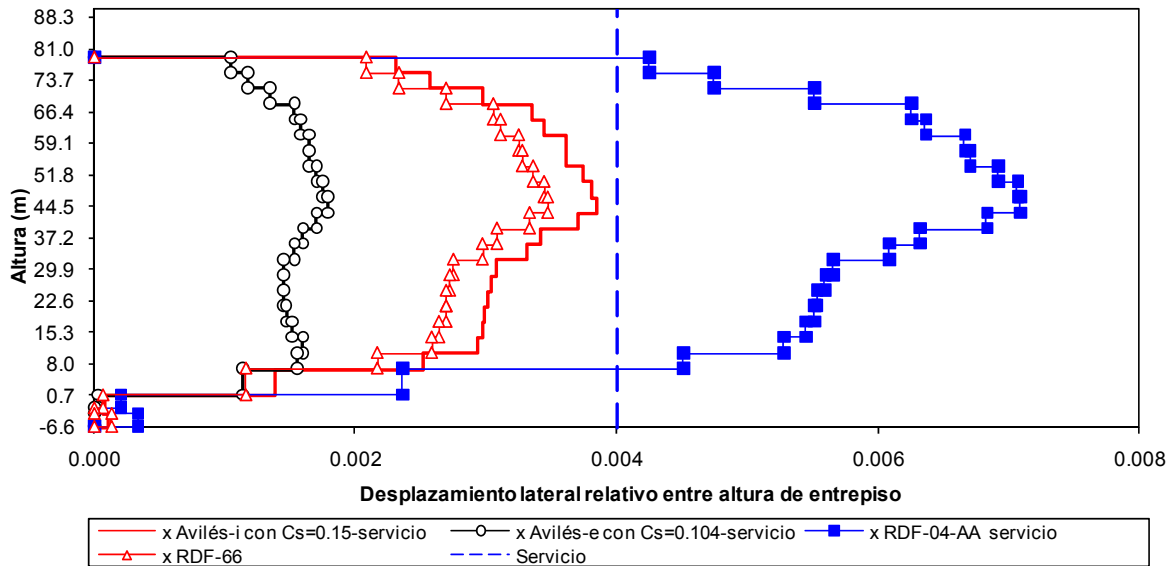


Fig 3.81 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condiciones de servicio, análisis dinámico modal espectral (Avilés, AA del RDF-04, y RDF-66), sismo en la dirección “X”, caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

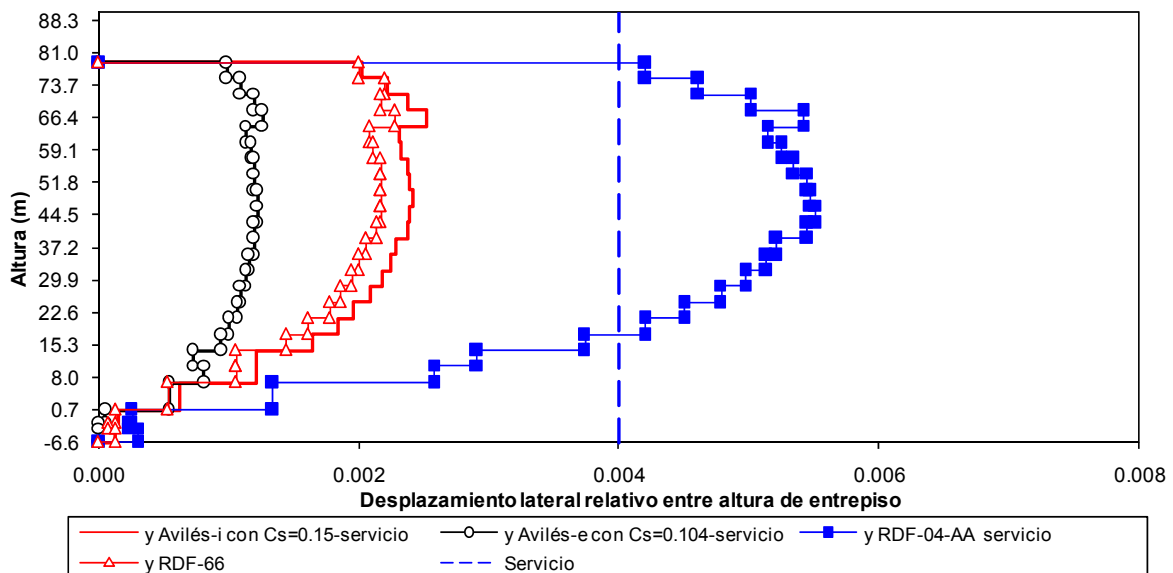


Fig 3.82 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condiciones de servicio, análisis dinámico modal espectral (Avilés, AA del RDF-04, y RDF-66), sismo en la dirección “Y”, caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

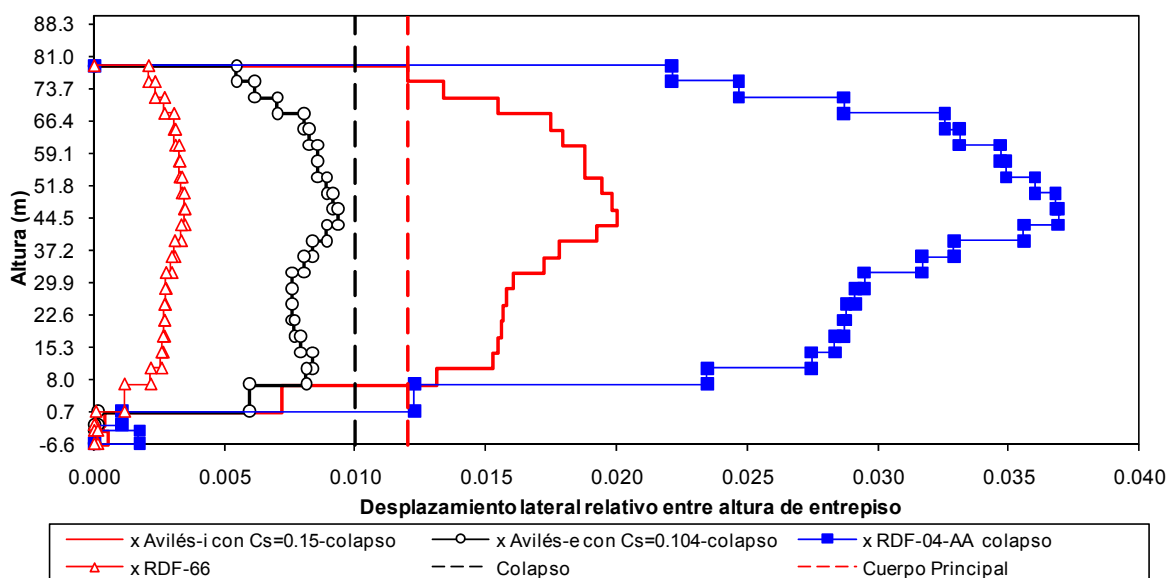


Fig 3.83 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condiciones de colapso, análisis dinámico modal espectral (Avilés, AA del RDF-04, y RDF-66), sismo en la dirección “X”, caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

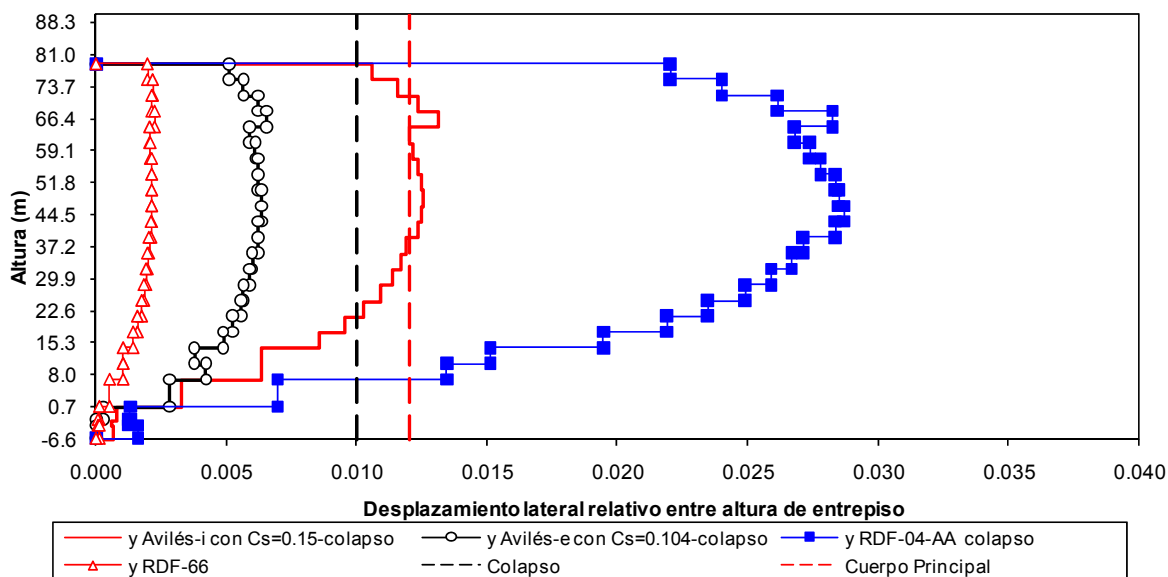


Fig 3.84 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, condiciones de colapso, análisis dinámico modal espectral (Avilés, AA del RDF-04, y RDF-66), sismo en la dirección “Y”, caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

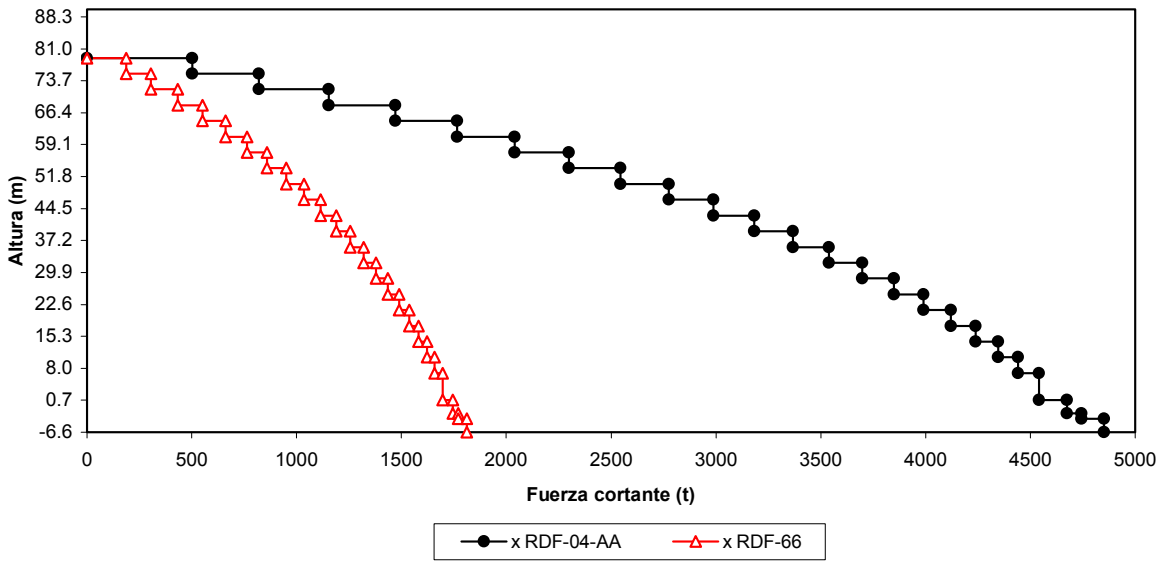


Fig 3.85 Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral (AA del RDF-04 y RDF-66), sismo en la dirección “X”, caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación)

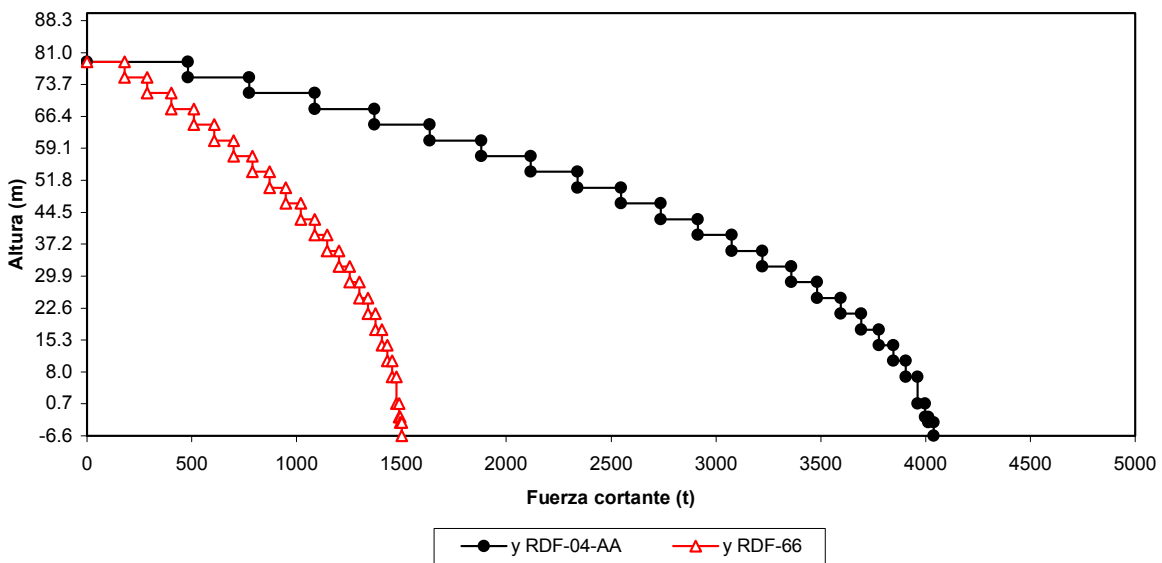


Fig 3.86 Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral (AA del RDF-04 y RDF-66), sismo en la dirección “Y”, caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación)

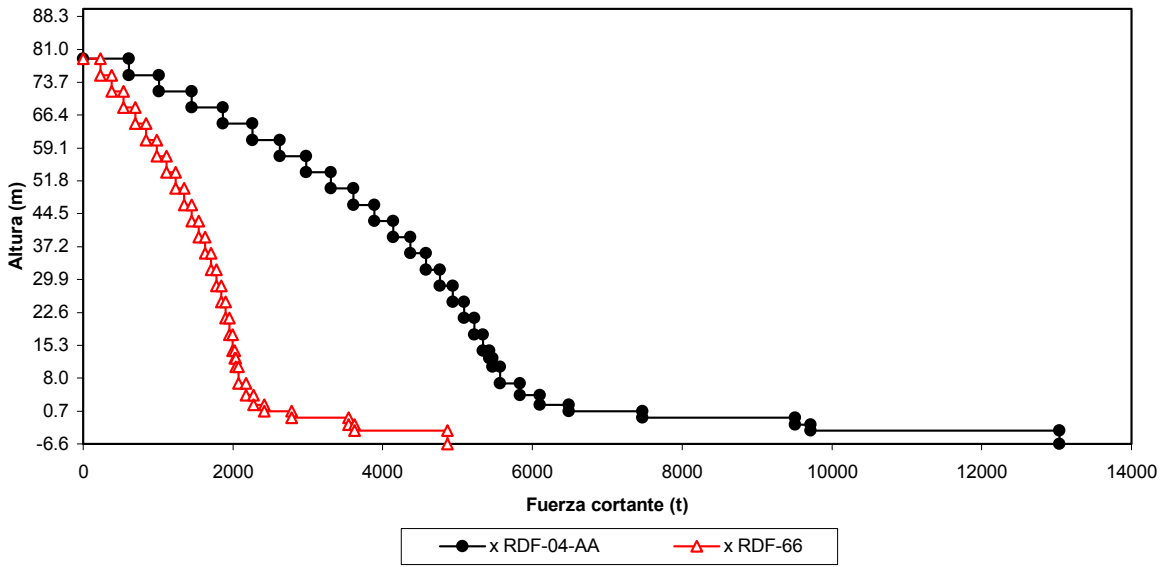


Fig 3.87 Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral (AA del RDF-04 y RDF-66), sismo en la dirección “X”, caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

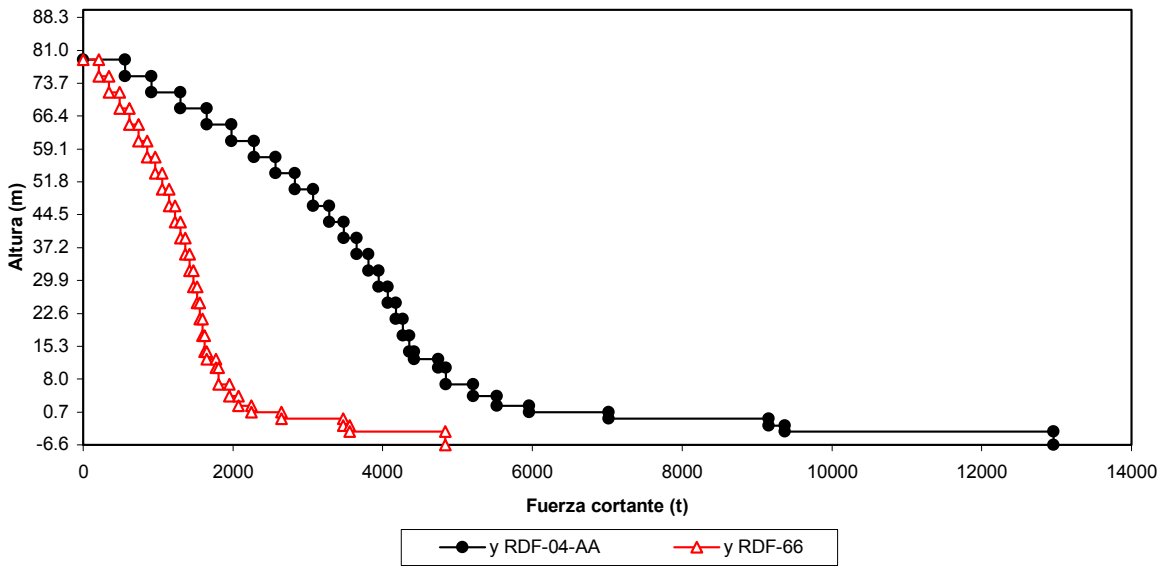


Fig 3.88 Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral (AA del RDF-04 y RDF-66), sismo en la dirección “Y”, caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

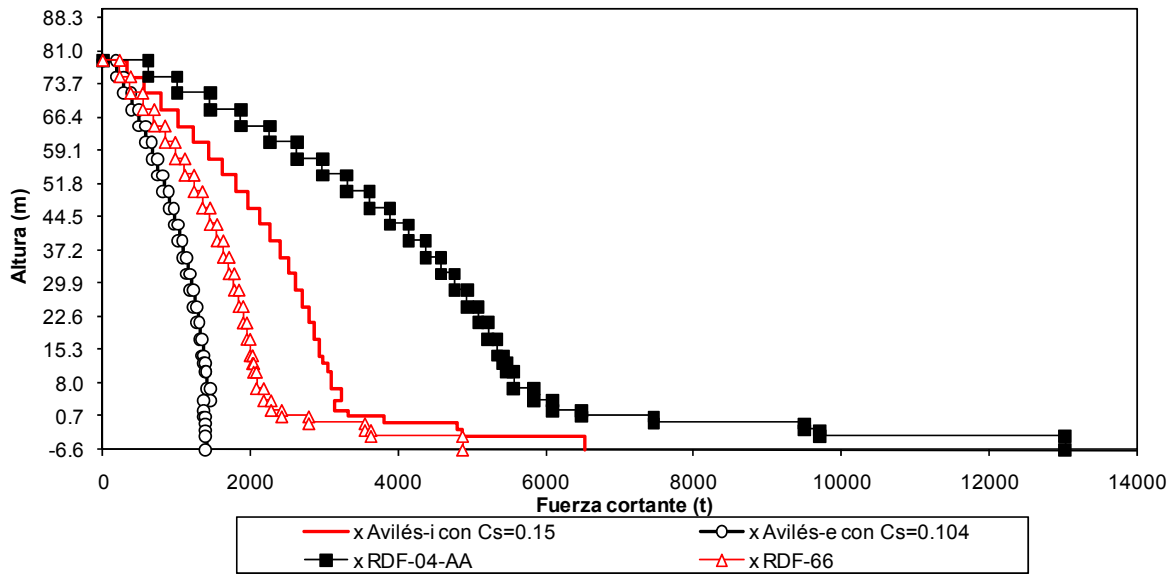


Fig 3.89 Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral (Avilés, AA del RDF-04, y RDF-66), sismo en la dirección “X”, caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

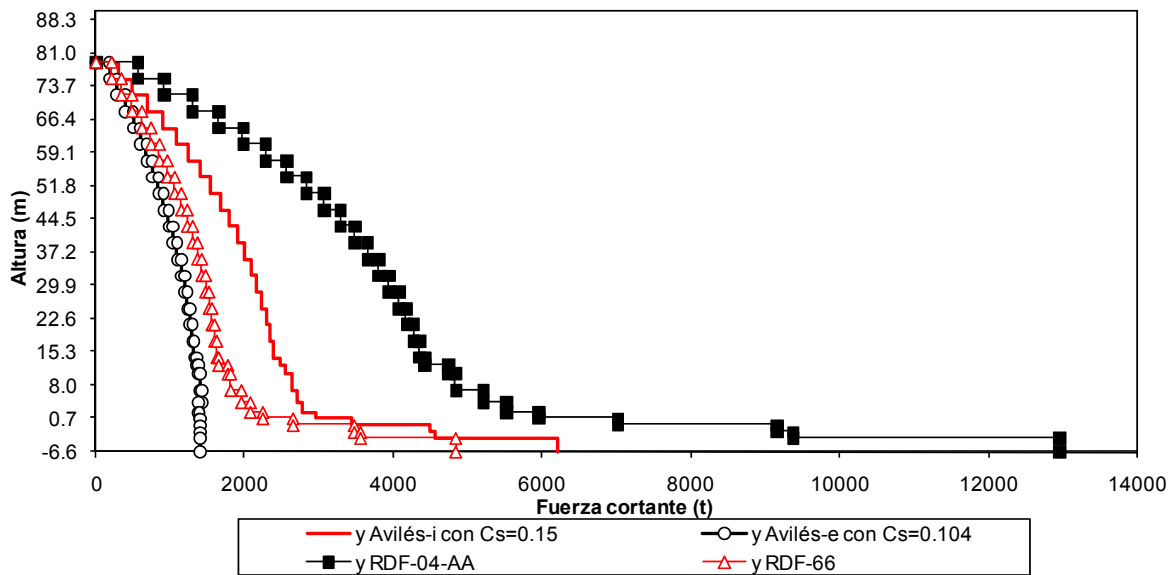


Fig 3.90 Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis dinámico modal espectral (Avilés, AA del RDF-04, y RDF-66), sismo en la dirección “Y”, caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

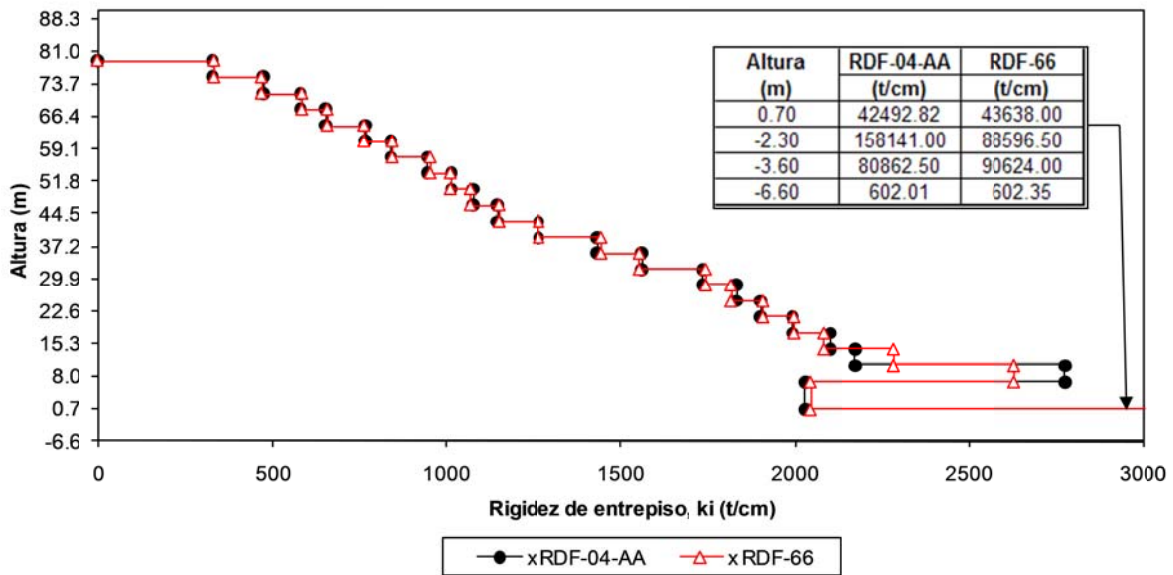


Fig 3.91 Rigideces de entrepiso totales en la dirección “X”, con fuerzas del análisis dinámico modal espectral (AA del RDF-04 y RDF-66), caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación)

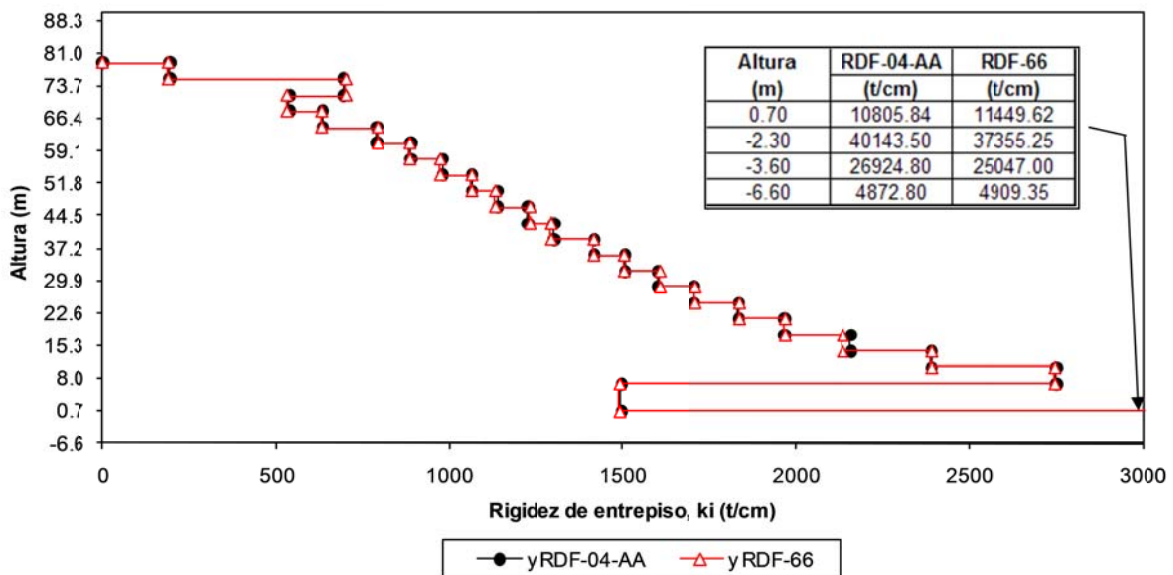


Fig 3.92 Rigideces de entrepiso totales en la dirección “Y”, con fuerzas del análisis dinámico modal espectral (AA del RDF-04 y RDF-66), caso A (Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación)

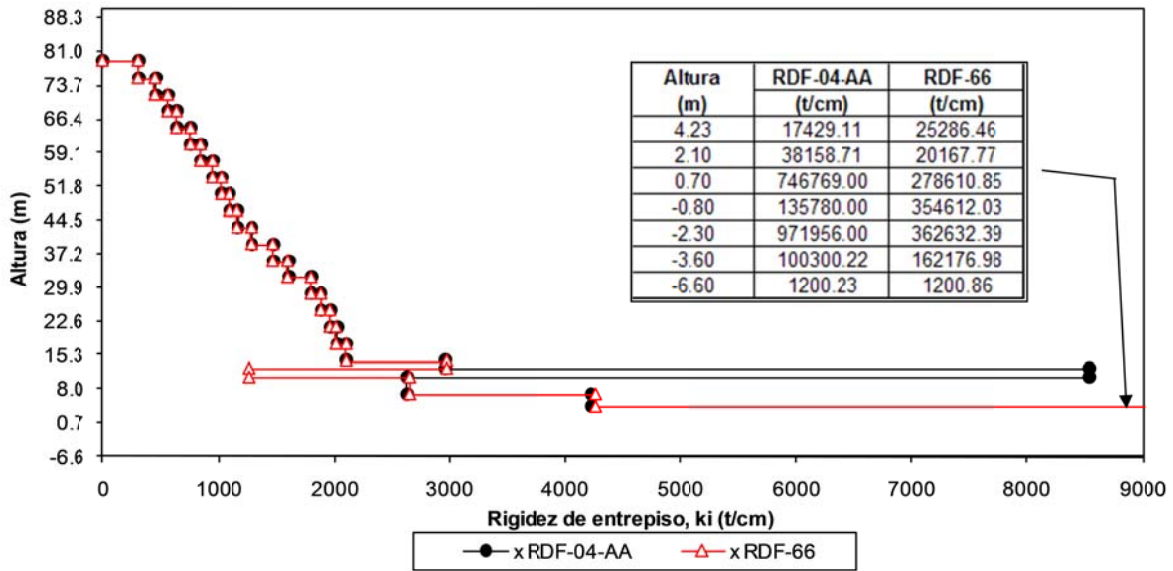


Fig 3.93 Rigideces de entrepiso totales en la dirección “X”, con fuerzas del análisis dinámico modal espectral (AA del RDF-04 y RDF-66), caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

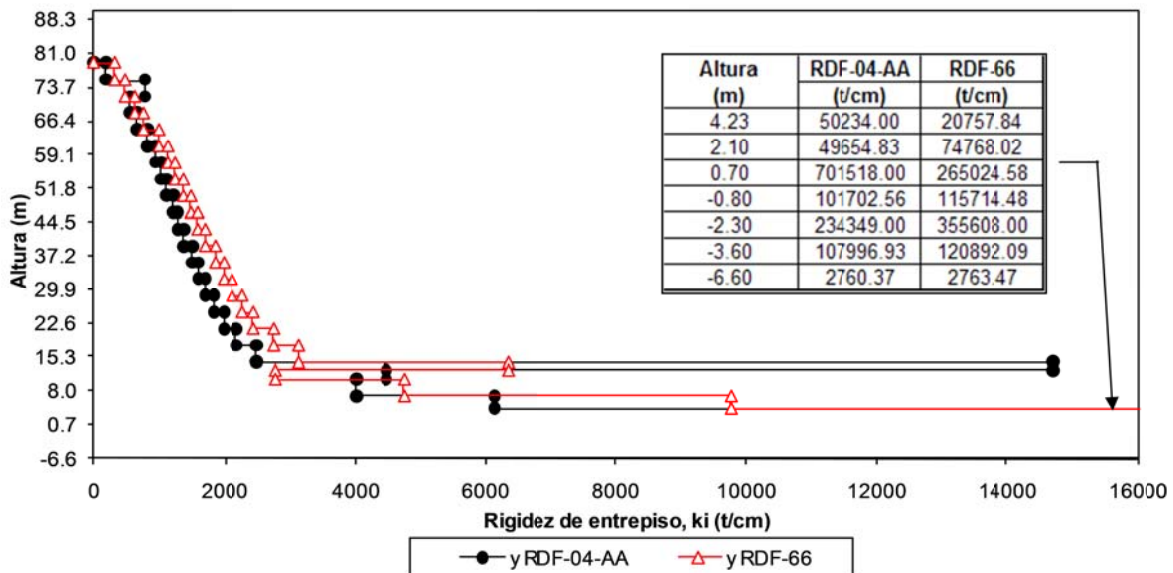


Fig 3.94 Rigideces de entrepiso totales en la dirección “Y”, con fuerzas del análisis dinámico modal espectral (AA del RDF-04 y RDF-66), caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

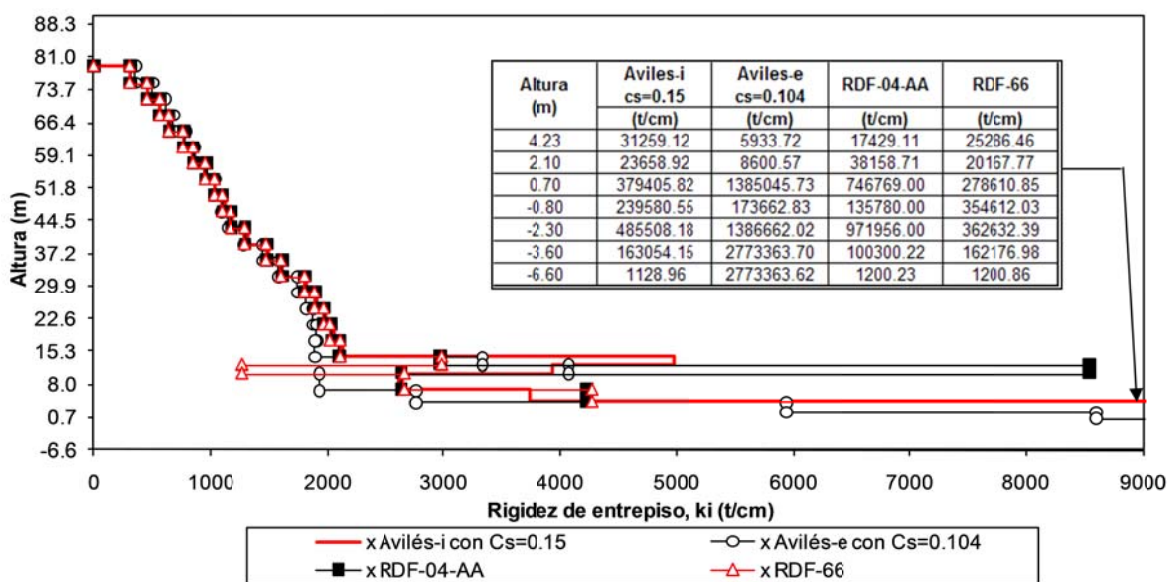


Fig 3.95 Rigideces de entrepiso totales en la dirección “X”, con fuerzas del análisis dinámico modal espectral (Avilés, AA del RDF-04, y RDF-66), caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

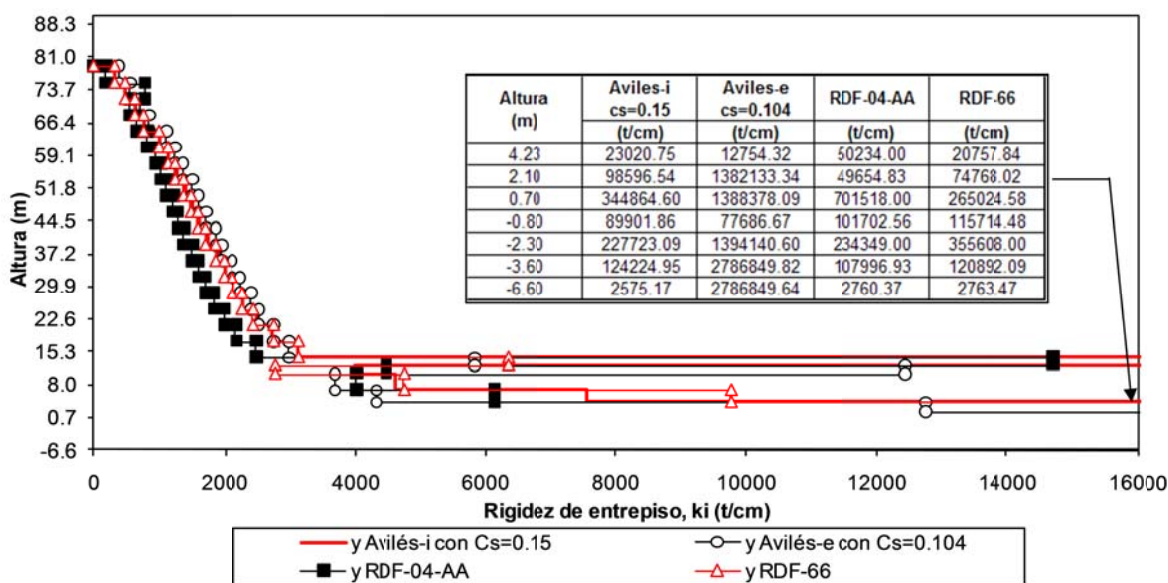


Fig 3.96 Rigideces de entrepiso totales en la dirección “Y”, con fuerzas del análisis dinámico modal espectral (Avilés, AA del RDF-04, y RDF-66), caso B (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos)

CAPÍTULO 4.

CÁLCULO DE LA RESPUESTA INELÁSTICA

4.1 Análisis dinámico paso a paso

Los criterios actuales de diseño sísmico se basan en análisis elásticos, asumiendo el comportamiento inelástico de las estructuras a través de un factor de comportamiento sísmico (Q), con el cual se reduce el espectro de diseño. El uso de este criterio es satisfactorio solamente para fines de diseño; sin embargo, si se requiere tener una estimación más real del comportamiento de una estructura ante los efectos de los sismos, es necesario realizar análisis dinámicos inelásticos paso a paso, considerando como excitación los acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o de combinaciones de estos, que sean representativos del sitio de interés. En este trabajo, con la finalidad de obtener la respuesta inelástica del conjunto de la Torre Mayor y los Cuerpos Bajos, se hicieron análisis sísmicos paso a paso en la historia del tiempo.

Existen varios programas de cómputo para el análisis inelástico de estructuras, los cuales llevan a cabo la integración directa de las ecuaciones de movimiento. Para este trabajo se utilizó el programa DRAIN-2DX, con el cual se puede determinar la respuesta dinámica inelástica de la estructura de interés en dos dimensiones, utilizando el método de integración paso a paso de aceleración constante. El registro de aceleraciones que se utilizó fue el de la estación SCT, componente E-W, del sismo del 19 de septiembre de 1985. Se empleó, también, el acelerograma SRE E-W de 1985; este último es un movimiento simulado (Ordaz, 2007), de acuerdo con las propiedades dinámicas del sitio de interés, con aceleraciones máximas del orden del 70% de lo registrado en SCT. La fig 4.1 presenta la comparación de los registros de aceleraciones SCT-EW y SRE-EW del sismo de 1985.

En los análisis dinámicos paso a paso se incluyeron los efectos de las cargas muertas y vivas, así como también los efectos de segundo orden ($P-\Delta$). Los ejes estructurales se definieron con propiedades dinámicas equivalentes de la estructura tridimensional, según la dirección de interés; se consideraron con base rígida en el nivel de PB.

Se analizaron los siguientes ejes:

- H (longitudinal= "X")
- 6 (transversal= "Y")
- 12 (transversal= "Y")

Como se mencionó en el capítulo anterior, a causa de los sismos de 1985, en 1987 se reforzaron ciertos elementos estructurales en la Torre Mayor, tanto a nivel de la cimentación como en la superestructura. Algunas de las modificaciones que se hicieron, fue el refuerzo de los patines de los muros del eje "12"; de NCIM a NPB se encamisaron 20 cm por lado con concreto reforzado, y de NPB a NCE se reforzaron las cuatro caras con ángulos y placas de acero (fig 3.44). Los extremos de las vigas de acoplamiento se encamisaron con placas de acero, sólo en una longitud de 30 cm; el proyecto de refuerzo indicaba que se debería haber hecho el encamisado en toda la longitud ($L= 3.50$ m), pero no fue así (fig 4.2).

Este refuerzo adicional que se colocó en los patines de los muros y en las vigas de acoplamiento del eje "12" de la Torre Mayor, fue considerado en los análisis inelásticos paso a paso, a saber:

Caso I: No se tomó en cuenta el refuerzo adicional (estado original) (fig 4.2a).

Caso II: Se hizo participar el refuerzo adicional en los patines de los muros y en las vigas de acoplamiento (estado actual) (fig 4.2b).

Caso III: Se consideró el refuerzo adicional en los patines de los muros y se asumió que el encamisado con placas en las vigas de acoplamiento se hizo en toda la longitud de las vigas (fig 4.2c).

Las figs 4.3 a 4.6 muestran la malla del modelo matemático (distribución de nudos, vigas y muros) de los ejes estructurales "H", "6" y "12" (casos I, II y III). Los muros de los tres ejes se modelaron como "columnas anchas". Estas figuras sirven para los análisis paso a paso y para los análisis estáticos no-lineales (Push-over), mostrados posteriormente.

Las resistencias de vigas y muros que se utilizaron en los análisis dinámicos y estáticos no-lineales no se afectaron por el factor de reducción por resistencia ($F_R=1.0$); esto es, se apoyó solamente en los valores nominales. Así, las resistencias se calcularon de la siguiente forma:

- a) Con la información de los planos estructurales, se obtuvieron la geometría, armados y las propiedades de los materiales, así como también la localización de dichas secciones transversales en la estructura.

- b) Se obtuvieron los momentos flexionantes resistentes (positivos y negativos) de todas las vigas con las cuantías de acero de refuerzo disponibles, según los planos estructurales existentes. Las resistencias a flexo-compresión de los muros se definieron en función de sus diagramas de interacción; los muros fueron modelados como “columna ancha”, considerando la participación del acero vertical del alma y de los patines; se utilizaron los programas STRONG98 y SECTION BUILDER.

Con el objetivo de garantizar un comportamiento similar al del modelo tridimensional, se hicieron pruebas de calibración; esto es, se proporcionó la masa asociada a cada eje estructural de interés de tal forma que para una rigidez dada, los periodos de vibración, los desplazamientos horizontales, elementos mecánicos (vigas y muros) y la distribución de fuerzas cortantes de entrepiso, ante los efectos de cargas verticales y fuerzas sísmicas estáticas, coincidieran con los resultados de la estructura tridimensional.

Para cada eje estructural de interés, se hicieron dos tipos de análisis sísmicos dinámicos paso a paso:

- **Elásticos:**

Se proporcionaron valores de resistencias muy grandes en los elementos estructurales (vigas y muros), para obtener un comportamiento elástico ante cualquier sollicitación. Estos análisis elásticos se realizaron únicamente para fines comparativos.

- **Inelásticos:**

Se asignaron valores de resistencias nominales ($F_R=1.0$) a los elementos estructurales; se consideró un comportamiento histerético elasto-plástico bilineal, tomando en cuenta la etapa de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, con pendiente del 3% en vigas y 1.5% en columnas.

Para simular los efectos del amortiguamiento viscoso en cada estructura se empleó el criterio de Rayleigh, en el que la matriz de amortiguamiento es una combinación de la matriz de masas (M) con la matriz de rigideces iniciales (K_i), afectadas por los factores α y β_0 , respectivamente, esto es:

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

Los factores de proporcionalidad “ α ” y “ β_0 ” se obtienen con las siguientes expresiones:

$$\alpha = \frac{4\pi\varphi}{T_1 + T_2} \qquad \beta_0 = \frac{T_1 T_2 \varphi}{\pi(T_1 + T_2)}$$

donde:

- ϕ : Porcentaje de amortiguamiento viscoso crítico para el primer y segundo modo de vibración (supuesto del 5% para este trabajo, típico en estructuras de concreto reforzado).
- T_1 : Periodo del primer modo de vibración de traslación, en la dirección de interés.
- T_2 : Periodo del segundo modo de vibración de traslación, en la misma dirección de interés.

4.2 Respuestas elásticas e inelásticas de los análisis paso a paso

Se presentan las principales respuestas obtenidas de los análisis sísmicos paso a paso, elásticos e inelásticos, de los ejes estructurales “H”, “6” y “12” de la Torre Mayor. Se incluyen las respuestas de los elementos estructurales (vigas y muros), con resistencias nominales y con los efectos de sobre-resistencias.

Las respuestas dinámicas inelásticas paso a paso que se determinaron, son:

- Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea
- Demandas de ductilidad global
- Relaciones del desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso
- Historias de coeficientes sísmicos
- Curvas fuerza cortante basal – desplazamiento lateral de azotea
- Historias de elementos mecánicos en vigas y muros
- Demandas de ductilidad local en los principales miembros estructurales
- Distribución global de articulaciones plásticas
- Demandas máximas de ductilidad local en vigas y muros

4.2.1 Desplazamientos horizontales máximos e historias de desplazamientos en azotea

Las figs 4.7 a 4.13 muestran las envolventes de los desplazamientos horizontales elásticos e inelásticos de los ejes estructurales “H”, “6” y “12” (casos: I, II y III)), considerando los efectos de las resistencias nominales y sobre-resistencias.

Los desplazamientos horizontales máximos de los tres ejes ante los efectos del acelerograma SCT EW-85 resultan mayores que los desplazamientos con el acelerograma SRE EW-85, como era de esperarse. Las respuestas de cada eje con los efectos de las sobre-resistencias resultan menores. Al hacer la comparación de los desplazamientos horizontales inelásticos de los casos I, II y III del marco del eje “12”, no se observan diferencias significativas, congruente con

lo que había que esperar en cuanto a que el encamisado de las vigas de acoplamiento no es importante desde el punto de rigidez lateral.

Las figs 4.14 a 4.25 comparan las historias en el tiempo de los desplazamientos laterales de azotea de los ejes “H”, “6” y “12” (casos: I, II y III), considerando comportamientos elástico e inelástico con resistencias nominales y con los efectos de sobre-resistencias. Los tres ejes analizados presentan una gran demanda de comportamiento no-lineal, con un desfase mayor entre la respuesta elástica y la inelástica entre los 30 a 35 s, aproximadamente. No se muestran grandes diferencias en la respuesta inelástica con los efectos de las resistencias nominales y con los efectos de sobre-resistencias. Se corrobora que los desplazamientos laterales elásticos de azotea con el acelerograma SCT EW-85 resultan mayores, con respecto de los del registro SRE EW-85.

Al comparar las respuestas de los tres casos del eje “12”, el caso II presenta el desplazamiento lateral máximo en el rango no-lineal.

4.2.2 Demandas de ductilidad global

La ductilidad global se define como el cociente del desplazamiento lateral que se presenta en la fase más intensa del comportamiento no-lineal ($\Delta_{MÁX INEL}$) y el desplazamiento lateral en el instante en el que se tiene la primera fluencia (Δ_Y), a saber:

$$\mu_G = \frac{\Delta_{MÁX INEL}}{\Delta_Y}$$

La tabla 4.1 compara los resultados de las demandas máximas de ductilidad global de los ejes estructurales “H”, “6” y “12” (casos: I, II y III), sin y con los efectos de sobre-resistencias, ante la excitación de los acelerogramas SCT-EW y SRE-EW del sismo del 19 de septiembre de 1985.

El eje “H” (dirección larga, igual al eje “K”) tiene una mayor respuesta; en el eje “6” (dirección corta) se desarrolla una ductilidad global menor, con respecto de los otros ejes. Cuando se consideran los efectos de sobre-resistencias, la ductilidad global desarrollada tiende a ser menor. Las demandas máximas de ductilidad global del eje “12” tienden a reducirse cuando las vigas de acoplamiento presentan el encamisado en todo su claro (caso III), como era de esperarse.

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

Las figs 4.26 a 4.32 presentan las envolventes de las relaciones máximas del desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (Δ_{ri}/h_i), según los

análisis dinámicos paso a paso elásticos e inelásticos. Estos resultados se comparan contra las respuestas obtenidas con los espectros de diseño RDF-66 y RDF-04, así como, también, contra los valores permisibles de las condiciones de servicio y de colapso, a saber:

- 0.004, para la revisión del estado límite de servicio con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, considerando que los elementos no-estructurales están desligados de la estructura principal.
- 0.010, para la revisión de la condición de colapso con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, asumiendo que en la estructura se tienen muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada ($Q=1$ ó 2).
- 0.012, para la revisión de la condición de servicio con el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04, considerando que los elementos no-estructurales están desligados de la estructura principal.

La respuesta de los análisis paso a paso elásticos con ambos acelerogramas es mayor que los límites permisibles establecidos en las NTC-Sismo del RDF-04. Las respuestas inelásticas (sin y con efectos de sobre-resistencias) de los tres ejes quedan por debajo del límite permisible de la condición de colapso (0.010) y por arriba del límite permisible del estado de servicio (0.004). Los ejes “H” y “12” tienen un comportamiento similar en toda la altura, debido a la contribución importante de los muros de concreto disponibles en dichos ejes; en cambio, en el eje “6”, a partir del nivel N15 y hasta el nivel NCE*, se tienen resultados mayores.

Al comparar las respuestas de los tres casos (I, II y III) del eje “12”, éstas tienen un comportamiento similar.

4.2.4 Historias de coeficientes sísmicos

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

Las figs 4.33 a 4.42 comparan las historias de coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso con comportamientos elástico e inelástico (sin y con efectos de sobre-resistencias) de los ejes estructurales “H”, “6” y “12” (casos: I, II y III).

Las respuestas elásticas con el acelerograma SRE EW-85 resultan menores que las del registro SCT EW-85, como era de esperarse. El eje “H” presenta los mayores coeficientes sísmicos elásticos, y el eje “6” la mayor respuesta inelástica.

Los coeficientes sísmicos de los tres casos del eje “12” tienen un comportamiento similar; si acaso, en el caso III se tienen los coeficientes sísmicos inelásticos ligeramente superiores.

4.2.5 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea

Las figs 4.43 a 4.62 presentan las relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento lateral de azotea de los ejes estructurales de interés “H”, “6” y “12” (casos: I, II y III), ante la excitación de los acelerogramas SCT y SRE, considerando comportamientos elástico e inelástico (con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias).

La respuesta elástica de los tres ejes analizados tiende a concentrarse en una línea recta inclinada, ante la ausencia de fluencias y solo la presencia de los efectos del porcentaje de amortiguamiento viscoso asumido. El cálculo de la repuesta inelástica considera las resistencias en su estado nominal y con los efectos de sobre-resistencias.

Los valores máximos de la fuerza cortante basal de los ejes “6” y “12” (ejes cabeceros de la dirección transversal) son más pequeños que los valores obtenidos para el eje “H” (dirección longitudinal); si acaso, los desplazamientos horizontales de azotea son ligeramente mayores en los ejes “6” y “12”.

Existe un ligero incremento en las respuestas al considerar los efectos de sobre-resistencias, con respecto de los casos con resistencias nominales, como era de esperarse. Las respuestas elásticas e inelásticas con el acelerograma SCT EW-85 son mayores con respecto de lo que ocurre con el acelerograma SRE EW-85.

Al hacer la comparación de los comportamientos de las respuestas elásticas e inelásticas, se observa la importancia que presenta la respuesta inelástica: se reducen los máximos y se tiene un área de histéresis que describe la presencia de la fluencia de los diferentes elementos estructurales en la historia del tiempo.

El caso III del eje “12” presenta valores de fuerza cortante basal que los que se tienen para los casos I y II del mismo eje analizado, como era de esperarse, por ser más resistentes las vigas de acoplamiento.

4.2.6 Historias de elementos mecánicos en vigas y muros

Para observar el comportamiento a nivel local de los diferentes elementos estructurales de la Torre Mayor, se muestran enseguida las historias en el tiempo de los elementos mecánicos actuantes de algunas vigas y muros tipo del primer entrespaño de cada uno de los ejes “H”, “6” y “12” (casos I, II y III), y se comparan

contra las resistencias de diseño calculadas con el RDF-04. En las vigas se tienen las historias de momento flexionante y fuerza cortante, y en los muros se muestran las combinaciones momento flexionante-carga axial (M-P) y las historias de fuerza cortante actuante contra la resistencia disponible. Solamente se muestran los resultados con el registro SRE EW-85, para fines ilustrativos.

Los números de vigas y muros (según el modelo de la computadora) de los tres ejes analizados fueron:

- Vigas:
 - 133 y 135, eje “H” (fig 4.63)
 - 23, eje “12”, caso I (fig 4.68)
 - 68, eje “12”, caso II (fig 4.71)
 - 23, eje “12”, caso III (fig 4.74)

- Muros:
 - 1, 70 y 139, eje “H” (fig 4.87)
 - 1, eje “6” (fig 4.94)
 - 1 y 24, eje “12”, caso I (fig 4.97)
 - 1, 2, 24 y 25, eje “12”, caso II (fig 4.102)
 - 1, 2, 24 y 25, eje “12”, caso III (fig 4.111)

a) Historias de momentos flexionantes en vigas

Las figs 4.64 a 4.76 muestran las historias de momentos flexionantes actuantes del extremo izquierdo de las vigas seleccionadas de los ejes “H”, “6” y “12” (casos I, II y III), a raíz de los análisis elásticos e inelásticos con resistencias nominales y con los efectos de sobre-resistencias; se comparan contra los momentos resistentes correspondientes.

En los resultados de los análisis inelásticos con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias, todas las vigas seleccionadas presentan un número importante de ciclos en que se alcanza la fluencia; si acaso las vigas del eje 12 (caso III) son las que tienen un número menor de ciclos en que se alcanza la resistencia.

b) Historias de fuerzas cortantes en vigas

Las figs 4.77 a 4.86 comparan las historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de las vigas seleccionadas de los ejes “H”, “6” y “12” (casos I, II y III) de los análisis elásticos e inelásticos contra las resistencias sin y con los efectos de sobre-resistencias.

La respuesta inelástica de las vigas analizadas del eje “H”, rebasa ligeramente el cortante resistente.

La respuesta inelástica de las vigas del eje "12" (casos I, II y III) no alcanza, en general, la capacidad disponible; el modo de falla que rige es por flexión, y no por cortante; esto es, se tiene capacidad suficiente para que no se presenten fallas frágiles por tensión diagonal.

Las respuestas de las vigas del eje "12" tienden a ser mayores, debido a la presencia de los dos grandes muros adyacentes.

c) Combinaciones momento flexionante-carga axial en muros

Las figs 4.88 a 4.119 muestran las combinaciones momento flexionante-carga axial (M-P) actuantes de los análisis inelásticos con resistencias nominales y con los efectos de sobre-resistencias, del extremo inferior de los muros de los ejes "H", "6" y "12" (casos I, II y III); se hace la comparación contra la resistencia disponible, la cual está definida por los diagramas de interacción, calculados con los armados existentes.

El muro "H"- "6" (muro no. 1) presenta combinaciones M-P superiores a los de la condición balanceada, con una cierta variación tanto en carga axial como en momento flexionante; el muro "H"- "12" (muro no. 139) tiene respuestas M-P menores a los de la condición balanceada. El muro no. 70 presenta un patrón de comportamiento gobernado por flexión, con cambios mínimos en la carga axial y con valores de las relaciones M-P siempre por debajo de la condición balanceada.

En el muro del eje "6" domina el comportamiento por flexión; las combinaciones M-P se encuentran por debajo de la condición balanceada. La resistencia a compresión de este muro es mayor en comparación con los muros de los ejes "H" y "12".

Los muros del eje "12" (caso I), presentan combinaciones M-P menores a los de la condición balanceada, con variación tanto en carga axial como en momento flexionante. En los muros del entrepiso inferior (N1-PB) del caso II, se muestran respuestas M-P que están al límite del diagrama de interacción que representa la resistencia, pero al revisar los mismos muros en el siguiente entrepiso las combinaciones M-P caen dentro de dicho diagrama y por debajo de la condición balanceada.

Las figs 4.112 a 4.119 muestran las combinaciones M-P de los muros del eje "12" del caso III, del entrepiso inferior, mostrándose que en varios ciclos dichas combinaciones se encuentran al límite del diagrama de interacción del muro, por arriba de la condición balanceada. Al revisar los mismos muros, pero del siguiente entrepiso, son menos las combinaciones que se encuentran al límite de la resistencia disponible. Las combinaciones momento flexionante-carga axial del caso III son mayores con respecto a la de los casos I y II, debido al refuerzo metálico de la viga de acoplamiento y al refuerzo adicional en los patines de los muros.

d) Historias de fuerzas cortantes en muros

Las figs 4.120 a 4.139 muestran las historias en el tiempo de las fuerzas cortantes actuantes de los análisis elásticos e inelásticos (con resistencias nominales y los efectos de sobre-resistencias), del extremo inferior de los muros de los ejes estructurales “H”, “6” y “12” (casos I, II y III); se hace la comparación de las respuestas contra las resistencias correspondientes.

Las fuerzas cortantes actuantes inelásticas de los muros del eje H son siempre menores que las resistencias; los muros disponen de una reserva adecuada de capacidad al cortante, para así asegurar que no se presente una falla frágil por tensión diagonal.

En el caso del muro del eje “6”, las fuerzas cortantes actuantes son ligeramente menores a la resistencia disponible. Cabe señalar que el cortante resistente de este muro es mayor al de los ejes “H” y “12”. Al igual que los muros del eje H tiene una resistencia adecuada a cortante.

La respuesta elástica e inelástica de los muros del eje “12” (casos I y II) tiende a ser, en varios ciclos, similar al cortante resistente.

Las figs 4.136 a 4.139 presentan la respuesta inelástica de los muros del caso III del eje “12”; para este caso, las fuerzas cortantes actuantes son mayores al cortante resistente del muro, por lo que la falla que se presentaría sería del tipo frágil; esto es, lo anterior ocurre debido al refuerzo metálico adicional supuesto en la viga de acoplamiento. La fuerza cortante actuante es mayor en el caso III en comparación a los casos I y II.

4.2.7 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y muros

a) Distribución global de articulaciones plásticas

Se revisan las vigas y muros de los ejes estructurales “H”, “6” y “12” (casos I, II y III) que pueden presentar rótulas plásticas a lo largo de la historia de la excitación. Al medir los giros en la articulación plástica se puede definir el nivel de deformación inelástica alcanzada en la estructura y por consecuencia el nivel de daños desarrollados.

Las figs 4.140 a 4.159 muestran la distribución global de rótulas plásticas que se presentan en las vigas y muros de los ejes “H”, “6” y “12” (casos I, II y III), sin y con los efectos de sobre-resistencias de los elementos estructurales.

La mayoría de las vigas presentan fluencia, así como también la base de los muros del eje H,. En general, la tendencia del mecanismo de falla es del tipo

“viga” (columna fuerte - viga débil). Se presentan algunas rótulas plásticas en la unión de los muros de los ejes “H” y “12”, en particular en los primeros entresijos (N1 al N5).

El muro del eje “6” llega a presentar rótulas plásticas hasta el entresijo N2-N1 (figs 4.144 a 4.147).

En los casos I y II del eje “12” se presentan rótulas plásticas en los extremos de todas las vigas, con algunas rótulas en los muros en los primeros entresijos (N1 al N7). El mecanismo de falla que se presenta en este eje es del tipo “viga”.

El caso III del eje “12” presenta un incremento de rótulas plásticas en los muros, con fluencias hasta el entresijo N12; se tiene una disminución de rótulas en las vigas, debido al refuerzo metálico adicional en las vigas.

En general, al considerar los efectos de sobre-resistencias en los elementos estructurales, con el acelerograma SRE EW-85, existe una disminución de rótulas plásticas.

b) Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y muros

Las figs 4.160 a 4.168 muestran las envolventes de las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y muros de los ejes estructurales “H”, “6” y “12” (casos I, II y III) considerando las resistencias nominales y los efectos de sobre-resistencias.

Las vigas del eje “H” muestran una mayor demanda de ductilidad en los niveles superiores; en cambio, las vigas del eje “12” se presentan en los primeros niveles. En las vigas del eje “12” del caso III, de los niveles superiores, las demandas son prácticamente nulas.

Las demandas de ductilidad en los muros de los ejes “H”, “6” y “12” (casos I y II) son mayores en los primeros niveles. El caso III del eje “12” se desarrollaron ductilidades mucho mayores, con respecto de los casos I y II, debido al refuerzo metálico en las vigas de acoplamiento.

4.3 Análisis estático no-lineal Push-over

4.3.1 Antecedentes

Las nuevas tendencias en el diseño sísmico de edificios, parecen estar orientadas a la estimación del comportamiento estructural para diferentes niveles de la intensidad del movimiento del terreno ocasionado por sismo. Para ello, el uso del análisis estático no-lineal, conocido por Push-over, ha sido identificado como

una importante herramienta computacional. En general el análisis Push-over es una herramienta útil que incorpora la mayoría de las características del edificio relacionadas con la capacidad última, para la evaluación de su resistencia lateral y para verificar el comportamiento sismorresistente de la estructura en el rango inelástico.

El análisis de cualquier estructura ante la acción de una carga estática monotónicamente creciente tiene como finalidad identificar el comportamiento general de dicha estructura, desde el punto de vista de su resistencia y de su deformación. Este tipo de análisis se lleva a cabo teniendo como dato de control el desplazamiento lateral del nivel de azotea, por lo que las cargas laterales aplicadas son normalizadas e incrementadas gradualmente para obtener el nivel de desplazamiento impuesto; lo anterior fue posible llevarlo a cabo el programa DRAIN-2DX. Así, se van incrementando las fuerzas laterales hasta que aparezca la falla, formándose las articulaciones plásticas en los elementos estructurales.

Sin embargo, algunas de las principales limitaciones del análisis Push-over, son:

- Las fuerzas laterales monotónicamente crecientes sólo se aplican hacia un sentido. No considera el efecto cíclico reversible.
- Por ser un análisis tipo estático, no toma en cuenta el efecto dinámico de la influencia de los modos de vibración.
- Sus resultados son dependientes de la forma de la distribución de las fuerzas laterales.

Con base en los diferentes tipos de análisis sísmicos realizados en este trabajo (estático, dinámico modal espectral, dinámico paso a paso elástico e inelástico), se obtuvieron cuatro perfiles de cargas. Las figs 4.169 a 4.171 presentan los perfiles de cargas laterales de los ejes estructurales “H”, “6” y “12”.

Sólo se muestran los resultados con los perfiles de cargas de los análisis dinámico modal espectral y paso a paso inelástico, por ser los más representativos.

Durante los análisis Push-over realizados, se revisaron las siguientes posibles condiciones, a saber:

Caso 1.- Se llevó la estructura al colapso, estableciendo un límite de desplazamiento muy grande.

Caso 2.- Se establecieron los siguientes límites de demanda de ductilidad local: trabes con $\mu_L < 35$ y muros con $\mu_L < 20$; además, que las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (Δ_{ri}/h_i) fueran menores al estado límite contra colapso de 0.010.

4.3.2 Desplazamientos horizontales máximos

Las figs 4.172 a 4.175 muestran las envolventes de los desplazamientos horizontales máximos de cada uno de los ejes estructurales de interés (“H”, “6” y “12”, casos: I, II y III), con base en la distribución de las cargas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico, sin y con los efectos de sobre-resistencias.

Los desplazamientos horizontales del caso III del eje “12” resultan ser menores en comparación con los casos I y II, debido al refuerzo metálico supuesto en las vigas de acoplamiento.

En general, en los tres ejes estructurales analizados, las respuestas con el perfil de cargas del análisis dinámico paso a paso inelástico resultan ser menores que las del dinámico modal espectral. Sólo se tienen pequeñas diferencias de los desplazamientos al considerar las resistencias nominales o los efectos de sobre-resistencias de los elementos estructurales.

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

Las figs 4.176 a 4.179 presentan las envolventes de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (Δ_{ri}/h_i), calculados a partir de la diferencia entre los desplazamientos laterales de entrepiso divididos entre la altura del entrepiso, de acuerdo con los perfiles de cargas del análisis dinámico modal espectral y del análisis dinámico paso a paso inelástico, con los efectos de las resistencias nominales y de las sobre-resistencias. Cabe recordar que los límites permisibles considerados fueron:

- Para la revisión del estado límite de servicio con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, el valor permisible de la distorsión angular de entrepiso es de 0.004, considerando que los elementos no-estructurales están desligados de la estructura principal.
- Para la revisión de la seguridad contra colapso con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, el valor permisible de distorsión de entrepiso es 0.010, considerando que son muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada ($Q=1$ ó 2).
- Con fines comparativos, se considero el valor permisible de 0.012, de acuerdo con el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04, considerando que los elementos no-estructurales están desligados de la estructura principal.

Las respuestas de los ejes “H” y “6” son mayores a los límites permisibles establecidos en las NTC-Sismo del RDF-04; dichas respuestas con el perfil de

cargas del análisis dinámico paso a paso inelástico resultan ser menores que con el perfil del dinámico modal.

La respuesta de los casos I y II del eje "12" exceden los límites de colapso (0.010) y servicio (0.004); al considerar el perfil de las fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, las distorsiones angulares de entrepiso son ligeramente mayores al límite establecido en el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04 (0.012). En el caso III del eje "12", las respuestas tienen un comportamiento similar, utilizando los dos perfiles de cargas; resultan menores con respecto de los límites permisibles contra colapso (0.010) y de servicio (0.012), pero mayores al límite de servicio (0.004), según las NTC-Sismo del RDF-04.

4.3.4 Relaciones fuerza cortante basal - desplazamiento lateral de azotea

Las figs 4.180 a 4.183 presentan las curvas de las relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento lateral de azotea de los ejes estructurales "H", "6" y "12" (casos: I, II y III), aplicando los perfiles de carga obtenidos del análisis dinámico modal y del dinámico paso a paso inelástico, considerando las resistencias nominales y los efectos de sobre-resistencias.

En dichas figuras se puede observar cómo se van desarrollando las articulaciones plásticas, así como también el comportamiento estructural en el rango elástico y posteriormente en el rango inelástico de cada eje estructural analizado.

En general, en los tres ejes estudiados, las respuestas con el perfil de cargas del análisis dinámico paso a paso son menores con respecto de los resultados con el perfil de las fuerzas laterales del análisis dinámico modal.

Los valores del cortante basal resistente de los ejes "6" y "12" (ambos de la dirección transversal) son más pequeños que los valores obtenidos para el eje H (dirección longitudinal).

Antes de presentarse la falla en los casos II y III del eje "12" existe una disminución de la fuerza cortante basal, así como un incremento en el desplazamiento horizontal de azotea. Los casos II y III del eje "12", presentan valores de fuerza cortante basal mayores que los que se tienen para el caso I.

4.3.5 Distribución global de articulaciones plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y muros

a) Distribución global de articulaciones plásticas

Las figs 4.184 a 4.219 muestran la distribución global de rótulas plásticas que se presentan en las vigas y muros de los ejes estructurales “H”, “6” y “12” (casos I, II y III); dichos resultados incluyen los dos casos o criterios que se consideraron para el análisis Push-over, después de aplicarles los perfiles de carga de los análisis dinámico modal y dinámico paso a paso inelástico, sin y con los efectos de sobre-resistencias de los elementos estructurales.

La mayoría de las vigas y extremos inferiores de la base de los muros del eje “H”, presentan fluencia. En general, la tendencia del mecanismo de falla es del tipo “viga” (columna fuerte - viga débil). Se presentan algunas rótulas plásticas en los primeros entrepisos (N1-PB a N3-N2) del muro del eje “H”, en la intersección con el eje “6”, en particular al considerar los efectos de sobre-resistencias. Las primeras rotulas plásticas se generan en las vigas de los niveles N4 al N10; las rótulas en las bases de los muros se generan antes de la falla.

El muro del eje 6 (figs 4.192 a 4.199) presenta más rótulas plásticas ante la influencia del perfil de cargas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico; se llegan a presentar hasta el entrepiso N4-N3. Con los efectos de sobre-resistencias existe una disminución en la generación de articulaciones plásticas.

Los casos I y II del eje “12” muestran fluencias en los extremos de todas las vigas y algunas rótulas plásticas en los muros de los primeros entrepisos (N1 al N7). El mecanismo de falla que se presenta es del tipo “viga”. Las primeras articulaciones plásticas que se generan en las vigas son en los niveles N6 al N10.

El caso III del eje “12” presenta un incremento de rótulas plásticas en los muros, hasta el entrepiso N7-N6. En las vigas de acoplamiento se tiene una disminución considerable de rótulas, debido al refuerzo metálico adicional supuesto en toda su longitud; las fluencias se presentan entre los niveles N6 al N10. Cabe señalar que al llevar la estructura al colapso (caso 1) se presentan demandas máximas de ductilidad local en vigas menores a 35 y en los muros menores a 20, así como también se tienen desplazamientos laterales relativos entre la altura de entrepiso inferiores al límite permisible contra colapso (0.010).

b) Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y muros

Las figs 4.220 a 4.237 muestran las envolventes de las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y muros de los ejes estructurales “H”, “6”

y “12” (casos I, II y III), considerando las dos condiciones supuestas, sin y con los efectos de sobre-resistencias.

Las vigas del eje “H” tienen mayor demanda de ductilidad local en los niveles superiores; en las vigas del eje “12” se presentan en los primeros niveles. Se muestran mayores demandas de ductilidad al llevar la estructura al colapso (caso 1).

En la base de los muros de los ejes “6” y “12” (caso I), al llevar la estructura al colapso (condición 1), se generaron ductilidades mayores a 60. En el caso III del eje estructural “12”, la demanda máxima de ductilidad local en los muros fueron menores a 5.

Las demandas de ductilidad local en los muros de los ejes estructurales “H”, “6” y “12” (casos I y II) son mayores en los primeros niveles.

En general, las demandas máximas de ductilidad local de los elementos estructurales de los tres ejes analizados, al considerar los efectos de sobre-resistencias, son menores que con resistencias nominales.

Tabla 4.1 Comparación de demandas máximas de ductilidad global de cada eje analizado del caso A (Torre aislada con ampliación del cajón de cimentación), registros SCT-EW y SRE-EW, sin y con efectos de sobre-resistencias

CASO	EJE	Nominal			Sobre-resistencia		
		$\Delta_{M\acute{A}X\ INEL}$ (cm)	Δ_Y (cm)	μ_G	$\Delta_{M\acute{A}X\ INEL}$ (cm)	Δ_Y (cm)	μ_G
SCT EW-85	H	60.19	11.39	5.28	68.61	14.92	4.60
	6	66.40	27.80	2.39	62.08	34.64	1.79
	12 (Caso I)	55.84	12.82	4.36	56.36	12.27	4.59
	12 (Caso II)	62.72	15.81	3.97	70.06	16.31	4.29
	12 (Caso III)	60.71	19.89	3.05	65.91	24.47	2.69
SRE EW-85	H	50.12	12.63	3.97	53.38	17.20	3.10
	6	42.75	28.06	1.52	50.08	34.48	1.45
	12 (Caso I)	50.08	12.62	3.97	53.47	13.14	4.07
	12 (Caso II)	56.90	15.68	3.63	57.88	17.17	3.37
	12 (Caso III)	53.17	20.54	2.59	57.50	23.57	2.44

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

$\Delta_{M\acute{A}X\ INEL}$: Desplazamiento lateral máximo con comportamiento no-lineal

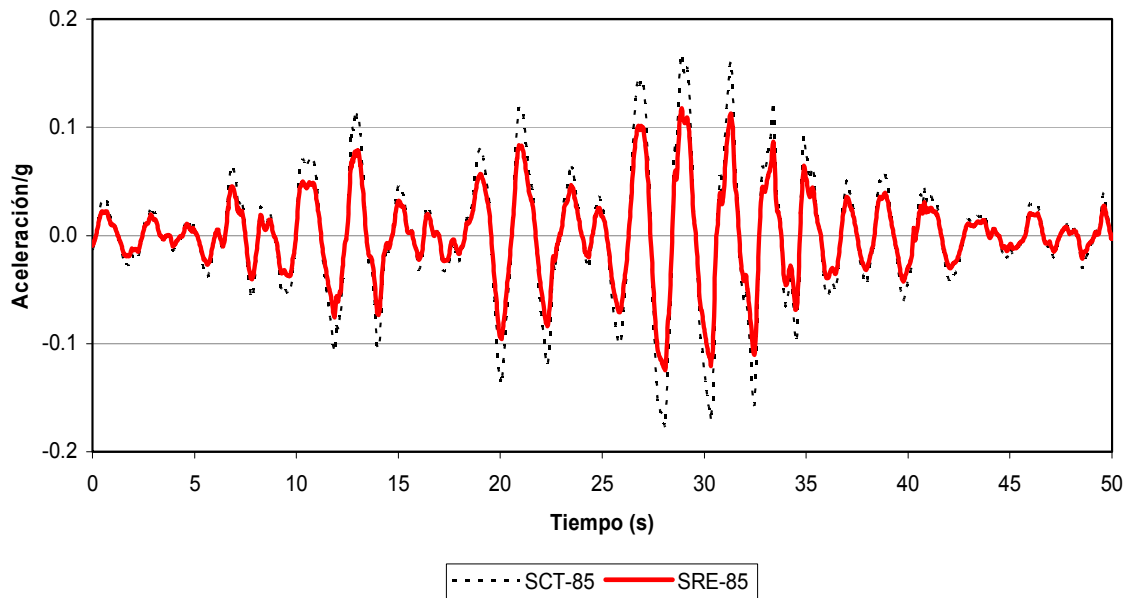


Fig 4.1 Comparación de los acelerogramas SCT y SRE, componente E-W, sismo del 19 de septiembre de 1985

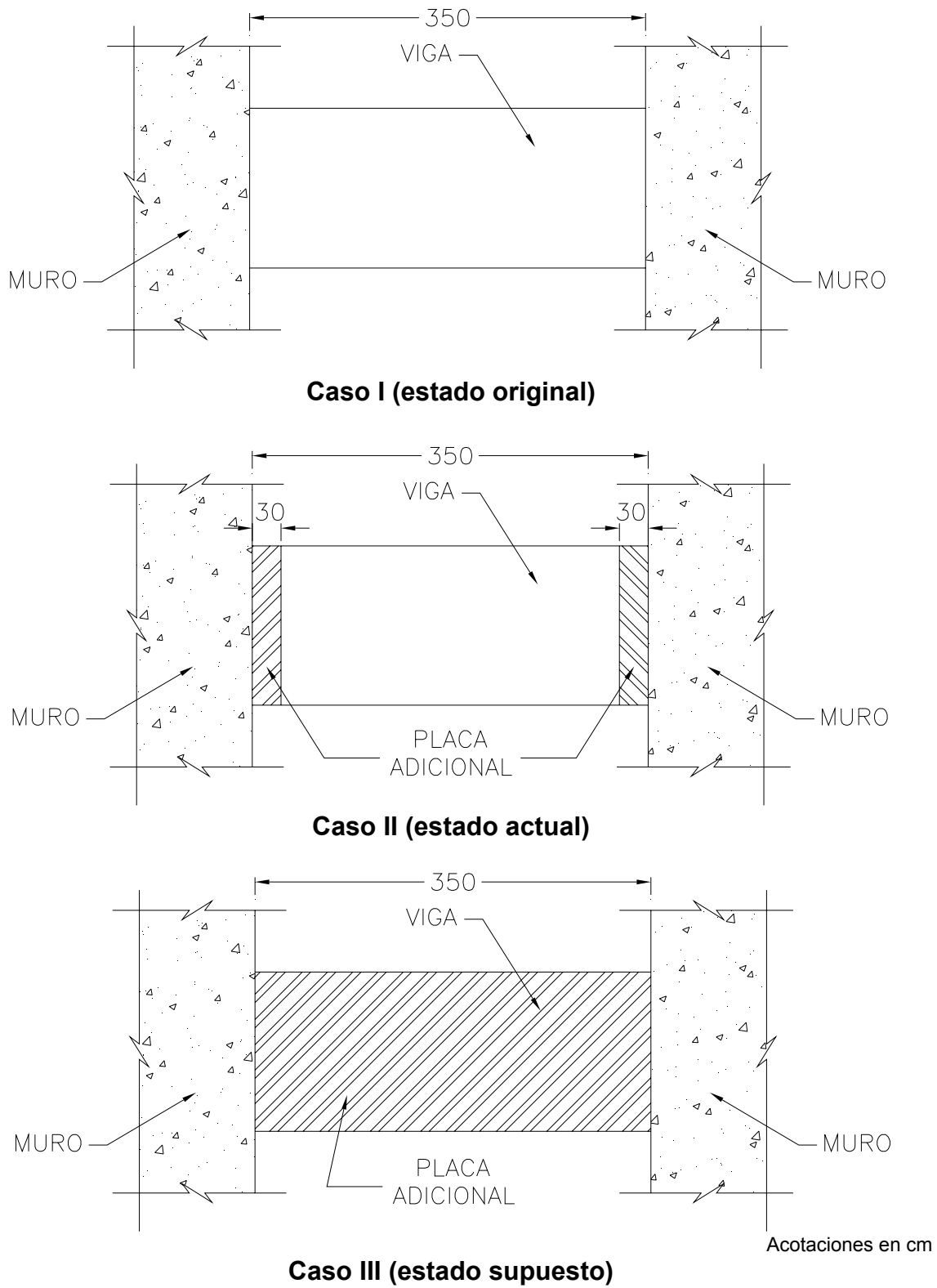


Fig 4.2 Casos considerados de refuerzos de las vigas de acoplamiento del eje "12"

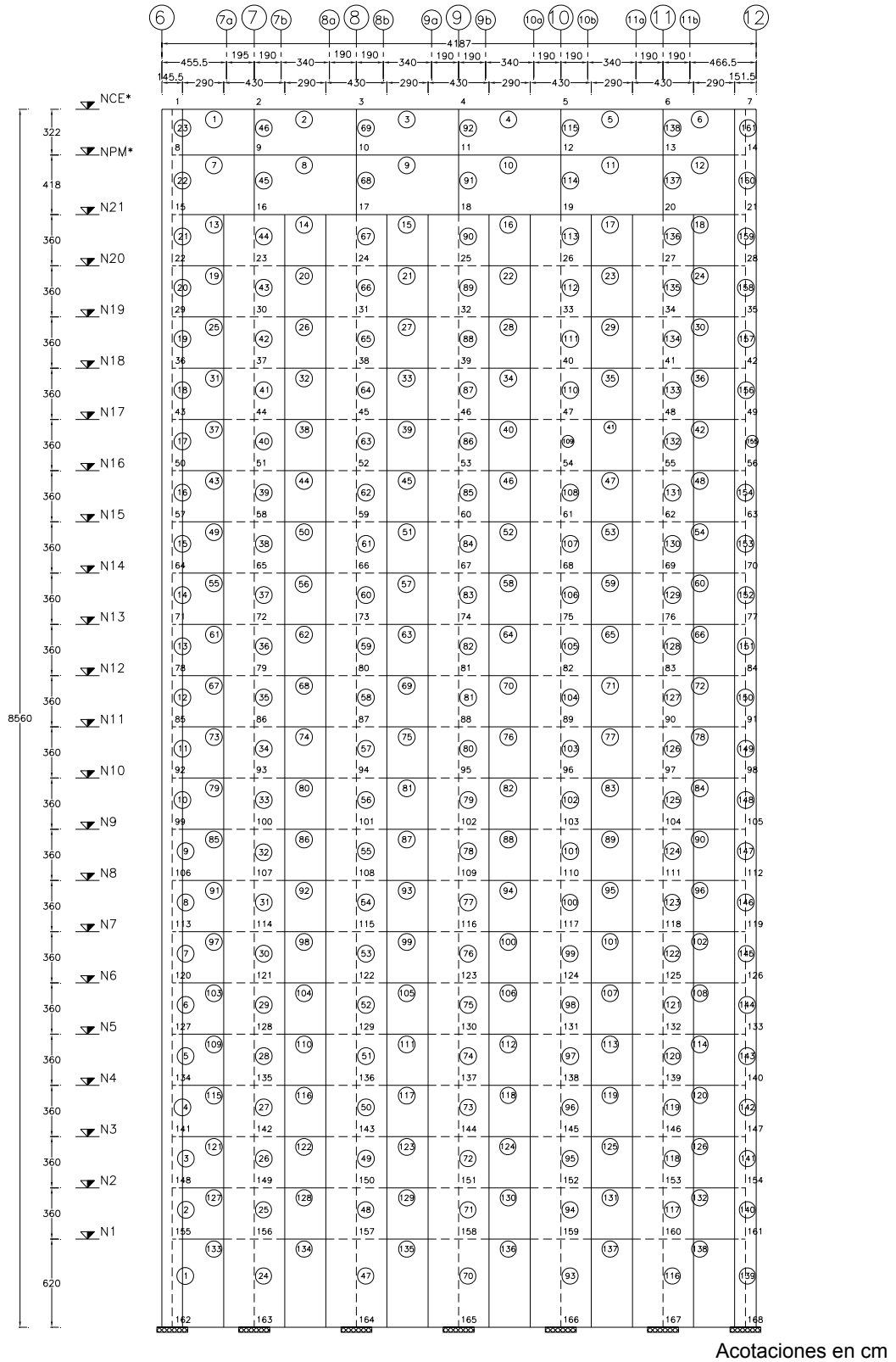
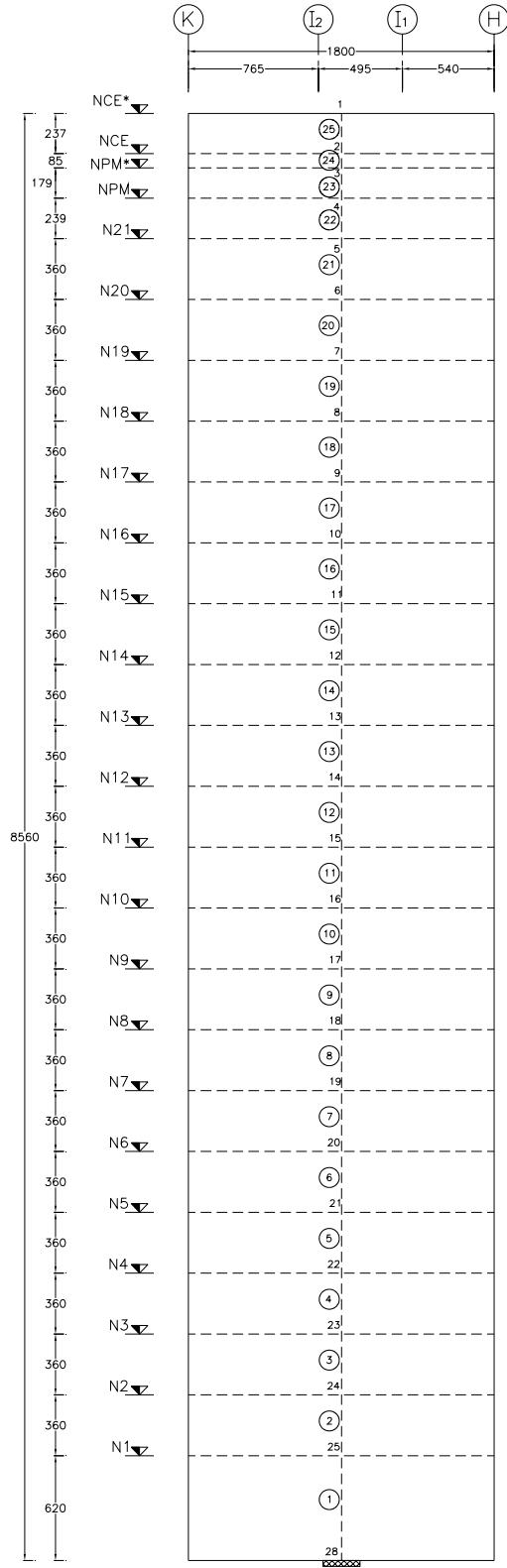
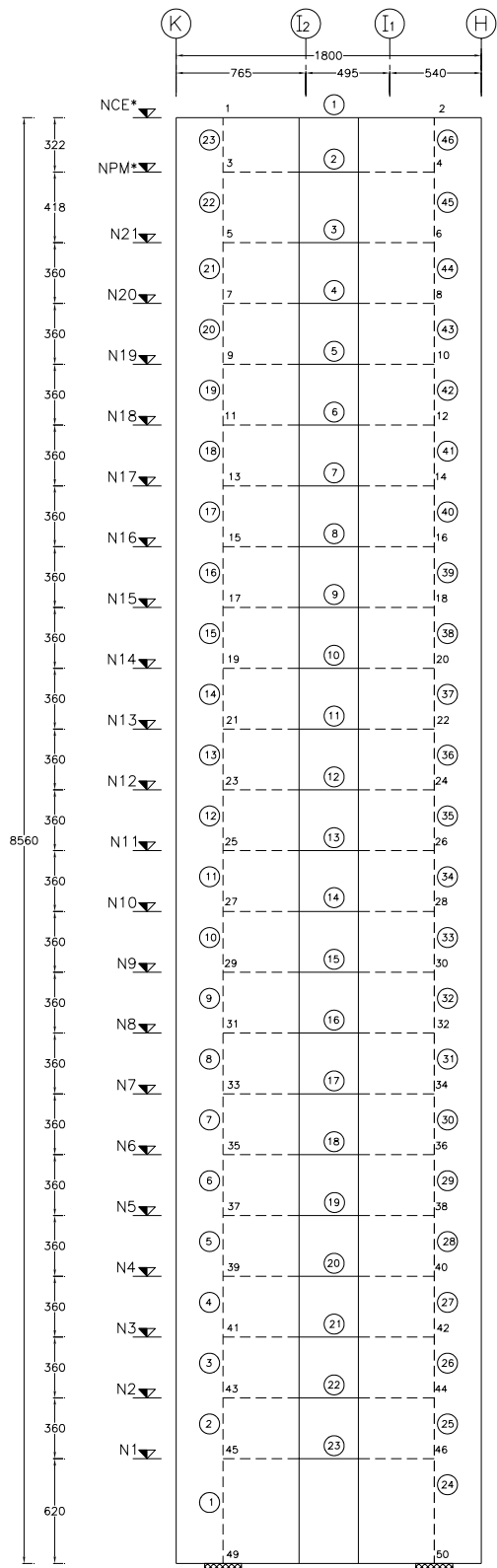


Fig 4.3 Distribución de nudos, vigas y muros de los ejes “H” y “K” para los análisis dinámicos paso a paso y estático no-lineal (Push-over)



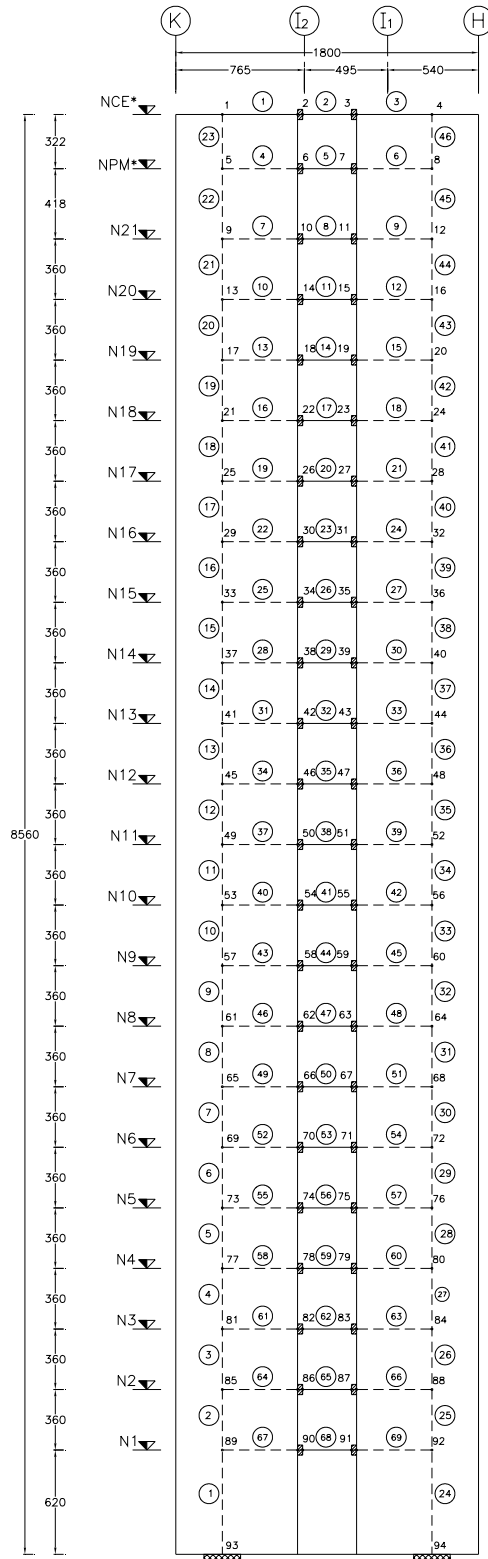
Acotaciones en cm

Fig 4.4 Distribución de nudos y muros del eje "6" para los análisis dinámicos paso a paso y estático no-lineal (Push-over)



Acotaciones en cm

Fig 4.5 Distribución de nudos, vigas y muros del eje “12” (casos: I y III) para los análisis dinámicos paso a paso y estático no-lineal (Push-over)



Acotaciones en cm

Fig 4.6 Distribución de nudos, vigas y muros del eje "12" (caso: II) para los análisis dinámicos paso a paso y estático no-lineal (Push-over)

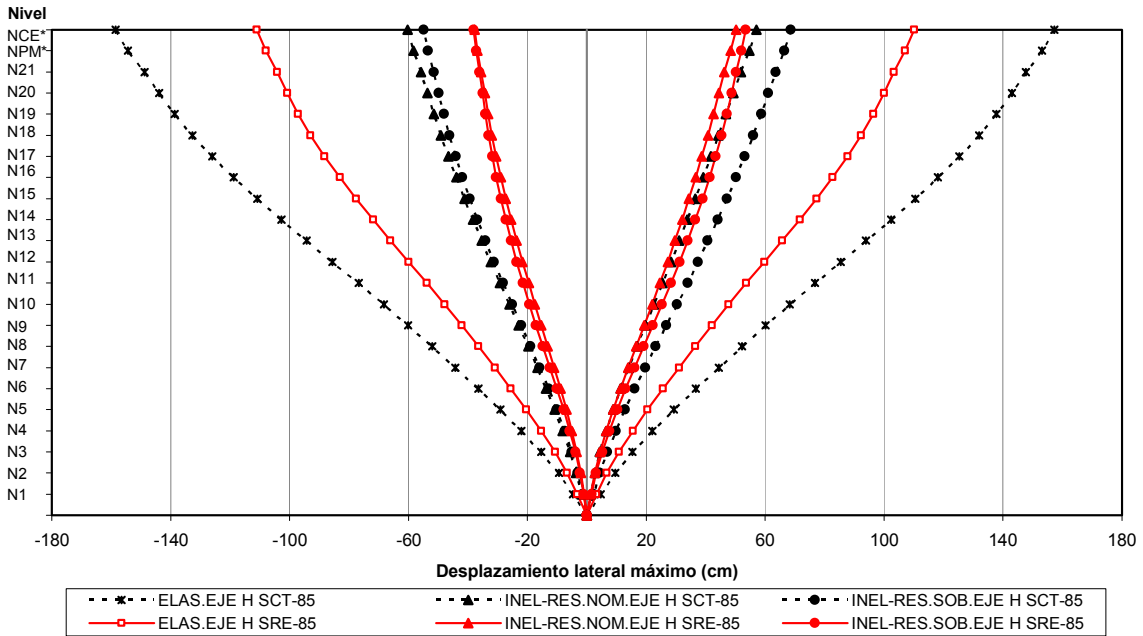


Fig 4.7 Comparación de desplazamientos horizontales máximos del eje “H”, análisis paso a paso (elástico e inelástico), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85, sin y con efectos de sobre-resistencias

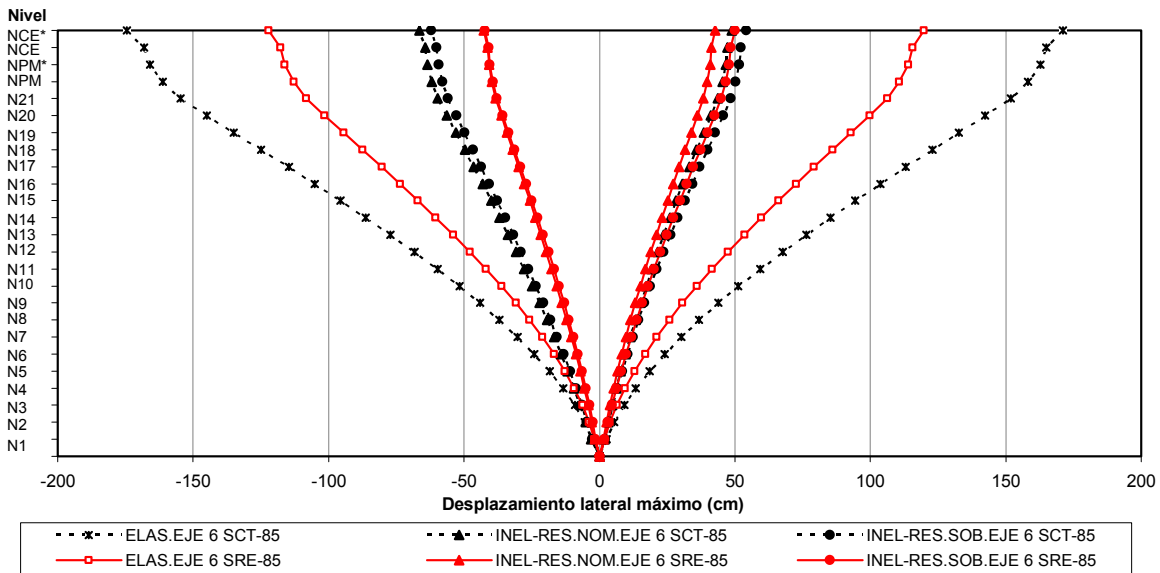


Fig 4.8 Comparación de desplazamientos horizontales máximos del eje “6”, análisis paso a paso (elástico e inelástico), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85, sin y con efectos de sobre-resistencias

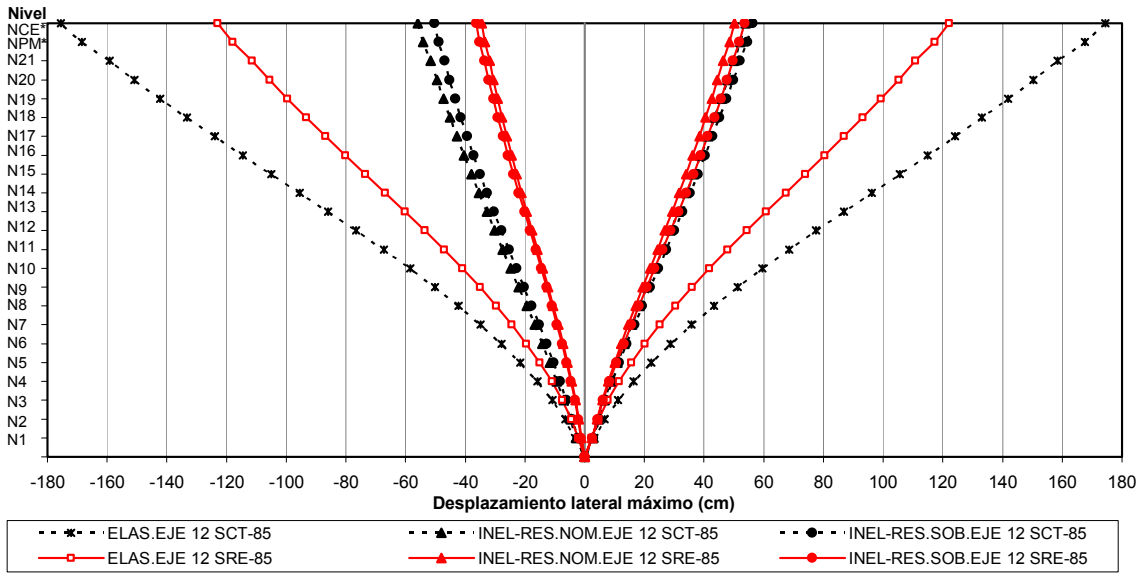


Fig 4.9 Comparación de desplazamientos horizontales máximos del eje “12”, caso I, análisis paso a paso (elástico e inelástico), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85, sin y con efectos de sobre-resistencias

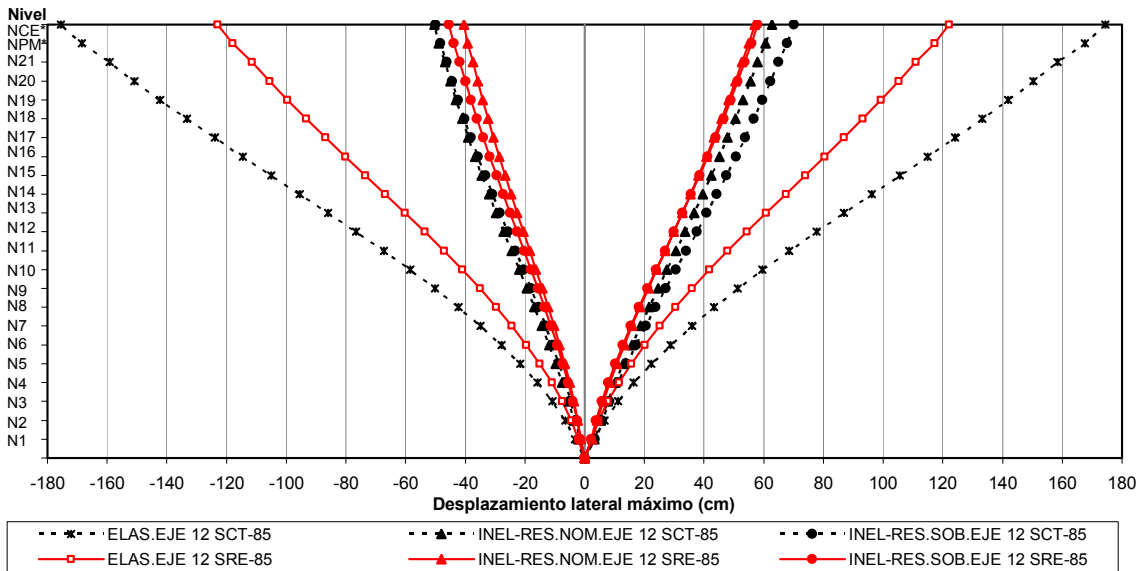


Fig 4.10 Comparación de desplazamientos horizontales máximos del eje “12”, caso II, análisis paso a paso (elástico e inelástico), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85, sin y con efectos de sobre-resistencias

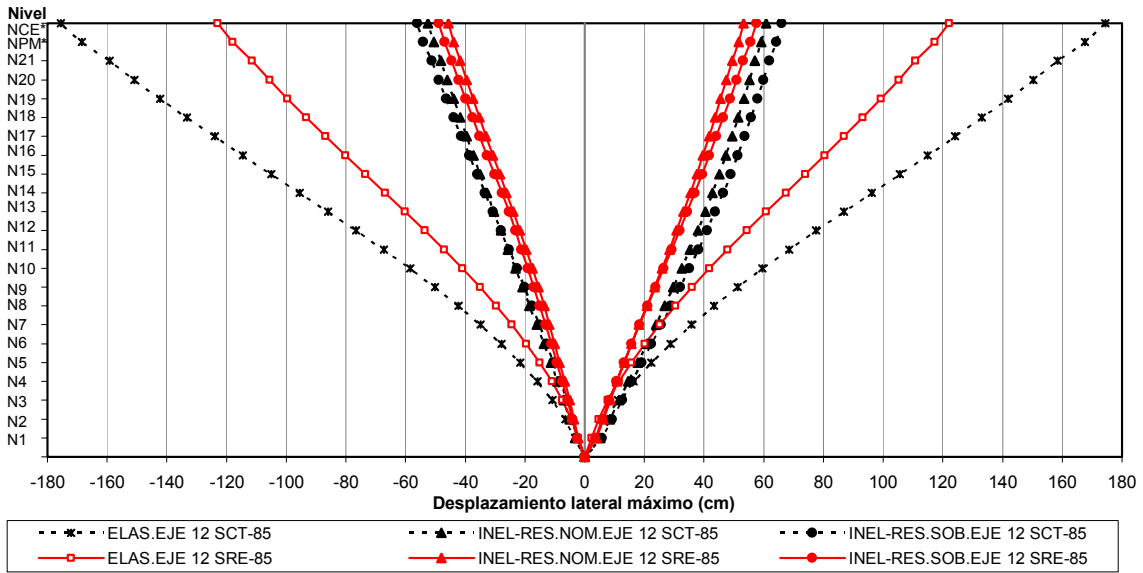


Fig 4.11 Comparación de desplazamientos horizontales máximos del eje “12”, caso III, análisis paso a paso (elástico e inelástico), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85, sin y con efectos de sobre-resistencias

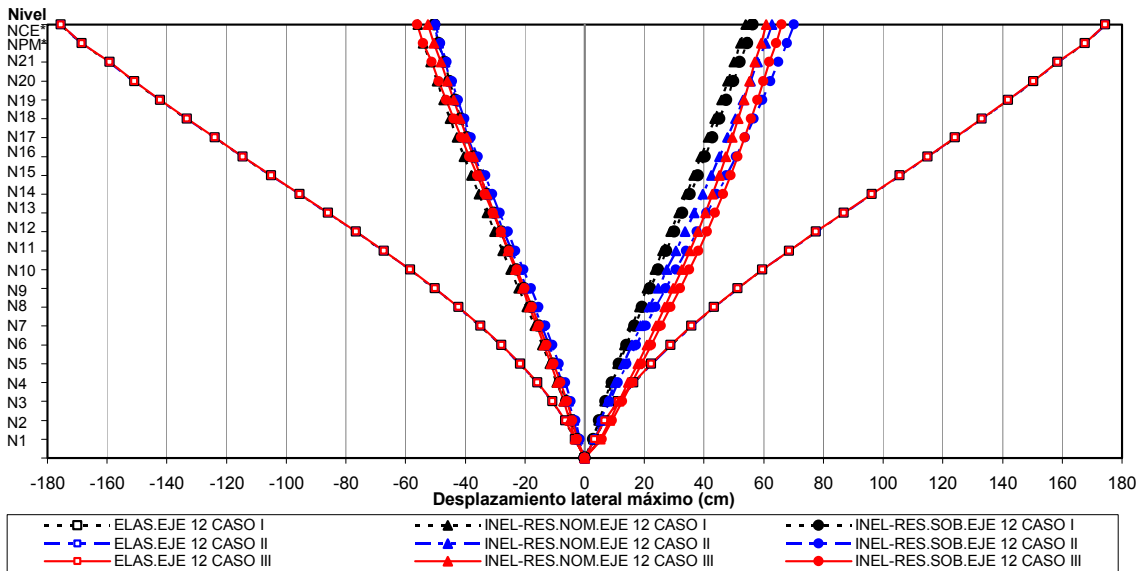


Fig 4.12 Comparación de desplazamientos horizontales máximos del eje “12”, casos I, II y III, análisis paso a paso (elástico e inelástico), sin y con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SCT EW-85

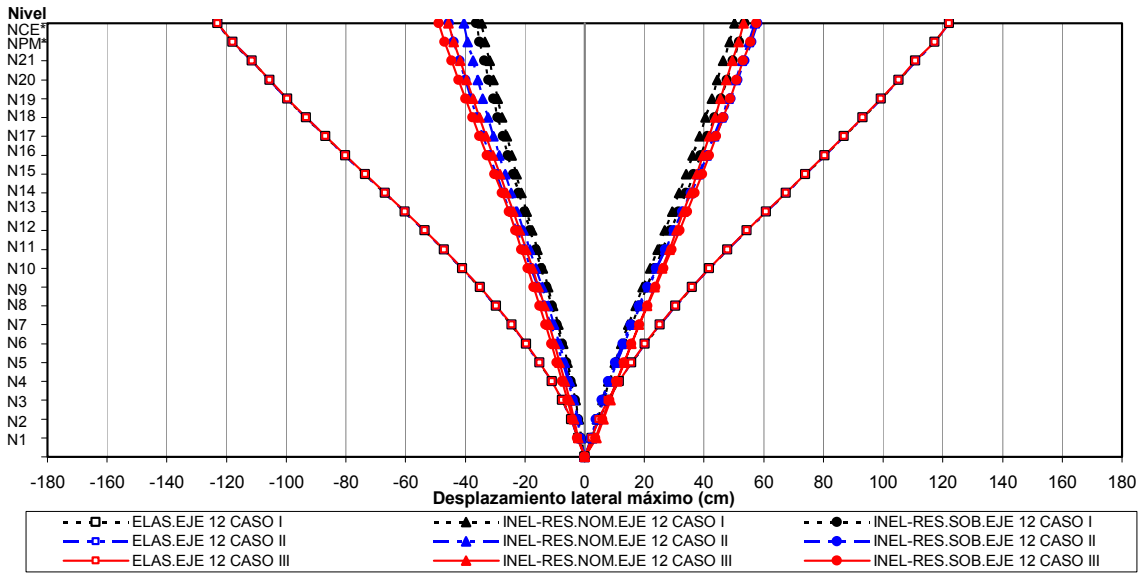


Fig 4.13 Comparación de desplazamientos horizontales máximos del eje “12”, casos I, II y III, análisis paso a paso (elástico e inelástico), sin y con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

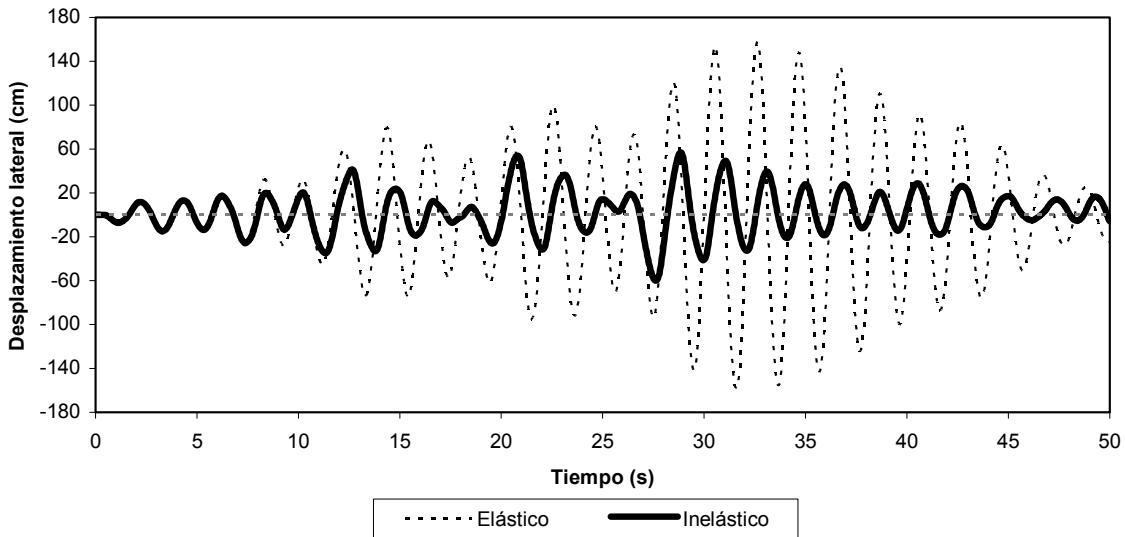


Fig 4.14 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje “H”, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SCT EW-85

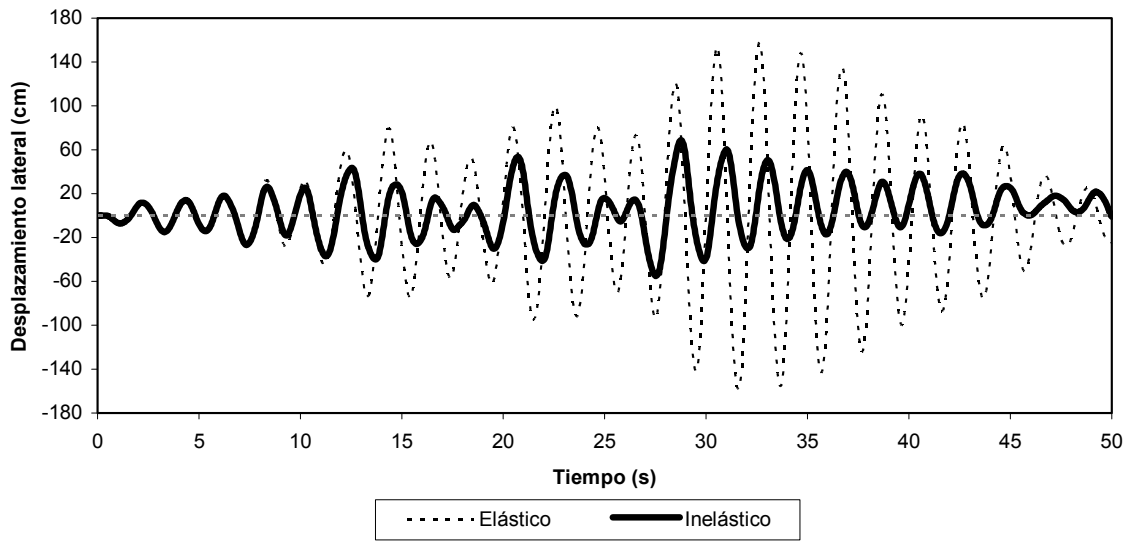


Fig 4.15 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje “H”, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

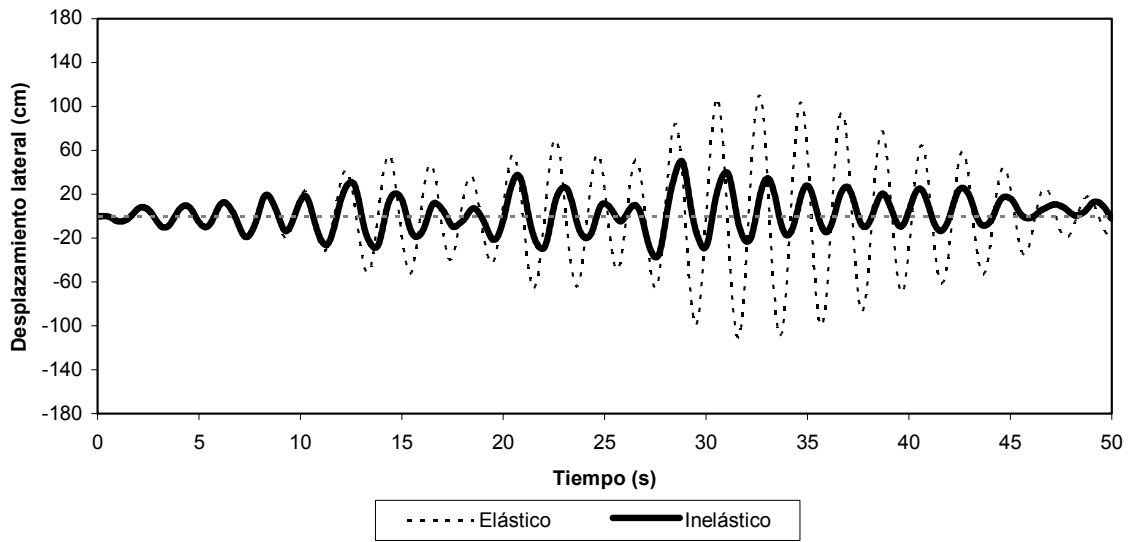


Fig 4.16 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje “H”, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SRE EW-85

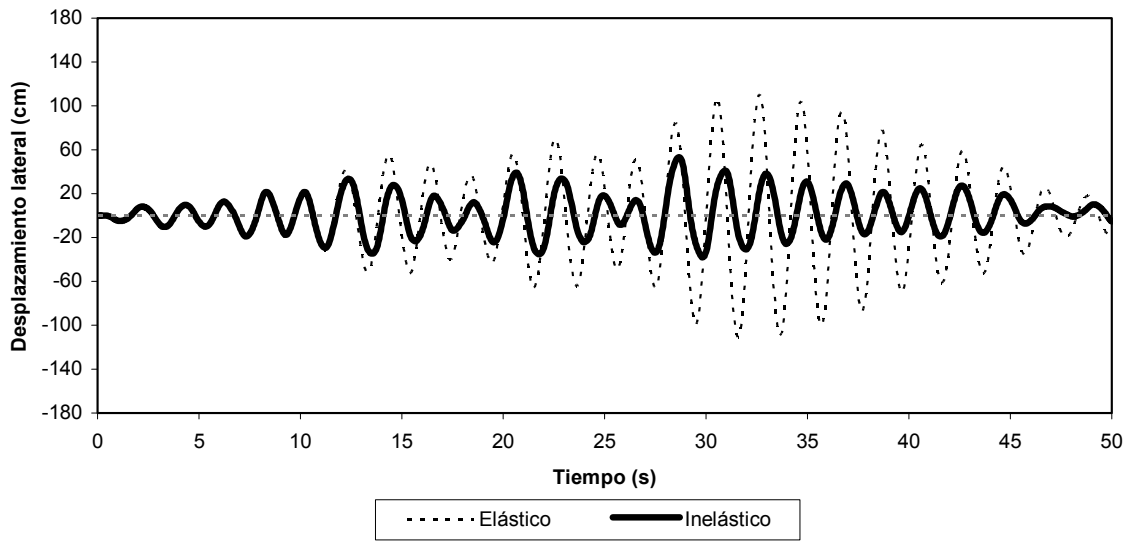


Fig 4.17 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje “H”, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

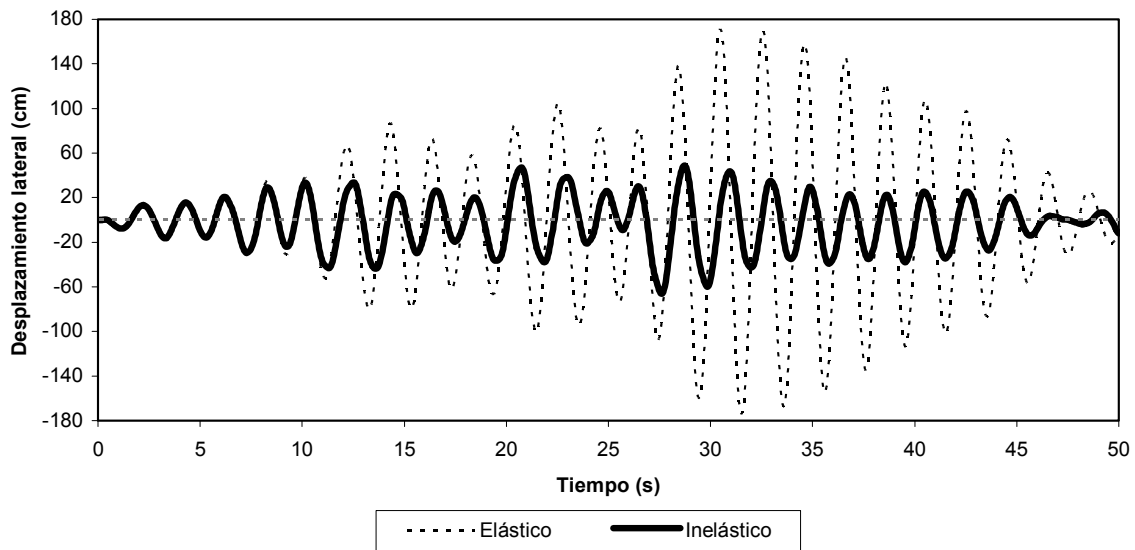


Fig 4.18 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje “6”, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SCT EW-85

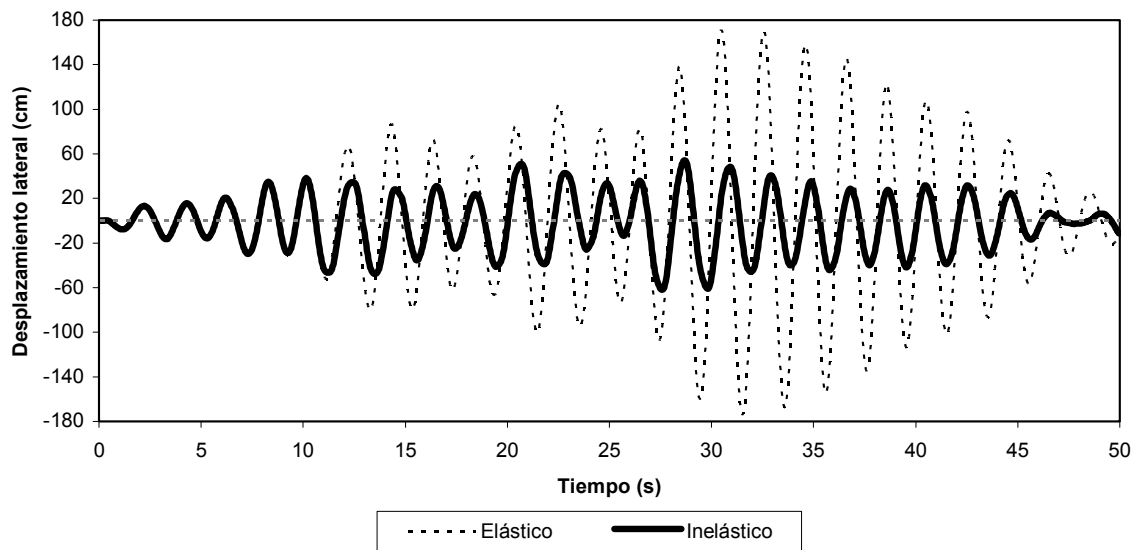


Fig 4.19 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje “6”, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

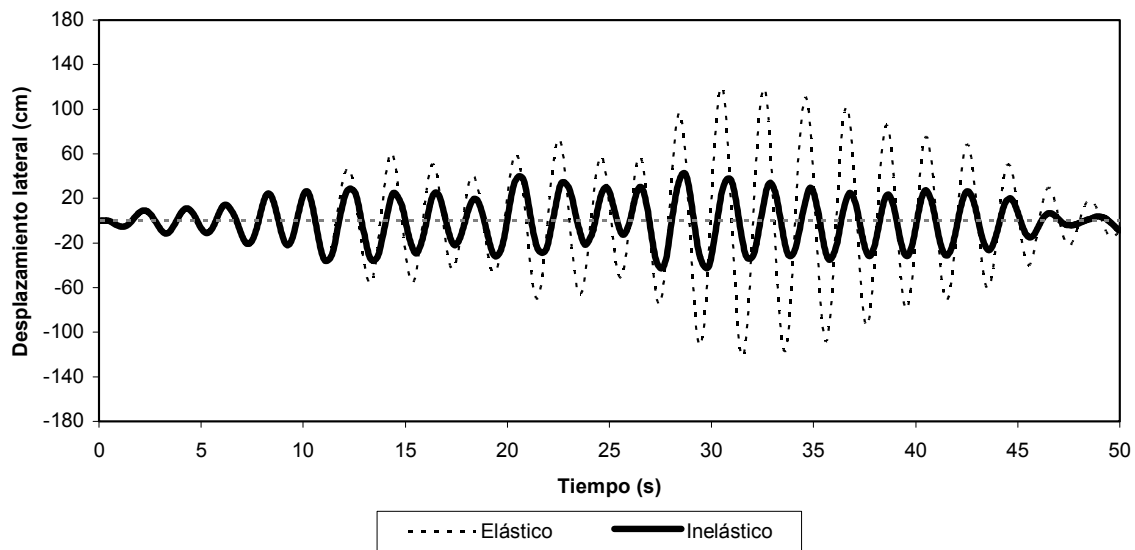


Fig 4.20 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje “6”, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SRE EW-85

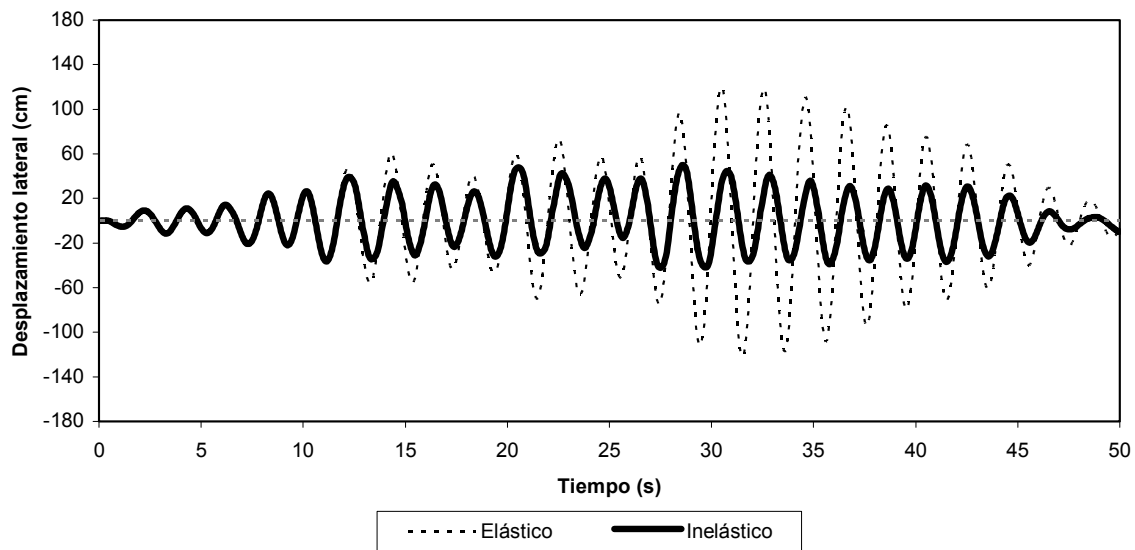


Fig 4.21 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje “6”, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

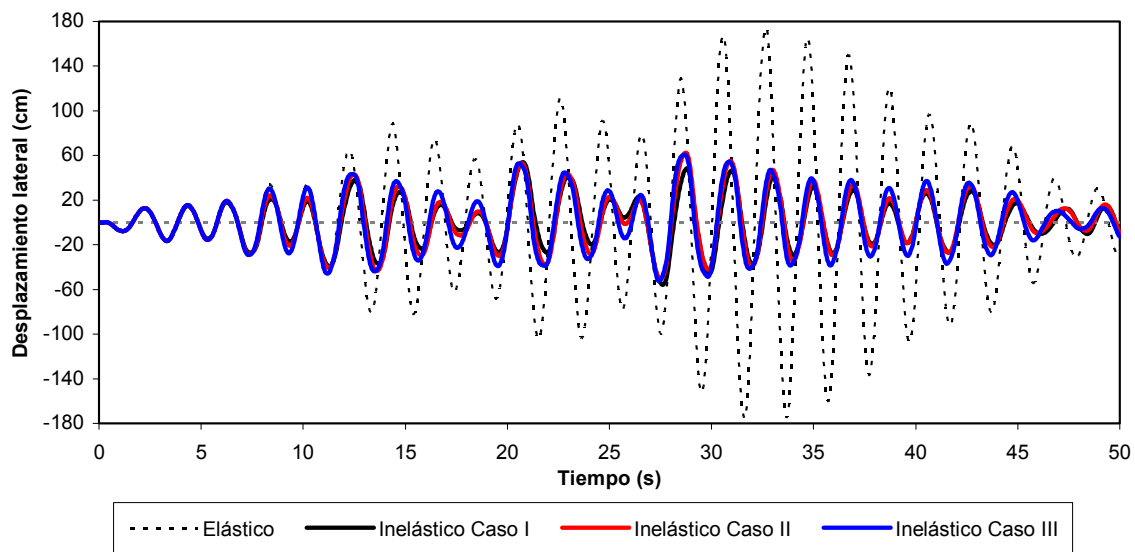


Fig 4.22 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje “12” (casos: I, II y III), análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SCT EW-85

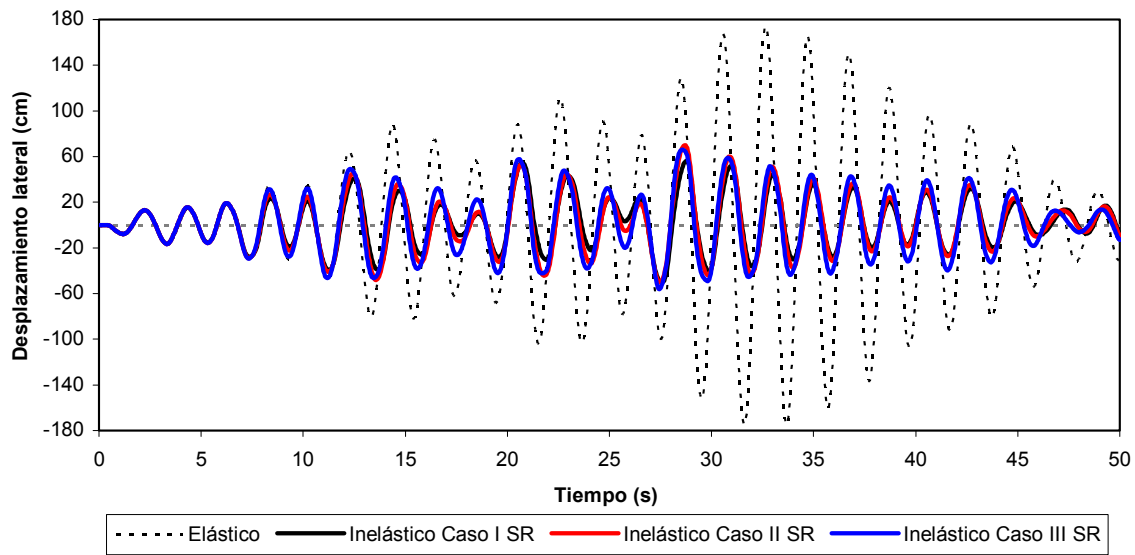


Fig 4.23 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje “12” (casos I, II y III), análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

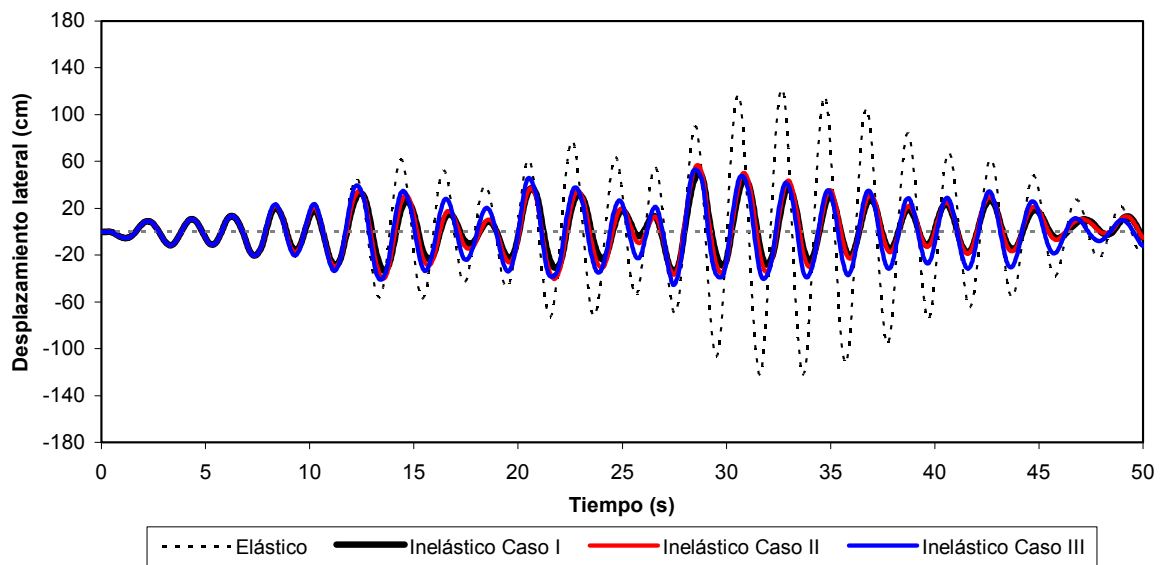


Fig 4.24 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje “12” (casos: I, II y III), análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SRE EW-85

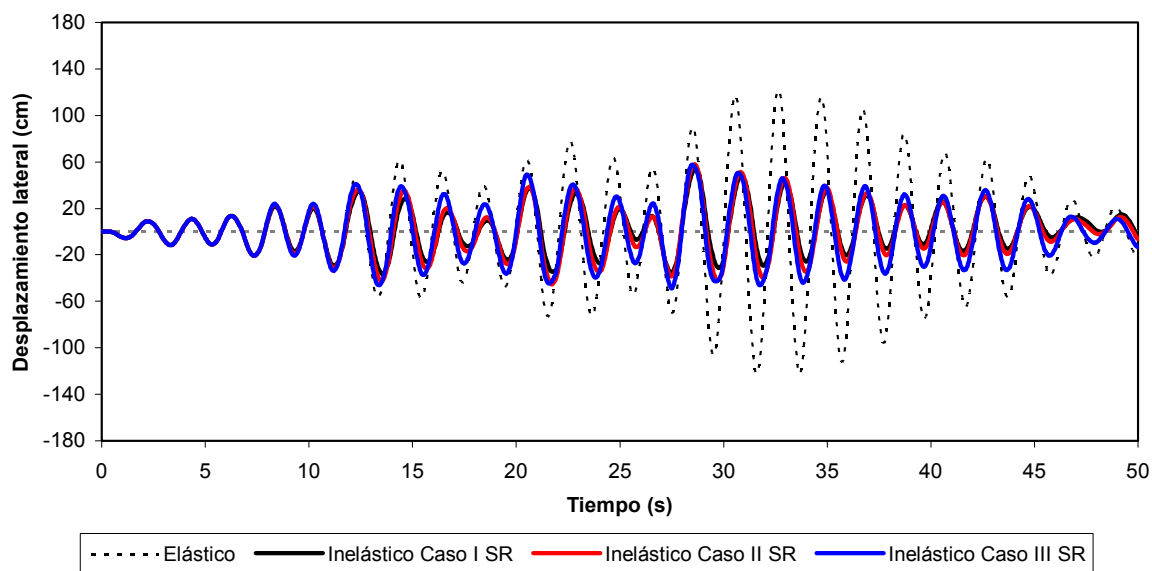


Fig 4.25 Comparación de historias de desplazamientos laterales de azotea del eje “12” (casos: I, II y III), análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

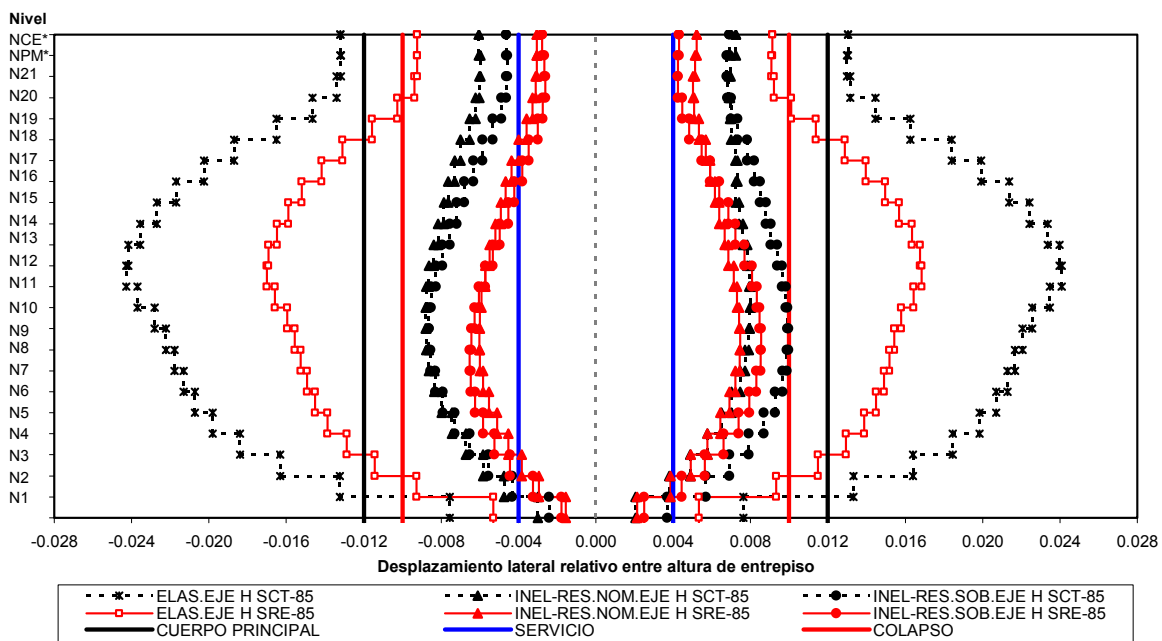


Fig 4.26 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje “H”, análisis paso a paso (sin y con sobre-resistencias), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85

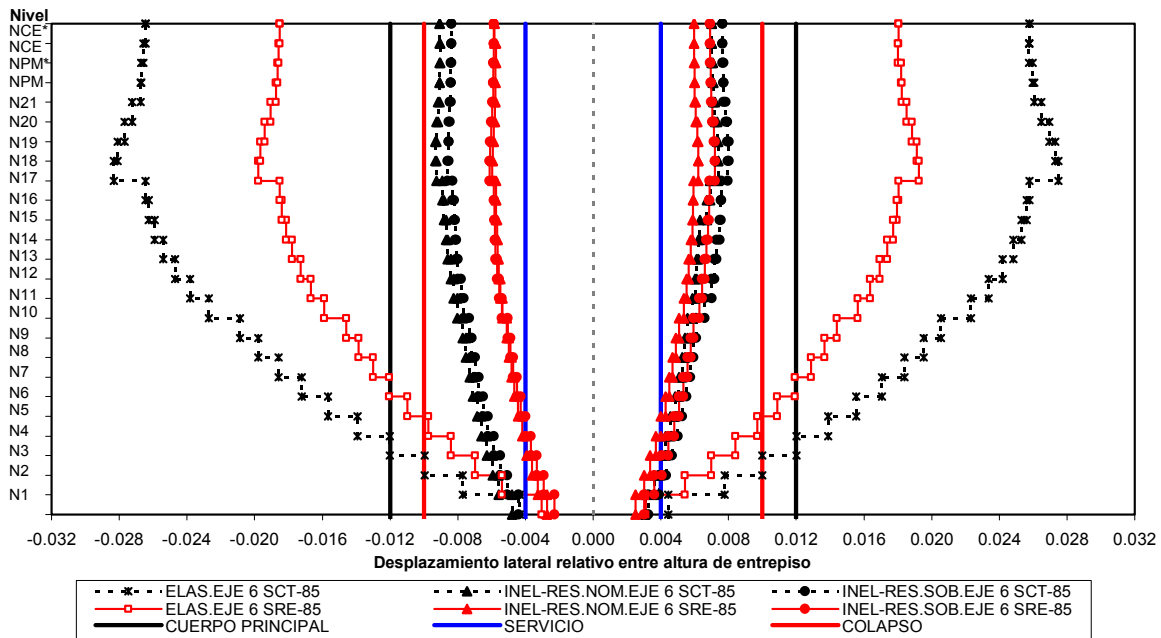


Fig 4.27 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrapiso del eje “6”, análisis paso a paso (sin y con sobre-resistencias), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85

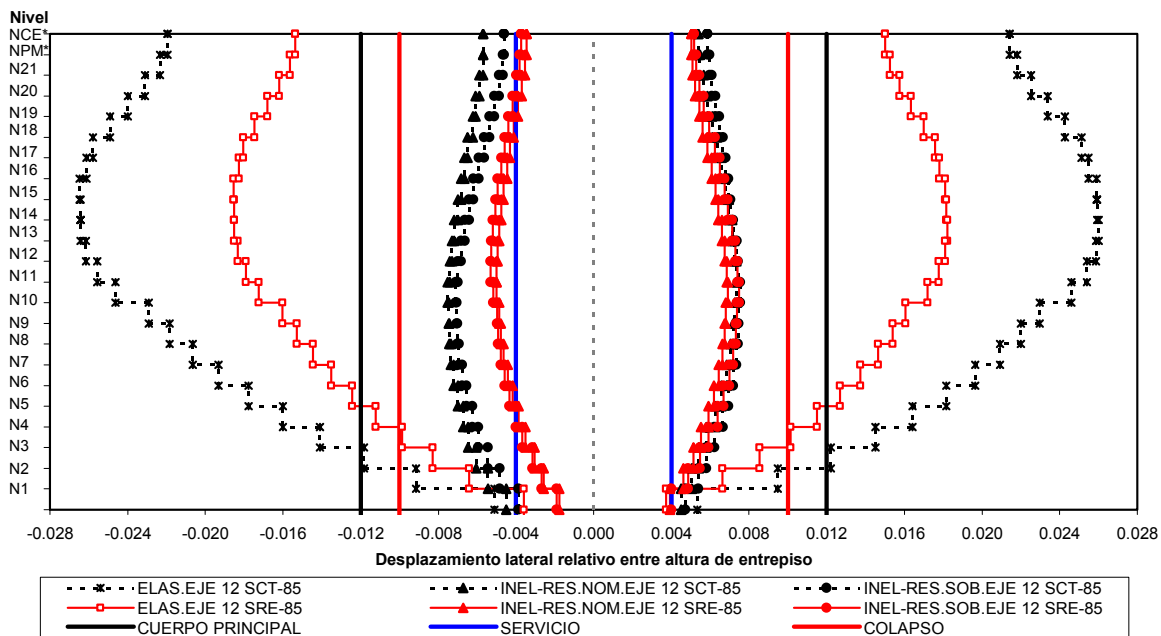


Fig 4.28 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrapiso del eje “12” (caso I), análisis paso a paso (sin y con sobre-resistencias), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85

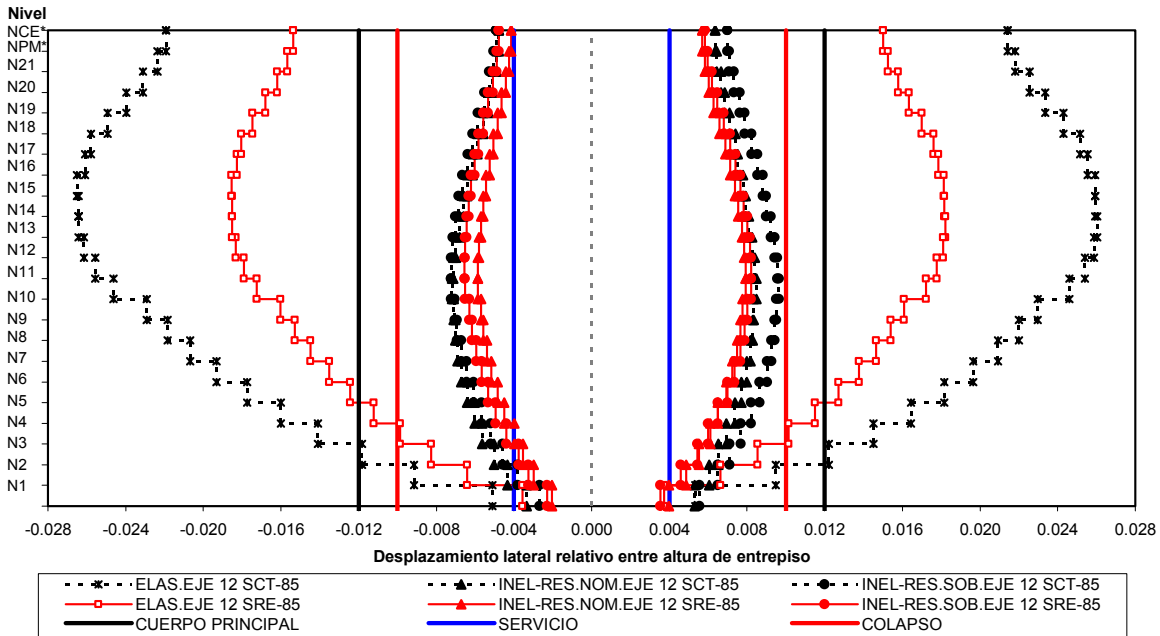


Fig 4.29 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje “12” (caso II), análisis paso a paso (sin y con sobre-resistencias), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85

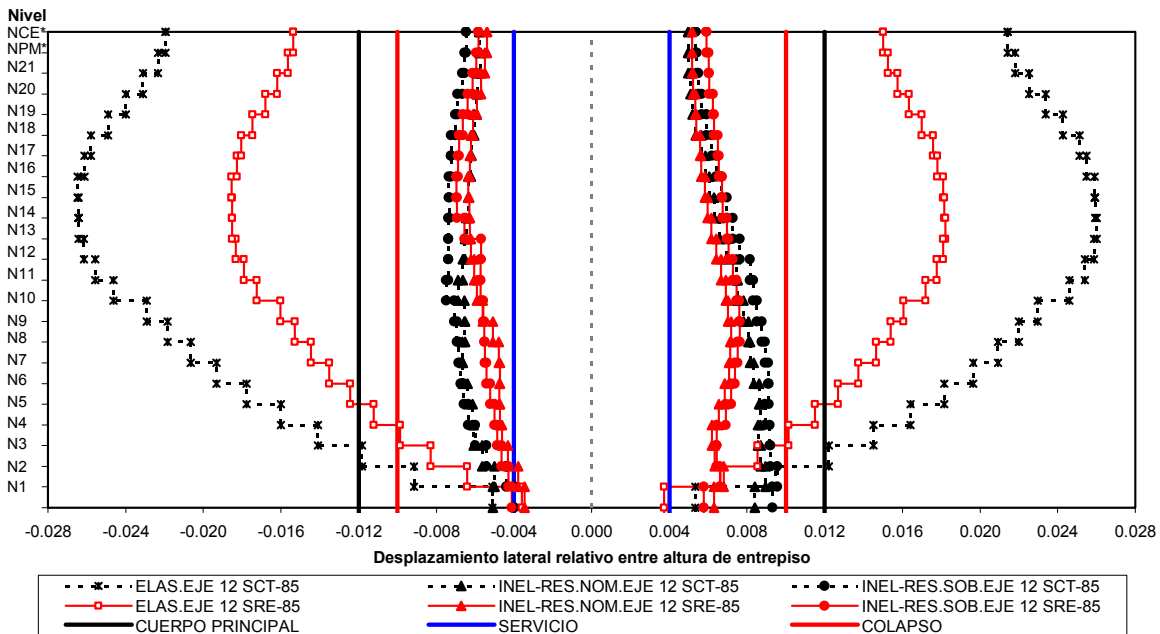


Fig 4.30 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje “12” (caso III), análisis paso a paso (sin y con sobre-resistencias), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85

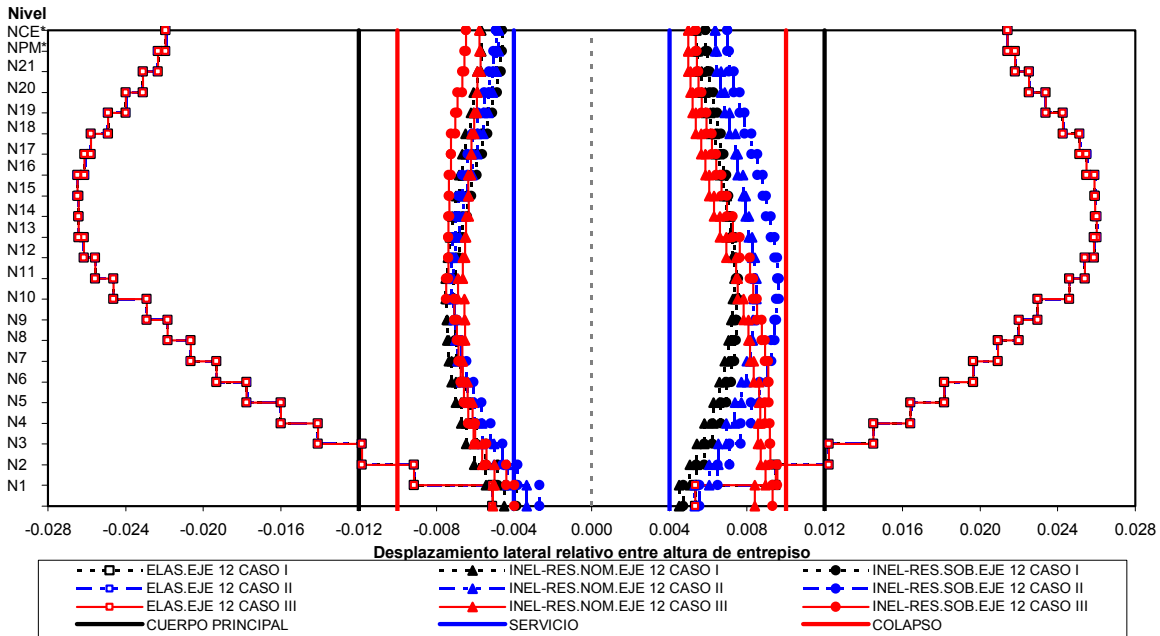


Fig 4.31 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje “12”, casos I, II y III, análisis paso a paso (sin y con sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

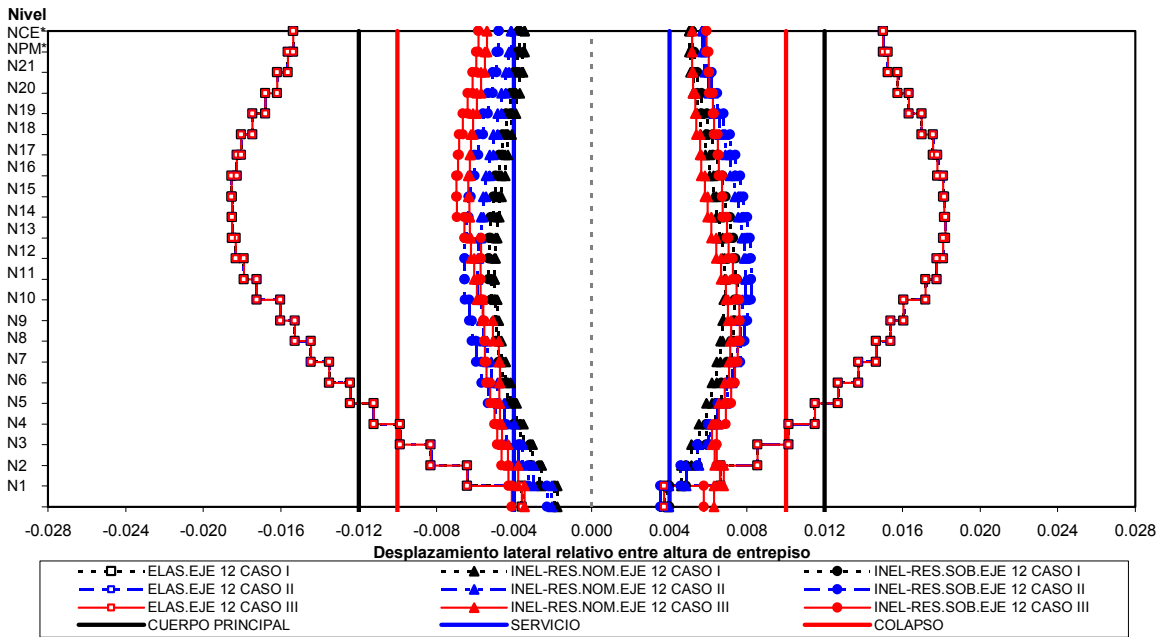


Fig 4.32 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje “12”, casos I, II y III, análisis paso a paso (sin y con sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

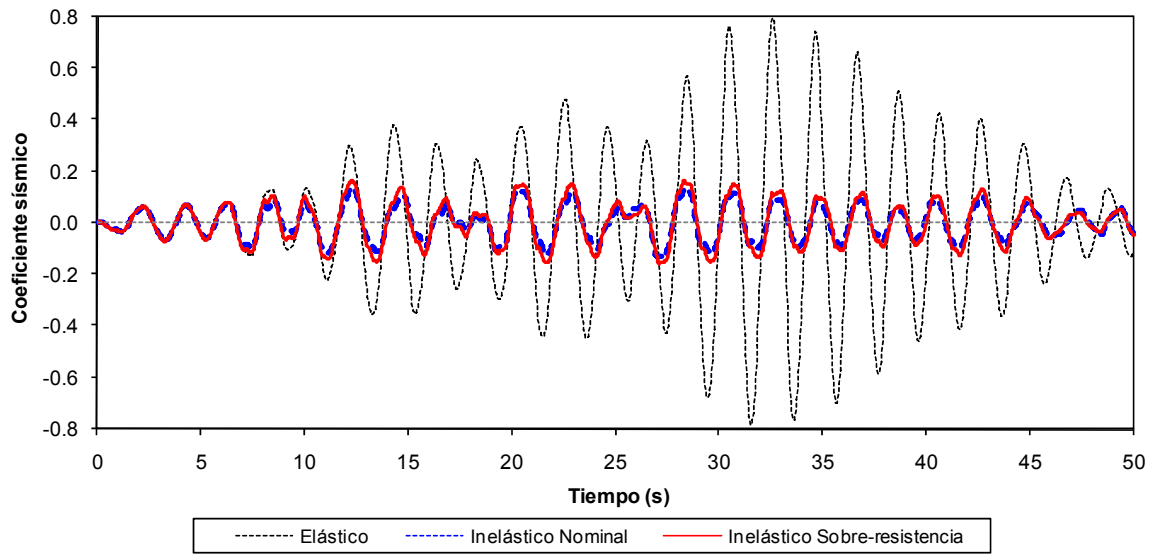


Fig 4.33 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje “H”, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

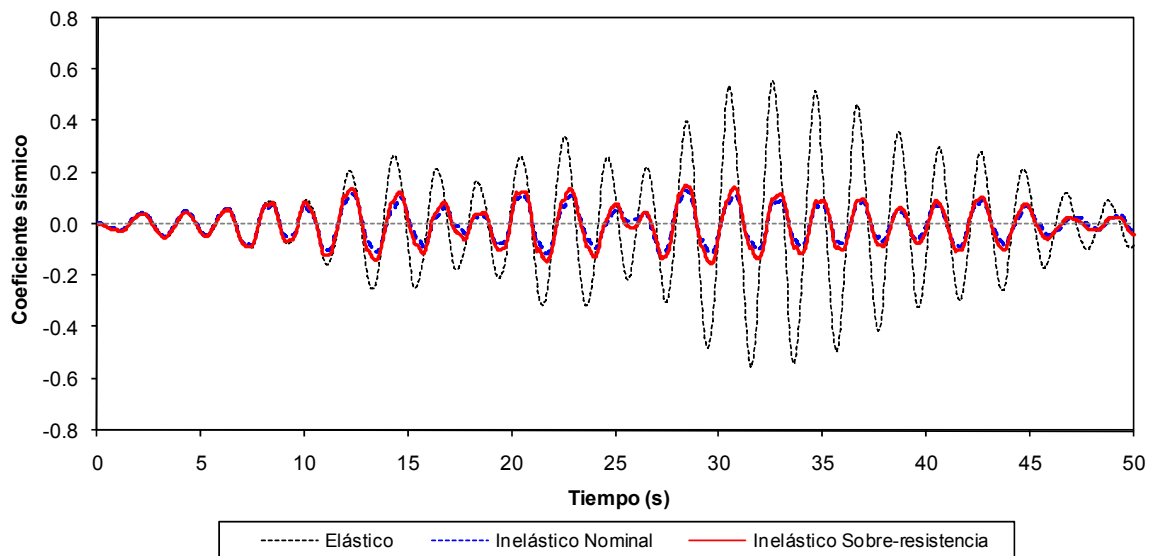


Fig 4.34 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje “H”, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

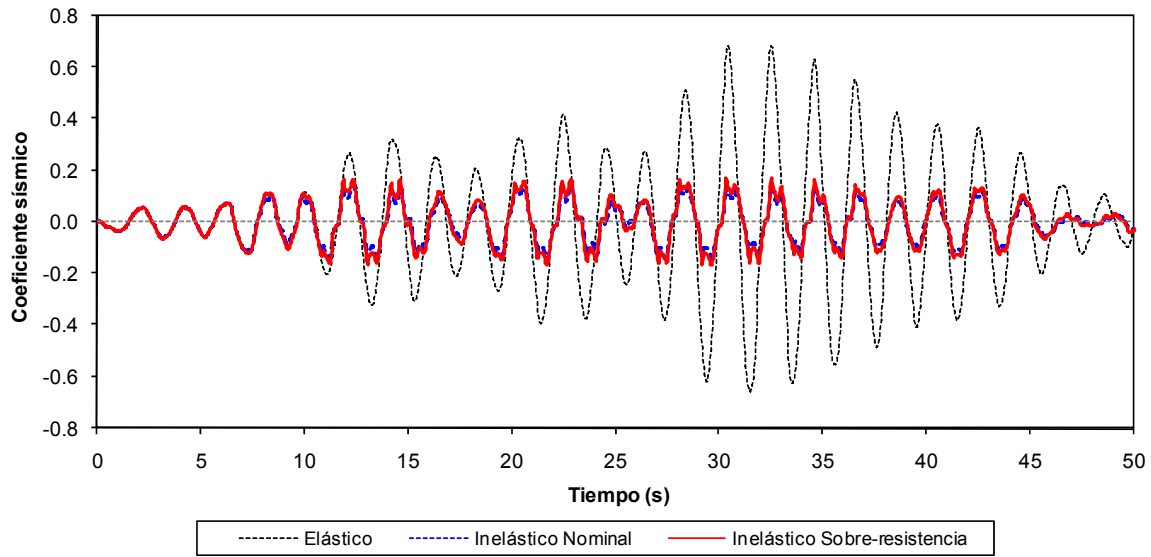


Fig 4.35 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje “6”, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

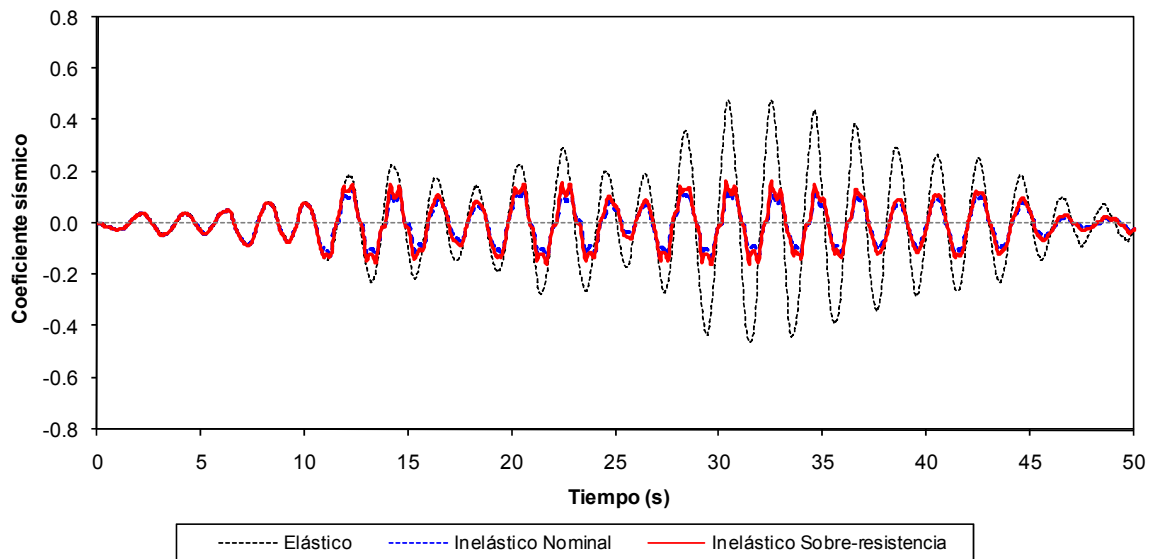


Fig 4.36 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje “6”, análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

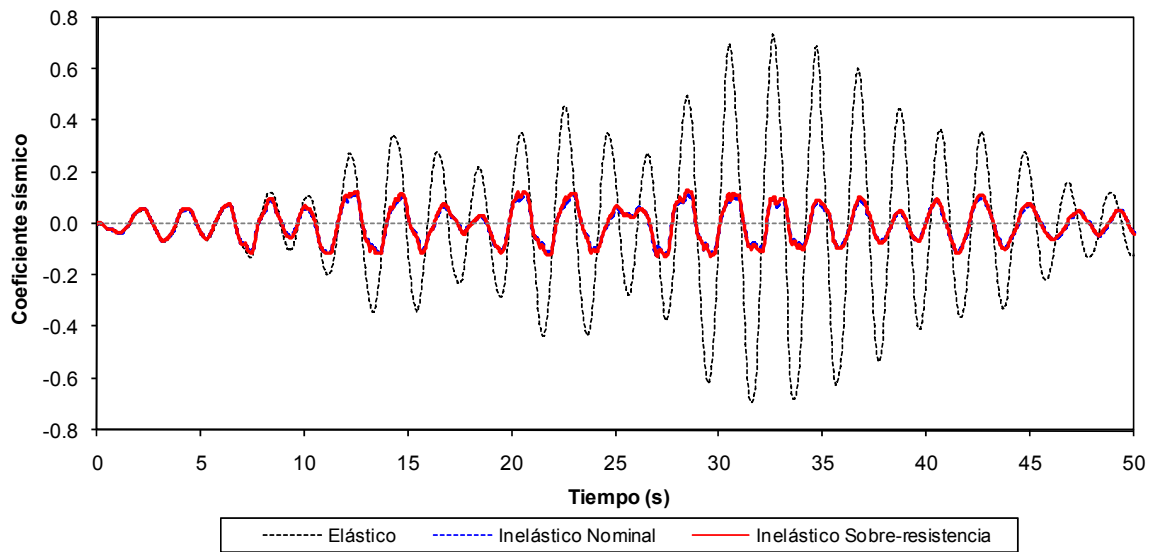


Fig 4.37 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje “12” (caso I), análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

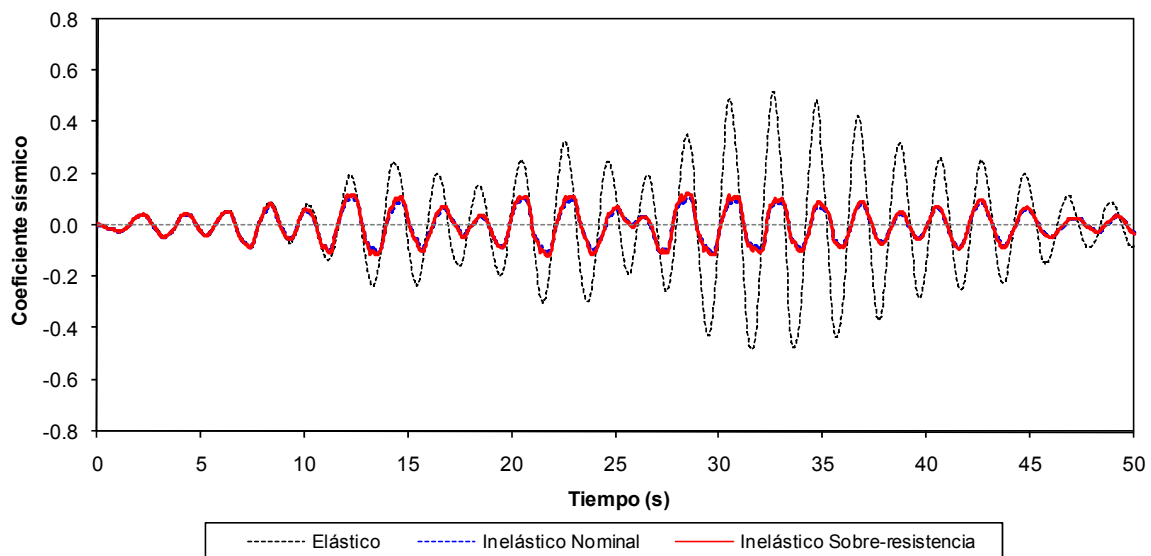


Fig 4.38 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje “12” (caso I), análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

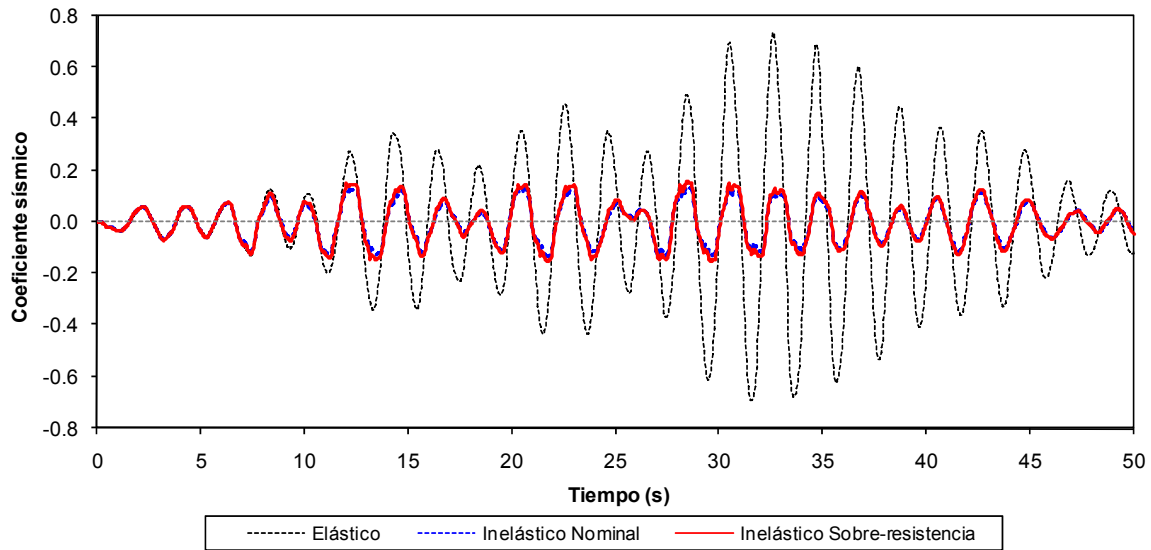


Fig 4.39 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje “12” (caso II), análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

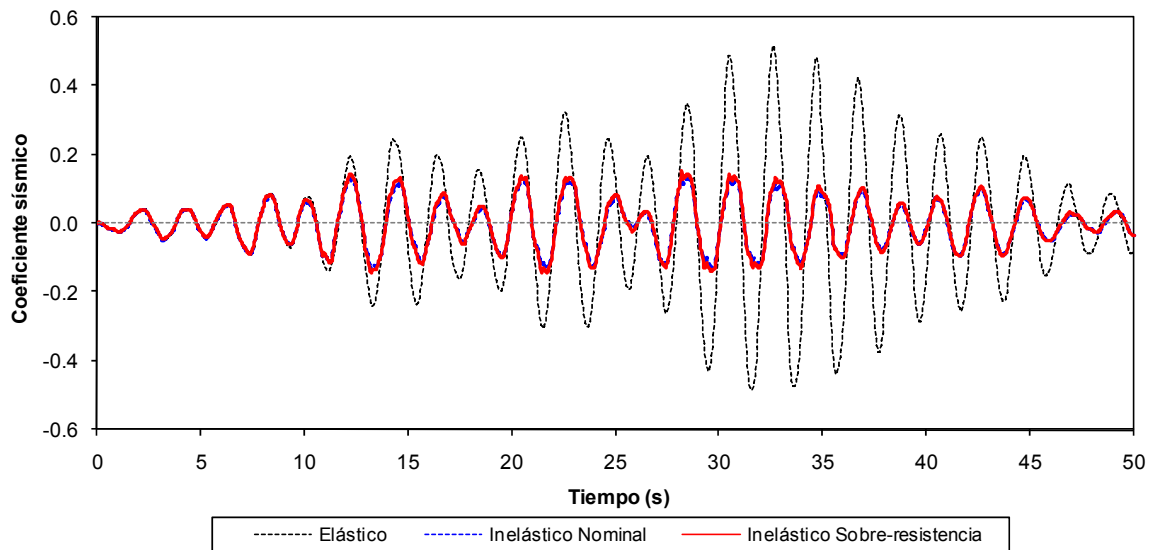


Fig 4.40 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje “12” (caso II), análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

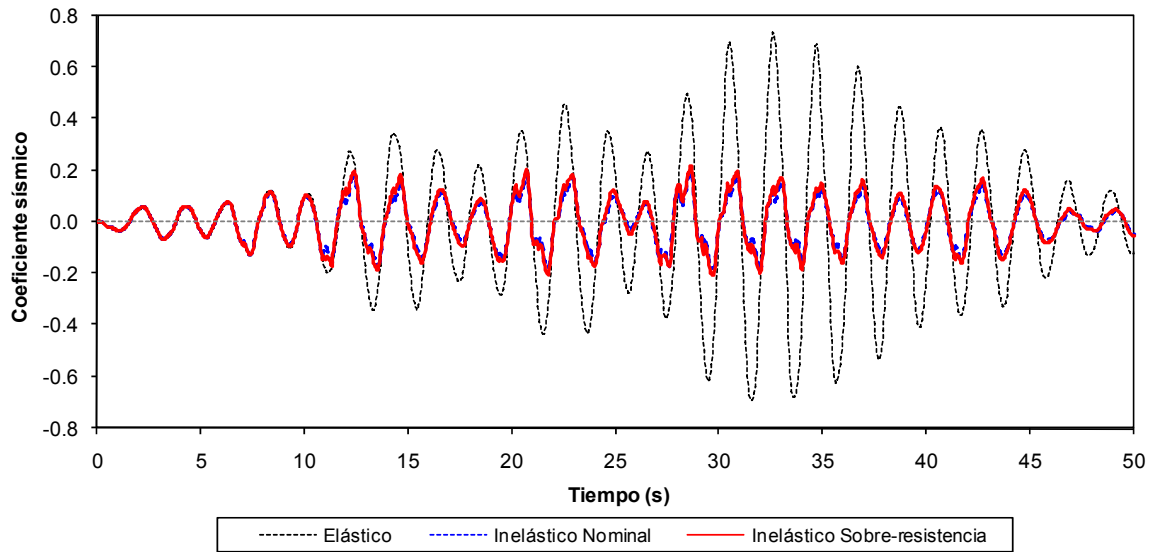


Fig 4.41 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje “12” (caso III), análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

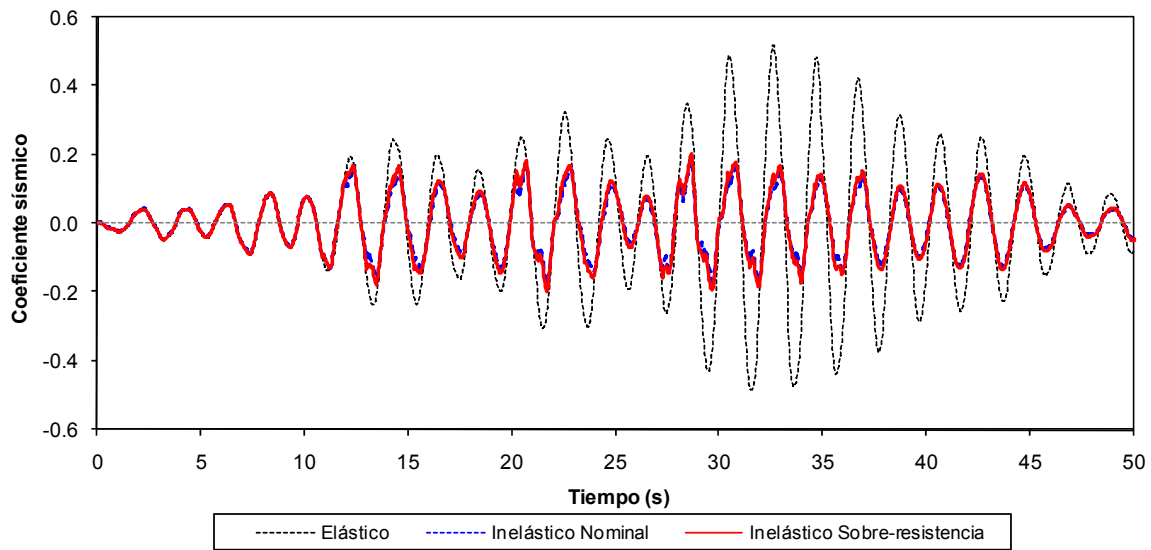
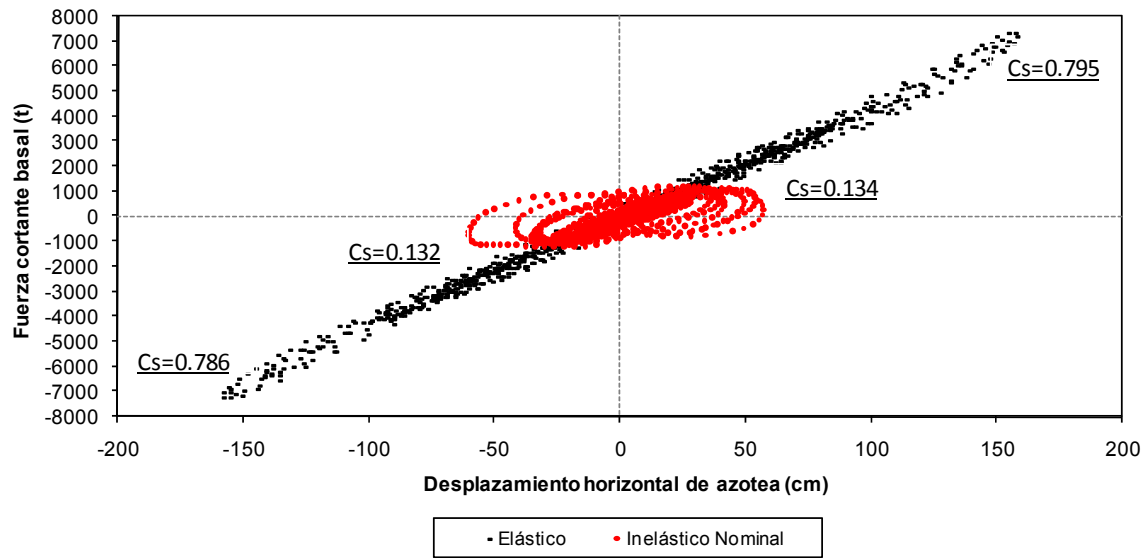
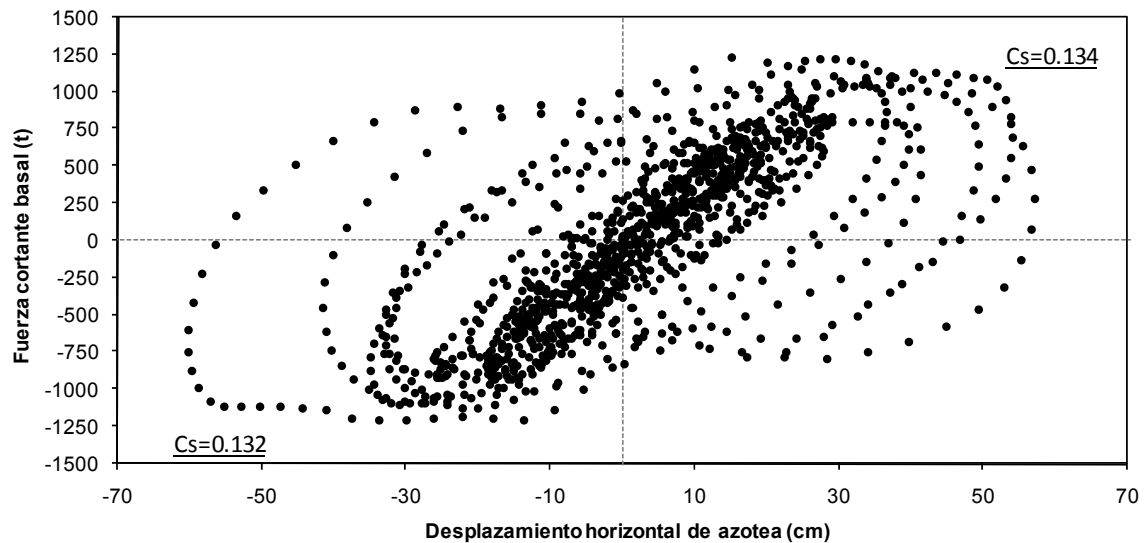


Fig 4.42 Comparación de historias de coeficientes sísmicos del eje “12” (caso III), análisis sísmico paso a paso (elástico e inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

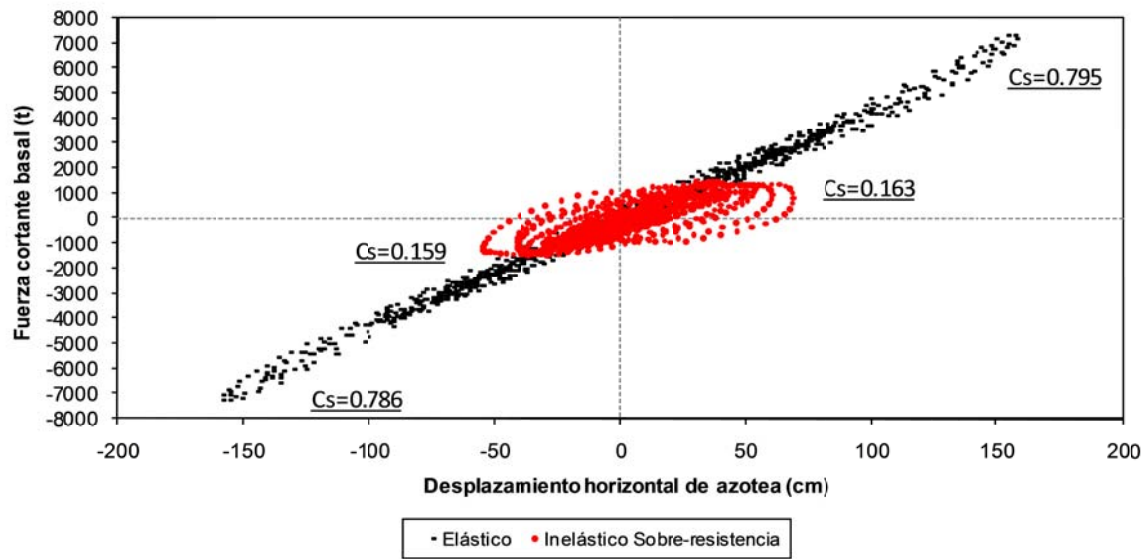


a) Comportamientos elástico e inelástico con resistencias nominales

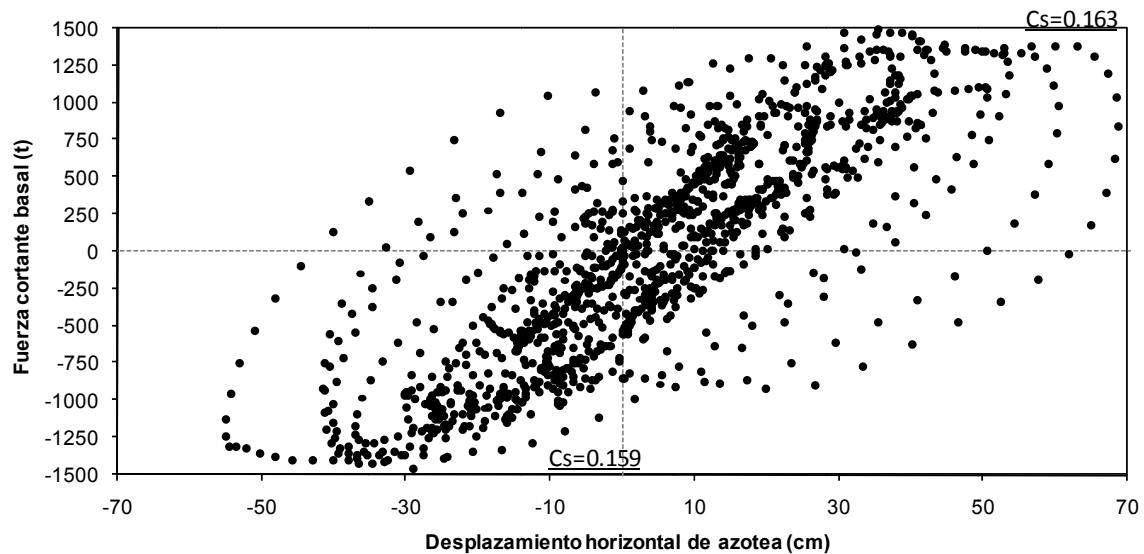


b) Comportamiento inelástico con resistencias nominales

Fig 4.43 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "H" (elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SCT EW-85

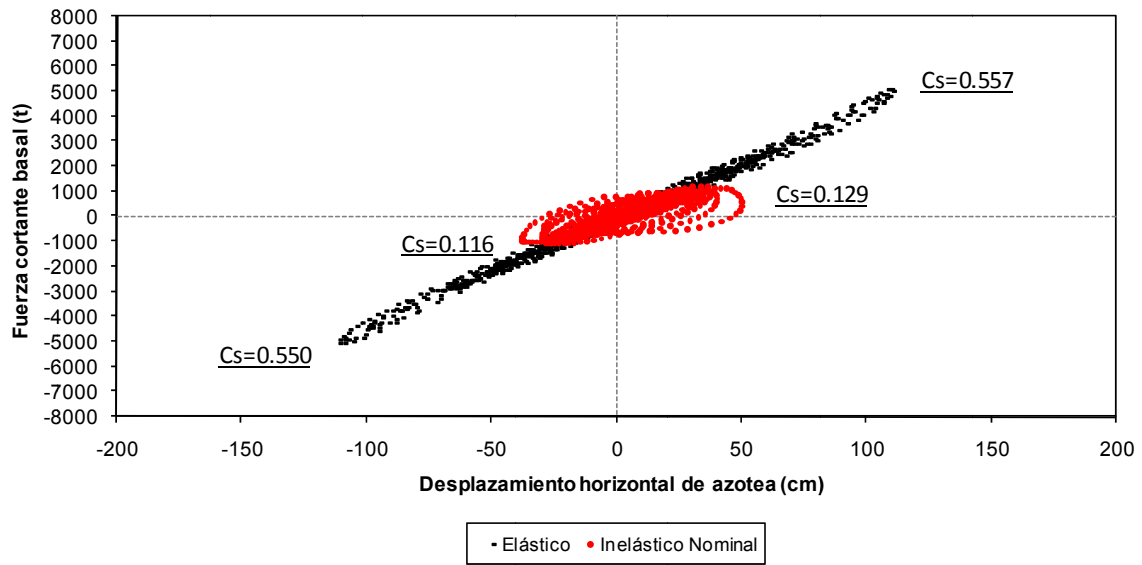


a) Comportamientos elástico e inelástico con sobre-resistencias

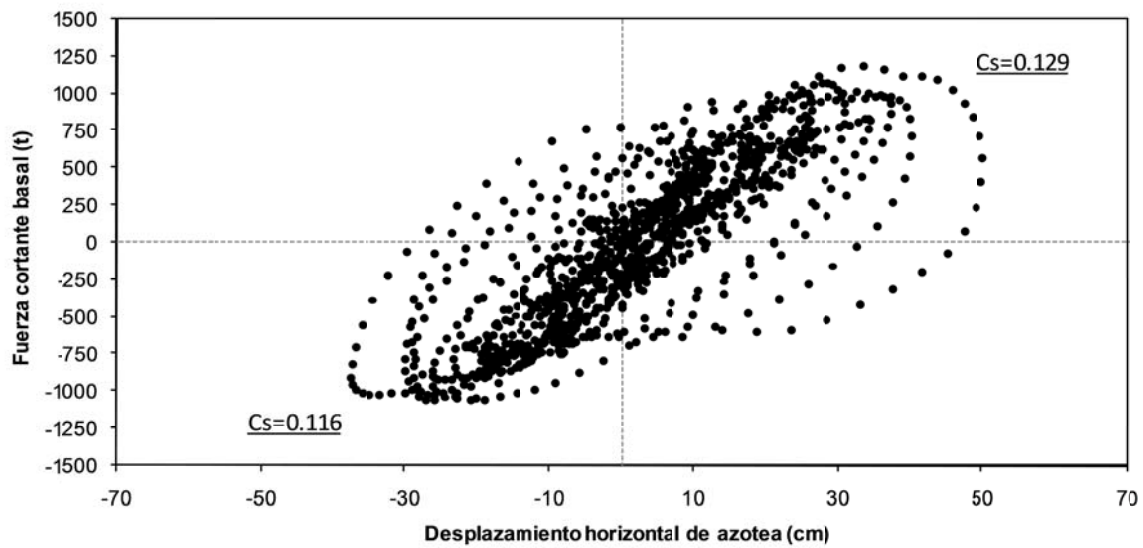


b) Comportamiento inelástico con sobre-resistencias

Fig 4.44 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "H" (elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

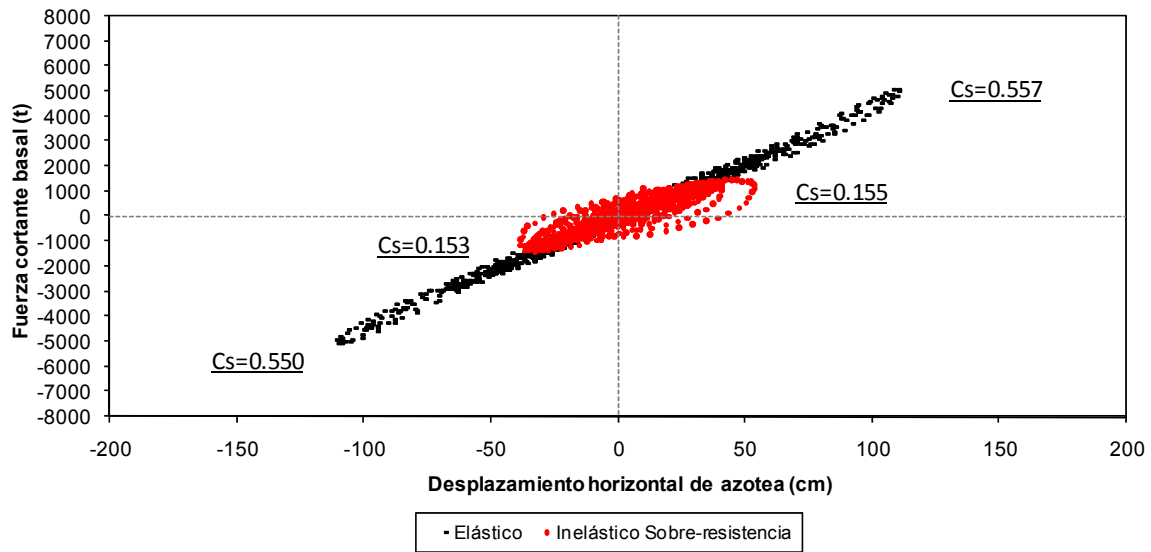


a) Comportamientos elástico e inelástico con resistencias nominales

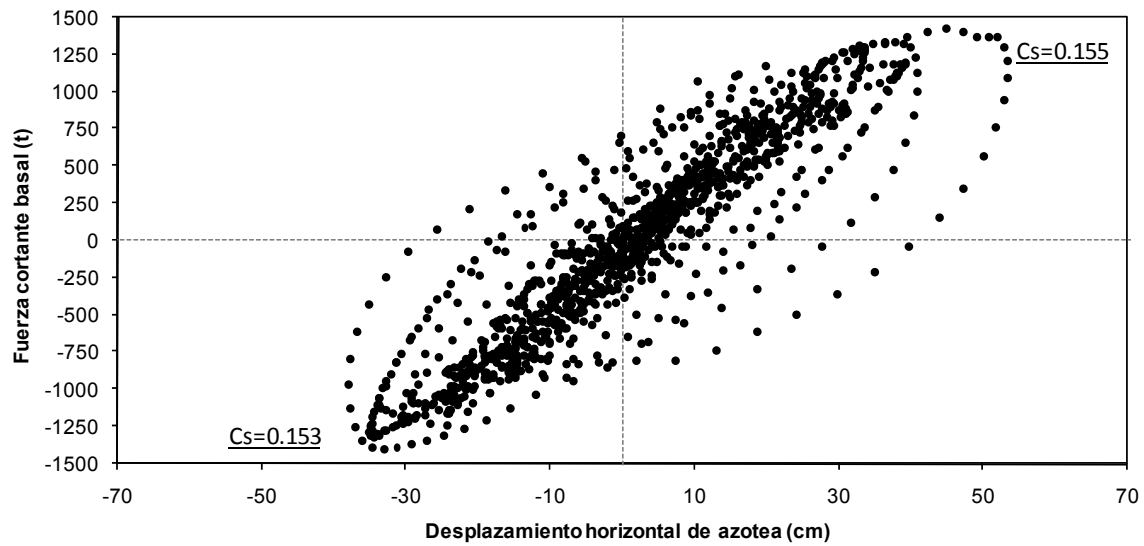


b) Comportamiento inelástico con resistencias nominales

Fig 4.45 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "H" (elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SRE EW-85

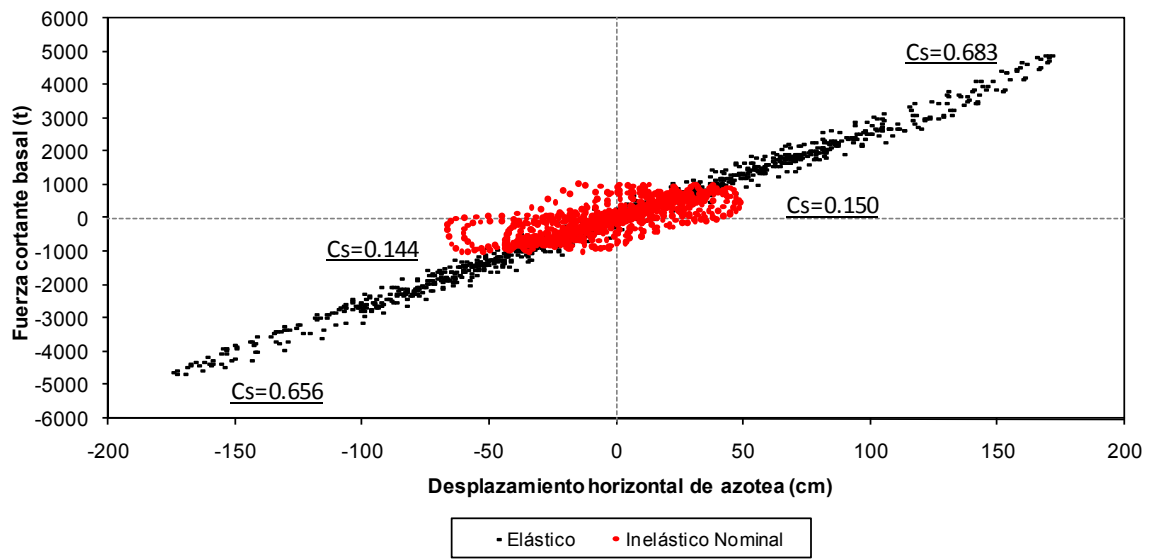


a) Comportamientos elástico e inelástico con sobre-resistencias

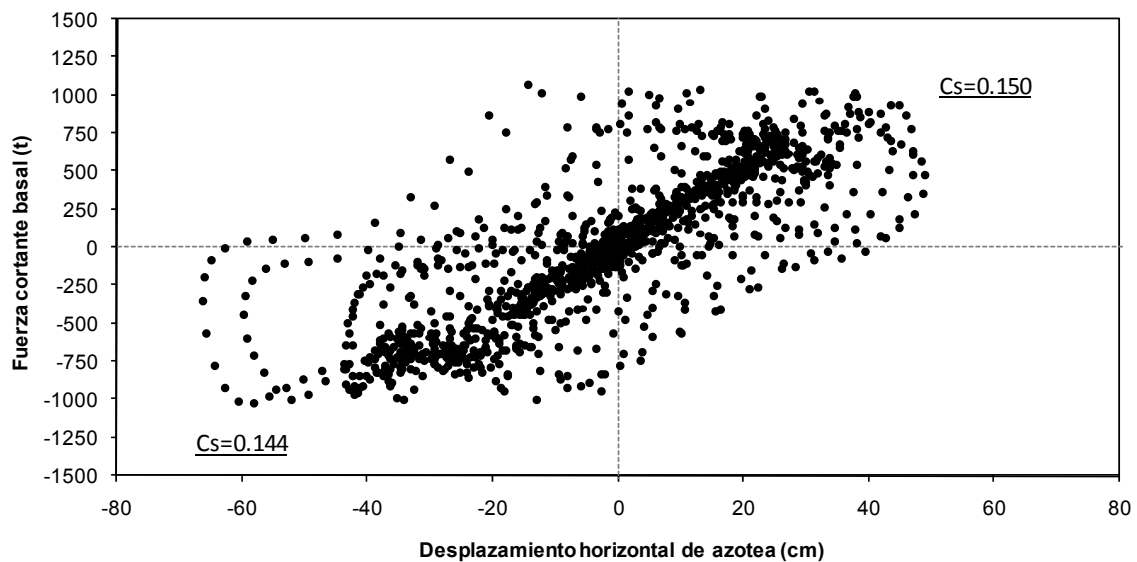


b) Comportamiento inelástico con sobre-resistencias

Fig 4.46 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "H" (elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

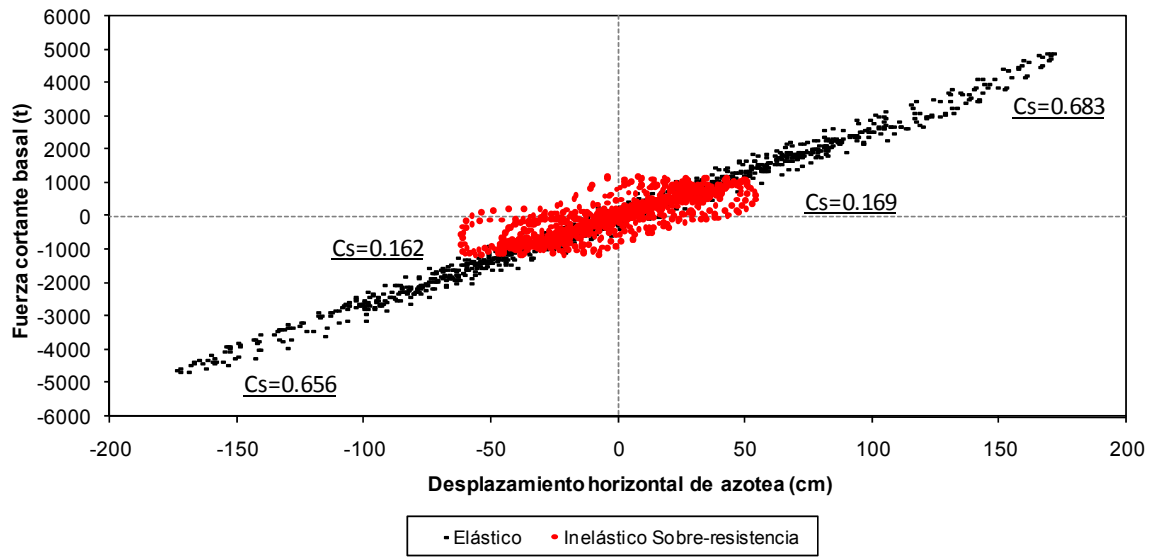


a) Comportamientos elástico e inelástico con resistencias nominales

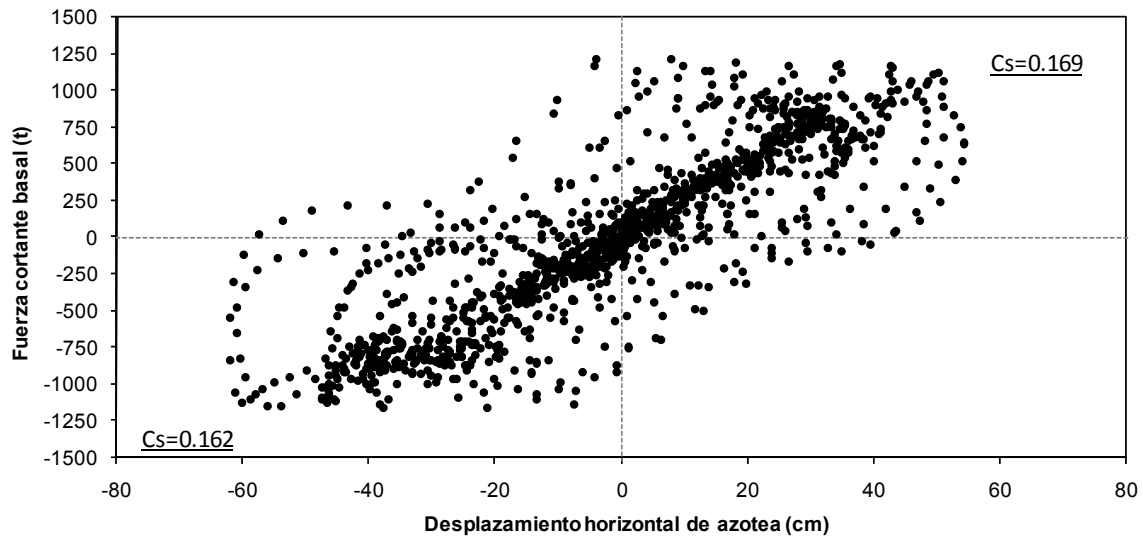


b) Comportamiento inelástico con resistencias nominales

Fig 4.47 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "6" (elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SCT EW-85

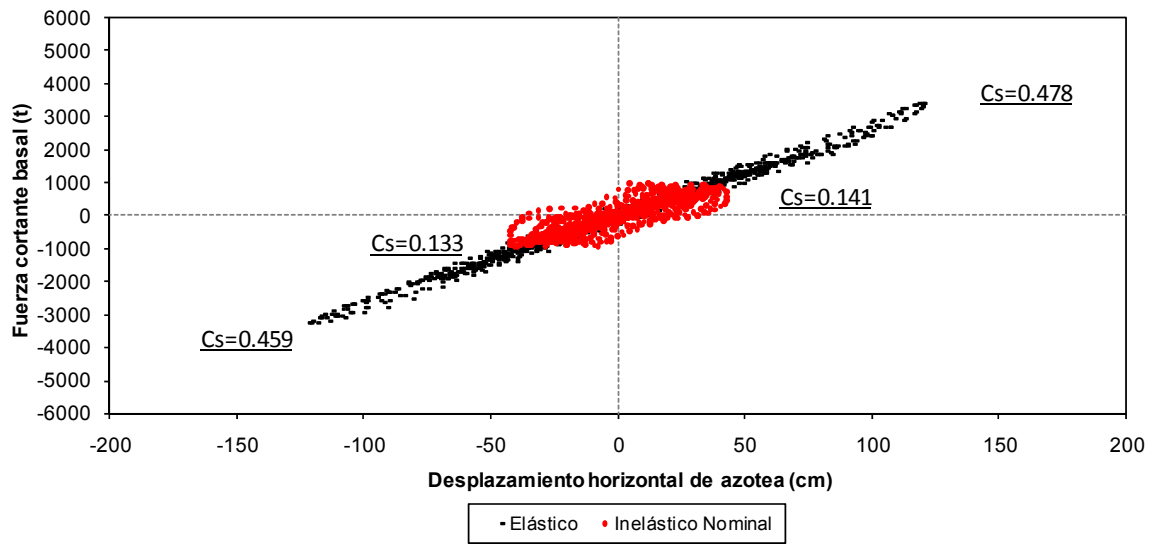


a) Comportamientos elástico e inelástico con sobre-resistencias

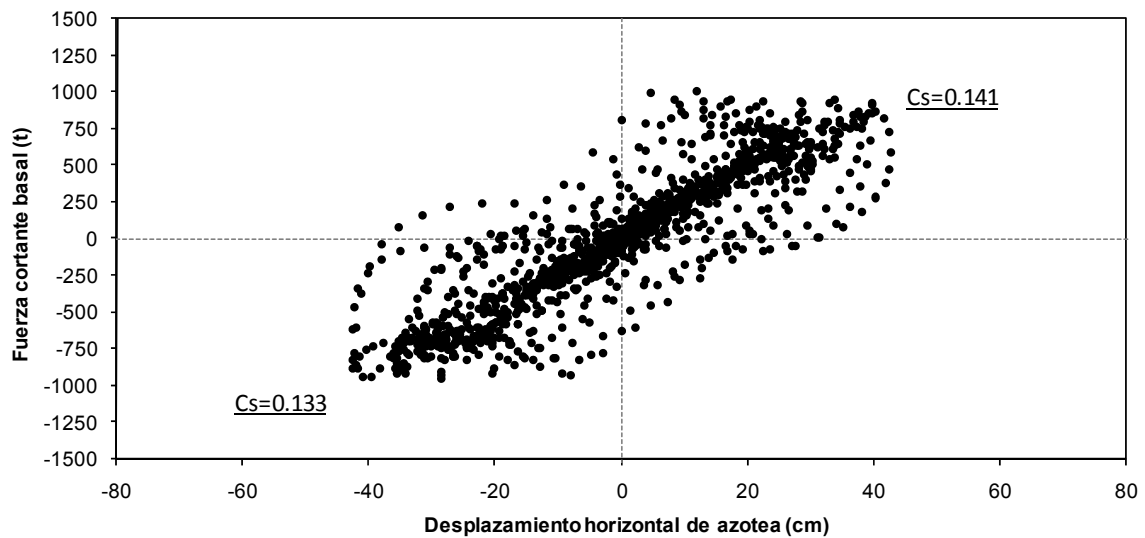


b) Comportamiento inelástico con sobre-resistencias

Fig 4.48 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "6" (elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

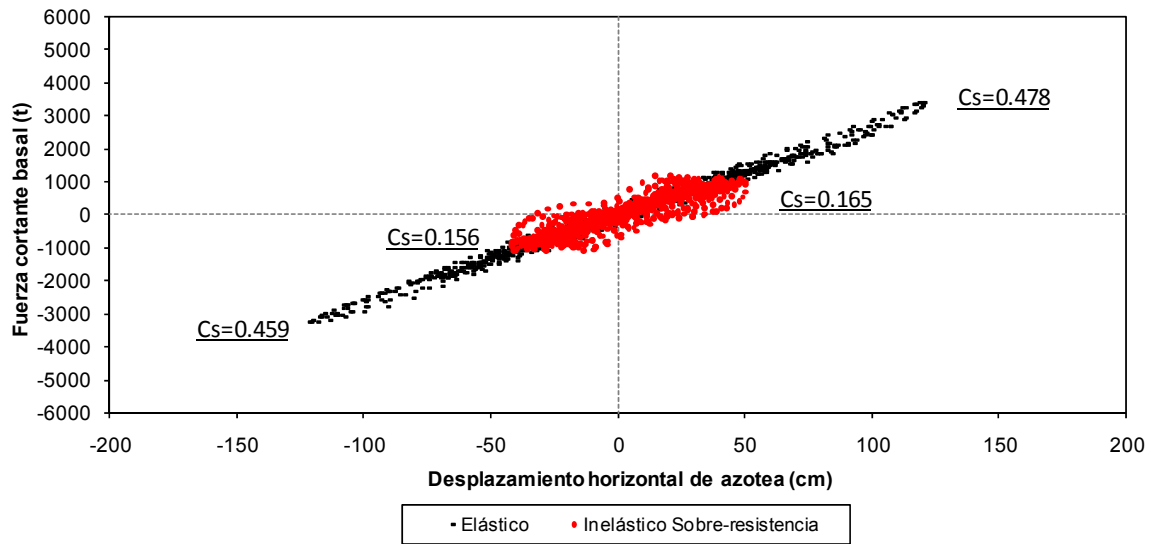


a) Comportamientos elástico e inelástico con resistencias nominales

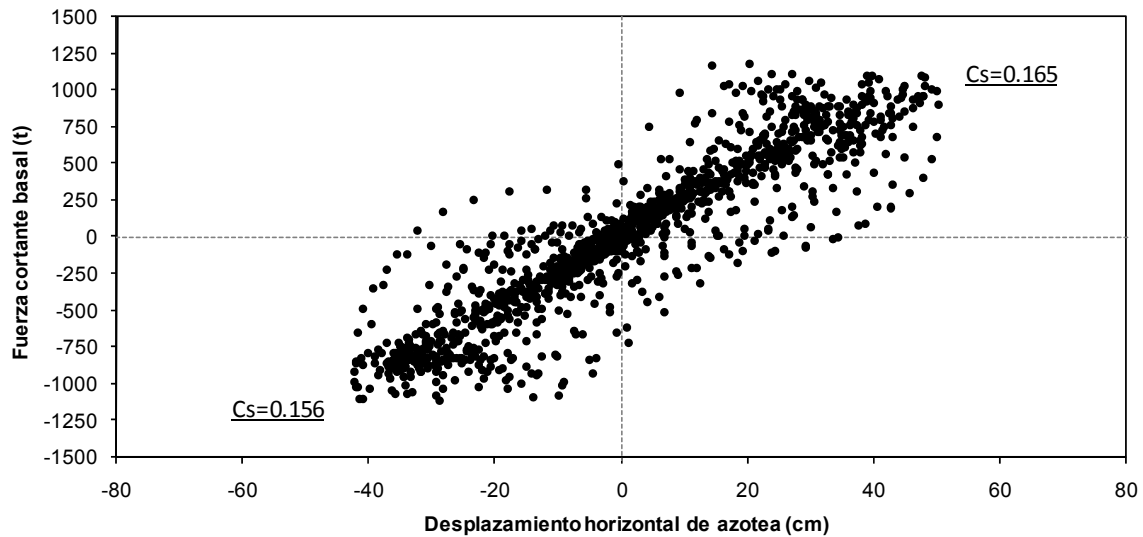


b) Comportamiento inelástico con resistencias nominales

Fig 4.49 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "6" (elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SRE EW-85

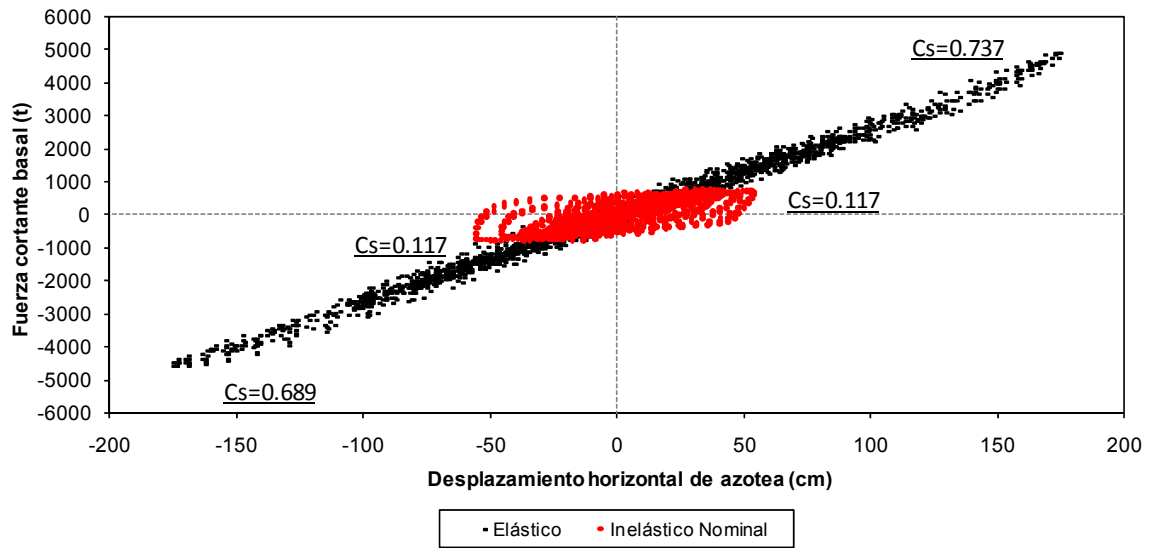


a) Comportamientos elástico e inelástico con sobre-resistencias

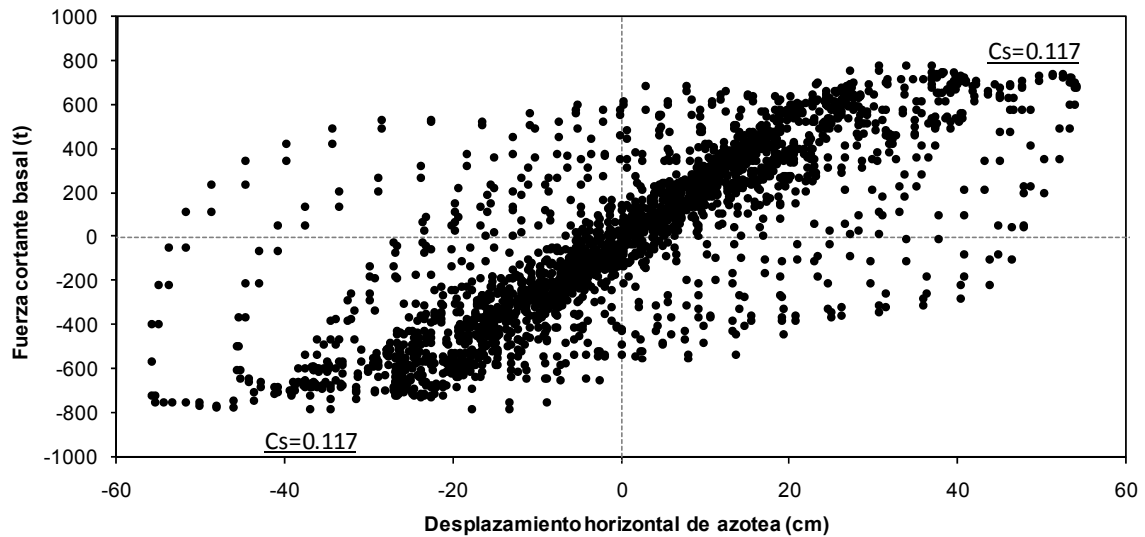


b) Comportamiento inelástico con sobre-resistencias

Fig 4.50 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "6" (elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

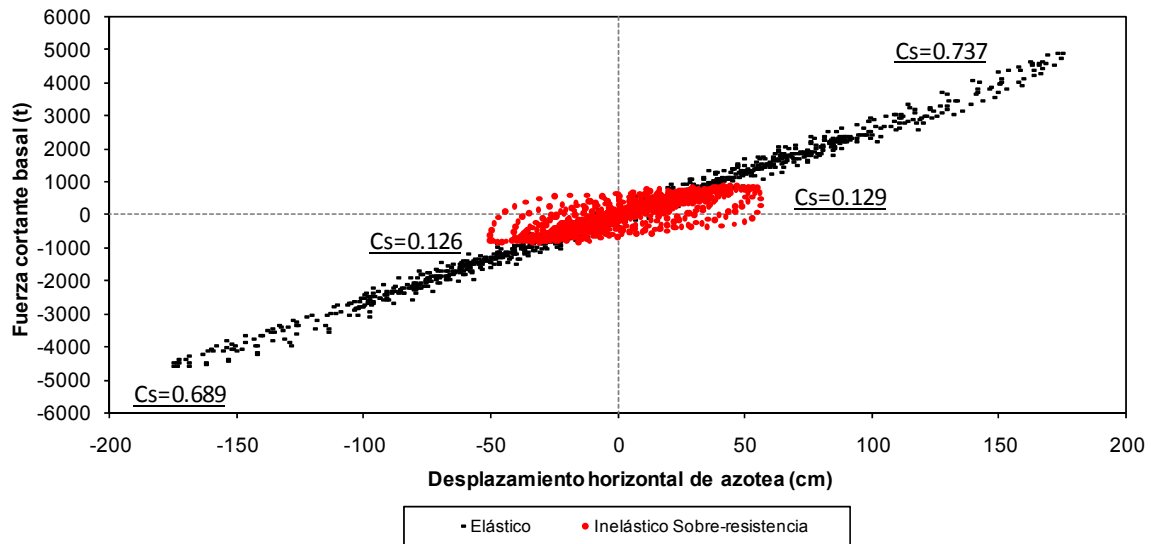


a) Comportamientos elástico e inelástico con resistencias nominales

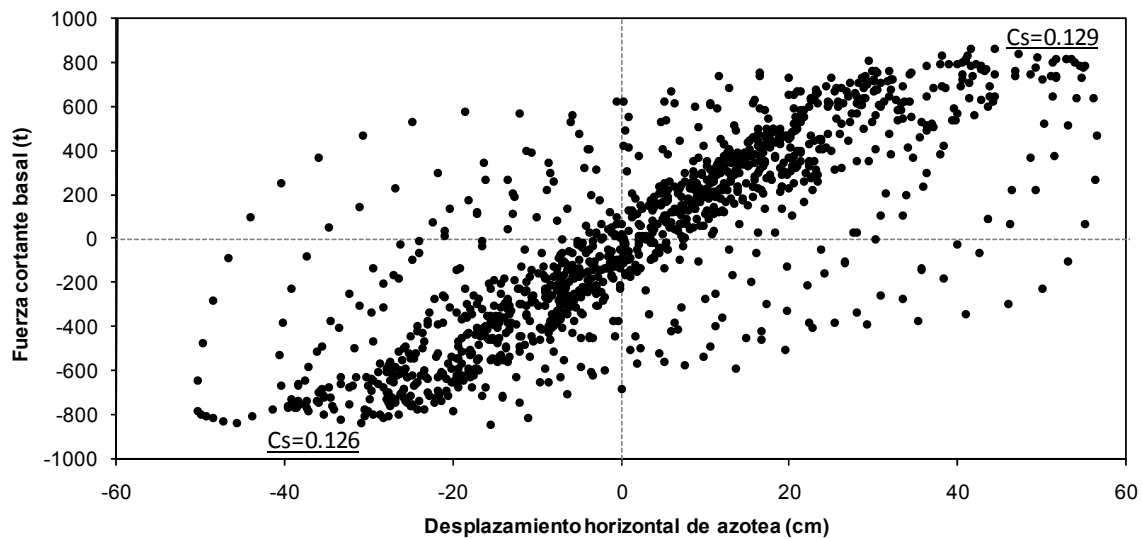


b) Comportamiento inelástico con resistencias nominales

Fig 4.51 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso I, elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SCT EW-85

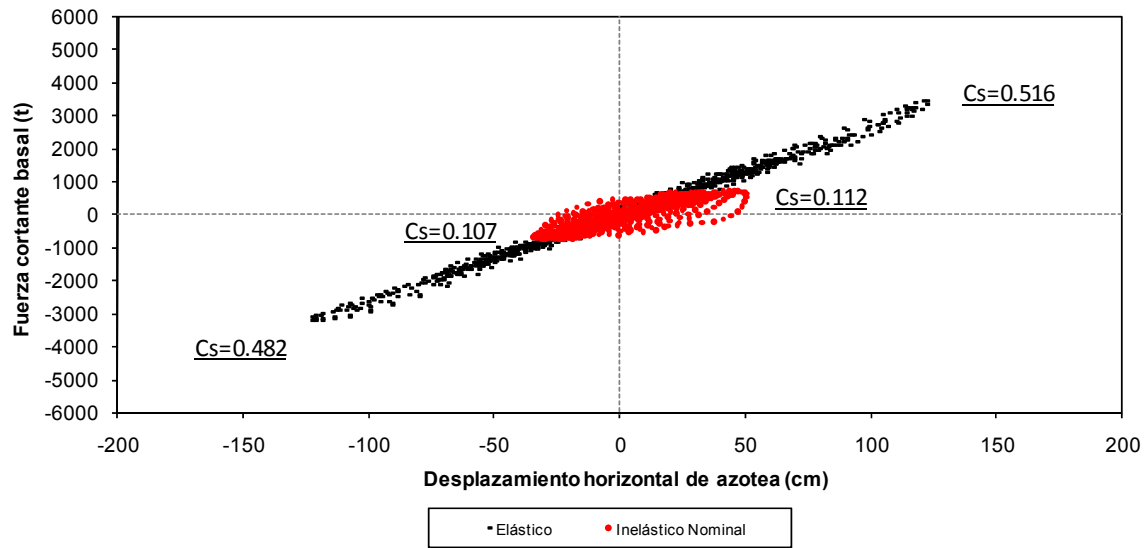


a) Comportamientos elástico e inelástico con sobre-resistencias

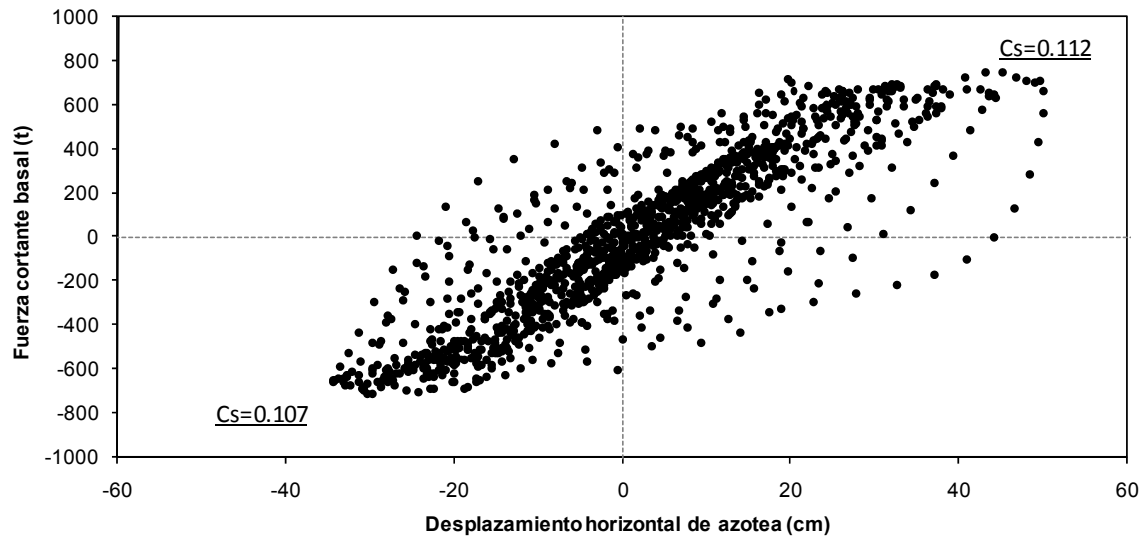


b) Comportamiento inelástico con sobre-resistencias

Fig 4.52 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso I, elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

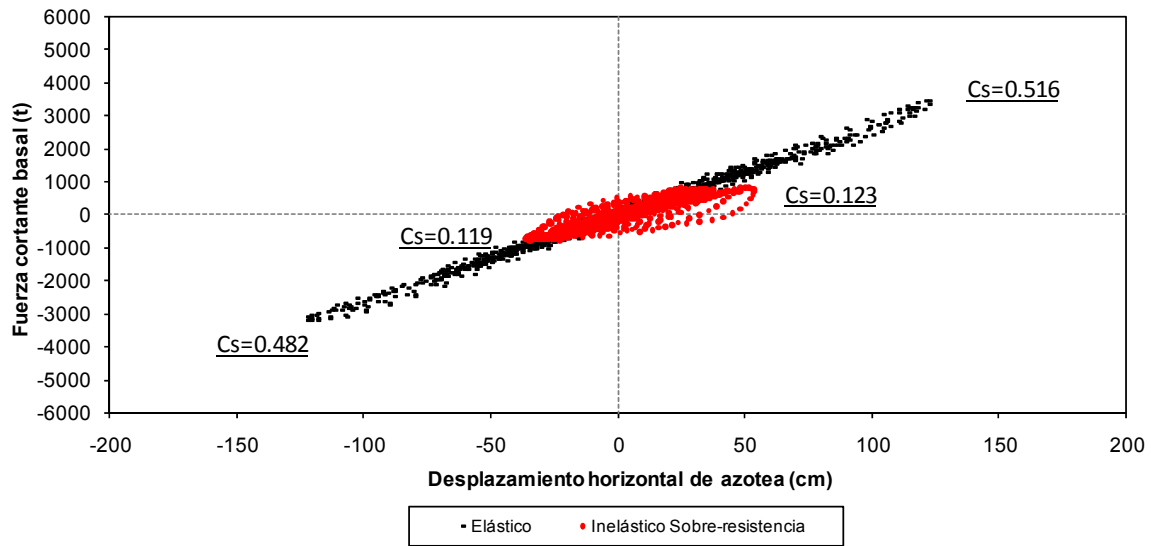


a) Comportamientos elástico e inelástico con resistencias nominales

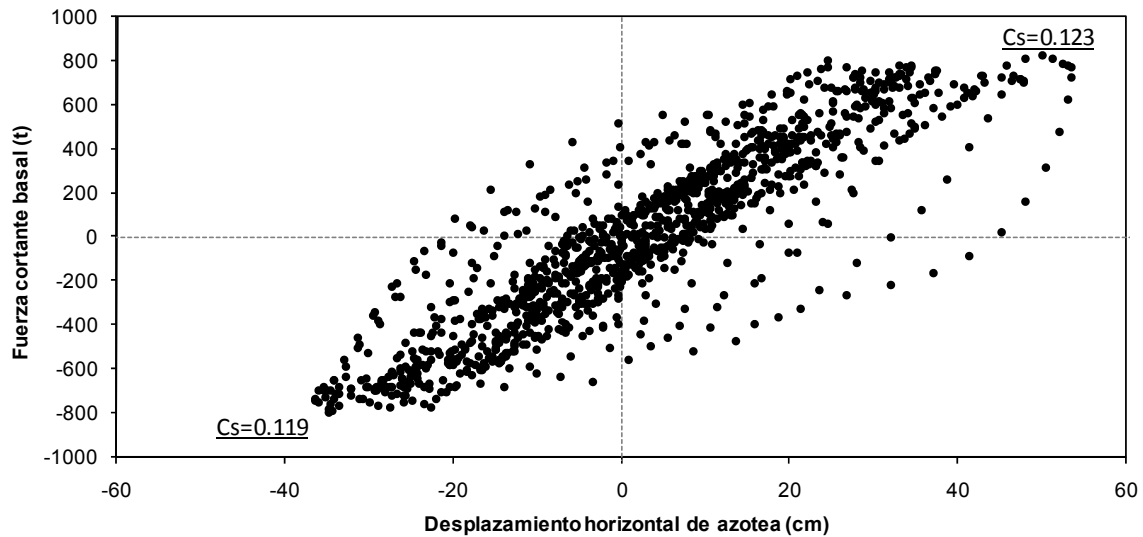


b) Comportamiento inelástico con resistencias nominales

Fig 4.53 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso I, elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SRE EW-85

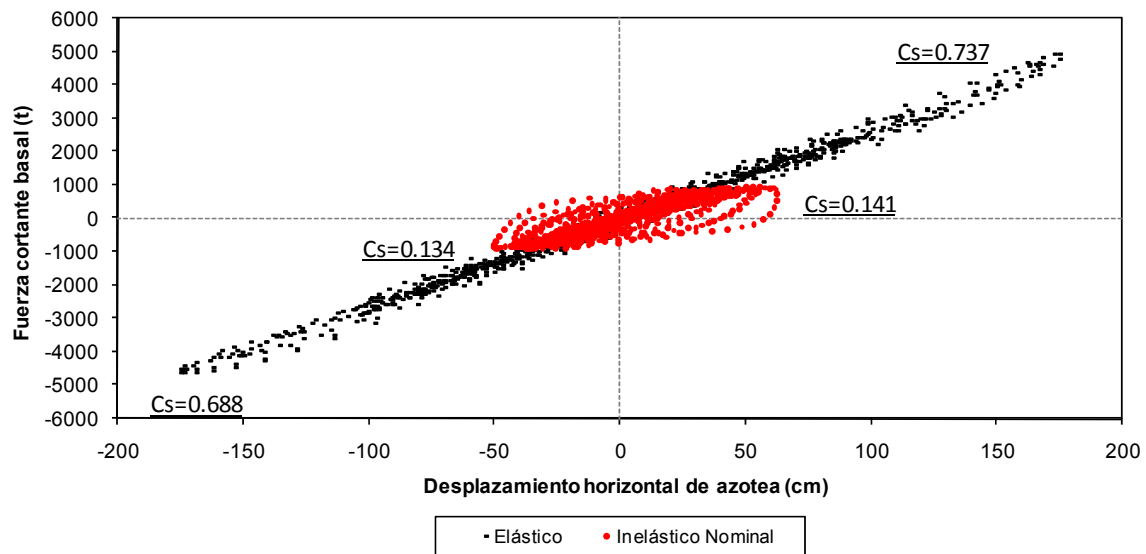


a) Comportamientos elástico e inelástico con sobre-resistencias

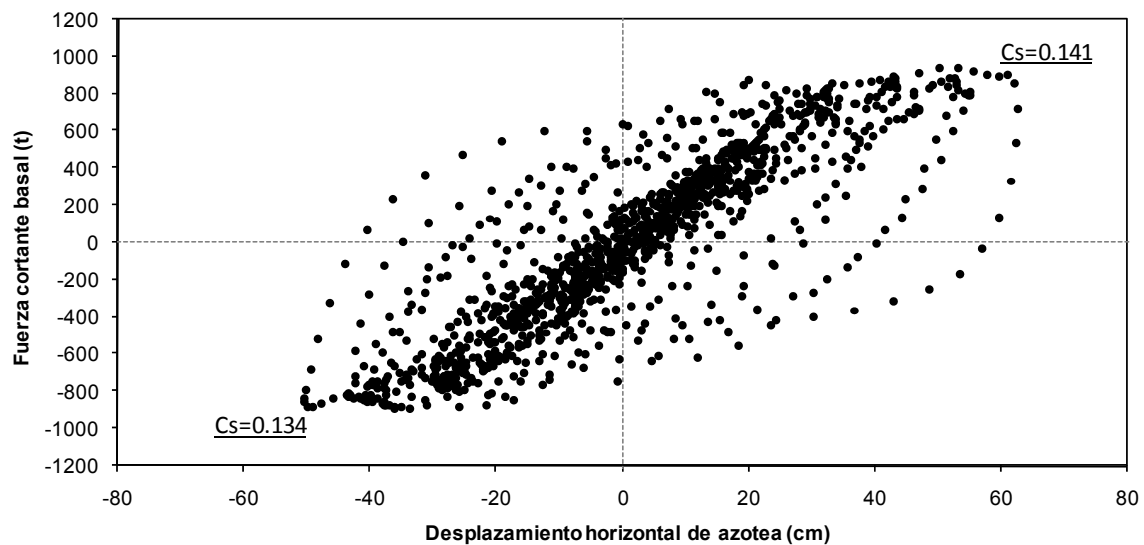


b) Comportamiento inelástico con sobre-resistencias

Fig 4.54 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso I, elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

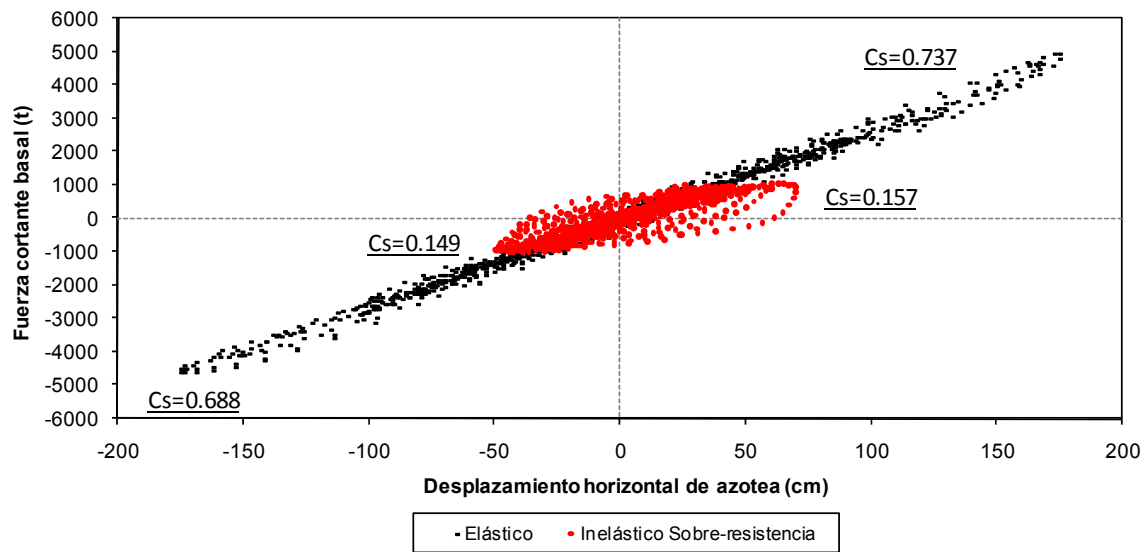


c) Comportamientos elástico e inelástico con resistencias nominales

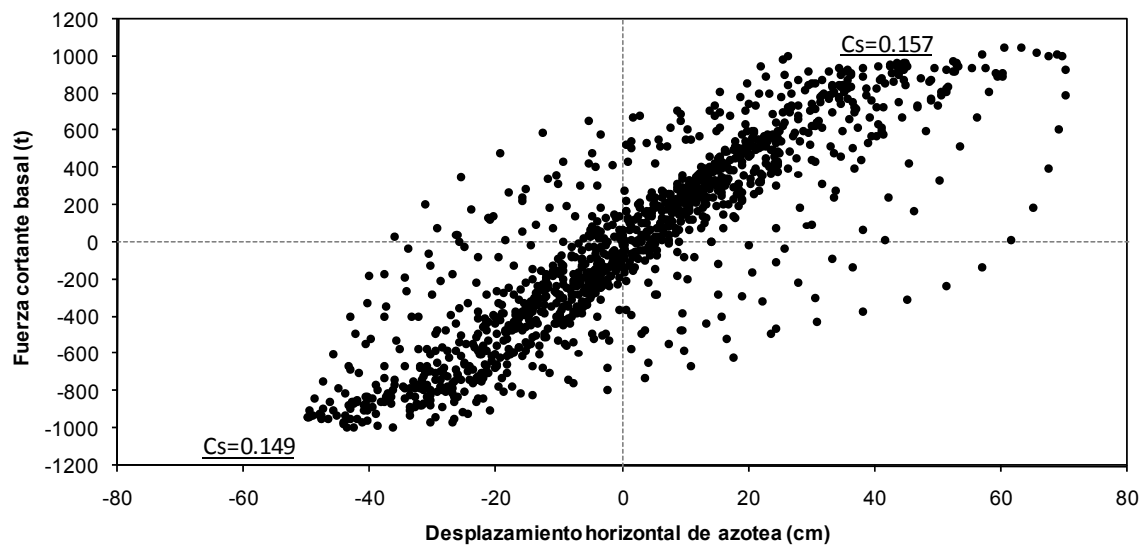


d) Comportamiento inelástico con resistencias nominales

Fig 4.55 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso II, elástico e inelástico resistencias nominales), acelerograma SCT EW-85

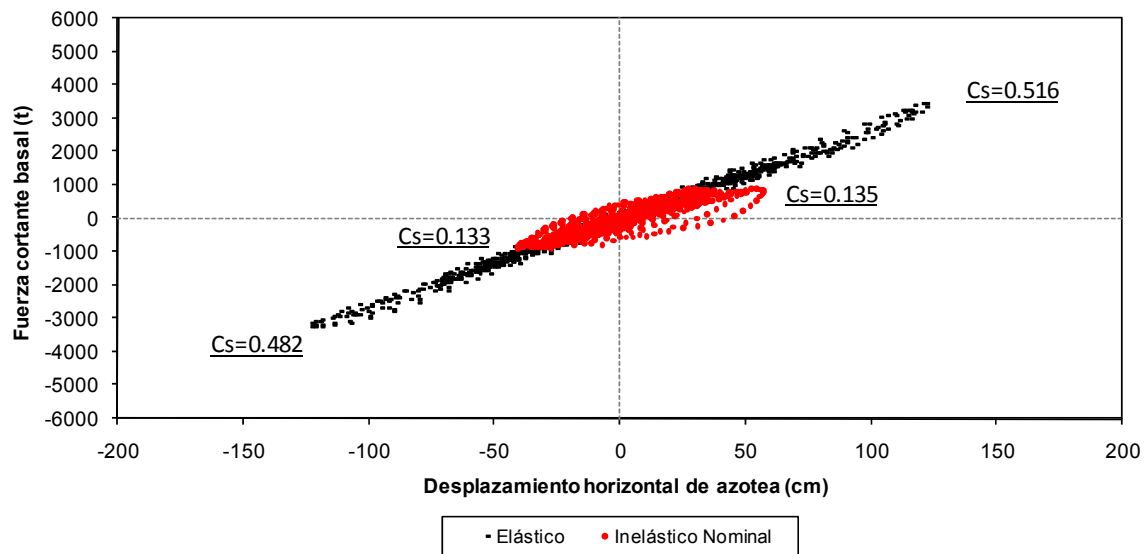


a) Comportamientos elástico e inelástico con sobre-resistencias

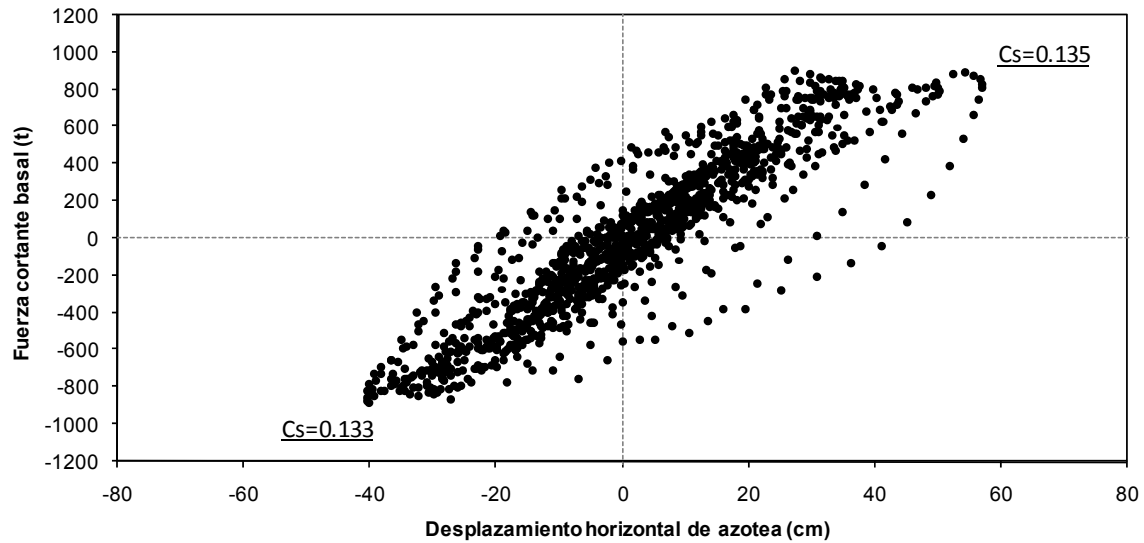


b) Comportamiento inelástico con sobre-resistencias

Fig 4.56 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso II, elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

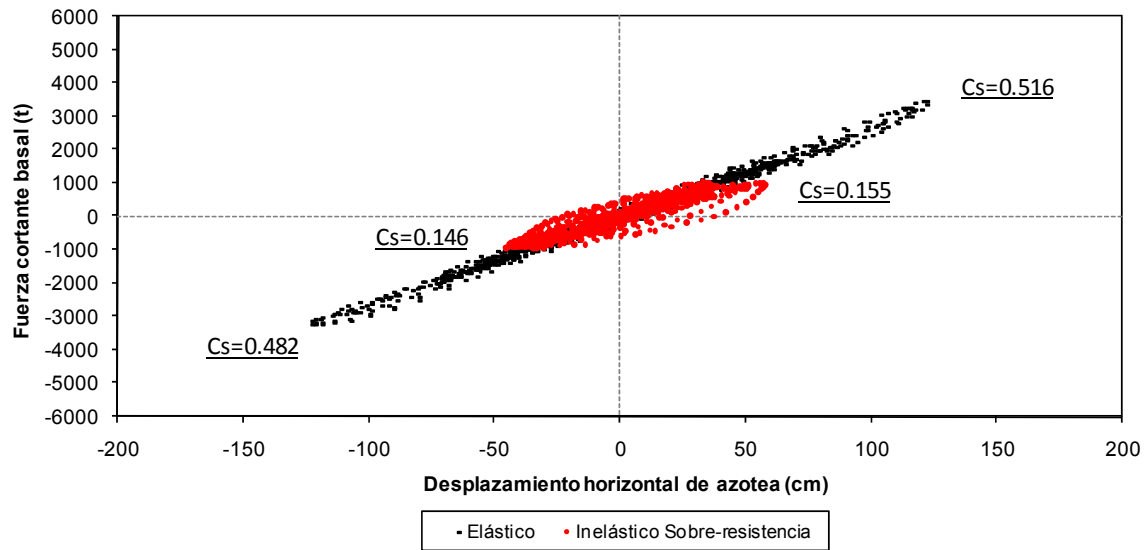


a) Comportamientos elástico e inelástico con resistencias nominales

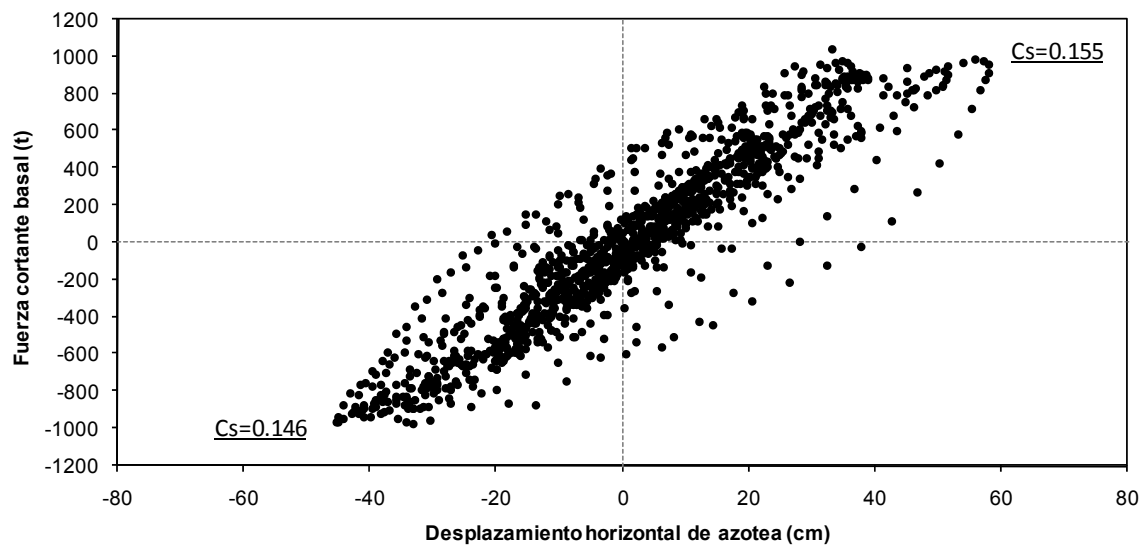


b) Comportamiento inelástico con resistencias nominales

Fig 4.57 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12” (caso II, elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SRE EW-85

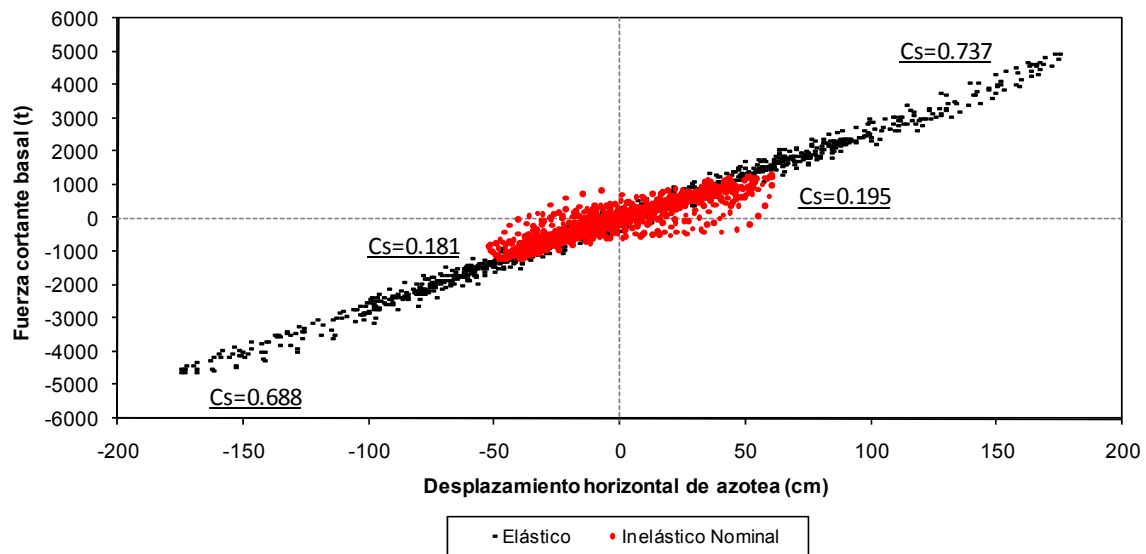


a) Comportamientos elástico e inelástico con sobre-resistencias

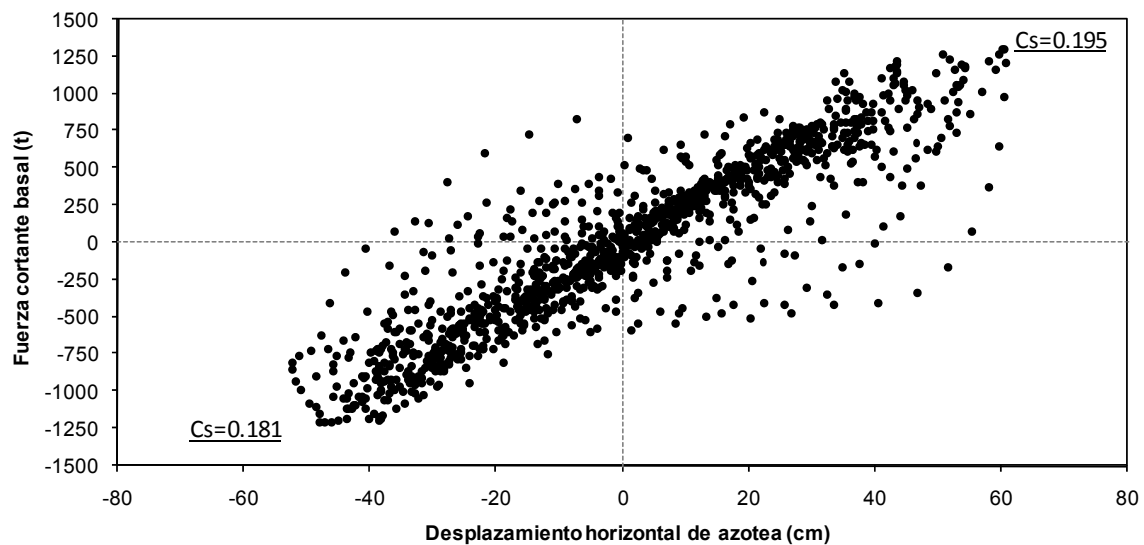


b) Comportamiento inelástico con sobre-resistencias

Fig 4.58 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso II, elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

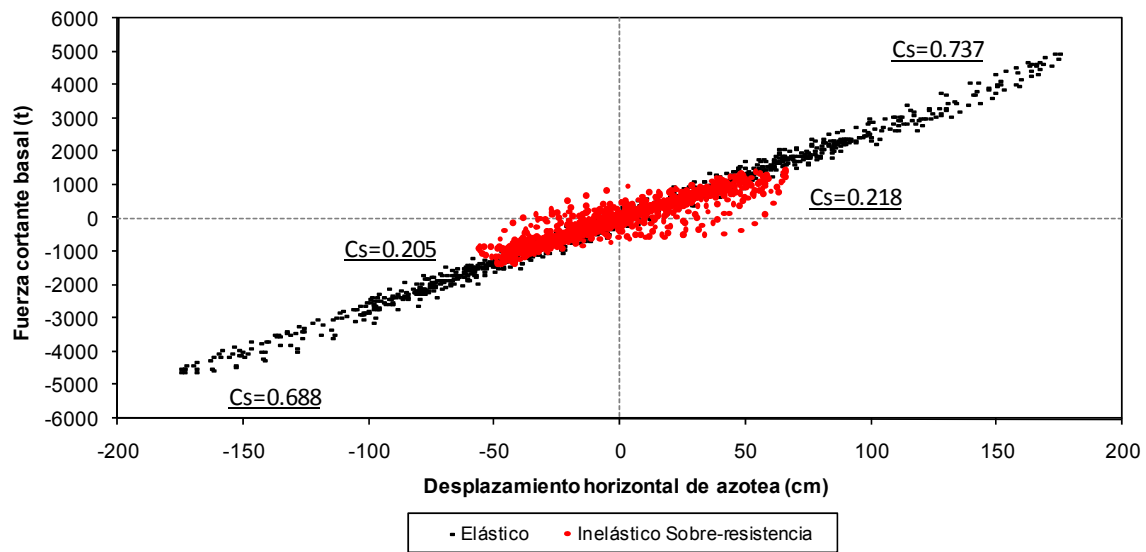


a) Comportamientos elástico e inelástico con resistencias nominales

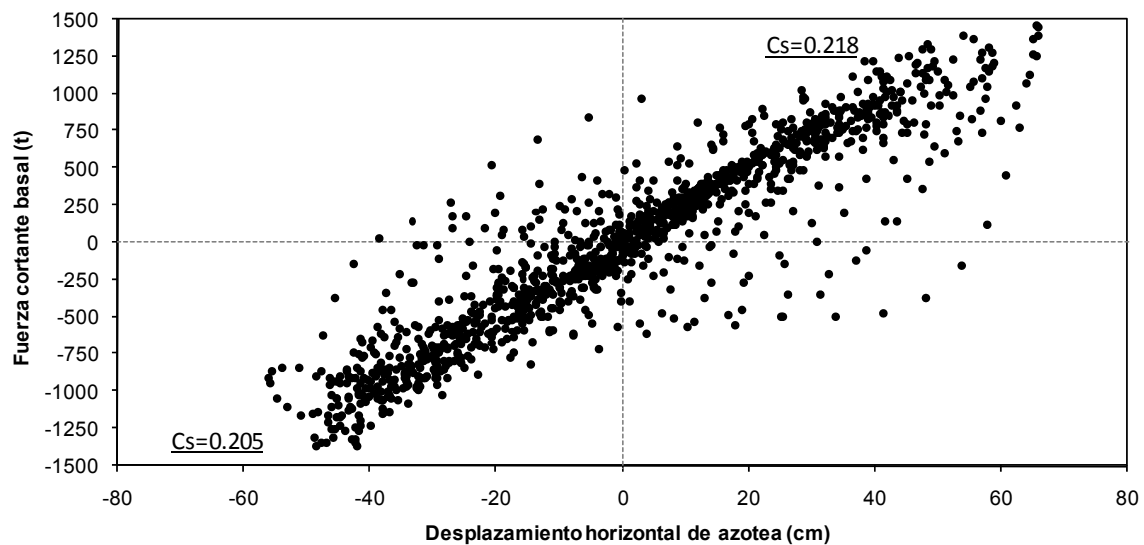


b) Comportamiento inelástico con resistencias nominales

Fig 4.59 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso III, elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SCT EW-85

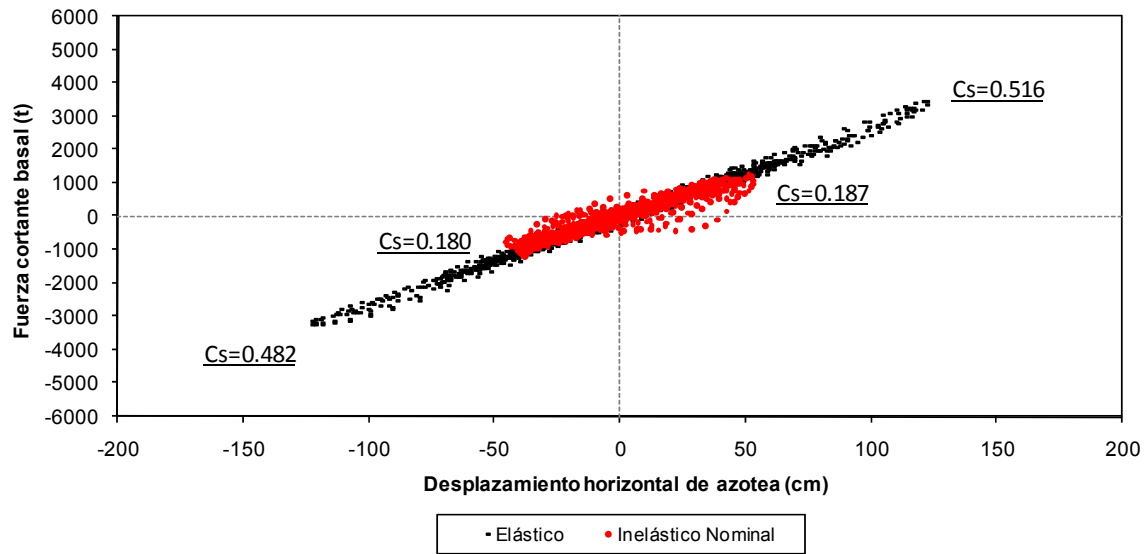


a) Comportamientos elástico e inelástico con sobre-resistencias

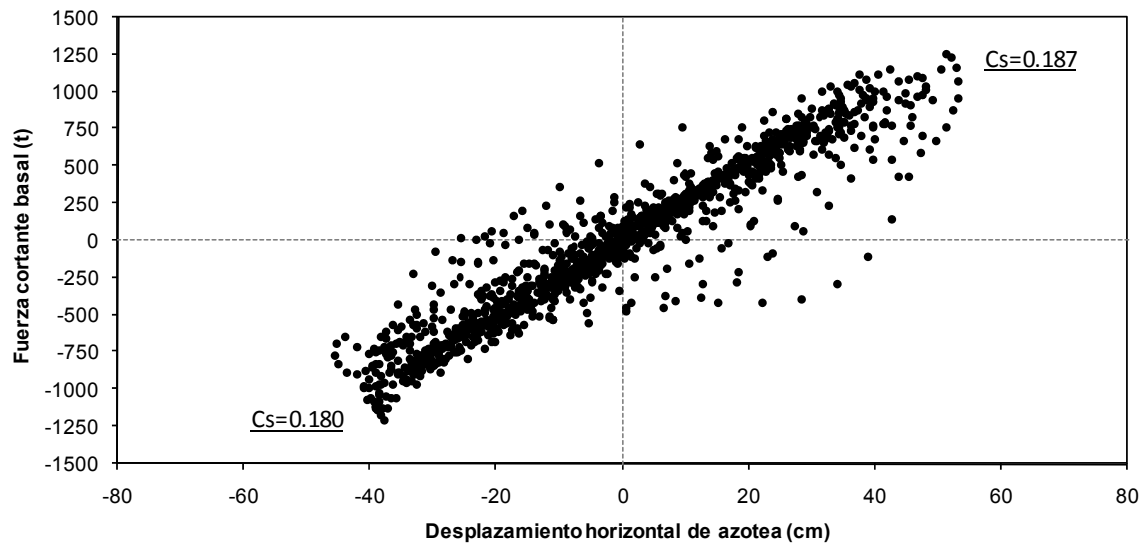


b) Comportamiento inelástico con sobre-resistencias

Fig 4.60 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso III, elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

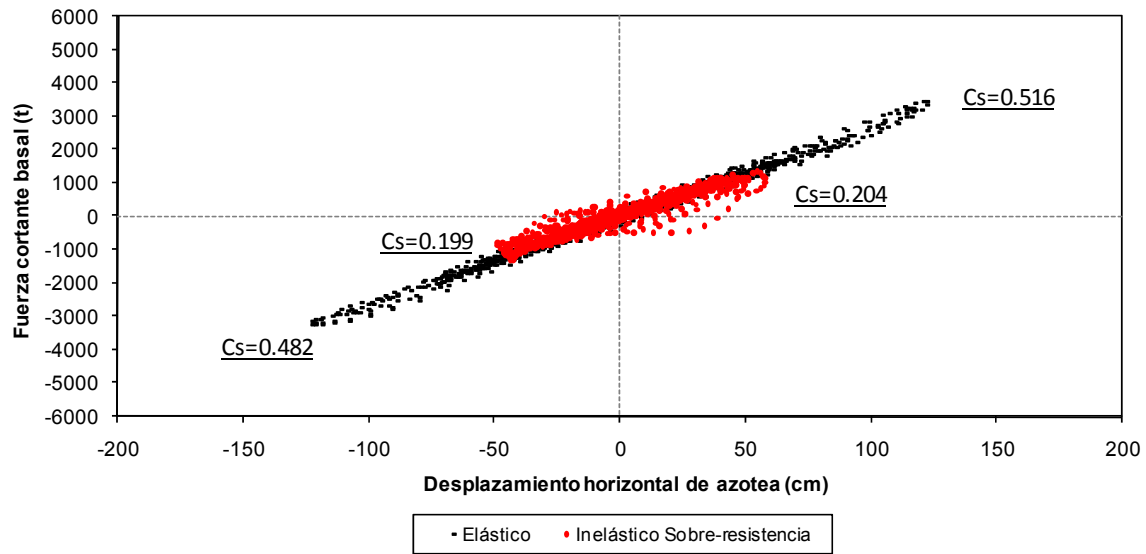


a) Comportamientos elástico e inelástico con resistencias nominales

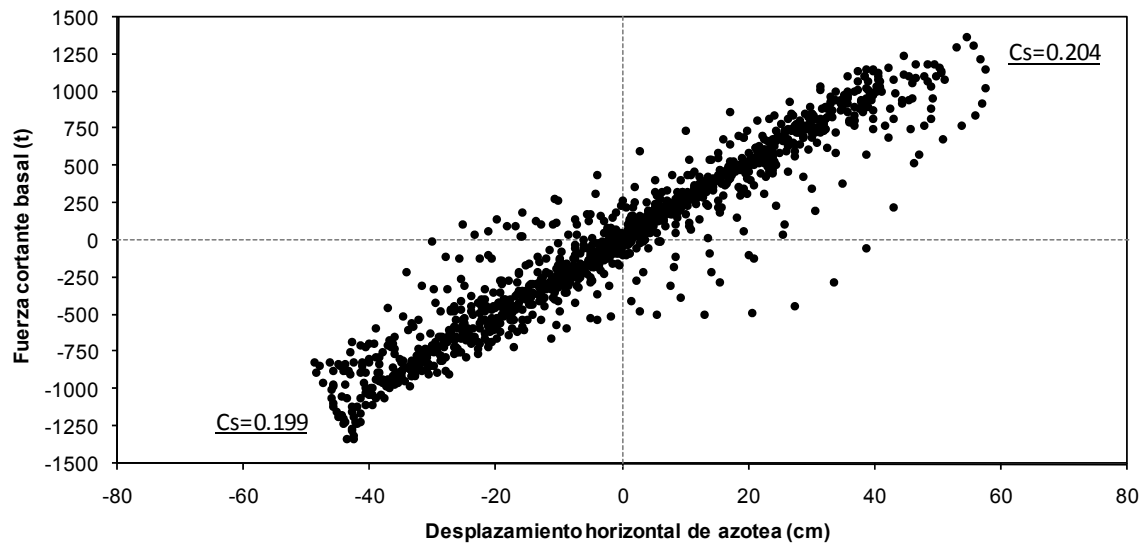


b) Comportamiento inelástico con resistencias nominales

Fig 4.61 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso III, elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SRE EW-85



a) Comportamientos elástico e inelástico con sobre-resistencia



a) Comportamiento inelástico con resistencias nominales

Fig 4.62 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12” (caso III, elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencia), acelerograma SRE EW-85

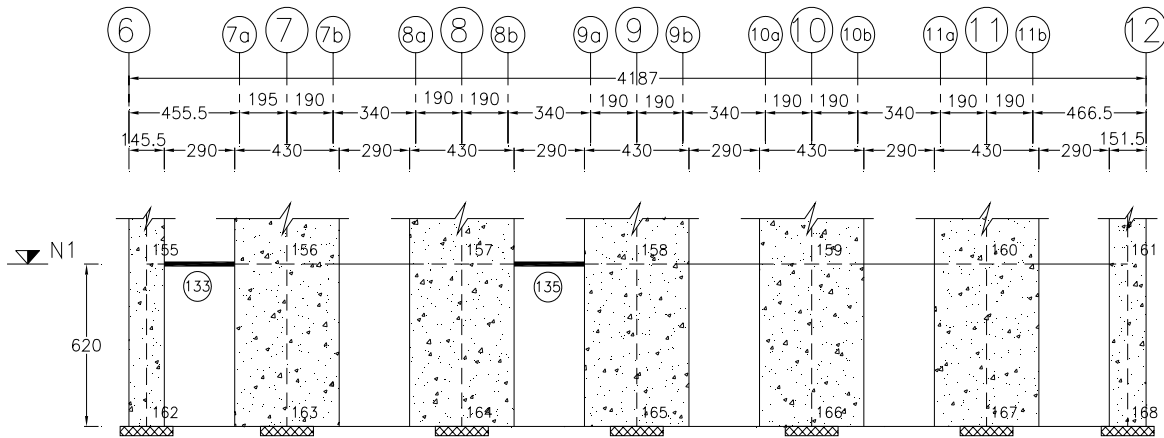


Fig 4.63 Localización de las vigas 133 y 135 del nivel 1 del eje "H"

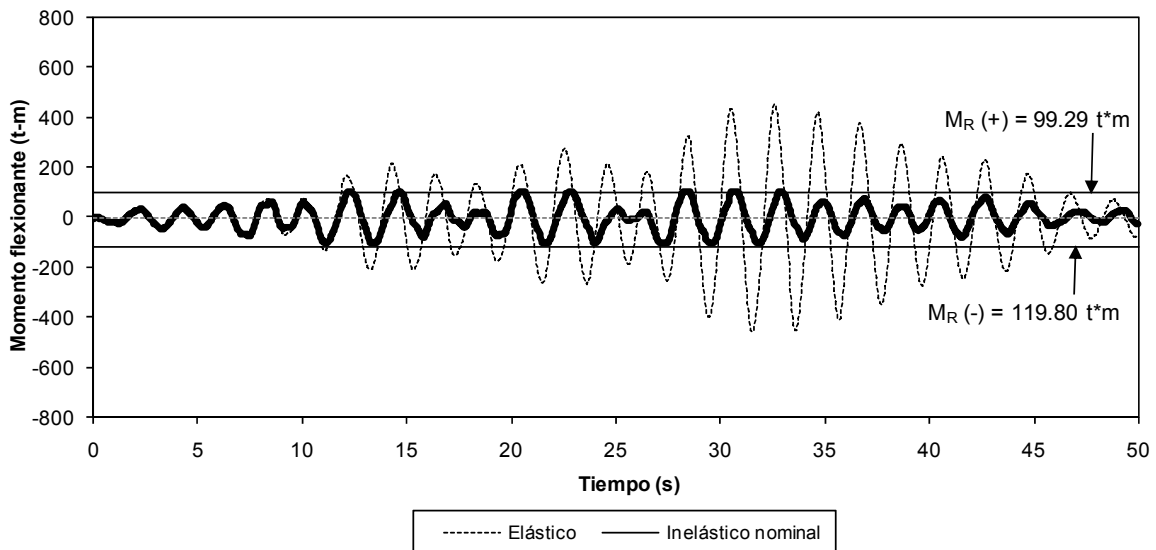


Fig 4.64 Comparación de historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 133 del nivel 1 del eje "H", análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

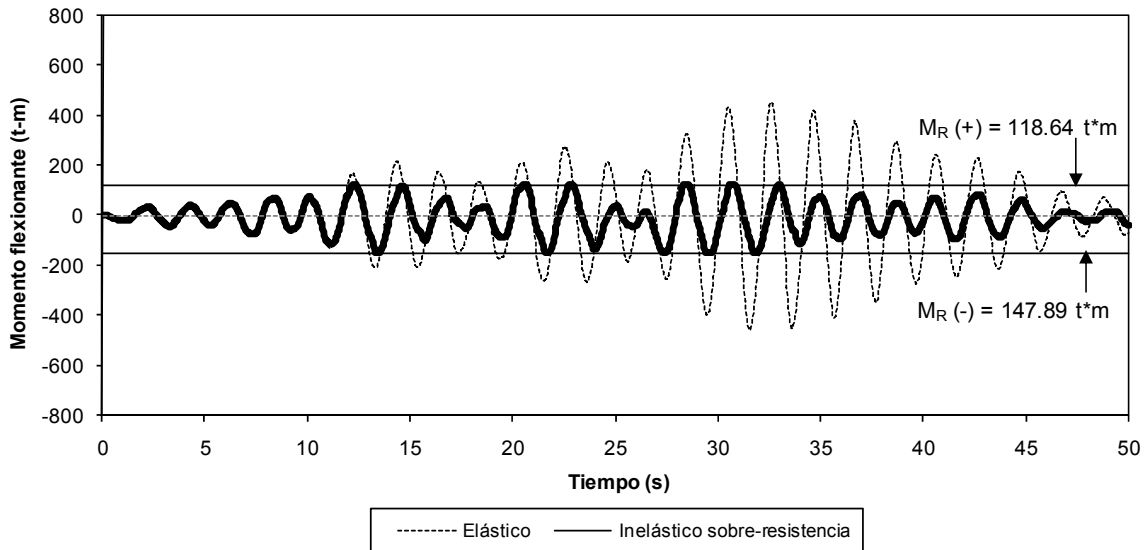


Fig 4.65 Comparación de historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 133 del nivel 1 del eje “H”, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

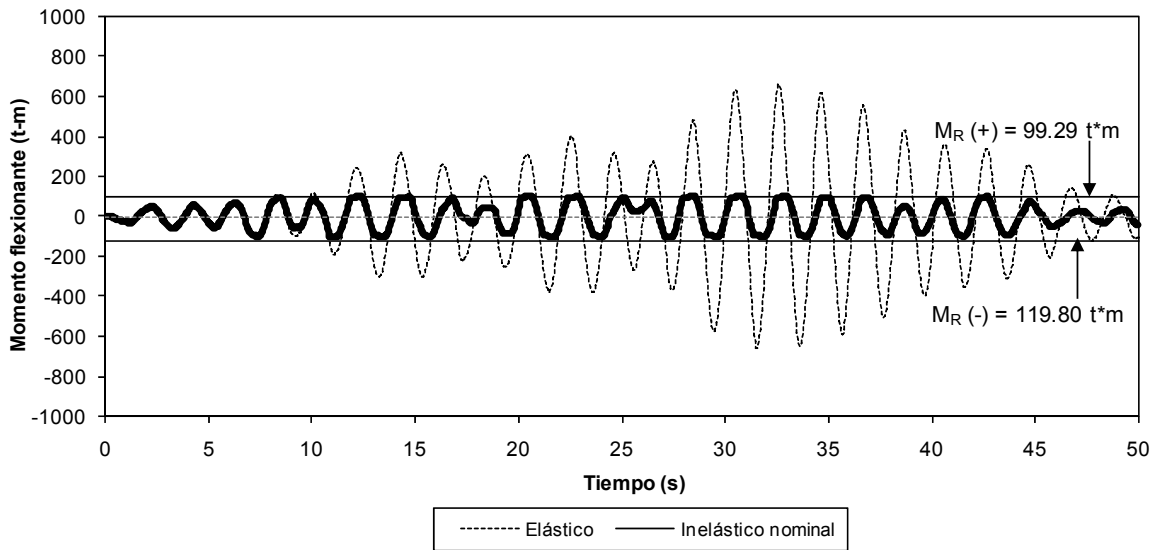


Fig 4.66 Comparación de historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 135 del nivel 1 del eje “H”, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

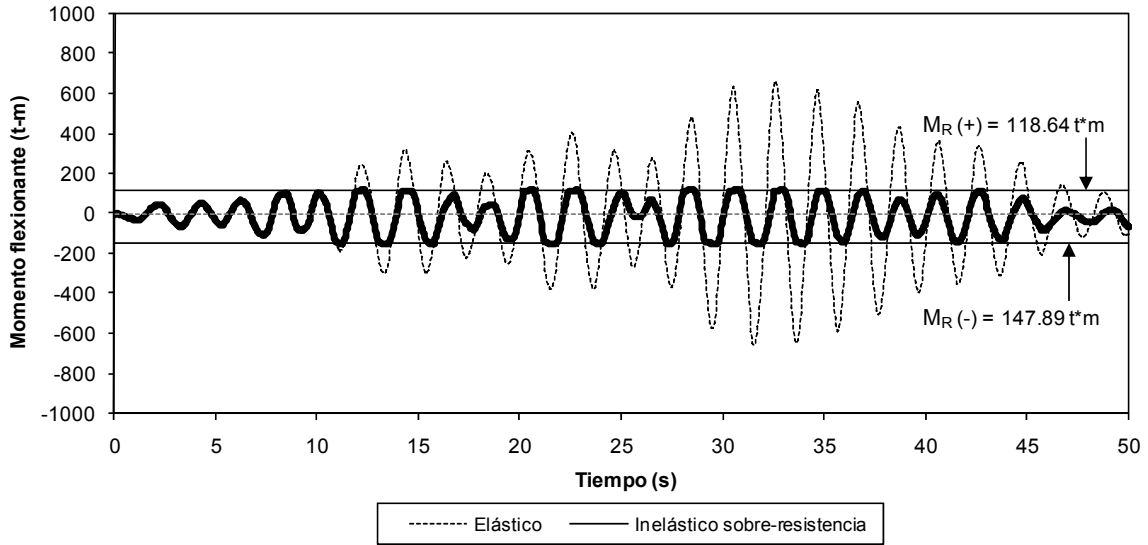


Fig 4.67 Comparación de historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 135 del nivel 1 del eje “H”, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

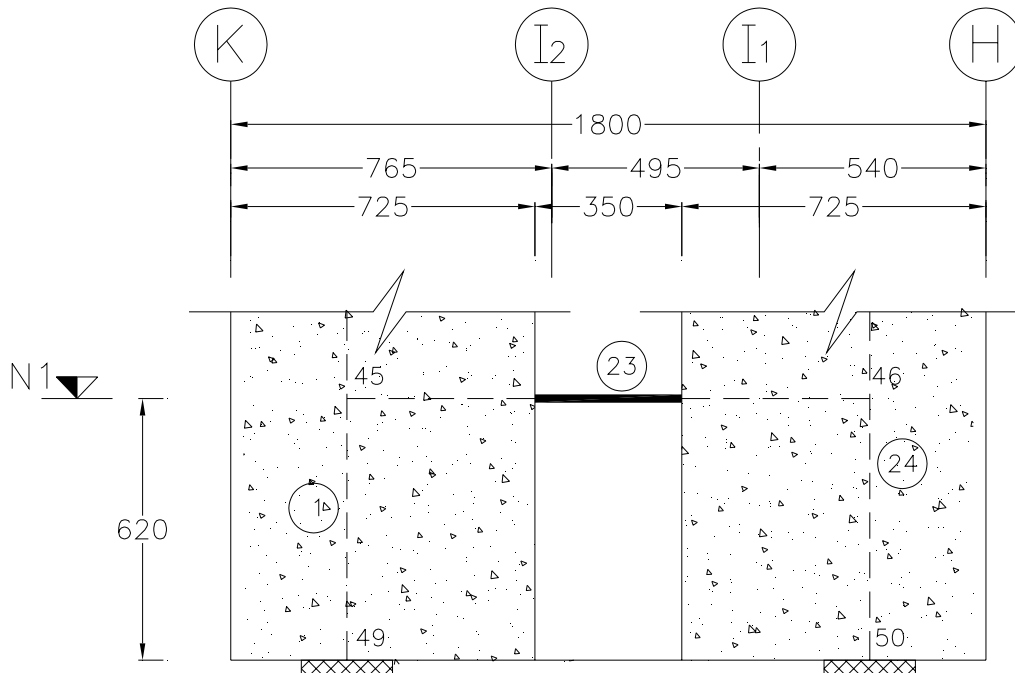


Fig 4.68 Localización de la viga 23 del nivel 1 del eje “12” (caso I, estado original)

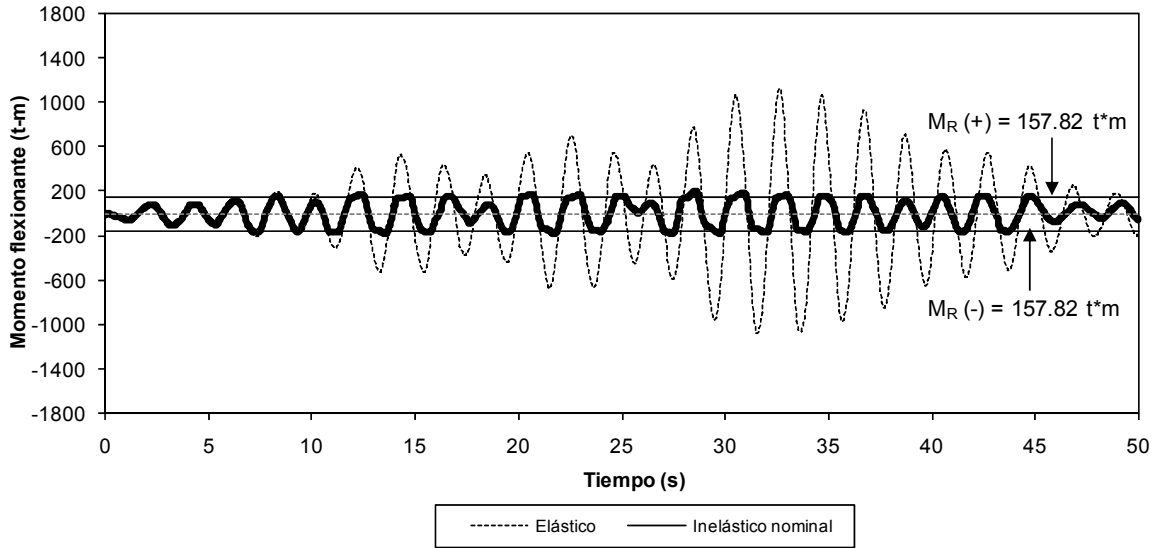


Fig 4.69 Comparación de historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 23 del nivel 1 del eje “12” (caso I), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

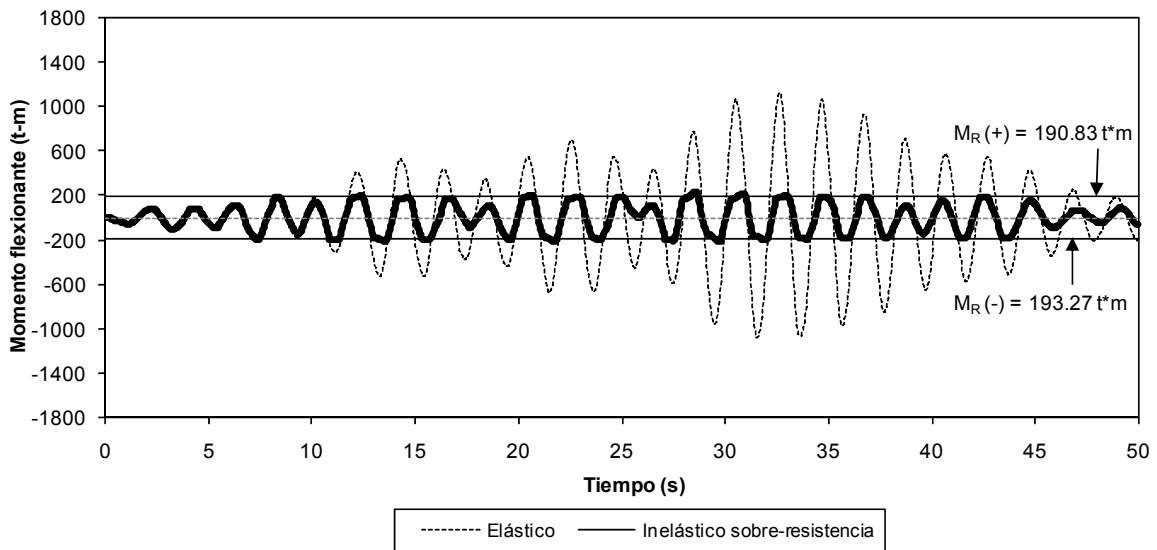


Fig 4.70 Comparación de historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 23 del nivel 1 del eje “12” (caso I), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

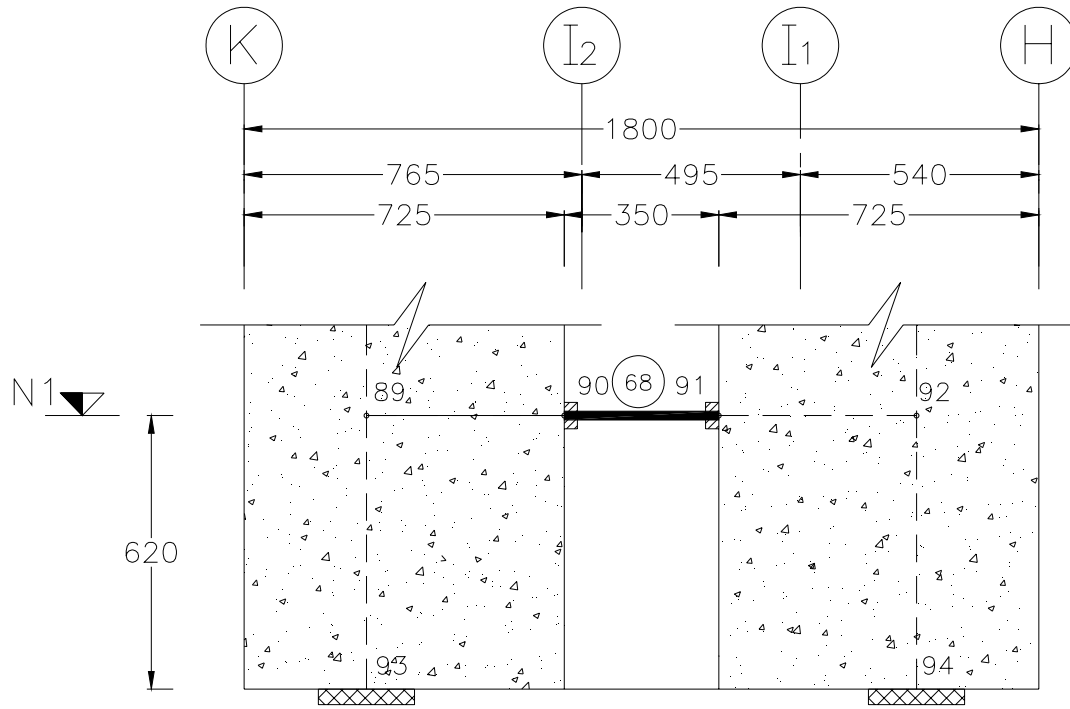


Fig 4.71 Localización de la viga 68 del nivel 1 del eje “12” (caso II, estado actual)

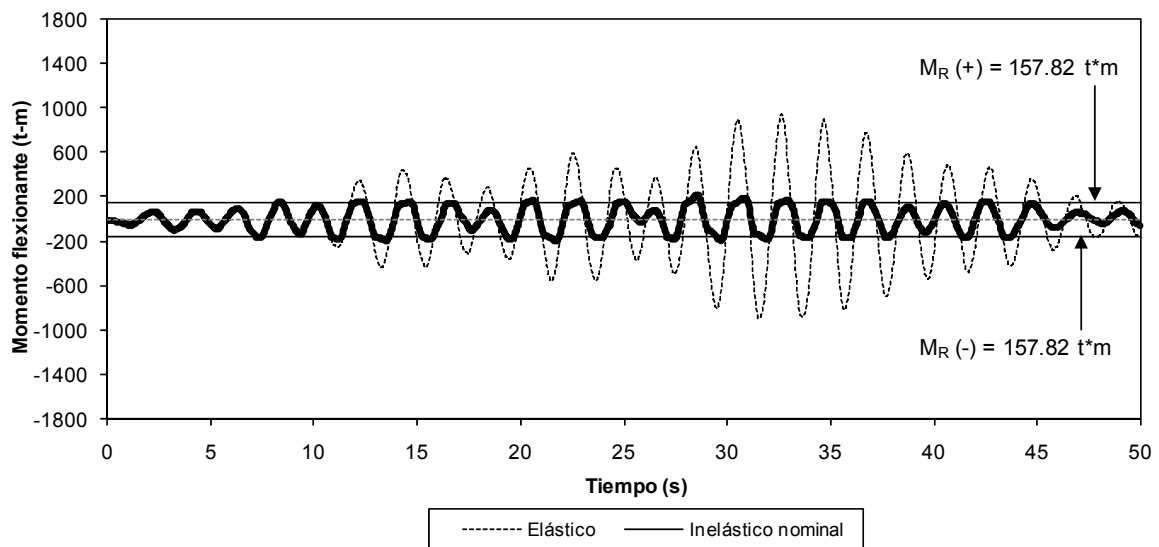


Fig 4.72 Comparación de historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 68 del nivel 1 del eje “12” (caso II), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

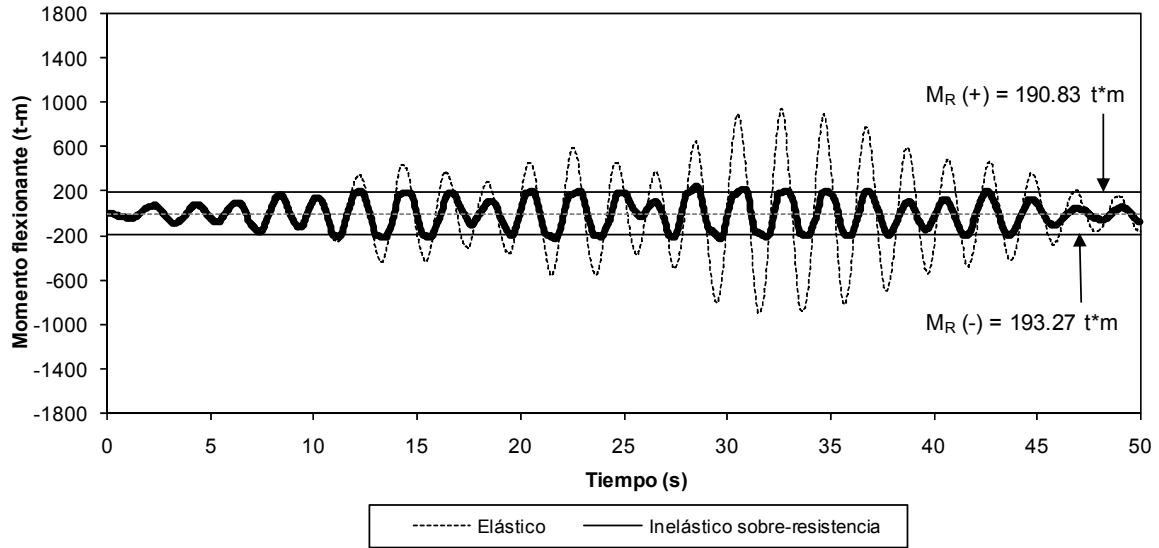


Fig 4.73 Comparación de historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 68 del nivel 1 del eje “12” (caso II), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

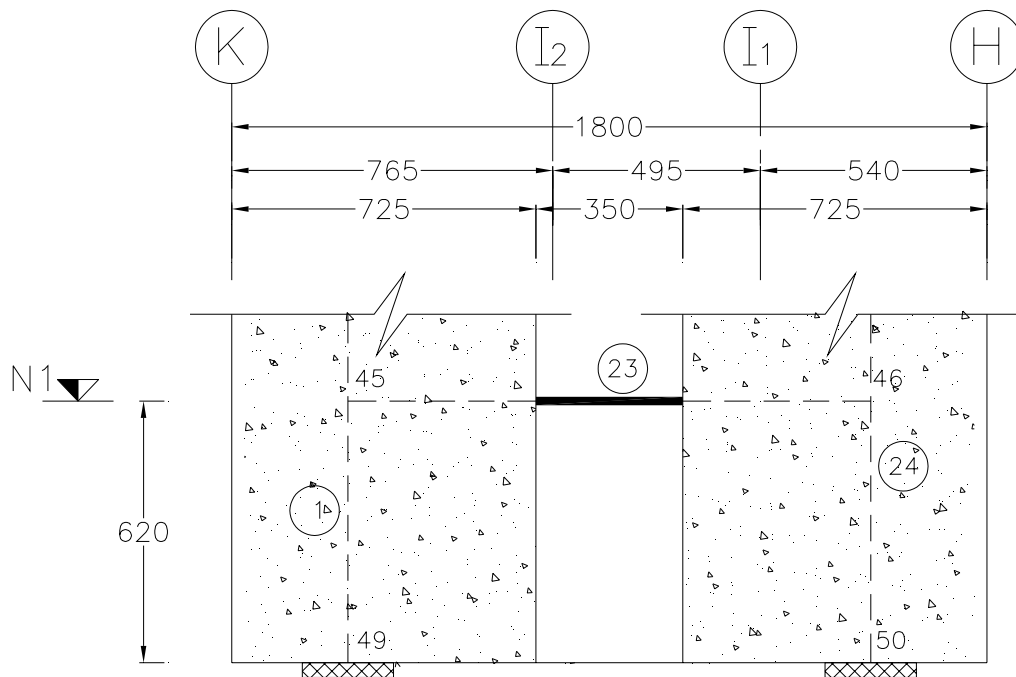


Fig 4.74 Localización de la viga 23 del nivel 1 del eje “12” (caso III, estado supuesto)

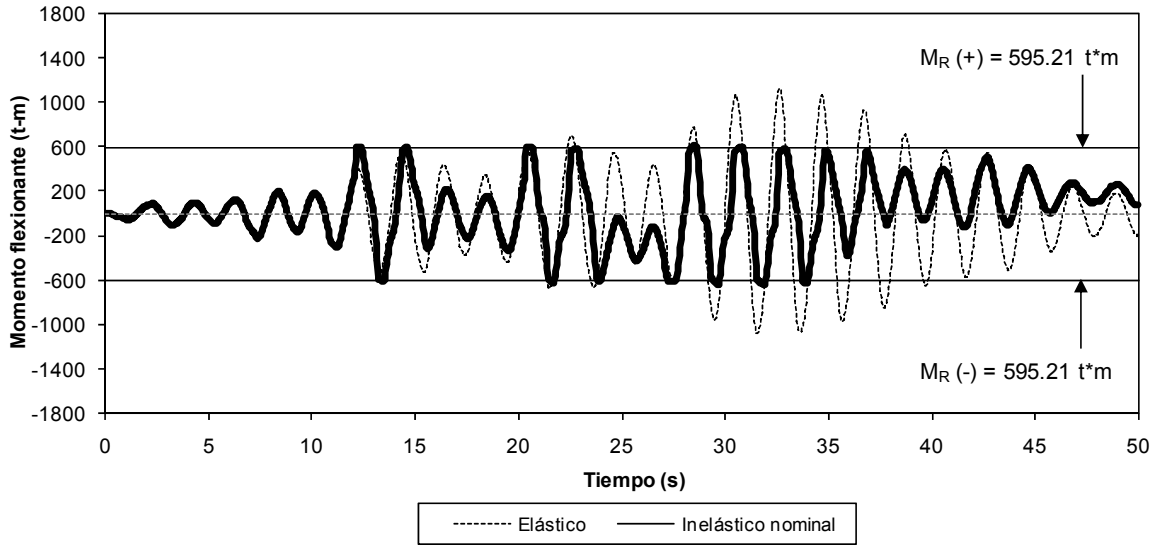


Fig 4.75 Comparación de historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 23 del nivel 1 del eje “12” (caso III), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

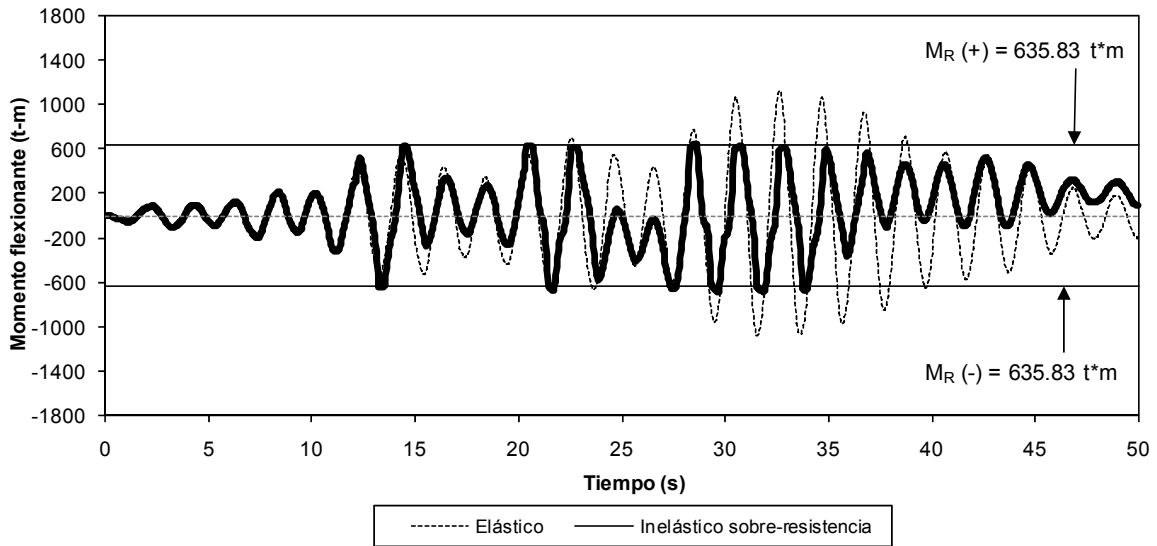


Fig 4.76 Comparación de historias de momentos flexionantes del extremo izquierdo de la viga 23 del nivel 1 del eje “12” (caso III), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencia, acelerograma SRE EW-85

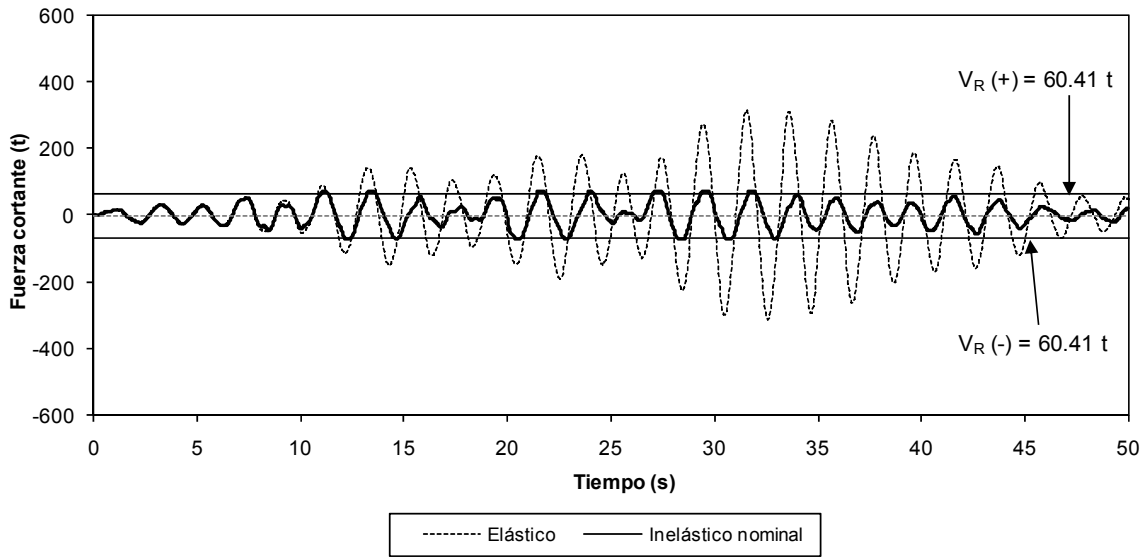


Fig 4.77 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 133 del nivel 1 del eje "H", análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

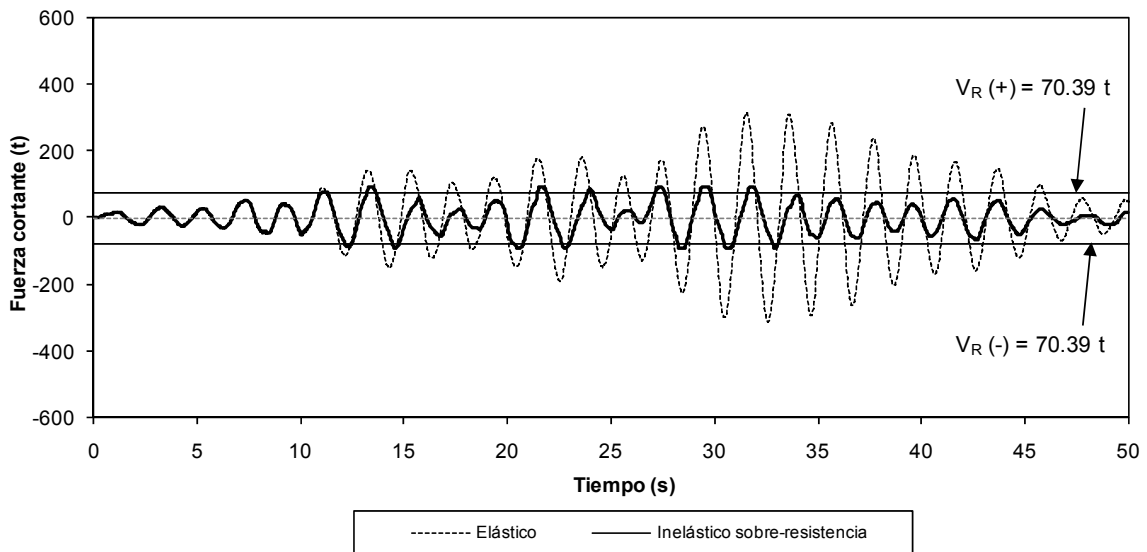


Fig 4.78 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 133 del nivel 1 del eje "H", análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencia, acelerograma SRE EW-85

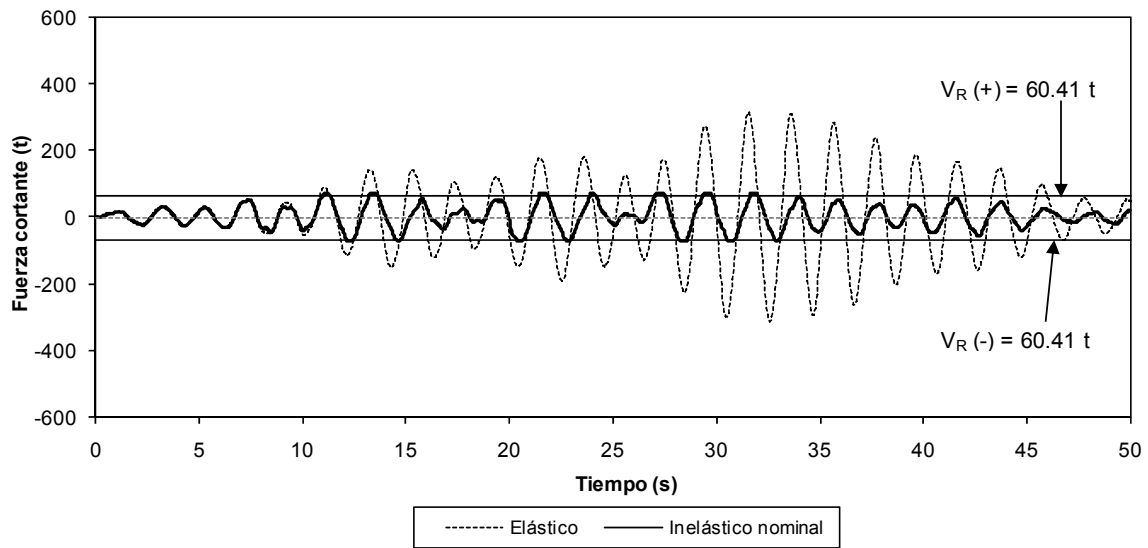


Fig 4.79 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 135 del nivel 1 del eje “H”, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

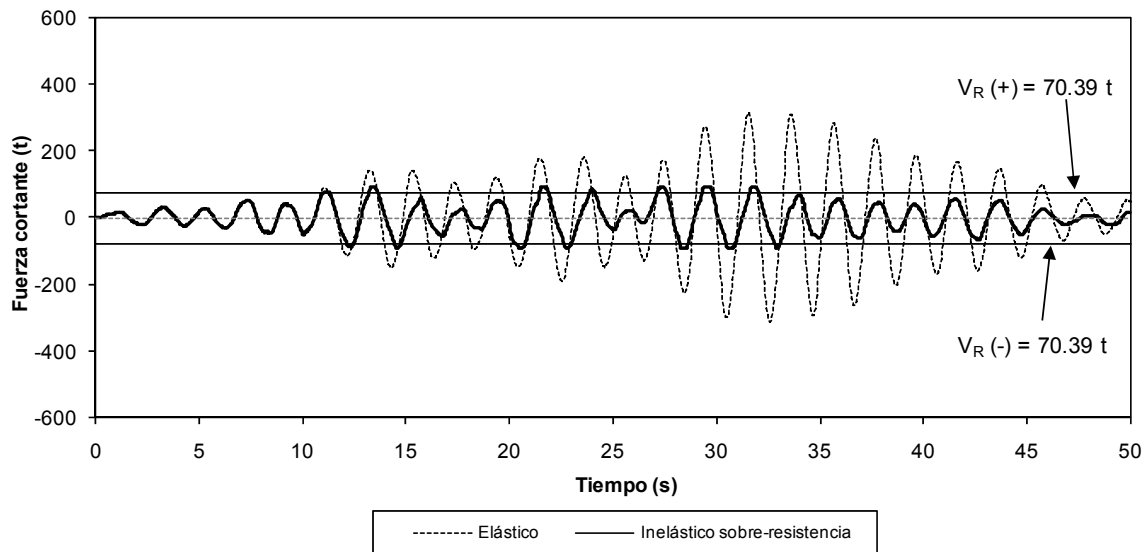


Fig 4.80 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 135 del nivel 1 del eje “H”, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

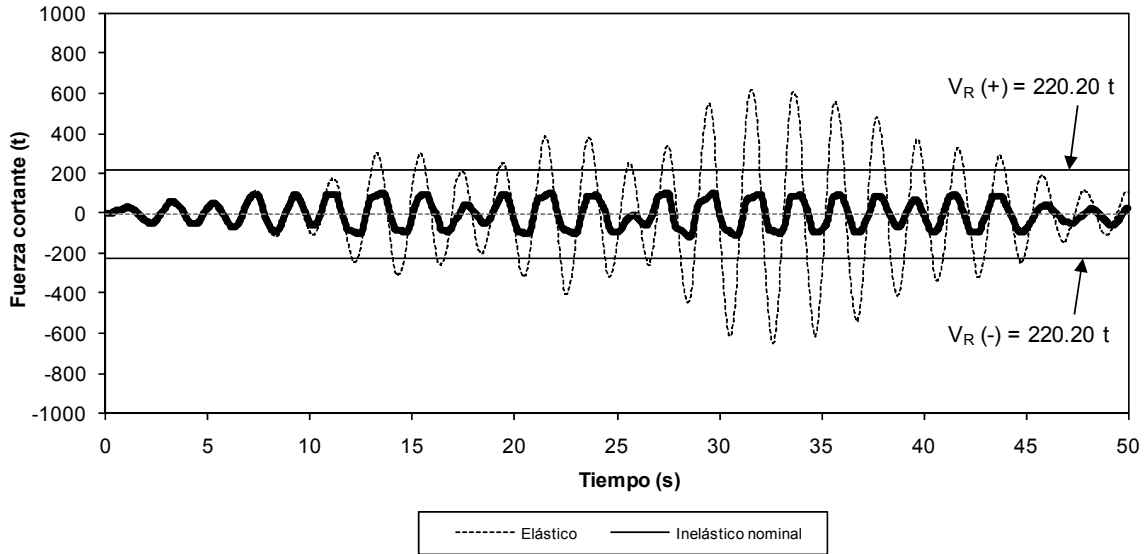


Fig 4.81 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 23 del nivel 1 del eje “12” (caso I), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

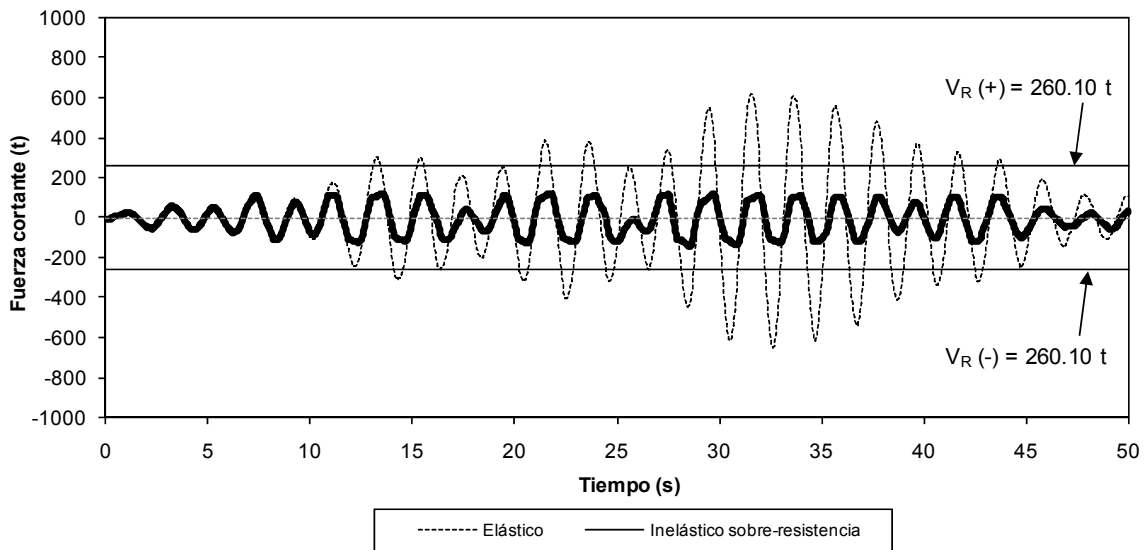


Fig 4.82 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 23 del nivel 1 del eje “12” (caso I), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

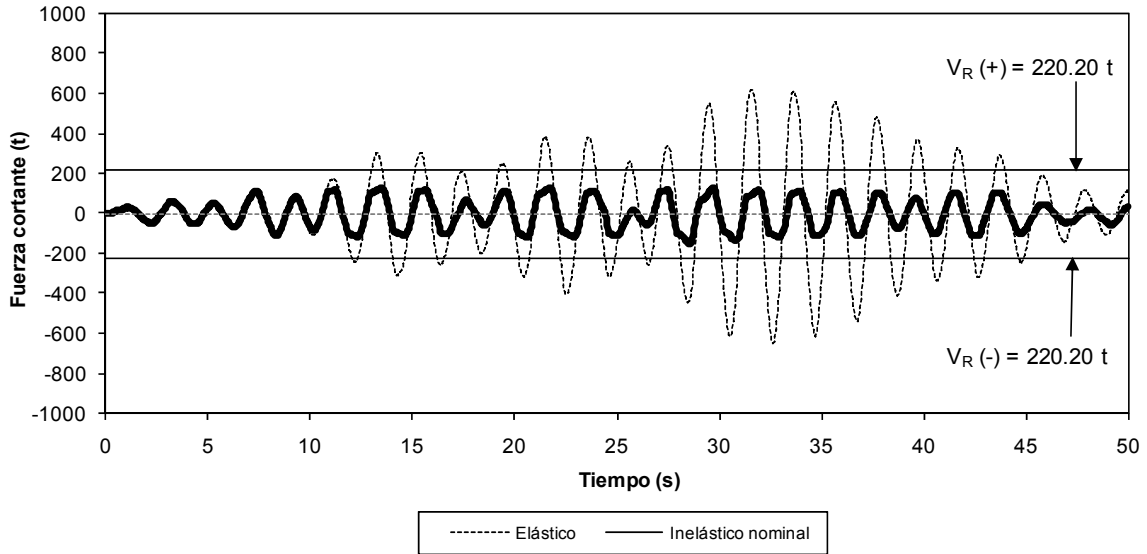


Fig 4.83 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 68 del nivel 1 del eje “12” (caso II), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

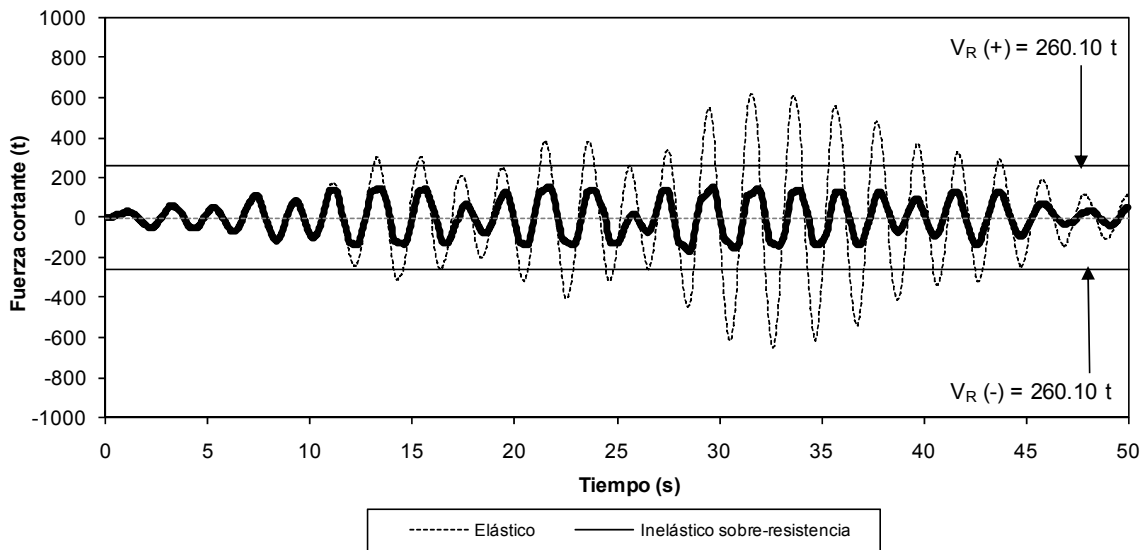


Fig 4.84 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 68 del nivel 1 del eje “12” (caso II), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

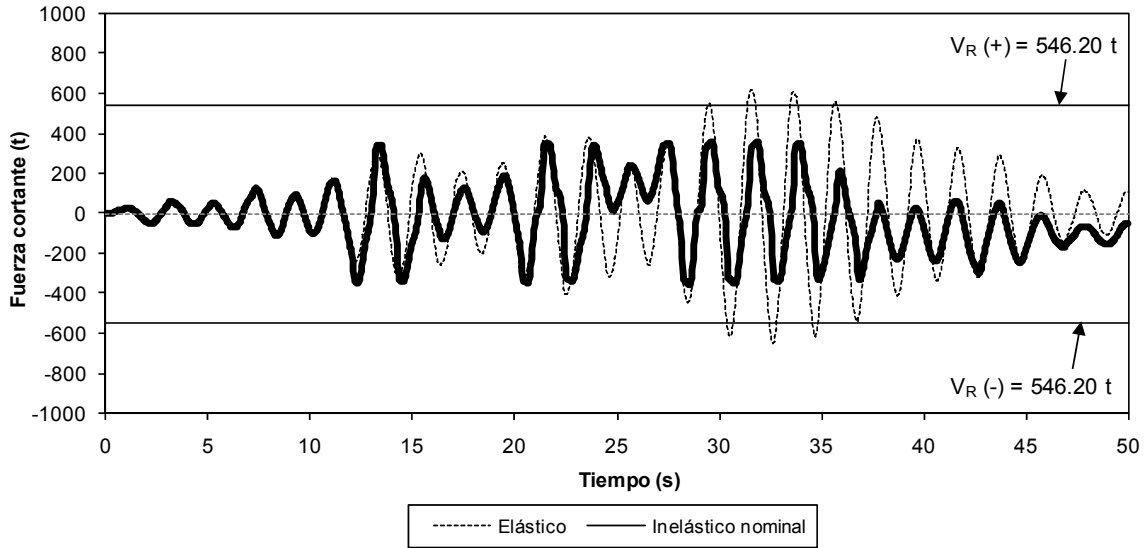


Fig 4.85 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 23 del nivel 1 del eje “12” (caso III), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

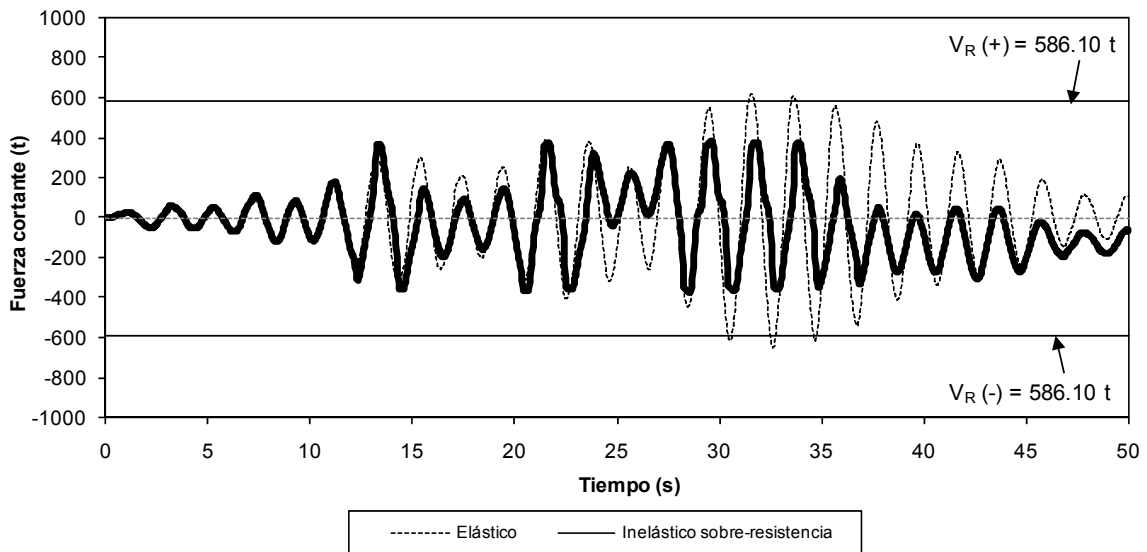


Fig 4.86 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de la viga 23 del nivel 1 del eje “12” (caso III), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

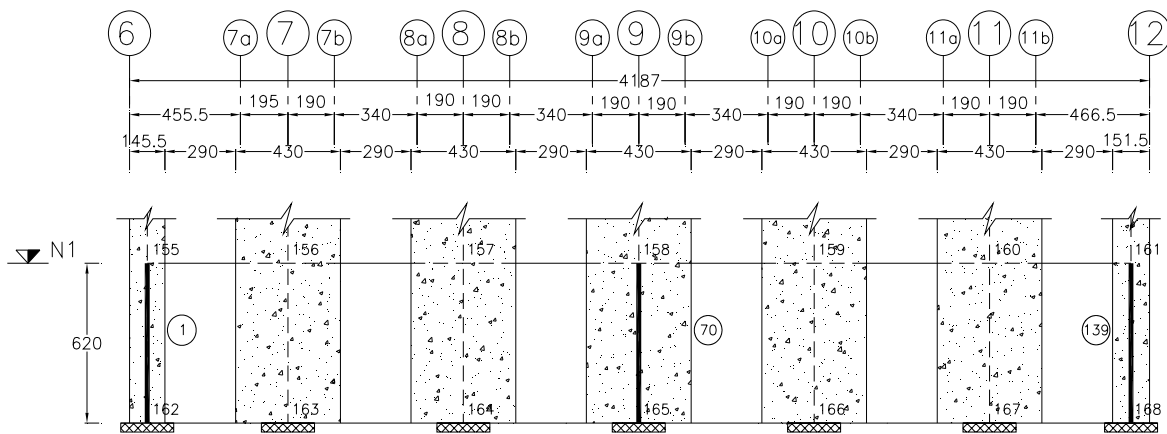


Fig 4.87 Localización de los muros 1, 70 y 139 del nivel 1 del eje “H”

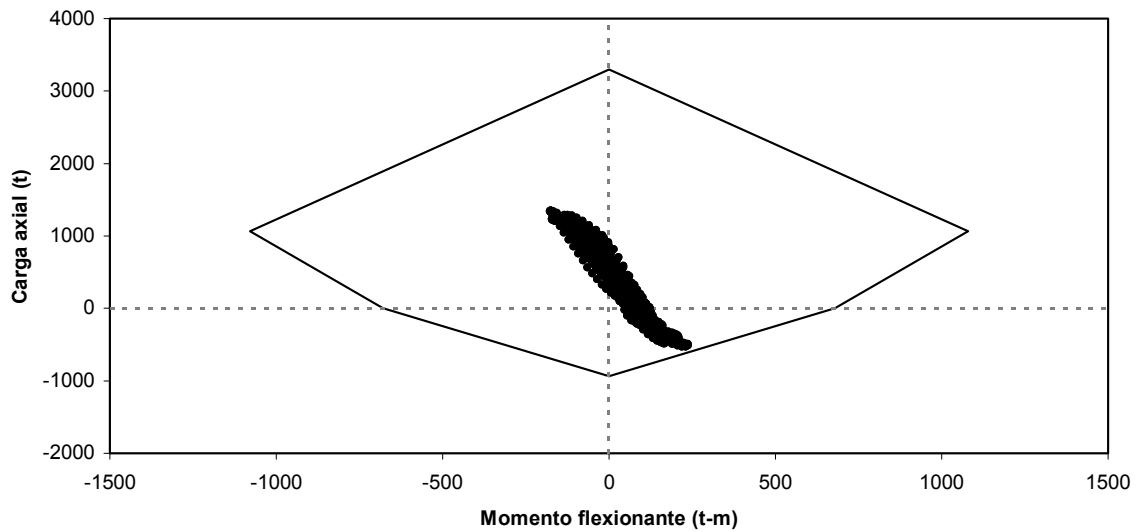


Fig 4.88 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje “H”, análisis sísmico paso a paso inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

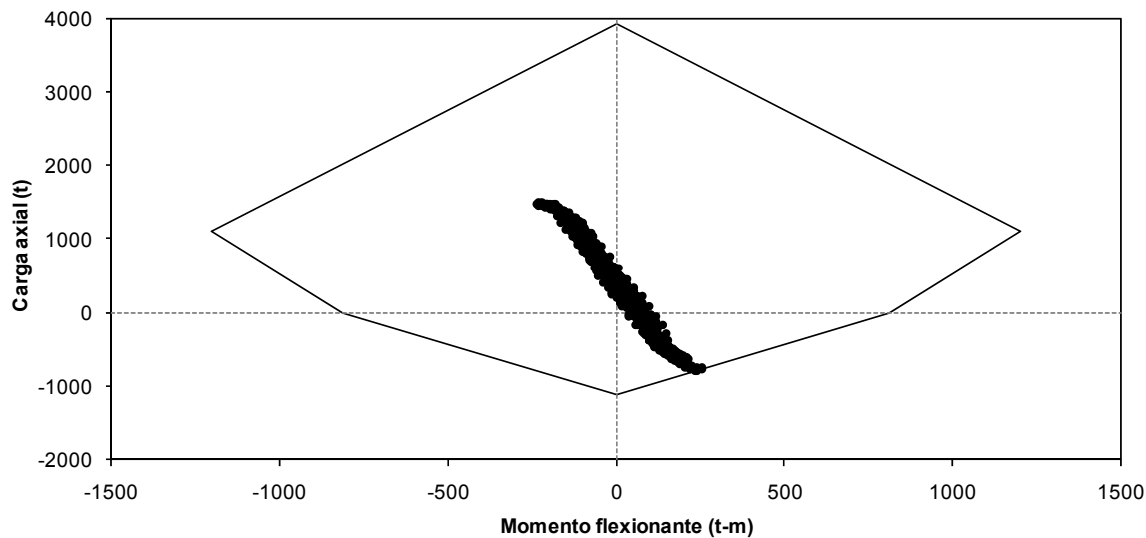


Fig 4.89 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje “H”, análisis sísmico paso a paso inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

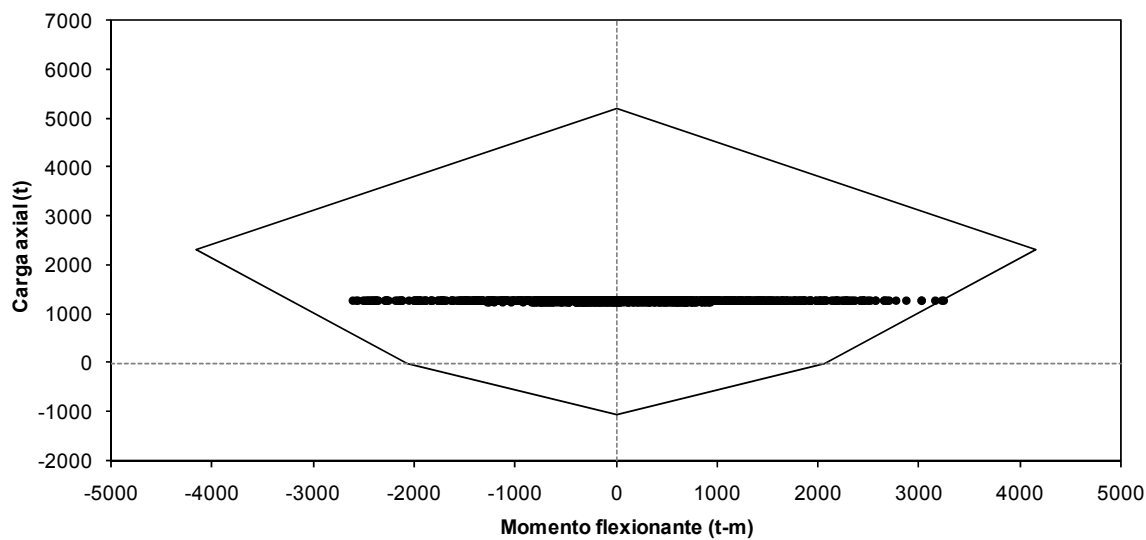


Fig 4.90 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 70 del nivel 1 del eje “H”, análisis sísmico paso a paso inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

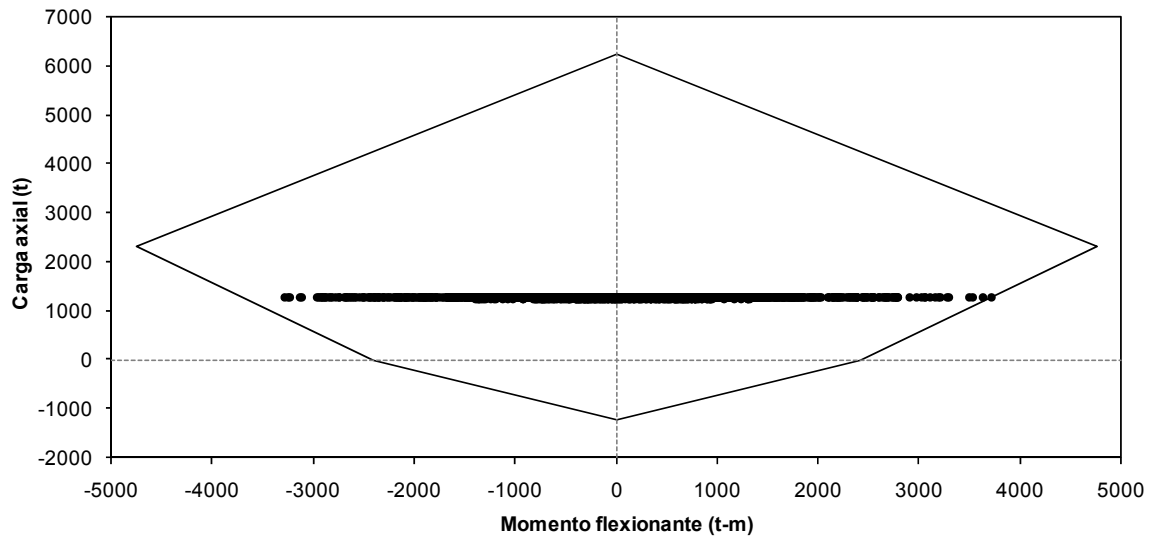


Fig 4.91 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 70 del nivel 1 del eje “H”, análisis sísmico paso a paso inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

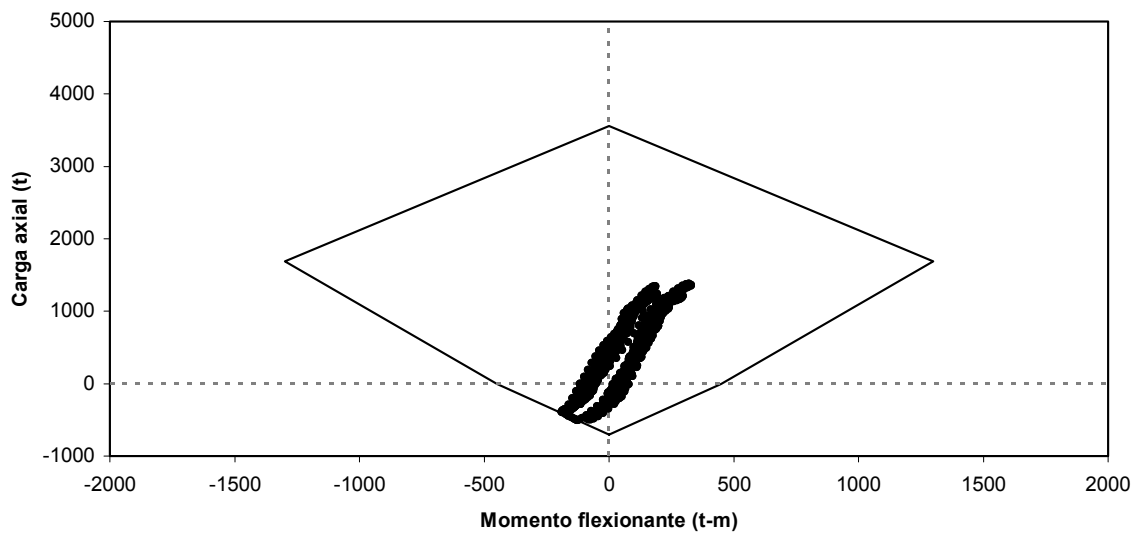


Fig 4.92 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 139 del nivel 1 del eje “H”, análisis sísmico paso a paso inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

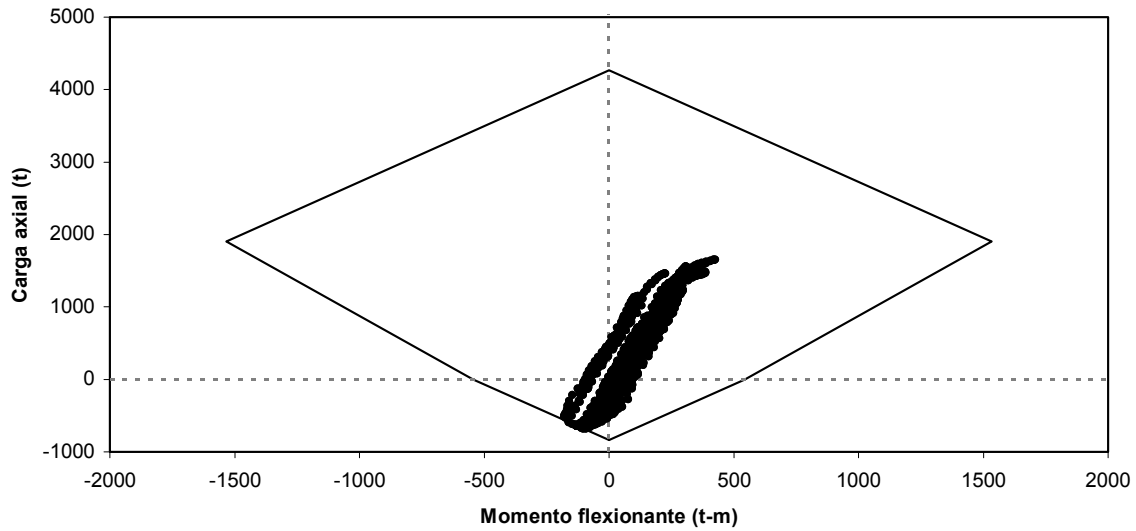


Fig 4.93 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 139 del nivel 1 del eje “H”, análisis sísmico paso a paso inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

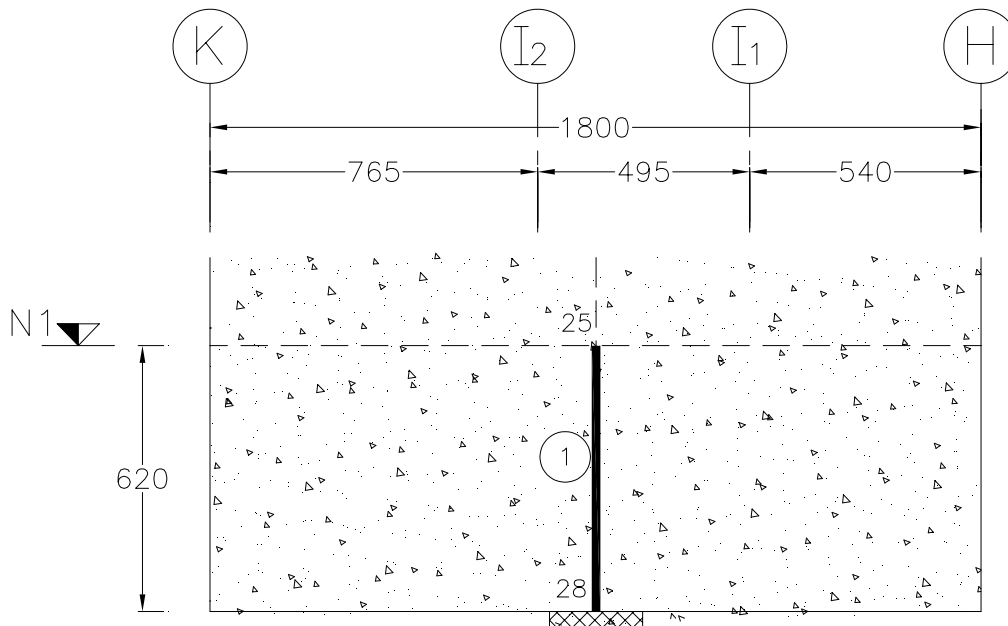


Fig 4.94 Localización del muro 1 del nivel 1 del eje “6”

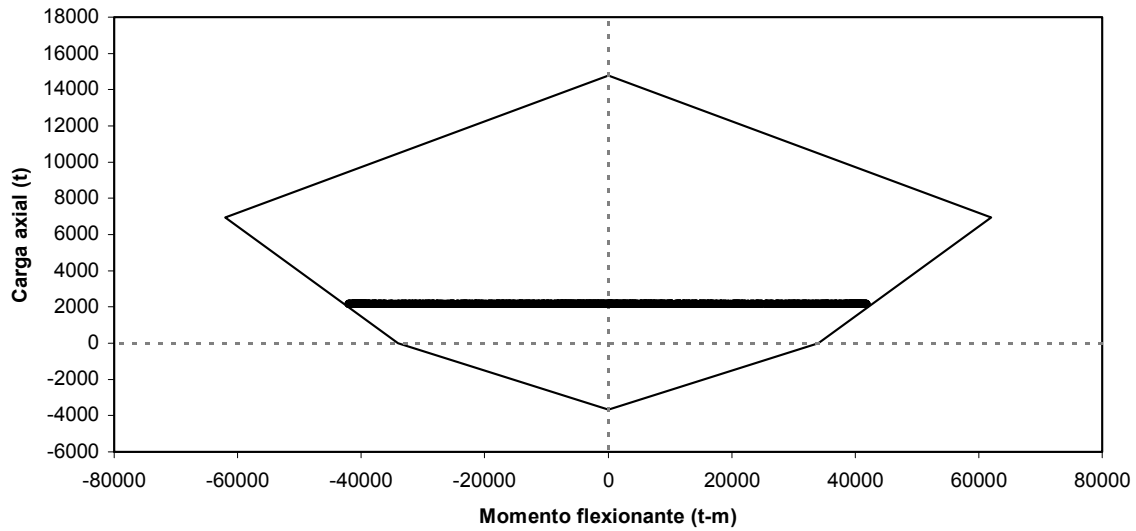


Fig 4.95 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje “6”, análisis sísmico paso a paso inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

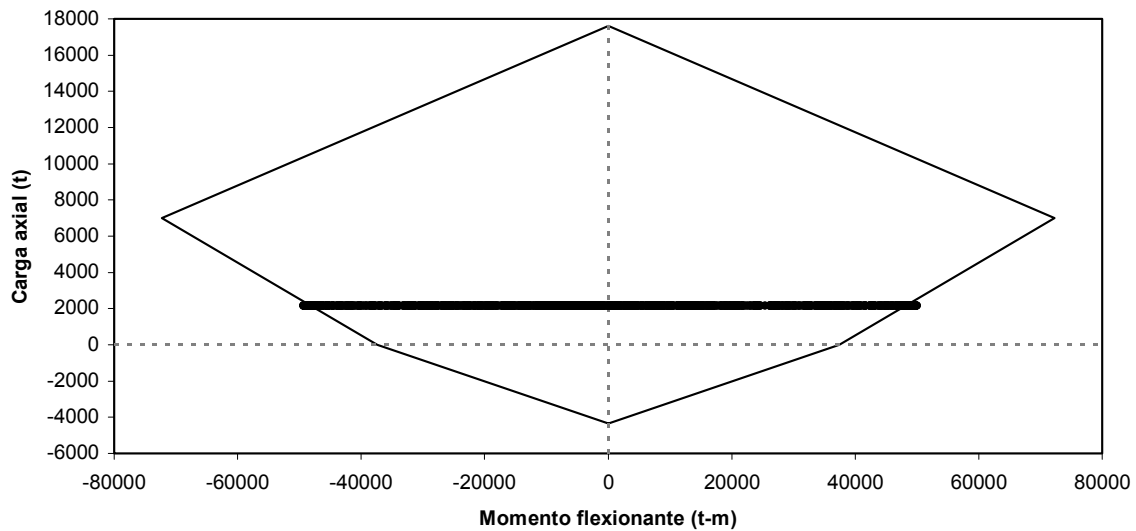


Fig 4.96 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje “6”, análisis sísmico paso a paso inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

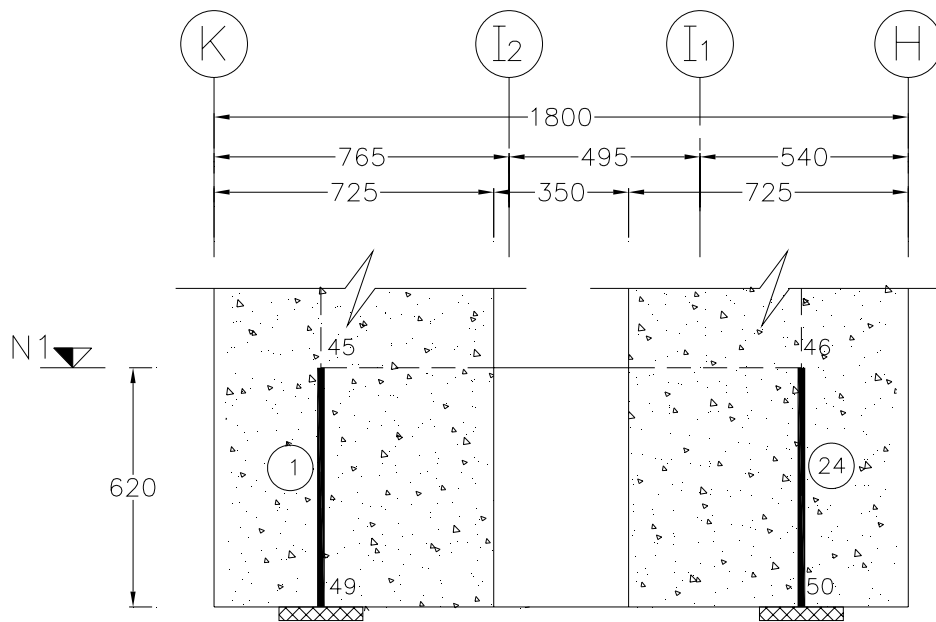


Fig 4.97 Localización de los muros 1 y 24 del nivel 1 del eje "12" (caso I)

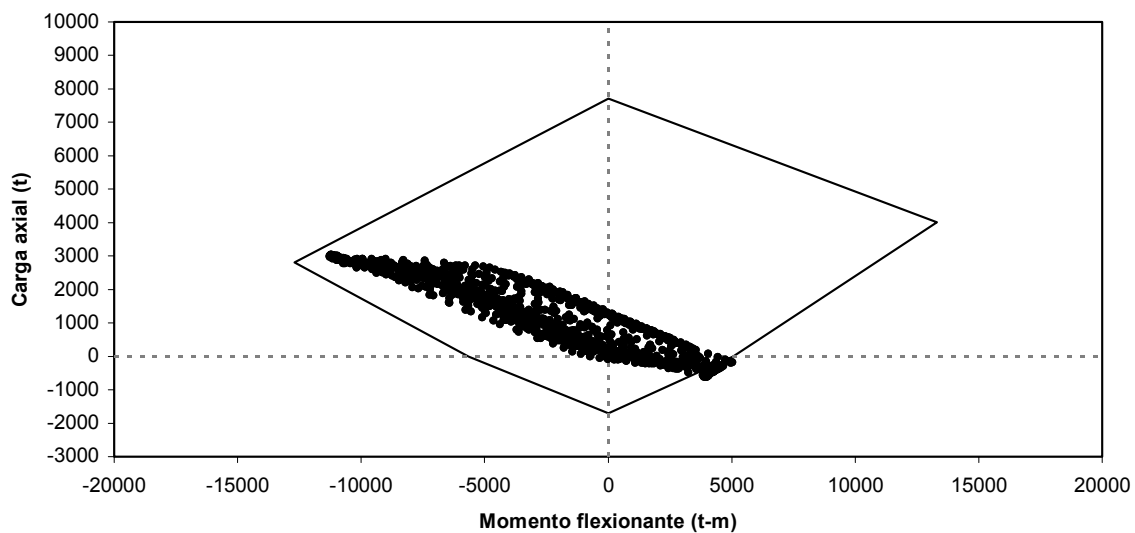


Fig 4.98 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje "12" (caso I), análisis sísmico paso a paso inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

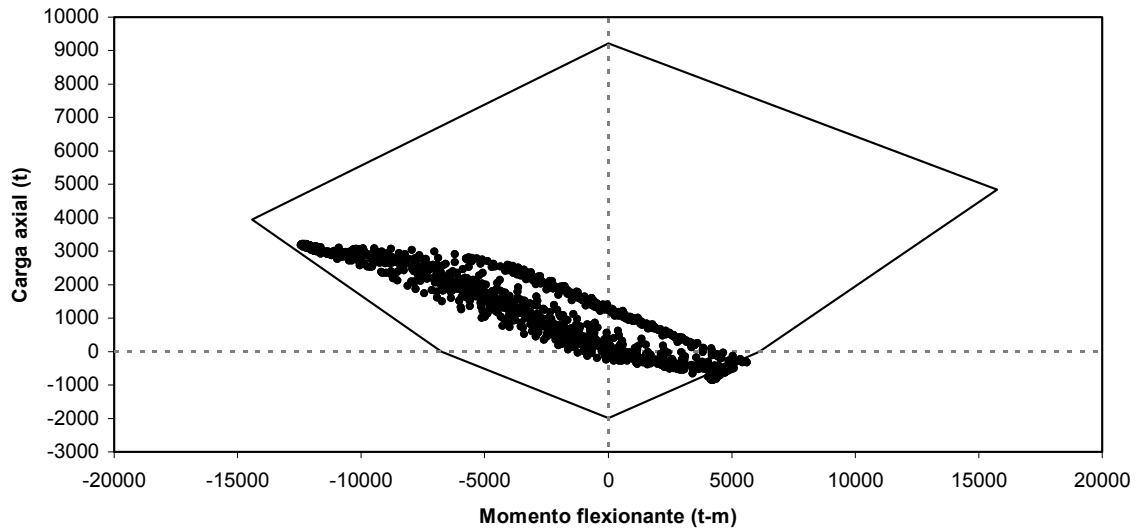


Fig 4.99 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje “12” (caso I), análisis sísmico paso a paso inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

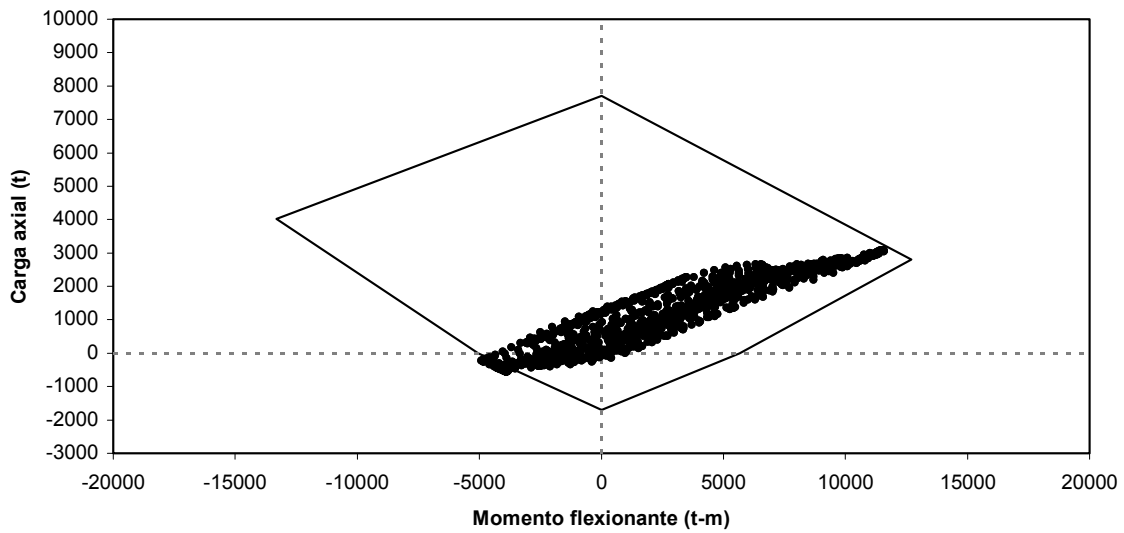


Fig 4.100 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 24 del nivel 1 del eje “12” (caso I), análisis sísmico paso a paso inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

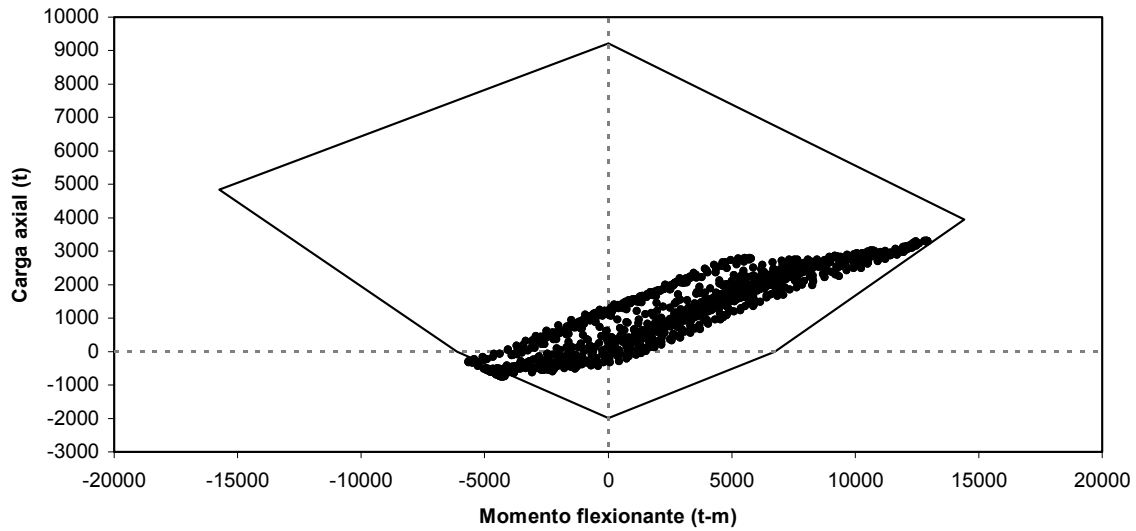


Fig 4.101 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 24 del nivel 1 del eje "12" (caso I), análisis sísmico paso a paso inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

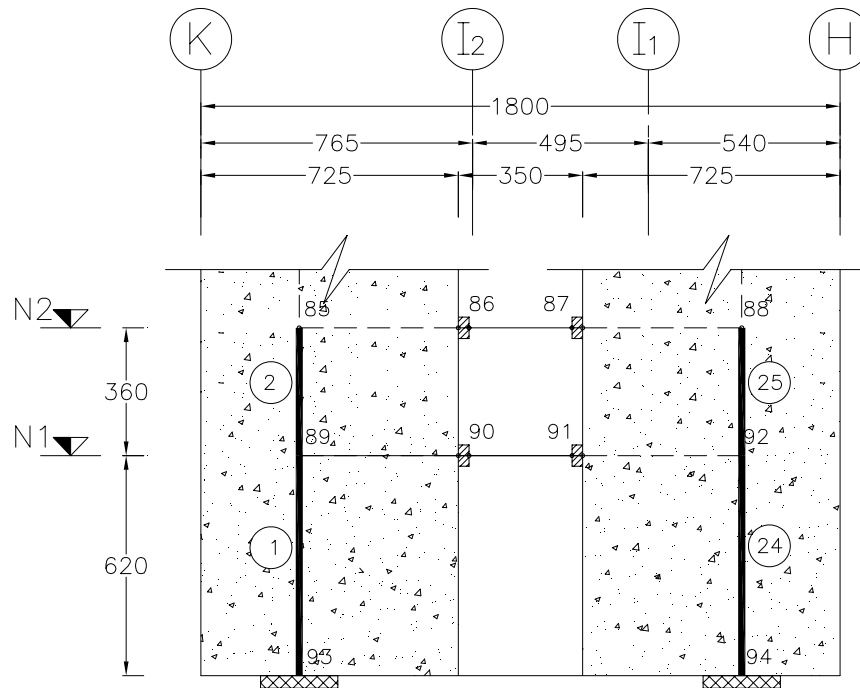


Fig 4.102 Localización de los muros 1, 2, 24 y 25 del nivel 1 y 2 del eje "12" (caso II)

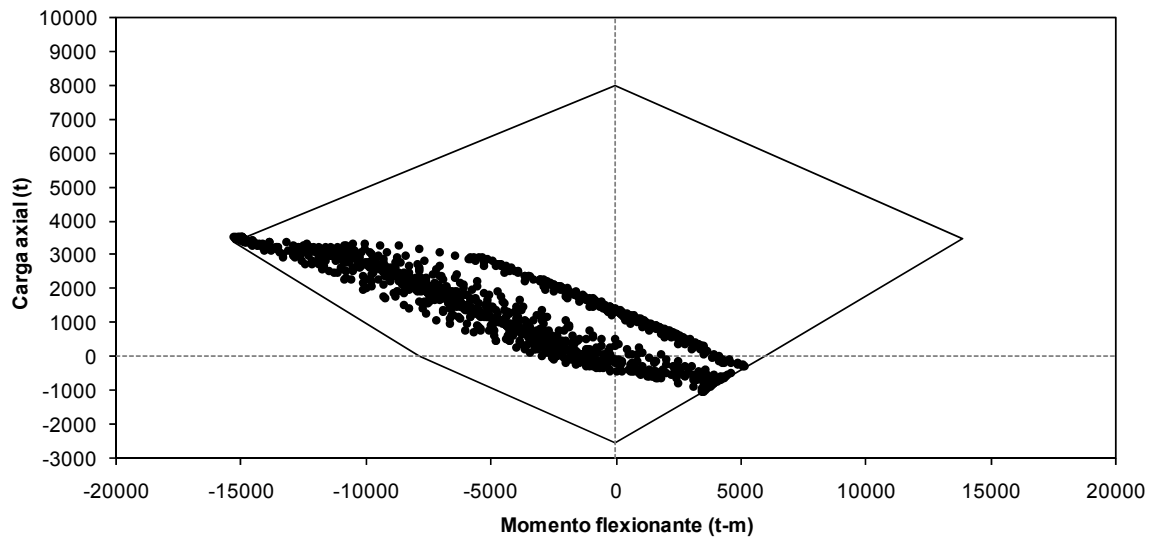


Fig 4.103 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje “12” (caso II), análisis sísmico paso a paso inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

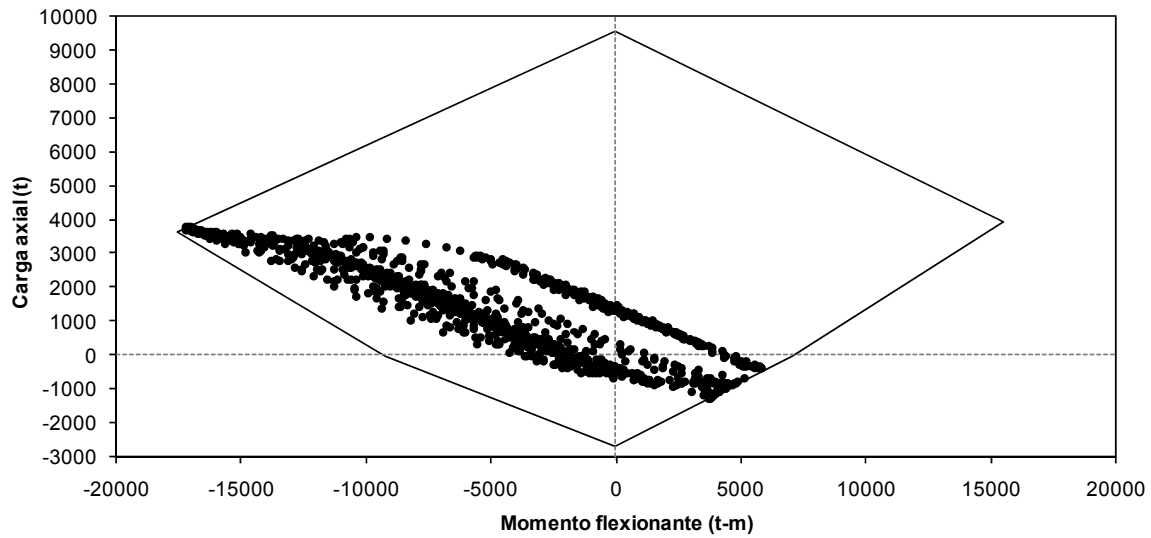


Fig 4.104 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje “12” (caso II), análisis sísmico paso a paso inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

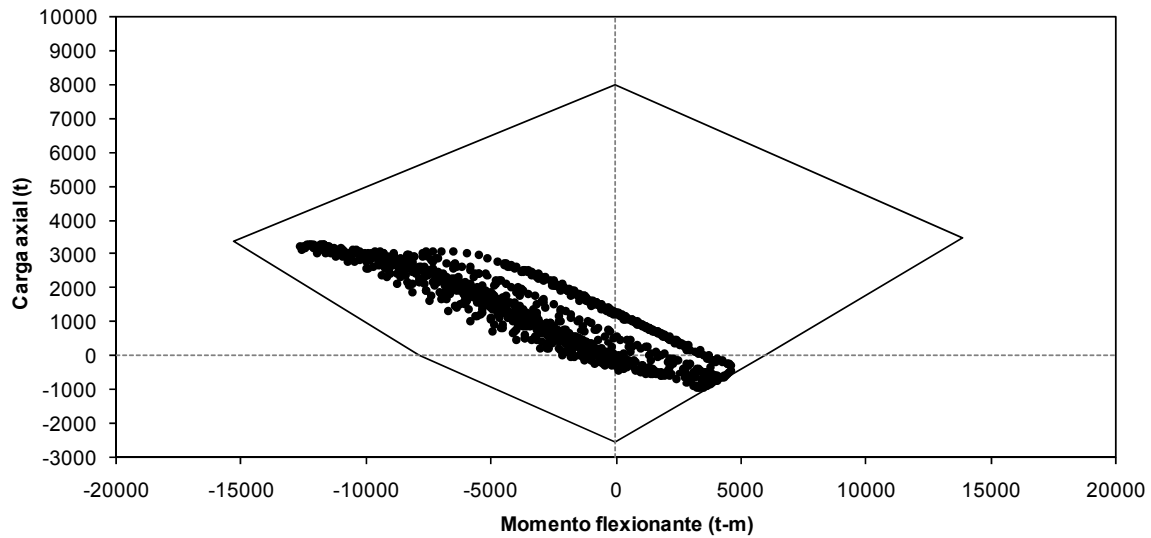


Fig 4.105 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 2 del nivel 2 del eje “12” (caso II), análisis sísmico paso a paso inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

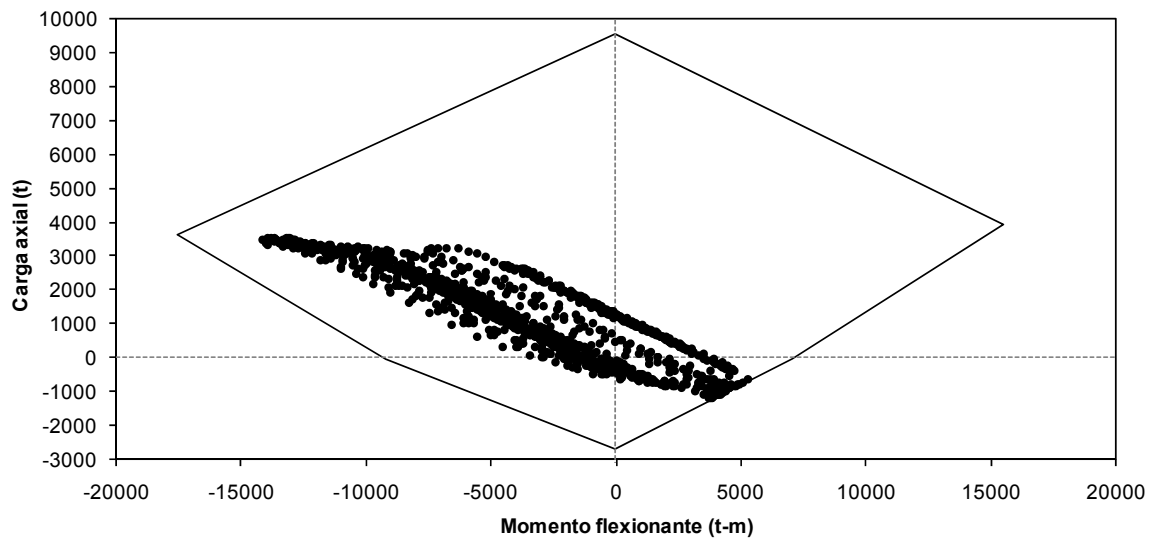


Fig 4.106 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 2 del nivel 2 del eje “12” (caso II), análisis sísmico paso a paso inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

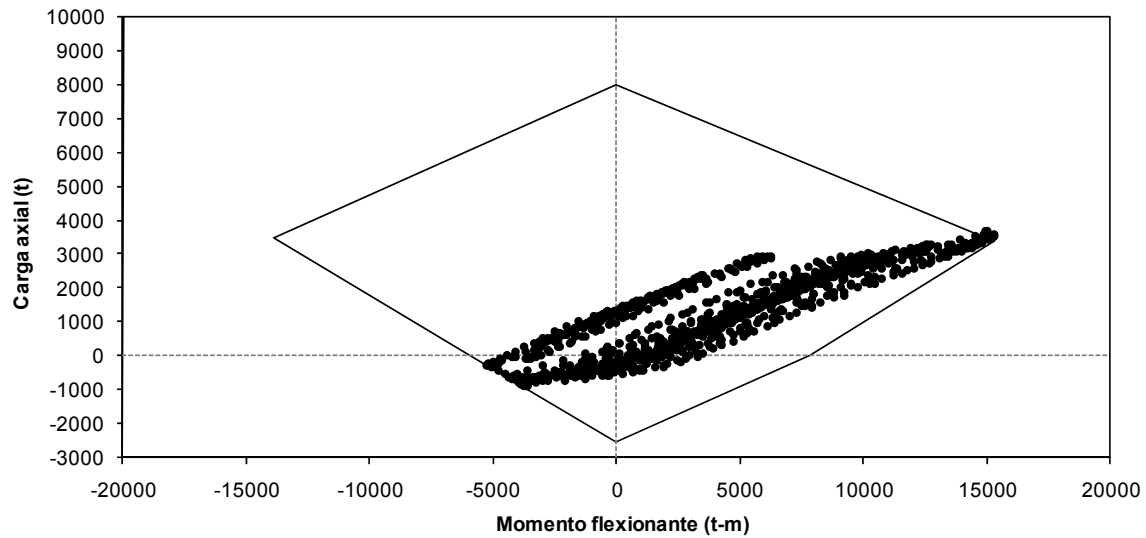


Fig 4.107 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 24 del nivel 1 del eje "12" (caso II), análisis sísmico paso a paso inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

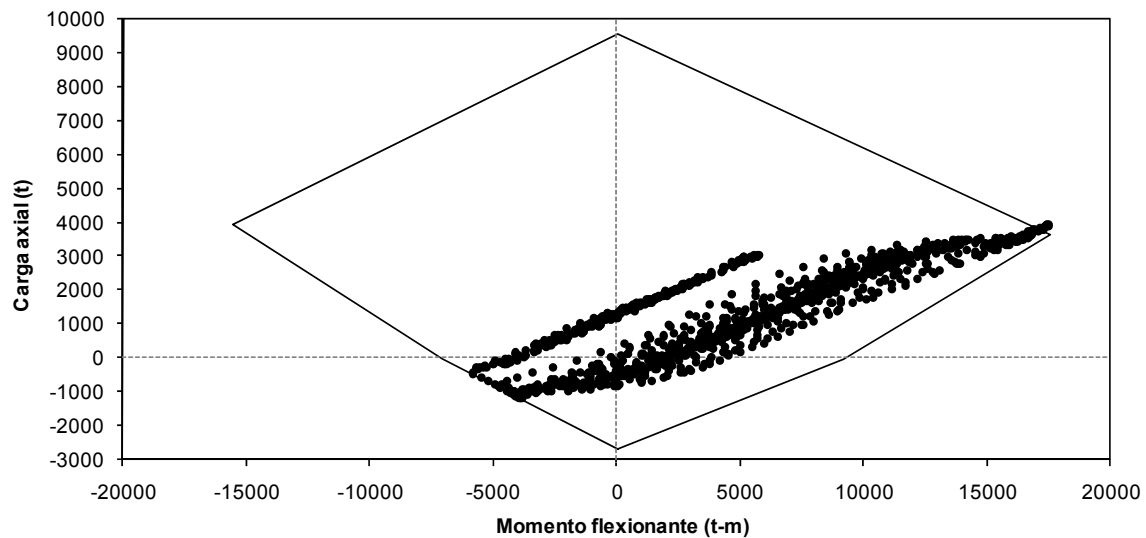


Fig 4.108 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 24 del nivel 1 del eje "12" (caso II), análisis sísmico paso a paso inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

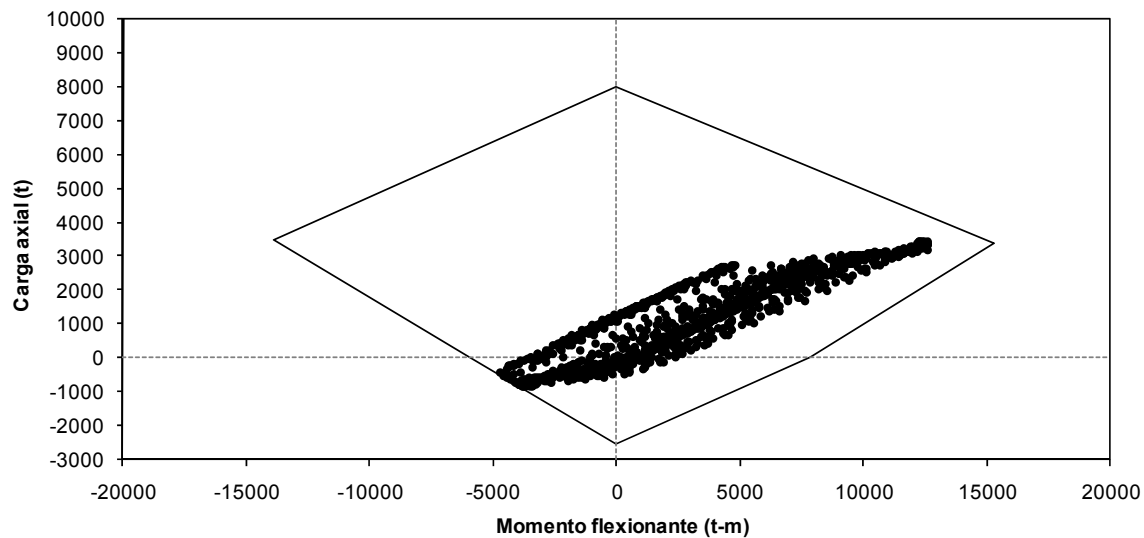


Fig 4.109 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 25 del nivel 2 del eje “12” (caso II), análisis sísmico paso a paso inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

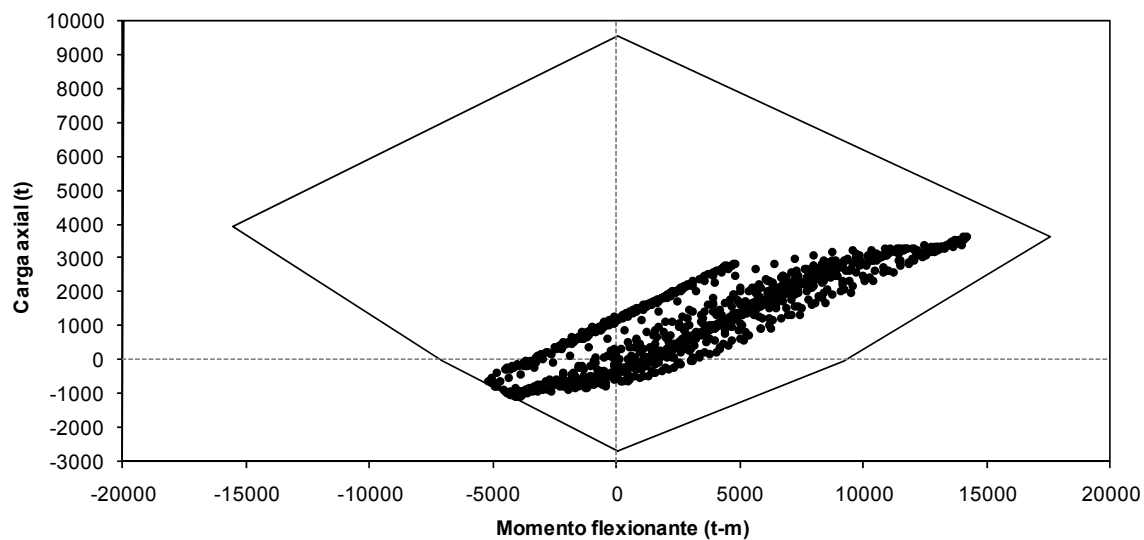


Fig 4.110 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 25 del nivel 2 del eje “12” (caso II), análisis sísmico paso a paso inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

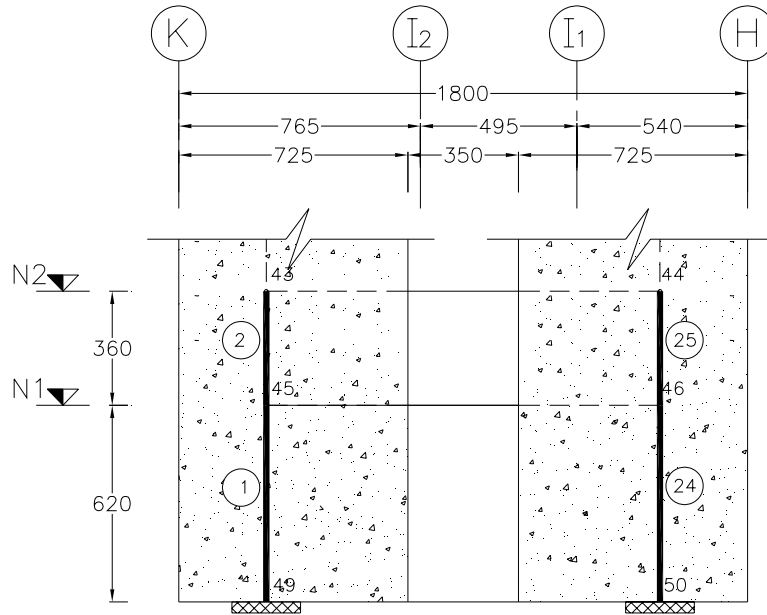


Fig 4.111 Localización de los muros 1, 2, 24 y 25 del nivel 1 y 2 del eje “12” (caso III)

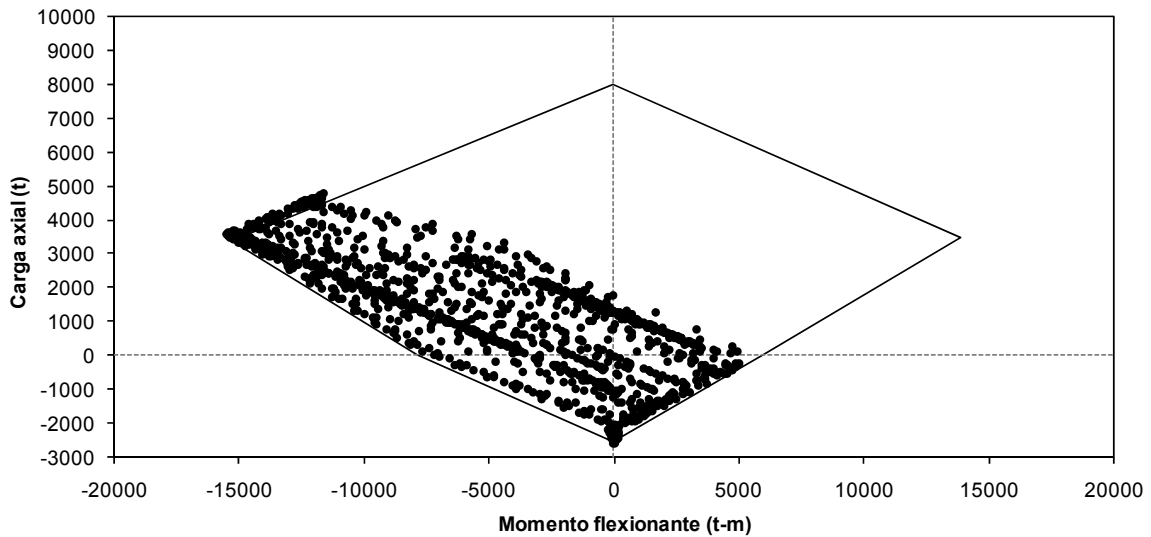


Fig 4.112 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje “12” (caso III), análisis sísmico paso a paso inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

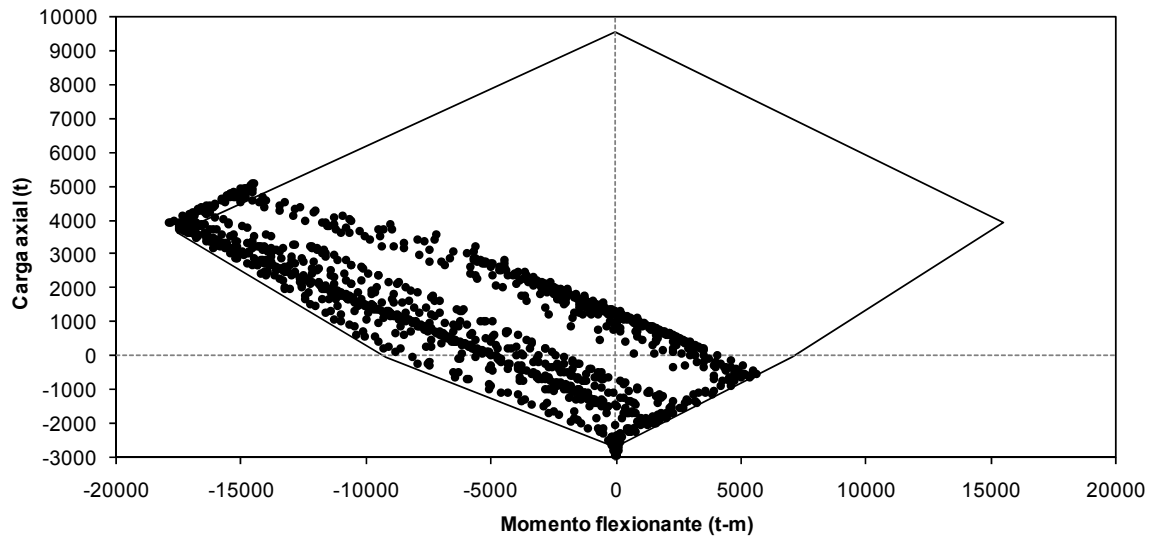


Fig 4.113 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje “12” (caso III), análisis sísmico paso a paso inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

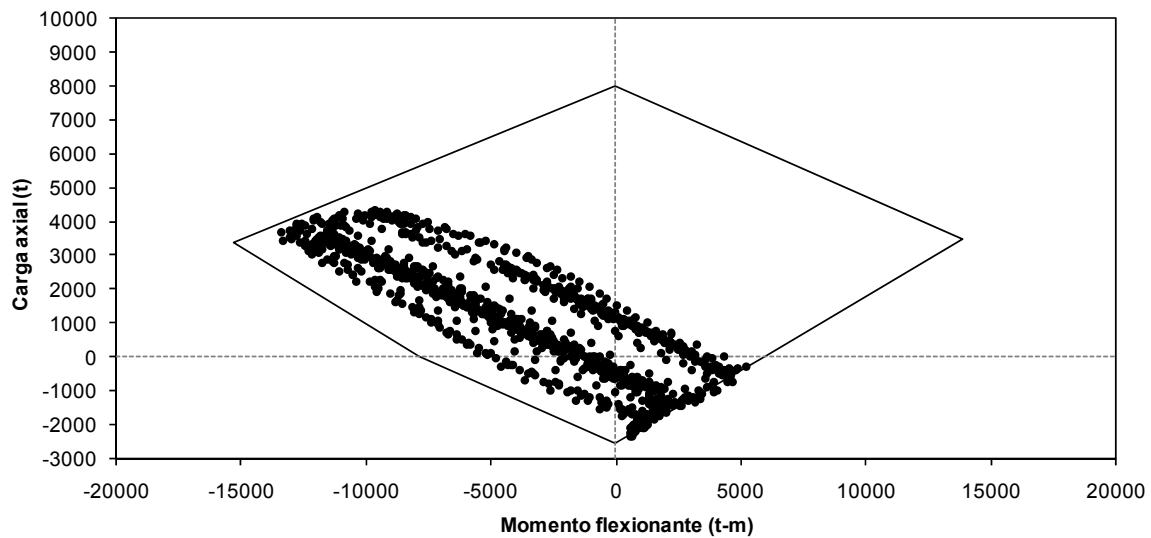


Fig 4.114 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 2 del nivel 2 del eje “12” (caso III), análisis sísmico paso a paso inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

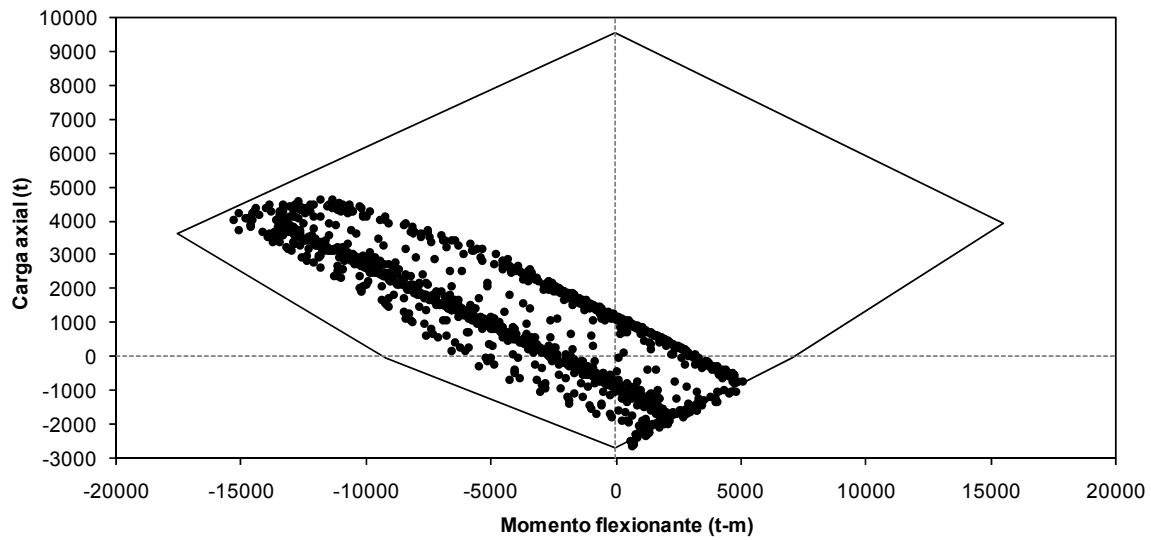


Fig 4.115 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 2 del nivel 2 del eje “12” (caso III), análisis sísmico paso a paso inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

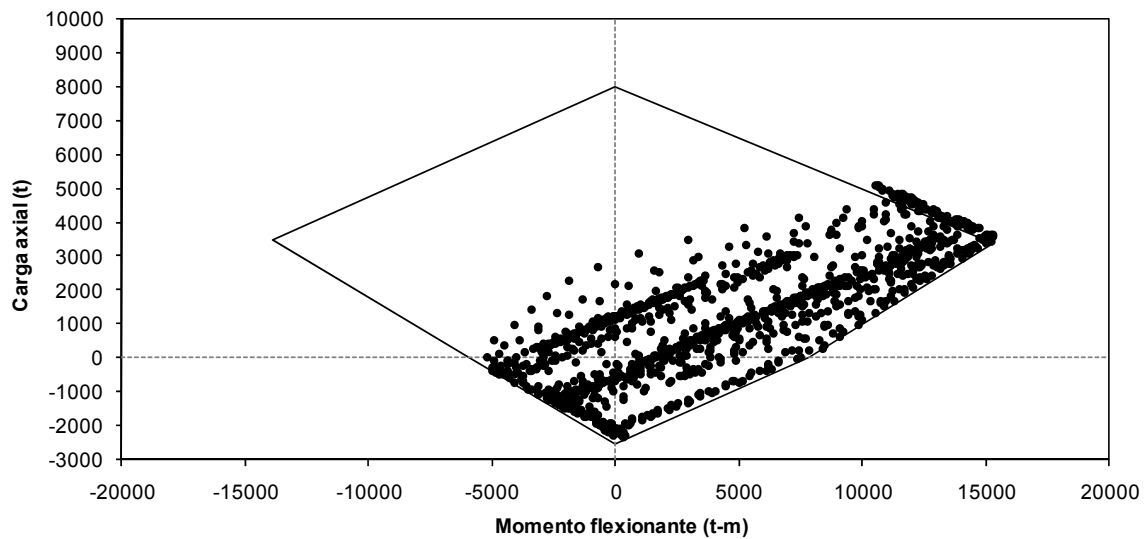


Fig 4.116 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 24 del nivel 1 del eje “12” (caso III), análisis sísmico paso a paso inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

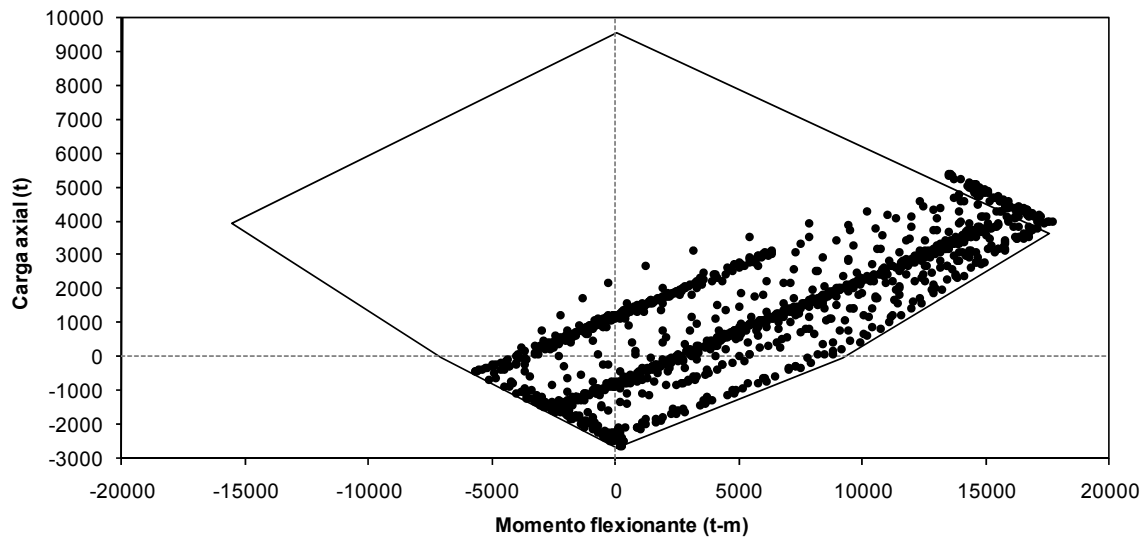


Fig 4.117 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 24 del nivel 1 del eje "12" (caso III), análisis sísmico paso a paso inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

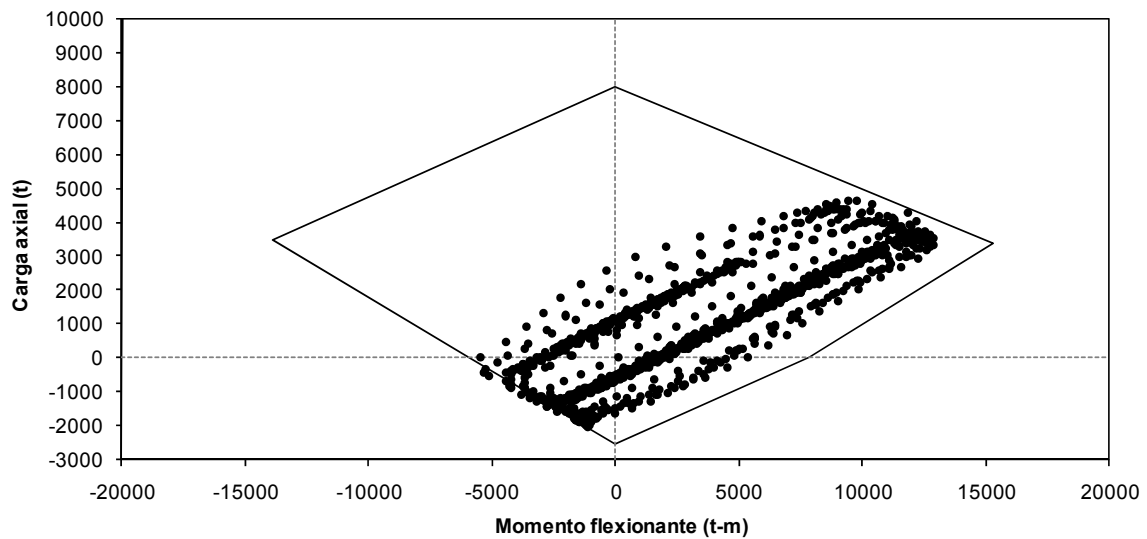


Fig 4.118 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 25 del nivel 2 del eje "12" (caso III), análisis sísmico paso a paso inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

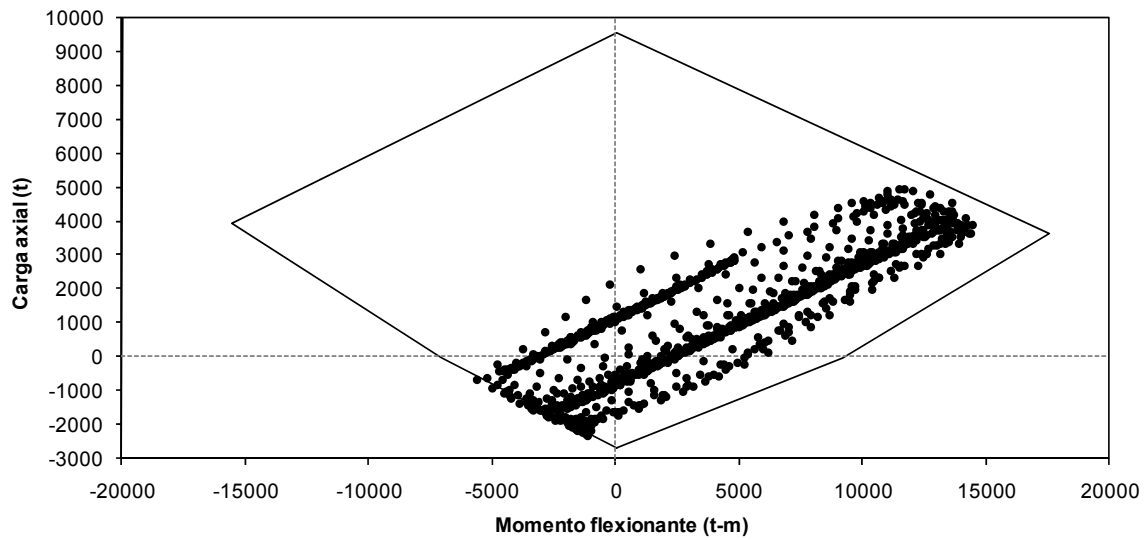


Fig 4.119 Combinaciones momento flexionante-carga axial del extremo inferior del muro 25 del nivel 2 del eje “12” (caso III), análisis sísmico paso a paso inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

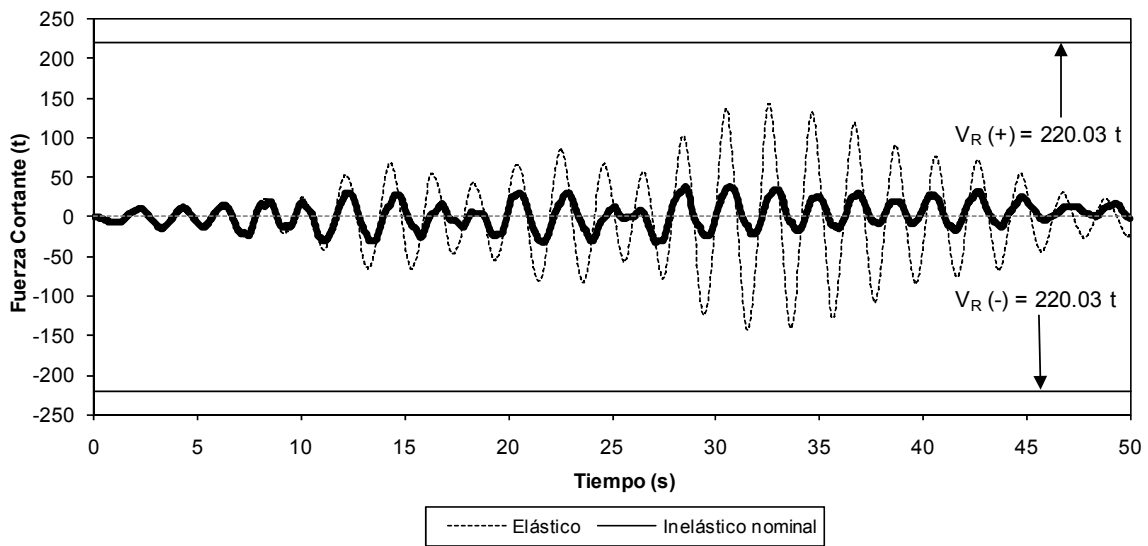


Fig 4.120 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje “H”, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

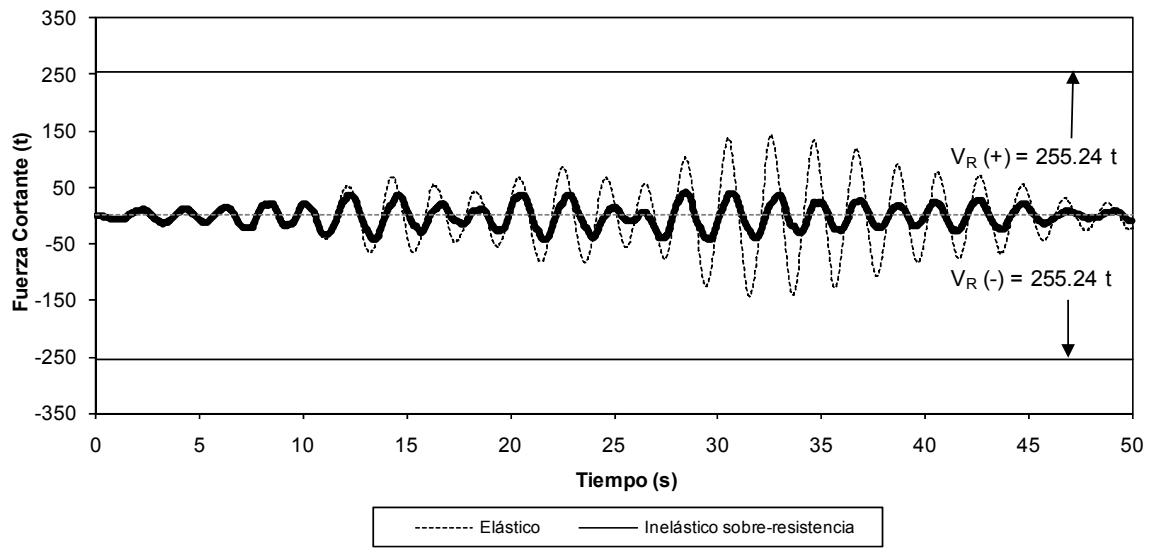


Fig 4.121 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje “H”, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

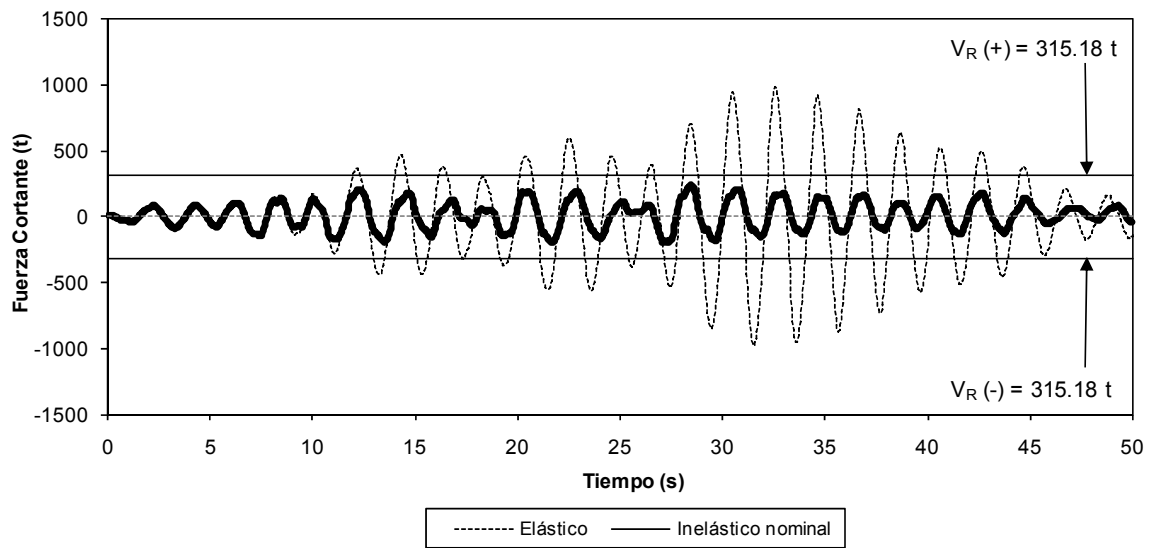


Fig 4.122 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 70 del nivel 1 del eje “H”, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

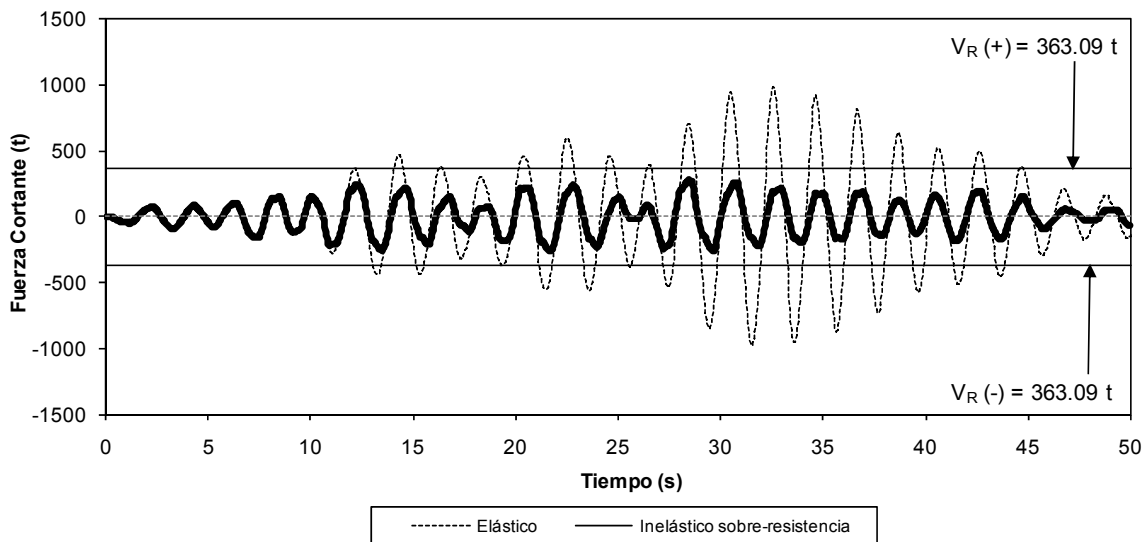


Fig 4.123 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 70 del nivel 1 del eje “H”, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

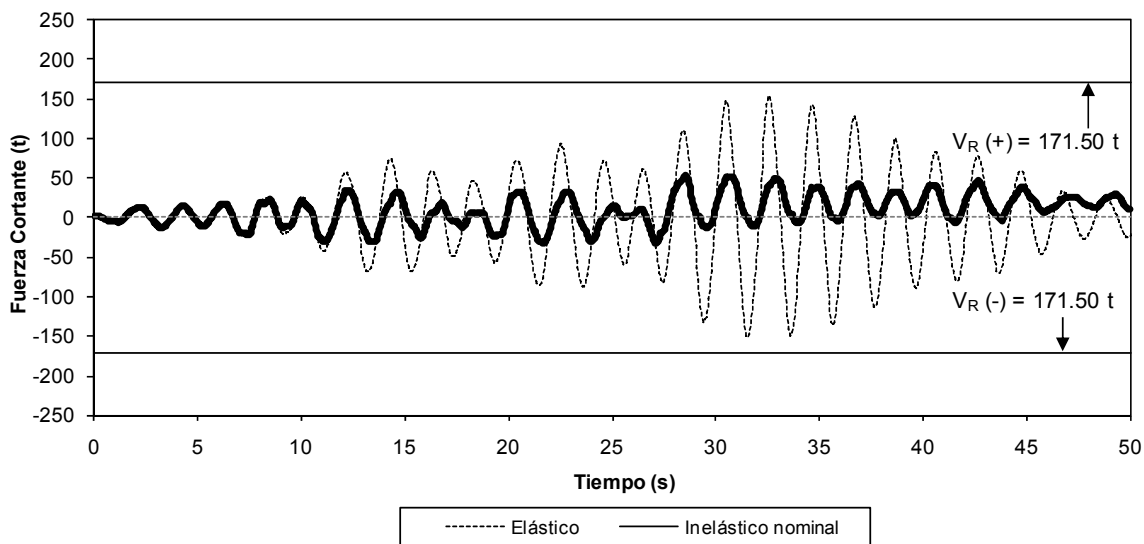


Fig 4.124 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 139 del nivel 1 del eje “H”, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

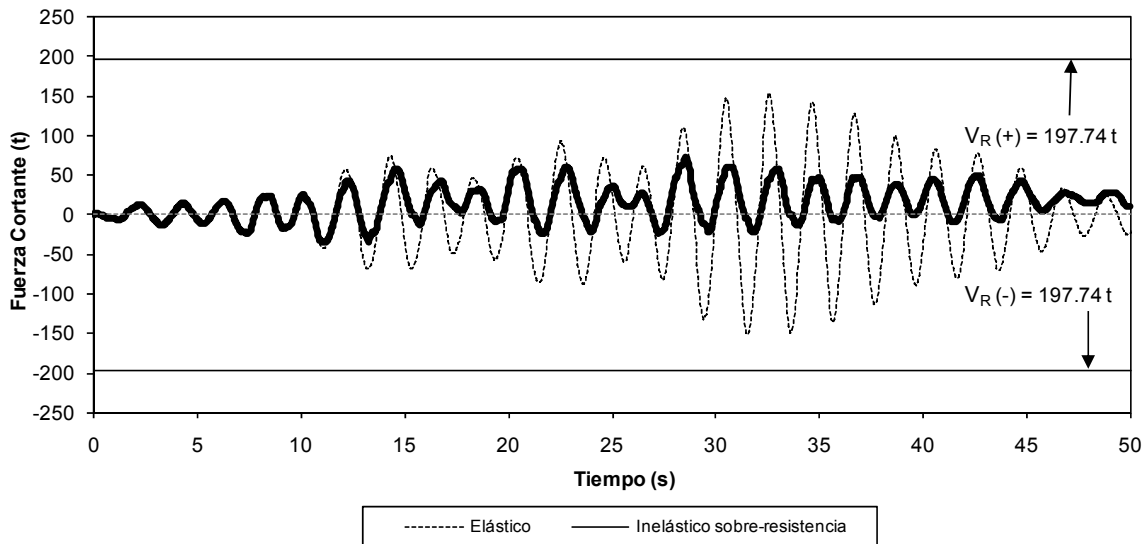


Fig 4.125 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 139 del nivel 1 del eje “H”, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

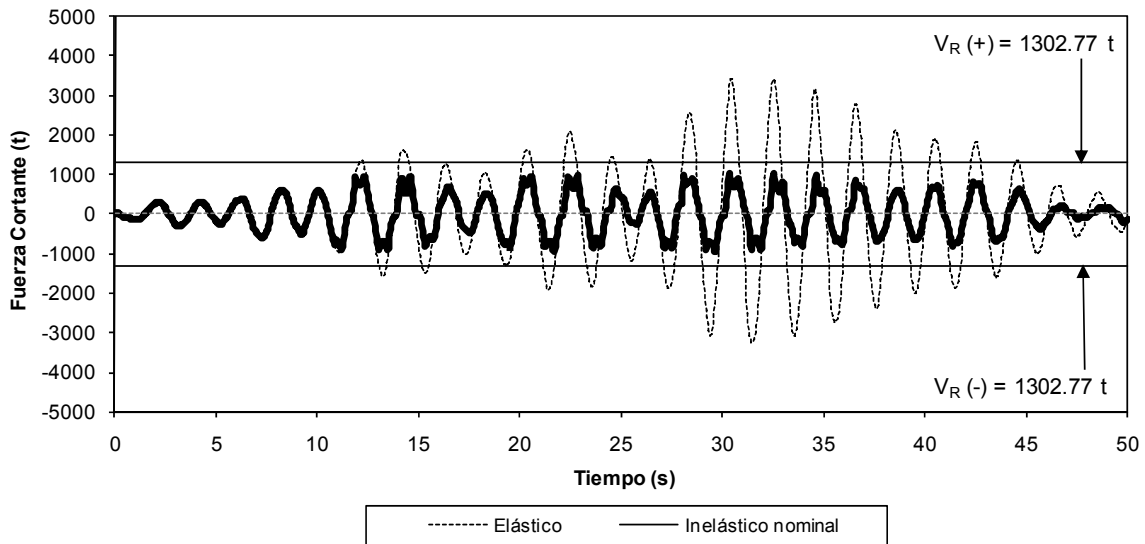


Fig 4.126 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje “6”, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

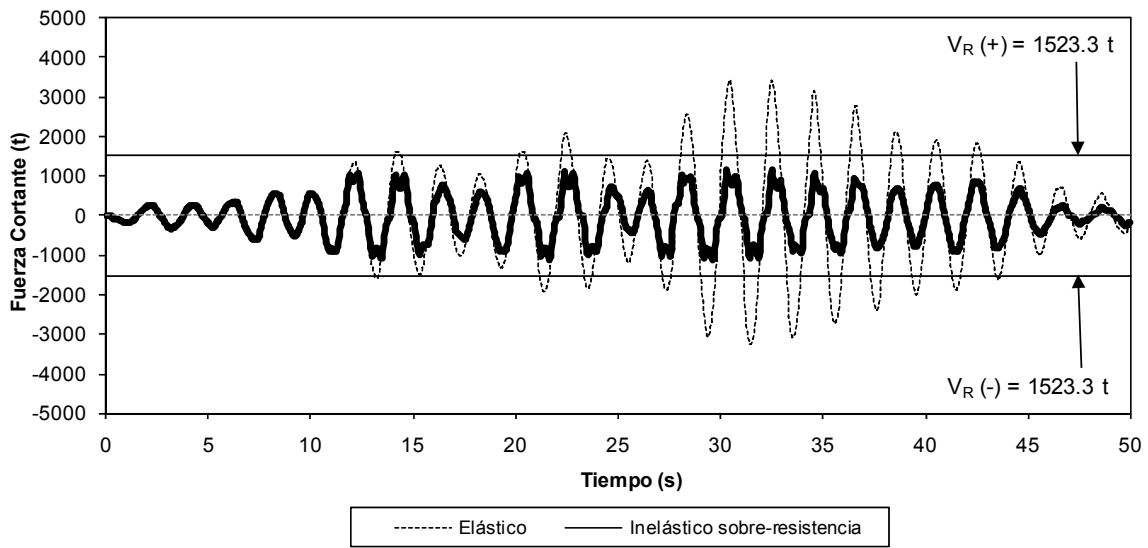


Fig 4.127 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje “6”, análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

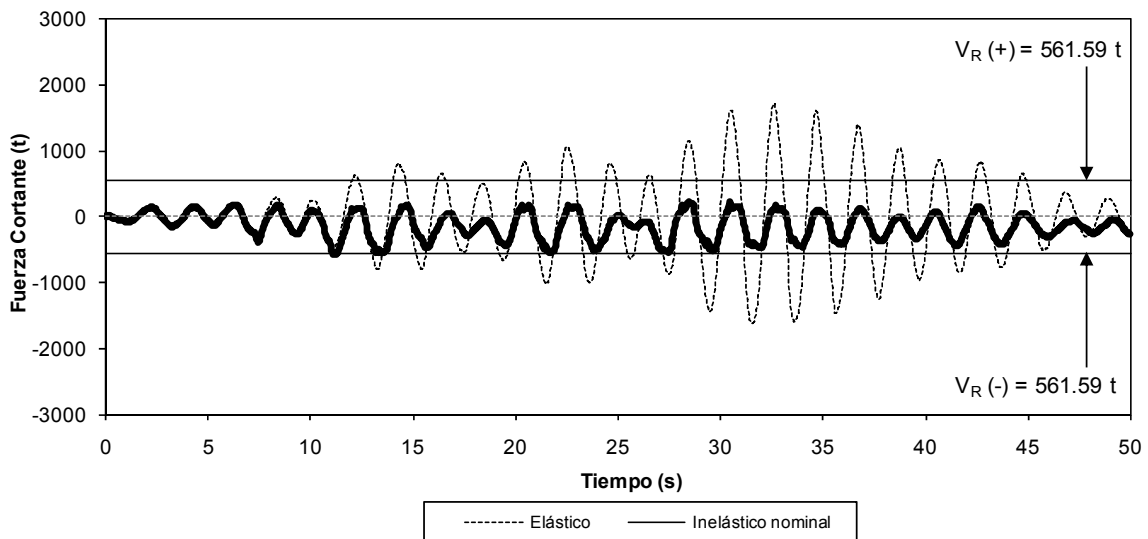


Fig 4.128 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje “12” (caso I), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

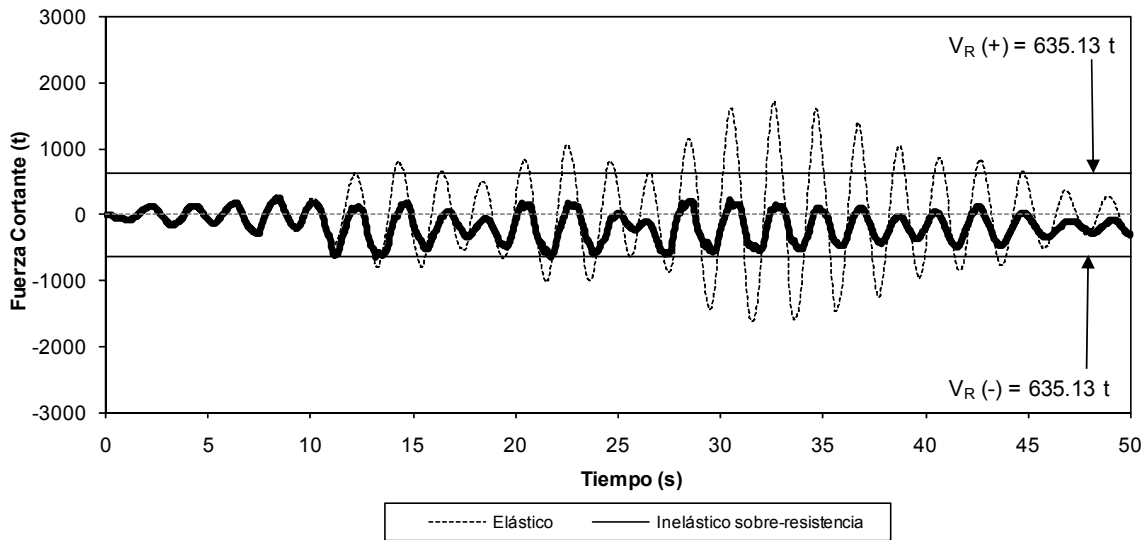


Fig 4.129 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje “12” (caso I), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

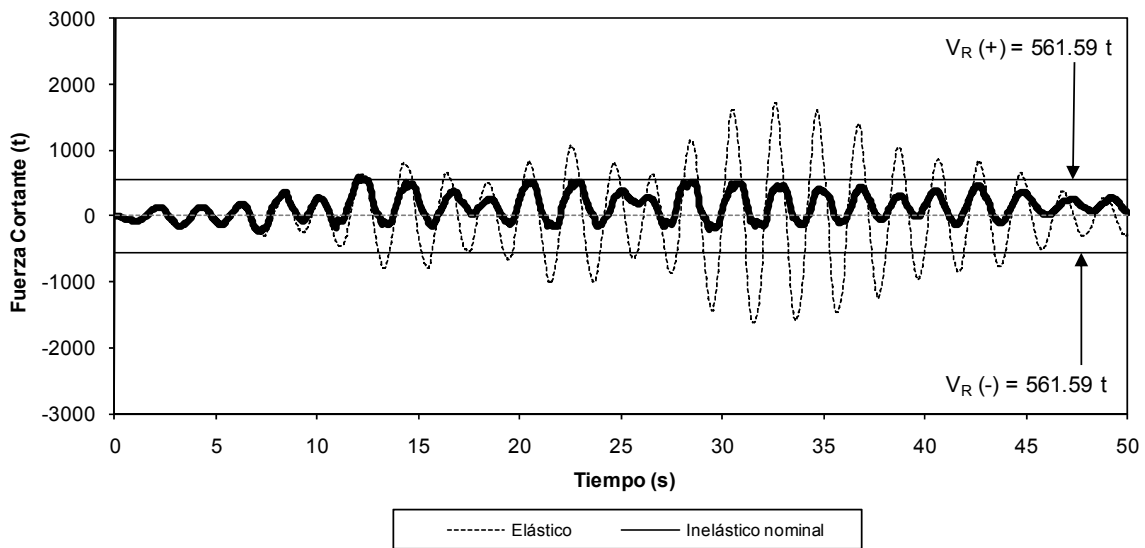


Fig 4.130 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 24 del nivel 1 del eje “12” (caso I), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

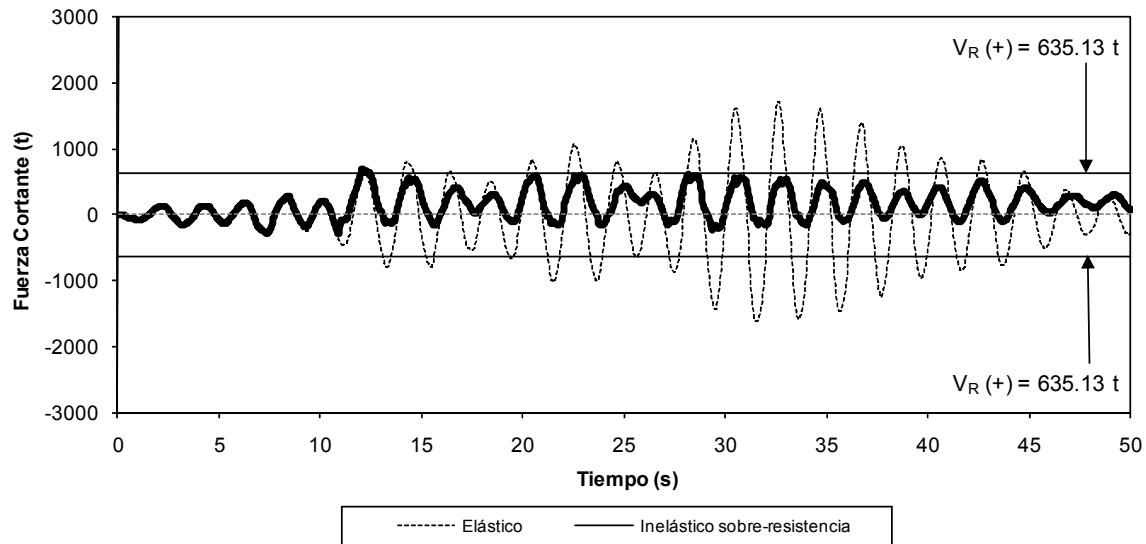


Fig 4.131 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 24 del nivel 1 del eje “12” (caso I), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

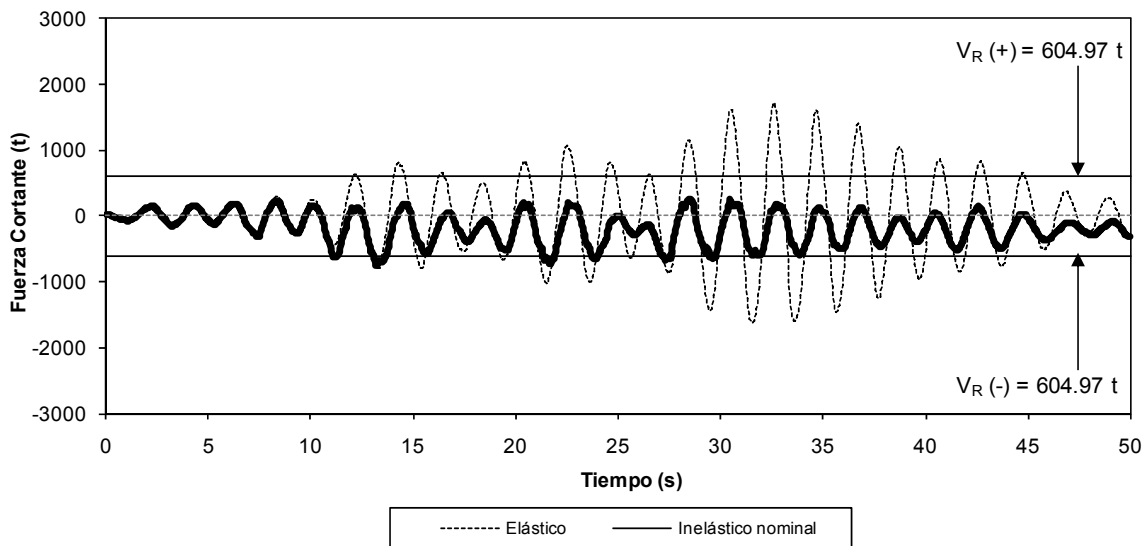


Fig 4.132 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje “12” (caso II), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

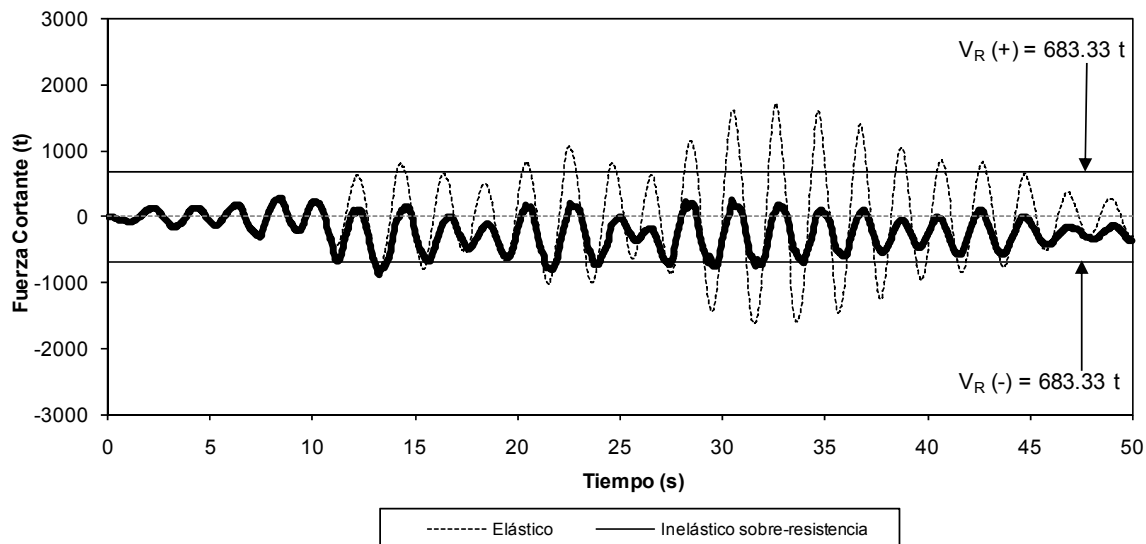


Fig 4.133 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje “12” (caso II), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

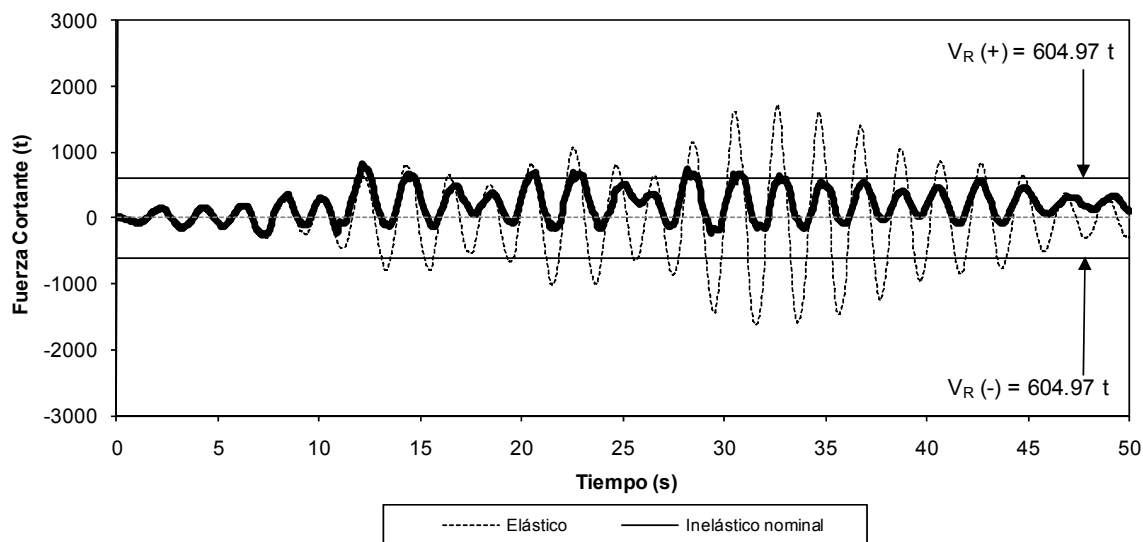


Fig 4.134 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 24 del nivel 1 del eje “12” (caso II), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

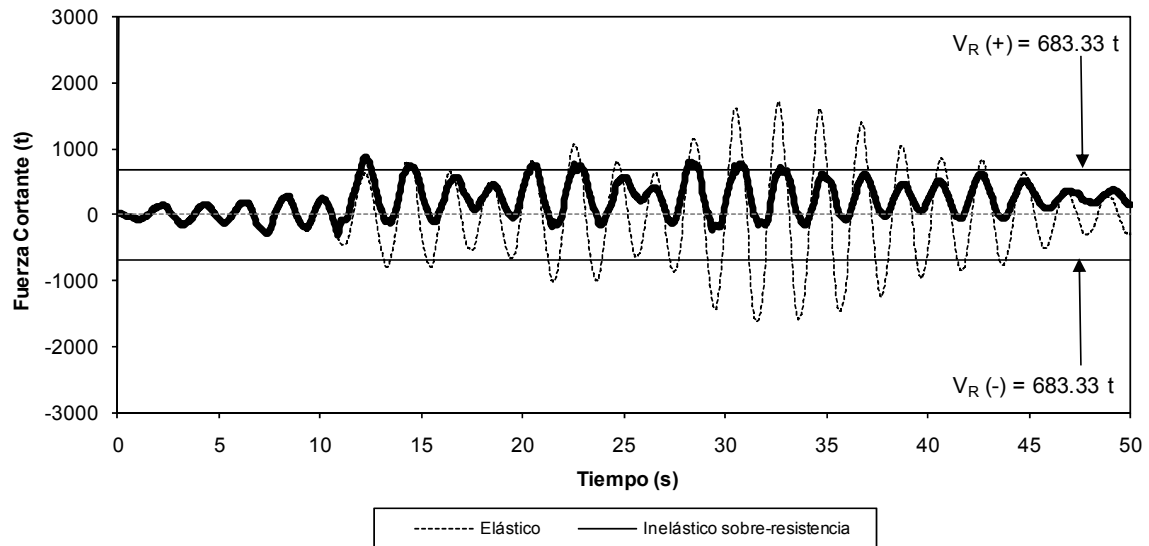


Fig 4.135 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 24 del nivel 1 del eje "12" (caso II), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

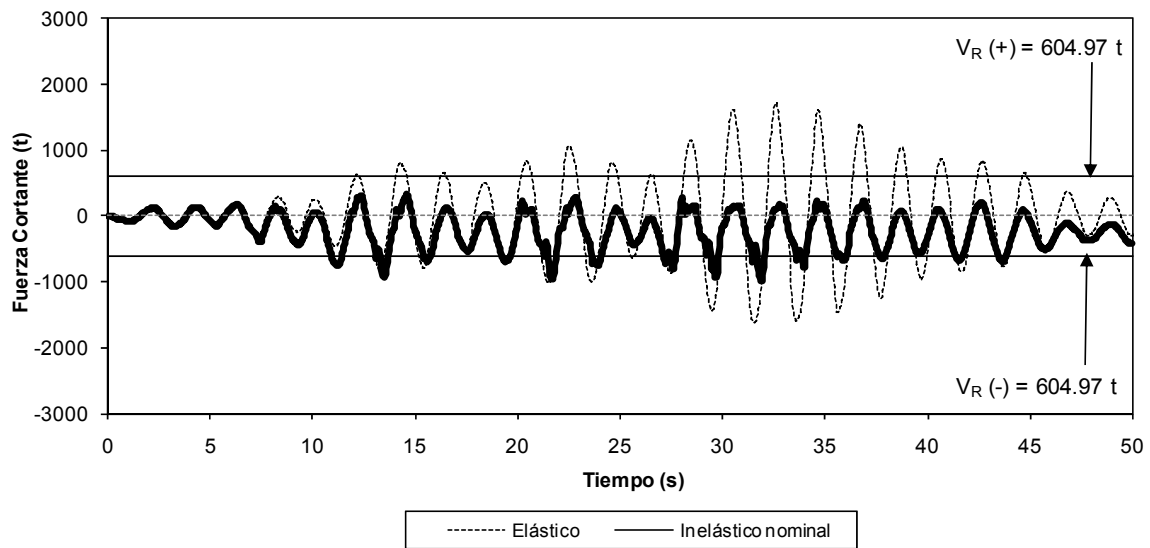


Fig 4.136 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje "12" (caso III), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

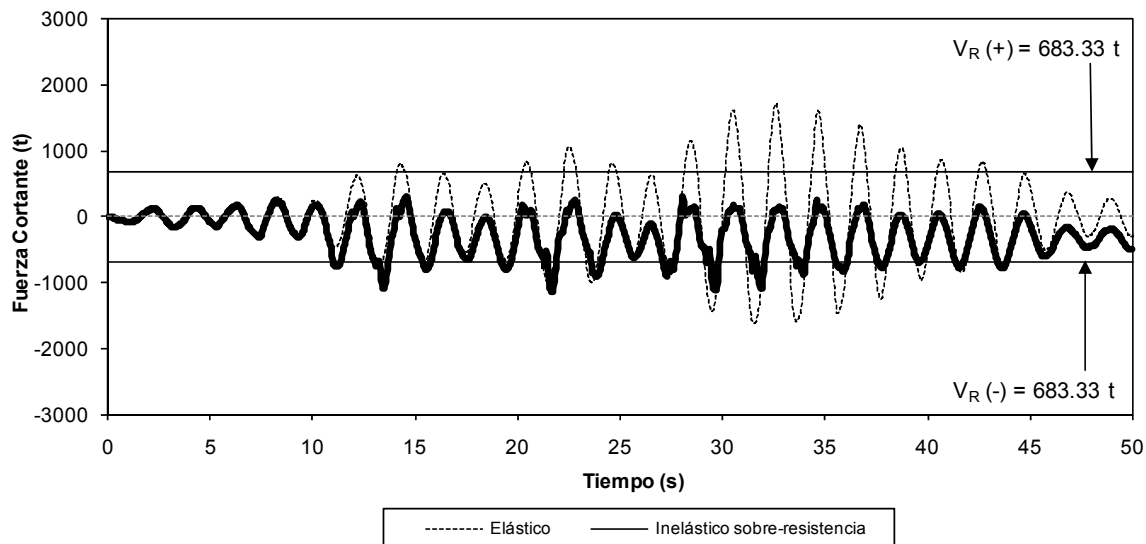


Fig 4.137 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 1 del nivel 1 del eje "12" (caso III), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

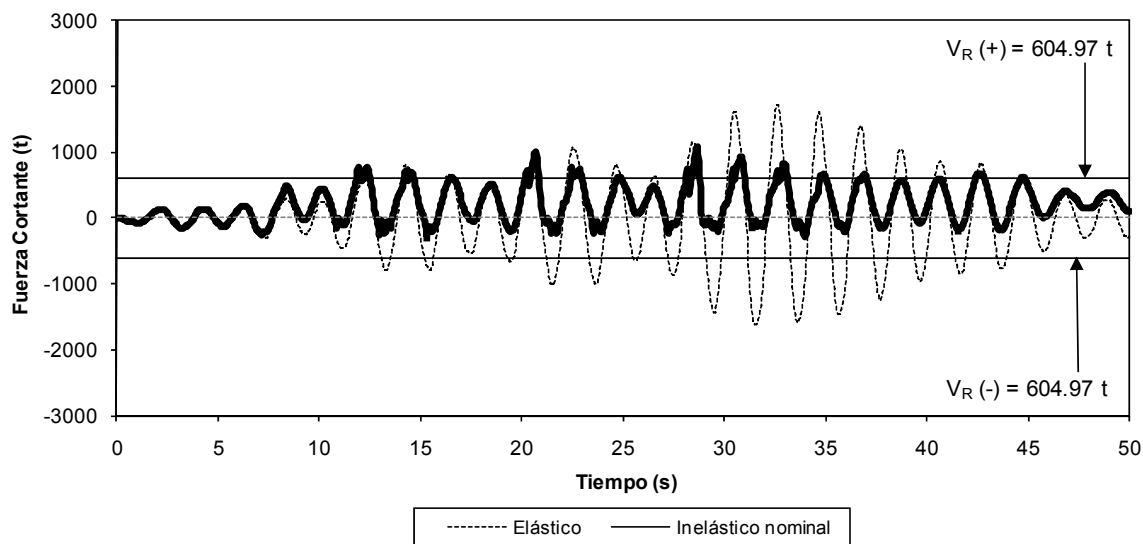


Fig 4.138 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 24 del nivel 1 del eje "12" (caso III), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con resistencias nominales, acelerograma SRE EW-85

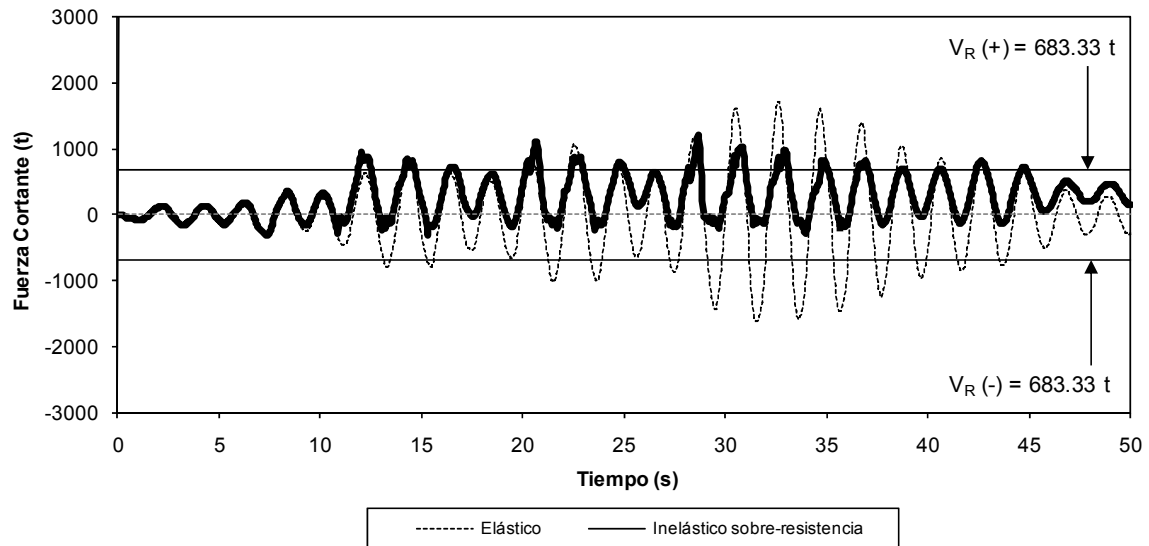


Fig 4.139 Comparación de historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo inferior del muro 24 del nivel 1 del eje "12" (caso III), análisis sísmico paso a paso elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SRE EW-85

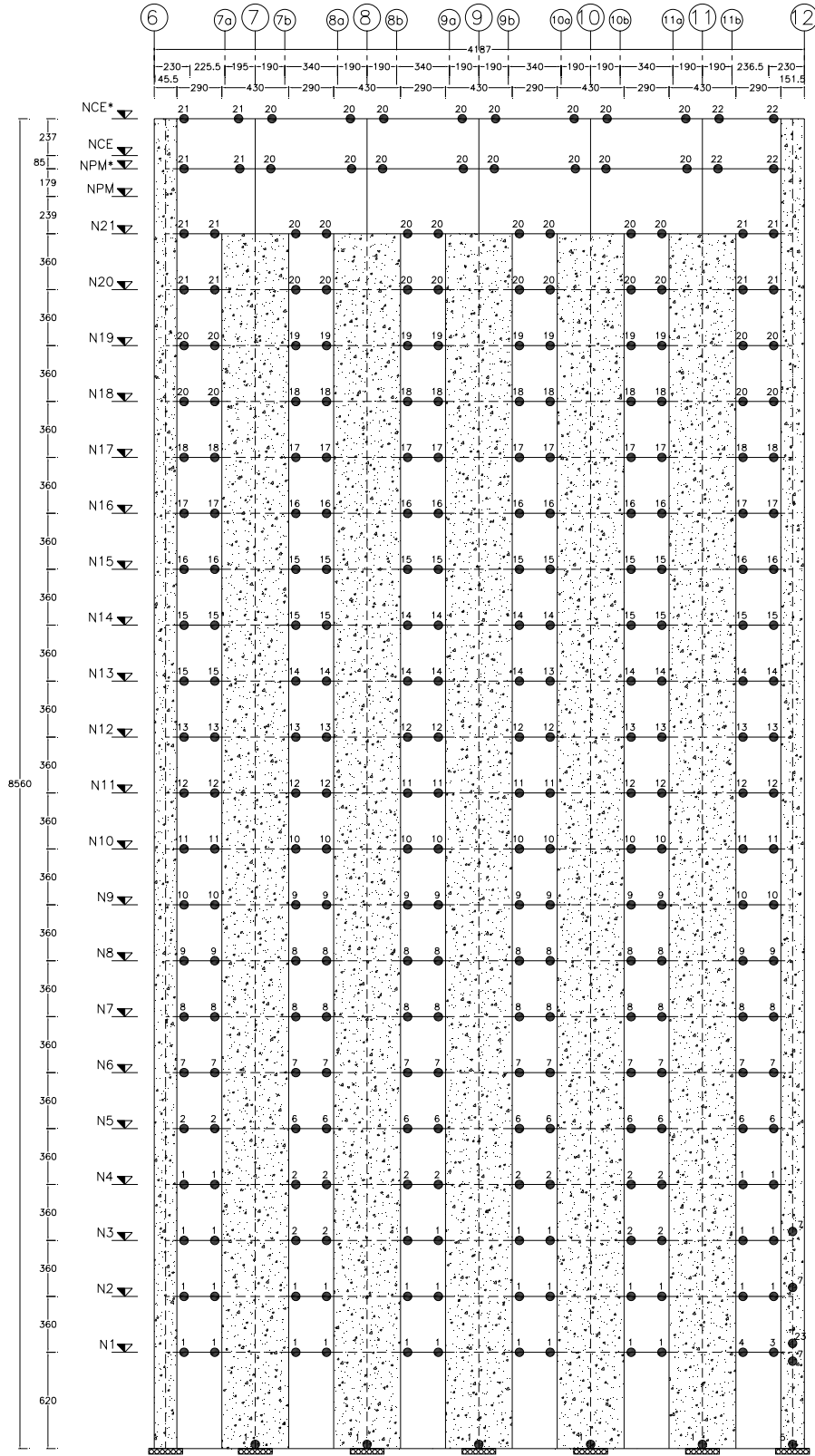


Fig 4.140 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "H" (inelástico con resistencias nominales), acelerograma SCT EW-85

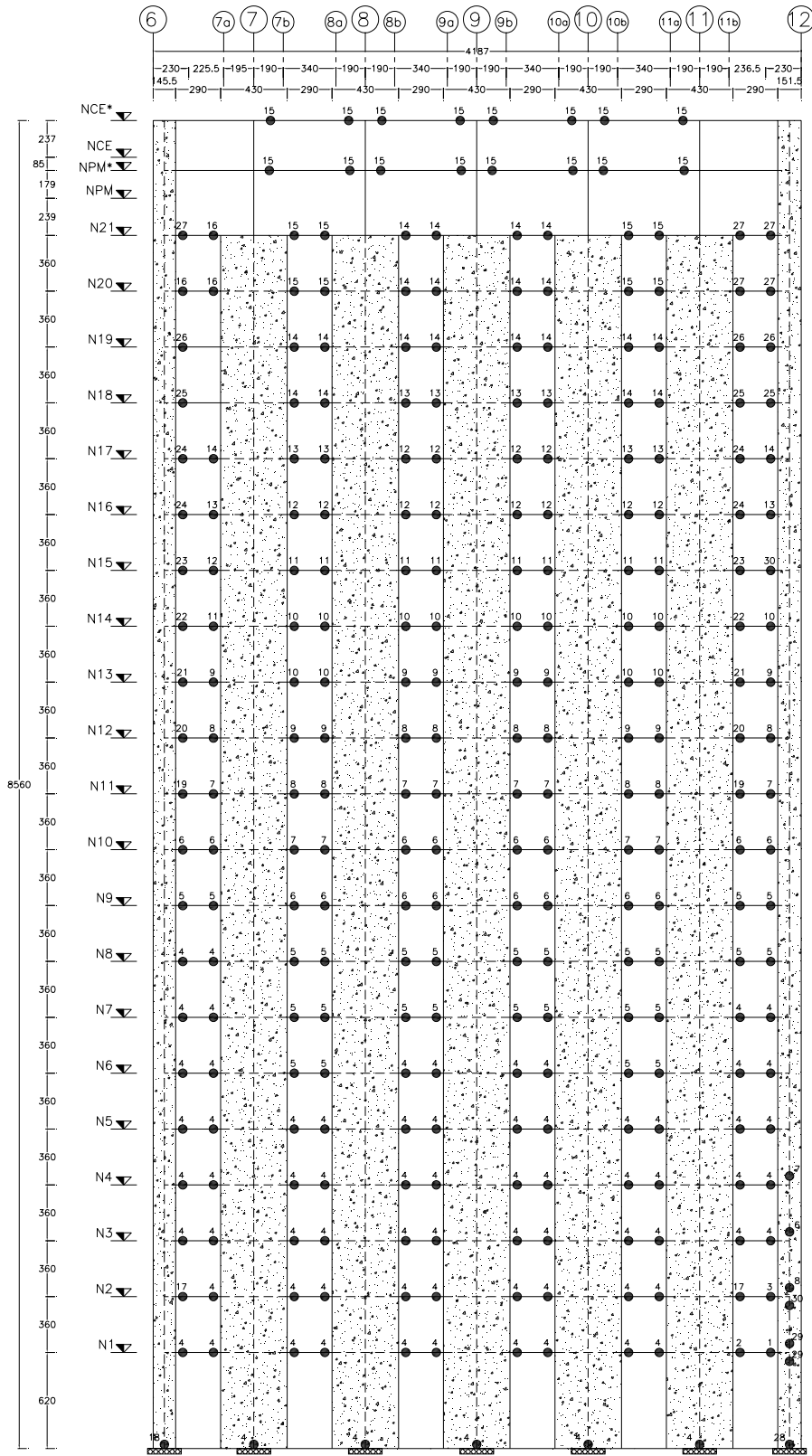


Fig 4.141 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "H" (inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

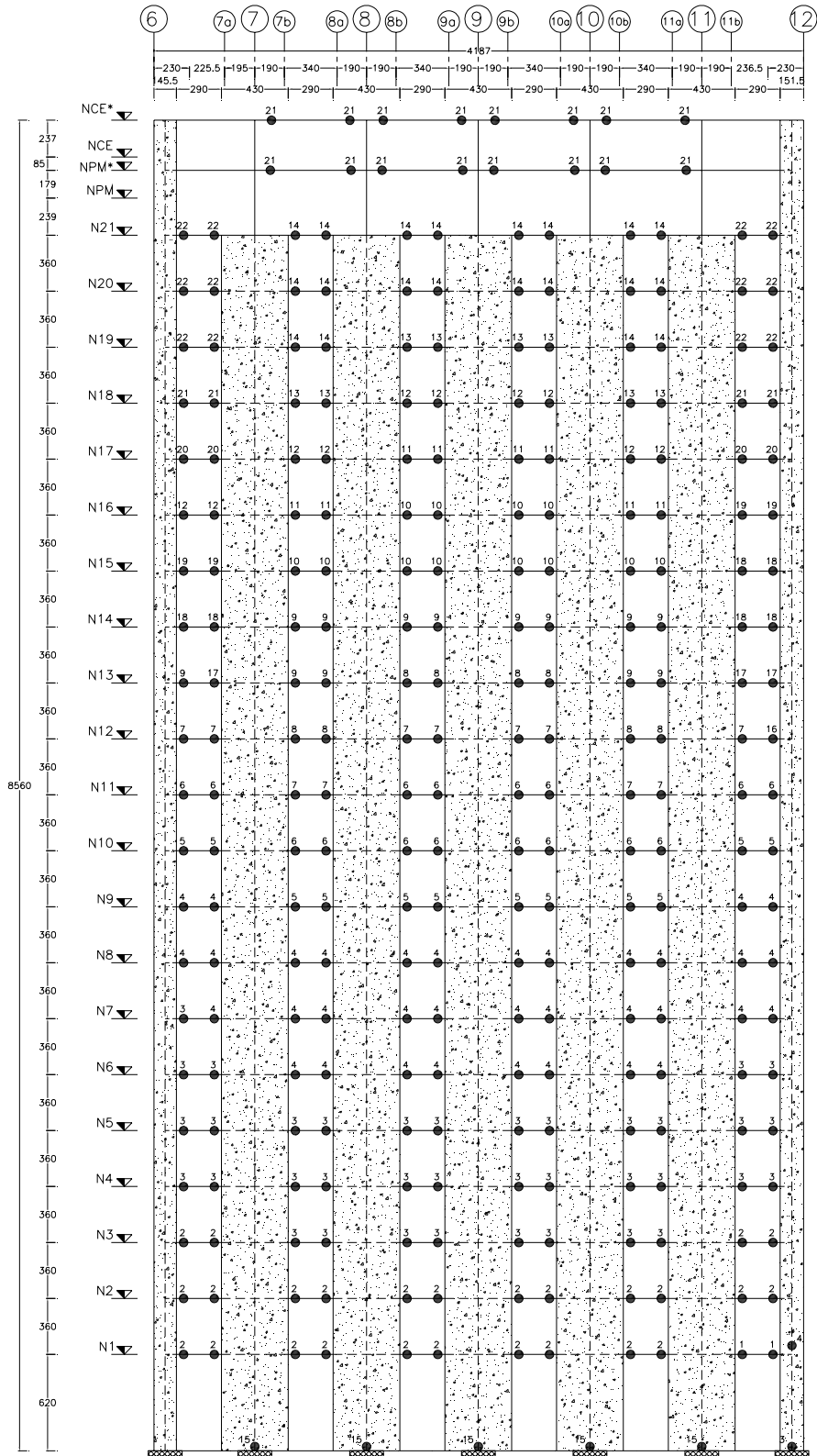


Fig 4.142 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "H" (inelástico con resistencias nominales), acelerograma SRE EW-85

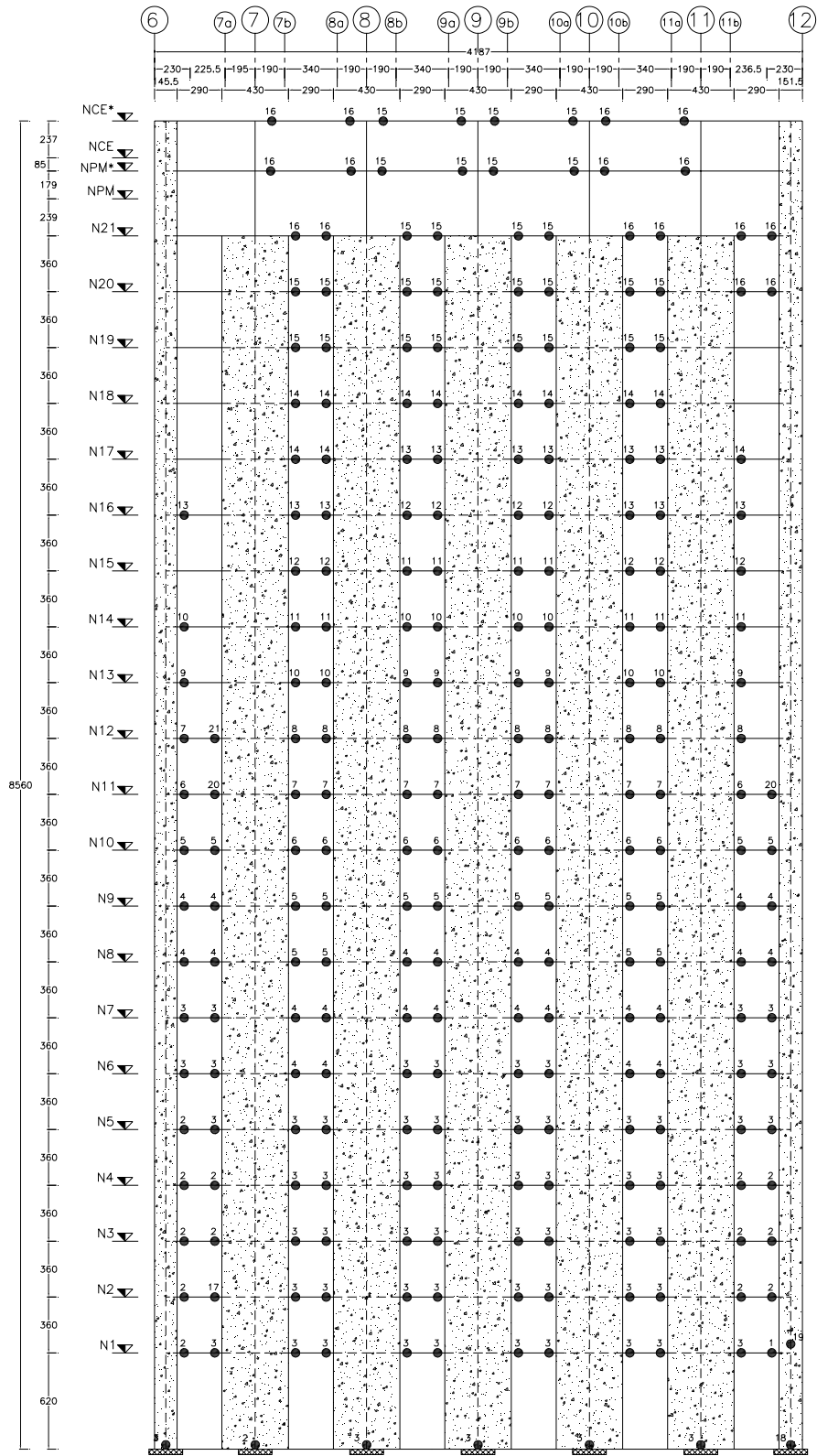


Fig 4.143 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “H” (inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

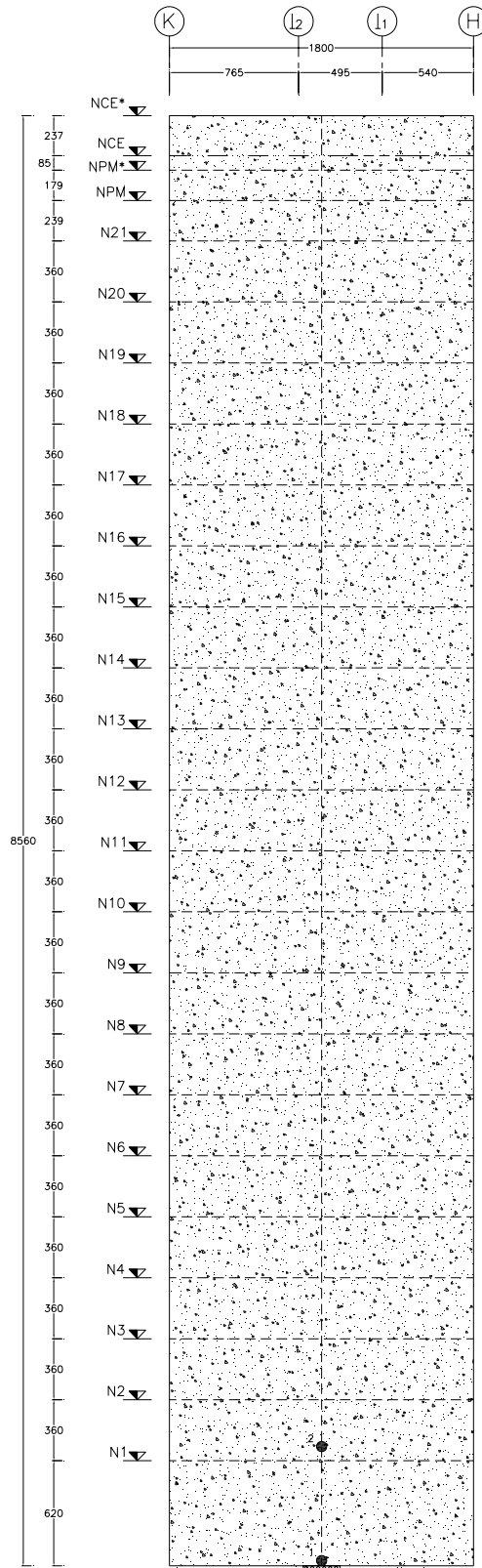


Fig 4.144 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "6" (inelástico con resistencias nominales), acelerograma SCT EW-85

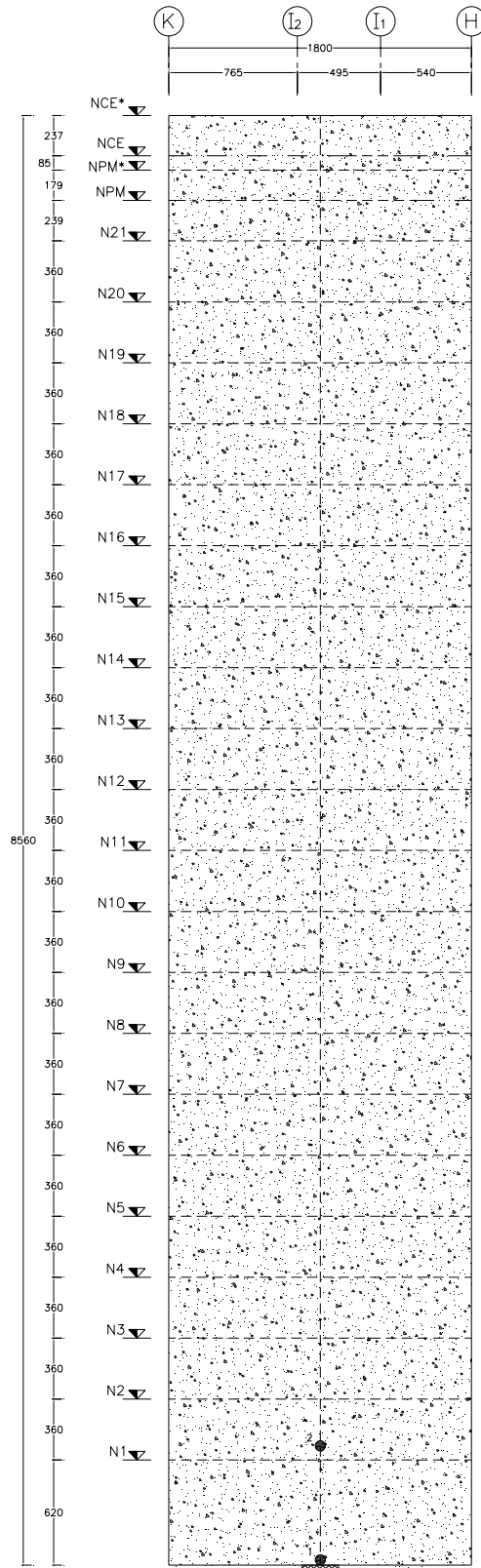


Fig 4.145 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “6” (inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

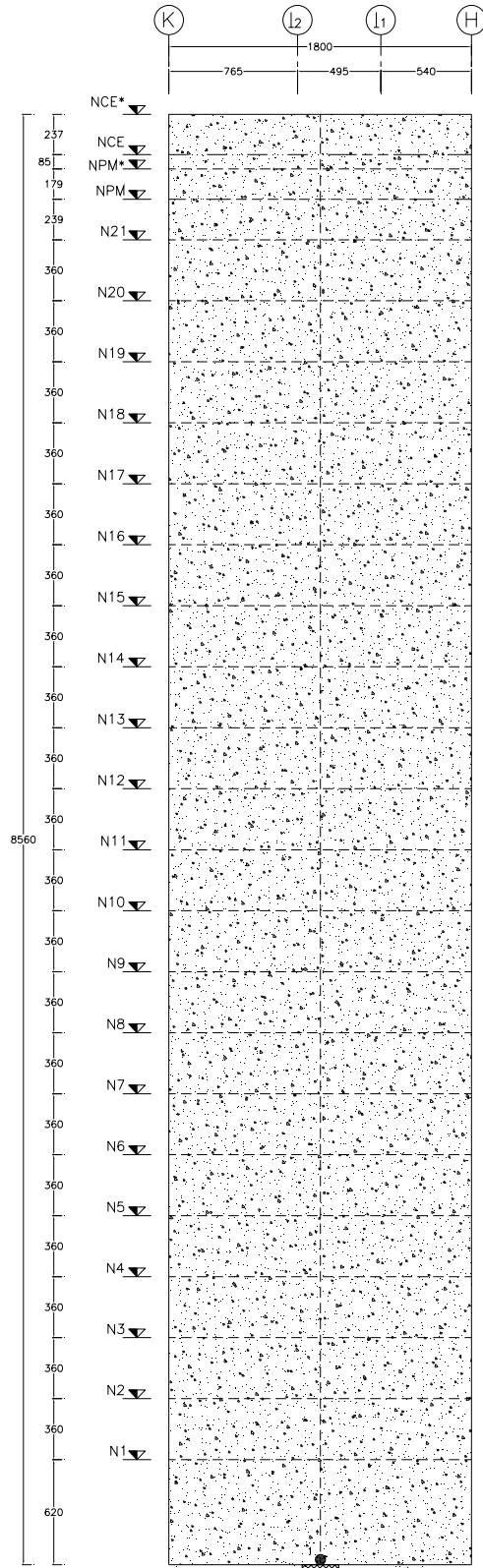


Fig 4.146 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “6” (inelástico con resistencias nominales), acelerograma SRE EW-85

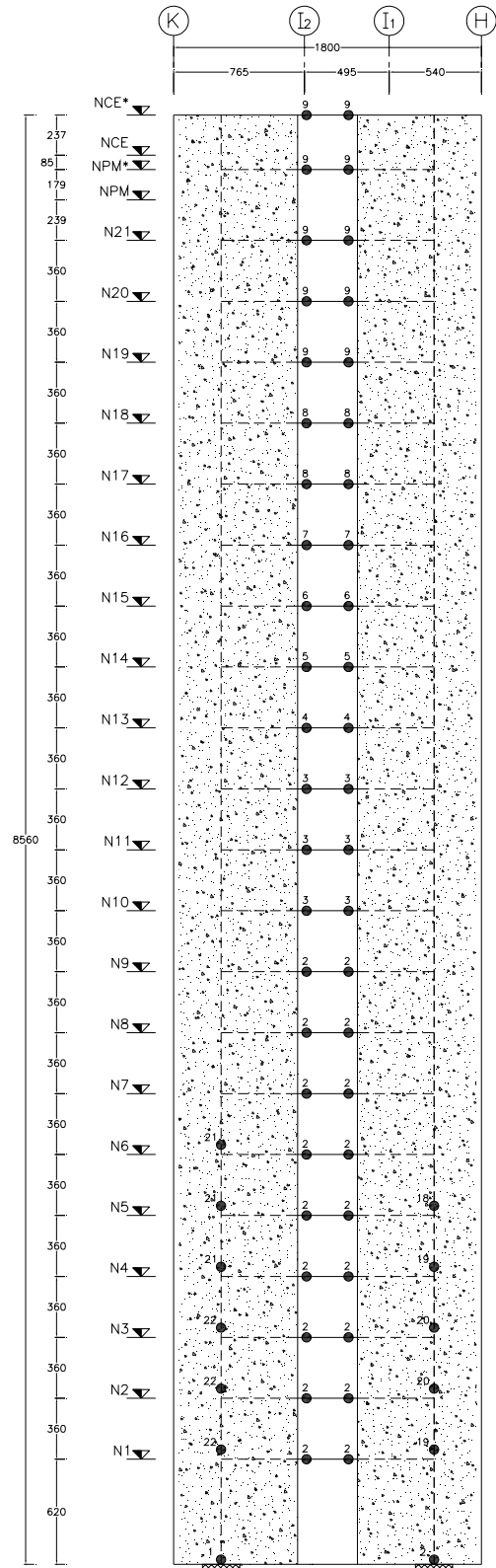


Fig 4.148 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "12", caso I (inelástico con resistencias nominales), acelerograma SCT EW-85

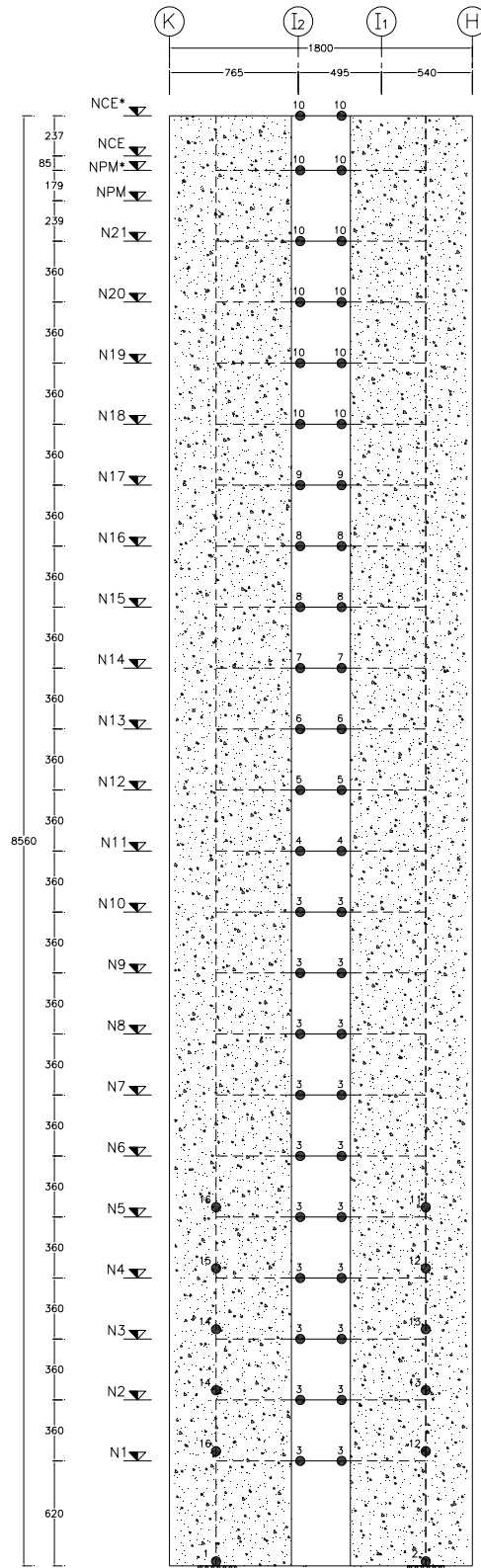


Fig 4.149 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “12”, caso I (inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

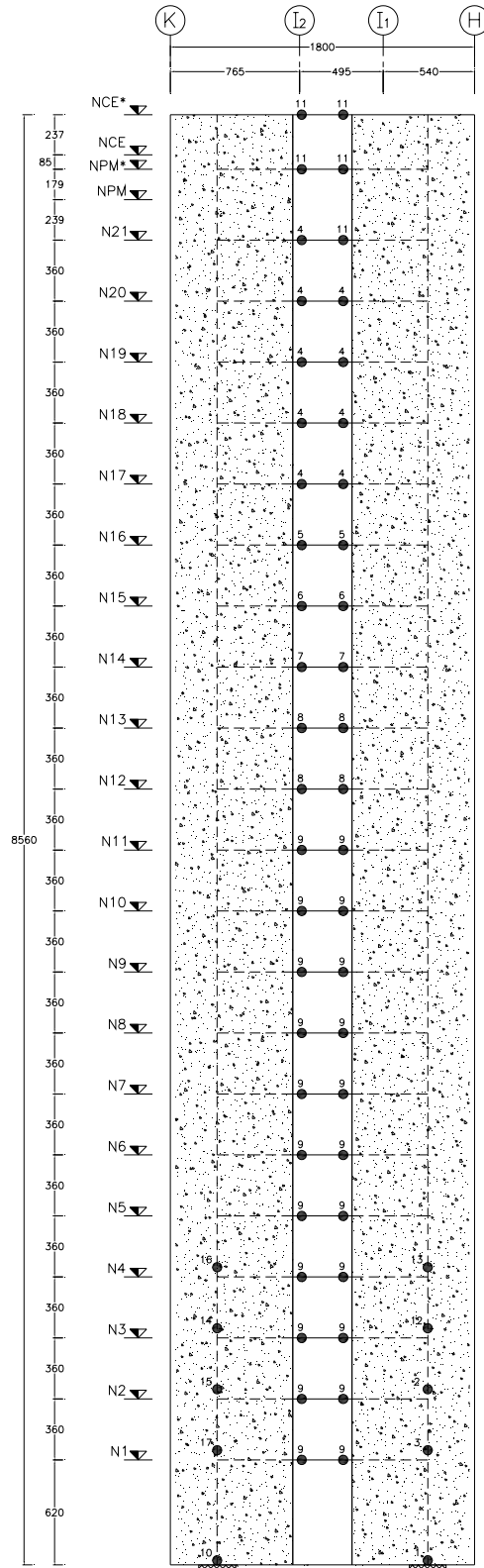


Fig 4.150 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "12", caso I (inelástico con resistencias nominales), acelerograma SRE EW-85

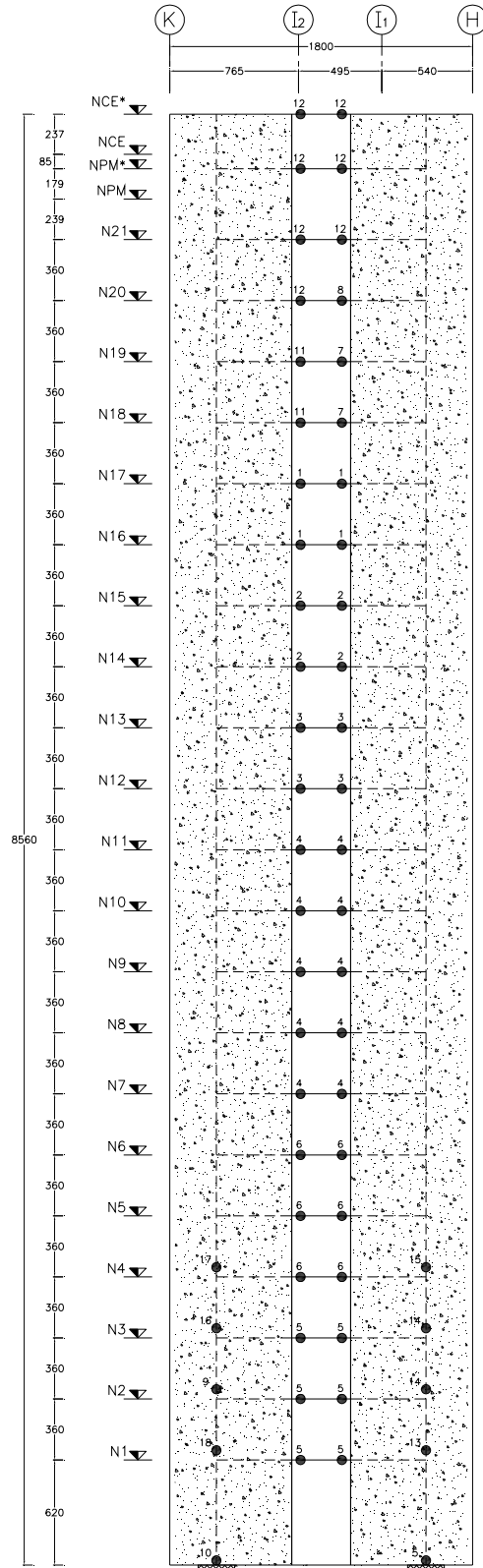


Fig 4.151 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “12”, caso I (inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

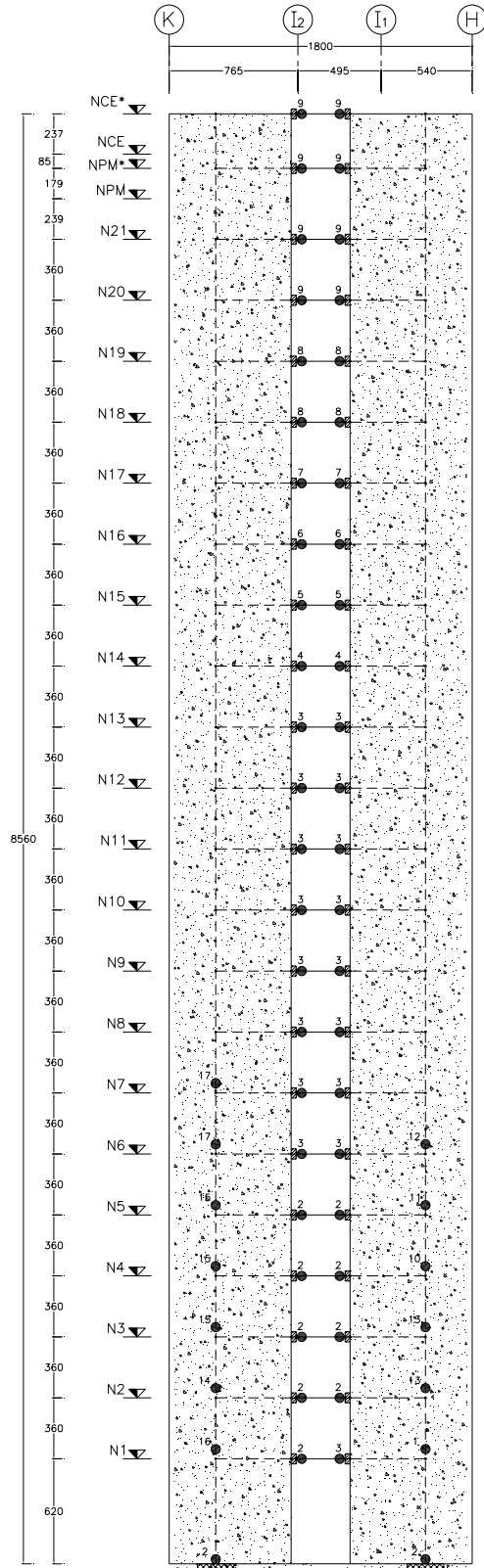


Fig 4.152 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "12", caso II (inelástico con resistencias nominales), acelerograma SCT EW-85

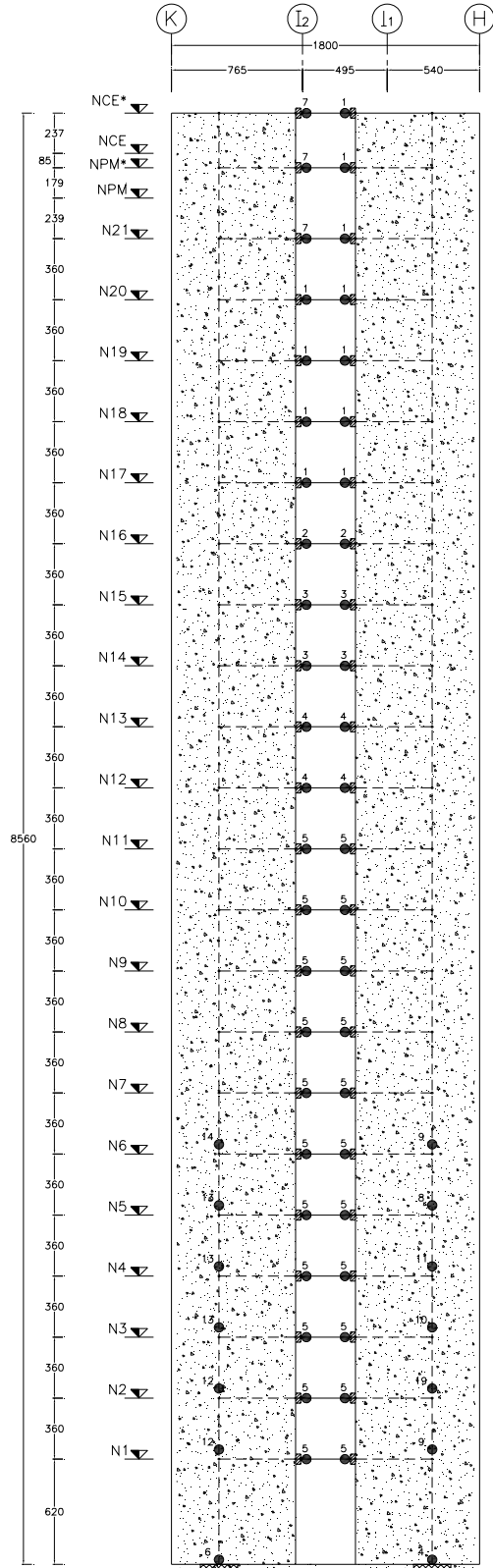


Fig 4.153 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “12”, caso II (inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

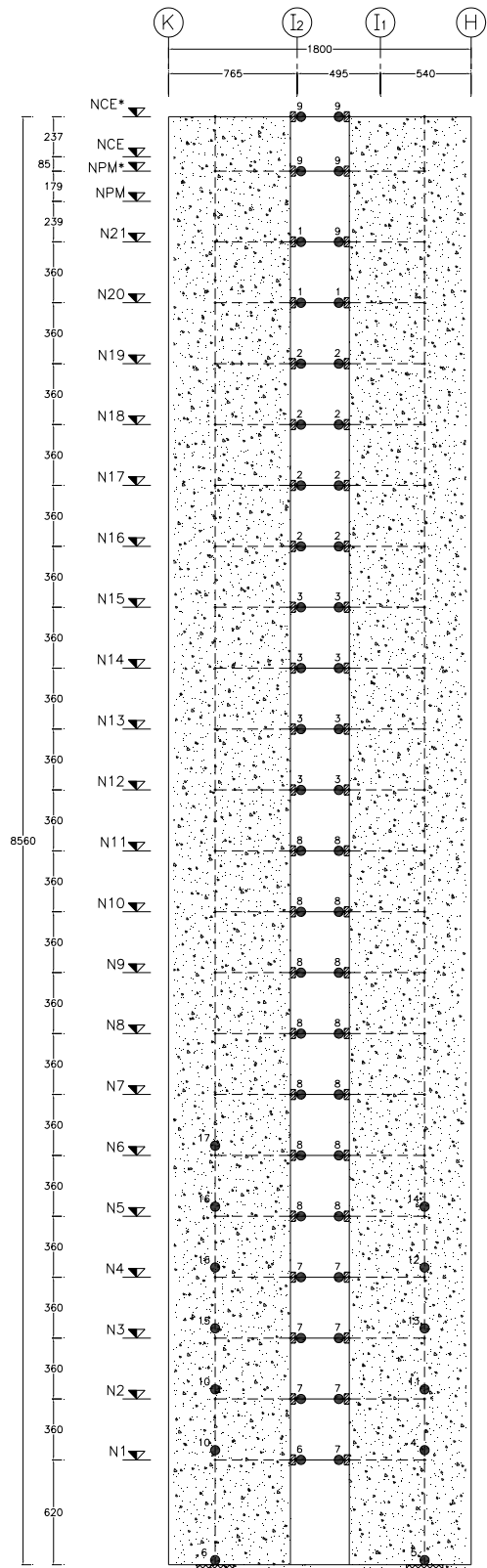


Fig 4.154 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "12", caso II (inelástico con resistencias nominales), acelerograma SRE EW-85

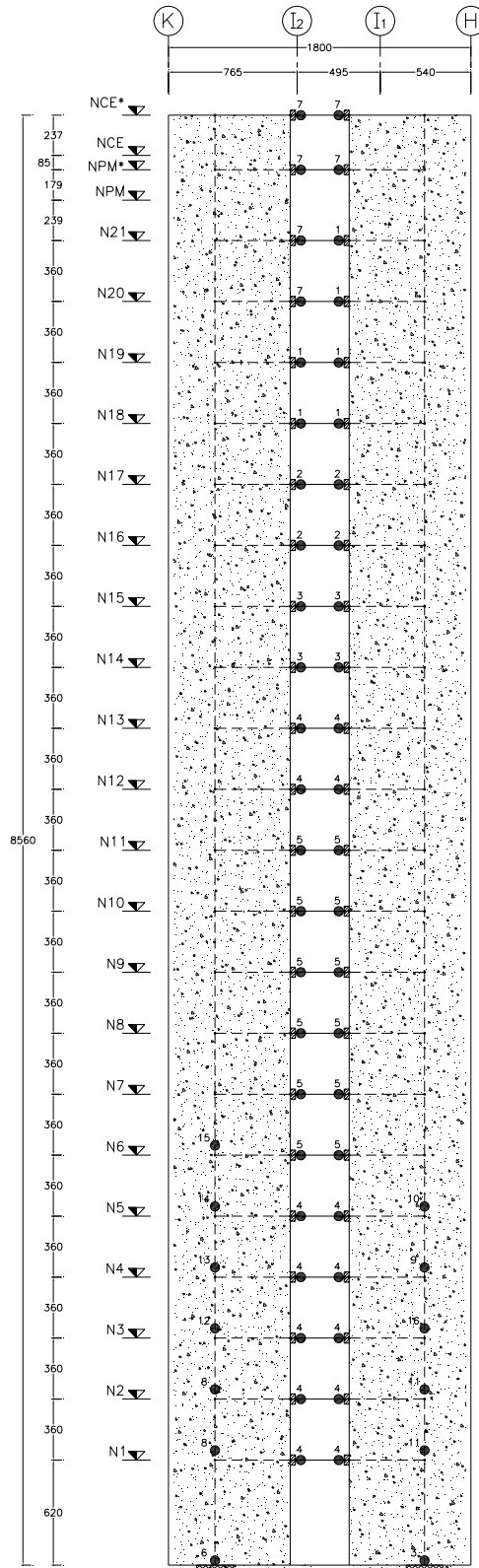


Fig 4.155 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “12”, caso II (inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

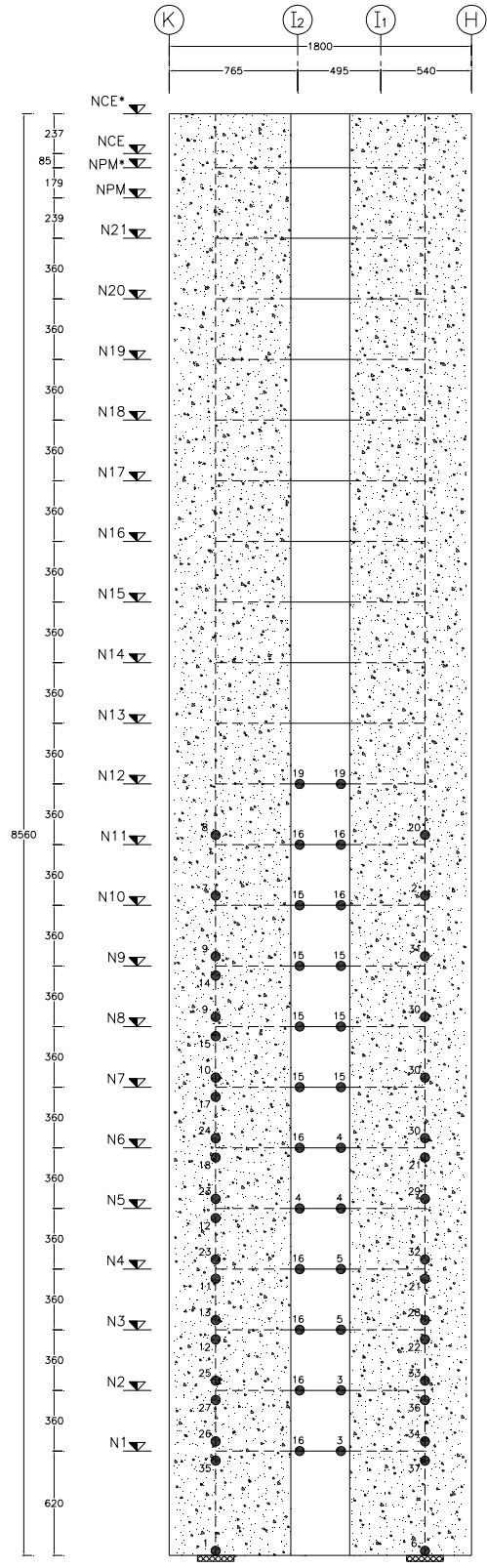


Fig 4.156 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "12", caso III (inelástico con resistencias nominales), acelerograma SCT EW-85

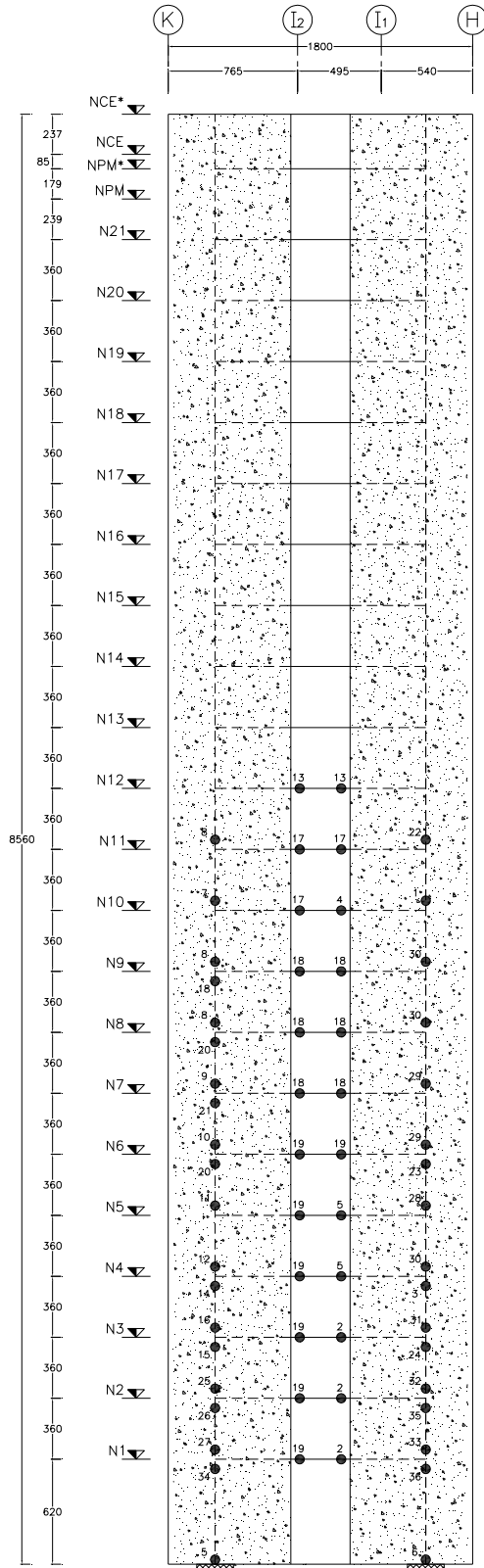


Fig 4.157 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "12", caso III (inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

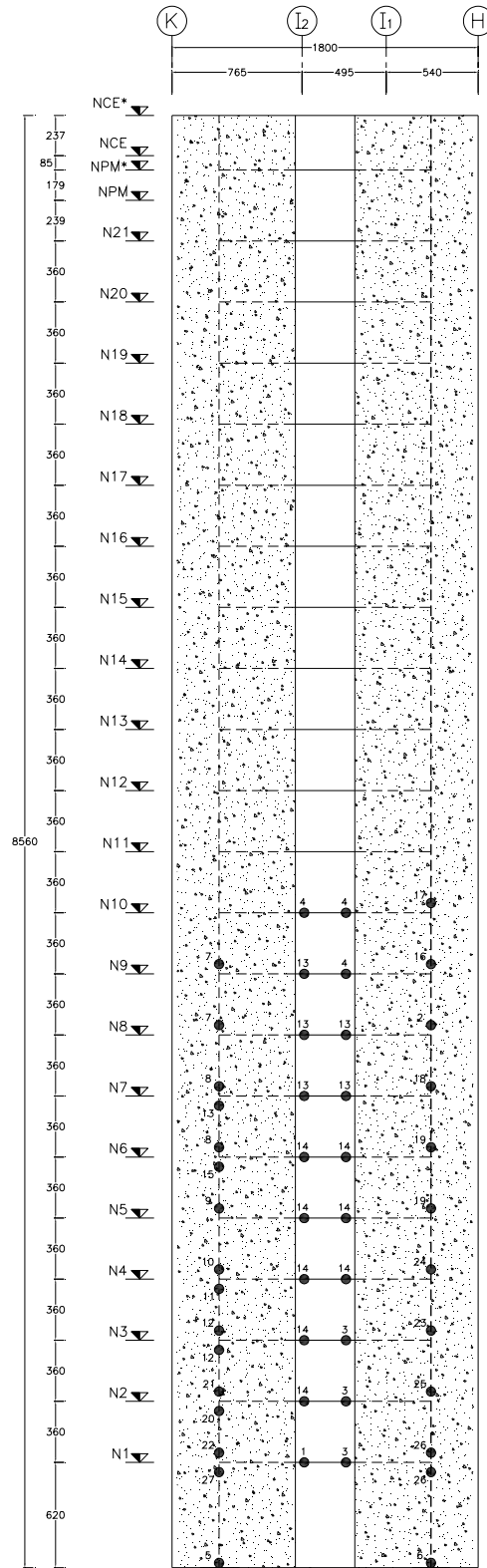


Fig 4.158 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "12", caso III (inelástico con resistencias nominales), acelerograma SRE EW-85

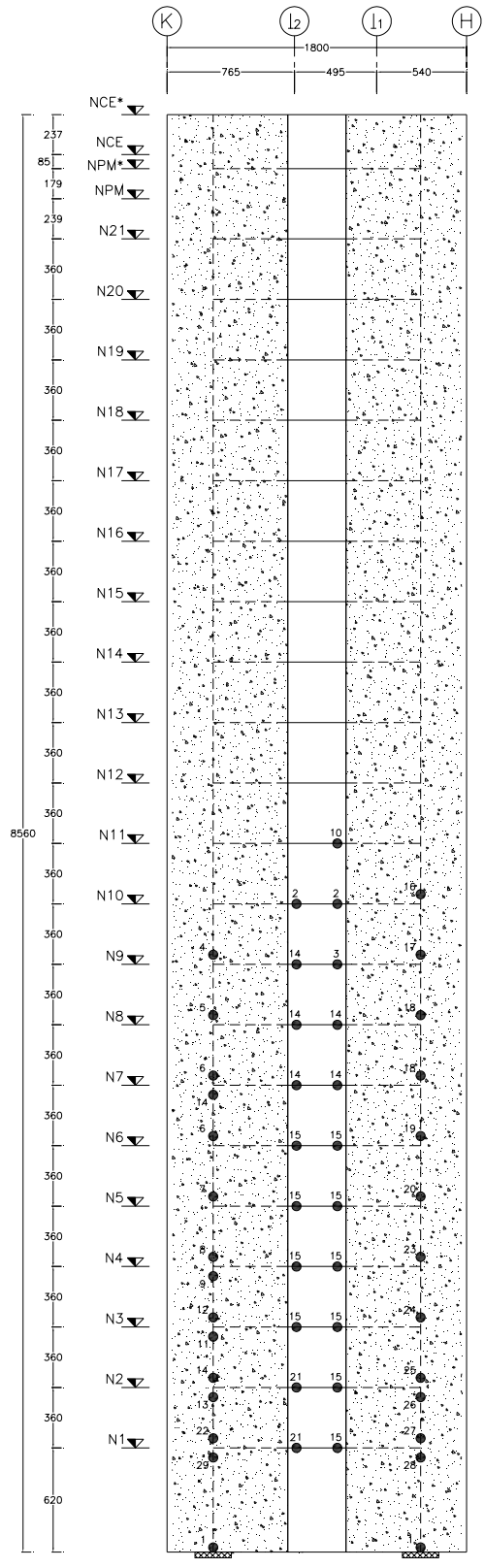


Fig 4.159 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "12", caso III (inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

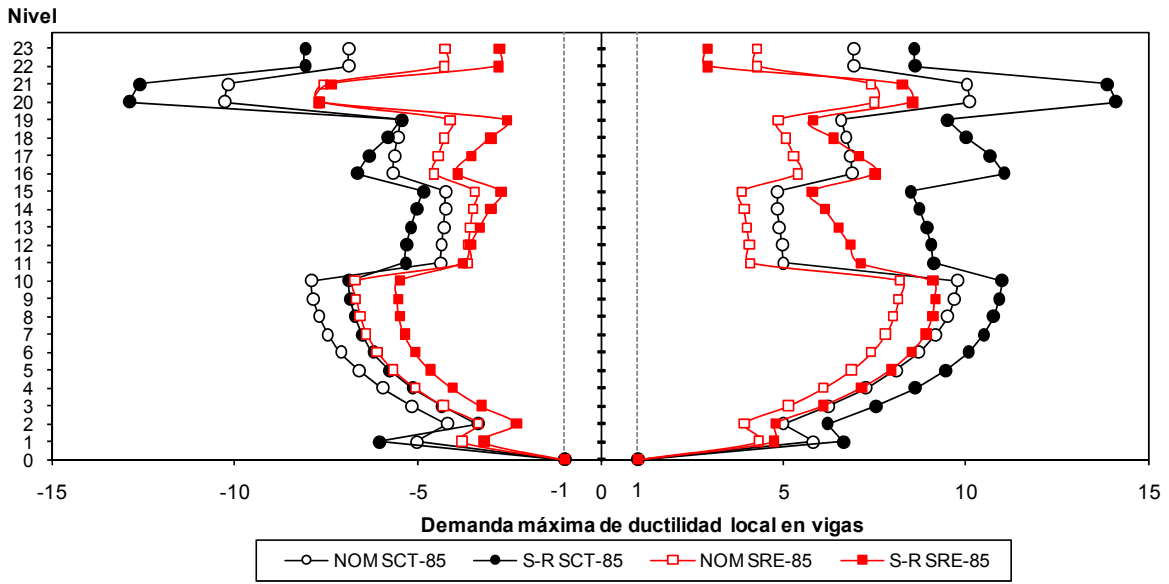


Fig 4.160 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje "H" (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85

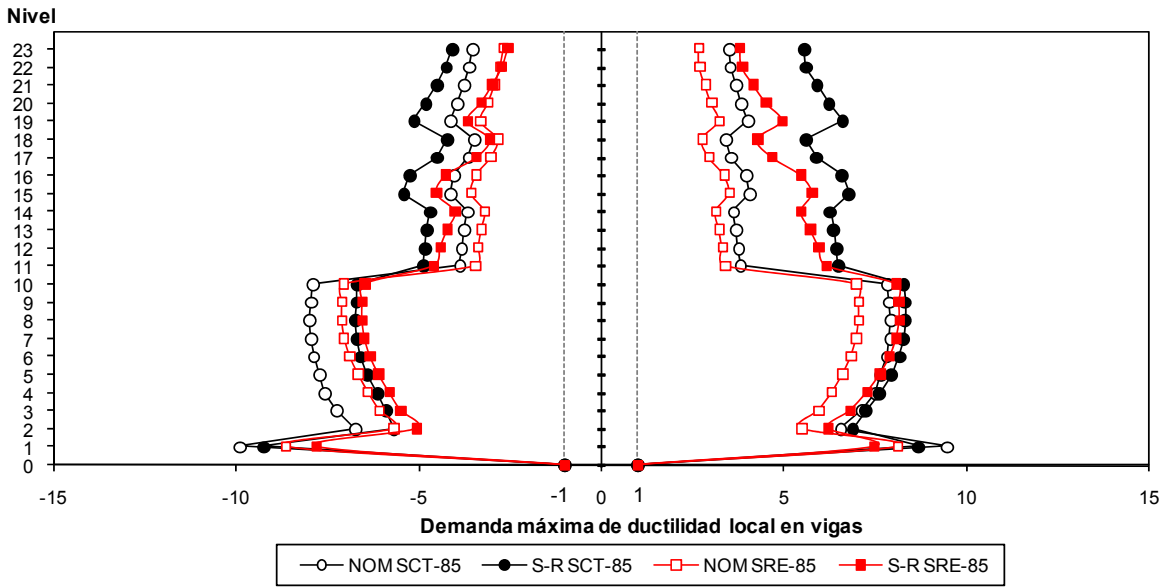


Fig 4.161 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje "12", caso I (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85

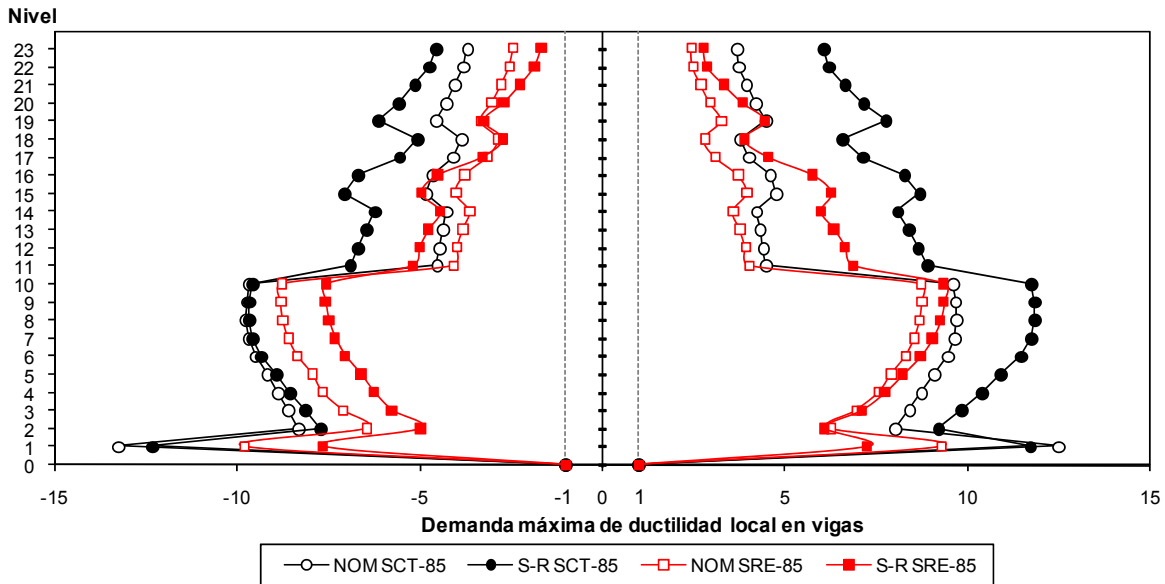


Fig 4.162 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje "12", caso II (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85

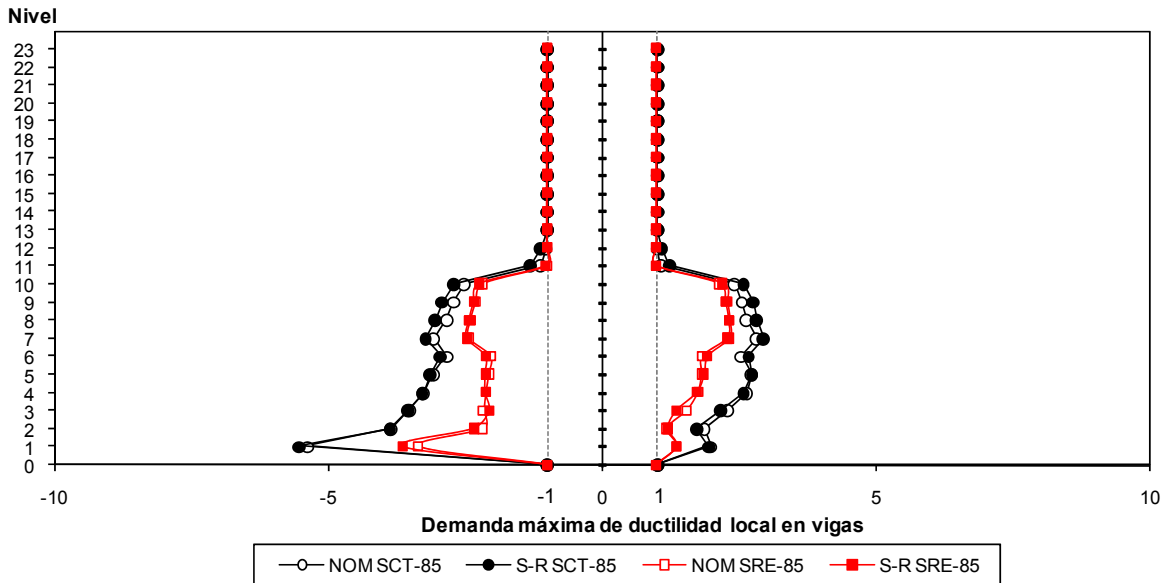


Fig 4.163 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje "12", caso III (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85

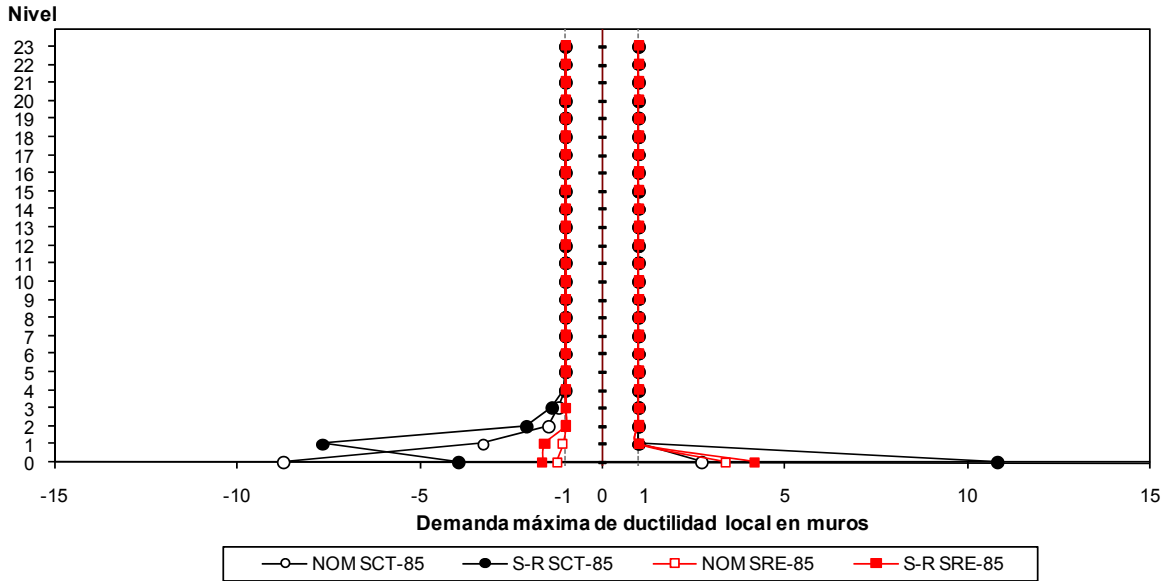


Fig 4.164 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros del eje “H”, (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85

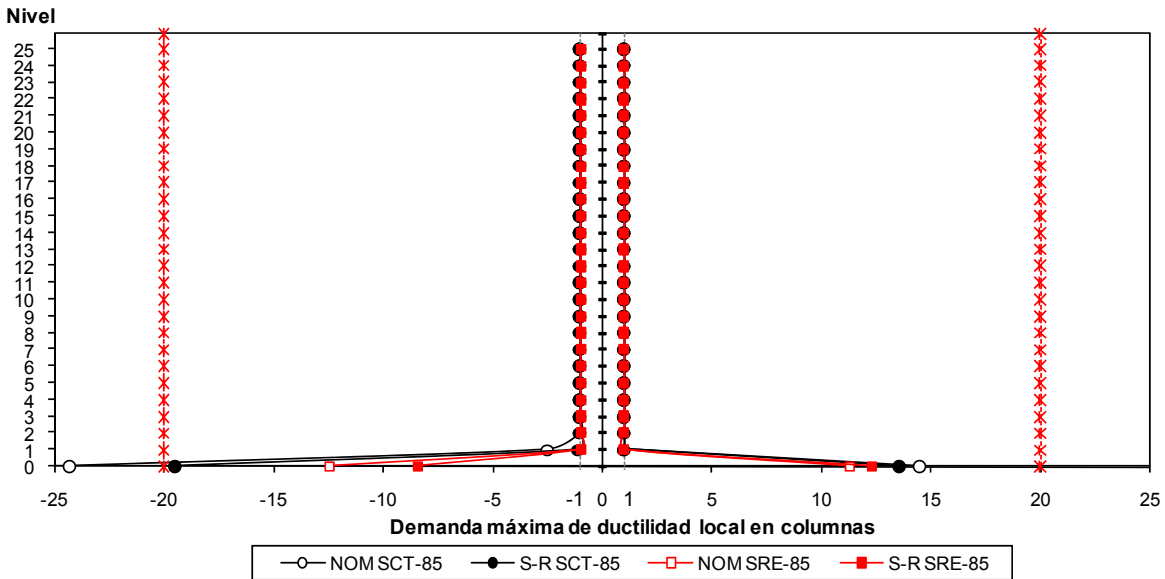


Fig 4.165 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en el muro del eje “6”, (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85

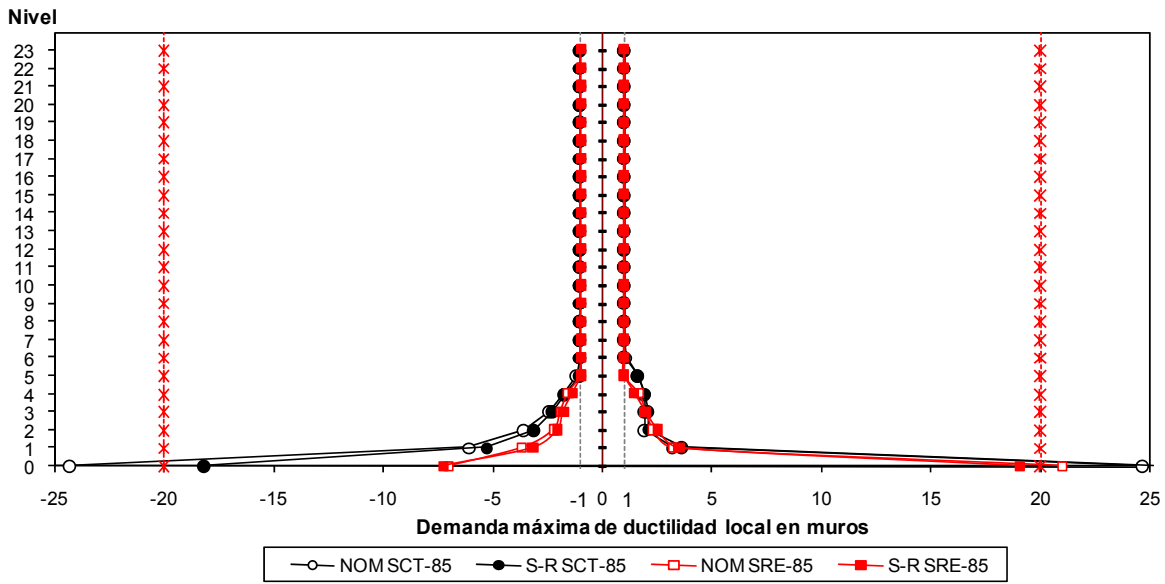


Fig 4.166 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros del eje “12”, caso I (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85

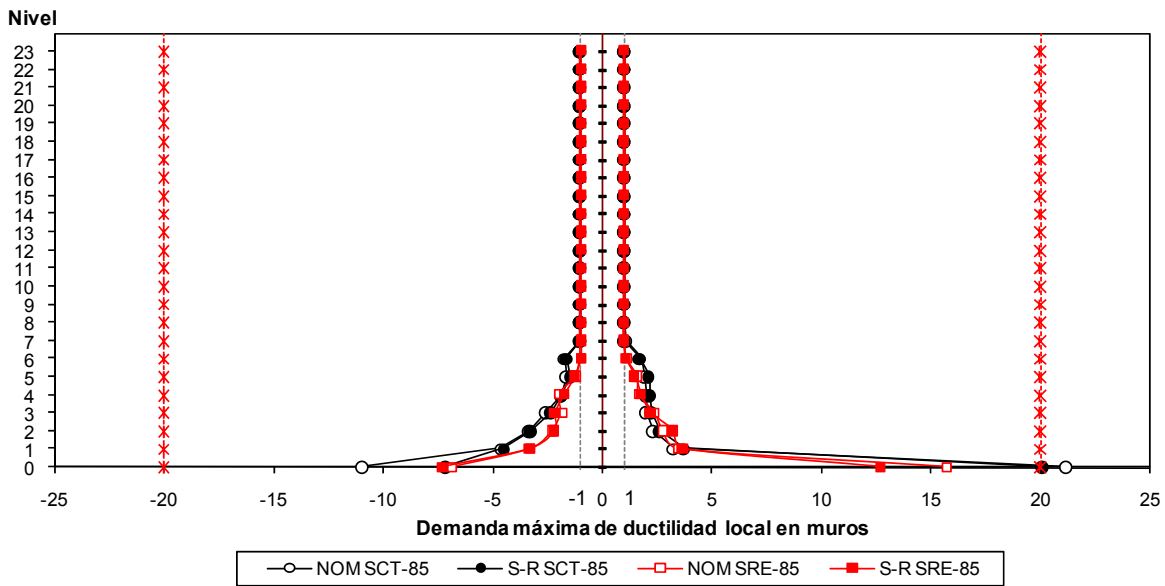


Fig 4.167 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros del eje “12”, caso II (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85

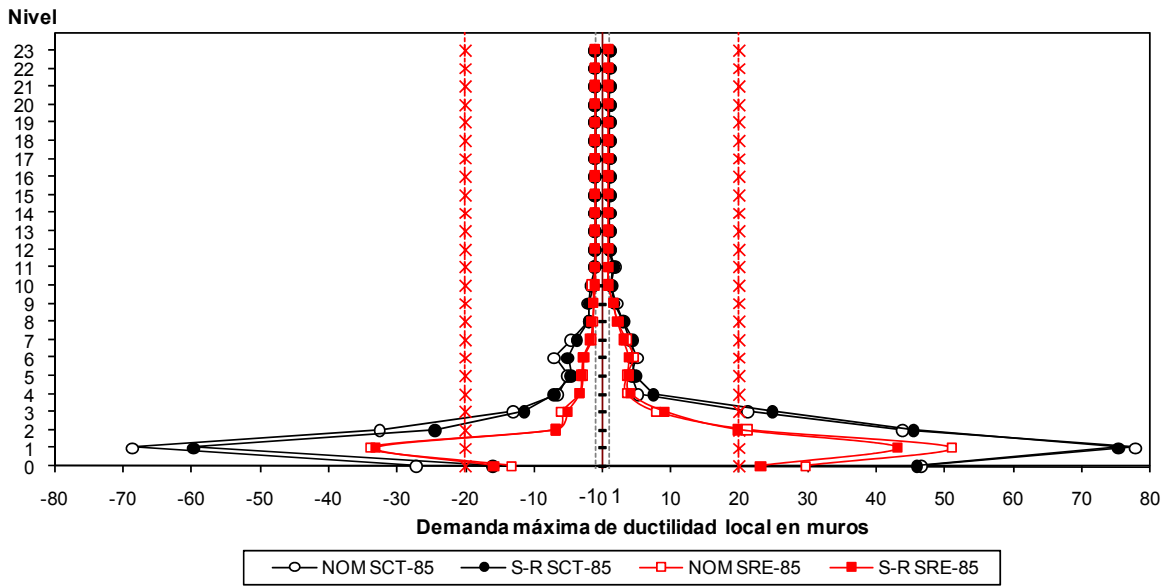


Fig 4.168 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros del eje “12”, caso III (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85

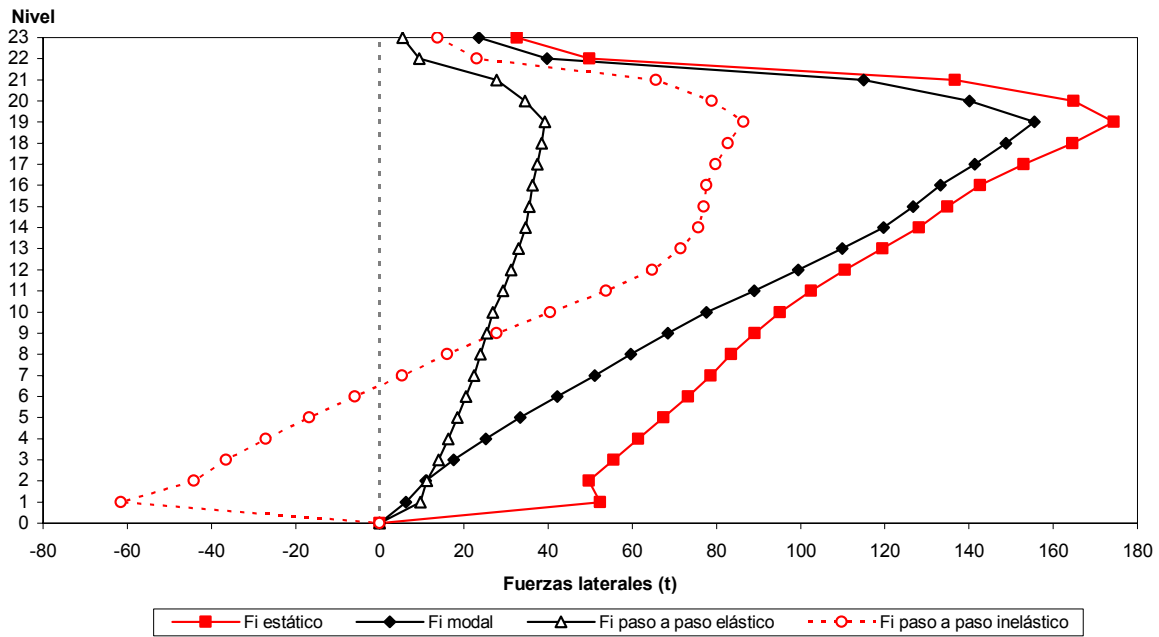


Fig 4.169 Distribución de fuerzas laterales del eje “H”

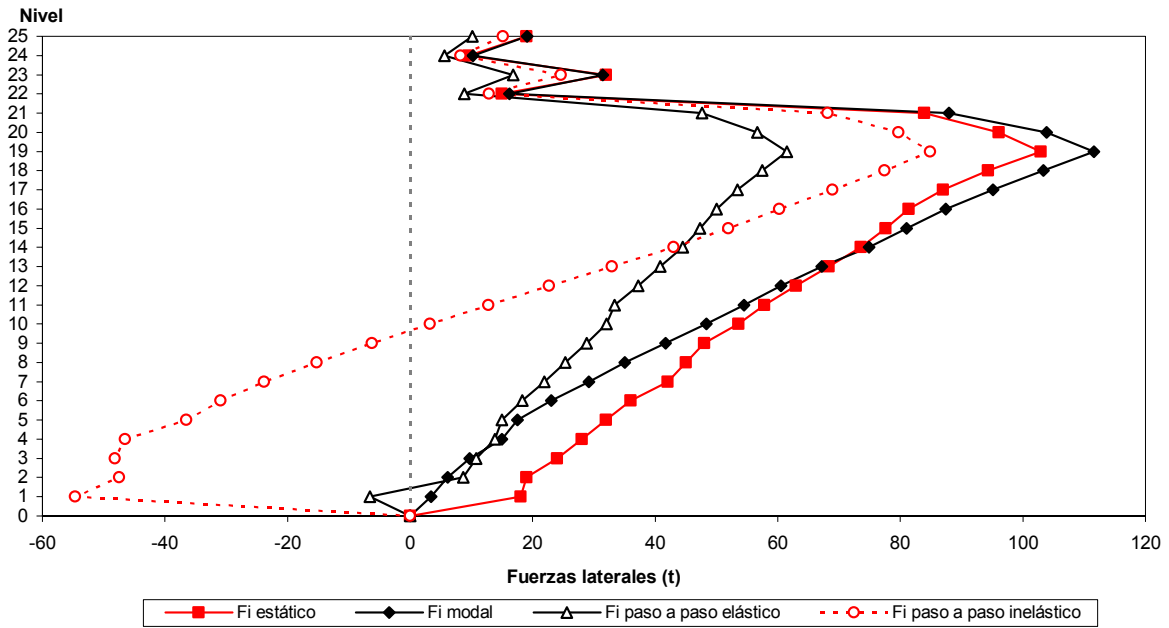


Fig 4.170 Distribución de fuerzas laterales del eje "6"

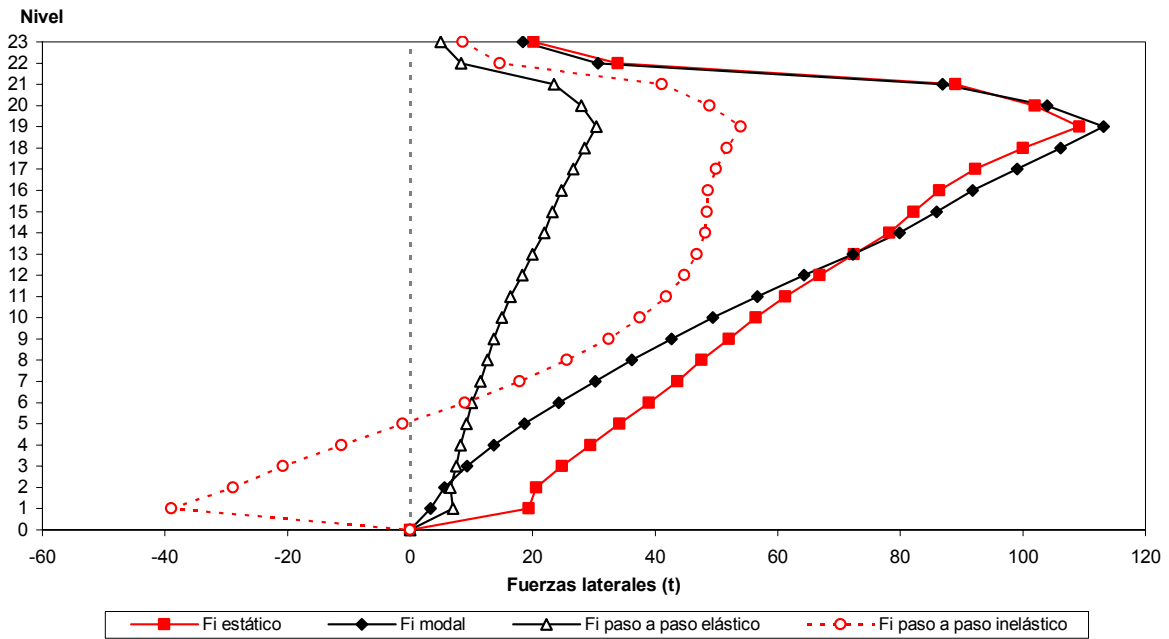
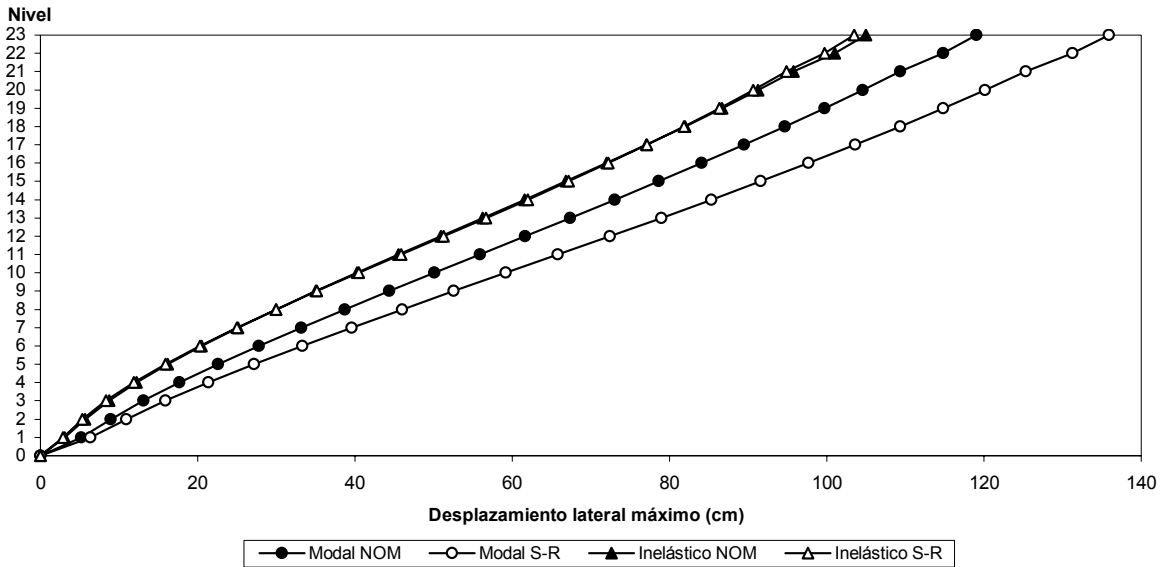
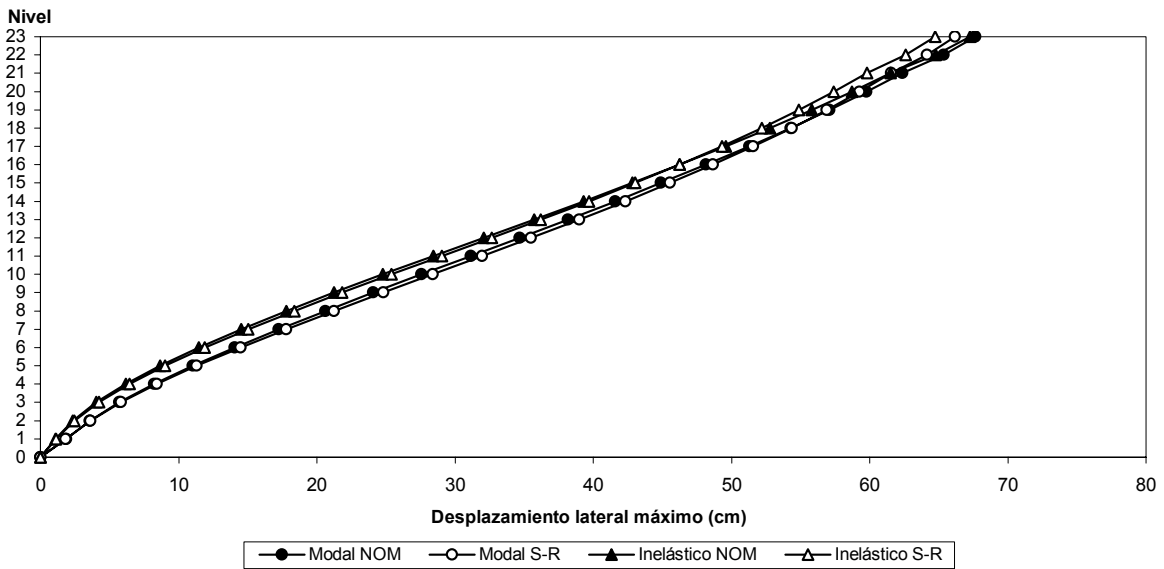


Fig 4.171 Distribución de fuerzas laterales del eje "12"

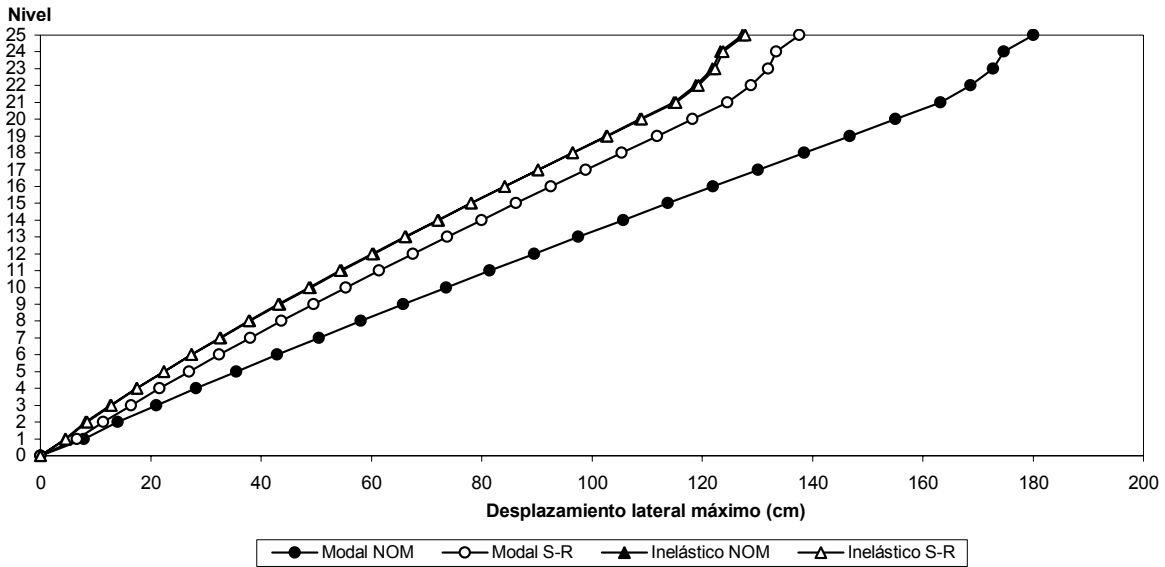


a) Caso 1, según la condición de colapso

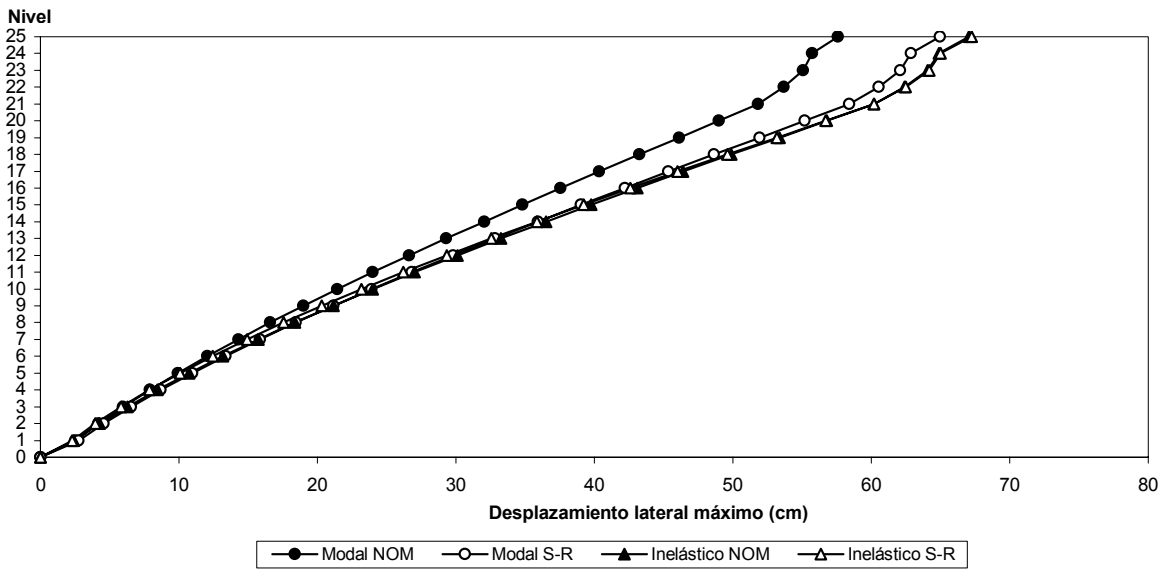


b) Caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad (trabes y muros) y relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso contra colapso

Fig 4.172 Desplazamientos horizontales máximos del eje "H" (sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over, casos 1 y 2, respectivamente

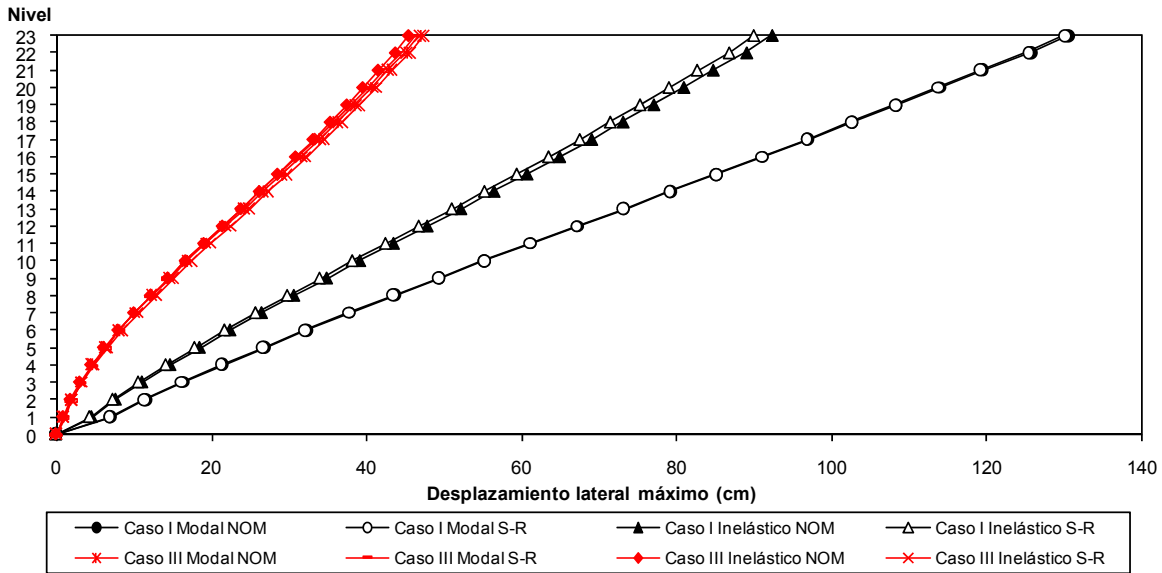


a) Caso 1, según la condición de colapso

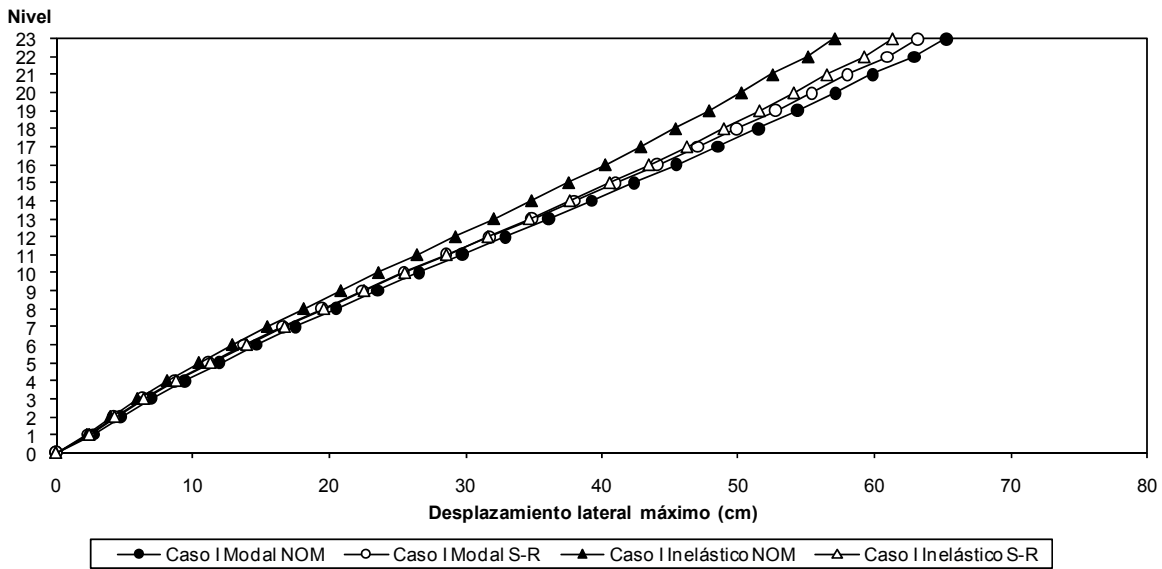


b) Caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad (trabes y muros) y relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso contra colapso

Fig 4.173 Desplazamientos horizontales máximos del eje "6" (sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over, casos 1 y 2, respectivamente

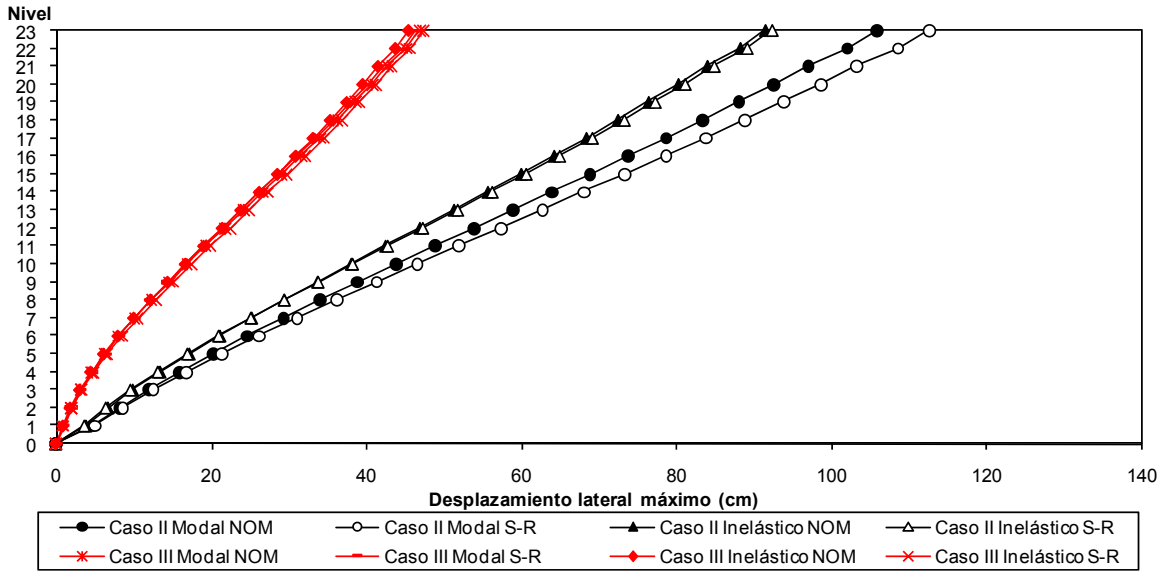


a) Caso 1, según la condición de colapso

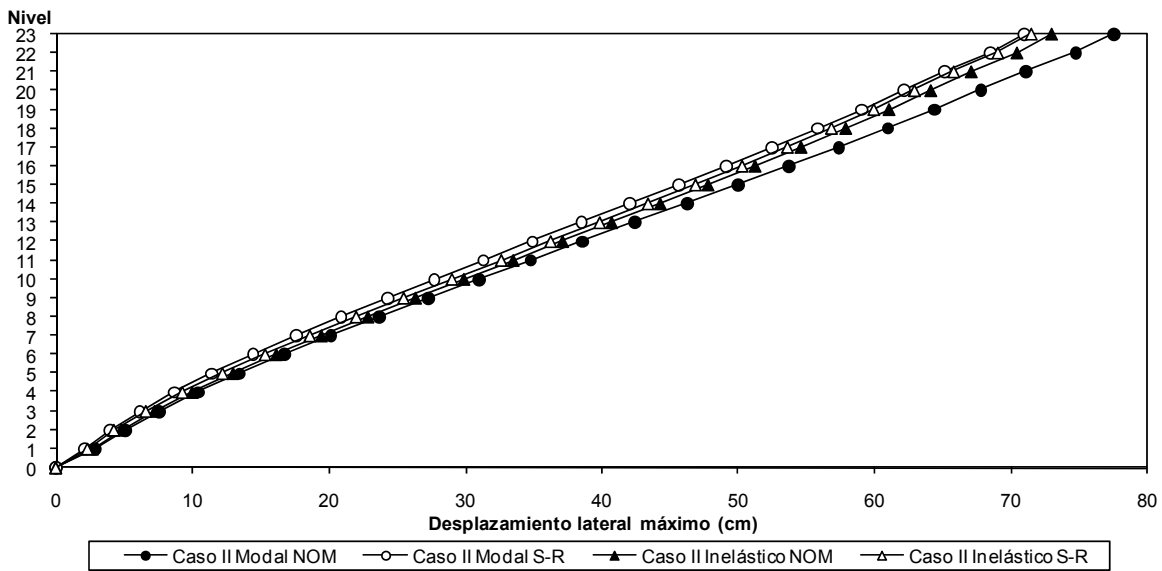


b) Caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad (trabes y muros) y relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso contra colapso

Fig 4.174 Desplazamientos horizontales máximos del eje “12”, casos I y III (sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over, casos 1 y 2, respectivamente

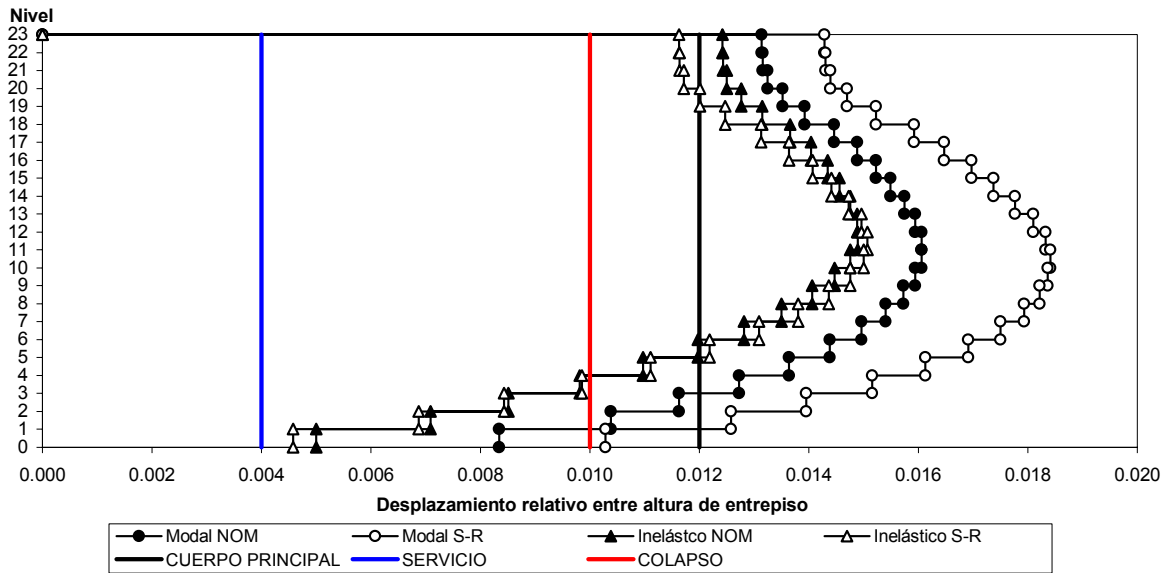


a) Caso 1, según la condición de colapso

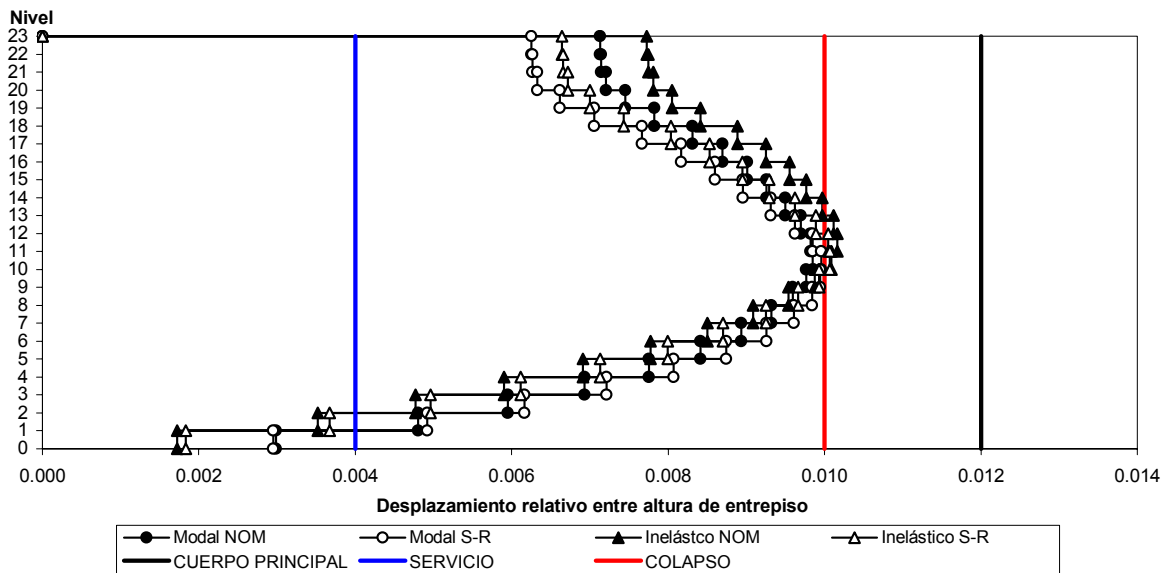


b) Caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad (trabes y muros) y relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso contra colapso

Fig 4.175 Desplazamientos horizontales máximos del eje “12”, casos II y III (sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over, casos 1 y 2, respectivamente

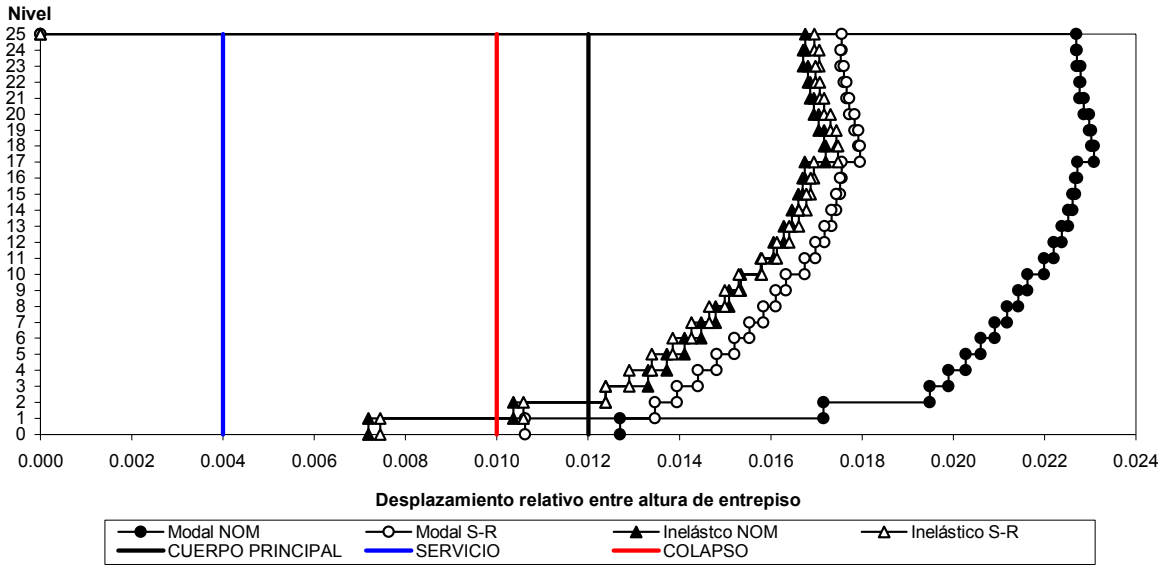


a) Caso 1, según la condición de colapso

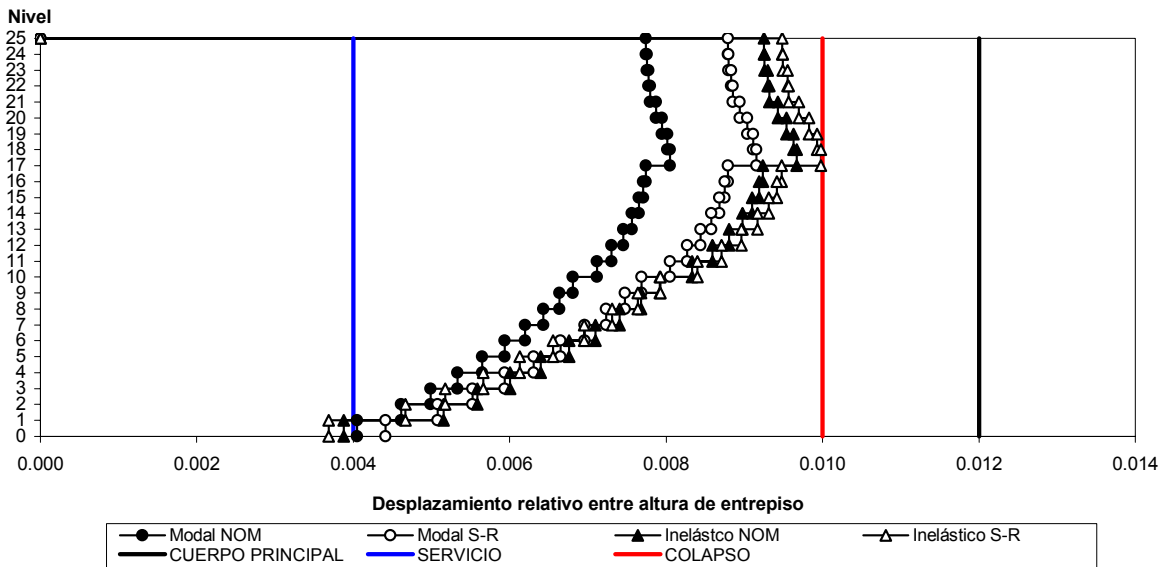


b) Caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad (trabes y muros) y relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso contra colapso

Fig 4.176 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje "H" (sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over, casos 1 y 2, respectivamente

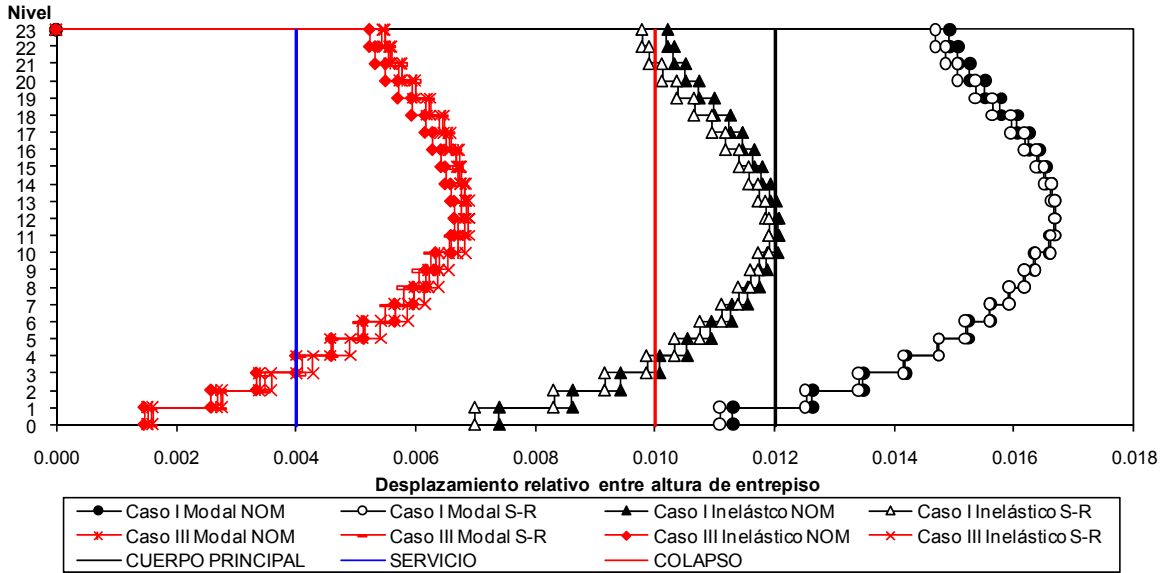


a) Caso 1, según la condición de colapso

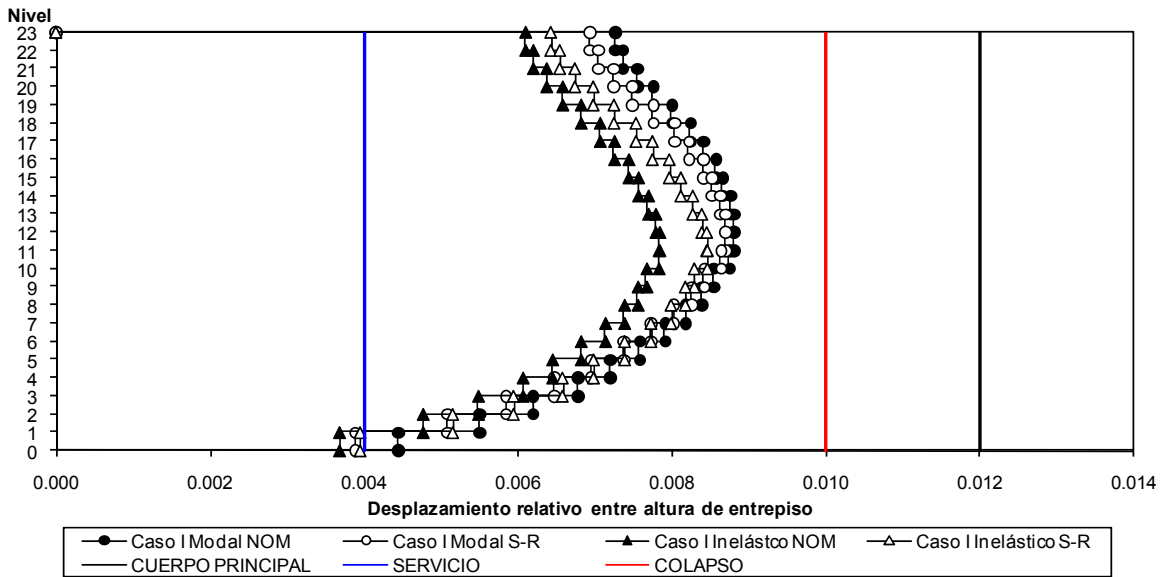


b) Caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad (trabes y muros) y relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso contra colapso

Fig 4.177 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje "6" (sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over, casos 1 y 2, respectivamente

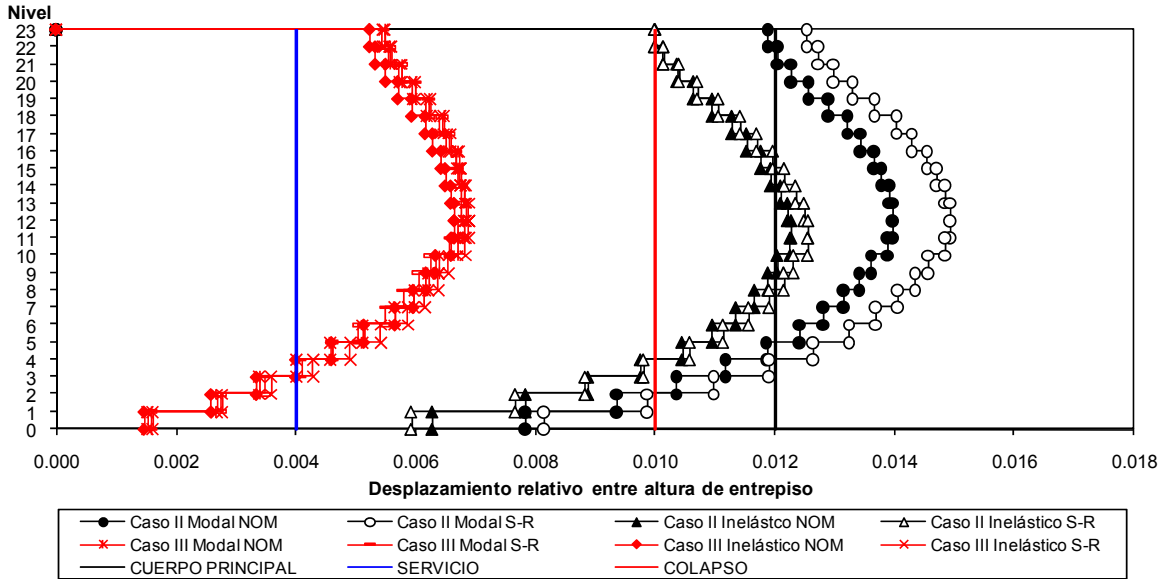


a) Caso 1, según la condición de colapso

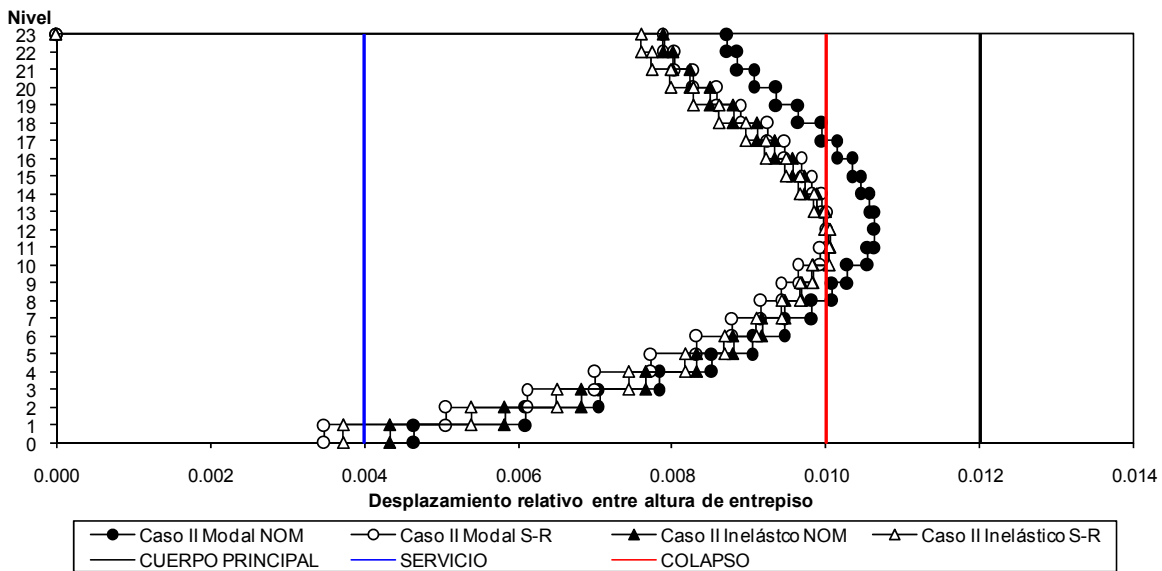


b) Caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad (trabes y muros) y relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso contra colapso

Fig 4.178 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje "12", casos I y III (sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over, casos 1 y 2, respectivamente

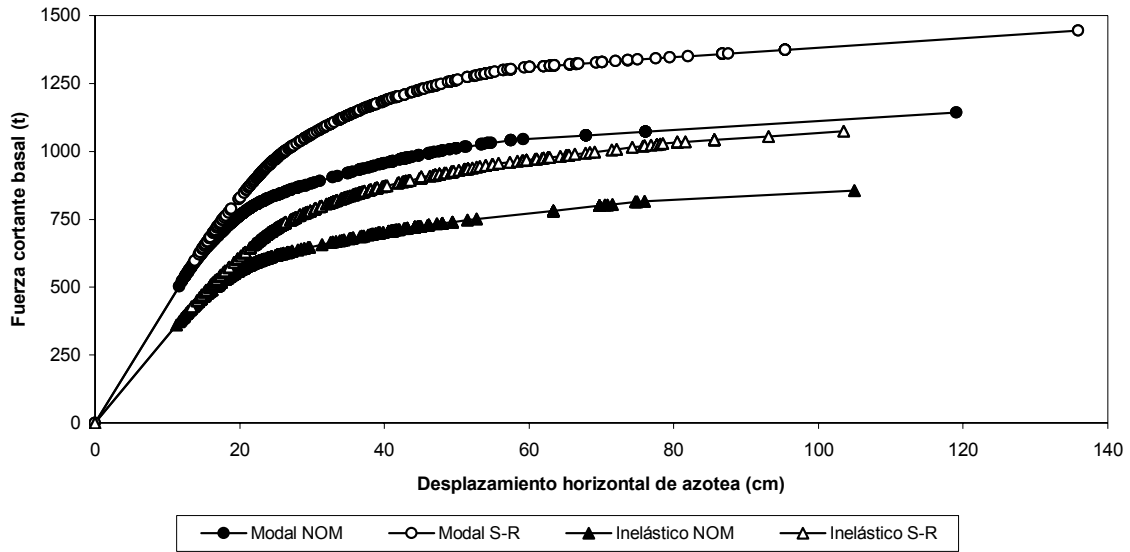


a) Caso 1, según la condición de colapso

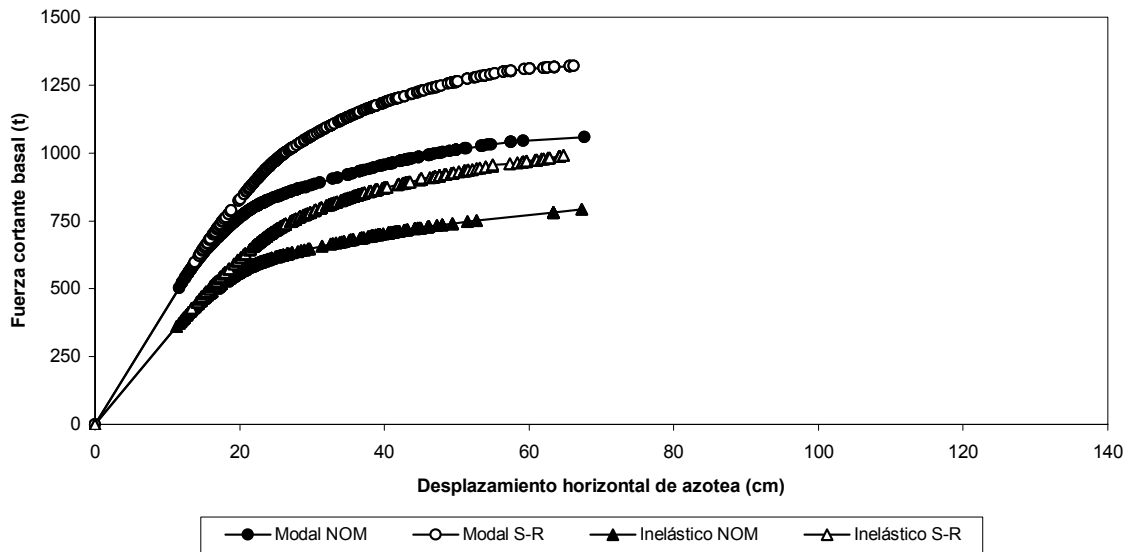


b) Caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad (trabes y muros) y relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso contra colapso

Fig 4.179 Relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso del eje "12", casos II y III (sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over, casos 1 y 2, respectivamente

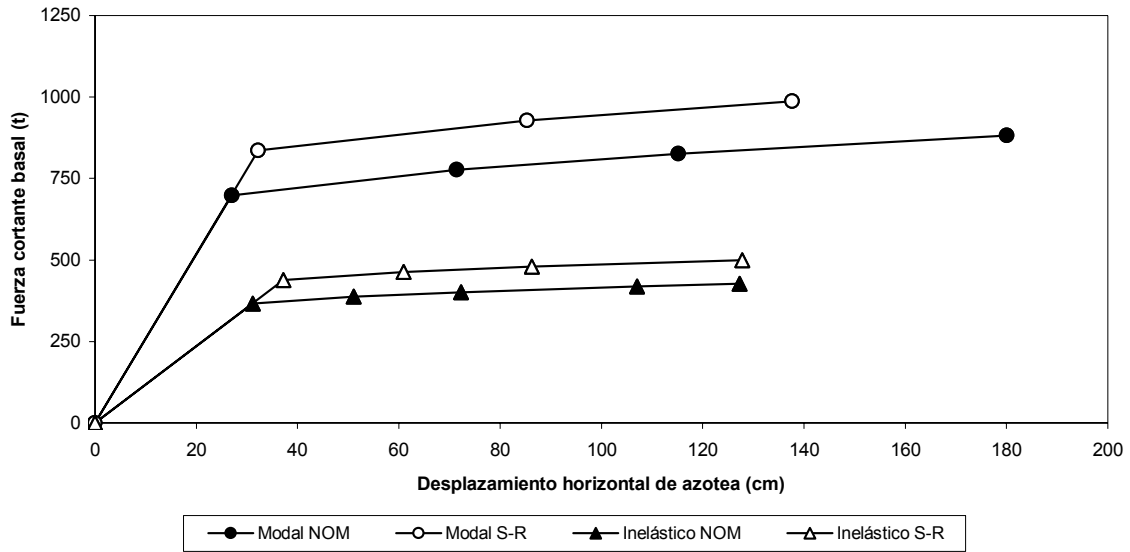


a) Caso 1, según la condición de colapso

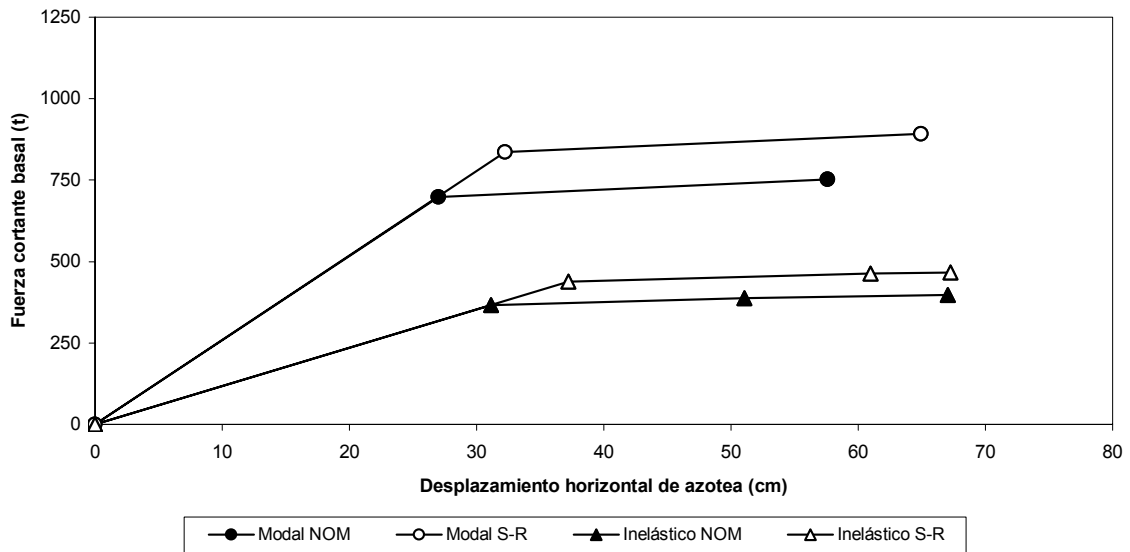


b) Caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad (trabes y muros) y relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso contra colapso

Fig 4.180 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "H" (sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over, casos 1 y 2, respectivamente

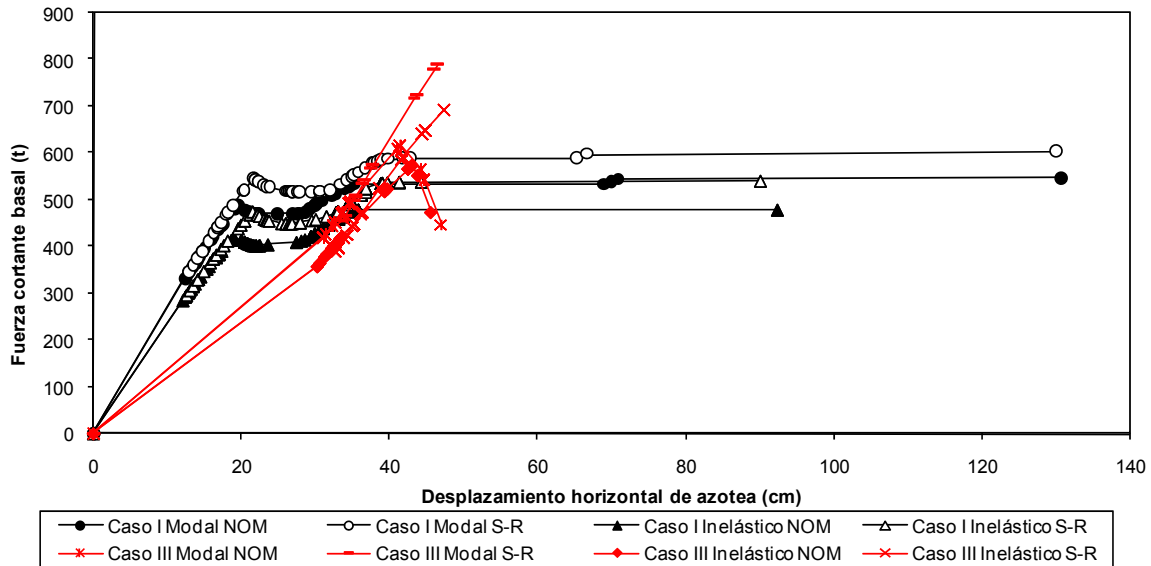


a) Caso 1, según la condición de colapso

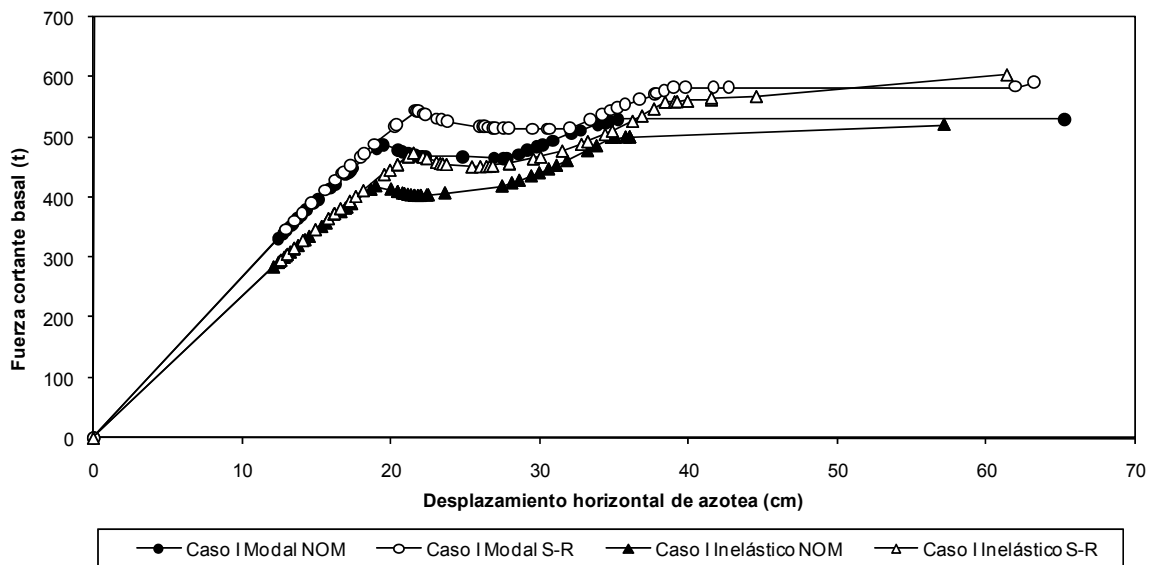


b) Caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad (trabes y muros) y relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso contra colapso

Fig 4.181 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "6" (sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over, casos 1 y 2, respectivamente

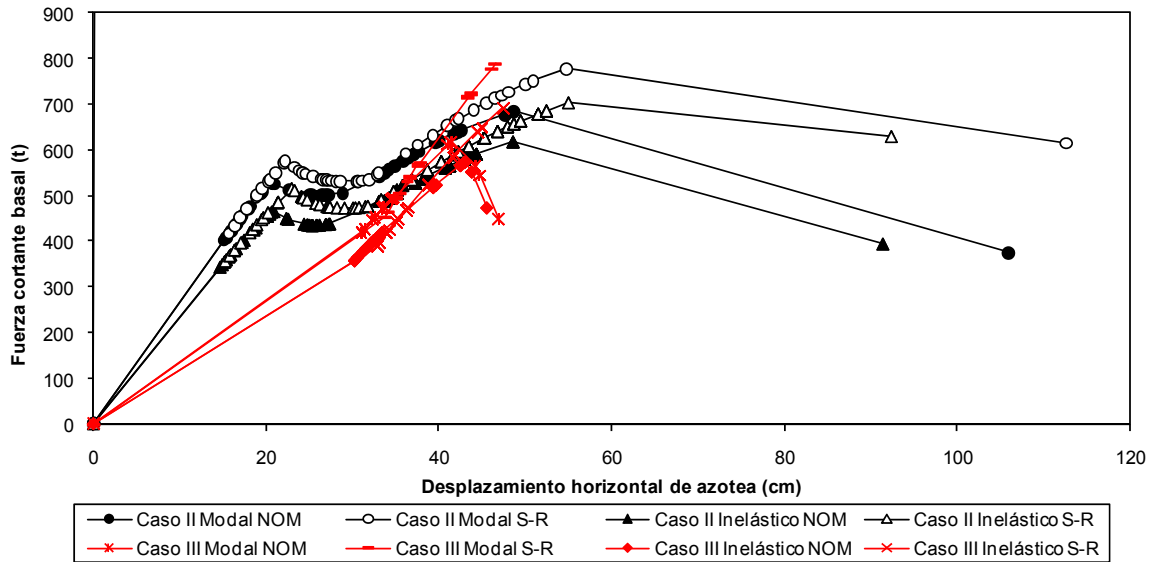


a) Caso 1, según la condición de colapso

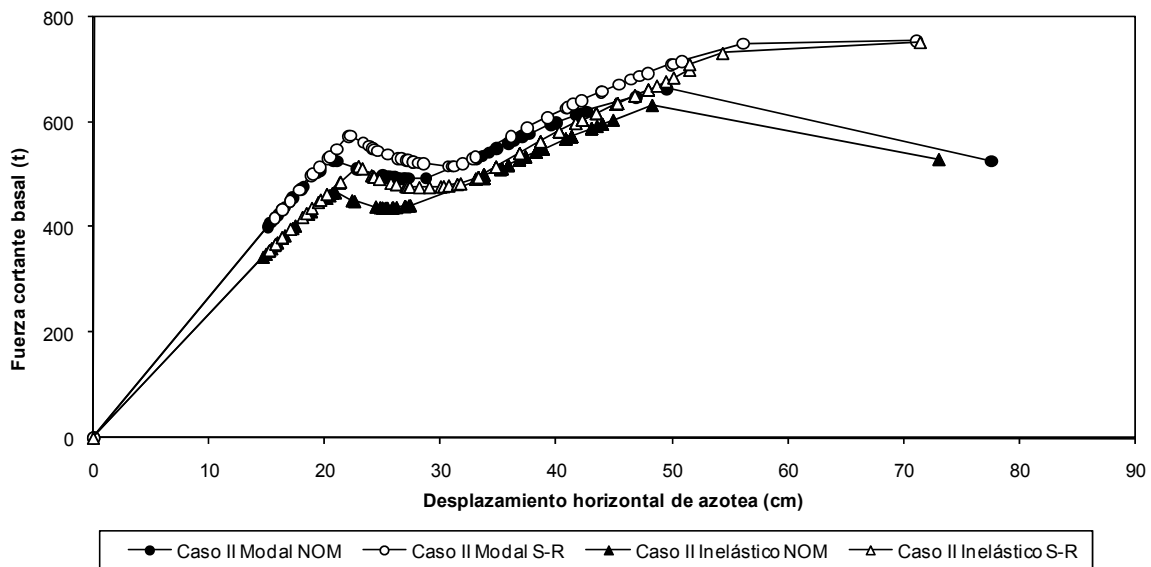


b) Caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad (trabes y muros) y relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso contra colapso

Fig 4.182 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12", casos I y III (sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over, casos 1 y 2, respectivamente



a) Caso 1, según la condición de colapso



b) Caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad (trabes y muros) y relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso contra colapso

Fig 4.183 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12", casos II y III (sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over, casos 1 y 2, respectivamente

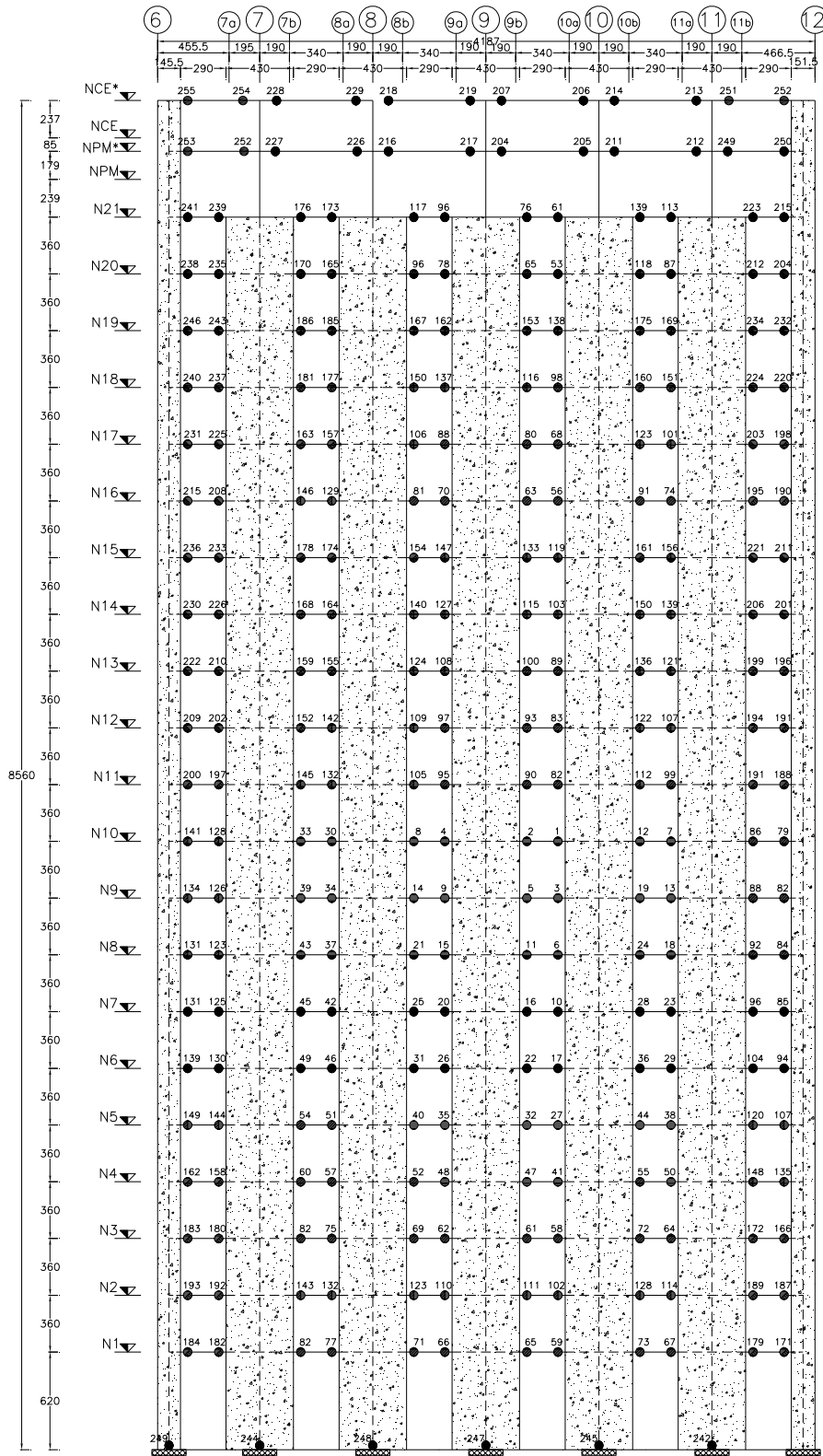


Fig 4.184 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "H" (inelástico con resistencias nominales), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

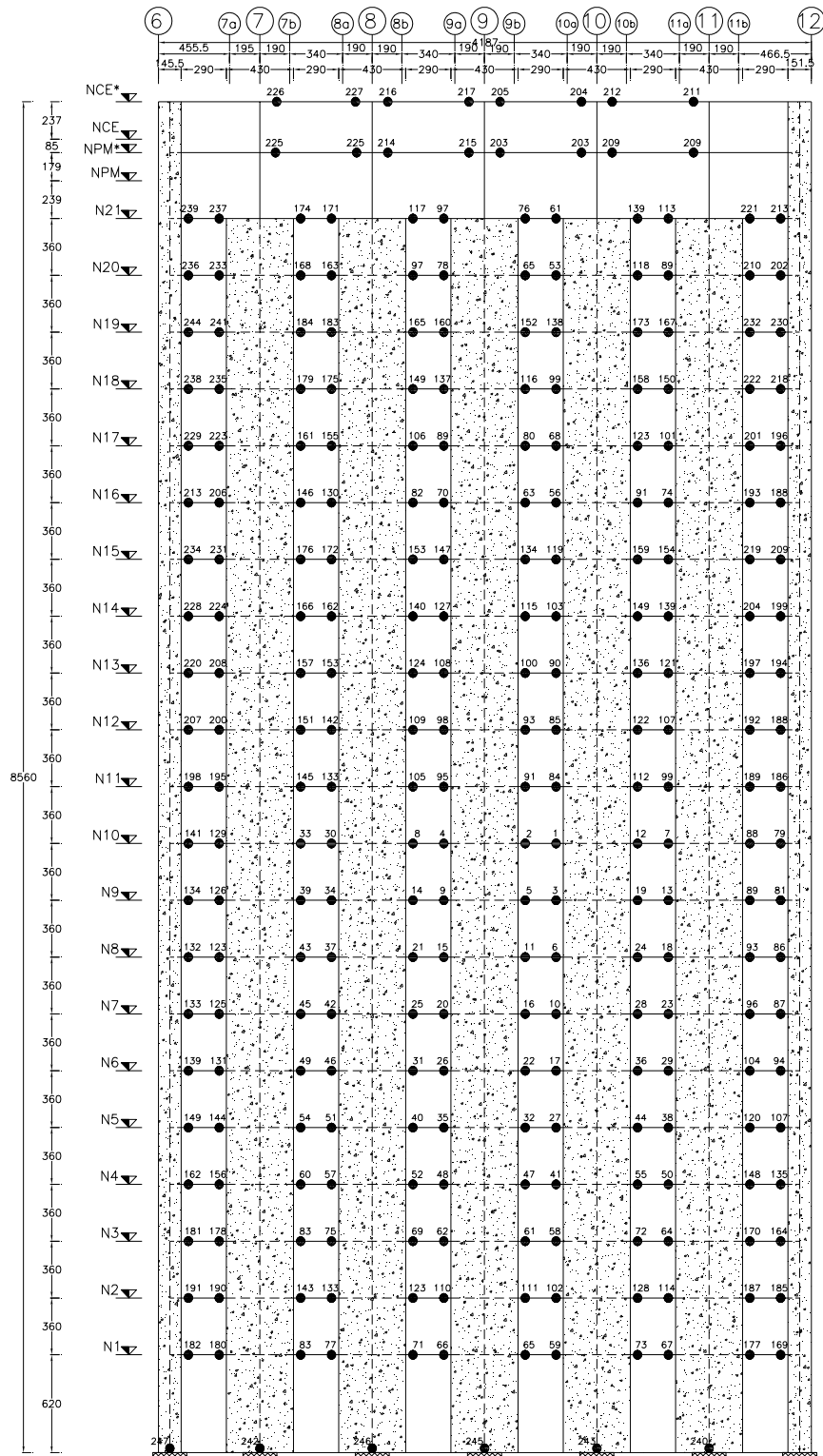


Fig 4.185 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “H” (inelástico con resistencias nominales), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad y drifts contra colapso)

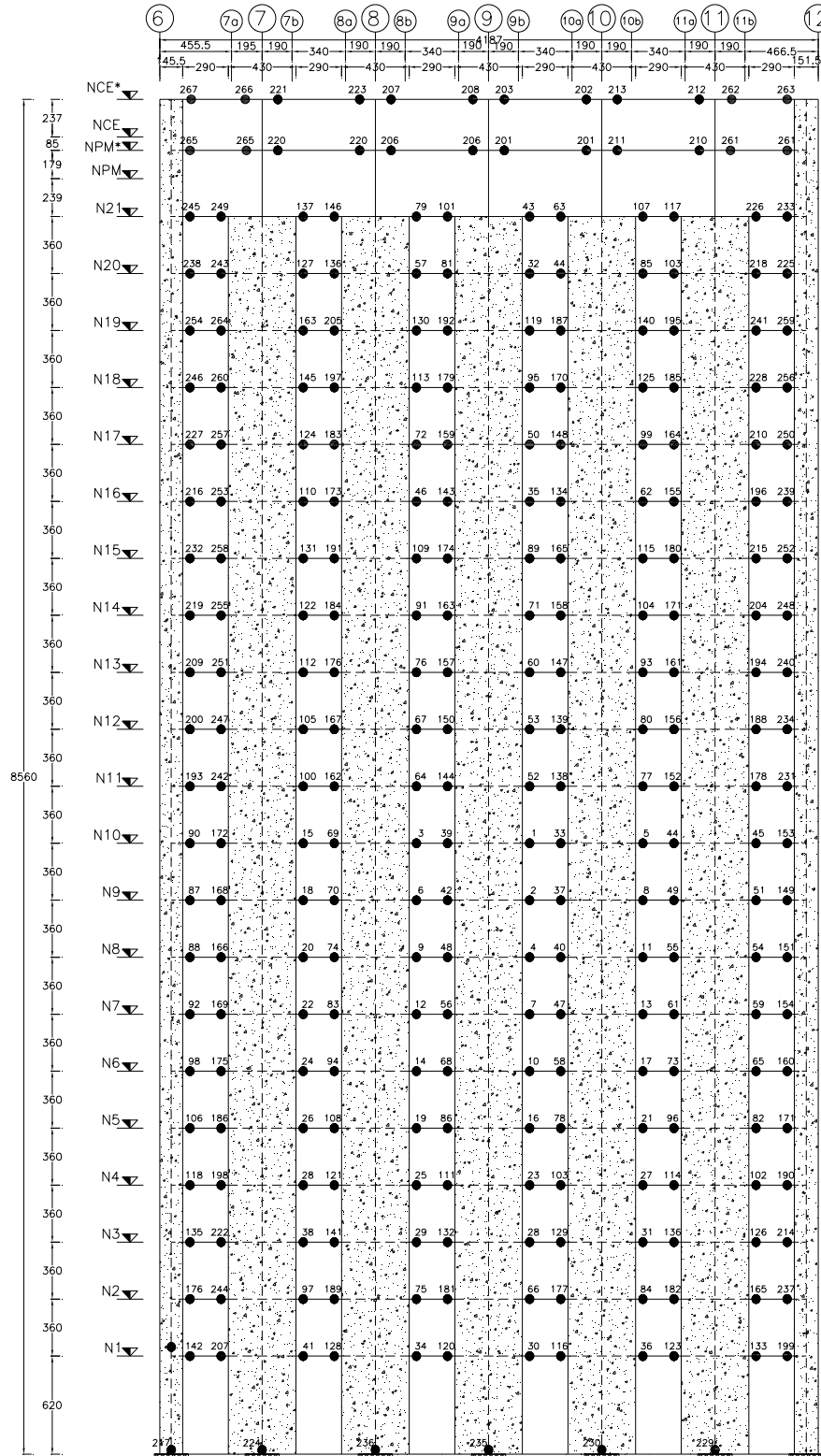


Fig 4.186 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “H” (inelástico con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

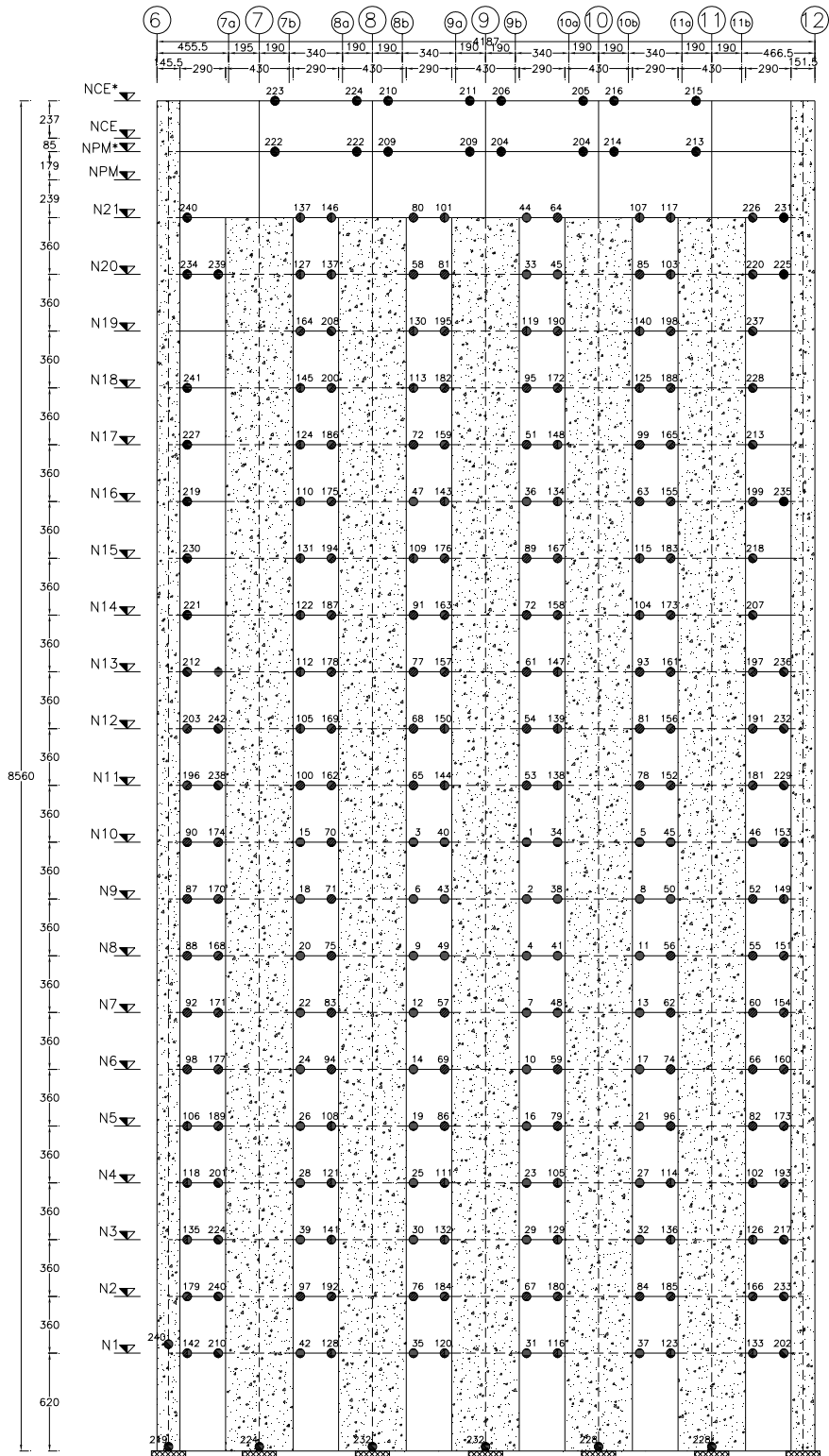


Fig 4.187 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "H" (inelástico con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad y drifts contra colapso)

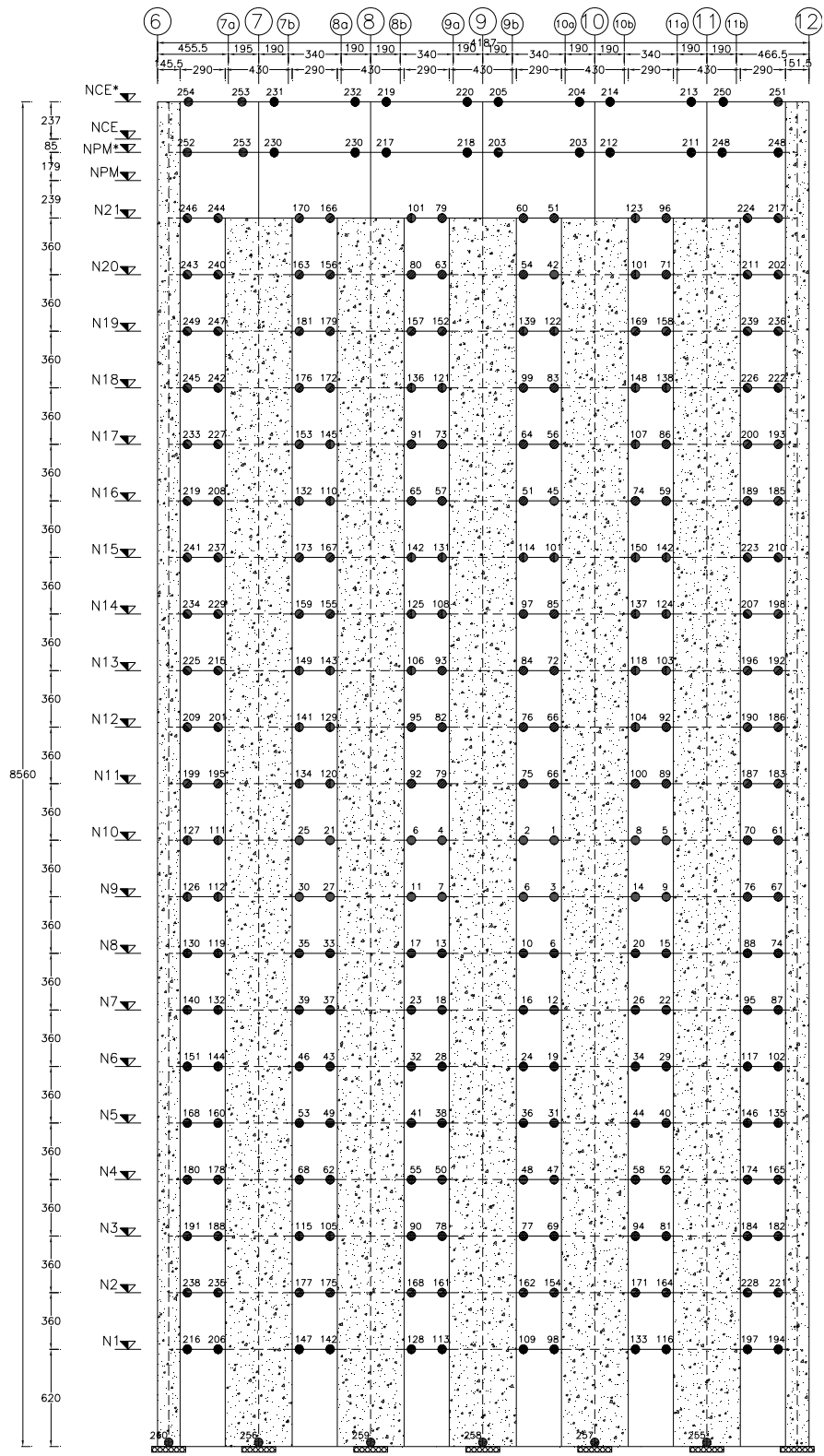


Fig 4.188 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “H” (inelástico con resistencias nominales), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

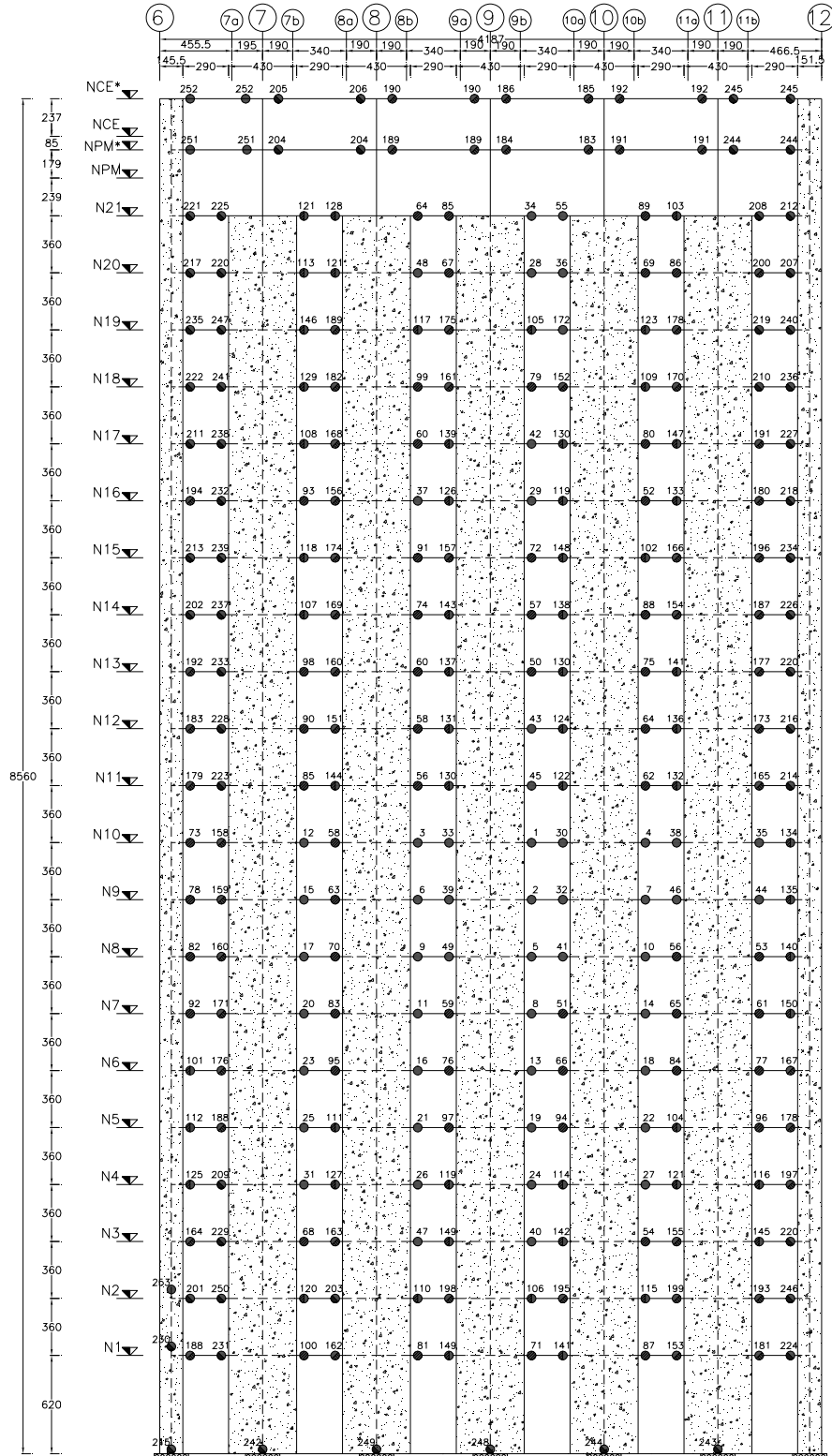


Fig 4.190 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “H” (inelástico con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

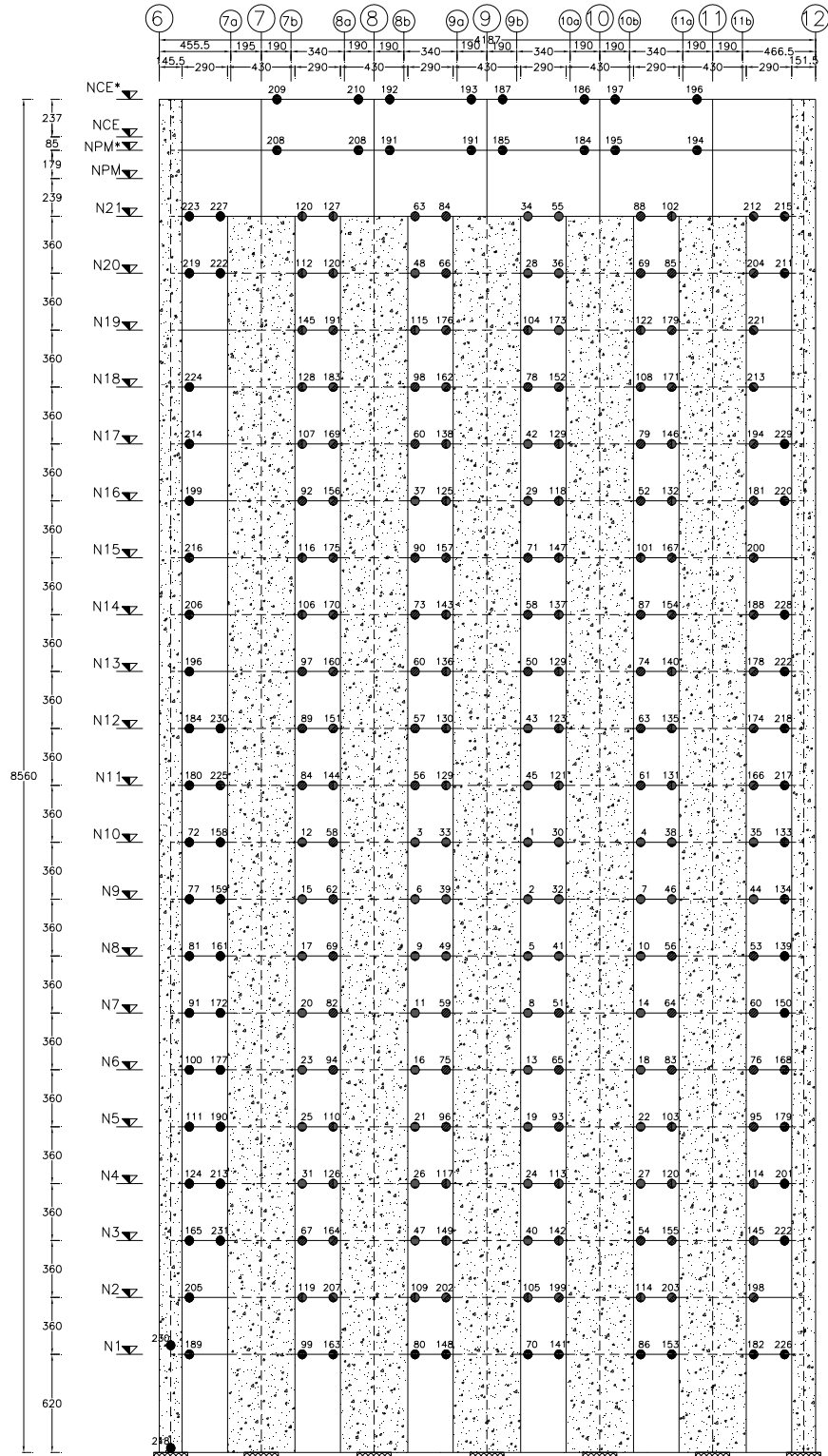


Fig 4.191 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “H” (inelástico con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad y drifts contra colapso)

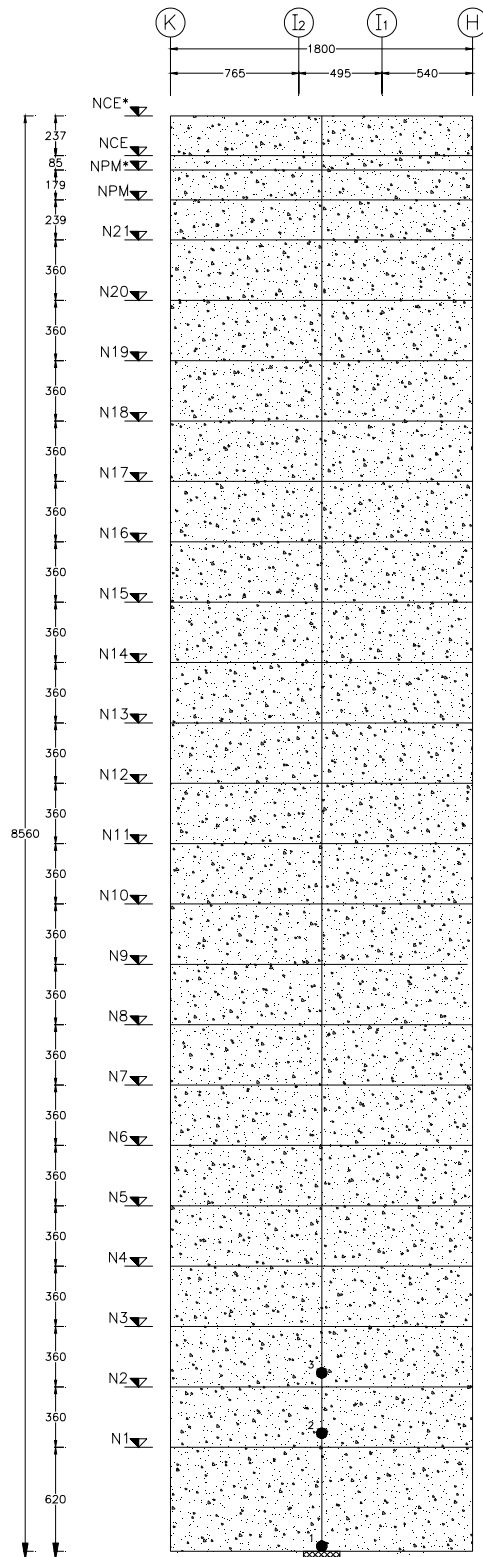


Fig 4.192 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "6" (inelástico con resistencias nominales), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

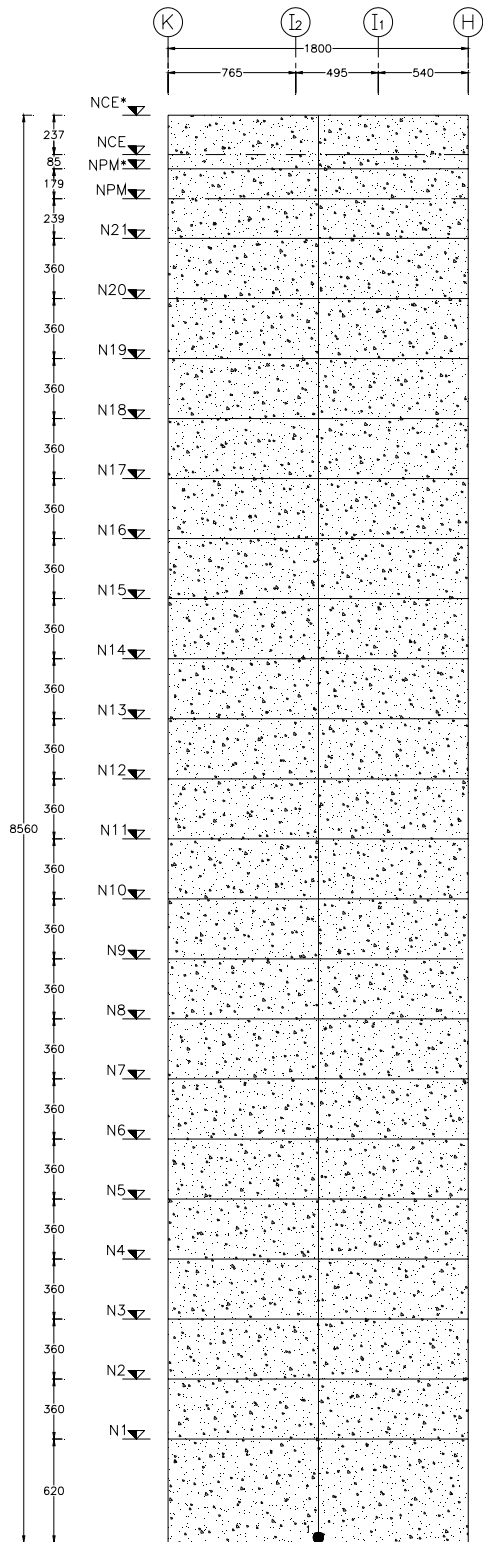


Fig 4.193 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “6” (inelástico con resistencias nominales), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad y drifts contra colapso)

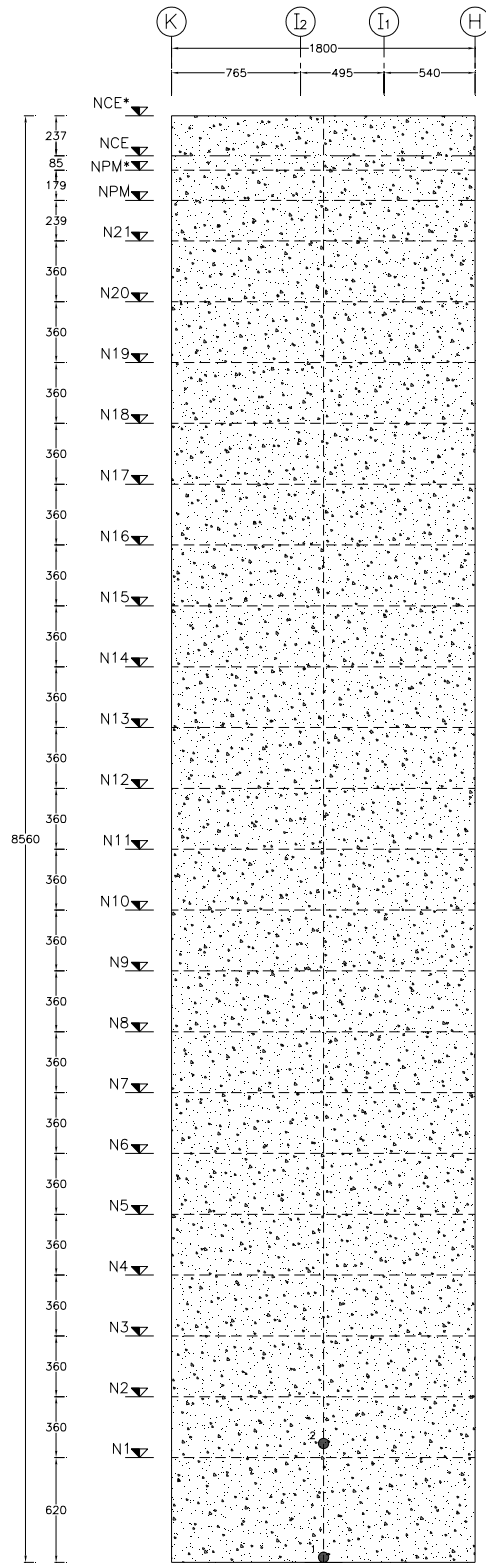


Fig 4.194 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “6” (inelástico con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

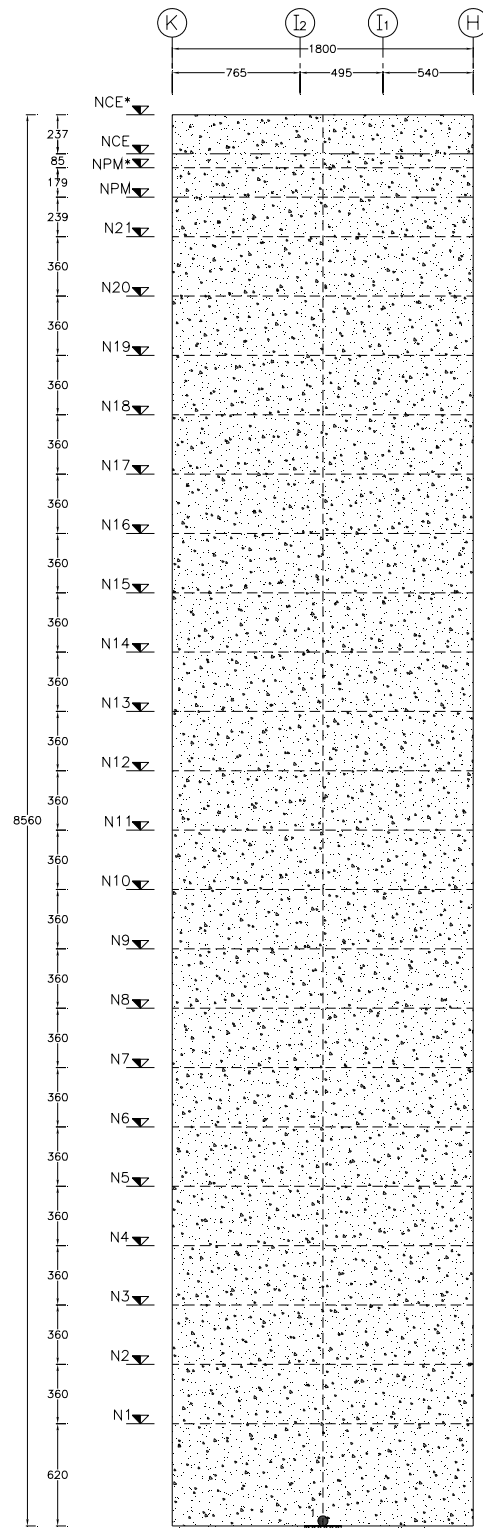


Fig 4.195 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "6" (inelástico con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad y drifts contra colapso)

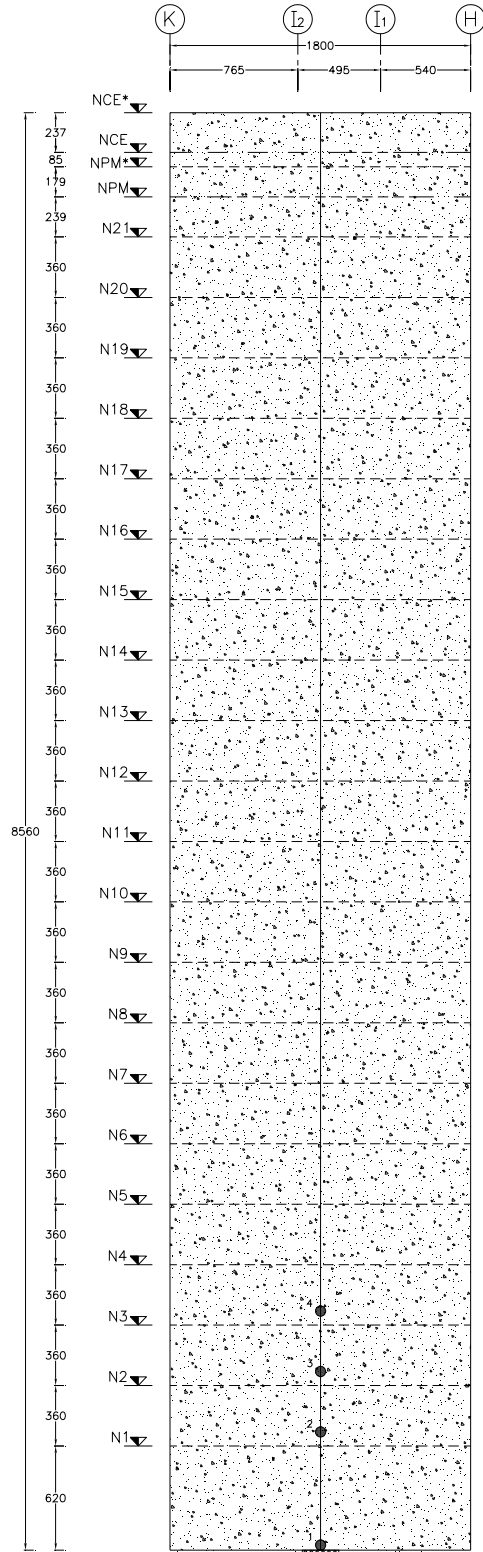


Fig 4.196 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "6" (inelástico con resistencias nominales), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

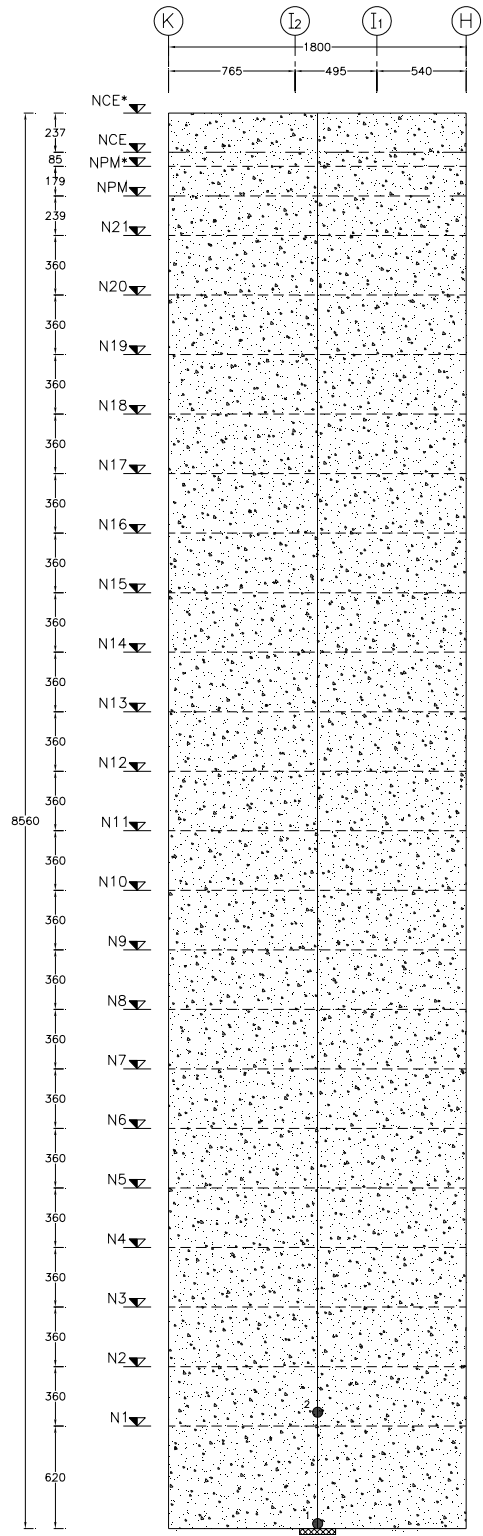


Fig 4.197 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “6” (inelástico con resistencias nominales), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad y drifts contra colapso)

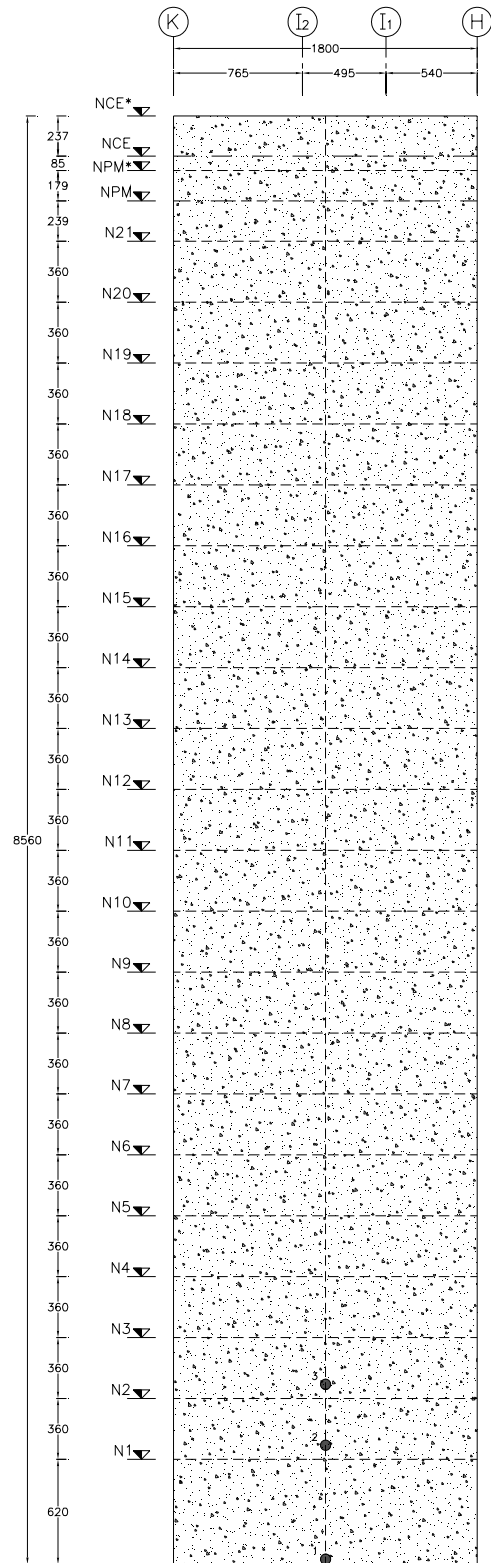


Fig 4.198 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "6" (inelástico con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

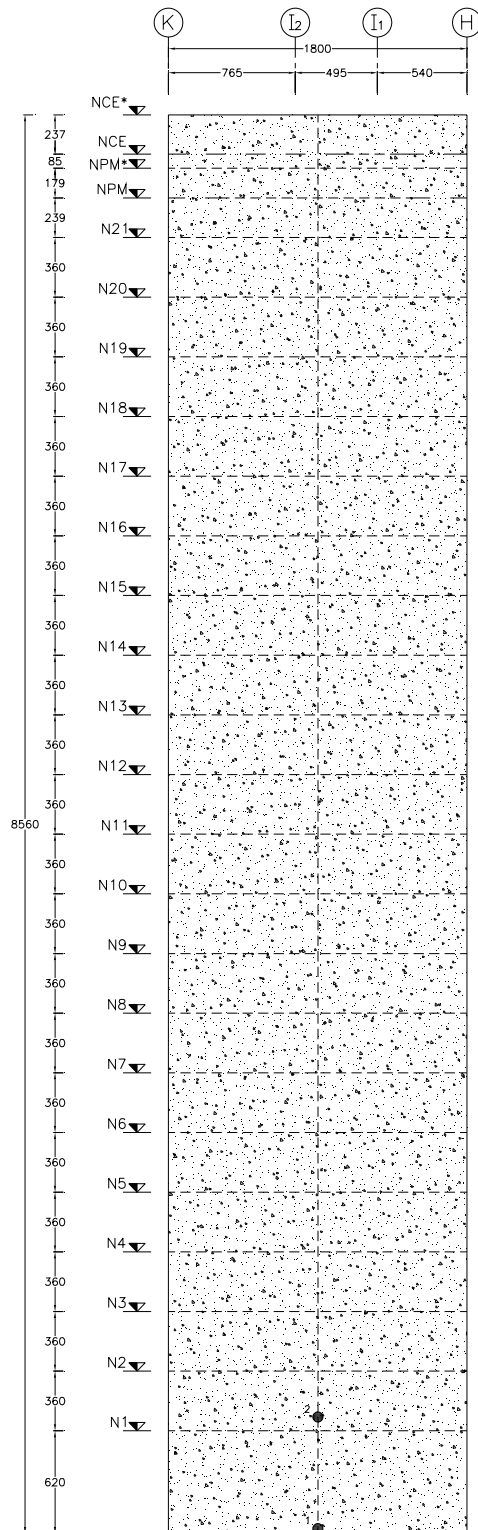


Fig 4.199 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “6” (inelástico con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad y drifts contra colapso)

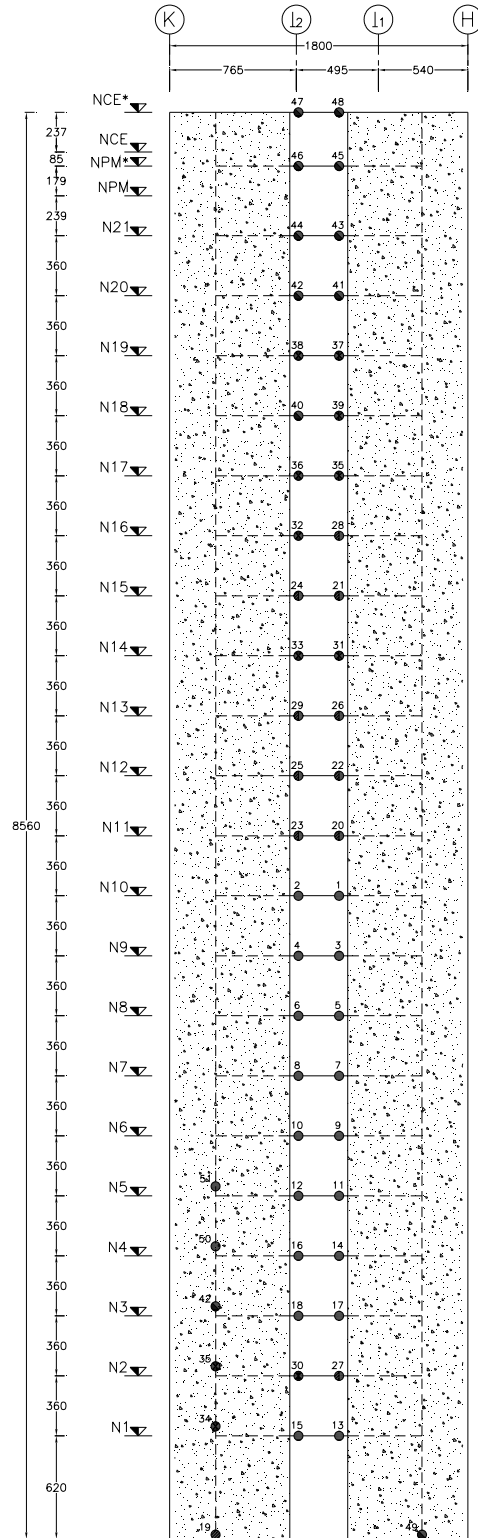


Fig 4.200 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “12”, caso I (inelástico con resistencias nominales), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

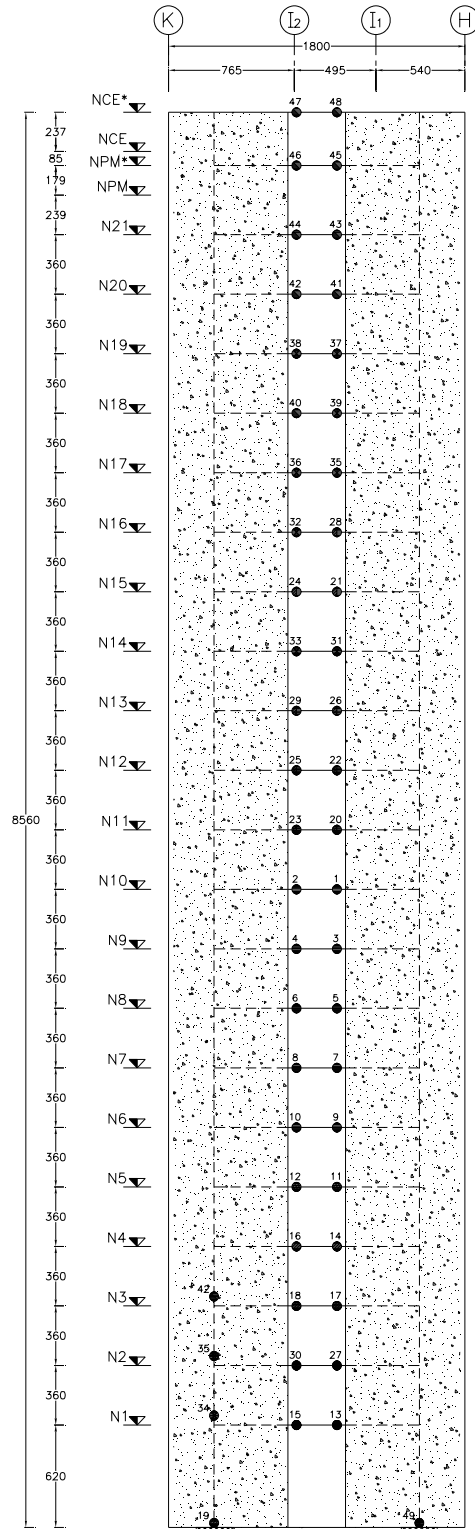


Fig 4.201 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "12", caso I (inelástico con resistencias nominales), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad y drifts contra colapso)

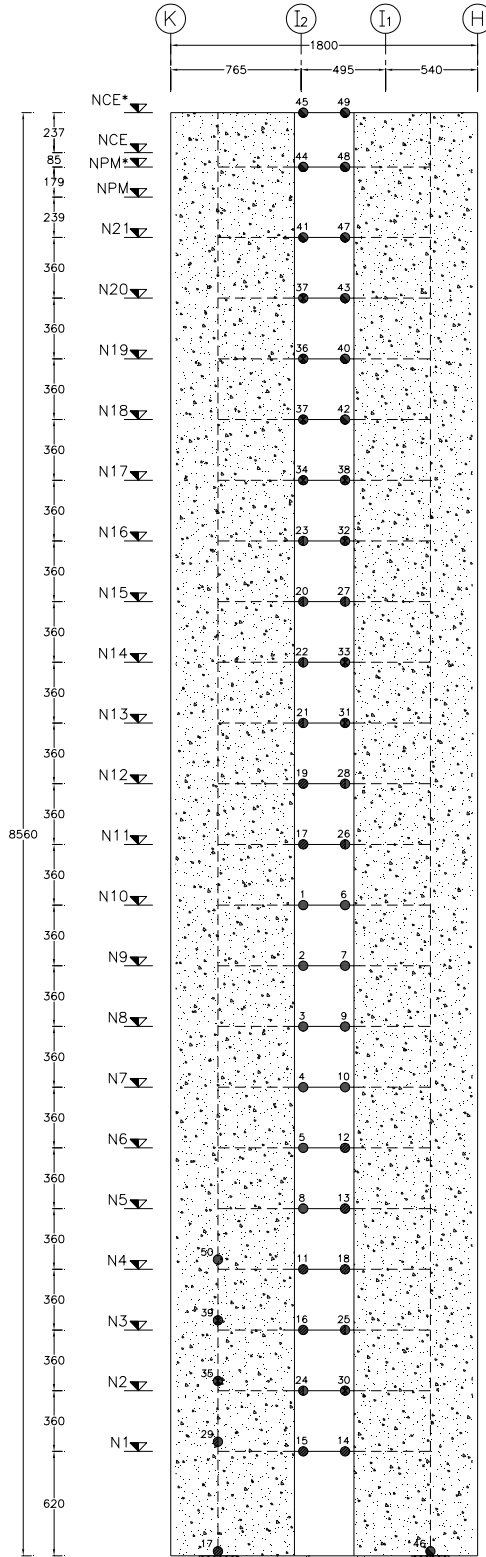


Fig 4.202 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “12”, caso I (inelástico con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

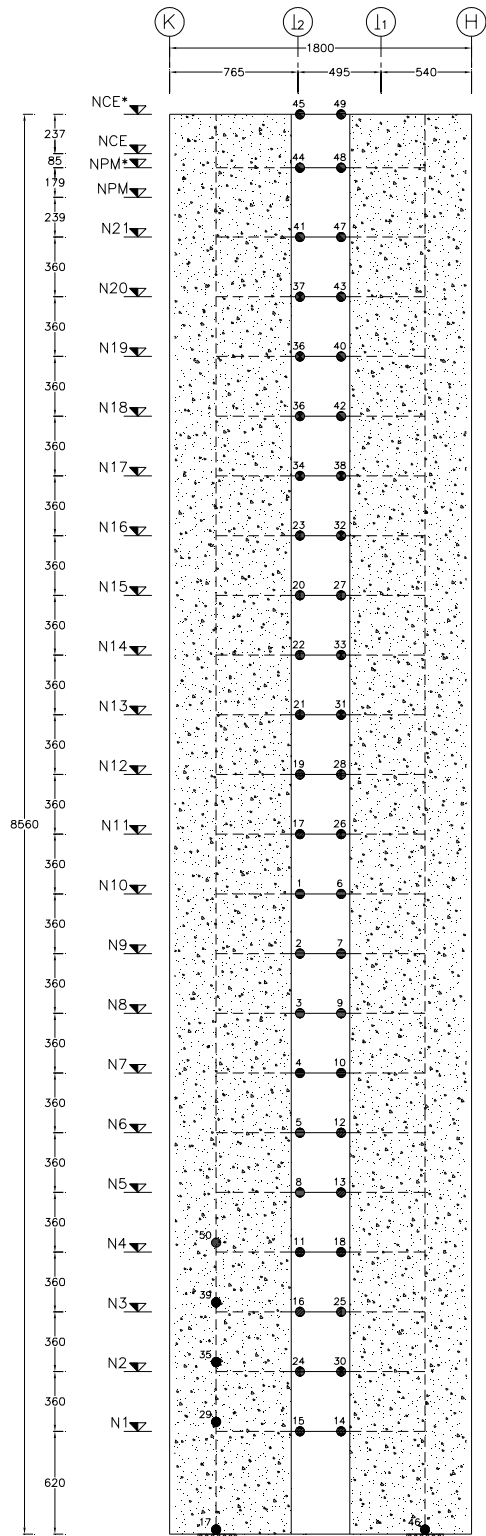


Fig 4.203 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "12", caso I (inelástico con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad y drifts contra colapso)

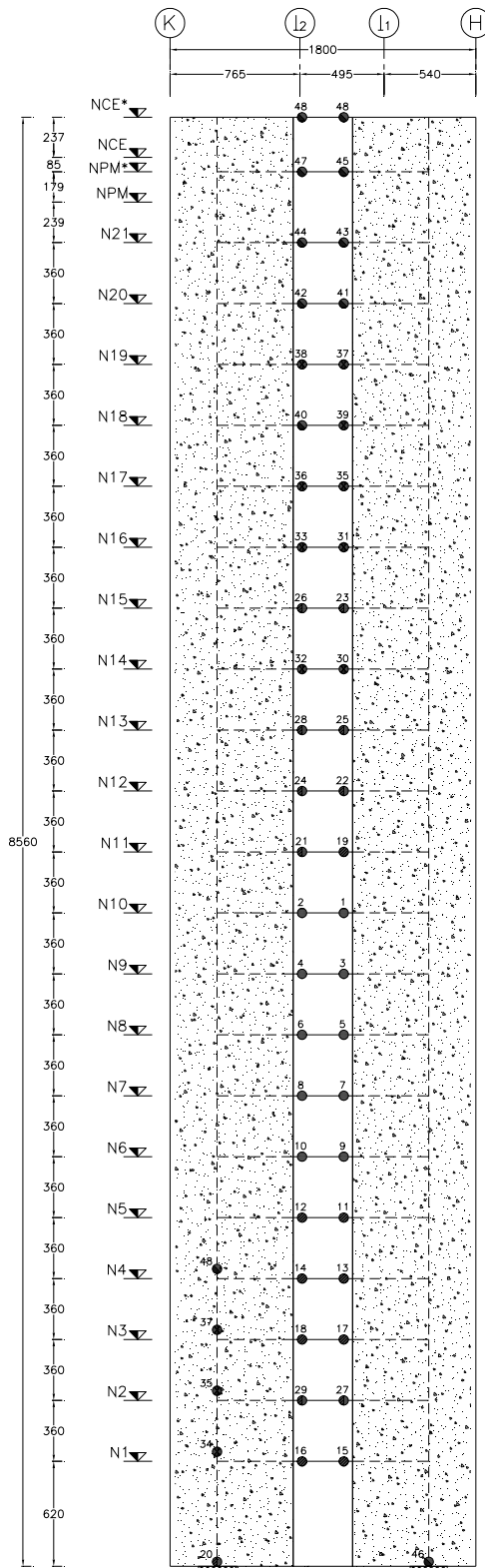


Fig 4.204 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “12”, caso I (inelástico con resistencias nominales), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

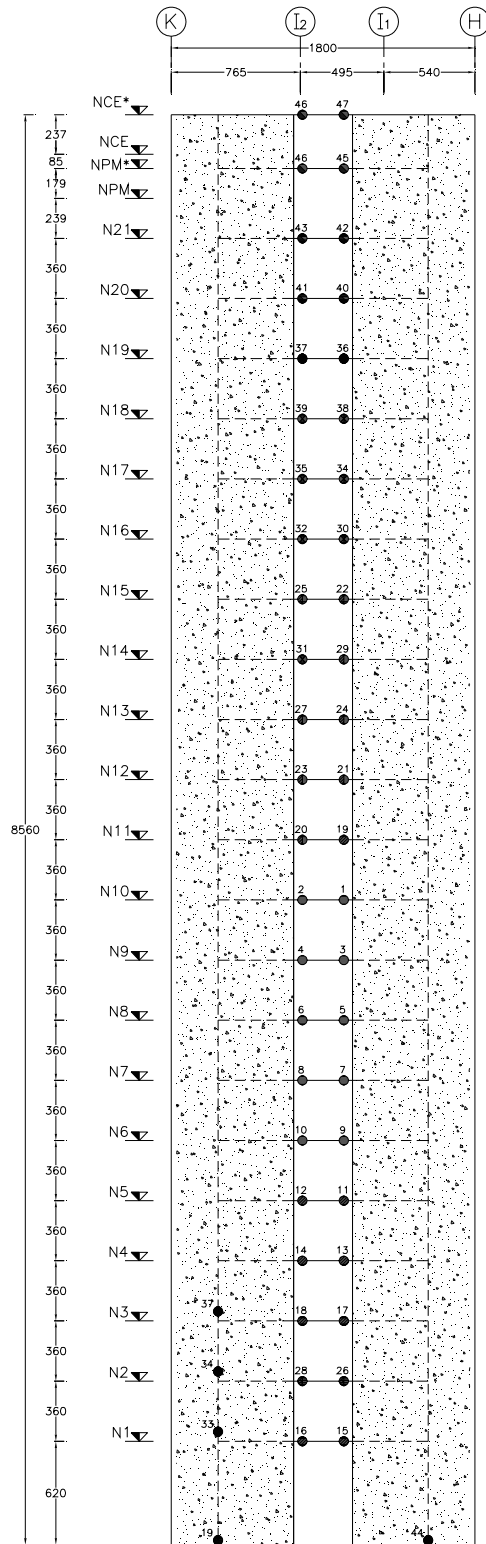


Fig 4.205 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "12", caso I (inelástico con resistencias nominales), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad y drifts contra colapso)

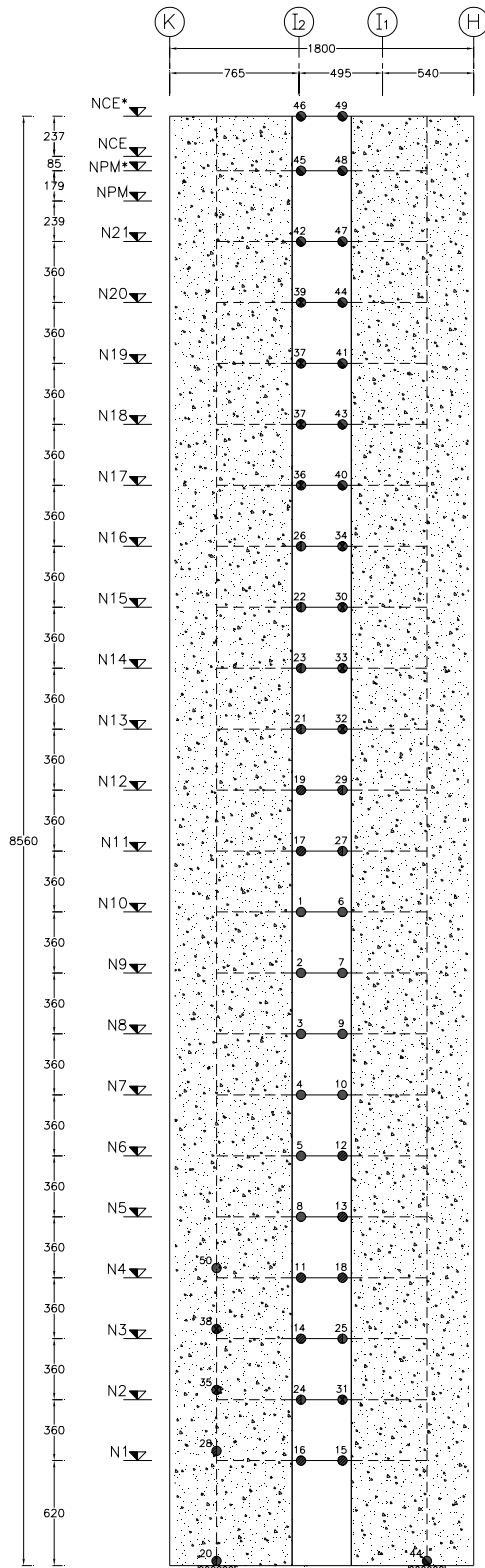


Fig 4.206 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “12”, caso I (inelástico con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

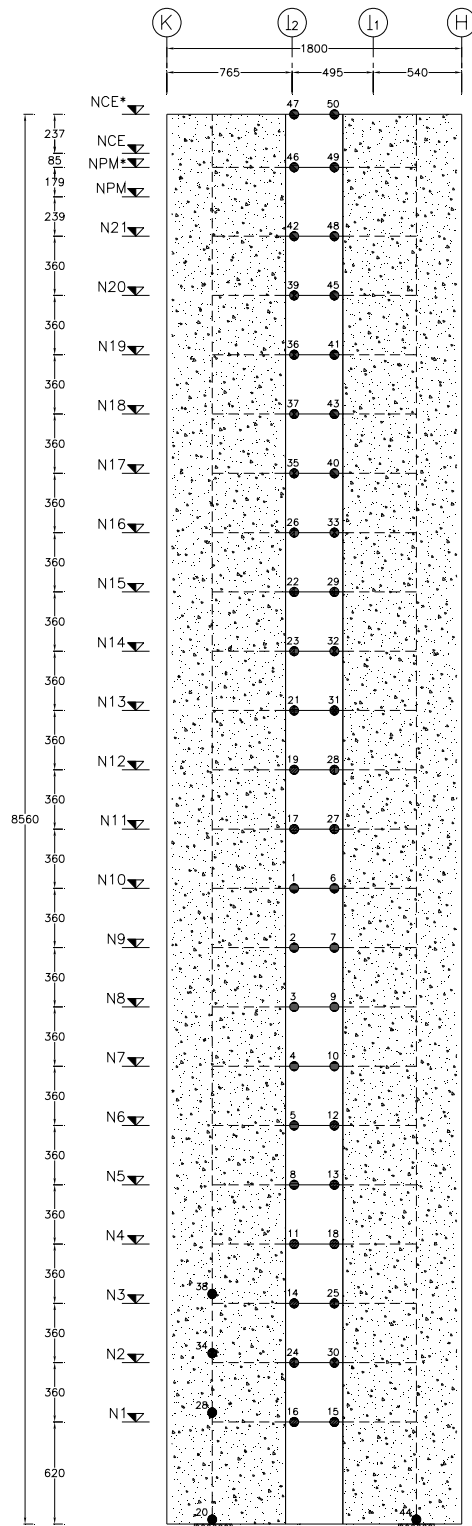


Fig 4.207 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "12", caso I (inelástico con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad y drifts contra colapso)

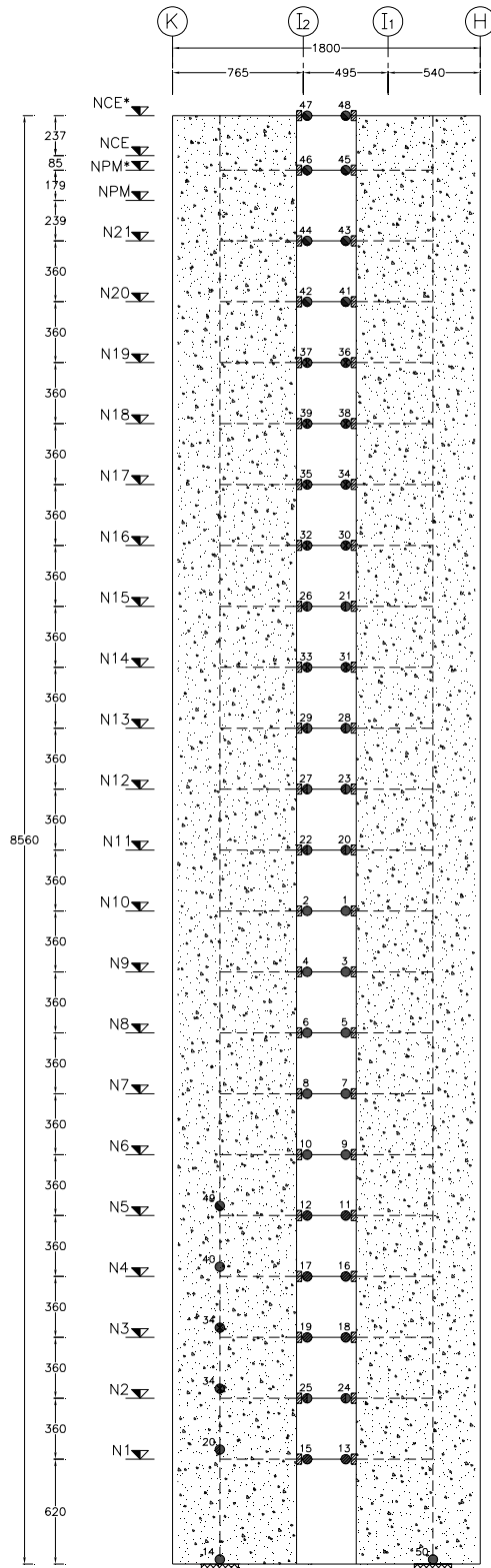


Fig 4.208 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “12”, caso II (inelástico con resistencias nominales), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

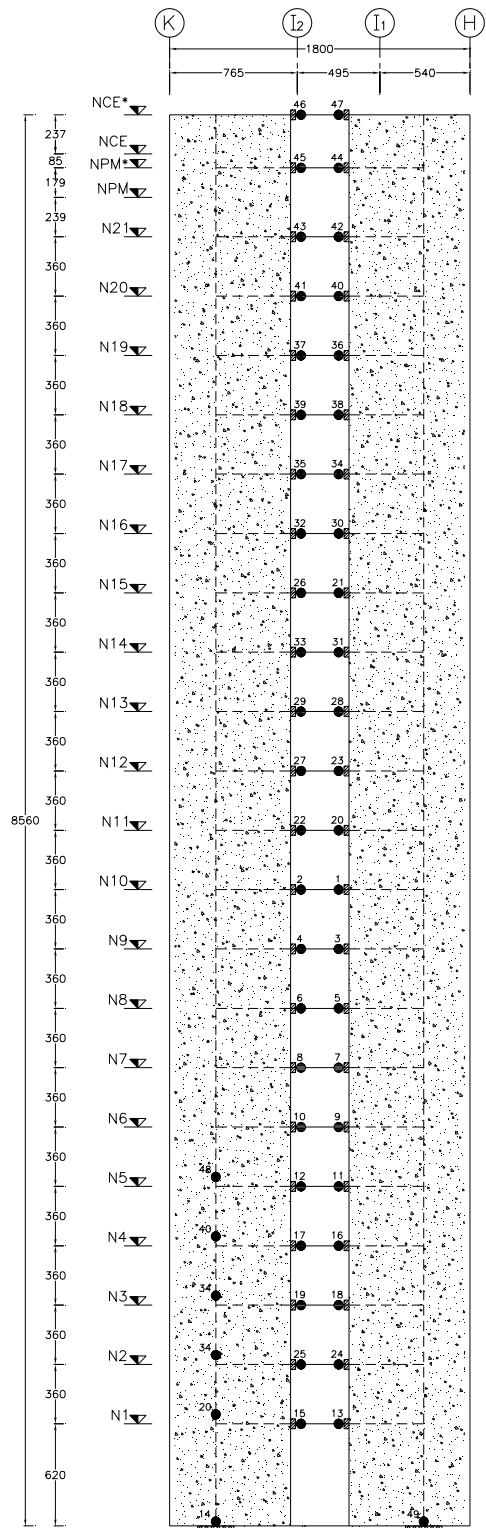


Fig 4.209 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “12”, caso II (inelástico con resistencias nominales), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad y drifts contra colapso)

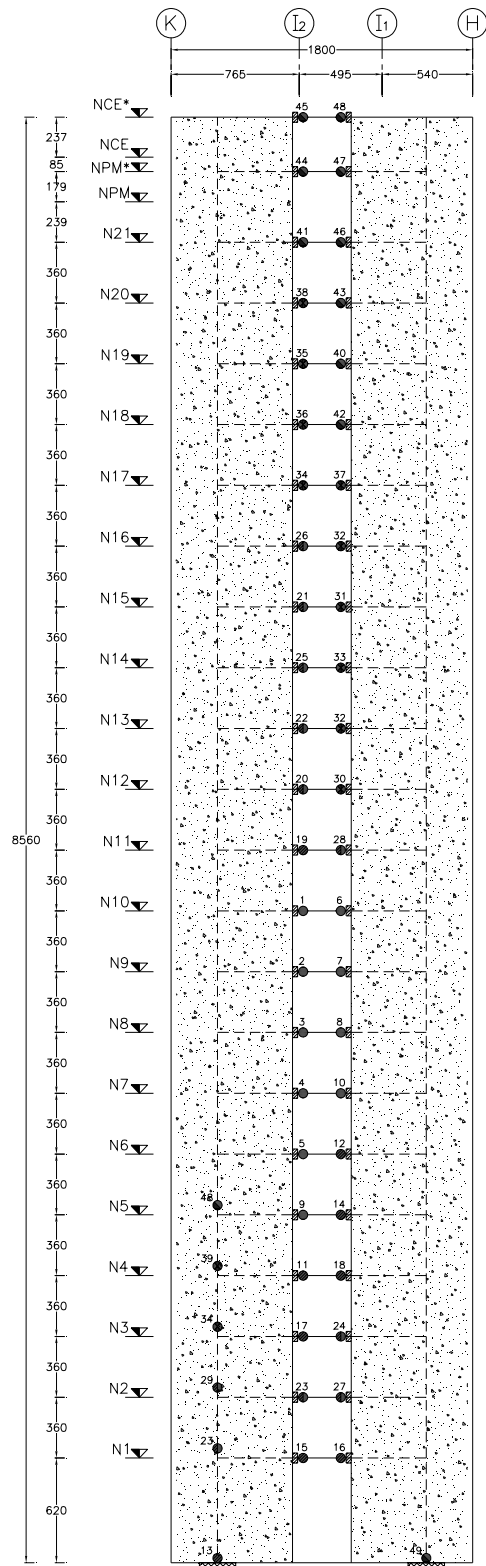


Fig 4.210 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “12”, caso II (inelástico con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

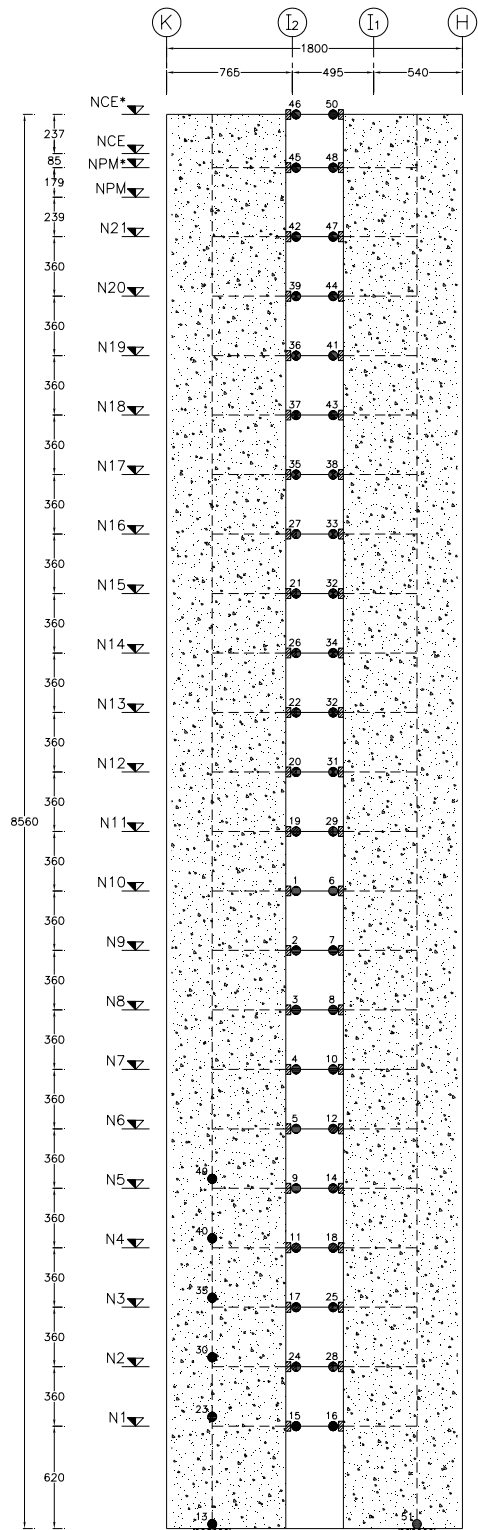


Fig 4.211 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “12”, caso II (inelástico con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad y drifts contra colapso)

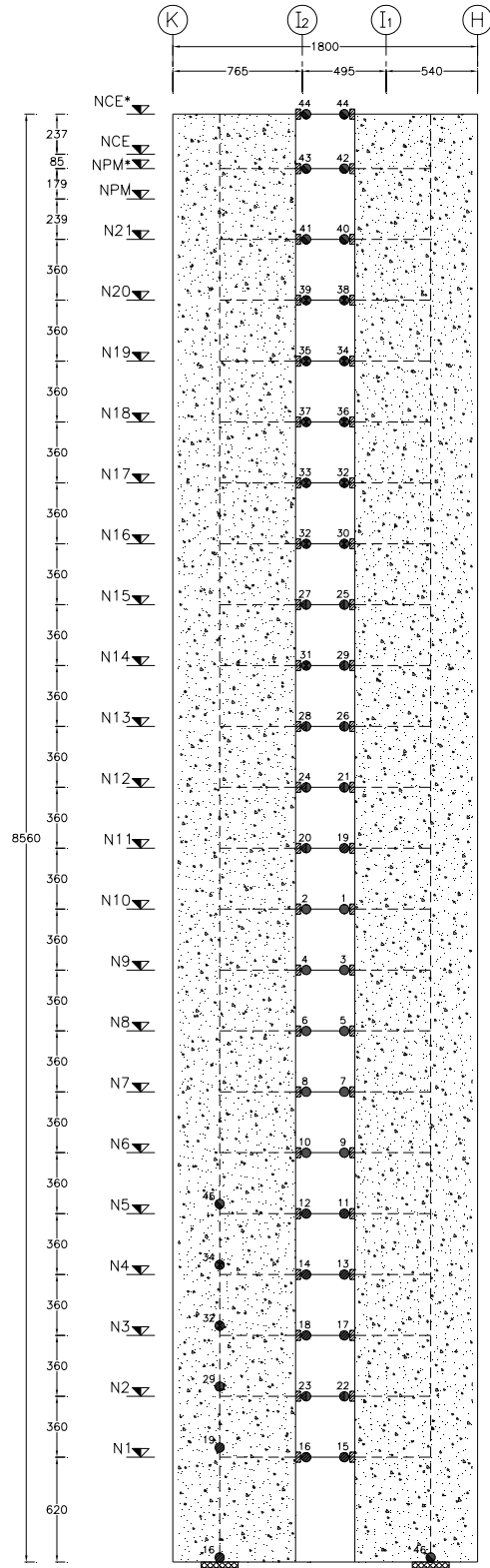


Fig 4.212 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “12”, caso II (inelástico con resistencias nominales), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

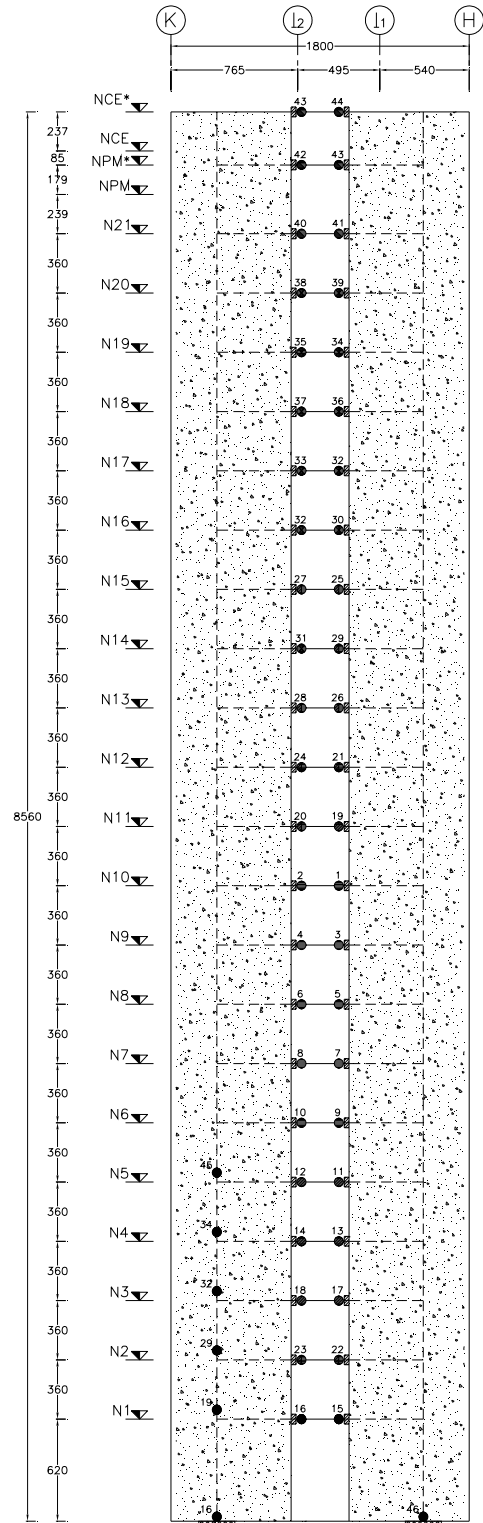


Fig 4.213 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “12”, caso II (inelástico con resistencias nominales), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad y drifts contra colapso)

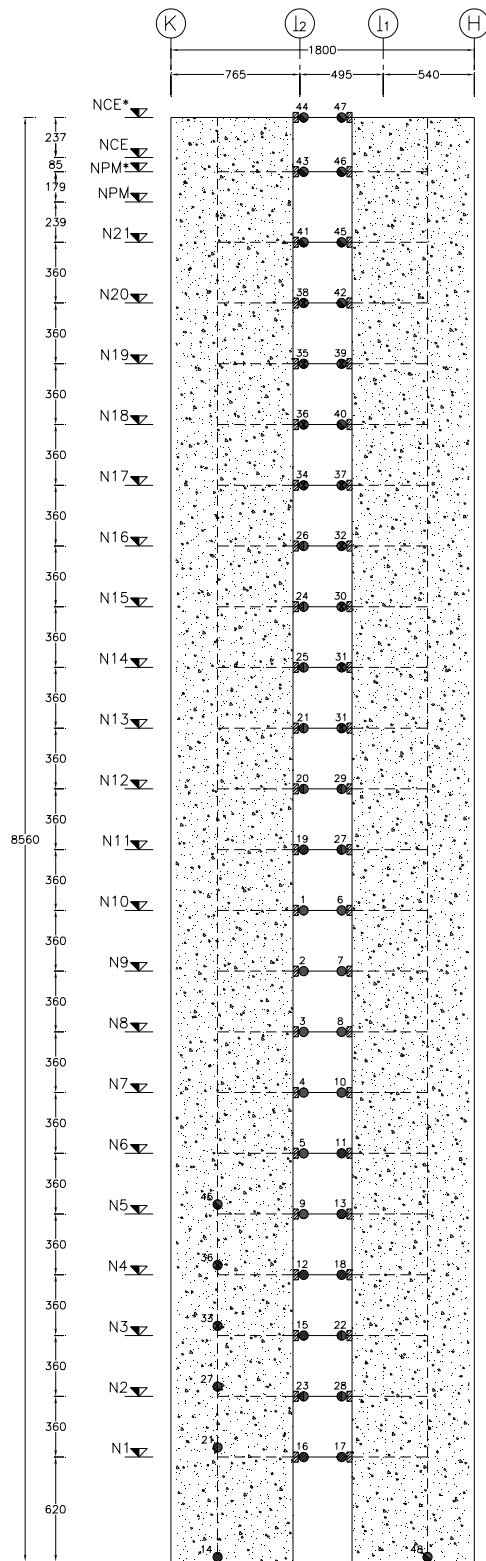


Fig 4.214 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “12”, caso II (inelástico con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

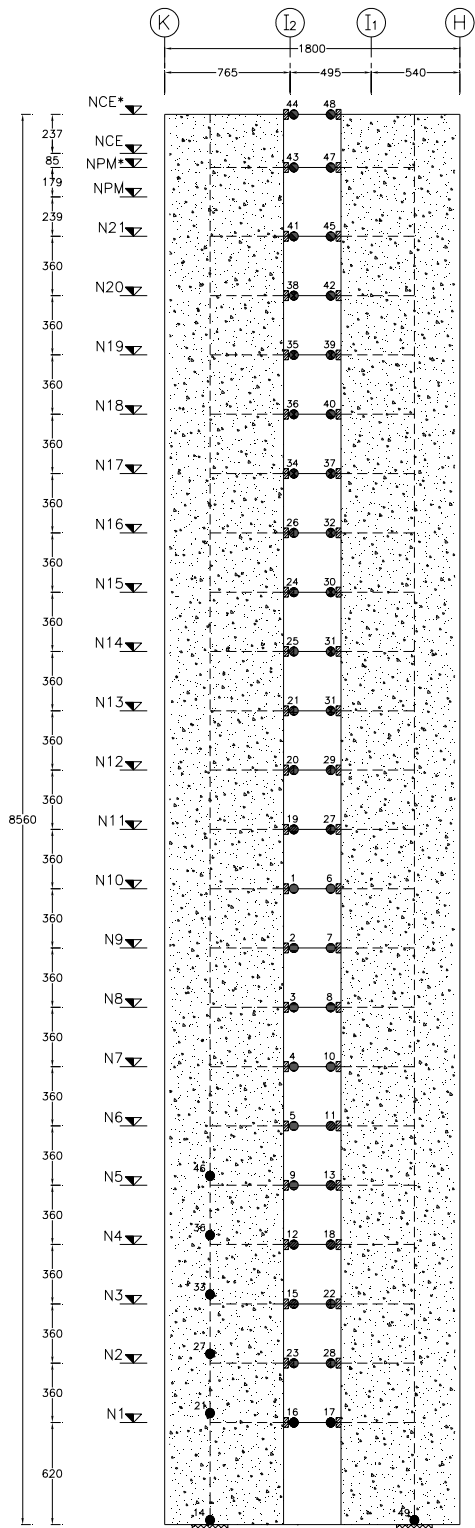


Fig 4.215 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “12”, caso II (inelástico con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 2, estableciendo límites de demandas de ductilidad y drifts contra colapso)

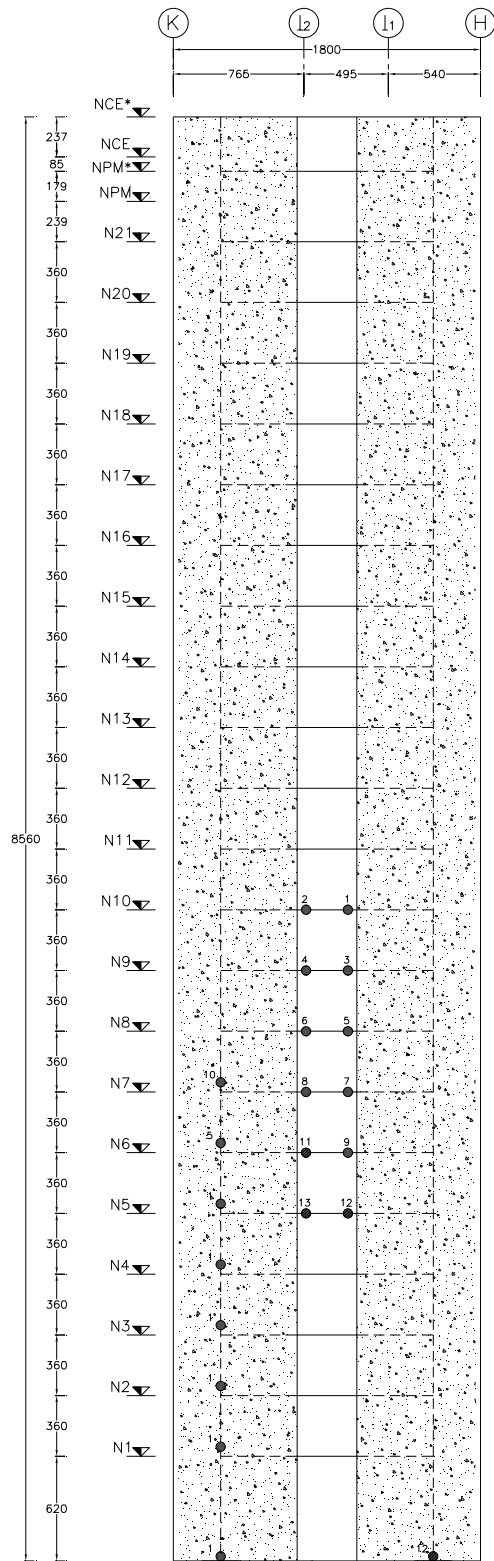


Fig 4.216 Distribución global de articulaciones plásticas del eje “12”, caso III (inelástico con resistencias nominales), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

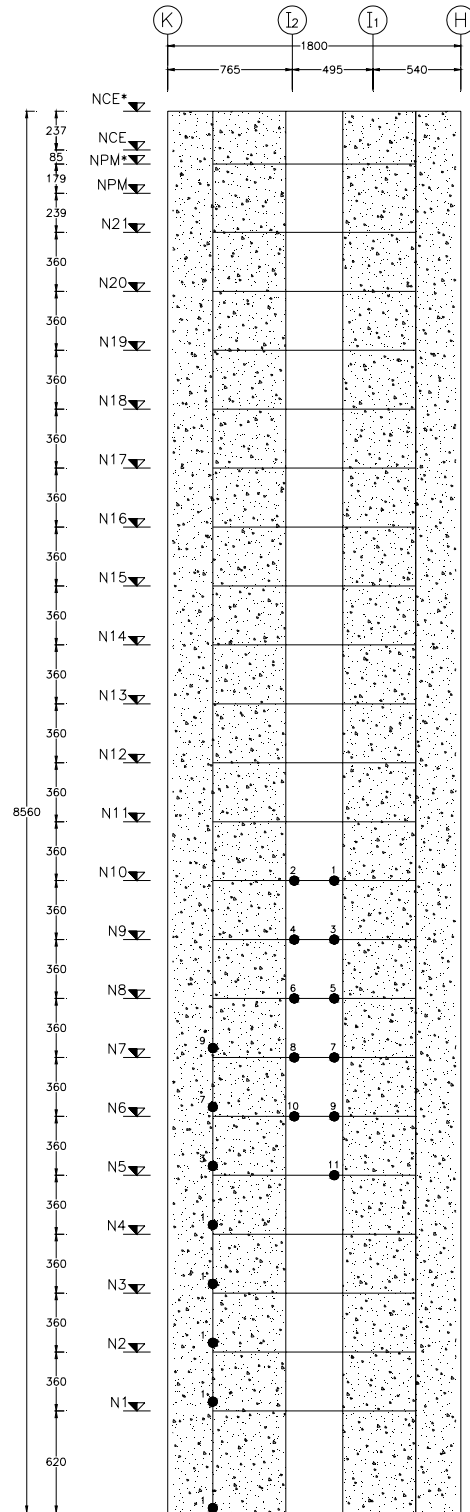


Fig 4.217 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "12", caso III (inelástico con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

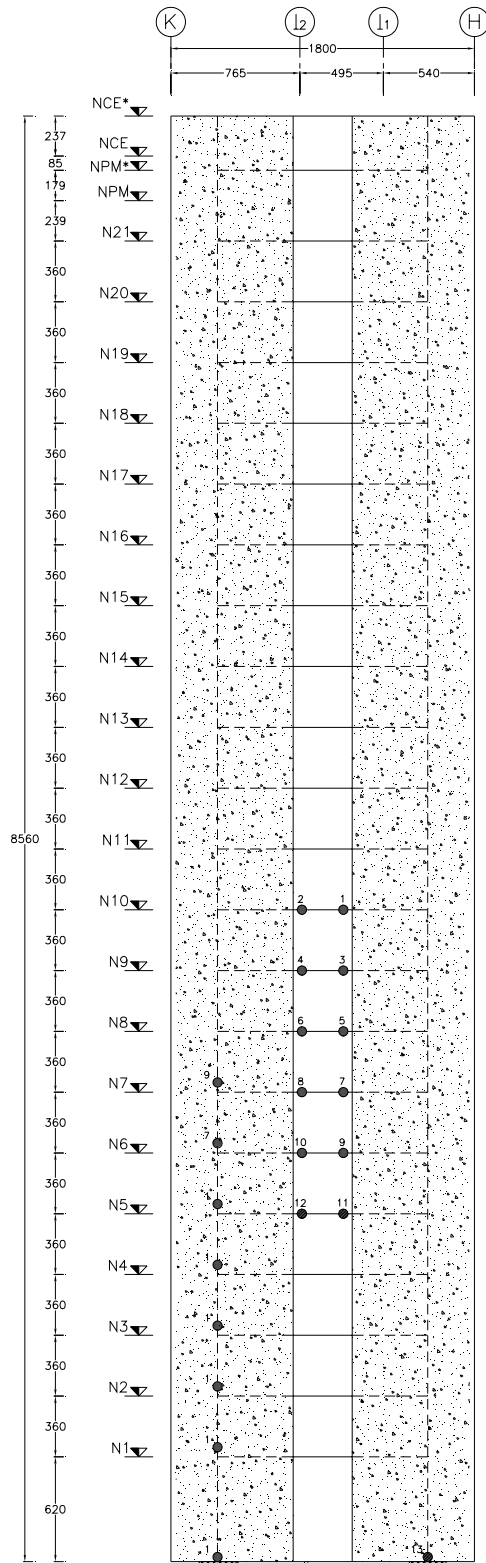


Fig 4.218 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "12", caso III (inelástico con resistencias nominales), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

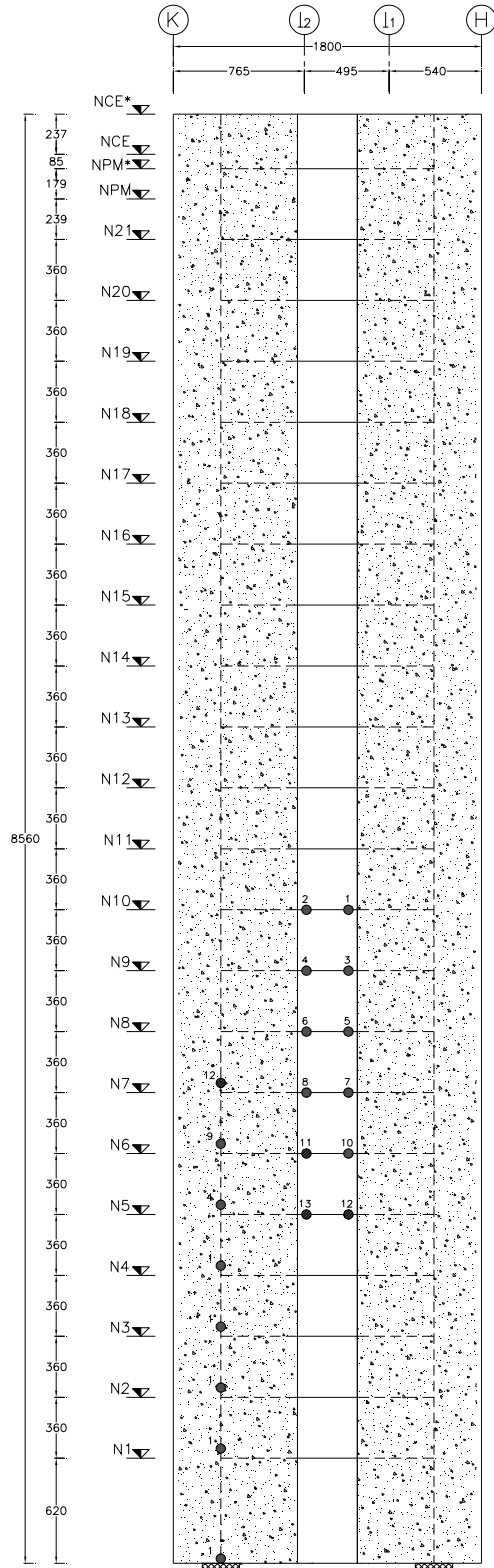


Fig 4.219 Distribución global de articulaciones plásticas del eje "12", caso III (inelástico con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

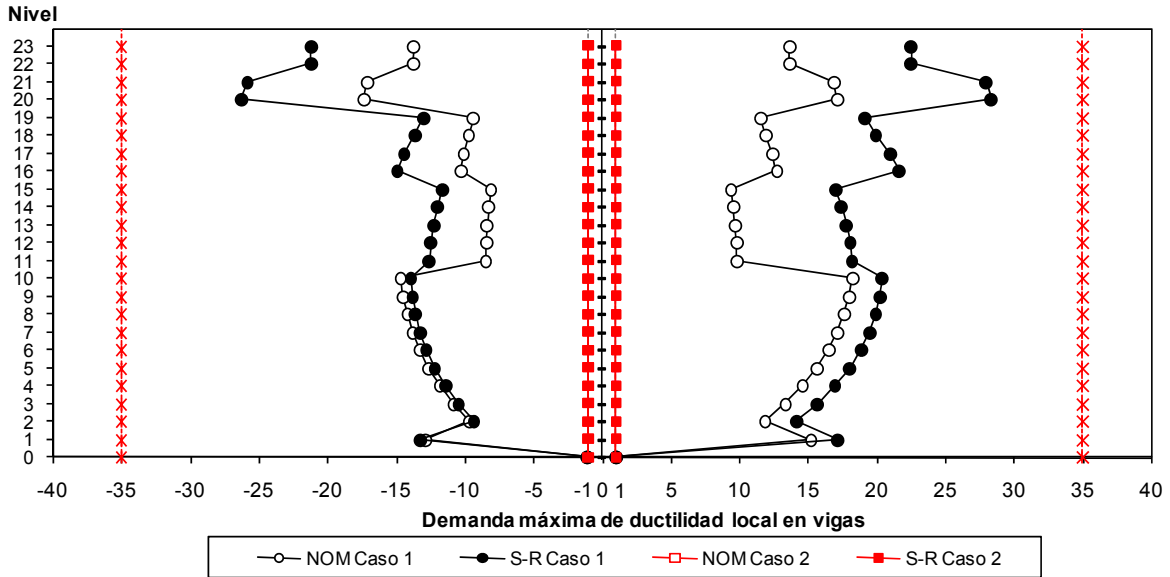


Fig 4.220 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje "H" (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (casos 1 y 2)

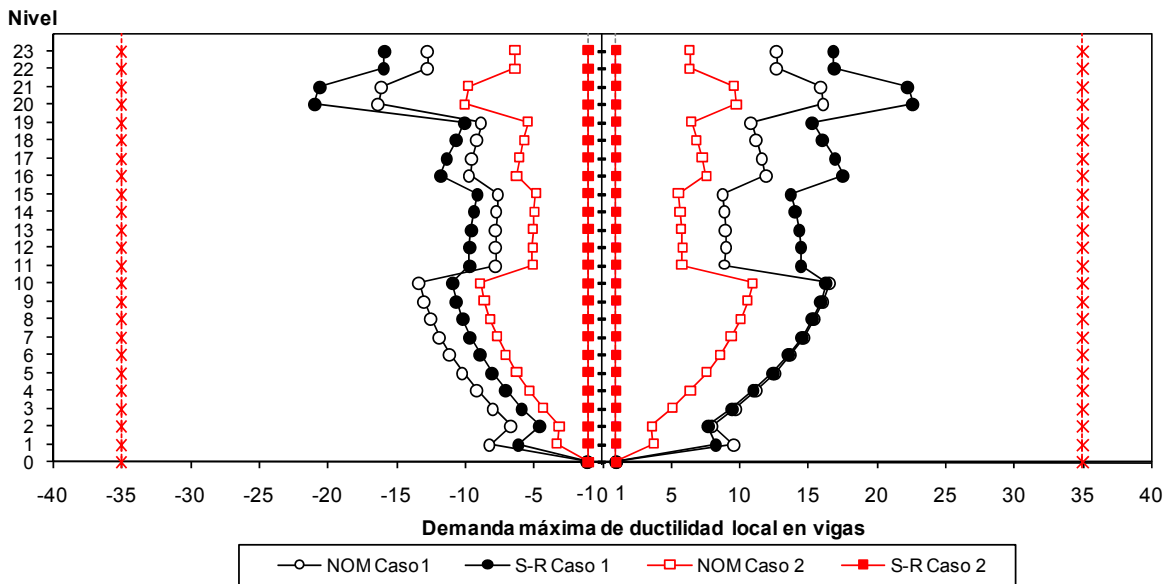


Fig 4.221 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje "H" (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (casos 1 y 2)

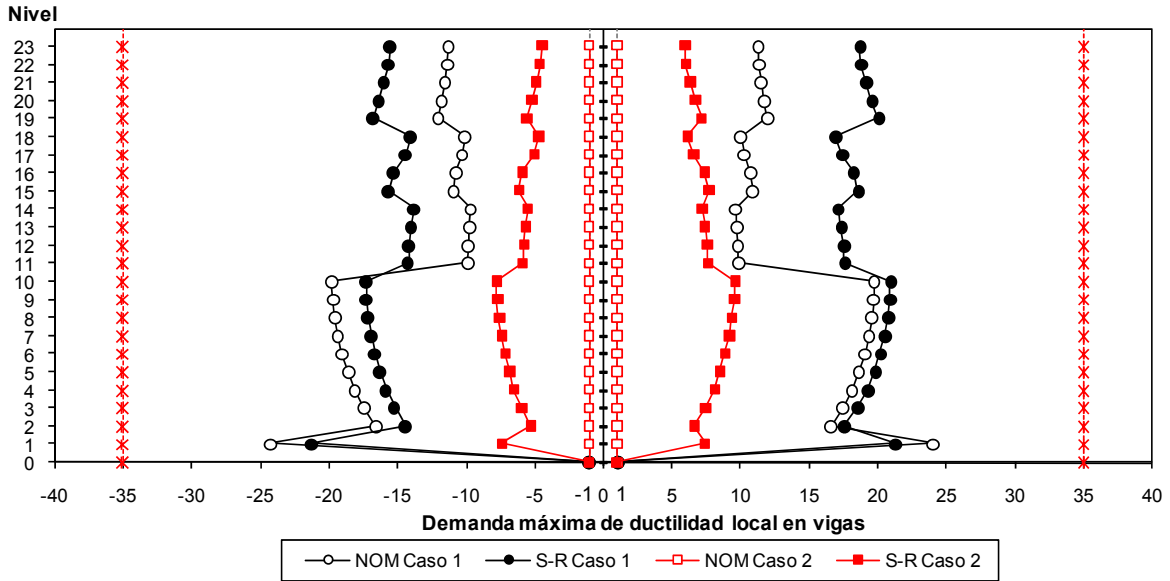


Fig 4.222 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje "12", caso I (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (casos 1 y 2)

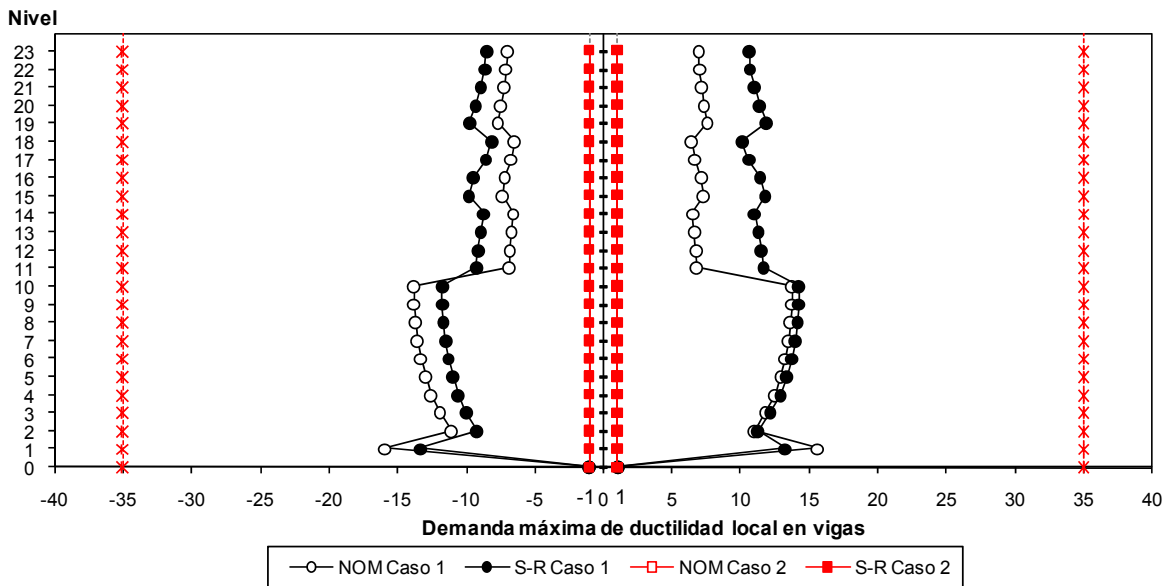


Fig 4.223 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje "12", caso I (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (casos 1 y 2)

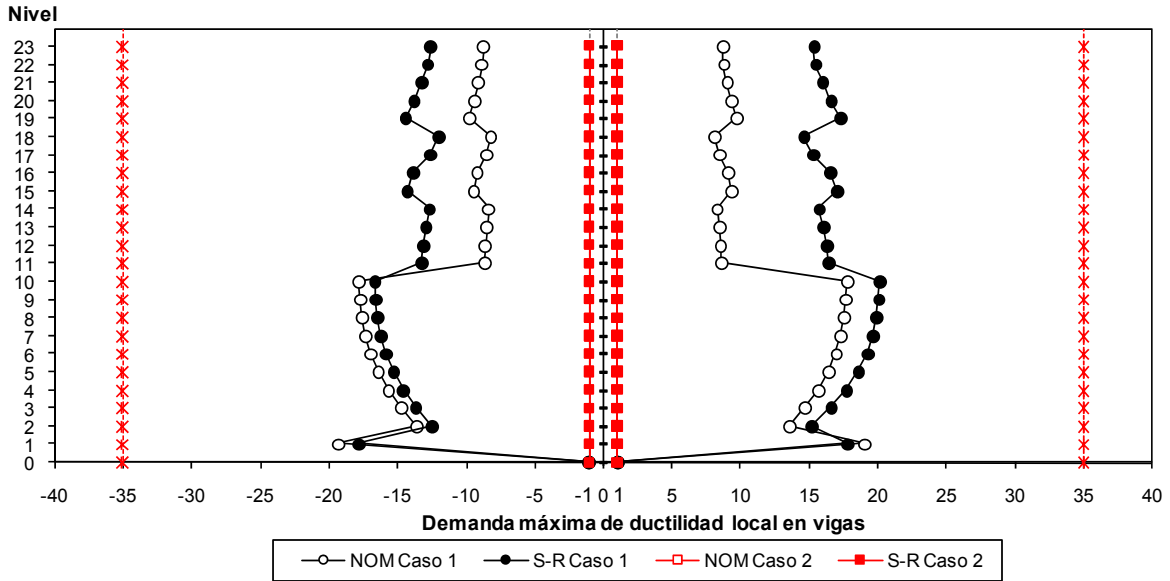


Fig 4.224 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje "12", caso II (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (casos 1 y 2)

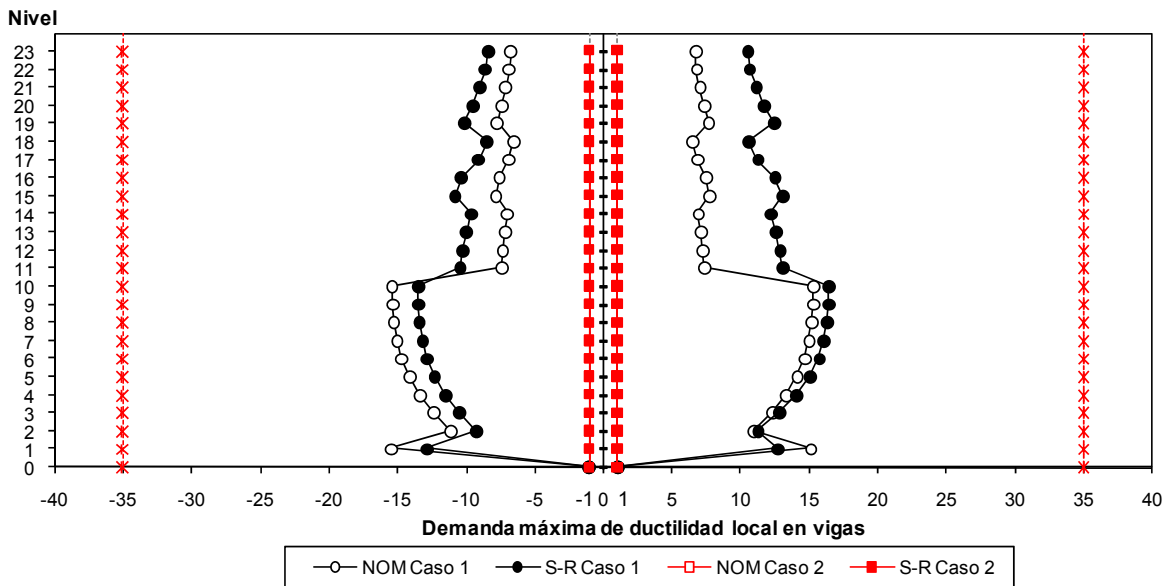


Fig 4.225 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje "12", caso II (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (casos 1 y 2)

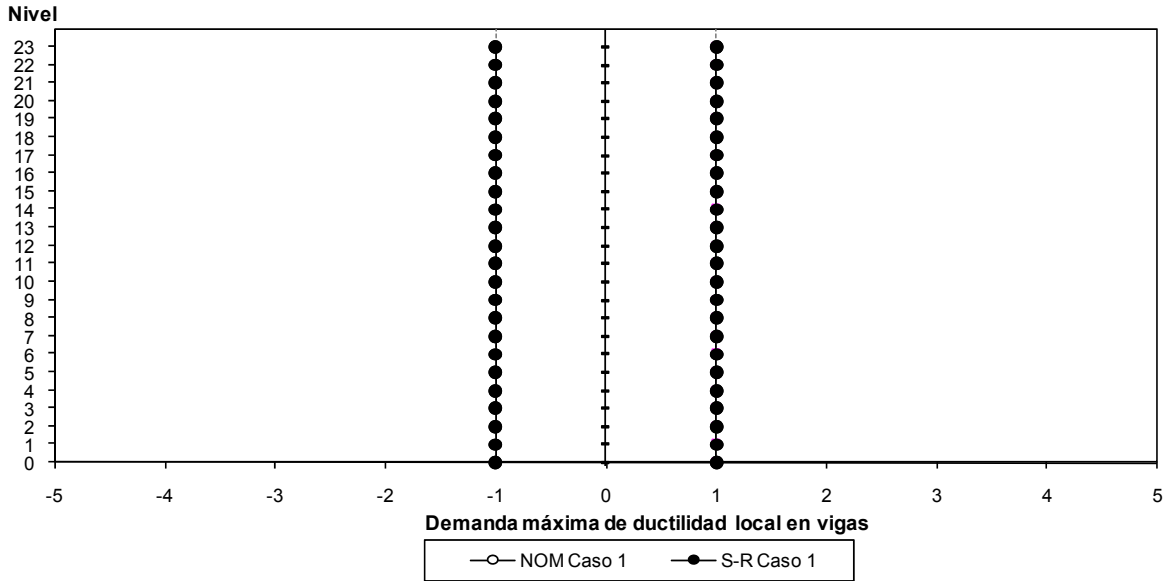


Fig 4.226 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje “12”, caso III (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 1)

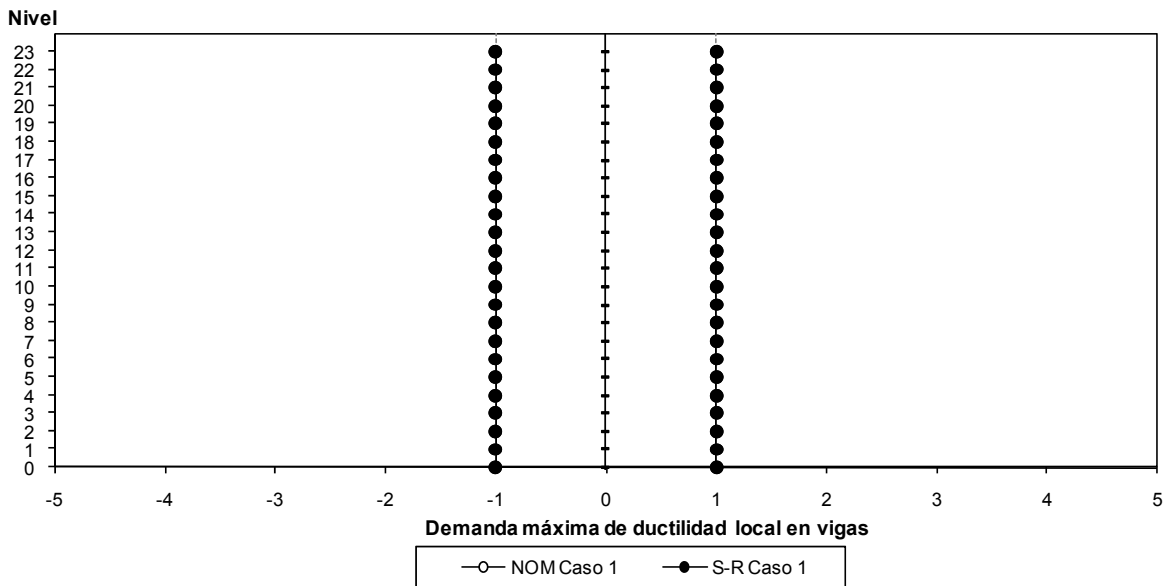


Fig 4.227 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas del eje “12”, caso III (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 1)

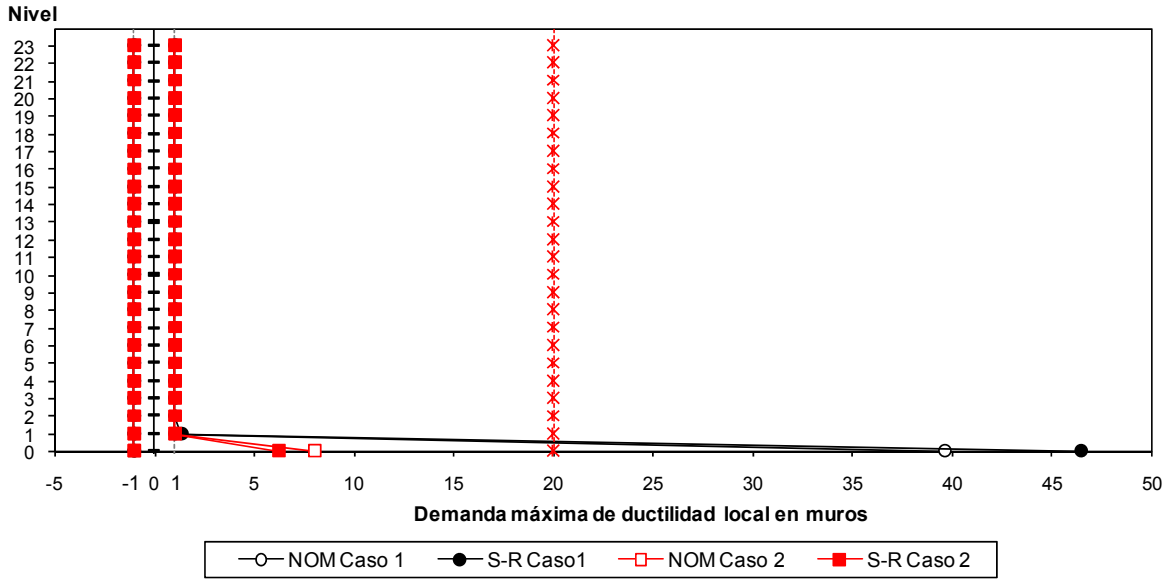


Fig 4.228 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros del eje “H”, (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (casos 1 y 2)

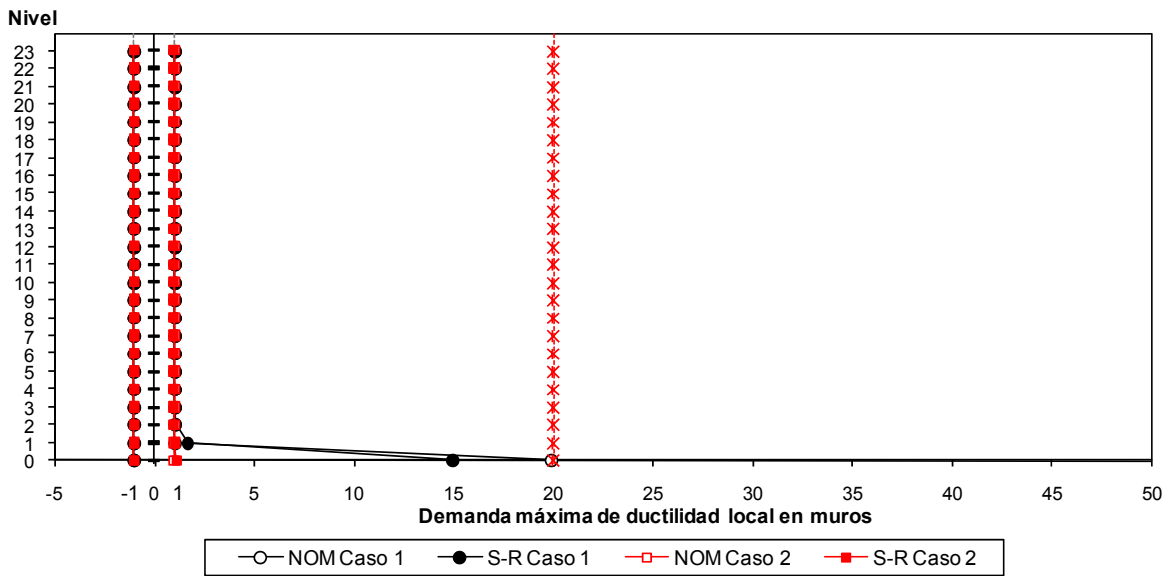


Fig 4.229 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros del eje “H”, (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (casos 1 y 2)

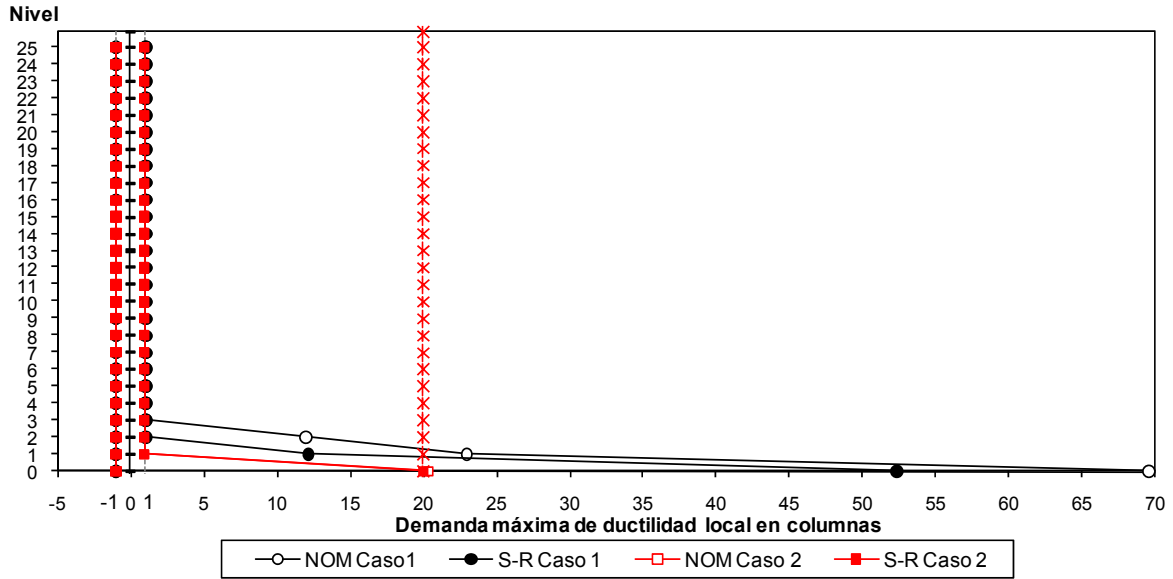


Fig 4.230 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros del eje “6”, (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (casos 1 y 2)

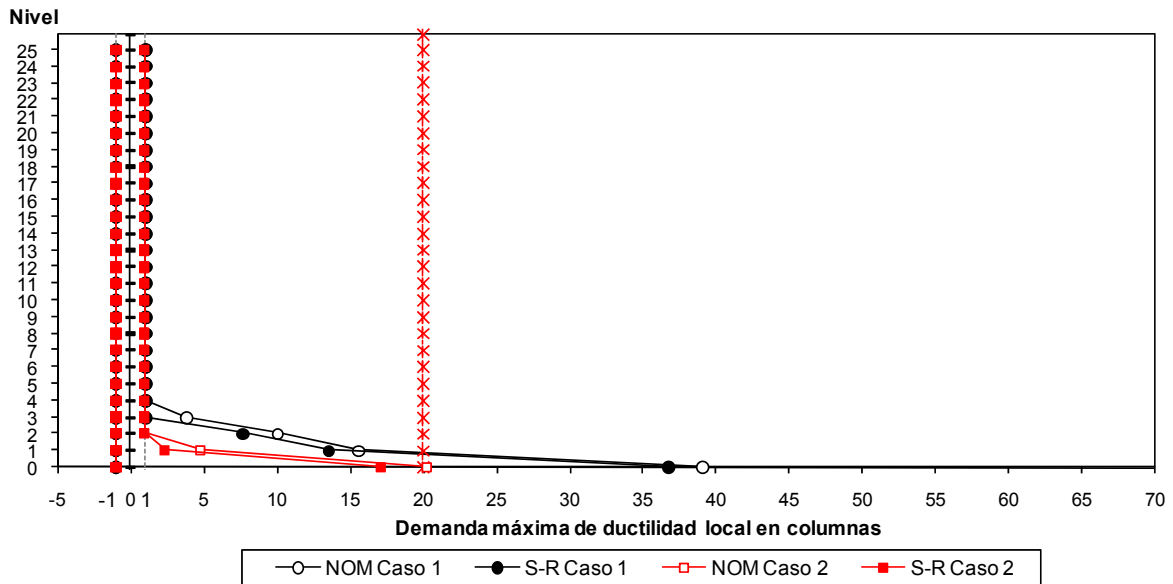


Fig 4.231 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros del eje “6”, (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (casos 1 y 2)

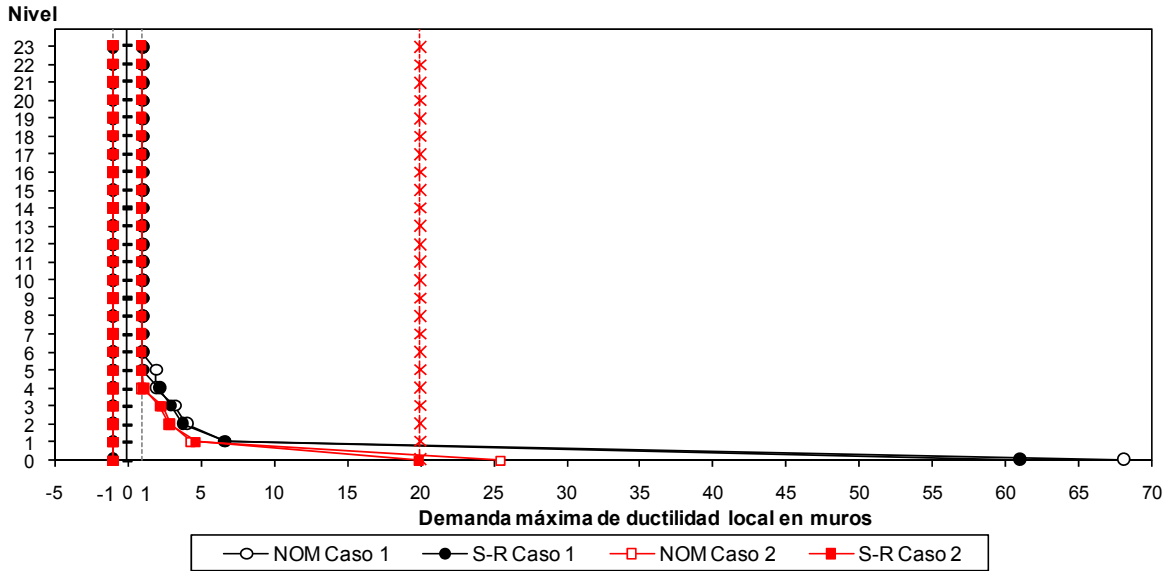


Fig 4.232 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros del eje "12", caso I (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (casos 1 y 2)

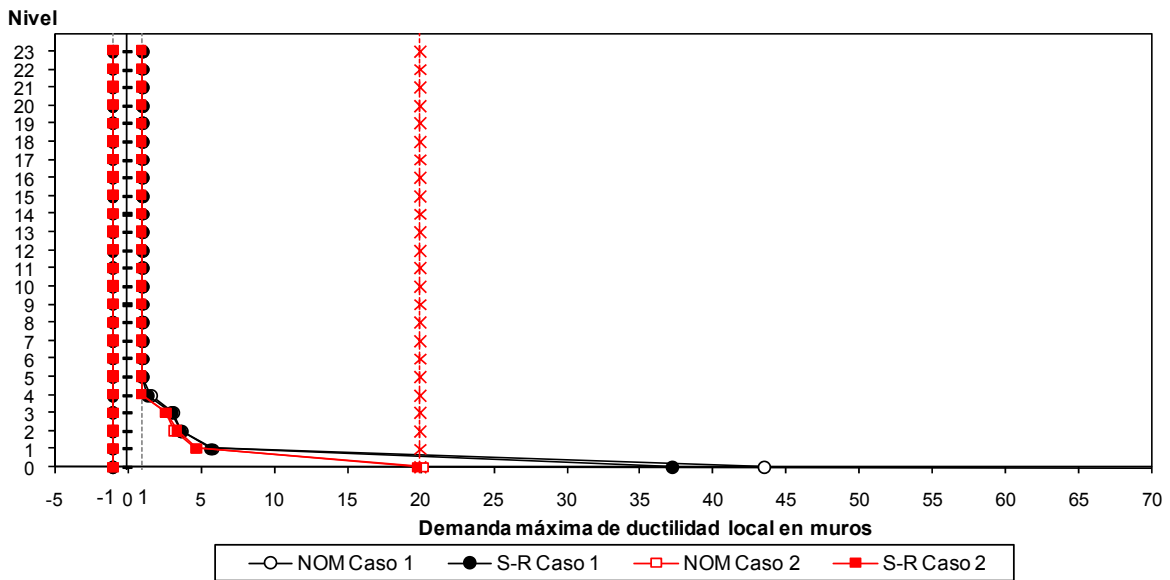


Fig 4.233 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros del eje "12", caso I (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (casos 1 y 2)

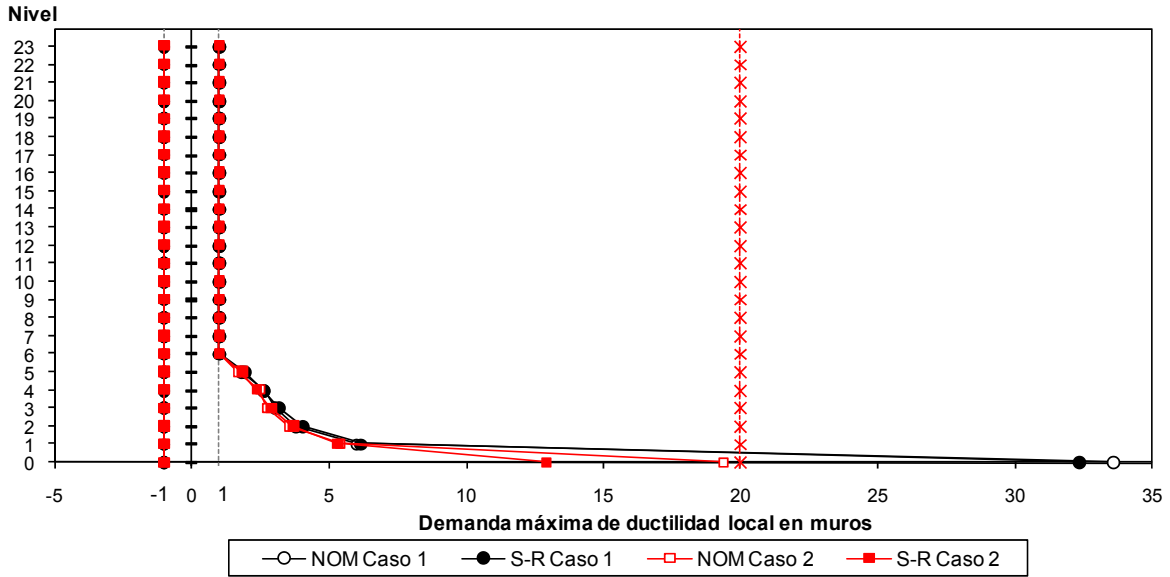


Fig 4.234 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros del eje "12", caso II (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (casos 1 y 2)

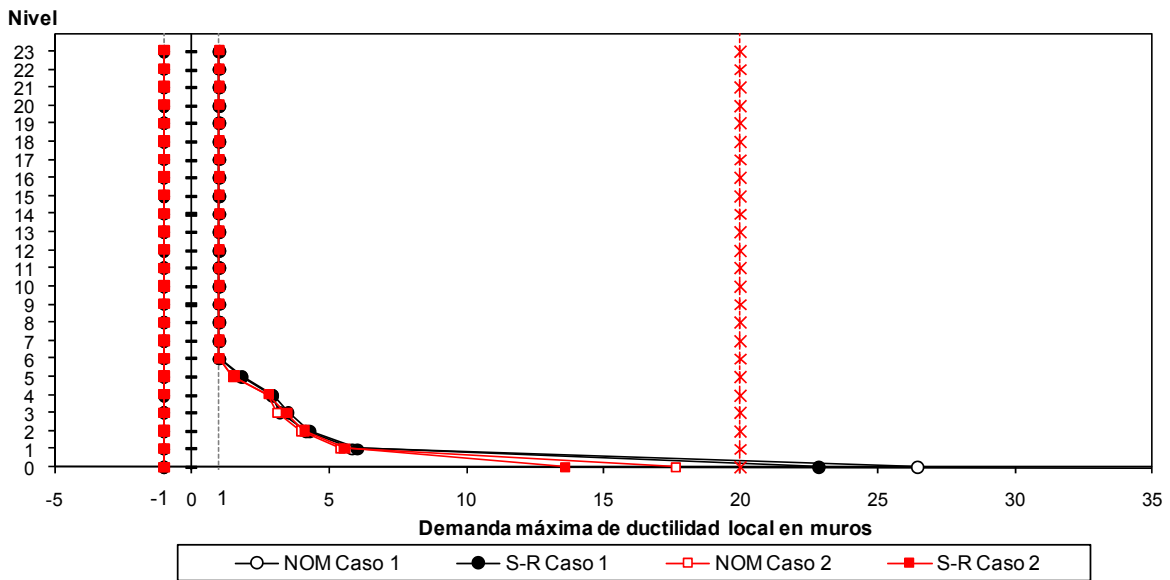


Fig 4.235 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros del eje "12", caso II (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (casos 1 y 2)

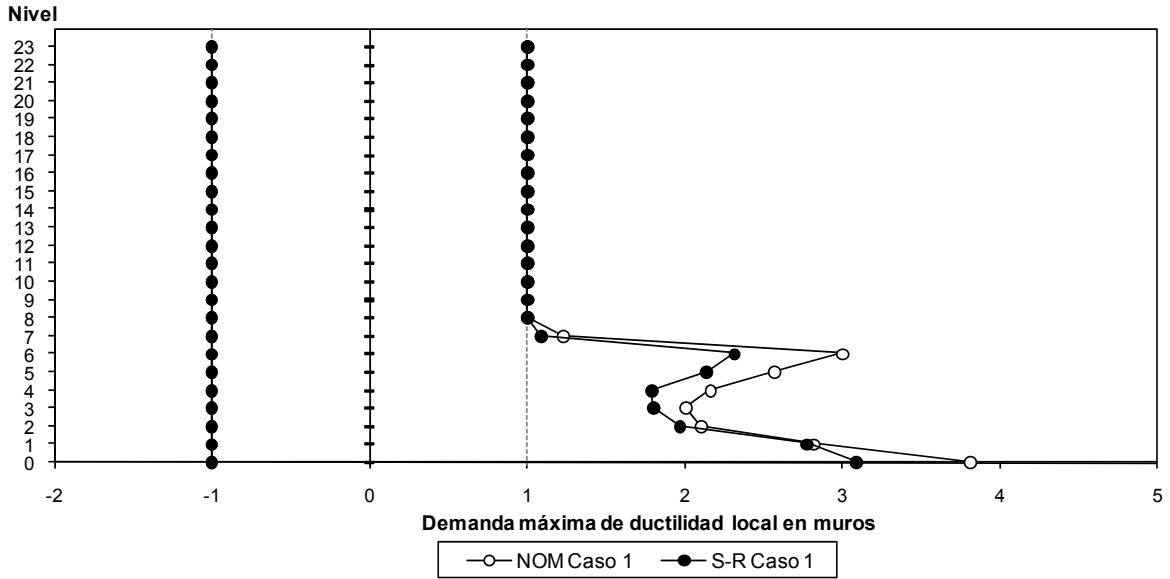


Fig 4.236 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros del eje “12”, caso III (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

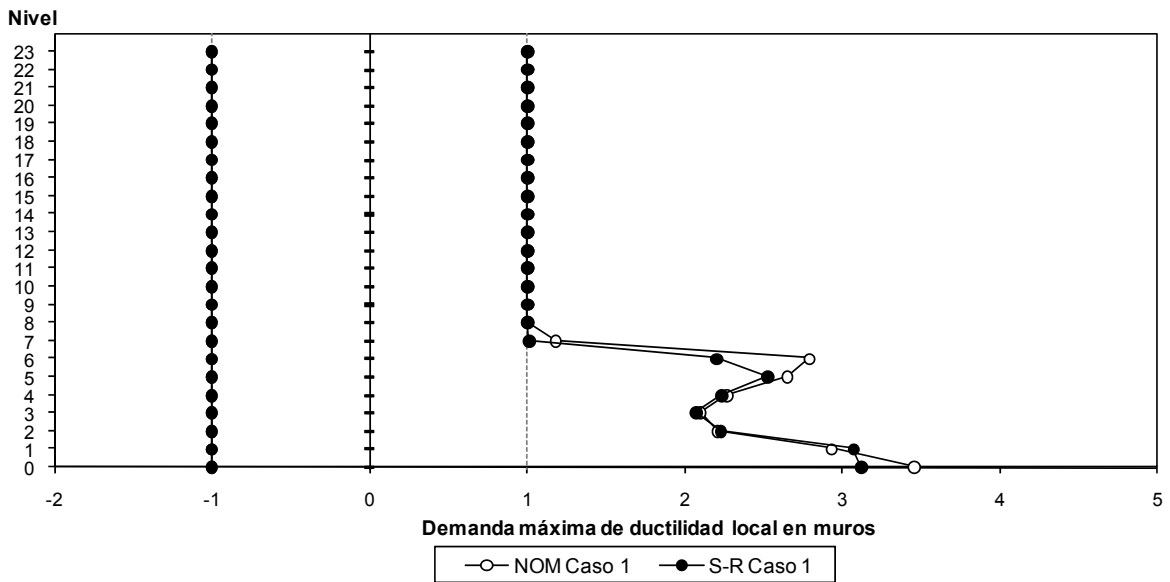


Fig 4.237 Demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en muros del eje “12”, caso III (inelástico sin y con efectos de sobre-resistencias), distribución de fuerzas laterales del análisis dinámico paso a paso inelástico, análisis Push-over (caso 1, según la condición de colapso)

CAPÍTULO 5.

COMPARACIONES DE RESPUESTAS

5.1 Introducción

En este trabajo se llevó a cabo el estudio del comportamiento elástico e inelástico de los edificios del Centro Cultural Universitario Tlatelolco (CCUT) (antes instalaciones de la Secretaría de Relaciones Exteriores). Para esta revisión se presentan y revisan dos casos:

CASO A.- Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación, según la recimentación de mayo de 1987, considerando los efectos de la interacción suelo-estructura. Se analizó ante los efectos de los siguientes espectros de diseño:

- RDF-66 (Reglamento con el que fue analizada y diseñada la estructura, según su proyecto original).
- Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04 (Reglamento vigente a partir de febrero de 2004).
- Apéndice A de las NTC-Sismo, RDF-04 (Reglamento vigente a partir de febrero de 2004).

CASO B.- Unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos, tomando en cuenta la recimentación de mayo de 1987, con los efectos de la interacción suelo-estructura. Asimismo, se analizó con los espectros de diseño:

- RDF-66 (Reglamento con el que fue analizada y diseñada la estructura, según su proyecto original).
- Cuerpo Principal, NTC-Sismo, RDF-04 (Reglamento vigente a partir de febrero de 2004).
- Apéndice A, NTC-Sismo, RDF-04 (Reglamento vigente a partir de febrero de 2004).
- Espectro de piso original con los efectos de la interacción suelo-estructura (Avilés, 2007), con $c_s=0.104$ y base rígida (empotrado).

- Espectro de piso modificado, con $c_s=0.15$ y base flexible.

Se hicieron los análisis sísmicos dinámicos modales espectrales, considerando el comportamiento tridimensional y elástico; se incluyeron los efectos de las cargas gravitacionales y los de segundo orden. Se tomaron en cuenta los efectos del desplomo actual (101.11%) de la Torre Mayor hacia el lado Sur, según los requerimientos de las NTC-Sismo del RDF-04, asumiendo que se tenían actuando, además, un vector de fuerzas laterales estáticas del 11.11%, con respecto de la condición de las fuerzas estáticas totales.

Posteriormente, para los ejes estructurales principales de ambas direcciones de la Torre Mayor se realizaron análisis sísmicos dinámicos paso a paso elásticos e inelásticos en la historia del tiempo con el acelerograma SCT, componente E-W, registrado durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, representativo de suelo compresible y de la zona más dañada en la ciudad de México, así como también con el registro SRE-EW (Ordaz, 2007), con características similares a lo que seguramente pudo haber ocurrido en el sitio de interés durante el sismo del 19 de septiembre de 1985; este registro tiene ordenadas espectrales máximas menores a los del registro SCT-EW.

Y, finalmente, para los mismos ejes estructurales principales de ambas direcciones de la Torre Mayor analizados en la historia del tiempo, se hicieron los análisis estáticos no-lineales tipo Push-over.

En este capítulo se comparan los principales resultados obtenidos en los dos capítulos previos.

5.2 Análisis sísmicos elásticos

Se comparan las respuestas determinadas a partir de los análisis dinámicos modales con los espectros de diseño.

5.2.1 Periodos fundamentales de vibración

La tabla 5.1 compara los periodos de vibración analíticos y medidos de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos (direcciones “X”, “Y” y “ θ ”-torsión) y de los ejes estructurales analizados “H”, “6” y “12”, para fines del cálculo de las respuestas elásticas e inelásticas. Para la determinación de las respuestas elásticas se consideraron las condiciones de base rígida y flexible. Cabe recordar que los periodos analíticos fueron calibrados con respecto de los obtenidos por las mediciones realizadas en el edificio con la técnica de vibración y ruido ambiental, en septiembre, 2006.

La fig 5.1 muestra la ubicación de los periodos fundamentales de vibración de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos (caso B) con respecto de los espectros elásticos de diseño ($Q=1.0$) de las NTC-Sismo (Apéndice A y Cuerpo Principal) del RDF-04 y RDF-66, espectro de sitio original (Avilés, 2007), y espectros de respuesta elástica de SCT-EW y SRE-EW (1985); la fig 5.2 presenta la ubicación de los periodos fundamentales de vibración de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos en los espectros inelásticos de diseño ($Q= 2.0$) de las NTC-Sismo (Apéndice A y Cuerpo Principal) del RDF-04 y RDF-66, espectros inelásticos de sitio original (Avilés, 2007) y modificado, y espectros de respuesta inelástica (ductilidad = 2.0) de SCT-EW y SRE-EW (1985).

Los periodos de ambas direcciones se encuentran ubicados, en general, en la meseta de los espectros inelásticos de diseño considerados. Los periodos de vibración de la estructura, asumiendo base rígida en ambas direcciones y base flexible en la dirección “Y”, caen muy cerca de la parte crítica del espectro elástico del registro SCT-EW (1985), lo que implica que ante este tipo de acelerograma las fuerzas de inercia horizontales actuantes en la estructura deberían ser de consideración; los periodos fundamentales de vibración, en ambas direcciones, quedan muy cerca del periodo dominante del sitio correspondiente a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes ($T_s= 2.0$ s).

En general, los periodos fundamentales de vibración de la estructura tienden a ser mayores en la dirección larga (dirección “X”), lo que indica que dicha dirección tiene una mayor flexibilidad lateral. Cabe recordar que en la dirección “Y” (dirección corta) de la Torre Mayor se presenta en la actualidad un desplomo hacia el Sur de aproximadamente 100 cm (poco más del 1%, con respecto de su altura).

5.2.2 Desplazamientos horizontales máximos

Las figs 5.3 a 5.12 comparan los desplazamientos horizontales máximos de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos y de los ejes estructurales analizados “H”, “6” y “12” (casos I, II y III) de la Torre Mayor, sismo actuando en las dos direcciones “X” y “Y”, respuesta elástica e inelástica (análisis dinámico paso a paso y estático no-lineal (Push-over)), sin y con los efectos de sobre-resistencias.

En todos los casos los desplazamientos laterales son mayores para el sismo en la dirección “X” (dirección larga o longitudinal), lo cual es congruente con la dirección más flexible, con periodos de vibración ligeramente superiores con respecto de la dirección transversal. Para ambos casos, el comportamiento lateral de la estructura tiende a ser del tipo viga en cantiliver, debido a la influencia importante de los muros.

Los desplazamientos laterales, en condiciones de servicio, obtenidos con el espectro de sitio original (Avilés, 2007) modificado (escalado con $c_s=0.15$), con base flexible, son similares a los que se tienen con el espectro de diseño del RDF-66, utilizado en el proyecto estructural original.

Las tablas 5.2 a 5.8 tienen los valores de los desplazamientos horizontales máximos del nivel de azotea de cada caso analizado, para fines comparativos.

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

Las figs 5.13 a 5.22 presentan las envolventes de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (Δ_{ri}/h_i) de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos y de los ejes estructurales analizados "H", "6" y "12" (casos I, II y III) de la Torre Mayor, sismo actuando en las dos direcciones "X" y "Y", respuesta elástica e inelástica (análisis dinámico paso a paso y estático no-lineal (Push-over)), sin y con los efectos de sobre-resistencias. Cabe recordar que se está revisando ante los siguientes límites permisibles de distorsión angular, según se había mencionado anteriormente, a saber:

- Para la revisión del estado límite de servicio, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, este tipo de respuesta fue multiplicado por el factor $Q'R/7$. El valor permisible para la revisión fue de 0.004 veces la altura de entrepiso, considerando que los elementos no-estructurales están desligados de la estructura principal.
- Para la revisión de la seguridad contra colapso, con el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, ya se multiplicó por el factor QR. El valor permisible de la distorsión de entrepiso es 0.010, considerando que son muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada ($Q=1$ ó 2).
- Y, para fines comparativos, se consideró, de acuerdo con el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04, el valor permisible de 0.012 veces la altura de entrepiso, considerando que los elementos no-estructurales están desligados de la estructura principal.

Las tablas 5.9 a 5.20 presentan los valores máximos de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso Δ_{ri}/h_i , de los entrespisos más flexibles de los tres ejes estructurales analizados de la Torre Mayor.

Los valores de los desplazamientos laterales relativos entre altura de entrepiso, en ambas direcciones, sí satisfacen el RDF-66, son menores que el límite admisible de 0.004. Los resultados calculados con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 exceden los valores permisibles de las condiciones de servicio (0.004) y de colapso (0.010).

Las distorsiones angulares de entrepiso de la condición de colapso, sismo en ambas direcciones y espectro de sitio original (base rígida y $c_s=0.104$), son menores que el límite permisible (0.010); para la misma condición de colapso, pero ante los efectos del espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 y del espectro de sitio original modificado (base flexible y $c_s=0.15$), las respuestas exceden dicho límite admisible del 0.010.

La respuesta de los análisis paso a paso elásticos de los ejes “H”, “6” y “12”, con ambos acelerogramas, tiende a ser mayor que los límites permisibles establecidos en el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04. Las respuestas inelásticas (con y sin efectos de sobre-resistencias) de los tres ejes quedan por debajo del límite permisible de la condición de colapso (0.010) y por arriba del límite permisible del estado de servicio (0.004). Los ejes “H” y “12” tienen un comportamiento similar en toda la altura, debido a la contribución importante de los muros de concreto disponibles; en cambio, en el eje “6”, a partir del nivel N15 y hasta el nivel NCE*, se tienen resultados mayores.

Los valores máximos de distorsiones angulares de entrepiso, sismo en ambas direcciones, se presentan en los entrepisos superiores, debido a que los muros de concreto tienden a ser menos importantes en los pisos superiores; en dichos pisos superiores los muros tienden a recargarse sobre el resto de estructura a base de marcos.

5.2.4 Fuerzas cortantes basales

Las tablas 5.21 a 5.27 comparan las fuerzas cortantes basales máximas (entrepiso NCIM-NSOT), con base en los diferentes análisis sísmicos que se realizaron para estudiar la respuesta elástica e inelástica de la Torre Mayor.

Las figs 5.23 a 5.32 comparan las distribuciones en elevación de las fuerzas cortantes de entrepiso. Se observa que los cortantes calculados con el espectro inelástico de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 son mucho mayores en ambas direcciones, con respecto de los otros casos.

Las fuerzas cortantes de entrepiso tienden a ser mayores en la dirección larga (“X”), en comparación con la dirección corta (“Y”).

5.3 Análisis sísmicos inelásticos

En esta sección se comparan los resultados de los ejes estructurales “H”, “6” y “12” (caso I, II y III) de la Torre Mayor obtenidos con los análisis sísmicos dinámicos paso a paso y estáticos no-lineales (Push-over), sin y con los efectos de sobre-resistencias. Cabe recordar que los muros de la Torre Mayor se modelaron como “columnas anchas”, haciendo participar de forma conjunta el alma del muro y los patines de los extremos.

Las respuestas dinámicas inelástica paso a paso se determinaron con los acelerogramas SCT y SRE, componente E-W, del sismo del 19 de septiembre de 1985 (fig 4.1). Para los análisis estáticos no-lineales (Push-over) se aplicaron los perfiles de carga obtenidos del análisis dinámico modal espectral y del dinámico paso a paso inelástico, por ser los más representativos.

Para llevar a cabo los análisis Push-over, se consideraron dos posibles casos, en los cuales se establecieron los siguientes límites de control:

- Caso 1.- Se llevó la estructura hasta su condición de colapso, estableciendo un límite de desplazamiento lateral muy grande.
- Caso 2.- Se establecieron los siguientes límites de demanda de ductilidad local, a saber: trabes con $\mu_L < 35$ y muros con $\mu_L < 20$. Además, que las distorsiones angulares de entrepiso fueran menores al estado límite contra colapso de 0.010.

La respuesta elástica de las estructuras se determinó considerando valores de resistencias muy grandes de los elementos estructurales; para la obtención de la respuesta inelástica se asignaron a las vigas y muros sus resistencias nominales (de acuerdo con la información de los planos) y considerando los efectos de sobre-resistencias. Con base en estos análisis sísmicos inelásticos paso a paso y estáticos no-lineales (Push-over) es posible determinar el comportamiento sismorresistente más cercano a la realidad, así como también poder localizar las zonas en los elementos estructurales donde se pueden llegar a presentar fluencias.

5.3.1 Desplazamientos horizontales máximos totales y demandas de ductilidad global

Las figs 5.33 a 5.36 comparan los desplazamientos horizontales máximos totales de los ejes estructurales analizados “H”, “6” y “12” (casos I, II y III), de acuerdo con los análisis dinámico paso a paso elástico e inelástico, utilizando los acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85, con resistencias nominales y efectos de sobre-resistencias.

Los desplazamientos laterales elásticos son superiores a los inelásticos, independientemente del eje estructural y caso de resistencias analizados. Ante los efectos del acelerograma SCT EW-85, las respuestas son mayores, con respecto de lo que ocurre con el acelerograma SRE EW-85.

Las respuestas elásticas e inelásticas (sin y con los efectos de sobre-resistencias), presentan un patrón de comportamiento similar en elevación. En los últimos niveles de los ejes “6” y “12”, ambos de la dirección corta, los desplazamientos laterales tienden a ser mayores, en comparación con el eje “H” (dirección larga o longitudinal, “X”). La deformada en elevación, de ambas direcciones, tiende a ser del tipo viga en cantiliver, debido a la influencia de los muros.

La tabla 5.28 compara los resultados de las ductilidades globales de los ejes “H”, “6” y “12” (casos: I, II y III), con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias. Se tiene una mayor respuesta en el eje “H” (dirección larga), lo

que indica que dicho eje estructural presentó una mayor disipación de energía; el eje “6” (dirección corta) desarrolla la menor ductilidad global. Con los efectos de sobre-resistencias, la ductilidad global desarrollada tiende a ser menor.

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

Las figs 5.37 a 5.40 comparan las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (Δ_{ri}/h_i) de los análisis paso a paso elásticos e inelásticos (sin y con efectos de sobre-resistencias). Los límites permisibles de las distorsiones angulares de entrepiso son los mismos mostrados previamente, en la sección 5.2.3.

La respuesta de los análisis sísmicos elásticos de los ejes “H”, “6” y “12” es mayor que los límites permisibles de diseño, establecidos en las NTC-Sismo del RDF-04. Sin embargo, las respuestas inelásticas (con y sin efectos de sobre-resistencias) de los tres ejes estructurales de interés quedan por debajo del límite permisible de la condición de colapso (0.010) y por arriba del límite permisible ante el estado de servicio (0.004).

Los ejes “H” y “12” tienen un comportamiento similar en toda la altura; el eje “6”, a partir del entrepiso N14-N15 y hasta el entrepiso NCE-NCE*, tiene resultados mayores, con respecto de lo que ocurre en los ejes “H” y “12”.

En general, se puede observar que en los tres ejes analizados, después de cierta altura, el trabajo de los muros de concreto reforzado existentes pierde su efectividad ante la acción de las cargas laterales.

5.3.3 Relaciones fuerza cortante basal–desplazamiento lateral de azotea

Las figs 5.41 a 5.60, presentan las relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento lateral de azotea de los ejes estructurales “H”, “6” y “12” (casos I, II y III), comportamientos elástico e inelástico (con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias).

Las curvas fuerza cortante basal-desplazamiento lateral de azotea permiten describir adecuadamente el comportamiento sismorresistente de una estructura ante la acción de un sismo. Con base en este tipo de respuesta se puede observar la variación de algunos de los parámetros más importantes, tales como: la variación de la rigidez lateral de la estructura, los cambios de los desplazamientos laterales y de la fuerza cortante basal ante la acción del sismo, así como también los niveles de comportamiento histerético inelástico.

La respuesta elástica de los ejes estructurales analizados tiende a concentrarse en una línea recta inclinada; sólo se tiene la influencia del amortiguamiento viscoso. En la respuesta inelástica, considerando las resistencias nominales y los efectos de sobre-resistencias, existe un incremento en el área de histéresis.

Los valores del cortante basal de los ejes estructurales “6” y “12” (dirección transversal) son más pequeños que los valores obtenidos para el eje H (dirección longitudinal); los desplazamientos horizontales de azotea son ligeramente mayores en los ejes “6” y “12”.

Existe un ligero incremento en este tipo de respuesta al considerar los efectos de sobre-resistencias asumidas para determinar las capacidades de los diferentes elementos estructurales. Las respuestas elásticas e inelásticas con el acelerograma SCT EW-85.

Como era de esperarse, se observa que después de varios ciclos la respuesta inelástica se desfasa de la elástica; a medida que la estructura de los tres ejes de interés disipa mayor cantidad de energía sísmica, las respuestas tienen mayor área histerética, con reducciones más importantes de fuerza cortante basal y desplazamientos laterales.

Las figs 5.61 a 5.96 presentan las relaciones fuerza cortante basal contra desplazamiento lateral de azotea de los ejes “H”, “6” y “12” (casos: I, II y III) de los análisis estáticos no-lineales, aplicando los perfiles de carga lateral obtenidos del análisis dinámico modal espectral y del dinámico paso a paso inelástico, con resistencias nominales y efectos de sobre-resistencias; en estas figuras se comparan las respuestas inelásticas de los análisis dinámico paso a paso y Push-over (casos 1 y 2).

En general, la respuesta obtenida con el análisis Push-over, con el perfil de cargas del dinámico modal espectral, tiene un comportamiento similar con respecto de la respuesta del análisis dinámico paso a paso inelástico, con los acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85.

5.3.4 Historias de elementos mecánicos en vigas y muros

Para observar el comportamiento local a nivel de los diferentes elementos estructurales de la Torre Mayor, se muestran las historias en el tiempo de los elementos mecánicos actuantes (momentos flexionantes y fuerzas cortantes) de algunas vigas y muros tipo del primer entepiso de cada uno de los ejes “H”, “6” y “12” (casos I, II y III); estos resultados se comparan contra las resistencias de diseño del RDF-04.

Las figs 4.63 a 4.76 comparan las historias de momentos flexionantes actuantes del extremo izquierdo de las vigas analizadas de los ejes “H” y “12”

(casos I, II y III) contra los momentos resistentes; estos resultados se determinaron de los análisis elásticos e inelásticos, con la influencia de las resistencias nominales y de los efectos de sobre-resistencias.

Las vigas de los ejes “H” y “12” (casos I y II) presentan un número importante de ciclos en los que se alcanza la fluencia, tanto para momento negativo como positivo.

En algunas vigas del eje “12” (casos I y II) se tiene fluencia en varios ciclos. Las vigas con el refuerzo adicional del caso III tienen un número menor de ciclos en que se alcanza la resistencia.

Las figs 4.77 a 4.86 presentan la comparación de las historias de fuerzas cortantes actuantes del extremo izquierdo de las vigas de los ejes “H”, “6” y “12” (casos I, II y III) contra la fuerza cortante resistente, a partir de los análisis elásticos e inelásticos (con resistencias nominales y con efectos de sobre-resistencias). En ningún instante, la respuesta inelástica de las vigas del eje “12” (casos I, II y III) alcanza la capacidad disponible. Se demuestra que el modo de falla que rige es por flexión y no por cortante; esto es, se tiene capacidad suficiente para que no se presenten fallas frágiles por tensión diagonal. Las respuestas son mayores para las vigas del eje “12”, debido a la presencia de los muros. En las vigas del eje “H” se tienen algunos ciclos que sobre pasan ligeramente el cortante resistente, lo que implica que dichas vigas deberían reforzarse para evitar una falla del tipo frágil.

Las figs 4.87 a 4.119 muestran las combinaciones de las relaciones momento flexionante-carga axial (M-P) actuantes del extremo inferior de los muros de los ejes “H”, “6” y “12” (casos I, II y III), a partir de los análisis inelásticos con resistencias nominales y con los efectos de sobre-resistencias; se hace la comparación contra la resistencia disponible, la cual está definida por los diagramas de interacción, calculados con los armados existentes disponibles.

El muro del eje “6” tiene un comportamiento gobernado por flexión, con combinaciones M-P por debajo de la condición balanceada. La resistencia a compresión de dicho muro es mayor, con respecto de lo disponible en los muros de los ejes “H” y “12”.

Los muros del eje “12” (caso I) presentan combinaciones M-P menores a los de la condición balanceada, con variación en carga axial y en momento flexionante. En los muros del entrepiso inferior del caso II se tienen varios ciclos en que se alcanza la fluencia ante los efectos combinados de momento flexionante y carga axial; al revisar los mismos muros del siguiente entrepiso, las combinaciones M-P se encuentran dentro de dicho diagrama y por debajo de la condición balanceada.

Las figs 4.120 a 4.139 presentan las historias en el tiempo de la fuerza cortante actuante del entrepiso inferior de los muros de los ejes “H”, “6” y “12”

(casos I, II y III), a raíz de haber realizado los análisis elásticos e inelásticos con resistencias nominales y con los efectos de sobre-resistencias; se comparan dichas respuestas contra el cortante resistente.

Las fuerzas cortantes inelásticas actuantes en los muros del eje H, son siempre menores que las resistencias; esto es, los muros disponen de una reserva adecuada de capacidad al cortante, para así asegurar que no se presente una falla frágil por tensión diagonal. En algunos ciclos de los muros de planta baja del eje "12" (casos I y II) se alcanza la resistencia al cortante disponible; la fuerza cortante actuante es mayor en el caso III, con respecto de los casos I y II.

5.3.5 Distribución global de rótulas plásticas y demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en vigas y muros

Las figs 5.97 a 5.106 comparan las distribuciones globales de las articulaciones plásticas que se presentan en las vigas y muros de los ejes estructurales "H", "6" y "12" (casos I, II y III), sin y con los efectos de sobre-resistencias, según los análisis dinámico paso a paso (acelerogramas SCT EW-85 y SER EW-85) y Push-over (casos 1 y 2).

La mayoría de los extremos de las vigas y en la base de los muros de planta baja, en general, presentan fluencia. La tendencia del mecanismo de falla es del tipo "viga" (columna fuerte-viga débil). Las primeras rotulas plásticas se tienen en las vigas de los niveles N4 al N10 y las rótulas en las bases de los muros se generan antes de la falla. Existe una reducción en el número y en la amplitud del giro plástico al considerar los efectos de sobre-resistencias.

El caso III del eje "12" presenta un incremento de rótulas plásticas en los muros, llegándose a mostrar fluencias hasta el entrepiso N7-N6. Existe una disminución considerable de rótulas en las vigas de acoplamiento, debido al refuerzo metálico adicional supuesto en toda su longitud; las articulaciones en las vigas se presentan entre los niveles N6 al N10. Cabe señalar que al llevar la estructura a la condición del mecanismo de colapso (condición del caso 1) se presentan ductilidades en vigas menores a 35 y en los muros menores a 20, así como también las distorsiones angulares de entrepiso son menores al límite permisible de diseño contra colapso (0.01).

Las figs 4.220 a 4.237 compararon las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas y muros. Las vigas del eje "H" presentaron una mayor demanda de ductilidad en los niveles superiores; en cambio, en las vigas del eje "12" ocurrió en los primeros niveles. Las vigas de los niveles superiores del caso III del eje "12" prácticamente se comportaron en el rango elástico.

Las demandas de ductilidad local en los muros de los ejes estructurales "H", "6" y "12" (casos I y II) son mayores en los primeros niveles. En el caso III del eje

“12” se desarrollaron ductilidades mucho mayores que en los casos I y II debido al refuerzo metálico supuesto en las vigas de acoplamiento.

Como era de esperarse, se tienen mayores demandas de ductilidad local en los diferentes miembros de la estructura para la condición del caso 1, en que se obliga que se forme el mecanismo de colapso; en los ejes “6” y “12” (caso I) se generaron ductilidades mayores a 60 y en el eje “12” (caso III) la demanda máxima de ductilidad local de los muros fueron inferiores a 5.

En general, en los tres ejes estructurales (“H”, “6” y “12”) analizados, las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en los elementos estructurales, al considerar los efectos de sobre-resistencias, son menores que con resistencias nominales.

Tabla 5.1 Comparación de periodos de vibración analíticos y medidos del conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos y de los ejes estructurales analizados “H”, “6” y “12”

Dirección	Modo	Ti analíticos (segundos)						Ti medidos *** (s)
		Análisis elástico *		Análisis inelástico **				
		Base rígida	Base flexible	Paso a paso		Push-over		
X (Longitudinal)				Eje “H”		Eje “H”		
	1	2.097 (17.6)	2.268 (42.2)	2.018 (71.7)		2.018 (71.7)		2.278 - 2.557
	2	0.883 (1.1)	1.325 (56.2)	0.660 (15.0)		0.660 (15.0)		-
	3	0.702 (9.5)	0.652 (0.7)	0.338 (4.9)		0.338 (4.9)		-
Y (Transversal)				Eje “6”	Eje “12”	Eje “6”	Eje “12”	
	1	1.929 (17.9)	2.059 (28.8)	1.992 (61.8)	2.031 (66.7)	1.992 (61.8)	2.031 (66.7)	2.049
	2	0.619 (3.7)	0.922 (67.1)	0.458 (22.6)	0.529 (19.1)	0.458 (22.6)	0.529 (19.1)	-
	3	0.542 (9.0)	0.606 (0.6)	0.223 (8.1)	0.249 (6.2)	0.223 (8.1)	0.249 (6.2)	-
θ (Torsión)	1	1.237 (3.5)	1.262 (3.7)					1.280
	2	0.531 (7.37)	0.876 (1.9)					-
	3	0.378 (1.27)	0.519 (6.7)					-

() Porcentaje de masa modal efectiva

* Con base en el modelo matemático tridimensional (unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos), según la información de planos del proyecto estructural del estado original del edificio. Se incluyeron los efectos de interacción S-E y el daño de la estructura

** Son los resultados de los ejes estructurales calibrados para analizar paso a paso y con el Push-over

*** Resultados de las mediciones realizadas en el edificio con la técnica de vibración y ruido ambiental, en 2007

Tabla 5.2 Desplazamientos horizontales máximos del nivel de azotea del eje “H”, análisis dinámico modal con los espectros de diseño del RDF-66, Cuerpo Principal y Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, y con los espectros de sitio original (Avilés, 2007) y modificado, sismo en dirección “X”

Tipo	Condición	$\Delta_{\text{máx}}$ (cm)				
		CP, NTC-Sismo, RDF-04	AA, NTC-Sismo, RDF-04	RDF-66	Espectro sitio original * (Base rígida, $c_s=0.104$)	Espectro sitio modificado * (Base flexible, $c_s=0.15$)
Caso A	Servicio	116.66	44.84	21.77		
	Colapso		233.32			
Caso B	Servicio	148.86	56.74	27.64	12.69	30.57
	Colapso		295.28		66.04	159.12

Caso A: Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación

Caso B: Unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos

CP: Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04

AA: Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

* Espectro de sitio original (Avilés, 2007) y modificado, según las reglas del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

Tabla 5.3 Desplazamientos horizontales máximos del nivel de azotea del eje “H”, análisis dinámico paso a paso y Push-over, casos 1 y 2 (respuesta inelástica), sismo en la dirección “X”

Acelerograma	Análisis paso a paso			
	Nominal		Sobre-resistencia	
	Δ Elástico (cm)	Δ Inelástico (cm)	Δ Inelástico (cm)	
SCT EW-85	157.33	57.05	68.61	
SRE EW-85	110.09	50.14	53.42	
Perfil de cargas	Análisis Push-over			
	Caso 1		Caso 2	
	Nominal	Sobre-resistencia	Nominal	Sobre-resistencia
	Δ Inelástico (cm)	Δ Inelástico (cm)	Δ Inelástico (cm)	Δ Inelástico (cm)
Modal espectral	119.06	135.89	67.65	66.18
Paso a paso inelástico	104.99	103.49	67.26	64.74

Caso 1: Según la condición del mecanismo de colapso

Caso 2: Se definieron los límites de demandas de ductilidad local y distorsiones contra colapso

Tabla 5.4 Desplazamientos horizontales máximos del nivel de azotea del eje “6”, análisis dinámico modal con los espectros de diseño del RDF-66 y del Cuerpo Principal y Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, y con los espectros de sitio original (Avilés, 2007) y modificado, sismo en la dirección “Y”

Tipo	Condición	$\Delta_{\text{máx}}$ (cm)				
		CP, NTC-Sismo, RDF-04	AA, NTC-Sismo, RDF-04	RDF-66	Espectro sitio original * (Base rígida, $c_s=0.104$)	Espectro sitio modificado * (Base flexible, $c_s=0.15$)
Caso A	Servicio	98.54	37.87	18.38		
	Colapso		197.08			
Caso B	Servicio	114.68	43.65	17.28	8.98	19.09
	Colapso		227.20		46.72	99.36

Caso A: Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación

Caso B: Unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos

CP: Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04

AA: Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

* Espectro de sitio original (Avilés, 2007) y modificado, según las reglas del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

Tabla 5.5 Desplazamientos horizontales máximos del nivel de azotea del eje “6”, análisis dinámico paso a paso y Push-over, casos 1 y 2 (respuesta inelástica), sismo en la dirección “Y”

Acelerograma	Análisis paso a paso			
	Nominal		Sobre-resistencia	
	Δ Elástico (cm)	Δ Inelástico (cm)	Δ Inelástico (cm)	
SCT EW-85	171.13	48.91	54.11	
SRE EW-85	119.79	42.75	50.08	
Perfil de cargas	Análisis Push-over			
	Caso 1		Caso 2	
	Nominal	Sobre-resistencia	Nominal	Sobre-resistencia
	Δ Inelástico (cm)	Δ Inelástico (cm)	Δ Inelástico (cm)	Δ Inelástico (cm)
Modal espectral	180.07	137.63	57.58	64.94
Paso a paso inelástico	127.26	127.82	67.06	67.26

Caso 1: Según la condición del mecanismo de colapso

Caso 2: Se definieron los límites de demandas de ductilidad local y distorsiones contra colapso

Tabla 5.6 Desplazamientos horizontales máximos del nivel de azotea del eje “12” (caso I), análisis dinámico paso a paso y Push-over, casos 1 y 2 (respuesta inelástica), sismo en la dirección “Y”

Acelerograma	Análisis paso a paso		
	Nominal		Sobre-resistencia
	Δ Elástico (cm)	Δ Inelástico (cm)	Δ Inelástico (cm)
SCT EW-85	174.43	53.95	56.36
SRE EW-85	122.04	50.13	53.51

Perfil de cargas	Análisis Push-over			
	Caso 1		Caso 2	
	Nominal	Sobre-resistencia	Nominal	Sobre-resistencia
	Δ Inelástico (cm)	Δ Inelástico (cm)	Δ Inelástico (cm)	Δ Inelástico (cm)
Modal espectral	130.60	130.04	65.25	63.17
Paso a paso inelástico	92.29	90.03	57.07	61.34

Caso I: No se consideró el refuerzo adicional en las vigas de acoplamiento (estado original)

Caso 1: Según la condición del mecanismo de colapso

Caso 2: Se definieron los límites de demandas de ductilidad local y distorsiones contra colapso

Tabla 5.7 Desplazamientos horizontales máximos del nivel de azotea del eje “12” (caso II), análisis dinámico paso a paso y Push-over, casos 1 y 2 (respuesta inelástica), sismo en la dirección “Y”

Acelerograma	Análisis paso a paso		
	Nominal		Sobre-resistencia
	Δ Elástico (cm)	Δ Inelástico (cm)	Δ Inelástico (cm)
SCT EW-85	174.51	62.73	70.08
SRE EW-85	122.10	56.93	57.88

Perfil de cargas	Análisis Push-over			
	Caso 1		Caso 2	
	Nominal	Sobre-resistencia	Nominal	Sobre-resistencia
	Δ Inelástico (cm)	Δ Inelástico (cm)	Δ Inelástico (cm)	Δ Inelástico (cm)
Modal espectral	105.84	112.53	77.54	71.03
Paso a paso inelástico	91.39	92.27	72.97	71.45

Caso II: Se consideró el refuerzo adicional en los patines de los muros y en las vigas de acoplamiento (estado actual)

Caso 1: Según la condición del mecanismo de colapso

Caso 2: Se definieron los límites de demandas de ductilidad local y distorsiones contra colapso

Tabla 5.8 Desplazamientos horizontales máximos del nivel de azotea del eje “12” (caso III), análisis dinámico paso a paso y Push-over, caso 1 (respuesta inelástica), sismo en la dirección “Y”

Acelerograma	Análisis paso a paso		
	Nominal		Sobre-resistencia
	Δ Elástico (cm)	Δ Inelástico (cm)	Δ Inelástico (cm)
SCT EW-85	174.43	60.72	65.93
SRE EW-85	122.04	53.20	57.54

Perfil de cargas	Análisis Push-over	
	Caso 1	
	Nominal	Sobre-resistencia
	Δ Inelástico (cm)	Δ Inelástico (cm)
Modal espectral	46.87	46.46
Paso a paso inelástico	45.47	47.40

Caso III: Se consideró el refuerzo adicional en los patines de los muros y que el refuerzo en las vigas de acoplamiento se encuentra en toda la longitud de las vigas

Caso 1: Según la condición del mecanismo de colapso

Tabla 5.9 Valores máximos de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje “H”, análisis dinámico modal con los espectros de diseño del RDF-66 y del Cuerpo Principal y Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, y con los espectros de sitio original (Avilés, 2007) y modificado, sismo en la dirección “X”

Tipo	Condición	$(\Delta_{ri} / h_i)_{\text{máx}}$				
		CP, NTC-Sismo, RDF-04	AA, NTC-Sismo, RDF-04	RDF-66	Espectro sitio original * (Base rígida, $c_s=0.104$)	Espectro sitio modificado * (Base flexible, $c_s=0.15$)
Caso A	Servicio	0.0145 (11-12)	0.0056 (11-12)	0.0027 (12-13)		
	Colapso		0.0290 (11-12)			
Caso B	Servicio	0.0186 (11-12)	0.0071 (11-12)	0.0035 (11-12)	0.0018 (11-12)	0.0038 (11-12)
	Colapso		0.0369 (11-12)		0.0093 (11-12)	0.0200 (11-12)

() Entrepiso con la distorsión angular máxima

Caso A: Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación

Caso B: Unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos

CP: Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04

AA: Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

* Espectro de sitio original (Avilés, 2007) y modificado, según las reglas del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

Tabla 5.10 Valores máximos de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje “H”, análisis dinámico paso a paso (respuesta inelástica), sismo en la dirección “X”

Acelerograma	Nominal		Sobre-resistencia
	γ Elástico	γ Inelástico	γ Inelástico
SCT EW-85	0.0243 (11-12)	0.0088 (10-11)	0.0100 (8-9)
SRE EW-85	0.0170 (11-12)	0.0075 (8-9)	0.0086 (8-9)

() Entrepiso con la distorsión angular máxima

Tabla 5.11 Valores máximos de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje “H”, análisis Push-over, casos 1 y 2 (respuesta inelástica), sismo en la dirección “X”

Perfil de cargas	Caso 1		Caso 2	
	Nominal	Sobre-resistencia	Nominal	Sobre-resistencia
	γ Inelástico	γ Inelástico	γ Inelástico	γ Inelástico
Modal espectral	0.0161 (11-12)	0.0184 (10-11)	0.0099 (10-11)	0.0100 (10-11)
Paso a paso inelástico	0.0149 (11-12)	0.0151 (11-12)	0.0102 (11-12)	0.0101 (10-11)

() Entrepiso con la distorsión angular máxima

Caso 1: Según la condición del mecanismo de colapso

Caso 2: Se definieron los límites de demandas de ductilidad local y distorsiones contra colapso

Tabla 5.12 Valores máximos de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje “6”, análisis dinámico modal con los espectros de diseño del RDF-66 y del Cuerpo Principal y Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, y con los espectros de sitio original (Avilés, 2007) y modificado, sismo en la dirección “Y”

Tipo	Condición	$(\Delta_{ri} / h_i)_{\text{máx}}$				
		CP, NTC-Sismo, RDF-04	AA, NTC-Sismo, RDF-04	RDF-66	Espectro sitio original * (Base rígida, $c_s=0.104$)	Espectro sitio modificado * (Base flexible, $c_s=0.15$)
Caso A	Servicio	0.0141 (20-21)	0.0054 (20-21)	0.0026 (20-21)		
	Colapso		0.0281 (20-21)			
Caso B	Servicio	0.0174 (20-21)	0.0066 (20-21)	0.0023 (17-18)	0.0013 (17-18)	0.0025 (17-18)
	Colapso		0.0344 (20-21)		0.0066 (17-18)	0.0131 (17-18)

() Entrepiso con la distorsión angular máxima

Caso A: Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación

Caso B: Unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos

CP: Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04

AA: Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

* Espectro de sitio original (Avilés, 2007) y modificado, según las reglas del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

Tabla 5.13 Valores máximos de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje “6”, análisis dinámico paso a paso (respuesta inelástica), sismo en la dirección “Y”

Acelerograma	Nominal		Sobre-resistencia
	γ Elástico	γ Inelástico	γ Inelástico
SCT EW-85	0.0283 (17-18)	0.0093 (18-19)	0.0086 (17-18)
SRE EW-85	0.0198 (17-18)	0.0062 (18-19)	0.0072 (17-18)

() Entrepiso con la distorsión angular máxima

Tabla 5.14 Valores máximos de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje “6”, análisis Push-over, casos 1 y 2 (respuesta inelástica), sismo en la dirección “Y”

Perfil de cargas	Caso 1		Caso 2	
	Nominal	Sobre-resistencia	Nominal	Sobre-resistencia
	γ Inelástico	γ Inelástico	γ Inelástico	γ Inelástico
Modal espectral	0.0231 (17-18)	0.0180 (17-18)	0.0081 (17-18)	0.0092 (17-18)
Paso a paso inelástico	0.0172 (17-18)	0.0175 (17-18)	0.0097 (17-18)	0.0100 (17-18)

() Entrepiso con la distorsión angular máxima

Caso 1: Según la condición del mecanismo de colapso

Caso 2: Se definieron los límites de demandas de ductilidad local y distorsiones contra colapso

Tabla 5.15 Valores máximos de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje “12” (caso I), análisis dinámico paso a paso (respuesta inelástica), sismo en la dirección “Y”

Acelerograma	Nominal		Sobre-resistencia
	γ Elástico	γ Inelástico	γ Inelástico
SCT EW-85	0.0265 (15-16)	0.0075 (10-11)	0.0075 (10-11)
SRE EW-85	0.0185 (15-16)	0.0069 (10-11)	0.0075 (10-11)

() Entrepiso con la distorsión angular máxima

Caso I: No se consideró el refuerzo adicional en las vigas de acoplamiento (estado original)

Tabla 5.16 Valores máximos de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje “12” (caso I), análisis Push-over, casos 1 y 2 (respuesta inelástica), sismo en la dirección “Y”

Perfil de cargas	Caso 1		Caso 2	
	Nominal	Sobre-resistencia	Nominal	Sobre-resistencia
	γ Inelástico	γ Inelástico	γ Inelástico	γ Inelástico
Modal espectral	0.0167 (12-13)	0.0167 (11-12)	0.0088 (11-12)	0.0087 (11-12)
Paso a paso inelástico	0.0121 (11-12)	0.0119 (11-12)	0.0078 (11-12)	0.0085 (10-11)

() Entrepiso con la distorsión angular máxima

Caso I: No se consideró el refuerzo adicional en las vigas de acoplamiento (estado original)

Caso 1: Según la condición del mecanismo de colapso

Caso 2: Se definieron los límites de demandas de ductilidad local y distorsiones contra colapso

Tabla 5.17 Valores máximos de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje “12” (caso II), análisis dinámico paso a paso (respuesta inelástica), sismo en la dirección “Y”

Acelerograma	Nominal		Sobre-resistencia
	γ Elástico	γ Inelástico	γ Inelástico
SCT EW-85	0.0265 (15-16)	0.0085 (10-11)	0.0096 (10-11)
SRE EW-85	0.0185 (15-16)	0.0079 (10-11)	0.0082 (10-11)

() Entrepiso con la distorsión angular máxima

Caso II: Se consideró el refuerzo adicional en los patines de los muros y en las vigas de acoplamiento (estado actual)

Tabla 5.18 Valores máximos de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje “12” (caso II), análisis Push-over, casos 1 y 2 (respuesta inelástica), sismo en la dirección “Y”

Perfil de cargas	Caso 1		Caso 2	
	Nominal	Sobre-resistencia	Nominal	Sobre-resistencia
	γ Inelástico	γ Inelástico	γ Inelástico	γ Inelástico
Modal espectral	0.0140 (11-12)	0.0149 (11-12)	0.0106 (12-13)	0.0100 (11-12)
Paso a paso inelástico	0.0123 (11-12)	0.0126 (11-12)	0.0101 (11-12)	0.0100 (11-12)

() Entrepiso con la distorsión angular máxima

Caso II: Se consideró el refuerzo adicional en los patines de los muros y en las vigas de acoplamiento (estado actual)

Caso 1: Según la condición del mecanismo de colapso

Caso 2: Se definieron los límites de demandas de ductilidad local y distorsiones contra colapso

Tabla 5.19 Valores máximos de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje “12” (caso III), análisis dinámico paso a paso (respuesta inelástica), sismo en la dirección “Y”

Acelerograma	Nominal		Sobre-resistencia
	γ Elástico	γ Inelástico	γ Inelástico
SCT EW-85	0.0265 (15-16)	0.0090 (1-2)	0.0096 (1-2)
SRE EW-85	0.0185 (15-16)	0.0072 (8-9)	0.0076 (8-9)

() Entrepiso con la distorsión angular máxima

Caso III: Se consideró el refuerzo adicional en los patines de los muros y que el refuerzo en las vigas de acoplamiento se encuentra en toda la longitud de las vigas

Tabla 5.20 Valores máximos de las relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso del eje “12” (caso III), análisis Push-over, caso 1 (respuesta inelástica), sismo en la dirección “Y”

Perfil de cargas	Análisis Push-over	
	Caso 1	
	Nominal	Sobre-resistencia
	γ Inelástico	γ Inelástico
Modal espectral	0.0069 (12-13)	0.0068 (12-13)
Paso a paso inelástico	0.0067 (11-12)	0.0069 (11-12)

() Entrepiso con la distorsión angular máxima

Caso III: Se consideró el refuerzo adicional en los patines de los muros y que el refuerzo en las vigas de acoplamiento se encuentra en toda la longitud de las vigas

Caso 1: Según la condición del mecanismo de colapso

Tabla 5.21 Comparación de fuerzas cortantes basales máximas del eje “H”, análisis dinámico modal con los espectros de diseño del RDF-66 y del Cuerpo Principal y Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, y con los espectros de sitio original (Avilés, 2007) y modificado, sismo en la dirección “X”

Caso	CP, NTC-Sismo, RDF-04	AA, NTC-Sismo, RDF-04	RDF-66	Espectro sitio original * (Base rígida, $c_s=0.104$)	Espectro sitio modificado * (Base flexible, $c_s=0.15$)
A	4,918.53	4,851.75	1,812.48		
B	13,155.95	13,039.03	4,865.31	1,386.68	6,522.17

Resultados en toneladas, del entrepiso NSOT

Caso A: Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación

Caso B: Unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos

CP: Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04

AA: Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04* Espectro de sitio original (Avilés, 2007) y modificado, según las reglas del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

Tabla 5.22 Comparación de fuerzas cortantes basales máximas del eje “H”, análisis dinámico paso a paso y Push-over, casos 1 y 2 (respuesta inelástica), sismo en la dirección “X”

Acelerograma	Análisis paso a paso			
	Nominal		Sobre-resistencia	
	V Elástico (ton)	V Inelástico (ton)	V Elástico (ton)	V Inelástico (ton)
SCT EW-85	580.59	747.83	670.60	842.85
SRE EW-85	515.96	568.78	743.61	1,092.39

Perfil de cargas	Análisis Push-over			
	Caso 1		Caso 2	
	Nominal	Sobre-resistencia	Nominal	Sobre-resistencia
	V Inelástico (ton)	V Inelástico (ton)	V Inelástico (ton)	V Inelástico (ton)
Modal espectral	1,297.57	1,639.32	1,122.26	1,399.63
Paso a paso inelástico	960.25	792.87	792.87	1,000.41

Caso 1: Según la condición del mecanismo de colapso

Caso 2: Se definieron los límites de demandas de ductilidad local y distorsiones contra colapso

Tabla 5.23 Comparación de fuerzas cortantes basales máximas del eje “6”, análisis dinámico modal con los espectros de diseño del RDF-66 y del Cuerpo Principal y Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, y con los espectros de sitio original (Avilés, 2007) y modificado, sismo en la dirección “Y”

Caso	CP, NTC-Sismo, RDF-04	AA, NTC-Sismo, RDF-04	RDF-66	Espectro sitio original * (Base rígida, $c_s=0.104$)	Espectro sitio modificado * (Base flexible, $c_s=0.15$)
A	4,543.17	4,038.72	1,502.82		
B	13,075.83	12,959.63	4,835.68	1,393.42	6,211.25

Resultados en toneladas, del entrepiso NSOT

Caso A: Torre Mayor aislada con ampliación del cajón de cimentación

Caso B: Unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos

CP: Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04

AA: Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

* Espectro de sitio original (Avilés, 2007) y modificado, según las reglas del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04

Tabla 5.24 Comparación de fuerzas cortantes basales máximas del eje “6”, análisis dinámico paso a paso y Push-over, casos 1 y 2 (respuesta inelástica), sismo en la dirección “Y”

Acelerograma	Análisis paso a paso			
	Nominal		Sobre-resistencia	
	V Elástico (ton)	V Inelástico (ton)	V Elástico (ton)	V Inelástico (ton)
SCT EW-85	739.40	357.20	729.90	545.90
SRE EW-85	798.30	591.00	827.40	902.80

Perfil de cargas	Análisis Push-over			
	Caso 1		Caso 2	
	Nominal	Sobre-resistencia	Nominal	Sobre-resistencia
	V Inelástico (ton)	V Inelástico (ton)	V Inelástico (ton)	V Inelástico (ton)
Modal espectral	881.60	987.90	752.50	892.60
Paso a paso inelástico	426.30	500.10	398.10	467.30

Caso 1: Según la condición del mecanismo de colapso

Caso 2: Se definieron los límites de demandas de ductilidad local y distorsiones contra colapso

Tabla 5.25 Comparación de fuerzas cortantes basales máximas del eje “12” (caso I), análisis dinámico paso a paso y Push-over, casos 1 y 2 (respuesta inelástica), sismo en la dirección “Y”

Acelerograma	Análisis paso a paso			
	Nominal		Sobre-resistencia	
	V Elástico (ton)	V Inelástico (ton)	V Elástico (ton)	V Inelástico (ton)
SCT EW-85	376.10	568.55	390.60	467.74
SRE EW-85	317.80	662.90	332.80	770.50

Perfil de cargas	Análisis Push-over			
	Caso 1		Caso 2	
	Nominal	Sobre-resistencia	Nominal	Sobre-resistencia
	V Inelástico (ton)	V Inelástico (ton)	V Inelástico (ton)	V Inelástico (ton)
Modal espectral	770.20	847.40	766.90	842.90
Paso a paso inelástico	677.20	761.00	684.90	768.50

Caso I: No se consideró el refuerzo adicional en las vigas de acoplamiento (estado original)

Caso 1: Según la condición del mecanismo de colapso

Caso 2: Se definieron los límites de demandas de ductilidad local y distorsiones contra colapso

Tabla 5.26 Comparación de fuerzas cortantes basales máximas del eje “12” (caso II), análisis dinámico paso a paso y Push-over, casos 1 y 2 (respuesta inelástica), sismo en la dirección “Y”

Acelerograma	Análisis paso a paso			
	Nominal		Sobre-resistencia	
	V Elástico (ton)	V Inelástico (ton)	V Elástico (ton)	V Inelástico (ton)
SCT EW-85	458.20	719.90	455.90	933.00
SRE EW-85	434.00	827.80	459.00	912.20

Perfil de cargas	Análisis Push-over			
	Caso 1		Caso 2	
	Nominal	Sobre-resistencia	Nominal	Sobre-resistencia
	V Inelástico (ton)	V Inelástico (ton)	V Inelástico (ton)	V Inelástico (ton)
Modal espectral	936.10	1,049.00	914.80	1,021.60
Paso a paso inelástico	835.80	943.90	840.60	949.40

Caso II: Se consideró el refuerzo adicional en los patines de los muros y en las vigas de acoplamiento (estado actual)

Caso 1: Según la condición del mecanismo de colapso

Caso 2: Se definieron los límites de demandas de ductilidad local y distorsiones contra colapso

Tabla 5.27 Comparación de fuerzas cortantes basales máximas del eje “12” (caso III), análisis dinámico paso a paso y Push-over, caso 1 (respuesta inelástica), sismo en la dirección “Y”

Acelerograma	Análisis paso a paso			
	Nominal		Sobre-resistencia	
	V Elástico (ton)	V Inelástico (ton)	V Elástico (ton)	V Inelástico (ton)
SCT EW-85	568.60	1,214.20	544.20	1,362.00
SRE EW-85	530.00	1,062.00	530.90	1,017.50

Perfil de cargas	Análisis Push-over	
	Caso 1	
	Nominal	Sobre-resistencia
	V Inelástico (ton)	V Inelástico (ton)
Modal espectral	620.80	789.17
Paso a paso inelástico	575.37	692.82

Caso III: Se consideró el refuerzo adicional en los patines de los muros y que el refuerzo en las vigas de acoplamiento se encuentra en toda la longitud de las vigas

Caso 1: Según la condición del mecanismo de colapso

Tabla 5.28 Comparación de demandas máximas de ductilidad global de cada eje analizado del caso A (Torre Mayor aislada), sin y con efectos de sobre-resistencias

Caso	Eje	Nominal			Sobre-resistencia		
		$\Delta_{\text{máx inel}}$ (cm)	Δ_{γ} (cm)	μ_G	$\Delta_{\text{máx inel}}$ (cm)	Δ_{γ} (cm)	μ_G
SCT EW-85	H	60.187	11.390	5.28	68.609	14.915	4.60
	6	66.402	27.797	2.39	62.077	34.642	1.79
	12 (caso I)	55.842	12.816	4.36	56.362	12.273	4.59
	12 (caso II)	62.722	15.814	3.97	70.060	16.314	4.29
	12 (caso III)	60.715	19.894	3.05	65.905	24.471	2.69
SRE EW-85	H	50.121	12.626	3.97	53.382	17.204	3.10
	6	42.752	28.061	1.52	50.080	34.476	1.45
	12 (caso I)	50.079	12.624	3.97	53.471	13.141	4.07
	12 (caso II)	56.903	15.676	3.63	57.875	17.172	3.37
	12 (caso III)	53.169	20.538	2.59	57.499	23.572	2.44

Δ_{γ} : Desplazamiento lateral en el instante en el que se presenta la primera fluencia

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

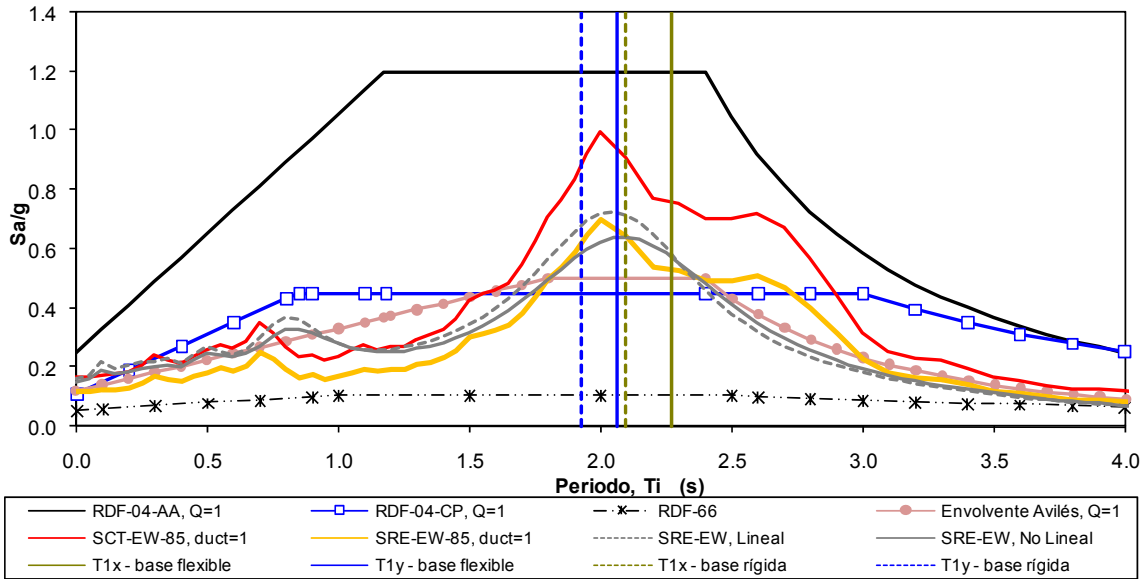


Fig 5.1 Ubicación de los periodos fundamentales de vibración de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos en los espectros elásticos de diseño ($Q=1.0$) de las NTC-Sismo (Apéndice A y Cuerpo Principal) del RDF-04 y RDF-66, espectro elástico de sitio original (Avilés, 2007), y espectros de respuesta elástica de SCT-EW y SRE-EW (1985)

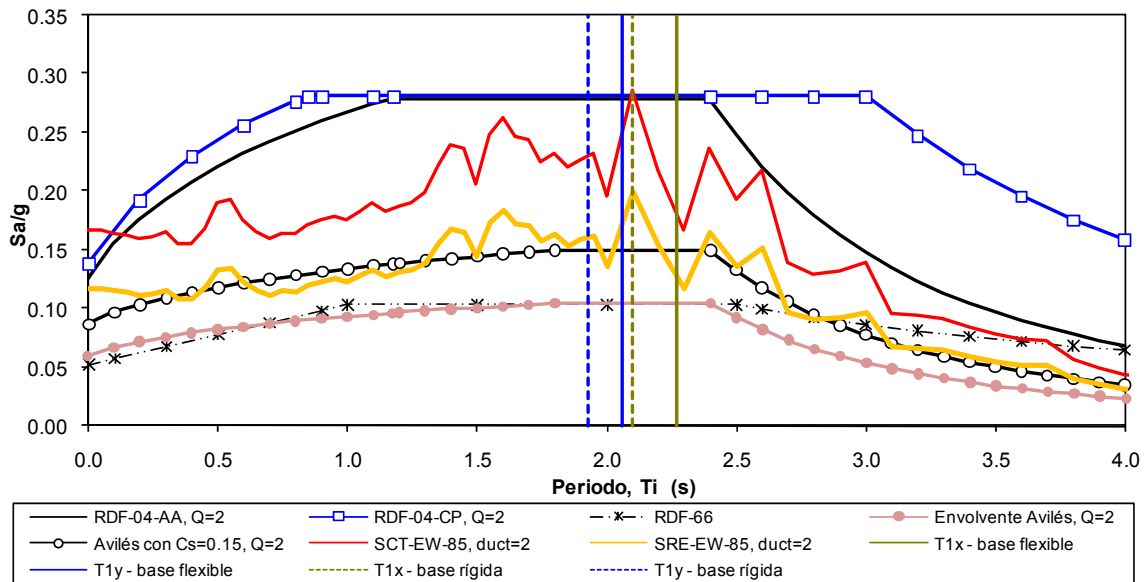


Fig 5.2 Ubicación de los periodos fundamentales de vibración, de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos en los espectros inelásticos de diseño ($Q=2.0$) de NTC-Sismo (Apéndice A y Cuerpo Principal) del RDF-04 y RDF-66, espectros inelásticos de sitio original (Avilés, 2007) y modificado, y espectros de respuesta inelástica de SCT-EW y SRE-EW (1985)

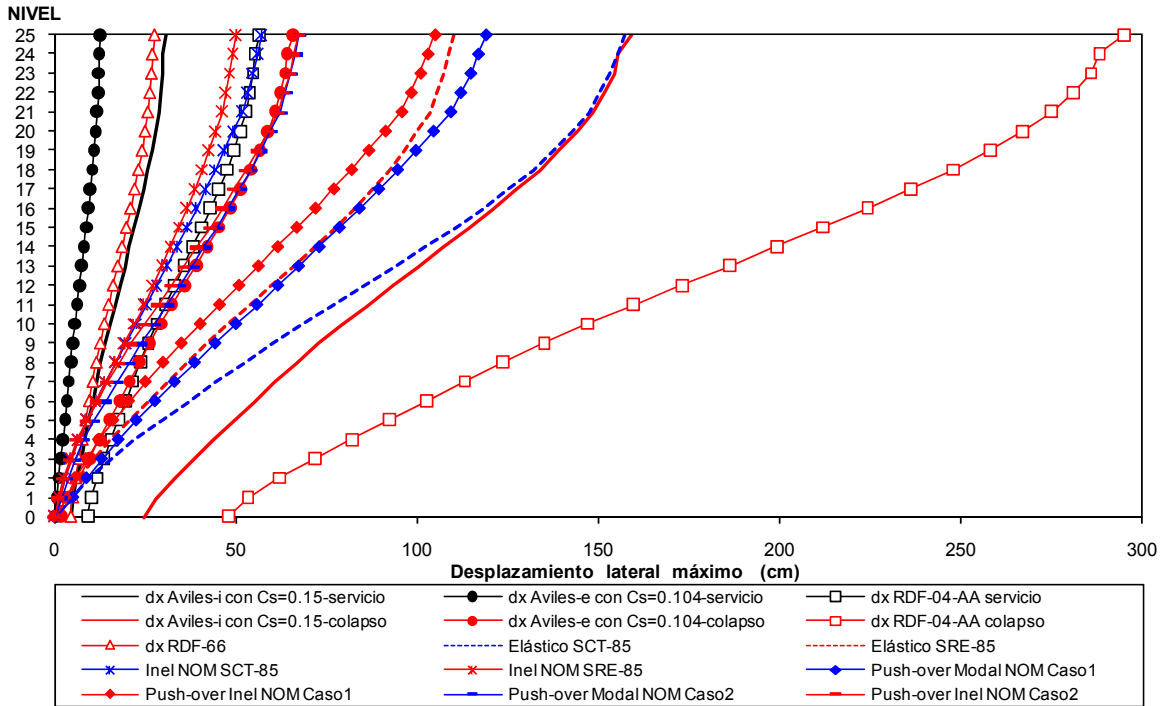


Fig 5.3 Comparación de desplazamientos laterales máximos de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos y del eje "H", sismo en la dirección X, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), resistencias nominales

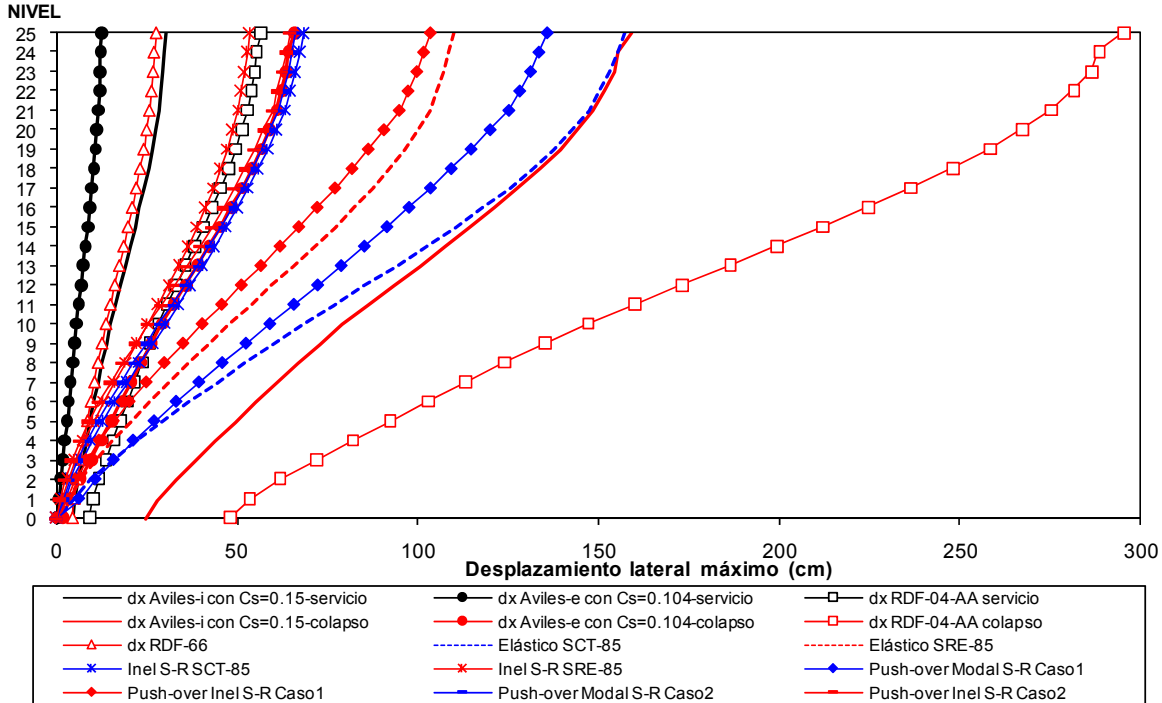


Fig 5.4 Comparación de desplazamientos laterales máximos de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos y del eje "H", sismo en la dirección X, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), efectos de sobre-resistencia

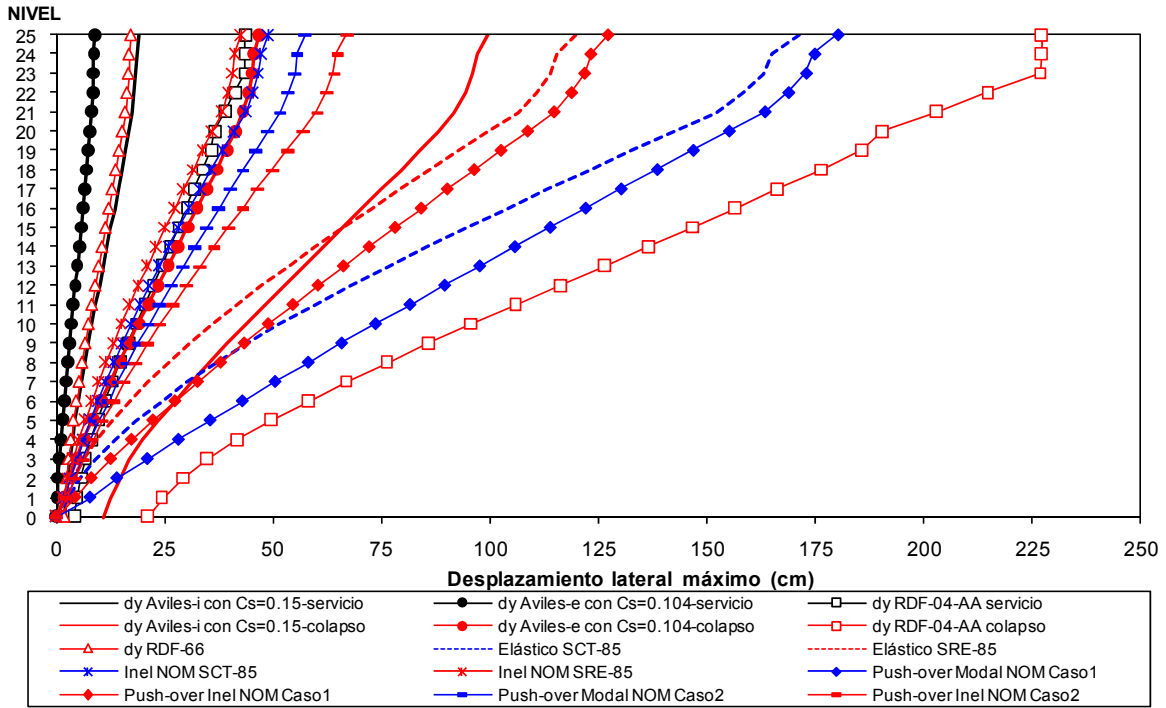


Fig 5.5 Comparación de desplazamientos laterales máximos de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos y del eje "6", sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), resistencias nominales

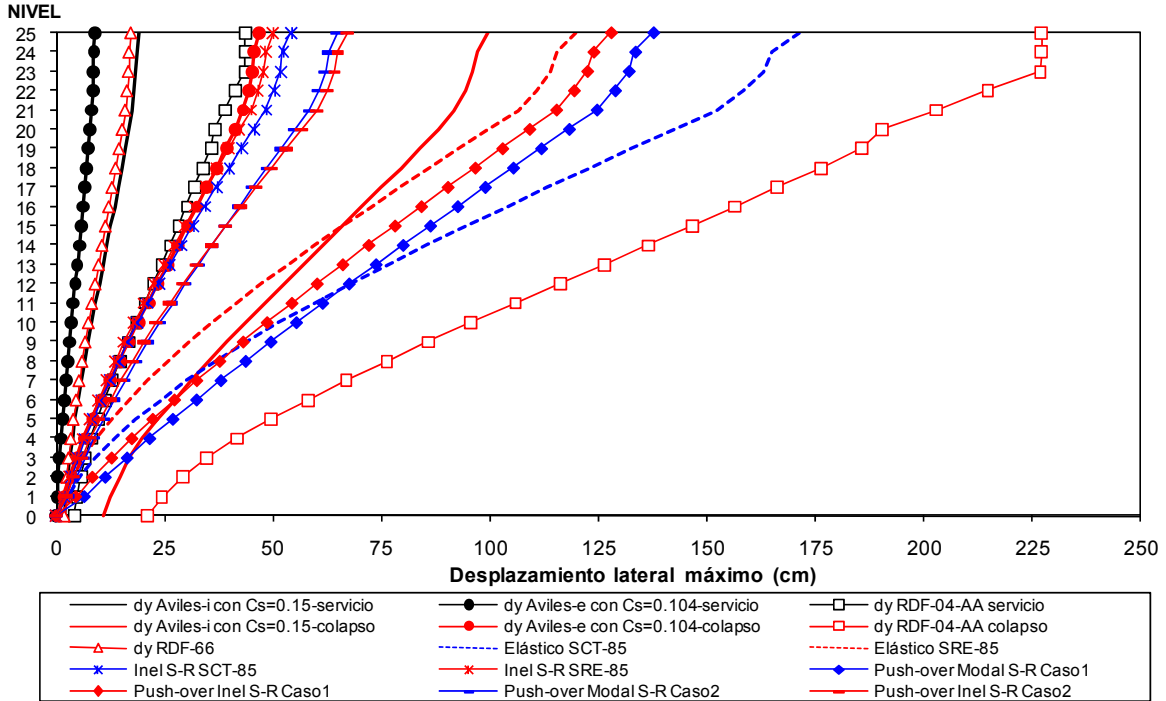


Fig 5.6 Comparación de desplazamientos laterales máximos de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos y del eje "6", sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), efectos de sobre-resistencias

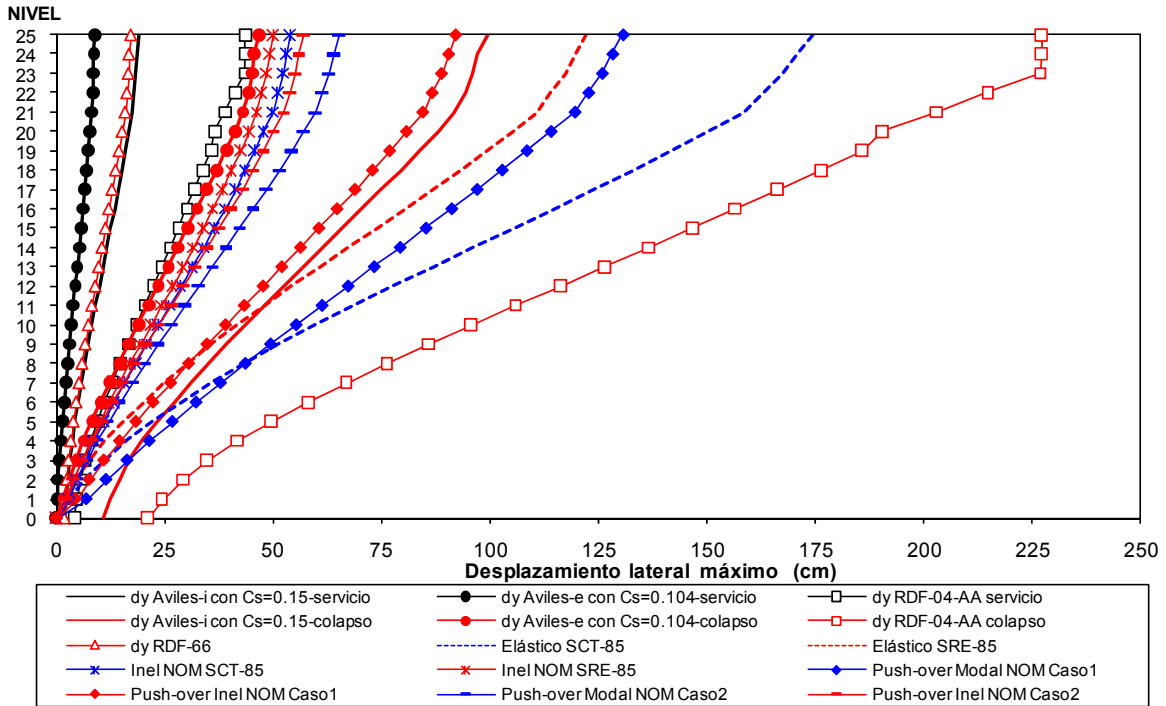


Fig 5.7 Comparación de desplazamientos laterales máximos de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos y del eje "12" (caso I), sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), resistencias nominales

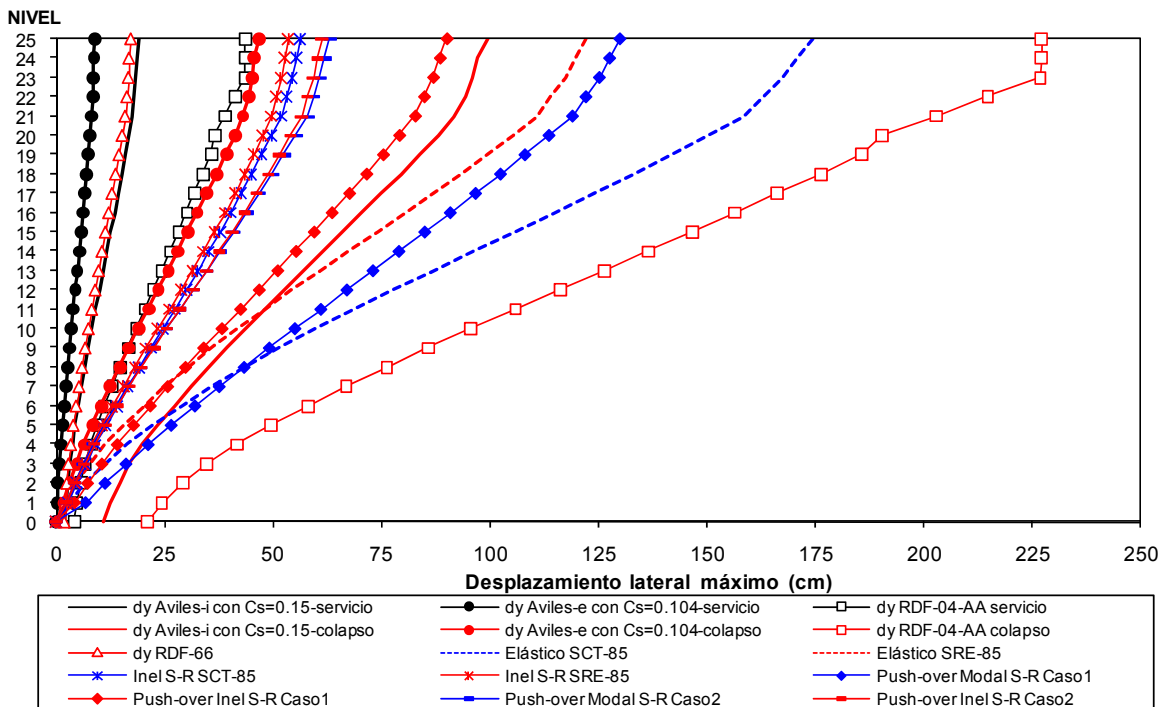


Fig 5.8 Comparación de desplazamientos laterales máximos de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos y del eje "12" (caso I), sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), efectos de sobre-resistencias

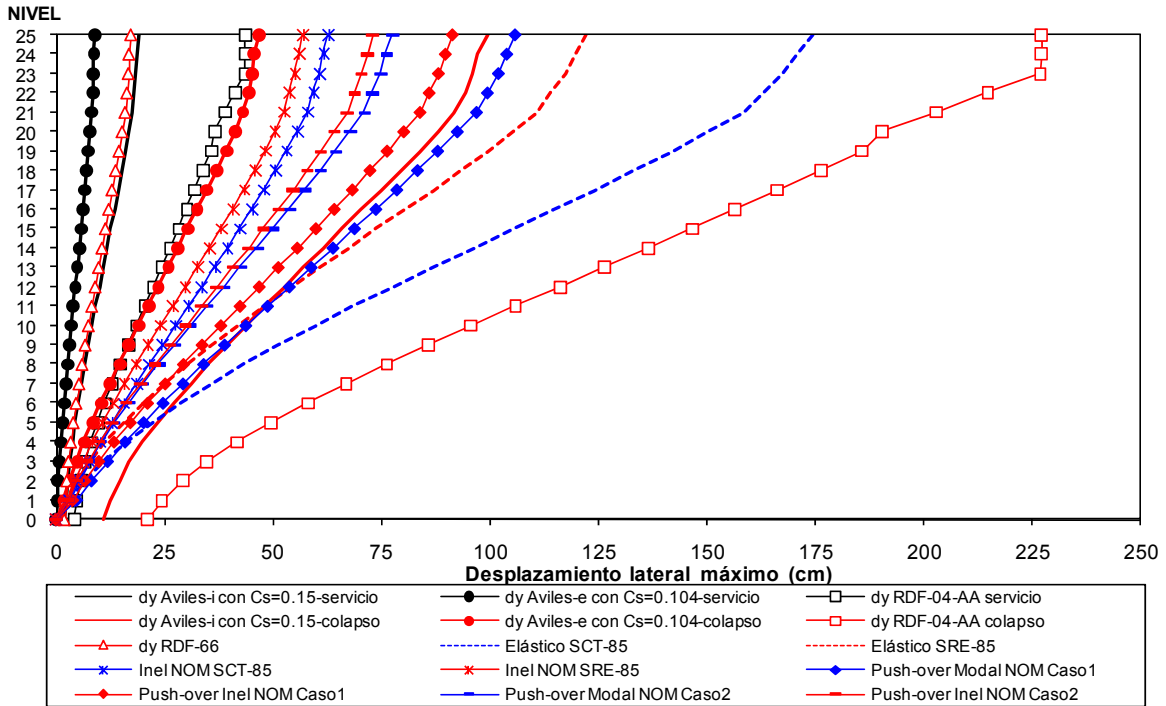


Fig 5.9 Comparación de desplazamientos laterales máximos de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos y del eje "12" (caso II), sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), resistencias nominales

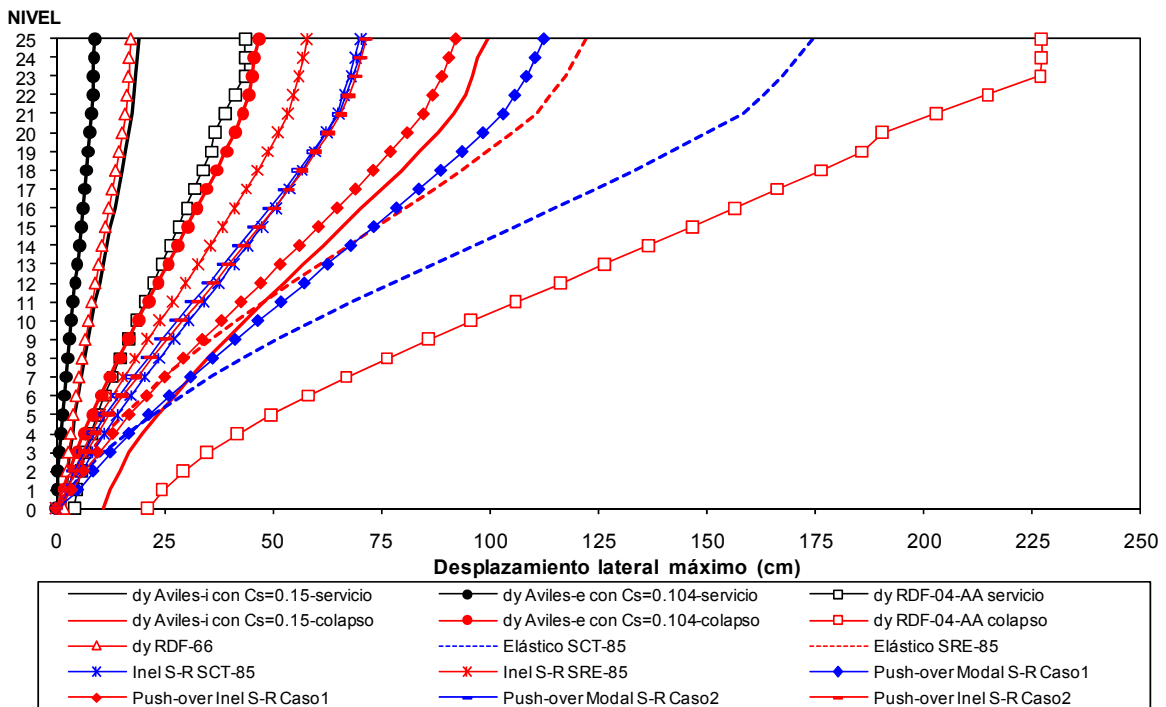


Fig 5.10 Comparación de desplazamientos laterales máximos de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos y del eje "12" (caso II), sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), efectos de sobre-resistencia

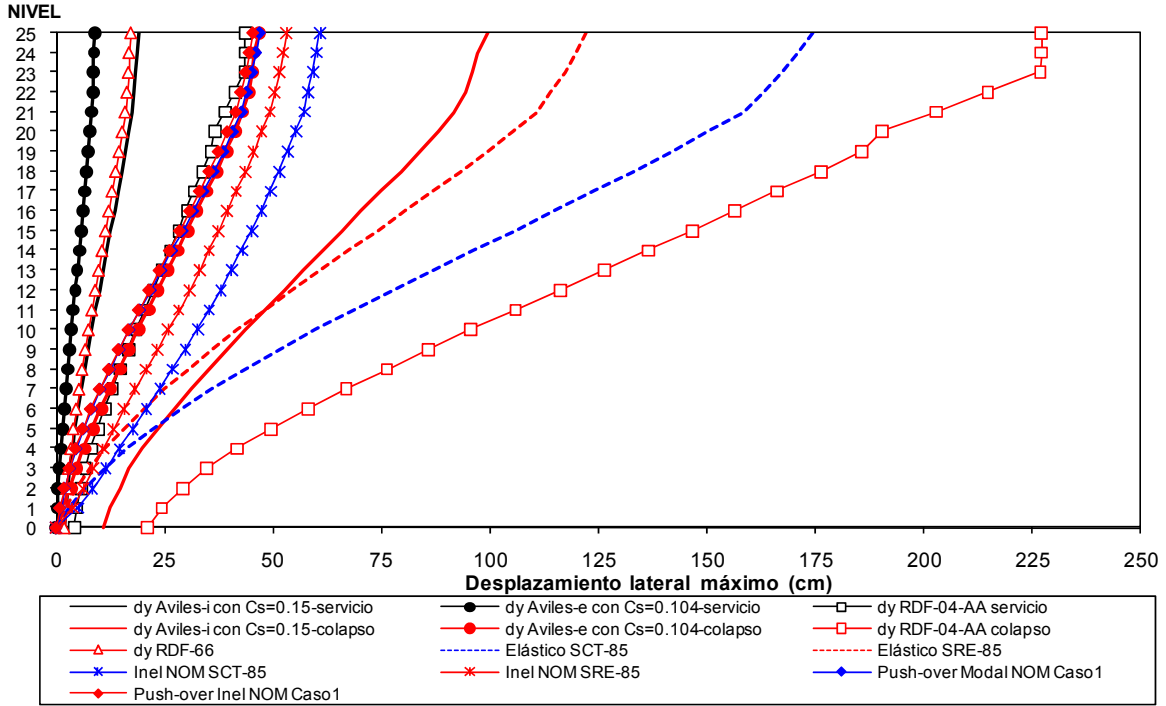


Fig 5.11 Comparación de desplazamientos laterales máximos de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos y del eje "12" (caso III), sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), resistencias nominales

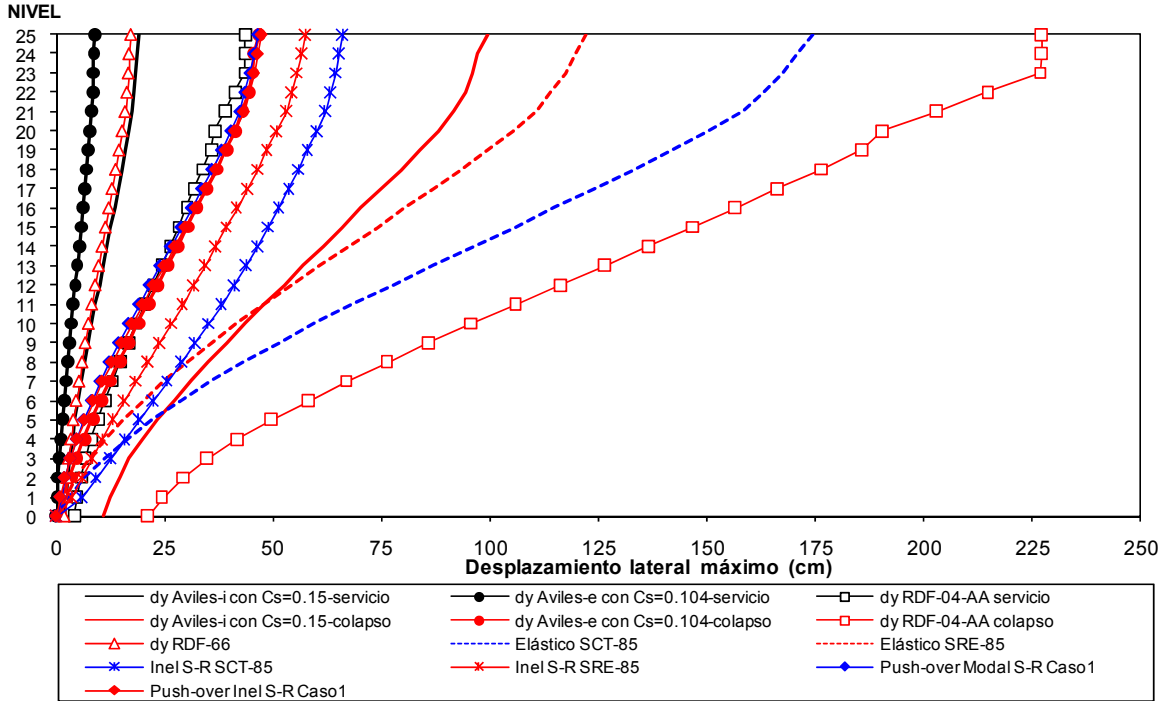


Fig 5.12 Comparación de desplazamientos laterales máximos de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos y del eje "12" (caso III), sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), efectos de sobre-resistencia

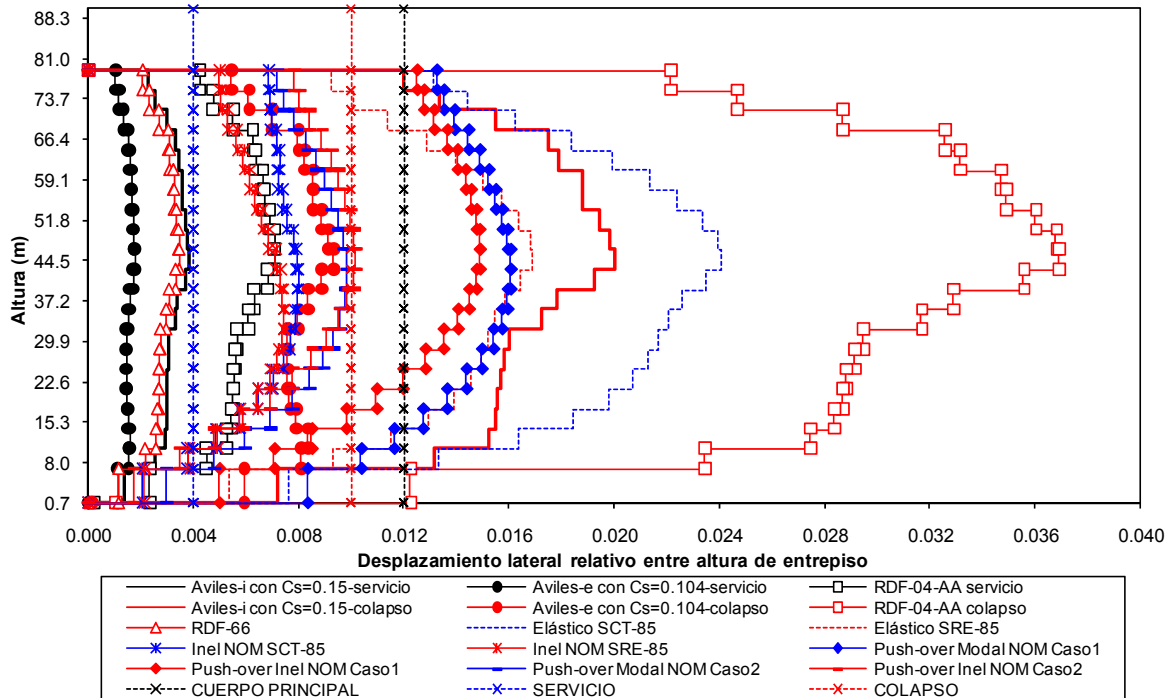


Fig 5.13 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos y del eje “H”, sismo en la dirección X, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), resistencias nominales

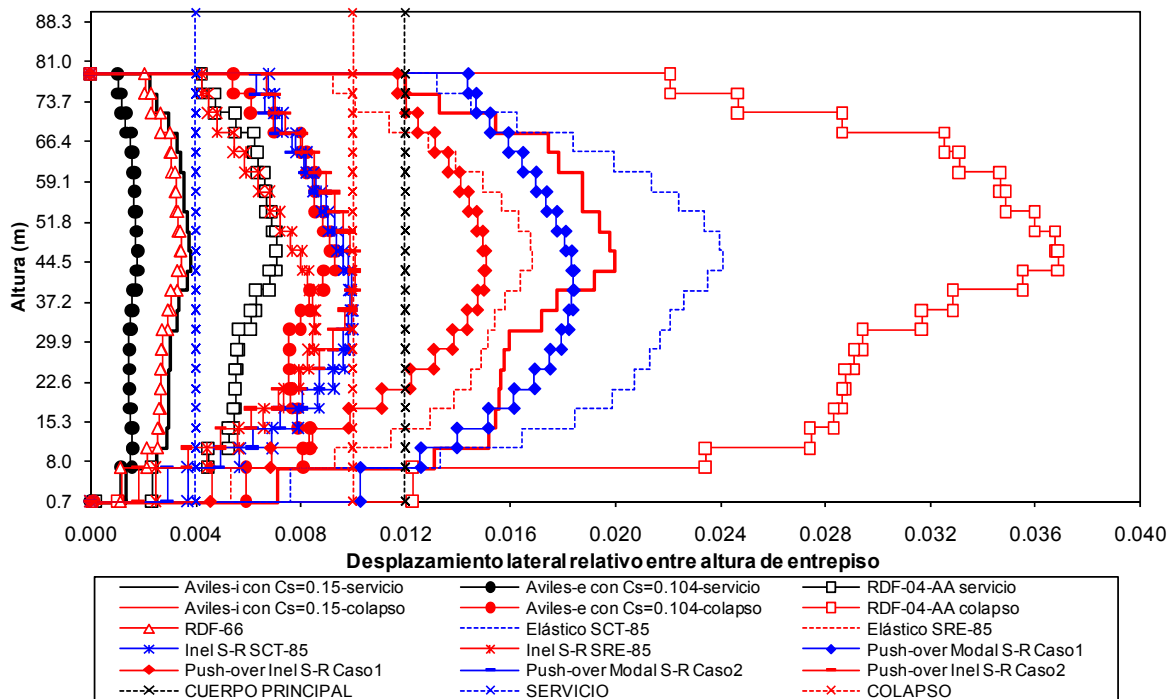


Fig 5.14 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de la unión Torre Mayor -Cuerpos Bajos y del eje “H”, sismo en la dirección X, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), efectos de sobre-resistencias

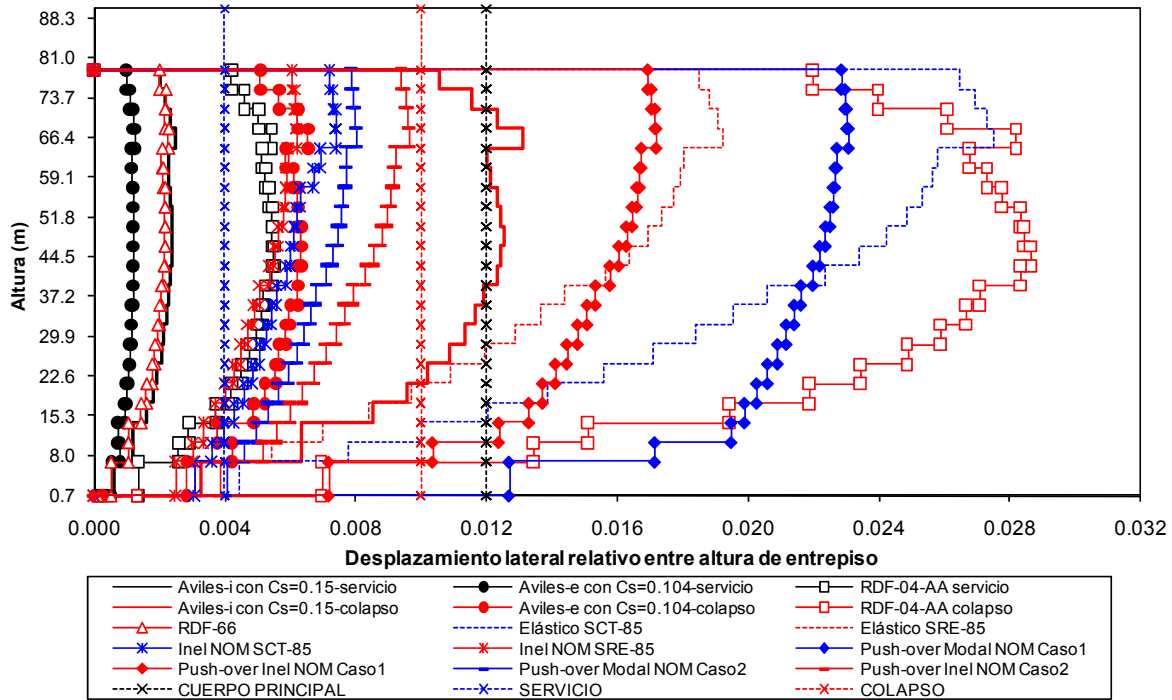


Fig 5.15 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos y del eje “6”, sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), resistencias nominales

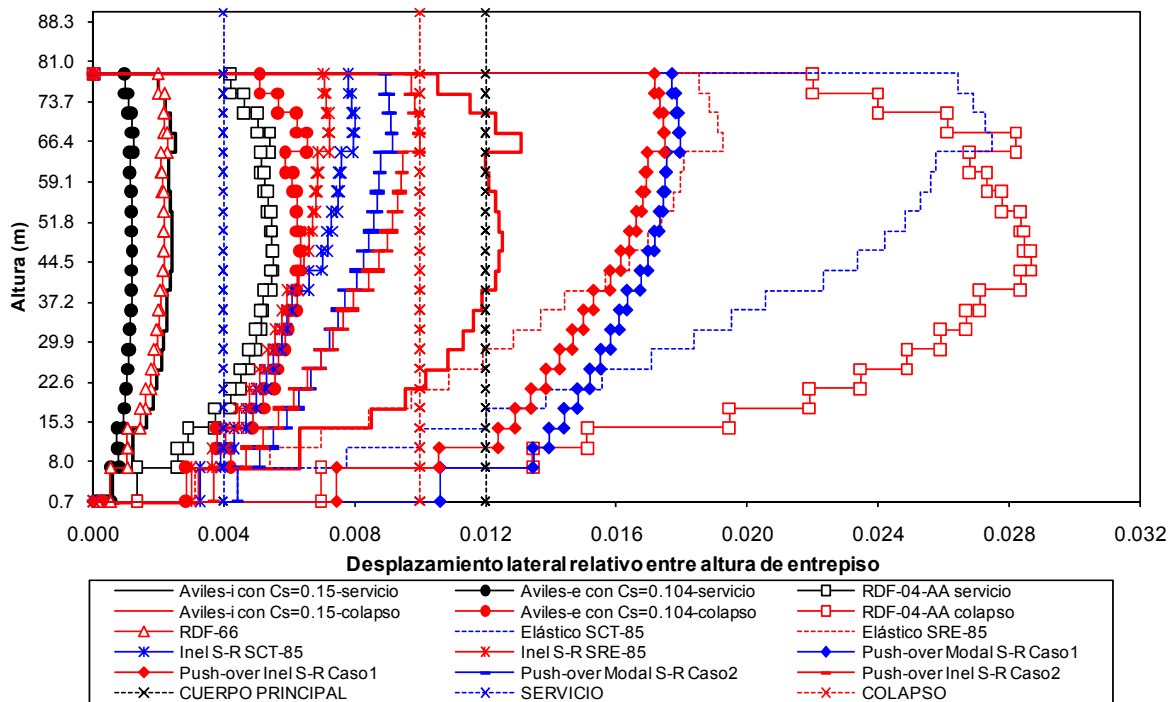


Fig 5.16 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos y del eje “6”, sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), efectos de sobre-resistencias

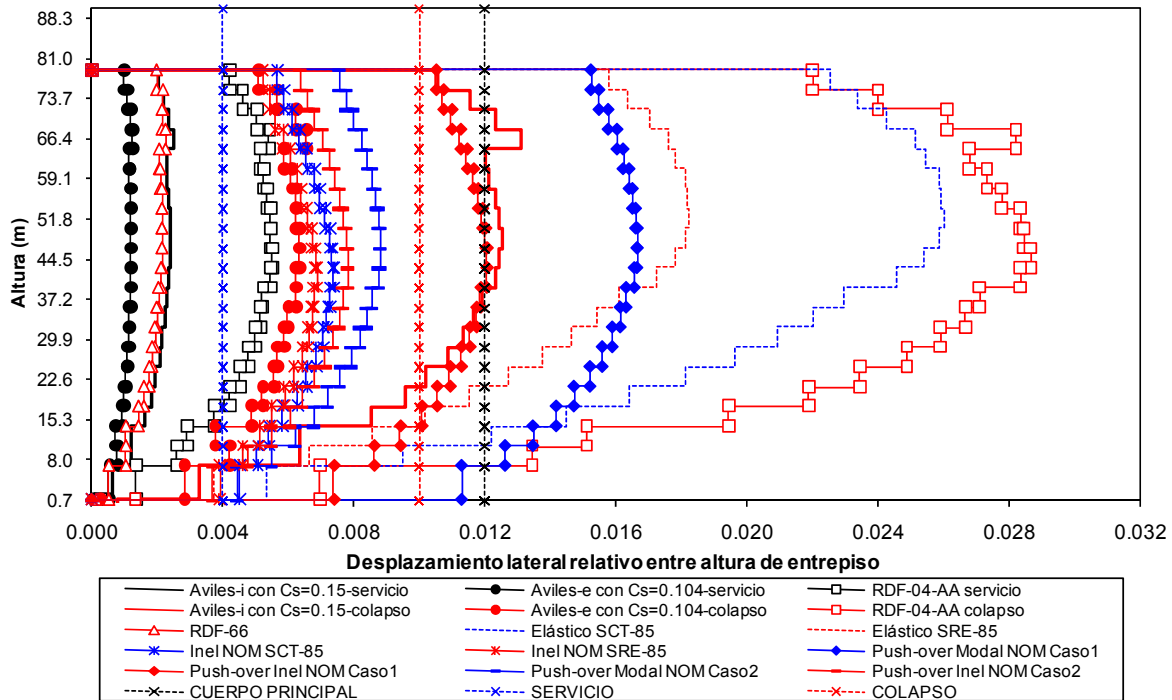


Fig 5.17 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos y del eje “12” (caso I), sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), resistencias nominales

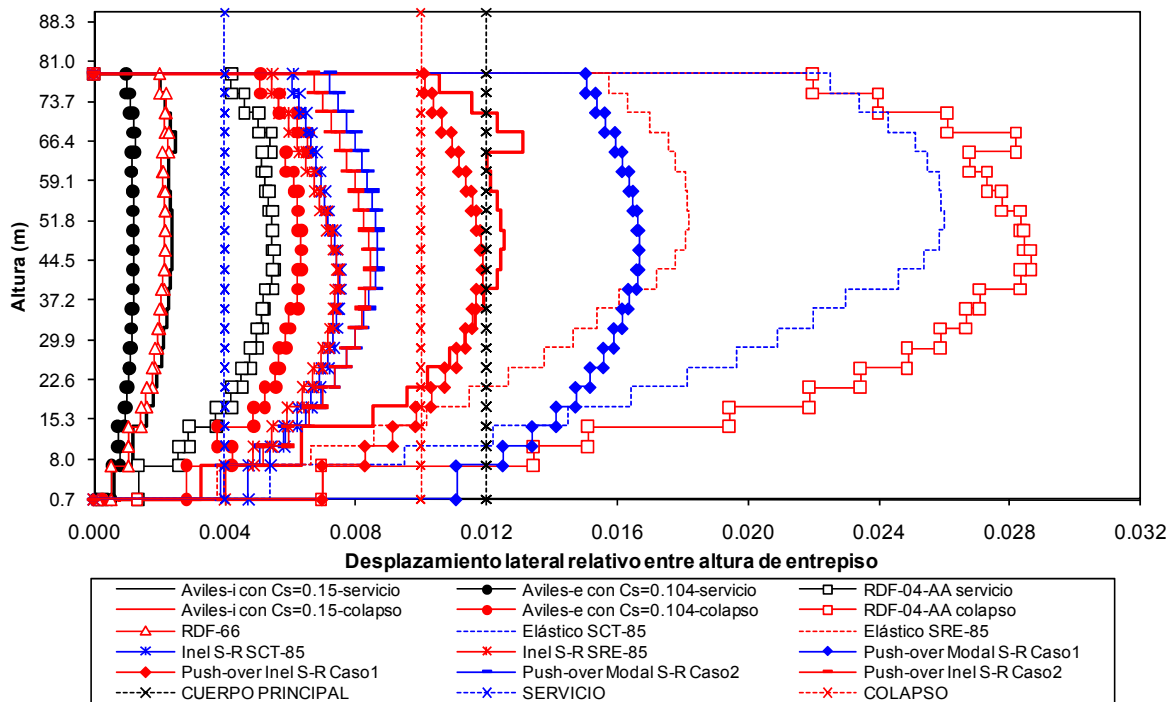


Fig 5.18 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos y del eje “12” (caso I), sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), efectos de sobre-resistencias

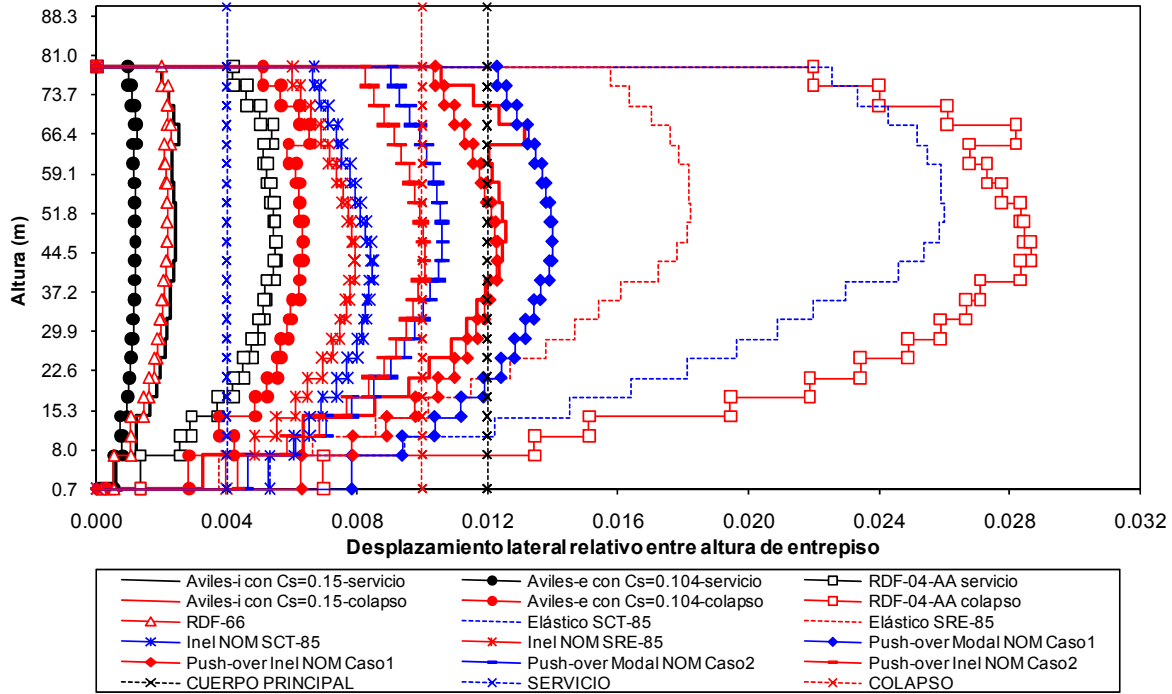


Fig 5.19 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos y del eje “12” (caso II), sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), resistencias nominales

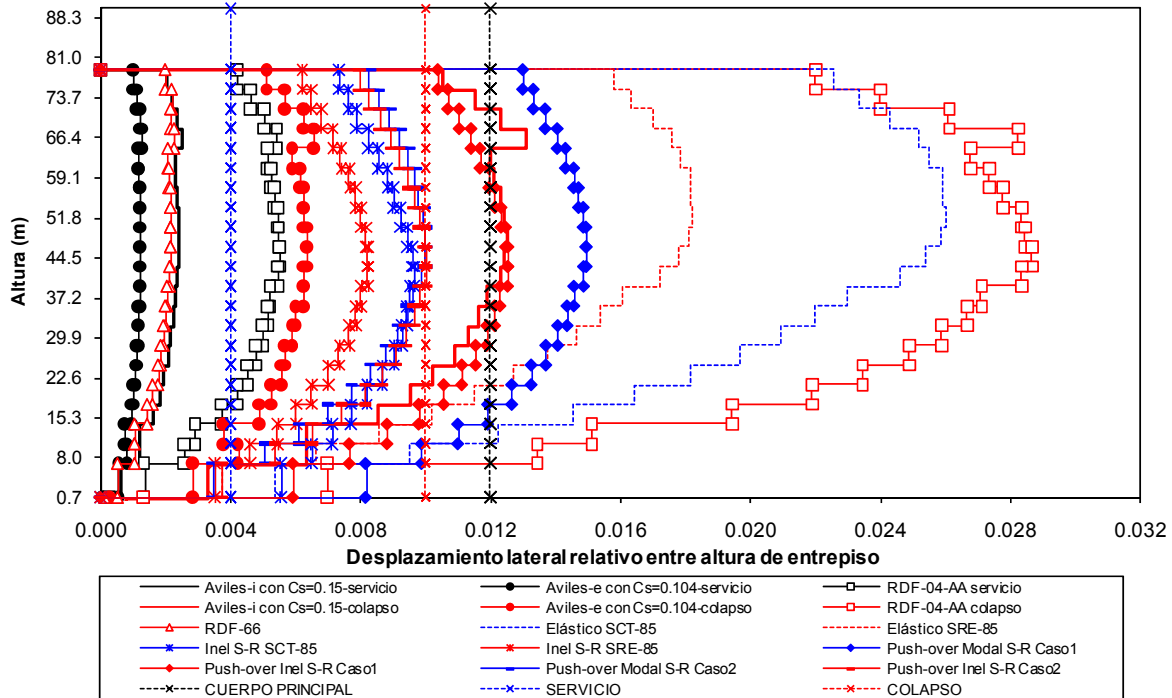


Fig 5.20 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de la unión Torre Mayor -Cuerpos Bajos y del eje “12” (caso II), sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), efectos de sobre-resistencias

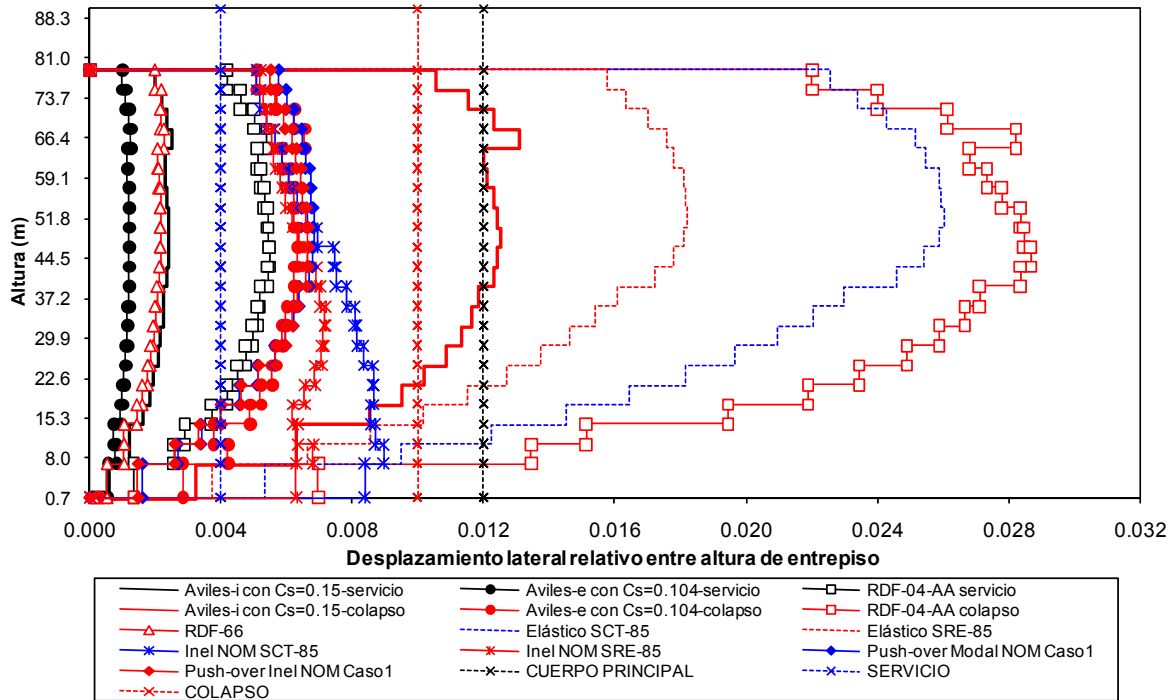


Fig 5.21 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de la unión Torre Mayor -Cuerpos Bajos y del eje "12" (caso III), sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), resistencias nominales

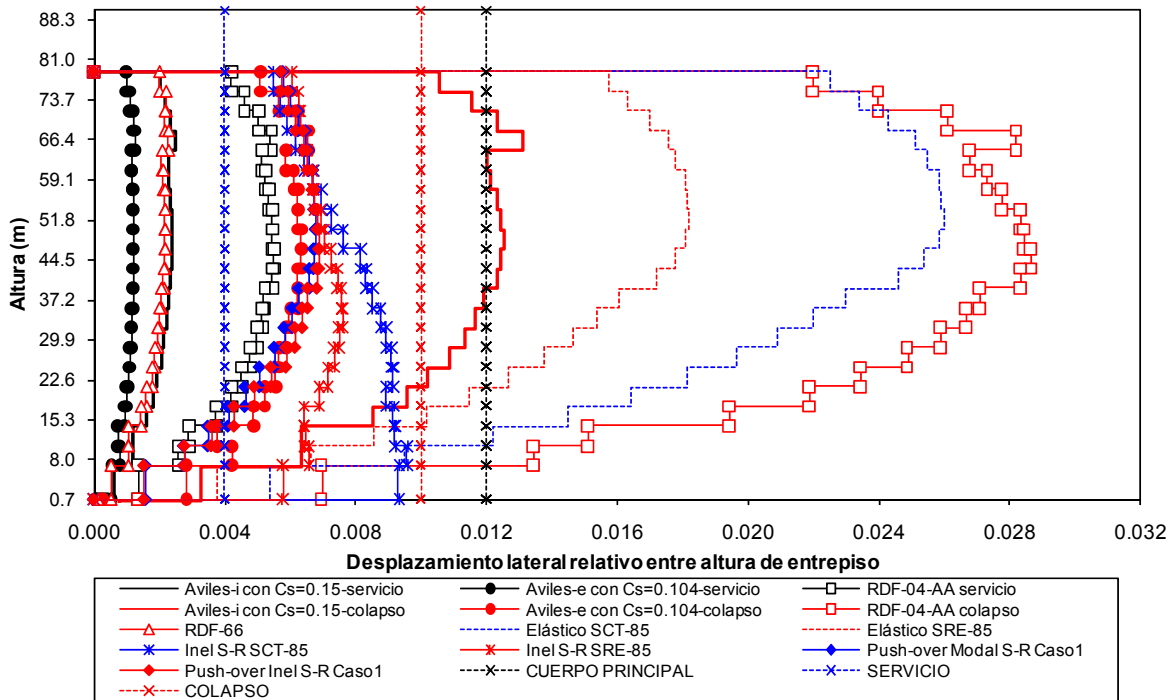


Fig 5.22 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de la unión Torre Mayor -Cuerpos Bajos y del eje "12" (caso III), sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), efectos de sobre-resistencias

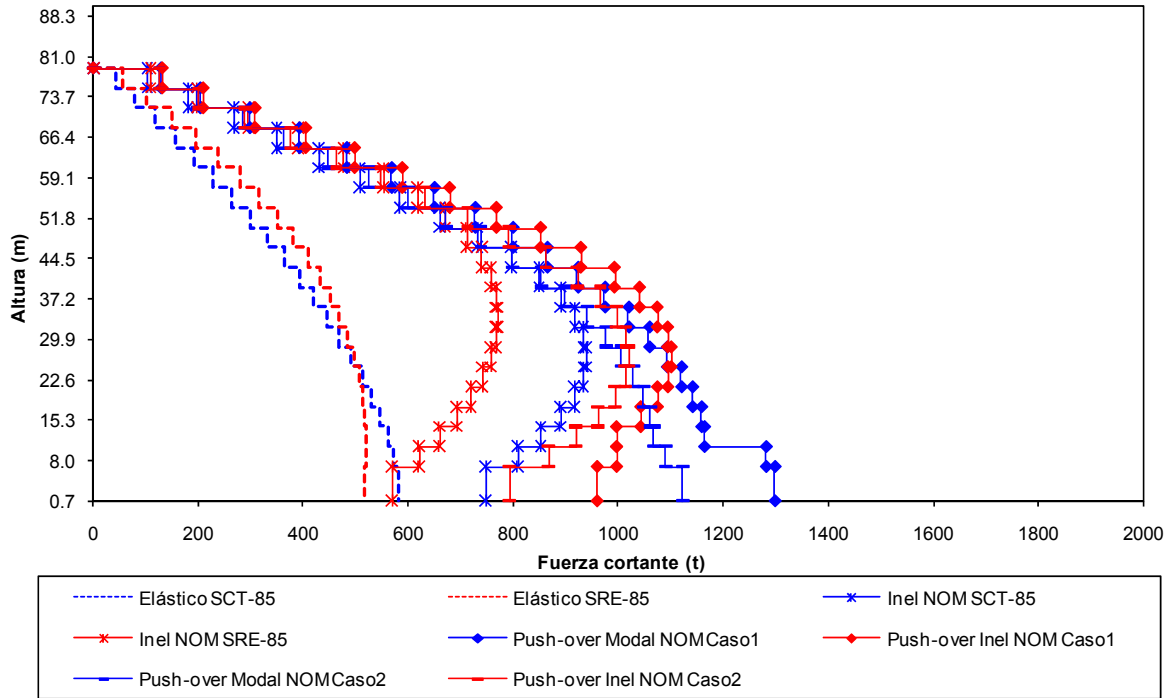


Fig 5.23 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso del eje “H”, sismo en la dirección X, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), resistencias nominales

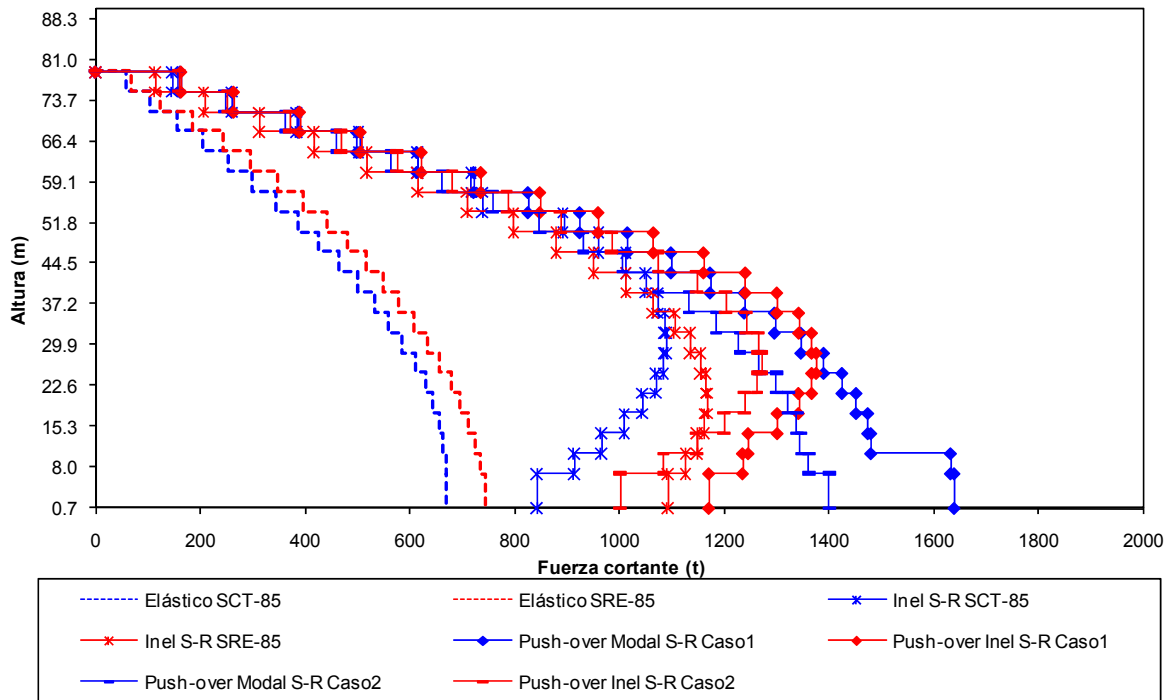


Fig 5.24 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso del eje “H” sismo en la dirección X, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), efectos de sobre-resistencias

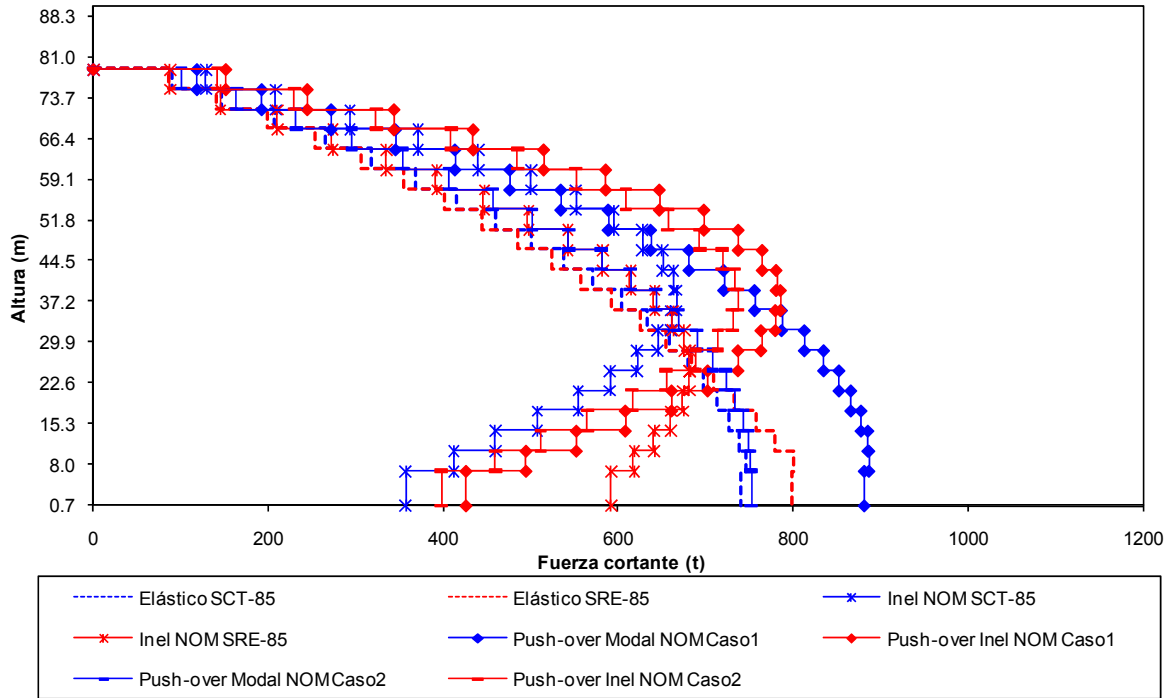


Fig 5.25 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso del eje “6”, sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), resistencias nominales

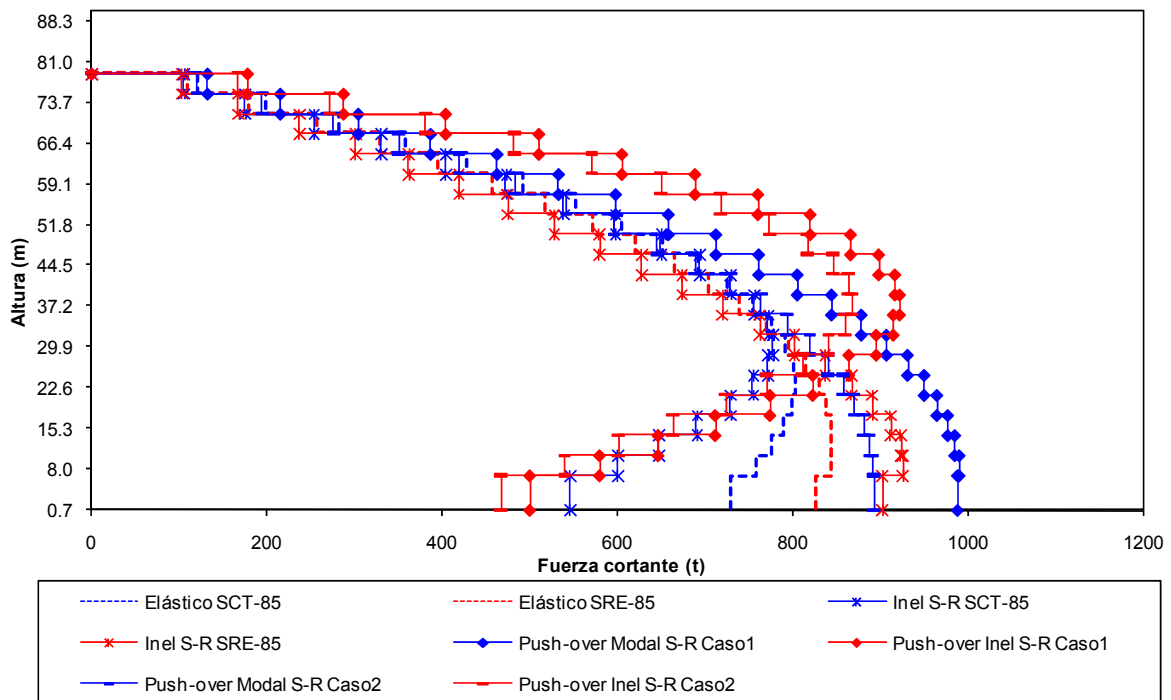


Fig 5.26 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso del eje “6”, sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), efectos de sobre-resistencias

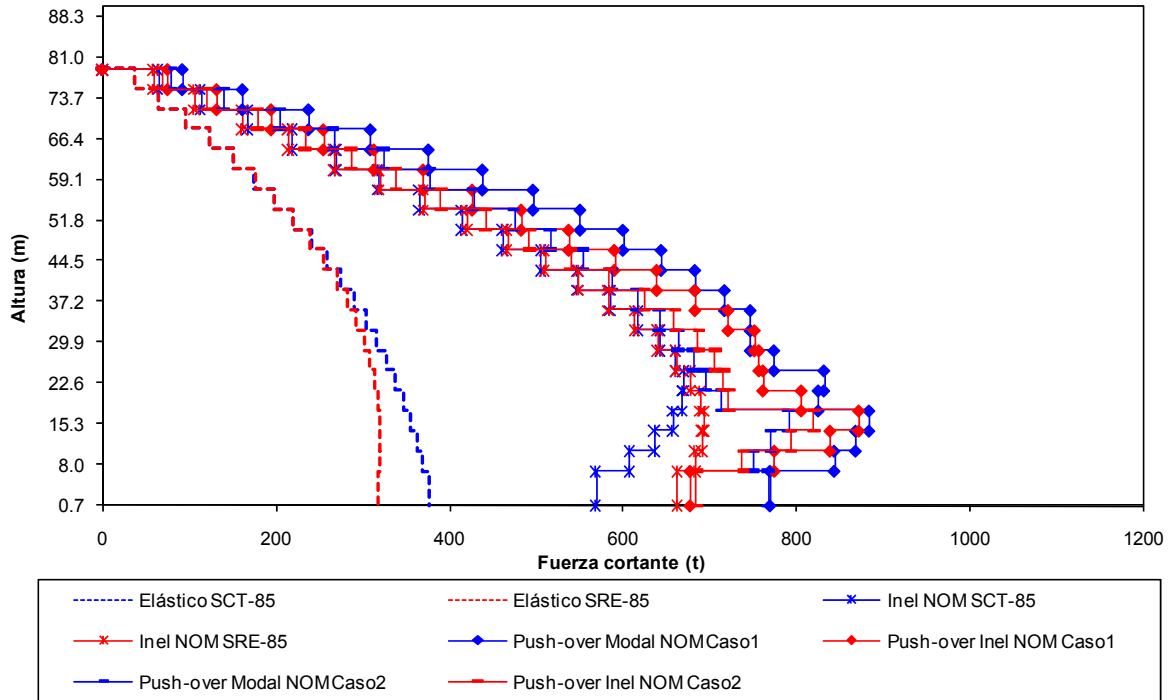


Fig 5.27 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso del eje “12” (caso I), sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), resistencias nominales

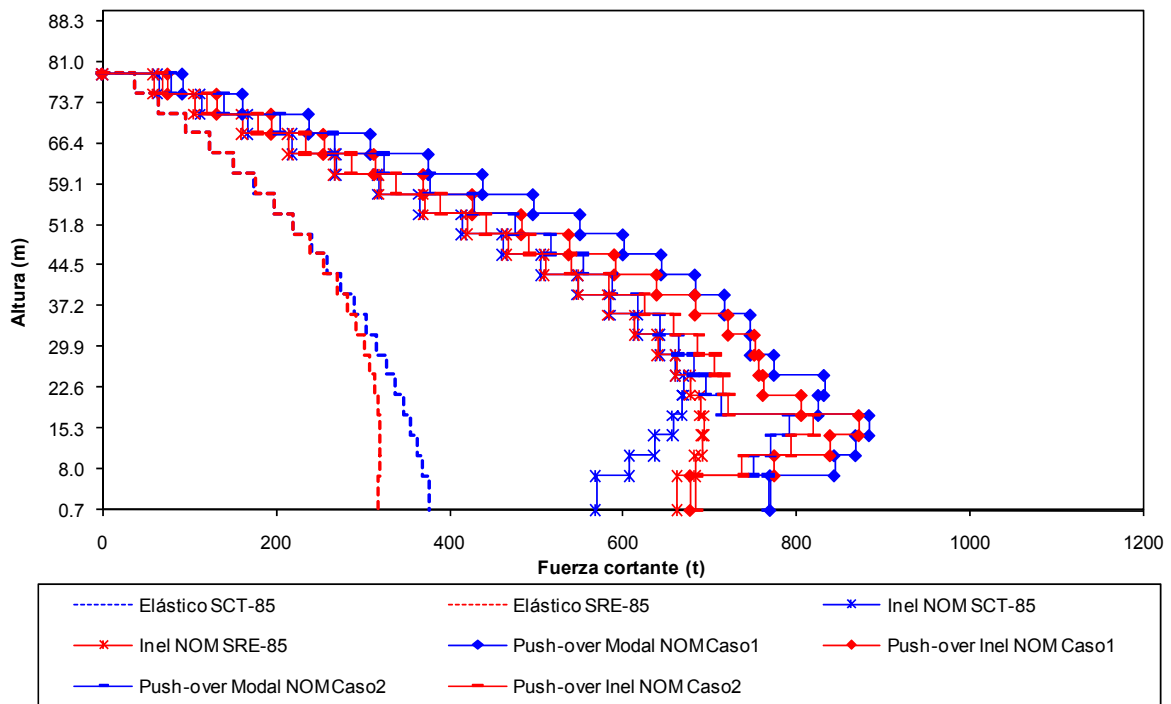


Fig 5.28 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso del eje “12” (caso I), sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), efectos de sobre-resistencias

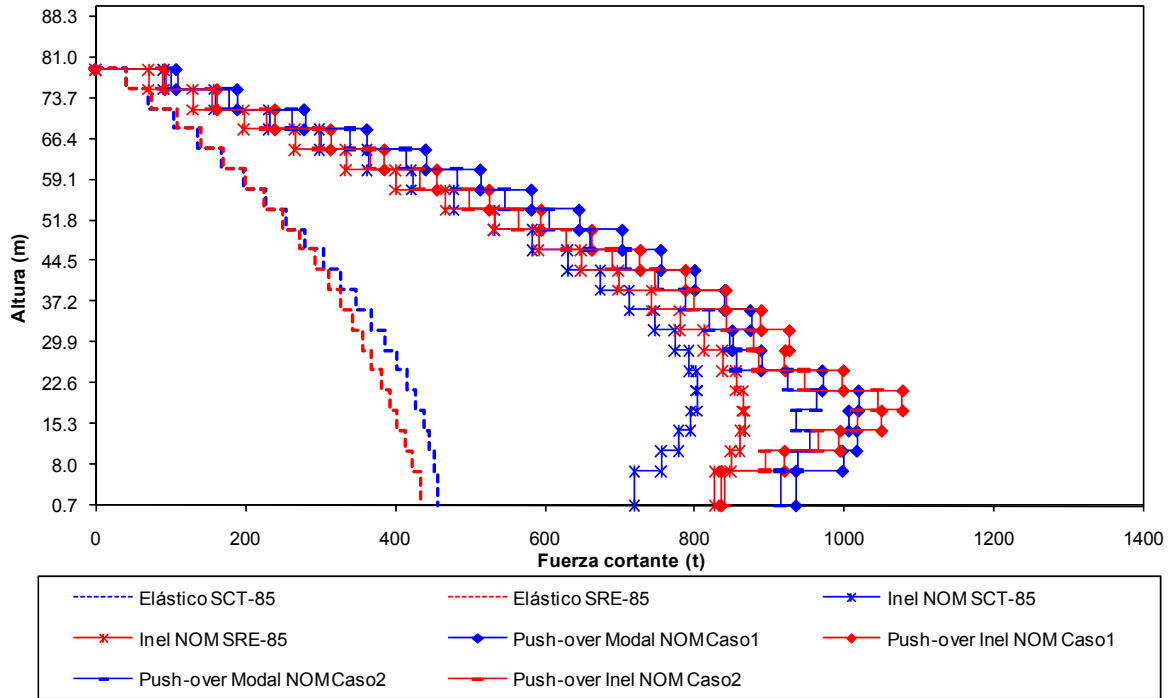


Fig 5.29 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso del eje "12" (caso II), sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), resistencias nominales

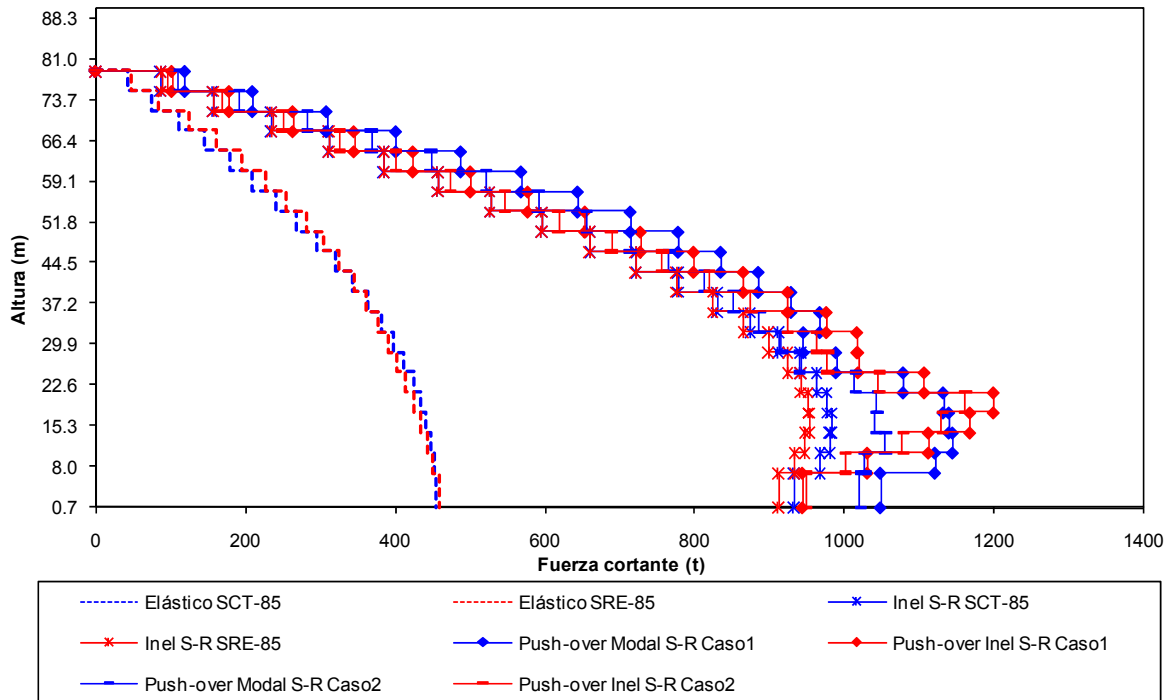


Fig 5.30 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso del eje "12" (caso II), sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), efectos de sobre-resistencias

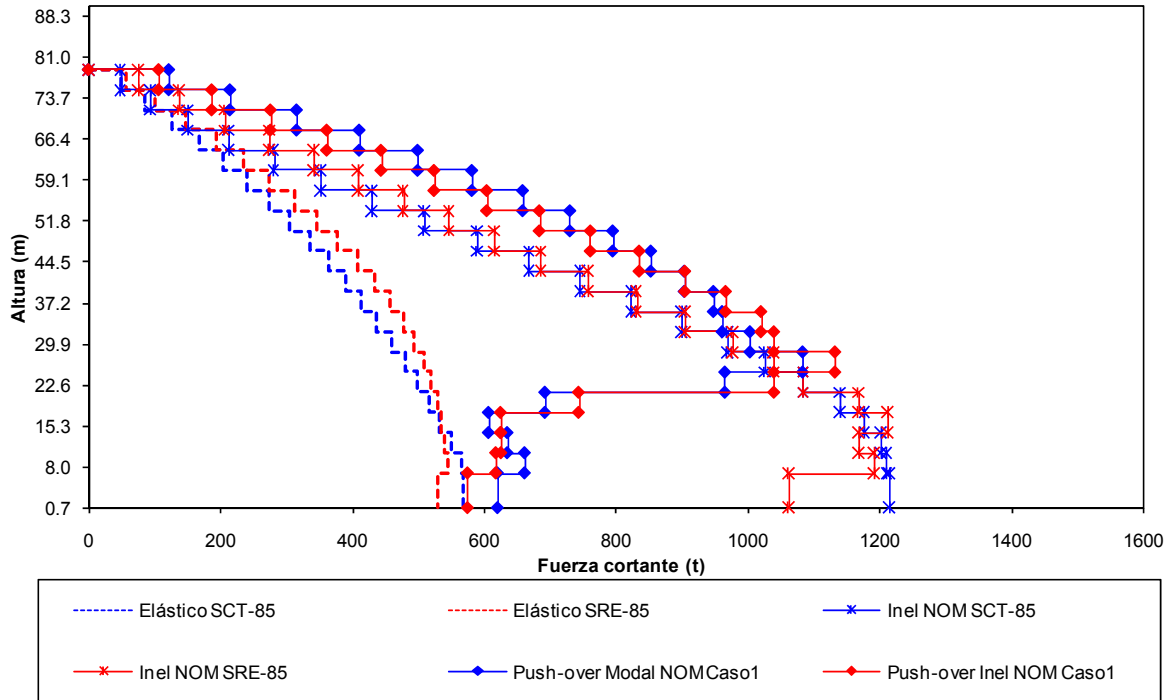


Fig 5.31 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso del eje “12” (caso III), sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), resistencias nominales

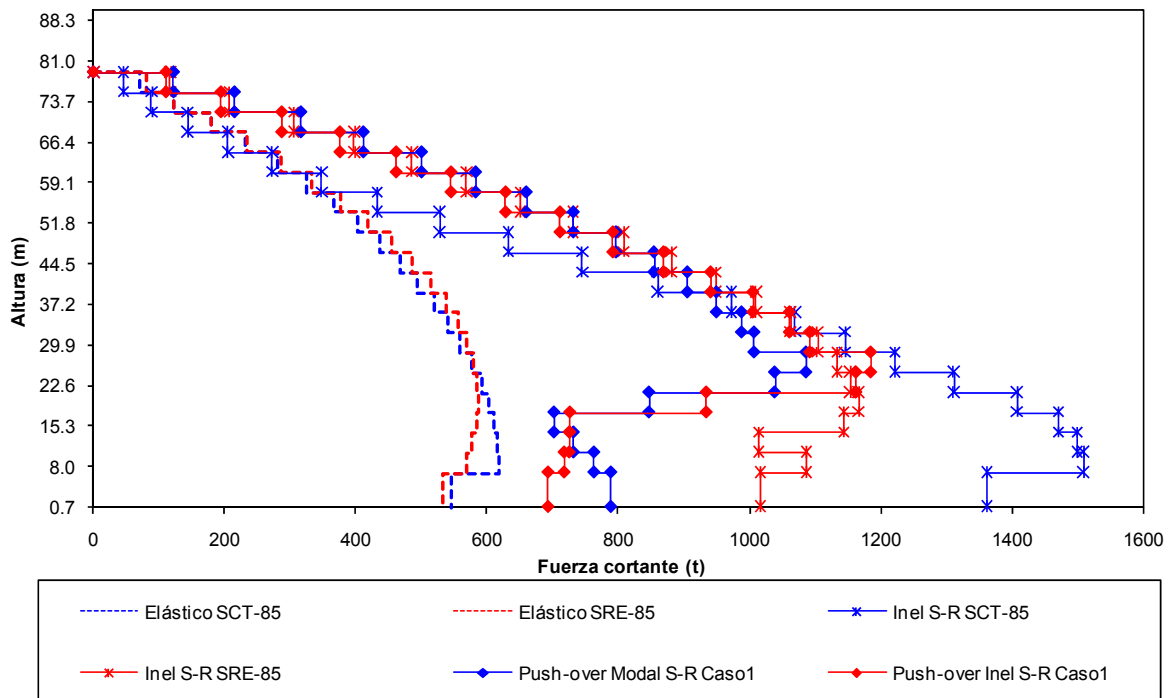


Fig 5.32 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso del eje “12” (caso III), sismo en la dirección Y, respuesta elástica e inelástica (análisis paso a paso y Push-over), efectos de sobre-resistencias

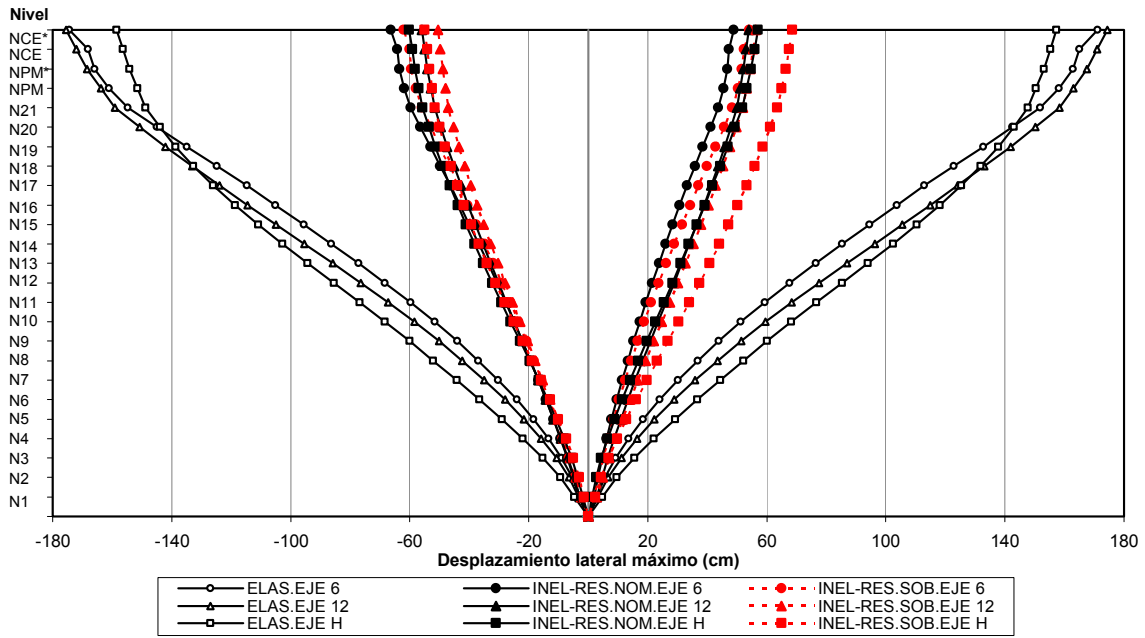


Fig 5.33 Comparación de desplazamientos horizontales máximos de los ejes “H”, “6” y “12” (caso I), análisis paso a paso (elástico e inelástico), acelerograma SCT EW-85, sin y con efectos de sobre-resistencias

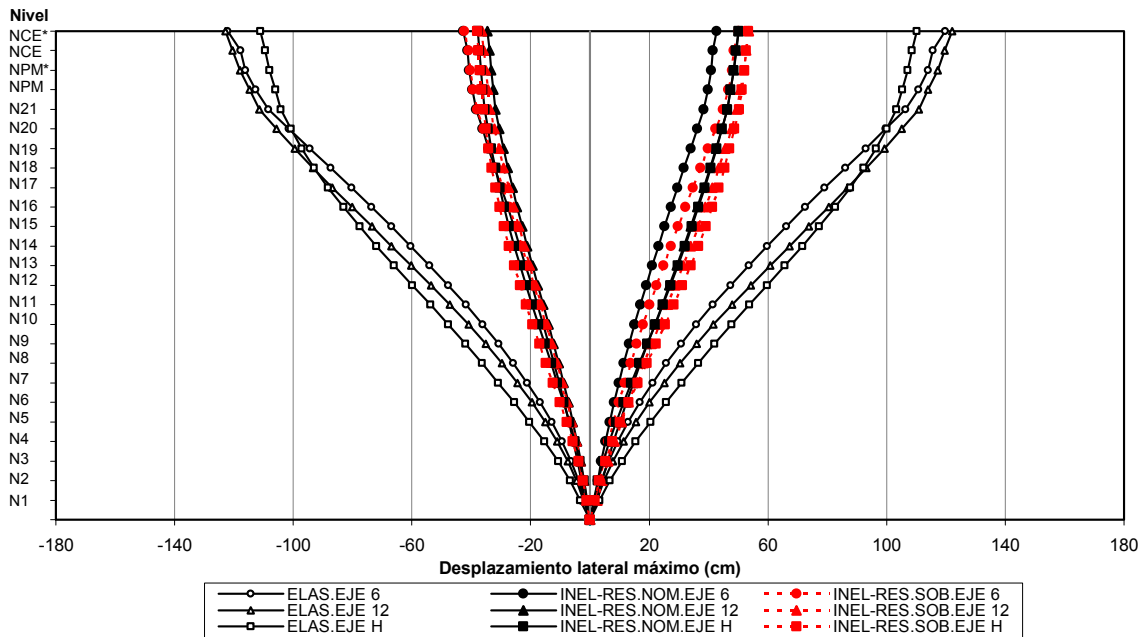


Fig 5.34 Comparación de desplazamientos horizontales máximos de los ejes “H”, “6” y “12” (caso I), análisis paso a paso (elástico e inelástico), acelerograma SRE EW-85, sin y con efectos de sobre-resistencias

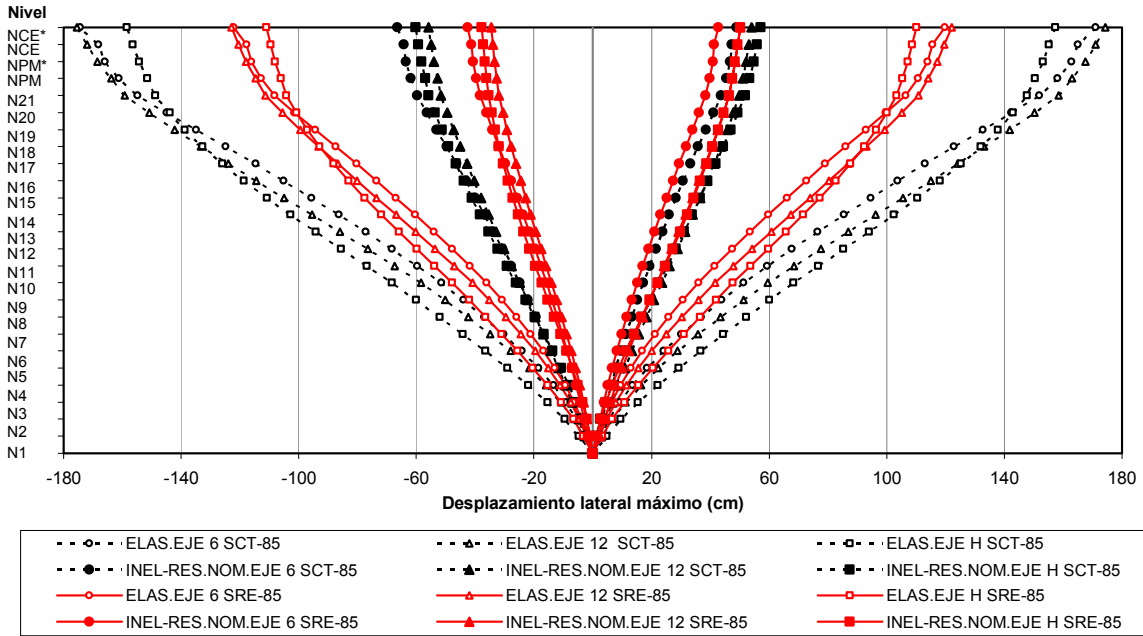


Fig 5.35 Comparación de desplazamientos horizontales máximos de los ejes "H", "6" y "12" (caso I), análisis paso a paso (elástico e inelástico), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85, con resistencias nominales

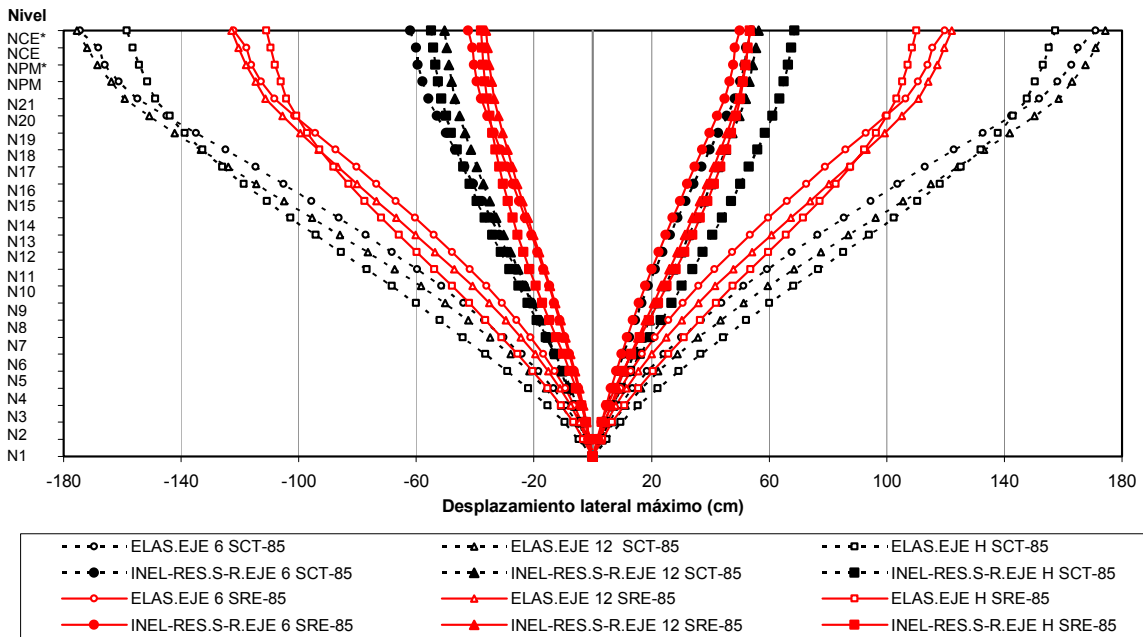


Fig 5.36 Comparación de desplazamientos horizontales máximos de los ejes "H", "6" y "12" (caso I), análisis paso a paso (elástico e inelástico), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85, con efectos de sobre-resistencia

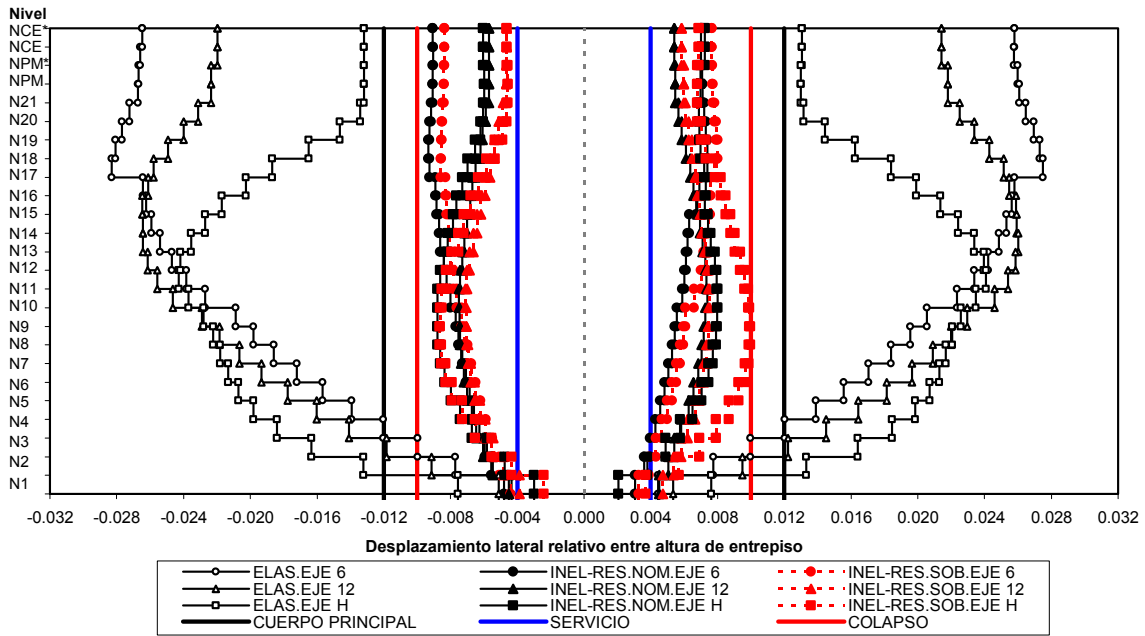


Fig 5.37 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los ejes “H”, “6” y “12” (caso I), análisis paso a paso (sin y con sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

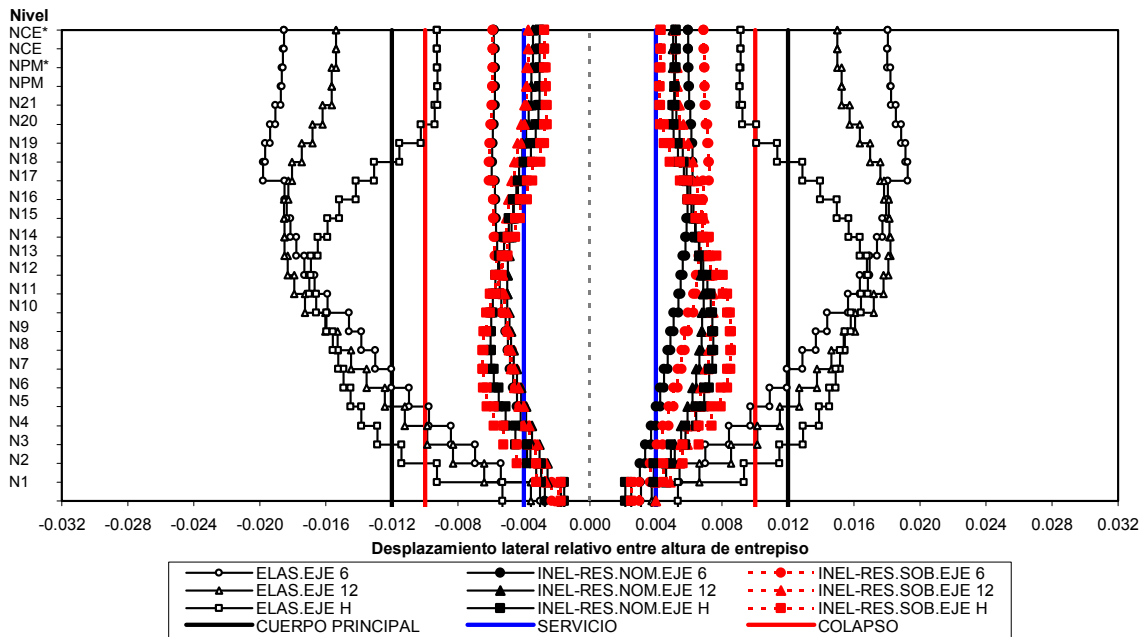


Fig 5.38 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los ejes “H”, “6” y “12” (caso I), análisis paso a paso (sin y con sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

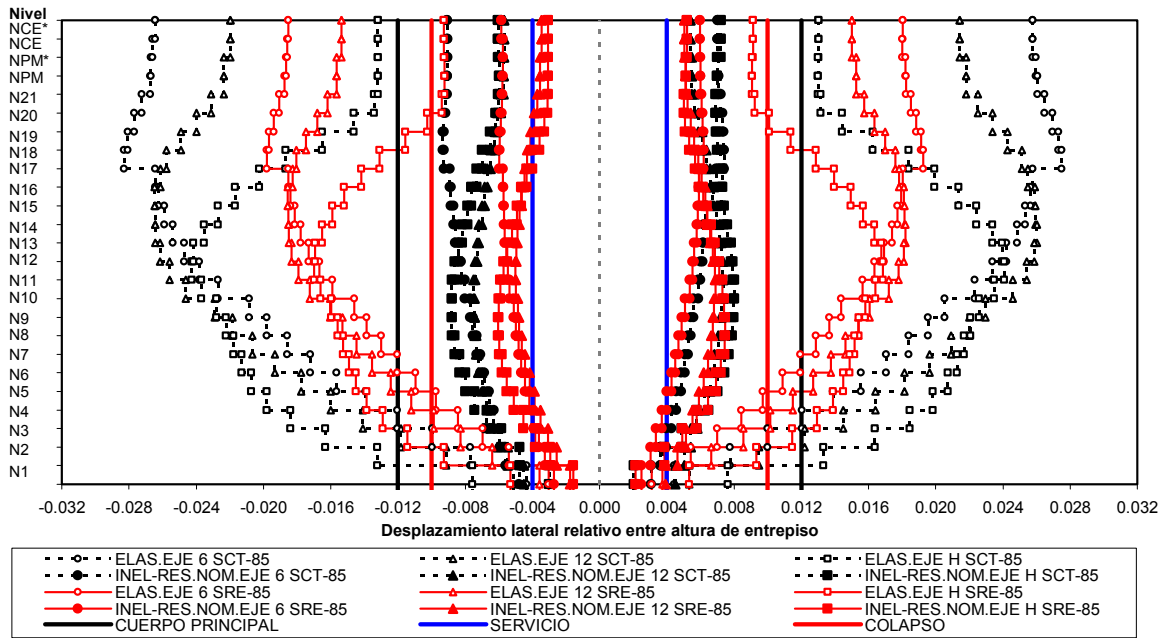


Fig 5.39 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los ejes “H”, “6” y “12” (caso I), análisis paso a paso (con resistencias nominales), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85

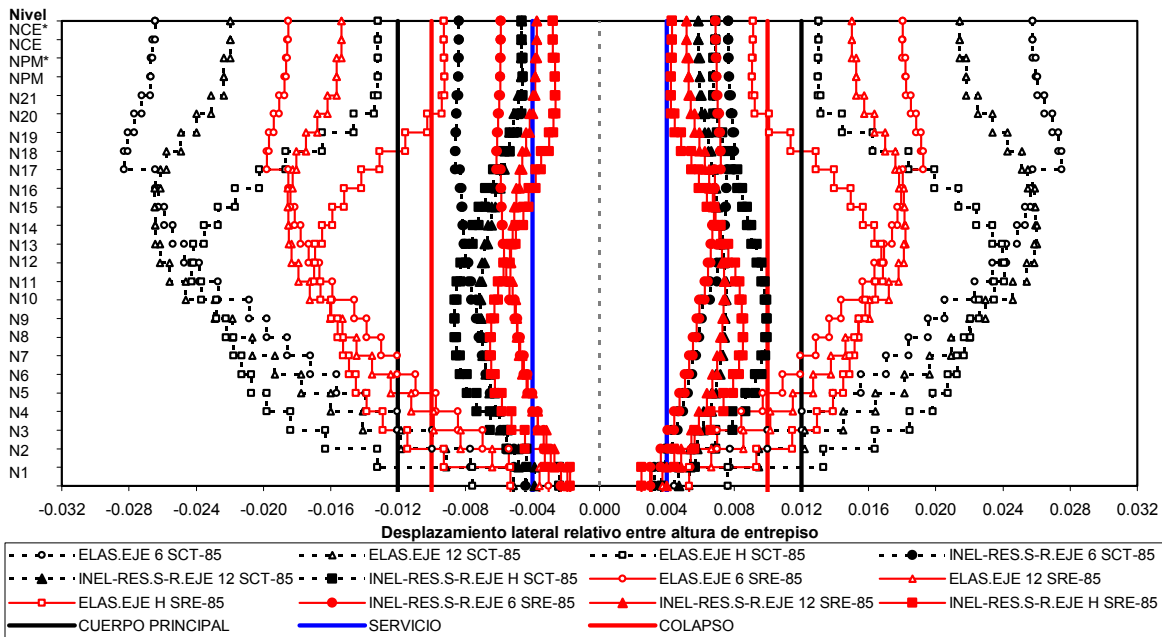


Fig 5.40 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso de los ejes “H”, “6” y “12” (caso I), análisis paso a paso (con sobre-resistencias), acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85

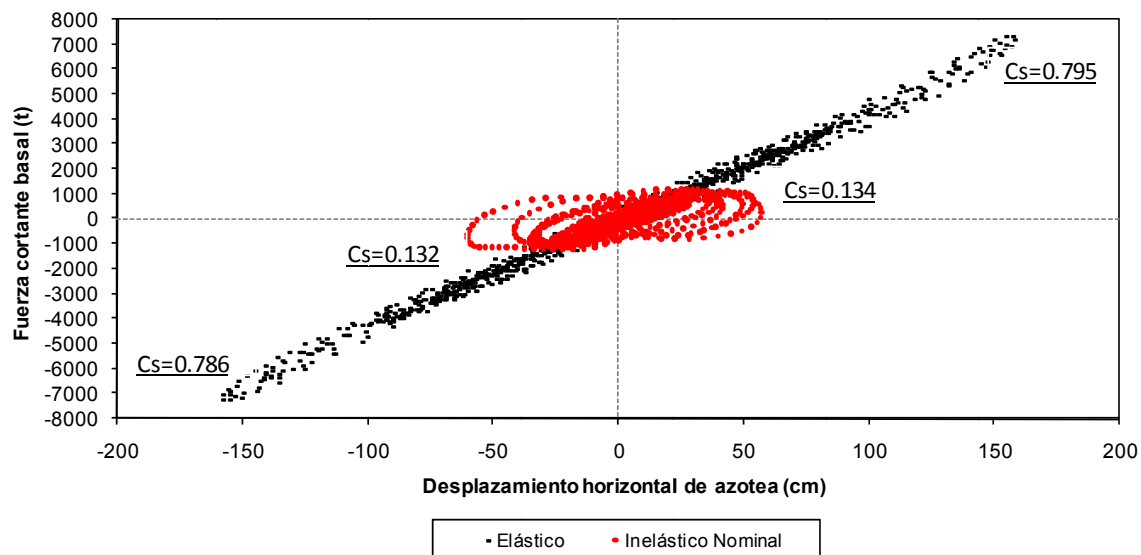


Fig 5.41 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "H" (elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SCT EW-85

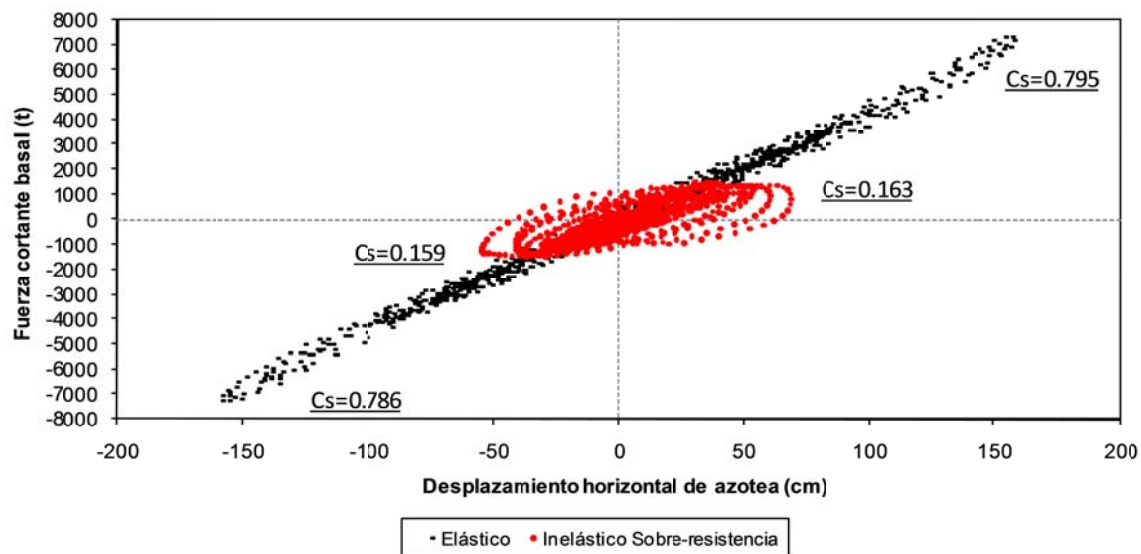


Fig 5.42 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "H" (elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencia), acelerograma SCT EW-85

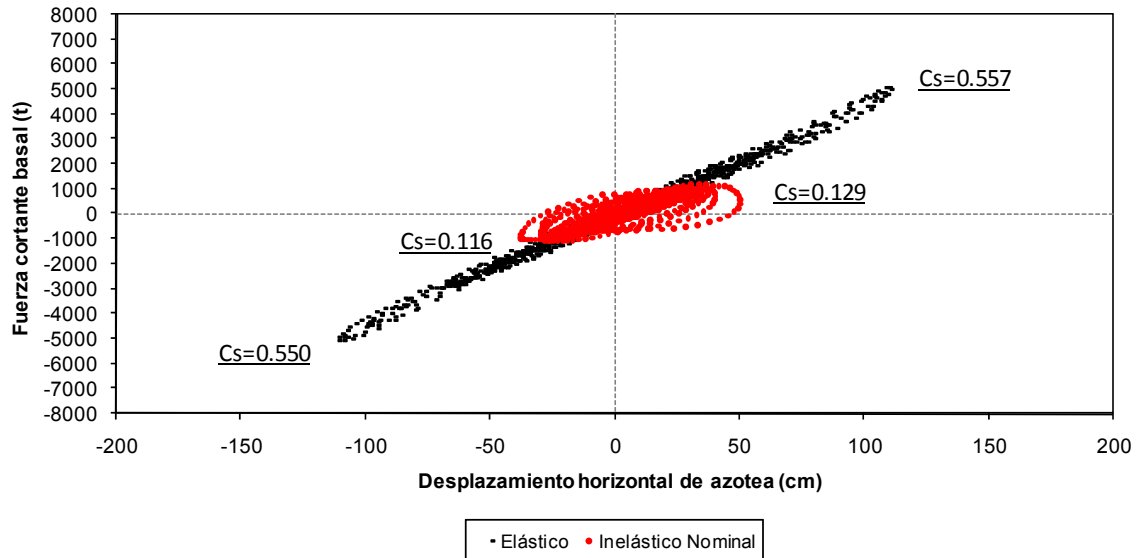


Fig 5.43 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "H" (elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SRE EW-85

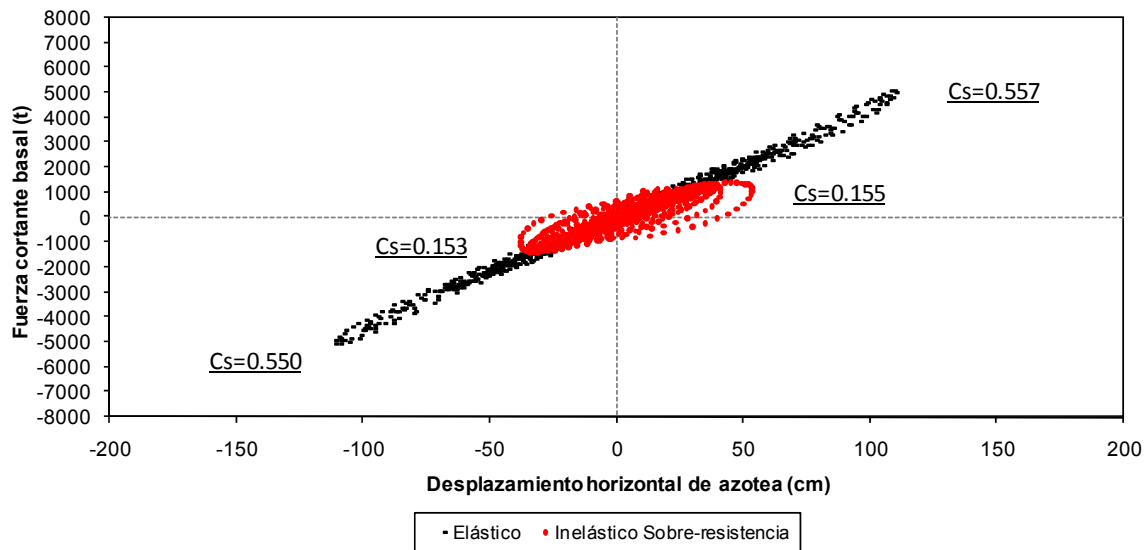


Fig 5.44 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "H" (elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencia), acelerograma SRE EW-85

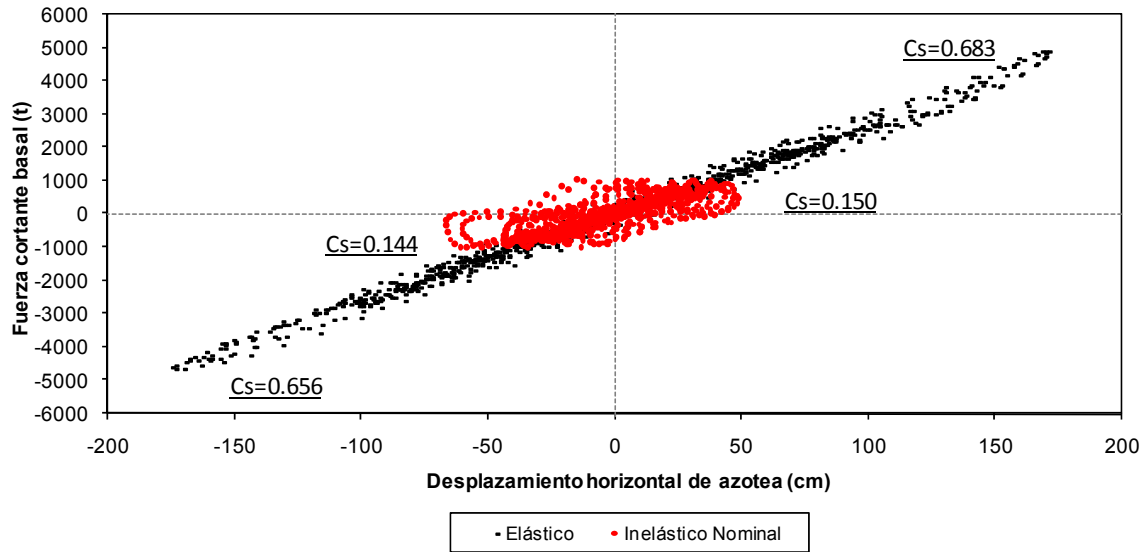


Fig 5.45 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "6" (elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SCT EW-85

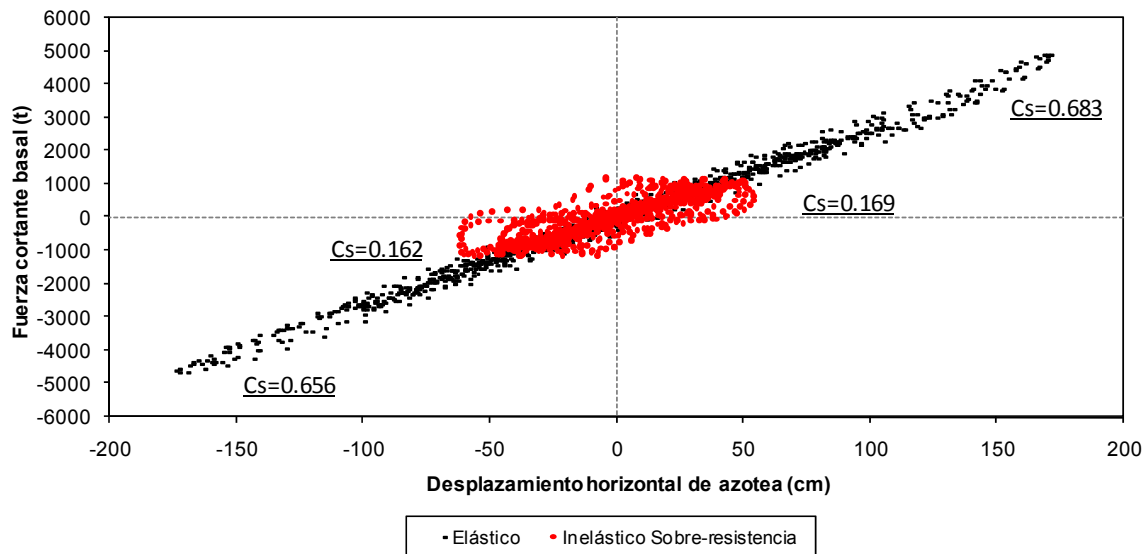


Fig 5.46 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "6" (elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencia), acelerograma SCT EW-85

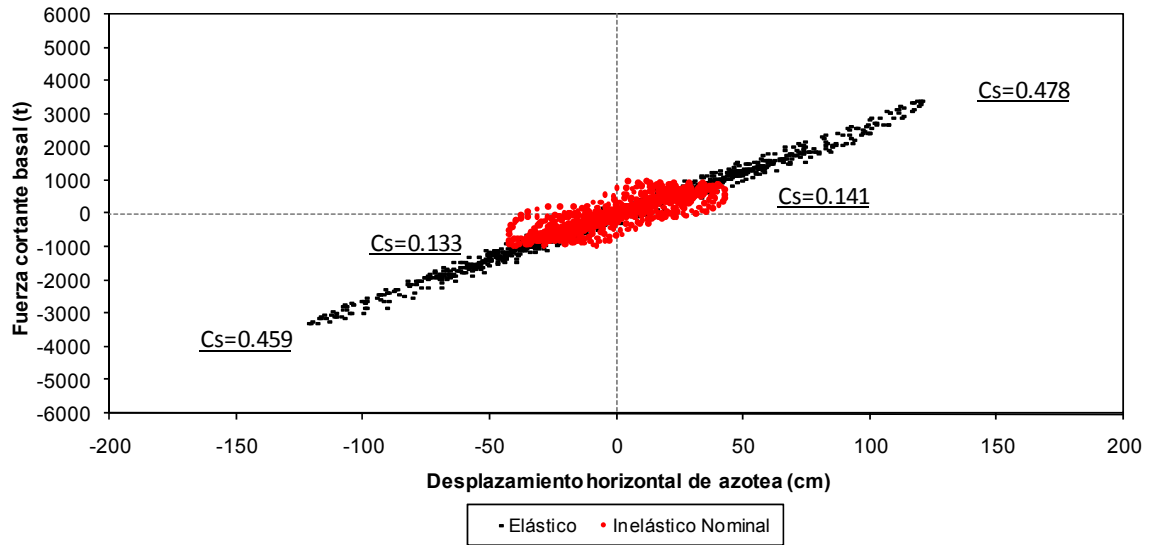


Fig 5.47 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "6" (elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SRE EW-85

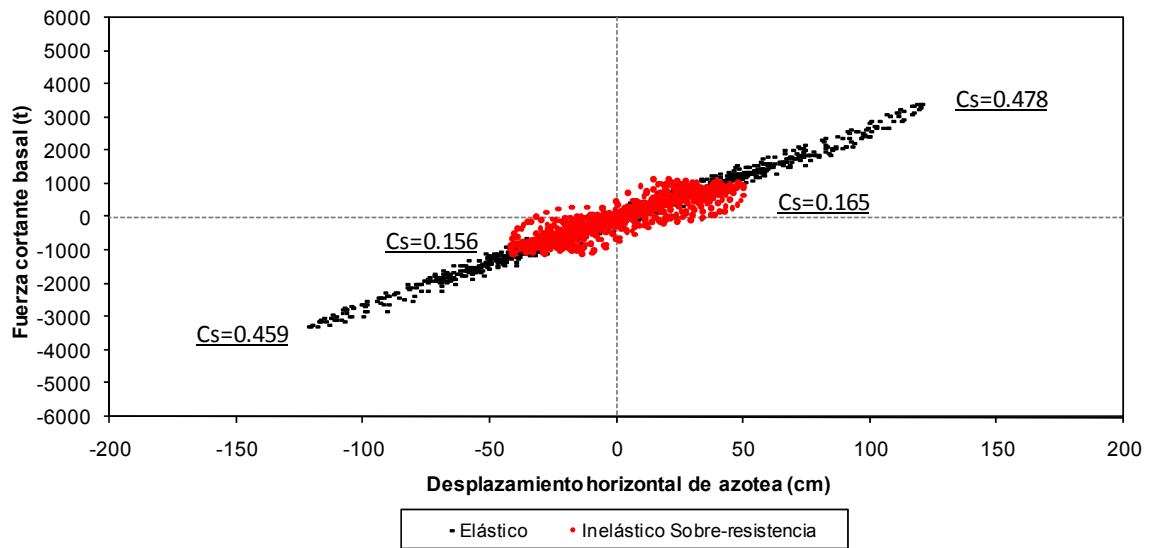


Fig 5.48 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "6" (elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

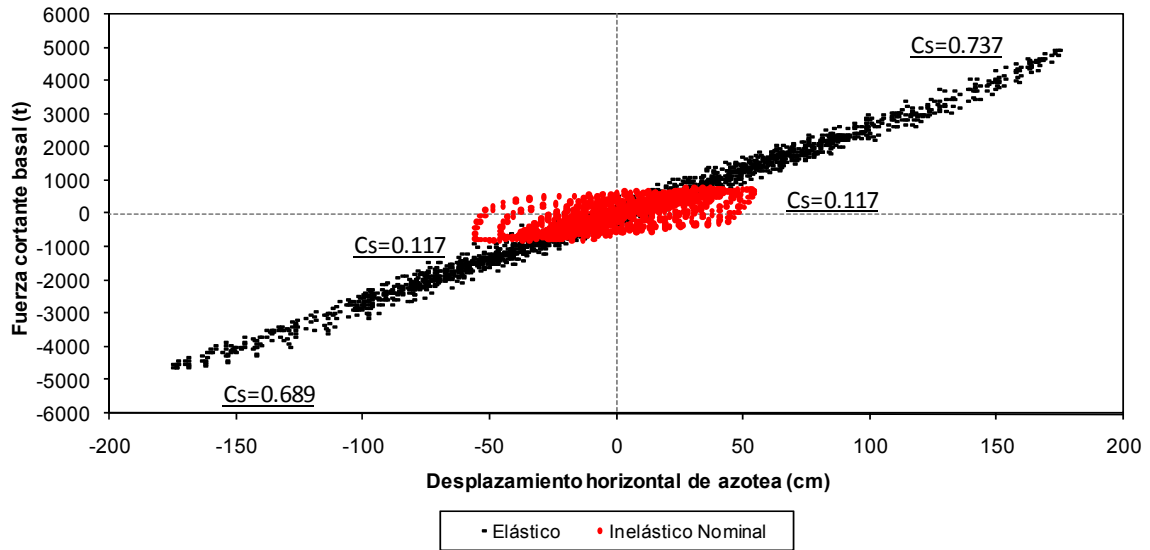


Fig 5.49 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12” (caso I, elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SCT EW-85

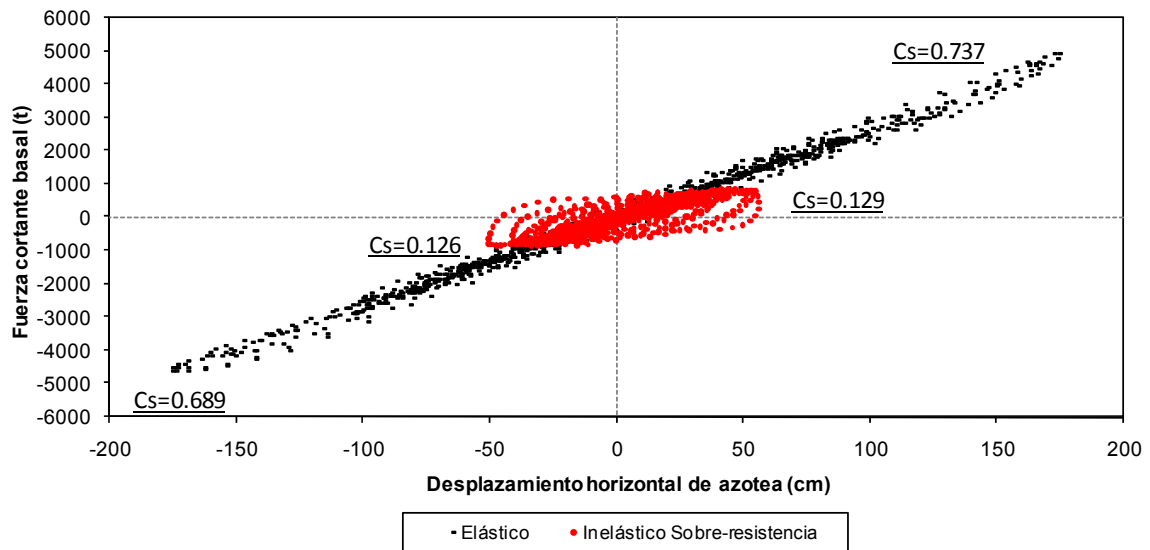


Fig 5.50 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12” (caso I, elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

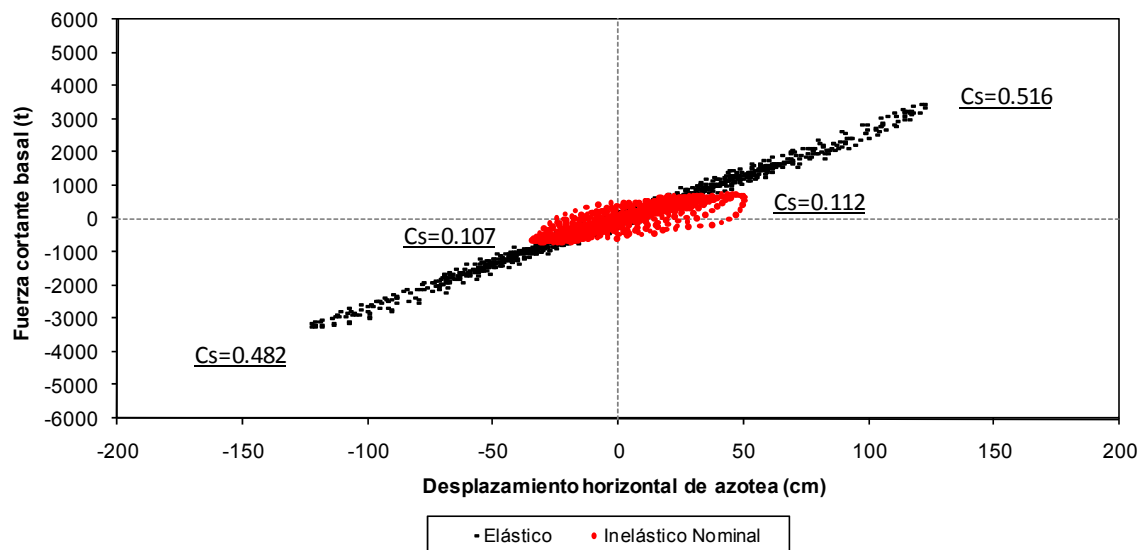


Fig 5.51 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso I, elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SRE EW-85

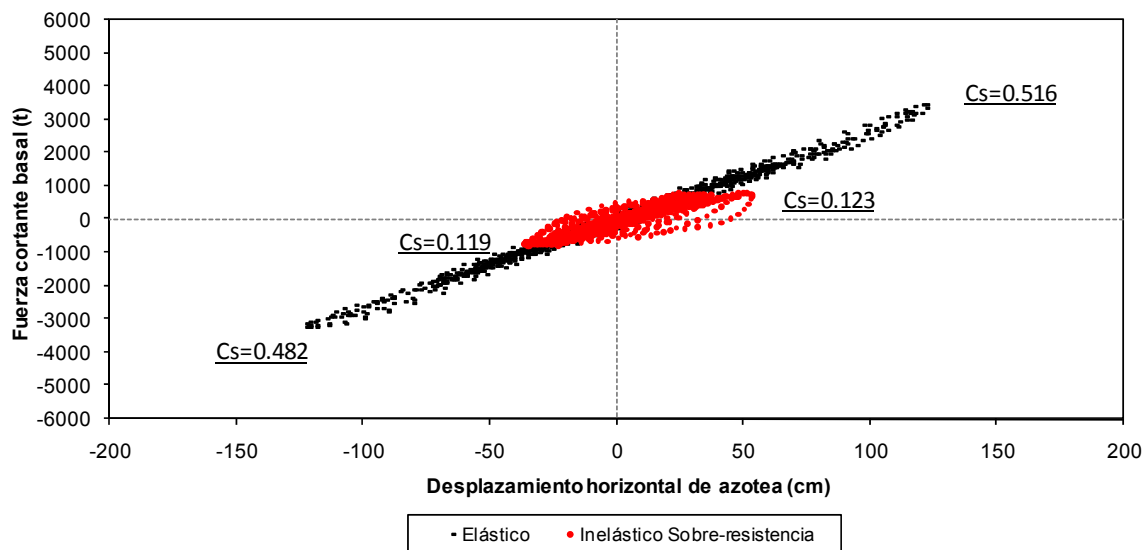


Fig 5.52 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso I, elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

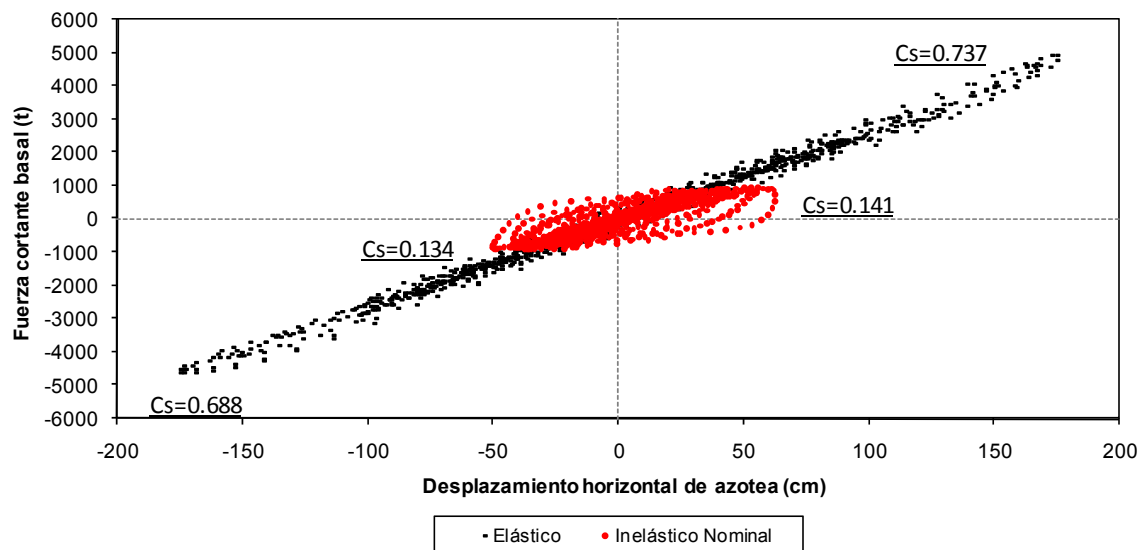


Fig 5.53 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso II, elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SCT EW-85

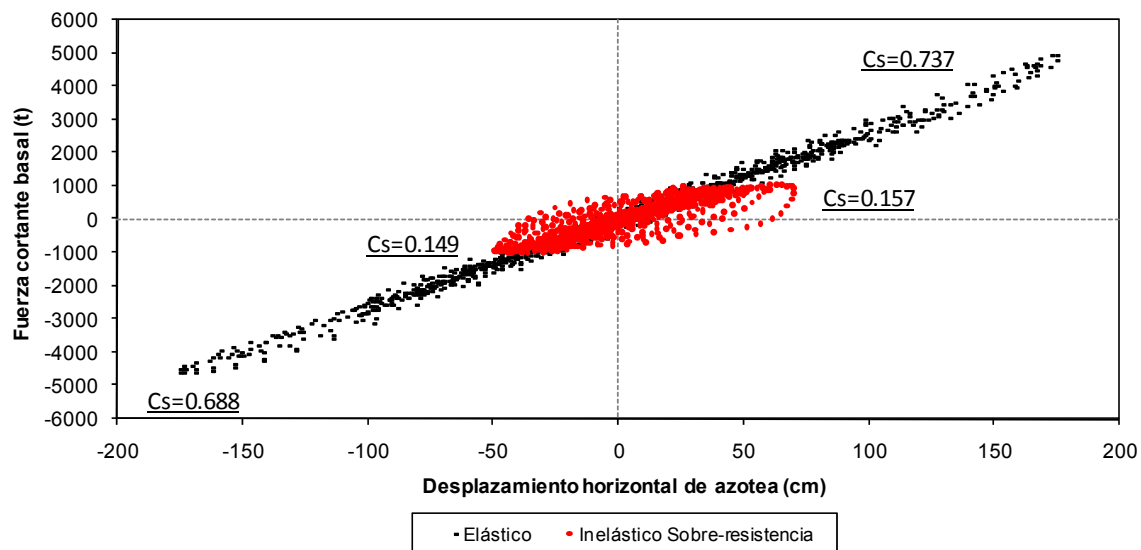


Fig 5.54 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso II, elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

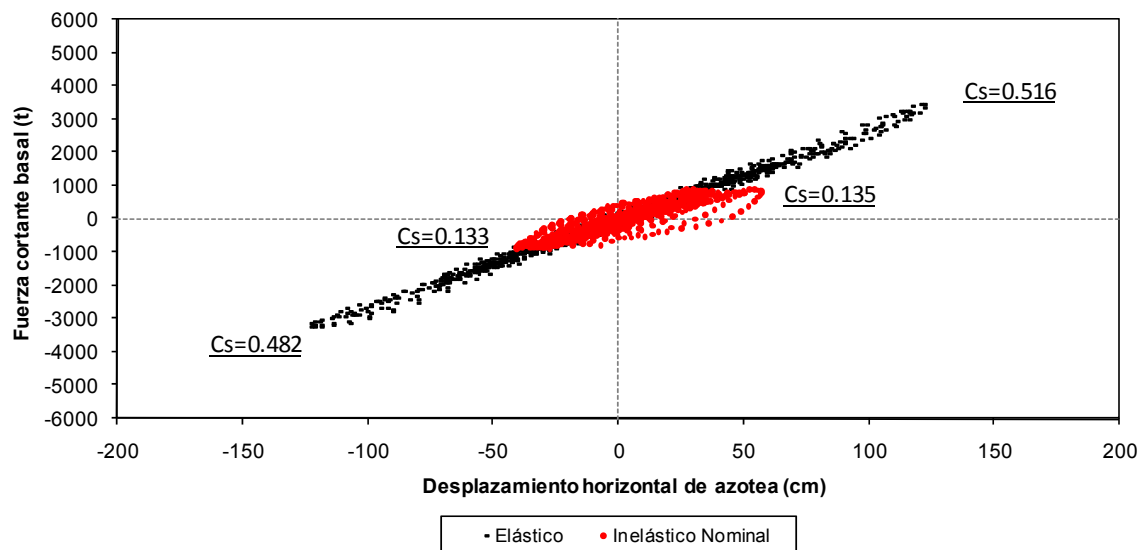


Fig 5.55 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso II, elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SRE EW-85

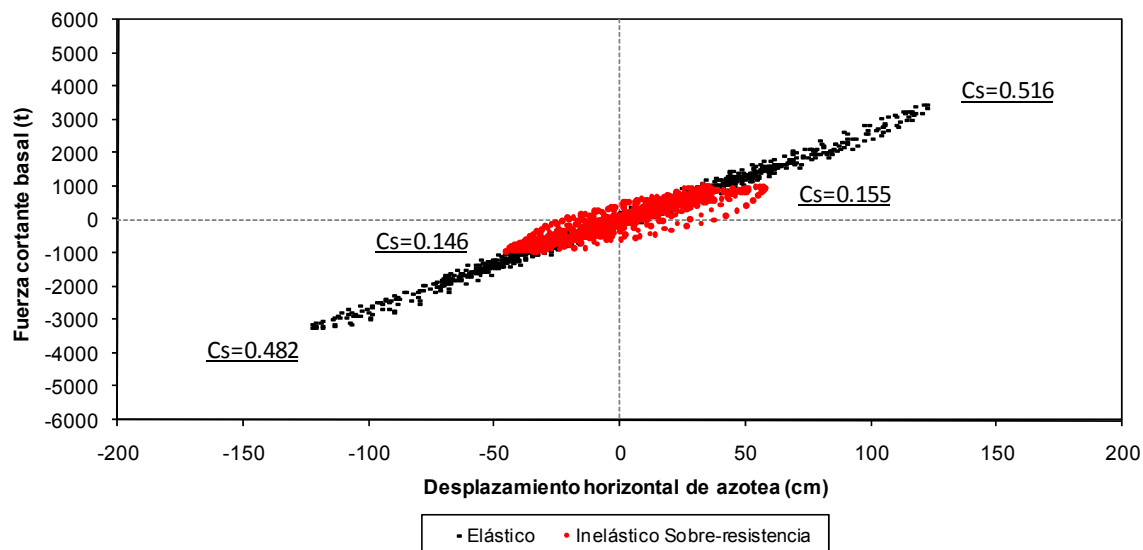


Fig 5.56 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso II, elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

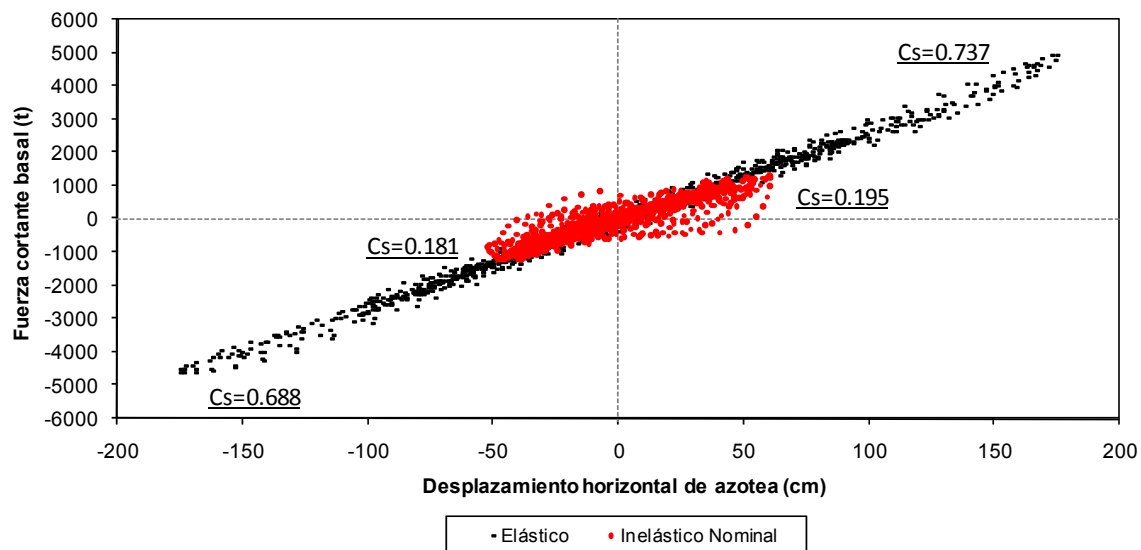


Fig 5.57 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso III, elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SCT EW-85

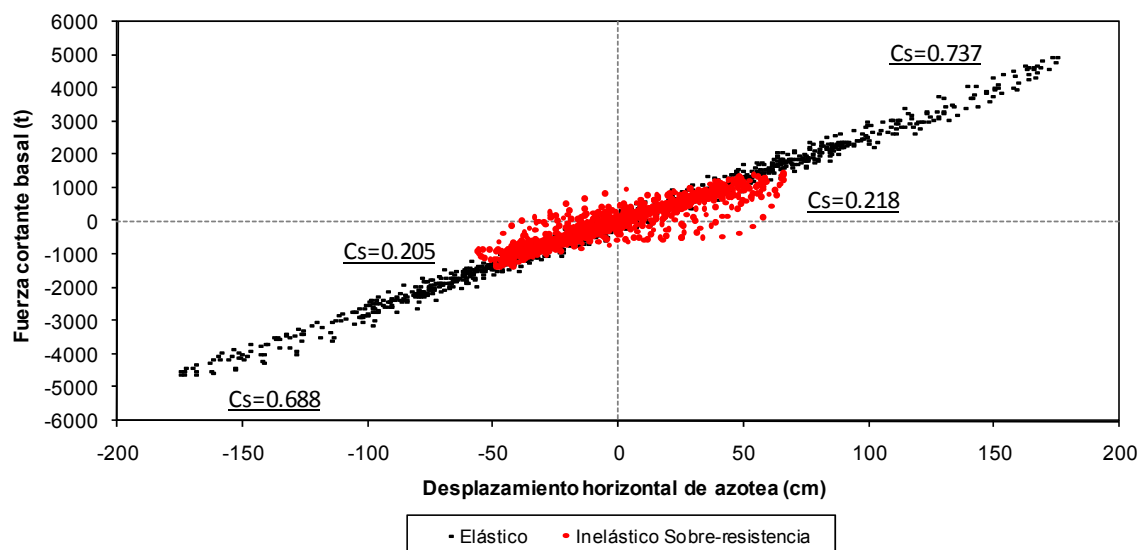


Fig 5.58 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso III, elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SCT EW-85

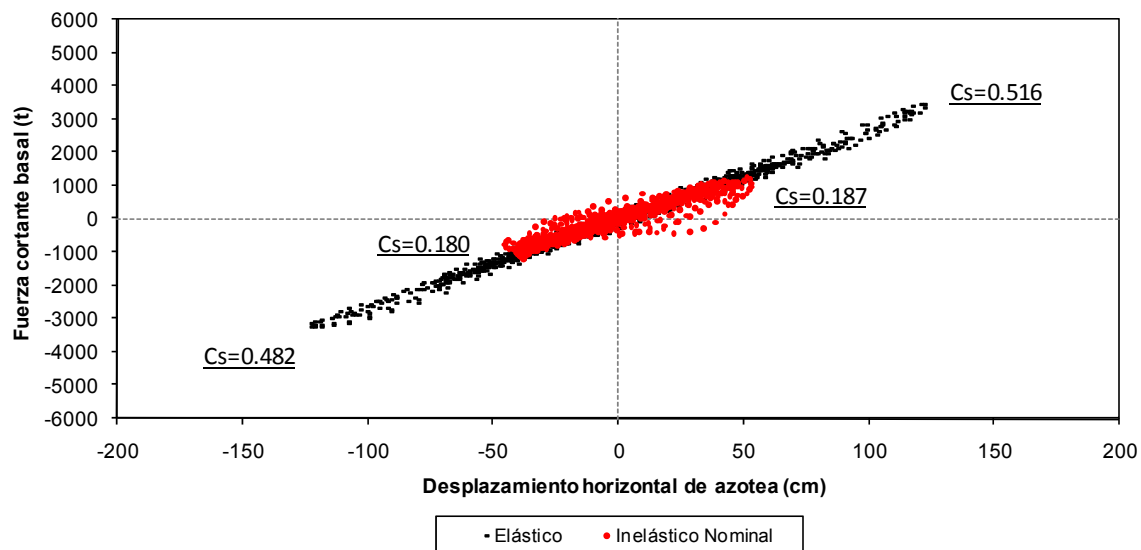


Fig 5.59 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso III, elástico e inelástico con resistencias nominales), acelerograma SRE EW-85

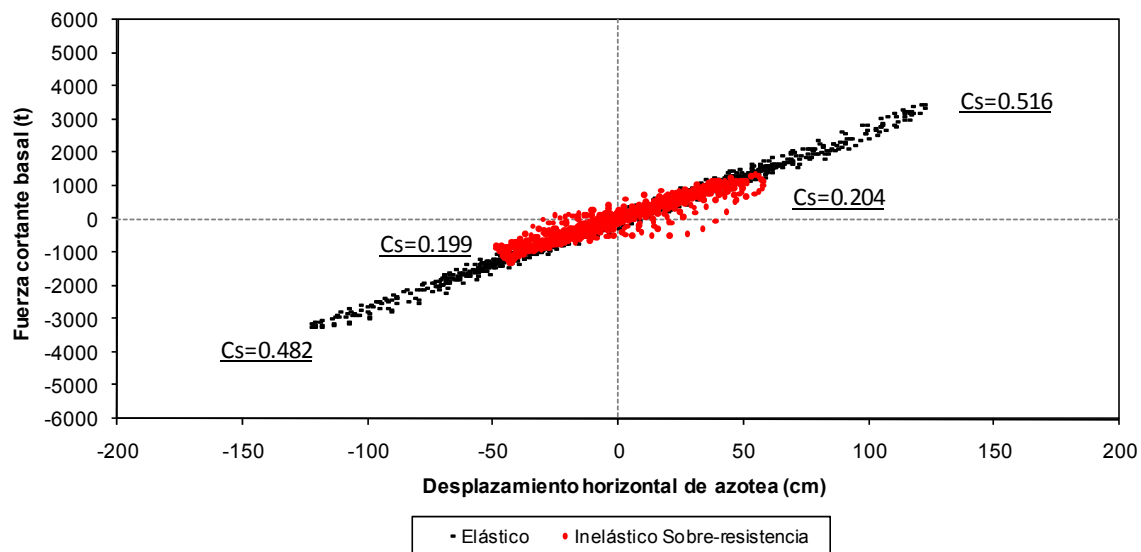


Fig 5.60 Comparación de relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12" (caso III, elástico e inelástico con efectos de sobre-resistencias), acelerograma SRE EW-85

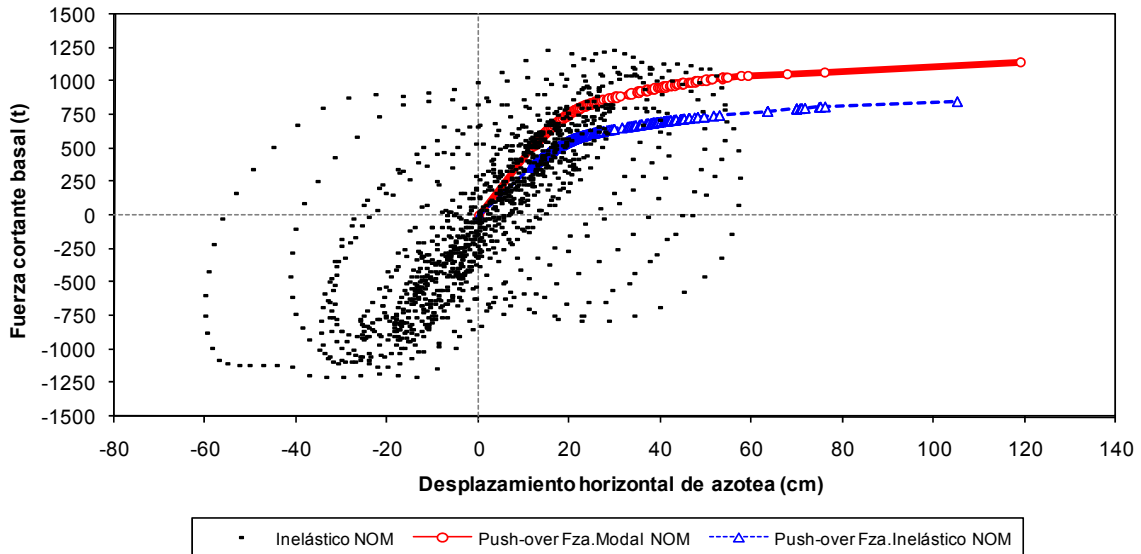


Fig 5.61 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “H”, inelástico con resistencias nominales, análisis paso a paso con el acelerograma SCT EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

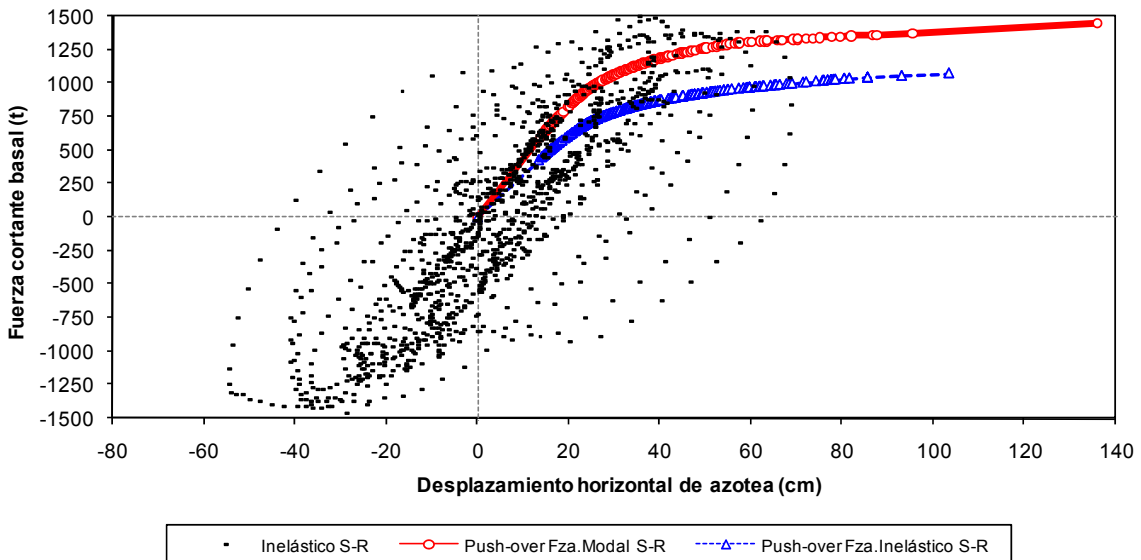


Fig 5.62 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “H”, inelástico con efectos de sobre-resistencias, análisis paso a paso con el acelerograma SCT EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

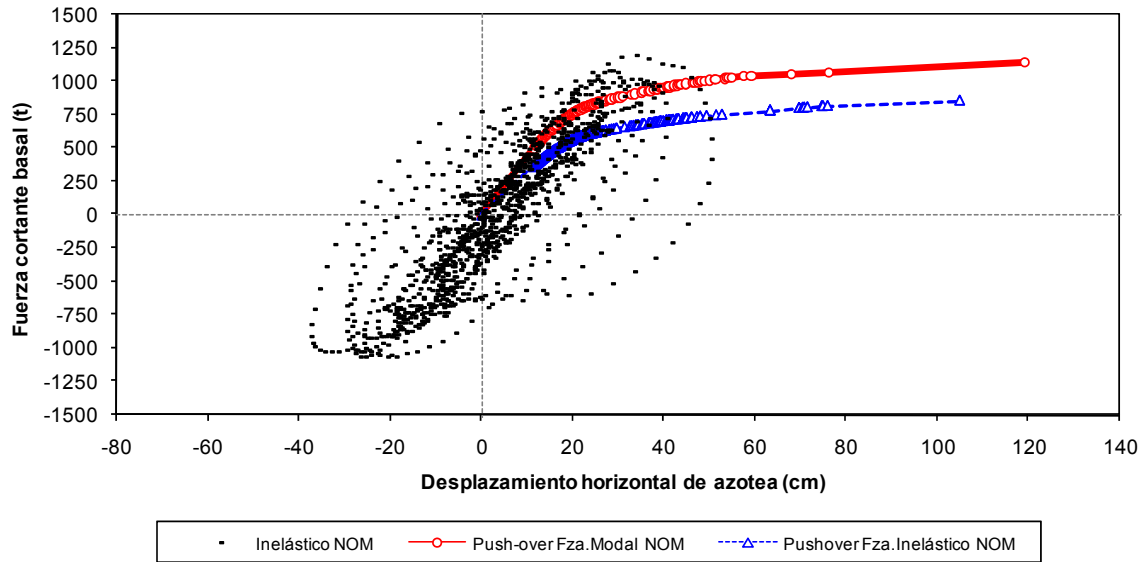


Fig 5.63 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “H”, inelástico con resistencias nominales, análisis paso a paso con el acelerograma SRE EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

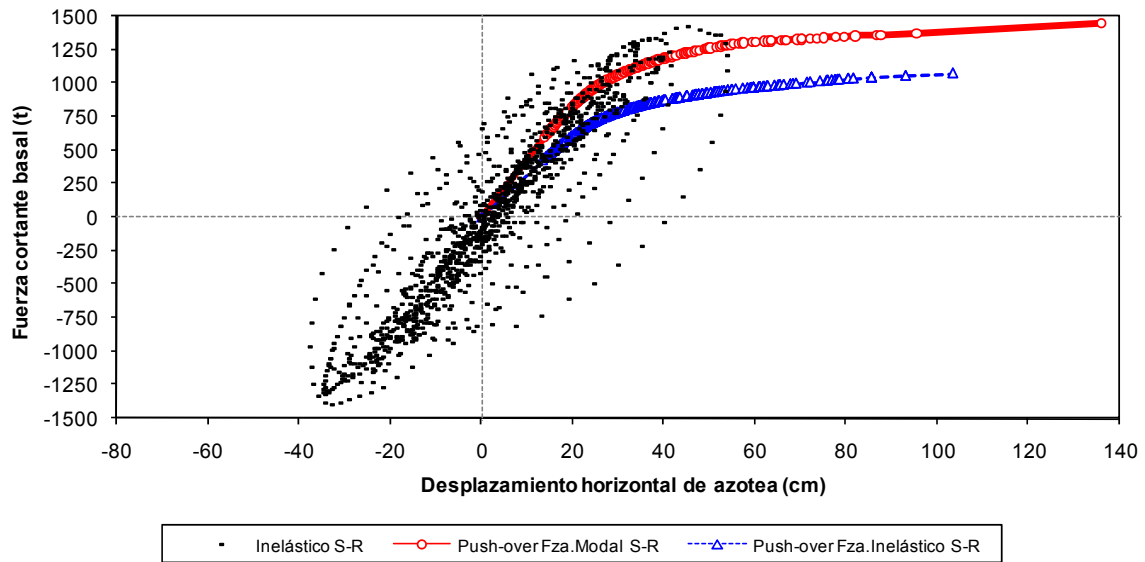


Fig 5.64 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “H”, inelástico con efectos de sobre-resistencias, análisis paso a paso con el acelerograma SRE EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

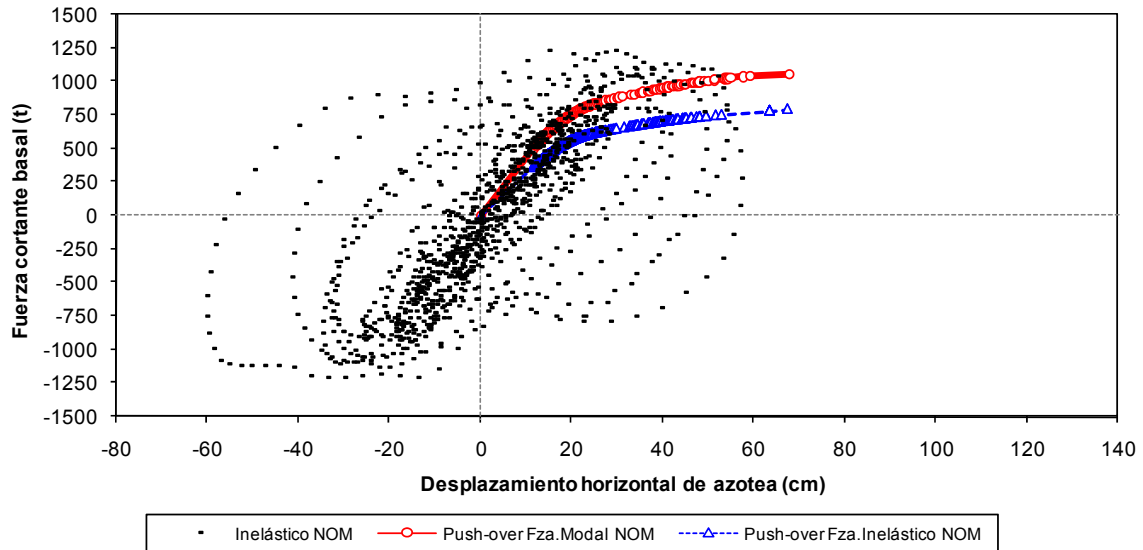


Fig 5.65 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “H”, inelástico con resistencias nominales, análisis paso a paso con el acelerograma SCT EW-85 y análisis Push-over (caso 2, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

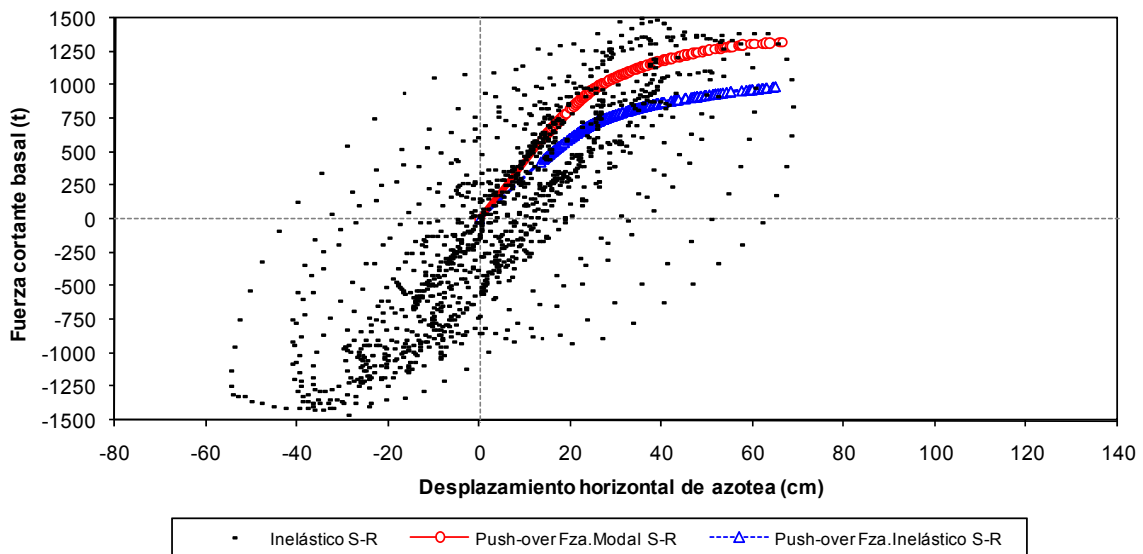


Fig 5.66 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “H”, inelástico con efectos de sobre-resistencias, análisis paso a paso con el acelerograma SCT EW-85 y análisis Push-over (caso 2, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

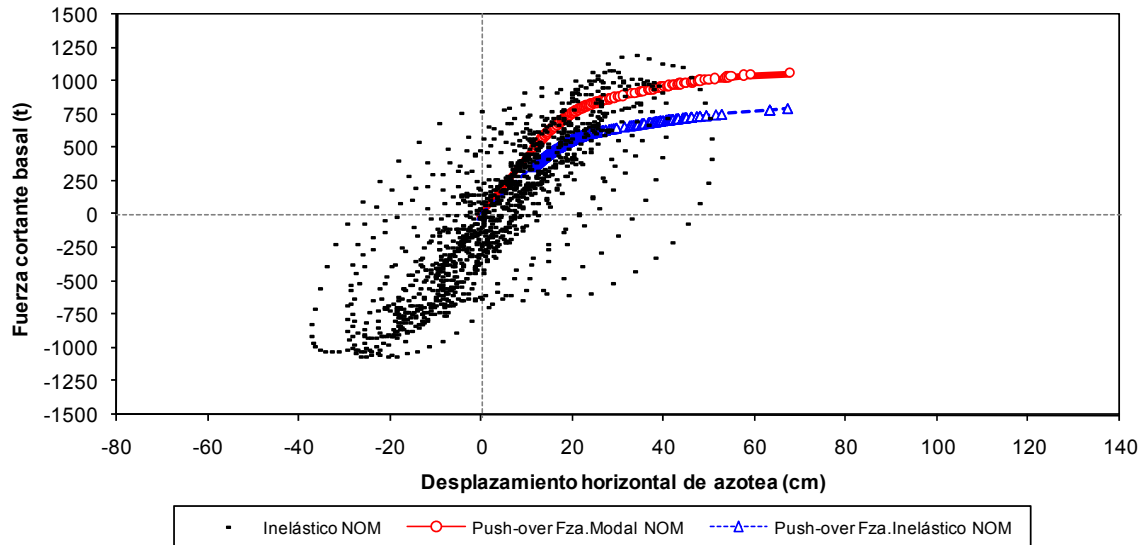


Fig 5.67 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “H”, inelástico con resistencias nominales, análisis paso a paso con el acelerograma SRE EW-85 y análisis Push-over (caso 2, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

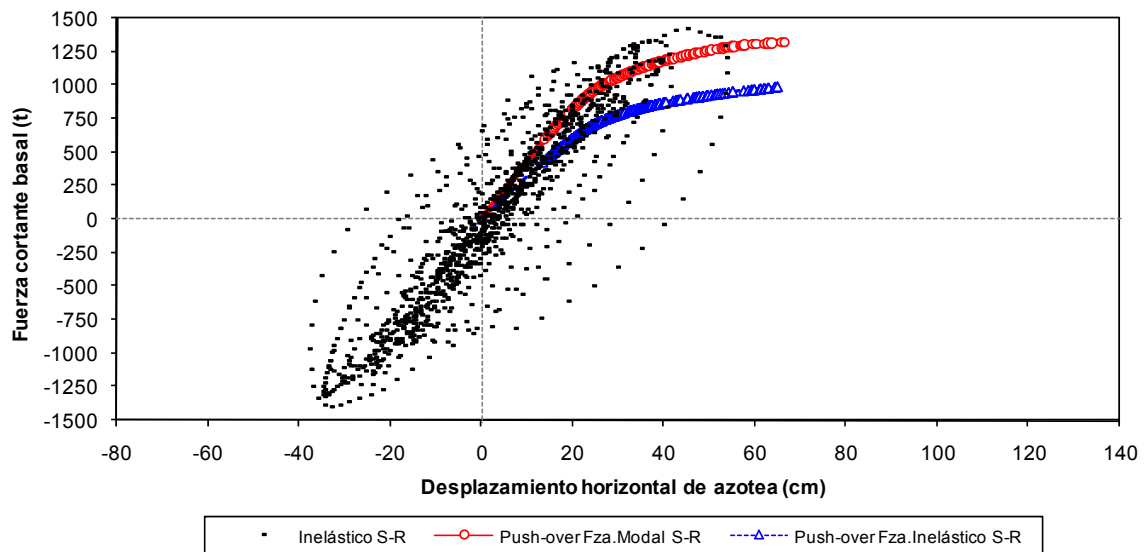


Fig 5.68 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “H”, inelástico con efectos de sobre-resistencias, análisis paso a paso con el acelerograma SRE EW-85 y análisis Push-over (caso 2, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

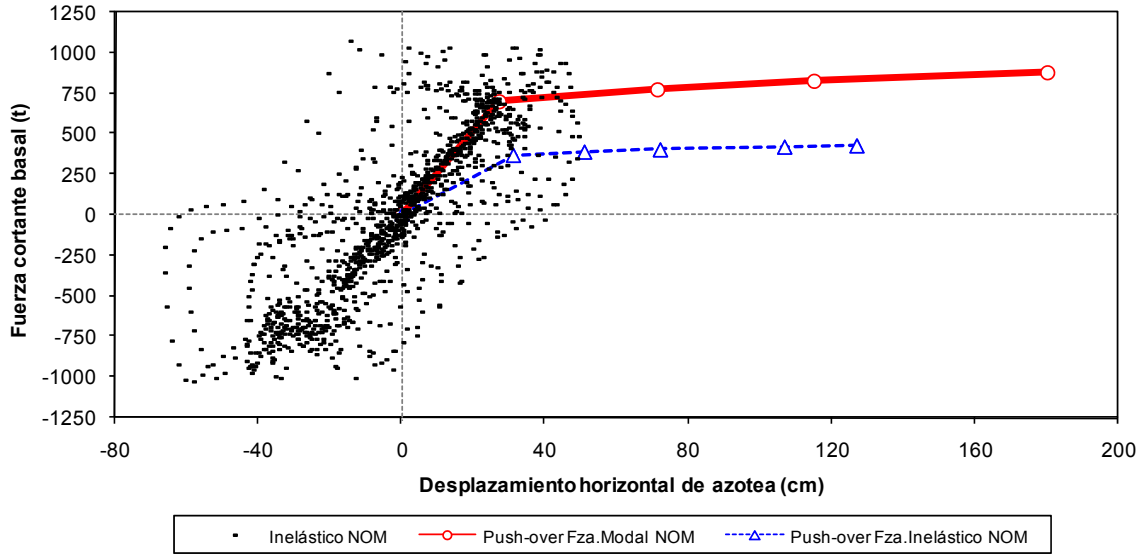


Fig 5.69 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “6”, inelástico con resistencias nominales, análisis paso a paso con el acelerograma SCT EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

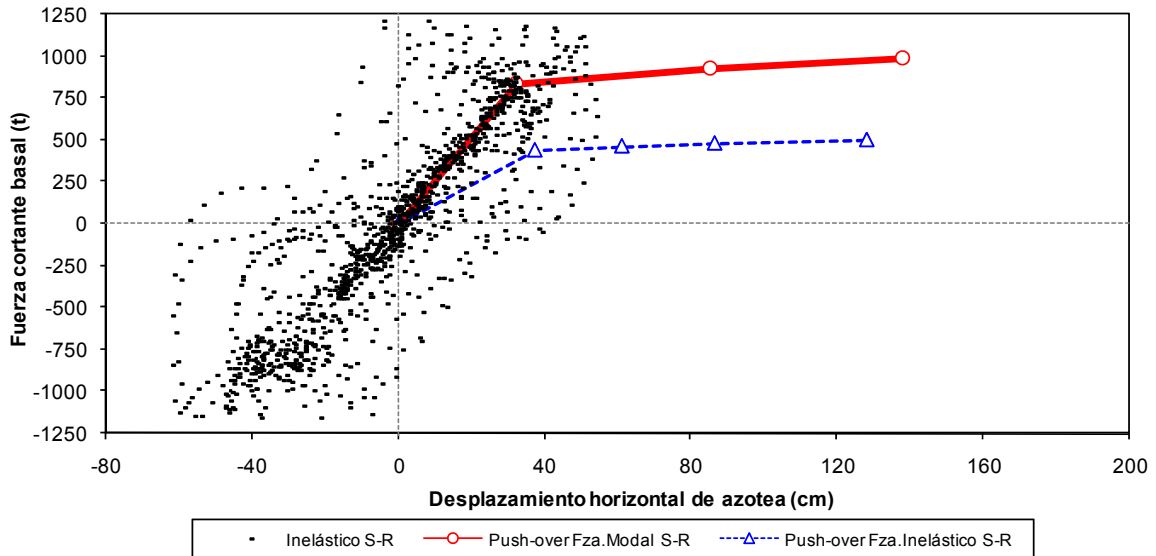


Fig 5.70 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “6”, inelástico con efectos de sobre-resistencias, análisis paso a paso con el acelerograma SCT EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

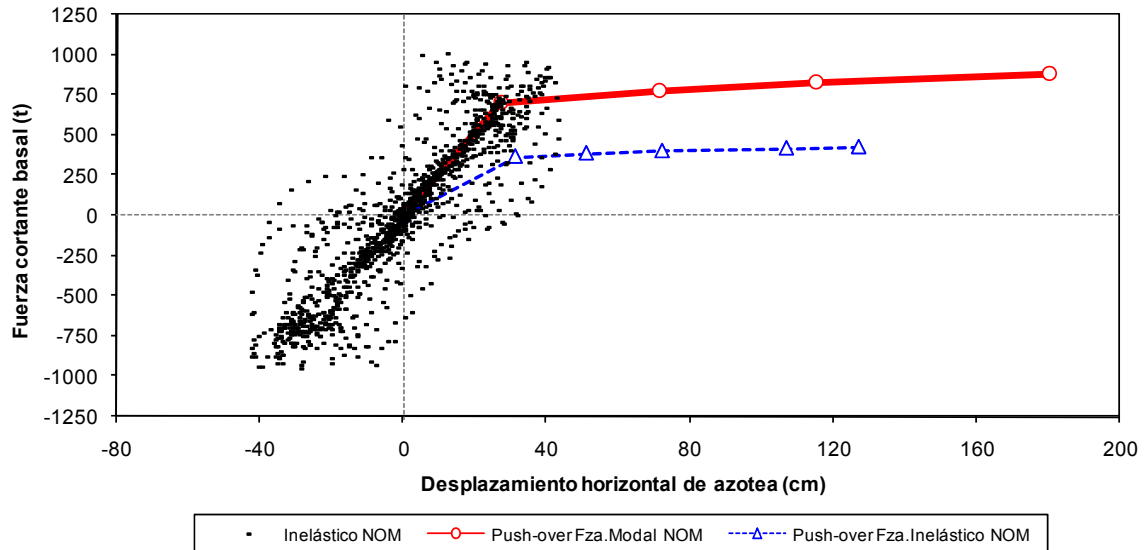


Fig 5.71 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “6”, inelástico con resistencias nominales, análisis paso a paso con el acelerograma SRE EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

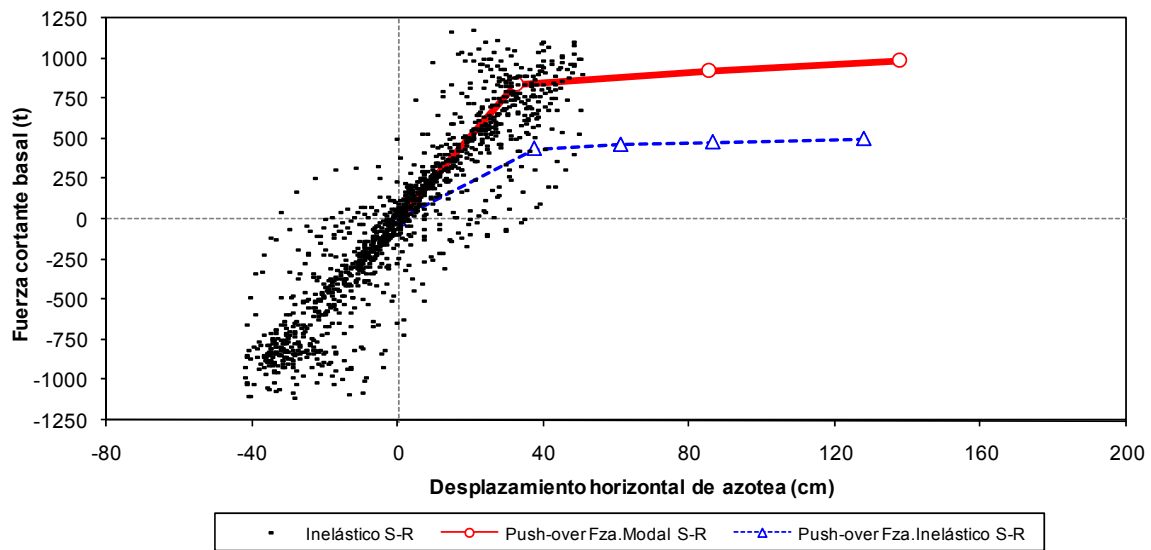


Fig 5.72 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “6”, inelástico con efectos de sobre-resistencias, análisis paso a paso con el acelerograma SRE EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

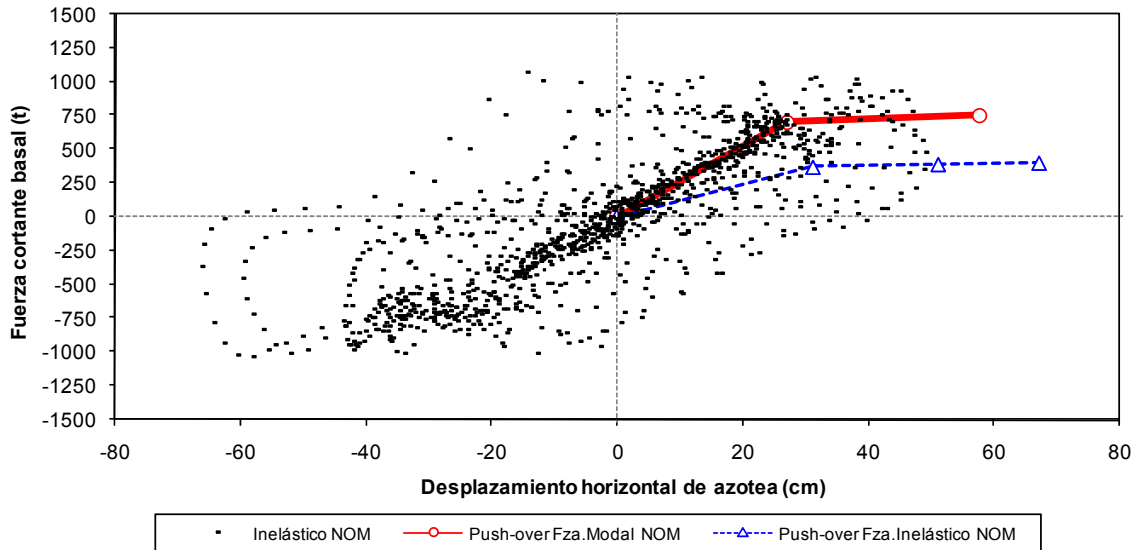


Fig 5.73 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “6”, inelástico con resistencias nominales, análisis paso a paso con el acelerograma SCT EW-85 y análisis Push-over (caso 2, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

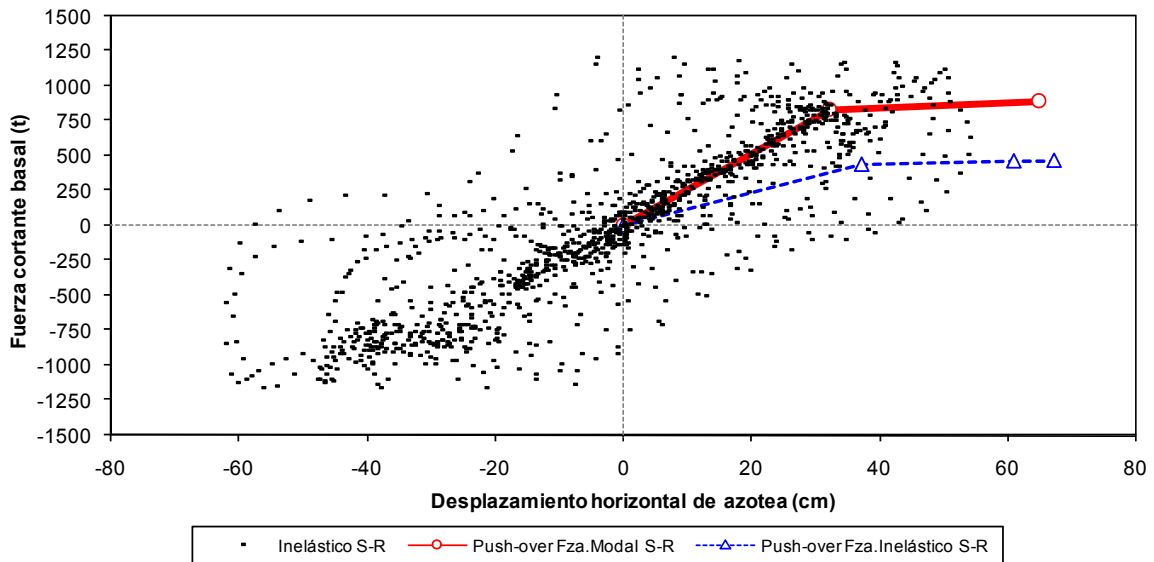


Fig 5.74 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “6”, inelástico con efectos de sobre-resistencias, acelerograma SCT EW-85, análisis pushover (caso 2, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

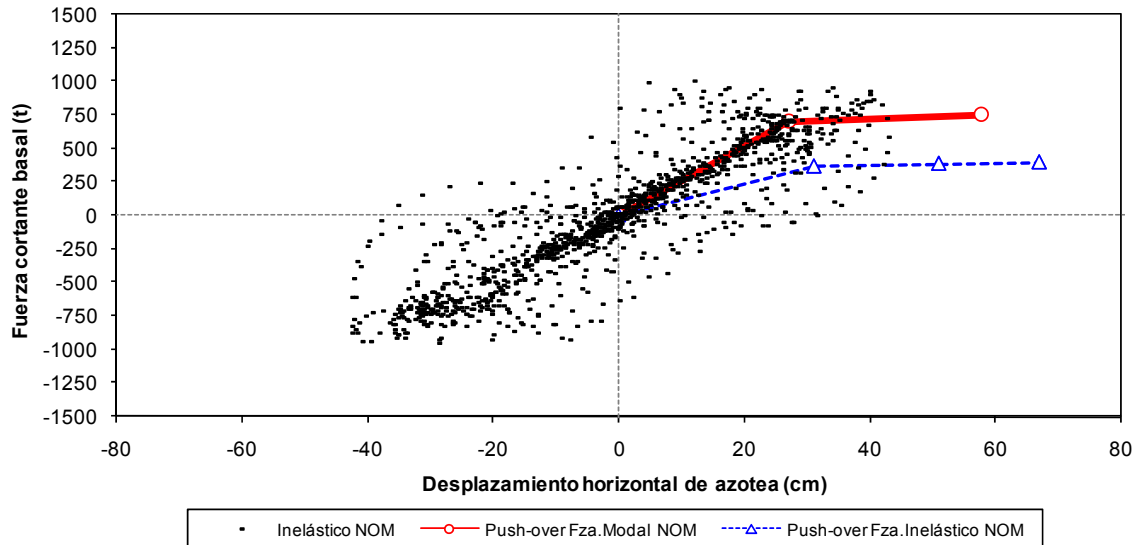


Fig 5.75 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “6”, inelástico con resistencias nominales, análisis paso a paso con el acelerograma SRE EW-85 y análisis Push-over (caso 2, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

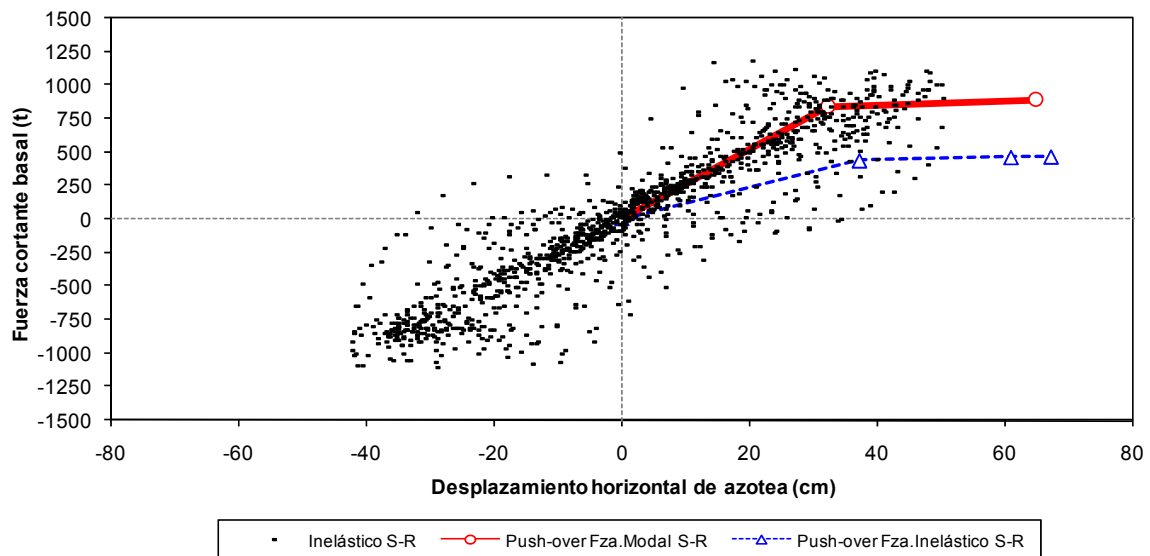


Fig 5.76 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “6”, inelástico con efectos de sobre-resistencias, análisis paso a paso con el acelerograma SRE EW-85 y análisis Push-over (caso 2, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

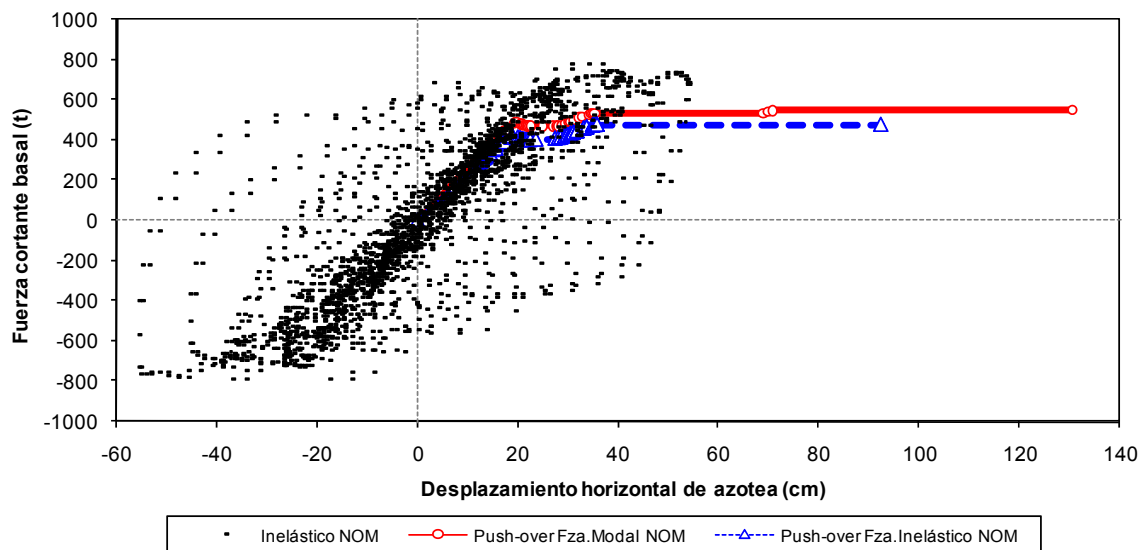


Fig 5.77 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12”, caso I, inelástico con resistencias nominales, análisis paso a paso con el acelerograma SCT EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

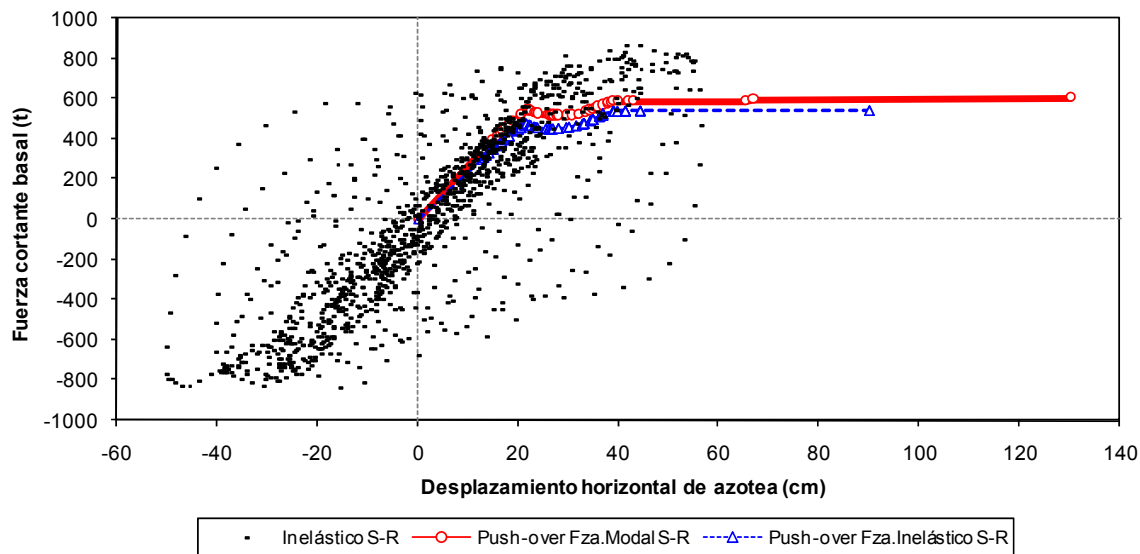


Fig 5.78 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12”, caso I, inelástico con efectos de sobre-resistencias, análisis paso a paso con el acelerograma SCT EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

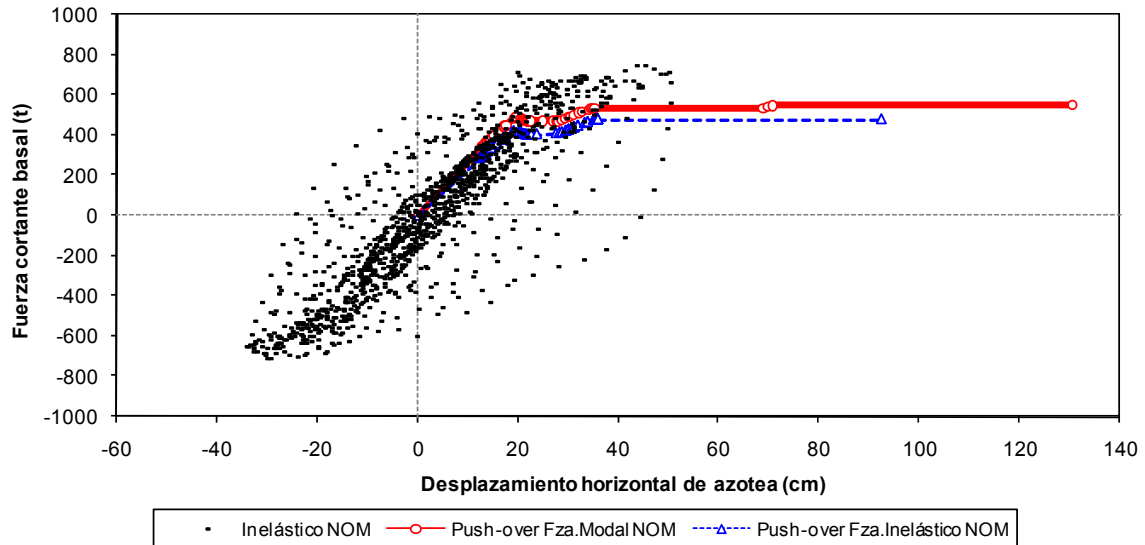


Fig 5.79 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12”, caso I, inelástico con resistencias nominales, análisis paso a paso con el acelerograma SRE EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

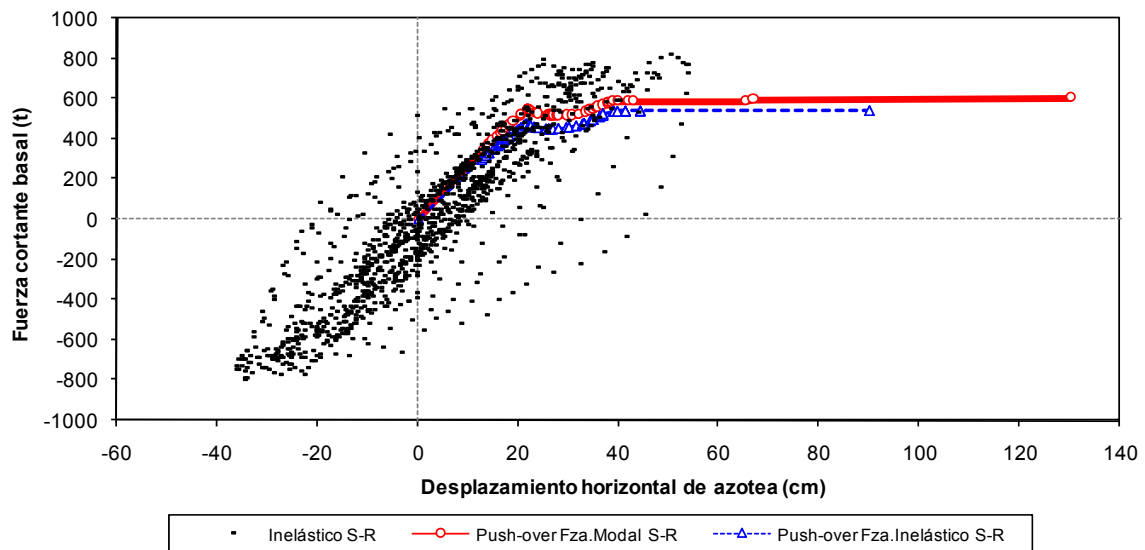


Fig 5.80 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12”, caso I, inelástico con efectos de sobre-resistencias, análisis paso a paso con el acelerograma SRE EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

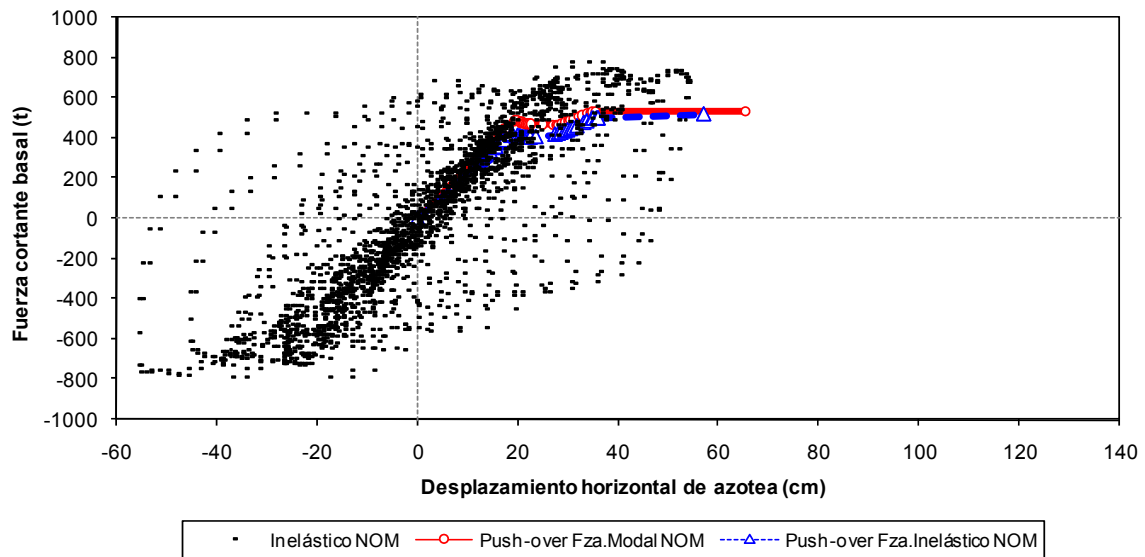


Fig 5.81 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12”, caso I, inelástico con resistencias nominales, análisis paso a paso con el acelerograma SCT EW-85 y análisis Push-over (caso 2, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

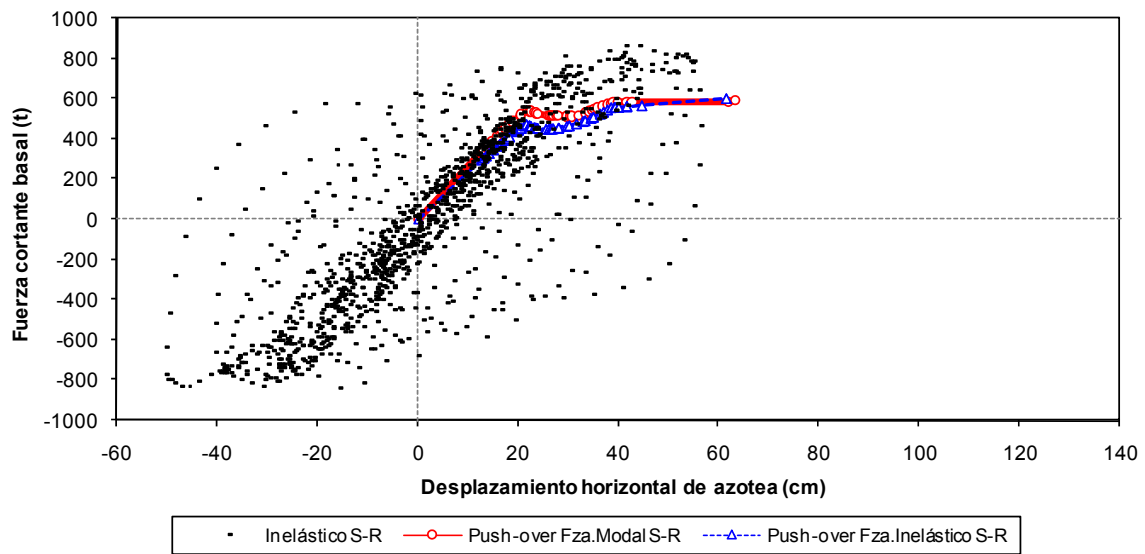


Fig 5.82 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12”, caso I, inelástico con efectos de sobre-resistencias, análisis paso a paso con el acelerograma SCT EW-85 y análisis Push-over (caso 2, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

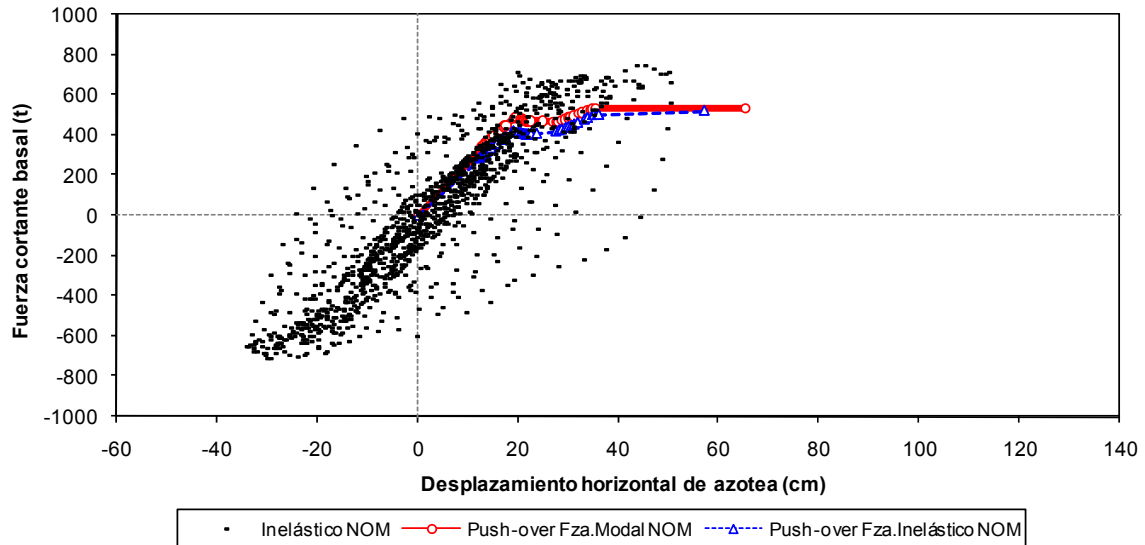


Fig 5.83 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12”, caso I, inelástico con resistencias nominales, análisis paso a paso con el acelerograma SRE EW-85 y análisis Push-over (caso 2, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

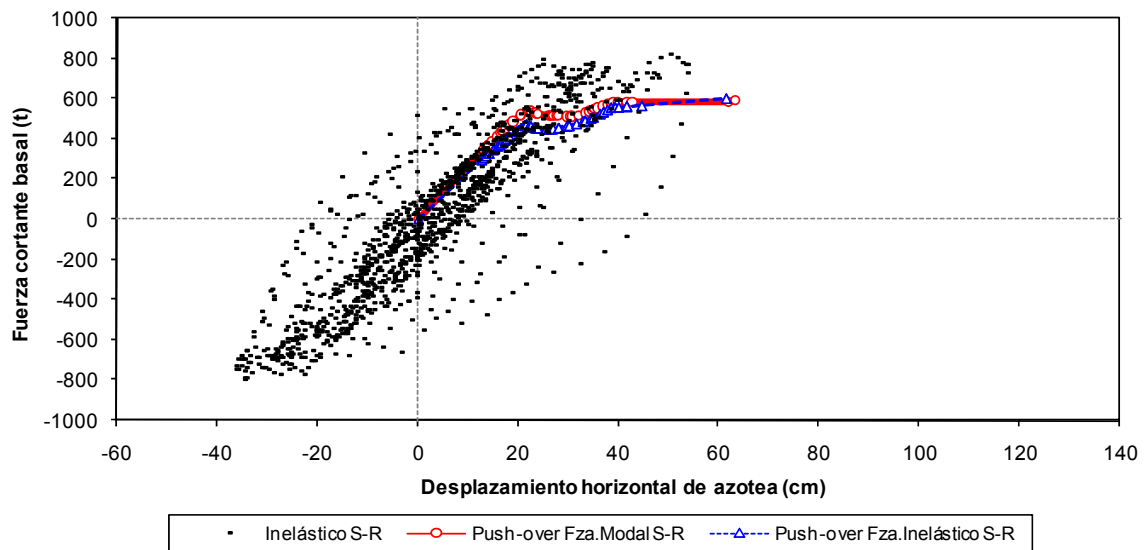


Fig 5.84 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12”, caso I, inelástico con efectos de sobre-resistencias, análisis paso a paso con el acelerograma SRE EW-85 y análisis Push-over (caso 2, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

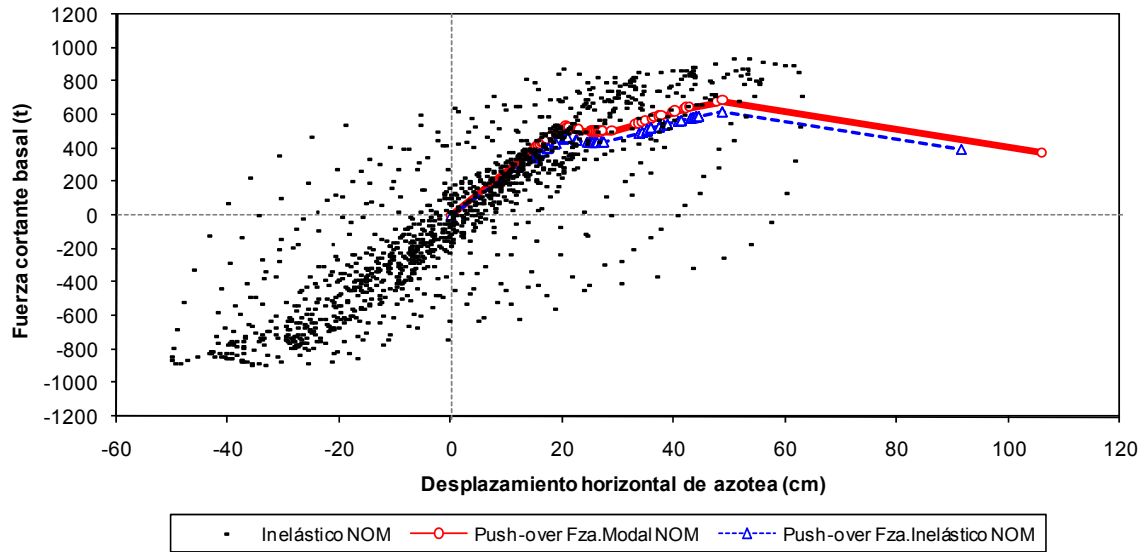


Fig 5.85 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje 12, caso II, inelástico con resistencias nominales, análisis paso a paso con el acelerograma SCT EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

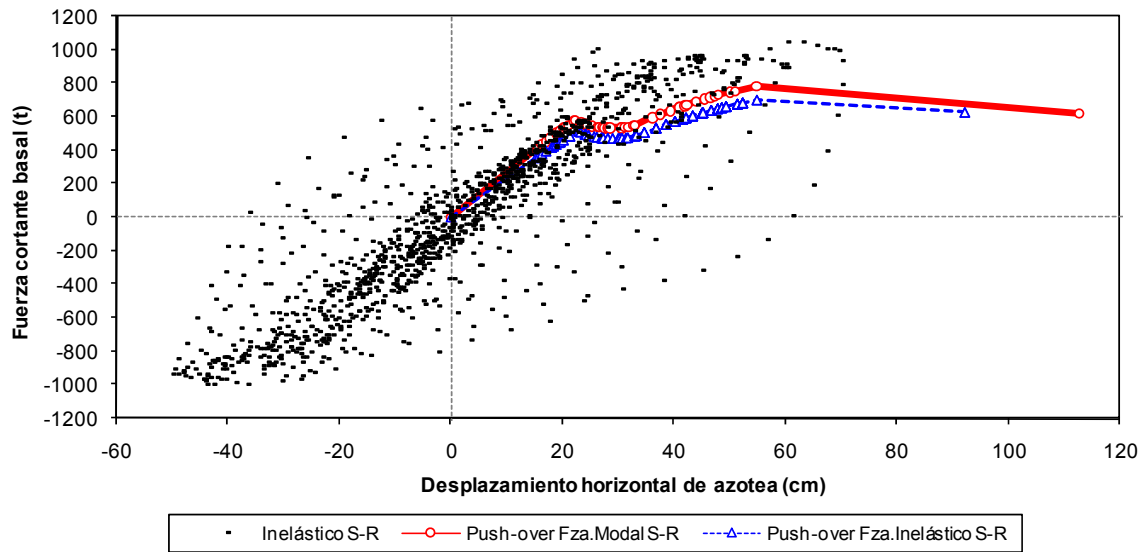


Fig 5.86 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje "12", caso II, inelástico con efectos de sobre-resistencias, análisis paso a paso con el acelerograma SCT EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

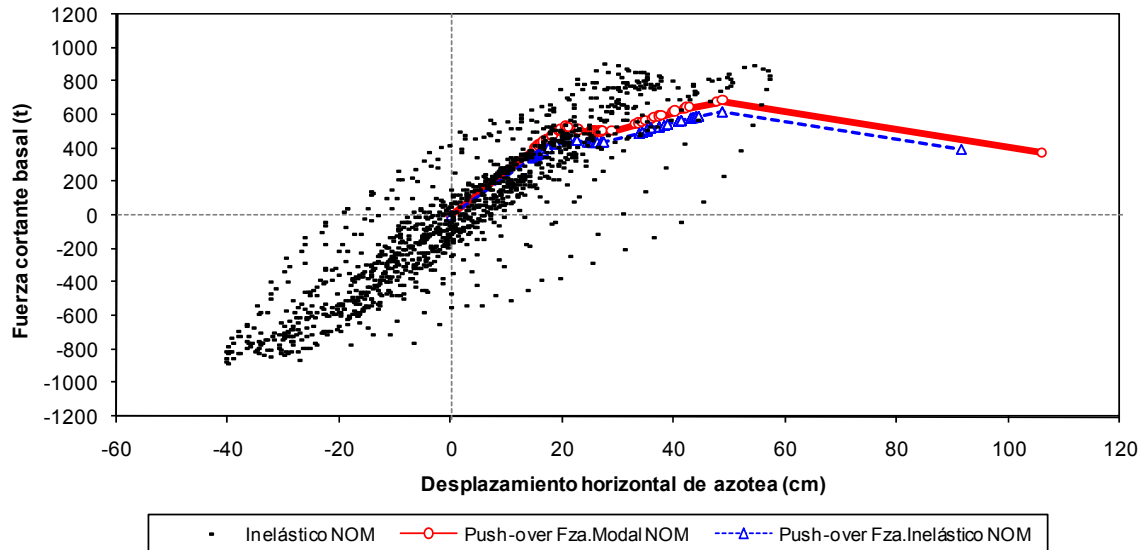


Fig 5.87 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12”, caso II, inelástico con resistencias nominales, análisis paso a paso con el acelerograma SRE EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

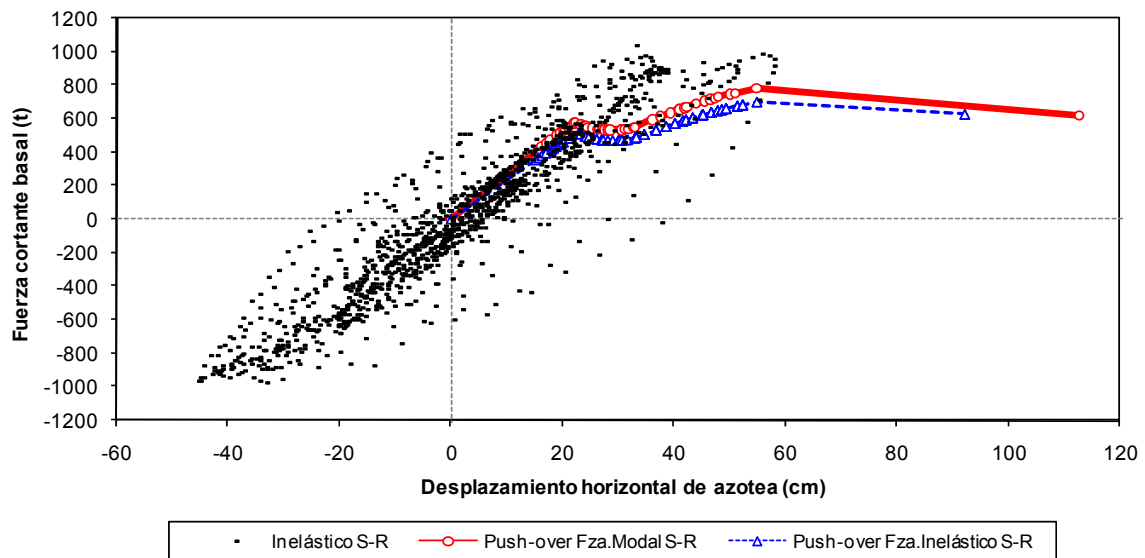


Fig 5.88 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12”, caso II, inelástico con efectos de sobre-resistencias, análisis paso a paso con el acelerograma SRE EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

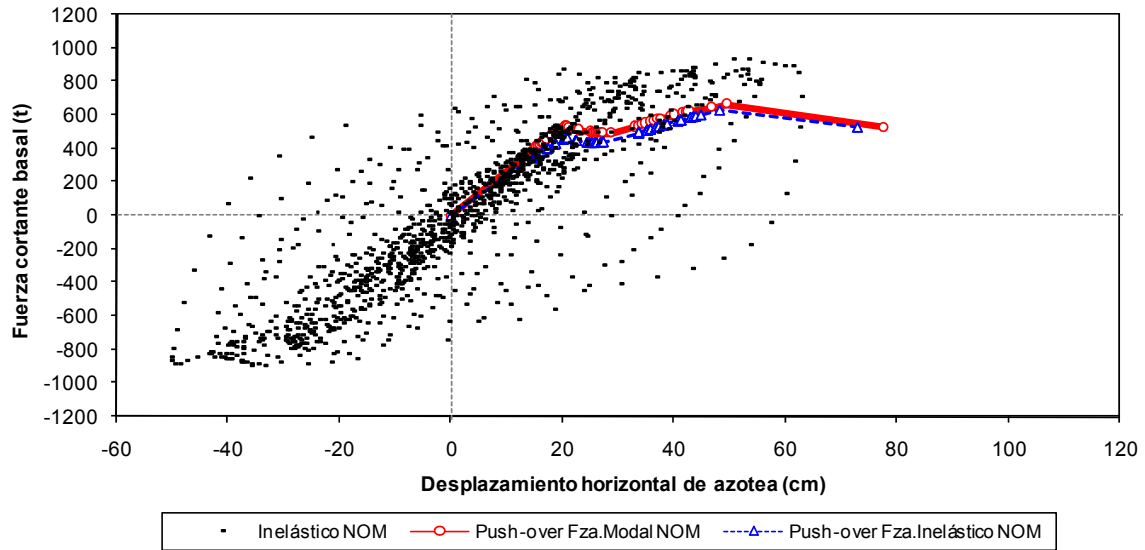


Fig 5.89 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12”, caso II, inelástico con resistencias nominales, análisis paso a paso con el acelerograma SCT EW-85 y análisis Push-over (caso 2, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

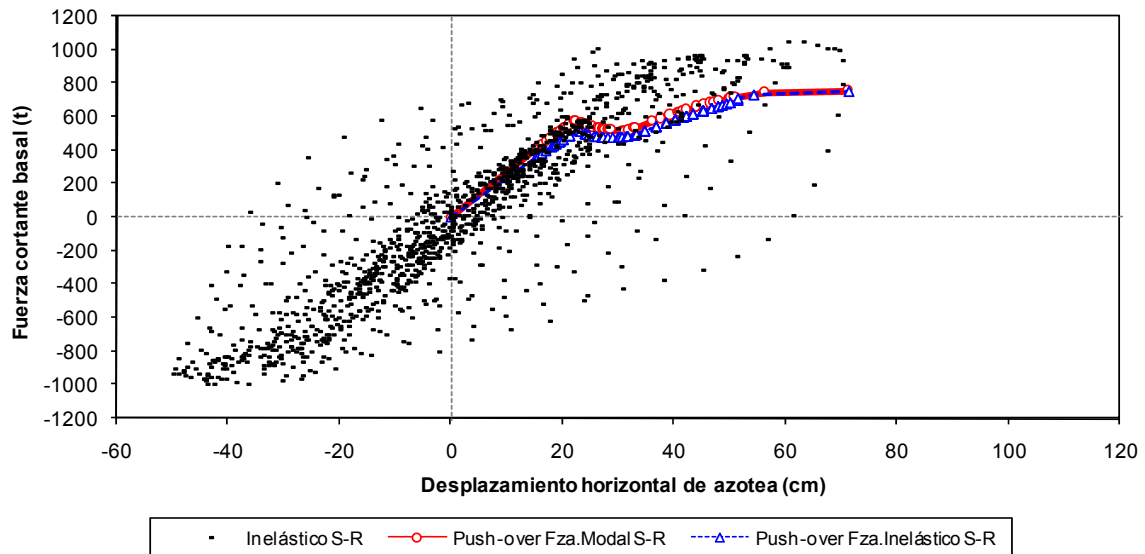


Fig 5.90 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12”, caso II, inelástico con efectos de sobre-resistencias, análisis paso a paso con el acelerograma SCT EW-85 y análisis Push-over (caso 2, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

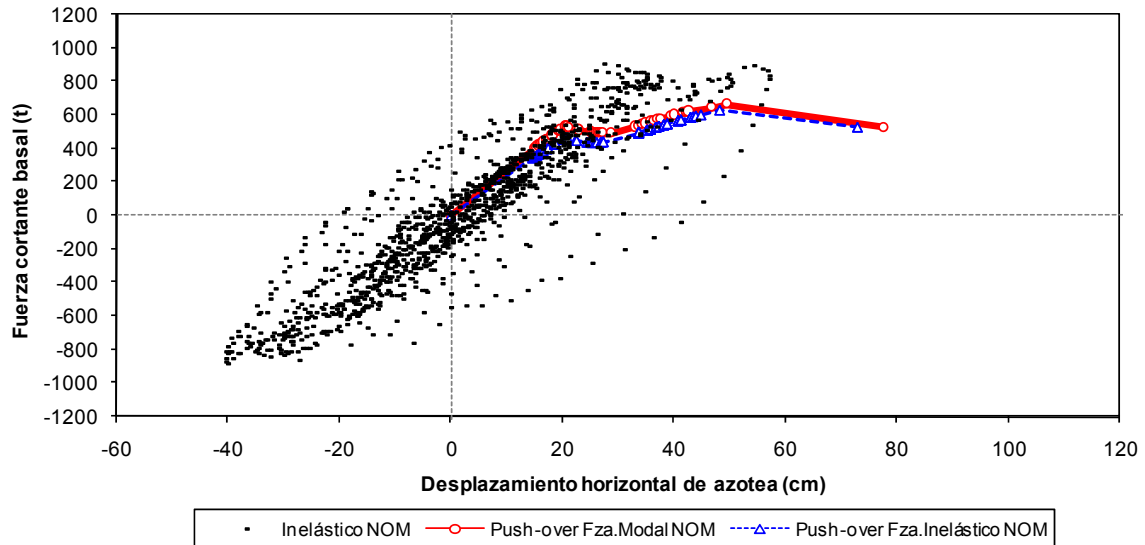


Fig 5.91 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12”, caso II, inelástico con resistencias nominales, análisis paso a paso con el acelerograma SRE EW-85 y análisis Push-over (caso 2, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

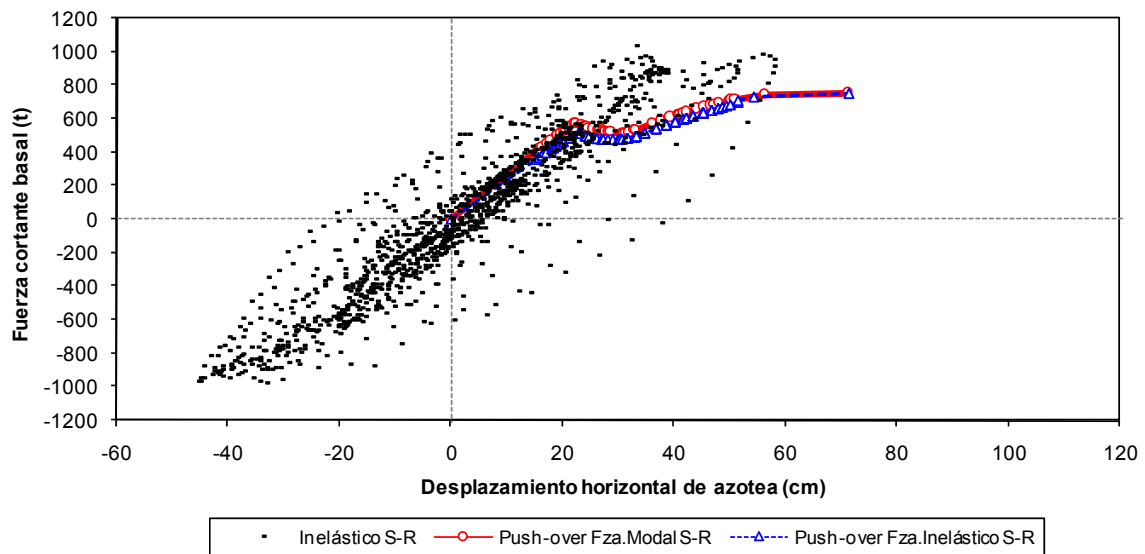


Fig 5.92 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12”, caso II, inelástico con efectos de sobre-resistencias, análisis paso a paso con el acelerograma SRE EW-85 y análisis Push-over (caso 2, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

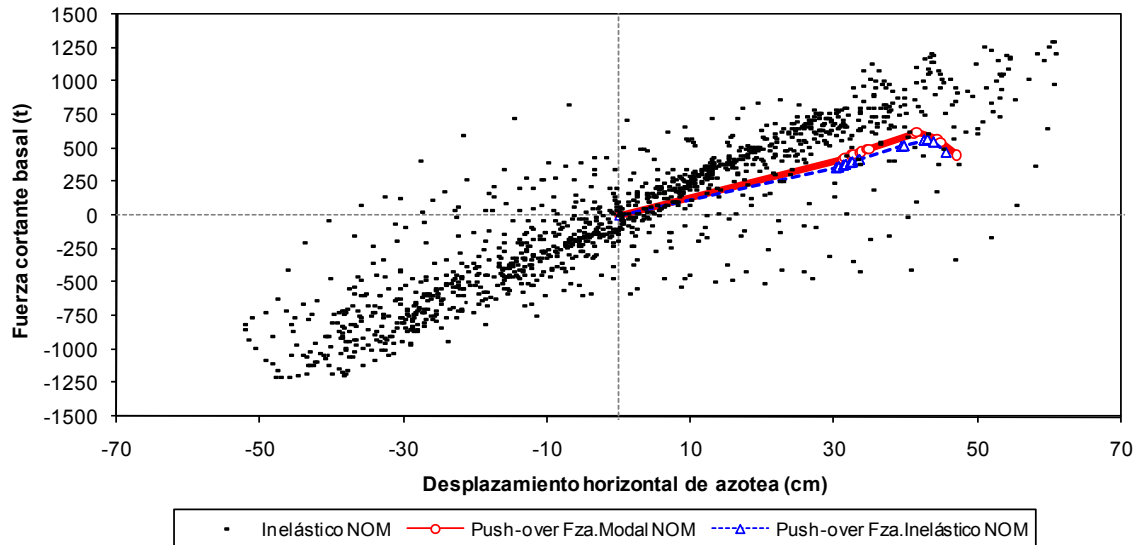


Fig 5.93 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12”, caso III, inelástico con resistencias nominales, análisis paso a paso con el acelerograma SCT EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

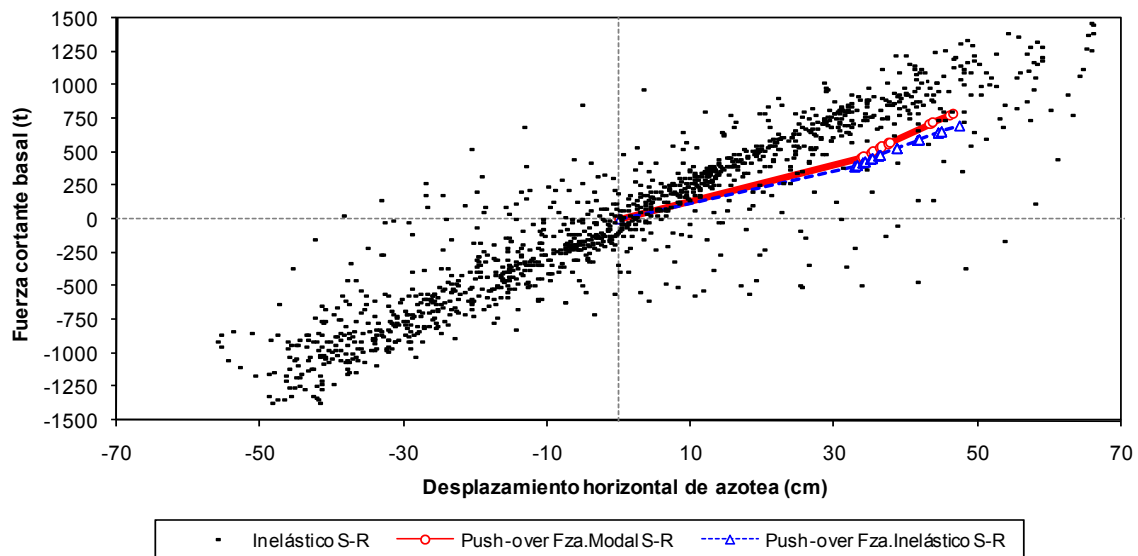


Fig 5.94 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12”, caso III, inelástico con efectos de sobre-resistencias, análisis paso a paso con el acelerograma SCT EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

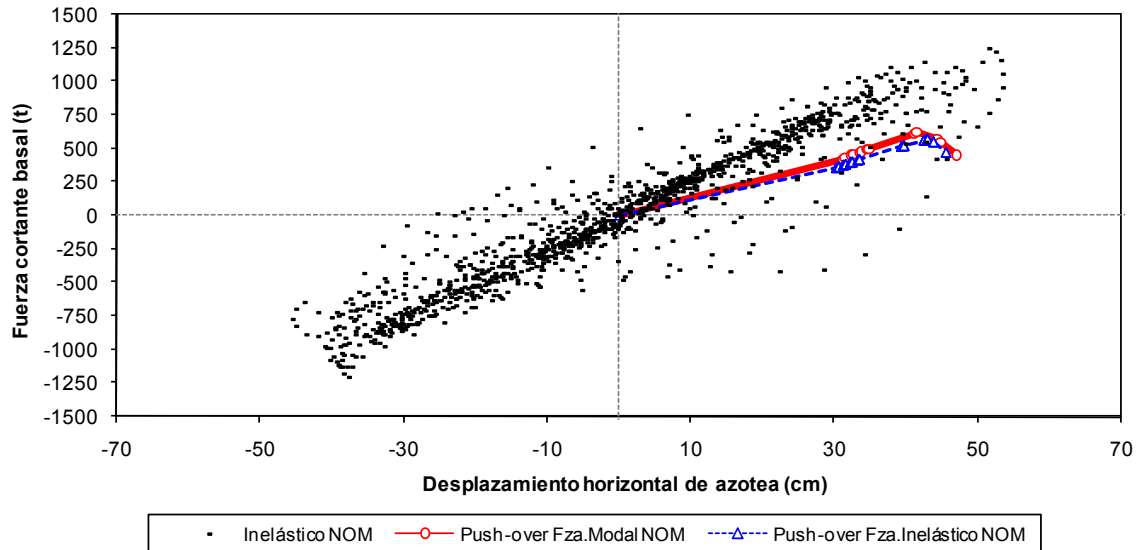


Fig 5.95 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12”, caso III, inelástico con resistencias nominales, análisis paso a paso con el acelerograma SRE EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

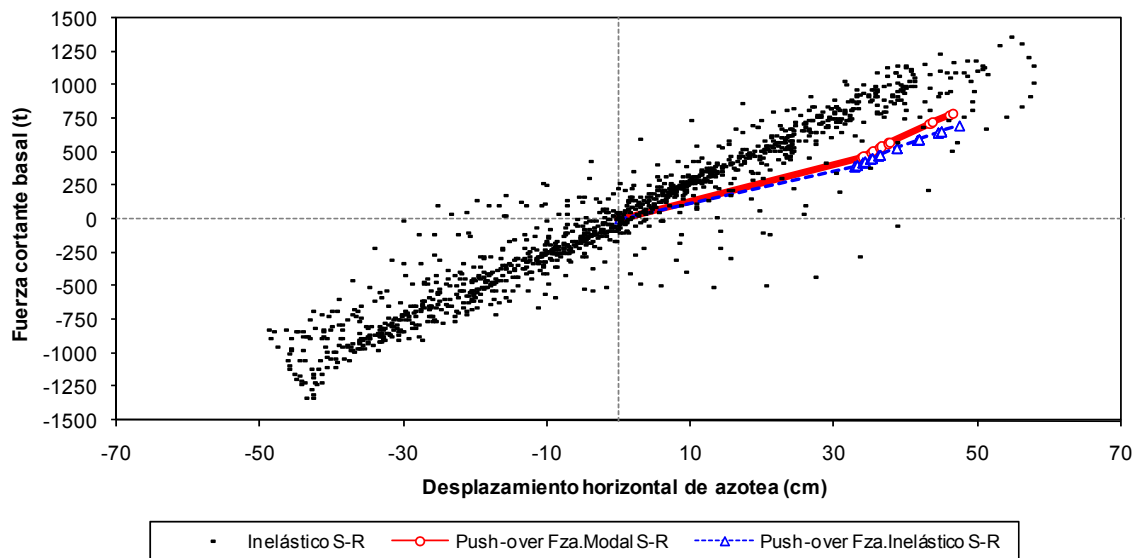


Fig 5.96 Relaciones fuerza cortante basal-desplazamiento horizontal de azotea del eje “12”, caso III, inelástico con efectos de sobre-resistencias, análisis paso a paso con el acelerograma SRE EW-85 y análisis Push-over (caso 1, con distribuciones de fuerzas laterales del análisis dinámico modal espectral y del paso a paso inelástico)

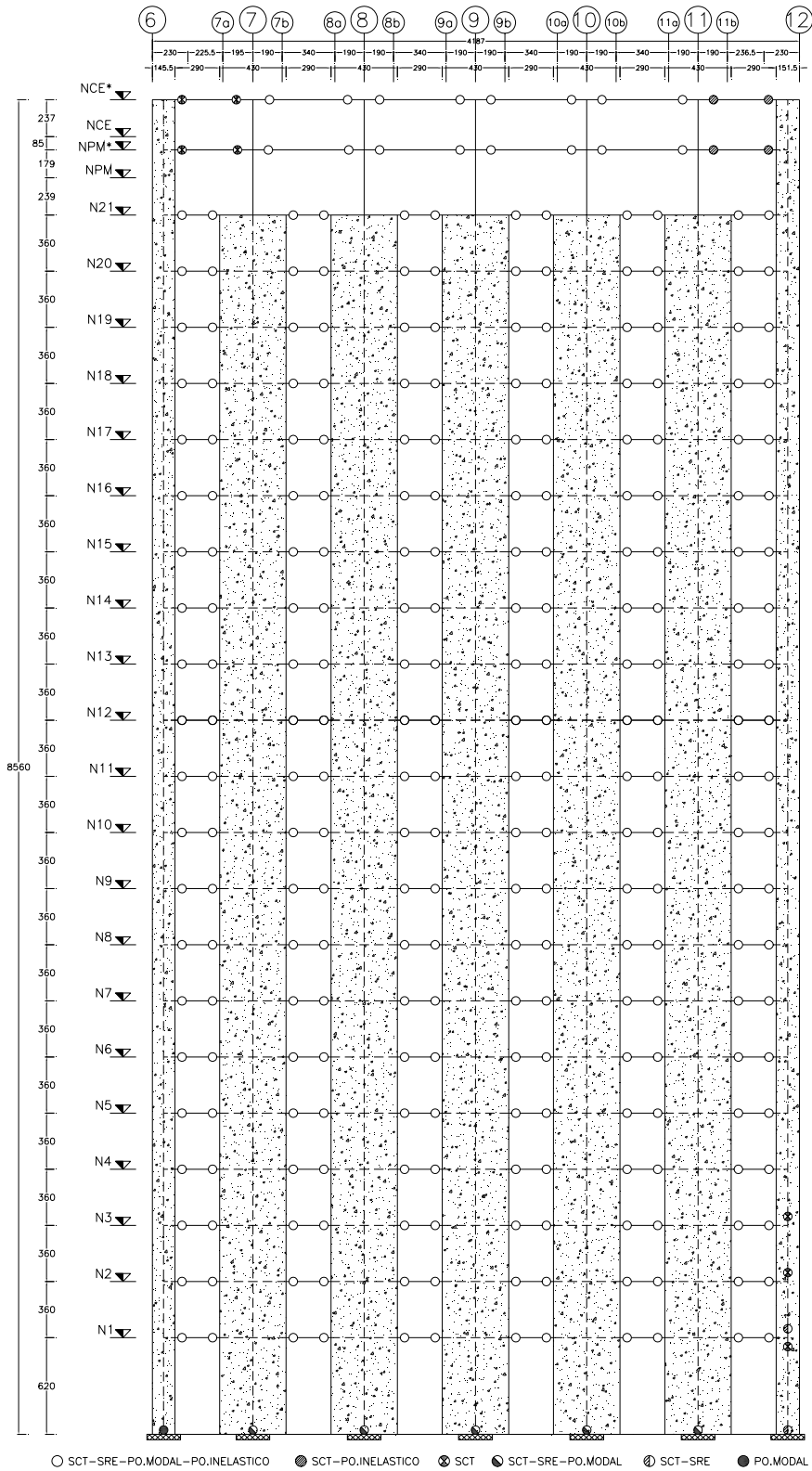


Fig 5.97 Comparación de las distribuciones globales de articulaciones plásticas del eje "H" con resistencias nominales, análisis dinámicos paso a paso y Push-over

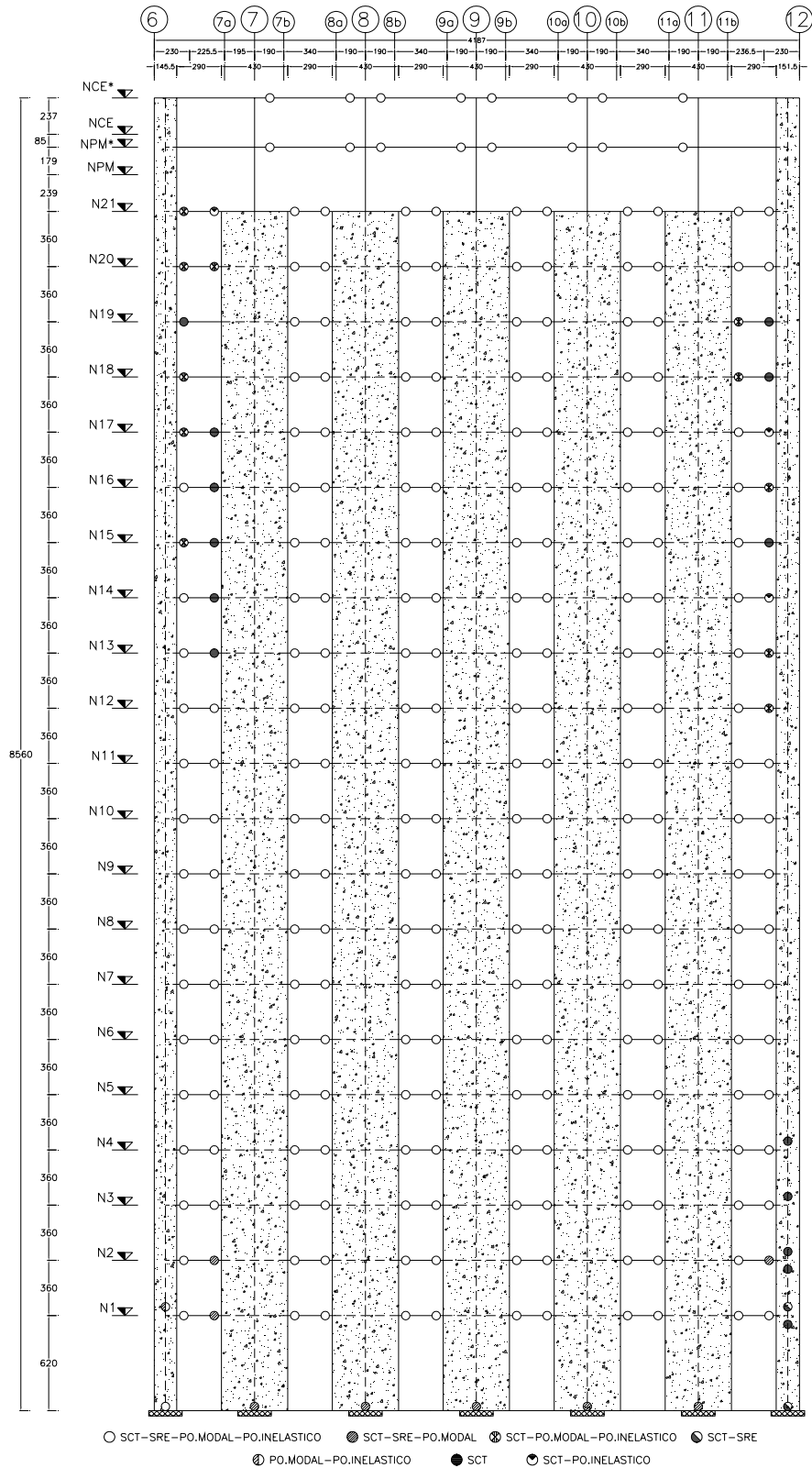


Fig 5.98 Comparación de las distribuciones globales de articulaciones plásticas del eje "H" con efectos de sobre-resistencias, análisis dinámicos paso a paso y Push-over

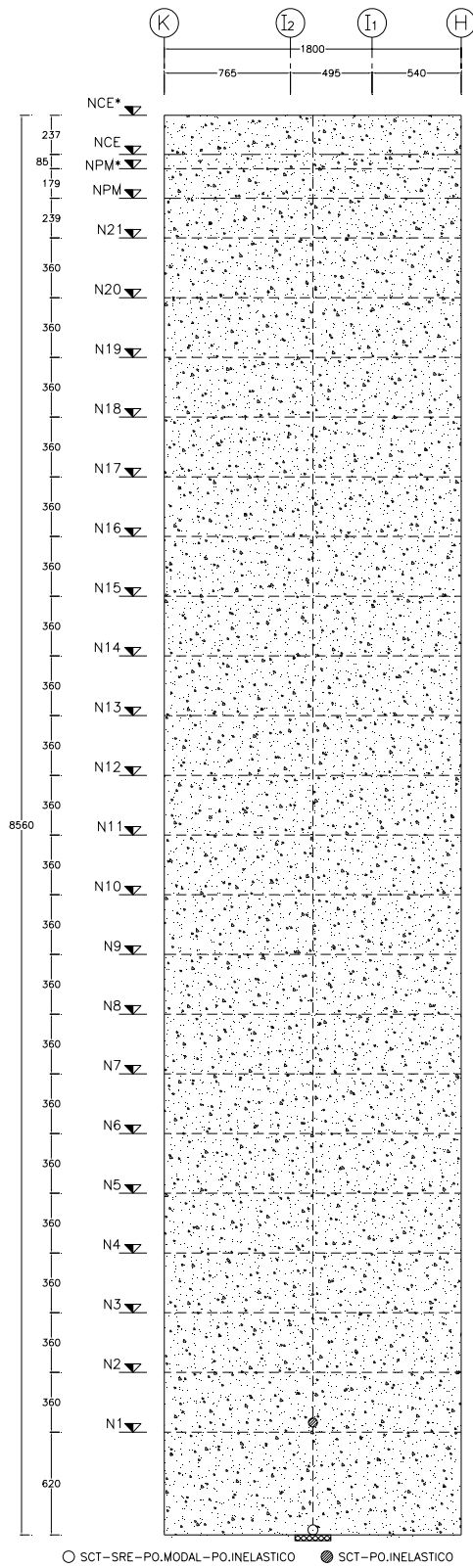


Fig 5.99 Comparación de las distribuciones globales de articulaciones plásticas del eje "6" con resistencias nominales, análisis dinámicos paso a paso y Push-over

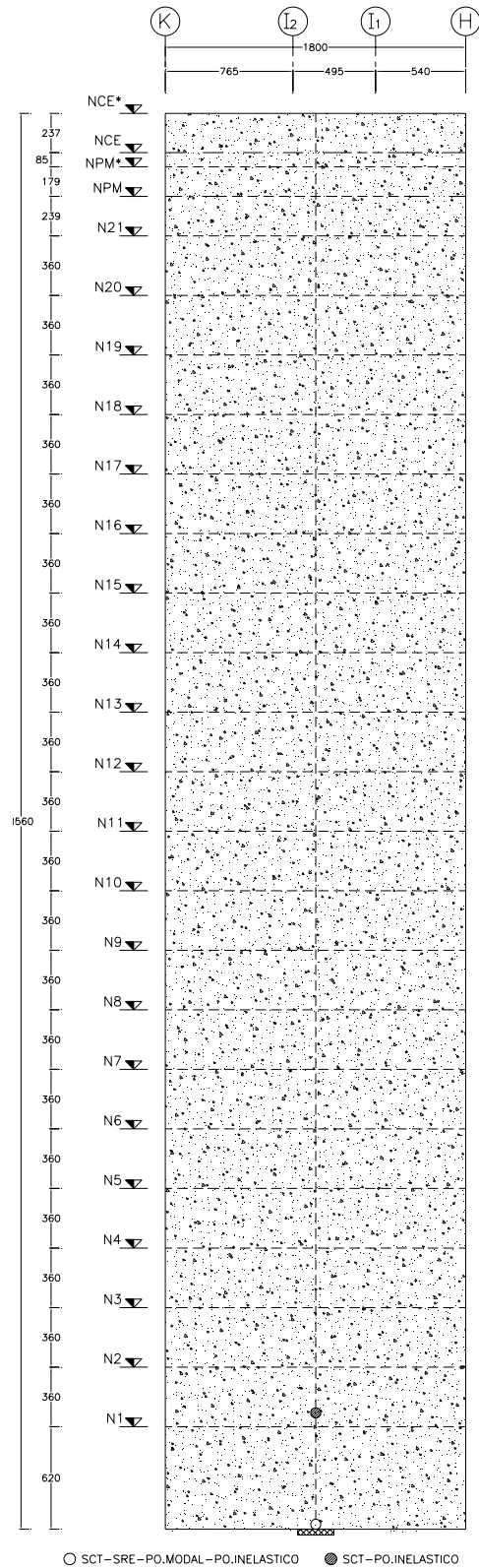


Fig 5.100 Comparación de las distribuciones globales de articulaciones plásticas del eje “6” con efectos de sobre-resistencias, análisis dinámicos paso a paso y Push-over

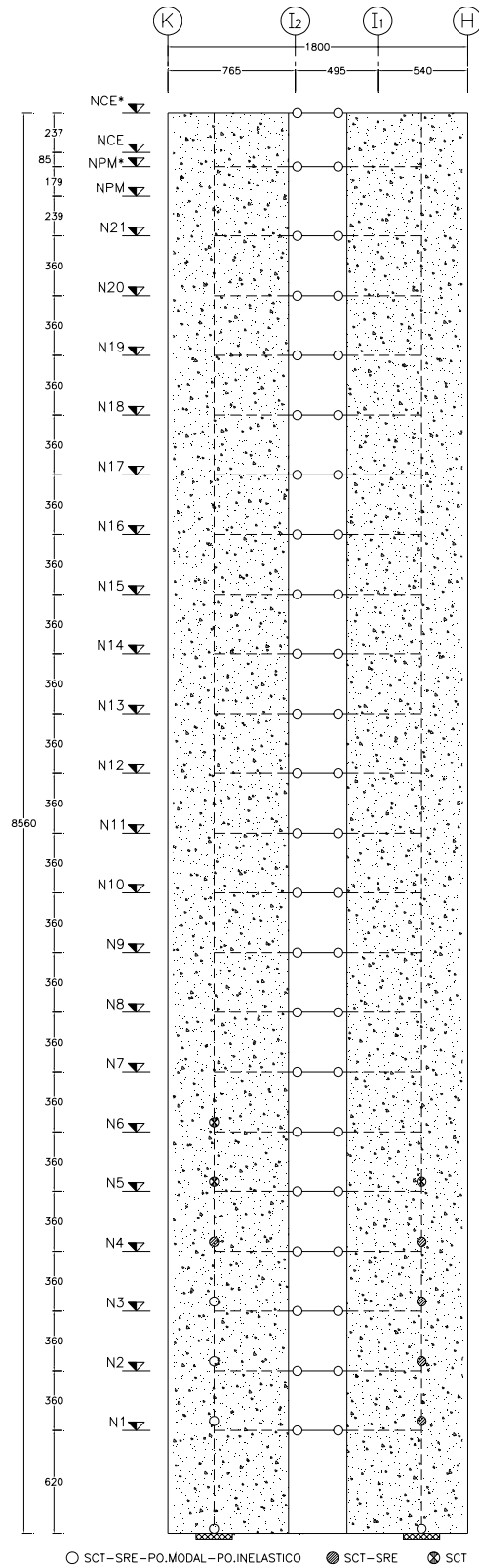


Fig 5.101 Comparación de las distribuciones globales de articulaciones plásticas del eje "12", caso I con resistencias nominales, análisis dinámicos paso a paso y Push-over

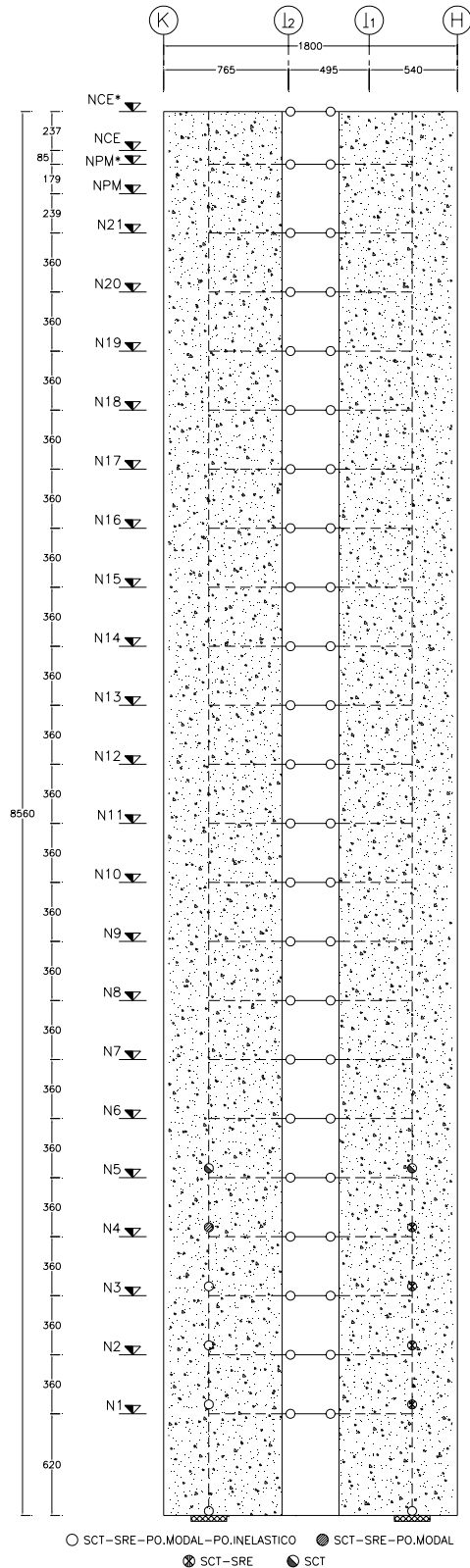


Fig 5.102 Comparación de las distribuciones globales de articulaciones plásticas del eje “12”, caso I con efectos de sobre-resistencias, análisis dinámicos paso a paso y Push-over

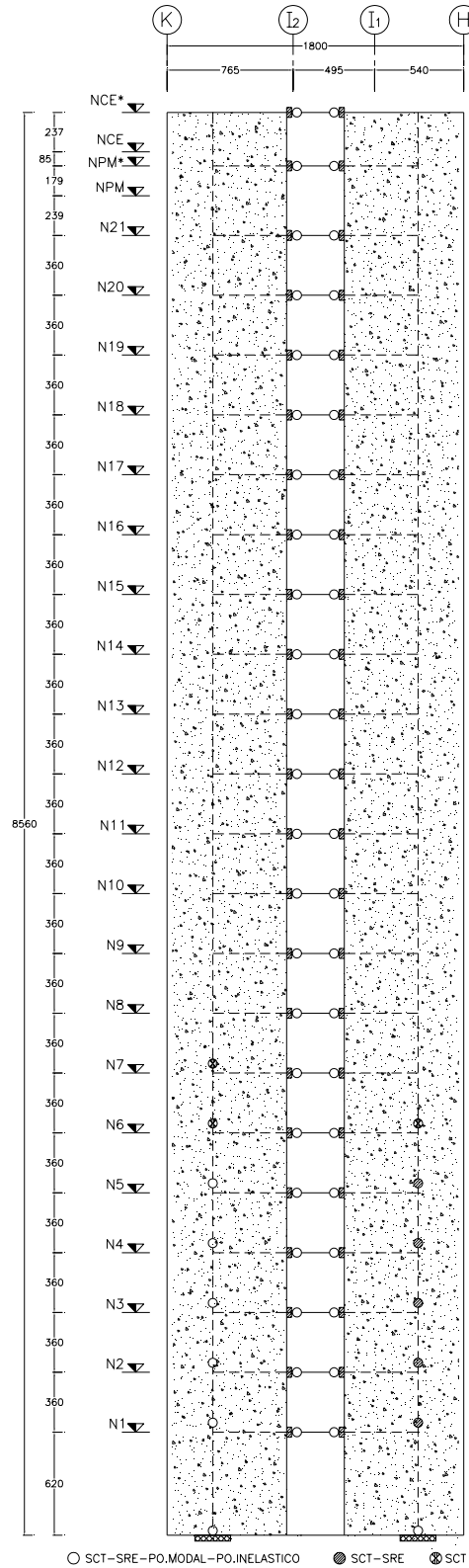
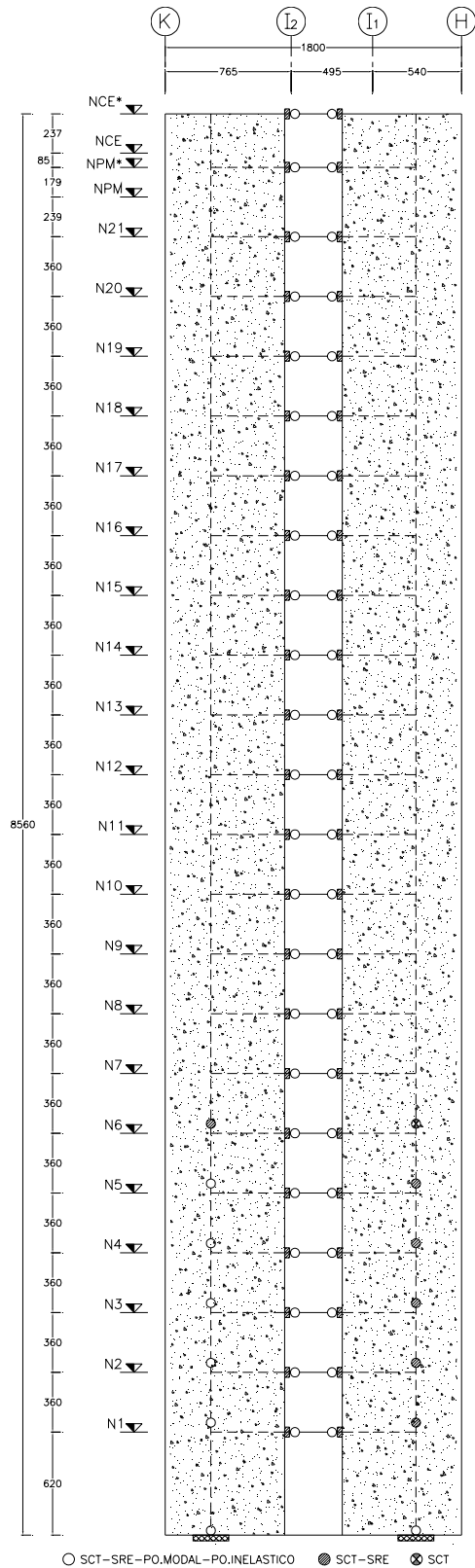


Fig 5.103 Comparación de las distribuciones globales de articulaciones plásticas del eje "12", caso II con resistencias nominales, análisis dinámicos paso a paso y Push-over



○ SCT-SRE-PO.MODAL-PO.INELASTICO ● SCT-SRE ⊗ SCT

Fig 5.104 Comparación de las distribuciones globales de articulaciones plásticas del eje "12", caso II con efectos de sobre-resistencias, análisis dinámicos paso a paso y Push-over

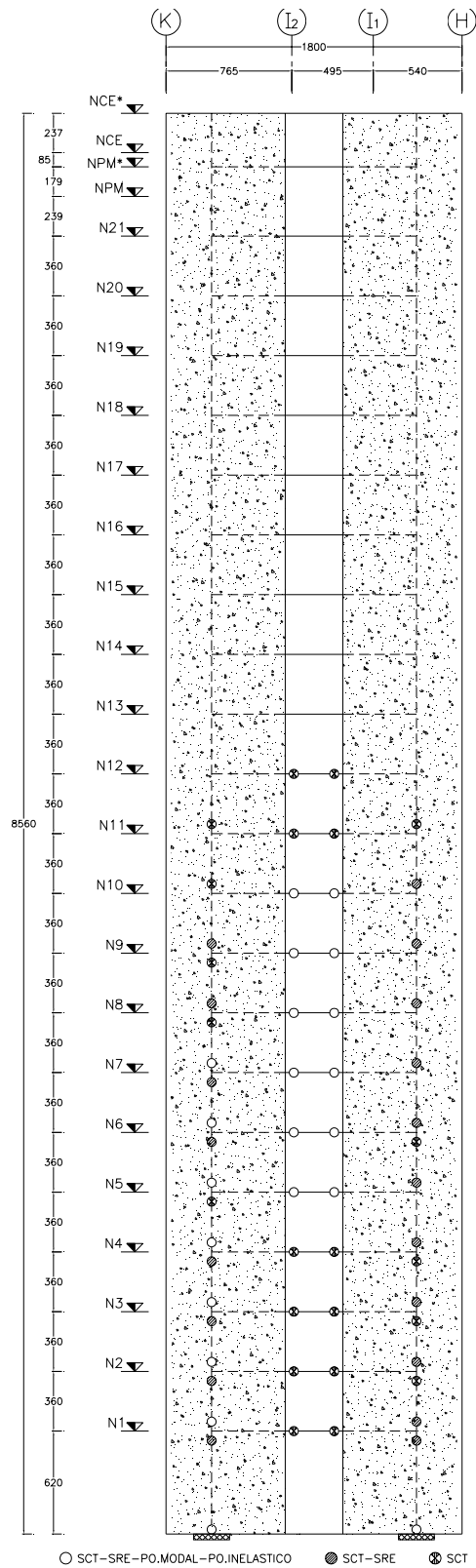


Fig 5.105 Comparación de las distribuciones globales de articulaciones plásticas del eje "12", caso III con resistencias nominales, análisis dinámicos paso a paso y Push-over

CAPÍTULO 6.

CONCLUSIONES

6.1 Antecedentes

En este trabajo se estudió y comparó el comportamiento sísmico elástico e inelástico de los edificios del conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos, que en la actualidad constituyen el Centro Cultural Universitario Tlatelolco (antes Torre de la Secretaría de Relaciones Exteriores). En este trabajo, para fines comparativos, se presentan y revisan dos casos:

CASO A.- Torre aislada con ampliación del cajón de cimentación, según la recimentación de mayo de 1987, considerando los efectos de la interacción suelo-estructura. Se analizó con los siguientes espectros de diseño:

- RDF-66 (Reglamento con el que fue analizada y diseñada la estructura, según su proyecto original).
- Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04 (Reglamento vigente a partir de febrero de 2004).
- Apéndice A de las NTC-Sismo, RDF-04 (Reglamento vigente a partir de febrero de 2004).

CASO B.- Unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos, tomando en cuenta la recimentación de la Torre en mayo de 1987 y los efectos de interacción suelo-estructura. Se hicieron los análisis ante los siguientes espectros de diseño y de sitio:

- RDF-66 (Reglamento en vigor durante su proyecto original).
- Cuerpo Principal de las NTC-Sismo, RDF-04 (Reglamento vigente en el Distrito Federal a partir de febrero de 2004).
- Apéndice A de las NTC-Sismo, RDF-04 (Reglamento vigente a partir de febrero de 2004).
- Espectro de sitio (Avilés, 2007) preparado específicamente para el proyecto de interés, con $c_s = 0.104$ y condiciones de base rígida (empotrado).

- Espectro de sitio anterior, pero modificado (escalado) para un $c_s = 0.15$ y para condiciones de base flexible (interacción suelo-estructura).

Se hicieron análisis sísmicos dinámicos modales espectrales, considerando el comportamiento tridimensional y elástico; se incluyeron los efectos de las cargas gravitacionales y los de segundo orden. Además, cabe señalar, se consideraron las fuerzas laterales estáticas que resultaron por el desplomo hacia el Sur de la Torre Mayor (igual al 11.11% de las fuerzas estáticas totales, según las especificaciones de las NTC-Sismo del RDF-04). Para este tipo de análisis se utilizó el programa de computadora ETABS.

Se asumieron las siguientes consideraciones generales:

- El predio en donde se localiza el conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos se encuentra ubicado dentro de la zona sísmica compresible tipo III-b (con una profundidad de los depósitos firmes, H_S , entre los 30 y 40 metros), con el periodo dominante del suelo (T_S) del orden de 2.0 s (ver figs 3.53 y 3.54), lo cual coincidió, para fines prácticos, con los resultados de las mediciones realizadas en campo; según el RDF-66 (en vigor durante el proyecto original), la ubicación correspondía a la zona de alta compresibilidad.
- La estructura se analizó con los espectros de diseño del Cuerpo Principal y Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, del RDF-66, y espectros de sitio original (Avilés, 2007) y escalado; el espectro de sitio original se determinó con base en las características estructurales de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos, tomando en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura. Para fines de las NTC-Sismo del RDF-04 se consideró la construcción del grupo B (oficinas), subgrupo B1 (más de 15 metros de altura), con un factor de comportamiento sísmico $Q = 2.0$; la estructura es irregular con $FI = 0.8$. Los coeficientes sísmicos (c_s) propuestos por el Apéndice A sin ($Q = 1$ y $R = 1$) y con reducción ($Q = 2$ y $R = 2$) resultaron de 1.20 y 0.279, respectivamente. Para el Cuerpo Principal dichos coeficientes sísmicos resultaron de 0.45 y 0.281. Para el RDF-66 su estructuración se clasificó como tipo 2 (muros y marcos) y por su importancia como grupo A, tal que las fuerzas sísmicas se incrementaron por el factor de seguridad $FS = 1.3$; así, el coeficiente sísmico supuesto fue $c_s = 1.3 \times 0.08 = 0.104$.
- La revisión del estado límite de servicio (desplazamientos laterales) se hizo según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RDF-04; las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo de entrepiso, multiplicadas por $Q = 2$, se compararon contra el valor permisible de 0.012 veces la altura de entrepiso, asumiendo que los elementos no-estructurales están desligados de la estructura principal.

- También, según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, se realizó la revisión de la seguridad sísmica ante el estado límite de servicio, para lo cual se compararon las relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre la altura de entrepiso, multiplicadas por el factor $Q'R/7$, contra el límite permisible de 0.004, considerando los elementos no-estructurales desligados de la estructura principal.
- La revisión de la seguridad contra el colapso, se hizo con base en los requerimientos del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04; se compararon las distorsiones angulares máximas de entrepiso, determinadas con el espectro de diseño reducido y multiplicadas por el factor QR , contra el valor permisible de 0.010, asumiendo la condición estructural de muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada ($Q=1.0$ ó 2.0).

Posteriormente, para observar el comportamiento sísmico inelástico de la estructura, tanto a nivel global como local, se obtuvo la respuesta dinámica paso a paso elástica e inelástica en la historia del tiempo, con los acelerogramas SCT EW y SRE E-W, registrados durante el sismo del 19 de septiembre de 1985; son registros representativos de suelo compresible y de la zona más dañada. Además, se hicieron análisis estáticos no-lineales (“Push-over”), para fines comparativos; este tipo de análisis permitió estimar las demandas a las que esta sujeta la estructura ante sollicitaciones laterales monotónicamente crecientes, a través del cual es posible obtener los mecanismos de falla. Para todos estos análisis se utilizó el programa DRAIN-2DX. Para este tipo de análisis sísmicos se consideraron dos tipos de comportamientos, a saber:

- **Elásticos:**
Se proporcionaron valores de resistencias muy grandes en los elementos estructurales (vigas y muros), para obtener un comportamiento elástico ante cualquier sollicitación. Estos análisis elásticos se realizaron únicamente para fines comparativos.
- **Inelásticos:**
Se asignaron valores de resistencias nominales ($F_R= 1.0$) a los elementos estructurales; se consideró el comportamiento histerético elasto-plástico bilineal, tomando en cuenta la etapa de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, con pendiente del 3% en vigas y 1.5% en los muros. Las resistencias nominales fueron determinadas a partir de la información de los planos estructurales. También, se consideraron los efectos de las sobre-resistencias.

6.2 Conclusiones

- El proyecto estructural del conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos de la ex Secretaría de Relaciones Exteriores en Tlatelolco fue diseñado en 1963, de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal que entraría en vigor en 1966 (RDF-66); según la revisión de este trabajo, sí cumplió con dicha reglamentación.
- Desde su construcción, varios factores propiciaron su comportamiento irregular; por ejemplo, la carencia de un estudio específico de Mecánica de Suelos para el sitio. Esta falta de información condujo a supuestos errores, en cuanto a las condiciones locales de la compresibilidad y, por ello, de la resistencia del terreno.
- La excentricidad de la Torre Mayor en la unión del conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos fue una condición de diseño que no fue solucionada en forma adecuada, pese a que se trató de lograr el equilibrio de cargas con la adición de lastre a base de concreto ciclópeo en algunas áreas de los Cuerpos Bajos. Ésta fue la causa que probablemente originó el desplomo de la Torre Mayor y no, como algunas veces se asumió, a la utilización del sistema de cimbra deslizante en la construcción de los ocho primeros pisos.
- La pérdida de la verticalidad se presentó desde inicios de la construcción de la Torre Mayor, con un desplomo de 32 centímetros, en la esquina Suroeste, al término de las obras. A pesar de la disminución en la velocidad del desplomo, el hecho de que éste prosiguiera preocupó a Relaciones Exteriores y condujo a la ejecución de la segunda y tercera recimentaciones. La segunda aumentó el desplomo en 12.1 centímetros (de 77.9 a 90.0 centímetros), aunque le proporcionó al edificio un mejor apoyo y, probablemente, contribuyó a su buen desempeño ante los sismos de 1985. No parece ser el caso de la tercera recimentación, que no disminuyó el desplomo y de la que se tendrían dudas sobre su contacto con el terreno, por no haberse instalado los pilotes que se tenían previstos.
- Después de los sismos de 1985, la inclinación había alcanzado ya, en las esquinas Suroeste y Noroeste, los 96.4 centímetros y 98.8 centímetros, respectivamente. Este último valor representa el 1.14 % de la altura total del edificio. El máximo desplomo se registró el 30 de mayo de 1991, con 104.5 centímetros en la esquina Noroeste, con 102.0 centímetros como promedio de las cuatro esquinas (1.18% de la altura).
- Pese a estas desventajas, puede decirse que la Torre Mayor ha tenido un buen comportamiento ante sollicitaciones sísmicas importantes, ya que el máximo incremento en su desplomo fue de 4.2 centímetros en la esquina Noreste a raíz del evento de 1985, y que las fallas que se produjeron fueron consideradas como menores.

- El único mecanismo que disminuyó perceptiblemente el desplomo de la Torre Mayor fue el sistema de pozos de bombeo e infiltración. A pesar de su alcance limitado, ha logrado mantener estable al edificio a través del tiempo de su operación, de junio de 1991 a julio de 2001 y, presumiblemente, hasta agosto de 2005, según los últimos reportes de mediciones de movimientos horizontales.
- Los periodos de vibración de la estructura tienden a ser mayores en la dirección larga (dirección "X"), lo que indica que dicha dirección tiene una mayor flexibilidad lateral. Los periodos en ambas direcciones se encuentran ubicados en la zona crítica de todos los espectros inelásticos analizados. En ambas direcciones, los periodos de vibración de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos caen muy cerca de la parte crítica del espectro elástico del registro SCT-EW85.
- Después de analizar a la estructura de la Torre Mayor con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del reglamento RDF-04, se obtuvieron respuestas (desplazamientos laterales, distorsiones angulares de entrepiso y fuerzas cortantes de entrepiso) de gran magnitud, poco congruentes con los pocos daños observados a raíz de los sismos de 1985; lo anterior se pudo corroborar con el levantamiento de daños que se hizo en campo, durante el 2007. Esto es, el buen comportamiento sísmico observado en la Torre Mayor puso en evidencia que gran parte de la energía sísmica de esa magnitud tuvo que haberse disipado en toda ese gran cajón de cimentación que une al conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos; esto es, debido a los efectos importantes de interacción suelo-estructura que se presentaron en el sitio de interés, las fuerzas sísmicas del gran temblor de 1985 en la estructura propia de la Torre Mayor fueron menores. A raíz de lo anterior se decidió determinar un espectro de sitio considerando los efectos de la interacción suelo-estructura (Avilés, 2007); en dicho estudio se propuso una envolvente de espectro elástico con una ordenada máxima de 0.5; después de aplicar las reglas del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04, dicha ordenada se redujo por los factores de ductilidad (Q') y de sobre-resistencia (R), para obtener una ordenada espectral máxima de 0.104, prácticamente igual a la propuesta por el RDF-66. Dicho estudio proponía, también, que el modelo estructural de la unión Torre Mayor-Cuerpos Bajos se analizara bajo la condición de base fija (empotrado).
- Después de hacer las correspondientes revisiones de los estados límite de servicio y de falla, se llegó a la conclusión que el espectro de sitio debería escalarse para un $c_s = 0.15$ y que, además, el modelo estructural debería de analizarse bajo las condiciones de base flexible. El criterio anterior fue definido para tener la certeza de proporcionar a la estructura un margen de seguridad adicional con respecto del estado actual, cuyo diseño original fue con $c_s = 0.104$. La fig 3.55 muestra la comparación de los espectros elásticos e

inelásticos ($Q= 2.0$ y R del orden de 2) del estudio del espectro de sitio original (Avilés, 2007) y modificado.

- Los desplazamientos laterales son mayores en la dirección “X” (dirección larga o longitudinal). El comportamiento de las deformadas en elevación, ambas direcciones, es del tipo de viga en cantiliver, debido a la influencia importante de los muros de concreto disponibles en ambas direcciones; después de cierta altura, el trabajo de los muros pierde su efectividad ante la acción de las cargas laterales. Los desplazamientos laterales obtenidos con el espectro de diseño del RDF-66 y con el espectro de sitio modificado, considerando base flexible y $c_s=0.15$, resultaron muy similares.
- Los valores máximos de las distorsiones angulares de entrepiso, sismo en ambas direcciones, se presentan en los entrepisos superiores; los muros de concreto tienden a ser menos importantes en los pisos superiores. Las respuestas determinadas con el espectro de diseño del RDF-66 (vigente durante el proyecto original) muestran que sí se cumplió con el límite permisible especificado.
- Las fuerzas cortantes de entrepiso calculadas con el espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 son mucho mayores en ambas direcciones, con respecto de los otros casos; son superiores en la dirección larga (“X”).
- En el eje estructural “H” (dirección larga) se presenta una mayor respuesta en el rango inelástico, con una mayor disipación de energía por histéresis; el eje “6” (dirección corta) desarrolla una ductilidad menor, con respecto de los otros ejes. A medida que la estructura disipa mayor cantidad de energía sísmica las respuestas muestran mayor área histerética, con reducciones más importantes de fuerza cortante basal y desplazamientos laterales.
- Las respuestas obtenidas con los análisis estáticos no-lineales (Push-over), utilizando el perfil de cargas laterales del análisis dinámico modal, permitió corroborar que el comportamiento sismorresistente es similar con respecto del calculado con los análisis dinámicos paso a paso inelásticos con los efectos de los acelerogramas SCT EW-85 y SRE EW-85.
- Las vigas de los ejes “H” y “12” (casos I y II) mostraron un número importante de ciclos en los que se alcanzó la fluencia, tanto para momento negativo como positivo.
- El modo de falla que rige en las vigas de acoplamiento del eje “12” es por flexión y no por cortante; esto es, se tiene capacidad suficiente para que no se presenten fallas frágiles por tensión diagonal. Las respuestas son mayores para las vigas del eje “12”, debido a la presencia de los muros de concreto. En

las vigas del eje "H" se presentan algunos ciclos que exceden ligeramente el cortante resistente, por lo que la falla que se presentaría sería del tipo frágil.

- La mayoría de las vigas y en la base de los muros de los ejes estructurales analizados se presentan fluencias por flexión y por flexo-compresión, respectivamente. La tendencia del mecanismo de falla es del tipo "viga" (columna fuerte - viga débil), por lo que se cumple con la filosofía de diseño de las NTC-Sismo del RDF-04.
- Las demandas máximas de ductilidad local desarrolladas en las vigas del eje "H" se presentan en los niveles superiores; en cambio; en las vigas del eje "12" se tienen en los primeros niveles, debido a la influencia de los muros de concreto.

6.3 Refuerzo del conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos

Pese a las desventajas tales como la carencia de un estudio específico de mecánica de suelos para el sitio, la excentricidad de la Torre Mayor en la unión del conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos, la pérdida de la verticalidad que se presentó desde inicios de la construcción, etc, puede decirse que la Torre Mayor ha tenido un buen comportamiento ante sollicitaciones sísmicas importantes.

Según la revisión de este trabajo, el proyecto estructural del conjunto Torre Mayor-Cuerpos Bajos de la ex Secretaría de Relaciones Exteriores en Tlatelolco, sí cumplió con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1966 (RDF-66), con el cual fue diseñada la estructura.

Para que el conjunto de la Torre Mayor-Cuerpos Bajos de la ex Secretaría de Relaciones Exteriores cumpliera con los requerimientos vigentes establecidos en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal vigente desde 2004 (RDF-04), se llegó a la conclusión de reforzar la estructura de dicha torre; no fue motivo de este trabajo el determinar el refuerzo específico necesario.

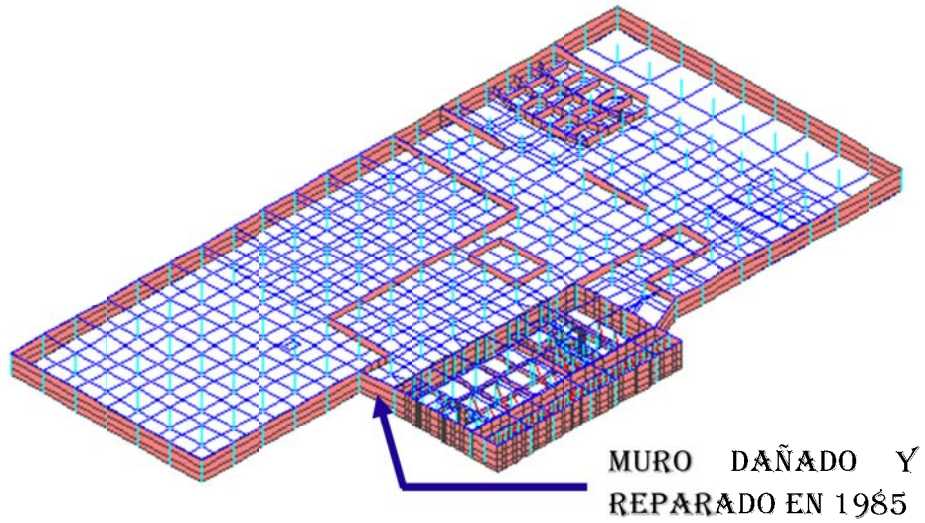
Así, con base en los resultados de este trabajo y en conjunto con el estudio de Geotecnia, el proyecto de refuerzo de la estructura consistió en lo siguiente:

- Se colocaron los 32 nuevos pilotes de control en la zona de la ampliación de la cimentación que se hizo en 1987, pero que en ese entonces no se colocaron (fig 6.1).
- Se engrosaron los muros de concreto de la cimentación entre la Torre Mayor y los Cuerpos Bajos para lograr una mayor "liga" entre ambas estructuras (fig 6.2)

- Para disminuir los desplazamientos laterales y para rigidizar la estructura, se colocaron diagonales metálicas ó contraventeos (figs 6.3 a 6.21).
- Y, finalmente, todas las vigas de los ejes “H”, “K” y “12” fueron reforzadas con fibras de carbono para darles mayor resistencia a la flexión y al cortante (figs 6.22 a 6.25).

Fig 6.1 Vista en planta de la ubicación de todos los pilotes existentes y los nuevos pilotes de control en la ampliación del cajón de cimentación del lado Sur de la Torre (Geotecnia)

ESTADO ACTUAL DE LA CIMENTACION



PROPUESTA DE LOS MUROS DEL ING. LOERA

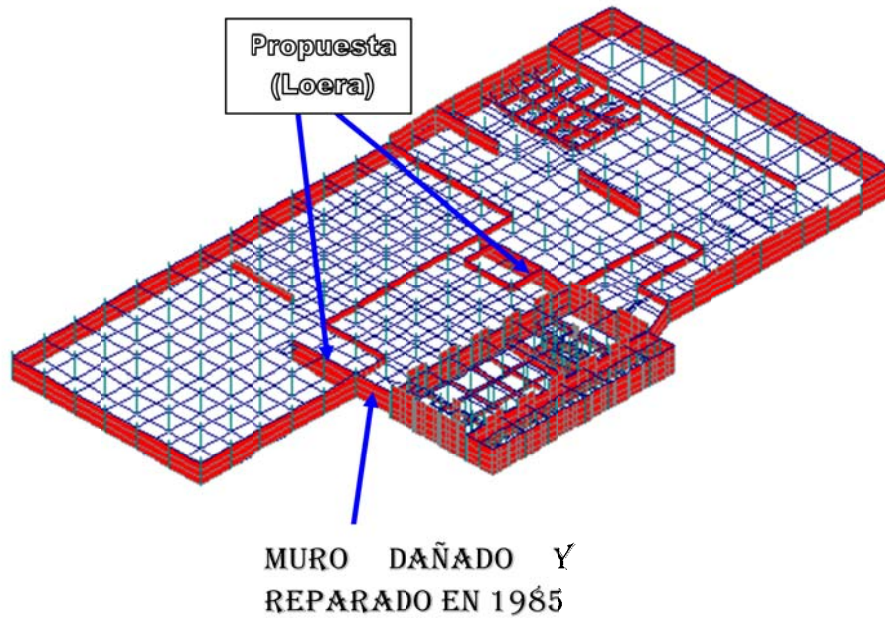


Fig 6.2 Vista en planta de la ubicación de los nuevos muros de concreto reforzado (propuesta de S. Loera) en la continuación de los ejes 6 y 12 de la Torre Mayor

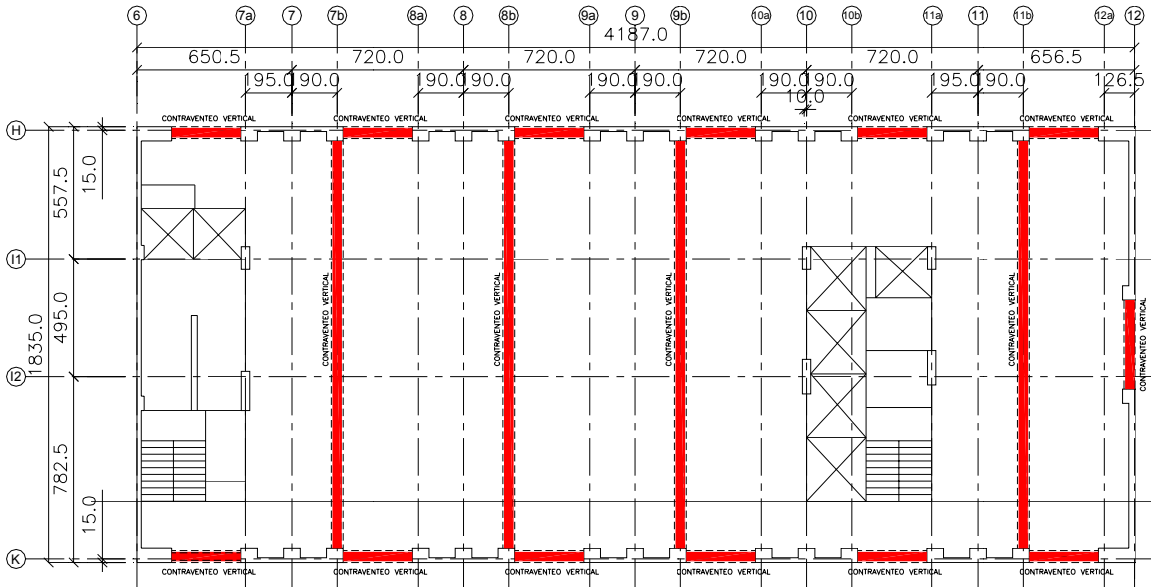


Fig 6.3 Vista en planta de la localización del nuevo refuerzo vertical, con diagonales en la Torre Mayor



Fig 6.4 Fotografía de distribución de diagonales metálicas ó contraventeos en el eje "K" de la Torre Mayor

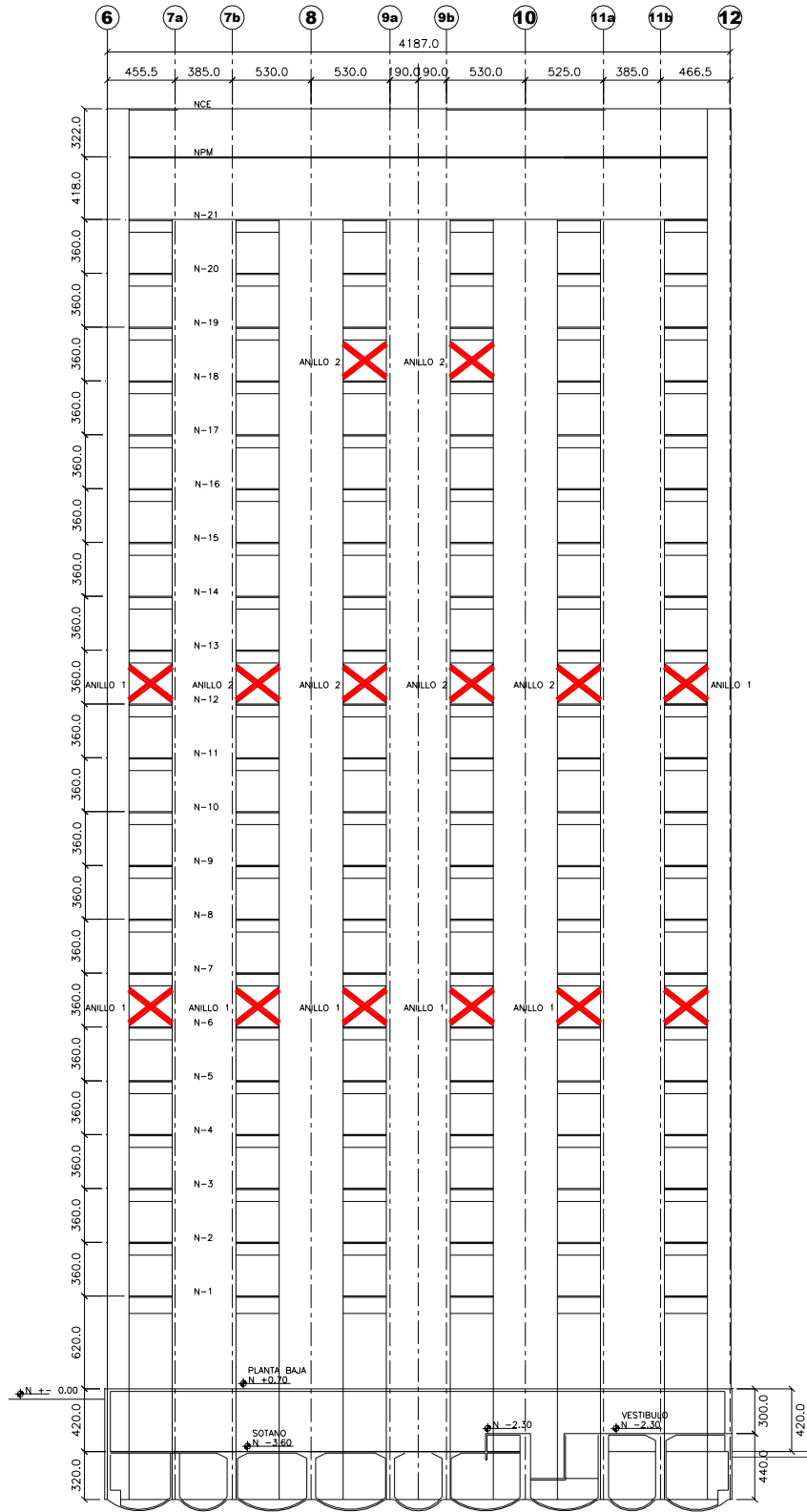
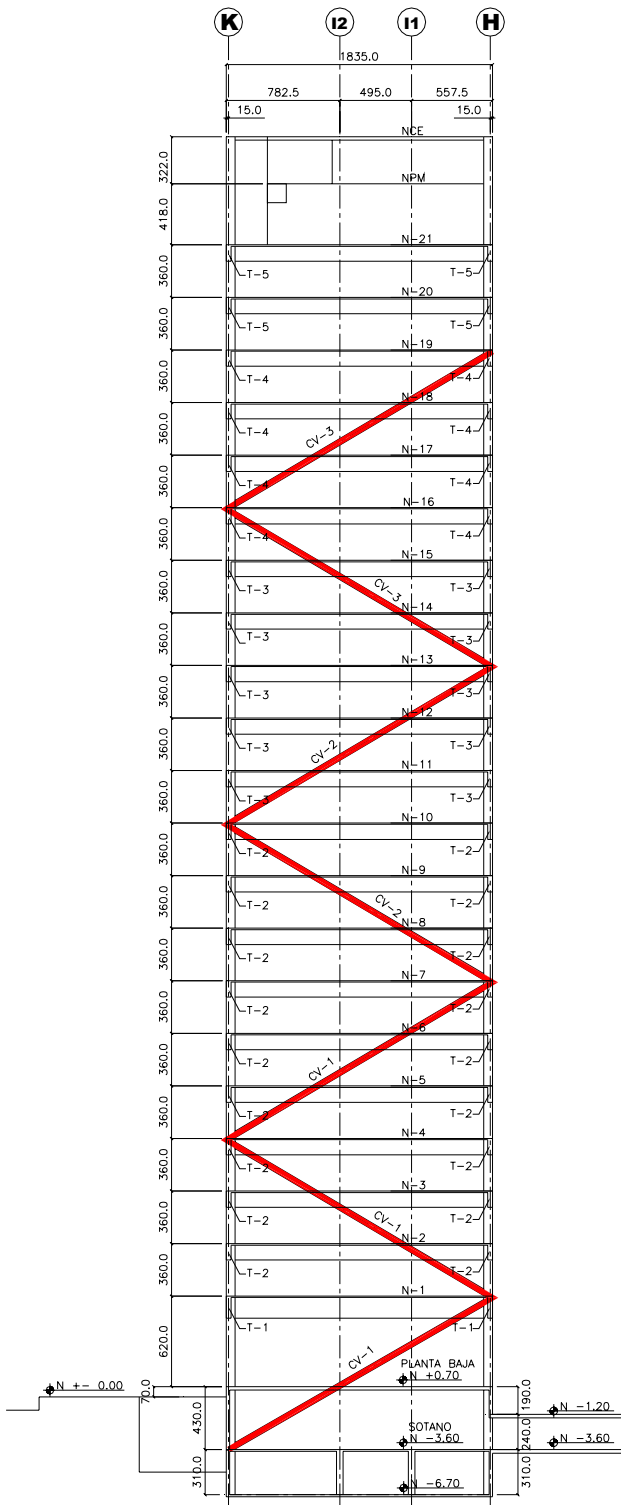
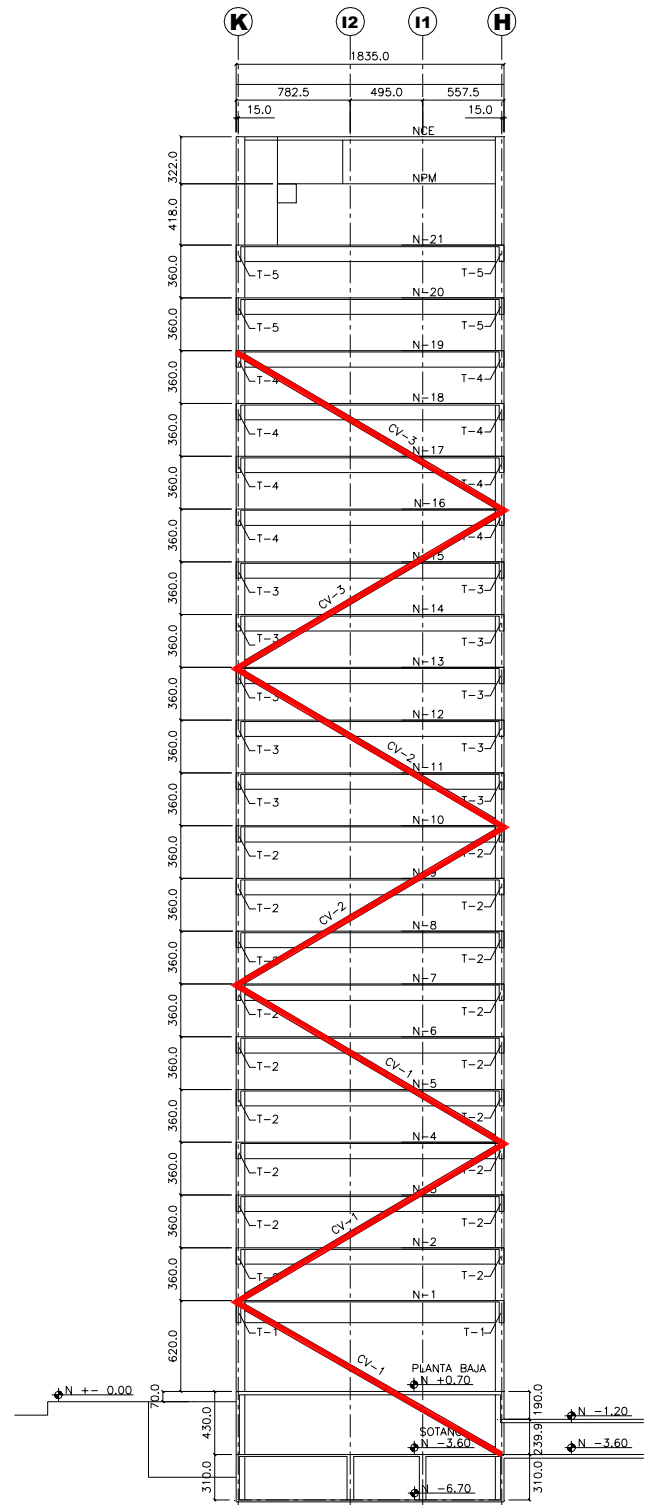


Fig 6.5 Contraventeos en la dirección longitudinal, ejes “H” y “K” de la Torre Mayor

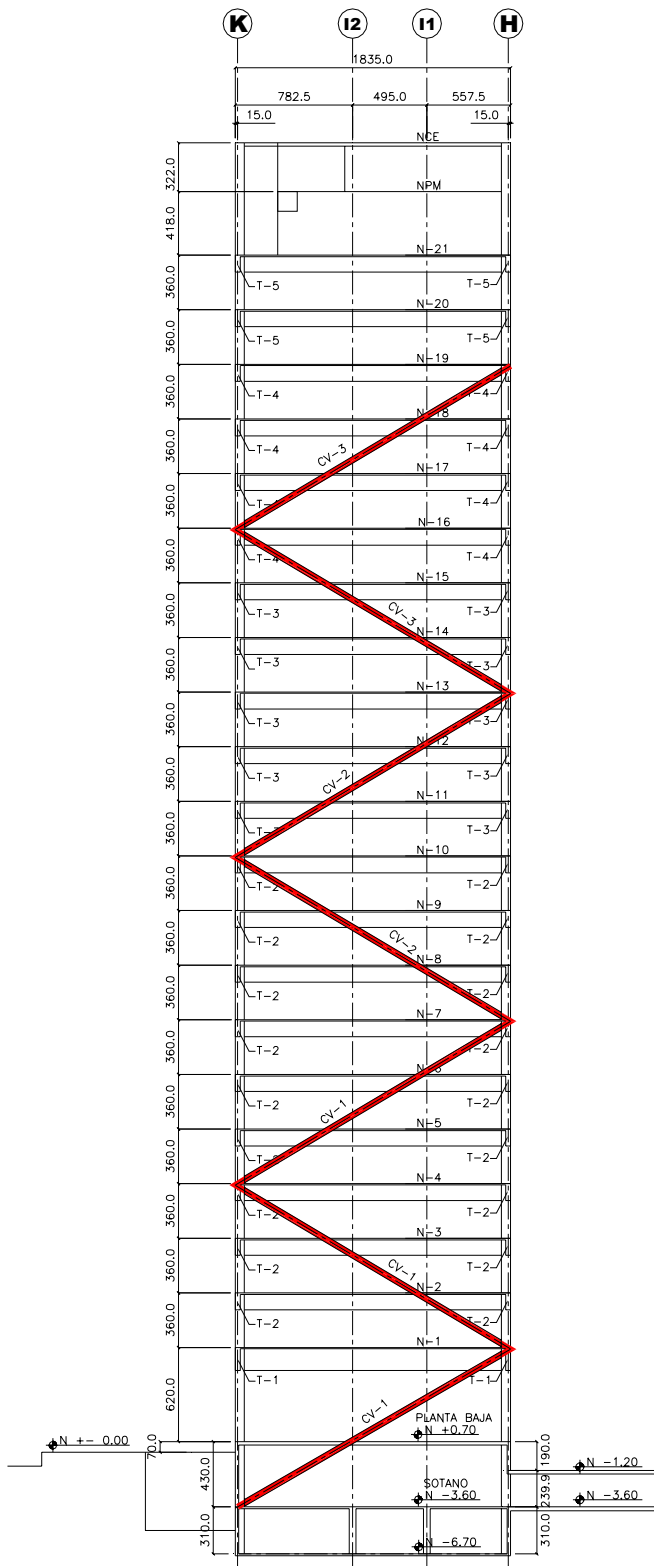


EJE 7B

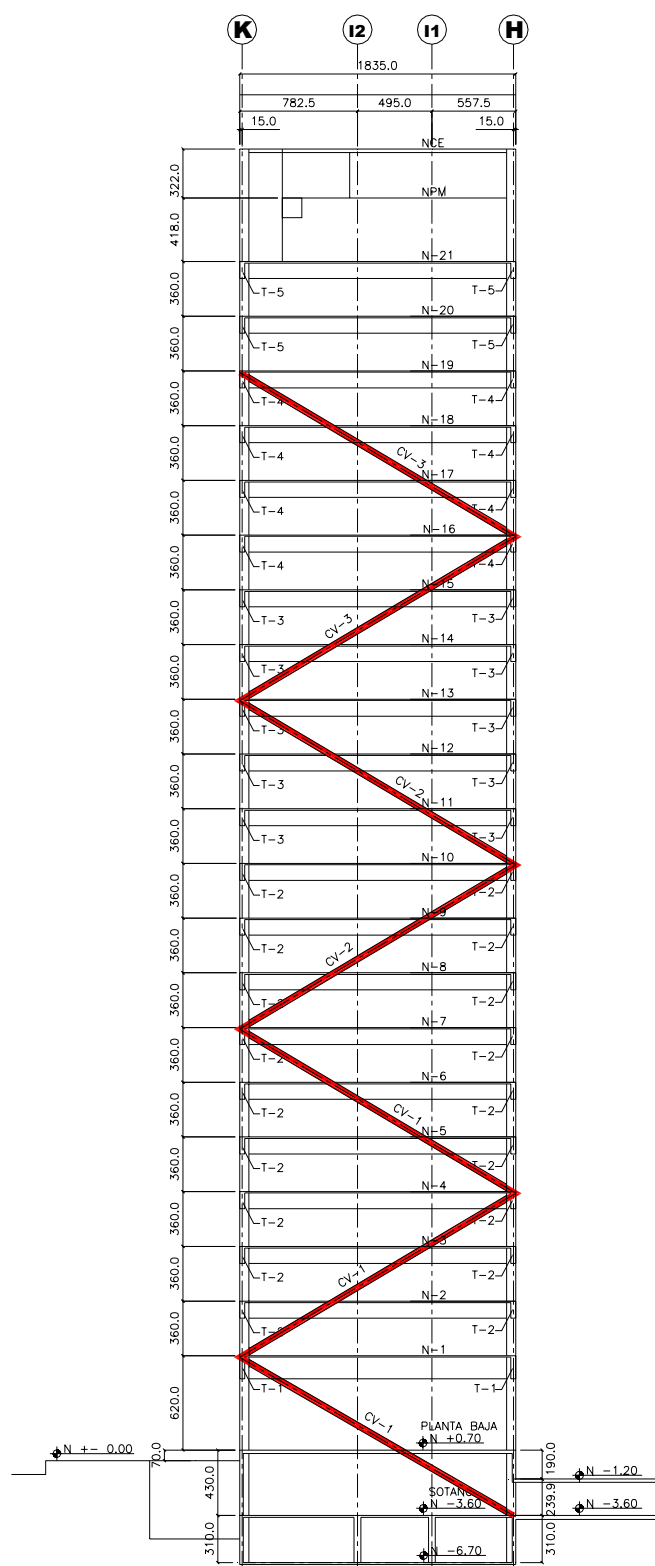


EJE 8B

Fig 6.6 Macrodiagonales en la dirección transversal de la Torre Mayor



EJE 9B



EJE 11B

Fig 6.7 Macrodiagonales en la dirección transversal de la Torre Mayor



Fig 6.8 Fotografía de macrodiagonales en la dirección transversal de la Torre Mayor



Fig 6.9 Fotografía de macrodiagonales en la dirección transversal de la Torre Mayor



Fig 6.10 Fotografía de macrodiagonales en la dirección transversal de la Torre Mayor



Fig 6.11 Fotografía de macrodiagonales en la dirección transversal de la Torre Mayor



Fig 6.12 Fotografía de macrodiagonales en la dirección transversal de la Torre Mayor



Fig 6.13 Fotografía de macrodiagonales en la dirección transversal de la Torre Mayor



Fig 6.14 Fotografía de macrodiagonales en la dirección transversal de la Torre Mayor



Fig 6.15 Fotografía de macrodiagonales en la dirección transversal de la Torre Mayor



Fig 6.16 Fotografía de macrodiagonales en la dirección transversal de la Torre Mayor



Fig 6.17 Fotografía de conexión de macrodiagonales con la estructura existente, de la Torre Mayor



Fig 6.18 Fotografía de conexión de macrodiagonales con la estructura existente, de la Torre Mayor



Fig 6.19 Fotografía de conexión de macrodiagonales con la estructura existente, de la Torre Mayor

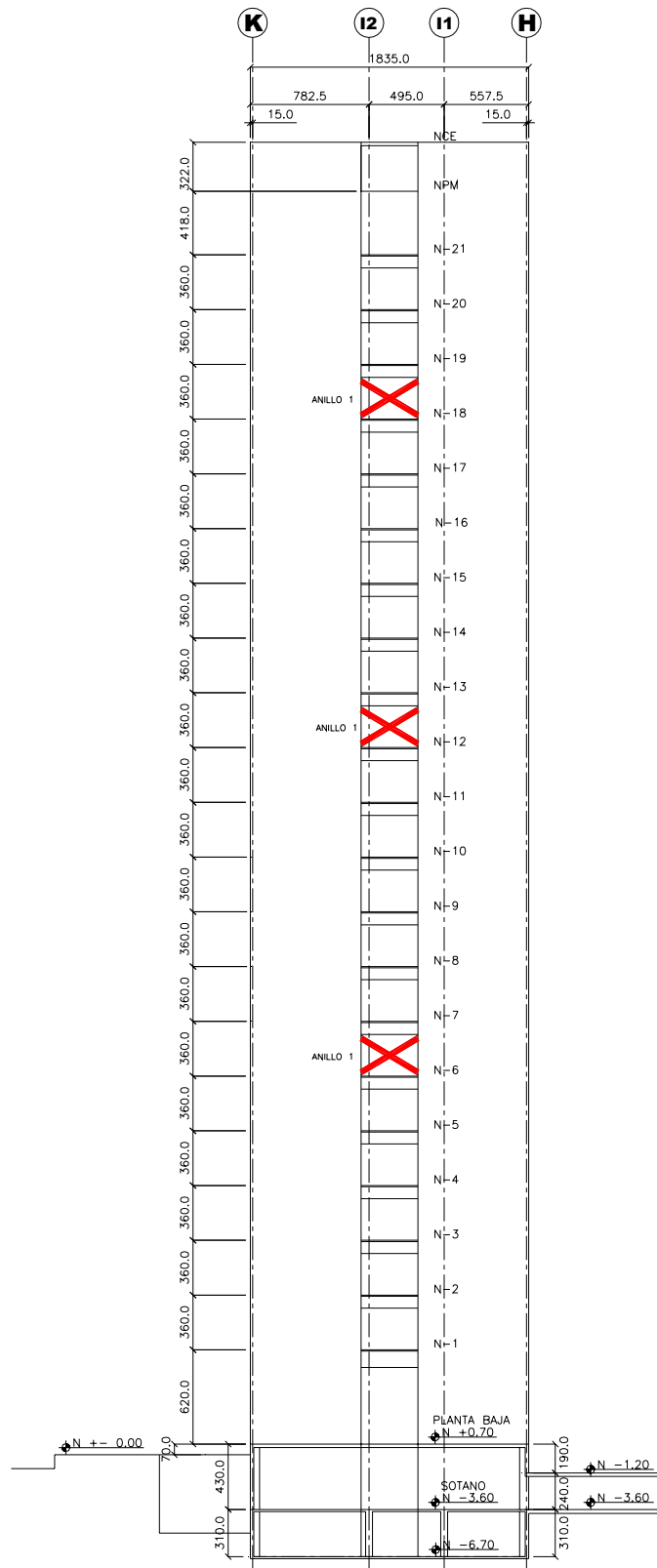


Fig 6.20 Contraventeos en la dirección transversal, eje "12" de la Torre Mayor



Fig 6.21 Fotografía de distribución de contraventeos eje "12" de la Torre Mayor



Fig 6.22 Fotografía de refuerzo de traveses existentes de los ejes “H”, “K” y “12” de la Torre Mayor con fibras de carbono



Fig 6.23 Fotografía de refuerzo de traveses existentes de los ejes “H”, “K” y “12” de la Torre Mayor con fibras de carbono



Fig 6.24 Fotografía de refuerzo de traveses existentes de los ejes “H”, “K” y “12” de la Torre Mayor con fibras de carbono



Fig 6.25 Fotografía de refuerzo de traveses existentes de los ejes “H”, “K” y “12” de la Torre Mayor con fibras de carbono

REFERENCIAS.

1. Bazán E y Meli R (1992), “Manual de Diseño Sísmico de Edificios”, Editorial Limusa, México, D.F.
2. Departamento de Distrito Federal (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F.
3. Departamento de Distrito Federal (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F.
4. Departamento de Distrito Federal (2004), “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, Diario Oficial de la Federación, México, D.F.
5. Loera S *et al* (1991), “Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, Publicación ES-2, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
6. Ordaz M. (2007), “Cálculo de acelerogramas y espectros de respuesta del sitio de la ex-Secretaría de Relaciones Exteriores en Tlatelolco”, Informe Final, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., México, D.F.
7. Avilés J. y Pérez Rocha L. E. (2007), “Espectros de sitio con interacción suelo-estructura para la Torre de Tlatelolco”, Informe Final, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., México, D.F.
8. Murià D. y Rodríguez G. (2007), “Pruebas de vibración ambiental en el conjunto del Centro Cultural Universitario Tlatelolco”, Informe Final, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., junio.
9. Meli R (1994), “Diseño Estructural”, Editorial Limusa, México, D.F.
10. Park R y Paulay T (1990), “Estructuras de Concreto Reforzado”, Editorial Limusa, México, D.F.
11. Paulay T and Priestley J N (1992), “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”, Editorial John Wiley & Sons
12. Prakash V, Powell G H y Campbell S (1993), “DRAIN-2DX, Base Program Description and User Guide V.1.10, Inelastic Dynamic Response of Plane Structures”, Departamento de ingeniería Civil, Universidad de California, Berkeley, U.S.A.

13. Robles F y González O (1989), “Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado”, Editorial Limusa, México, D.F.
14. Sauter Franz (1990), “Fundamentos de Ingeniería Sísmica I, Introducción a la Sismología”, Universidad de Costa Rica, Editorial Tecnológica de Costa Rica
15. Wilson E y Habibullah A (1998), “ETABS-6, Extended Three-dimensional Analisis of Building Systems”, Computers and Structures Inc., California, U.S.A.
16. DIRAC (1964), Memoria de cálculo, “Obra 1260-D”, México, D.F.
17. DIRAC (1987), Informe de la empresa, México, D.F.
18. TGC Geotecnia (1993), Estudio de mecánica de suelos, México, D.F.

APÉNDICES

APÉNDICE A

A.1 Características del programa ETABS

El ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Buildings Systems) es un programa para computadora personal PC, con el cual se pueden llevar a cabo análisis tridimensionales de estructuras tipo edificios, considerando un comportamiento elástico-lineal. Dentro de las ventajas que tiene este programa, es el proceso de modelado así como también para la interpretación de los resultados; cuenta con diversas opciones para la generación de elementos estructurales, cargas, etc, así como el post-procesador de graficación de datos y resultados que producen imágenes de la estructura y de sus configuraciones deformadas; cuenta con post-procesadores de diseño de elementos estructurales de concreto reforzado y de acero estructural.

Las estructuras se modelan como un ensamble de marcos verticales y muros de cortante tridimensionales interconectados por sistemas de piso, los cuales se consideran como diafragmas infinitamente rígidos en su plano y/o con diferentes diafragmas en un mismo nivel. El sistema estructural puede estar formado por columnas, vigas, diagonales, muros tipo paneles y elementos tipo resorte en la cimentación. Se pueden considerar los efectos de deformaciones por flexión, cortante, axiales y de temperatura. Se admiten cargas verticales y laterales, así como combinaciones de las mismas. También es posible realizar análisis estáticos, dinámico modal espectral, y dinámico paso a paso mediante el uso de acelerogramas. Se toman en cuenta los efectos de segundo orden ($P-\Delta$) y la rigidez en los nudos.

Los resultados que se pueden obtener del programa son: periodos y formas modales, factores de participación, desplazamientos laterales y verticales, deformaciones laterales relativas entre altura de entrepiso, cortantes de entrepiso

y elementos mecánicos en cada uno de los miembros estructurales, entre otros. Algunos de estos resultados se pueden obtener en el centro de masa de la estructura o bien en el origen del sistema de coordenadas globales.

Para poder modelar la estructura es necesario crear un archivo de datos con algún editor de textos, para después ser leído por el programa. El archivo de entrada debe tener la información del número de marcos diferentes que forman la estructura, número de niveles, tipo y número de condiciones de carga, tipos de análisis, efectos $P-\Delta$, así como el número de secciones diferentes de columnas, vigas, paneles y diagonales existentes.

De cada nivel de la estructura se debe conocer las alturas, masas, centros de gravedad y rigideces externas, con respecto del sistema de ejes globales del modelo.

Se debe proporcionar las propiedades de los materiales empleados en la estructura (módulo de elasticidad, peso volumétrico, relación de Poisson, y los parámetros de diseño, etc). También se definen las propiedades geométricas de los elementos estructurales, de acuerdo al sistema de ejes locales para cada elemento. Es posible generar columnas ficticias para modelar algunas condiciones especiales o para obtener información de algún punto en específico.

Para el modelado de la estructura se tienen dos opciones: con marcos planos acoplados por los sistemas de piso ensamblados para formar la estructura, y la del marco tridimensional único. Se debe dar la ubicación y orientación de las columnas reales y ficticias, proporcionando las coordenadas de cada línea de columna, definiendo las direcciones mayor y menor con respecto del sistema de ejes locales; posteriormente se indica la conectividad de las crujías.

Se deben definir los tipos de cargas y sus valores; el efecto del peso propio puede incluirse de manera independiente o bien el programa lo puede calcular e incluir en la carga I y en el cálculo de las masas por nivel.

Para los análisis dinámicos es necesario proporcionar los datos de las masas traslacional y rotacional, así como la posición del centro de masa de cada nivel. Se pueden incluir las cargas laterales para hacer análisis sísmicos estáticos; para los análisis modales espectrales se deben definir los espectros con los que se quiere diseñar. Se pueden incluir las combinaciones de carga, con los respectivos factores de carga, que sean necesarios para satisfacer los requisitos de algún código en especial.

A.2 Características del programa DRAIN-2DX

El DRAIN-2DX es un programa para computadora que permite determinar la respuesta dinámica inelástica de marcos planos con cualquier configuración ante un movimiento del terreno, descrito por un acelerograma dado, con

componente horizontal y vertical. Para llevar a cabo la modelación de una estructura es necesario considerar las siguientes características del programa:

- a) La estructura se idealiza como un sistema plano de elementos estructurales conectados por nudos.
- b) Cada nudo cuenta con tres grados de libertad (desplazamientos horizontal, vertical y giro).
- c) Pueden especificarse desplazamientos nulos o idénticos en diferentes nudos, lo cual reduce el número de ecuaciones por resolver y el tiempo de análisis.
- d) Trabaja con cinco tipos de elementos estructurales: armadura, viga-columna, panel, conexión semi-rígida y viga.
- e) Realiza el análisis dinámico en la historia del tiempo a partir de definir un acelerograma, para las direcciones horizontal y vertical.
- f) Permite la opción de análisis estático, considerando comportamiento elástico a partir de las rigideces iniciales de los elementos.
- g) Los efectos P- Δ se incluyen en el programa modificando la rigidez geométrica de los miembros estructurales, mediante una aproximación lineal de los efectos no lineales producto de grandes desplazamientos.
- h) Las coordenadas y desplazamientos de los nudos se definen con respecto de un sistema global derecho, con los ejes "X" y "Y" en el plano de la estructura.
- i) Para los elementos viga-columna considera los efectos de la interacción M-P, reduciendo la capacidad a la flexión ante la acción de la carga axial.
- j) Las articulaciones plásticas y zonas de fluencia sólo se pueden formar en los extremos definidos de los elementos armadura, viga-columna y viga.
- k) Cuando se crea que pueda haber formación de articulaciones plásticas en zonas intermedias, además de los extremos, será necesario discretizar de forma más fino al modelo, colocando más nudos intermedios.
- l) Considera el efecto de cargas estáticas en el claro de las vigas y en las columnas.
- m) La articulación plástica se forma en cada miembro estructural cuando el momento flexionante en la componente elasto-plástica alcanza su momento de fluencia o cuando alguna combinación momento flexionante-carga axial llegue a la superficie de interacción, previamente especificada.

La respuesta se determina después de hacer la integración numérica paso a paso de las ecuaciones del movimiento, con el método descrito en el segundo capítulo. Para modelar los efectos del amortiguamiento viscoso, el DRAIN-2DX adopta el criterio de Rayleigh, en el cual la matriz de amortiguamiento se obtiene sumando la matriz de masas [M] y la de rigideces iniciales [K_i], afectando a la primera con el factor "α" y a la segunda con el factor "β₀", como se indica a continuación:

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

Los factores "α" y "β₀" se obtienen con las siguientes expresiones:

$$\alpha = \frac{4\pi\varphi}{T_1 + T_2} \qquad \beta_0 = \frac{T_1 T_2 \varphi}{\pi(T_1 + T_2)}$$

donde:

φ : Porcentaje de amortiguamiento viscoso crítico para el primer y segundo modos de vibración.

T_1 : Periodo del primer modo de vibración en la dirección de interés.

T_2 : Periodo del segundo modo de vibración en la dirección de interés.

En este trabajo se considera un porcentaje de amortiguamiento viscoso $\varphi = 5\%$, común para estructuras de concreto reforzado.

El incremento de tiempo (Δt) adoptado para la integración paso a paso de las ecuaciones de movimiento fue de 0.02 segundos, igual que el intervalo de digitización del acelerograma utilizado.

Para modelar las estructuras de este trabajo se emplearon elementos viga-columna para los muros y tipo viga para los miembros estructurales horizontales. Las principales características de estos elementos son:

- a) Se orientan en cualquier dirección en el plano "X-Y".
- b) Pueden tener rigidez y deformaciones a flexión, carga axial y cortante.
- c) Los elementos de sección transversal variable se pueden definir por medio de coeficientes de rigidez.
- d) Es posible considerar la interacción entre carga axial y momento flexionante en los elementos columna.
- e) En el caso de las vigas, la articulación plástica se forma cuando el momento flexionante actuante alcanza el momento de fluencia, mientras que en columnas cuando alguna combinación de carga axial y momento flexionante llegue a la frontera de la superficie del diagrama de interacción correspondiente.
- f) Las articulaciones plásticas se forman en los extremos de los elementos definidos.
- g) La etapa de endurecimiento por deformación del acero se puede modelar considerando que la gráfica esfuerzo-deformación consiste en una componente elástica y otra elastoplástica superpuestas. Las articulaciones en la componente elastoplástica fluyen bajo momento constante, mientras que en la componente elástica el momento continúa creciendo en forma lineal.
- h) Se pueden tener hasta tres tipos de diagramas de interacción momento flexionante – carga axial; en este trabajo se emplean el que corresponde a las vigas, y el que corresponde a las columnas de concreto reforzado.
- i) Las resistencias de fluencia pueden ser diferentes en los dos extremos de cada elemento estructural.
- j) Las cargas estáticas se toman en cuenta especificando fuerzas aplicadas en los extremos de los miembros previamente al análisis dinámico paso a paso.