



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

POSGRADO EN INGENIERÍA

**ANÁLISIS DE LA RESPUESTA NO LINEAL DE UN
EDIFICIO INSTRUMENTADO EN ACAPULCO**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

(Estructuras)

PRESENTA:

WILHELM MORALES AVILÉS

DIRIGIDA POR:

DR. DAVID MURIÀ VILA

México D.F., agosto de 2005



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

Expreso mi gratitud al Dr. David Murià Vila por su apoyo constante y sus comentarios valiosos durante toda la etapa de desarrollo de este trabajo.

Agradezco las aportaciones y sugerencias enriquecedoras que hicieron los integrantes del jurado de tesis, los Drs. Amador Terán Gilmore, Roberto Meli Piralla y Alberto Escobar Sánchez. De manera especial, reconozco y agradezco la participación y los comentarios pertinentes del Ing. Santiago Loera Pizarro, y además, al Dr. Mario Ordaz Schroeder por la revisión de los sismos simulados.

Estoy agradecido con José Enrique Blanco por sus comentarios y por la elaboración de programas de cómputo auxiliares (Jaccoq y Viewruaumoko) que sirvieron para agilizar la entrada de datos al programa Ruaumoko, y con Ricardo Pérez, por la elaboración del modelo tridimensional del edificio.

Desde luego, no podría quedar en el anonimato el apoyo incondicional que me han dado mi mamá y mi familia. A Marcela Baena por completar mi círculo polar.

Manifiesto mi agradecimiento a todas aquellas personas cuyos nombres quedaron en el tintero pero que discretamente han colaborado para hacer posible esta obra.

CONTENIDO

RESUMEN.....	1
CONTENIDO.....	3
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	5
1.1 ANTECEDENTES	5
1.2 OBJETIVOS Y ALCANCES	6
CAPÍTULO 2. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.....	9
2.1 LOCALIZACIÓN.....	9
2.2 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL.....	9
2.2.1 Sistema estructural.....	12
2.2.2 Propiedades nominales de los materiales	15
2.3 DESCRIPCIÓN DEL SUELO DE DESPLANTE.....	15
2.4 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO	17
CAPÍTULO 3. INSTRUMENTACIÓN Y PROPIEDADES DINÁMICAS EXPERIMENTALES	39
3.1 INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA.....	39
3.2 REGISTROS SÍSMICOS	40
3.3 FRECUENCIAS Y FORMAS MODALES EXPERIMENTALES	42
3.4 PROPIEDADES DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	46
3.5.1 Propiedades ISE de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.....	46
3.5.2 Propiedades ISE identificadas de manera experimental.....	46
CAPÍTULO 4. SISMOS SIMULADOS	47
4.1 METODOLOGÍA PARA LA SIMULACIÓN DE SISMOS	47
4.2 ELECCIÓN DEL ACELEROGRAMA SIMULADO.....	50
4.1.1 Dirección longitudinal.....	50
4.1.2 Dirección transversal.....	56
CAPÍTULO 5. MODELO MATEMÁTICO.....	61
5.1 MODELO ELÁSTICO LINEAL.....	61
5.1.1 Datos generales.....	61
5.1.2 Modelo tridimensional del edificio.....	63
5.1.3 Modelo plano del edificio.....	64
5.1.3.1 Modelación de los efectos ISE	65
5.1.3.2 Modelación de los efectos fuera del plano	66
5.1.3.3 Comparación de respuestas	68
5.2 MODELO NO LINEAL.....	74
5.2.1 Consideraciones generales de análisis.....	74
5.2.2 Fuentes de sobrerresistencia	75
5.2.2.1 Propiedades del acero de refuerzo	75
5.2.2.2 Propiedades del concreto reforzado.....	76
5.2.2.3 Participación de la losa maciza.....	76
5.2.3 Efectos del agrietamiento	77
5.2.4 Comportamiento no lineal de vigas de concreto reforzado	78
5.2.5 Comportamiento no lineal de columnas de concreto reforzado	79

5.2.6	Comportamiento no lineal de muros de concreto reforzado.....	81
CAPÍTULO 6. RESPUESTA NO LINEAL.....		85
6.1	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL CON CARGA MONÓTONA CRECIENTE	85
6.2	ANÁLISIS PASO A PASO	88
6.2.1	Historia de desplazamiento y aceleraciones en azotea	88
6.2.2	Historia de cortante basal	91
6.2.3	Ciclos histeréticos por nivel	93
6.2.4	Secuencia en la formación de articulaciones plásticas	97
6.2.5	Demandas de ductilidad local.....	109
6.2.6	Comparación de la respuesta y algunos parámetros de diseño.....	123
CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES.....		141
APÉNDICE A. ESTUDIO DE ACOPLAMIENTO		145
A.1	METODOLOGÍA.....	145
A.2	RESULTADOS.....	145
A.2.1	Dirección L.....	145
A.2.2	Dirección T.....	149
APÉNDICE B. CALIBRACIÓN DEL COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES		155
B.1	INTRODUCCIÓN	155
B.2	VIGAS	155
B.2.1	Macromodelo.....	156
B.2.2	Comparación de resultados.....	156
B.2.3	Comentarios.....	162
B.2.4	Conclusiones.....	162
B.3	COLUMNAS	162
B.3.1	Macromodelo.....	163
B.3.2	Comparación de resultados.....	165
B.3.3	Comentarios.....	170
B.3.4	Conclusiones.....	171
B.4	MUROS DE CONCRETO REFORZADO.....	171
B.4.1	Macromodelo propuesto.....	172
B.4.2	Comparación de resultados para muros esbeltos	177
B.4.3	Comparación de resultados para muros robustos	180
B.4.4	Conclusiones.....	184
REFERENCIAS		187
AGRADECIMIENTOS		193

RESUMEN

Ante la posible ocurrencia de un gran sismo frente a las costas de Guerrero, se instrumentó un edificio en Acapulco para estudiar su respuesta sísmica con el objetivo principal de conocer su comportamiento no lineal debido a movimientos sísmicos intensos. Se analizó la respuesta no lineal del edificio con un acelerograma sintético. En el modelo matemático se consideraron los efectos de interacción suelo-estructura, las fuentes de sobrerresistencia y el comportamiento histéretico de los elementos estructurales calibrados con datos experimentales existentes en la literatura. Finalmente, se compararon y discutieron las respuestas obtenidas en el edificio.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

En todo momento, las distintas civilizaciones han mantenido un respeto, una preocupación y a veces cierto misticismo sobre los movimientos telúricos y sus efectos. Desde entonces, las sociedades han procurado, a través de medidas de distinta naturaleza como el empirismo y la tecnología, mitigar, evitar o prevenir los impactos de las oscilaciones terrestres sobre las edificaciones o la integridad física de las personas. Muchos de estos esfuerzos e inquietudes, han estado orientados a lograr una mejor comprensión de la naturaleza sísmica y sus secuelas.

En lo particular, la ingeniería sísmica y estructural ha tenido un importante y rápido avance en la exploración de las causas y los efectos de los sismos, ya sea en el marco experimental como en el teórico. Precisamente en esta conjugación, se inscribe el empeño y el afán de los ingenieros e investigadores por esclarecer las dudas sobre el comportamiento dinámico y el diseño sísmico de edificios, por medio de la instrumentación sísmica y la elaboración de modelos matemáticos representativos de los mismos.

Con la instrumentación sísmica de edificios ha sido posible averiguar, a través del análisis de las señales registradas, sus propiedades dinámicas y estructurales cuando se someten a excitaciones sísmicas. Por medio de dichos análisis, se puede conocer la importancia de los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) en la respuesta del edificio y la variación en el tiempo del amortiguamiento crítico y el periodo durante un evento sísmico, datos que difícilmente podrían estimarse mediante pruebas de laboratorio.

Con base en la información recopilada es factible realizar modelos analíticos de las estructuras que simulen las respuestas sísmicas registradas, es decir, es posible desarrollar modelos matemáticos calibrados. Con estos modelos, resulta viable atestiguar las respuestas globales y locales de la estructura, ante eventos sísmicos sucedidos y los ulteriores de gran magnitud, contrastadas con los parámetros de diseño utilizados en ella.

Los modelos analíticos calibrados proporcionan datos útiles que sirven para corroborar o actualizar las recomendaciones y los criterios especificados en los reglamentos y los códigos de diseño, así como para sugerir y mejorar las técnicas de modelación analítica de estructuras llevadas a cabo en la práctica de la ingeniería.

La seguridad que debe proveerse a una estructura es un aspecto importante a considerar, tal es así, que la pérdida de vidas humanas de valor incalculable y las económicas, resultan ser la premisa para ser cuidadosos en el diseño de las estructuras, para mantener en la memoria que los efectos de los sismos pueden ser imprevisibles y cuantiosos y que los retos por renovar y modernizar a la ingeniería son grandes y muchos.

1.1 ANTECEDENTES

Debido al interés por contar con datos experimentales que ayuden a despejar las dudas que existen sobre el comportamiento dinámico y el diseño sísmico de edificios, el Instituto de Ingeniería de la UNAM, en el año de 1997, a través del grupo responsable del proyecto de instrumentación sísmica, acordó instrumentar algunos edificios típicos en las regiones de mayor peligro sísmico del país, fuera del Distrito Federal.

Hasta septiembre de 2000, con el apoyo de la Dirección General para Asuntos del Personal Académico (DGAPA), se eligió la ciudad de Acapulco por ser uno de los sitios con más

probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos en todo el país, por ser el lugar donde se espera un futuro evento de gran magnitud proveniente de la llamada brecha de Guerrero y además, por estar a una distancia tan corta de las fuentes de generación de los movimientos telúricos, lo que proporciona un amplio contenido de frecuencias, muy diferente a lo que sucede en el valle de México.

De 30 edificios en total, se eligió un edificio alto de concreto reforzado, sensiblemente regular y simétrico, ubicado en la zona blanda arenosa (a diferencia de otras estructuras instrumentadas desplantadas en suelo blando arcilloso en la ciudad de México), recientemente construido y por lo tanto diseñado con el Reglamento de Construcciones vigente en Acapulco. Además, en la elección del edificio se tomó en consideración que tuviese la documentación adecuada sobre su construcción y diseño y con los permisos correspondientes para la instalación, operación y mantenimiento de la red acelerométrica.

A la fecha se han registrado más de 100 eventos sísmicos y se han realizado dos pruebas de vibración ambiental. De los sismos registrados ninguno ha causado daño visible al edificio.

Del estudio de los acelerogramas registrados en el edificio se han publicado varios trabajos – Murià *et al.* (2002) y Murià *et al.* (2004) – donde se analiza la respuesta dinámica y los efectos ISE.

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCES

El objetivo de este trabajo es analizar la respuesta no lineal de un edificio instrumentado en la ciudad de Acapulco, sometido a dos eventos sísmicos simulados de gran intensidad provenientes de sismos de gran magnitud ($M_w=8.2$) originados en las costas de Guerrero, para observar el probable comportamiento del edificio.

Antes de analizar las respuestas no lineales se revisa el diseño de vigas, columnas y muros de concreto conforme lo estipula el reglamento y las normas técnicas complementarias correspondientes a la ciudad de Acapulco.

Para obtener los eventos sintéticos, se calculan varias simulaciones a partir de dos sismos pequeños ocurridos frente a las costas de Guerrero y registrados en la estación acelerográfica de campo del edificio. Las simulaciones se realizan con un programa que calcula un sismo fuerte a partir de registros pequeños como funciones de Green empíricas.

Se elabora un modelo matemático plano del edificio con un programa de análisis no lineal y sus frecuencias, formas modales y las historias en el tiempo de aceleraciones absolutas en azotea se calibran con las obtenidas de manera experimental mediante pruebas de vibración ambiental y con los eventos sísmicos registrados con la red acelerométrica del edificio.

Los elementos estructurales del edificio, tales como vigas, columnas y muros de concreto reforzado, se modelan en el programa de análisis con su respectiva ley de histéresis, previamente calibrada con respuestas experimentales existentes en la literatura.

Se analiza la respuesta no lineal del edificio sometido a los registros intensos con efectos ISE, a través de un análisis paso a paso, con la estimación de los siguientes datos:

- Historia de desplazamiento relativo y aceleraciones absolutas en azotea
- Historia de cortante basal
- Ciclos histeréticos por nivel
- Demandas de ductilidad local
- Envoltentes de desplazamiento por nivel

Las respuestas siguientes se comparan con los parámetros de diseño:

- Distorsiones demandadas por nivel
- Cortantes por entrepiso demandados
- Coeficiente sísmico demandado
- Demandas de ductilidad global y ductilidad global por entrepiso

Finalmente, para definir alguna correlación explícita entre la respuesta del edificio y el daño esperado ante dichos sismos se calculan los índices de daño en las vigas, considerando la deformación máxima y los efectos de la carga cíclica.

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

2.1 LOCALIZACIÓN

El edificio SIS se encuentra ubicado en las costas del Estado de Guerrero, particularmente en la ciudad de Acapulco, México. De acuerdo con la clasificación del tipo de terreno que estipula el Reglamento de Construcciones para el Municipio de Acapulco de Juárez (RCACA, 2002), el SIS se ubica en la zona tipo III, correspondiente a arcillas blandas compresibles y depósitos de barro.

2.2 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

El SIS es un edificio de departamentos, de concreto reforzado, con 66 m de altura y desplantado sobre una superficie de 1129 m²; consta de un semisótano (fig 2.1), planta baja (fig 2.2), 15 departamentos tipo y un *penthouse* (fig 2.3). La altura de los entrepisos a eje de vigas, es de 3.90 m para el semisótano, 4.20 m para el vestíbulo, 3.60 m para los departamentos tipo y de 3.80 m para el *penthouse*.

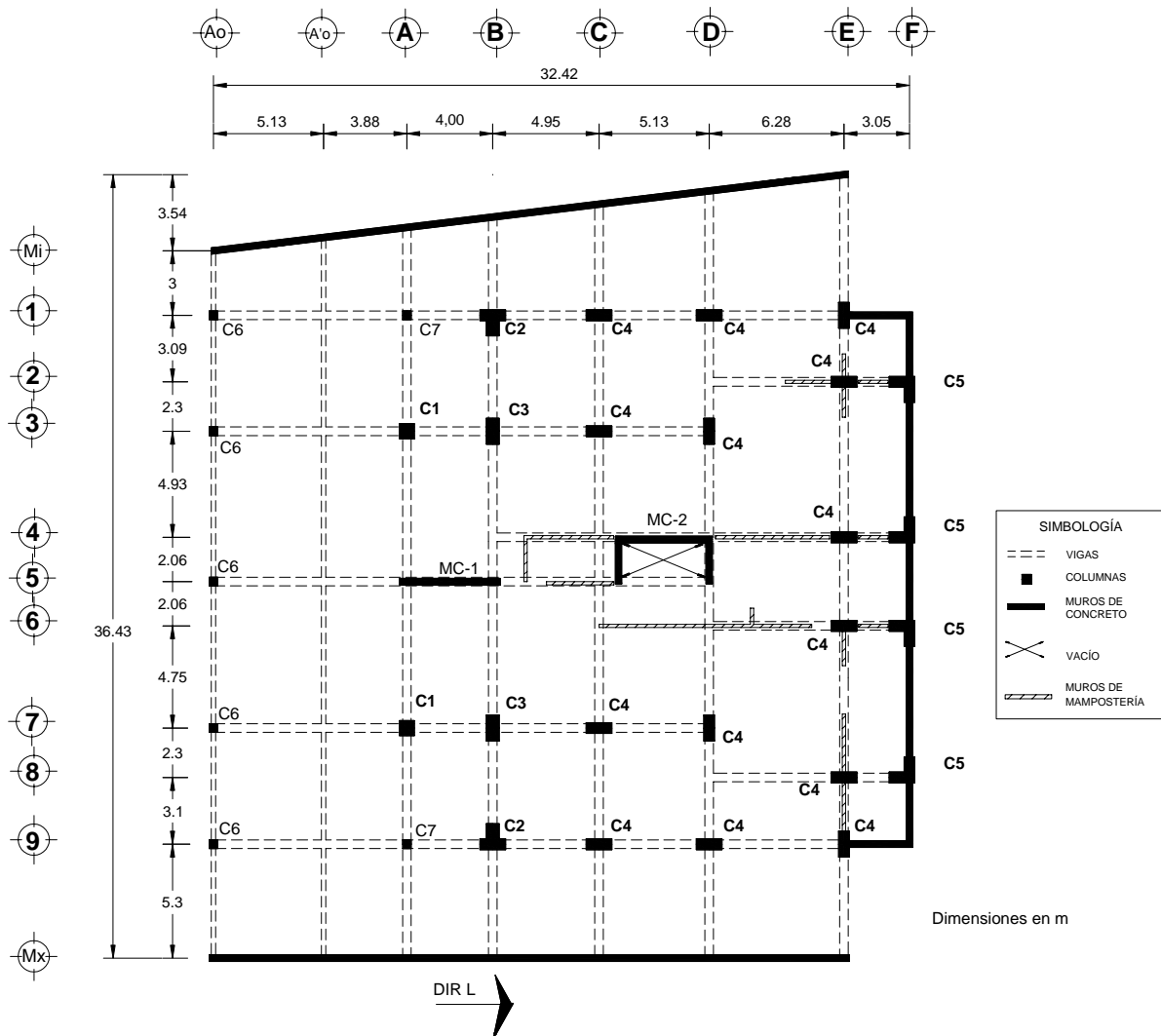
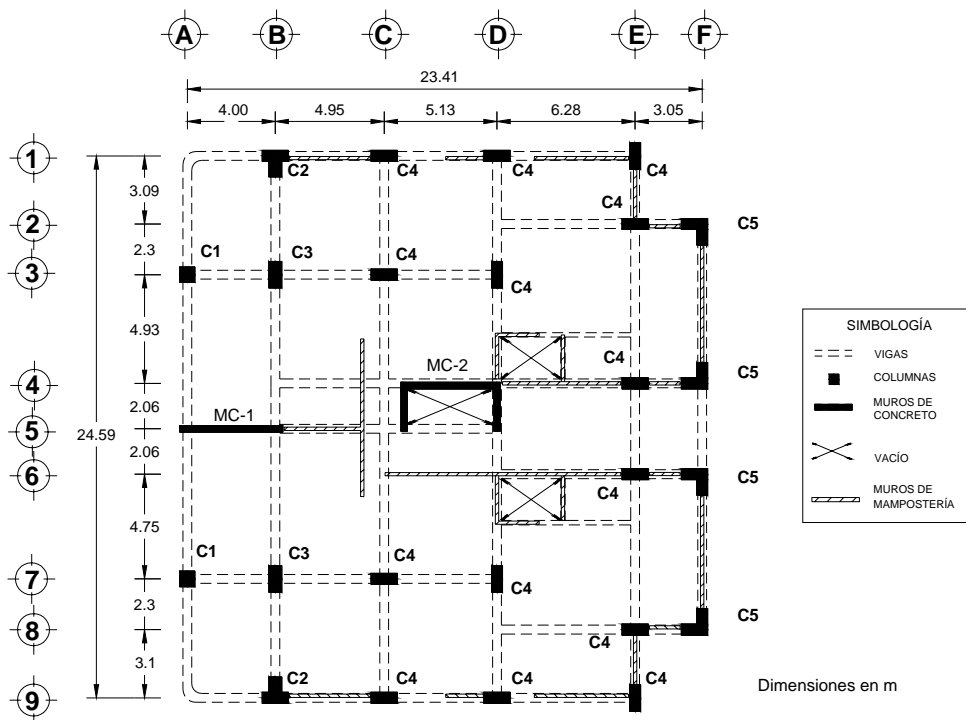
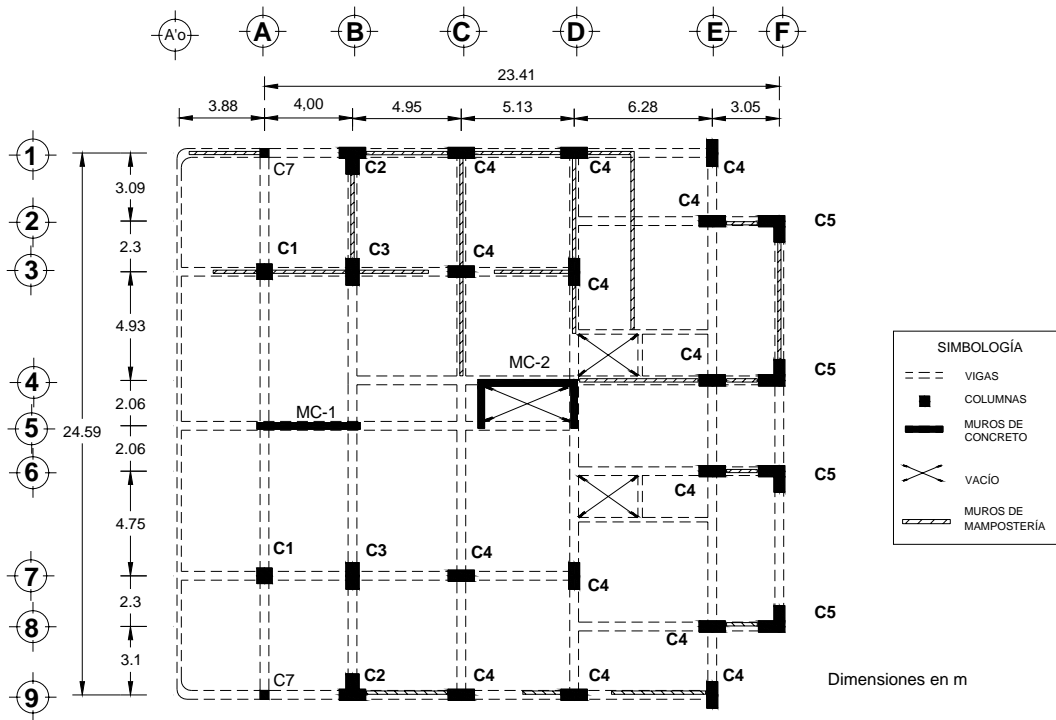


Fig 2.1. Planta del semisótano (Sot)



El semisótano funciona como estacionamiento y en la planta baja se ubica un vestíbulo, la recepción, el acceso a una alberca y otros servicios.

El primero y el resto de los niveles son departamentos tipo, a excepción del último nivel que cuenta con pequeñas diferencias en la distribución de los espacios arquitectónicos.

La dirección longitudinal del edificio (Dir L) está orientada de manera paralela a los ejes 1 a 9, con una longitud total en el semisótano de 32.42 m. La dirección transversal (Dir T) es normal a la longitudinal.

En las figs. 2.4 a 2.7 se muestran algunas elevaciones del edificio.

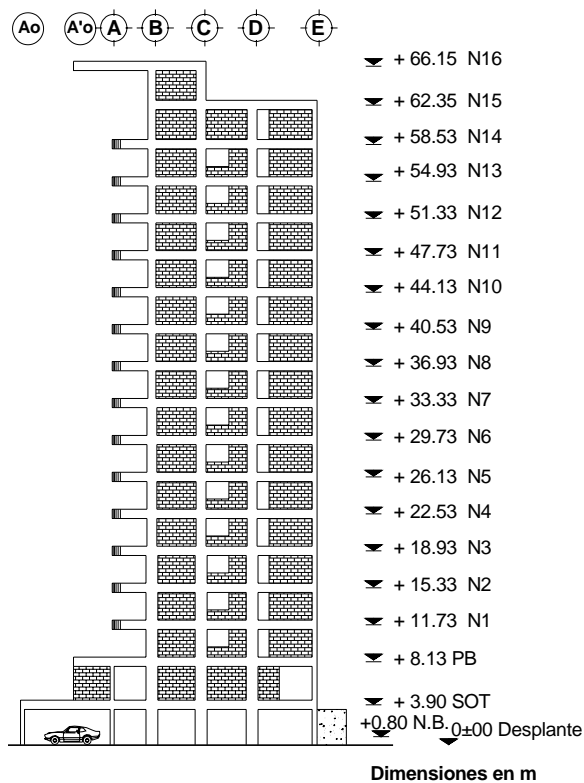


Fig 2.4. Elevación eje 1 y 9

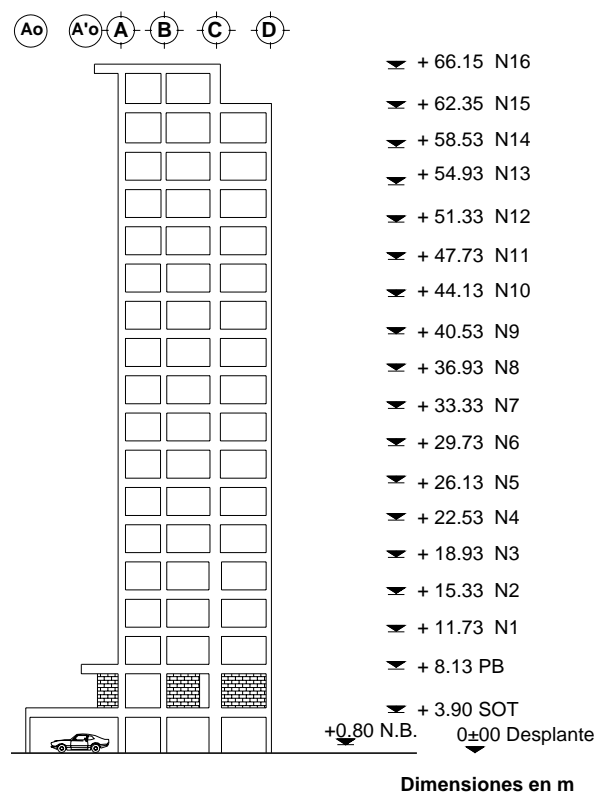


Fig 2.5. Elevación eje 3 y 7

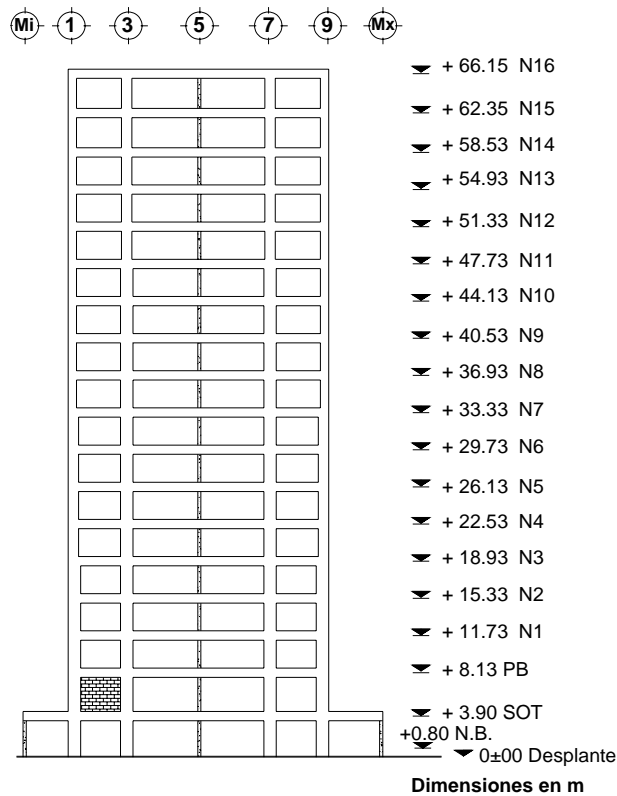


Fig 2.6. Elevación eje B

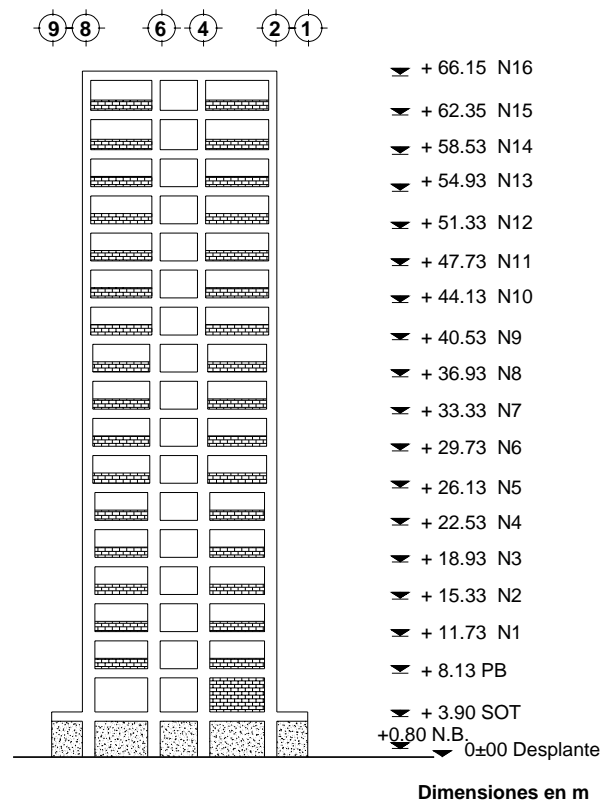


Fig 2.7. Elevación eje F

2.2.1 Sistema estructural

El sistema estructural está compuesto por marcos y muros de concreto reforzado, además existen muros de mampostería de tabique rojo recocido que funcionan como elementos divisorios.

El sistema de entrepiso lo conforma una losa maciza de concreto reforzado de 12 cm de peralte, colada monolíticamente con las trabes.

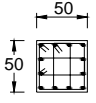
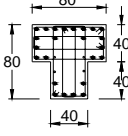
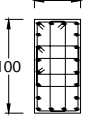
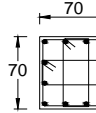
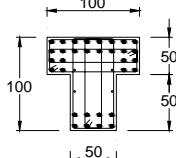
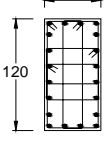
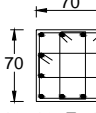
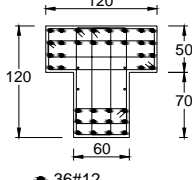
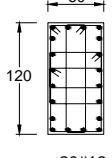

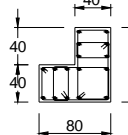


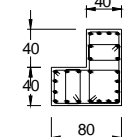


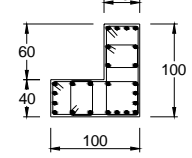


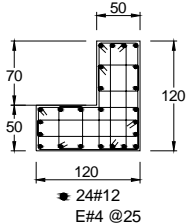

Las vigas principales son de 90 cm de peralte total, con un ancho de 40 cm, armadas con varillas del número 8 (25.4 mm de diámetro) como refuerzo longitudinal, y refuerzo transversal con varillas del número 4 (12.7 mm de diámetro).

Las columnas del edificio son de cuatro tipos: rectangulares, cuadradas, tipo L y T. Presentan cambios en las dimensiones de la sección y en el refuerzo longitudinal y transversal en la altura del edificio (tabla 2.1).

En toda la altura del SIS, existen dos muros internos de concreto reforzado, uno rectangular y otro con sección tipo canal. Ambos presentan cambios de espesor y de armado horizontal y vertical en la altura del edificio (tabla 2.2).

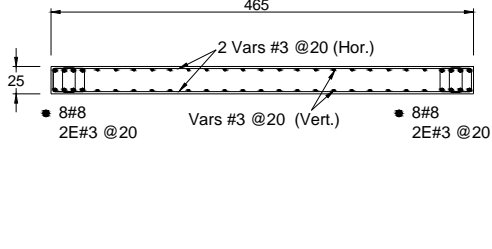
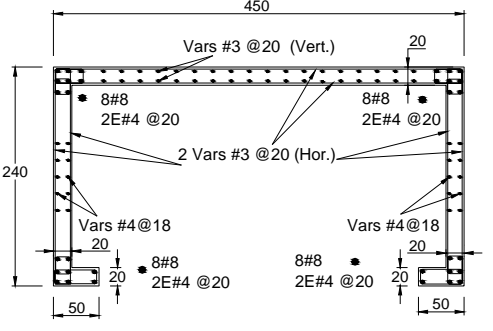
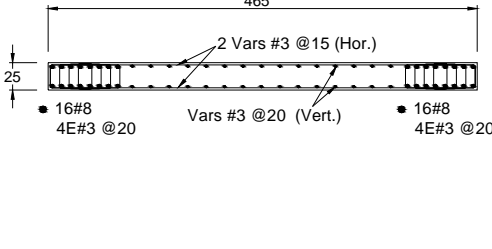
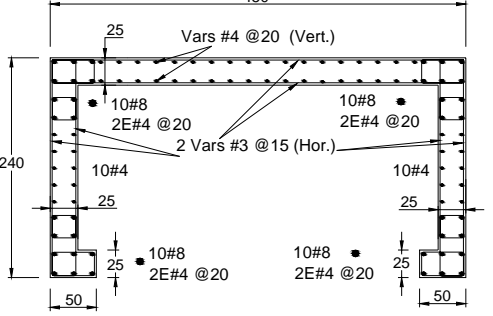
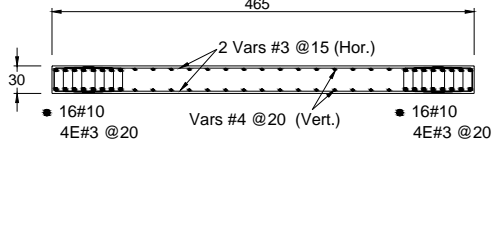
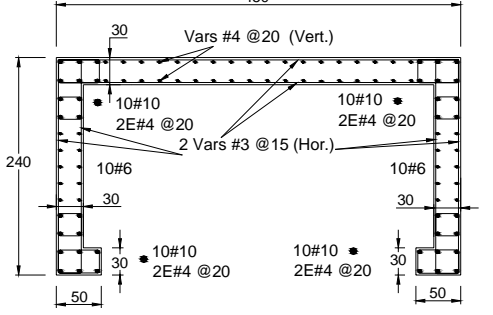
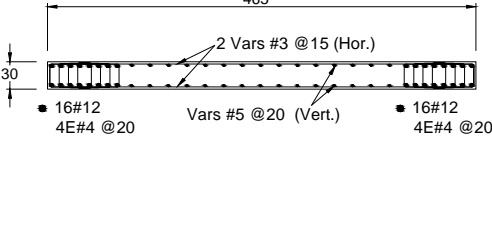
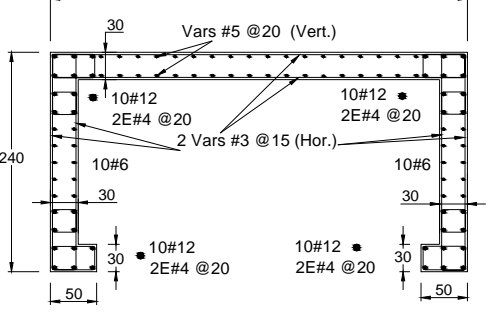
Los muros de mampostería de tabique rojo recocido son de 12 cm de espesor más un aplanado o recubrimiento en ambos lados del muro.

Tabla 2.1 Secciones transversales de columnas del edificio*

ENTREPISO	COLUMNA C1	ENTREPISO	COLUMNA C2	ENTREPISO	COLUMNA C3
N12-N16	 <p>12#8 E#3 @25</p>	N8-N16	 <p>24#10 4#6 E#4 @25</p>	N12-N16	 <p>20#8 E#3 @25</p>
N6-N11	 <p>12#10 E#3 @25</p>	N4-N7	 <p>34#12 4#6 E#4 @25</p>	N6-N11	 <p>20#10 E#4 @25</p>
SOT-N5	 <p>12#12 E#4 @25</p>	SOT-N3	 <p>36#12 4#6 E#4 @25</p>	SOT-N5	 <p>20#12 E#4 @25</p>
ENTREPISO	COLUMNA C4	ENTREPISO	COLUMNA C5	ENTREPISO	COLUMNA C6 y C7
N10-N16	 <p>12#8 E#3 @20</p>	N13-N16	 <p>16#8 E#3 @25</p>	SOT-PB	 <p>8#6 E#3 @25</p> <p>C6</p>
N4-N9	 <p>16#8 E#3 @25</p>	N10-N12	 <p>24#8 E#3 @25</p>	SOT-PB	 <p>4#8 + 4#6 E#3 @25</p> <p>C7</p>
N4-N9	 <p>16#8 E#3 @25</p>	N6-N9	 <p>24#10 E#4 @25</p>	SOT-PB	 <p>4#8 + 4#6 E#3 @25</p> <p>C7</p>
SOT-N3	 <p>24#8 E#3 @25</p>	SOT-N5	 <p>24#12 E#4 @25</p>	SOT-PB	 <p>4#8 + 4#6 E#3 @25</p> <p>C7</p>

* Dimensiones en cm y diámetro de las varillas en octavos de pulgada.

Tabla 2.2 Secciones transversales de muros de concreto reforzado del edificio*

MURO MC1	MURO MC2
	
ENTREPISO N14-N16	ENTREPISO N12-N16
	
ENTREPISO N10-N13	ENTREPISO N6-N11
	
ENTREPISO N5-N9	ENTREPISO N3-N5
	
ENTREPISO SOT-N4	ENTREPISO SOT-N2

* Dimensiones en cm y diámetro de varillas en octavos de pulgada

La cimentación se desplanta a una profundidad de 0.80 m respecto al nivel de banqueta y está conformada por un sistema de contratraves en ambas direcciones ligadas a pilas de fricción (fig 2.8). Las pilas fueron coladas en el sitio y desplantadas a 12.5 m de profundidad. Las contratraves principales tienen un peralte total de 2.0 m, con un ancho de 0.60 m para aquellas orientadas en el sentido longitudinal y de 0.50 m para las que están orientadas en la otra dirección. Las pilas de

cimentación tienen entre 1.0 y 1.6 m de diámetro. La cimentación se complementa con algunos muros perimetrales de concreto reforzado de 0.20 m de espesor, ubicados en el semisótano.

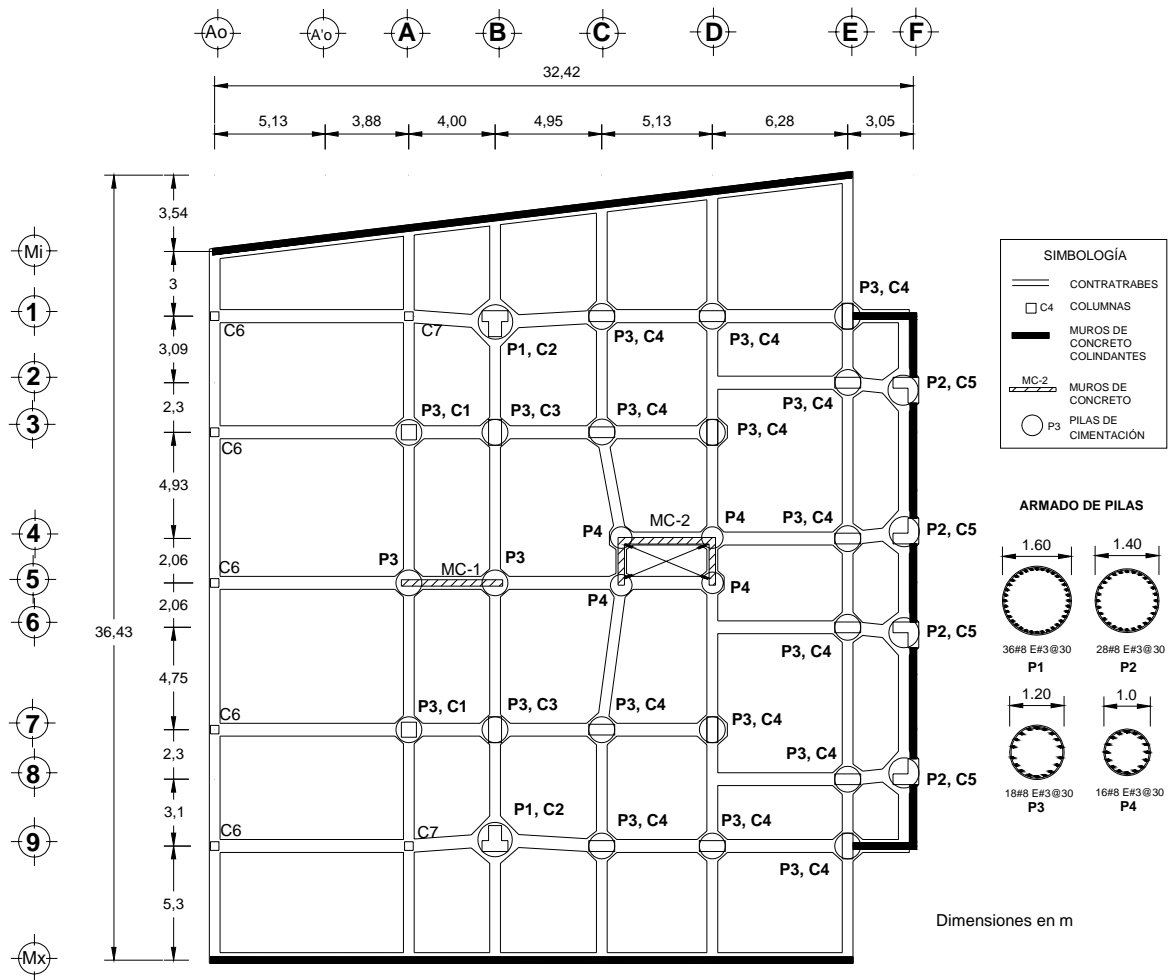


Fig 2.8. Planta de cimentación del edificio

2.2.2 Propiedades nominales de los materiales

La resistencia especificada a la compresión del concreto utilizado en la construcción de la estructura y de la cimentación del edificio, es de $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$. La resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal y transversal utilizado en los elementos estructurales del edificio, es de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

2.3 DESCRIPCIÓN DEL SUELO DE DESPLANTE

De acuerdo con la zonificación geotécnica que plantea el RCACA (2002), el terreno sobre el cual se desplanta el edificio es tipo III. Esto concuerda con un estudio realizado por Lermo (2002), en el cual mediante un sondeo geotécnico, se aprecia la estratigrafía del sitio (tabla 2.3) compuesta predominantemente por arenas con cierto contenido de finos.

El primer estrato (3.00 m de profundidad) está compuesto por arena poco limosa de color café claro con un contenido de humedad y de finos de 10 y 15 por ciento, respectivamente.

El segundo y tercer estrato, con una profundidad entre los 3.00 y 5.70 m, y entre los 5.70 y 8.20 m, respectivamente, tienen contenido de humedad y de finos similar al primer estrato. El segundo estrato se compone de arena fina mientras que el tercero se compone de arena limosa, ambos de color café claro.

Entre los 8.20 y 9.00 m de profundidad se ubica el cuarto estrato, compuesto de arena con granos de color café claro. Debajo de este estrato se ubica otra capa de suelo caracterizado por arena graduada con granos redondeados de color café claro. Ambos estratos tienen un contenido de humedad y de finos de 20 y 37 por ciento, respectivamente.

El sondeo geotécnico alcanzó los 27.00 m de profundidad y a partir de los 10.80 m el suelo se caracterizó por la presencia de arena fina sílica parcialmente limpia, de color gris olivo y con contenido variable de conchas. Este estrato presentó un contenido de finos de 30 por ciento y un contenido promedio de humedad de 25 por ciento.

El nivel de aguas freáticas se ubicó a 5.60 m de profundidad.

Tabla 2.3 Estratigrafía de la zona de desplante

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DEL MATERIAL	CONTENIDO DE AGUA (%)	CONTENIDO DE FINOS (%)
0-3.00	Arena poco limosa de color café claro	10	15
3.00-5.70	Arena fina de color café claro	10	15
5.70-8.20	Arena limosa de color café claro	10	15
8.20-9.00	Arena de color café claro, con granos	20	37
9.00-10.80	Arena graduada con granos redondeados, de color café claro	20	37
10.8-27.00	Arena fina sílica parcialmente limpia, de color gris olivo, con contenido variable de conchas	25	30

Por otro lado, Lermo (2002) determinó los efectos de sitio de la zona de desplante mediante el uso de registros de vibración ambiental. La técnica empleada consiste en calcular la razón espectral entre los componentes horizontales y verticales de un mismo registro (Nakamura, 1989). Según Lermo (2002), si se comparan los resultados de vibración ambiental contra razón espectral estándar de registros de temblores, cuando son analizados con la técnica de Nakamura (1989) permiten la determinación con buenos resultados, del periodo dominante de sedimentos sujetos a amplificación dinámica en un intervalo de frecuencias entre 0.3 y 10 Hz, junto con una estimación preliminar del nivel de amplificación.

A partir del procedimiento empleado fue posible obtener la frecuencia dominante de siete sitios ubicados en la zona de desplante y el promedio de estos (tabla 2.4). Las frecuencias dominantes varían entre 0.71 y 0.78 Hz, con un promedio de todas ellas de 0.75 Hz (periodo de 1.33 s).

De acuerdo con el mapa de periodos dominantes determinado por Chávez-García y Cuenca (1998) es posible estimar que para la zona en cuestión el periodo correspondiente es cercano a 1.0 s, con relación a un terreno compuesto por depósitos de barra.

Por otro lado, Murià Vila *et al.* (2002) calcularon los espectros de respuesta para cinco por ciento de amortiguamiento crítico y de Fourier, de eventos sísmicos registrados en la estación de campo y sótano del edificio, y se encontró que el periodo dominante del sitio está entre 1.26 y 1.40 s (0.71 y 0.79 Hz).

Tabla 2.4 Frecuencias dominantes obtenidas en siete sitios analizados en la zona de desplante

SITIO	FRECUENCIA DOMINANTE (Hz)
1	0.76
2	0.78
3	0.73
4	0.71
5	0.78
6	0.76
7	0.73
<i>Promedio</i>	<i>0.75</i>

2.4 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

De acuerdo con la información disponible, el edificio fue concebido y diseñado en el año de 1997, para satisfacer los requisitos que marcan el Reglamento de Construcciones para los Municipios del Estado de Guerrero vigente (RCGRO, 1994) y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de dicho reglamento (NTCGRO-Concreto, 1989). Cabe señalar que el RCGRO (1994) es similar al Reglamento de Construcciones para el Municipio de Acapulco de Juárez válido en aquella época (RCACA, 1997).

Las cargas muertas utilizadas en cada entrepiso son las que se indican en la tabla 2.5.

Las cargas vivas máximas, instantáneas y medias utilizadas en el diseño, son las correspondientes al artículo 199 del RCGRO (1994), las cuales se especifican en la tabla 2.6.

Tabla 2.5 Cargas muertas empleadas en el diseño del edificio

CONCEPTO	CARGA MUERTA (kg/m ²)
Losa	300
Piso	100
Según artículo 197 del RCGRO (1994)	40

Tabla 2.6 Cargas vivas empleadas en el diseño del edificio

DESTINO, PISO O CUBIERTA	CARGA VIVA MEDIA (kg/m ²)	CARGA VIVA INSTANTÁNEA (kg/m ²)	CARGA VIVA MÁXIMA (kg/m ²)
Habitación	70	90	170
Comunicación para peatones	40	150	350
Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor a 5 %	15	70	100

De acuerdo con el artículo 174 del RCGRO (1994) el edificio se clasifica como una estructura tipo B.

Los parámetros para el análisis sísmico del edificio se tomaron a partir de las consideraciones que marcan las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para los Municipios del Estado de Guerrero (NTCGRO-Sismo, 1989).

Según estas Normas y de acuerdo a la ubicación del edificio, el sitio corresponde a la zona del Estado clasificada como tipo D, pero el tipo de terreno se definió a través de un estudio de

mecánica de suelos, determinando que el suelo de desplante correspondía a un terreno de transición (tipo II). Según esto el coeficiente sísmico, (cs), correspondiente es de 0.86. El espectro elástico de diseño se muestra en la figura 2.9. El valor del periodo correspondiente al fin de la meseta del espectro ($T_b=1.2$ s) y el exponente $r=2/3$, se especifican en el artículo 3 de las NTCGRO-Sismo (1989) y el coeficiente sísmico se indica en el artículo 206 del RCGRO (1994).

Es importante destacar que de acuerdo a las características del suelo de desplante y a la zonificación sísmica especificada en el RCGRO (1994), el espectro elástico de diseño utilizado debió haber sido el correspondiente a un suelo blando, o sea un terreno tipo III (fig 2.9), el cual le corresponde un cs de 1.08. Sin embargo, actualmente existe una nueva disposición reglamentaria (RCACA, 2002) en relación con el coeficiente sísmico correspondiente a la zona tipo III, el cual estipula un cs de 0.86 (fig 2.9).

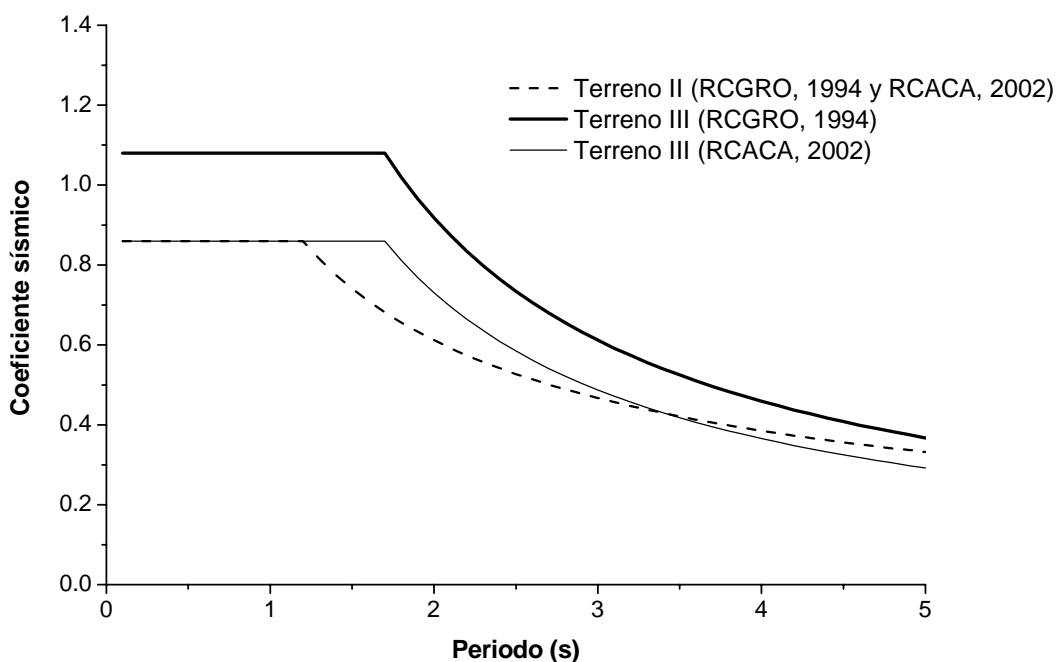


Fig 2.9. Espectro elástico de diseño para terreno tipo II y III según RCGRO (1994) y espectro elástico de diseño para terreno tipo III según RCACA (2002)

En 1962 en el Estado de Guerrero se aprobaron las Normas para Diseño de Construcciones en Acapulco (NDACA, 1962) que debían regir en dicha ciudad para prevenir daños posibles y para el diseño de construcciones nuevas, así como en la reparación de aquellas que fueron dañadas durante los sismos que recientemente había sufrido el puerto.

En aquel reglamento, para el análisis estático de los edificios clasificados según su destino en el grupo B (hoteles, viviendas, edificios de departamentos, etc.) se empleaban como mínimos los valores de cs que aparecen en la tabla 2.7 y no hacían distinción sobre el tipo de suelo sobre el cual se desplantaba la estructura.

Tabla 2.7 Coeficientes sísmicos para estructuras del grupo B en Acapulco según las NDACA (1962)

TIPO DE ESTRUCTURA	CS
1	0.12
2	0.24
3	0.30

Las estructuras tipo 1 son las que están conformadas por marcos de concreto o acero, con o sin muros de concreto reforzado. Las correspondientes al tipo 2 y 3 las conforman los edificios soportados únicamente por muros de carga y tanques elevados o chimeneas, respectivamente.

Estos valores de cs podían ser reducidos al multiplicarse por un factor D , que es función de la rigidez de la estructura, e igual a $\sqrt{cs/x_c}$ donde x_c es el desplazamiento del centro de gravedad del edificio, en cm, calculado para la acción de las fuerzas laterales que corresponden al cs ; D no podía tomarse mayor que 1 ni menor que 0.6.

Hasta donde se sabe, han existido tres versiones de reglamento que han estado vigente en Acapulco y que han manejado distintos cs , el de 1962 (cs de 0.12), 1994 (1.08) y el del año de 2002 (0.86). Como puede verse, el cs correspondiente a estas dos últimas versiones sufrió cambios importantes respecto al de la década de los 60, motivados básicamente por los efectos que ocasionó el sismo de 1985 en la ciudad de México. Sin embargo, algunas estructuras que fueron concebidas antes de este sismo y diseñadas con cs menores que los actuales, han mostrado un adecuado comportamiento estructural y no han presentado daños importantes, por lo que dichos cambios en los coeficientes han sido percibidos como infundados entre algunos ingenieros de la práctica.

En otro orden de ideas, en la memoria de cálculo del edificio, se menciona que el factor de comportamiento sísmico, (Q), empleado en el análisis de ambas direcciones ortogonales de la estructura es de 2. Sin embargo existe una incongruencia al respecto, ya que según con la información disponible, en los resultados del análisis sísmico aparecen cálculos que involucran a un Q de 4.

La estructura es irregular de acuerdo con las NTCGRO-Sismo (1994) al no cumplir con el requisito de esbeltez, el cual a la letra dice: “la relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5”. En la dirección longitudinal y transversal, la relación de esbeltez medida en la base de la planta baja es de 2.5 y 2.7, respectivamente. Por tal motivo, el factor Q debe multiplicarse por 0.8 según el capítulo 4 de las NTCGRO-Sismo (1994), situación que no se aclara en la memoria.

Revisión del diseño en la dirección L

Si en el diseño del edificio se usó un Q de 2, varias vigas de las elevaciones 1, 3, 4, 7 y 9, presentan relaciones de momento último (momento demandado obtenido con un análisis modal espectral tridimensional del edificio para terreno tipo III y factor de irregularidad de 0.8) entre momento resistente (calculado con las NTCGRO-Concreto (1989)) cercanas a 1.5 o menor (figs 2.10 y 2.11). El momento último o de diseño (M_u) incluye factor de carga y el momento resistente o momento resistente de diseño (M_r) incluye factor de reducción. Estas relaciones son mayores para las vigas de los niveles intermedios y para valores de M_u/M_r correspondientes a momento positivo (patín de la losa a compresión). Además, las columnas C1 del eje 7A, C4 (eje local $y-y$) ubicadas en los ejes 1E y 9E, C4 (eje local $x-x$), y los muros de concreto reforzado MC1 y MC2, de la planta baja, exceden los diagramas de interacción momento-carga axial de diseño (figs 2.12 y 2.13).

En este trabajo, no se incluyó la revisión del diseño por carga muerta mas carga viva máxima con su respectivo factor de carga (1.4). Esto se debe a que la revisión por sismo resultó ser más desfavorable que la condición gravitacional.

Si en el análisis y diseño del SIS se utilizó un Q de 4, cs de terreno III y coeficiente de irregularidad de 0.8, la estructura no cumple con algunos requisitos de detallado dúctil (separación de estribos por confinamiento en columnas, longitud de colocación de estribos por confinamiento de las columnas en los primeros pisos, requisitos por cortante en nudos, y la relación de esbeltez de las vigas de las elevaciones 2, 4, 6 y 8, entre los ejes E y F, en todos los niveles) y los requisitos generales para dicho factor de comportamiento sísmico especificado en el capítulo 5 de las

NTCGRO-Sismo (1989). Con un Q de 4, la relación M_u/M_r para momento flexionante positivo y negativo de las vigas es inferior a la unidad y todas las columnas de la planta baja del edificio presentan un diseño adecuado por flexocompresión (figs 2.12 y 2.13), no así el muro de concreto reforzado MC2 del mismo entrepiso el cual posee una capacidad insuficiente de diseño por flexocompresión (fig 2.13). En el caso de usar un Q de 4 sin tomar en cuenta la participación de los muros de concreto reforzado, las columnas C1 y C4 (eje $x-x$) presentan un diseño inadecuado.

Al revisar el diseño por flexocompresión de columnas y muros no se tomaron en cuenta las torsiones de entrepiso y lo planteado en este trabajo es solamente para tener una idea.

Se verificó el diseño por cortante de las columnas y muros de concreto reforzado del semisótano, planta baja y entrepiso 6 (en este entrepiso se presentan las mayores distorsiones) del edificio en L, tomando en cuenta los efectos de torsión.

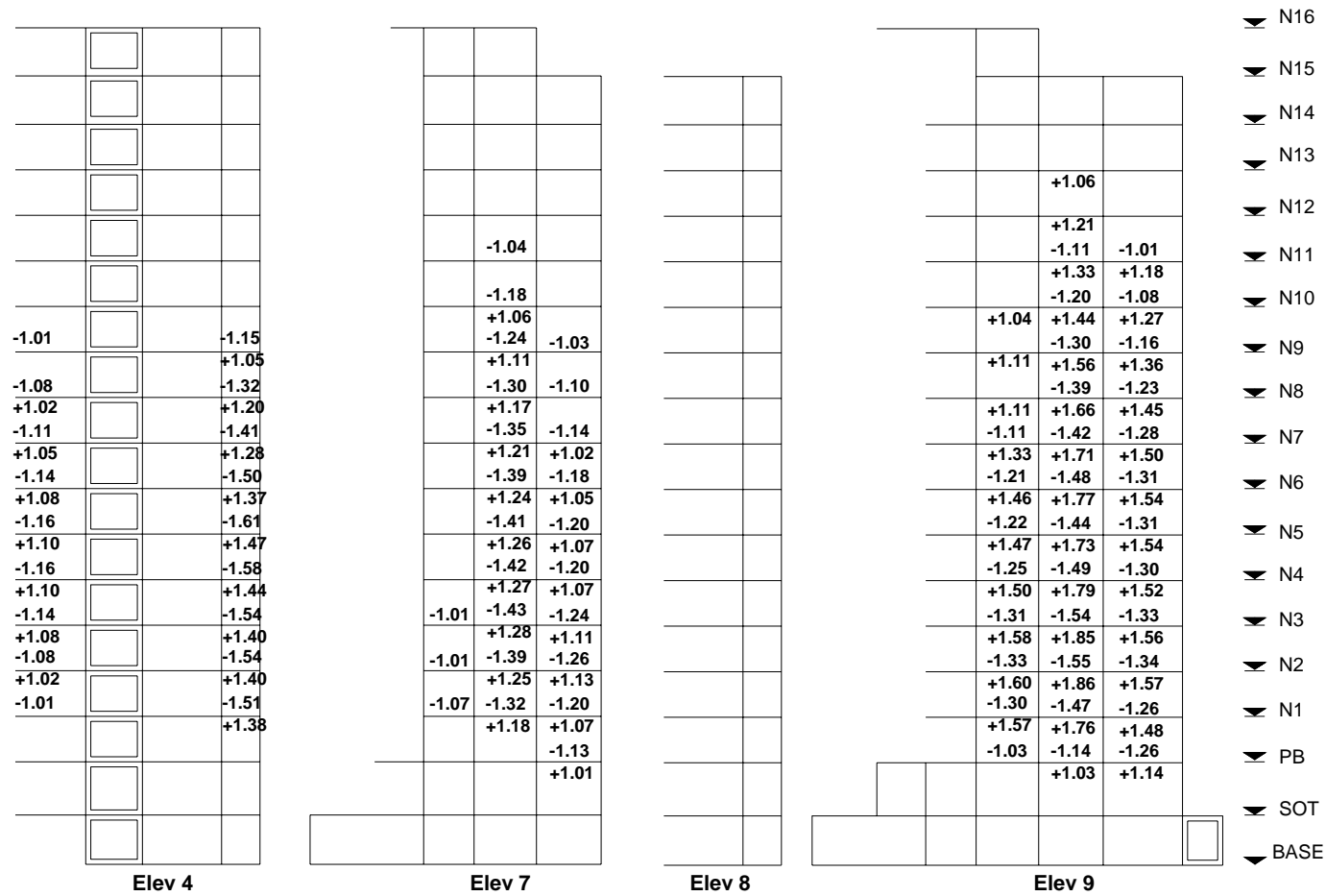
Los efectos de torsión se consideraron con un análisis estático propuesto por Loera (2005), que consiste en una superposición lineal de efectos de la torsión por amplificación dinámica y la torsión accidental. Se parte de fuerzas cortantes de entrepiso, las cuales pueden obtenerse de un análisis modal espectral.

El análisis consiste en los pasos siguientes, para calcular fuerzas cortantes en columnas y muros (figs 2.14a a 2.14h):

1. Para el entrepiso de interés se obtienen las fuerzas cortantes en columnas y muros mediante un análisis sísmico estático, sin permitir el giro de los niveles.
2. Se obtienen las fuerzas cortantes en columnas y muros mediante un análisis sísmico estático, permitiendo el giro de los niveles.
3. Se calcula la diferencia entre las cortantes obtenidas en los pasos 2 y 1.
4. La diferencia de cortantes obtenida en el paso 3 se multiplica por 1.5 para considerar la torsión por amplificación dinámica.
5. Se aplica en el último nivel un momento de torsión de magnitud arbitraria y se obtienen las cortantes en los elementos estructurales del entrepiso analizado. Se calcula la relación k existente entre la cortante obtenida en los elementos estructurales y el momento arbitrario aplicado.
6. Se calcula el momento accidental del entrepiso analizado, el cual es igual al producto del cortante del entrepiso de interés obtenido en el paso 2 y la excentricidad accidental correspondiente ($0.1b$, donde b es la dimensión de la planta del entrepiso que se considera, perpendicular a la acción sísmica).
7. Se obtiene la cortante accidental en cada columna y muro en el entrepiso de interés, el cual es igual al producto de la relación k obtenida para cada elemento por el momento accidental de entrepiso calculado en el paso 6.
8. Finalmente, se suman las fuerzas cortantes en columnas y muros obtenidas en los pasos 1, 4 y 7.

Para revisar el diseño por cortante en columnas y muros, se compararon las acciones resultantes de un análisis estático con los requisitos de diseño que marcan las NTCGRO-Concreto (1989), para un Q igual a 2 y 4 (figs 2.15 a 2.17 y figs 2.21 a 2.23, respectivamente). Adicionalmente, en las figs 2.18 a 2.20 aparecen las relaciones entre el cortante actuante y el resistente en columnas, sin considerar la participación de los muros de concreto.

Para un Q de 4, la capacidad resistente a cortante de las columnas se calculó con el método optativo del capítulo 5 de las NTCGRO-Concreto (1989). Este método permite revisar el diseño a partir de las fuerzas obtenidas del análisis, usando un factor de resistencia de 0.5. En cambio, para un Q de 2 se hizo de manera convencional como se indica en dichas normas.



Mu/Mr para momento negativo: -1.05
 Mu/Mr para momento positivo: +1.01
 Los valores para Mu/Mr < 1.0 no se indican

Fig 2.11 Relaciones entre momento último y momento resistente (Mu/Mr) para momento positivo y negativo, para Q=2, en vigas de las elevaciones de los ejes 4 y 7 a 9

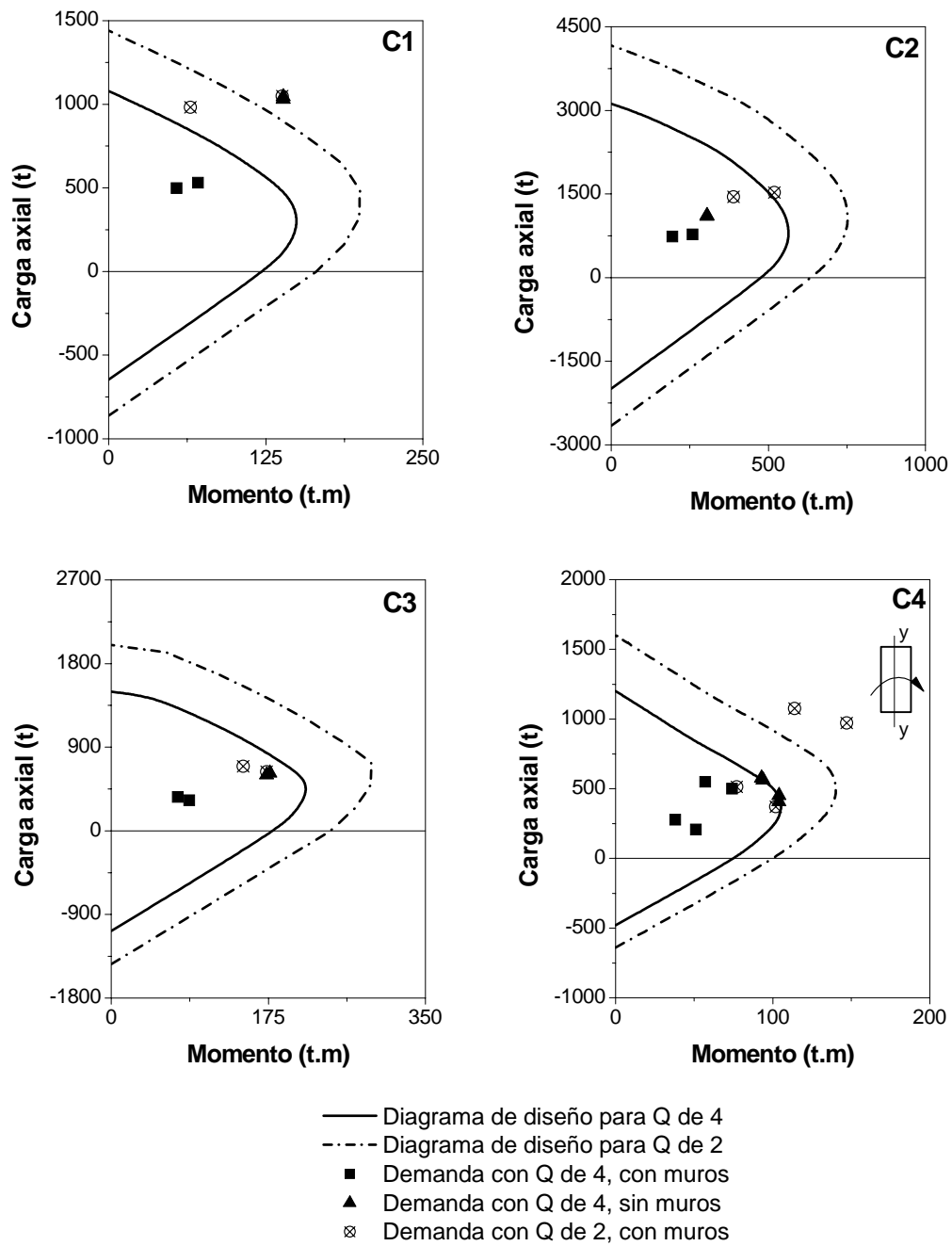


Fig 2.12 Comparación de los diagramas de interacción de diseño y las acciones demandadas obtenidas con un análisis modal espectral, para Q=4 con y sin muros de concreto y para Q=2 con muros, de las columnas C1 a C4 (eje y-y) en planta baja

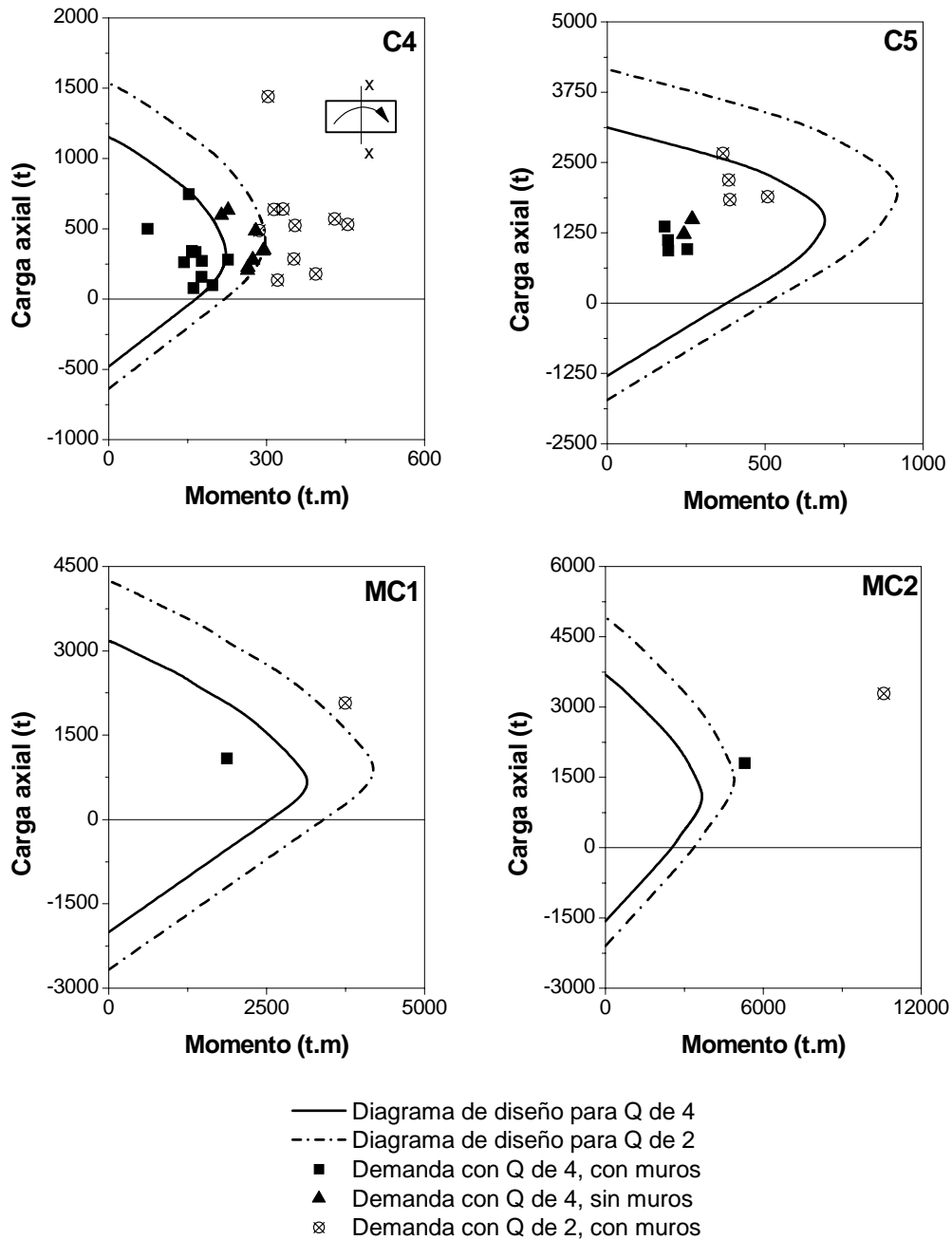


Fig 2.13 Comparación de los diagramas de interacción de diseño y las acciones demandadas obtenidas con un análisis modal espectral, para Q=4 con y sin muros de concreto y para Q=2 con muros, de las columnas C4 (eje x-x), C5 y de los muros en planta baja

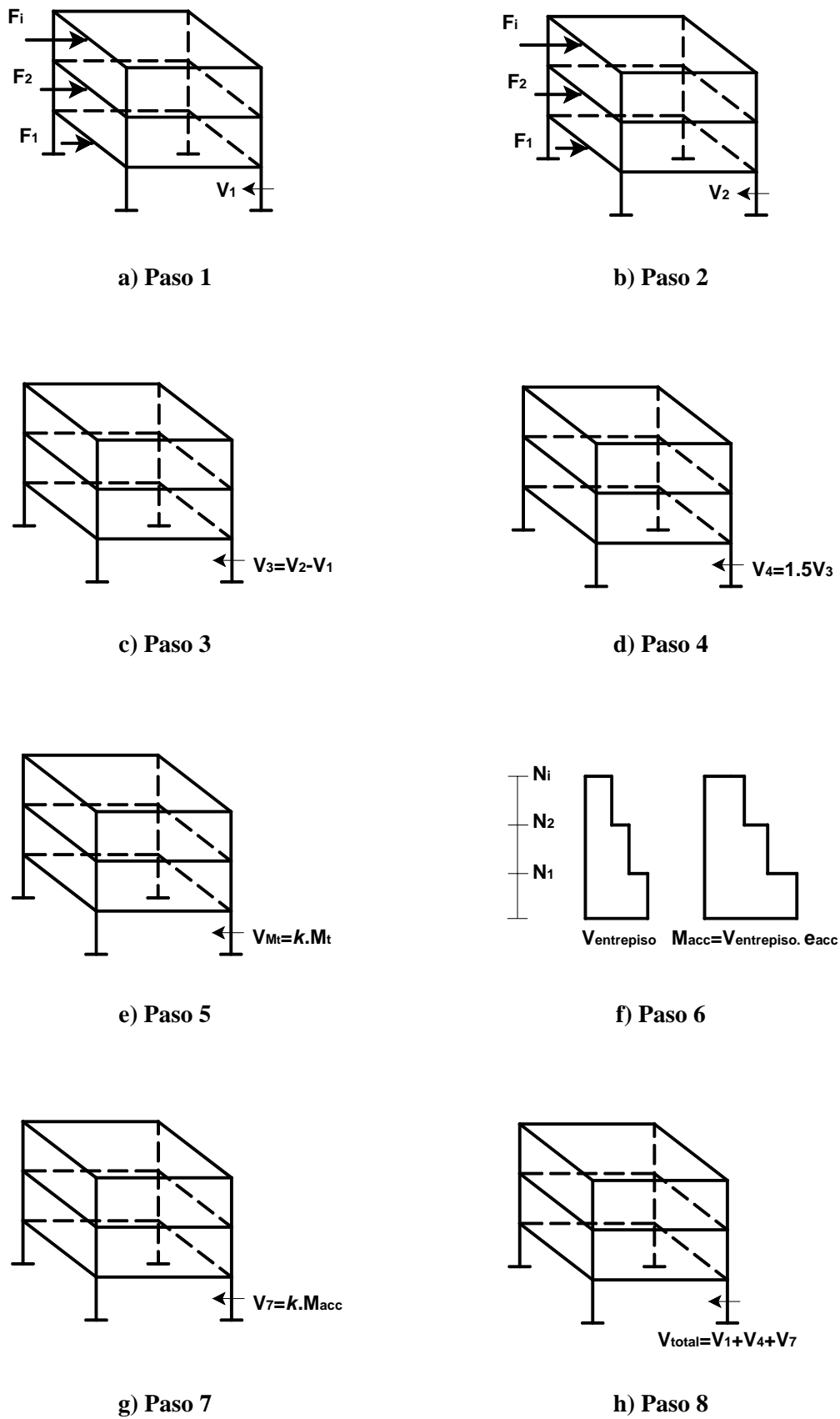


Fig 2.14 Pasos para el análisis por torsión

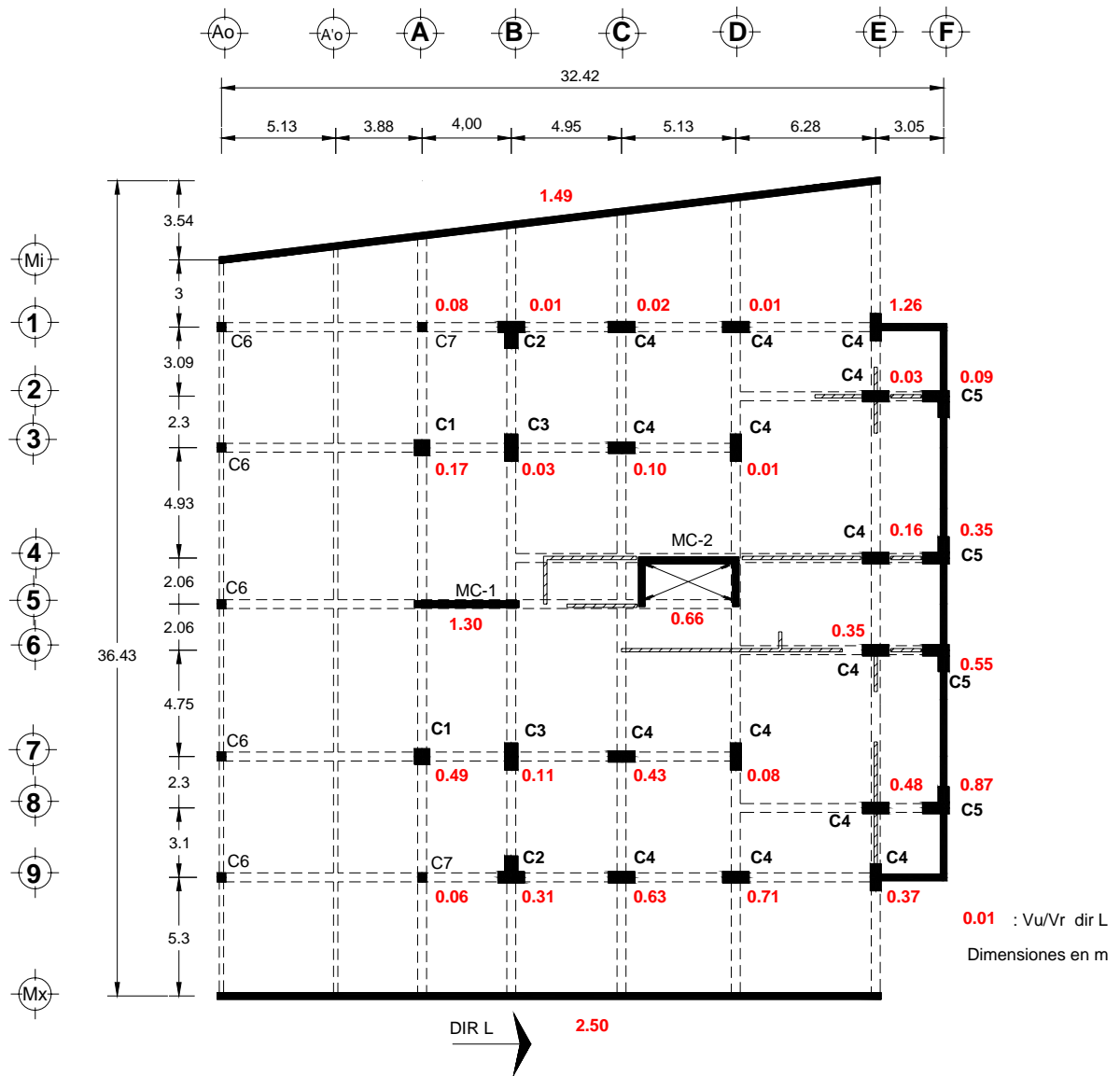


Fig 2.15 Relaciones entre el cortante último y el cortante resistente (V_u/V_r) en las columnas y muros de concreto del semisótano, para un análisis con $Q=4$

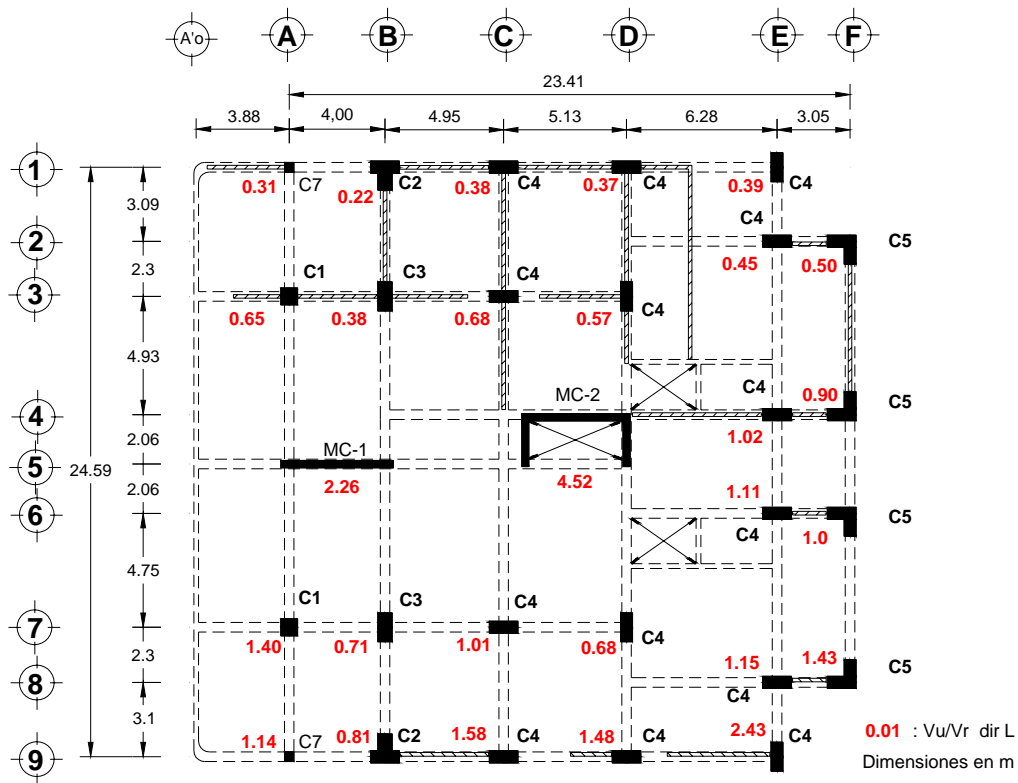


Fig 2.16 Relaciones entre el cortante último y el cortante resistente (V_u/V_r) en las columnas y muros de concreto de planta baja, para un análisis con $Q=4$

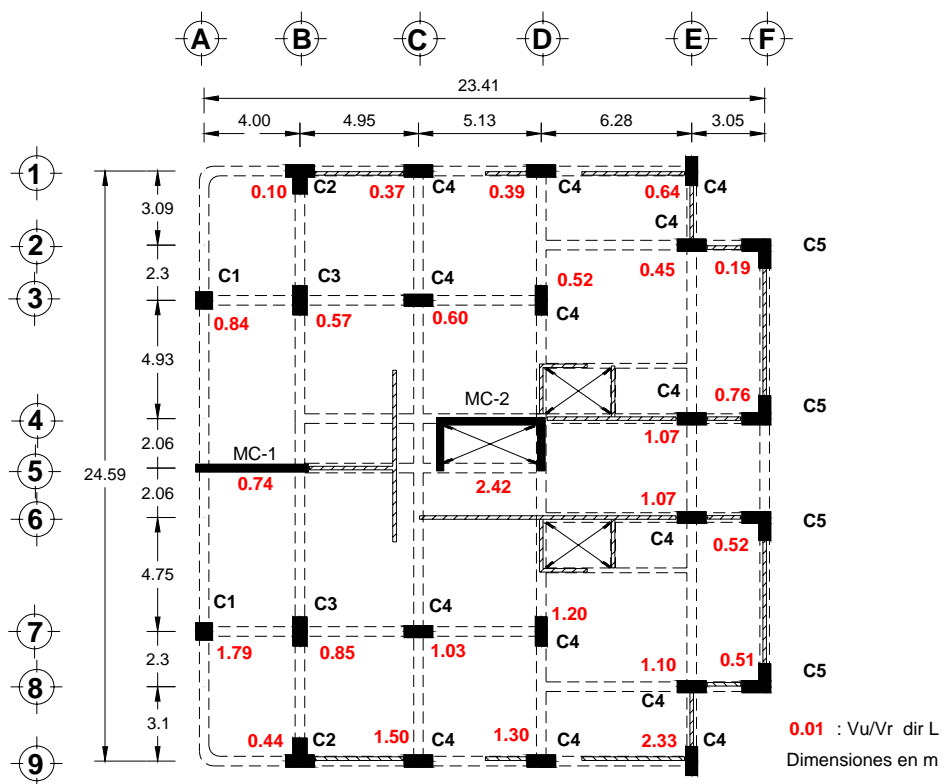


Fig 2.17 Relaciones entre el cortante último y el cortante resistente (V_u/V_r) en las columnas y muros de concreto del entrespacio N6, para un análisis con $Q=4$

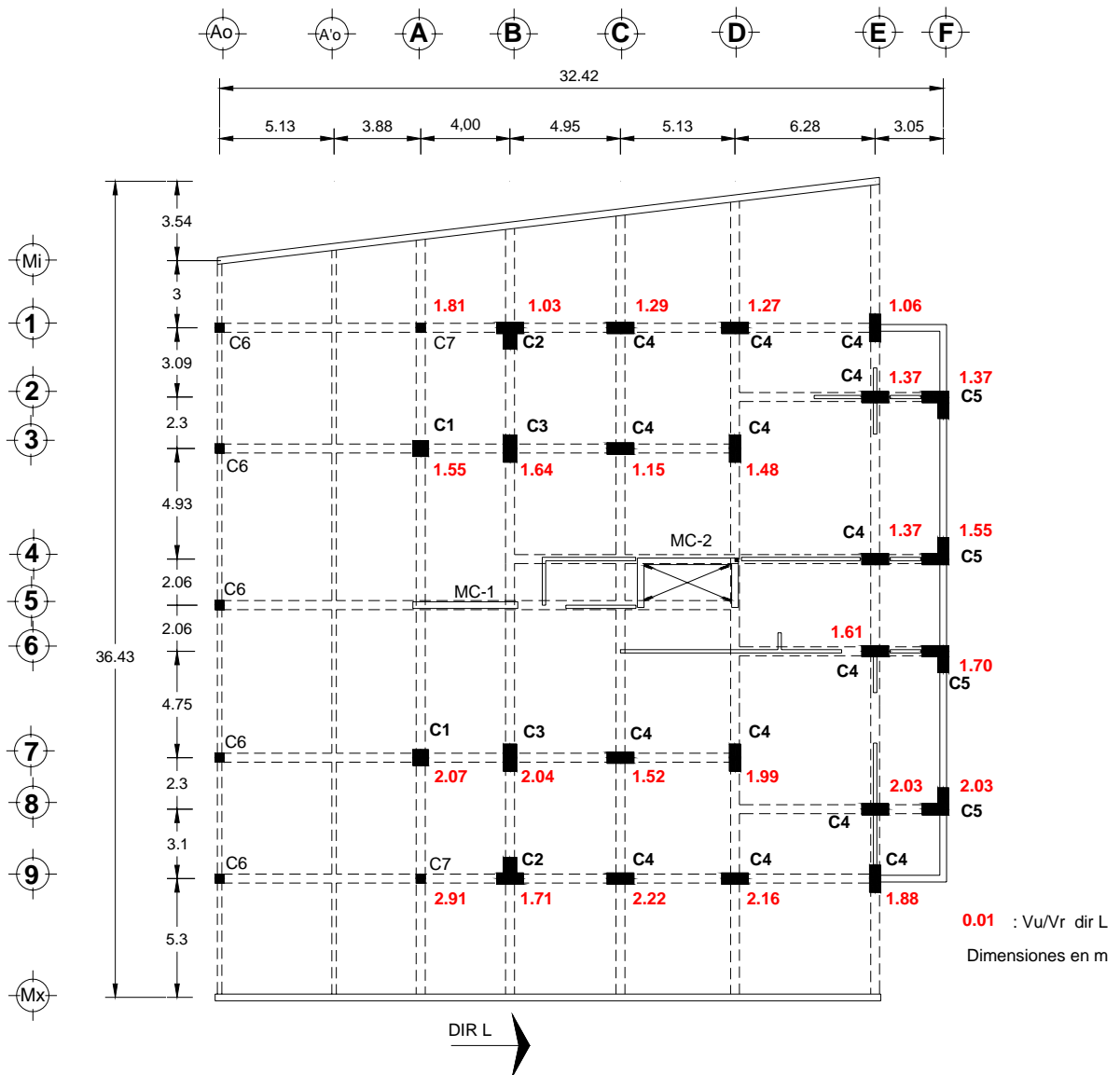


Fig 2.18 Relaciones entre el cortante último y el cortante resistente (V_u/V_r) en las columnas del semisótano, para un análisis con $Q=4$ sin muros

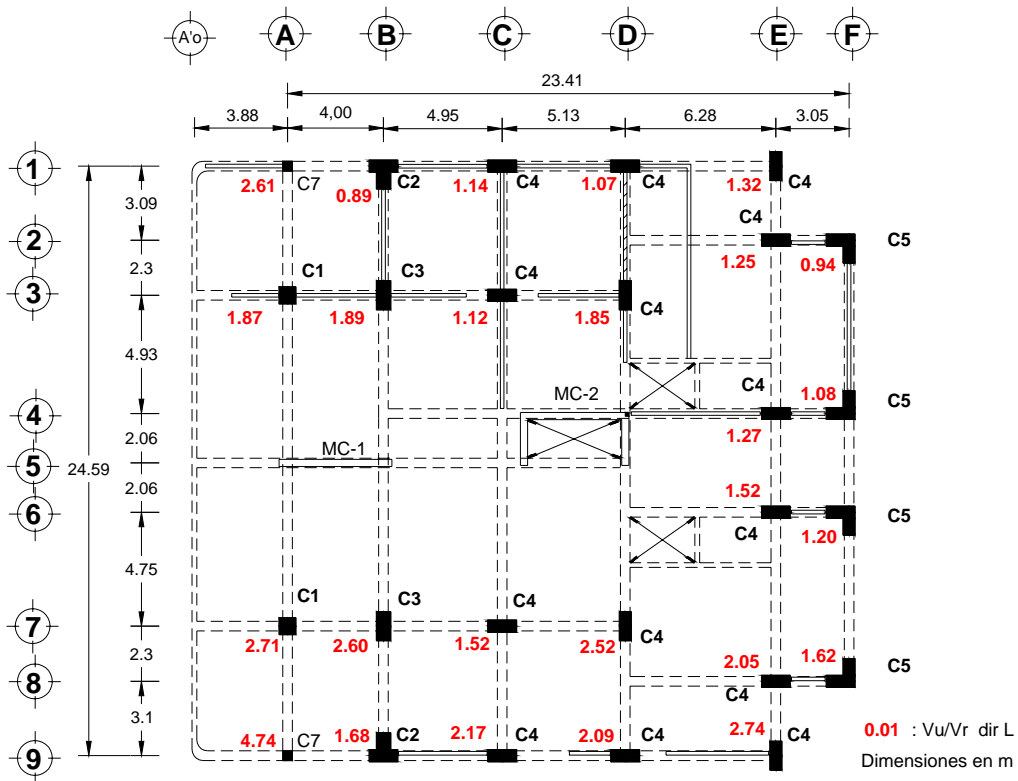


Fig 2.19 Relaciones entre el cortante último y el cortante resistente (V_u/V_r) en las columnas de planta baja, para un análisis con $Q=4$ sin muros

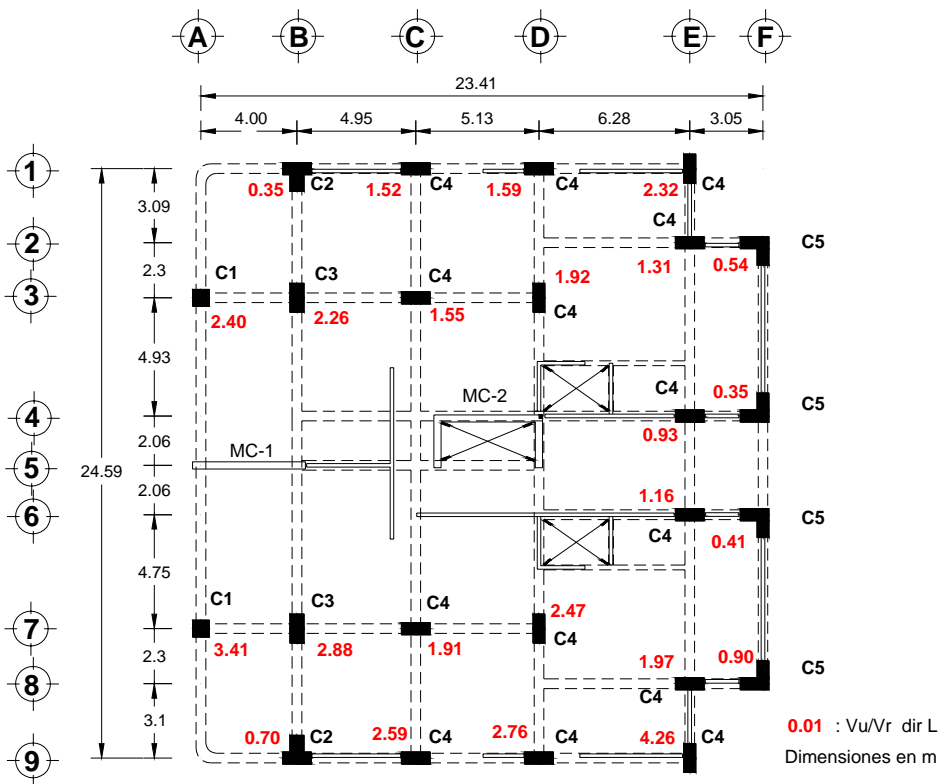


Fig 2.20 Relaciones entre el cortante último y el cortante resistente (V_u/V_r) en las columnas del entrepiso N6, para un análisis con $Q=4$ sin muros

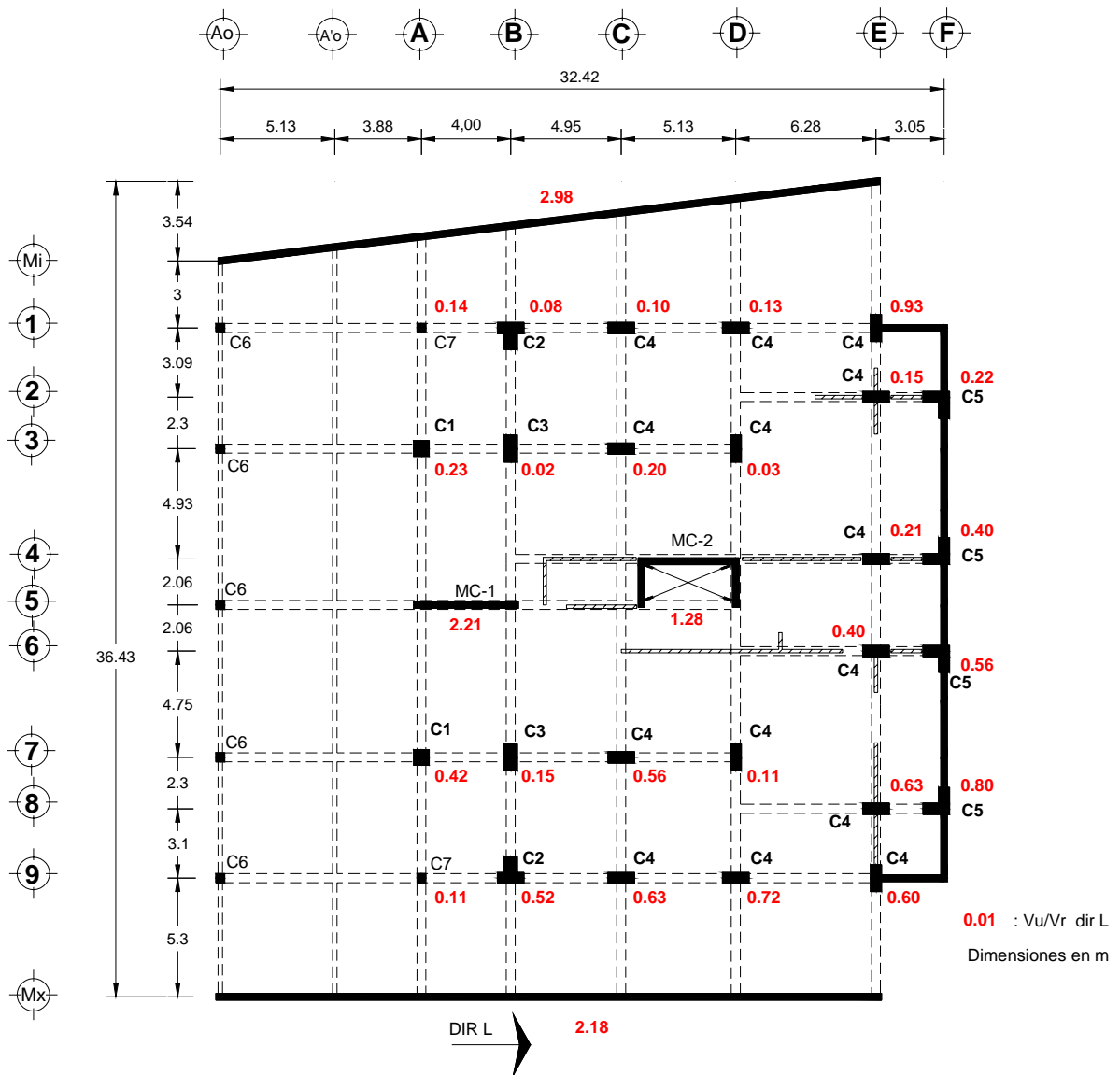


Fig 2.21 Relaciones entre el cortante último y el cortante resistente (V_u/V_r) en las columnas y muros de concreto del semisótano, para un análisis con $Q=2$

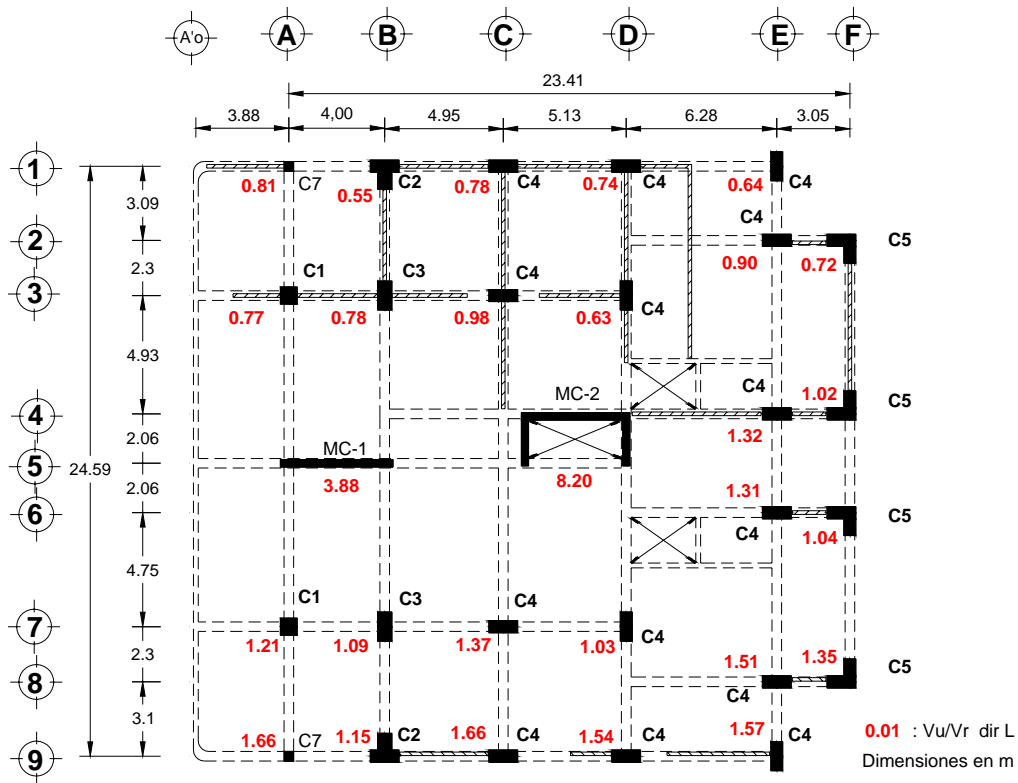


Fig 2.22 Relaciones entre el cortante último y el cortante resistente (V_u/V_r) en las columnas y muros de concreto de planta baja, para un análisis con $Q=2$

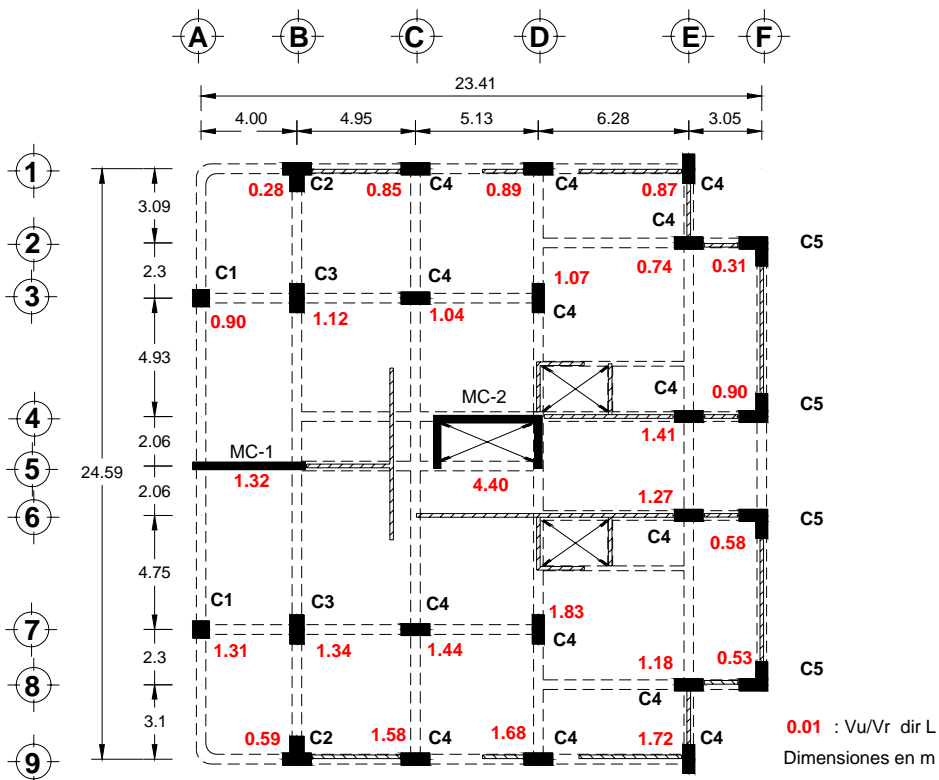


Fig 2.23 Relaciones entre el cortante último y el cortante resistente (V_u/V_r) en las columnas y muros de concreto del entrespacio N6, para un análisis con $Q=2$

En el supuesto de haber usado un Q de 4 en el análisis y diseño del edificio SIS, existen algunos muros de concreto reforzado en el semisótano que presentan un diseño inadecuado; estos son los ubicados en el eje M_x , M_i y el muro MC1 sobre el eje 5. En planta baja y entrepiso N6, el muro del elevador presenta escasez de resistencia con una relación V_u/V_r mayor de 4 y 2, respectivamente. En planta baja el muro MC1 presenta un diseño inadecuado con relación V_u/V_r aproximadamente de dos. Es interesante notar que en planta baja e inclusive en el entrepiso 6, las relaciones de cortante actuante y resistente en columnas llegan a alcanzar valores mayores a la unidad.

Dado el subdiseño de los muros de concreto reforzado, se consideró conveniente revisar la capacidad de las columnas sin la participación en rigidez y resistencia de los muros (figs 2.18 a 2.20). Esto es una condición extrema, pues aun con un diseño inapropiado los muros mantienen cierta rigidez y resistencia, simplemente se hizo para cerciorarse de la capacidad resistente de las columnas por sí solas. Para este caso, las relaciones de V_u/V_r se incrementan, en casi todas las columnas de los tres entrepisos analizados. En semisótano, planta baja y entrepiso N6, el máximo valor de V_u/V_r es 2.91, 4.74 y 4.26, respectivamente. Cabe señalar que el diseño inadecuado de los elementos se concentra básicamente en las columnas C1 a C4 y en aquellas que se encuentran ubicadas en los ejes extremos (elevación 1 y 9).

Para un Q de 2, si bien no se incrementa sustancialmente el número de columnas con V_u/V_r mayor que la unidad, sí se incrementa la relación para los muros de concreto en los tres entrepisos analizados (tal como lo demuestran las figs 2.21 a 2.23).

En las ecuaciones para determinar las acciones últimas y las resistentes a cortante, se involucran factores de carga (1.1) y resistencia (0.5), dando a lugar a un factor de seguridad de 2.2 (1.1/0.5). Así pues, en el contexto de revisión del diseño sin los muros de concreto, existen 2, 6 y 9 columnas en semisótano, planta baja y entrepiso 6, respectivamente, que exceden dicho factor.

Finalmente, se revisó en algunos nudos el criterio empleado por las NTCGRO-Concreto (1989) para alcanzar el mecanismo de columna fuerte-viga débil, especificado en la sección de marcos dúctiles. Este criterio establece que las resistencias a flexión de las columnas y vigas deben satisfacer la siguiente ecuación:

$$\Sigma M_c \geq 1.5 \Sigma M_v \quad (2.1)$$

donde ΣM_c y ΣM_v son las sumas de las resistencias a flexión en el centro del nudo, correspondientes a las columnas y vigas que lo forman, respectivamente.

Este criterio reglamentario se cumple en los nudos que de manera aleatoria fueron revisados, los cuales son: nudos del eje C y E, pertenecientes a las elevaciones 1 y 9, de los niveles PB-N5, así como en el eje E de la elevación 4 en planta baja, y además, en los nudos correspondientes a los ejes A, B, C y D, de la elevación 7 en el nivel 1.

Revisión por cortante de columnas y muros en la dirección T

De igual manera que para L, se verificó el diseño por cortante de las columnas y muros de concreto reforzado del semisótano, planta baja y entrepiso 6, de la dirección transversal del edificio. En las figs 2.24 a 2.26 se indican las relaciones entre el cortante actuante de diseño (tomando en cuenta la torsión) y el cortante resistente en columnas y muros de concreto, mientras que en las figs 2.27 a 2.29 se muestran las relaciones V_u/V_r en columnas, sin considerar la participación de los muros.

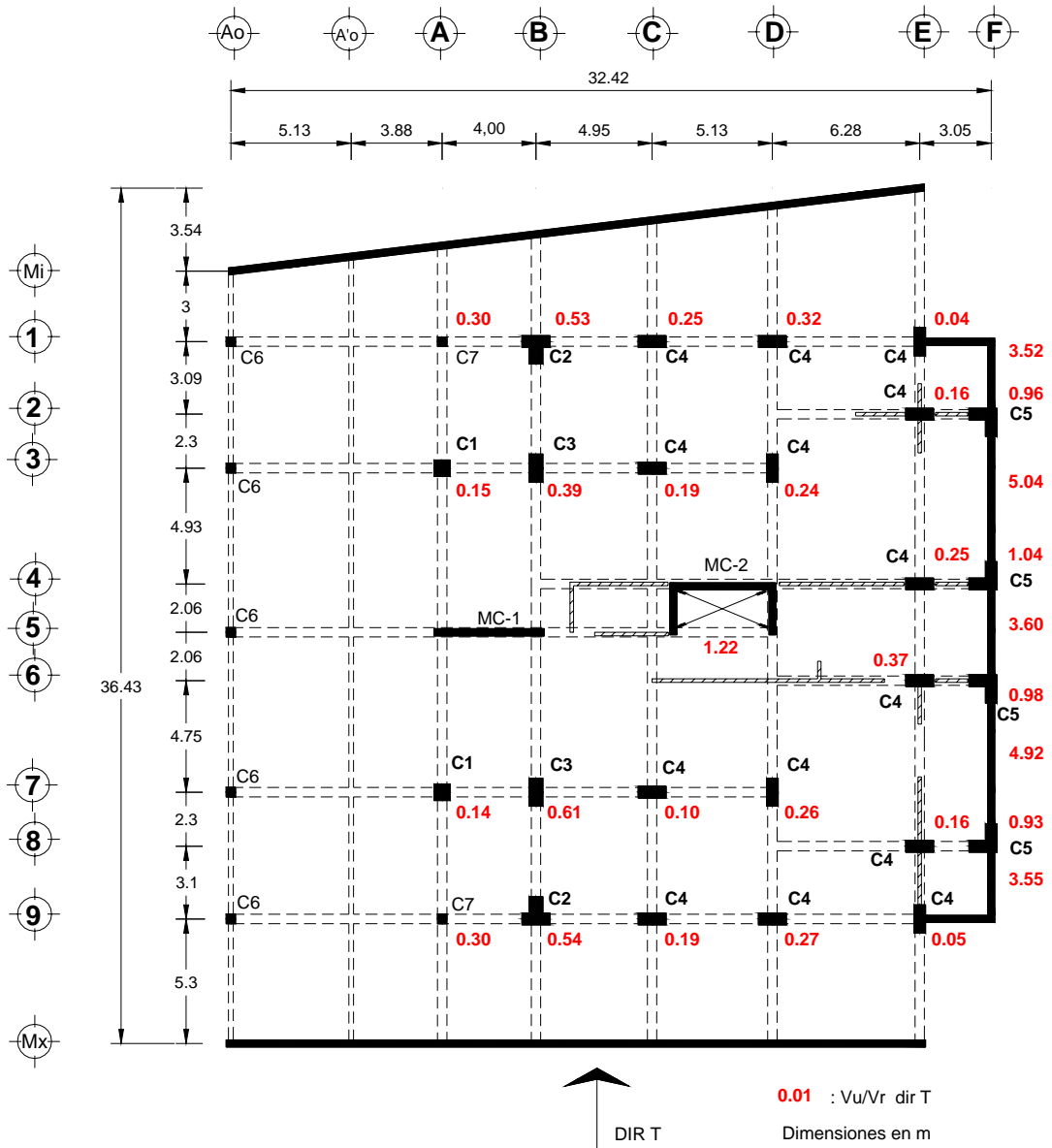


Fig 2.24 Relaciones entre el cortante último y el cortante resistente en las columnas y muros de concreto del semisótano, para un análisis con $Q=4$

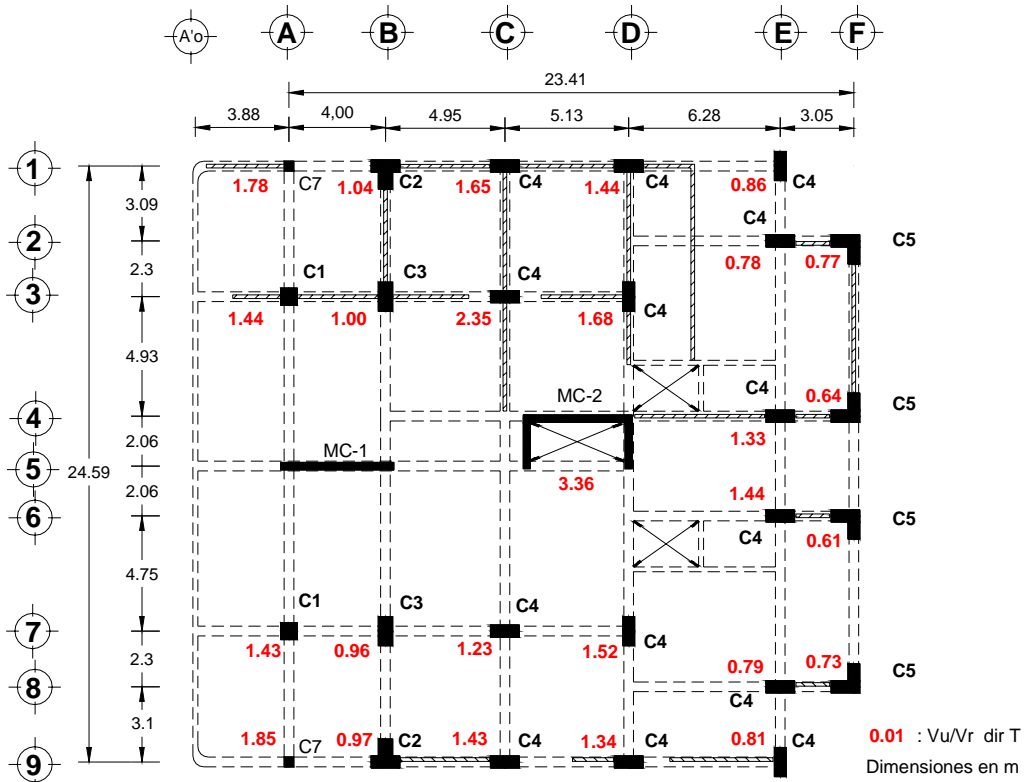


Fig 2.25 Relaciones entre el cortante último y el cortante resistente en las columnas y muros de concreto de planta baja, para un análisis con Q=4

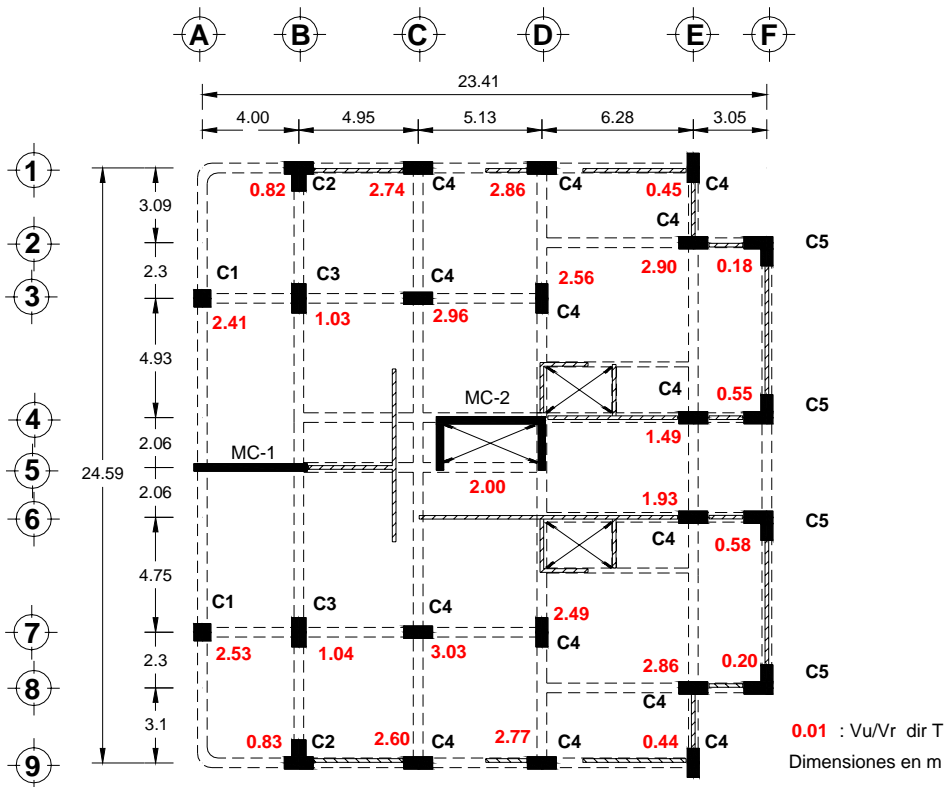


Fig 2.26 Relaciones entre el cortante último y el cortante resistente en las columnas y muros de concreto del entrespacio N6, para un análisis con Q=4

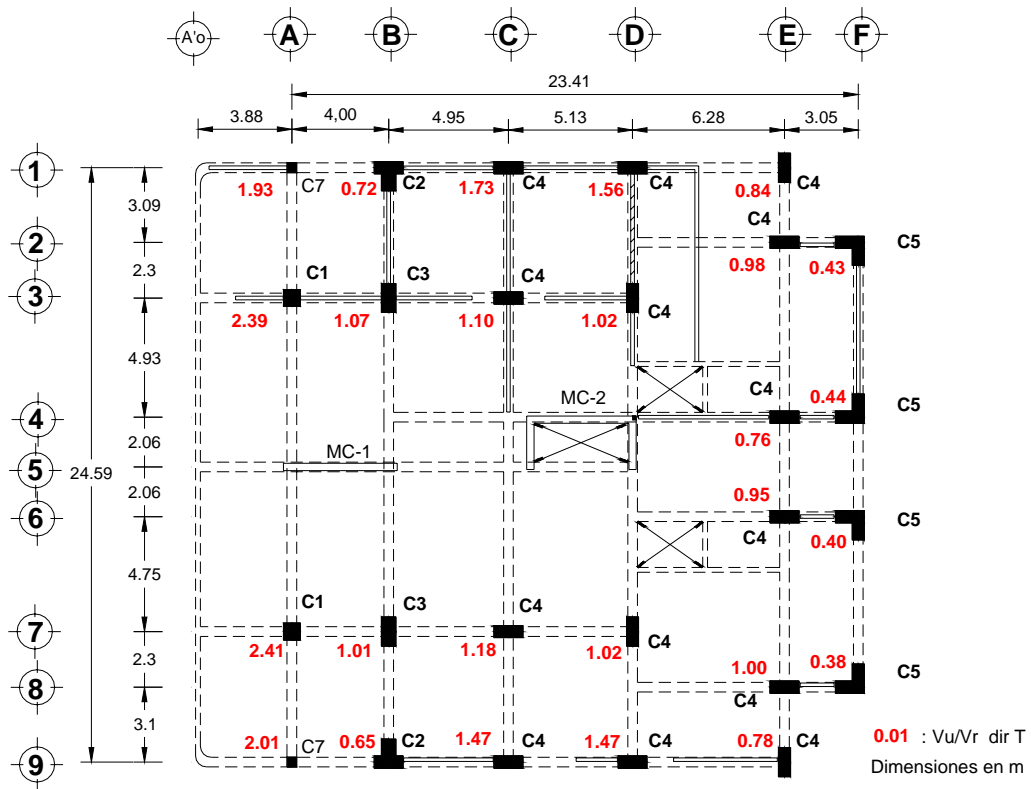


Fig 2.27 Relaciones entre el cortante último y el cortante resistente en las columnas de planta baja, para un análisis con $Q=4$ sin muros

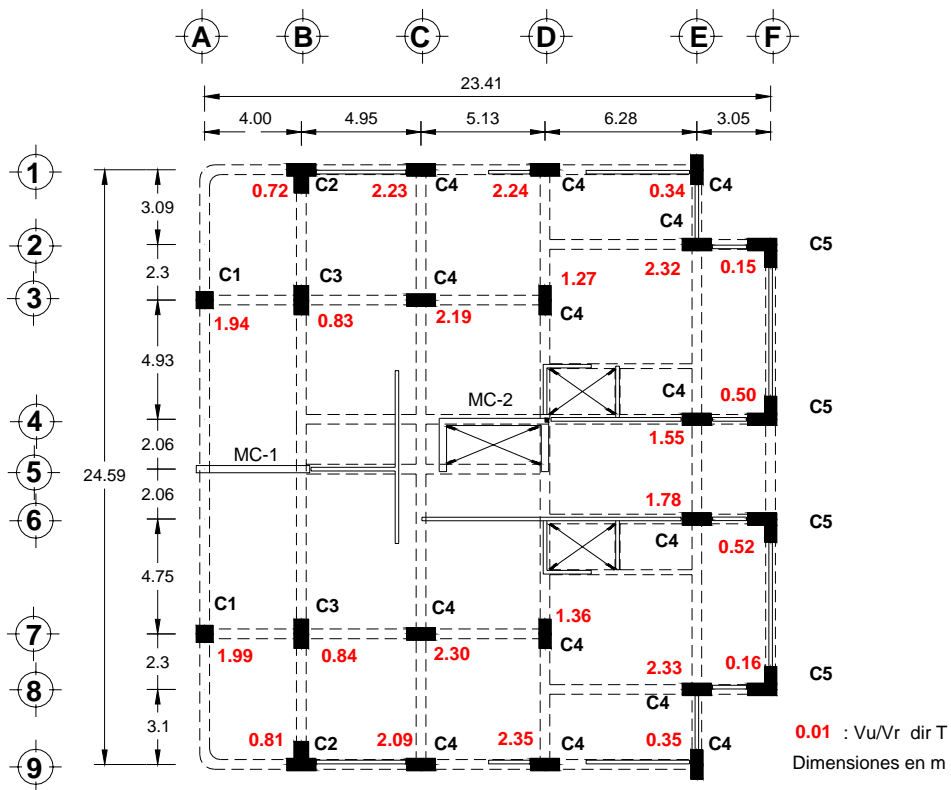


Fig 2.27 Relaciones entre el cortante último y el cortante resistente en las columnas del entrespiso N6, para un análisis con $Q=4$ sin muros

En semisótano los muros de concreto colocados en la dirección transversal poseen relaciones V_u/V_r mayores que la unidad, e inclusive hasta valores de 5. En este entrepiso todas las columnas presentan un diseño adecuado por cortante.

En planta baja y entrepiso 6 la mayoría de las columnas tienen un diseño inapropiado por cortante. Las máximas relaciones V_u/V_r llegan a ser del orden de 2 y 3 para planta baja y entrepiso 6, respectivamente. El muro del elevador (MC2) en ambos entrepisos tienen un inadecuado diseño por cortante ($V_u/V_r=3.36$ y 2.0 para planta baja y entrepiso 6, respectivamente).

Teniendo en cuenta que el factor de seguridad por cortante es de 2.2, en planta baja solamente una columna lo excede, en cambio, en el entrepiso 6 existen 12 columnas (la mitad del total) que sí superan dicho factor.

En el contexto de la revisión del diseño por cortante sin los muros de concreto, en los tres entrepisos analizados se observa, que la mayoría de las columnas presenta relaciones V_u/V_r mayores que la unidad.

En semisótano, planta baja y entrepiso 6, existen 2, 2 y 6 columnas, respectivamente, que exceden el factor de seguridad.

Es importante señalar, que la revisión del diseño del edificio se limitó solamente a los elementos estructurales ubicados en los entrepisos, elevaciones y ejes que aquí se indicaron.

CAPÍTULO 3

INSTRUMENTACIÓN Y PROPIEDADES DINÁMICAS EXPERIMENTALES

3.1 INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA

La instrumentación del edificio consta de 18 servoacelerómetros uniaxiales y dos triaxiales, distribuidos en el jardín, en el piso del semisótano, en los niveles 3, 7, 11 y azotea (nivel N16). Según Murià Vila *et al.* (2002), la red se conforma por un arreglo de 24 canales que permiten obtener un número suficiente de registros para visualizar la respuesta tridimensional del sistema suelo-estructura, y así estudiar los aspectos estructurales y geotécnicos de dicho sistema; además es posible el registro con suficiente resolución para sus análisis, de las vibraciones de sismos de pequeña a gran intensidad, así como también de vibración ambiental. Con la información obtenida se pueden determinar las propiedades dinámicas del sistema, los efectos de torsión, las propiedades de interacción suelo-estructura (ISE), el cambio en los parámetros estructurales y los efectos de sitio.

En la fig 3.1 se muestra la ubicación y la dirección de los instrumentos, donde T, L y V representan las direcciones transversal, longitudinal y vertical. La descripción de la distribución de los instrumentos se detalla en Alcántara *et al.* (2002).

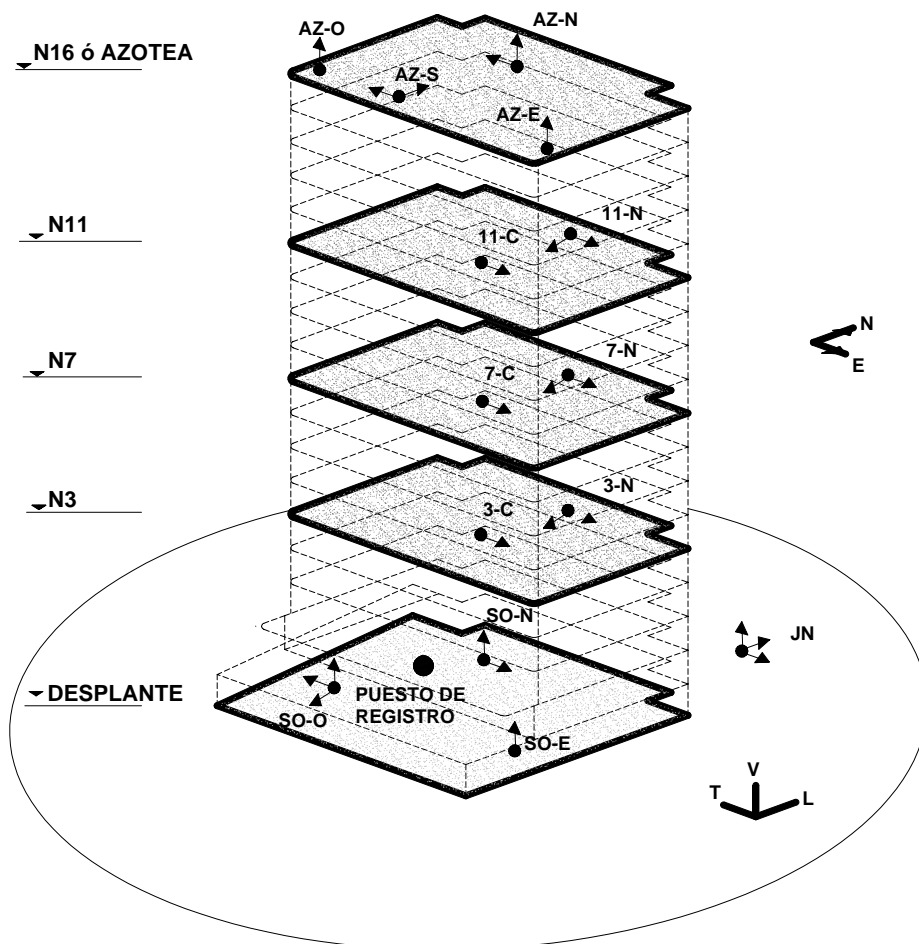


Fig 3.1. Ubicación y dirección de los instrumentos en el edificio

3.2 REGISTROS SÍSMICOS

En la red acelerográfica del SIS, la cual comenzó a operar en septiembre de 2001, se han registrado hasta la fecha más de 100 eventos sísmicos sin que ninguno haya causado daño visible en el edificio. Además, se han realizado dos pruebas de vibración ambiental (VA), una el 13 de septiembre de 2001 (VA-011) y la otra el 24 de abril de 2002 (VA-021).

Para la identificación experimental de las frecuencias y formas modales, y de las propiedades de interacción suelo-estructura (ISE), en Correa (2005) se seleccionaron ocho registros sísmicos.

En la tabla 3.1 se aprecian las características de los eventos seleccionados, tales como magnitud, distancia epicentral al edificio, intensidad horizontal de Arias (1970) calculada con los registros de la estación JN y las aceleraciones máximas en distintos puntos.

Tabla 3.1 Características de los eventos sísmicos seleccionados (Correa, 2005)

EVENTO	FECHA	M_E^1	DISTANCIA EPICENTRAL (km)	I_{ARIAS} (cm/s)	$A_{max} T$ (cm/s ²)			$A_{max} L$ (cm/s ²)		
					Terreno	Sótano	Azotea	Terreno	Sótano	Azotea
SI-011	8/10/01	6.1	44	16.420	101.90	47.97	164.65	77.48	57.61	165.86
SI-012	8/10/01	3.4	43	0.184	15.01	6.46	18.61	9.69	3.71	7.96
SI-013	29/10/01	4.0	30	0.019	8.05	2.89	10.45	4.01	2.35	4.03
SI-014	28/11/01	6.0	688	0.017	2.01	0.38	8.51	2.71	0.42	2.51
SI-021	20/01/02	4.7	52	0.873	28.55	13.06	41.94	28.76	19.38	7.04
SI-022	17/02/02	4.6	19	1.490	47.75	19.29	36.97	32.14	19.38	40.48
SI-023	19/02/02	4.6	36	0.530	31.22	12.84	32.81	17.97	9.17	22.85
SI-024	18/04/02	5.5	213	0.004	0.90	0.35	6.45	0.68	0.32	3.04

¹Magnitud. Fuente: Servicio Sismológico Nacional

Se observa que para los eventos SI-011 y SI-014 la magnitud es mayor, sin embargo para este sismo la distancia epicentral es considerable pues la fuente se ubica frente a las costas del Estado de Chiapas y por lo tanto los efectos sobre el edificio son mínimos. El evento SI-011 tuvo su epicentro a 30 km al noroeste de la ciudad de Acapulco, en la ciudad de Coyuca de Benítez, y por lo tanto las aceleraciones registradas en el edificio en ambas direcciones, en el terreno, sótano y azotea, son mayores que el resto de los eventos.

En las figs 3.2 y 3.3 se presentan las historias en el tiempo de las aceleraciones absolutas en L y T, generadas en el centro de la azotea (AZ-CEN), en el centro del semisótano (SO-CEN) y en el jardín (JN), para los eventos SI-011 y SI-021, respectivamente.

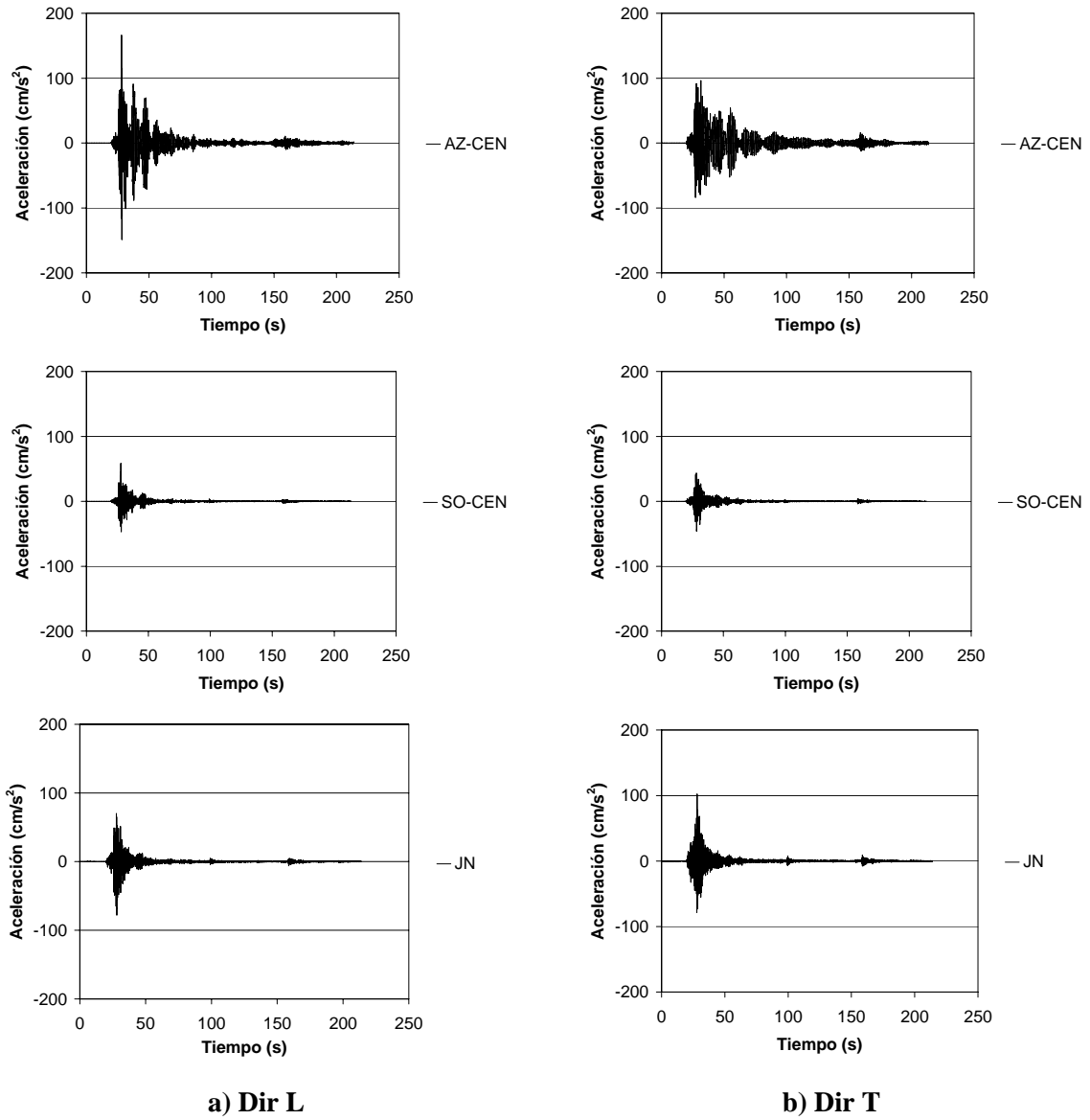


Fig 3.2 Historia de aceleraciones absolutas en los puntos AZ-CEN, SO-CEN y JN, para el evento SI-011

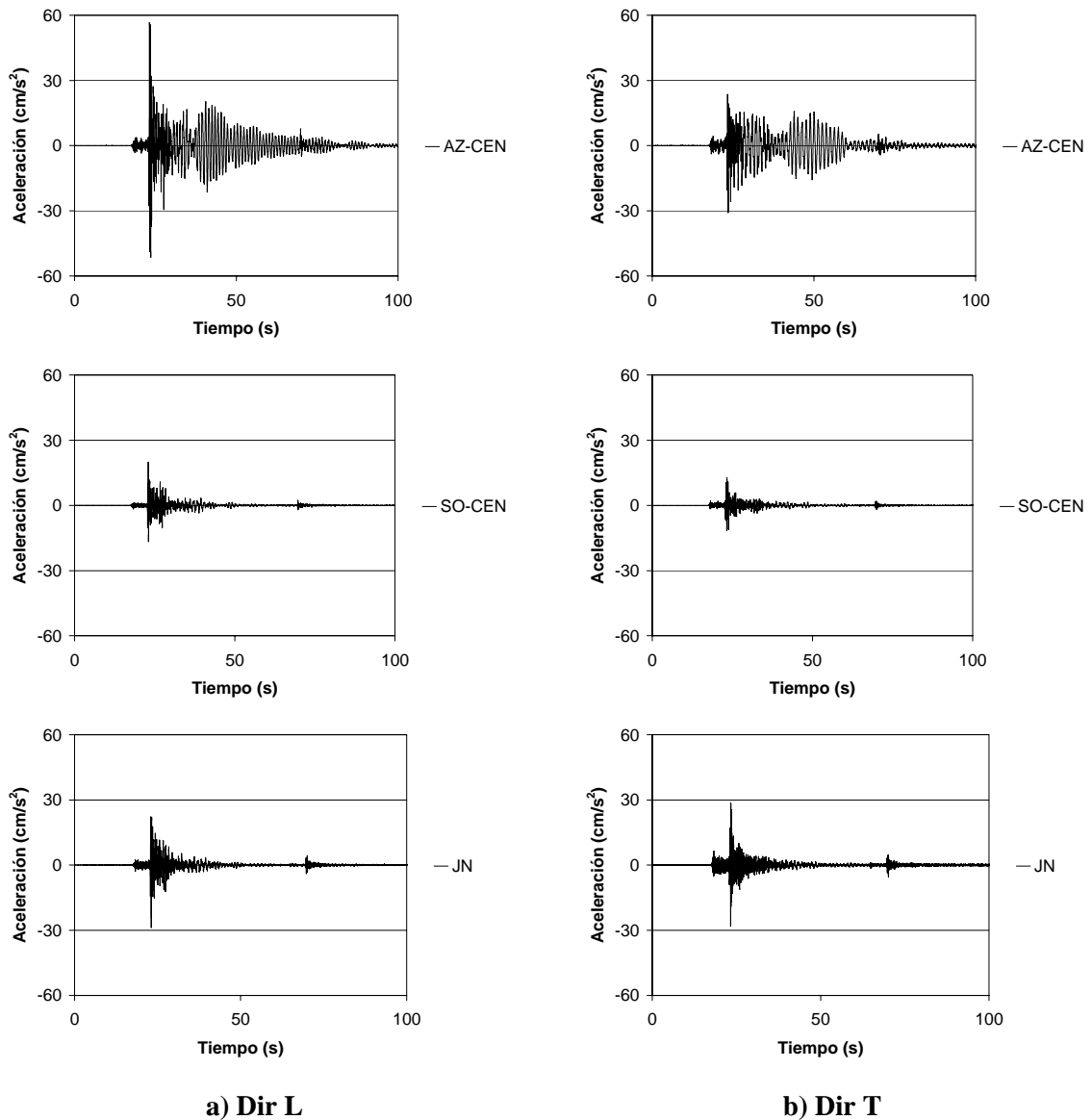


Fig 3.2 Historia de aceleraciones absolutas en los puntos AZ-CEN, SO-CEN y JN, para el evento SI-021

3.3 FRECUENCIAS Y FORMAS MODALES EXPERIMENTALES

Mediante análisis de los registros (Correa, 2005) se estimaron las frecuencias en L, T y torsión, para los eventos SI-011 y SI021. Además, a través de un análisis espectral de las señales se determinaron las frecuencias en L, T y torsión para las dos pruebas de vibración ambiental, VA-011 y VA-021. En las tablas 3.2 a 3.5 se muestran las frecuencias y periodos del SIS estimados para los cuatro eventos.

Tabla 3.2 Frecuencias y periodos estimados en la dirección L para los eventos SI-011 y SI021, mediante dos tipos de análisis.

EVENTO	MODO	FRECUENCIAS (Hz)		PERIODOS (s)	
		ANÁLISIS ESPECTRAL	PARAMÉTRICO MODAL	ANÁLISIS ESPECTRAL	PARAMÉTRICO MODAL
SI-011	1	0.99-1.01	1.02	1.01-0.99	0.98
	2	3.75	3.74	0.27	0.27
	3	7.86-8.14	8.10	0.13-0.12	0.12
SI-021	1	1.04	1.04	0.96	0.96
	2	3.76-3.78	3.73	0.27-0.26	0.27
	3	7.99-8.08	8.06	0.13-0.12	0.12

Tabla 3.3 Frecuencias y periodos estimados en la dirección T para los eventos SI-011 y SI021, mediante dos tipos de análisis.

EVENTO	MODO	FRECUENCIAS (Hz)		PERIODOS (s)	
		ANÁLISIS ESPECTRAL	PARAMÉTRICO MODAL	ANÁLISIS ESPECTRAL	PARAMÉTRICO MODAL
SI-011	1	0.78	0.80	1.28	1.25
	2	2.59-2.78	2.68	0.39-0.36	0.37
	3	4.60-4.85	4.83	0.22-0.21	0.21
SI-021	1	0.82	0.83	1.22	1.20
	2	2.74-2.76	2.68	0.36-0.36	0.37
	3	4.75-4.87	4.80	0.21-0.20	0.21

Tabla 3.4 Frecuencias y periodos estimados en torsión para los eventos SI-011 y SI021, mediante dos tipos de análisis.

EVENTO	MODO	FRECUENCIAS (Hz)		PERIODOS (s)	
		ANÁLISIS ESPECTRAL	PARAMÉTRICO MODAL	ANÁLISIS ESPECTRAL	PARAMÉTRICO MODAL
SI-011	1	1.28-1.32	1.34	0.78-0.76	0.75
	2	3.93-4.12	4.12	0.25-0.24	0.24
	3	6.13-6.66	6.63	0.16-0.15	0.15
SI-021	1	1.37	1.36	0.73	0.74
	2	4.04-4.16	4.11	0.25-0.24	0.24
	3	6.35-6.59	6.61	0.16-0.15	0.15

Tabla 3.5 Frecuencias y periodos estimados del SIS para los eventos VA-011 y VA-021, mediante análisis espectral

EVENTO	MODO	FRECUENCIAS (Hz)			PERIODOS (s)		
		L	T	R	L	T	R
VA-011	1	1.12	0.88	1.42	0.89	1.14	0.71
	2	4.10	2.93	4.44	0.24	0.34	0.23
	3	8.45	5.18	6.79	0.12	0.19	0.15
VA-021	1	1.07	0.85	1.44	0.93	1.17	0.69
	2	3.98	2.83	4.15-4.27	0.25	0.35	0.24-0.23
	3	8.06-8.33	4.96-5.08	6.71	0.12	0.20-0.19	0.15

Las frecuencias estimadas con diferentes técnicas de análisis y para distintos eventos guardan una buena relación entre sí, y como puede observarse los valores dependen de la intensidad de la excitación sísmica.

En las figs 3.3 a 3.5 se indican las tres primeras formas modales en L, T y torsión, y en la tabla 3.7 se presentan los amortiguamientos críticos para los dos primeros modos, calculados mediante un análisis paramétrico modal (Correa, 2005), para los eventos SI-011 y SI-021.

Tal como sucede con las frecuencias, los amortiguamientos varían en función de la intensidad de la excitación sísmica, pero además cambian a lo largo de la historia del tiempo de las señales.

Tabla 3.7 Amortiguamientos críticos estimados en L y T, mediante un análisis paramétrico modal, para los eventos SI-011 y SI-021

EVENTO	MODO	AMORTIGUAMIENTOS CRÍTICOS (%)	
		DIRECCIÓN	
		L	T
SI-011	1	1.46	1.68
	2	2.68	1.83
SI-021	1	1.17	1.65
	2	2.43	1.97

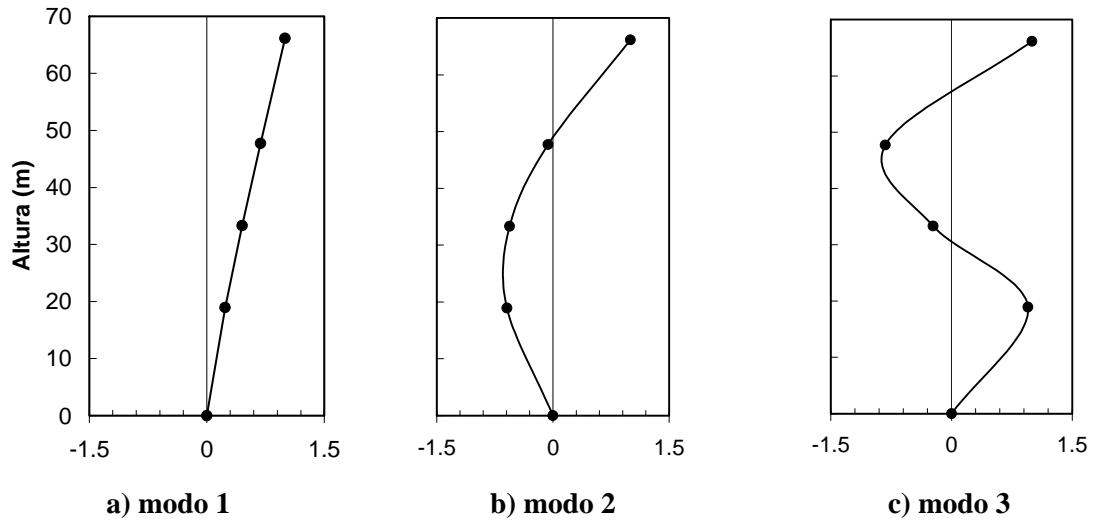


Fig 3.3 Formas modales de traslación en L

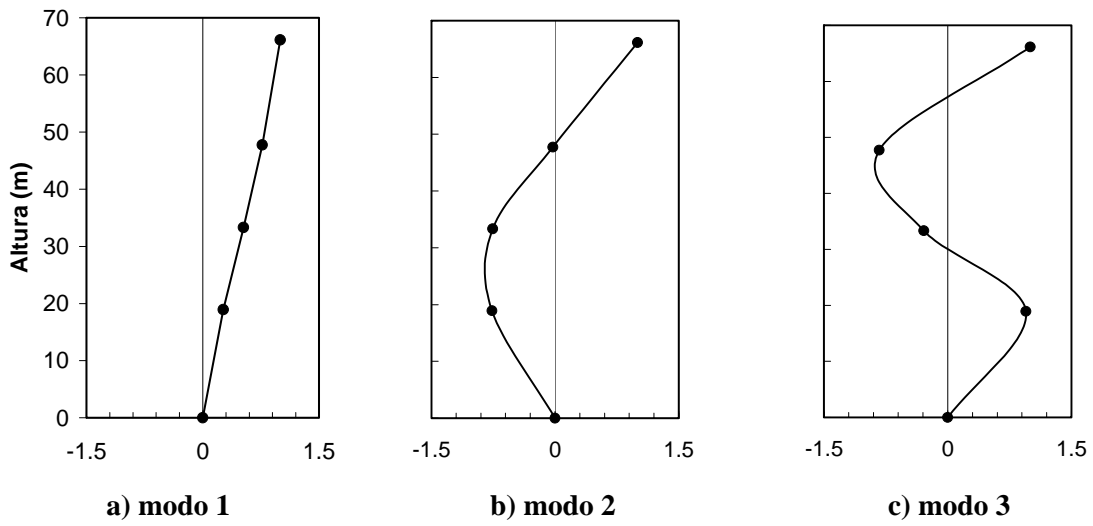


Fig 3.4 Formas modales de traslación en T

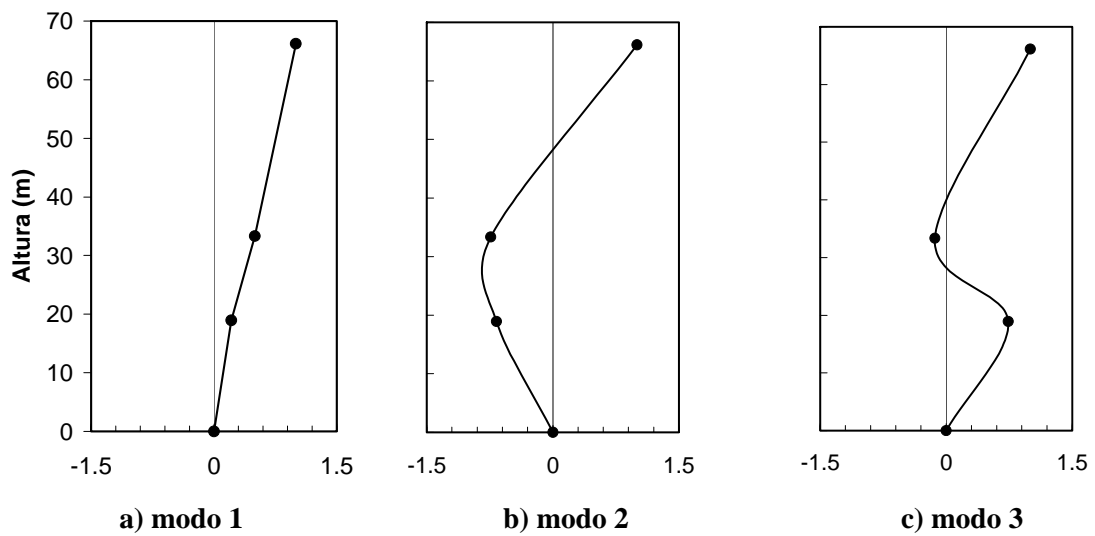


Fig 3.5 Formas modales de torsión

3.4 PROPIEDADES DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

3.4.1 Propiedades ISE de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo

Con base en la versión preliminar de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-Sismo, 2000), Murià *et al.* (2004) calcularon las rigideces de traslación y cabeceo de la cimentación del SIS, tomando en cuenta el aporte del cajón y el grupo de pilas, para condiciones estáticas y dinámicas (tabla 3.7).

Tabla 3.7 Rigideces de la cimentación calculadas con las NTC-Sismo (2000)

PARÁMETRO		RIGIDEZ ESTÁTICA TOTAL	RIGIDEZ DINÁMICA TOTAL
Dirección L	$K_{\text{cabeceo}} \text{ (t.cm/rad x } 10^{10}\text{)}$	4.28	4.28
	$K_{\text{traslación}} \text{ (t/cm x } 10^4\text{)}$	1.68	1.67
Dirección T	$K_{\text{cabeceo}} \text{ (t.cm/rad x } 10^{10}\text{)}$	3.72	3.42
	$K_{\text{traslación}} \text{ (t/cm x } 10^4\text{)}$	1.68	1.67

3.4.2 Propiedades ISE identificadas de manera experimental

En Murià-Vila *et al.* (2004) se estimaron las rigideces dinámicas traslacionales y de cabeceo de la cimentación, incluyendo los efectos de grupo de las pilas, con el programa Dyna (Novak *et al.* 1995), y además, las rigideces trasnacionales y de cabeceo calculadas de manera experimental a partir de un procedimiento simplificado de Luco. Dichas rigideces se exponen en la tabla 3.8.

Tabla 3.8 Rigideces dinámicas traslacionales y de cabeceo de la cimentación en L y T, calculadas con el programa Dyna

MÉTODO	RIGIDECES			
	DIRECCIÓN L		DIRECCIÓN T	
	$K_{\text{cabeceo}} \text{ (t.cm/rad x } 10^{10}\text{)}$	$K_{\text{traslación}} \text{ (t/cm x } 10^4\text{)}$	$K_{\text{cabeceo}} \text{ (t.cm/rad x } 10^{10}\text{)}$	$K_{\text{traslación}} \text{ (t/cm x } 10^4\text{)}$
Dyna	2.71	1.09	2.63	1.09
Luco	2.33	0.46	2.56	0.49

En Murià-Vila *et al.* (2004) se comparan las rigideces de la cimentación estimadas de manera analítica (NTC-Sismo y Dyna) y con el método simplificado de Luco. Las rigideces estimadas con Dyna toman en cuenta el aporte del cajón y el efecto del grupo de pilas. Es importante señalar que en las NTC-Sismo (2000) la estimación de las rigideces no toma en cuenta el efecto de grupo de las pilas, este efecto y el aporte del cajón pueden llegar a tener una influencia significativa en algunos edificios (Murià-Vila *et al.* 2004). En este trabajo se usaron los parámetros determinados con el método simplificado de Luco.

CAPÍTULO 4

SISMOS SIMULADOS

Fragmentos de recuerdos de distintos matices han perdurado en la memoria colectiva de este país, en relación a los hechos ocurridos durante y después del sismo del 19 de septiembre de 1985, en especial, por los efectos devastadores que ocasionó en la ciudad de México.

El saldo final a 20 años de distancia no parece ser tan pesimista, pues se cuentan con varias experiencias positivas en la generación de una cultura de protección civil y en el mejoramiento de las disposiciones normativas para el diseño y construcción de nuevas estructuras.

Hasta la fecha, ningún otro sismo de similares o mayores características ha ocurrido en territorio mexicano, aunque, probablemente, estamos frente a una nueva ocurrencia de uno o varios eventos sísmicos de gran magnitud, con epicentro en la llamada brecha de Guerrero.

En este contexto, es necesario señalar la importancia de conocer los efectos sobre las construcciones de un próximo sismo fuerte, mediante el análisis del comportamiento estructural de edificios, sujetos a acelerogramas simulados o sintéticos representativos de eventos sísmicos de gran magnitud.

Existen algunas incertidumbres y limitaciones en la generación y elección de uno o varios acelerogramas simulados representativos de un sismo fuerte con epicentro en la brecha de Guerrero. Tal vez, la principal limitación es no contar con un sismo de referencia y con su correspondiente acelerograma registrado en suelo blando arenoso en la ciudad de Acapulco.

En este capítulo se presenta una metodología propuesta por Ordaz *et al.* (1993) para simular acelerogramas de sismos intensos usando registros pequeños como funciones de Green empíricas. Además, se simulan 100 acelerogramas para cada dirección del SIS (L y T) y para dos eventos pequeños registrados en la estación de campo del edificio (SI-011 y SI-021). Finalmente, se elige mediante un procedimiento semejante al utilizado para el edificio JAL en la ciudad de México (Moreno *et al.*, 1994, Moreno, 1994 y Gamboa, 1997), un acelerograma por cada dirección y evento con base en los espectros esperados de respuesta.

4.1 METODOLOGÍA PARA LA SIMULACIÓN DE SISMOS

El método de simulación tiene bases físicas y usa para la generación de los tiempos aleatorios de ruptura de celdas elementales, una densidad de probabilidades que genera registros sintéticos con un contenido de frecuencias congruente con el modelo sismológico ω^2 (Aki, 1967; Brune, 1970), en toda la banda de interés, además, presenta envolventes realistas en el dominio del tiempo y evolución razonable del contenido espectral.

Según Ordaz *et al.* (1993), la idea central del procedimiento es que un acelerograma generado por un temblor de pequeña magnitud está muy probablemente asociado a una fuente sísmica simple, por lo que las complejidades observadas en el acelerograma son atribuibles exclusivamente a las modificaciones que sufren las ondas por efectos de trayecto y de sitio. El registro del temblor pequeño puede considerarse como la función de Green del medio. Para simular un acelerograma asociado a un temblor de diferente magnitud bastaría conocer la historia de las dislocaciones elementales en la fuente correspondiente y efectuar la convolución de esta función de fuente con la función de Green.

El modelo sismológico ω^2 , propone un incremento de energía de baja frecuencia más rápidamente que la de alta frecuencia al aumentar la magnitud del temblor, por lo que resulta incorrecto escalar con una constante un acelerograma para simular el registro de un temblor de mayor magnitud. Según este modelo, el cociente entre los espectros de dos eventos de distinta magnitud, $Q(\omega)$, uno mayor y otro menor, generados en la misma región y registrados en el mismo sitio, será:

$$Q(\omega) = \frac{Mo_e}{Mo_s} \frac{1 + \frac{\omega}{\omega_{cs}}}{1 + \frac{\omega}{\omega_{ce}}} \quad (4.1)$$

donde, ω_{ce} y Mo_e , son la frecuencia de esquina y el momento sísmico, respectivamente, del sismo de mayor magnitud, mientras que ω_{cs} y Mo_s , son los parámetros correspondientes asociados al sismo de menor magnitud.

La frecuencia de esquina según Brune (1970) está dada por:

$$\omega_c = 4.9 \times 10^6 (2\pi\beta) (\Delta\sigma / Mo)^{1/3} \quad (4.2)$$

donde β es la velocidad de propagación (km/s) de las ondas S, $\Delta\sigma$ es la caída de esfuerzos (en bar) y Mo el momento sísmico (dina-cm).

Por otro lado, el proceso de suma de funciones de Green empíricas parte de considerar una fuente sísmica puntual dividida en N celdas elementales, cada una de las cuales genera, comenzando en el instante t_i , $i=1, \dots, N$, una señal cuyo espectro de Fourier es $\xi A_s(\omega)$, donde ξ es un factor de escala arbitrario. El espectro de la señal resultante, $A_e(\omega)$, es:

$$A_e(\omega) = \xi A_s(\omega) \sum_{i=1}^N e^{-i\omega t_i} \quad (4.3)$$

Puede probarse que si los tiempos de ruptura t_i son aleatorios, independientes e igualmente distribuidos con densidad de probabilidad $p(t)$, el valor esperado de $|A_e(\omega)|^2$, $\langle |A_e(\omega)|^2 \rangle$, será:

$$\langle |A_e(\omega)|^2 \rangle = \xi^2 |A_s(\omega)|^2 \left[N + (N^2 - N) P(\omega) \right] \quad (4.4)$$

Donde $P(\omega)$ es la transformada de Fourier de $p(t)$. Luego entonces el cociente entre los espectros de amplitudes, $R(\omega)$, se estima con:

$$R(\omega) = \xi \sqrt{N + (N^2 - N) P(\omega)} \quad (4.5)$$

Para que haya congruencia con el modelo de escalamiento ω^2 , implica hacer $Q(\omega)=R(\omega)$ para cualquier valor de ω , debe satisfacerse la relación siguiente:

$$|P(\omega)| = \frac{\sqrt{1 + \alpha(\omega / \omega_{ce})^2}}{1 + (\omega / \omega_{ce})^2} \quad \text{con} \quad \alpha = \frac{2\omega_{ce}^2}{\omega_{ce}^2 + \omega_{cs}^2} \quad (4.6)$$

Pero además deben existir las siguientes dos condiciones:

$$N = \left(\frac{Mo_e}{Mo_s} \right)^{4/3} \left(\frac{\Delta\sigma_e}{\Delta\sigma_s} \right)^{-4/3} \quad (4.7)$$

$$\xi = \left(\frac{Mo_e}{Mo_s} \right)^{-1/3} \left(\frac{\Delta\sigma_e}{\Delta\sigma_s} \right)^{4/3} \quad (4.8)$$

Finalmente, el procedimiento para simular temblores consiste en superponer N (ec. 4.7) veces la función de Green empírica (registro del sismo pequeño) escalada por un factor ξ (ec. 4.8), defasándola cada vez un tiempo t_i , $i=1, \dots, N$, en que los tiempos t_i son aleatorios, independientes, e igualmente distribuidos con una densidad de probabilidades dada por la siguiente ecuación:

$$p(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\sqrt{1 + \alpha(\omega/\omega_{ce})^2}}{1 + (\omega/\omega_{ce})^2} e^{i\omega t} d\omega \quad (4.9)$$

Ordaz y Arboleda (1993) desarrollaron un programa de cómputo, (SIMFI2), que permite efectuar la convolución entre una función de tasa de momento simulada para una falla puntual con un acelerograma que se supone constituye una función de Green empírica. El programa SIMFI2 es utilizado en este trabajo para simular temblores fuertes a partir de acelerogramas de sismos pequeños como funciones de Green.

En la tabla 4.1 se muestran los parámetros sismológicos de los eventos sísmicos utilizados como funciones de Green empíricas (evento SI-011 y SI-021) y los correspondientes al sismo postulado.

Tabla 4.1 Parámetros sismológicos de las funciones de Green empíricas y del sismo postulado

EVENTO	Mw	MOMENTO SÍSMICO, Mo (dina-cm)	CAÍDAS DE ESFUERZO (bar)
SI-011	6.1	1.78×10^{25}	100
SI-021	4.7	1.42×10^{23}	100
Sismo postulado	8.2	2.52×10^{28}	100

Es importante señalar que existen incertidumbres en el cálculo de la caída de esfuerzos y en la determinación de los momentos sísmicos. Para el evento SI-011 inclusive existen dos magnitudes distintas calculadas por diferentes autores, por ejemplo, de acuerdo con el Servicio Sismológico Nacional, este evento tiene una magnitud $M_w=6.1$, pero según la Universidad de Harvard, en Boston, EUA, (<http://www.seismology.harvard.edu/CMTsearch.html>), la magnitud calculada es $M_w=5.9$.

Como lo señalan Ordaz *et al.* (1993), la determinación de la caída de esfuerzos en un temblor es un problema complicado, sujeto a incertidumbres e incluso la propia definición de esta cantidad es motivo de debate actualmente entre la comunidad sismológica; sin embargo, los valores aquí propuestos son congruentes con los estimados para sismos de subducción.

Otra de las incertidumbres en la generación de los sismos sintéticos es la magnitud del diferencial de energía que existe entre la función de Green y el sismo postulado. Hasta el momento no se sabe con certeza qué tan válido es simular temblores con momentos sísmicos muy inferiores a los del sismo intenso (Ordaz, 2005). Tal es el caso de SIM64 que proviene de una fuente con momento sísmico de 4.7 y se escala a uno con $M_w=8.2$.

Teniendo en cuenta que la generación de sismos simulados está sujeto a incertidumbres y que las metodologías existentes son una herramienta aproximada pero útil, con el programa SIMF12 se generaron, para una magnitud de $M_w=8.2$, simulaciones a partir de los eventos sísmicos SI-011 y SI-021.

4.2 ELECCIÓN DEL ACELEROGRAMA SIMULADO

Para cada componente horizontal (L y T), a partir de los eventos sísmicos pequeños se generaron 100 simulaciones y se seleccionaron cuatro de ellos con base en los espectros esperados de respuesta (Solnes, 1992).

4.2.1 Dirección longitudinal (L)

El criterio de selección consiste en escoger los sismos simulados con espectros de aceleración absoluta, con cinco por ciento de amortiguamiento crítico, ligeramente superiores y muy parecidos en forma al espectro esperado de respuesta. El espectro esperado de respuesta se calculó con el promedio de los 100 espectros de respuesta de los sismos simulados. En la tabla 4.2 se muestran los sismos seleccionados y la intensidad de Arias (Arias, 1970) asociada.

Tabla 4.2 Sismos simulados seleccionados para la dirección L

EVENTO	NÚMERO DE SIMULACIÓN	INTENSIDAD DE ARIAS (cm/s)
SI-011	50	850
	81	1007
	85	1095
	90	1026
	100	806
SI-021	22	2671
	27	2747
	64	2670
	74	2613
	96	2655

En las figs 4.1 y 4.2 se aprecian los espectros de aceleración absoluta con cinco por ciento de amortiguamiento crítico, para los sismos simulados seleccionados (SIM), de los eventos SI-011 y SI-021, respectivamente, comparados con el espectro de respuesta esperado (ESP), para la dirección L. En ellas se observa que para el evento SI-011, el espectro de respuesta del sismo sintético que es ligeramente superior y muy parecido en forma al espectro esperado de respuesta, es el de la simulación 81 (SIM81), y para el evento SI-021, resulta ser la simulación 64 (SIM64).

Según estas figuras, el edificio al ser sometido a un sismo fuerte y sufrir daño considerable, su periodo fundamental de 1.0 s podría aumentar, por lo que para ambas simulaciones, el edificio SIS podría entrar en una zona del espectro con mayores amplitudes.

Para el evento SI-011, la simulación 85 presenta la mayor intensidad de Arias, sin embargo para el intervalo de periodos comprendido entre 1.00 y 1.50 s, las amplitudes correspondientes son inferiores a las de la simulación 81. Para el evento SI-021, la simulación 27 es la que presenta una mayor intensidad de Arias, aunque en casi toda la banda de periodos del espectro esta simulación resulta ligeramente inferior a la 64.

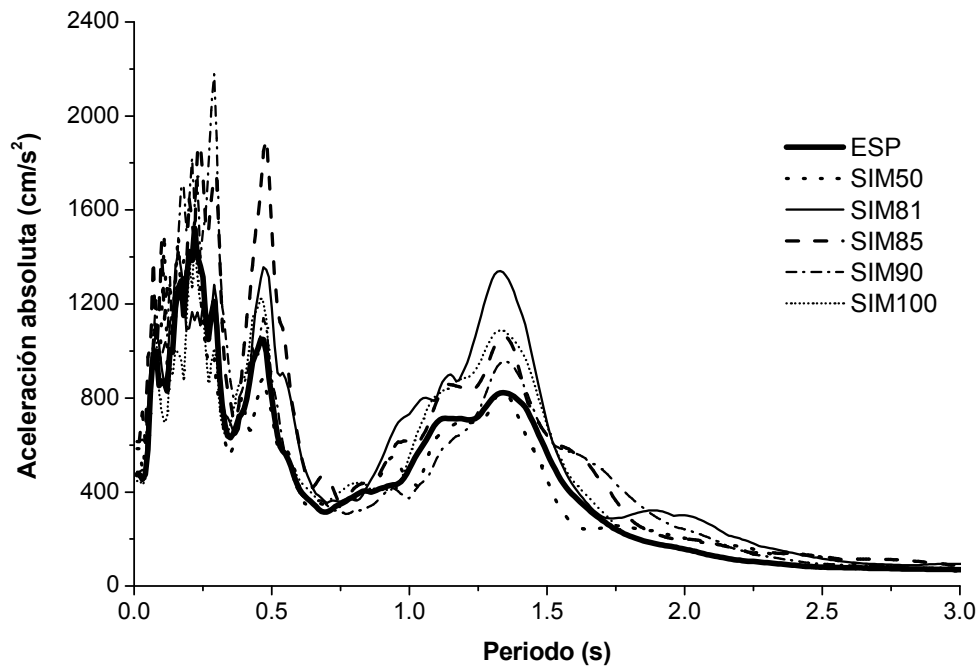


Fig 4.1 Espectros de aceleración absoluta con cinco por ciento de amortiguamiento crítico de los sismos simulados (SIM), comparados con el espectro de respuesta esperado (ESP), para el evento SI-011, en la dirección L

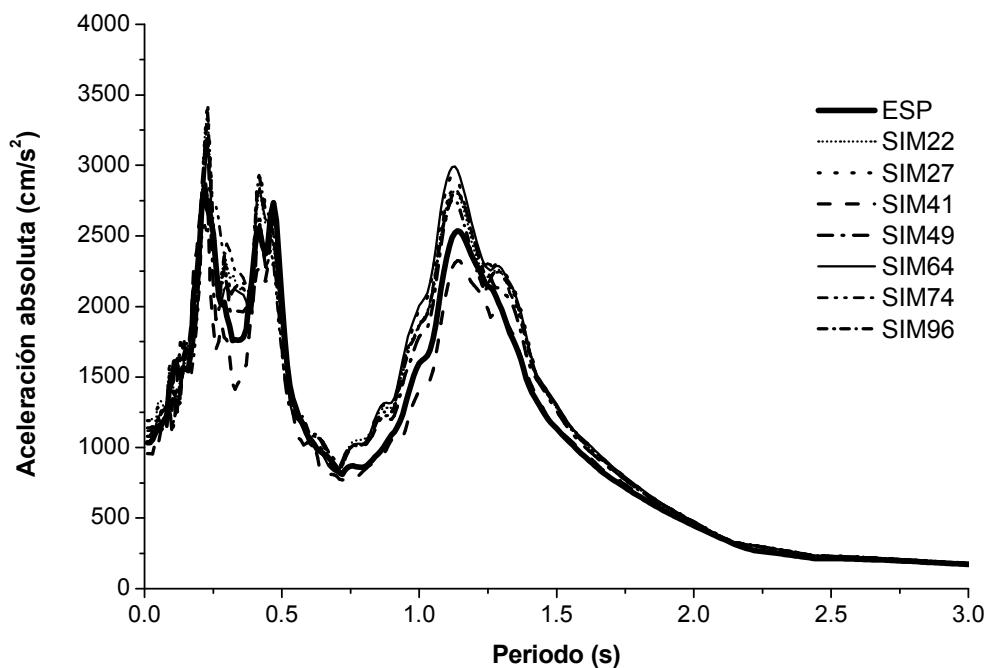


Fig 4.2 Espectros de aceleración absoluta con cinco por ciento de amortiguamiento crítico de los sismos simulados (SIM), comparados con el espectro de respuesta esperado (ESP), para el evento SI-021, en la dirección L

En la figs 4.3 y 4.4 se aprecian con más detalle las simulaciones 81 y 64, respectivamente, comparadas con su correspondiente espectro esperado de respuesta.

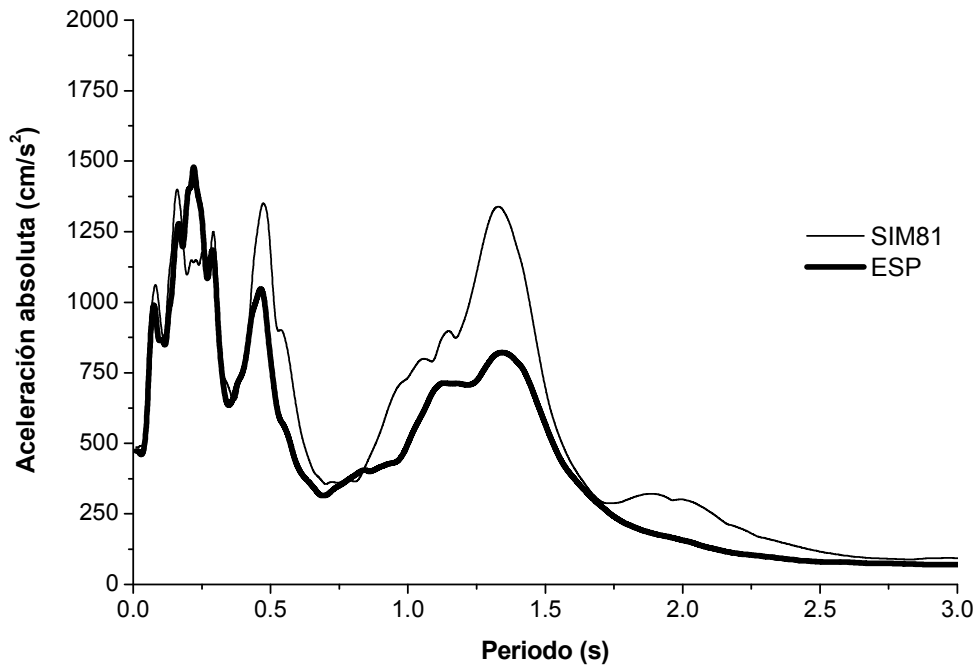


Fig 4.3 Comparación del espectro de aceleración absoluta, con cinco por ciento de amortiguamiento crítico, de la simulación 81, y el espectro esperado de respuesta de las simulaciones del evento SI-011

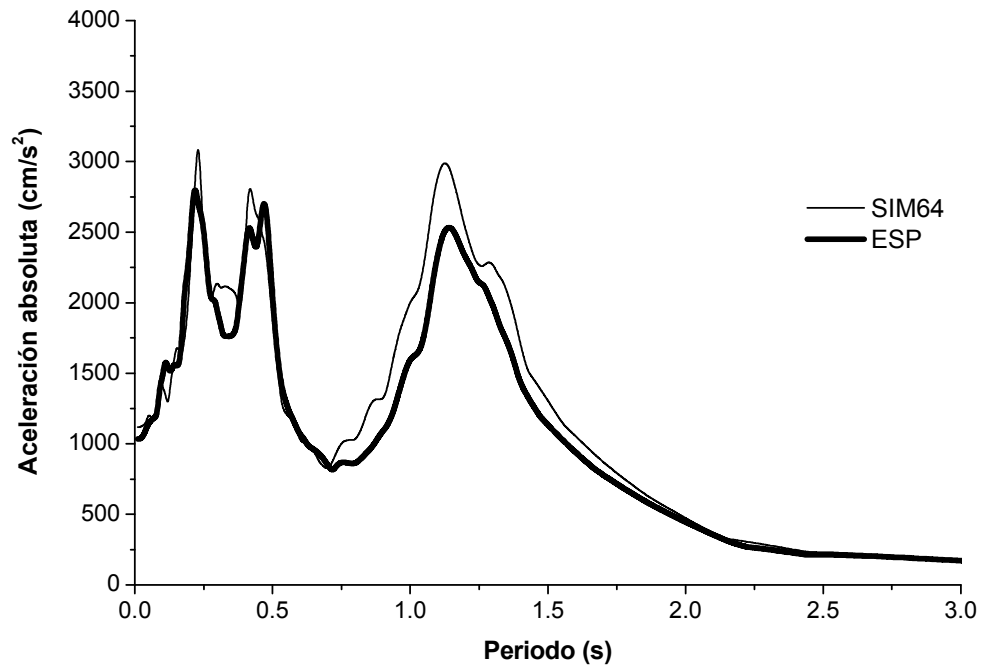


Fig 4.4 Comparación del espectro de aceleración absoluta, con cinco por ciento de amortiguamiento crítico, de la simulación 64, y el espectro esperado de respuesta de las simulaciones del evento SI-021

En la fig 4.5 se presenta la superposición de los espectros elásticos de pseudoaceleración, normalizados respecto al valor de la gravedad (g), con cinco por ciento de amortiguamiento crítico, de las simulaciones 81 y 64 y de los espectros de diseño del Reglamento de Construcciones para el Municipio de Acapulco de Juárez vigente (RCACA, 2002).

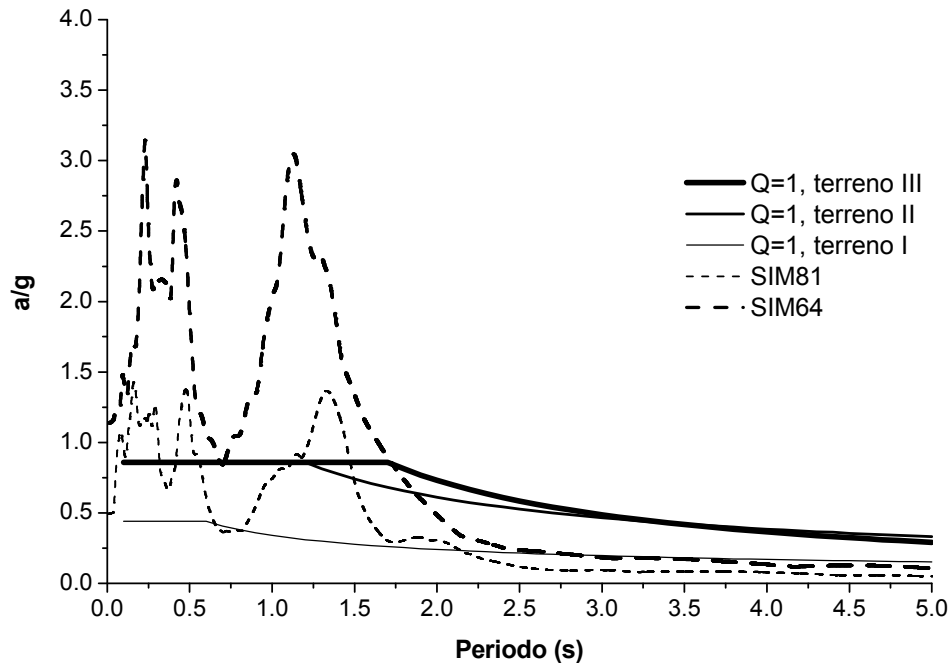


Fig 4.5 Superposición de espectros elásticos de pseudoaceleración, normalizados respecto a la gravedad, con cinco por ciento de amortiguamiento crítico, de las simulaciones 81 y 64 y de los espectros de diseño del RCACA (2002)

En la gráfica anterior puede observarse que la simulación 64 posee amplitudes mayores a las de los espectros de diseño, sobre todo para el intervalo de periodos comprendido entre 0.1 y 1.7 s. En cambio, la simulación 81 sus amplitudes exceden a las del espectro de diseño para terreno II y III entre los periodos 1.18 y 1.47 s. Evidentemente, ambos espectros de ambas simulaciones antes de los 2 s de periodo, superan las amplitudes espectrales para terreno tipo I.

En la fig 4.6 se comparan los espectros inelásticos de la simulación 81, con factor de ductilidad (μ) 2 y 4, y los espectros de diseño reducidos por el factor de comportamiento sísmico (Q) de 2 y 4, para terreno tipo II y III según el RCACA (2002).

En la fig 4.7 se comparan los espectros inelásticos de la simulación 64, con μ de 2 y 4, y los espectros de diseño reducidos con un Q de 2 y 4, para terreno tipo II y III según el RCACA (2002).

Los espectros inelásticos de la simulación 81 y 64 se calcularon con el programa DEGTRA (Ordaz y Montoya, 2003) suponiendo un comportamiento elastoplástico de un oscilador de un grado de libertad.

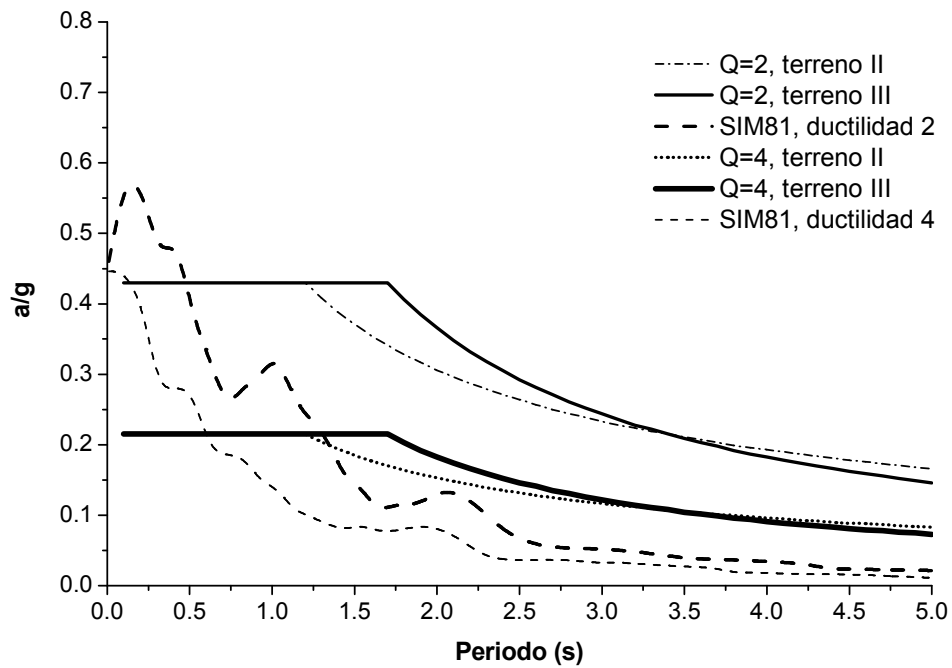


Fig 4.6 Comparación de los espectros inelásticos de la simulación 81, con factor de ductilidad 2 y 4, y los espectros de diseño reducidos por el factor de comportamiento sísmico (Q) de 2 y 4, para terreno tipo II y III según el RCACA (2002)

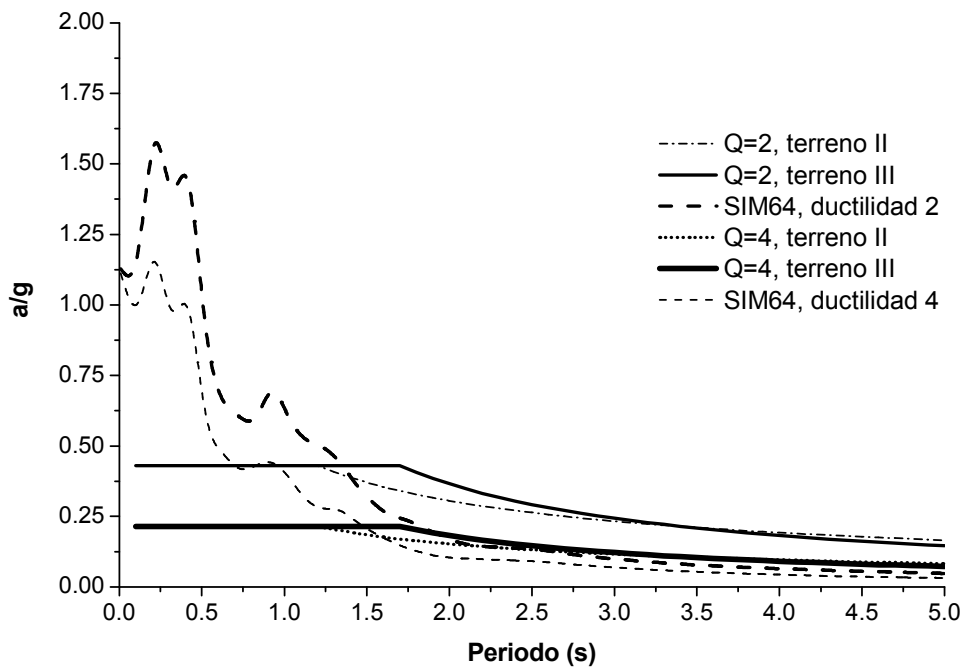


Fig 4.7 Comparación de los espectros inelásticos de la simulación 64, con factor de ductilidad 2 y 4, y los espectros de diseño reducidos por el factor de comportamiento sísmico (Q) de 2 y 4, para terreno tipo II y III según el RCACA (2002)

En las figs 4.8 y 4.9 se presentan los acelerogramas de las simulaciones 81 y 64, respectivamente. La aceleración máxima en la simulación 81 es de 4.81 m/s^2 , mientras que para la simulación 64 es de 11.23 m/s^2 .

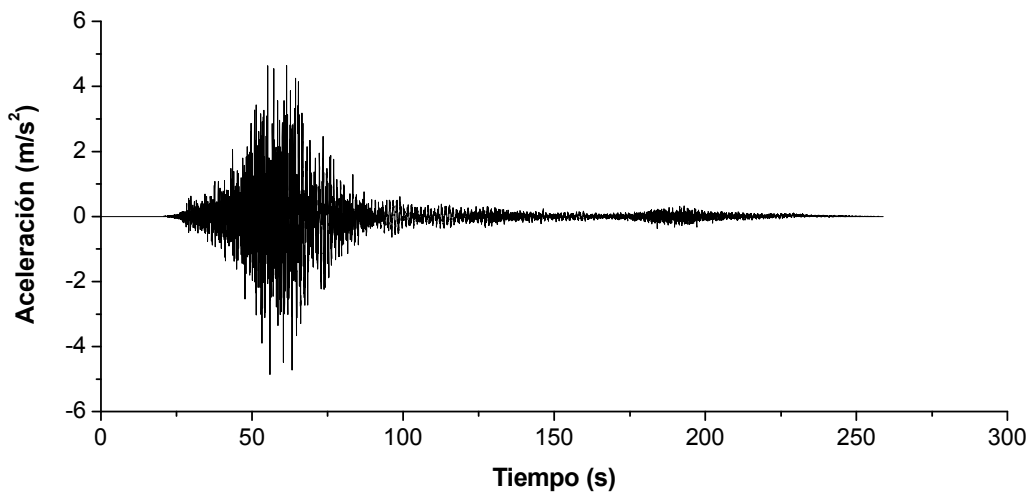


Fig 4.8 Acelerograma de la simulación 81

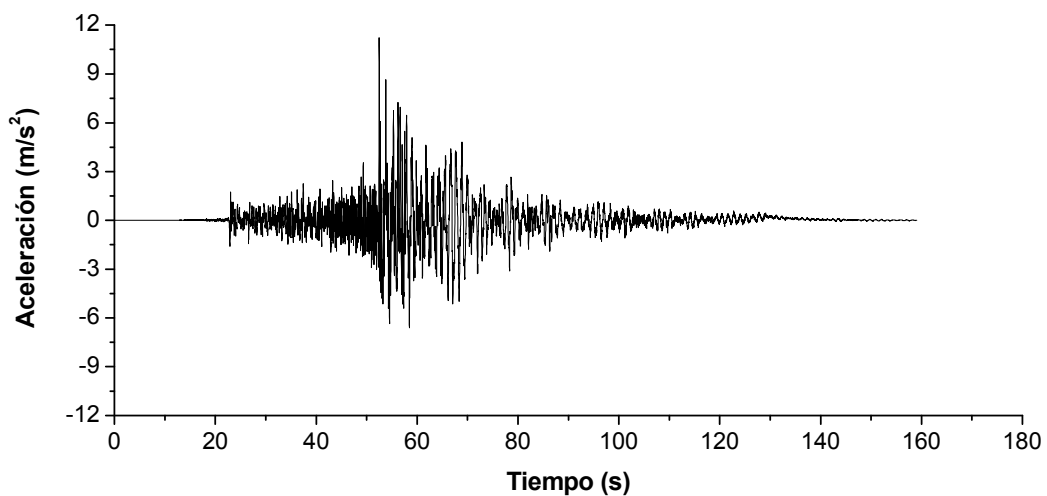


Fig 4.9 Acelerograma de la simulación 64

Debido a las incertidumbres presentes en la simulación de sismos comentadas en este trabajo, se consideró conveniente destacar los resultados obtenidos con el acelerograma SIM81 debido a que sus amplitudes espectrales son del orden de las reglamentarias, y además, porque la diferencia entre su momento sísmico y el momento sísmico de su función de Green no es significativa.

En cambio la SIM64 sí posee una diferencia importante de energía entre el sismo postulado y su función de Green y además sus amplitudes espectrales elásticas son del orden de 3 veces las elásticas reglamentarias. De tal manera que las respuestas calculadas con esta simulación no se consideraron como respuestas probables del edificio.

4.2.2 Dirección transversal (T)

En la tabla 4.3 se dan a conocer las intensidades de Arias de los sismos simulados seleccionados en T con base en los espectros de respuesta.

Tabla 4.3 Sismos simulados seleccionados para la dirección T

EVENTO	NÚMERO DE SIMULACIÓN	INTENSIDAD DE ARIAS (cm/s)
SI-011	7	1404
	29	1506
	73	1321
	100	1529
SI-021	21	1331
	31	1294
	63	1296
	68	1287
	95	1353
	100	1288

Siguiendo la misma metodología expuesta en L, los espectros de respuesta de los sismos simulados que resultan ser ligeramente superiores y muy parecidos en forma al espectro esperado, son la simulación 7 y 21, para el evento SI-011 y SI-021, respectivamente. Estos registros son los que poseen mayores amplitudes espectrales en la zona del periodo fundamental de la estructura en la dirección T (0.8 s).

En la fig 4.10 se muestra la superposición de los espectros elásticos de pseudoaceleración, normalizados respecto al valor de la gravedad (g), con cinco por ciento de amortiguamiento crítico, de las simulaciones 7 y 21 y de los espectros de diseño del Reglamento de Construcciones para el Municipio de Acapulco de Juárez vigente (RCACA, 2002).

Según esta figura, el edificio al ser sometido a un sismo fuerte y sufrir daño considerable, su periodo fundamental podría aumentar, por lo que para ambas simulaciones, la estructura podría entrar en una zona del espectro con mayores amplitudes. Además, puede observarse que la simulación 21 posee amplitudes superiores a las de los espectros de diseño, sobre todo para el intervalo de periodos comprendido entre 0.1 y 1.5 s. En cambio, las amplitudes de la simulación 7 exceden a las del espectro de diseño para terreno II y III entre los periodos 0.1 - 0.35 s y 1.0 - 1.2 s.

El espectro de diseño para terreno tipo I resulta ser inferior a las respuestas de ambas simulaciones, amén para los periodos mayores que 2.

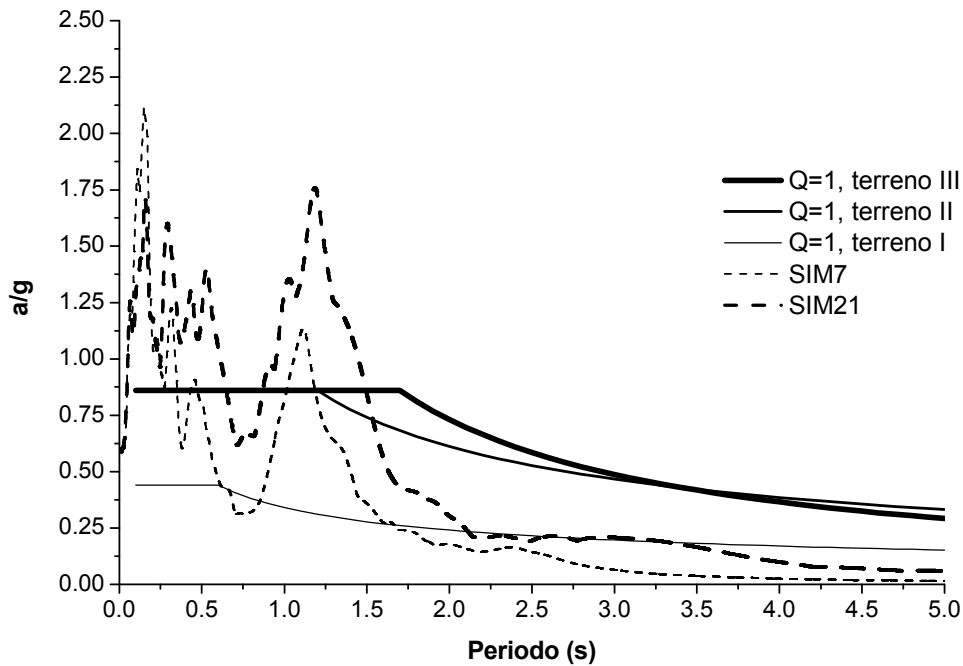


Fig 4.10 Superposición de espectros elásticos de pseudoaceleración, normalizados respecto a la gravedad, con cinco por ciento de amortiguamiento crítico, de las simulaciones 7 y 21 y de los espectros de diseño del RCACA (2002)

En la fig 4.11 se comparan los espectros inelásticos de la simulación 7, con factor μ de 2 y 4, y los espectros de diseño reducidos por el factor Q de 2 y 4, para terreno tipo II y III según el RCACA (2002). Esta misma comparación pero con la simulación 21 se lleva a cabo en la fig 4.12.

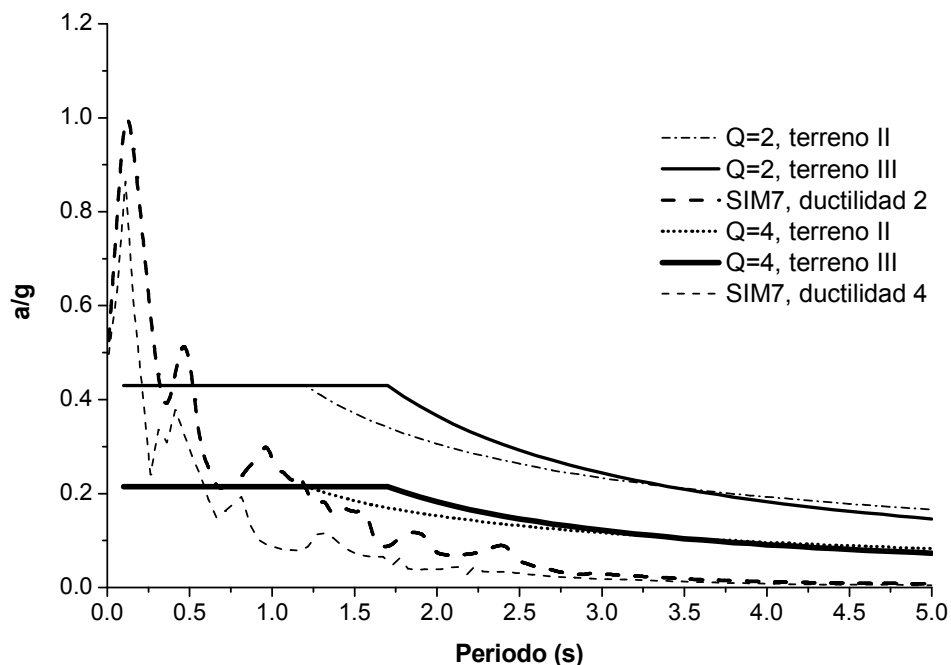


Fig 4.11 Comparación de los espectros inelásticos de la simulación 7, con factor de ductilidad 2 y 4, y los espectros de diseño reducidos por el factor de comportamiento sísmico (Q) de 2 y 4, para terreno tipo II y III según el RCACA (2002)

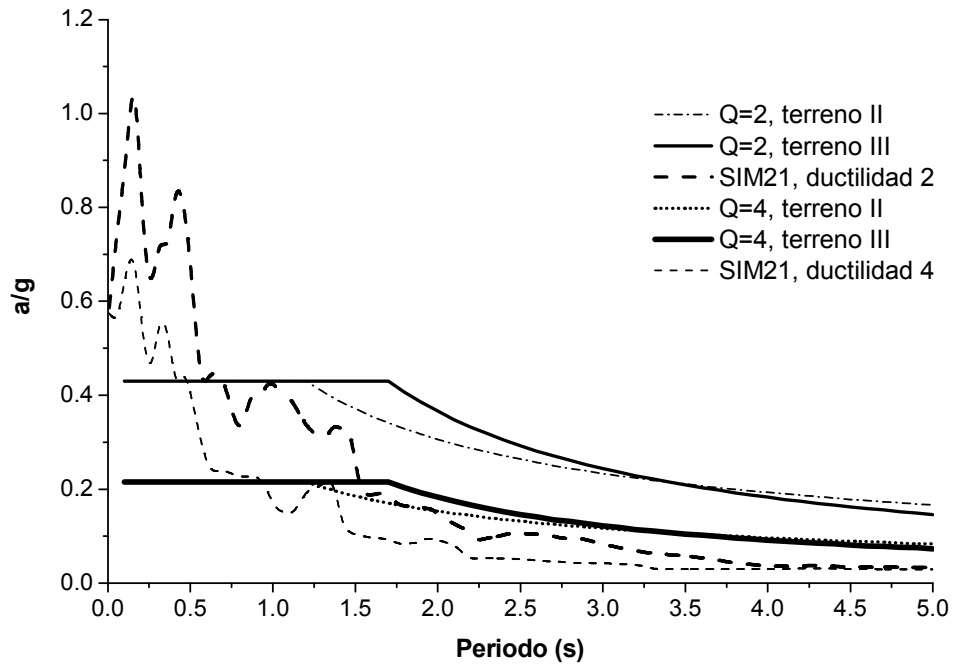


Fig 4.12 Comparación de los espectros inelásticos de la simulación 21, con factor de ductilidad 2 y 4, y los espectros de diseño reducidos por el factor de comportamiento sísmico (Q) de 2 y 4, para terreno tipo II y III según el RCACA (2002)

Finalmente, en las figs 4.13 y 4.14 se dan a conocer los registros sísmicos de las simulaciones 7 y 21, respectivamente. La aceleración máxima del terreno para la simulación 7 es de 5.74 m/s^2 , mientras que para la simulación 21 alcanza un valor de 5.77 m/s^2 .

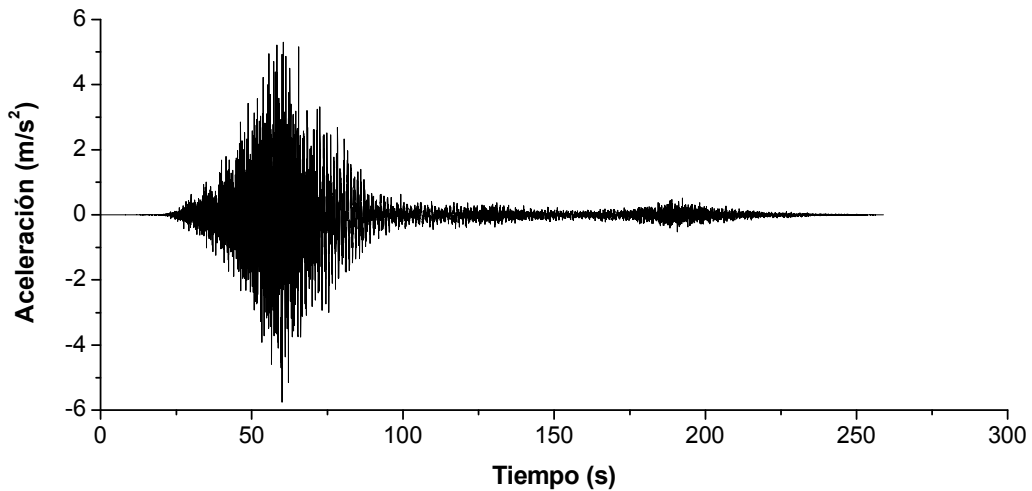


Fig 4.13 Acelerograma de la simulación 7

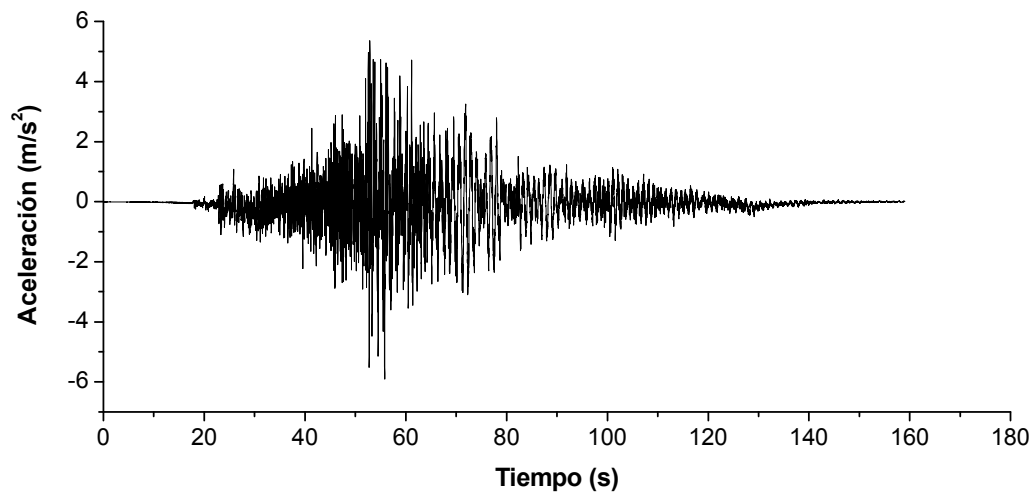


Fig 4.14 Acelerograma de la simulación 21

CAPÍTULO 5

MODELO MATEMÁTICO

Para analizar la respuesta no lineal del edificio es necesario contar con un modelo matemático representativo. Para esto, en primer término se calibró un modelo elástico lineal tridimensional del edificio SIS elaborado en el programa Etabs (Wilson, 2000) con las frecuencias y formas modales estimadas de manera experimental, presentadas en el capítulo 3. Después, se elaboró un modelo plano elástico lineal de ambas direcciones del edificio (L y T) en el programa Ruaumoko (Carr, 1998), calibrado con las frecuencias y formas modales calculadas de manera experimental y con las calculadas con el modelo matemático tridimensional.

Finalmente, a partir del modelo plano calibrado, se elaboró en el programa Ruaumoko un modelo matemático no lineal de la dirección L. Para la elaboración del modelo no lineal, previamente se calibró el comportamiento histerético de los elementos estructurales del edificio, tales como vigas, columnas y muros de concreto reforzado, con resultados obtenidos de manera experimental existentes en la literatura.

5.1 MODELO ELÁSTICO LINEAL

5.1.1 Datos generales

Como datos generales utilizados tanto en el modelo tridimensional como en los modelos planos, se encuentran el módulo de elasticidad de los materiales de los elementos estructurales (tabla 5.1) y las masas de entrepiso (tabla 5.2).

Tabla 5.1 Módulo de elasticidad de los materiales del SIS, utilizados en los modelos tridimensionales y en los modelos planos

MATERIAL	MÓDULO DE ELASTICIDAD (E, kg/cm ²)
Concreto clase I	283500
Concreto pobre	219598
Mampostería de tabique rojo recocido	9000

El módulo de elasticidad del concreto clase I, corresponde aproximadamente a un valor igual a 1.30 veces el valor del módulo de elasticidad estático del concreto dado por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto, 2004), para concretos clase I con agregado grueso calizo ($14000\sqrt{f'c}$). En el edificio SIS no se han realizado pruebas para determinar las características y las propiedades del concreto usado en su construcción. En el edificio JAL (Aire y Murià, 1993) logró estimarse en 1.30 la relación entre el módulo de elasticidad obtenido con ultrasonido y el calculado con ensayos cuasiestáticos. Además, se ha observado en concretos típicos del área metropolitana de la ciudad de México, que para bajos números de ciclos y niveles de esfuerzo cercanos a 0.5 veces la resistencia a compresión, la relación del módulo de elasticidad estimado en función de la velocidad de propagación de pulso y el determinado de manera estática llega a ser del orden de 1.30 (Mendoza *et al.*, 1992). En Mander *et al.* (1988), se presentan algunas ecuaciones para determinar el módulo de elasticidad en función de la resistencia a la compresión del concreto y la velocidad de deformación. Para un concreto con resistencia de 300 MPa y con velocidad de deformación de 0.01/s, el módulo de elasticidad llega a incrementarse hasta un 27 por ciento. Además, Neville (1990) también señala valores que son del orden de 1.30, para concretos con resistencia a la compresión cercana a los 200 MPa.

El módulo de elasticidad de la mampostería se obtuvo a partir de la siguiente ecuación (NTC-Mampostería, 2004):

$$E_m = 600.f_m^* \quad (5.1)$$

donde E_m es el módulo de elasticidad y f_m^* es la resistencia de diseño a compresión de la mampostería sobre área bruta (15 kg/cm^2), para tabiques de barro rojo recocido, respectivamente. La ecuación 5.1 corresponde al módulo de elasticidad de la mampostería de tabique de barro rojo recocido para cargas de corta duración.

Tabla 5.2 Masas de entepiso del SIS, utilizadas en los modelos tridimensionales y en los modelos planos

NIVEL	ALTURA (m)	MASA TRASLACIONAL (t.s ² /m)
AZOTEA Ó N16	66.15	67.04
N15	62.35	59.31
N14	58.53	64.16
N13	54.93	62.79
N12	51.33	62.79
N11	47.73	63.36
N10	44.13	63.93
N9	40.53	64.28
N8	36.93	64.63
N7	33.33	64.85
N6	29.73	65.06
N5	26.13	65.76
N4	22.53	66.46
N3	18.93	67.24
N2	15.33	68.01
N1	11.73	68.26
PB	8.13	79.04
SOT	3.90	107.03

Las masas de entepiso se estimaron a partir de los valores de cargas muertas, cargas vivas y cargas de instalaciones que aparecen en las tablas 5.3 a 5.7, y de los pesos volumétricos de los elementos estructurales y no estructurales (pretilos y muros divisorios de mampostería).

La cuantificación de los pesos de los elementos estructurales elaborados con concreto clase I, tales como columnas, vigas y muros de concreto reforzado, se realizó considerando el volumen correspondiente y el peso volumétrico del concreto reforzado, estimado en 2400 kg/m^3 .

El peso volumétrico del concreto pobre se estimó en 2200 kg/m^3 y el de la mampostería en 1800 kg/m^3 .

Tabla 5.3 Cargas muertas estimadas para el SIS, en azotea

CONCEPTO	PESO VOL. x ESPESOR ($\text{kg/m}^3 \times \text{m}$)	PESO UNITARIO (kg/m^2)
Impermeabilizante asfáltico	-----	10.00
Enladrillado	1500 x 0.02	30.00
Mezcla cemento-arena	2100 x 0.03	63.00
Relleno de tezontle seco	1250 x 0.08	100.00
Losa maciza de concreto reforzado	2400 x 0.12	288.00
Falso plafón de yeso	-----	12.50
Total		503.50

Tabla 5.4 Cargas muertas estimadas para el SIS, en pisos intermedios

CONCEPTO	PESO VOL. x ESPESOR (kg/m ³ x m)	PESO UNITARIO (kg/m ²)
Loseta de cerámica 30x30	-----	25.00
Mezcla cemento-arena	2100 x 0.03	63.00
Losa maciza de concreto reforzado	2400 x 0.12	288.00
Falso plafón de yeso	-----	12.50
Total		388.50

Tabla 5.5 Cargas muertas estimadas para el SIS, en escaleras

CONCEPTO	PESO VOL. x ESPESOR (kg/m ³ x m)	PESO UNITARIO (kg/m ²)
Loseta de cerámica 30x30	-----	25.00
Mezcla cemento-arena	2100 x 0.03	63.00
Losa maciza de concreto reforzado	2400 x 0.10	240.00
Total		328.00

Tabla 5.6 Cargas muertas estimadas para el SIS, de las instalaciones

CONCEPTO	PESO UNITARIO (kg/m ²)
Equipo de aire acondicionado	80
Elevador	1040
Tanque del equipo hidroneumático	77
Jacuzzi vacío	68

Tabla 5.7 Cargas vivas estimadas para el SIS

CONCEPTO	PESO UNITARIO (kg/m ²)
Azotea	5
Áreas comunes	15
Departamentos, planta baja y cuartos de almacen	50

5.1.2 Modelo tridimensional del edificio

El modelo tridimensional (3D) se elaboró con el programa Etabs (Wilson, 2000), tomando en cuenta las consideraciones generales de análisis siguientes:

1. Entrepiso rígido, es decir todos los nodos ubicados en el plano correspondiente a la losa maciza de entrepiso tienen el mismo desplazamiento horizontal.
2. Efectos de interacción suelo-estructura (ISE), mediante las rigideces dinámicas de traslación y cabeceo de la cimentación, correspondientes a los valores que aparecen en la tabla 3.8, calculados con el método simplificado de Luco. Las rigideces de la cimentación se representaron mediante un resorte colocado en la parte inferior del edificio. A este elemento se ligaron contratraveses de cimentación que simulan un comportamiento de cuerpo rígido.
3. Las masas traslacionales utilizadas son las que se indican en la tabla 5.2 y se encuentran concentradas en el centro de masa de cada entrepiso. Por simplificación, las masas rotacionales también se concentraron en dicho punto, habiendo sido estimadas en función de la distribución de masas existentes en el edificio. Estos valores fueron calibrados con las frecuencias y formas modales obtenidas de modelos tridimensionales del edificio SIS como el que aquí se describe, y con las estimadas experimentalmente.

4. 50 por ciento de zonas rígidas en vigas y en columnas.
5. Módulos de elasticidad del concreto, acero y mampostería que aparecen en la tabla 5.1.
6. Muros de mampostería, muros de concreto reforzado, rampas y escaleras se modelaron como elementos tipo *shell* (Wilson, 2000).
7. Vigas y columnas se modelaron como elementos lineales tipo *frame* (Wilson, 2000).
8. Vigas tipo L y T, se consideró un ancho de patín a cada lado del alma, igual al menor de los tres valores siguientes (NTC-Concreto, 2004):
 - a) La octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma
 - b) La mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano
 - c) Ocho veces el espesor del patín
9. Momentos de inercia de las secciones transversales de vigas, columnas y muros de concreto reforzado, corresponden a secciones brutas no transformadas, debido a que actualmente el edificio no tiene daño.

En la fig 5.1 se muestra el modelo 3D en Etabs del edificio.

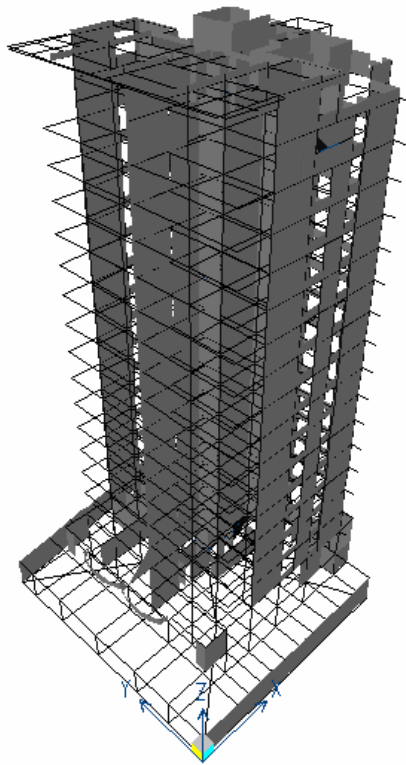


Fig 5.1 Modelo 3D del SIS elaborado en Etabs

5.1.3 Modelo plano del edificio

El modelo plano de ambas direcciones del edificio se elaboró en el programa de análisis Ruaumoko (Carr, 1998).

Las consideraciones generales de análisis para los modelos planos son las siguientes:

1. Entrepiso rígido.
2. Efectos ISE con los mismos valores utilizados en el modelo 3D.
3. Módulos de elasticidad de los materiales que se indican en la tabla 5.1.

4. Masas traslacionales en cada entrepiso con los mismos valores que los usados en el modelo tridimensional.
5. 50 por ciento de zonas rígidas en vigas y columnas.
6. Secciones brutas no transformadas.
7. En las vigas tipo L y T, se consideró un ancho de patín a cada lado del alma, igual al menor de los tres valores siguientes (NTC-Concreto, 2004):
 - a. La octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma
 - b. La mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano
 - c. Ocho veces el espesor del patín
8. Elementos viga y columna se modelaron mediante elementos elásticos tipo *frame* (Carr, 1998).
9. Muros de mampostería y de concreto reforzado se modelaron a través de elementos tipo *quad* (Carr, 1998).
10. Efectos fuera del plano se modelaron a través de resortes.

5.1.3.1 Modelación de los efectos ISE

Para modelar los efectos ISE en los modelos planos, se hicieron estas consideraciones:

- a) Cimentación infinitamente rígida en la base de todos los marcos, mediante una viga con propiedades geométricas y mecánicas adecuadas (tabla 5.8).
- b) Resorte con rigideces que representan las rigideces estáticas de traslación y cabeceo de la cimentación, calculadas con las NTC-Sismo (2000). Las rigideces estáticas aparecen en la tabla 5.9.
- c) Rigidez de traslación en dirección vertical con un valor muy grande (1.0×10^{40} N/m).
- d) Todos los nodos que están involucrados en la base infinitamente rígida tienen el mismo giro y desplazamiento horizontal que el resorte de traslación insertado. Es decir todos los nodos de la base rígida son esclavos del resorte.
- e) Ubicación del resorte en el centro de masa de la base del edificio.

Tabla 5.8 Propiedades de la base que se considera infinitamente rígida en los modelos planos para tomar en cuenta los efectos ISE

MÓDULO DE ELASTICIDAD (kg/m ²)	MÓDULO DE ELASTICIDAD AL CORTE (kg/m ²)	AREA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL (m ²)	AREA DE CORTANTE DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL (m ²)	MOMENTO DE INERCIA (m ⁴)	ZONA RÍGIDA
1.0×10^{16}	4.17×10^{15}	120	100	4.0×10^{10}	0.0

Tabla 5.9 Rigideces estáticas de traslación y cabeceo de la cimentación, calculadas con las NTC-Sismo (2000)

NOMENCLATURA	RIGIDEZ DE TRASLACIÓN HORIZONTAL (N/m)		RIGIDEZ DE CABECEO (N.m/rad)	
	DIR L	DIR T	DIR L	DIR T
ISE01	1.69×10^{10}	1.69×10^{10}	4.29×10^{12}	3.72×10^{12}

5.1.3.2 Modelación de los efectos fuera del plano

Para modelar estructuras en el plano es conveniente incorporar elementos que representen de manera racional los efectos que son intrínsecos en el modelado y en el análisis de estructuras tridimensionales. Los efectos fuera del plano (EFP) o normales al plano, que pueden tomarse en cuenta en las estructuras bidimensionales son:

- 1) Incremento de la rigidez axial (área axial) y rigidez al corte (área de corte) debido a elementos fuera del plano.
- 2) Incremento de la rigidez a flexión (inercia) debido a elementos fuera del plano.
- 3) Incremento de la rigidez distorsional debido al acoplamiento entre elementos fuera del plano.

Generalmente el incremento de rigidez en el plano debido a la existencia de elementos estructurales ortogonales al plano es debido a la presencia de muros y vigas.

Los EFP por incremento de rigidez debido a la presencia de muros estarán en función de sus características geométricas y mecánicas.

Estos efectos en muros de mampostería, se consideraron de acuerdo a la recomendación dada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC-Mampostería, 2004), donde se indica que en los análisis de marcos planos, para estimar la rigidez a flexión de muros con patines, se usará un ancho del patín a compresión a cada lado del alma que no exceda de seis veces el espesor del patín (fig 5.2).

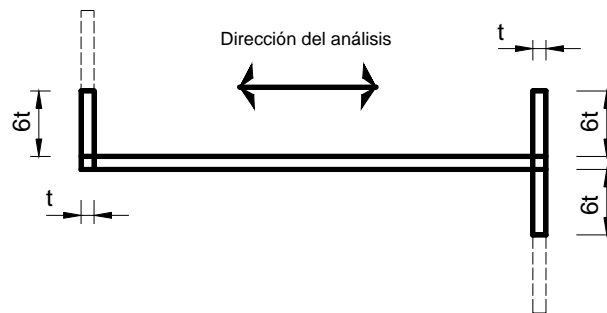


Fig 5.2 Ancho del patín a compresión en muros de mampostería que interviene en los EFP

En muros de concreto reforzado con patines, se estimó un ancho efectivo adyacente al alma del muro, tanto en el patín a compresión como a tensión, igual al menor de los siguientes valores (NTC-Concreto, 2004):

1. La mitad de la distancia al paño del alma del muro más cercano
2. $0.25 H_m$; donde H_m es la altura del muro.

El incremento de la rigidez axial, rigidez a corte y a flexión se incluye en el cálculo de las propiedades geométricas (inercia, área axial y área de corte) del muro.

Para lograr el incremento de la rigidez por los efectos fuera del plano en columnas acopladas con muros de concreto reforzado, en el cálculo de la rigidez a flexión, axial y de corte de la sección compuesta columna-muro, se usa el ancho efectivo del muro.

Por otro lado, la rigidez distorsional se refiere al aumento en la rigidez de los marcos planos en la dirección vertical, debido al acoplamiento de nodos de marcos planos adyacentes que se encuentran unidos mediante vigas y muros.

En este trabajo se propone un método práctico y sencillo que involucre de manera racional estos efectos que inciden en el incremento de la rigidez en el plano. Para ello, se pretende hallar una rigidez K de un resorte que represente la influencia de la rigidez de la viga de acoplamiento que liga a dos nodos con giros restringidos (fig 5.3)

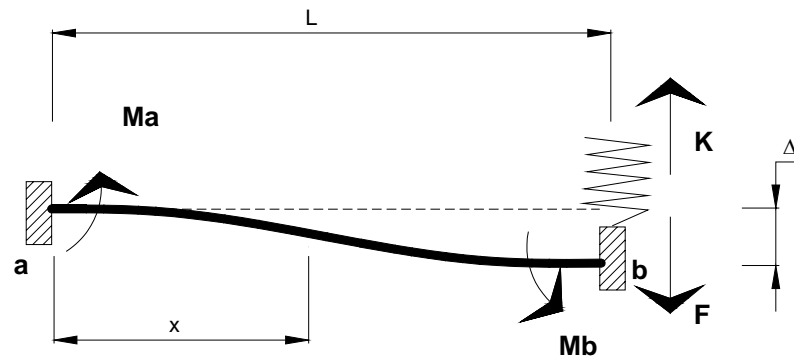


Fig 5.3 Cálculo de la rigidez entre elementos acoplados mediante vigas

Se parte de un análisis elástico, donde M_a y M_b son los momentos de reacción en la viga en los extremos a y b , respectivamente, K es la rigidez del resorte, Δ es el desplazamiento relativo entre los extremos de la viga, x es la longitud a una distancia cualquiera a partir del extremo izquierdo, $C1$ y $C2$ son constantes de integración; y donde E es el módulo de elasticidad, I es el momento de inercia, L es la longitud y V es la configuración elástica de la viga, respectivamente. En las siguientes expresiones se plantea el equilibrio a una distancia x y se calculan las ecuaciones del giro (EIV') y de la configuración de la elástica (EIV):

$$\begin{aligned}
 M + M_a - (F - K\Delta)x &= 0 \\
 EIV'' = M &= (F - K\Delta)x - M_a \\
 EIV' &= (F - K\Delta)\frac{x^2}{2} - M_a x + C1 \\
 EIV &= (F - K\Delta)\frac{x^3}{6} - M_a \frac{x^2}{2} + C1x + C2
 \end{aligned}$$

De acuerdo a las condiciones de frontera existentes, $C1=C2=0$

Si $x=L$ y $V=\Delta$, entonces

$$EID = (F - K\Delta)\frac{L^3}{6} - M_a \frac{L^2}{2} \tag{5.2}$$

Si $x=L$ y $V'=0$, por lo tanto

$$M_a = (F - K\Delta)\frac{L}{2} \tag{5.3}$$

Sustituyendo la ec 5.3 en 5.2 y despejando K , se tiene:

$$K = \frac{1}{\Delta} \left(F + \frac{12EID}{L^3} \right) = \frac{F}{\Delta} + \frac{12EI}{L^3} \tag{5.4}$$

Donde F/Δ es la rigidez proporcionada al nodo en función de la rigidez de todo el marco (rigidez dada por la propia configuración del marco plano) y $12EI/L^3$ es la rigidez de la viga de acoplamiento entre los nodos adyacentes. El valor de $12EI/L^3$ puede sustituirse por la rigidez distorsional que proporciona un muro cuando este elemento estructural es el elemento de acoplamiento.

Finalmente para tomar en cuenta el incremento de la rigidez distorsional debido al acoplamiento entre elementos fuera del plano, en los modelos matemáticos planos se acoplaron mediante resortes verticales, aquellos nodos de los marcos planos adyacentes que en el modelo tridimensional se encuentran unidos mediante vigas y muros.

En los modelos planos se acoplaron solamente aquellos nodos cuyo acoplamiento es importante debido a que tienen participación significativa en el incremento de la rigidez lateral de los marcos. Para conocer qué marcos y nodos debían ser acoplados, se realizó un estudio de acoplamiento, el cual se refiere en el apéndice A.

Dicho estudio parte de un modelo tridimensional en el cual se desacoplan paulatinamente muros y vigas que se encuentran fuera del plano de la dirección de interés, y en cada etapa se verifica el decremento de las frecuencias como indicio de la disminución de la rigidez lateral del edificio, hasta obtener un modelo 3D definitivo sin efectos importantes fuera del plano. Los elementos desacoplados en el modelo 3D serán los que en los modelos planos deberán ser tomados en cuenta.

Estos efectos se representaron mediante resortes verticales, como los indicados en la fig 5.3, colocados en los puntos de unión de los elementos de acoplamiento, cuya ubicación se indican en planta en ese apéndice. Cabe señalar que no se incluyó la torsión en los elementos de unión.

5.1.3.3 Comparación de respuestas

Una vez definido los efectos fuera del plano, los efectos ISE y las consideraciones generales de análisis, se definieron los modelos planos elásticos lineales para cada dirección del SIS.

En las figs 5.5 y 5.6 se muestra el modelo plano definitivo elaborado en Ruamoko en la dirección L y T, respectivamente.

En la tabla 5.10 se comparan las frecuencias y periodos del modelo plano con las frecuencias y periodos del SIS estimados de manera experimental y las correspondientes al modelo calibrado tridimensional (3D), con efectos ISE, para la dirección L. Para dicha dirección, en la fig 5.4 se contrastan las formas modales del modelo plano, el modelo tridimensional y las estimadas a través de un análisis paramétrico modal.

Las frecuencias y periodos del modelo plano son equiparadas con las frecuencias y periodos del SIS estimados de manera experimental y las correspondientes al modelo calibrado tridimensional, con efectos ISE, para la dirección T, en la tabla 5.11. Además en la fig 5.7 se cotejan las formas modales del modelo plano, el modelo tridimensional y las evaluadas con un análisis paramétrico modal, para esta dirección del edificio.

Tabla 5.10 Comparación de las frecuencias y periodos del modelo plano, las frecuencias y periodos del SIS estimados experimentalmente y las correspondientes al modelo 3D, con efectos ISE, en la dirección L

EVENTO O MODELO	MODO	FRECUENCIA (Hz)	PERIODO (s)
VA-011	1	1.12	0.89
	2	4.10	0.24
	3	8.45	0.12
SI-011	1	1.02	0.98
	2	3.74	0.27
	3	8.10	0.12
SI-021	1	1.04	0.96
	2	3.73	0.27
	3	8.06	0.12
Modelo 3D	1	0.98	1.02
	2	3.53	0.28
	3	6.40	0.16
Modelo plano	1	1.00	1.00
	2	3.30	0.30
	3	6.27	0.16

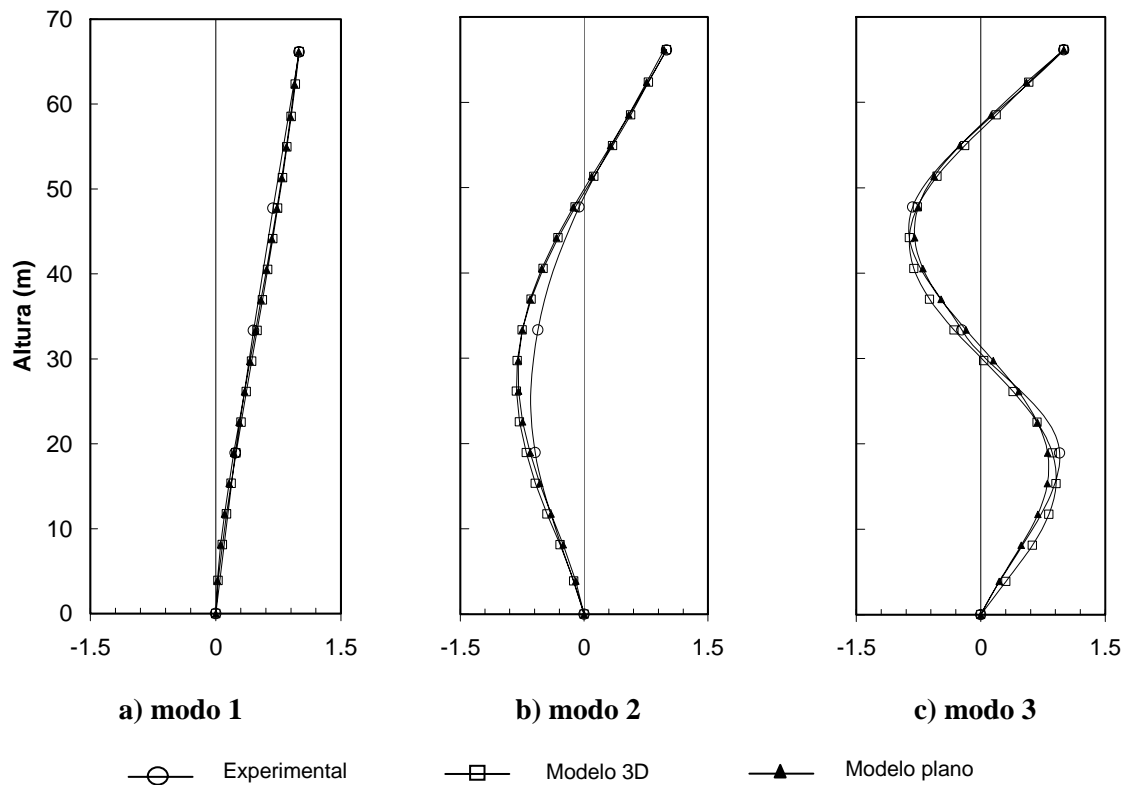


Fig. 5.4 Comparación de las formas modales del modelo plano, las estimadas de manera experimental y las correspondientes al modelo 3D, con efectos ISE, en la dirección L

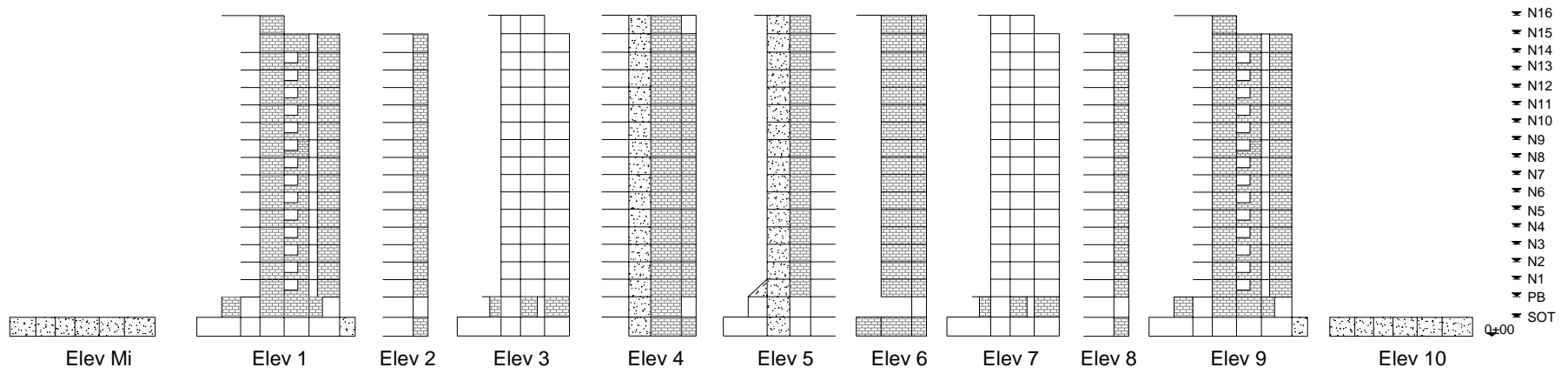


Fig. 5.5 Modelo plano del SIS elaborado en Ruaumoko en la dirección L

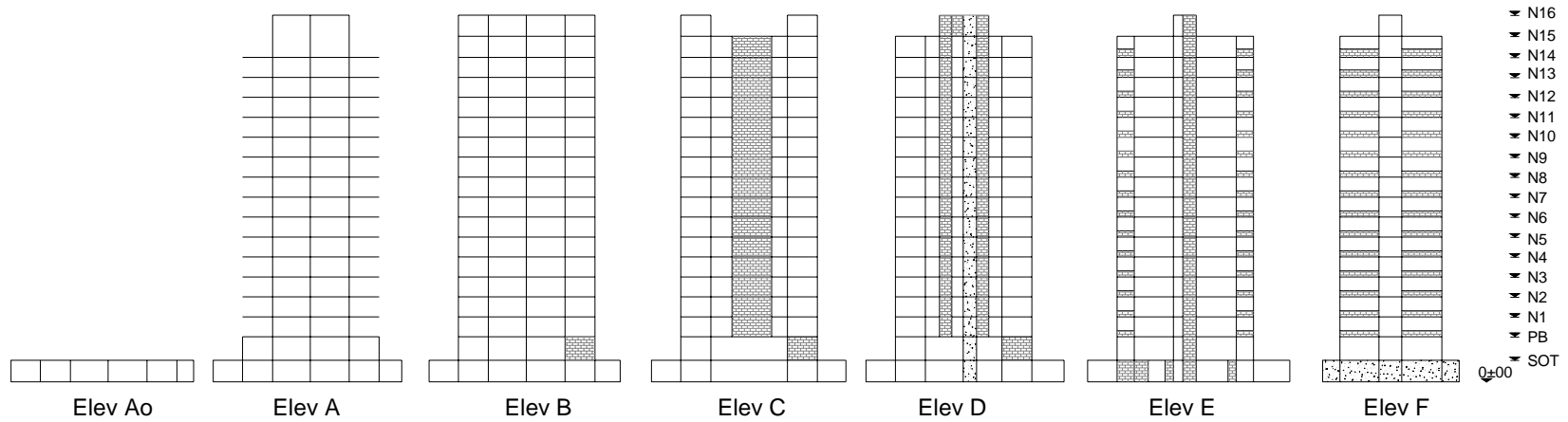


Fig. 5.6 Modelo plano del SIS elaborado en Ruaumoko en la dirección T

Tabla 5.11 Comparación de las frecuencias y periodos del modelo plano, las frecuencias y periodos promedios del SIS estimados experimentalmente y las correspondientes al modelo 3D, con efectos ISE, en la dirección T

EVENO O MODELO	MODO	FRECUENCIA (Hz)	PERIODO (s)
VA-011	1	0.88	1.14
	2	2.93	0.34
	3	5.18	0.19
SI-011	1	0.80	1.25
	2	2.68	0.37
	3	4.83	0.21
SI-021	1	0.83	1.20
	2	2.68	0.37
	3	4.80	0.21
Modelo 3D	1	0.78	1.28
	2	2.51	0.40
	3	4.48	0.22
Modelo plano	1	0.78	1.28
	2	2.45	0.41
	3	4.39	0.23

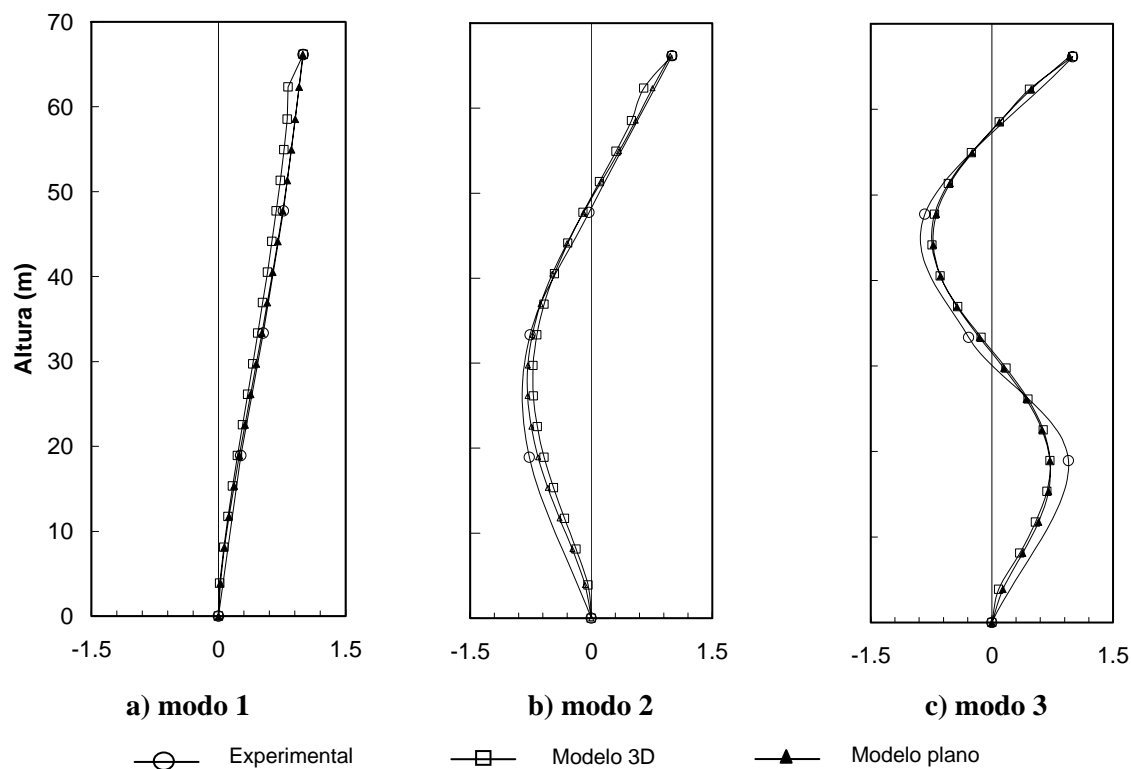


Fig. 5.7 Comparación de las formas modales del modelo plano, las estimadas de manera experimental y las correspondientes al modelo 3D, con efectos ISE, en la dirección T

Las historias de aceleraciones absolutas de azotea del SIS para la fase intensa del evento sísmico SI-011 en la dirección L y T, calculadas a partir de los modelos planos, el modelo tridimensional y las obtenidas de manera experimental, son comparadas en las figs 5.8 y 5.9, respectivamente.

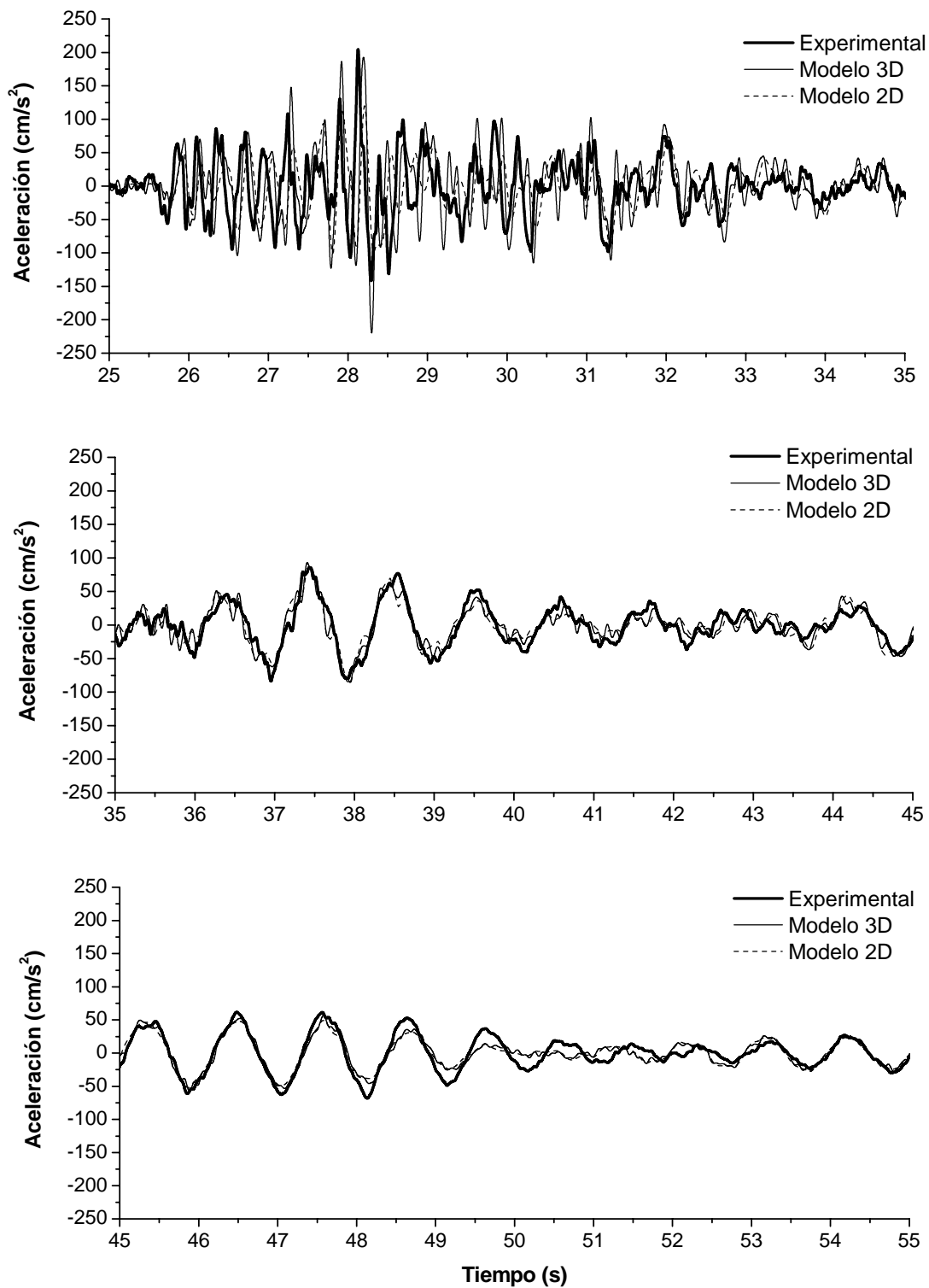


Fig 5.8 Comparación de las aceleraciones absolutas en azotea en la dirección L obtenidas con el modelo plano, el modelo tridimensional y la respuesta obtenida experimentalmente, para el evento SI-011

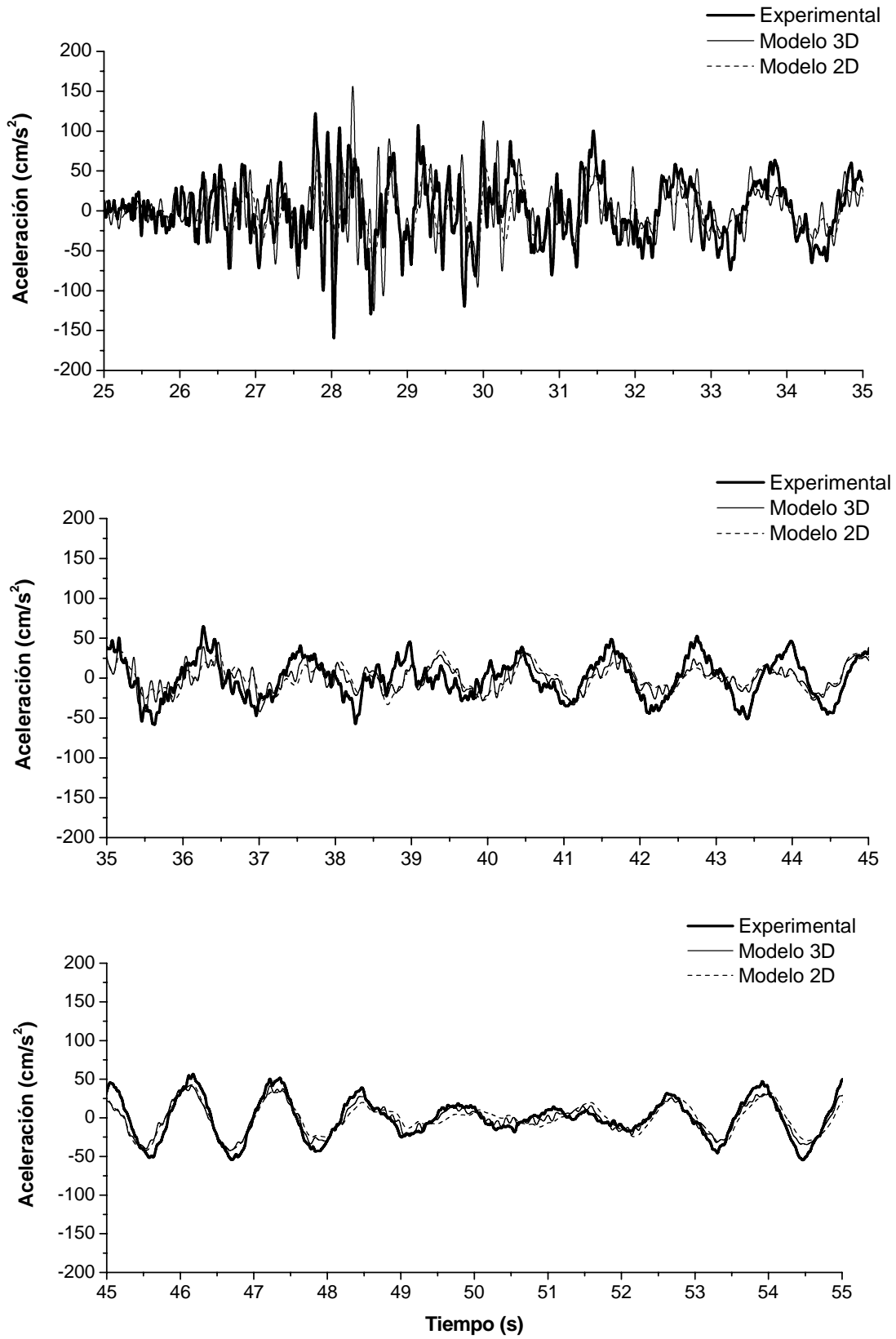


Fig 5.9 Comparación de las aceleraciones absolutas en azotea en la dirección T obtenidas con el modelo plano, el modelo tridimensional y la respuesta obtenida experimentalmente, para el evento SI-011

Las historias de aceleración analíticas mantienen congruencia en amplitud y en fase con la respuesta experimental, salvo en algunos intervalos de tiempo. Las respuestas obtenidas con el modelo 3D y 2D son ligeramente más congruentes entre sí.

5.2 MODELO NO LINEAL

A partir del modelo plano calibrado con propiedades elástico lineales de la dirección L se definió el modelo no lineal en el programa de análisis Ruaumoko (Carr, 1998).

Se elige la dirección L para modelar el comportamiento no lineal del edificio debido a dos razones básicas:

1. En la dirección L se cuenta con un sismo simulado (simulación 64) con aceleraciones del terreno mayores que las que se presentan en las simulaciones correspondientes a la dirección T.
2. La dirección longitudinal presenta dos tipos de muros de concreto reforzado, robustos y esbeltos, situación que no se presenta en la otra dirección.

El modelo no lineal de la dirección L retoma varias propiedades del modelo elástico, tales como las masas de entrepiso, las propiedades ISE y las consideraciones generales de análisis.

Las fuentes de sobrerresistencia, el porcentaje de amortiguamiento y los efectos de agrietamiento de los elementos estructurales, que se tomaron en cuenta en la elaboración del modelo no lineal se describen en esta sección.

El comportamiento no lineal de los elementos estructurales tales como vigas, columnas y muros de concreto reforzado, se representó mediante leyes de histéresis calibradas con resultados experimentales presentes en la literatura. Aquí se describen los macromodelos empleados para cada elemento y su respectiva ley de histéresis. La calibración de los parámetros que definen la ley de histéresis y la comparación de resultados teóricos contra experimentales se muestran en el apéndice B.

5.2.1 Consideraciones generales de análisis

Las consideraciones generales de análisis son las siguientes:

1. Masas de entrepiso y propiedades ISE corresponden al modelo elástico lineal.
2. En la intersección de vigas y columnas no existirá daño y se mantiene el valor de zona rígida en un 50 por ciento.
3. Condición de piso rígido.
4. Vigas L y T consideran un ancho de patín igual al considerado en el modelo elástico lineal.
5. Los efectos fuera del plano se modelaron mediante resortes.
6. Cinco por ciento de amortiguamiento crítico, porque de acuerdo a las NTC-Sismo (2004) es el valor considerado. Es importante tener presente que el ζ varía de acuerdo con la excitación sísmica, la intensidad y el tipo de edificio por lo que es complicado definir un valor determinado. Si no se cuenta con información, para el análisis de otro tipo de estructuras existen algunos valores de ζ recomendados en Chopra (1995) de acuerdo con el nivel de daño esperado y el tipo de construcción.

5.2.2 Fuentes de sobrerresistencia

5.2.2.1 Propiedades del acero de refuerzo

Para la revisión del edificio y de cualquier otra estructura en México, es adecuado considerar la resistencia a la fluencia (f_y) de las barras de refuerzo producidos en el país. Para tal efecto, en las tablas 5.12 y 5.13 se muestra resistencia a la fluencia de las barras de diámetro grande y de diámetro pequeño, respectivamente, así como los parámetros básicos que definen la curva esfuerzo-deformación de dichas barras (Rodríguez y Botero, 1994), utilizados en el modelo no lineal. En la fig 5.10 se presenta una curva esquemática de la relación esfuerzo-deformación típica en barras de refuerzo producidos en México.

Tabla 5.12 Parámetros básicos de la relación esfuerzo-deformación para barras del número 5, 6, 8 y 10.*

ESFUERZO DE FLUENCIA f_y (kg/cm ²)	ϵ_{sh}	ESFUERZO ÚLTIMO f_{su} (kg/cm ²)	ϵ_{su}
4577	0.0088	7491	0.117

* Octavos de pulgada

Tabla 5.13 Parámetros básicos de la relación esfuerzo-deformación para barras del número 2.5, 3 y 4.*

ESFUERZO DE FLUENCIA f_y (kg/cm ²)	ϵ_{sh}	ESFUERZO ÚLTIMO f_{su} (kg/cm ²)	ϵ_{su}
4609	0.006	7436	0.142

* Octavos de pulgada

Para los dos tipos de barras se considera un módulo de elasticidad (E_s) igual a 2×10^6 kg/cm².

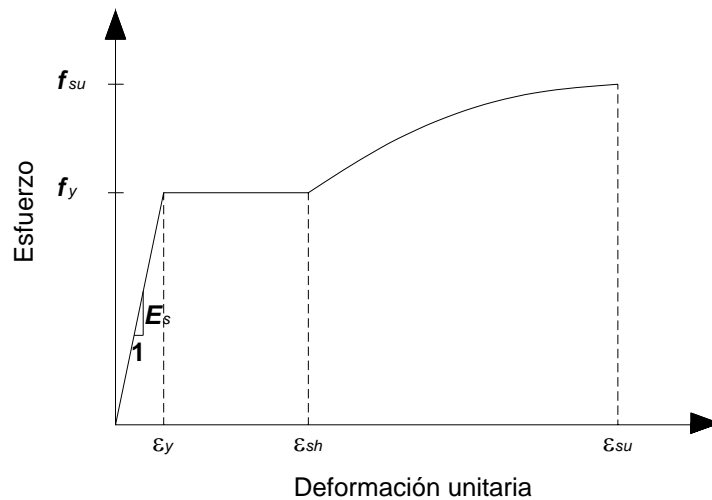


Fig 5.10 Curva típica de la relación esfuerzo-deformación en barras de refuerzo

5.2.2.2 Propiedades del concreto reforzado

Para tomar en cuenta la capacidad de deformación así como la resistencia a la compresión del concreto reforzado confinado y no confinado en vigas, columnas y muros de concreto, se consideró el modelo de Kent-Park modificado (Scott *et al.*, 1982) que se muestra en la fig 5.11.

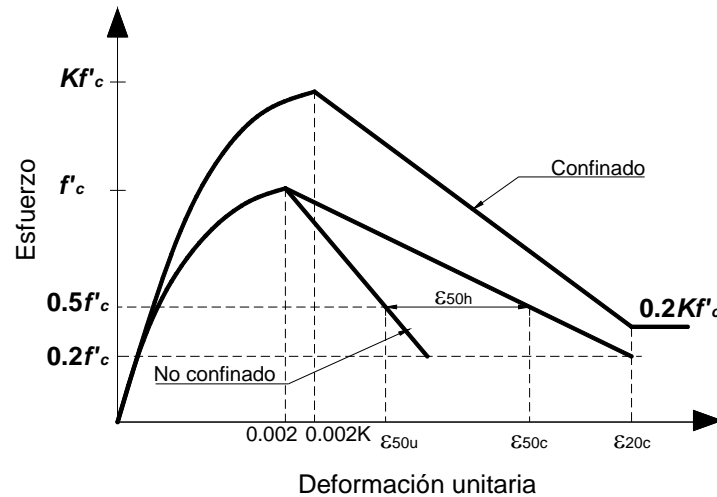


Fig. 5.11 Modelo para concreto confinado y no confinado de Kent-Park modificado

De acuerdo con los datos calculados para este trabajo, el efecto del confinamiento básicamente tiene un efecto importante en las columnas y en los elementos de borde de los muros de concreto reforzado.

En el SIS no se han realizado pruebas no destructivas ni semidestructivas para determinar la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad del concreto. Por lo pronto, la resistencia a la compresión del concreto no confinado (f'_c) utilizada para el cálculo de la capacidad resistente de los elementos estructurales será igual a la resistencia nominal del concreto (250 kg/cm^2).

5.2.2.3 Participación de la losa maciza

Algunos autores como French y Moehle (1991), Pantazopoulou y French (2001), Rangel (2004), etc., han estudiado la interacción entre la losa maciza y las vigas de concreto reforzado en las estructuras. De acuerdo con Rangel (2004), básicamente el efecto de la losa tiene influencia en la rigidez lateral, la resistencia lateral y la capacidad de deformación de los edificios. Para tomar en cuenta estos aspectos en este trabajo, de acuerdo con las NTC-Concreto (2004) para vigas con sección transversal tipo L y T, se consideró un ancho de patín a cada lado del alma, igual al menor de los tres valores siguientes:

- La octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma
- La mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano
- Ocho veces el espesor del patín

Para los sismos simulados a los que se somete el SIS, se aprecia más adelante, que las distorsiones de entrepiso no son mayores que 0.02, por lo tanto, el patín a compresión calculado con las recomendaciones anteriores aplica también para cuando el patín está a tensión de acuerdo con French y Moehle (1991).

Cabe señalar que las recomendaciones hechas en relación al ancho efectivo del patín dado por las NTC-Concreto (2004) coinciden con las correspondientes al reglamento ACI (2002), amén del inciso *a*) ya que en el código estadounidense se plantea tomar en cuenta solamente un cuarto del claro de la viga.

5.2.3 Efectos del agrietamiento

El SIS hasta la fecha no presenta agrietamiento visible y por lo tanto su respuesta se conserva en el rango elástico lineal. Cabe señalar que la no linealidad en un elemento estructural comienza a presentarse a partir del instante en que estos se agrietan.

Los dos efectos del agrietamiento de los elementos estructurales que influyen en la respuesta sísmica de un edificio son la disminución de la rigidez lateral y la redistribución de fuerzas internas (Paulay y Priestley, 1992). Por tal motivo, existen varios esfuerzos orientados a definir recomendaciones para considerar en el análisis sísmico la disminución de la rigidez por el efecto del agrietamiento, mediante una rigidez que considere un momento de inercia efectivo, I_e , a lo largo del elemento, expresado en términos de la rigidez bruta de la sección transversal. Tal es el caso del código de diseño Neozelandés (NZS, 1999) que propone factores de reducción de la inercia bruta de la sección transversal, de vigas, columnas y muros de concreto reforzado, en función del nivel de ductilidad esperado en un edificio (Tabla 5.14).

Para involucrar el agrietamiento de los elementos estructurales del edificio SIS en el análisis no lineal, se usaron los factores de reducción presentes en la tabla 5.14 para el estado último. Para columnas y muros se hizo un análisis modal espectral del edificio en el programa Etabs (Wilson, 2000) utilizando el espectro inelástico de la simulación 64 y se estimó el nivel de carga axial presente, y en función de esto se eligió el factor que le corresponde.

Tabla 5.14 Rigideces efectivas para miembros de concreto reforzado según el código de diseño Neozelandés (NZS, 1999)

TIPO DE MIEMBRO	ESTADO ÚLTIMO	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO		
		$\mu_A=1.25$	$\mu_A=3.0$	$\mu_A=6.0$
1. Vigas *				
Vigas rectangulares	$0.40 I_g$	I_g	$0.70 I_g$	$0.40 I_g$
Vigas T,L	$0.35 I_g$	I_g	$0.60 I_g$	$0.35 I_g$
2. Columnas *				
$P_u/f'c A_g > 0.5$	$0.80 I_g$	I_g	$0.90 I_g$	$0.80 I_g$
$P_u/f'c A_g = 0.2$	$0.60 I_g$	I_g	$0.80 I_g$	$0.60 I_g$
$P_u/f'c A_g = -0.05$	$0.40 I_g$	I_g	$0.70 I_g$	$0.40 I_g$
3. Muros *				
$P_u/f'c A_g = 0.2$	$0.45 I_g, 0.80 A_g$	I_g, A_g	$0.70 I_g, 0.9 A_g$	$0.45 I_g, 0.80 A_g$
$P_u/f'c A_g = 0.0$	$0.25 I_g, 0.50 A_g$	I_g, A_g	$0.50 I_g, 0.75 A_g$	$0.25 I_g, 0.50 A_g$
$P_u/f'c A_g = -0.10$	$0.15 I_g, 0.30 A_g$	I_g, A_g	$0.40 I_g, 0.65 A_g$	$0.15 I_g, 0.30 A_g$

* P_u = carga axial en columna o muro para el estado último; A_g = área bruta; I_g = inercia bruta; μ_A = ductilidad global de la estructura (ductilidad de desplazamiento)

Según Alcocer *et al.* (1996), la mampostería sometida a excitación sísmica sufre una degradación de rigidez importante en función del nivel de distorsiones. La rigidez disminuye rápidamente en ciclos para bajas distorsiones, aún cuando el daño es escaso. Este fenómeno se atribuye al microagrietamiento de los materiales, sobre todo de la mampostería y al reacomodo de los tabiques. Para un nivel de distorsiones cercano al 0.4 por ciento, la rigidez de la mampostería se degrada entre un 15 y un 25 por ciento, y aún para distorsiones menores rápidamente alcanza valores del orden del 50 por ciento de la rigidez inicial. Este porcentaje se utiliza más adelante para verificar la influencia en rigidez y resistencia de la mampostería en el edificio.

5.2.4 Comportamiento no lineal de vigas de concreto reforzado

El comportamiento inelástico de una viga en general, sigue el concepto del modelo de un componente de Giberson (Sharpe, 1974), que presenta la posibilidad del desarrollo de una articulación plástica en uno o en ambos extremos de una parte elástica central del elemento (fig 5.12).

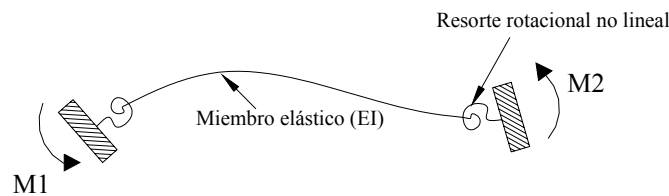


Fig 5.12 Modelo de Giberson de un componente

La rigidez de la articulación es controlada por la rigidez tangente del punto actual de la regla histerética apropiada.

La rigidez de la articulación plástica para una longitud plástica H , la curvatura ϕ y la relación inelástica momento-curvatura $M=fEI\phi$, donde $f<1$, será:

$$K_{resorte} = \frac{EI}{H} \left(\frac{f}{1-f} \right) \quad (5.5)$$

Son seis parámetros de fluencia que un elemento viga debe tener: fuerza axial a tensión de fluencia, fuerza axial a compresión de fluencia, momento de fluencia positivo en el extremo inicial, momento de fluencia negativo en el extremo inicial, momento de fluencia positivo en el extremo final y momento negativo de fluencia en el extremo final.

La ley de histéresis a usar es la de Takeda modificado (Otani, 1974) (fig 5.13). Dos son los parámetros fundamentales que definen a esta ley.

El parámetro α define la pendiente de descarga k_u , si se incrementa α decrece la pendiente k_u y el parámetro β define la rigidez de recarga, si se incrementa β se incrementa la rigidez de recarga.

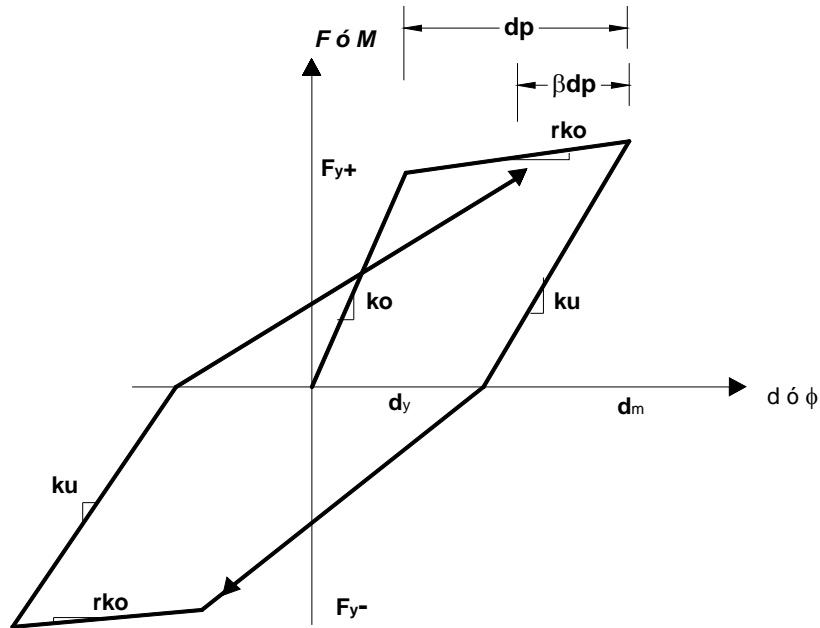


Fig 5.13 Modelo de histéresis de Takeda modificado (Carr, 1998)

La calibración de los parámetros que definen la ley de histéresis de Takeda se describe en el apéndice B.

5.2.5 Comportamiento no lineal de columnas de concreto reforzado

Al igual que en vigas, el comportamiento inelástico de un miembro tipo columna, en general sigue el concepto del modelo de un componente de Giberson (Sharpe, 1974), que presenta la posibilidad del desarrollo de una articulación plástica en uno o en ambos extremos de una parte elástica central del elemento (fig 5.12).

El elemento columna en el programa Ruaumoko funciona con un diagrama de interacción carga axial – momento flexionante de fluencia (fig 5.13), de esta manera la carga axial define el momento de fluencia en cada uno de los extremos del miembro.

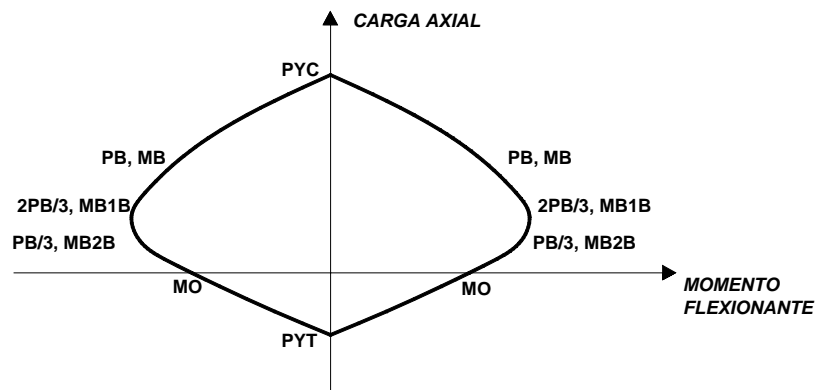
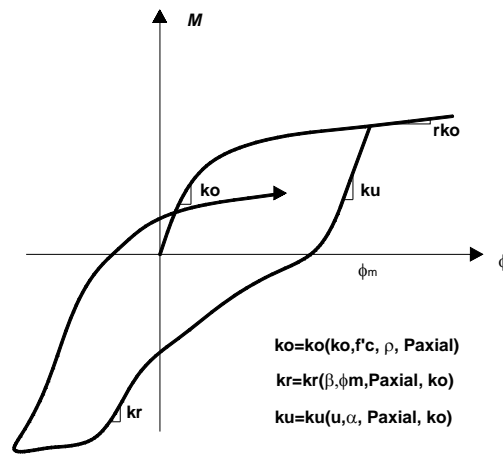


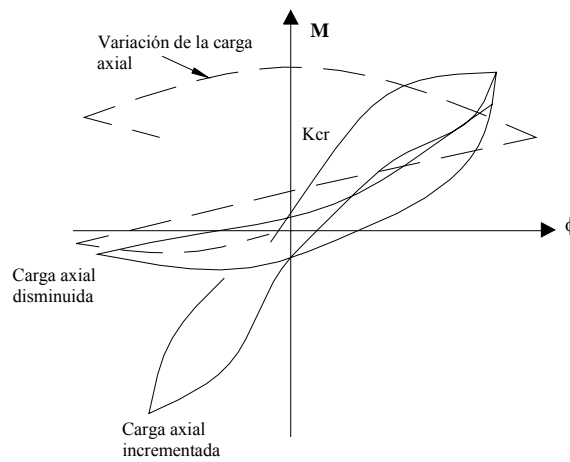
Fig 5.13 Diagrama de interacción carga axial – momento flexionante de fluencia (Carr, 1998)

En la fig 5.13, PB , MB son la carga axial balanceada y el momento balanceado, respectivamente. $2PB/3$, $MB1B$ son $2/3$ de la carga axial balanceada y el momento correspondiente, respectivamente. $PB/3$ y $MB2B$ son un tercio de la carga axial balanceada y el momento correspondiente, respectivamente.

La ley de histéresis que representa la interacción momento flexionante-carga axial en las columnas es la propuesta por Li Xinrong (1995) (fig 5.14).



(a)



(b)

Fig 5.14 Modelo de histéresis de Li Xinrong (1995) para columnas de concreto reforzado aplicado a elementos de una componente (Carr, 1998)

Son tres las rigideces que definen la ley de histéresis de Li Xinrong (1995):

ko , es la rigidez elástica en función de las propiedades elásticas (módulo de elasticidad, módulo al corte, área transversal, etc), la resistencia a la compresión del concreto (f'_c), la cuantía de acero longitudinal de las columnas y la carga axial.

ku , es la rigidez de descarga que está en función de un coeficiente de descarga (u), un factor de recarga (α), la carga axial y la rigidez elástica ko .

k_r , es la rigidez de recarga en función del parámetro que define el nuevo punto de recarga (β), la curvatura máxima (ϕ_m), la carga axial y la rigidez elástica k_o .

La calibración de los parámetros de la ley de histéresis de Li Xinrong se describe en el apéndice B.

5.2.6 Comportamiento no lineal de muros de concreto reforzado

El macromodelo propuesto (fig 5.15) retoma algunas ideas de Otani *et al.* (1985b) y de Linde y Bachmann (1994).

El modelo consiste en dos vigas rígidas en el extremo superior e inferior, dos resortes axiales para las columnas de borde; un elemento central compuesto por: un resorte de cortante no lineal, un resorte axial no lineal y uno rotacional al centro del claro.

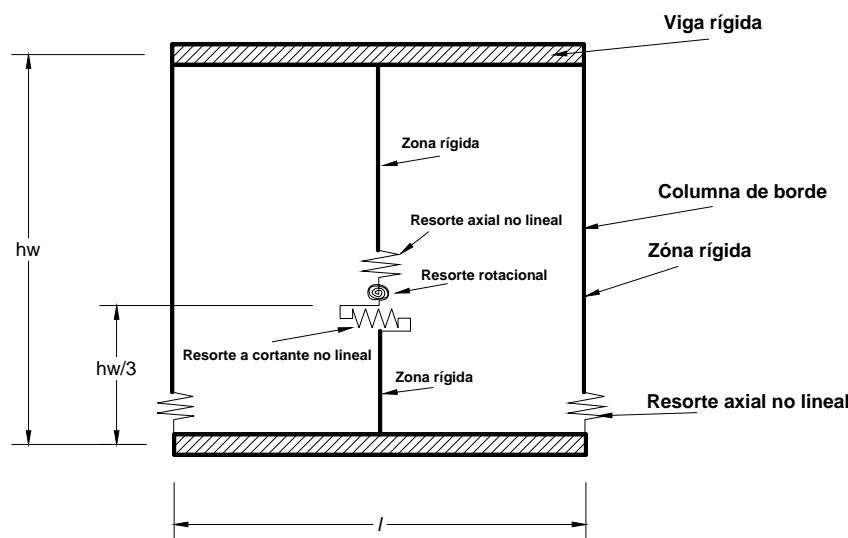


Fig 5.15 Macromodelo propuesto para muros esbeltos y robustos de concreto reforzado

Las consideraciones generales del macromodelo son las siguientes:

1. Viga inferior y superior infinitamente rígidas.
2. Columnas de borde colocadas entre sí a una distancia horizontal l (fig 5.16).
3. Un resorte a cortante, axial y rotacional colocados al centro del claro, y a una altura $h_w/3$ (Linde y Bachmann, 1994), donde h_w es la altura del muro.
4. Resortes axiales no lineales que representan las columnas de borde son ubicados en la parte inferior.
5. Zonas rígidas de las columnas de borde y del elemento central son colocadas para no aceptar deformaciones adicionales y mantener la compatibilidad de deformaciones.
6. Longitud de cada uno de los resortes (columnas de borde y elemento central) se supone cero.

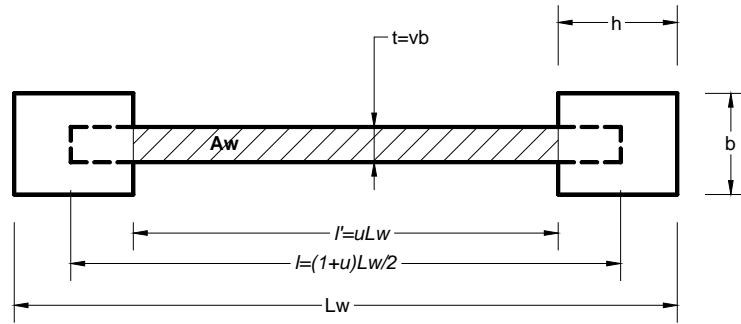


Fig 5.16 Notación para la sección transversal del muro

Para las columnas de borde se utiliza una regla histerética con diferente rigidez elástica positiva y negativa (fig 5.17).

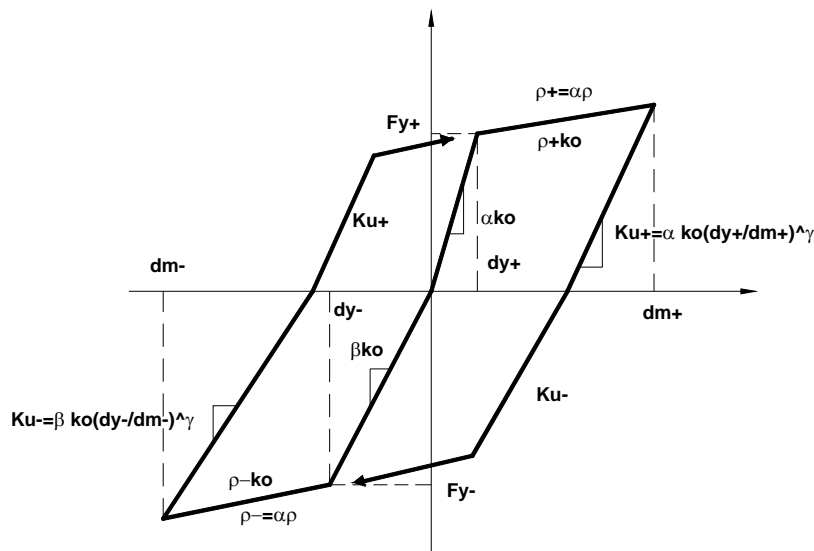


Fig 5.17 Regla histerética para el comportamiento no lineal axial de las columnas de borde (Carr, 1998)

Para el elemento central que controla el comportamiento a cortante se le asigna un comportamiento histerético propuesto por Kato *et al.* (1983). Esta ley aparece en la librería de histéresis del programa de análisis no lineal empleado. Este modelo representa el comportamiento de miembros de concreto reforzado que fallan a cortante y que puede ser ajustado para representar el comportamiento de elementos que fallen por flexión. La regla histerética está compuesta por una curva trilineal, con una parte bilineal para el comportamiento de falla (fig 5.18).

Seis son los parámetros que definen la regla histerética de Kato (Carr, 1998): P_{TRI} define la pendiente para la pérdida de resistencia; α define la pendiente de descarga ku ; β define la rigidez ks (pendiente por deslizamiento); γ define la longitud ls (longitud por deslizamiento); $FU+$ y $FU-$, fuerza última (cortante) positiva y negativa, respectivamente.

Las propiedades mecánicas y los parámetros que definen las leyes de histéresis para muros esbeltos y robustos de concreto reforzado se detallan en el apéndice B.

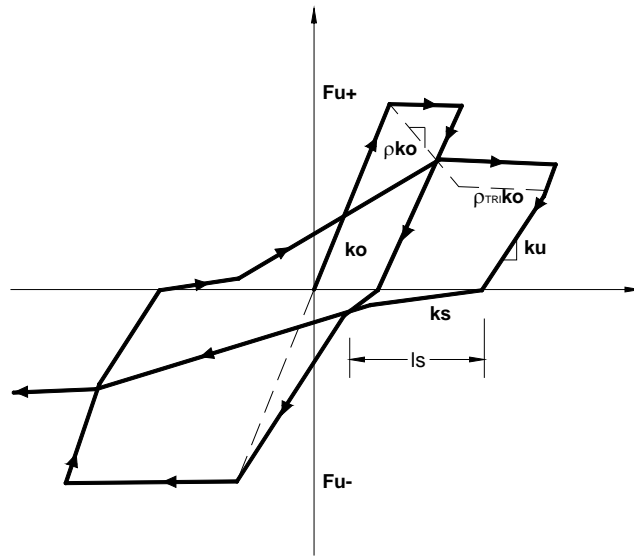


Fig 5.18 Regla histerética propuesta por Kato *et al.* (1983) para el comportamiento no lineal a cortante del elemento central

CAPÍTULO 6

RESPUESTA NO LINEAL

Para obtener la respuesta no lineal de la dirección L del edificio SIS, el modelo matemático correspondiente fue sujeto a dos tipos principales de análisis: análisis estático no lineal con carga monótona creciente (ENC) y análisis dinámico no lineal paso a paso (DN). Con el análisis ENC se obtuvieron curvas de capacidad que relacionan el cortante basal y el desplazamiento de azotea del edificio. En cambio, con el análisis DN se obtuvieron historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea, historias de cortante basal, así como envolventes de cortante, de desplazamientos y distorsiones por entrepiso, además, se determinaron las ductilidades locales y globales.

La SIM64 posee amplitudes elásticas espectrales fuera de orden de aquellas especificadas en el reglamento (RCACA, 2002) y además, su energía difiere de manera considerable respecto a su función de Green. Por lo tanto, las respuestas calculadas con esta simulación no se consideraron como respuestas probables del edificio sino solamente se empleó para tener una idea de las respuestas que podrían presentarse en el edificio con un sismo de tales características.

6.1 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL CON CARGA MONÓTONA CRECIENTE

Para conocer la influencia de la mampostería en la resistencia y rigidez global del edificio SIS se obtuvieron tres curvas de capacidad de la estructura, una con mampostería agrietada a un 50 por ciento de la rigidez inicial, otra con mampostería sin agrietar, y la tercera sin mampostería (fig 6.1).

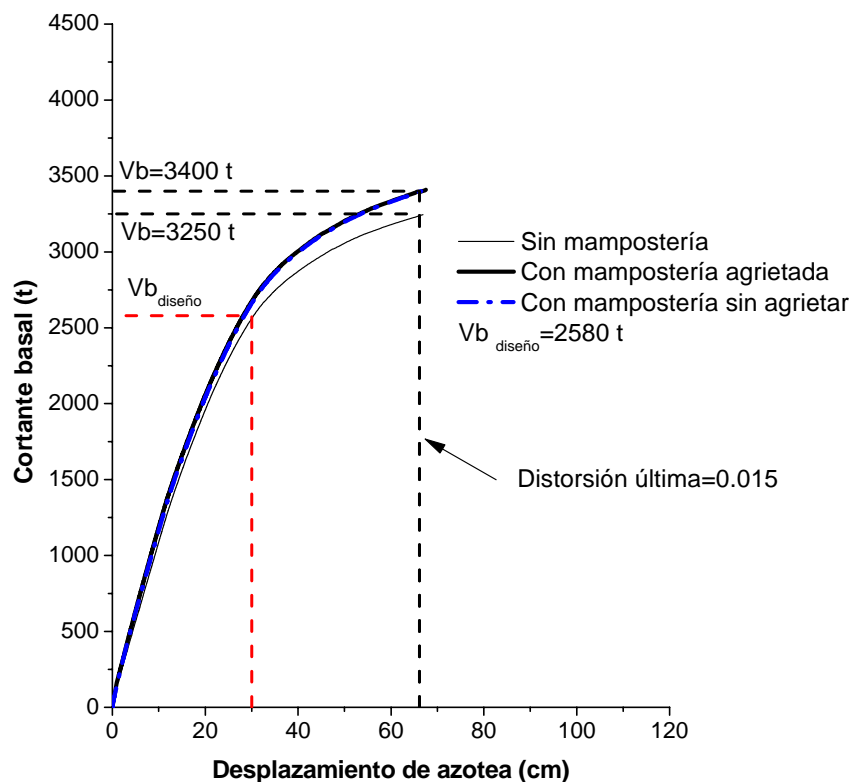


Fig 6.1 Curva de capacidad del edificio SIS, con y sin mampostería, con carga monótona creciente de acuerdo con la primera forma modal

Como puede observarse en esta figura, las curvas de capacidad con mampostería agrietada y sin agrietar prácticamente coinciden. Es decir, no existen diferencias en la respuesta global del edificio cuando se considera la mampostería agrietada y sin agrietar.

Para una distorsión de 0.012 (1.2 por ciento) el desplazamiento de azotea correspondiente es de 52 cm. Para este nivel de distorsión, el correspondiente cortante basal sin mampostería y con mampostería agrietada es de 3100 y 3247 t, respectivamente. Esto significa que el incremento en resistencia es de 4.7 por ciento.

En la tabla 6.1 se comparan las tres primeras frecuencias modales del modelo bidimensional del edificio SIS, con mampostería agrietada y sin agrietar, y sin mampostería. La mampostería está representada mediante diagonales equivalentes (Crisafulli, 1997) con comportamiento histerético elastoplástico.

Tabla 6.1 Comparación de las frecuencias modales del modelo bidimensional, con mampostería agrietada y sin agrietar, y sin mampostería

MODO	FRECUENCIAS (Hz)		
	SIN MAMPOSTERÍA	CON MAMPOSTERÍA AGRIETADA	CON MAMPOSTERÍA SIN AGRIETAR
1	0.72	0.75	0.80
2	2.23	2.43	2.57
3	4.28	4.58	4.83

La primera frecuencia modal del modelo que considera la mampostería sin agrietar representa casi un 7 por ciento de diferencia respecto al modelo con mampostería agrietada y un 11 por ciento con relación al modelo que no la considera.

Tanto en la curva de capacidad de la fig 6.1 como en las frecuencias de la tabla 6.1 se observa que con la mampostería agrietada el incremento en rigidez y resistencia es inferior al 5 por ciento, por lo tanto su influencia en este edificio es relativamente baja. En consecuencia, en los análisis no lineales se desprecia la aportación de los muros de mampostería.

En la fig 6.1 puede observarse la distorsión permisible de entrepiso contra el colapso (distorsión de 0.015, asociada a un desplazamiento de azotea de 66.15 cm) especificada en el apéndice A de las NTC-Sismo (2004), para estructuras con marcos de concreto reforzado con ductilidad limitada ($Q=1$ ó 2). Para este nivel de distorsiones el cortante basal último con mampostería y sin ella, es de 3400 y 3250 t, respectivamente. La relación existente entre el cortante último y el cortante de diseño (sobrerresistencia) es de 1.32 y 1.26, con mampostería y sin ella, respectivamente. La ductilidad última correspondiente es de 2.2.

Se observa que la sobrerresistencia (SR) con mampostería agrietada y sin ella, es inferior que la SR máxima (2) que se señala en el apéndice A de las NTC-Sismo (2004). Cabe destacar que en el reglamento y las normas técnicas que rigen en Acapulco no se menciona el valor de SR adoptado.

Para obtener el desplazamiento de fluencia en azotea del edificio, se calcularon 5 curvas de capacidad, tres de ellas calculadas con un análisis ENC y dos realizadas con un análisis dinámico incremental (ADI) (fig 6.3). Para las curvas ENC se utilizaron tres distribuciones de cargas laterales (FEMA-356, 2000), las cuales están en función de la primera forma modal, de la distribución de masas y de acuerdo con la distribución de cortantes de entrepiso del edificio (fig 6.2). En la estimación de las curvas ADI se retomó el algoritmo sugerido por Vamvatsikos y Cornell (2002) y Montiel *et al.* (2004). Las curvas ADI a diferencia de los análisis ENC involucran la influencia de los aspectos dinámicos no lineales, como endurecimiento por deformación, ablandamiento y recuperación de la capacidad resistente. Además, existe gran variabilidad de formas y amplitudes de las curvas ADI al usar distintos acelerogramas para una misma estructura, por lo que la obtención de datos a partir de ellas requiere de

un estudio estadístico que asegure de manera efectiva la predicción de los resultados (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

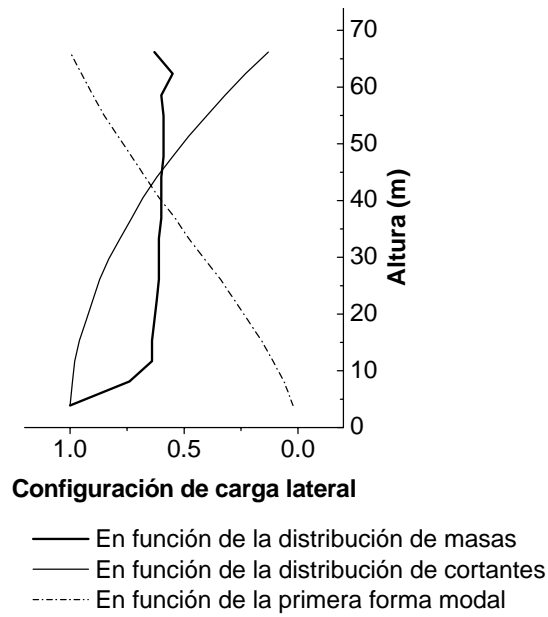


Fig 6.2 Configuraciones de carga lateral usadas en el análisis ENC sin mampostería

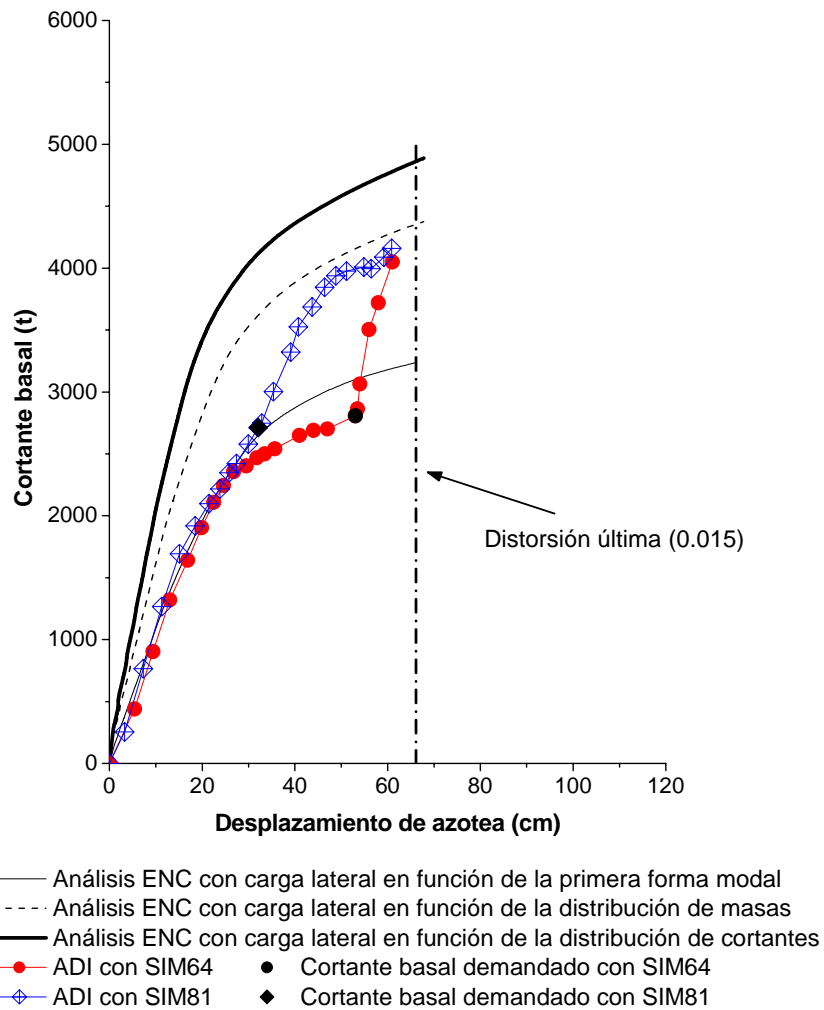


Fig 6.3 Curvas de capacidad calculadas con dos tipos de análisis

Con base en las curvas ENC de la fig 6.3 se estimó el desplazamiento de fluencia de azotea mediante dos rectas tangentes, una correspondiente a la parte elástica y otra a la curva de posfluencia. Y para las curvas ADI se estimó de manera aproximada a partir del primer punto de la curva que se aparta de la recta imaginaria que representa a la rigidez inicial. Los desplazamientos de fluencia calculados mediante estos procedimientos se muestran en la tabla 6.2. En esta figura, para la SIM64 se aprecia una recuperación de la resistencia y un punto de fluencia muy marcado que a diferencia de la SIM81 donde estos efectos no aparecen. Cabe señalar que existe una gran diversidad de formas de las curvas ADI en función de los registros sísmicos a los que se somete la estructura, tal como se puede encontrar con detalle en Vamvatsikos y Cornell (2002).

Tabla 6.2 Desplazamientos de fluencia calculados con las curvas de capacidad

CURVA DE CAPACIDAD	DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA DE AZOTEA (cm)
Análisis ENC con carga lateral en función de la primera forma modal	27
Análisis ENC con carga lateral en función de la distribución de masas	25
Análisis ENC con carga lateral en función de la distribución de cortantes	20
ADI para la simulación 64	23
ADI para la simulación 81	24

Teniendo en cuenta que para obtener resultados confiables se requieren varias curvas ADI, al haber calculado dos de ellas con la SIM81 y SIM64, se aprecia que ambas son congruentes en rigidez inicial con la curva ENC calculada con carga lateral en función de la primera forma modal, en cambio las otras dos curvas ENC suelen sobreestimar la capacidad de la estructura. Puede observarse que los desplazamientos de fluencia evaluados se mantienen en valores que son del orden de 24 cm. Las curvas calculadas con el análisis ENC con carga lateral en función de la distribución de masas y cortantes difieren en mucho de las demás curvas en la capacidad resistente. Estas diferencias señalan la importancia de los efectos que tiene la configuración de la carga lateral en los resultados del análisis ENC. En Loera y Avila (1993) se demuestra que el momento de volteo (M_v) para distintas configuraciones de carga se mantiene constante, en cambio, el cortante basal (V_o) sí depende de las fuerzas laterales, pues está en función de la altura de la resultante de las fuerzas aplicadas (h'). Luego entonces la relación $V_o=M_v/h'$ es variable para distintas configuraciones de carga lateral.

Los desplazamientos de fluencia utilizados para la obtención de las ductilidades globales y por entrepiso son los derivados de las curvas ADI, por ser las que involucran los efectos dinámicos no lineales.

6.2 ANÁLISIS PASO A PASO

6.2.1 Historia de desplazamiento y aceleraciones en azotea

En la figs 6.4 a 6.7 se presentan las historias de desplazamiento relativo y aceleraciones absolutas en azotea, para la SIM81 y SIM64. En estas figs se compara la respuesta no lineal y la respuesta elástica lineal. Para la SIM64, el programa aborta el análisis no lineal a los 57 s, y tal como se indica en la sección 6.2.5, todo parece indicar que se trata de un problema numérico inherente a la ley de histéresis usada en columnas.

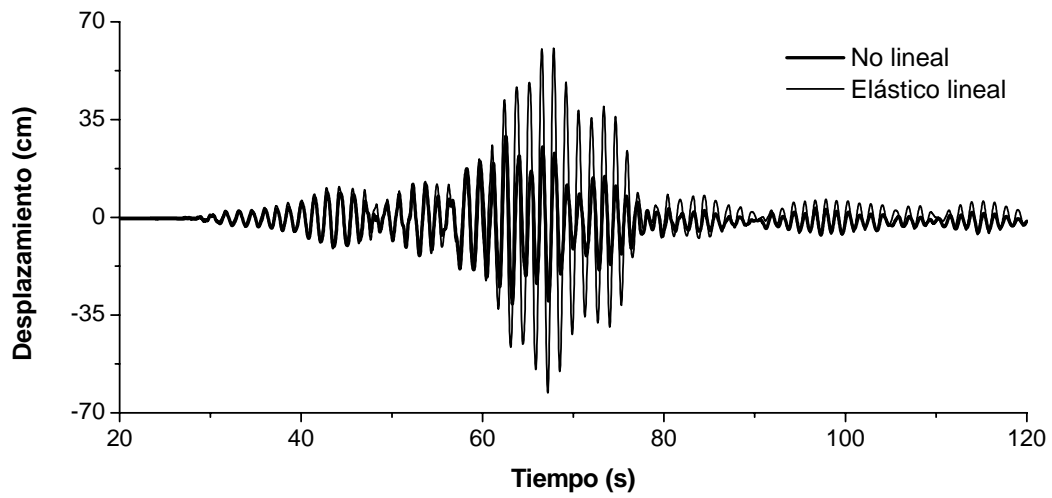


Fig 6.4 Historia de desplazamiento relativo de azotea para la SIM81

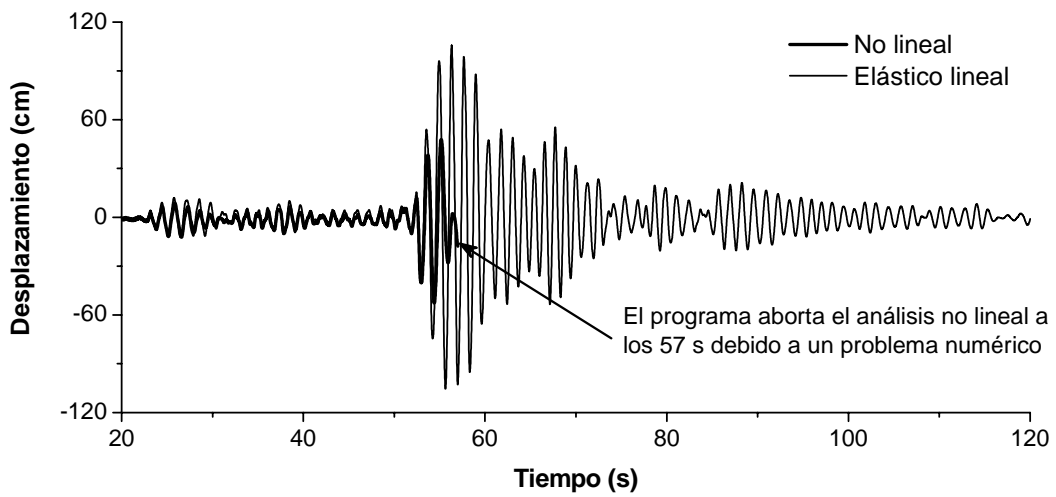
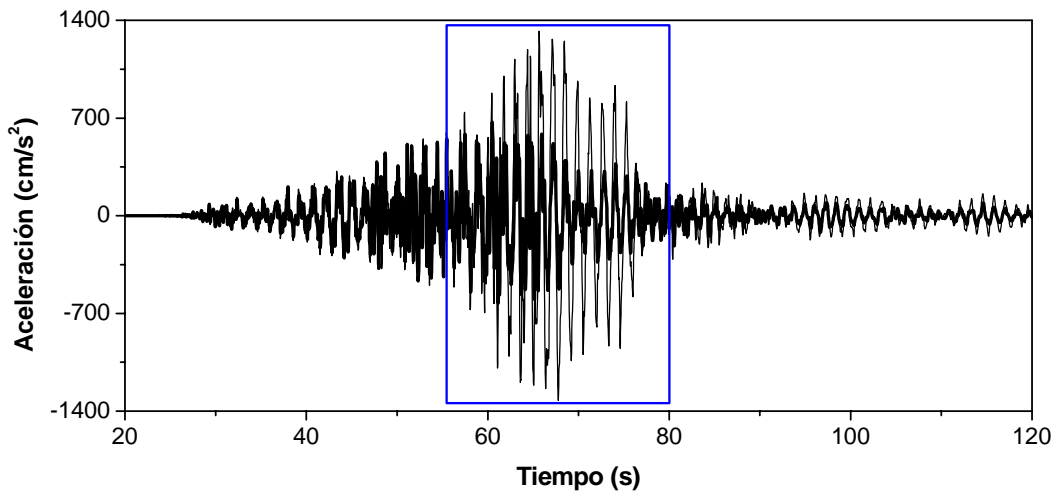
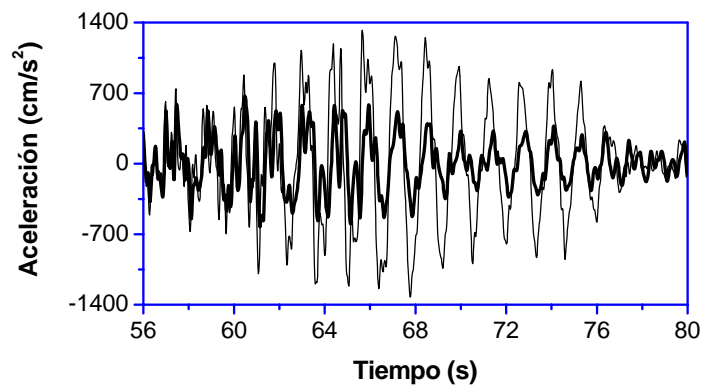


Fig 6.5 Historia de desplazamiento relativo de azotea para la SIM64



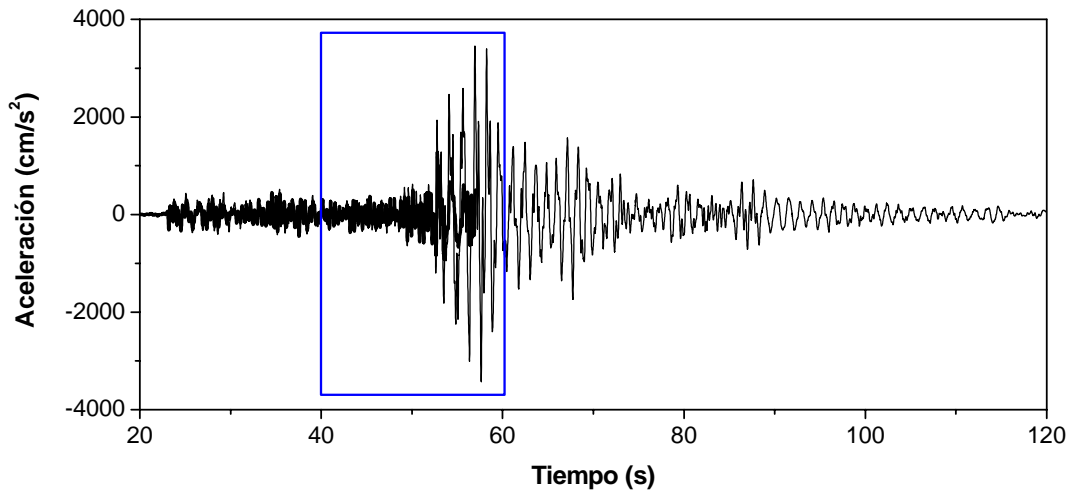
a) Historia completa



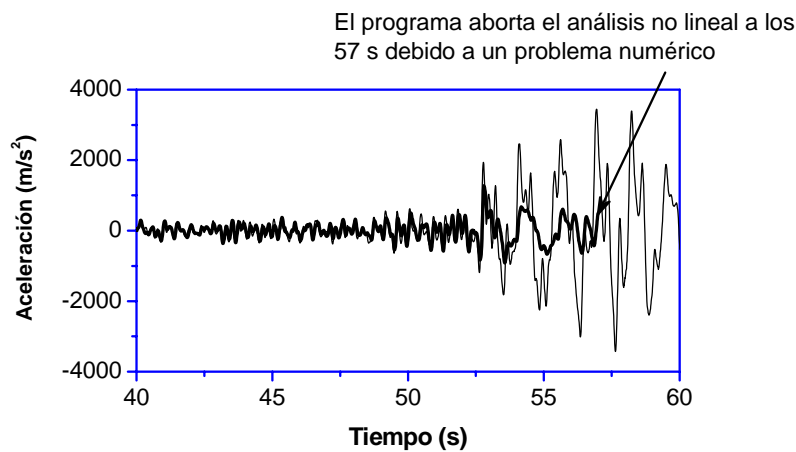
b) Acercamiento

— No lineal
 — Elástico lineal

Fig 6.6 Historia de aceleraciones absolutas en azotea para la SIM81



a) Historia completa



b) Acercamiento

— No lineal
— Elástico lineal

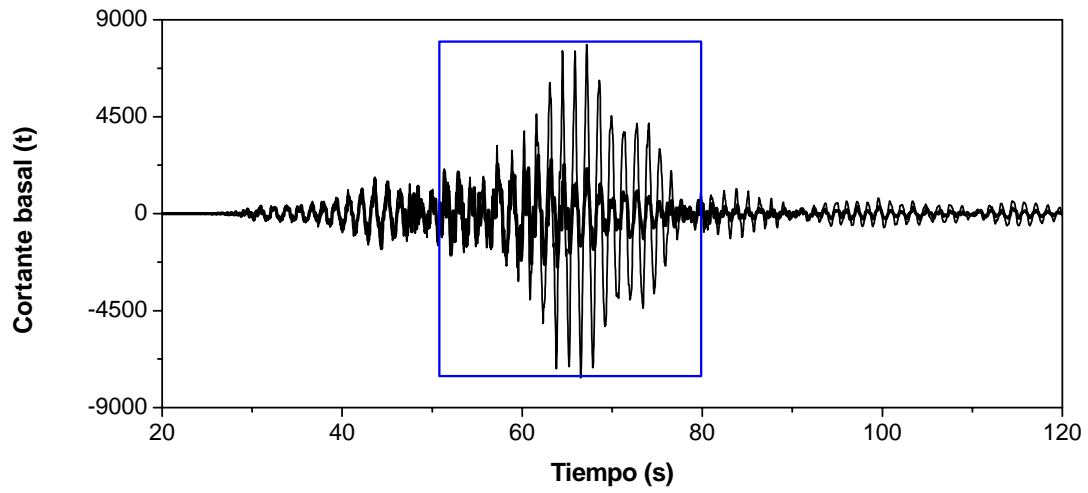
Fig 6.7 Historia de aceleraciones absolutas en azotea para la SIM64

Para la simulación 81 la incursión en comportamiento no lineal se presenta a los 57 s, mientras que para la simulación 64 ocurre a los 52 s aproximadamente. Para la SIM81, antes de los 57 s, las respuestas coinciden en amplitud y en fase, no así para después de los 80 s donde la respuesta no lineal no logra recuperarse por completo en amplitud. Por otro lado, antes de los 52 s las respuestas de la SIM64 son congruentes en amplitud y en fase.

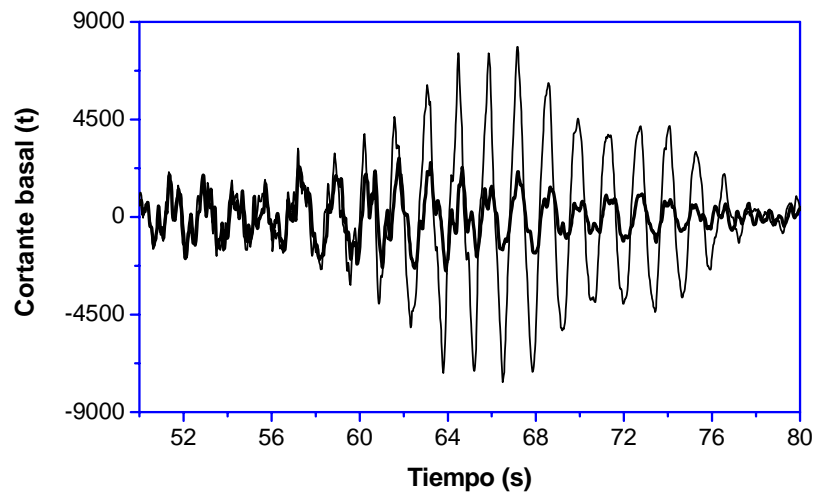
Los desplazamientos no lineales máximos representan un 51 por ciento de la respuesta máxima elástica, para ambas simulaciones. En cuanto a las aceleraciones máximas no lineales, estas representan un 51 y un 37 por ciento respecto de la aceleración máxima elástica para SIM81 y SIM64, respectivamente.

6.2.2 Historia de cortante basal

En las figs 6.8 y 6.9 se muestran la historia de cortante basal no lineal y elástico lineal para la SIM81 y SIM64, respectivamente.



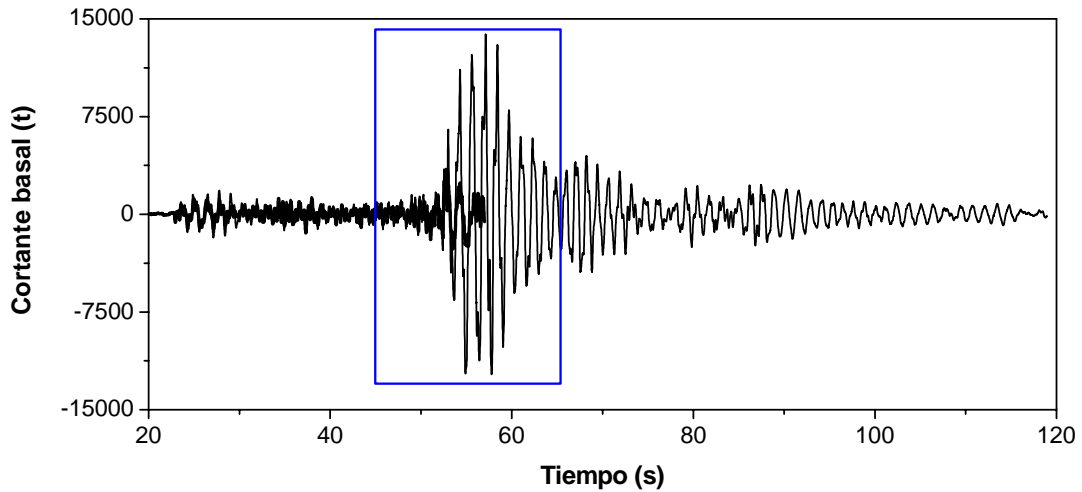
a) Historia completa



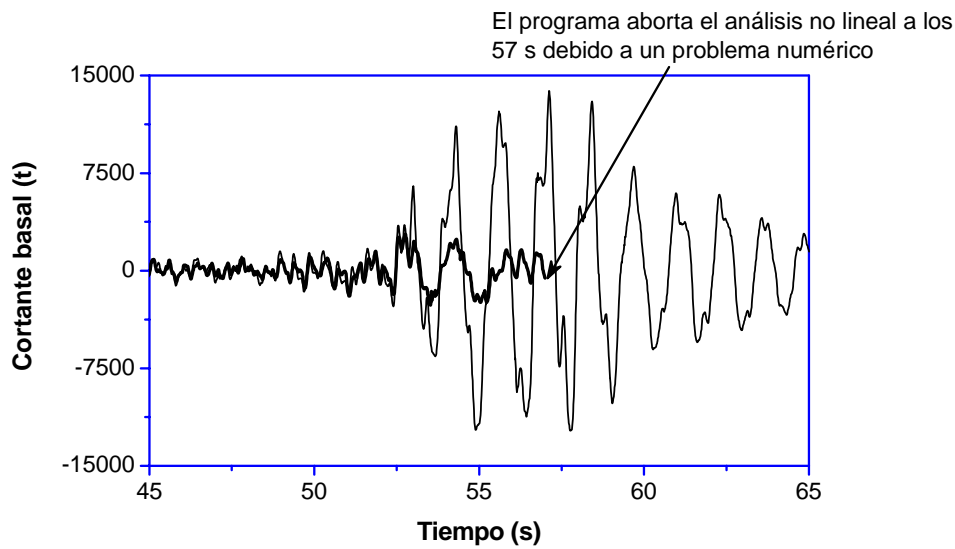
b) Acercamiento

— No lineal
 — Elástico lineal

Fig 6.8 Historia de cortante basal para la SIM81



a) Historia completa



b) Acercamiento

— No lineal
 - - - Elástico lineal

Fig 6.9 Historia de cortante basal para la SIM64

Los cortantes basales no lineales son relativamente congruentes en amplitud y en fase con los elásticos lineales para un tiempo inferior a los 55 y 52 s, para SIM81 y SIM64, respectivamente. Después de estos tiempos los cortantes no coinciden en amplitud. Las respuestas no lineales máximas significan un 35 y un 20 por ciento de la respuesta elástica máxima, para SIM81 y SIM64, respectivamente.

Los cortantes basales máximos demandados con SIM81 y SIM64 fueron 2712 y 2808 t, respectivamente.

6.2.3 Ciclos histeréticos por nivel

En las figs 6.10 a 6.13 se dan a conocer los ciclos histeréticos por nivel para ambas simulaciones, donde las ordenadas son el cortante y en las abscisas son los desplazamientos relativos de entrepiso.

Los ciclos histéricos para la SIM81 indican comportamiento no lineal en los entrepisos intermedios, sin embargo, en los entrepisos inferiores y superiores el comportamiento se mantiene *cuasi* elástico.

En cambio para la SIM64, la mayoría de los entrepisos presentan un comportamiento no lineal caracterizado por la presencia de un efecto de endurecimiento en la curva histérica.

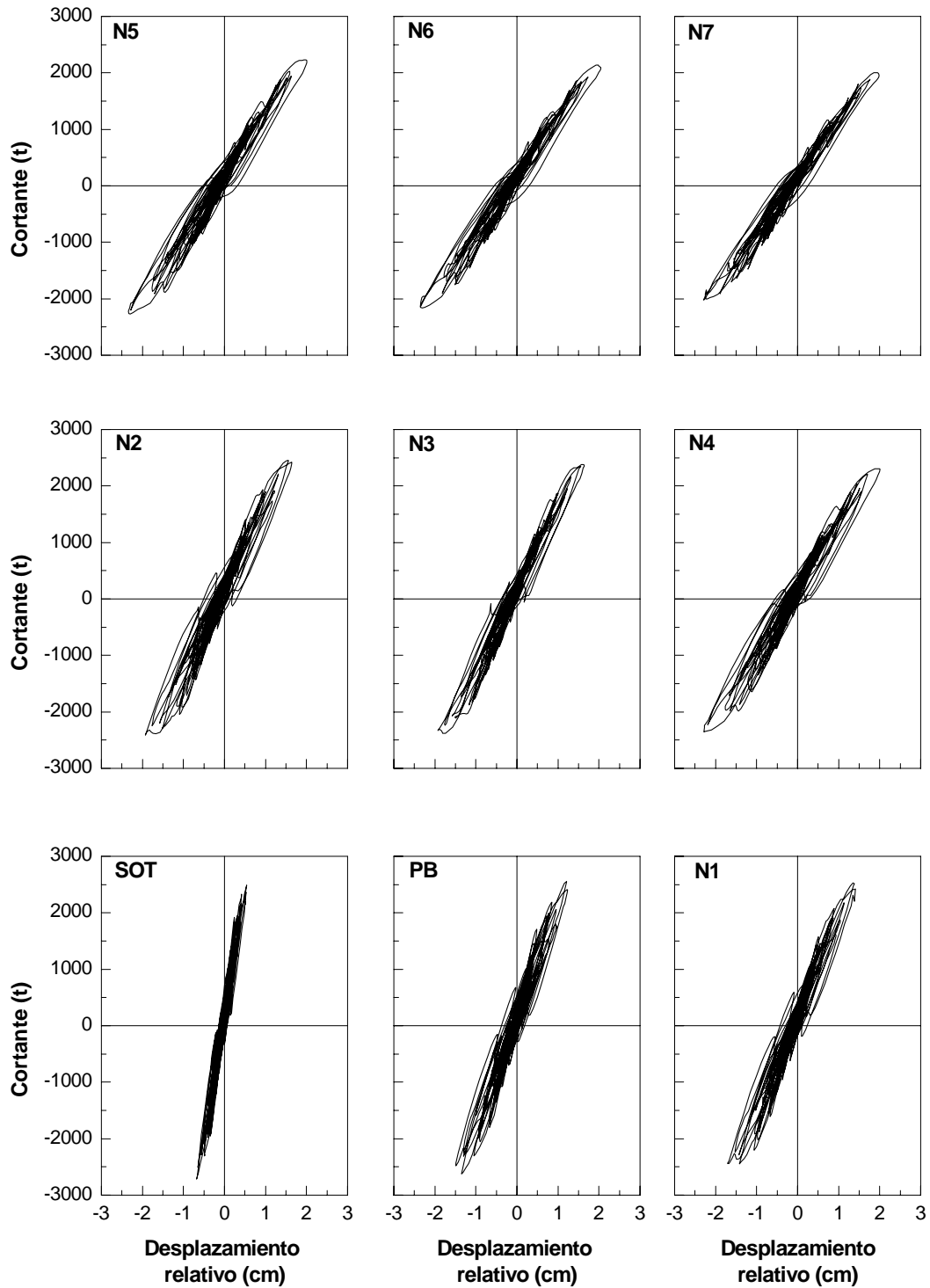


Fig 6.10 Ciclos histéricos de los entrepisos SOT-N7 con la SIM81

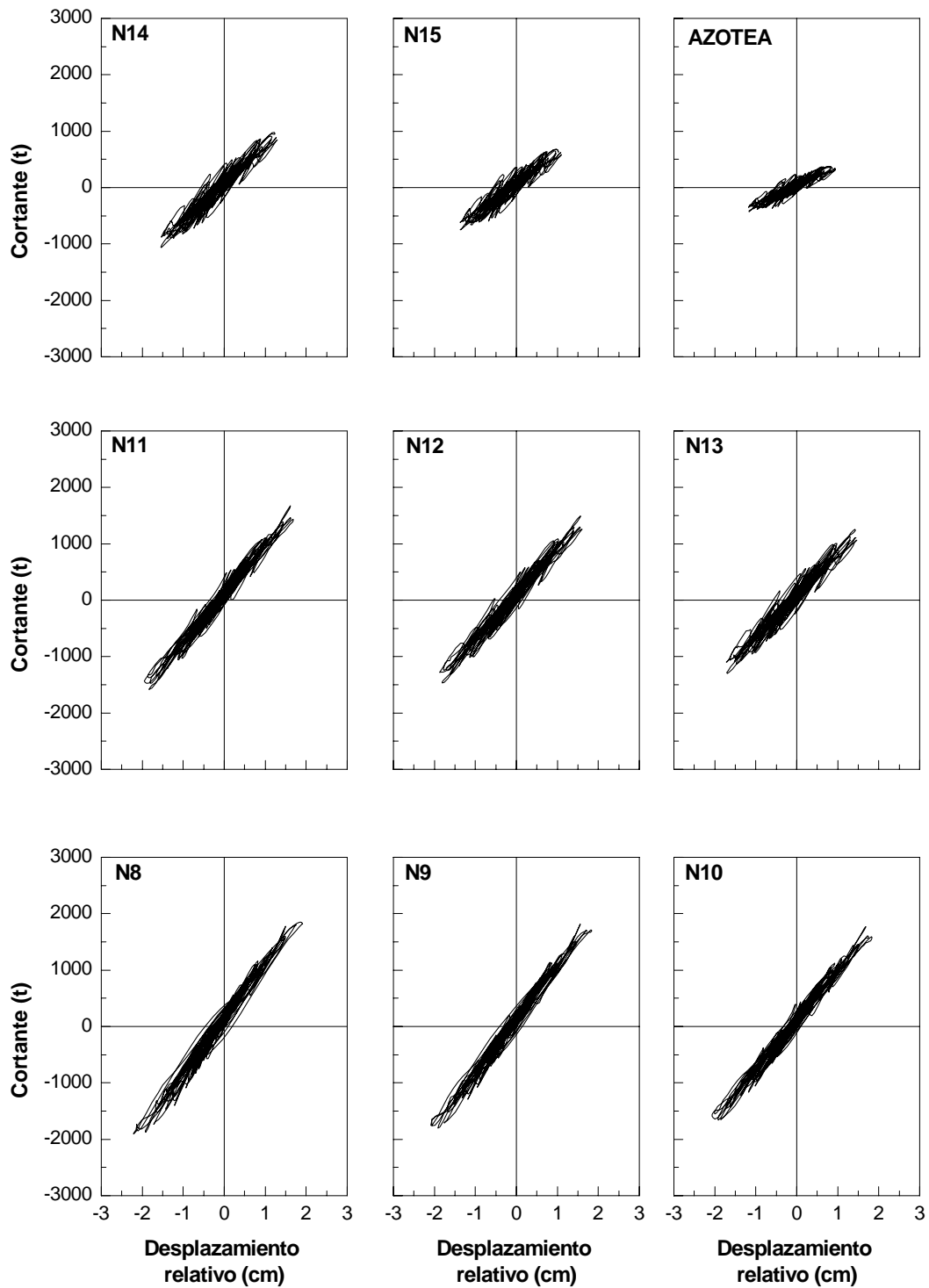


Fig 6.11 Ciclos histeréticos de los entresijos N8-AZ con la SIM81

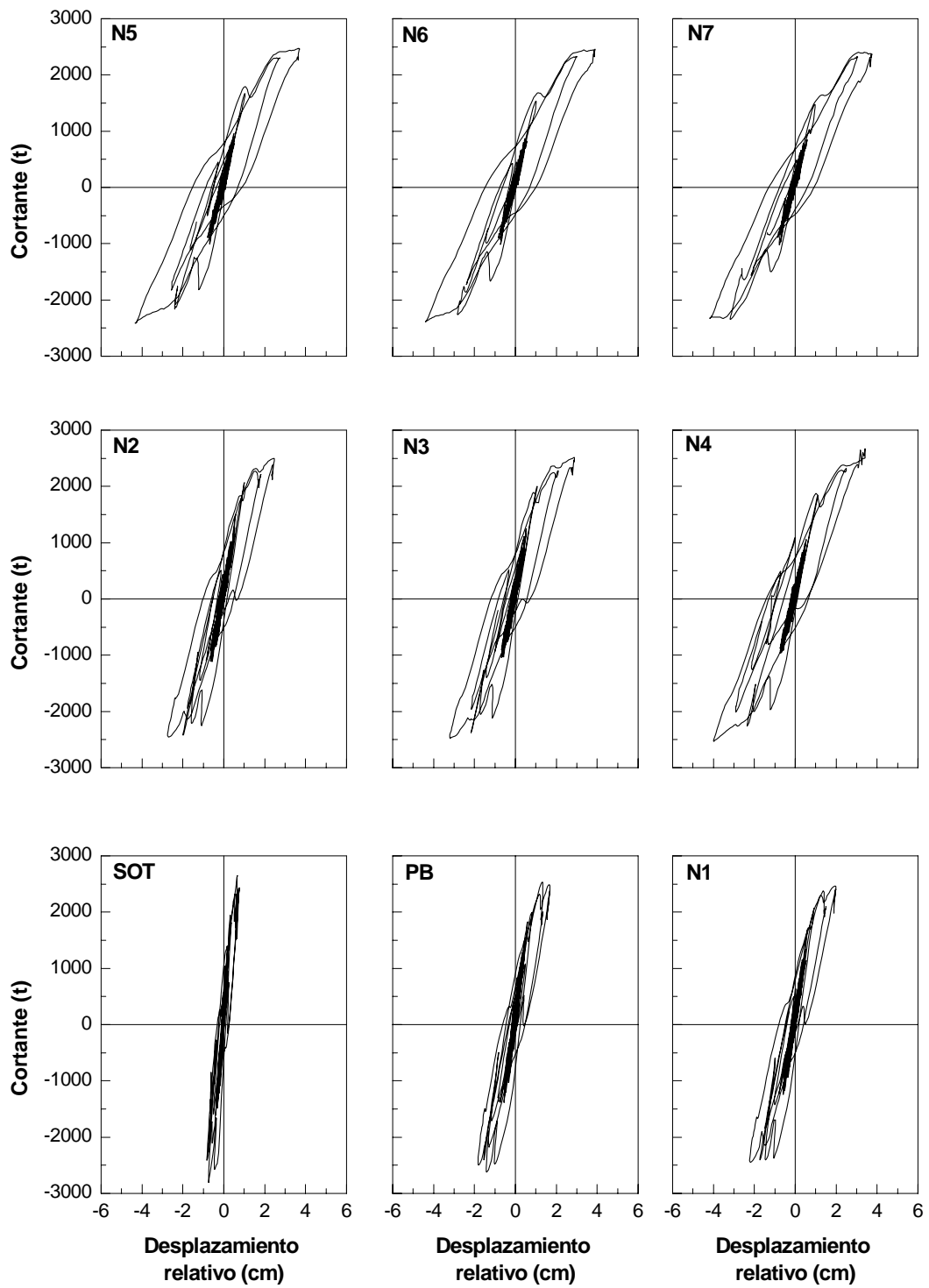


Fig 6.12 Ciclos histeréticos de los entrepisos SOT-N7 con la SIM64

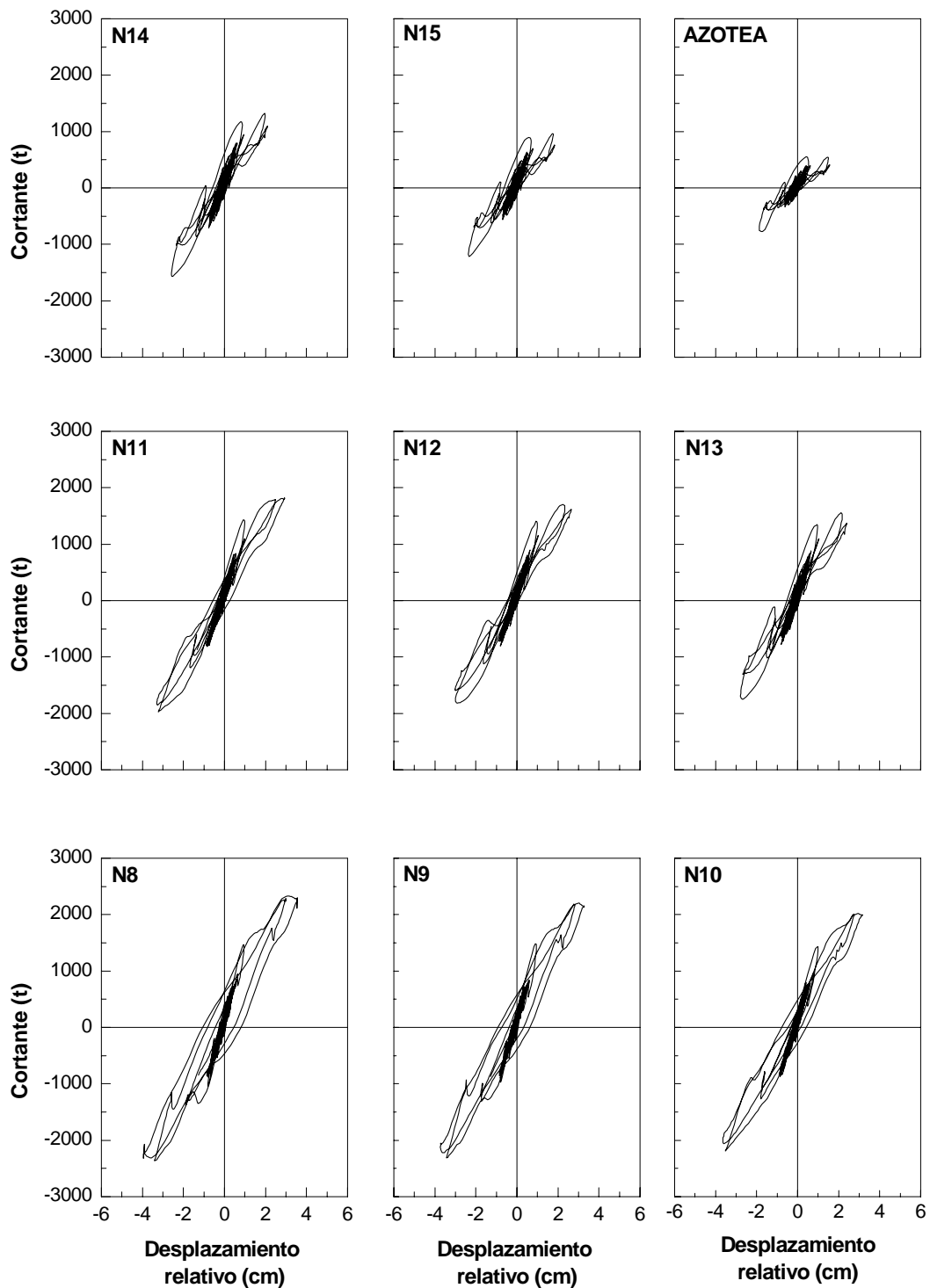


Fig 6.13 Ciclos histeréticos de los entrepisos N8-AZ con la SIM64

6.2.4 Secuencia en la formación de articulaciones plásticas

Un resumen de la secuencia en la formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas del edificio para la SIM81 y SIM64 se presenta en las figs 6.14 a 6.33.

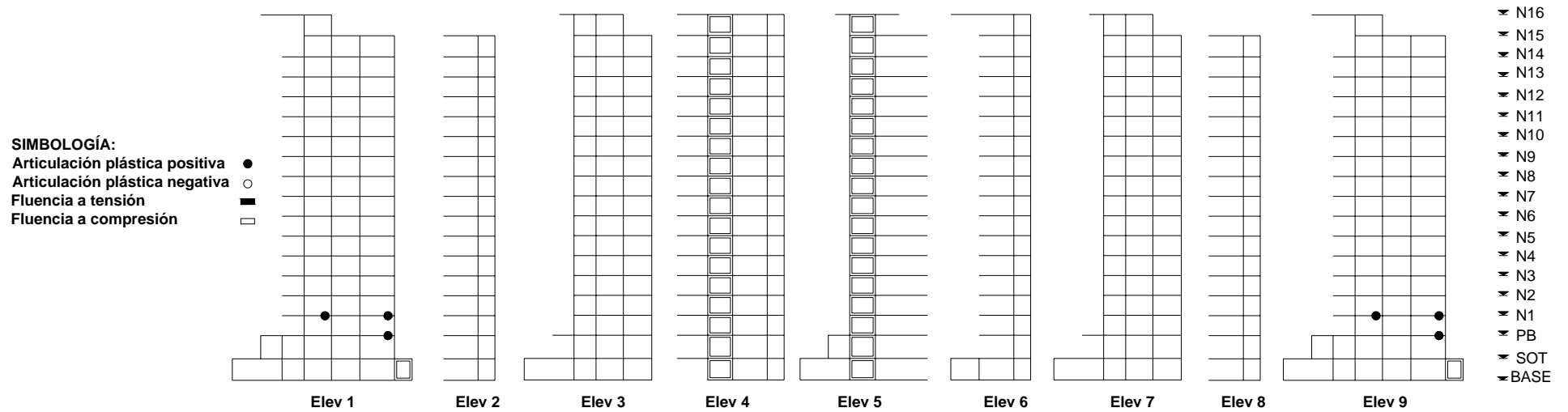


Fig 6.14 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM81 a los 57.24 s (inicio de formación de a.p.)

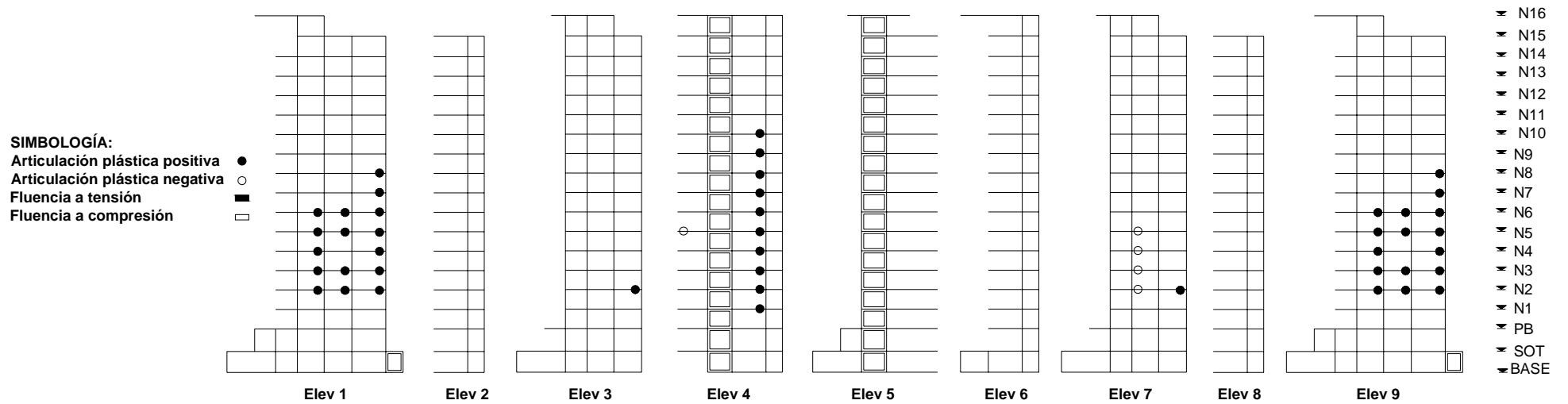


Fig 6.15 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM81 a los 58.96 s

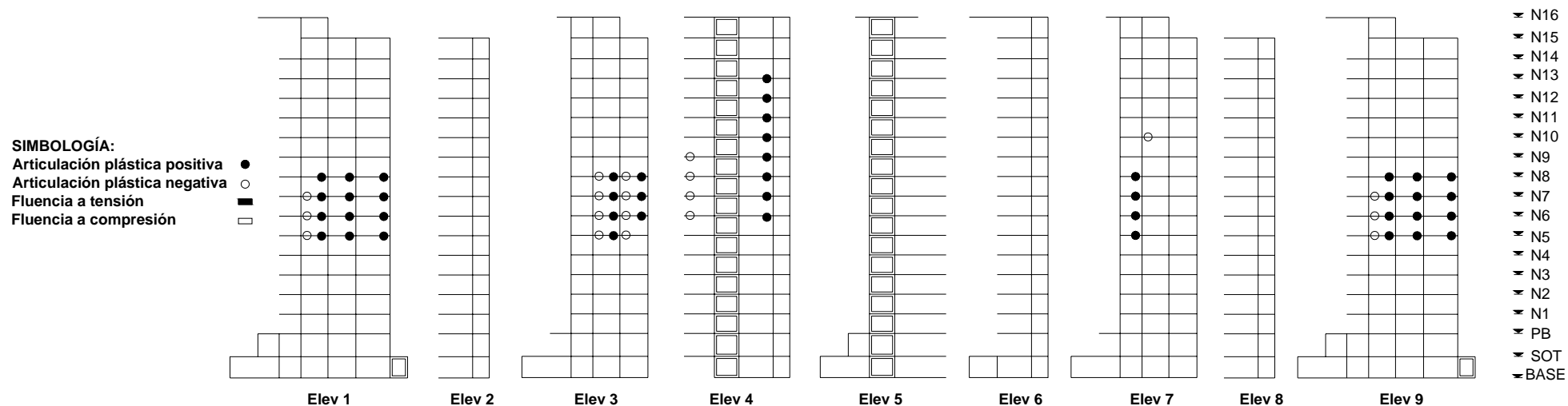


Fig 6.16 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM81 a los 61.90 s

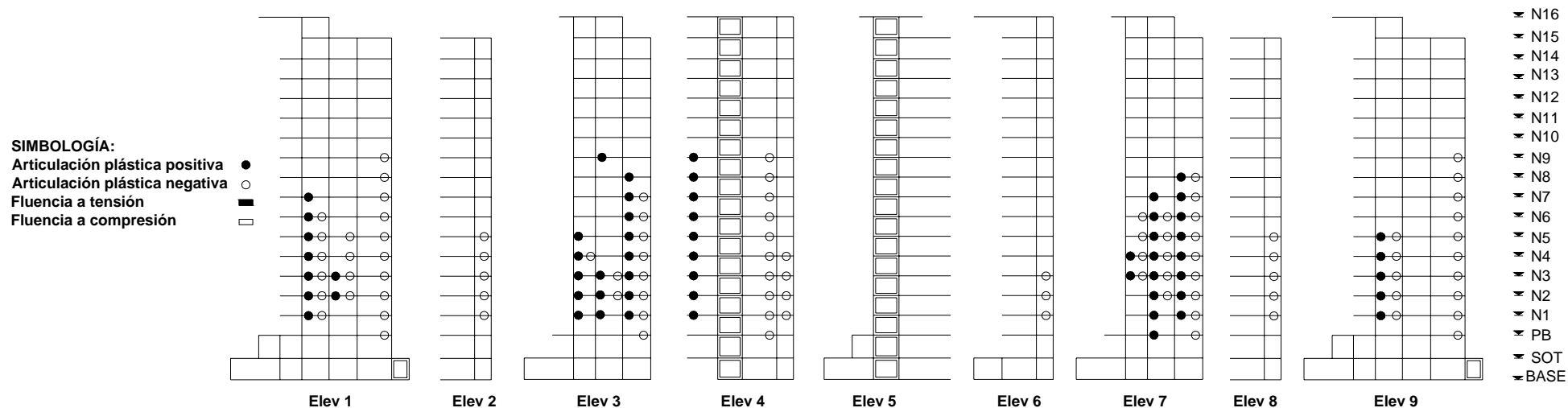


Fig 6.17 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM81 a los 62.46 s

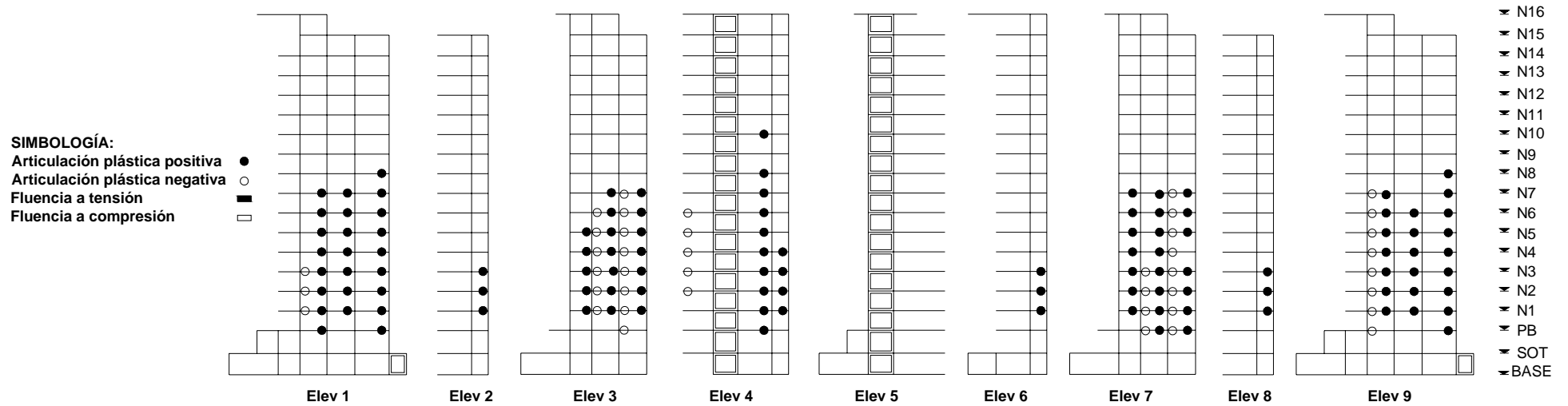


Fig 6.18 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM81 a los 63.14 s

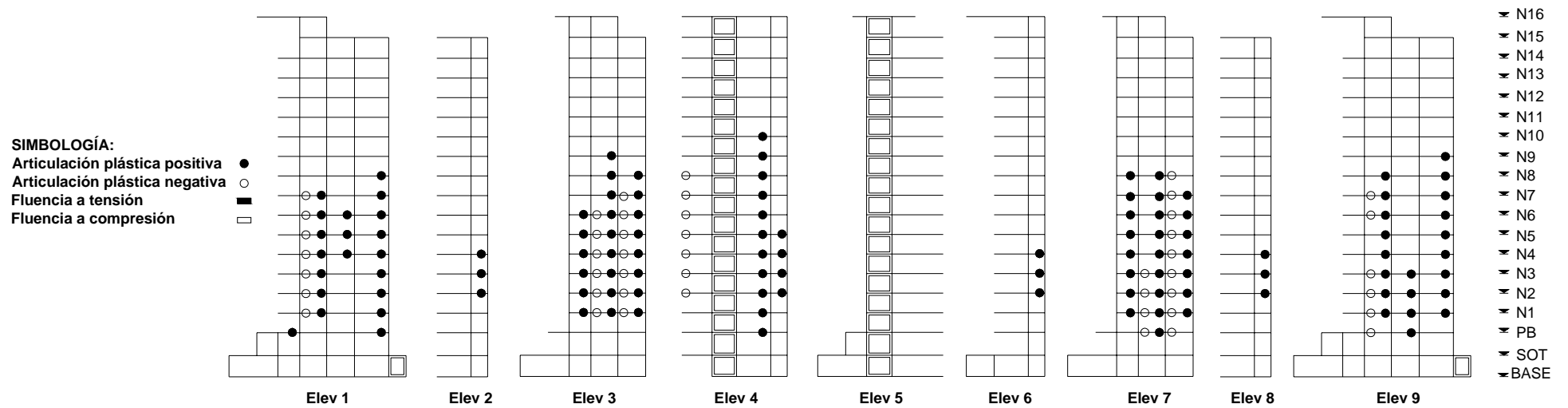


Fig 6.19 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM81 a los 63.18 s

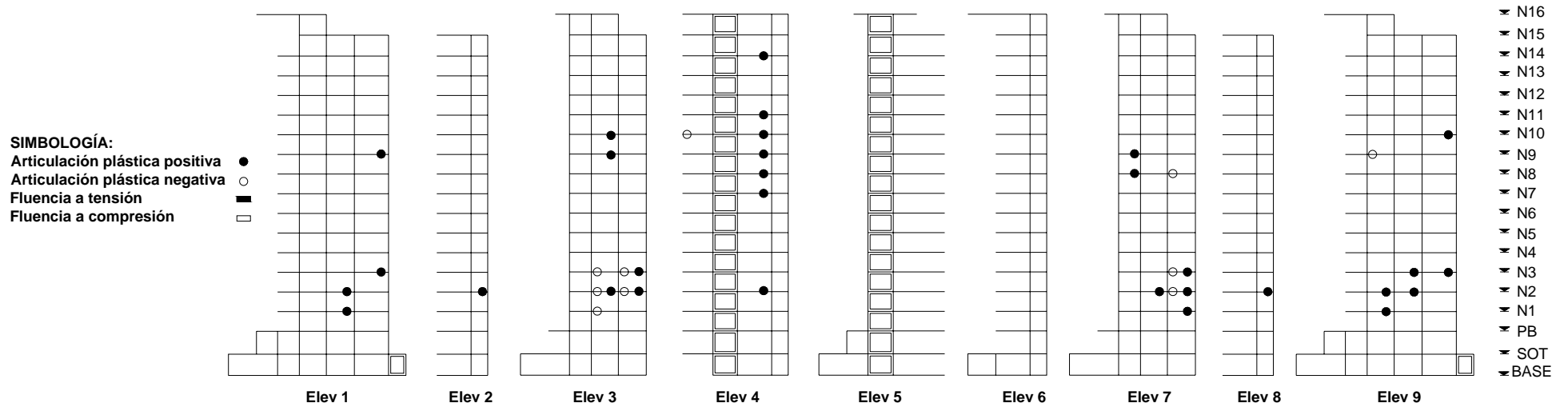


Fig 6.20 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM81 a los 63.26 s

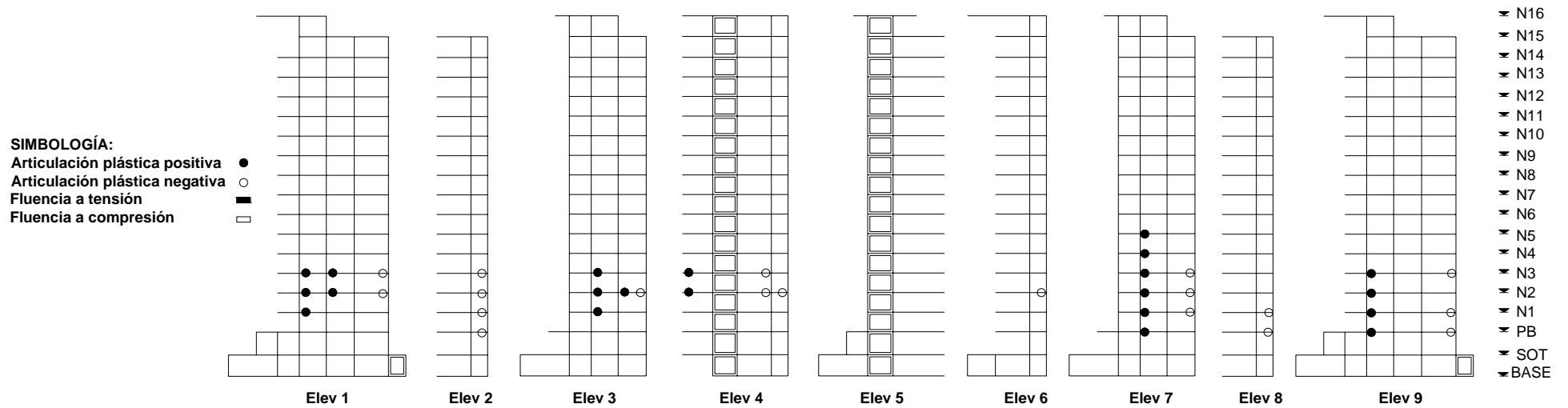


Fig 6.21 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM81 a los 63.88 s

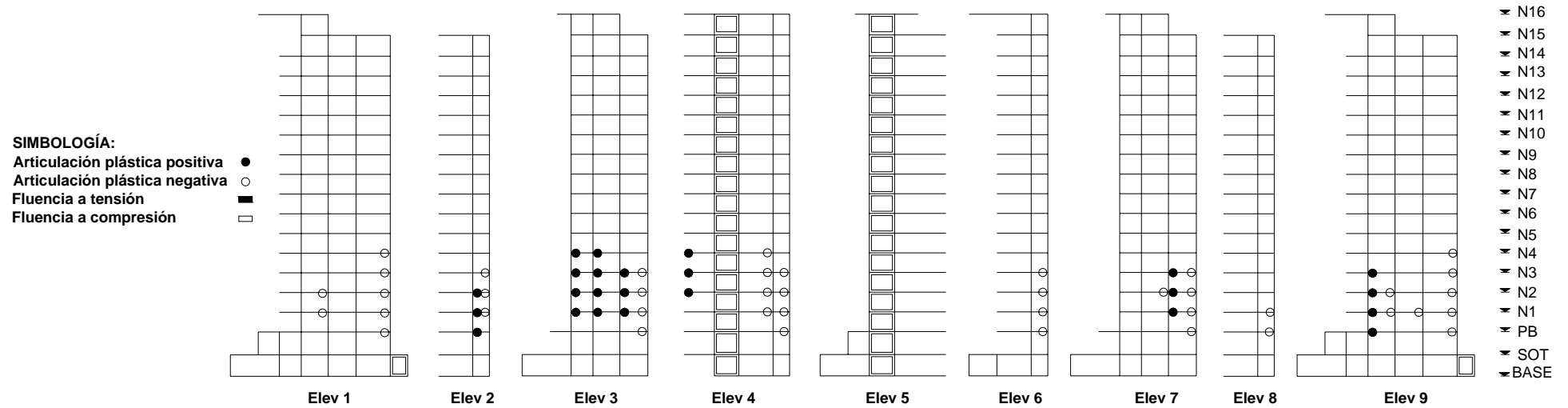


Fig 6.22 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM81 a los 63.92 s

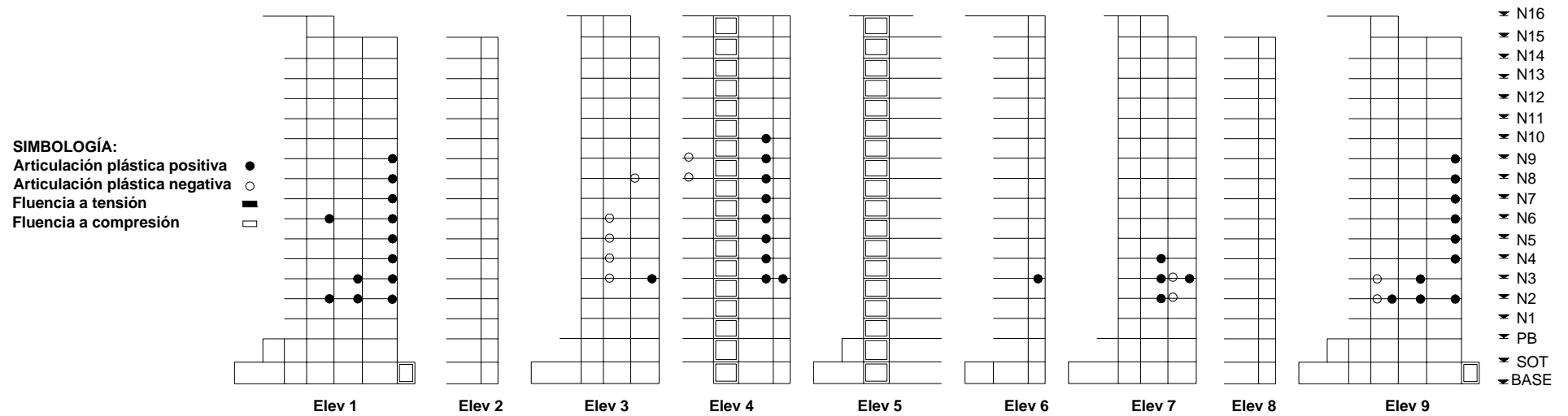


Fig 6.23 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM81 a los 67.26 s

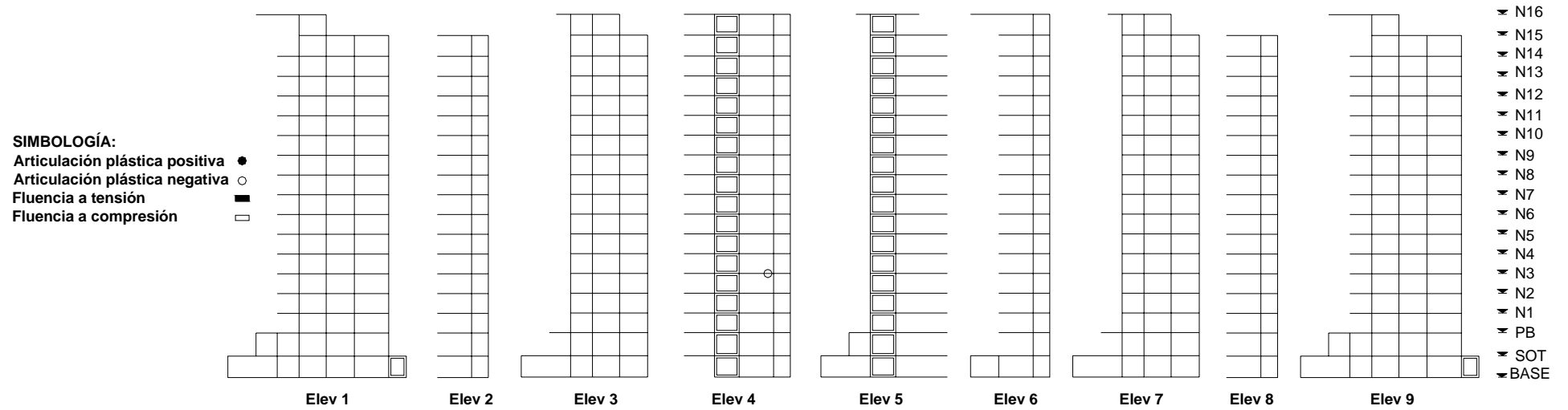


Fig 6.24 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM64 a los 52.42 s (inicio de la formación de a.p.)

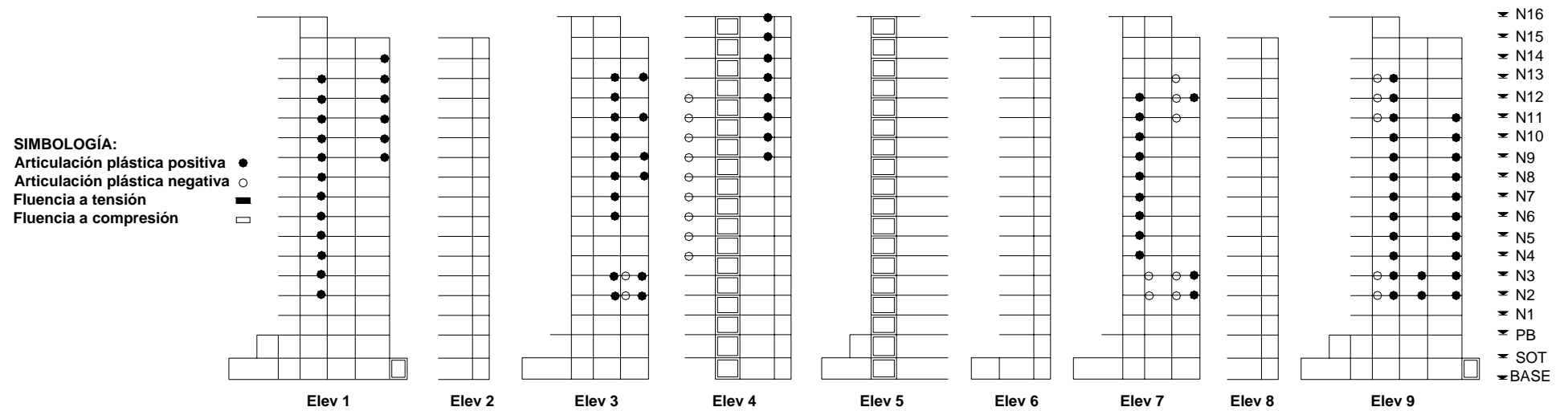


Fig 6.25 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM64 a los 52.83 s

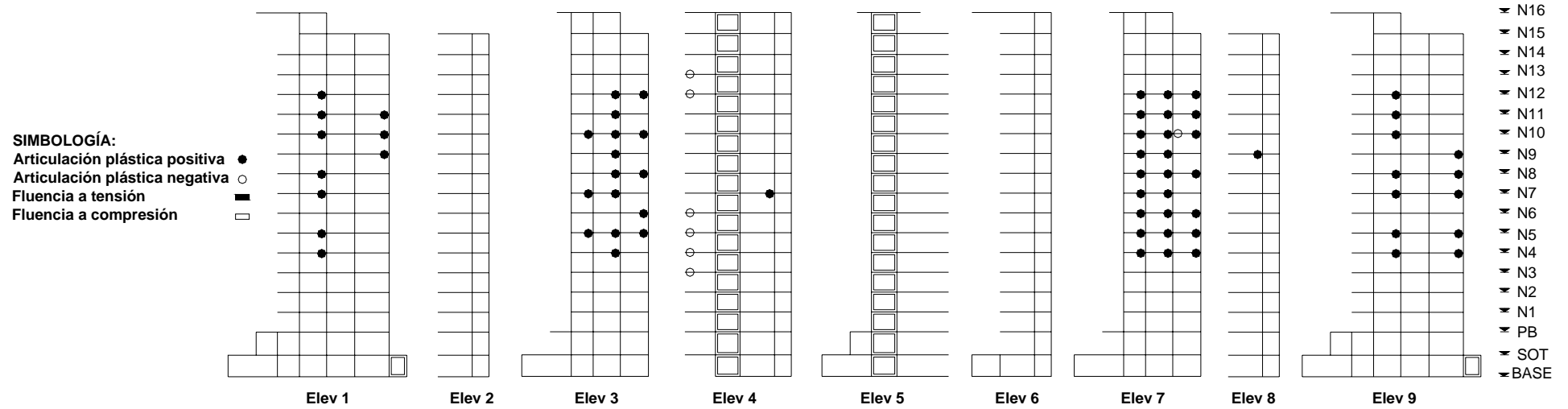


Fig 6.26 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM64 a los 52.89 s

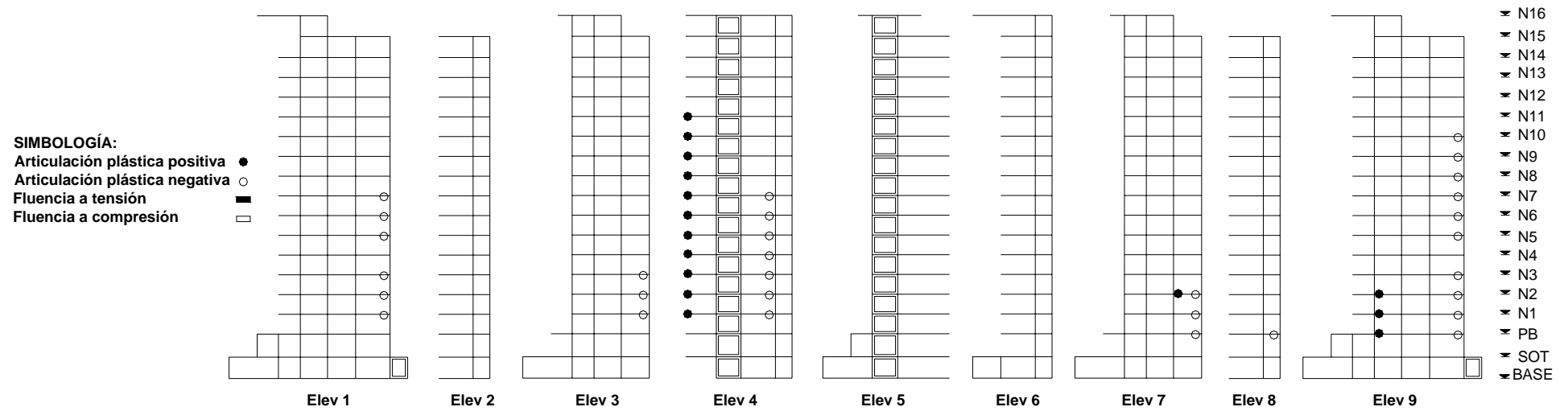


Fig 6.27 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM64 a los 53.53 s

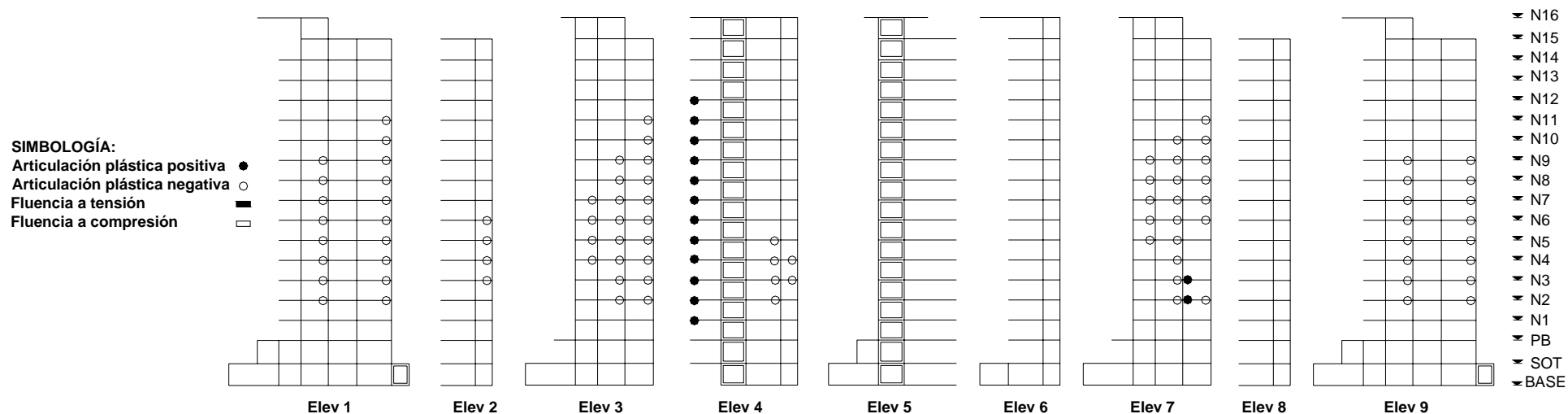


Fig 6.28 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM64 a los 53.63 s

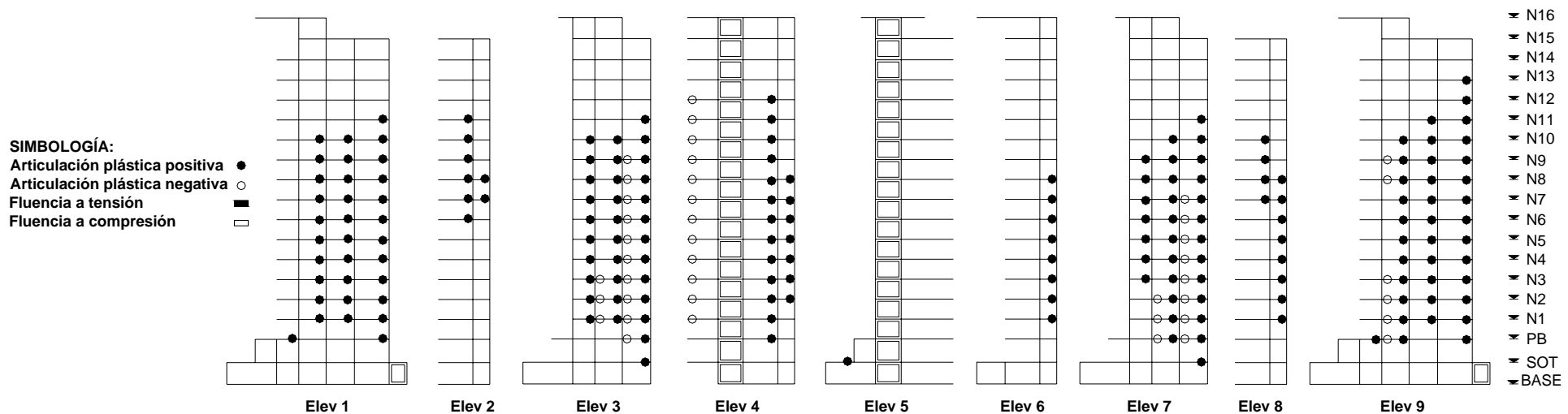


Fig 6.29 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM64 a los 54.30 s

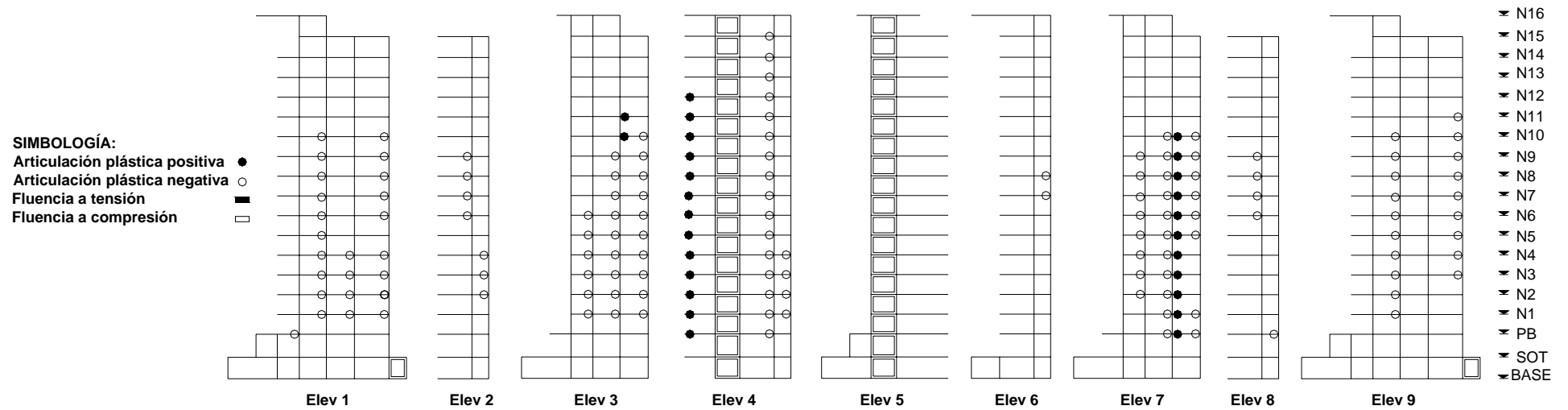


Fig 6.30 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM64 a los 55.03 s

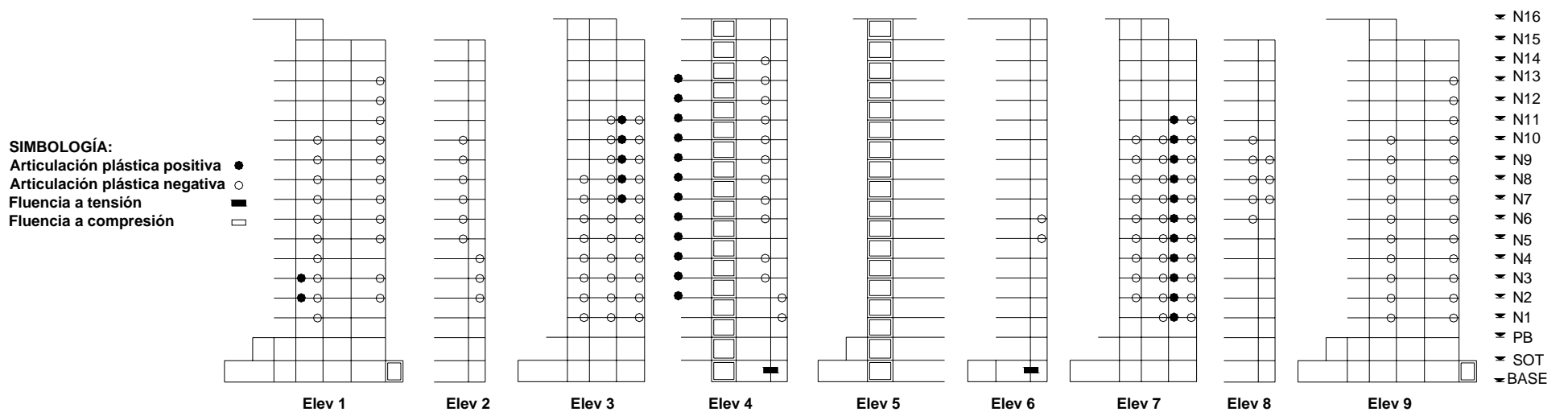


Fig 6.31 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM64 a los 55.11 s

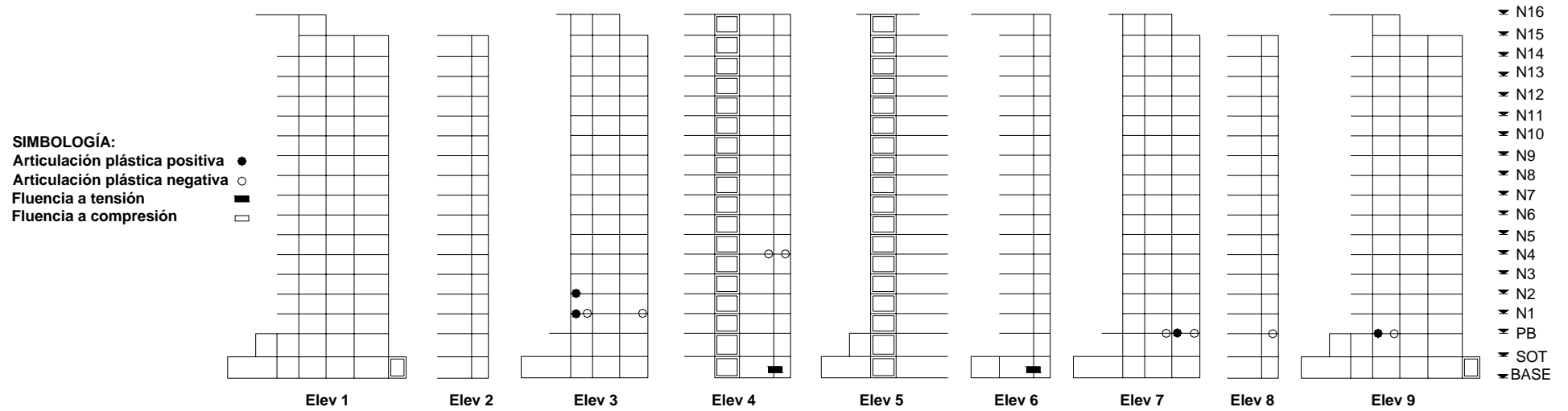


Fig 6.32 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM64 a los 55.25 s

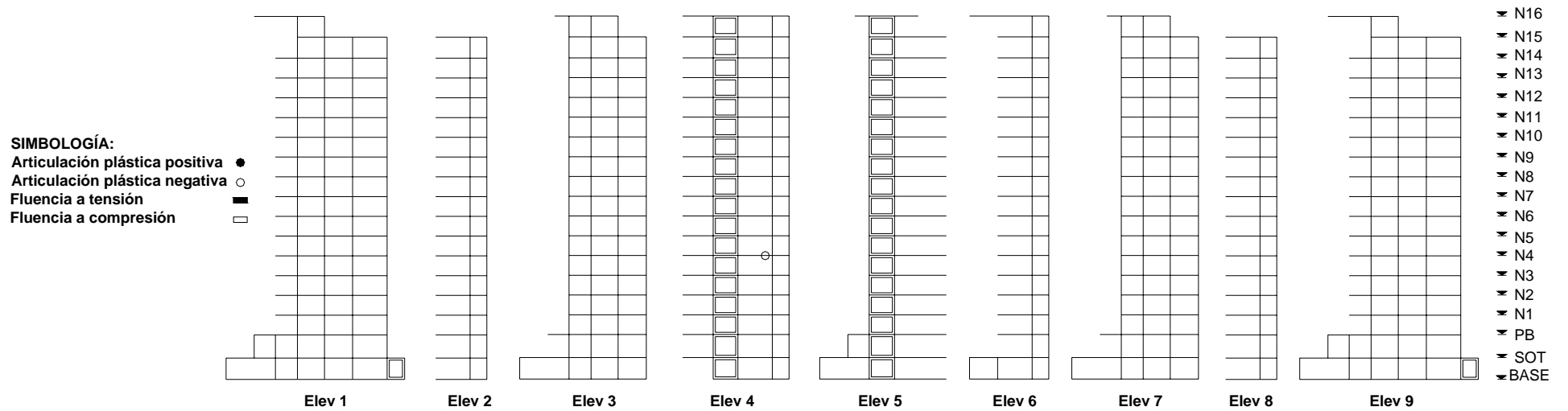


Fig 6.33 Formación de articulaciones plásticas en vigas y columnas para la SIM64 a los 56.99 s (fin del análisis)

En la SIM81 no se presenta fluencia por tensión o compresión en columnas y el análisis DN se realiza de manera satisfactoria en toda la duración de la simulación.

El análisis DN para la SIM64, se suspende a los 57 s después de que algunas columnas fluyen a tensión y a compresión. Después de los 56 s el modelo empieza a presentar daño considerable (incremento de la ductilidad local) en algunos elementos columna, daño que comienza a incrementarse hasta llegar al momento crítico en que el análisis se detiene. Es visible la presencia mayoritaria de articulaciones plásticas para esta simulación y la fluencia por tensión en algunas columnas.

6.2.5 Demandas de ductilidad local

La demanda de ductilidad local para vigas y columnas fue evaluada como la ductilidad de curvatura, expresada de la siguiente manera:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_p + \phi_y}{\phi_y} \quad (\text{ec 6.1})$$

donde ϕ_y es la ductilidad de fluencia y ϕ_p es la curvatura plástica promedio definida en una longitud plástica igual a 0.5 veces el peralte total de la sección.

Para los muros de concreto reforzado la demanda de ductilidad local se calculó como la ductilidad de desplazamiento horizontal que sufre el elemento central del muro (ductilidad de corte). Dicha ductilidad fue evaluada con la siguiente ecuación:

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_p + \delta_y}{\delta_y} \quad (\text{ec 6.2})$$

donde δ_p y δ_y son el desplazamiento horizontal plástico y de fluencia, respectivamente, del resorte central del muro de concreto reforzado.

Las ductilidades locales máximas de vigas, columnas y muros de concreto reforzado para la SIM81 se dan a conocer en las figs 6.34 a 6.37, y para la SIM64 se presentan en las figs 6.38 a 6.41.

La mayor ductilidad presentada en vigas, columnas y muros de concreto, son 4.1, 7.6 y 18.2, respectivamente, para SIM81.

Para la SIM64, la ductilidad mayor presente en vigas, columnas y muros, son 10.5, 94 y 37.5, respectivamente. La ductilidad que desarrollan los muros es de corte por lo que son mucho mayores a la ductilidad de flexión. Si para ambos muros (MC1 y MC2) se considera el desplazamiento de fluencia y el último en azotea, se puede estimar para dichos muros una ductilidad de flexión igual a 1.35 y 2.30, con SIM81 y SIM64, respectivamente.

Los valores máximos de ductilidad local que desarrollan algunas columnas son mucho mayores que las ductilidades máximas en vigas con SIM64. Estos valores se presentan un poco antes que el programa aborte el análisis no lineal. El desarrollo de ductilidades muy grandes en columnas y el cese del análisis, aportan elementos para pensar en la existencia de algún problema numérico en la ley de histéresis de columnas empleado (Li Xinrong, 1995) en el programa de análisis.

Exclusivamente para cerciorarse de la validez de los valores de ductilidad obtenidos en los elementos estructurales para la SIM64, se obtuvieron algunas respuestas globales y algunos valores de ductilidades locales de vigas, columnas y muros, con otros dos modelos no lineales del edificio. En estos nuevos modelos se modificó únicamente la ley de histéresis empleada en las columnas. En uno se empleó la ley de Takeda modificado (Otani, 1974) y en el otro se usó una ley bilineal.

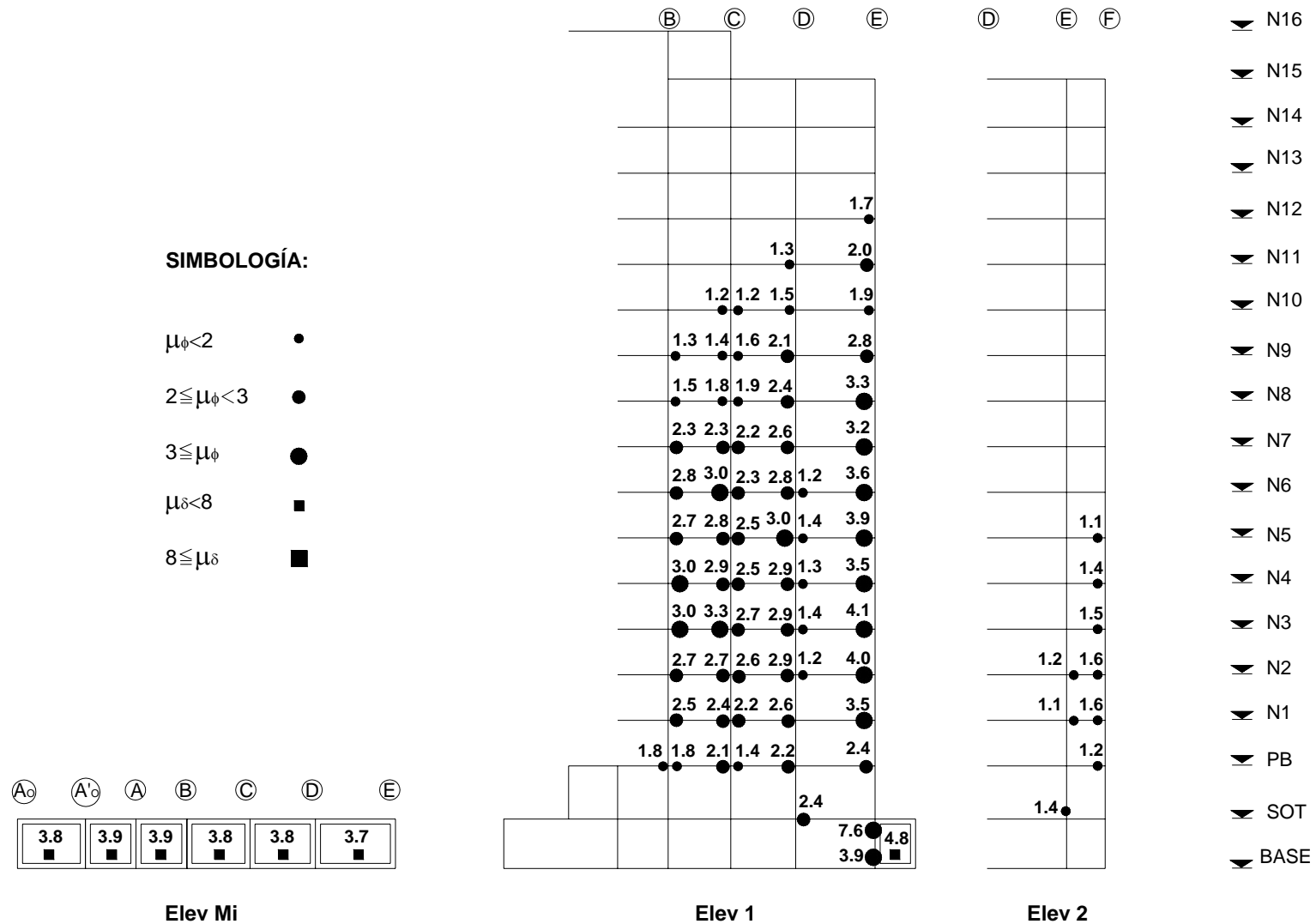


Fig 6.34 Ductilidades locales máximas de vigas, columnas y muros de concreto reforzado, en las elevaciones Mi, 1 y 2, para la SIM81

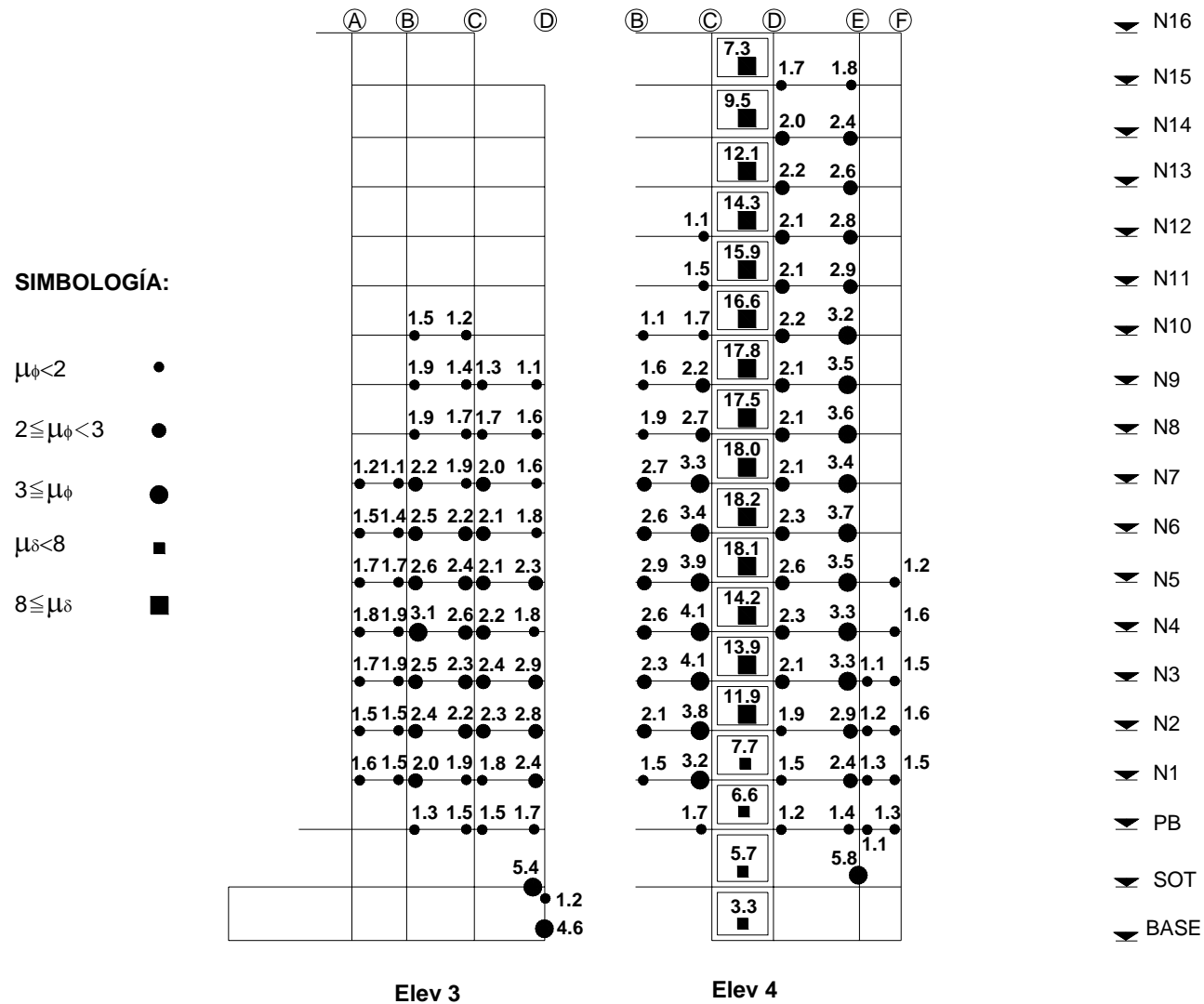


Fig 6.35 Ductilidades locales máximas de vigas, columnas y muros de concreto reforzado, en las elevaciones 3 y 4, para la SIM81

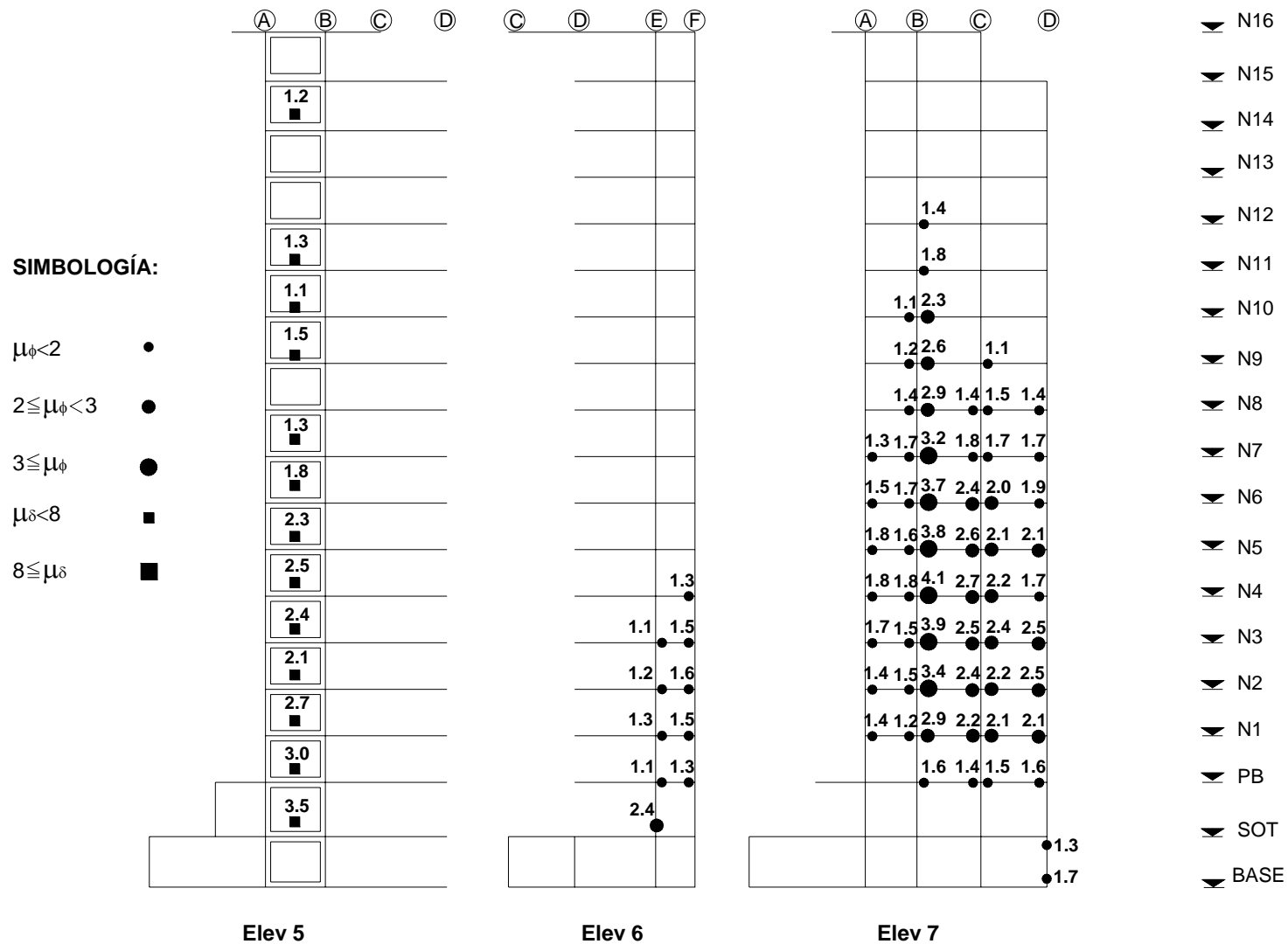


Fig 6.36 Ductilidades locales máximas de vigas, columnas y muros de concreto reforzado, en las elevaciones 5, 6 y 7, para la SIM81

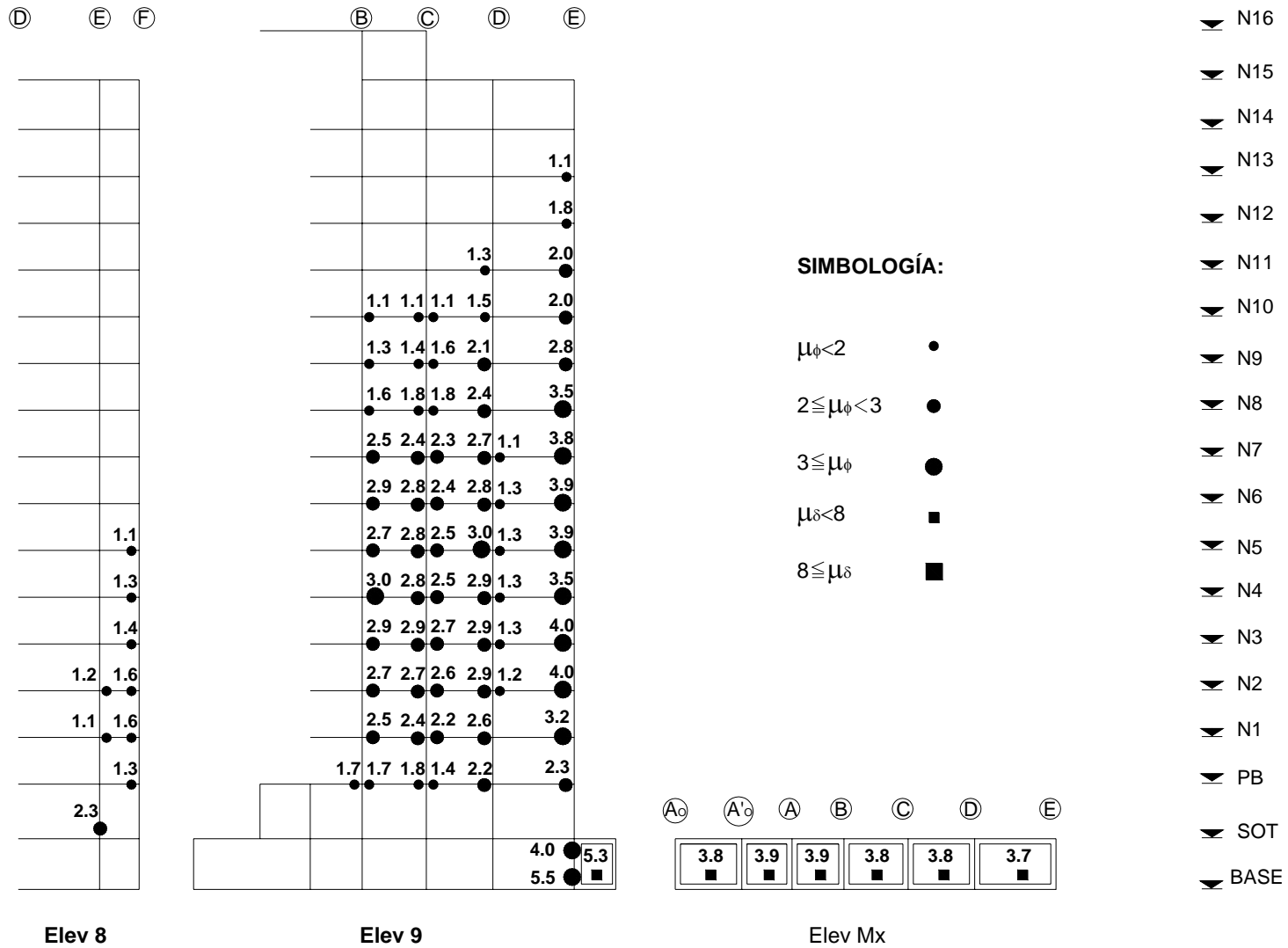


Fig 6.37 Ductilidades locales máximas de vigas, columnas y muros de concreto reforzado, en las elevaciones 8, 9 y Mx, para la SIM81

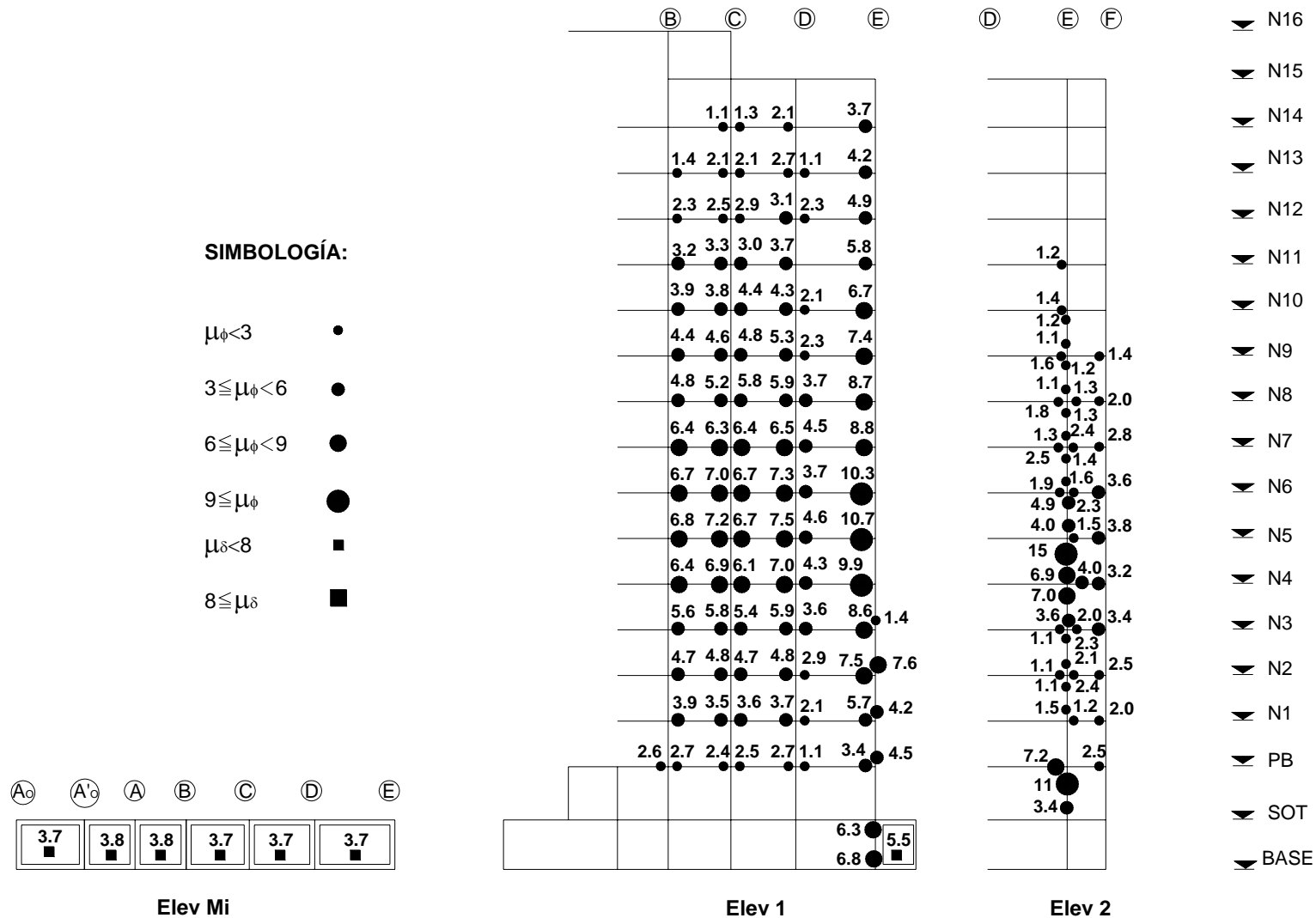


Fig 6.38 Ductilidades locales máximas de vigas, columnas y muros de concreto reforzado, en las elevaciones Mi, 1 y 2, para la SIM64

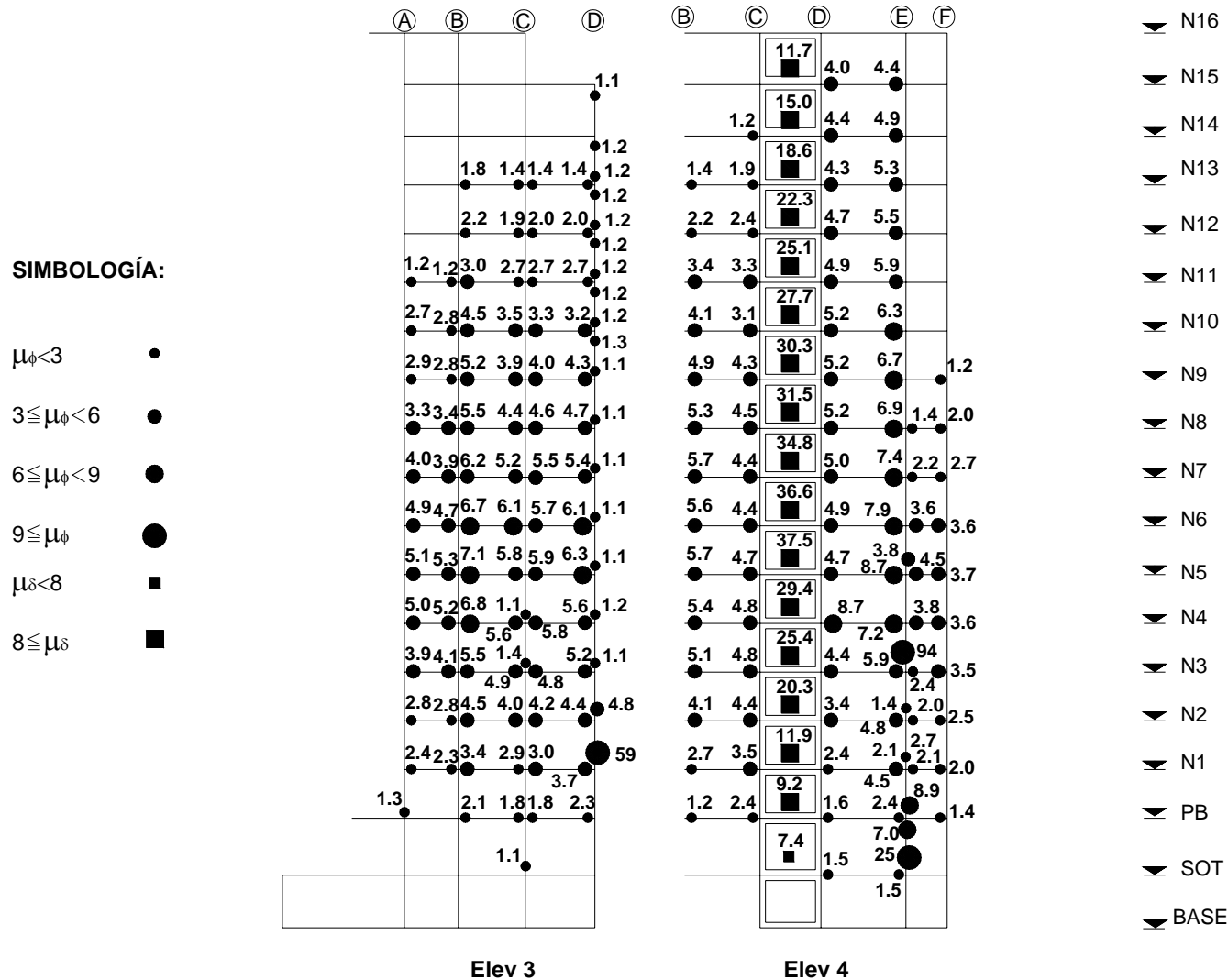


Fig 6.39 Ductilidades locales máximas de vigas, columnas y muros de concreto reforzado, en las elevaciones 3 y 4, para la SIM64

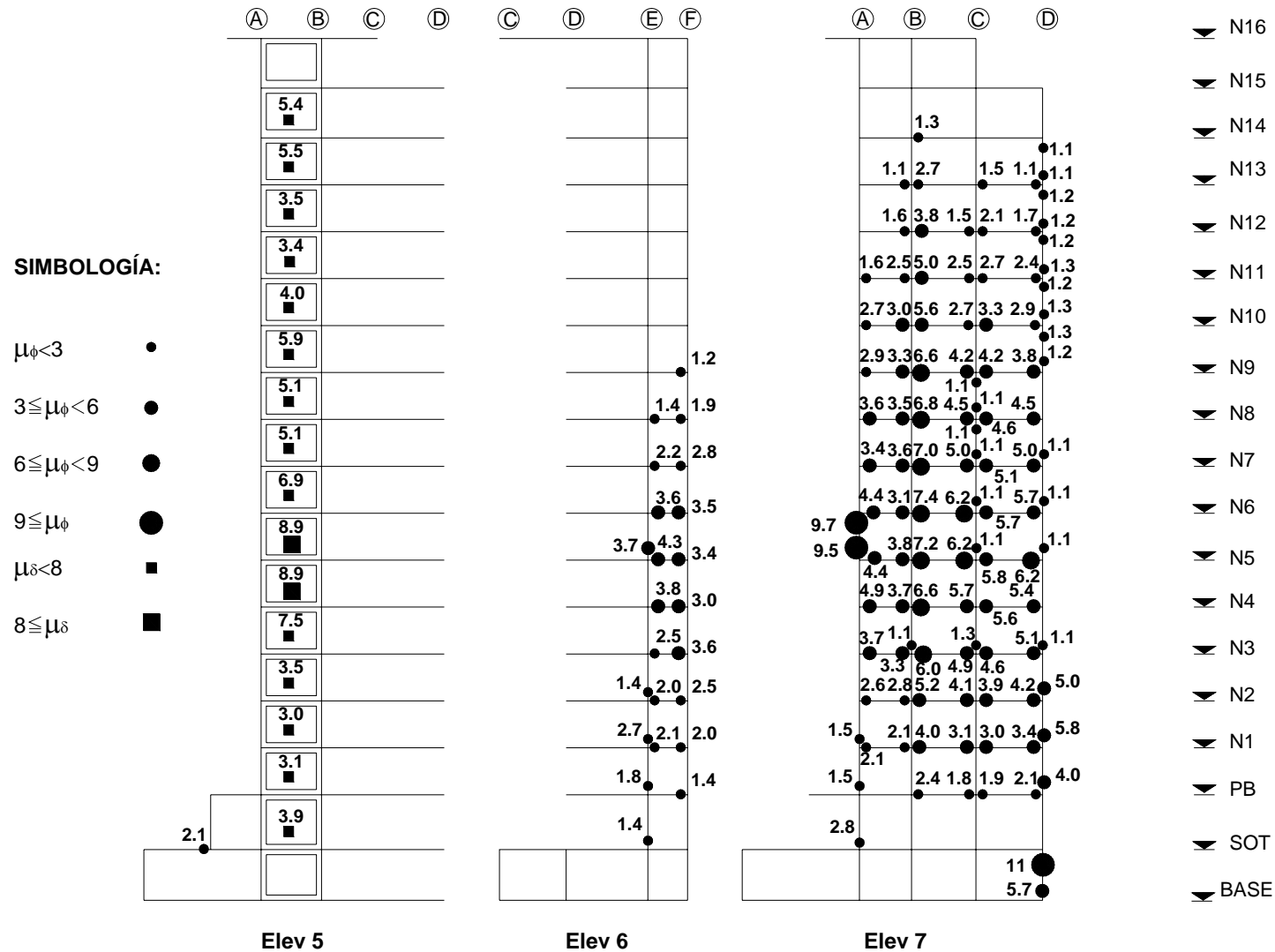


Fig 6.40 Ductilidades locales máximas de vigas, columnas y muros de concreto reforzado, en las elevaciones 5, 6 y 7, para la SIM64

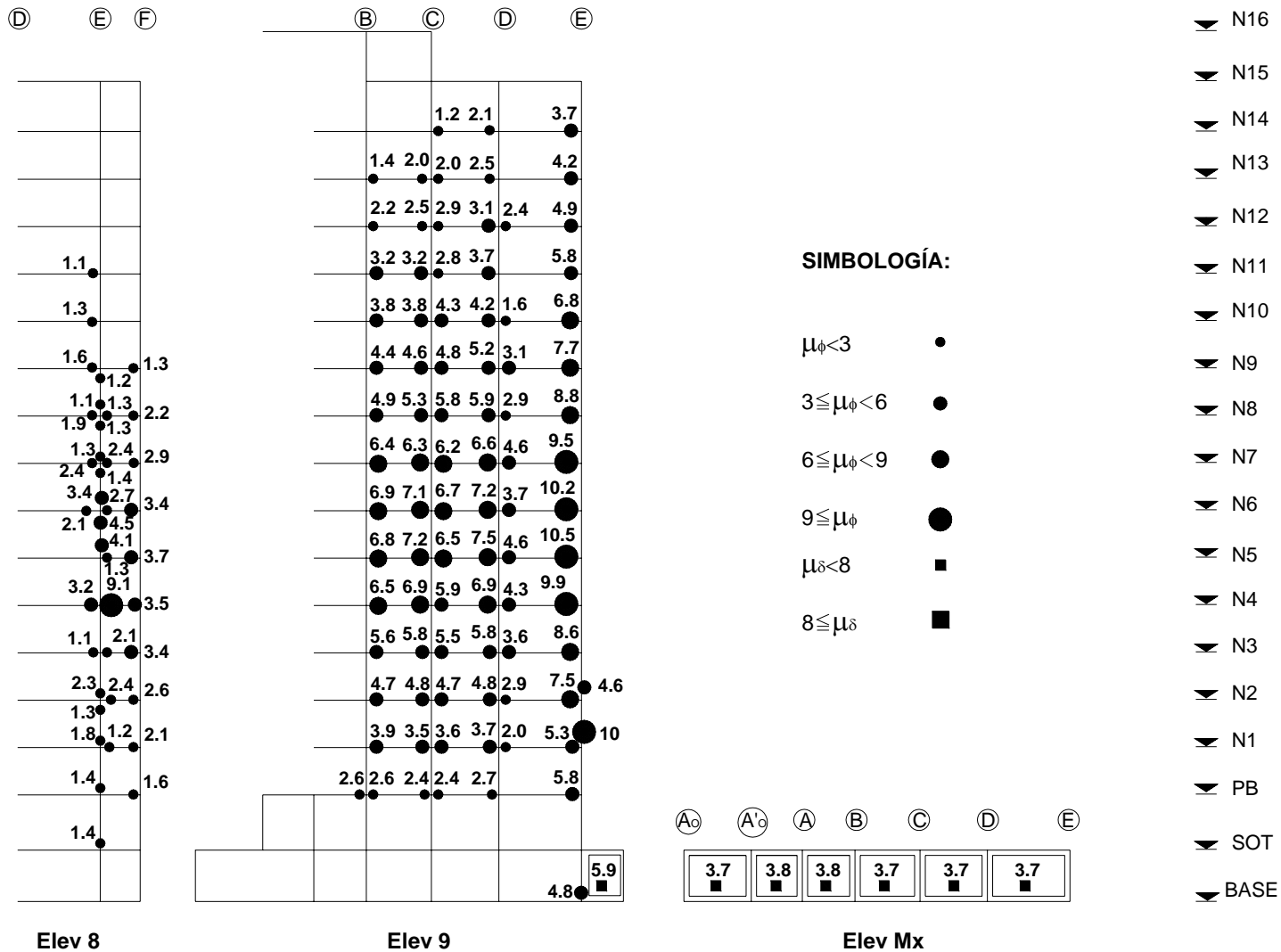
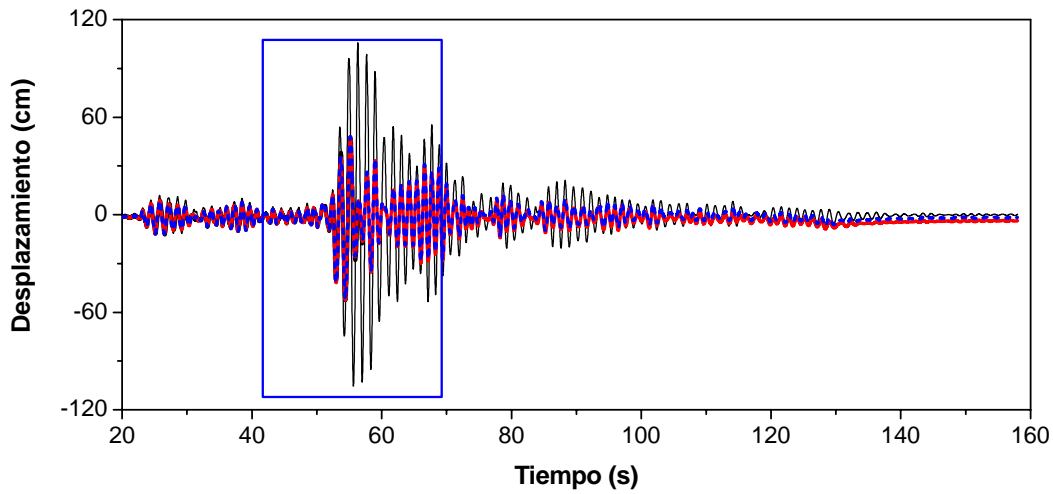
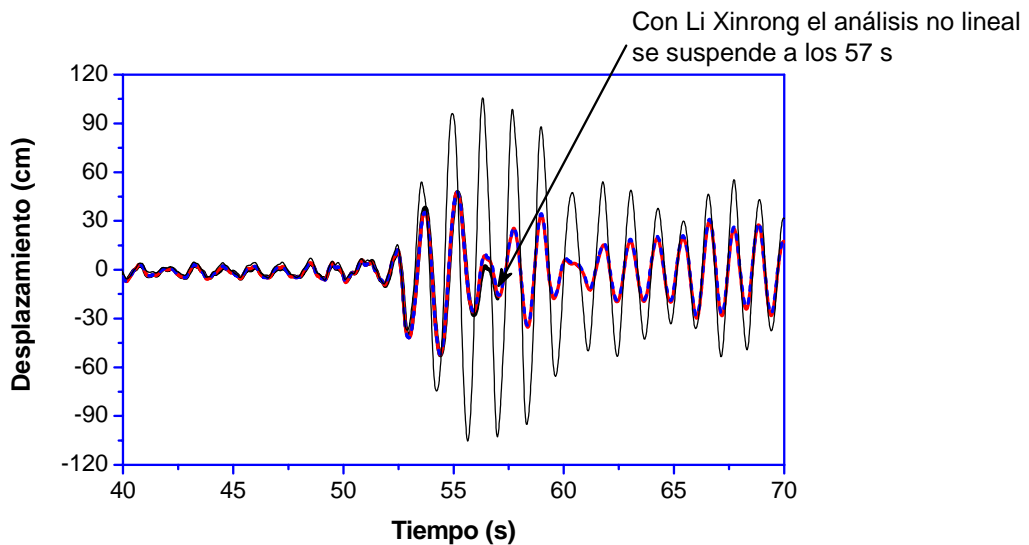


Fig 6.41 Ductilidades locales máximas de vigas, columnas y muros de concreto reforzado, en las elevaciones 8, 9 y Mx, para la SIM64

Como respuesta global se obtuvieron los desplazamientos en azotea relativos a la base y el cortante basal, usando tres modelos de histéresis en columnas, Li Xinrong, Takeda modificado y bilineal, comparados con la respuesta elástica (fig 6.42 y 6.43, respectivamente).



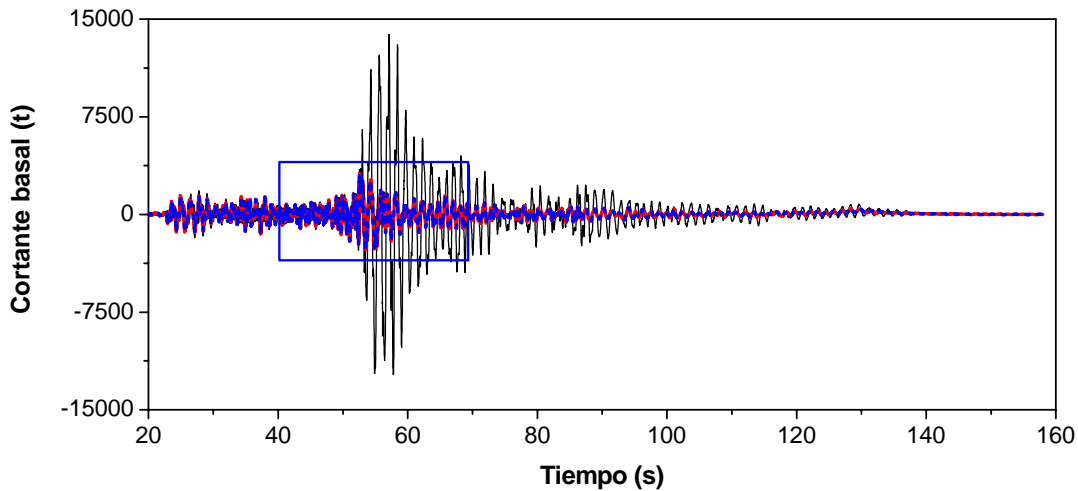
a) Historia completa



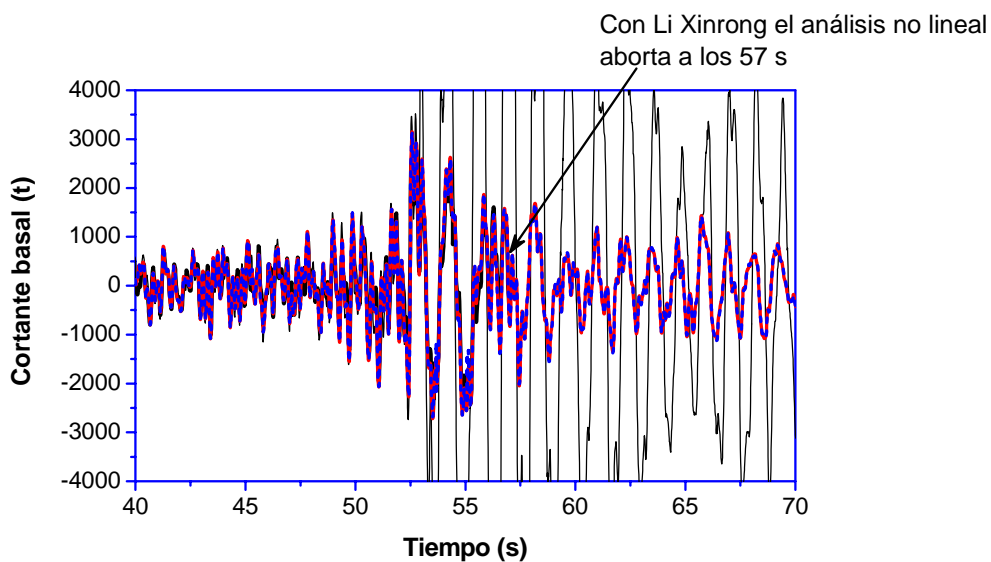
b) Acercamiento

- Elástico lineal
- Li Xinrong
- Takeda
- - - Bilineal

Fig 6.42 Desplazamiento relativo de azotea usando tres modelos de histéresis en columnas, para la SIM64



a) Historia completa



b) Acercamiento

- Elástico lineal
- Li Xinrong
- Takeda
- - - Bilineal

Fig 6.43 Historia de cortante basal usando tres modelos de histéresis en columnas, para la SIM64

Las respuestas no lineales de desplazamiento y cortante basal obtenidas en los modelos con las distintas leyes de histéresis de columnas muestran buena congruencia entre sí, al menos hasta los 57 s, que resulta ser el instante del cese del análisis cuando se usa Li Xinrong. A partir de ese momento las respuestas globales no lineales con Takeda y bilineal mantienen buena correlación tanto en amplitud como en fase, aunque al final de la historia de desplazamientos en azotea (después de los 120 s), la respuesta calculada con Takeda comienza a presentar desplazamientos remanentes. Además, al usar la ley de Takeda y bilineal el programa no presenta ningún problema numérico en toda la historia de la excitación sísmica permitiendo realizar todo el análisis.

El desplazamiento relativo máximo de azotea calculado con Li Xinrong, Takeda y bilineal son 53.07, 52.64 y 52.21 cm, respectivamente. El cortante basal máximo calculado con Li Xinrong, Takeda y bilineal son 2804, 3150 y 3146 t, respectivamente.

Una vez conocida la poca influencia en la respuesta global de la estructura al usar la ley de histéresis de Takeda y bilineal, se obtuvieron las ductilidades locales máximas en algunos elementos viga, columnas y muros usando estas dos leyes y se compararon con las ductilidades calculadas al usar la de Li Xinrong (tabla 6.3 a 6.5).

Las ductilidades máximas en vigas y muros calculadas con las tres leyes de histéresis son congruentes entre sí. En cambio, las ductilidades locales máximas en columnas estimadas con Li Xinrong difieren en mucho con las obtenidas con la ley de Takeda y bilineal. Las ductilidades en columnas obtenidas con Takeda y bilineal son semejantes. Por lo tanto, puede afirmarse que las grandes ductilidades que se presentan en columnas al usar la ley de Li Xinrong (figs 6.38 a 6.41) no son propias del comportamiento no lineal del edificio, sino que corresponden a un problema inherente a la ley de histéresis.

Tabla 6.3 Comparación de las ductilidades locales máximas de algunas vigas del edificio SIS, calculadas con distintas leyes de histéresis en columnas

UBICACIÓN DEL ELEMENTO			DUCTILIDAD DE CURVATURA EN VIGAS, EXTREMO IZQUIERDO			DUCTILIDAD DE CURVATURA EN VIGAS, EXTREMO DERECHO		
ELEVACIÓN	NIVEL	EJES	LI XINRONG	TAKEDA	BILINEAL	LI XINRONG	TAKEDA	BILINEAL
1	N4	B-C	6.4	6.7	6.8	6.9	6.7	6.7
1	N4	C-D	6.1	7.2	7.3	7.0	7.1	7.3
1	N4	D-E	4.3	5.5	5.5	9.9	8.5	9.3
1	N5	B-C	6.8	7.3	7.4	7.2	7.5	7.6
1	N5	C-D	6.7	7.6	7.8	7.5	7.6	7.5
1	N5	D-E	4.6	5.8	5.9	10.7	9.6	10.7
1	N6	B-C	6.7	7.1	7.0	7.0	7.3	7.4
1	N6	C-D	6.7	7.6	7.6	7.3	7.6	7.8
1	N6	D-E	3.7	5.9	5.9	10.3	10.9	11.0
9	N4	B-C	6.5	6.9	6.8	6.9	6.7	6.7
9	N4	C-D	5.9	7.2	7.2	6.9	6.9	7.2
9	N4	D-E	4.3	5.6	5.5	9.9	8.5	9.1
9	N5	B-C	6.8	7.3	7.4	7.2	7.6	7.7
9	N5	C-D	6.5	7.6	7.6	7.5	7.6	7.5
9	N5	D-E	4.6	5.9	5.9	10.5	9.6	10.5
9	N6	B-C	6.9	7.0	7.1	7.1	7.3	7.5
9	N6	C-D	6.7	7.7	7.7	7.2	7.7	7.7
9	N6	D-E	3.7	5.8	5.9	10.2	10.9	10.9

Tabla 6.4 Comparación de las ductilidades locales máximas de columnas del edificio SIS, calculadas con distintas leyes de histéresis en columnas

UBICACIÓN DEL ELEMENTO			DUCTILIDAD DE CURVATURA MÁXIMA PRESENTE EN COLUMNAS		
ELEVACIÓN	NIVEL	EJE	LI XINRONG	TAKEDA	BILINEAL
1	BASE-SOT	E	6.8	7.8	12
1	PB-N1	E	4.5	5.0	5.9
1	N1-N2	E	4.2	5.8	6.3
1	N2-N3	E	7.6	4.3	5.6
1	N3-N4	E	1.4	<1	<1
2	SOT-PB	E	11	1.2	1.3
2	N4-N5	E	15	3.4	3.4
3	N1-N2	D	59	4.9	4.9
3	N2-N3	D	4.8	4.1	4.5
3	N3-N4	D	1.1	<1	<1
3	N4-N5	D	1.2	<1	<1
4	SOT-PB	E	25	1.8	2.0
4	N3-N4	E	94	3.1	3.2
7	BASE-SOT	D	11	2.6	3.0
7	PB-N1	D	4.0	4.0	5.5
7	N1-N2	D	5.8	5.2	5.0
7	N2-N3	D	5.0	4.5	4.8
7	N5-N6	A	9.7	1.5	<1
8	SOT-PB	E	1.4	1.2	1.3
8	PB-N1	E	1.4	1.7	1.6
8	N1-N2	E	1.3	1.5	1.5
9	BASE-SOT	E	4.8	7.7	11.7
9	N1-N2	E	4.6	4.3	5.6
9	N2-N3	E	10	5.7	6.3

Tabla 6.4 Comparación de las ductilidades locales máximas de muros del edificio SIS, calculadas con distintas leyes de histéresis en columnas

UBICACIÓN DEL ELEMENTO			DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO MÁXIMO EN MUROS		
ELEVACIÓN	NIVEL	EJES	LI XINRONG	TAKEDA	BILINEAL
Mi	SOT	Ao-A'o	3.7	4.4	4.7
Mi	SOT	A'o-A	3.8	4.6	4.9
Mi	SOT	A-B	3.8	4.6	4.9
Mi	SOT	B-C	3.7	4.4	4.7
Mi	SOT	C-D	3.7	4.4	4.7
Mi	SOT	D-E	3.7	4.3	4.6
4	SOT	C-D	<1	1.2	1.4
4	SOT-PB	C-D	7.4	7.6	7.5
4	PB-N1	C-D	9.2	10.4	10.3
4	N1-N2	C-D	11.9	13.1	13.1
4	N2-N3	C-D	20.3	22.3	22.3
4	N3-N4	C-D	25.4	27.3	27.5
4	N4-N5	C-D	29.4	30.4	30.7
4	N5-N6	C-D	37.5	38.6	39.1
4	N6-N7	C-D	36.6	37.3	37.9
4	N7-N8	C-D	34.8	34.1	34.8
4	N8-N9	C-D	31.5	30.3	30.9
4	N9-N10	C-D	30.3	27.5	27.8
4	N10-N11	C-D	27.7	24.6	24.9
4	N11-N12	C-D	25.1	22.1	22.8
4	N12-N13	C-D	22.3	18.8	19.6
4	N13-N14	C-D	18.6	15.3	15.9
4	N14-N15	C-D	15.0	12.4	13.0
4	N15-N16	C-D	11.7	9.8	10.2
5	SOT-PB	A-B	3.9	4.0	3.9
5	PB-N1	A-B	3.1	3.6	3.6
5	N1-N2	A-B	3.0	3.1	3.0
5	N2-N3	A-B	3.5	3.1	3.2
5	N3-N4	A-B	7.5	4.0	4.0
5	N4-N5	A-B	8.9	5.4	5.5
5	N5-N6	A-B	8.9	5.9	5.8
5	N6-N7	A-B	6.9	5.6	5.5
5	N7-N8	A-B	5.1	5.3	5.2
5	N8-N9	A-B	5.1	4.7	4.6
5	N9-N10	A-B	5.9	3.9	3.9
5	N10-N11	A-B	4.0	2.7	2.8
5	N11-N12	A-B	3.4	3.1	3.1
5	N12-N13	A-B	3.5	3.3	3.3
5	N13-N14	A-B	5.5	4.5	4.5
5	N14-N15	A-B	5.4	4.5	4.5

6.2.6 Comparación de la respuesta y algunos parámetros de diseño

Envolvente de desplazamientos

En la fig 6.44 se expone la envolvente de desplazamientos por entrepiso para ambas simulaciones. La envolvente para la SIM64 llega a representar hasta 1.7 veces la obtenida con la SIM81, siendo notable la diferencia entre ambas envolventes a partir del nivel 3 (20 m de altura). El desplazamiento máximo en azotea es de 32.12 y 53.07 cm para la SIM81 y SIM64, respectivamente.

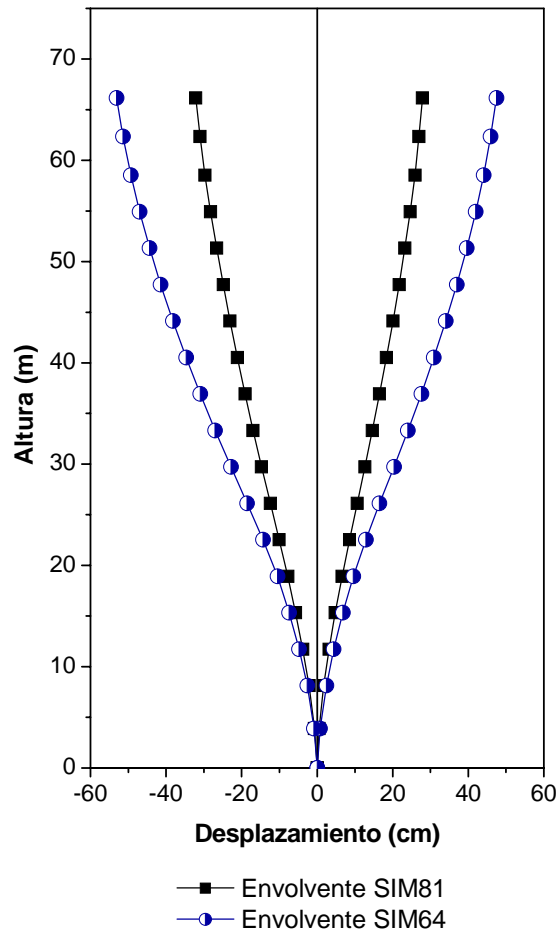


Fig 6.44 Envolvente de desplazamientos

Envolvente de distorsiones de entrepiso

En la fig 6.45 se comparan los niveles de distorsiones demandados contra la distorsión permisible dada por el RCACA (2002), dicho límite se especifica en 1.2 por ciento cuando los muros de mampostería estén separados de la estructura principal, 0.6 por ciento cuando no lo están.

La distorsión máxima demandada con la SIM64 se presenta en el entrepiso 6 y excede a la distorsión permisible de 1.2 por ciento. Para la SIM81 se presentan las mayores distorsiones en los entrepisos 4 a 7 con valores superiores al 0.6 por ciento. Los valores máximos de distorsiones ocurren en el entrepiso 6 con valores de 1.22 y 0.65 por ciento con relación a la SIM64 y SIM81.

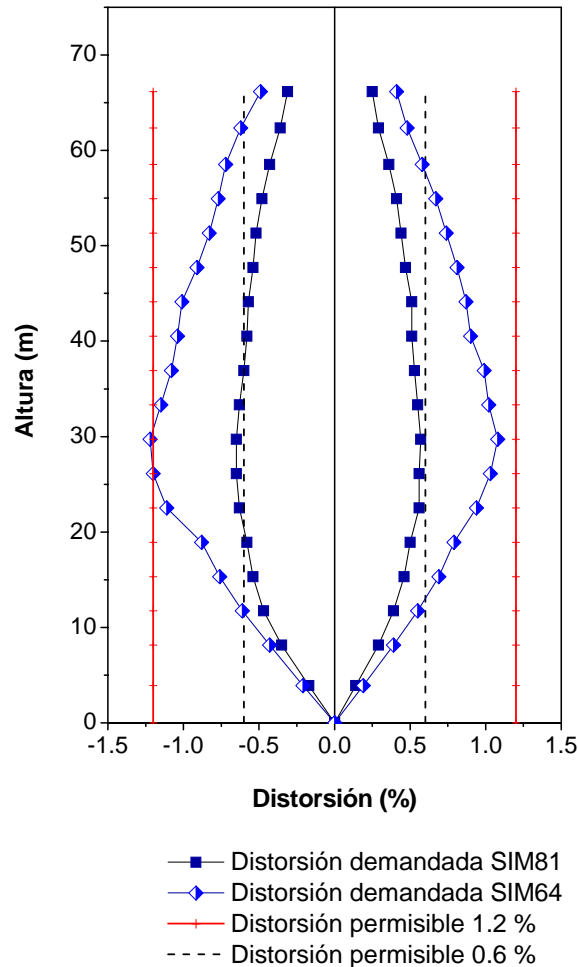


Fig 6.45 Envolvente de distorsiones de entrepiso

Ambas envolventes de distorsiones presentan valores similares para los dos primeros entrepisos, sin embargo, los valores para la SIM64 llegan a ser casi el doble de los correspondientes a la SIM81 para los entrepisos 4 a 9 (entre los 22 y 41 m de altura).

Según Alcocer *et al.* (1996), la mampostería sometida a excitación sísmica sufre una degradación de rigidez importante en función del nivel de distorsiones. Para un nivel de distorsiones cercano al 0.4 por ciento, la rigidez de la mampostería se degrada entre un 15 y un 25 por ciento. Por lo tanto, para el nivel de distorsiones de entrepiso demandados con SIM64, se esperaría que la rigidez y resistencia de la mampostería fuese inferior al 15 por ciento de los valores iniciales. Con SIM81 la rigidez se degradaría aproximadamente a un 15 por ciento de su valor inicial.

Coefficiente sísmico

En la fig 6.46 se presenta una comparación de los coeficientes sísmicos demandados con ambas simulaciones y los coeficientes sísmicos (c_s) dados por el RCACA (2002) con relación a un terreno tipo III y reducido por un Q de 2 y 4, además del coeficiente sísmico demandado de acuerdo con un análisis modal espectral tridimensional realizado en Etabs del edificio SIS, para un coeficiente correspondiente a terreno III y Q de 4.

Para la SIM64 el c_s máximo es de 0.234 (cortante basal igual a 2808 t) y para la SIM81 es de 0.226 (2712 t de cortante basal). Evidentemente el c_s demandado para la SIM64 excede el c_s reglamentario reducido con un Q de 4. Ambas simulaciones exceden el c_s obtenido con el análisis modal.

Si se comparan los cortantes basales obtenidos con ambas simulaciones y con el cortante basal de diseño (2580 t), se puede estimar una sobrerresistencia de 1.09 y 1.05, con SIM64 y SIM81, respectivamente. Es decir, el edificio no presenta sobrerresistencia y esto es consecuente con el diseño inapropiado de algunos elementos estructurales.

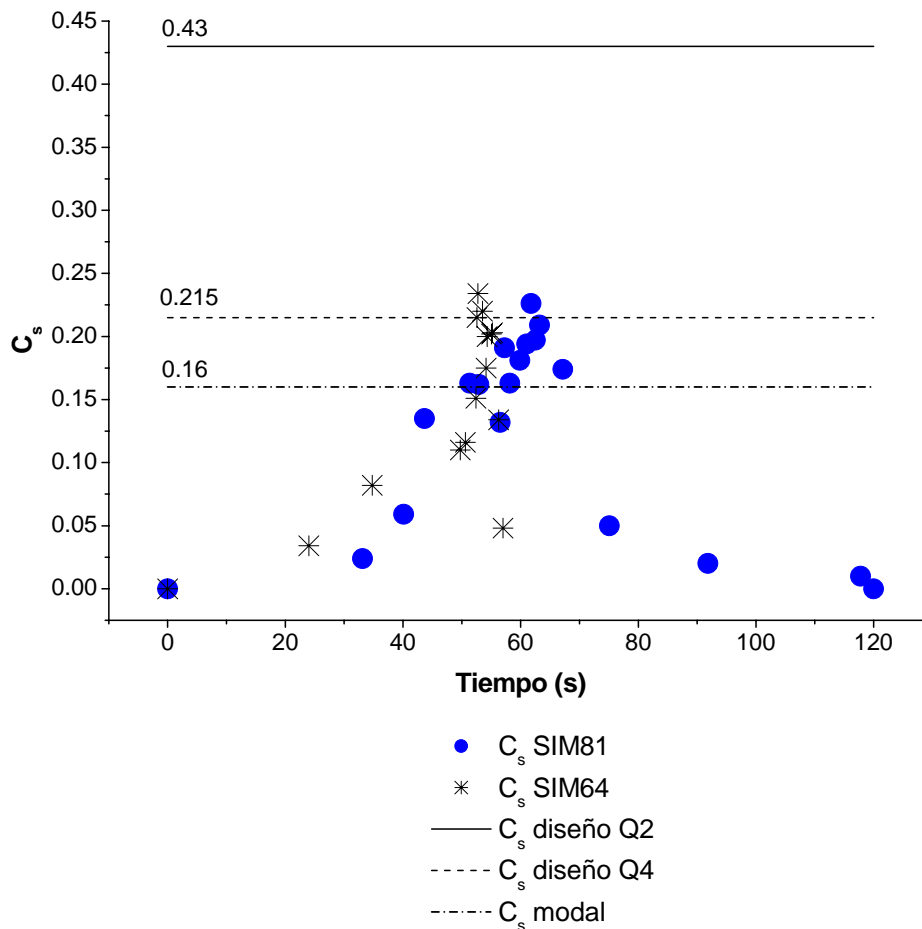


Fig 6.46 Coeficiente sísmico demandado y reglamentario

Envolvente de cortantes de entrepiso

Si se comparan los cortantes de entrepiso demandados por ambas simulaciones se observa que estos exceden al cortante demandado de diseño en toda la altura del edificio (fig 6.47). Los cortantes demandados de diseño son los cortantes de entrepiso calculados con un análisis modal espectral del modelo tridimensional del edificio SIS, estimados para el espectro de diseño correspondiente, el cual contempla un c_s de 0.215 para terreno III y Q=4 (RCACA, 2002). El cortante basal de diseño es 2466 t, inferior a la resistencia que debió haber sido suministrada (2580 t, para un c_s de 0.215 y un peso de la estructura de 12000 t). Cabe hacer notar que entre los entrepisos N1 y N6 la distribución de los cortantes para la SIM64 es casi uniforme.

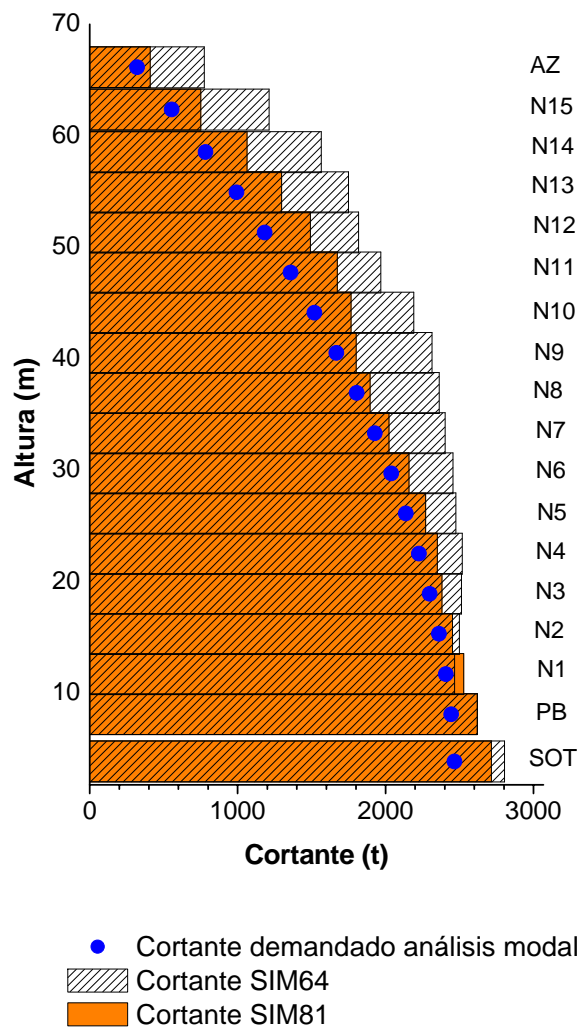


Fig 6.47 Envolvente de cortantes de entrepiso

Ductilidad global y ductilidad por entrepiso

Los desplazamientos de fluencia utilizados para la obtención de las ductilidades globales y por entrepiso son los derivados de las curvas ADI y con el desplazamiento máximo en azotea alcanzado en ambas simulaciones con el análisis DN. De esta manera la ductilidad global del edificio se estimó con la expresión:

$$\mu_{\Delta global} = \frac{\Delta_u azotea}{\Delta_y azotea} \tag{ec 6.3}$$

donde $\Delta_u azotea$ y $\Delta_y azotea$ son el desplazamiento máximo y de fluencia en azotea, respectivamente.

La estimación de las ductilidades por entrepiso se calcularon con:

$$\mu_{\delta entrepiso} = \frac{\delta_m entrepiso}{\delta_y entrepiso} \tag{ec 6.4}$$

donde $\delta_{m \text{ entrepiso}}$ y $\delta_{y \text{ entrepiso}}$ son el desplazamiento relativo máximo y de fluencia en cada entrepiso, respectivamente. El $\delta_{y \text{ entrepiso}}$ se estimó a partir del análisis DN y está asociado con el desplazamiento de fluencia obtenido en azotea.

Las ductilidades globales y por entrepiso estimadas para ambas simulaciones se presentan en la fig 6.48. La ductilidad global del edificio para la SIM64 y SIM81 es de 2.30 y 1.35, respectivamente. De acuerdo con los cálculos obtenidos en este trabajo, se supone que en resistencia el valor de Q de diseño es 4, en cambio el detallado corresponde a un Q de 2.. Por lo tanto con SIM81 el valor de la ductilidad global es limitada (1.35) y en cambio con SIM64 llega a alcanzar el valor de Q=2.

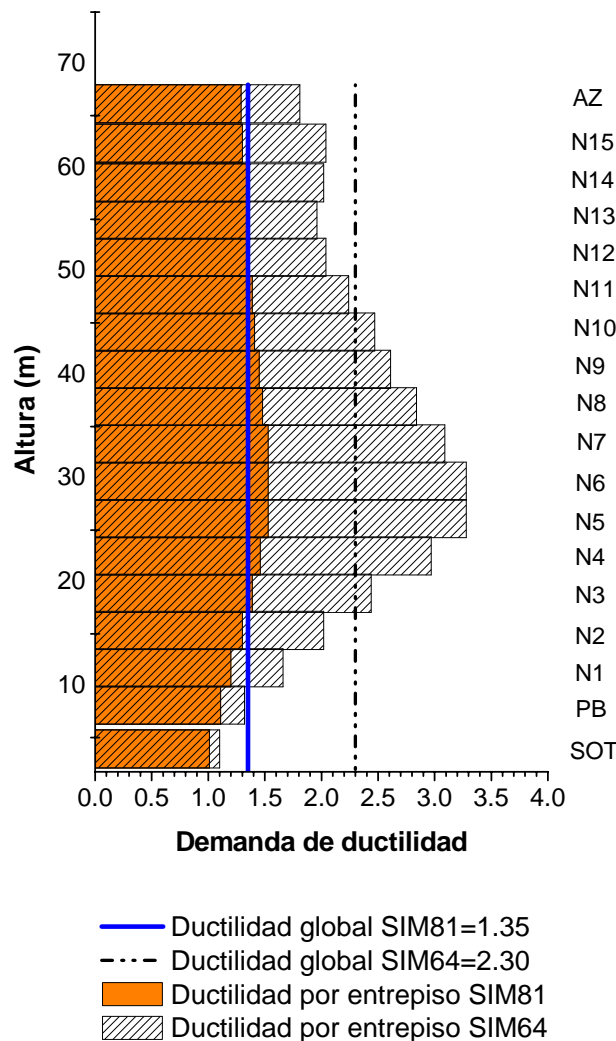


Fig 6.48 Ductilidades globales y envolvente de ductilidades por entrepiso

Para verificar de manera aproximada la estimación de las ductilidades globales del edificio, se calcularon los espectros inelásticos de desplazamiento para un sistema equivalente de un grado de libertad (1GDL) para ambas simulaciones (fig 6.49). Para el periodo fundamental de la estructura de 1.40 s se determinaron los seudodesplazamientos y se compararon con los desplazamientos no lineales máximos de azotea obtenidos con el análisis DN pero reducidos por un factor de 1.2 (Terán-Gilmore, 2004) para considerar el comportamiento no lineal y convertir la respuesta de varios grados de libertad a una de 1GDL (tabla 6.5).

Puede observarse buena correlación entre los desplazamientos obtenidos con ambos procedimientos para la SIM81, no así para la SIM64 donde se presenta un error relativo de 12 por ciento.

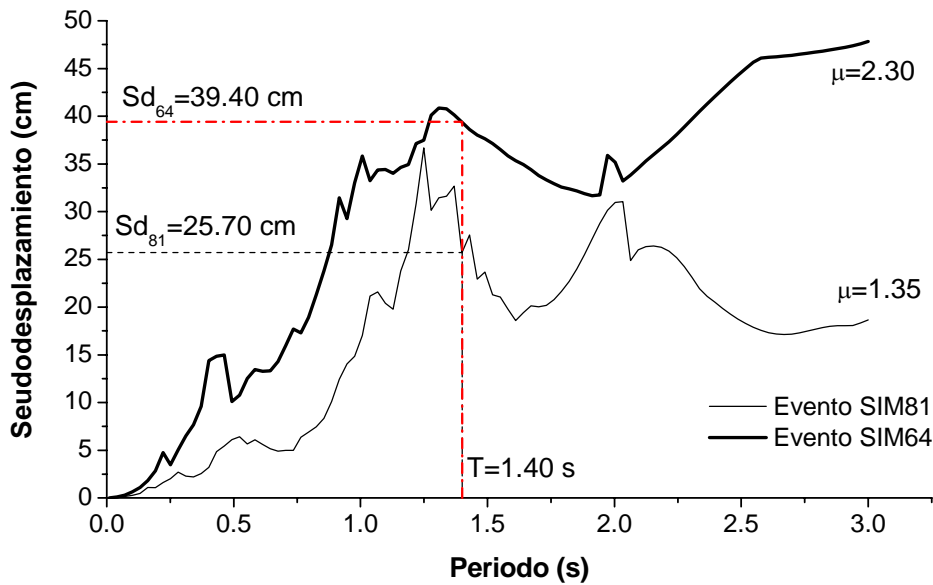


Fig 6.49 Espectros inelásticos de desplazamiento para ambas simulaciones

Tabla 6.5 Comparación de los seudodesplazamientos inelásticos obtenidos con los espectros de respuesta de las simulaciones y los obtenidos con el análisis DN

EVENTO	SEUDODESPLAZAMIENTO INELÁSTICO OBTENIDO CON EL ESPECTRO DE RESPUESTA (cm)	DESPLAZAMIENTO NO LINEAL MÁXIMO DE AZOTEA OBTENIDO CON EL ANÁLISIS DN (cm)	ERROR RELATIVO (%)
SIM81	25.70	26.80	4.3
SIM64	39.40	44.20	12.2

Índices de daño

En los códigos de diseño mexicanos no existe alguna correlación explícita entre la respuesta y el daño esperado en una estructura sometida a una acción sísmica. Existe en la literatura algunas recomendaciones (ATC-40, 1996) que relacionan las rotaciones de las articulaciones plásticas en vigas, columnas y muros en función de distintos niveles de comportamiento: ocupación inmediata, seguridad de vida y estabilidad estructural. Pero además existen otros criterios para definir el nivel de seguridad de un elemento como lo son los índices de daño. Park y Ang (1985) proponen una fórmula matemática para evaluar el daño estructural, expresado como una combinación del daño causado por la excesiva deformación y los efectos de la carga cíclica:

$$ID = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta E_{h\mu}}{F_y \delta_u} \tag{ec 6.5}$$

donde δ_m , δ_u , β , $E_{h\mu}$ y F_y , son el desplazamiento máximo bajo la acción sísmica, el desplazamiento último, un parámetro adimensional positivo que depende de las propiedades estructurales de los elementos, la energía plástica disipada y la fuerza de fluencia, respectivamente. En el programa de análisis no lineal utilizado, se pueden calcular los ID de Park y Ang con la ecuación 6.5 reformulada (Carr, 1998 y Terán-Gilmore *et al.*, 2003):

$$ID = \frac{\mu_m}{\mu_u} + \frac{\beta E_{h\mu}}{F_y \mu_u} = \frac{\mu_m}{\mu_u} + \frac{\beta NE_{h\mu}}{\mu_u} \quad (\text{ec 6.6})$$

donde μ_m y μ_u son la ductilidad máxima demandada (δ_m/δ_y) y la ductilidad última (δ_u/δ_y), y $NE_{h\mu}$ es la energía plástica normalizada ($E_{h\mu}/F_y\delta_y$).

Según Terán-Gilmore *et al.* (2003), la ecuación 6.6 permite estimar el nivel de daño como una combinación lineal de las deformaciones máximas (μ_m) y las demandas plásticas acumuladas ($NE_{h\mu}$) normalizadas. Este índice de daño provee un modelo simple que puede ser usado de manera razonable para determinar la falla de los elementos debido a fatiga por bajo número de ciclos.

Conviene tener presente algunas de las limitaciones de esta expresión:

1. Ignora la manera en que la energía plástica se disipa (Terán-Gilmore *et al.*, 2003)
2. La forma en que el factor β considera los parámetros estructurales revela algunas arbitrariedades que no son soportadas por evidencia experimental (Chung *et al.*, 1989)

Así pues, con la ecuación 6.6 se evaluaron los índices de daño (ID) en vigas con un factor β de 0.05. Los ID demandados con SIM64 y SIM81, se muestran en las figs 6.50 a 6.53 y figs 6.54 a 6.57, respectivamente.

Según Carr y Tabuchi (1993), si el ID tiene un valor mayor a uno se considera que el elemento falla, si $0.4 < ID < 1.0$, el elemento sufre daño no reparable, y si $ID \leq 0.4$ el elemento podrá ser rehabilitado.

Con SIM81 los mayores ID fueron de 0.7, los cuales se presentan en la elevación 4, entre los niveles N4 a N9. En todas las elevaciones predomina el daño reparable.

Con SIM64 el mayor daño se concentra en las elevaciones 1, 3, 4, 7 y 9 entre los niveles N3 y N9, donde predomina el daño no reparable y la falla de los elementos. Por causalidad, en la elevación 4 se presenta el ID mayor (1.6), en la viga que va del eje D a E, en el nivel N5, en el extremo derecho, siendo dicha elevación la que presenta mayor escasez de resistencia en los muros de concreto reforzado.

Con ambas simulaciones, los entresijos con mayor número de elementos con ID mayores son los que presentan las mayores distorsiones y los mayores valores de ductilidad por entresijo.

Cabe recordar que en las vigas del modelo no lineal se consideró la aportación de la losa maciza, dando a lugar ductilidades últimas para momento negativo menores que las de momento positivo, por ende, los valores de ID demandados corresponden a elementos que se someten a un daño por momento negativo (patín de losa a tensión).

Si en la cuantificación de los ID solamente se tomara en cuenta el daño causado por la excesiva deformación, la ec 6.6 se convierte en:

$$ID = \frac{\mu_m}{\mu_u} \quad (\text{ec 6.7})$$

En esta ecuación no intervienen parámetros extras, simplemente se toma en consideración la ductilidad máxima (μ_m) y la última (μ_u). En la tabla 6.6 se realiza una comparación entre los ID de algunas vigas calculados con la ecuación propuesta por Park y Ang reformulada (ec. 6.6) y con la ec 6.7, con SIM64.

En este trabajo y de acuerdo con el valor asignado al parámetro β , las diferencias entre las dos posturas no fueron significativas.

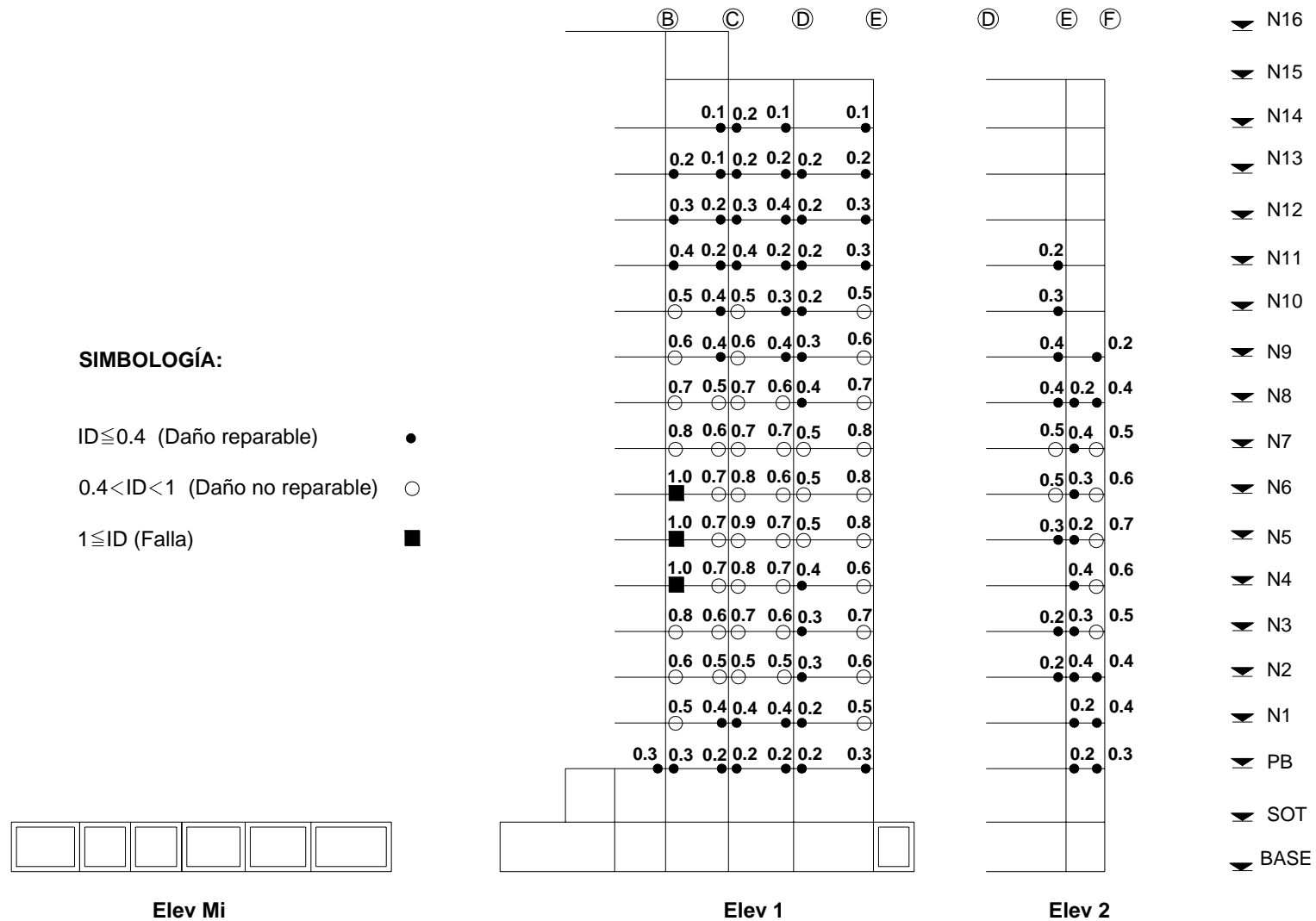


Fig 6.50 Índices de daño en vigas, en las elevaciones 1 y 2, para la SIM64

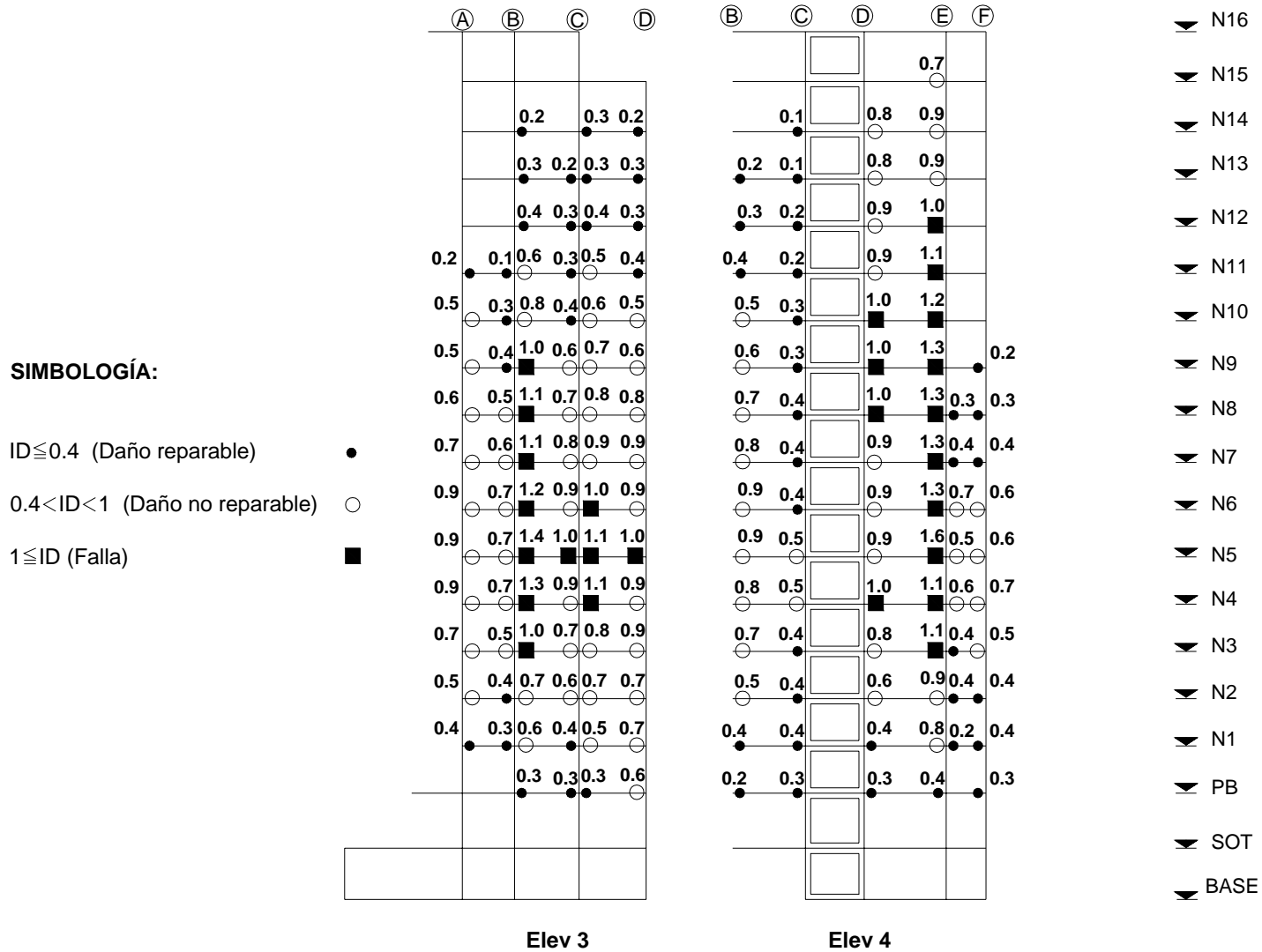


Fig 6.51 Índices de daño en vigas, en las elevaciones 3 y 4, para la SIM64

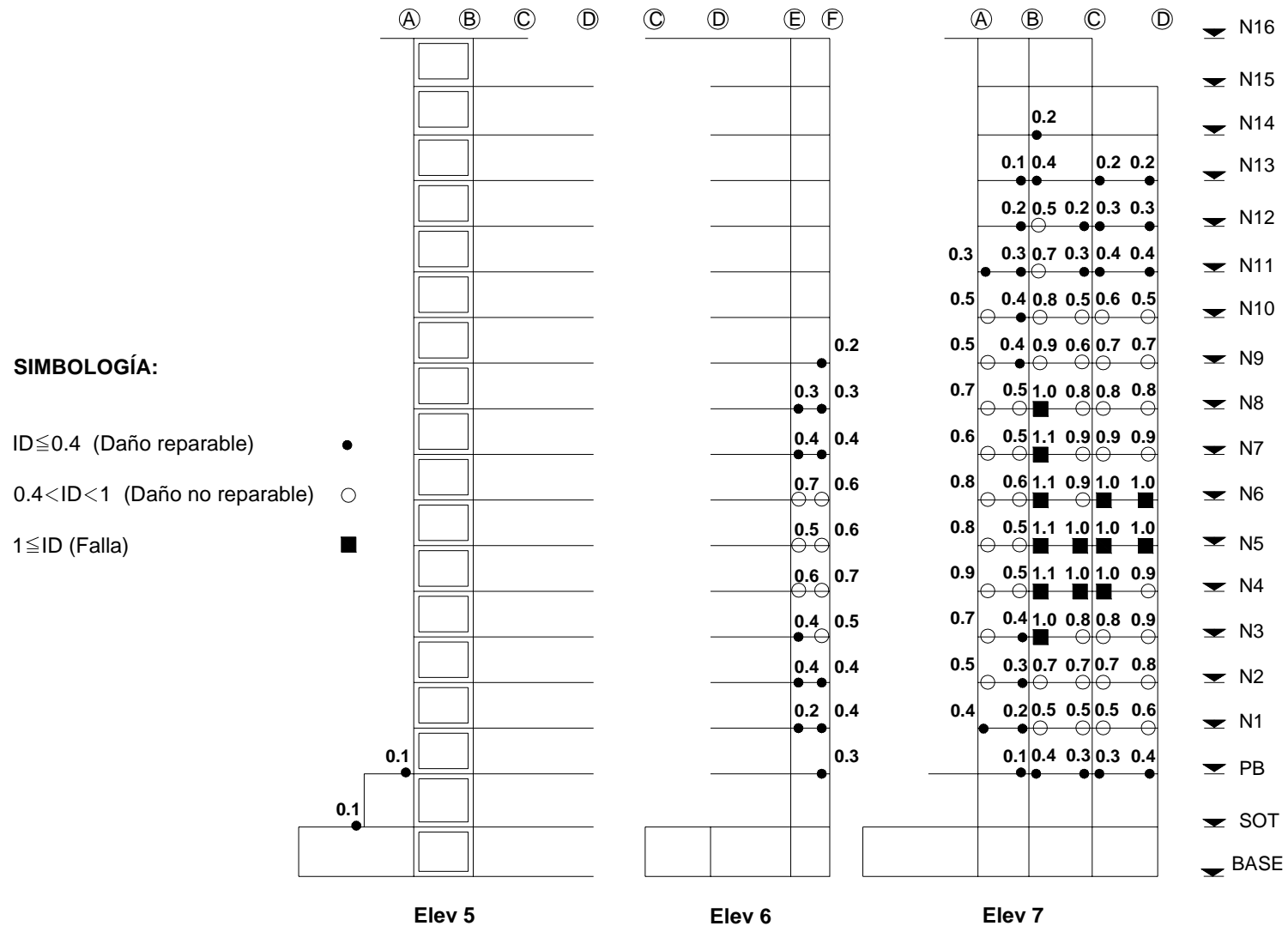


Fig 6.52 Índices de daño en vigas, en las elevaciones 5 a 7, para la SIM64

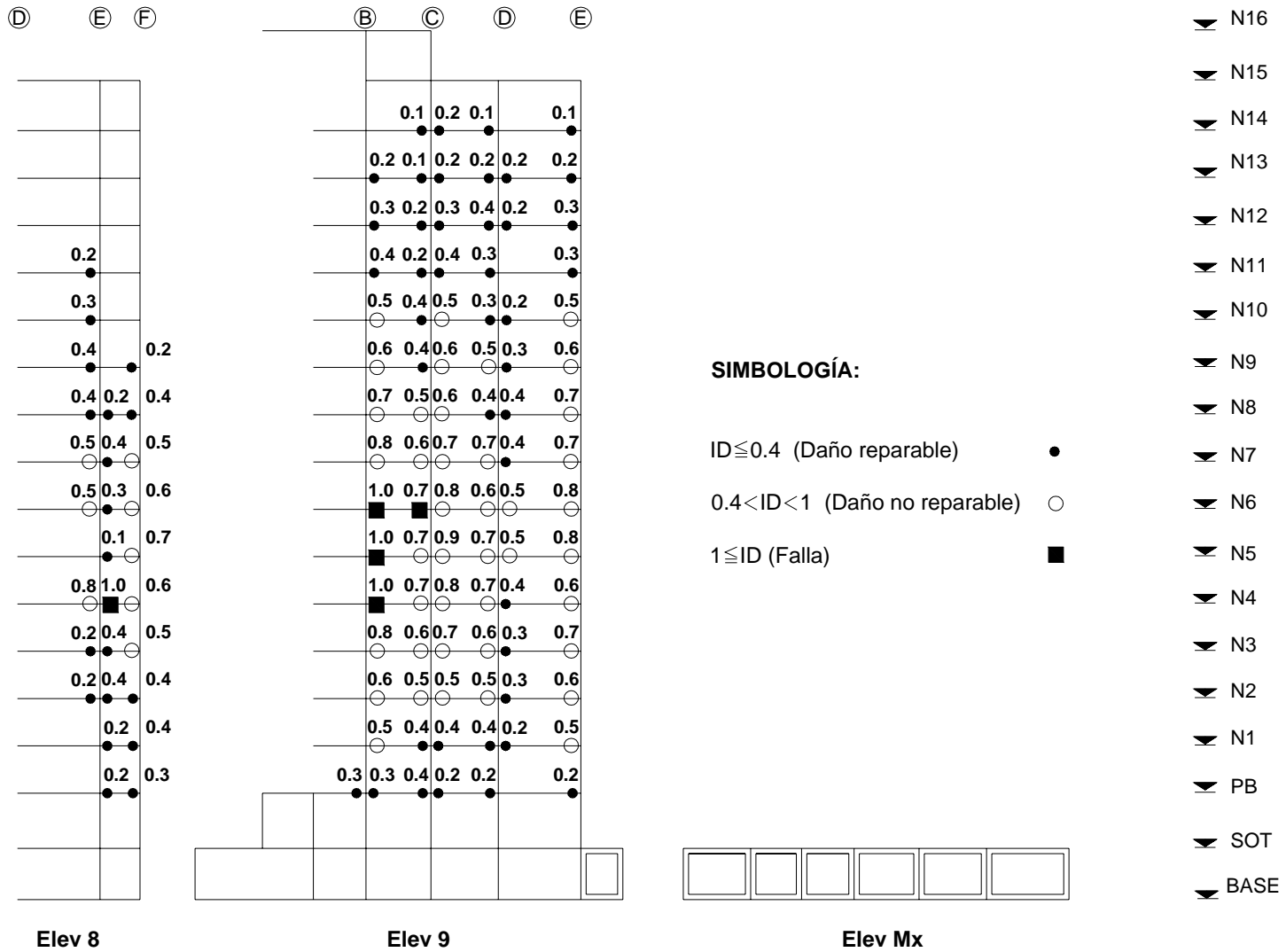


Fig 6.53 Índices de daño en vigas, en las elevaciones 8 y 9, para la SIM64

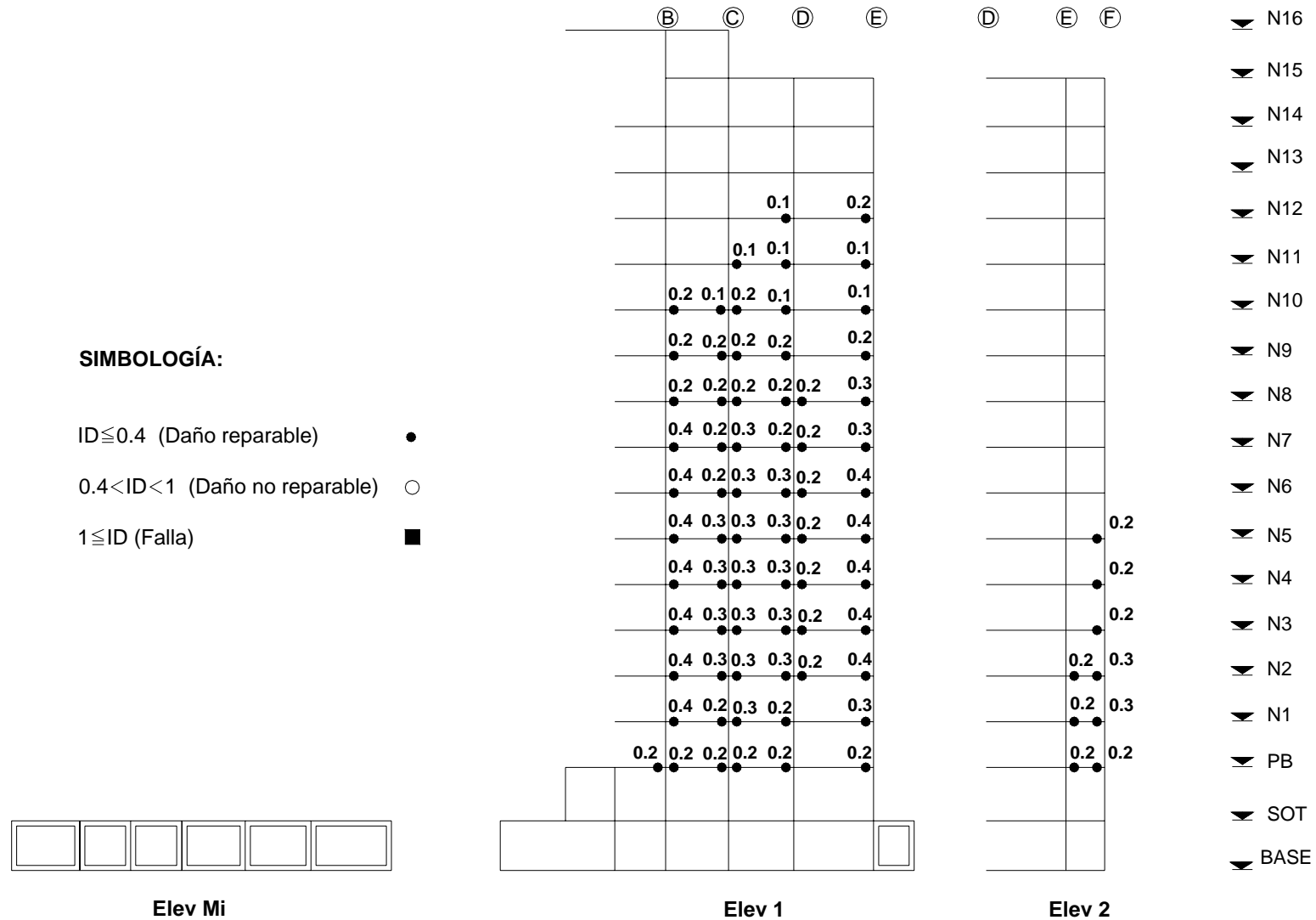


Fig 6.54 Índices de daño en vigas, en las elevaciones 1 y 2, para la SIM81

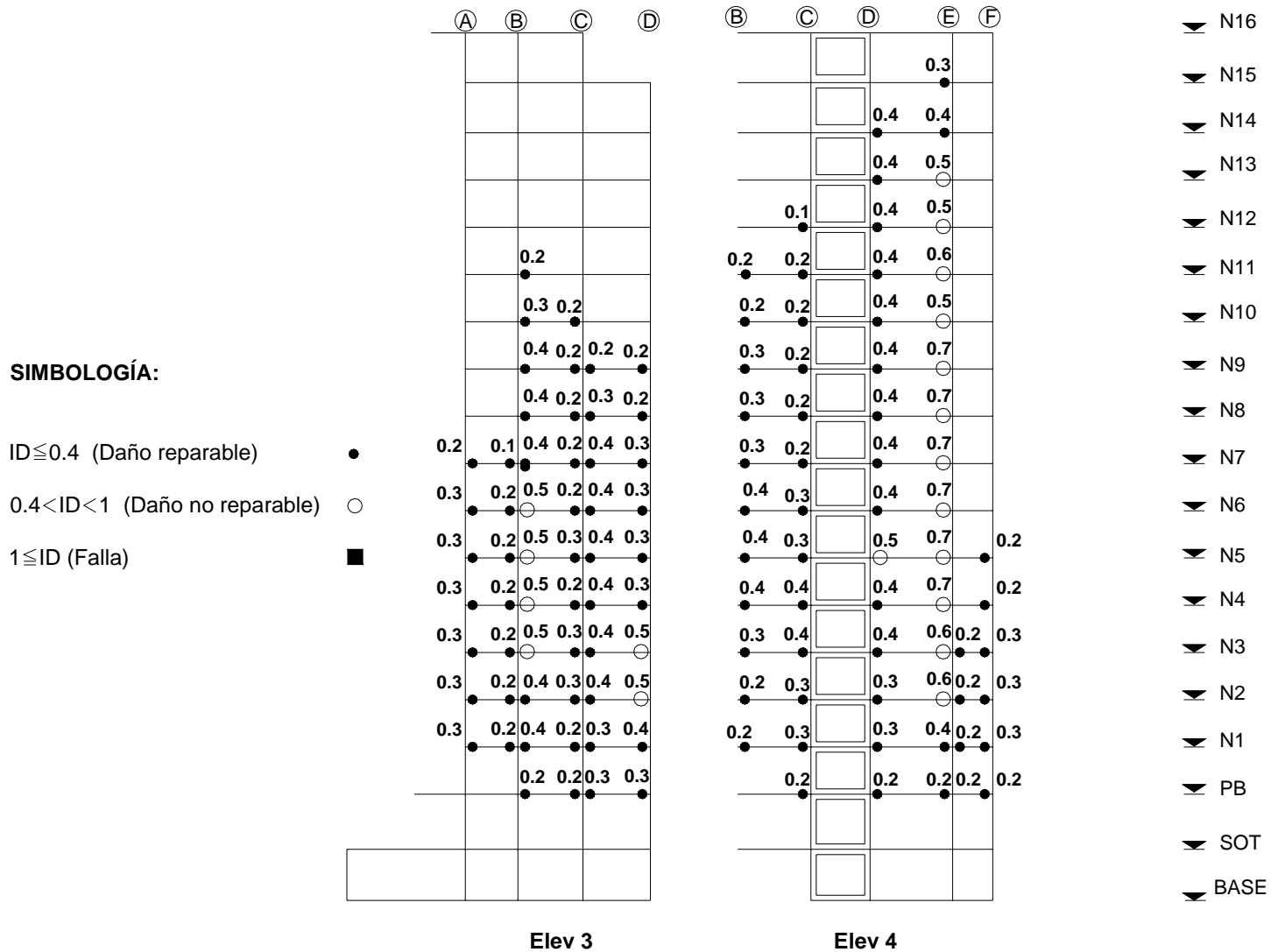


Fig 6.55 Índices de daño en vigas, en las elevaciones 3 y 4, para la SIM81

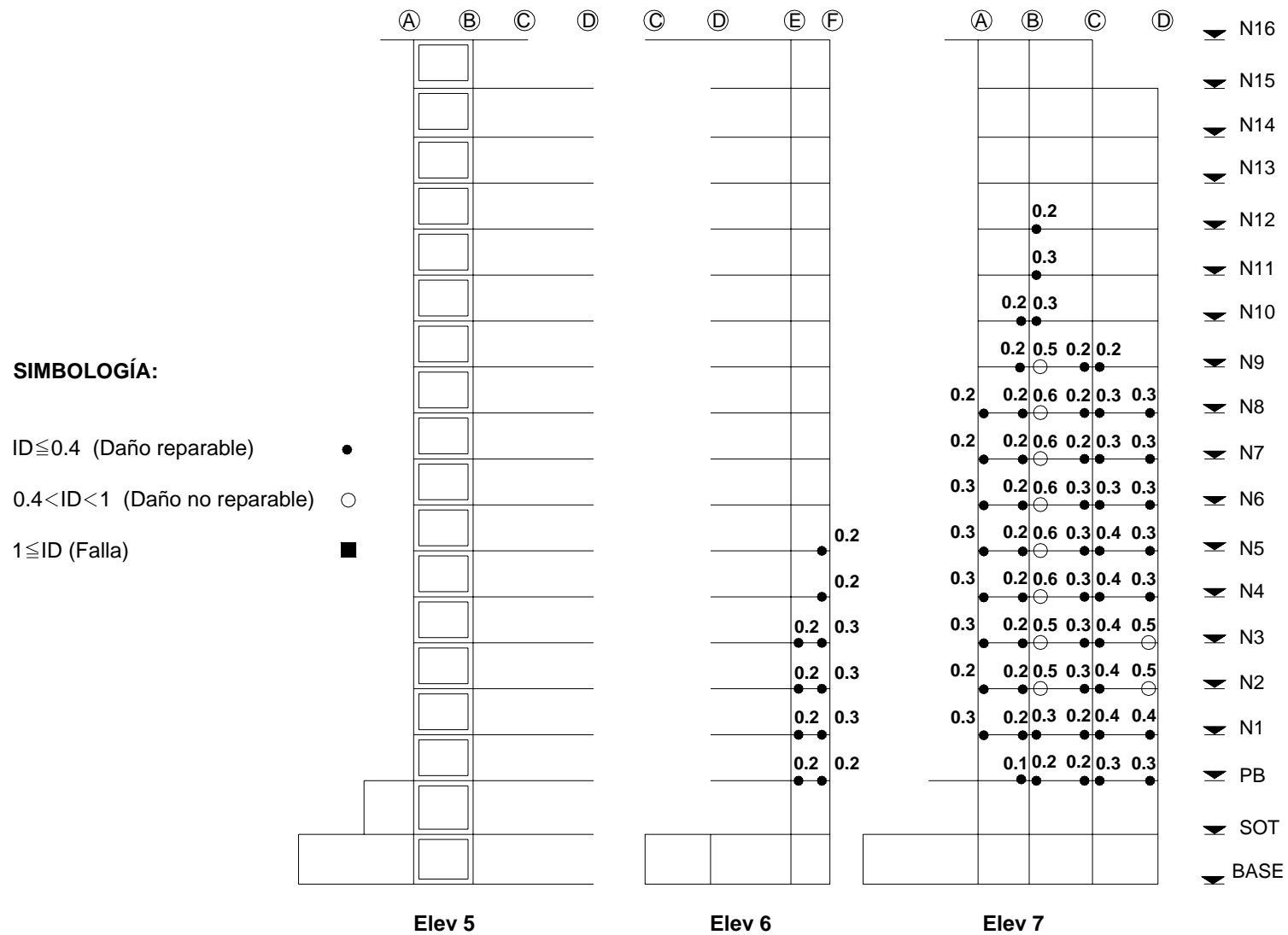


Fig 6.56 Índices de daño en vigas, en las elevaciones 5 a 7, para la SIM81

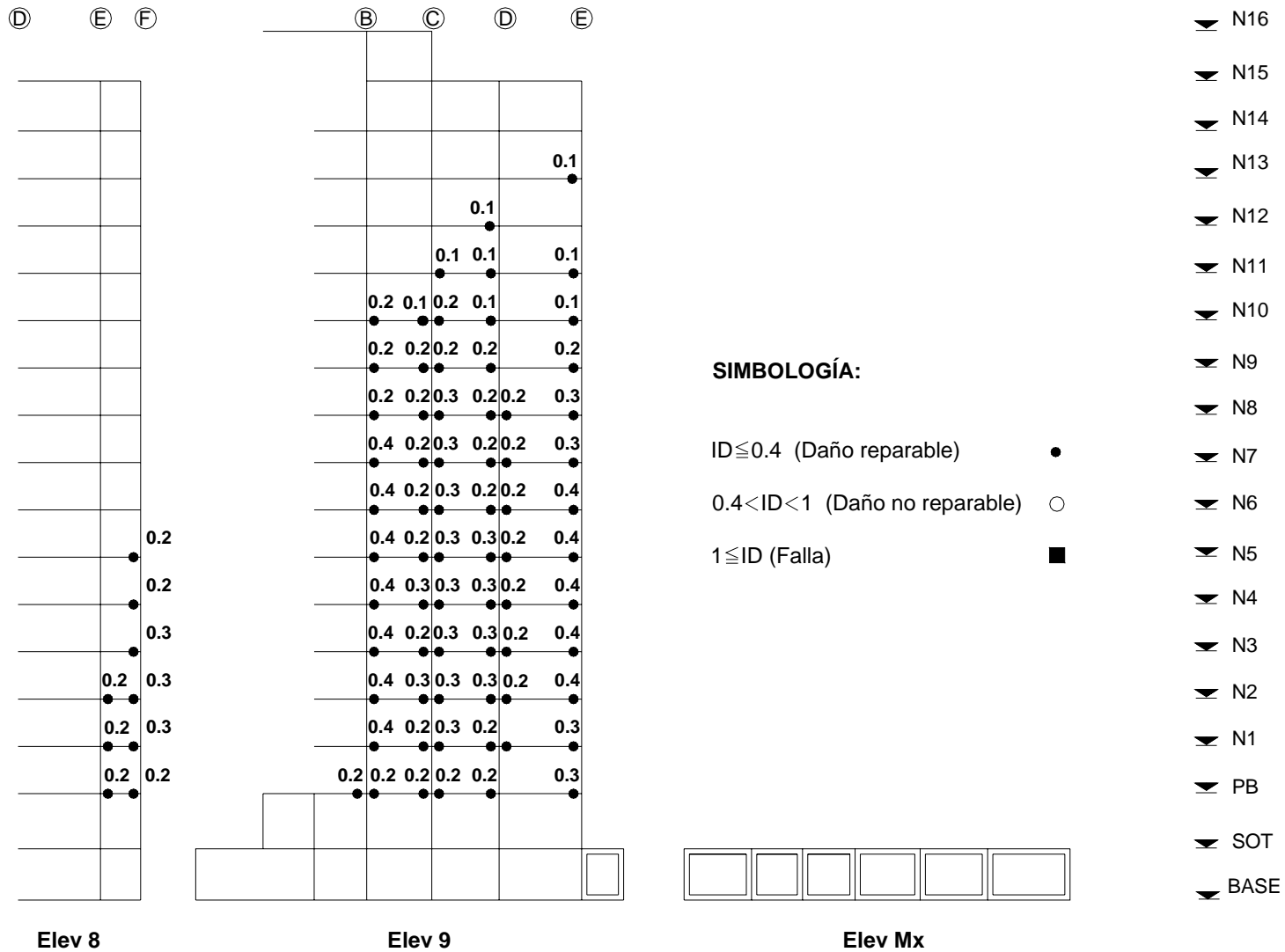


Fig 6.57 Índices de daño en vigas, en las elevaciones 8 y 9, para la SIM81

Tabla 6.6 Comparación de los índices de daño en algunas vigas calculados con la expresión de Park y Ang reformulada y con la ec 6.6, con SIM64

UBICACIÓN DEL ELEMENTO			ÍNDICE DE DAÑO EN EL EXTREMO IZQUIERDO		ÍNDICE DE DAÑO EN EL EXTREMO DERECHO	
ELEVACIÓN	NIVEL	EJES	Park y Ang	Ec 6.6	Park y Ang	Ec 6.6
1	N4	B-C	1.0	0.9	0.7	0.6
1	N4	C-D	0.8	0.8	0.7	0.6
1	N4	D-E	0.4	0.4	0.6	0.6
1	N5	B-C	1.0	1.0	0.7	0.7
1	N5	C-D	0.9	0.8	0.7	0.7
1	N5	D-E	0.5	0.5	0.8	0.7
1	N6	B-C	1.0	0.9	0.7	0.7
1	N6	C-D	0.8	0.8	0.6	0.5
1	N6	D-E	0.5	0.5	0.8	0.7
3	N5	B-C	1.4	1.3	1.0	0.9
3	N5	C-D	1.1	1.0	1.0	0.9
4	N4	D-E	1.0	1.0	1.1	1.1
4	N5	D-E	0.9	0.8	1.6	1.5
4	N6	D-E	0.9	0.9	1.3	1.2
4	N7	D-E	0.9	0.9	1.3	1.2
4	N8	D-E	1.0	0.9	1.3	1.2
4	N9	D-E	1.0	0.9	1.3	1.2

Momentos flexionantes y carga axial en columnas y muros

Con SIM81 se obtuvieron los momentos flexionantes y la carga axial demandados en las columnas de planta baja y en los muros de dicha planta y en semisótano. Las acciones demandadas se comparan con los diagramas de interacción momento-carga axial sin factores de carga. En la fig 6.58 se comparan las columnas y en la fig 6.59 los muros de concreto. Las columnas que se presentan son las que en la revisión del diseño por cortante presentan una mayor relación V_u/V_r . Las acciones demandadas en las columnas del semisótano son inferiores a las presentadas en planta baja.

La columna C4 eje 9E excede considerablemente el diagrama de interacción momento-carga axial. Para estos niveles de carga la columna debería presentar falla local, sin embargo, el programa de análisis no lineal no lo detecta y en ningún momento cesa el análisis. Esto es una limitante del programa.

Existen otras tres columnas que exceden ligeramente el diagrama de interacción, estas son las secciones C4 ubicadas en los ejes 4E, 6E y 8E.

Los muros de concreto en los entresijos analizados no presentan acciones mayores que los diagramas de interacción.

Con SIM64 las acciones demandadas son mayores que las presentadas con SIM81.

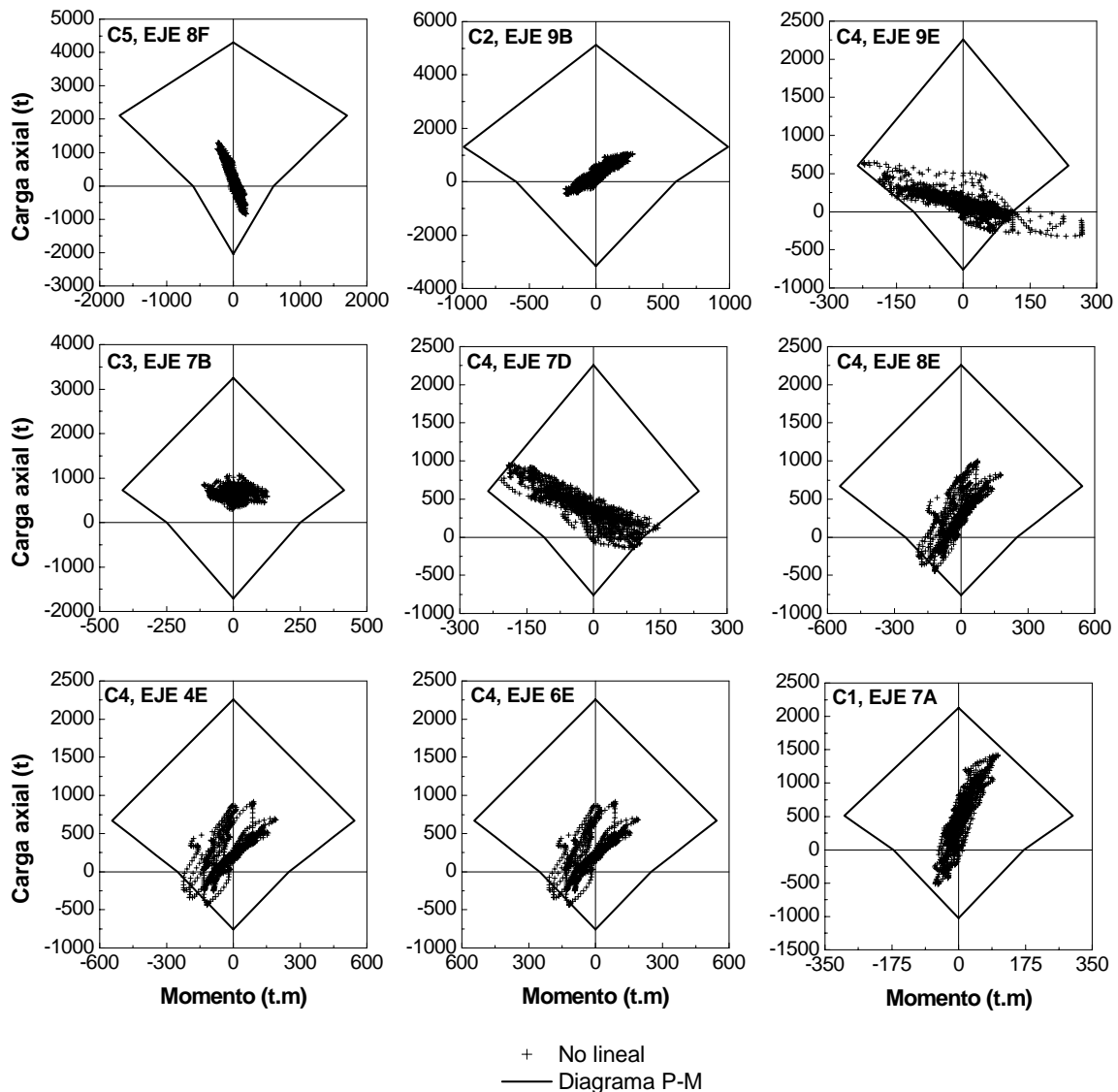


Fig 6.58 Comparación de los momentos y carga axial demandados con SIM81 y los diagramas de interacción en las columnas de planta baja

Cortantes en columnas y muros de concreto

Con SIM81 se calcularon los cortantes demandados en tres columnas y en los dos muros de concreto de planta baja. Dichas acciones se compararon con los cortantes nominales (sin factores de carga). En las figs 6.60 y 6.61 se muestran dicha comparación en columnas y muros, respectivamente.

Las columnas C4 ubicadas en los ejes 4E y 7D no exceden al cortante nominal, en cambio aquella ubicada en el eje 9E sí lo excede con una relación aproximada de 2.

Los muros de concreto ubicados en planta baja exceden al cortante nominal. El cortante demandado en el muro MC1 (ubicado en la elevación del eje 5) excede al nominal con una relación de 1.7, mientras que el muro MC2 (muro del elevador) lo hace con una relación de 1.6.

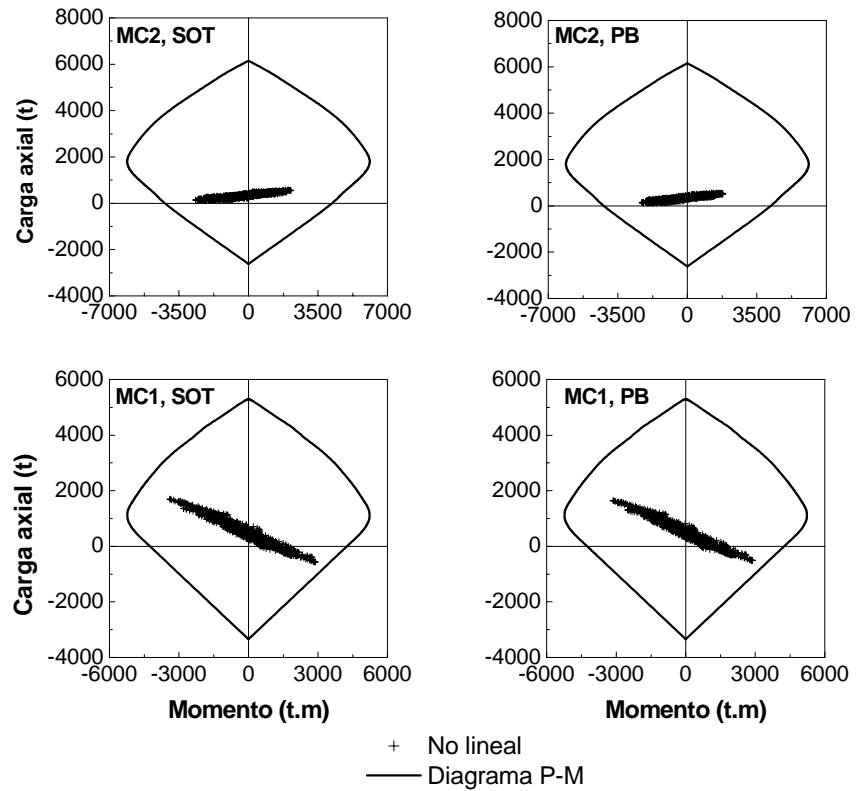


Fig 6.59 Comparación de los momentos y carga axial demandados con SIM81 y los diagramas de interacción en los muros de concreto

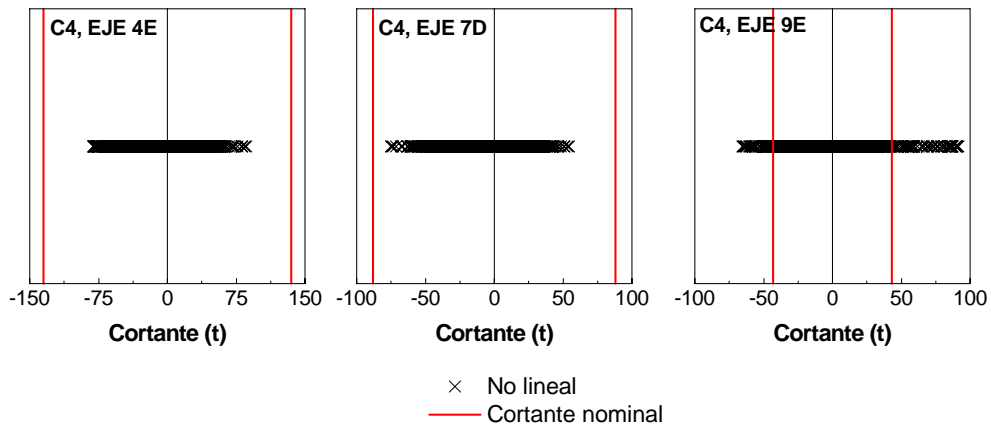


Fig 6.60 Comparación de los cortantes demandados con SIM81 y los cortantes nominales en las columnas

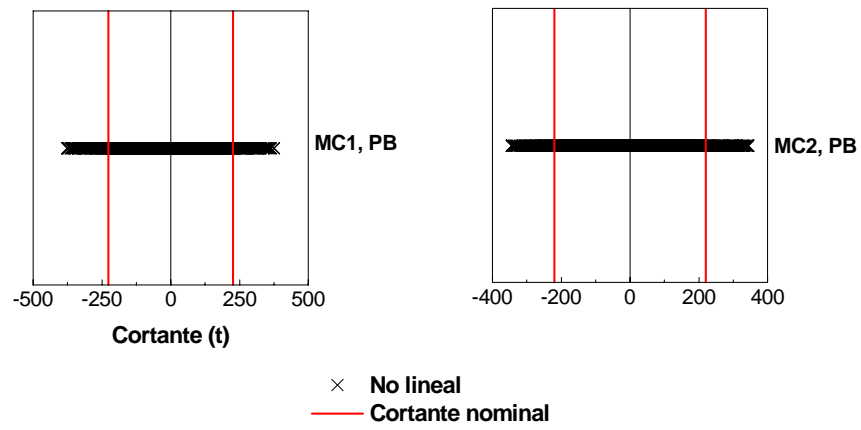


Fig 6.61 Comparación de los cortantes demandados con SIM81 y los cortantes nominales en los muros de concreto

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES

Se ha analizado en la dirección L, la respuesta no lineal de un edificio instrumentado en Acapulco, sometido a dos eventos sísmicos simulados de gran intensidad, considerando los efectos ISE y el comportamiento histerético de los elementos estructurales. Los muros de mampostería agrietados tienen una influencia en rigidez y resistencia menor del 5 por ciento. En cambio la mampostería no agrietada la influencia en rigidez es del 11 por ciento y su importancia en resistencia fue insignificante. Por lo tanto los muros de mampostería se despreciaron.

En la simulación de sismos existen incertidumbres en la determinación de los parámetros sismológicos de las funciones de Green empíricas y del sismo postulado, por lo que los registros sintéticos generados deben tomarse con ciertas reservas y tener en mente que son una aproximación de lo que puede ocurrir en la realidad. Llama la atención que los espectros elásticos de los acelerogramas simulados resulten mayores a los espectros de diseño, en particular para terreno III. Con esto surge la inquietud por saber qué tan parecidos son los registros simulados de los sismos intensos que ocurrirán o qué tan apropiados son los espectros de diseño de Acapulco.

En este trabajo, se consideró conveniente centrar la atención en las respuestas no lineales obtenidas con el acelerograma SIM81 debido a que sus amplitudes espectrales elásticas son del orden de las reglamentarias. La SIM64 posee ordenadas espectrales elásticas superiores a las reglamentarias del orden de casi 3 veces, y además, posee una diferencia significativa entre su momento sísmico y el momento sísmico de su función de Green. Por lo anterior, los resultados obtenidos con SIM64 solamente sirvieron de referencia y no se consideraron como respuestas probables del edificio.

Se corroboró que la influencia de los efectos fuera del plano en la rigidez de la estructura resultó ser importante en la dirección L, ya que representó alrededor de un 22 por ciento; sin embargo, para la dirección T fue poco significativa pues tan solo influyó un 4 por ciento.

Como pudo observarse, al tomar en cuenta las consideraciones generales mencionadas en el capítulo 5 en los modelos planos y tridimensionales elásticos, fue posible reproducir, con aceptable congruencia, las formas y frecuencias modales experimentales en L y en T para el evento sísmico SI-011.

El haber comparado y calibrado las respuestas analíticas contra experimentales existentes en la literatura de los elementos estructurales vigas, columnas y muros de concreto reforzado, permitió definir con más precisión los parámetros de las leyes de histéresis correspondientes.

Con relación a la calibración de los parámetros de histéresis, se observó que los cambios realizados en las variables que controlan las pendientes de carga y descarga, así como en los correspondientes a los factores de adelgazamiento de la curva histerética, influyeron básicamente en la respuesta local y no así en la respuesta global del elemento.

Si se observan las curvas de capacidad calculadas con los análisis estáticos no lineales con carga monótona creciente (ENC), se concluye que las curvas calculadas con cargas laterales cuya distribución es función de la distribución de masas o de la distribución de cortantes de entrepiso, proporcionan una sobreestimación de la capacidad del edificio, respecto a aquella curva de capacidad calculada con una distribución de carga lateral en función de la primera forma modal.

Por lo tanto, al usar las configuraciones de carga en función de la distribución de masas o de cortantes en el diseño de estructuras podrían proveer resultados no conservadores. Cuando se usan estas distribuciones de carga lateral la posición de la resultante de las fuerzas laterales disminuye dando como resultado cortantes basales mayores.

Al calcular estas curvas de capacidad con dos tipos de análisis, se percibe una dispersión en la estimación del valor del desplazamiento de fluencia de azotea. Si se requiere obtener este parámetro con mayor certeza, a través de análisis dinámicos incrementales no lineales, es necesario realizar un estudio paramétrico con distintos acelerogramas. Esta opción no es sencilla ni práctica, por el contrario, exige un tiempo de cómputo considerable. Para casos prácticos, es recomendable obtenerlo por medio de curvas ENC adoptando como configuración de carga lateral, aquella que esté en función de la primera forma modal o bien de las fuerzas de inercia de entrepiso calculadas con un análisis modal espectral.

Los desplazamientos relativos y las aceleraciones absolutas en azotea no lineales representaron casi la mitad de las respuestas calculadas de manera elástica. Los cortantes basales máximos no lineales llegaron a significar un 35 por ciento de la respuesta elástica lineal máxima.

Se evaluó la sobrerresistencia (evaluada con el coeficiente sísmico demandado y el de diseño para $Q=4$) del edificio y resultó ser 1.05. Esto es comprensible si se tiene en cuenta que en el edificio existen elementos estructurales con diseños inadecuados.

En cambio la sobrerresistencia (SR) evaluada respecto a la distorsión última (0.015) resultó ser aproximadamente de 1.30. En el reglamento de Acapulco no se especifica ningún valor de sobrerresistencia. En cambio, en el apéndice A de las NTC-Sismo (2004) la sobrerresistencia máxima que puede considerarse en una estructura es de 2. Pero de acuerdo con este trabajo la SR estimada llega a ser inferior que dicho valor.

El desplazamiento máximo en azotea fue de 32 cm. Con las distorsiones demandadas (cercasas al 0.006) es de esperarse que ante un sismo de gran intensidad, la mampostería tenga poca influencia en rigidez y en resistencia.

Existen varios criterios para evaluar el daño en los elementos estructurales provocado por alguna excitación sísmica. Los índices de daño (ID) son una opción. Hay varias formulaciones para calcularlos, en función básicamente de la energía histerética y de las deformaciones máximas y últimas del elemento. Con el programa de análisis no lineal utilizado es posible calcular algunos ID tomando en cuenta los efectos de la carga cíclica y la deformación máxima.

Por lo anterior, en este trabajo resultó apropiado evaluar el daño en las vigas del edificio mediante los ID. Los ID se evaluaron con la expresión propuesta por Park y Ang, y además, se estimaron en función de las ductilidades máximas y últimas.

El valor de ID en vigas que predomina en casi todas las elevaciones es el correspondiente a daño reparable. Los entrepisos con mayor número de elementos con ID mayores son los que presentaron las mayores distorsiones y los mayores valores de ductilidad por entrepiso

El coeficiente sísmico demandado fue de 0.226, mayor al reglamentario cuando se utiliza un Q igual a 4 ($c_s=0.215$). Los cortantes de entrepiso demandados fueron superiores a los cortantes de diseño.

La ductilidad global que se desarrolló en el edificio fue de 1.35, inferior a la ductilidad que se sugiere fue la de diseño (2). La ductilidad máxima por entrepiso fue aproximadamente de 1.5. En este trabajo, se verificó de manera aproximada la estimación de la ductilidad global a través del espectro inelástico de desplazamiento, para un sistema equivalente de un grado de libertad. La comparación de resultados mostró buena congruencia.

Se sabe que las columnas y los muros de concreto de un entrepiso se diseñan en función de las demandas de cortantes presentes en cada nivel. En la práctica algunas personas optan por dimensionar a las secciones tomando en cuenta una disminución lineal de las cargas axiales de las

columnas en función de la altura de la estructura. Dado que dicha distribución no siempre ocurre, resulta apropiado cerciorarse de la envolvente de los cortantes de diseño resultantes del análisis, para evitar un indeseado comportamiento estructural.

Al revisar parcialmente el diseño del edificio con un Q de 4, se encontró evidencia de escasez de resistencia por cortante en algunas columnas y muros de concreto reforzado. Dado el diseño inadecuado de estos últimos, se vio conveniente verificar la capacidad a corte de las columnas sin la participación de los muros de concreto en semisótano, planta baja y N6. Esto es una condición extrema, pues aún con un diseño inapropiado los muros mantienen cierta rigidez y capacidad, solamente se hizo para cerciorarse de la fortaleza de las columnas por sí solas. Bajo este contexto se encontraron que existen 2, 6 y 9 columnas en semisótano (de un total de 26), planta baja (26 en total) y entrepiso 6 (24), respectivamente, que exceden el factor de seguridad por cortante (2.2).

La escasez de resistencia por cortante se hizo evidente al comparar los cortantes demandados y las resistencias nominales de los muros de concreto. De las columnas seleccionadas en planta baja, al menos una (la columna C4, eje 9E) presentaría problemas por flexocompresión.

De igual manera que en L, se hizo la revisión por cortante en la dirección transversal. En esta dirección también se encontró escasez de resistencia por cortante en algunas columnas y en los muros de concreto.

A partir de la revisión de este trabajo, surgió el interés por saber si en el análisis paso a paso realizado con el programa de análisis se toma en cuenta la carga gravitacional. Para esto, se hicieron pruebas analíticas en las vigas del edificio y en una viga empotrada (empotrada en uno de sus extremos y libre en el otro). Estas pruebas consistieron en observar la variación en el tiempo de los momentos flexionantes en los extremos de las vigas, cuando se combina sismo con carga gravitacional y solamente sismo.

De lo anterior, se observó que cuando se combina sismo y carga gravitacional esta última solamente se toma en cuenta en los primeros ciclos, antes de la fluencia de la viga. Después de la fluencia, los resultados sugieren que la carga gravitacional no se considera. Esto da pauta para tomar con reserva los resultados del análisis paso a paso.

Es muy importante señalar, que con base en la documentación disponible del edificio y con la evidencia de los cálculos obtenidos en este trabajo, es posible pensar que en un evento sísmico de gran intensidad, el edificio podrá sufrir daño importante en ciertos elementos, pero en ningún momento en los análisis se llegó a formar un mecanismo de colapso.

APÉNDICE A

ESTUDIO DE ACOPLAMIENTO

A.1 METODOLOGÍA

En el capítulo 5 se propuso un método práctico y sencillo que involucra de manera racional los efectos que inciden en el incremento de la rigidez en el plano. Para ello, se pretende hallar una rigidez K de un resorte que represente la influencia de la rigidez del elemento de acoplamiento que liga a dos nodos con giros restringidos (fig 5.3), sin considerar la torsión de estos elementos.

Para considerar los efectos fuera del plano (EFP) en los modelos bidimensionales, en particular, el incremento de la rigidez debido al acoplamiento de marcos adyacentes unidos mediante vigas y muros, se realizó un estudio para conocer qué marcos y qué nodos debían estar ligados.

Este estudio parte de un modelo tridimensional (3D), sin efectos ISE, en el cual se desacoplan paulatinamente muros y vigas que se encuentran fuera del plano de la dirección de interés, y en cada etapa se verifica la disminución de las frecuencias como indicio del decremento de la rigidez lateral del edificio, hasta obtener un modelo 3D definitivo sin efectos importantes fuera del plano.

Los elementos desacoplados en el modelo 3D serán los que en los modelos planos deberán ser tomados en cuenta para representar el incremento en la rigidez lateral de la dirección correspondiente. Estos efectos se representaron mediante resortes verticales colocados en los puntos de unión de los elementos de acoplamiento.

Finalmente, se compararon las frecuencias y formas modales de los modelos planos, sin efectos ISE, con el modelo 3D, considerando los efectos fuera del plano.

A.2 RESULTADOS

A.2.1 Dirección L

El modelo plano se desarrolló sin considerar los EFP y sus frecuencias fueron comparadas con las de un modelo 3D definitivo con y sin efectos fuera del plano (tabla A.1). Además, las formas modales del modelo bidimensional sin efectos fuera del plano, se compararon con las correspondientes al modelo 3D, con y sin los EFP (fig A.1).

Tabla A.1 Frecuencias modales del modelo plano sin EFP y las correspondientes al modelo 3D con y sin EFP, sin efectos ISE

MODELO	MODO	FRECUENCIA (Hz)
Modelo 3D	1	1.07
	2	3.58
	3	6.70
Modelo 3D, sin EFP	1	0.85
	2	2.91
	3	5.39
Modelo plano	1	0.83
	2	2.95
	3	5.84

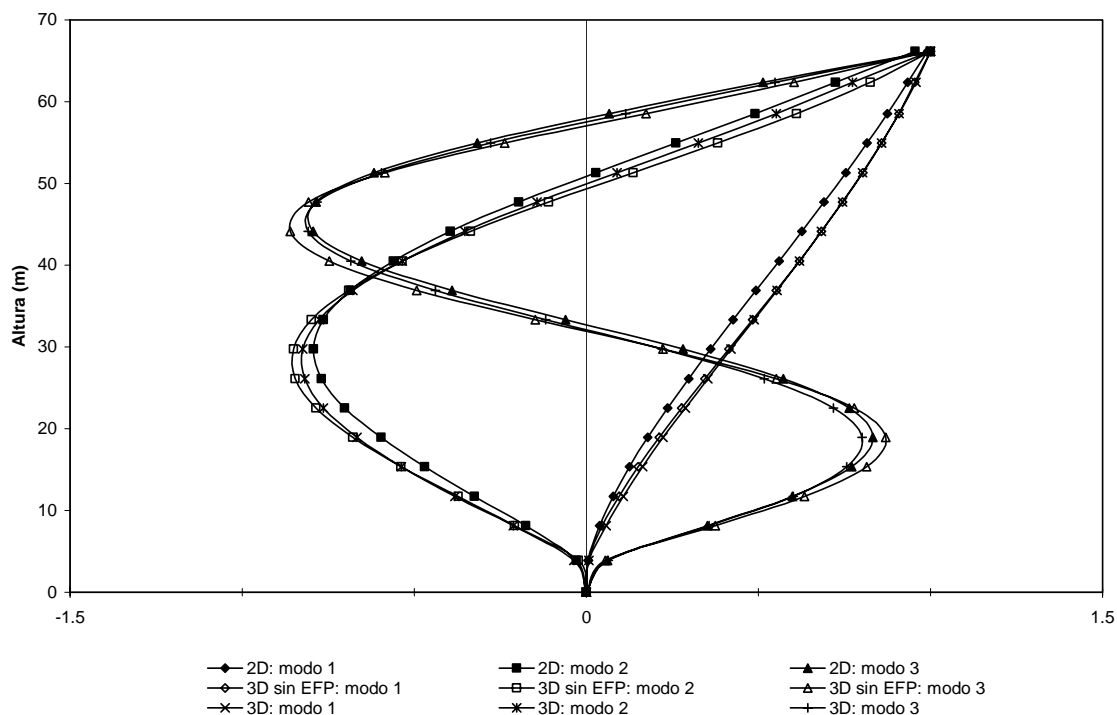


Fig A.1 Formas modales del modelo bidimensional (2D) en L sin efectos fuera del plano comparadas con las correspondientes al modelo tridimensional (3D) con y sin efectos fuera del plano (EFP)

Posteriormente, en el modelo plano se insertaron resortes verticales con la rigidez correspondiente al elemento de acoplamiento (tabla A.2). La ubicación de los nodos acoplados mediante resortes en el modelo plano se muestra en las figs A.2 a A.4.

Tabla A.2 Rigidez de los elementos fuera del plano que intervienen en el modelo bidimensional de la dirección L

DESCRIPCIÓN	UBICACIÓN		RIGIDEZ (kg/m)
	NIVEL	EJES	
Muro concreto	SOT-PB	Eje C, D, entre 4 y 5	3.71×10^8
Muro concreto	N1-N5	Eje C, D, entre 4 y 5	2.99×10^8
Muro concreto	N6-N11	Eje C, D, entre 4 y 5	2.49×10^8
Muro concreto	N12-N16	Eje C, D, entre 4 y 5	2.00×10^8
Muro concreto	SOT	Eje F, entre 8 y 9, 1 y 2	1.40×10^8
Muro concreto	SOT	Eje F, entre 6 y 8	2.02×10^7
Muro concreto	SOT	Eje F, entre 4 y 6	7.63×10^7
Muro concreto	SOT	Eje F, entre 2 y 4	1.89×10^7
Viga de concreto	SOT-N15	Eje D, entre 2 y 3, 7 y 8	1.48×10^5
Viga de concreto	N1-N16	Eje A, entre 1 y 3, 7 y 9	6.87×10^3

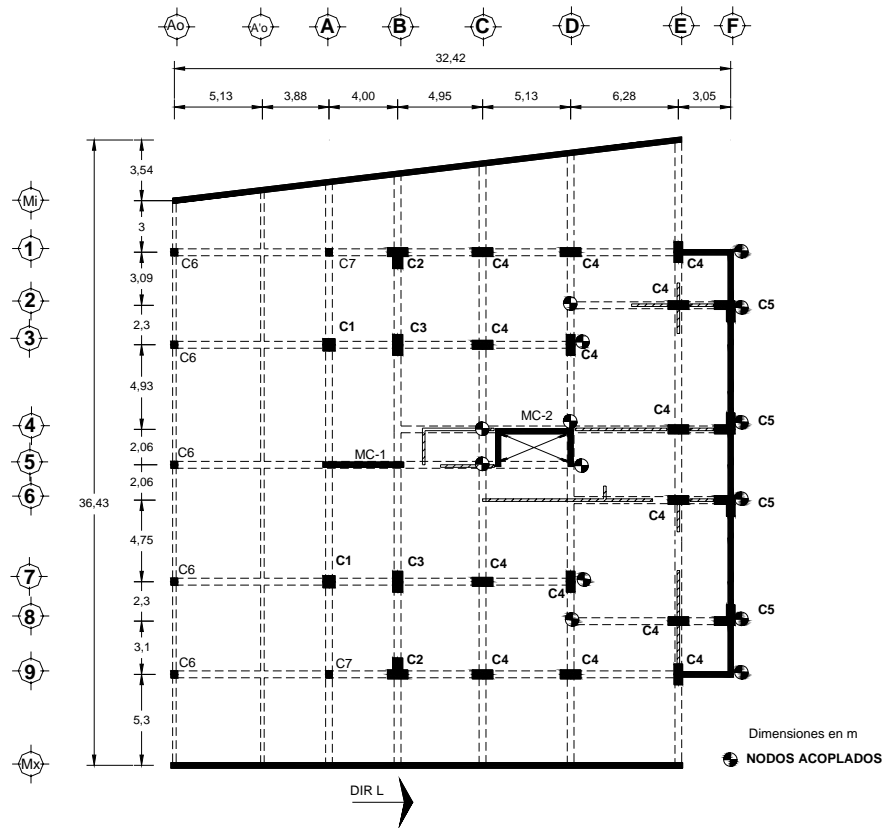


Fig A.2 Vista en planta de los nodos acoplados en el nivel SOT, para el modelo plano de la dirección L

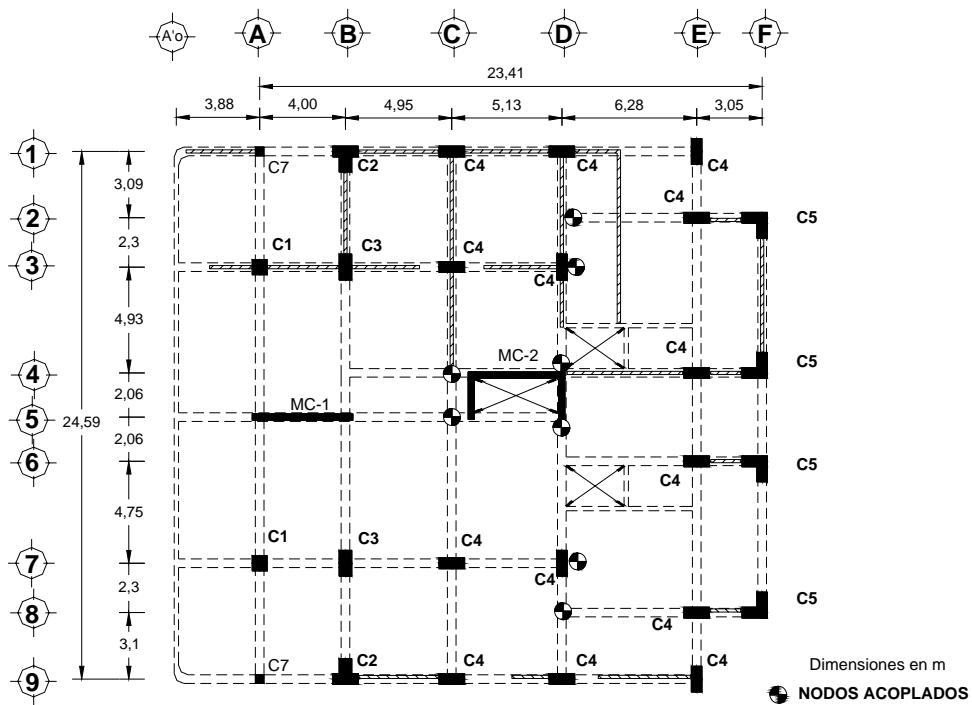


Fig A.3 Vista en planta de los nodos acoplados en el nivel PB, para el modelo plano de la dirección L

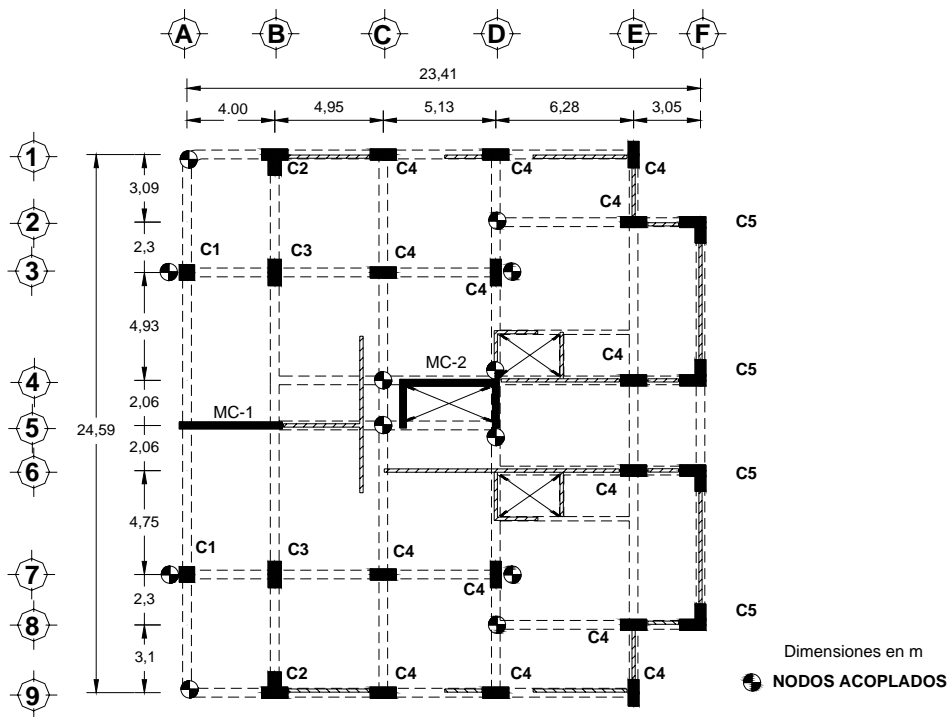


Fig A.4 Vista en planta de los nodos acoplados en los niveles N1-N16, para el modelo plano de la dirección L

Finalmente, se comparan las frecuencias y formas modales del modelo bidimensional con las correspondientes al modelo 3D, tomando en cuenta los efectos fuera del plano (tabla A.3 y fig A.5, respectivamente).

Tabla A.3 Comparación de las frecuencias modales del modelo bidimensional y las correspondientes al modelo tridimensional, tomando en cuenta los efectos fuera del plano

MODELO	MODO	FRECUENCIA (Hz)
Modelo 3D	1	1.07
	2	3.58
	3	6.70
Modelo plano	1	1.01
	2	3.37
	3	6.47

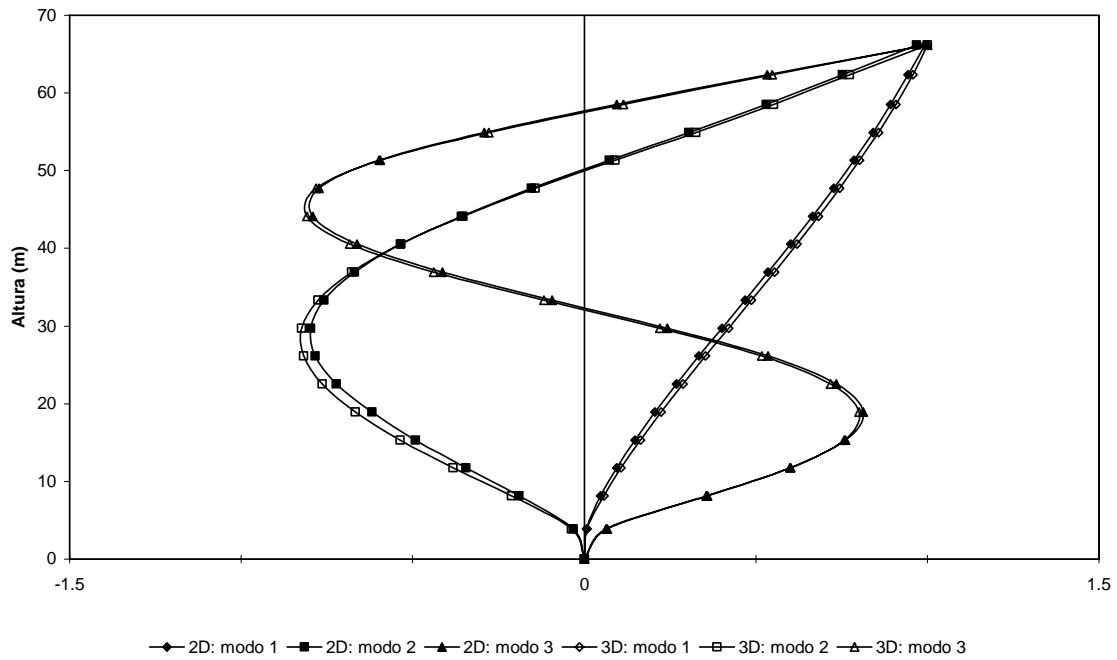


Fig A.5 Comparación de las tres primeras formas modales del modelo bidimensional (2D) con las correspondientes al modelo tridimensional (3D), tomando en cuenta los efectos fuera del plano

A.2.2 Dirección T

El modelo plano se elaboró sin incluir los EFP y sus frecuencias fueron comparadas con las de un modelo 3D con y sin efectos fuera del plano (tabla A.4). Además, las formas modales del modelo bidimensional (2D) sin EFP, se compararon con las correspondientes al modelo 3D, con y sin efectos fuera del plano (fig A.6).

Tabla A.4 Frecuencias modales del modelo plano sin EFP y las correspondientes al modelo 3D con y sin EFP

MODELO	MODO	FRECUENCIA (Hz)
Modelo 3D	1	0.81
	2	2.49
	3	4.45
Modelo 3D, sin EFP	1	0.76
	2	2.31
	3	4.06
Modelo plano	1	0.77
	2	2.36
	3	4.20

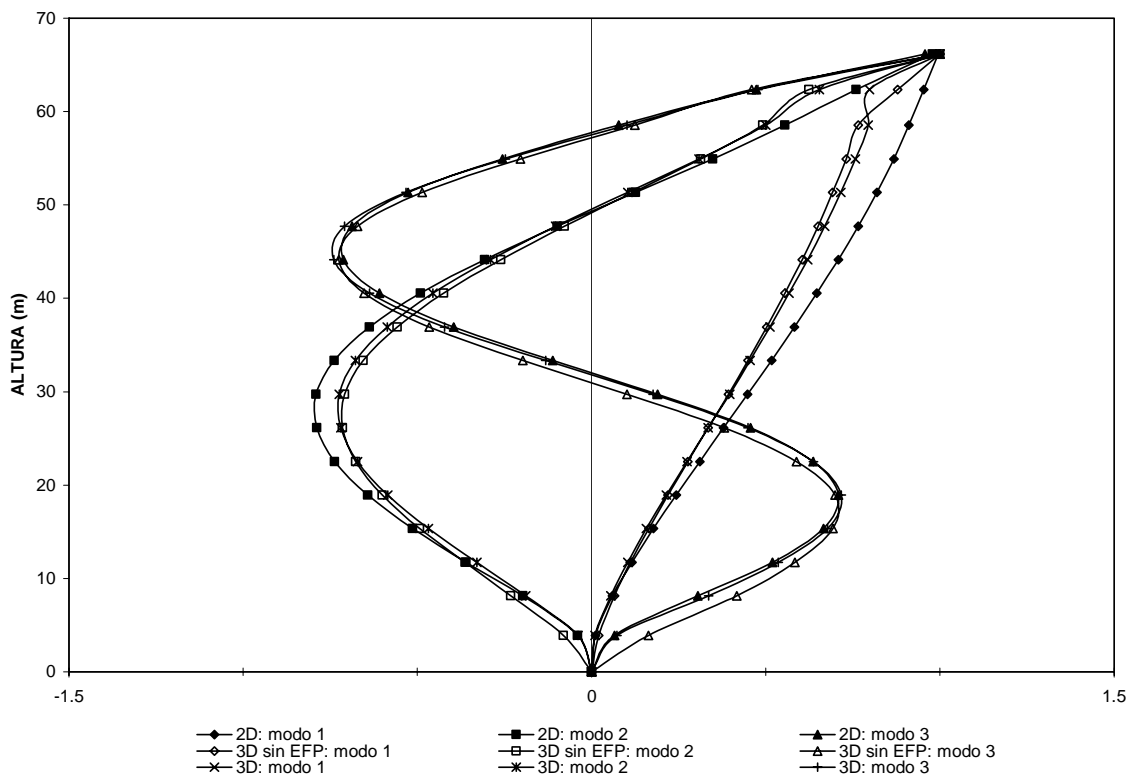


Fig A.6 Formas modales del modelo bidimensional (2D) en L sin efectos fuera del plano comparadas con las correspondientes al modelo tridimensional (3D) con y sin efectos fuera del plano (EFP)

Después, en el modelo plano se insertaron resortes verticales con la rigidez calculada para cada elemento de acoplamiento (tabla A.5). La ubicación de los nodos acoplados mediante resortes en el modelo plano se muestra en las figs A.7 a A.9.

Tabla A.5 Rigidez de los elementos fuera del plano que intervienen en el modelo bidimensional de la dirección T

DESCRIPCIÓN	UBICACIÓN		RIGIDEZ (kg/m)
	NIVEL	EJES	
Muro concreto	SOT	Mi, Mx, entre ejes Ao-A'o	4.61×10^7
Muro concreto	SOT	Mi, Mx, entre ejes A'o-A	6.89×10^7
Muro concreto	SOT	Mi, Mx, entre ejes A-B	8.26×10^7
Muro concreto	SOT	Mi, Mx, entre ejes B-C	5.03×10^7
Muro concreto	SOT	Mi, Mx, entre ejes C-D	4.61×10^7
Muro concreto	SOT	Mi, Mx, entre ejes D-E	2.76×10^7
Muro concreto	SOT-N9	5, entre ejes A-B	8.55×10^7
Muro concreto	N9-N16	5, entre ejes A-B	5.85×10^7
Muro concreto	SOT-PB	4, entre ejes C-D	8.55×10^7
Muro concreto	N1-N5	4, entre ejes C-D	7.30×10^7
Muro concreto	N5-N11	4, entre ejes C-D	6.10×10^7
Muro concreto	N12-N16	4, entre ejes C-D	4.85×10^7

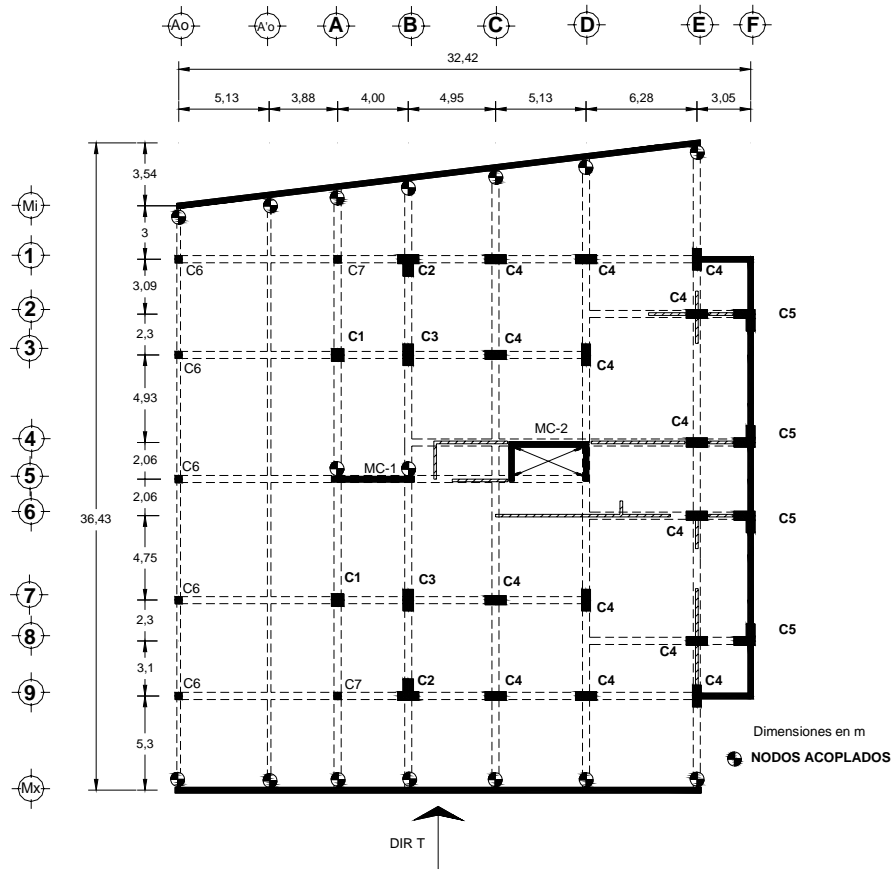


Fig A.7 Vista en planta de los nodos acoplados en el nivel SOT, para el modelo plano de la dirección T

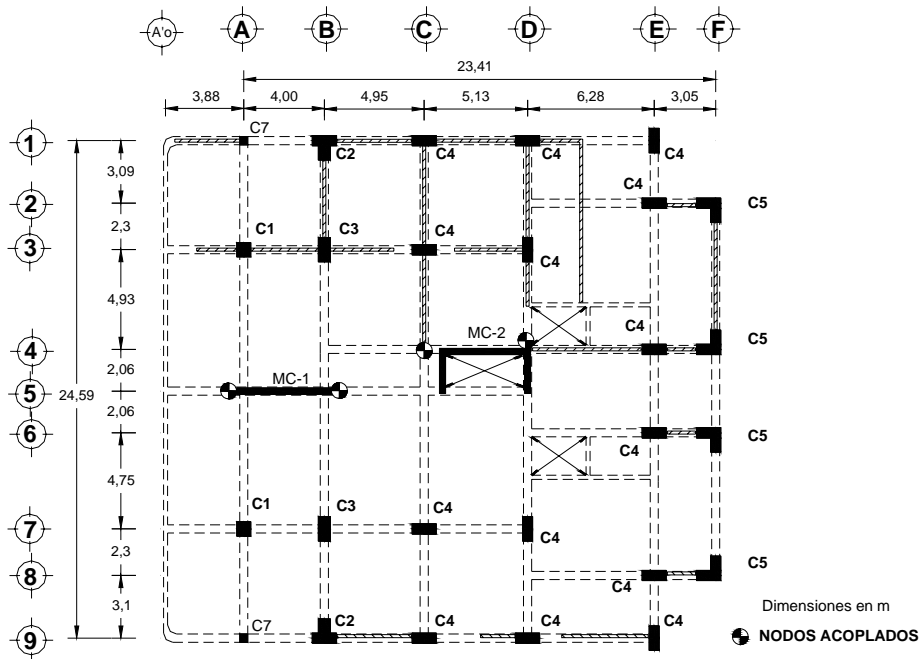


Fig A.8 Vista en planta de los nodos acoplados en el nivel PB, para el modelo plano de la dirección T

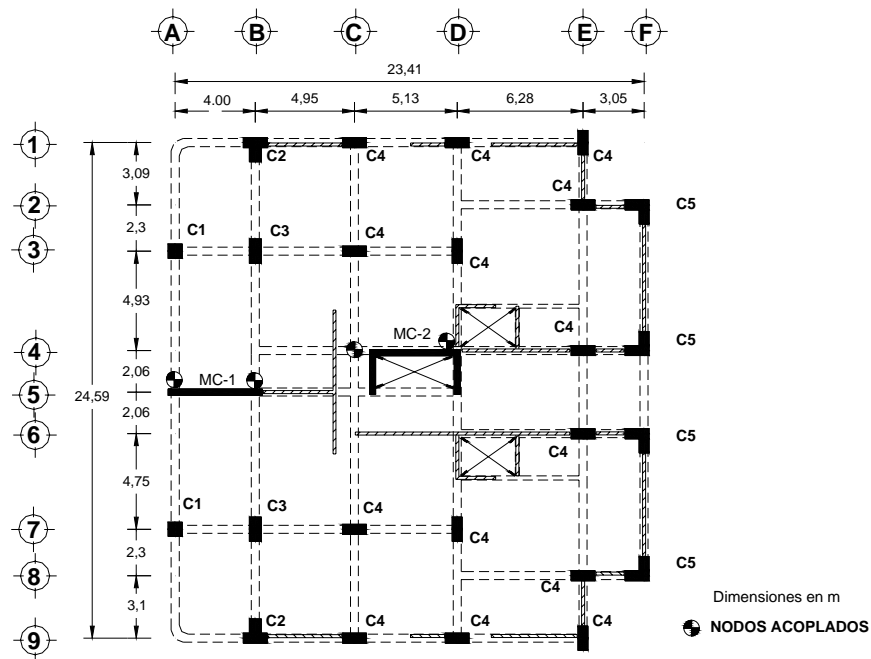


Fig A.9 Vista en planta de los nodos acoplados en los niveles N1-N16, para el modelo plano de la dirección T

Por último se comparan las frecuencias y formas modales del modelo bidimensional con las correspondientes al modelo 3D, tomando en cuenta los efectos fuera del plano (fig A.10 y tabla A.6, respectivamente).

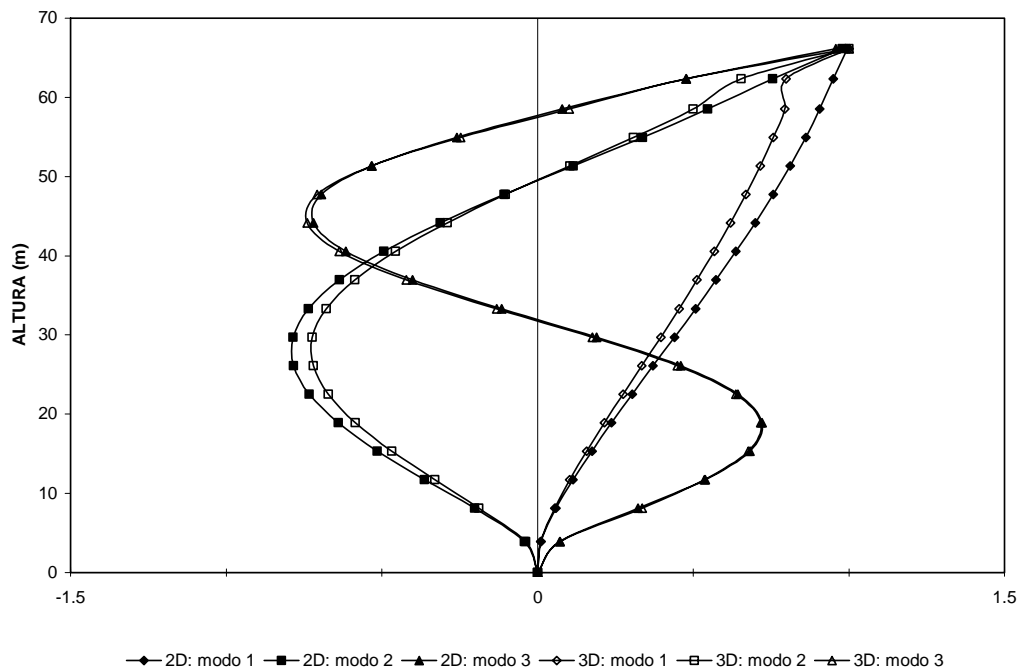


Fig. A.10 Comparación de las tres primeras formas modales del modelo bidimensional (2D) con las correspondientes al modelo tridimensional (3D), tomando en cuenta los efectos fuera del plano

Tabla A.6 Comparación de las frecuencias modales del modelo bidimensional y las correspondientes al modelo tridimensional, tomando en cuenta los efectos fuera del plano

MODELO	MODO	FRECUENCIA (Hz)
Modelo 3D	1	0.81
	2	2.49
	3	4.45
Modelo plano	1	0.80
	2	2.47
	3	4.46

APÉNDICE B

CALIBRACIÓN DEL COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

B.1 INTRODUCCIÓN

Se modela el comportamiento no lineal de vigas, columnas y muros de concreto reforzado con el programa Ruaumoko (Carr, 1998), utilizando la regla histerética de Takeda modificado (Otani, 1974), Li Xinrong (1995) y Kato *et al.* (1983), respectivamente, y se comparan las respuestas globales analíticas contra resultados experimentales existentes en la literatura. Se calibran y definen los parámetros que gobiernan el comportamiento de las leyes de histéresis de Takeda, Li Xinrong y Kato. Estos parámetros son la rigidez de descarga y recarga y los factores bilineales.

B.2 VIGAS

Para modelar el comportamiento no lineal de vigas de concreto reforzado en el Ruaumoko, existen tres posibilidades generales de macromodelo:

1. Mediante un elemento de una componente (Sharpe, 1974) con una ley de histéresis congruente.
2. Con un elemento de dos componentes (Kankan y Powell, 1973) con una ley de histéresis congruente disponible en el Ruaumoko, ya que no cualquier ley puede ser usada (Carr, 1998).
3. A través de un modelo de cuatro articulaciones usado normalmente si se asume que habrá articulaciones plásticas dentro del claro de la viga. Esta opción es la más limitada en cuanto a la ley de histéresis que puede usarse.

La primera opción tiene la ventaja de aceptar gran variedad de leyes de histéresis que controlen el comportamiento no lineal en los extremos del elemento, además de ser un macromodelo sencillo y práctico. Giberson (1974) propuso este modelo concentrando las deformaciones no lineales en los extremos mediante dos resortes rotacionales. Esto es una simplificación de evidencia experimental que muestra que las deformaciones inelásticas se concentran en una región finita en los extremos de las vigas (Filippou e Issa, 1988).

Emori y Schnobrich (1981) analizaron la respuesta sísmica de un marco acoplado con muros de cortante. Ellos realizaron análisis no lineales bajo carga cíclica y compararon los resultados obtenidos usando diferentes modelos de vigas, de un componente, modelo de múltiples resortes y un modelo de capas. La ley de histéresis de Takeda fue adoptada en todos los modelos. El estudio concluye que el modelo de resortes concentrados reproduce de manera satisfactoria el comportamiento no lineal de las vigas de concreto reforzado.

Banon *et al.* (1981) usaron un modelo de un componente y el modelo de Takeda para predecir la relación momento – rotación en los resortes extremos. El estudio concluye que el modelo de un componente es suficientemente aproximado para modelar la respuesta inelástica de miembros de concreto reforzado sujetos a grandes deformaciones cíclicas.

Meyer *et al.* (1983), Otani *et al.* (1985a), Roufaiel y Meier (1987) y Charney (1991) han usado modelos de un componente y la ley de histéresis de Takeda, siendo congruentes los resultados analíticos obtenidos con resultados experimentales.

El elemento de un componente y la ley de histéresis de Takeda modificado se usan en este trabajo, ya que representa una forma sencilla y práctica pero además racional de modelar el

comportamiento no lineal de vigas de concreto reforzado, además existen varios autores que han hecho comparaciones de modelos analíticos contra respuestas experimentales que han arrojado resultados congruentes.

B.2.1 Macromodelo

El comportamiento inelástico de un miembro viga en general, sigue el concepto del modelo de un componente de Giberson (Sharpe, 1974), que presenta la posibilidad del desarrollo de una articulación plástica en uno o en ambos extremos de una parte elástica central del elemento (fig B.1).

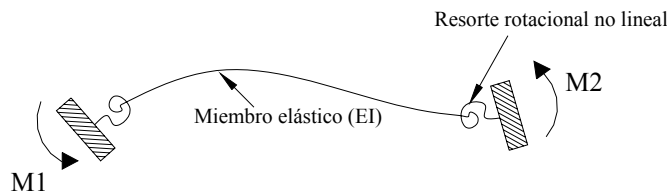


Fig B.1 Modelo de Giberson de un elemento de una componente

La rigidez de la articulación es controlada por la rigidez tangente del punto actual de la regla histerética apropiada.

La rigidez de la articulación plástica para una longitud plástica \$H\$, la curvatura \$\phi\$ y la relación inelástica momento-curvatura \$M=f EI\phi\$, donde \$f<1\$, será

$$K_{resorte} = \frac{EI}{H} \left(\frac{f}{1-f} \right) \quad (B.1)$$

Son seis parámetros de fluencia que un elemento viga debe tener: fuerza axial a tensión de fluencia, fuerza axial a compresión de fluencia, momento de fluencia positivo en el extremo inicial, momento de fluencia negativo en el extremo inicial, momento de fluencia positivo en el extremo final y momento negativo de fluencia en el extremo final.

La ley de histéresis a usar es la de Takeda modificado (Otani, 1974) (fig B.2). Dos son los parámetros fundamentales que definen a esta ley.

El parámetro \$\alpha\$ define la pendiente de descarga \$k_u\$, si se incrementa \$\alpha\$ decrece la pendiente \$k_u\$ y el parámetro \$\beta\$ define la rigidez de recarga, si se incrementa \$\beta\$ se incrementa la rigidez de recarga.

B.2.2 Comparación de resultados

Para calibrar y comparar la respuesta del modelo analítico contra resultados experimentales, se usaron cuatro ensayos de vigas realizados por Shao-Yeh *et al.* (1976).

Las características generales del modelo analítico se muestran en la fig B.3: extremo empotrado y viga en cantiliver modelada con un elemento de una componente, sujeta a una historia de desplazamientos cíclica en el extremo del cantiliver.

En la tabla B.1 se aprecian las características principales de las vigas ensayadas. En las fig B.4 a B.7 se detalla el armado de las secciones transversales. Cabe señalar que todas las vigas ensayadas fallaron por flexión.

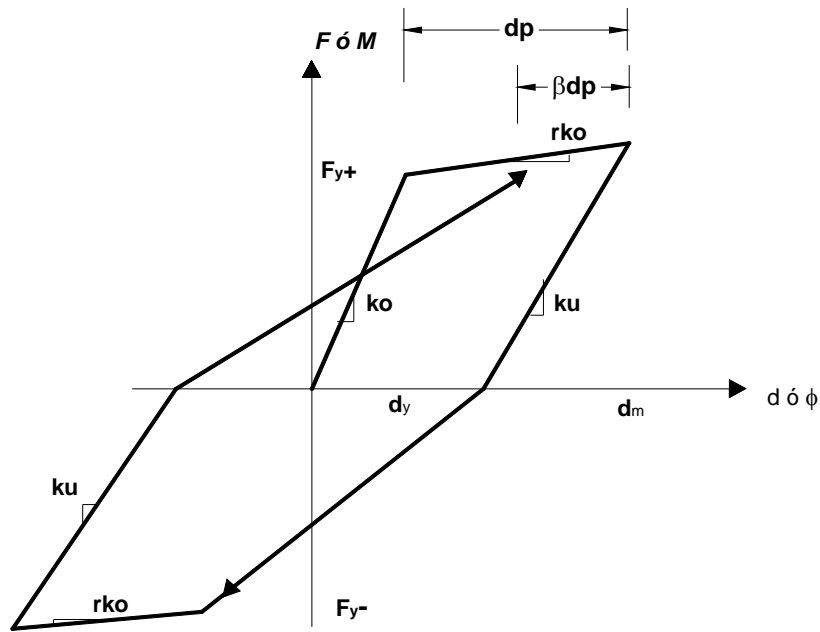


Fig B.2 Modelo de histéresis de Takeda modificado

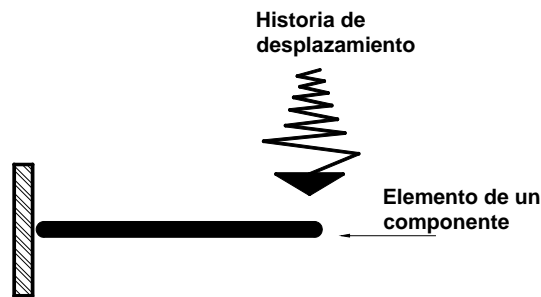
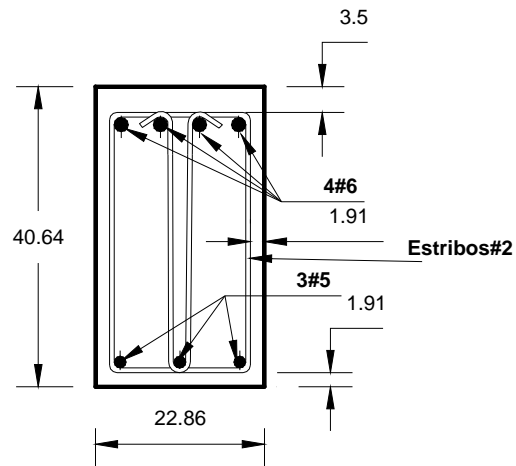


Fig B.3 Modelo en Ruaumoko de la viga

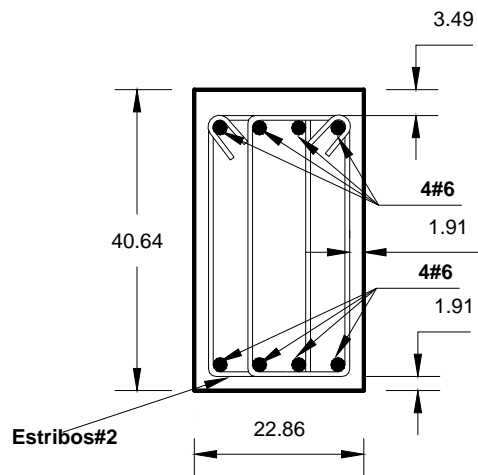
Tabla B.1. Propiedades principales de las vigas ensayadas

VIGA	LONGITUD DEL CLARO (cm)	PERALTE TOTAL (cm)	ANCHO (cm)	PERALTE EFECTIVO (cm)	CUANTÍA DEL REFUERZO SUPERIOR (ρ)	CUANTÍA DEL REFUERZO INFERIOR (ρ')	SEPARACIÓN ESTRIBOS (cm)	CUANTÍA DEL ACERO TRANSVERSAL (ρ'')
R1	158.75	40.64	22.86	35.56	0.014	0.0074	8.89	0.0053
R6	158.75	40.64	22.86	35.56	0.014	0.014	8.89	0.01
T-1	158.75	40.64	22.86	35.56	0.014	0.0074	8.89	0.01
T-3	158.75	40.64	22.86	35.56	0.014	0.014	8.89	0.01



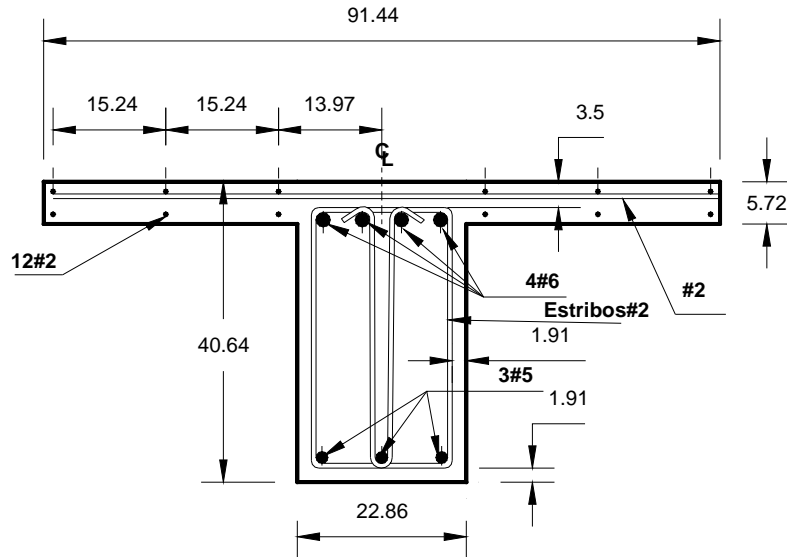
Dimensiones en cm
Acero de refuerzo en octavos de pulgada

Fig B.4 Configuración del armado de la viga R1 (Shao-Yeh *et al.*, 1976)



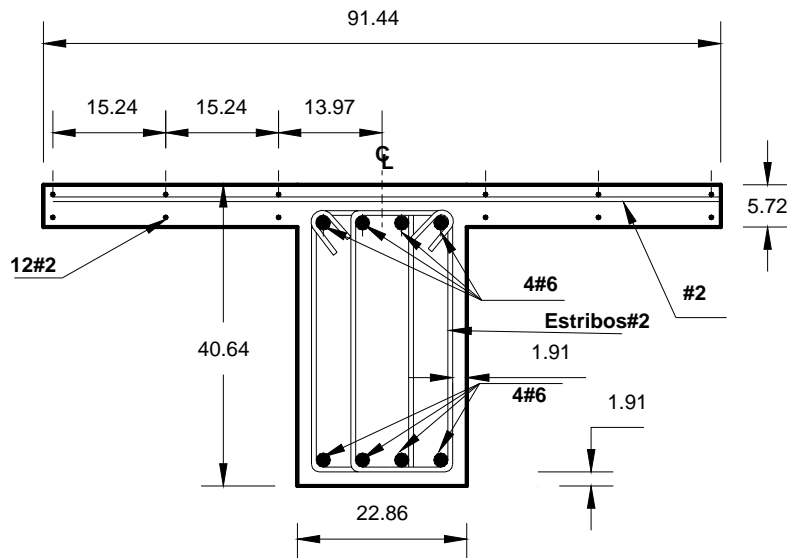
Dimensiones en cm
Acero de refuerzo en octavos de pulgada

Fig B.5 Configuración del armado de la viga R6 (Shao-Yeh *et al.*, 1976)



Dimensiones en cm
Acero de refuerzo en octavos de pulgada

Fig B.6 Configuración del armado de la viga T1 (Shao-Yeh *et al.*, 1976)



Dimensiones en cm
Acero de refuerzo en octavos de pulgada

Fig B.7 Configuración del armado de la viga T3 (Shao-Yeh *et al.*, 1976)

En las figs B.8 a B.11 se comparan las respuestas analíticas y experimentales para las cuatro vigas. Se compara el cortante en la viga en el extremo empotrado contra el desplazamiento del extremo en cantiliver. La longitud de la articulación plástica tomada en cuenta en el modelo analítico es de $0.5h$, siendo h el peralte total de la sección. Los momentos de fluencia y las cargas axiales de fluencia se calcularon mediante un programa de análisis de secciones (Blanco, 2000). El momento de inercia considerado es el de la sección transversal agrietada, obtenido con los coeficientes recomendados por el código de diseño Neozelandés (NZS, 1999).

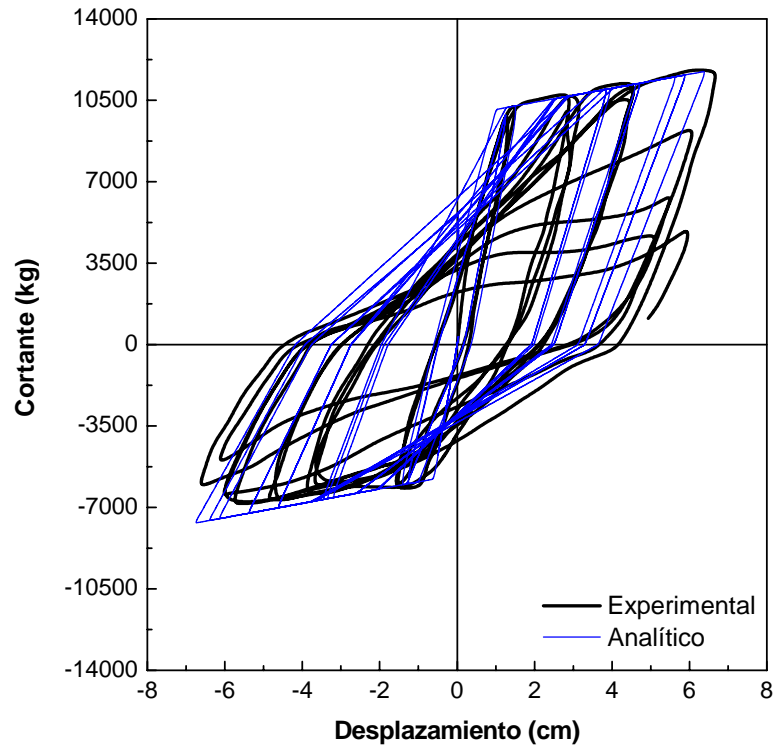


Fig B.8 Cortante de la viga contra desplazamiento del extremo libre, viga R1

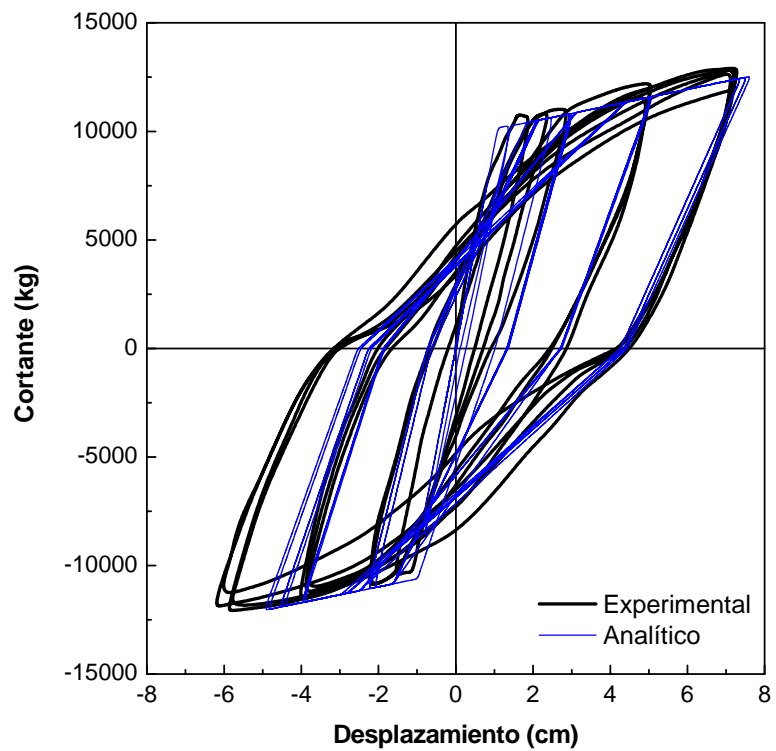


Fig B.9 Cortante de la viga contra desplazamiento del extremo libre, viga R6

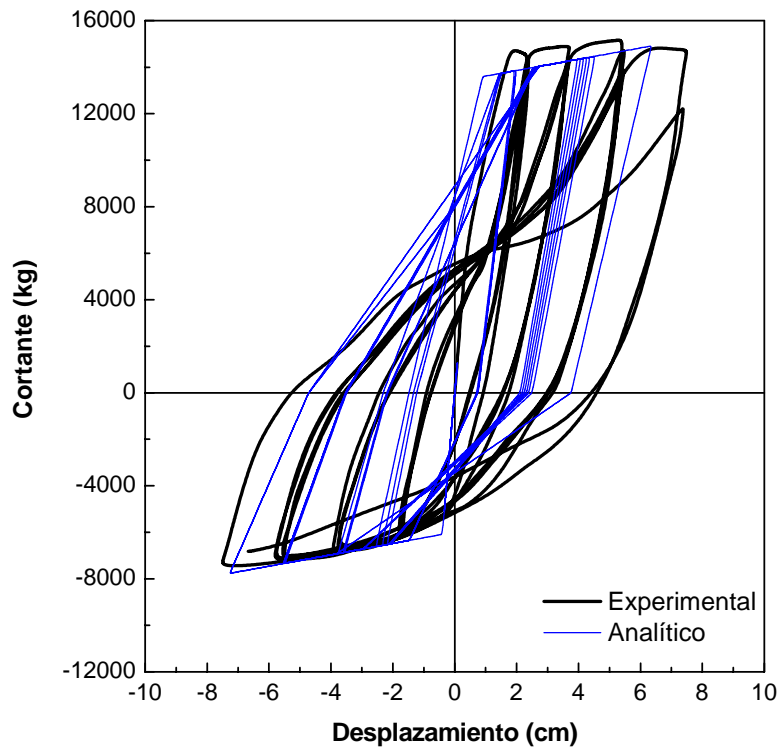


Fig B.10 Cortante de la viga contra desplazamiento del extremo libre, viga T1

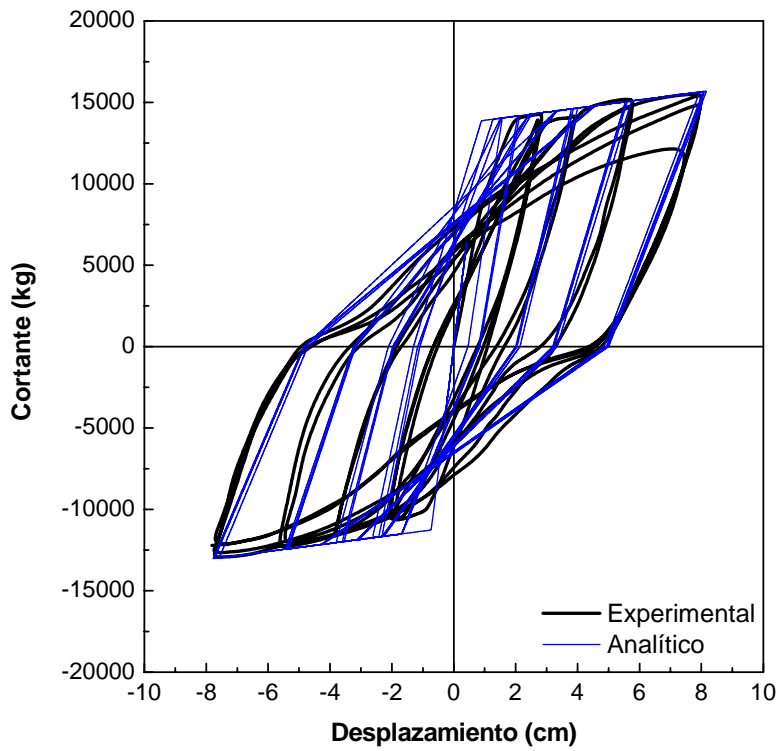


Fig B.11 Cortante de la viga contra desplazamiento del extremo libre, viga T3

De la calibración de las respuestas cortante contra desplazamiento, se concluye adoptar los siguientes parámetros para el modelo analítico:

- i. El factor bilineal a flexión se mantuvo constante en 0.012. Pero existe la posibilidad de calcular los factores bilineales a partir del diagrama momento-curvatura de cada una de las secciones. Por sencillez se optó por mantener constante este valor.
- ii. El factor que controla la pendiente de descarga α se mantuvo constante en 0.30
- iii. El factor que controla la pendiente de recarga β , se mantuvo constante en 0.50

B.2.3 Comentarios

De las figs anteriores se comenta lo siguiente:

1. En términos generales las respuestas analíticas son congruentes con las experimentales.
2. La pendiente de descarga y recarga analíticas se correlacionan con las experimentales
3. En la viga R6 el desplazamiento negativo en los últimos ciclos discrepa de la respuesta experimental.
4. En la viga T3 la rigidez inicial elástica no coincide con la respuesta no lineal experimental.

En las respuestas experimentales y en las analíticas ya se incluyen los efectos del deslizamiento de las barras de acero de refuerzo longitudinal en el nodo empotrado.

B.2.4 Conclusiones

- a) Usar un modelo de un componente y la ley de histéresis de Takeda modificado permite obtener respuestas analíticas congruentes con resultados experimentales.
- b) La ley de histéresis de Takeda modificado no fue elaborado explícitamente para considerar los efectos de adelgazamiento histerético producto del deslizamiento de las barras longitudinales del acero de refuerzo, aún así en términos generales la respuesta analítica mantiene una buena correlación con la experimental.
- c) Para representar el comportamiento de vigas en el modelo no lineal del SIS, se utilizan los parámetros definidos en esta sección y la ley de histéresis de Takeda modificado.

B.3 COLUMNAS

En el programa de análisis Ruaumoko (Carr,1998) es posible representar el comportamiento no lineal de columnas de concreto reforzado mediante al menos dos posibilidades:

1. Modelar las columnas como vigas con elementos de una componente (Sharpe, 1974) sin tomar en cuenta la interacción de los momentos flexionantes y la carga axial, y asignar un comportamiento histerético estable que represente únicamente a la flexión, como el modelo de Takeda (Otani, 1974), Sina y Sozen (Saiidi,1979), etc. La desventaja de esta forma de modelación es precisamente desprestigiar la interacción momento-carga axial.
2. Modelar las columnas con elementos de un componente tomando en cuenta la interacción de los momentos flexionantes y la carga axial, considerando un comportamiento histerético congruente (degradación de la resistencia en función del número de ciclos, variación de la resistencia y ductilidad, efecto de adelgazamiento de la curva histerética, etc).

La segunda opción se desarrolla en este informe. En las siguientes secciones se expone brevemente en qué consiste el macromodelo y las características de la ley de comportamiento histerético, así

como la comparación de las respuestas analíticas y experimentales de seis columnas de concreto reforzado ensayadas en laboratorio por distintos autores.

B.3.1 Macromodelo

El comportamiento inelástico de un miembro columna en general, sigue el concepto del modelo de una componente de Giberson (Sharpe, 1974), que presenta la posibilidad del desarrollo de una articulación plástica en uno o en ambos extremos de una parte elástica central del elemento (fig B.12).

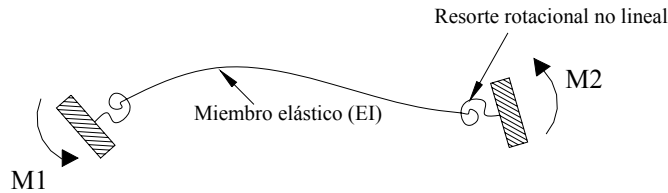


Fig B.12 Modelo de Giberson de un componente

La rigidez de la articulación es controlada por la rigidez tangente del punto actual de la regla histerética apropiada.

La rigidez de la articulación plástica para una longitud plástica H , la curvatura ϕ y la relación inelástica momento-curvatura $M=f EI\phi$, donde $f<1$, será

$$K_{resorte} = \frac{EI}{H} \left(\frac{f}{1-f} \right) \quad (B.2)$$

El elemento columna en el programa Ruaumoko funciona con un diagrama de interacción carga axial – momento flexionante de fluencia (fig B.13), de esta manera la carga axial define el momento de fluencia en cada uno de los extremos del miembro.

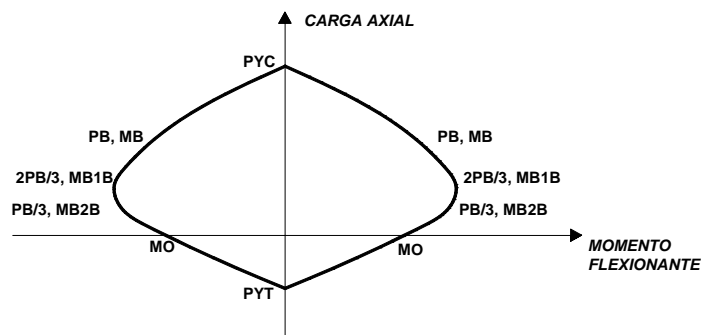


Fig B.13 Diagrama de interacción carga axial – momento flexionante de fluencia (Carr, 1998)

En la fig B.13 PB , MB son la carga axial balanceada y el momento balanceado, respectivamente. $2PB/3$, $MB1B$ son $2/3$ de la carga axial balanceada y el momento correspondiente, respectivamente. $PB/3$ y $MB2B$ son un tercio de la carga axial balanceada y el momento correspondiente, respectivamente.

La ley de histéresis que representa la interacción momento flexionante-carga axial en las columnas es la propuesta por Li Xinrong (1995) (fig B.14).

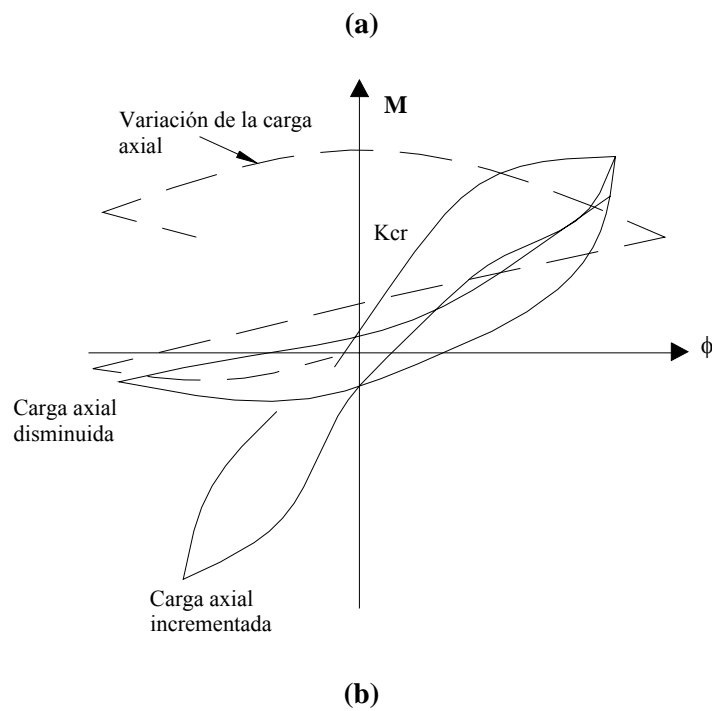
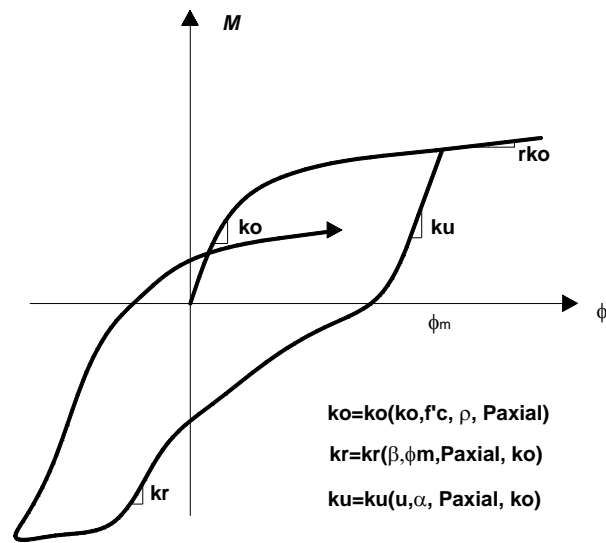


Fig B.14 Modelo de histéresis de Li Xinrong (1995) para columnas de concreto reforzado

Son tres las rigideces que definen la ley de histéresis de Li Xinrong (1995):

ko , es la rigidez elástica en función de las propiedades elásticas (módulo de elasticidad, módulo al corte, área transversal, etc), la resistencia a la compresión del concreto (f'_c), la cuantía de acero longitudinal de las columnas y la carga axial.

ku , es la rigidez de descarga que está en función de un coeficiente de descarga (u), un factor de recarga (α), la carga axial y la rigidez elástica ko .

kr , es la rigidez de recarga en función del parámetro que define el nuevo punto de recarga (β), la curvatura máxima (ϕ_m), la carga axial y la rigidez elástica ko .

Hay un factor adicional que controla el efecto de adelgazamiento de la curva histerética, denominado FPINCH.

B.3.2 Comparación de resultados

Para calibrar y comparar la respuesta del modelo analítico contra resultados experimentales, se usaron seis ensayos de columnas realizadas por dos autores, Tanaka y Park (1990) y Saatcioglu y Ozcebe (1989).

Las características generales del modelo analítico se muestran en la fig B.15: base empotrada y columna en cantiliver modelada con un elemento de una componente, sujeta a una historia de desplazamientos igual a ΔY , $2\Delta Y$, $3\Delta Y$, $4\Delta Y$, etc; donde ΔY es el desplazamiento en el extremo de la columna correspondiente a la fluencia del acero longitudinal de la sección transversal.

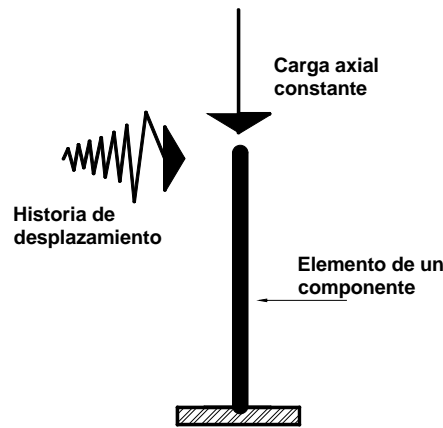


Fig B.15 Modelo en Ruaumoko de la columna

En la tabla B.2 se aprecian las características principales de las columnas ensayadas y en las figs B.16 a B.20 se detalla el armado de las columnas. Cabe señalar que todas las columnas ensayadas fallaron por flexión.

Tabla B.2 Propiedades principales de las columnas ensayadas

COLUMNA	SECCIÓN		CONCRETO	ACERO LONGITUDINAL				ACERO TRANSVERSAL				CARGA AXIAL
	b	h	f'c	fy	fu	ϕ	ρ_l	fy	fu	ϕ	@	P/A f'c
	cm	cm	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	cm	%	kg/cm ²	kg/cm ²	cm	cm	
UT1	40	40	256	4740	7210	2.0	1.57	3330	4810	1.2	8	0.2
UT5	55	55	320	5110	6750	2.0	1.25	3250	4290	1.2	11	0.1
U1	35	35	436	4300	-----	2.54	3.30	4700	-----	1.0	15	0
U4	35	35	320	4380	-----	2.54	3.30	4700	-----	1.0	5.0	0.15
U6	35	35	373	4370	-----	2.54	3.30	4700	-----	0.64	6.5	0.13
U7	35	35	390	4370	-----	2.54	3.30	4700	-----	0.64	6.5	0.126

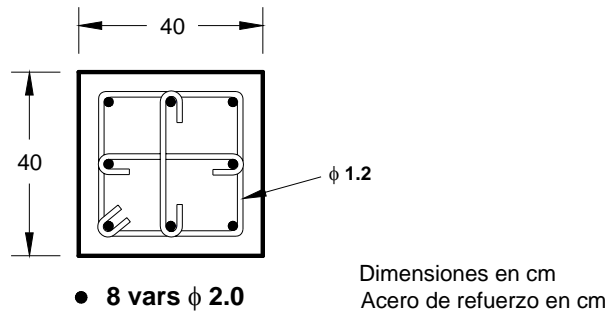


Fig B.16 Configuración del armado de la columna UT1 (Tanaka y Park, 1990)

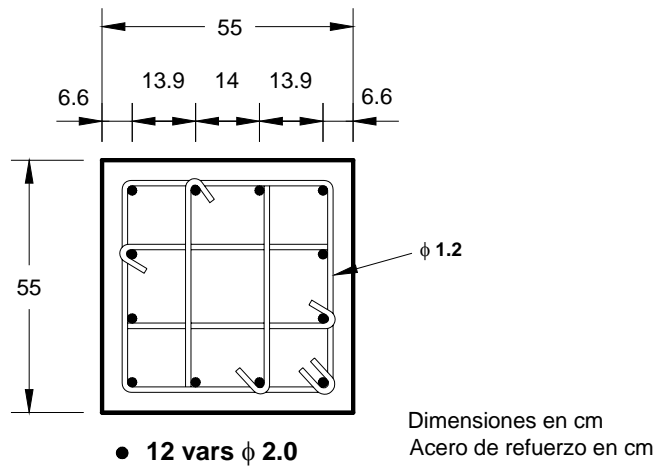


Fig B.17 Configuración del armado de la columna UT5 (Tanaka y Park, 1990)

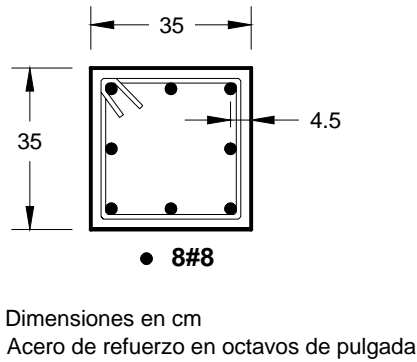


Fig B.18 Configuración del armado de las columnas U1, U4 (Saatcioglu y Ozcebe, 1989)

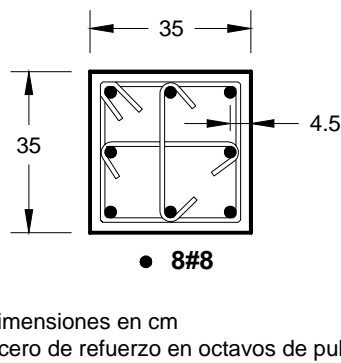
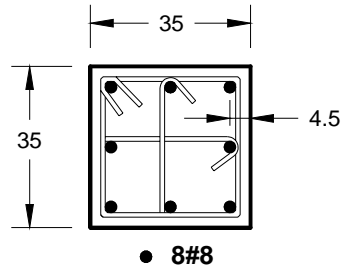


Fig B.19 Configuración del armado de la columna U6 (Saatcioglu y Ozcebe, 1989)



Dimensiones en cm
Acero de refuerzo en octavos de pulgada

Fig B.20 Configuración del armado de la columna U7 (Saatcioglu y Ozcebe, 1989)

En las figs B.21 a B.26 se comparan las respuestas analíticas y experimentales para las seis columnas. Se compara el cortante en la columna en la base contra el desplazamiento del extremo en cantiliver. La longitud de la articulación plástica tomada en cuenta en el modelo analítico es de $0.5h$, siendo h el peralte total de la sección. El diagrama de interacción carga axial-momento flexionante de fluencia de cada columna, se elaboró mediante un programa de análisis de secciones (Blanco, 2000) y el momento de inercia considerado es el de la sección transversal agrietada, obtenido con los coeficientes recomendados por el código de diseño Neozelandés (NZS, 1999).

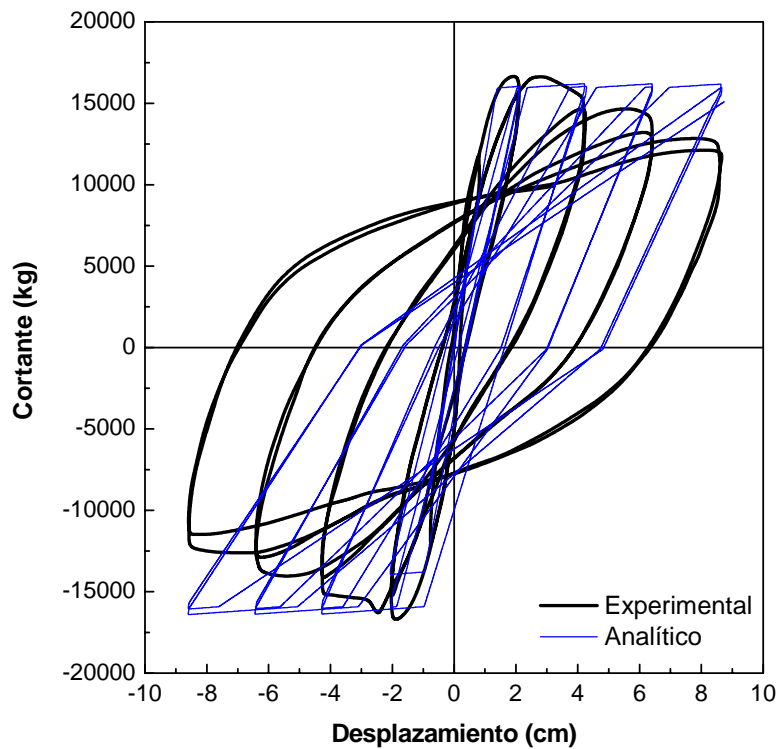


Fig B.21 Cortante de la columna contra desplazamiento del extremo libre, columna UT1

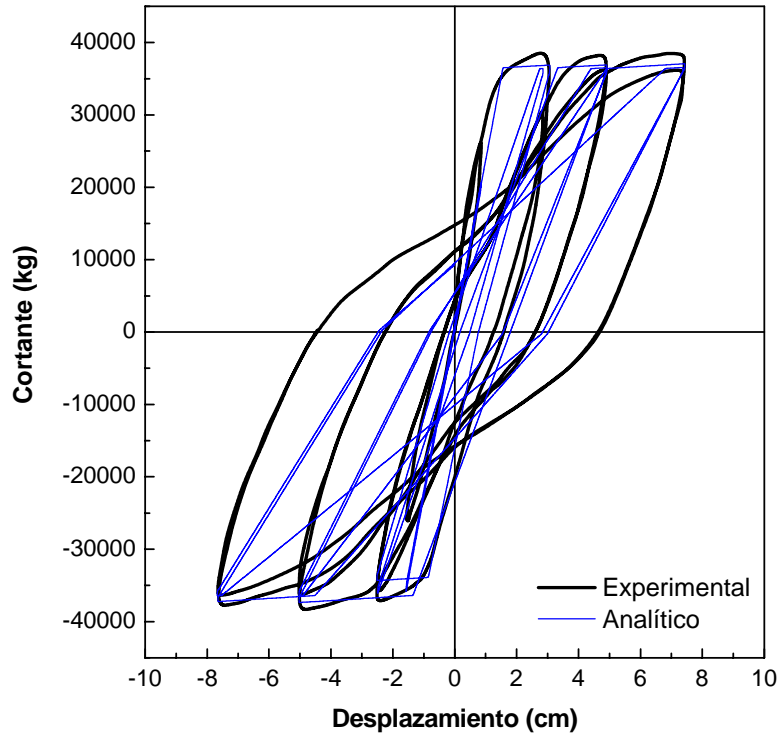


Fig B.22 Cortante de la columna contra desplazamiento del extremo libre, columna UT5

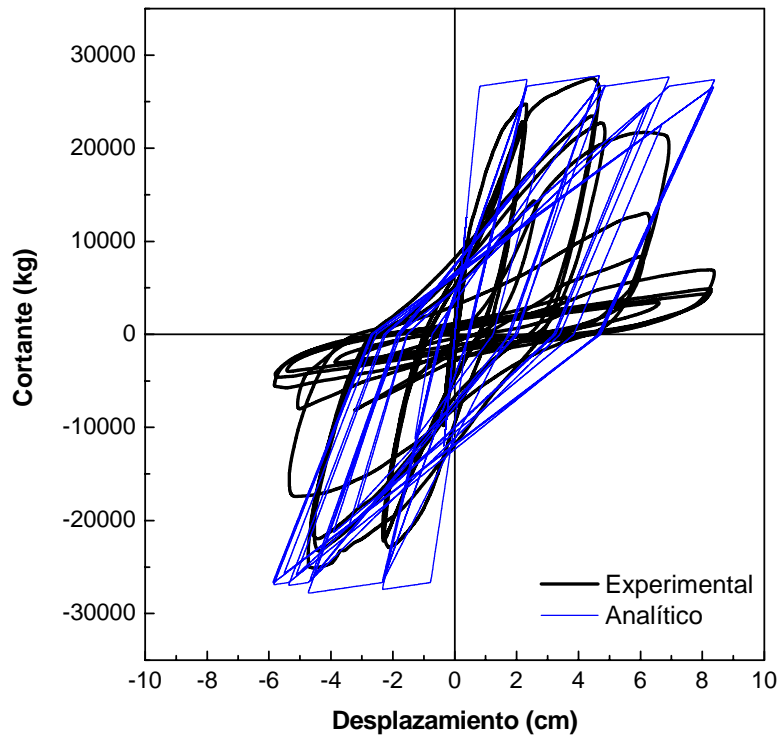


Fig B.23 Cortante de la columna contra desplazamiento del extremo libre, columna U1

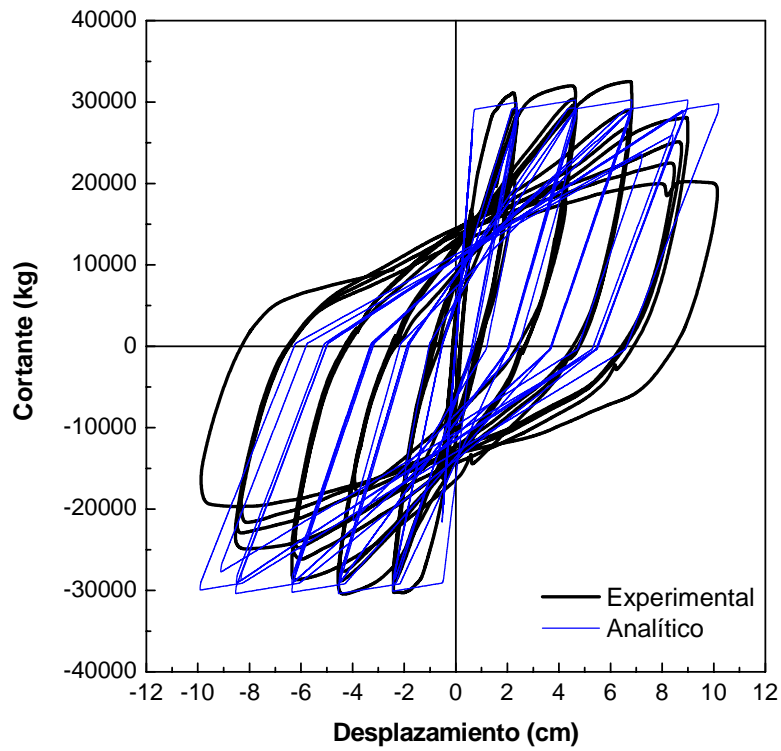


Fig B.24 Cortante de la columna contra desplazamiento del extremo libre, columna U4

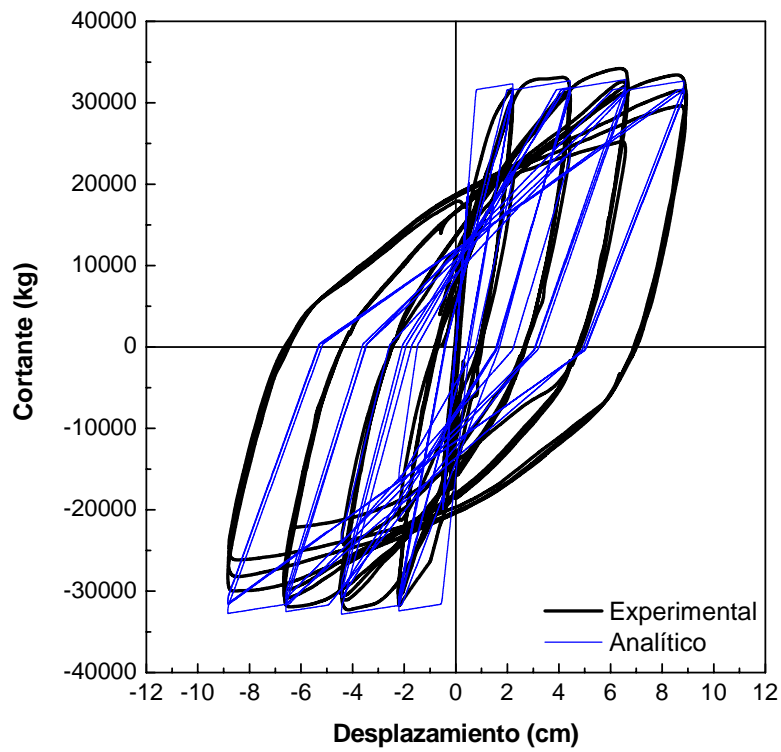


Fig B.25 Cortante de la columna contra desplazamiento del extremo libre, columna U6

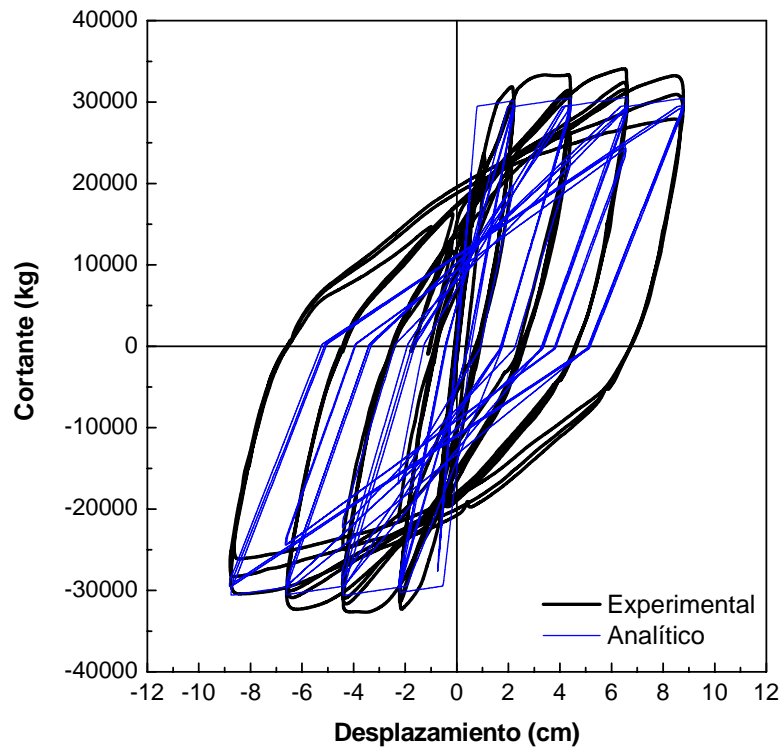


Fig B.26 Cortante de la columna contra desplazamiento del extremo libre, columna U7

De la calibración de las respuestas cortante contra desplazamiento se concluye adoptar los siguientes parámetros para el modelo analítico:

- i. Los factores bilineales tanto para flexión como para comportamiento axial se mantuvieron constantes. Pero existe la posibilidad de calcular los factores bilineales a partir del diagrama momento-curvatura de cada una de las secciones. Por sencillez se optó en mantener dicho valor en 0.01. En la calibración de las respuestas globales este valor no logra una fuerte influencia.
- ii. El coeficiente de descarga u se mantuvo constante en 0.9, valor recomendado por Li Xinrong (1995).
- iii. El coeficiente de recarga α se mantuvo en 0.9, valor recomendado por Li Xinrong (1995).
- iv. El coeficiente β se calibró en 0.8.
- v. El factor de efecto de adelgazamiento ($FPINCH$) se mantuvo en 0.8 como un valor intermedio, ya que puede variar de 0.7 a 0.9. Para las columnas usadas en este trabajo este factor no influyó mucho en la respuesta global.

B.3.3 Comentarios

De las gráficas anteriores se comenta lo siguiente:

1. En la columna U1, la respuesta analítica sobreestima ligeramente la resistencia, pero además no se aprecia ninguna congruencia en cuanto a la degradación de la misma. El efecto de adelgazamiento logra reproducirse con congruencia.
2. En la columna UT1 hay una ligera correspondencia en el valor de la pendiente de descarga entre ambas respuestas, analíticas y experimentales, pero en cuanto a efecto de adelgazamiento y degradación de resistencia no hay mucha similitud, incluso se mantiene

casi constante la resistencia máxima alcanzada mientras que la respuesta experimental para el mismo nivel de desplazamientos sufre una degradación importante.

3. Para las columnas UT5, U4, U6 las respuestas analíticas y experimentales coinciden mucho, salvo existen ligeras incongruencias en cuanto al efecto adelgazamiento.
4. La columna U7 mantiene buena correlación en cuanto a la pendiente de descarga y recarga, pero no así en la resistencia máxima.
5. El modelo analítico es sensible a la cuantía de acero longitudinal, a la carga balanceada, pero sobre todo al diagrama de interacción de fluencia.
6. En algunas columnas se aprecia la degradación de la resistencia de acuerdo al número de ciclos debido a la presencia de la carga axial, este fenómeno es tomado en cuenta por el modelo de histéresis de Li Xinrong (1995), en algunas respuestas analíticas puede apreciarse este fenómeno (columna U4).
7. La rigidez inicial elástica de las columnas U1, U4, U6 y U7 no coinciden con las experimentales.

B.3.4 Conclusiones

- a) La ley de histéresis de Li Xinrong (1995) representa de manera aproximada, para los casos aquí expuestos, el comportamiento no lineal de las columnas de concreto reforzado, reproduciendo la degradación de rigidez y resistencia, el efecto de adelgazamiento de la curva histerética y toma en cuenta la interacción carga axial-momento flexionante.
- b) La ley de histéresis de Li Xinrong (1995) toma en cuenta la degradación de resistencia por sí misma y no es necesario especificar de manera arbitraria cómo debe degradarse la resistencia, ya sea por número de ciclos o por niveles de ductilidad, como se hace en otro tipo de leyes de histéresis.
- c) La combinación del macromodelo con la ley de histéresis usada permite modelar el comportamiento de las columnas de manera práctica y relativamente sencilla.
- d) Para representar el comportamiento de columnas en el modelo no lineal del SIS, se utilizan los parámetros definidos en esta sección y la ley de histéresis de Li Xinrong.

B.4 MUROS DE CONCRETO REFORZADO

Los muros robustos son aquellos cuya relación de aspecto es menor o igual a 2 ($h_w/l_w \leq 2$) (ATC-40, 1996). Aunque la relación h_w/l_w no es en sí un parámetro que defina el tipo de comportamiento, más bien se ha observado que la relación $a_s = M/VL_w$ es más adecuada, donde M y V son el momento flexionante y el cortante en la base respectivamente, y L_w es la longitud del muro.

Para valores de $a_s \geq 2$ (muros esbeltos) el comportamiento global de los muros diseñados apropiadamente está gobernada por la flexión, y para valores de $a_s < 1$ el comportamiento es dominado por cortante, en cambio para valores de a_s cercanos a 1.5 el comportamiento es poco predecible, y puede ser una respuesta gobernada por flexión o por cortante, o una combinación de ambos (Salonikios *et al.*, 1999).

Existen varias propuestas de macromodelos para representar el comportamiento no lineal de muros robustos de concreto reforzado, como el propuesto por Otani *et al.* (1985b), Ghobarah y Youssef (1999), etcétera. Por otro lado, existen varias propuestas de macromodelos para representar el comportamiento no lineal de muros esbeltos de concreto reforzado como el propuesto por Linde y Bachmann (1994), el cual rescata algunas de las principales características de otros modelos como el propuesto por Otani *et al.* (1985b).

Ninguna de estas y otras propuestas están implícitas en el programa de análisis no lineal Ruaumoko, por lo tanto, es necesario implementar un macromodelo que tome en cuenta las

características principales de otros modelos y adaptarlas acorde a los requerimientos del programa de análisis.

En las siguientes secciones se exponen las características que definen el macromodelo propuesto para muros esbeltos y robustos, y al final se hace una comparación de respuestas analíticas y experimentales, para 4 muros robustos y para un muro esbelto.

B.4.1 Macromodelo propuesto

El macromodelo propuesto (fig B.27) retoma algunas ideas de Otani *et al.* (1985b) y de Linde y Bachmann (1994).

El modelo consiste en dos vigas rígidas en el extremo superior e inferior, dos resortes axiales para las columnas de borde; un elemento central compuesto por: un resorte de cortante no lineal, un resorte axial no lineal y uno rotacional al centro del claro.

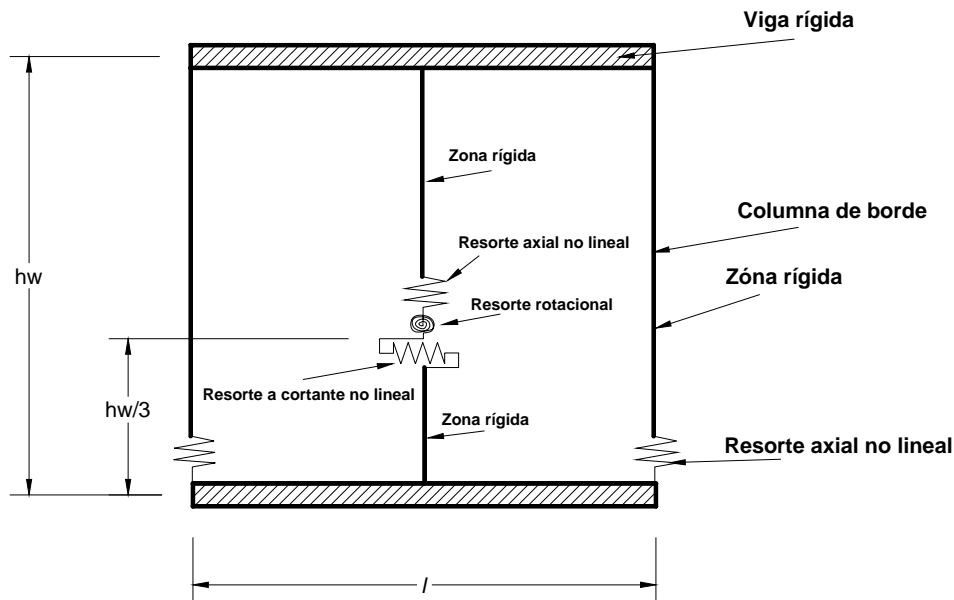


Fig B.27 Macromodelo propuesto

a) Consideraciones generales

1. La viga inferior y superior son infinitamente rígidas.
2. Las columnas de borde están colocadas entre sí a una distancia horizontal l (fig B.28).
3. El resorte a cortante, axial y rotacional colocados al centro del claro, están colocados a una altura que de acuerdo con estudios analíticos realizados por Linde y Bachmann (1994) logra reproducir resultados congruentes: $h_w/3$, donde h_w es la altura del muro.
4. El elemento central (resorte a cortante, axial y rotacional) es un solo resorte sin interacción entre la fluencia de cada componente. Si se requiere lograr una interacción de cada componente no puede usarse ninguna otra ley de histéresis en el resorte, únicamente la ley de histéresis de Sina (Carr, 1998). Esto es una limitante del programa de análisis empleado.
5. Los resortes axiales no lineales que representan las columnas de borde se colocan en la parte inferior.
6. Las zonas rígidas de las columnas de borde y del elemento central se colocan para no aceptar deformaciones adicionales y mantener la compatibilidad de deformaciones.

7. La longitud de cada uno de los resortes (columnas de borde y elemento central) se asume cero.

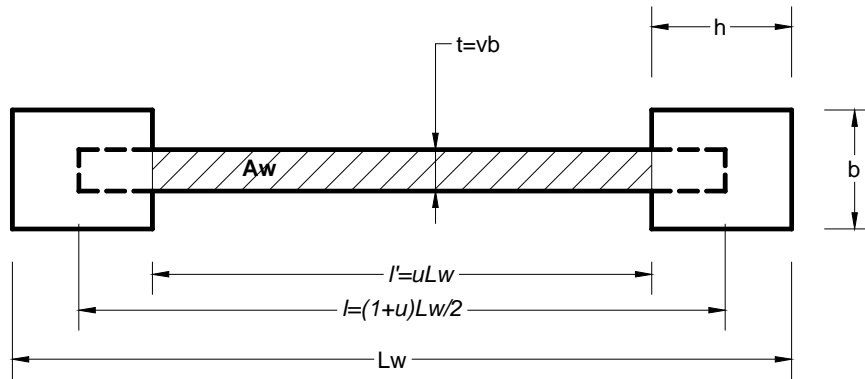


Fig C.28 Notación para la sección transversal del muro

b) Propiedades mecánicas de las columnas de borde

Propiedades elásticas.- Para calcular la rigidez axial elástica de las columnas se tomó en cuenta a las columnas de borde como elementos independientes. Para considerar los efectos de la carga axial gravitacional la rigidez axial a tensión se reduce a un 90 por ciento de la rigidez axial elástica (Otani *et al.*, 1985b). La expresión utilizada para calcular la rigidez axial es propuesta por Vulcano y Bertero (1987):

$$K = (E_c A_c + E_s A_s) / h_w \tag{B.3}$$

Donde \$E_c\$ y \$A_c\$ son el módulo de elasticidad y el área de concreto, respectivamente, \$E_s\$ y \$A_s\$ son el módulo de elasticidad del acero de refuerzo y el área total del refuerzo vertical del muro, respectivamente.

Fuerzas de fluencia.- La fuerza axial de fluencia a tensión de las columnas de borde se calculan con un programa de análisis de secciones (Blanco, 2000). La fuerza axial de fluencia a compresión se calcula como dos veces la suma de las fuerzas de fluencia de todo el refuerzo longitudinal (Kabeyasawa *et al.*, 1984).

Factores bilineales.- La rigidez pos-fluencia se reduce a 0.1 por ciento la rigidez axial inicial (Otani *et al.*, 1985b).

c) Propiedades mecánicas del elemento central

Propiedades elásticas.- La rigidez axial elástica a tensión y compresión se reduce a un 90 por ciento de la rigidez calculada con la ec. B.3. El área de concreto y acero es aquél que queda limitado por las caras internas de las columnas de borde.

La rigidez a corte se calcula con la siguiente expresión (Otani *et al.*, 1985b):

$$K_s = \frac{GA_w}{\kappa h} \tag{B.4}$$

Donde G es el módulo elástico a cortante; A_w es el área a cortante del muro; κ es un factor de forma (ec. B.5); h la altura del muro.

$$\kappa = \frac{3(1+u)[1-u^2(1-v)]}{4[1-u^3(1-v)]} \quad (\text{B.5})$$

Los parámetros u y v se definen en la fig B.28.

Para tomar en cuenta los efectos del agrietamiento, el área bruta se redujo de acuerdo a los factores especificados en el código de diseño Neozelandés (NZS, 1999) para el estado último.

La rigidez efectiva a flexión se calcula de acuerdo al código de diseño Neozelandés (NZS, 1999), para estado último:

$$K_r = 0.45 E_c I_g / h_w \quad (\text{B.6})$$

Donde I_g es el momento de inercia bruto del muro.

Fuerzas de fluencia.- La fuerza de fluencia axial tensión del muro se determina considerando que todo el refuerzo vertical del muro fluye, tomando en cuenta únicamente el área limitada por las caras internas de las columnas de borde. La fuerza de fluencia axial a compresión del muro se determina como dos veces la correspondiente a la tensión (Otani *et al.*, 1985b).

El momento de fluencia se calcula con un programa de análisis de secciones Biax modificado (Blanco, 2000) tomando en cuenta presencia o no de carga axial, considerando el área limitada por las caras internas de las columnas de borde.

Para definir el cortante máximo hay que tomar en cuenta el modo de falla del muro. En función de la relación $\alpha_s = MV/L_w$ tentativamente puede estimarse el modo de falla de acuerdo a lo expresado párrafos arriba. Cuatro son los tipos de fallas más comunes que pueden presentarse en un muro: falla por tensión diagonal, falla por compresión diagonal, falla por deslizamiento por corte y falla por flexión.

Para muros esbeltos el cortante máximo V_{max} para falla por flexión se estima así:

$$V_{max} = M_u / \alpha_s L_w \quad (\text{B.7})$$

Donde M_u es el momento último calculado con un programa de análisis de secciones Biax modificado (Blanco, 2000).

Para los muros robustos se abordará un solo tipo de falla: tensión diagonal.

Estimar el modo de falla por tensión diagonal es complicado, sin embargo existen expresiones aproximadas como la propuesta por Sánchez (2005) y la propuesta por el Eurocódigo (EC8, 1989).

Sánchez (2005) propone las siguientes expresiones:

$$V_{max} = V_c + V_s = \alpha \left(1 + \frac{\sigma_a}{20} \right) F_e \sqrt{f'c} + \gamma \rho_{hor} f_y \quad \text{MPa} \quad (\text{B.8})$$

Los valores de α , γ y F_e se presentan en la fig B.29.

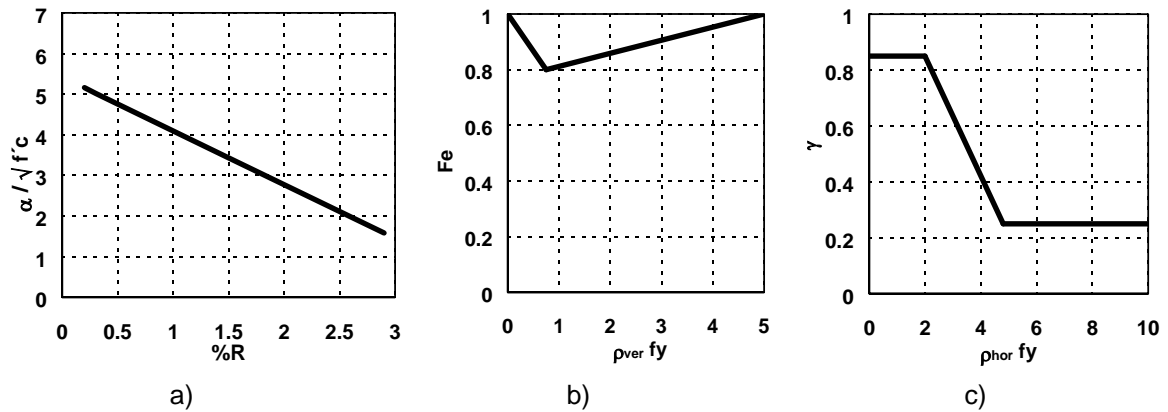


Fig B.29 Valores de las constantes de la ec B.8

La constante $\alpha / \sqrt{f'c}$ expresada en la fig B.29a en realidad debe ser solamente α , dada en *psi*.

La resistencia máxima V_{max} , está relacionada con la resistencia a la tensión diagonal del concreto más la contribución del refuerzo horizontal.

El eurocódigo (EC8,1989) propone dos ecuaciones, una para el aporte de resistencia del concreto y otra para el refuerzo horizontal y vertical del muro.

El aporte del concreto se estima como:

$$V_{cd} = 0.06\sqrt{f'_c} (1.2 + 40\rho_1) b_w z \quad \text{MN} \quad (\text{B.9})$$

Donde ρ_1 es la cuantía de refuerzo a tensión, b_w es el ancho del muro, z se toma igual a $0.8l_w$, y f'_c es la resistencia de diseño a compresión del concreto.

Cuando el muro tiene cargas axiales es recomendable no tomar en cuenta el aporte del concreto, en la zona crítica.

El aporte del acero de refuerzo se estima con:

$$V_{wd} = [\rho_h (a_s - 0.3) + \rho_v (1.3 - a_s)] f_{yd} b_w z \quad \text{MN} \quad (\text{B.10})$$

ρ_h y ρ_v son la cuantía de refuerzo horizontal y vertical del muro respectivamente, y f_{yd} es la fluencia del acero de refuerzo.

d) Comportamiento histerético de las columnas de borde

Para las columnas de borde se utiliza una regla histerética con diferente rigidez elástica positiva y negativa (fig B.30).

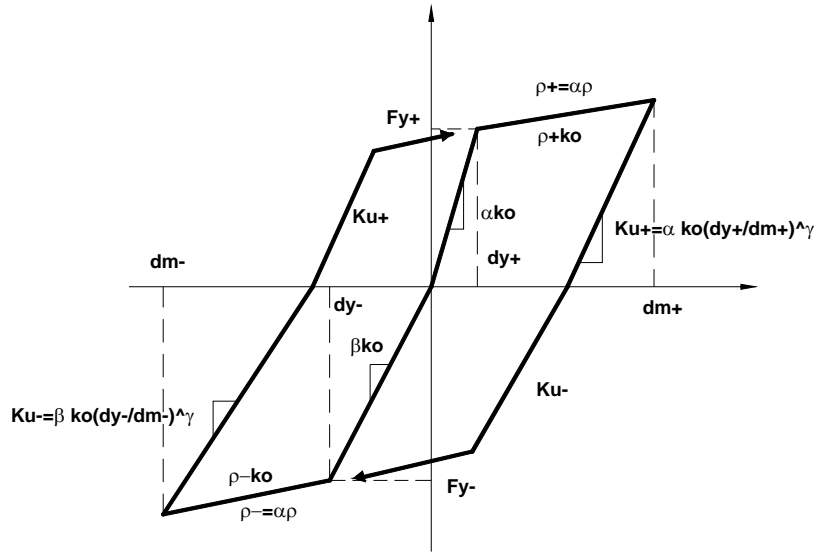


Fig B.30 Regla histerética para el comportamiento no lineal axial de las columnas de borde

Los parámetros utilizados son: α igual a 0.90, β igual a la unidad y γ igual a 0.2

e) Comportamiento histerético del elemento central

Para el elemento central que controla el comportamiento a cortante se le asigna un comportamiento histerético propuesto por Kato *et al.* (1983). Este modelo representa el comportamiento de miembros de concreto reforzado que fallan a cortante y puede controlarse de tal manera que representen a los elementos que fallan por flexión. La regla histerética está compuesta por una curva trilineal, con una parte bilineal para el comportamiento de falla (fig B.31).

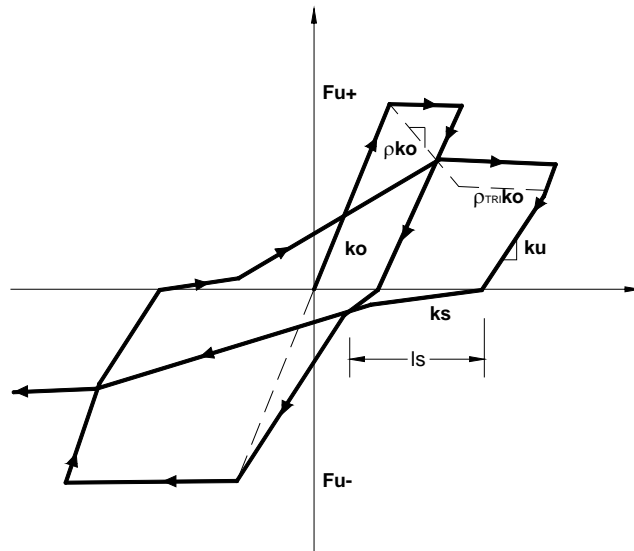


Fig B.31 Regla histerética para el comportamiento no lineal a cortante del elemento central

Seis son los parámetros que definen la regla histerética de Kato: P_{TRI} define la pendiente para la pérdida de resistencia; α define la pendiente de descarga ku ; β define la rigidez ks (pendiente por deslizamiento); γ define la longitud ls (longitud por deslizamiento); $FU+$ y $FU-$, fuerza última (cortante) positiva y negativa, respectivamente.

Para elementos con relación $2 \leq a_s$ los parámetros usados son:

Factores bilineales: -0.1 por ciento, es decir -0.001

$P_{TRI} = -0.0005$

$\alpha = 0.80$

$\beta = 0.30$

$\gamma = 0.60$

Para elementos con relación $a_s = 1.5$ los parámetros usados son:

$P_{TRI} = -0.01$

$\alpha = 0.80$

$\beta = 0.30$

$\gamma = 0.60$

Para elementos con relación $a_s = 1.0$ los parámetros usados son:

$P_{TRI} = -0.014$

$\alpha = 0.70$

$\beta = 0.30$

$\gamma = 0.60$

B.4.2 Comparación de resultados para muros esbeltos

Para la calibración de los parámetros que definen la regla histerética de Kato se usaron resultados experimentales de un muro esbelto de concreto reforzado. En las figs B.34 a B.36 se comparan las respuestas analíticas contra experimentales. En el eje de las ordenadas corresponde al cortante en la base y en el eje de las abscisas el desplazamiento de entrepiso. Los resultados experimentales corresponden al ensayo de un muro, realizado por Wang *et al.* (1975). El muro fue sujeto a una historia de desplazamiento cíclica en la parte superior. Las características principales del muro ensayado que se compara en este trabajo se observa en la tabla B.3 y en las figs B.32 y B.33 se aprecia la configuración geométrica del espécimen, en elevación y en planta, respectivamente.

Tabla B.3 Características del muro ensayado

MURO	NIVEL	SECCIÓN A_w cm ²	h_w cm	a_s	A_{col} cm ²	ρ_h %	ρ_v %	ρ_{col} %	ρ_w %	f'_c kg/c m ²	CARGA AXIAL ($P/A_w f'_c$)
SW2	1	2167	118.11	2.06	645.2	0.43	3.73	3.53	1.8	356	0.11
	2	2167	91.44		645.2	0.45	3.73	3.53	1.8	356	
	3	2167	91.44		645.2	0.45	3.73	3.53	1.8	356	

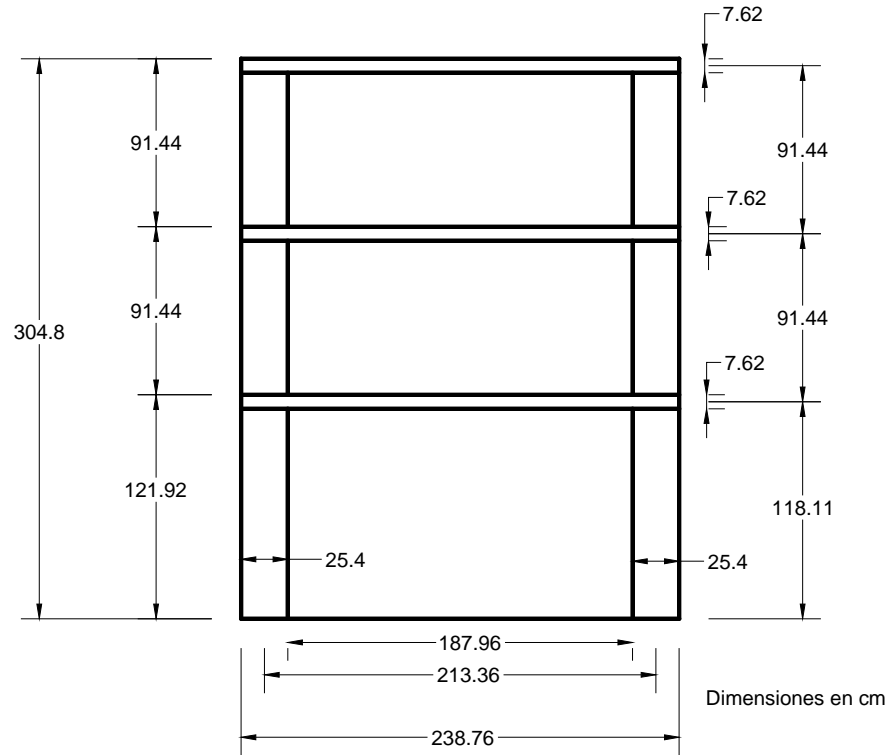
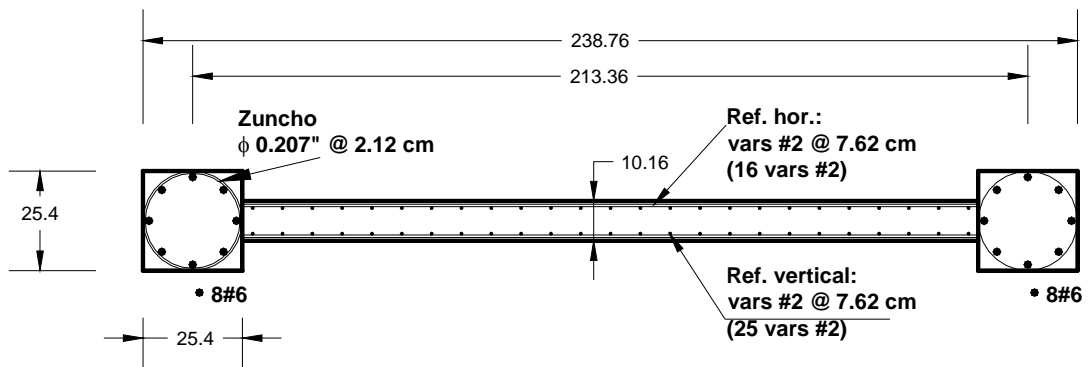


Fig B.32 Vista en elevación del espécimen SW2



Dimensiones en cm y acero de refuerzo en octavos de pulgada

Fig B.33 Sección transversal del espécimen SW2, planta baja

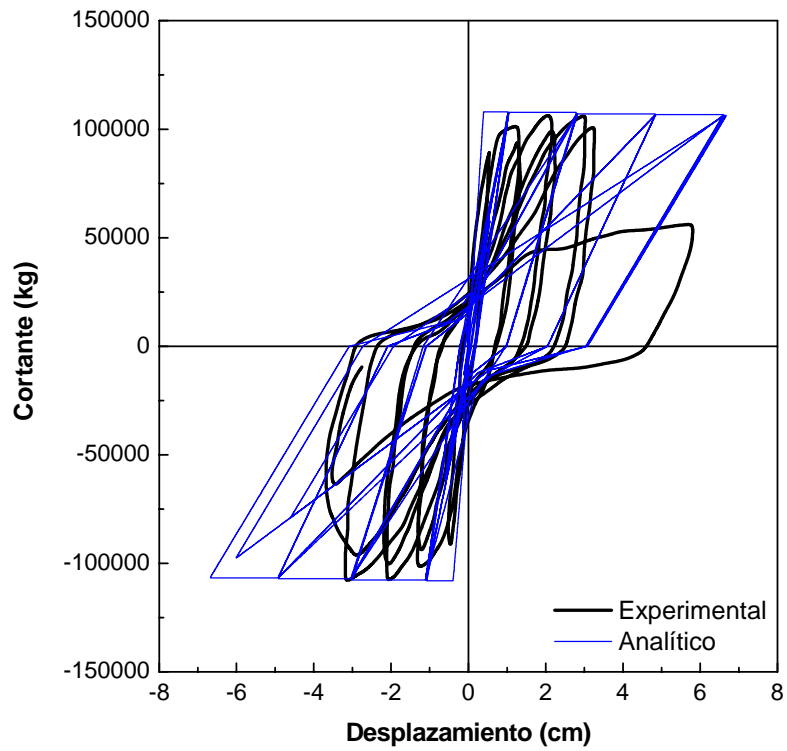


Fig B.34 Comparación analítica y experimental del cortante en la base contra el desplazamiento del primer nivel para el muro SW2

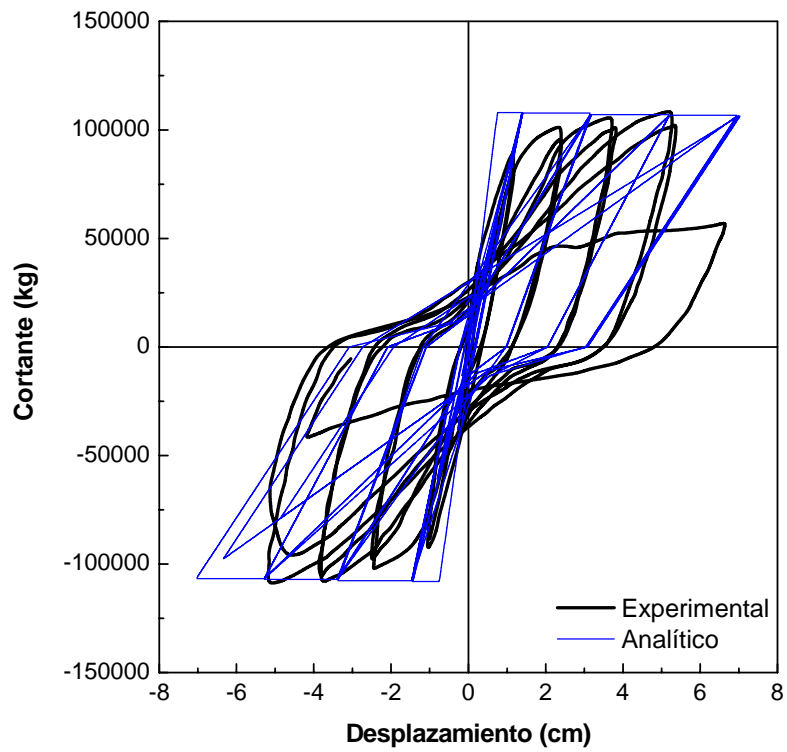


Fig B.35 Comparación analítica y experimental del cortante en la base contra el desplazamiento del segundo nivel para el muro SW2

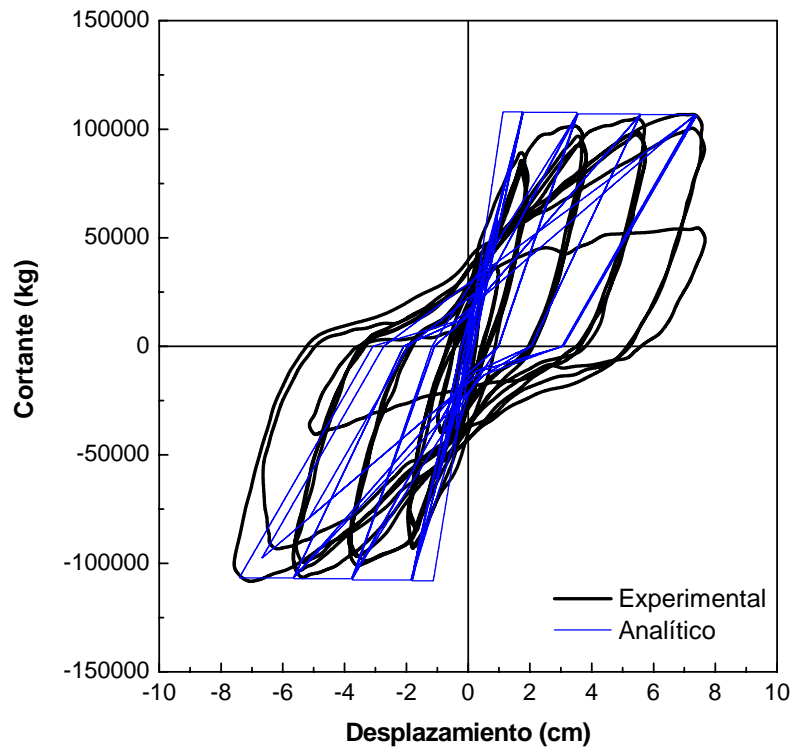


Fig B.36 Comparación analítica y experimental del cortante en la base contra el desplazamiento del tercer nivel para el muro SW2

B.4.3 Comparación de resultados para muros robustos

Para la calibración de los parámetros que definen la regla histerética de Kato se usaron resultados experimentales de muros robustos de concreto reforzado, además en la comparación de resultados se aprecia cuál de las expresiones para calcular el cortante máximo es la más acertada. En las figs B.37 a B.44 se comparan las respuestas analíticas contra experimentales. En el eje de las ordenadas corresponde al cortante en la base y en el eje de las abscisas el desplazamiento de la parte superior del muro. Los resultados experimentales corresponden al ensayo de 11 muros, realizado por Salonikios *et al.* (1999). Los muros fueron sujetos a una historia de desplazamiento cíclica en la parte superior del muro. Las características principales de los muros ensayados se observa en la tabla B.4.

Tabla B.4 Características de los muros ensayados

MURO	SECCIÓN $b_w \times l_w$ cm	h_w cm	a_s	Acc $l_c \times b_w$ cm^2	ρ_h %	ρ_v %	ρ_{cc} %	ρ_w %	f'_c MPa	CARGA AXIAL ($P/Ac f'_c$)
LSW1	10x120	120	1.0	240	0.565	0.565	1.7	1.7	22.2	0
LSW3	10x120	120	1.0	240	0.277	0.277	1.3	1.7	23.9	0.07
MSW1	10x120	180	1.5	240	0.565	0.565	1.7	1.1	26.1	0
MSW3	10x120	180	1.5	240	0.277	0.277	1.3	1.1	24.1	0.07

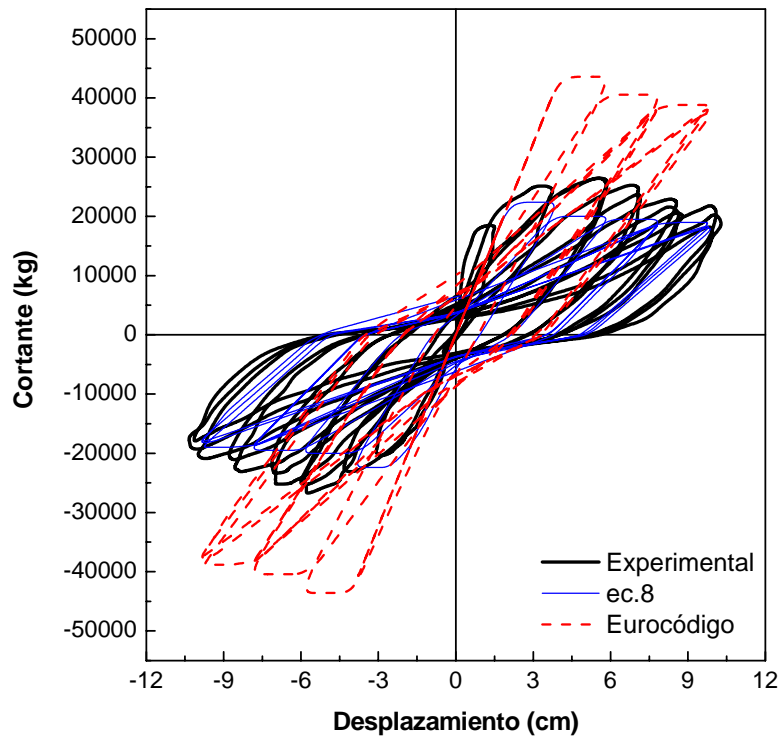


Fig B.37 Comparación de la respuesta experimental contra la respuesta analítica usando la ec. B.8 y las expresiones del Eurocódigo, para el muro LSW1

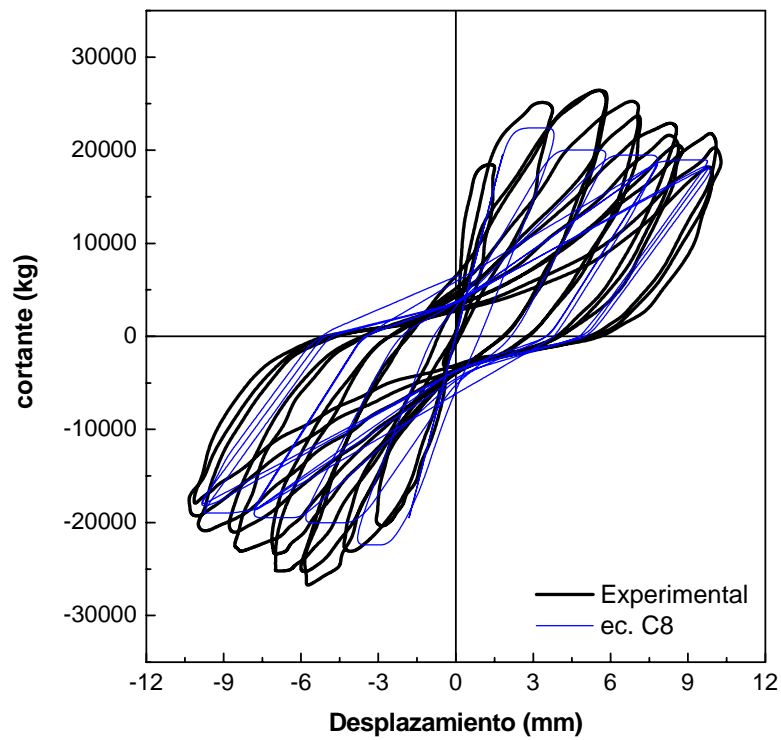


Fig B.38 Comparación de la respuesta experimental contra la respuesta analítica usando la ec. B.8, para el muro LSW1

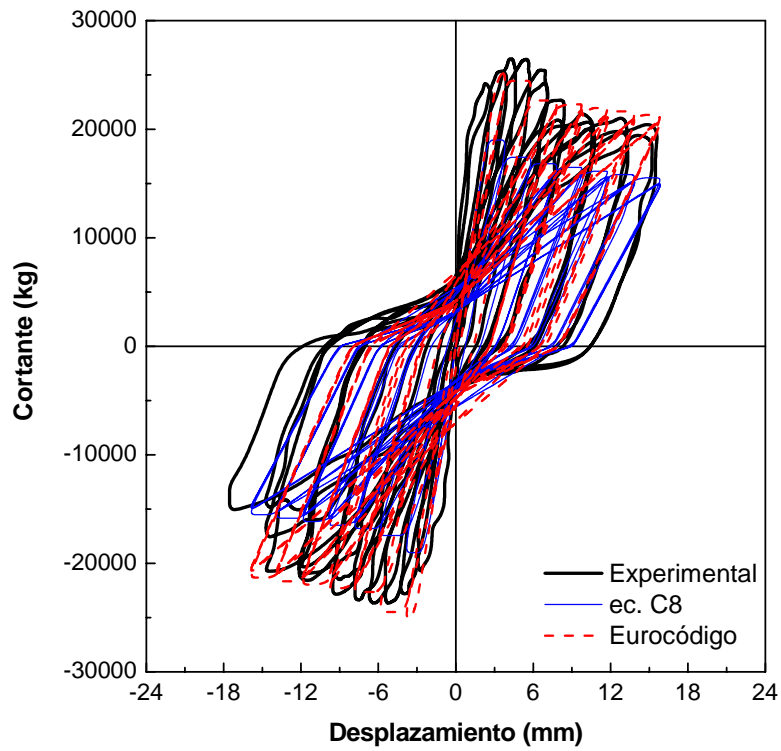


Fig B.39 Comparación de la respuesta experimental contra la respuesta analítica usando la ec. B.8 y las expresiones del Eurocódigo, para el muro LSW3

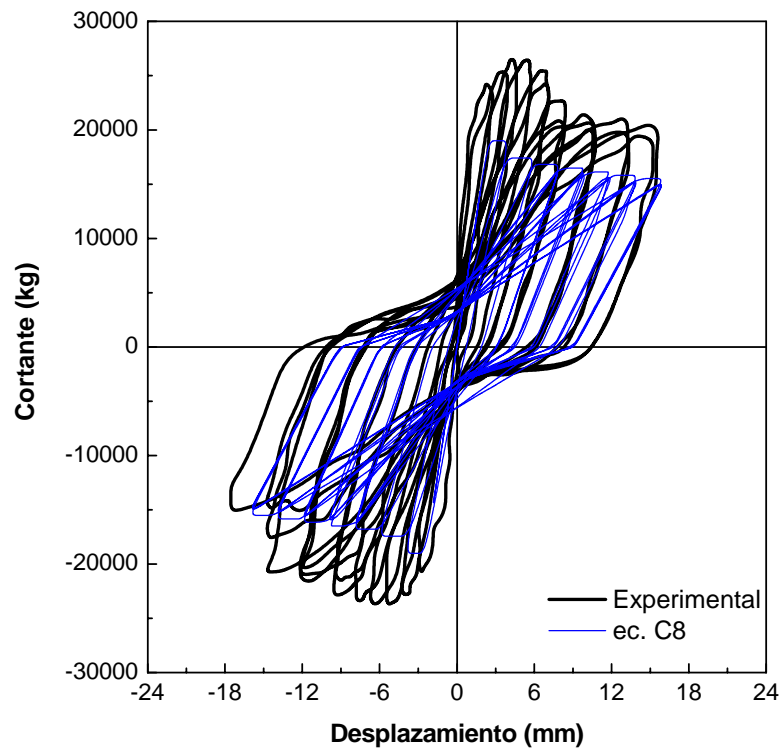


Fig B.40 Comparación de la respuesta experimental contra la respuesta analítica usando la ec. B.8, muro LSW3

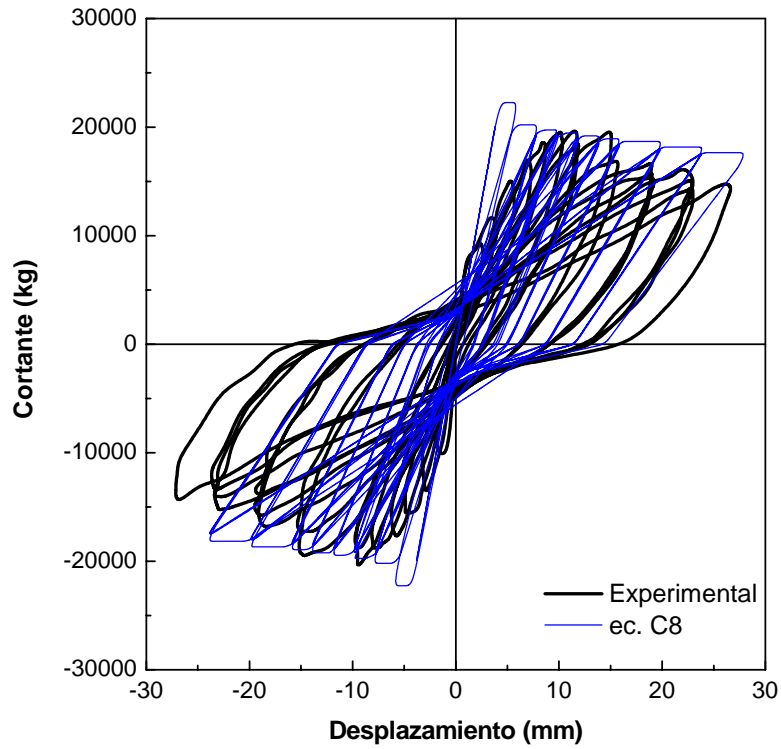


Fig B.41 Comparación de la respuesta experimental contra la respuesta analítica usando la ec. B.8, para el muro MSW1

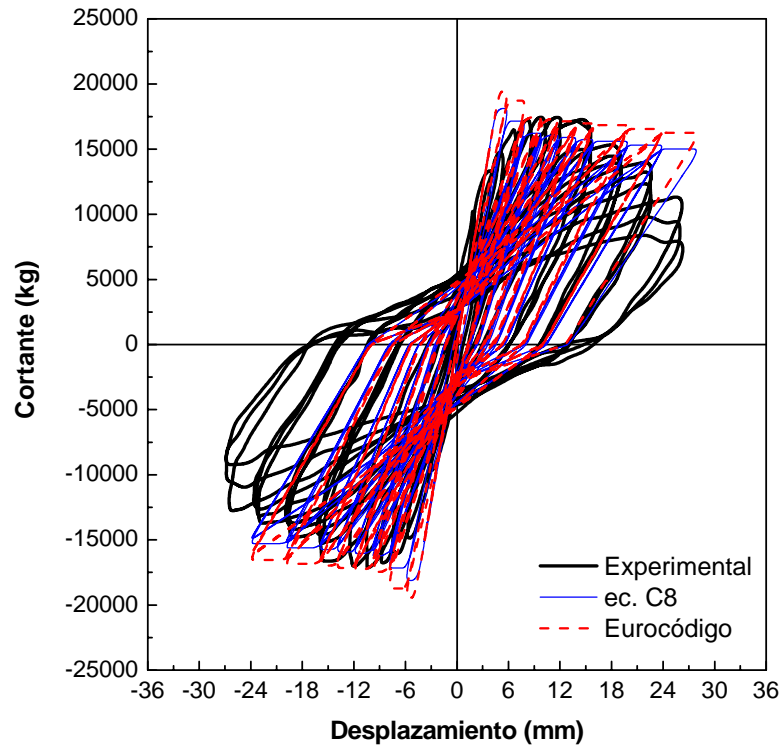


Fig B.42 Comparación de la respuesta experimental contra la respuesta analítica usando la ec. B.8 y las expresiones del Eurocódigo, para el muro MSW3

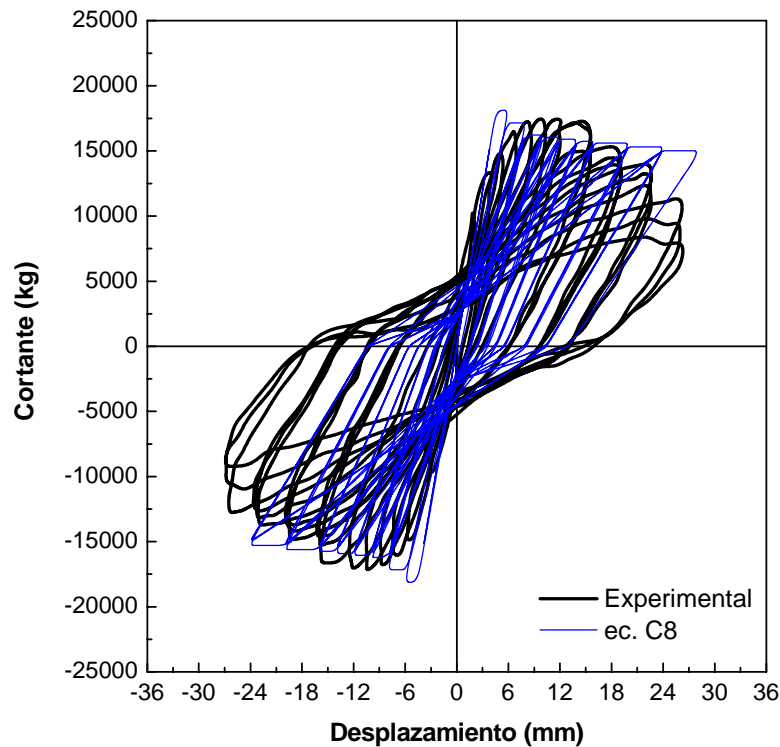


Fig B.44 Comparación de la respuesta experimental contra la respuesta analítica usando la ec. B.8, para el muro MSW3

Cabe señalar que la respuesta experimental del muro MSW1 no fue posible compararla con resultados analíticos usando las expresiones del eurocódigo debido a que estas expresiones reglamentarias para este caso proporcionan una resistencia mucho mayor que la experimental y la calculada con la ec. B.8, por lo mismo la histéresis generada nunca alcanzó la resistencia de fluencia y mostró un comportamiento anormal.

B.4.4 Conclusiones

De la comparación de las respuestas analíticas y experimentales de muros esbeltos se concluye:

- La regla histéretica de Kato logra reproducir los efectos de adelgazamiento de la curva histéretica con resultados congruentes.
- Con la regla histéretica de Kato se logra reproducir con resultados congruentes la respuesta máxima del comportamiento del muro de concreto reforzado.
- Para los casos aquí estudiados y para los dos primeros niveles, la respuesta analítica sobreestima la rigidez elástica inicial y los desplazamientos para los últimos ciclos de la respuesta experimental. Para el tercer nivel solamente la rigidez elástica inicial analítica sobreestima a la experimental.
- Para el análisis no lineal de los muros esbeltos de concreto reforzado en el edificio SIS, se utiliza la regla histéretica de Kato y los parámetros definidos en este trabajo.

De la comparación de las respuestas analíticas y experimentales de muros robustos se concluye:

- La regla histéretica de Kato define con buena congruencia el adelgazamiento de la respuesta no lineal de los muros robustos de concreto reforzado.
- La ec B.8 (Sánchez, 2005) muestra pequeña congruencia en la estimación del cortante máximo en algunos casos, como lo son en los muros MSW1 y MSW3, lo que no sucede

con la rigidez elástica inicial y con los desplazamientos correspondientes a los últimos ciclos de respuesta. La pendiente de recarga y descarga analíticas son congruentes con las experimentales.

- c) La ec. B.8 subestima la resistencia máxima de los muros LSW1 y LSW3. Las pendientes de recarga y descarga analíticas son congruentes con las experimentales.
- d) Las ecuaciones propuestas por el Eurocódigo suelen ser incongruentes para los casos aquí presentados.
- e) Para el análisis no lineal de los muros robustos de concreto reforzado en el edificio SIS, se utiliza la ec. C.8 propuesta por Sánchez (2005), la regla histerética de Kato y los parámetros correspondientes definidos en este trabajo.

REFERENCIAS

- ACI 318. (2002), "Building code requirements for structural concrete", American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, EUA.
- Aire C., y Murià-Vila D. (1993), "Evaluación de las propiedades mecánicas de los concretos de un edificio de 14 pisos", Informe Técnico, Instituto de Ingeniería UNAM, Proyecto 2561.
- Aki K. (1967), "The scaling law of seismic spectrum", J. Geophys Res 72, pp. 1217-1231.
- Alcántara L., Murià-Vila D., Almora D., Velasco J.M., Torres M., Vázquez E., y Macías M. (2002), "Sistema de monitoreo remoto en un edificio localizado en una ciudad expuesta a un peligro sísmico mayor", Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valparaíso, Chile, 24 al 26 de abril.
- Alcocer S.M., Murià-Vila D., Peña J.I., y Maldonado J.C. (1996), "Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada", Informe Técnico, Instituto de Ingeniería UNAM, Proyecto 5535.
- Arias A. (1970), "A measure of earthquake intensity", Seismic Design for Nuclear Power Plants, Editor: R.J. Hansen, MIT Press.
- ATC-40 Applied Technology Council. (1996), "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", Vol. 1, Reporte No. SSC 96-01.
- Banon H., Biggs J.M., e Irving M.H. (1981), "Seismic damage in reinforced concrete frames", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST9.
- Blanco J.E. (2000), "BIAX modificado", Instituto de Ingeniería UNAM.
- Wallace J.W. (1989), "BIAX, Biaxial Strength – Moment-Curvature Analysis", University of California, Berkeley, EUA.
- Brune J.N. (1970), "Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes", J. Geophys Res 75, pp. 4997-5009.
- Carr A.J., y Tabuchi M. (1993), "The structural ductility and the damage index for reinforced concrete structure under seismic excitation", Second European Conference on Structures. Dynamics, EURO-DYN'93, Trondheim, Norway, Moan T. *et al.*, Ed. Balkema, pp. 169-176.
- Carr A.J. (1998), "RUAUMOKO, computer program library", Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.
- Correa V.M. (2005), "Respuesta dinámica y efectos ISE en tres edificios instrumentados en México", Tesis de maestría, Posgrado UNAM, México.
- Charney F.A. (1991), "Correlation of the analytical and experimental inelastic response of a 1/5-scale seven-story reinforced concrete frame-wall structure", Earthquake Resistant Concrete Structures: Inelastic Response and Design, ACI SP-127, Detroit, Michigan, EUA, pp. 261-361.
- Chávez-García F.J., y Cuenca J. (1998), "Site effects and microzonation in Acapulco", Earthquake Spectra, Vol. 14, No. 1, pp. 75-93.
- Chopra A.K. (1995), "Dynamics of structures", Prentice Hall, EUA.

Chung Y.S., Meyer C., y Shinozuka M. (1989), "Modeling of concrete damage", *ACI Structural Journal*, Vol. 86, No. 3, pp. 259-271.

Crisafulli, F.J. (1997), "Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills", Tesis doctoral, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.

Emori K., y Schnobrich W.C. (1981), "Inelastic behavior of concrete frame-wall structures", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 107, No. ST1.

EUROCODE No. 8. (1989), "Design of structures in seismic regions".

FEMA-356. (2000), "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", ASCE & FEMA, Washington D.C., EUA.

Filippou F.C., e Issa A. (1988), "Nonlinear analysis of reinforced concrete frames under cyclic load reversals", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, EUA, Reporte No. UCB/EERC-88/12.

French C.W., y Moehle J.P. (1991), "Effect of floor slabs on behavior of slab-beam-column connection", *ACI SP-123*, Farmington Hills, Michigan, EUA, pp. 225-258.

Gamboa V. (1997), "Respuesta inelástica de un edificio instrumentado en la ciudad de México", Tesis de maestría, Posgrado UNAM, México.

Ghobarah A., y Youssef M. (1999), "Modelling of reinforced concrete structural wall", *Engineering Structures*, Vol. 21, pp. 912-923.

Giberson M.F. (1974), "Two nonlinear beams with definition of ductility", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 95, No. ST7.

Kabeyasawa T., Shioara H., y Otani S. (1984), "U.S.-Japan cooperative research on RC full-scale building test – part 5: discussion on dynamic response system", 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, EUA, Vol. 6.

Kanaan A.E., y Powell G.H. (1973), "General purpose computer program for inelastic dynamic response of plane structures", Reporte EERC 73-6, College of Engineering, University of California, Berkeley, EUA.

Kato D., Otani S., Katsumata H., y Aoyama H. (1983), "Effect of wall base rotation behaviour of reinforced concrete buildings", 3rd South Pacific Conference on Earthquake Engineering, Wellington, Nueva Zelanda.

Lermo J. (2002), "Características dinámicas del suelo donde está ubicado el edificio SIS", Informe Técnico, Instituto de Ingeniería UNAM, Proyecto 1501.

Linde P., y Bachmann H. (1994), "Dynamic modeling and design of earthquake-resistant walls", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, pp. 1331-1350.

Li Xinrong. (1995), "Reinforced concrete columns subjected to seismic loading", Tesis doctoral, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.

Loera S., y Ávila J.A., (1993), "Momentos de volteo en edificios esbeltos inelásticos, segunda parte", Series del Instituto de Ingeniería UNAM, No. 559.

- Loera S. (2005), Comunicación personal.
- Mander J.B., Priestley M.J.N., y Park R. (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1825.
- Meli R. (2000), "Actualización de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico. Modificaciones al cuerpo principal de las normas", VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., Querétaro, México.
- Mendoza C.J., Celestino H., y Fuentes A. (1992), "Deterioro de las propiedades del concreto sujeto a ciclos de carga de compresión", *Series del Instituto de Ingeniería UNAM*, No. 538.
- Meyer C., Roufaiel M.S., y Arzoumanidis S.G. (1983), "Analysis of damaged concrete frames for cyclic loads", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 11, pp. 207-228.
- Mo Y.L., y Wang S.J. (2000), "Seismic behavior of RC columns with various tie configurations", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 10, pp. 1122-1130.
- Montiel M., Rangel G., Torres M., y Ruíz S.E. (2004), "Comparación de la capacidad estructural obtenida mediante análisis dinámico incremental y análisis estático no lineal", *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Acapulco, México.
- Moreno S. (1994), "Comportamiento estructural del edificio JAL ante sismos intensos", Tesis de maestría, Posgrado UNAM, México.
- Moreno S., Murià-Vila D., y González R. (1994), "Análisis de la respuesta estructural del edificio JAL ante sismos intensos", Informe Técnico, Instituto de Ingeniería UNAM, Proyecto 4521.
- Murià-Vila D., Taborda R., Macías M.A., y Escobar J.A. (2002), "Instrumentación de un edificio alto en la ciudad de Acapulco", *Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Valparaíso, Chile.
- Murià-Vila D., Taborda R., y Zapata-Escobar A. (2004), "Soil-structure interaction effects in two instrumented tall buildings", *13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver*, B.C., Canadá.
- Nakamura Y. (1989), "A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremors on the ground surface", *QR of RTRI*, Vol. 30, No. 1, pp. 25-33.
- NDACA. (1962), "Normas para diseño de construcciones en Acapulco", *Revista Ingeniería*, México.
- Neville A.M. (1990), "Properties of concrete", Longman Scientific & Technical, 3ra edición.
- Concrete Structures Standard. (1999), "The design of concrete structures", NZS 3101:1999, New Zealand.
- Novak M., Sheta M., El-Hifnawi L., El Marsafawi H., El Naggar H., Ramadan O., y El-Sawy K. (1995), "Dyna5® for Windows 95®", Geotechnical Research Centre, University of Western Ontario, Canadá.
- NTC-Concreto. (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", *Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal*, México, octubre.

NTCGRO-Concreto. (1989), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, del reglamento de construcciones para los municipios del estado de Guerrero”, Instituto de Ingeniería UNAM, octubre.

NTCGRO-Sismo. (1989), “Normas técnicas complementarias para diseño por sismo, del reglamento de construcciones para los municipios del estado de Guerrero”, Instituto de Ingeniería UNAM, octubre.

NTC-Mampostería. (2004), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, octubre.

NTC-Sismo. (2000), “Normas técnicas complementarias para diseño por sismo del reglamento de construcciones para el Distrito Federal”, Versión Preliminar, VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., Querétaro, México.

NTC-Sismo. (2004), “Normas técnicas complementarias para diseño por sismo”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, octubre.

Ordaz M., Arboleda J., y Singh S.K. (1993), “Un nuevo método para simular acelerogramas usando registros pequeños como funciones de Green empíricas”, Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, México.

Ordaz M., y Arboleda J. (1993), “Instructivo de los programas SIMFI2 y GENBET3”, Instituto de Ingeniería UNAM.

Ordaz M., y Montoya C. (2003), “Degtra A4”, Versión 4.0.7, Instituto de Ingeniería UNAM.

Ordaz M. (2005), Comunicación personal.

Otani S. (1974), “SAKE, A computer program for inelastic response of R/C frames to earthquake”, Report UILU-Eng-74-2029, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana-Champaign, EUA.

Otani S., Kitayama K., y Aoyama H. (1985a), “Beam bar bond stress and behavior of reinforced concrete interior beam-column joints”, Second US-NZ-Japan Seminar on Design of Reinforced Concrete Beam-column Joints, Tokio, Japón.

Otani S., Kabeyasawa T., Shiohara H., y Aoyama H. (1985b), “Analysis of the full scale seven story reinforced concrete test structure”, Earthquake Effects on Reinforced Concrete Test Structures: U.S.-Japan Research, ACI SP-84, Farmington Hills, Michigan, EUA, pp. 203-240.

Pantazopoulou S.J., y French C.W. (2001), “Slab participation in practical earthquake design of reinforced concrete frames”, ACI Structural Journal, Vol. 98, No. 4, pp. 479-489.

Park P., y Paulay T. (1978), “Estructuras de concreto reforzado”, Limusa, México.

Park Y-J., y Ang A. (1985), “Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete”, J. Struct. Div. ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 722-757.

Paulay T., y Priestley M.J.N. (1992), “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”, John Wiley & Sons, Inc.

Rangel G. (2004), “Desempeño local y global de marcos dúctiles de concreto reforzado: zona del lago de la ciudad de México”, Tesis de maestría, Posgrado UNAM, México.

- RCACA. (1997), “Reglamento de construcciones para el municipio de Acapulco de Juárez, Guerrero”, Honorable Ayuntamiento Constitucional de Acapulco de Juárez 1996-1999, México.
- RCACA. (2002), “Reglamento de construcciones para el municipio de Acapulco de Juárez, Guerrero”, Honorable Ayuntamiento Constitucional de Acapulco de Juárez 1999-2002, México.
- RCGRO. (1994), “Reglamento de construcciones para los municipios del estado de Guerrero”, Periódico Oficial del Gobierno del Estado de Guerrero, México.
- Rodríguez M., y Botero J.C. (1994), “Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México”, Instituto de Ingeniería UNAM.
- Roufaiel M.S.L., y Meyer C. (1987), “Analytical modeling of hysteretic behavior of R/C frames”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 3.
- Saatcioglu M., y Ozcebe G. (1989), “Response of reinforced concrete columns to simulated seismic loading”, *ACI Structural Journal*, enero-febrero, pp. 3-12.
- Saiidi M., y Sozen M.A. (1979), “Simple and complex models of nonlinear seismic response of reinforced concrete structures”, Reporte UILU-ENG-79-2031, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Illinois, EUA.
- Salonikios T.N., Kappos A.J., Tegos I.A., y Penelis G.G. (1999), “Cyclic load behavior of low-slenderness reinforced concrete walls: design basis and test results”, *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 4.
- Sánchez A.A. (2005), “Comportamiento sísmico de muros de concreto para vivienda”, Tesis doctoral (en proceso), Posgrado UNAM, México.
- Scott B.D., Park R., y Priestley M.J.N. (1982), “Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates”, *ACI Journal*, Vol. 79, No. 1.
- Shao-Yeh M., Bertero, V., y Popov E. (1976), “Experimental and analytical studies on the hysteretic behavior of reinforced concrete rectangular and T-beams”, Reporte No. EERC 76-2, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, EUA.
- Sharpe R.D. (1974), “The seismic response of inelastic structures”, Tesis doctoral, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.
- Solnes J. (1992), “Theory of stochastic processes and random vibration with applications in geophysics and engineering”, Instituto de Ingeniería UNAM.
- Tanaka H., y Park R. (1990), “Effect of lateral confining reinforcement on the ductile behavior of reinforced concrete columns”, Reporte 90-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.
- Terán-Gilmore A, Avila E., y Rangel G. (2003), “On the use of the plastic energy to establish strength requirements in ductile structures”, *Engineering Structures*, Vol. 25, pp. 965-980.
- Terán-Gilmore A. (2004), “On the use of spectra to establish damage control in regular frames during global predesign”, *Earthquake Spectra*, Vol. 20, No. 3, pp. 995-1020.
- Vamvatsikos D., y Cornell C.A. (2002), “Incremental dynamic analysis”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 491-514.

Vulcano A., y Bertero V.V. (1987), “Analytical models for predicting the lateral response of RC shear walls: evaluation of their reliability”, Reporte No. UCB/EERC-87/19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, EUA.

Wang T.Y., Bertero V.V., y Popov E.P. (1975), “Hysteretic behavior of reinforced concrete framed walls”, Reporte No. EERC 75-23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, EUA.

Wilson E.L. (2000), “Three dimensional static and dynamic analysis of structures, a physical approach with emphasis on earthquake engineering”, University of California, Berkeley, EUA.