

Capítulo 7

Diseño y respuesta teórica del modelo con aislamiento sísmico

7.1. Introducción

El presente capítulo tiene como objeto desarrollar el diseño de dos sistemas estudiados para aislar sísmicamente al edificio presentado en el Capítulo 6. Posteriormente se evalúan las respuestas del conjunto aislado cuando se utilizan dichos dos sistemas de aislamiento. Se presentan los resultados obtenidos del análisis comentado y se compara el comportamiento con el mismo edificio pero, de fundación tradicional. La evaluación de las respuestas del edificio aislado y la comparativa con el edificio de fundación tradicional ha permitido delinear las primeras conclusiones sobre el trabajo desarrollado en la tesis.

Los resultados teóricos de las respuestas estructurales se obtienen de un modelo espacial en elemento finitos del edificio (Cap. 6, Fig. 6.11, el modelo incluye el sistema de aislamiento). Dicho modelo fue expuesto a registros sísmicos de terremotos de falla cercana (Cap. 4, tabla 4.12) con sus tres componentes en las direcciones principales del edificio. El tipo de análisis realizado es dinámico, lineal en algunos casos y no lineal en otros, con evaluación de la historia de las respuestas en el dominio del tiempo (*time history*).

Durante la etapa de diseño del sistema de aislamiento y con el objeto de realizar, entre otras acciones, una valoración económica del mecanismo a implementar en el edificio, se estudió la respuesta entre dos posibles sistemas de aislamiento sísmico. El primero conformado por aisladores elásticos con goma de alto amortiguamiento y núcleo de plomo (NZ) y el segundo basado en resortes metálicos helicoidales instalados junto a amortiguadores viscoelásticos (GCS) (Capítulo 5. Punto 5.4.6.6 y 5.4.6.8. respectivamente).

El sistema (NZ) es ampliamente conocido a nivel mundial, sus características y respuestas han sido estudiadas por numerosos investigadores y publicadas en congresos, libros y revistas de la especialidad (Bozzo, L. M. et al., 2000; Robinson, 1982; Buckle et al.; 1990, Skinner et al.; 1993, Skinner et al.; 1993, Kelly, 1993, 1996; Naeim F. et al., 1999). El sistema (GCS), finalmente instalado en el edificio de la residencia de estudiantes, actualmente no tiene una amplia difusión y uso, dicho aspecto lo hace interesante para el desarrollo de la tesis. A pesar

de lo anterior en los últimos años se han producido un número importantes de trabajos de investigación relacionados con su respuesta estructural (Stuardi et al., 2005; Nawrotzki, P. 2000, 2001a, b; Stuardi, 2003, Stuardi et al., 2005, Tornello et al., 2003, 2004a, b, c, d, 2005a, b). En los puntos siguientes se realiza el diseño geométrico y dinámico del sistema de aislamiento en función de las características del edificio de la torre 3.

7.2. Diseño del sistema de aislamiento. Aisladores elásticos (NZ)

Dada las características del edificio (Capítulo 6) se diseñan cuatro aisladores elastoméricos fabricados con goma de alto amortiguamiento, rigidizados con planchas de acero (Capítulo 5. Punto 5.4.6.6) y dispuestos uno en cada vértice del edificio. Esta disposición permite, primero una aceptable simetría y segundo permite que todos los aisladores posean aproximadamente la misma carga normal, aspecto que contribuye al hecho de no ser necesario cambiar las características geométricas de los mismos, de lo contrario, se requerirían aisladores de diferentes dimensiones. El costo del sistema de aislamiento se torna importante, con relación al costo del edificio, cuando el número de aisladores a colocar es bajo (presente caso) dada la incidencia que tienen en la fabricación los moldes para generar aisladores de distintas características geométricas. Otra posible alternativa es mantener las dimensiones geométricas del aislador y cambiar las características de las gomas a utilizar en ellos, esta decisión es posible pero poco viable cuando el número de aisladores es bajo. En el esquema de la figura 7.1. se indica la disposición del sistema de aislamiento y dimensiones generales de la planta.

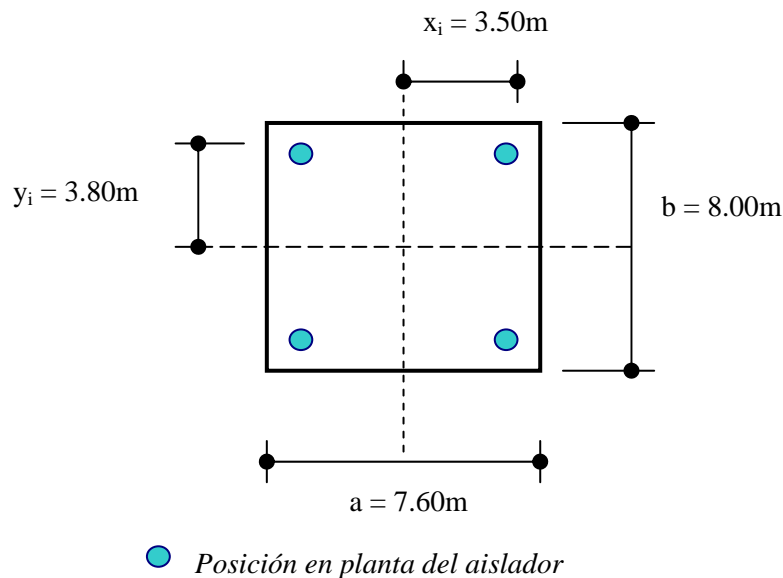


Fig. 7.1: Disposición en planta del sistema de aislamiento

La disposición indicada en la Fig. 7.1. también se utiliza para el sistema de aislamiento finalmente instalado. Con relación al sistema NZ, se realiza un prediseño del aislador elastomérico y para ello se sigue los lineamientos indicados para el método estático del código de Chile (NCh2745, 2003). Las características de la goma, a emplear en la fabricación de los aisladores, es función de los compuestos que se utilicen en la fabricación del mismo. Según las cantidades relativas de dichos componentes (Caucho natural, Oxido de Zinc, Ácido Esteárico, Negro de humo, Dutrex, Vulcanox, Antilux, Azufre, PVI, etc) es posible obtener diferentes características mecánicas de la goma (Araya Acle et al.,1994).

7.2.1. Parámetros globales del diseño del aislador

El peso total del edificio (Cap. 6)

$$W_e = 2570 \text{ KN} = 257 \text{ t.} \cong 2600 \text{ KN} = 260 \text{ t.}$$

$$\text{Carga normal estática máxima sobre cada aislador: } N_i = 2600/4 = 650 \text{ KN} = 65 \text{ t.}$$

$$\text{Carga normal dinámica máxima sobre cada aislador: } N_{i-\max} = 1000 \text{ KN} = 100 \text{ t.}$$

$$\text{Carga normal dinámica mínima sobre cada aislador: } N_{i-\min} = 300 \text{ KN} = 30 \text{ t.}$$

Si bien y solamente para el presente caso de estudio, la carga normal sobre cada aislador no es exactamente el peso total del edificio distribuido en los cuatro puntos donde se dispone el sistema de aislamiento, el valor que resulta de N_i no está muy alejado del mismo. Las distribuciones de las mamposterías del frente sur del edificio difieren de la cara norte, sector donde se ubican las aberturas. Sin embargo la presencia de las mismas no reducen sustancialmente los valores de carga normal estática. Las dimensiones de las ventanas son de 120 x 120 cm., este valor conduce a una carga permanente que no aporta el muro de mampostería de aproximadamente 7 KN (0.70 t.) por cada ventana. Si se tiene en cuenta que el número total de ventanas sobre el frente norte es de seis, el peso total por la no inclusión de mampostería en los sectores de ventanas es de 42 KN (4.20 t.), lo que representa el 1.60% del peso total considerado (2600 KN), si no se considera el peso propio de la carpintería.

Además es conveniente acotar que el diseño de un sistema de aislamiento conformados por aisladores elastoméricos no es directo (Ver punto 7.2.4) por lo que iniciar el proceso de diseño, con valores que en principio pueden ser más precisos que los considerados, para definir dimensiones finales del sistema de aislamiento tiene una escasa incidencia en el resultado final, sobre todo si se tiene en cuenta la importante rigidez vertical de los aisladores

elastoméricos comparados con el sistema conformado por resortes helicoidales metálicos (Punto 7.3).

Las magnitudes de las cargas dinámicas sobre cada aislador han sido definidas mediante una corrida computacional del modelo 3D de elementos finitos. Una valoración preliminar de la respuesta de los aisladores elastoméricos (para un diámetro de 600 mm y una altura total de aproximadamente 230 mm) conduce a valores de desplazamientos máximos, a nivel del sistema de aislamiento, de 43 cm. para el terremoto de Taiwán y de 3,70 cm. para el terremoto de Duzce como valor de desplazamiento mínimo (Tornello et al., 2005.a). Dada la variación encontrada en los valores de desplazamientos, a nivel del sistema de aislamiento, se definen dos valores, un desplazamiento para el terremoto de diseño y el otro para el terremoto máximo esperado.

En el capítulo 3 se han analizados trabajos que recomiendan utilizar para el diseño aceleraciones máximas con 10% de probabilidades de ser excedido en 20 años (INPRES. Microzonificación Sísmica del Gran Mendoza, 1989). Trabajos de investigación sobre probabilidad de ocurrencia de terremotos en la zona de emplazamiento del edificio (Silva et. al., 2002) (Fig. 3.20.a., Cáp. 3) indican que existe un 10% de probabilidades de ocurrencia de terremotos con aproximadamente $M = 7$ (este valor puede estimarse entre las curvas $T = 10$ y 50 años). Por lo tanto y en función de este antecedentes uno de los criterios posible para definir el terremoto máximo esperado sería aquel de incorporar dentro de éste grupo aquellos que posean una magnitud mayor o igual a 7. Del listado indicado en la Tabla 4.12 poseen la característica citada los siguientes eventos sísmicos: Tabas, Loma Prieta (Corralitos y Los Gatos), Cape (Cape Mendocino y Petrolia), Kobe, Taiwán, Duzce y Cauçete (San Juan). El resto de los terremotos no incluidos en el listado anterior pueden estimarse como terremotos de diseño.

Otro criterio para definir los terremotos de diseño y máximo esperado es a través del valor PGV del terremoto. En el capítulo 4 (Punto 4.3.3) se han evaluado algunos trabajos que indican la incidencia de la velocidad del movimiento sísmico en la respuesta en términos de desplazamiento. Esta última respuesta es un parámetro importante en el diseño del sistema de aislamiento. Trabajos realizados por Agarrad B. et. al., 2001, indican que la velocidad de ruptura amplifica las ondas de cortes en fallas trascurrentes y de las ondas Rayleigh en fallas del tipo normales e inversas, lo que provoca un incremento de la amplitud del pulso de

desplazamiento y de velocidad. Trabajos realizados por Stewart, J. et. al, 2001, indicaron que las deformaciones permanentes, como resultado de un desplazamiento estático del suelo producido por movimientos sísmicos (efectos observados en los terremotos de Turquía y Taiwán), están caracterizados por un pulso de velocidad unidireccional y un paso monotónico en la historia de desplazamiento del suelo.

Por lo tanto y en función de los antecedentes citados un segundo criterio posible para definir el terremoto máximo esperado sería aquel de incorporar dentro de éste grupo aquellos que posean valores altos de PGV. Si bien sobre dicho aspecto no hay trabajos que definan un determinado umbral del valor de PGV, del listado indicado en la Tabla 4.12 aquellos que poseen la citada características son los siguientes eventos sísmicos: Tabas, Loma Prieta (Los Gatos y Cape Mendocino), Cape (Petrolia), Northridge (Tarzana, Rinaldi, New Hall, Sylmar), Kobe, Taiwán e Imperial Valley. El resto de los terremotos no incluidos en el último listado pueden estimarse como terremotos de diseño. Como podrá observarse estos últimos grupos no difieren sustancialmente de los grupos definidos con el primer criterio.

En consecuencia y atendiendo al último criterio expuesto, para movimientos sísmicos con las características de los terremotos: Imperial Valley, Coalinga, Loma Prieta (Corralitos), Duzce, Cauce (San Juan) y Las Heras (Mendoza), se adoptan valores de desplazamientos máximos de 300 mm., mientras que, a dichos terremotos, se los ubica en el nivel de diseño. Para movimientos sísmicos con las características de los terremotos: Tabas, Loma Prieta (Los Gatos y Cape Mendocino), Cape (Petrolia), Northridge (Tarzana, Rinaldi, New Hall, Sylmar), Kobe, Taiwán e Imperial Valley se adoptan valores de desplazamientos máximos de 400 mm., mientras que los mismos se los ubica en el nivel de terremoto máximo esperado.

Los parámetros mecánicos del aislador elastomérico dependen del valor del módulo de corte del elastómero (G) el cual, en general, se determina mediante ensayos. Para un material de comportamiento no lineal, como es la goma de alto amortiguamiento, el valor del módulo de corte tiene una incidencia importante sobre las características del aislador. En el presente diseño se utilizan valores obtenidos del trabajo de Araya Acle en 1994.

$$G_{50\%} = 0.50 \text{ MPa} = 5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$G_{20\%} = 1.10 \text{ Mpa} = 11 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Dureza} = 58 [\text{Shore}] \quad k = 0.598 [\text{s/u}] \text{ (factor que depende de la dureza)}$$

El valor del módulo de corte que se utiliza ($G_{50\%}$) corresponde al 50% de la deformación. Los ensayos realizados en el trabajo (Araya Acle et al., 1994), demuestran que a partir de dicho punto el valor del módulo de corte permanece casi constante.

La técnica del aislamiento sísmico utiliza básicamente dos estrategias fundamentales para reducir las demandas sísmicas sobre las estructuras ubicadas por encima de ellas, aumentar el periodo y el amortiguamiento. Con relación al valor del periodo no existe un valor óptimo del mismo sobre todo porque valores altos implicarían importantes desplazamientos del sistema de aislamientos lo cual redundaría en dimensiones a veces no admisibles para el proyecto, por el contrario, valores bajos de periodo no satisfacen con las estrategias que plantea la técnica del aislamiento. Un criterio aceptado dentro de la especialidad es trabajar con valores de periodos que estén alejados de los plafones de máximas aceleraciones de los terremotos que pueden esperarse en una región, para ello es habitual tomar valores comprendidos entre los 2 y 2.50 seg. Debido a que el diseño de un sistema de aislamiento conformado por aisladores elastoméricos requiere un proceso iterativo (ver punto 7.2.4), en el cual también se valora el periodo del conjunto aislado, es posible asumir, para iniciar el proceso iterativo, un valor inicial de 2 seg.

7.2.2. Rigidez lateral requerida

Del valor del periodo buscado para el conjunto aislado es posible determinar un valor mínimo de rigidez lateral del sistema de aislamiento:

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{W_e}{K_{min} g}} \Rightarrow K_{min} = \left(\frac{2\pi}{T_i}\right)^2 \frac{W_e}{g} \quad 7.1$$

$$K_{min} = \left(\frac{2\pi}{2 \text{ seg}}\right)^2 \frac{2600 \text{ KN}}{980 \text{ cm/s}^2} = 26.18 \frac{\text{KN}}{\text{cm}} = 2.618 \frac{\text{t}}{\text{cm}} \quad 7.2$$

Por lo tanto la rigidez lateral mínima de un aislador será:

$$K_{i \text{ min}} = \frac{26.18 \text{ KN/cm}}{4} = 6.545 \frac{\text{KN}}{\text{cm}} = 0.6454 \frac{\text{t}}{\text{cm}} \quad 7.3$$

7.2.3. Estimación del desplazamiento máximo y de las dimensiones del aislador

El código NCh2745 define el desplazamiento de diseño con la expresión siguiente:

$$D_D = \frac{C_D}{B_D} = 301 \text{ mm.} \quad 7.4$$

$$C_D = 330 * Z \text{ (mm)} \quad (\text{Valor para suelo tipo III y } T_D > 2 \text{ seg.})$$

$$Z = 1.25 \quad (\text{Para zona de mayor riesgo sísmico})$$

$$B_D = 1.37 \quad (\text{Para amortiguamiento efectivos del } \beta_D = 10\%. \text{ Según Tabla 2 de la NCh2745})$$

El desplazamiento máximo viene dado por la ecuación:

$$D_M = \frac{C_M}{B_M} = 361 \text{ mm.} \quad 7.5$$

$$C_M = 330 * M_M * Z \text{ (mm)} \quad (\text{Valor para suelo tipo III y } T_D > 2 \text{ seg.})$$

$$M_M = 1.20 \quad Z = 1.25 \quad (\text{Para zona de mayor riesgo sísmico})$$

$$B_M = 1.37 \quad (\text{Para amortiguamiento efectivos del } \beta_D = 10\%. \text{ Según Tabla 2 de la NCh2745})$$

Los valores de desplazamientos evaluados con la 7.4) y 7.5) deben incrementarse debido a la torsión natural y accidental del sistema de aislamiento. En la presente etapa de diseño es suficiente evaluarlos con las siguientes expresiones:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y_i \frac{12 e}{a_i^2 + b_i^2} \right] \quad 7.6$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y_i \frac{12 e}{a_i^2 + b_i^2} \right] \quad 7.7$$

Si se tiene en cuenta que: $a_i = 7.60 \text{ m}$ $b_i = 8.00 \text{ m}$

$x_i = 3.50 \text{ m}$ $y_i = 3.80 \text{ m}$

El valor de la excentricidad “ e ” es la distancia medida en planta entre el centro de masa de la superestructura y el centro de rigidez del sistema de aislamiento (e_s), más la excentricidad accidental, igual a un 5% de la dimensión máxima de la planta medida perpendicularmente a la dirección de la sollicitación sísmica considerada.

$$e_{(a)} = e_s + 0.05 * 7.60 \text{ m} = 0.38 \text{ m}$$

$$e_{(b)} = e_s + 0.05 * 8.00 \text{ m} = 0.40 \text{ m}$$

El valor “ e_s ” se admite nulo dada la simetría en la disposición del sistema de aislamiento y la casi simetría de la superestructura. Por lo tanto el factor de amplificación de los desplazamientos en cada una de las direcciones principales del edificio resultan:

$$[X] = 1.142$$

$$[Y] = 1.138$$

Por lo tanto los valores totales de desplazamientos, para la situación más desfavorable, resultan :

$$D_{TD} = 301 \text{ mm} * 1.142 = 344 \text{ mm}$$

$$D_{TM} = 361 \text{ mm} * 1.142 = 412 \text{ mm}$$

Para prediseñar una sección transversal del aislador se admite un valor de tensión a la compresión de $\sigma_c = 5 \text{ MPa} = 500 \text{ t} / \text{m}^2$. Entonces:

$$\frac{\pi D^2}{4} \sigma_c = 100 \text{ t} \Rightarrow D = 0.50 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{Se adopta un valor de } D = 600 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{\pi * 60^2}{4} = 2827.44 \text{ cm}^2$$

A los fines del diseño se adopta un espesor de láminas de goma ($t_r = 0.80 \text{ cm}$) y un espesor de placas de acero ($t_s = 0.20 \text{ cm}$). De la ecuación de rigidez horizontal del aislador es posible determinar la altura necesaria de goma:

$$K_a = \frac{G \cdot A}{H_r} \Rightarrow H_r = \frac{G \cdot A}{k_a} = \frac{5 \text{ kg/cm}^2 \cdot 2827.44 \text{ cm}^2}{645.40 \text{ kg/cm}^2} = 21.90 \text{ cm}$$

Por lo tanto se requieren aproximadamente 27 capas de goma de 0.80 cm. lo que implica una altura total del conjunto goma + placas de acero de:

$$H_t = (27 \cdot 0.80) + (26 \cdot 0.20) = 26.80 \text{ cm} = 268 \text{ mm.}$$

En resumen, el diseño preliminar del aislador de goma “tipo”, conduce a las características geométricas siguientes:

Diámetro del aislador:	60 cm.
Altura del paquete de goma:	21.60 cm = 216 mm.
Altura total (goma + placas de acero):	26.80 cm = 268 mm.
Espesor placas de goma	$t_r = 0.80 \text{ cm}$ (cantidad: 27)
Espesor placas de acero	$t_s = 0.20 \text{ cm}$ (cantidad: 26)

7.2.4. Aislador de goma de alto amortiguamiento con núcleo de plomo (NZ)

El diseño de aisladores de goma con núcleo de plomo se realiza a través de un proceso iterativo debido a que el amortiguamiento y la rigidez efectiva dependen del desplazamiento máximo. En términos generales los pasos que se siguen son:

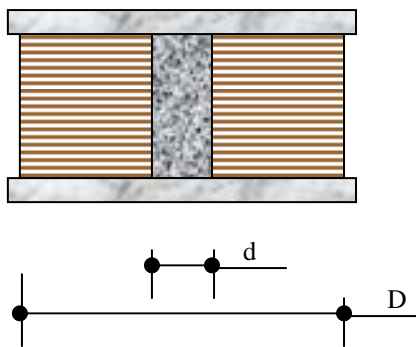
- 1) Se asume un valor cualquiera de desplazamiento (D_{max}).
- 2) Se calcula la Fuerza de fluencia (F_y), para ello es necesario definir el diámetro del núcleo de plomo.
- 3) Se calcula la Fuerza “ Q_d ” (Fig. 7.2).
- 4) Se calcula la rigidez posfluencia “ K_d ” (Fig. 7.2).
- 5) Se calcula $F_{max} = Q_d + K_d D_{max}$
- 6) Con los valores calculados se definen puntos característicos de la constitutiva del aislador (Fig. 7.2), por lo que a continuación se determina el amortiguamiento

equivalente (ξ_{eq}) y la rigidez efectiva (K_{ef}). Con este último valor se puede estimar el periodo del sistema amortiguado “ T_i ”.

- 7) Con el valor del periodo del sistema amortiguado se define un parámetro “B” que permite determinar el desplazamiento del conjunto aislado. A dicho valor se lo compara con el “ D_{max} ”, supuesto en el primer paso. Si no hay coincidencia se repite el proceso hasta que ambos parámetros converjan al valor buscado.

Se asumirá para el 1° paso de iteración un valor de $D_{max} = 40 \text{ cm.}$ de acuerdo a los valores de desplazamientos encontrados en el punto precedente.

Se adopta un diámetro de núcleo de plomo, de acuerdo a los siguientes límites:



$$D = 60 \text{ cm} = 600 \text{ mm}$$

$$D/6 \leq d_p \leq D/3 \quad \Rightarrow 100 \leq d_p \leq 200$$

$$\text{Se adopta } d_p = 150 \text{ mm}$$

Los parámetros característicos de la ley constitutiva del aislador con núcleo de plomo se indica en la figura 7.2:

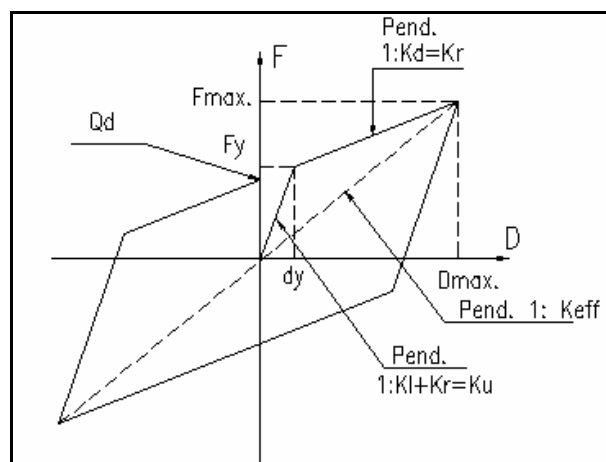


Fig. 7.2: Constitutiva no lineal del aislador elastomérico con núcleo de plomo.

La constitutiva indicada en la figura 7.2. surge debido a un comportamiento combinado entre la goma y el núcleo de plomo. Por lo tanto el valor de la fuerza (F) puede determinarse con la expresión 7.8 y la rigidez efectiva por la expresión 7.9.

$$F = Q_d + K_d D \quad 7.8$$

$$\frac{F}{D_{max}} = K_{eff} = \frac{Q_d}{D_{max}} + K_d \quad 7.9$$

Si se designa “K_l”, la rigidez elástica del plomo y “K_r” la rigidez elástica de la goma, la rigidez total se evalúa con la ecuación 7.10.

$$K_u = K_l + K_r = G_o \frac{A_l}{h_l} + G_r \frac{A_r}{h_r} = G_r \frac{A_r}{h_r} \left(1 + \frac{A_l}{A_r} \frac{G_o}{G_r} \frac{h_r}{h_l} \right) \quad 7.10$$

Si se designa al factor: $\alpha_1 = \frac{G_o}{G_r} \frac{h_r}{h_l}$

Se obtiene la rigidez posfluencia (K_d), ecuación 7.11.

$$K_d = G_r \frac{A_r}{H_r} \left(1 + \alpha_1 \frac{A_l}{A_r} \right) \quad 7.11$$

Donde:

$G_r = 0.50 \text{ Mpa} = 5 \text{ kg/cm}^2$	(Módulo de corte del elastómero)
$A_t = 2827 \text{ cm}^2$	(Sección transversal total Aislador)
$A_l = 176.7 \text{ cm}^2$	(Sección transversal corazón plomo)
$A_r = 1590 \text{ cm}^2$	(Sección transversal neta de goma)
$H_r = 21.60 \text{ cm.}$	(Altura total del paquete de goma)
$\alpha_1 * \frac{A_l}{A_r} = 0.20$	(Parámetro habitual tomado para el diseño)

$$K_d = 5 \text{ kg / cm}^2 \frac{1590 \text{ cm}^2}{21.60 \text{ cm}} (1 + 0.20) = 441.67 \text{ kg / cm} = 4.42 \text{ KN / cm}$$

Si se admite una tensión de fluencia para el núcleo de plomo de $\tau_l = 9 \text{ MPa} = 90 \text{ kg} / \text{cm}^2$, y se trabaja con un valor de la fuerza de fluencia dada por la ecuación $F_y = \tau_l \frac{\pi d^2}{4}$, es posible obtener una expresión simplificada de la misma (ecuación 7.12).

$$F_y = 70.7 * d^2 \quad 7.12$$

$$F_y = 70.70 * 15^2 = 15908 \text{ Kg.} = 159.10 \text{ KN} = 15.91 \text{ t}$$

El valor de la fuerza donde se inicia la fluencia “ Q_d ” se puede expresar mediante la ecuación 7.13.

$$Q_d = F_y - (K_r d_y + K_d d_y) = (K_l - K_r + K_d) d_y = K_l d_y \left(1 - \frac{K_r}{K_l} + \frac{K_d}{K_l} \right) \quad 7.13$$

Donde: K_l : Rigidez elástica del plomo.
 K_r : Rigidez elástica de la goma.
 $K_l d_y$: Fuerza de fluencia “ F_y ”.

La relación ($K_r / K_l \cong 0$). Luego puede considerarse que ($K_d / K_l \cong \frac{1}{5}$ á $\frac{1}{6}$), por lo tanto a los fines prácticos del diseño es habitual tomar algunos de los valores indicados en el grupo de ecuaciones 7.14.:

$$\begin{aligned} Q_d &\cong 0.85 F_y \\ Q_d &\cong 60 d^2 [\text{Kg}] \end{aligned} \quad 7.14$$

Para el caso de estudio que se trata se trabaja con la primera de las ecuaciones:

$$Q_d = 0.85 * F_y = 13522 \text{ kg.} = 1352 \text{ KN} = 13.52 \text{ t.}$$

Con relación a la rigidez posfluencia, es habitual, a los fines de diseño, tomar valores de “ α_1 ” comprendidos entre cero (escuela americana) y “1/12” para la escuela neocelandesa. Para la presente aplicación se toma el valor indicado más arriba es decir $\alpha_1 * \frac{A_l}{A_r} = 0.20$ (De La Llera, et al. 1998). Si se utiliza dicha relación la rigidez total puede expresarse en forma aproximada de acuerdo a lo que indica la ecuación (7.15)

$$K_u \cong 6.5 K_r \quad 7.15$$

Donde: $K_r = G_r * \frac{A_r}{H_r}$

$$K_r = 5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \frac{1590 \text{ cm}^2}{21.60 \text{ cm}} = 368.05 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} = 3.68 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$K_u = 6.50 * 368.05 \text{ kg} / \text{cm} = 2392.325 \text{ kg} / \text{cm} = 23.92 \text{ KN} / \text{m}$$

Con el valor de la rigidez total es posible determinar el desplazamiento de fluencia:

$$F_y = K_u d_y \Rightarrow d_y = \frac{F_y}{K_u} = \frac{159.10 \text{ KN}}{23.92 \text{ KN} / \text{cm}} = 6.65 \text{ cm}$$

7.2.4.1. Amortiguamiento equivalente y rigidez efectiva

El valor de la fuerza máxima se determina con la ecuación 7.16.

$$F_{max} = Q_d + K_d D_{max} = 13522 \text{ kg} + 441.67 \text{ kg} / \text{cm} \cdot 40 \text{ cm} = 31189 \text{ kg} = 311.89 \text{ KN} \quad 7.16$$

Por lo tanto la rigidez efectiva resulta:

$$K_{eff} = \frac{F_{max}}{D_{max}} = \frac{311.89 \text{ KN}}{40 \text{ cm}} = 7.797 \text{ KN} / \text{cm}$$

El sistema de aislamiento está conformado por cuatro aisladores elastoméricos en consecuencia, la rigidez efectiva total es:

$$K_{eff}^{(total)} = 7.797 \text{ KN} / \text{cm} * 4 = 31.189 \text{ KN} / \text{cm}$$

El amortiguamiento equivalente se determina con la (7.17) (Naeim, et al, 1999, pp. 105):

$$\xi_{eff} = \frac{4 Q_d (D_{max} - d_y)}{2 \pi K_{eff} D_{max}^2} \quad 7.17$$

$$\xi_{eff} = \frac{4 * (4 * 13520 \text{ Kg}) (40 - 6.65) \text{ cm}}{2 \pi 3118.90 \text{ kg} / \text{cm} * 40^2 \text{ cm}^2} = 0.23 = 23\%$$

Por lo tanto el periodo del sistema aislado resulta:

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff} g}} = 2\pi \sqrt{\frac{260 \text{ t}}{3.119 \text{ t} / \text{cm} * 980 \text{ cm} / \text{s}^2}} = 1.83 \text{ seg}$$

7.2.4.2. Verificación del desplazamiento total

El código Nch2745 define el desplazamiento máximo por la ecuación (7.5):

$$D_M = \frac{C_M}{B_M} = 238.20 \text{ mm.}$$

$$C_M = 330 * M_M * Z \text{ (mm)} \quad (\text{Valor para suelo tipo III y } T_D > 2 \text{ seg.})$$

$$M_M = 1.20 \quad Z = 1.25 \quad (\text{Para zona de mayor riesgo sísmico})$$

$$B_M = 2.078 \quad (\text{Para amortiguamiento efectivos del } \beta_D = 23\%. \text{ Según Tabla 2 de la NCh2745})$$

El valor encontrado (238.20 mm) es distinto al supuesto como desplazamiento máximo (400 mm) por lo tanto es necesario realizar una nueva verificación para igualar, los desplazamientos máximos supuestos, con los determinados mediante el procedimiento anterior. En consecuencia el diseño de un sistema de aislamiento sísmico conformado por aisladores elastoméricos con núcleo de plomo resulta ser un proceso iterativo donde el parámetro que controla la convergencia es el desplazamiento.

El proceso iterativo para encontrar los valores finales de desplazamiento, amortiguamiento y rigidez efectiva se realiza a través de una rutina programada en Matlab (Math Works – Matlab, 2003). Los pasos de la rutina se adjuntan en el Anexo “D” con el nombre de “*plumb1*”. Los resultados finales de la iteración se resumen en la Tabla N° 7.3.

7.2.5. Verificación de los parámetros geométricos de los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (NZ)

7.2.5.1. *Requerimiento de altura mínima del aislador (NZ)*

$$K_d = 736.31 \text{ kg/cm} = 7.363 \text{ KN/cm}$$

$$A_r = 1590 \text{ cm}^2 \quad H_r = 21.60 \text{ cm. (Altura total del paquete de goma)}$$

$$K_H = \frac{G A}{H_r} \Rightarrow H_r = \frac{5 \text{ kg / cm}^2 * 1590 \text{ cm}^2}{736.31 \text{ kg / cm}} = 10.80 \text{ cm} < 21.60 \text{ cm}$$

Tabla 7.3: Resultados finales del proceso iterativo de las características de los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo

Parámetro	Notación	Valor
Desplazamiento máximo	D_{\max}	41.72 cm.
Rigidez efectiva	K_{eff}	1060.40 kg/cm
Rigidez posfluencia	K_d	736.31 kg/cm
Rigidez efectiva total	$K_{\text{eff}}^{\text{total}}$	4241.70 kg/cm.
Rigidez total	K_u	3991 kg/cm
Desplazamiento de fluencia	d_y	3.99 cm
Fuerza de fluencia	F_y	15908 Kg
Fuerza máxima	F_{\max}	44238 kg
Periodo del sistema aislado	T_i	1.57 seg.
Amortiguamiento efectivo	ξ_{eff}	17.60 %
Fuerza donde se inicia la fluencia	Q_d	13521 kg.

100 Kg. = 1 KN

7.2.5.2. Deformación a carga vertical del aislador (NZ)

La rigidez vertical del aislador (NZ) puede determinarse por la expresión (7.18)

$$K_{vc} = \frac{E_c A_t}{H_r} \quad 7.18$$

Donde: $E_c = (f_1 + f_2)E$ (Módulo de compresión confinado)

E = Módulo de elasticidad longitudinal de la goma valor que se toma igual a:

$E = 5.90 \text{ MN/mm}^2 = 59 \text{ kg/cm}^2$ (Fuente: Table 2: Physical constants of Vulcanised natural rubber, Wood, et al., 1964)

Los valores de “ f_1 ” y “ f_2 ”, se obtienen de tabla para aisladores de secciones circulares (*Gent. et al, 1970*):

$$f_1 = 1 \quad f_2 = \frac{r^2}{2 * h^2} = \frac{D^2}{4 * 2 * h^2} = \frac{D^2}{8 * h^2} = 2 * \frac{D^2}{16 * h^2} = 2 * s^2$$

$$s = \frac{\text{Area Cargada}}{\text{Area Libre para Deformar}} = \frac{\pi * D^2}{4 * \pi * D * tr} = \frac{D}{4 * tr} = \frac{60 \text{ cm}}{4 * 0.80 \text{ cm}} = 18.75$$

Diámetro del aislador: $D = 60 \text{ cm.}$
 Espesor placas de goma $t_r = 0.80 \text{ cm}$

$$E_c = (1 + 2 * 18.75^2) 59 \text{ Kg} / \text{cm}^2 = 41543.4 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 4154.4 \text{ MN} / \text{mm}^2$$

Si se reemplaza los valores encontrados en la ecuación (7.18) la rigidez vertical resulta:

$$K_{vc} = \frac{E_c A}{H_r} = \frac{41543.4 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \cdot 2827 \text{ cm}^2}{21.60 \text{ cm}} = 5437185 \text{ kg} / \text{cm} = 543718 \text{ MN} / \text{mm}^2$$

Los valores de tensiones en el aislador se determinan con la teoría elástica. Si se tiene en cuenta los valores indicados en el punto 7.2.1:

Carga normal estática máxima sobre cada aislador: $N_i = 2600/4 = 650 \text{ KN} = 65 \text{ t.}$

Carga normal dinámica máxima sobre cada aislador: $N_{i-\max} = 1000 \text{ KN} = 100 \text{ t.}$

Carga normal dinámica mínima sobre cada aislador: $N_{i-\min} = 300 \text{ KN} = 30 \text{ t.}$

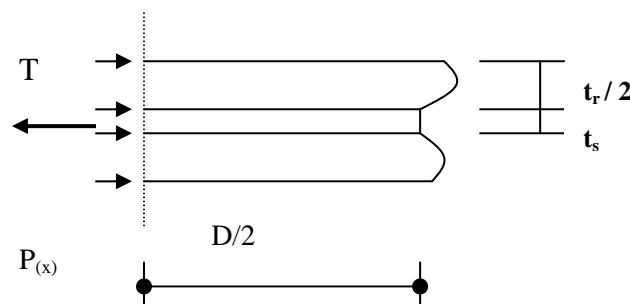
$$\sigma_{c(est)} = \frac{65000 \text{ Kg}}{1590 \text{ cm}^2} = 40.89 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 4.089 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c(est)} = \frac{40.89 \text{ Kg} / \text{cm}^2}{41543.40 \text{ kg} / \text{cm}^2} = 9.84 E^{-04}$$

$$\sigma_{c(din)} = \frac{100000 \text{ Kg}}{1590 \text{ cm}^2} = 62.89 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 6.29 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c(din)} = \frac{62.89 \text{ Kg} / \text{cm}^2}{41543.40 \text{ kg} / \text{cm}^2} = 15.14 E^{-04}$$

7.2.5.3. Tensiones en las placas de acero



Para el aislador circular la tensión en las placas de acero (SIRVE, 1998)

$$\sigma_s = 2 \frac{t_r}{t_s} \sigma_c \quad \begin{array}{l} t_r = 0.80 \text{ cm} \\ t_s = 0.20 \text{ cm} \end{array}$$

$$\sigma_{s(est)} = 2 \frac{0.80 \text{ cm}}{0.20 \text{ cm}} 40.89 \text{ kg / cm}^2 = 327.12 \text{ kg / cm}^2 = 32.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s(din)} = 2 \frac{0.80 \text{ cm}}{0.20 \text{ cm}} 62.89 \text{ kg / cm}^2 = 502.12 \text{ kg / cm}^2 = 50.21 \text{ MPa}$$

7.2.5.4. Verificación de las deformaciones límites

La verificación de las deformaciones límites se realiza mediante la ecuación 7.19)

$$(\gamma_c)_o + (\gamma_s)_o + (\gamma_b)_o \leq f * \varepsilon_u \quad 7.19$$

Donde:

$(\gamma_c)_o$ = Distorsión angular máxima asociada a la compresión.

$(\gamma_s)_o$ = Distorsión angular máxima asociada al corte.

$(\gamma_b)_o$ = Distorsión angular máxima asociada a la flexión.

En cuanto a los valores de “f” => $f = 1/3$ Para estado de servicio.
 $f = 1/2$ Para el terremoto de diseño.
 $f = 9/10$ Para terremoto máximo esperado.

Para las deformaciones ultimas se aceptan valores entre 5 y 6 (500 y 600 %). Para la presente aplicación se supuso un valor intermedio de:

$$\varepsilon_u = 5.50 \quad (550\%) \text{ Por lo tanto los valores límites serán:}$$

En estado de servicio => $f = 1/3 * 5.50 = 1.83 \quad (183 \%)$

Para el terremoto de diseño => $f = 1/2 * 5.50 = 2.75 \quad (275 \%)$

Para el terremoto Máximo esperado => $f = 9/10 * 5.50 = 4.95 \quad (495 \%)$

Por lo tanto será necesario determinar los valores de distorsiones máximas que indica la ecuación 7.19.

Distorsión angular máxima asociada a la compresión

El valor correspondiente a dicho esfuerzo se determina con la expresión 7.20.

$$(\gamma_c)_o = 6 * \varepsilon_c * s = 6 * \varepsilon_c * \frac{D}{4 * H_r} = \frac{3 * \varepsilon_c * D}{2 * H_r} \quad 7.20$$

$$(\gamma_c)_{o(est)} = \frac{3 * 9.84 E^{-04} * (60 - 15) cm}{2 * 21.60 cm} = 0.0031$$

$$(\gamma_c)_{o(din)} = \frac{3 * 15.14 E^{-04} * (60 - 15) cm}{2 * 21.60 cm} = 0.0047$$

Distorsión angular máxima asociada al corte

El valor correspondiente a dicho esfuerzo se determina con la expresión 7.21. Se verifican dos situaciones:

Para el terremoto de diseño: $(\gamma_s)_o = \frac{D_M}{H_r} = \frac{30.1 cm}{21.60 cm} = 1.39 \quad 7.21$

Para el terremoto máximo esperado: $(\gamma_s)_o = \frac{D_{TM}}{H_r} = \frac{41.72 cm}{21.60 cm} = 1.93 \quad 7.21$

La distorsión angular máxima debido a flexión se considera nula. Por lo tanto el control de deformación, para las dos situaciones verificadas resultan:

Para el terremoto de diseño:

$$(\gamma_c)_o + (\gamma_s)_o + (\gamma_b)_o = 0.0031 + 1.39 = 1.3931 = 139 \% < 275 \%$$

Para el terremoto máximo esperado:

$$(\gamma_c)_o + (\gamma_s)_o + (\gamma_b)_o = 0.0047 + 1.93 = 1.9347 = 153.5 \% < 495 \%$$

7.2.5.5. Incremento de Desplazamiento por Torsión

El desplazamiento adicional por torsión se evalúa con la expresión 7.6 y 7.7 anteriores (Pág. 189).

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y_i \frac{12 e}{a_i^2 + b_i^2} \right] \quad 7.6$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y_i \frac{12 e}{a_i^2 + b_i^2} \right] \quad 7.7$$

Donde: $a_i = 7.60 \text{ m}$ $b_i = 8.00 \text{ m}$
 $x_i = 3.50 \text{ m}$ $y_i = 3.80 \text{ m}$

$$e_{(a)} = e_s + 0.05 * 7.60 \text{ m} = 0.38 \text{ m}$$

$$e_{(b)} = e_s + 0.05 * 8.00 \text{ m} = 0.40 \text{ m}$$

Por lo tanto el factor de amplificación de los desplazamientos en cada una de las direcciones principales del edificio resultan:

$$[X] = 1.142$$

$$[Y] = 1.138$$

En consecuencia los valores totales de desplazamientos, para la situación más desfavorable, resultan :

$$D_{TD} = 301 \text{ mm} * 1.142 = 344.00 \text{ mm}$$

$$D_{TM} = 417.20 \text{ mm} * 1.142 = 476.50 \text{ mm}$$

7.2.6. Verificación al vuelco del aislador (NZ)

En el proceso de verificación se admite un comportamiento lineal del aisladores elastomérico.

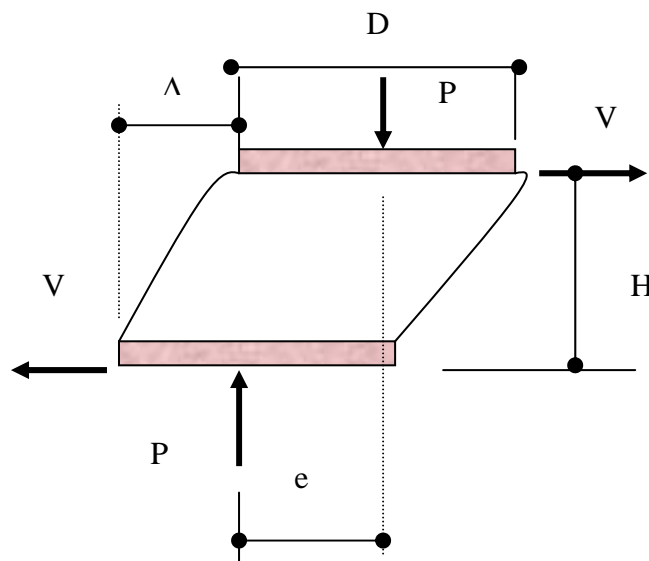


Fig. 7.4.: Desplazamiento lateral y acciones sobre el aislador

La situación límite se produce cuando no es posible un incremento de “ Δ ”, en ese momento la carga “ P ” se encontrará aplicada en el borde del aislador, instante en el cual se produce el vuelco. El momento producido por los cortes actuando sobre el aislador debe ser resistido por un desplazamiento de la fuerza axial entre las caras superior e inferior del aislador. Si se admite un aislador con comportamiento lineal dicho equilibrio se expresa en la ecuación 7.22.

$$\begin{aligned} P * e &= V * H \\ e_{lim} &= D - \Delta \end{aligned} \quad \text{si se reemplaza valores,} \quad 7.22.$$

$$P(D - \Delta) = K_r * \Delta * H$$

Si se trabaja con la última ecuación es posible encontrar una expresión para la capacidad de desplazamiento lateral del aislador (7.23). Se verifican las dos situaciones posibles, carga normal estática y carga normal dinámica máxima.

$$\Delta_{ro} = \frac{P * D}{K_r * H_t + P} \quad 7.23.$$

Para carga normal estática:

$$\Delta_{ro} = \frac{65000 \text{ kg} * 60 \text{ cm}}{736.31 \text{ kg / cm} * 26.80 \text{ cm} + 65000 \text{ kg}} = 46 \text{ cm}$$

$$D_{TD} (\text{esperado}) = 34.40 \text{ cm} < \Delta_{ro} = 46.00 \text{ cm}$$

Para carga normal dinámica máxima:

$$\Delta_{ro} = \frac{100000 \text{ kg} * 60 \text{ cm}}{736.31 \text{ kg / cm} * 26.80 \text{ cm} + 100000 \text{ kg}} = 50.10 \text{ cm}$$

$$D_{TM} (\text{esperado}) = 47.65 \text{ cm} < \Delta_{ro} = 50.10 \text{ cm}$$

7.2.7. Verificación al pandeo del aislador (NZ)

La verificación al pandeo puede realizarse mediante la expresión 7.24. o la 7.25.

$$P_{cr} = \frac{R}{2} \left[\left(\sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{R}} \right) - 1 \right] \quad 7.24.$$

$$\text{Cuando } P \gg R \Rightarrow P_{cr} = \sqrt{P_E * R} \quad 7.25.$$

Donde:

$$\text{➤ } R = K_r * H_t \quad (\text{Rigidez lateral unitaria del aislador})$$

$$R = 0.7363 \text{ t/cm} * 26.80 \text{ cm} = 19.73 \text{ t.} = 197.30 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } P_E = \frac{\pi^2 T_\theta}{H_t^2} \quad (\text{Carga euleriana del aislador}).$$

$$T_\theta = K_\theta * H_r \quad (\text{Rigidez flexional unitaria del aislador})$$

$$K_\theta = E_b * \frac{I}{H_r}$$

Si se compara el módulo efectivo a flexión “ E_b ”, con el módulo de compresión “ E_c ”, se puede deducir que $E_c \cong 3 E_b$ (SIRVE, 1998). Por lo tanto:

$$E_b = \frac{E_c}{3} = \frac{41543.4 \text{ kg/cm}^2}{3} = 13847.8 \text{ kg/cm}^2 = 1384.80 \text{ MN/mm}^2$$

$$\text{El momento de inercia del aislador: } I = \frac{\pi D^4}{64} = 636173 \text{ cm}^4$$

$$K_\theta = E_b * \frac{I}{H_r} = 13847.80 \text{ kg/cm}^2 * \frac{636173 \text{ cm}^4}{21.60 \text{ cm}} = 407851688 \text{ kgcm} = 4078517 \text{ KNcm}$$

$$T_\theta = K_\theta * H_r = 407851688 \text{ kgcm} * 21.60 \text{ cm} = 8809596461 \text{ kg} = 8809596 \text{ t} = 88095964 \text{ KN}$$

$$P_E = \frac{\pi^2 T_\theta}{H_t^2} = \frac{\pi^2 8809596461 \text{ kg}}{26.80^2 \text{ cm}^2} = 121055959 \text{ kg/cm}^2$$

Si se reemplaza en el ecuación 7.24)

$$P_{cr} = \frac{R}{2} \left[\left(\sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{R}} \right) - 1 \right] = \frac{19730 \text{ kg}}{2} \left[\left(\sqrt{1 + 4 \frac{121055959 \text{ kg}}{19730 \text{ kg}}} \right) - 1 \right] = 1535622 \text{ kg}$$

$$P_{cr} = 1535622 \text{ kg} = 1535.62 \text{ t} = 15356.20 \text{ KN}$$

Si se utiliza la ecuación 7.25, se obtienen valores similares de la carga critica.

$$P_{cr} = \sqrt{P_E * R} = \sqrt{121055959 \text{ kg} * 19730 \text{ kg}} = 1545456 \text{ kg} = 1545.50 \text{ t} = 15454.60 \text{ KN}$$

Los valores obtenidos de carga crítica no consideran la reducción de la capacidad del aislador debido a las deformaciones laterales del mismo cuando está solicitado a compresión. Este efecto se considera en forma aproximada modificando el valor final de la carga crítica. Para ello se multiplica la misma por un factor que tiene en cuenta el área efectiva en compresión y el área total de la sección del aislador (Fig. 7.5).

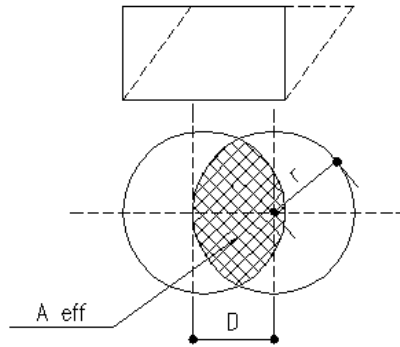


Fig. 7.5.: Reducción del área transversal del aislador en compresión

Por lo tanto la carga crítica efectiva puede determinarse con la ecuación 7.26. (Naeim F., et al, 1999).

$$P_{cr} (eff) = P_{cr} * \frac{A_{eff}}{A} \quad 7.26.$$

Para la determinación del Área efectiva se utilizan parámetros definidos por (Naeim F., et al, 1999). Tabla 6.1 de la Pág. 130. Para ello se define:

$$d = \frac{D}{2r} \quad a = \frac{A_{eff}}{\pi r^2}$$

Donde: d = Parámetro para entrar en tabla.
 D = Desplazamiento para el cual se verifica.
 r = Radio del aislador.

Se verifica para el desplazamiento máximo debido a que el mismo representa la situación más desfavorable.

$$d = \frac{41.72 \text{ cm}}{2 * 30 \text{ cm}} \cong 0.70 \Rightarrow a = 0.188$$

$$A_{eff} = a \pi r^2 = 532 \text{ cm}^2$$

Si se reemplaza en la ecuación 7.26.

$$P_{cr}(eff) = P_{cr} * \frac{A_{eff}}{A} = 1545.50 t \frac{532 \text{ cm}^2}{2827 \text{ cm}^2} = 291 t = 2910 \text{ KN}$$

Si se tiene en cuenta la carga normal estática máxima sobre el aislador y la carga dinámica máxima sobre el mismo, como las dos situaciones más desfavorable, se obtendrán los siguientes coeficientes de seguridad.

$$\frac{P_{cr}(eff)}{N_{est}} = \frac{291 t}{65 t} = 4.47 \quad \frac{P_{cr}(eff)}{N_{din}} = \frac{291 t}{100 t} = 2.91$$

Las verificaciones realizadas indican que el diámetro del aislador elastomérico de 60 cm. son adecuadas cuando el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento sea de 41,72 cm. Por lo tanto la fuerza sísmica lateral bajo el sistema de aislamiento puede evaluarse con la ecuación 7.28. (Artículo 7.4.1. NCh2745, 2002).

$$V_b = K_{eff} D_D = 1060.40 \text{ Kg / cm} * 30.10 \text{ cm} = 31918 \text{ kg} = 31.92 t = 319.20 \text{ KN} \quad 7.28.$$

La fuerza de corte de la estructura por encima del sistema de aislamiento se evalúa con la ecuación 7.29. (Artículo 7.4.2. NCh2745, 2002).

$$V_s = \frac{K_{eff} D_D}{R_l} \quad 7.29.$$

El reglamento define el valor de “ R_l ” en función de la tipología estructural prevista para resistir cargas laterales. En el presente caso y tratándose de muros de mampostería de albañilería armada el valor se define en $R_l = 1.60$. (Tabla 4. NCh2745, 2002)

$$V_s = \frac{K_{eff} D_D}{R_l} = \frac{1060.40 \text{ kg / cm} * 30.10 \text{ cm}}{1.60} = 19949 \text{ kg} = 19.95 t = 199.50 \text{ KN}$$

Si se compara los valores de fuerza de corte que resultan del empleo de sistemas de aislamiento con el grupo de valores (6.1) del Capítulo 6 se deducirá la conveniencia del uso de sistemas de aislamiento sísmico en las obras civiles.

7.3. Diseño del sistema de aislamiento utilizando resortes metálicos helicoidales y amortiguadores visco elásticos (GCS)

El sistema de aislamiento está conformados por paquetes de resortes trabajando en su conjunto con amortiguadores visco elásticos de eje vertical (Gerb Control System[®], Cáp. 5, Punto 5.4.6.8). El sistema consiste en cuatro aisladores de resortes y cuatro amortiguadores viscoelásticos, dispuestos en cada vértice del edificio. Los primeros resultan ser resortes helicoidales ensamblados entre sí lo que conforman un paquete de resortes denominados “*aisladores de muelle*”. Estos últimos están constituidos por un grupo de resortes cuyo diseño se realiza en función de la rigidez vertical y horizontal y de las capacidades de carga estática y dinámica (tanto en dirección vertical como horizontal) requerida por los terremotos de diseño.

Los aisladores poseen frecuencias propias horizontales bajas, de aproximadamente 1 a 1.5 Hertz y frecuencias propias verticales de aproximadamente 3 a 3.5 Hertz. El sistema con dichas propiedades dinámicas conduce a movimientos verticales y pendulares de la estructura aislada frente al movimiento del terreno inducido por el terremoto. Las fuerzas y amplitudes horizontales se transforman en desplazamientos pendulares y verticales y ello reduce las fuerzas dinámicas en la superestructura (Ver Fig. 5.35 del Capítulo 5).

Junto a los aisladores de muelle se instalan amortiguadores viscoelásticos (Visco[®]), los cuales tienen como función principal suministrar el amortiguamiento de la respuesta dinámica. El amortiguador se diseña en función de la velocidad de los terremotos que pueden esperarse en la región. Los desplazamiento laterales y verticales de los mismos se definen en función de las demandas de los terremotos de diseño (Ver Fig. 5.36. del Capítulo 5).

El amortiguamiento puede variarse dentro de un entorno amplio, cambiando el número de cilindros internos; y permite suministrar valores de amortiguamiento en las tres direcciones (dos transversales y el vertical). Dado el carácter impulsivo de los terremotos utilizados para el diseño del sistema de aislamiento, el amortiguamiento del mismo ha sido seleccionado con valores altos y mayores a los que pueden suministrar los aisladores elastoméricos con núcleo

de plomo. El diseño del sistema de aislamiento y la evaluación de la respuesta se ha realizado con valores de amortiguamiento del 26% en sentido transversal y 13% para la dirección vertical.

El valor del 26% de amortiguamiento transversal fue definido en función de las demandas de los terremotos seleccionado para realizar el análisis y con el objeto de controlar los desplazamientos laterales a los valores admisibles del sistema de aislamiento (100-150 mm). El valor del 13% de amortiguamiento en la dirección vertical fue para limitar los desplazamientos verticales, también a valores admisibles del sistema (20-30 mm). Las cantidades citadas fueron, además, compatibilizados con los encontrados por otros trabajos de investigación relacionados con la influencia del amortiguamiento en la respuesta del conjunto aislado, en ellos se indicaba que un aumento excesivo del amortiguamiento permitía reducir el desplazamiento pero a expensas de mayores valores de aceleraciones y distorsiones de piso (Capítulo 5, Punto 5.4.4).

El sistema GCS fue el que finalmente se instaló en el edificio. El mismo tiene como característica principal que posee una rigidez lineal, tanto horizontal como vertical y un amortiguamiento cuyo comportamiento se aproxima al lineal viscoso. La característica distintiva del sistema de aislamiento es la presencia de la flexibilidad vertical. La relación de rigidez vertical sobre la horizontal, de los resortes helicoidales, es de 7.30, sin embargo la flexibilidad horizontal no es tan amplia como la de los aisladores elastoméricos. La flexibilidad vertical está acompañada de amortiguamiento en dicha dirección con el objeto de evitar posibles resonancias.

El amortiguamiento viscoso es provisto por la carcasa inferior que contiene una masa viscosa. El pistón de la carcasa superior penetra en la masa y genera una fuerza viscosa en las tres direcciones ortogonales (Fig. 5.34.b. Capítulo 5). Un manguito de protección cierra herméticamente ambas carcasas para evitar el ingreso de elementos extraños y la contaminación de la masa viscosa.

La frecuencia natural vertical final del edificio construido es de 3.28 Hz. (0.305 seg.) y la primera frecuencia horizontal (levemente pendular por efecto del “rocking” es de 1.00 Hz. (1.00 seg.).

La selección del tipo de aisladores (paquete de resortes helicoidales) se realiza de acuerdo a datos suministrados por el fabricante y según detalle indicado en la Tabla 7.6. El diámetro exterior de cada resorte helicoidal es de 105 mm mientras que el diámetro de la espira que conforma el resorte es de 26 mm. Se instalaron paquetes de resortes helicoidales conformados por veintiocho resortes sobre el lado norte del edificio con una capacidad de carga vertical de 860 KN. La incidencia de la carga vertical sobre la cara sur es mayor, por lo tanto se instalaron paquetes de treinta resortes con una capacidad de carga vertical de 921 KN.

La evaluación de la respuesta dinámica del sistema de aislamiento se realiza con las características del aislador EQ-07 indicado en la Tabla 7.6.

Tabla 7.6.: Características de los aisladores conformados por resortes metálicos helicoidales

Modelo	Capacidad nominal de carga vertical F_v (KN)	Rigidez vertical K_v (KN/mm)	Rigidez horizontal K_h (KN/mm)
EQ-01	123	4.70	0.63
EQ-02	368	14.20	1.89
EQ-03	461	17.70	2.36
EQ-04	553	21.30	2.84
EQ-05	614	23.60	3.15
EQ-06	768	29.50	3.94
EQ-07	921	35.40	4.73

Para la selección de las características del amortiguador viscoso se tuvo en cuenta los valores de velocidades de los terremotos de diseño (Tabla N° 4.12. del Capítulo 4). Dichos valores son muy dispares y dependen de las características del terremoto. El valor máximo le corresponde al terremoto de Northridge (Estación Rinaldi Receiving Sta) con 170.30 cm/seg., mientras que el valor mínimo está representado por el Terremoto de Caucete, San Juan (Estación INPRES) con 20.30 cm/seg. De acuerdo a la constitutiva del amortiguador viscoso (Fig. 5.36. del Capítulo 5) para dichos valores de velocidades el amortiguador proveerá una fuerza visco elásticas de las magnitudes indicadas en el grupo de valores 7.30.

$$F_{ve-max} = 0.0664 * 1703 \text{ mm / seg.} = 113.10 \text{ KN}$$

$$F_{ve-min} = 0.0664 * 203 \text{ mm / seg.} = 13.50 \text{ KN} \quad 7.30$$

Debido a que la rigidez vertical del sistema de aislamiento conformado por resortes helicoidales metálicos es menor que las de los aisladores elastoméricos, en el diseño del paquete de resortes se tuvo en cuenta la diferencia de las cargas normales sobre cada paquete en función de la distribución asimétrica de la mampostería ya citada en el punto 7.2.1. Tal cual se explicitó en el citado punto, las diferencias no son importantes, no obstante, cada aislador ubicado sobre el costado sur (con mayor carga normal), está conformado por 30 resortes, mientras que los emplazados sobre el costado sur (lado menos cargado) con 28 resortes helicoidales metálicos.

7.4. Respuestas dinámicas teóricas del edificio con aislamiento sísmico

7.4.1. Modelo estructural, tipo de análisis

En la etapa de diseño y selección preliminar del sistema de aislamiento se impuso estudiar al menos dos alternativas. Por lo tanto se evalúan las respuestas del sistema de aislamiento conformado por aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (NZ) y el constituido por resortes metálicos helicoidales + amortiguadores visco elásticos (GCS). Ambas respuestas fueron comparadas con otro edificio de las mismas características, arquitectónicas y estructurales, pero de base fija y fundación tradicional (Capítulo 6).

El diseño del sistema de aislamiento se realizó mediante un análisis de las respuestas dinámicas del edificio a través de un modelo teórico de elementos finitos en 3D. El mismo modelo se utilizó para los dos sistemas de aislamiento estudiados salvo, las diferencias en las leyes constitutivas de los sistemas. Para la modelación del edificio con fundación tradicional se utilizan las mismas herramientas. El modelo se realiza en un entorno de elementos finitos y con una discretización adecuada para evaluar esfuerzos en la superestructura y las respuestas del sistema de aislamiento (SAP2000V9, 2003). Los resultados expresados en el presente apartado no tienen en cuenta el efecto asociado a la interacción suelo-estructura, sin embargo, la influencia del mismo será tomada en cuenta en otros puntos del presente capítulo.

El modelo no lineal de histéresis (ejemplo Fig. 5.33 del Capítulo 5) conduce en principio a cálculos no lineales en el dominio del tiempo. El amortiguamiento lineal viscoso también lleva al mismo tipo de análisis debido a la no proporcionalidad con la rigidez y la masa. Es común entonces realizar la integración directa de las ecuaciones de movimiento teniendo en cuenta las fuerzas del aislador o del amortiguador viscoso, como fuerzas no lineales desequilibradas en cada paso de tiempo en un subespacio que contempla un número reducido de modos de la estructura (Stuardi et al., 2005). El método de integración directa de las ecuaciones de equilibrio puede representar adecuadamente el comportamiento de los aisladores aunque sólo permite analizar señales determinística en el dominio del tiempo.

Por lo tanto para determinar la respuesta del sistema de aislamiento se realiza un análisis no lineal y se utiliza el método de la historia en el dominio del tiempo. Las tres componentes de aceleraciones de los terremotos de diseño (Tabla 4.12. Capítulo 4) se consideraron como demandas sísmicas en las tres direcciones principales del edificio (transversal, longitudinal y vertical)

7.4.2. Respuesta estructural de los sistemas de aislamiento y su comparación con el edificio de base fija

Durante la etapa de diseño del sistema de aislamiento se priorizó el control de los desplazamientos del mismo debido a las características del terreno de fundación ($V_c \cong 180$ m/seg.) y el de los terremotos asociados a falla cercana (Tabla 4.12, Cáp. 4). El periodo del edificio con base fija es de 0.17 seg., dicho valor aumenta a 1.50 seg. para el modelo con aisladores elastoméricos (NZ) y de 1.00 seg., para el sistema con aisladores helicoidales metálicos + amortiguadores visco elásticos (GCS).

Se estudiaron distintas respuestas dinámicas tales como desplazamientos, distorsiones de piso, aceleraciones, corte en la base y esfuerzos internos en elementos estructurales. En la Fig. 7.7 se representan los valores de los desplazamientos horizontales en función de la altura del edificio para la condición de base fija y los sistemas de aislamiento (NZ) y (GCS) para cada uno de los terremotos de diseño seleccionados.

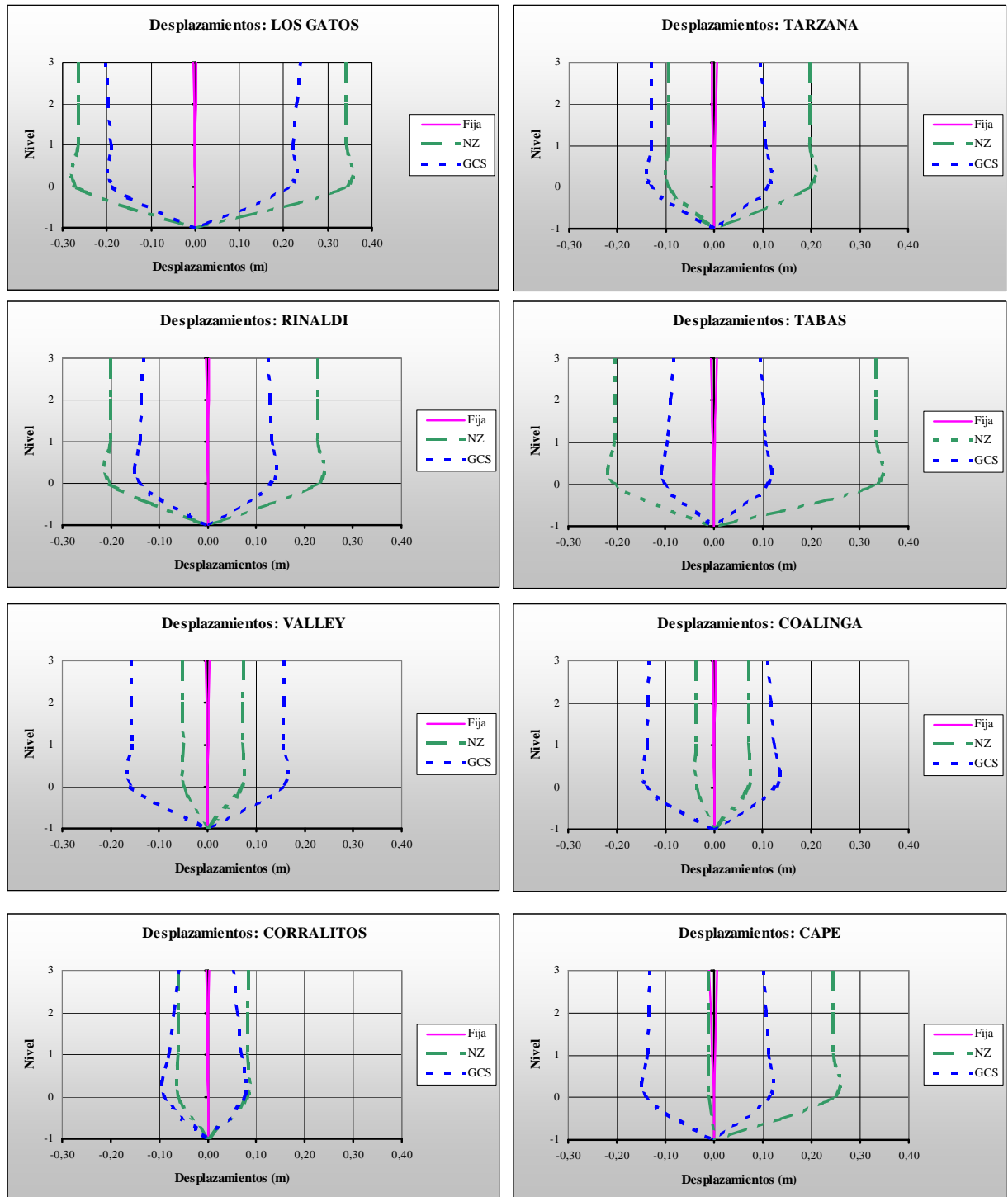


Fig. 7.7: Desplazamientos horizontales en función de la altura del edificio (1º Parte)

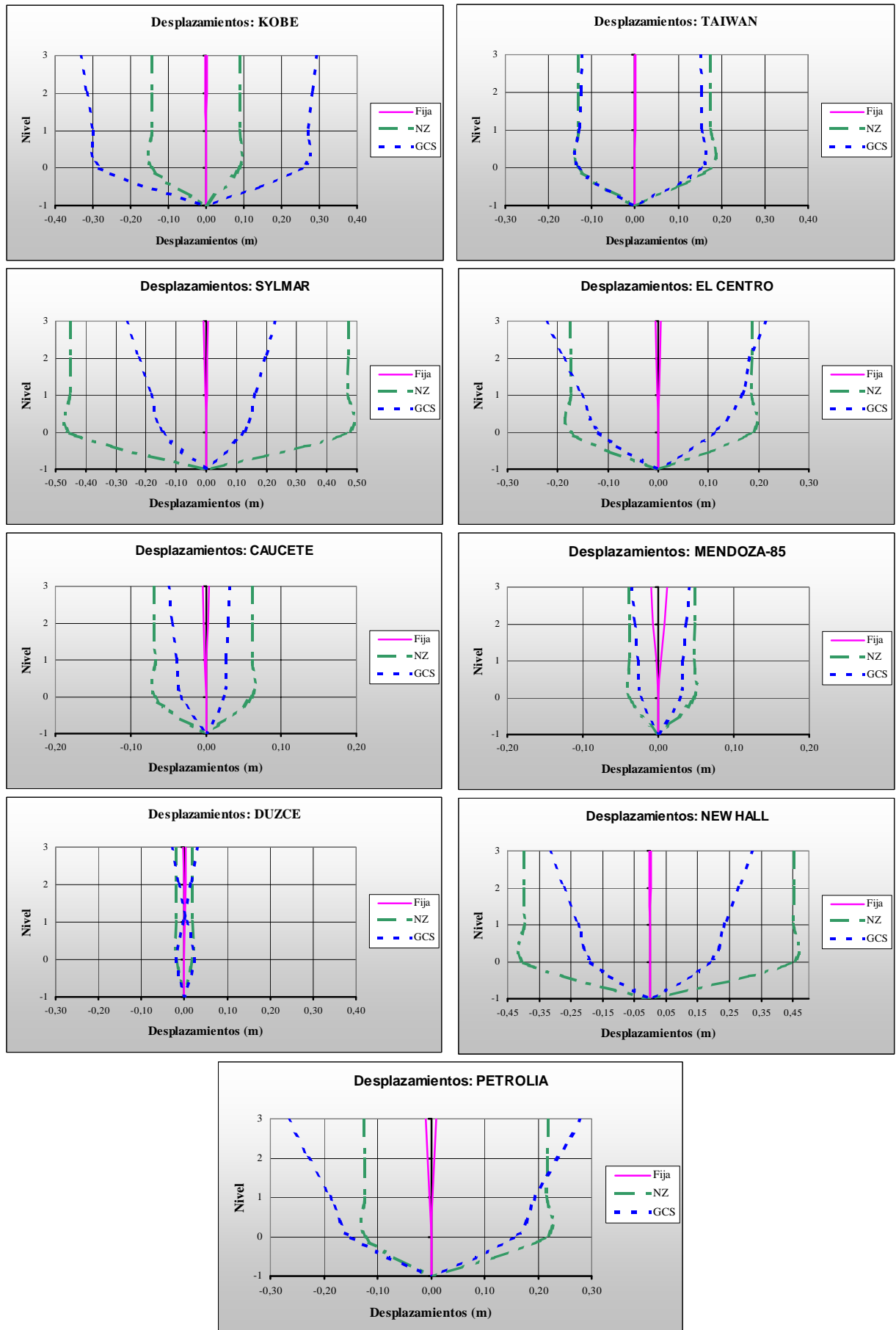


Fig. 7.7: Desplazamientos horizontales en función de la altura del edificio (2º Parte)

El edificio posee una rigidez alta en su conjunto. Dicho efecto se pone de manifiesto en los valores de desplazamientos obtenidos en el techo de la construcción para la condición de base fija. Dicho valor no supera el 0.25 % respecto de la altura total (840 cm.) cuando se analiza el caso más desfavorable (Cape Mendocino, $u_{\max} = 1.91$ cm).

Los desplazamientos obtenidos con el sistema NZ muestran una concentración de la deformación a nivel del sistema de aislamiento y de allí permanecen casi constantes con la altura del edificio (Tornello, et al., 2004). El mayor desplazamiento a nivel del techo corresponde al terremoto de Sylmar (47.14 cm), lo que representa el 5.37 % respecto de la altura total del edificio.

La presencia de importantes pulsos en los terremotos de diseño seleccionados, pueden ser la causa de que los desplazamientos, para algunos de ellos, presenten asimetrías y tendencias a desarrollarse casi exclusivamente en una sola dirección (Cape Mendocino, Tarzana y Kobe). En el Anexo (D) se presentan los valores de desplazamientos en los distintos niveles del edificio para los terremotos de diseño seleccionados en el capítulo 4.

Los desplazamientos observados para el sistema GCS, son menores que los obtenidos con el sistema NZ, también se concentra a nivel del sistema de aislamiento, pero los mismos no se mantienen constantes con la altura. Debido a la relación de rigidez horizontal y vertical del sistema, el edificio presenta un efecto “pendular” (Tornello, et al. 2004, Stuardi et al., 2005), y se observan incrementos de desplazamientos absolutos entre el 30 y 80 %, porcentaje que depende del terremoto, respecto del valor observado a nivel del sistema de aislamiento.

El desplazamiento máximo a nivel de techo corresponde al terremoto de Kobe con 33.43 cm. lo que representa el 3.98 % respecto de la altura total del edificio. El sistema GCS posee frecuencias propias horizontales bajas, aproximadamente 1 á 1.5 Hertz y frecuencias propias verticales comprendidas entre 3 á 3.5 Hertz. Dichas propiedades dinámicas conducen a movimientos verticales y pendulares. (Tornello, et al., 2004; Stuardi et al., 2005).

En Tabla 7.8 se resumen los valores máximos de desplazamientos horizontales y verticales a nivel de aislamiento para los dos sistemas analizados. La presencia de movimientos verticales y pendulares en el sistema GCS queda evidenciado en los valores de desplazamientos verticales cuando se los compara con los del sistema NZ.

En la Fig. 7.9. se representan las distorsiones de piso para las tres situaciones analizadas. Los valores obtenidos para la condición de base fija son bajos dada la rigidez del edificio y en ningún caso supera el valor máximo del 0.5 % (Tarzana) para los terremotos de diseños seleccionados. El sistema NZ conducen a valores menores y los mismos no superan el valor máximo de 0.064 % (Petrolia) para todos los casos estudiados.

Tabla 7.8: Desplazamientos horizontales y verticales máximos a nivel del sistema de aislamiento

Terremoto	Sistema (NZ)		Sistema (GCS)	
	U _{max.} (Horizontal) (cm)	U _{max.} (Vertical) (cm)	U _{max.} (Horizontal) (cm)	U _{max.} (Vertical) (cm)
Tabas	33.20	0.0626	18.92	6.30
Imperial Valley	9.30	0.0790	15.68	5.75
Coalinga	6.90	0.0439	14.01	4.20
Corralitos	9.57	0.0507	9.05	4.20
Los Gatos	33.86	0.0644	21.04	6.40
Cape Mendocino	24.36	0.0567	14.20	5.35
Tarzana	27.22	0.0728	13.10	7.70
Rinaldi	33.36	0.0686	19.25	4.20
Kobe	15.06	0.0451	28.15	5.65
Taiwán	43.52	0.0541	18.40	6.25
Duzce	3.70	0.0421	2.30	3.30
Petrolia	21.42	0.0120	15.54	2.71
New Hall	44.80	0.0478	18.91	5.76
Sylmar	44.97	0.0517	14.40	2.69
El Centro	18.43	0.1061	11.69	2.15
Caucete	6.80	0.0097	3.40	0.85
Mendoza-85	4.69	0.0062	2.90	0.567

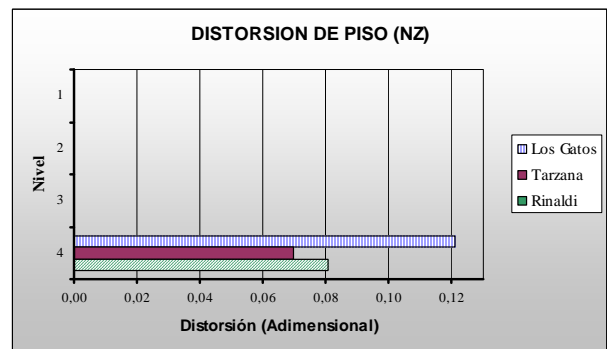
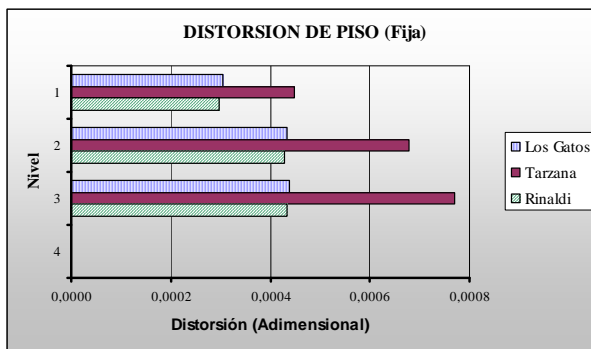


Fig. 7.9.: Distorsiones de piso, modelo: base fija y sistema de aislamiento NZ (1ª Parte)
(Nota: Para expresar las distorsiones en % deberá multiplicarse por 100 los valores indicados en el eje de ordenadas)

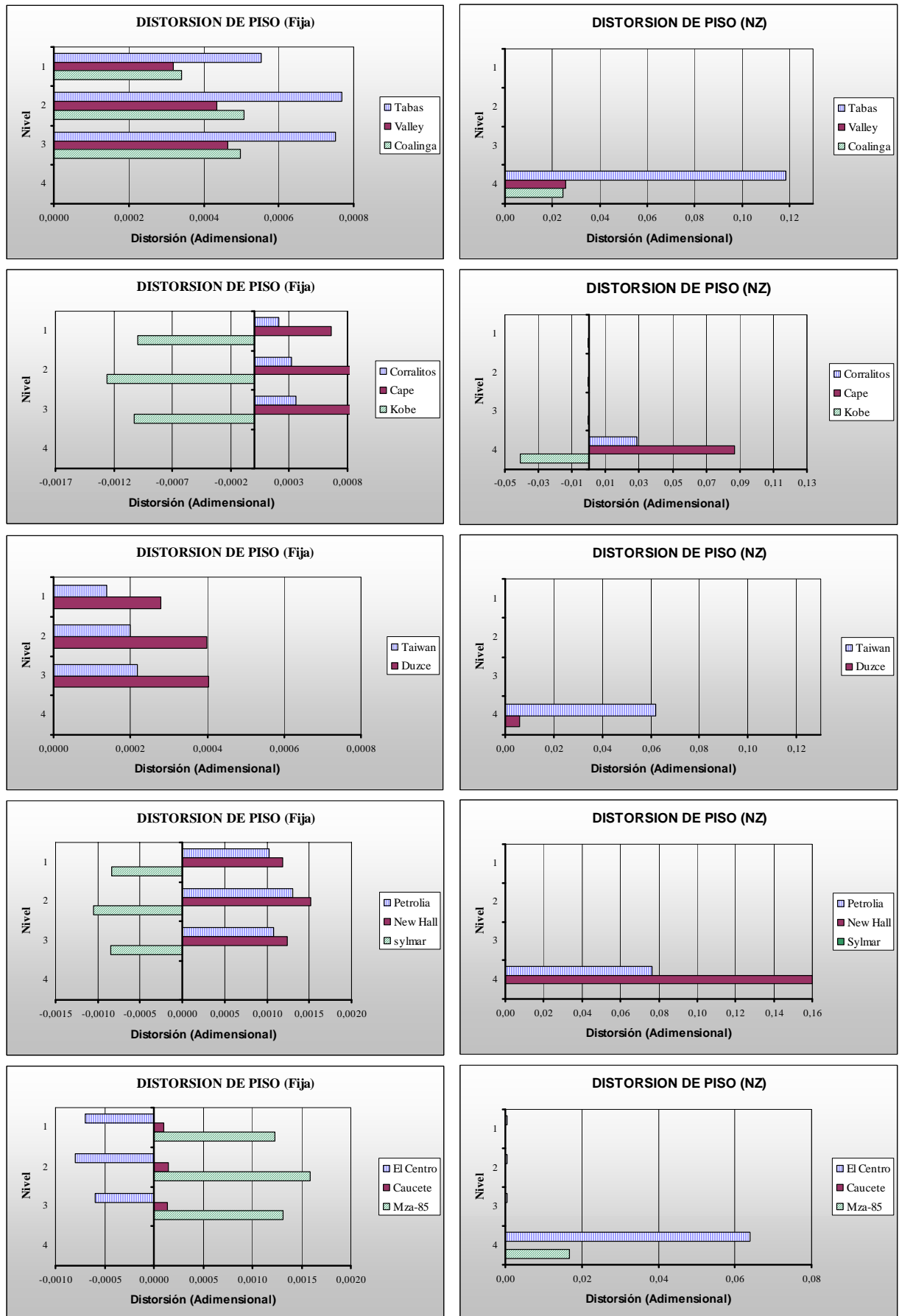


Fig. 7.9.: Distorsiones de piso, modelo: base fija y sistema de aislamiento NZ (2° Parte)
(Nota: Para expresar las distorsiones en % deberá multiplicarse por 100 los valores indicados en el eje de ordenadas)

Las distorsiones de piso en el sistema GCS, no pueden estimarse directamente a partir de los desplazamientos laterales porque los mismos se encuentran influenciados por el fenómeno de péndulo invertido como respuesta del sistema de aislamiento. La estructura aislada se deforma como un bloque rígido y se observa un aumento de la deformación horizontal con la altura del edificio debido a un efecto de rotación en la base del mismo provocada por el desplazamiento vertical del sistema de aislamiento (Tornello, et al., 2004; Stuardi et. al, 2005). La influencia de la rotación en el valor del desplazamiento horizontal se determinó admitiendo un descenso promedio (para todos los terremotos estudiados) de 6 cm. Si se tiene en cuenta que la longitud en planta del edificio es de 8 m. (en una de las direcciones), podrá obtenerse un desplazamiento lateral promedio de 2 cm. por nivel debido al efecto de rotación en la base del bloque rígido. Los desplazamientos laterales, evaluados de la manera citada, conducen a valores máximos de distorsiones de piso de 1.59 %, resultado que corresponde al terremoto de New Hall.

Para el sistema GCS el término “*distorsiones de piso*” no se manifiesta físicamente y de una manera tan evidente como la conocemos, como un desplazamiento relativo entre un piso superior e inferior. Los valores de desplazamientos a nivel de entrepiso se encuentran fuertemente influenciados por la deformación vertical del sistema de aislamiento (dicha situación se debe a la menor rigidez vertical del sistema GCS con relación al NZ). La deformación relativa entre los dos niveles se debe a una rotación, a nivel del sistema de aislamiento. Por esa causa el edificio oscila como cuerpo rígido siguiendo la trayectoria de un péndulo invertido. Por lo tanto los valores calculados para ambos sistemas de aislamiento podrán ser siempre comparados en la medida que se tenga en cuenta que los mismos responden a hechos físicos distintos.

En consecuencia y con el objeto de no inducir a comparaciones directas con el sistema NZ que no contemplen el hecho físico descrito en el anterior párrafo, los valores obtenidos para GCS serán designados “*desplazamientos relativos horizontales por rotación a nivel del sistema de aislamiento*”. En la Fig. 7.10 se representan dichos valores para cada uno de los terremotos de diseño seleccionados. En el Anexo (D) se presentan los valores de distorsiones de piso para el modelo de base fija y para el sistema de aislamiento NZ, además de los valores de desplazamiento relativos horizontales por rotación a nivel del sistema de aislamiento (sistema GCS).

En la Fig. 7.11 se representan los valores de aceleraciones para el modelo de base fija y para los dos sistemas de aislamiento analizados (NZ – GCS). En el edificio de base fija se observan incrementos de aceleraciones horizontales comprendidas entre el 7.60 % (Taiwán) y

el 435 % (Coalinga) entre la cota de terreno y el techo del edificio, mientras que las aceleraciones verticales se incrementan entre el 3.86 % (Kobe) y el 105.60 % (Petrolia). El sistema NZ presenta reducciones de las aceleraciones horizontales comprendidas entre el 1268 % (Cape Mendocino) y del 47% (Petrolia) entre la cota de terreno y el techo del edificio. Debido a que las aceleraciones se mantienen casi constantes con la altura del edificio, desde el nivel donde se ubica el sistema de aislamiento, valores de reducción semejantes se observan entre el terreno y la cota ubicada por encima del sistema de aislamiento.

El sistema presenta incrementos de las aceleraciones horizontales a nivel de terraza, comparadas con las aceleraciones ubicadas por debajo del sistema de aislamiento, en tres de los terremotos de diseños seleccionados, 58 % (New Hall), 55 % (Sylmar) y 29 % (El Centro). En todos los casos estudiados las aceleraciones verticales se incrementan entre el 2.5 % (Tabas) y el 84 % (Los Gatos).

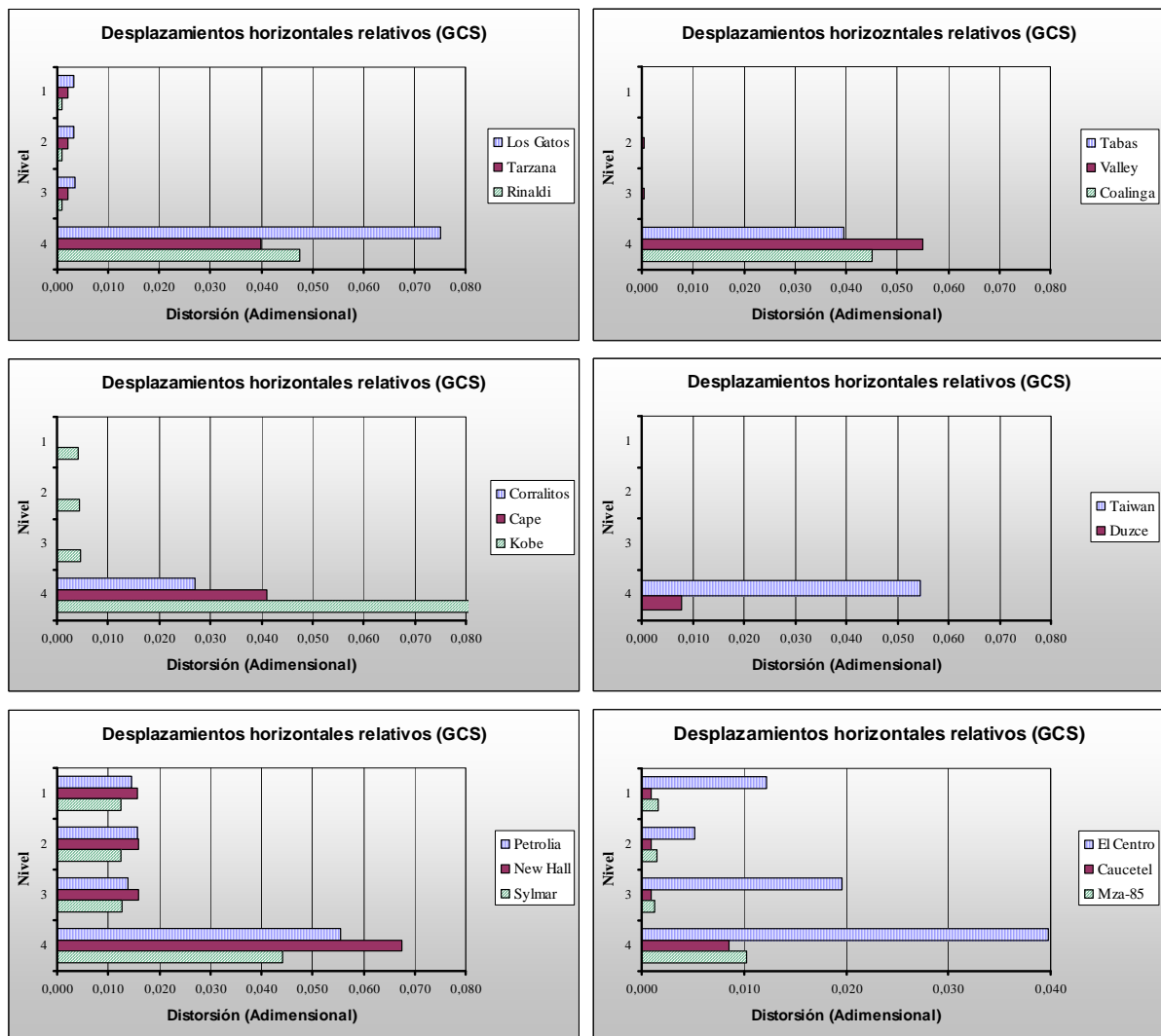


Fig. 7.10: Desplazamientos horizontales relativos por rotación del sistema de aislamiento (GCS) (Nota: Para expresar las distorsiones en % deberá multiplicarse por 100 los valores indicados en el eje de ordenadas)

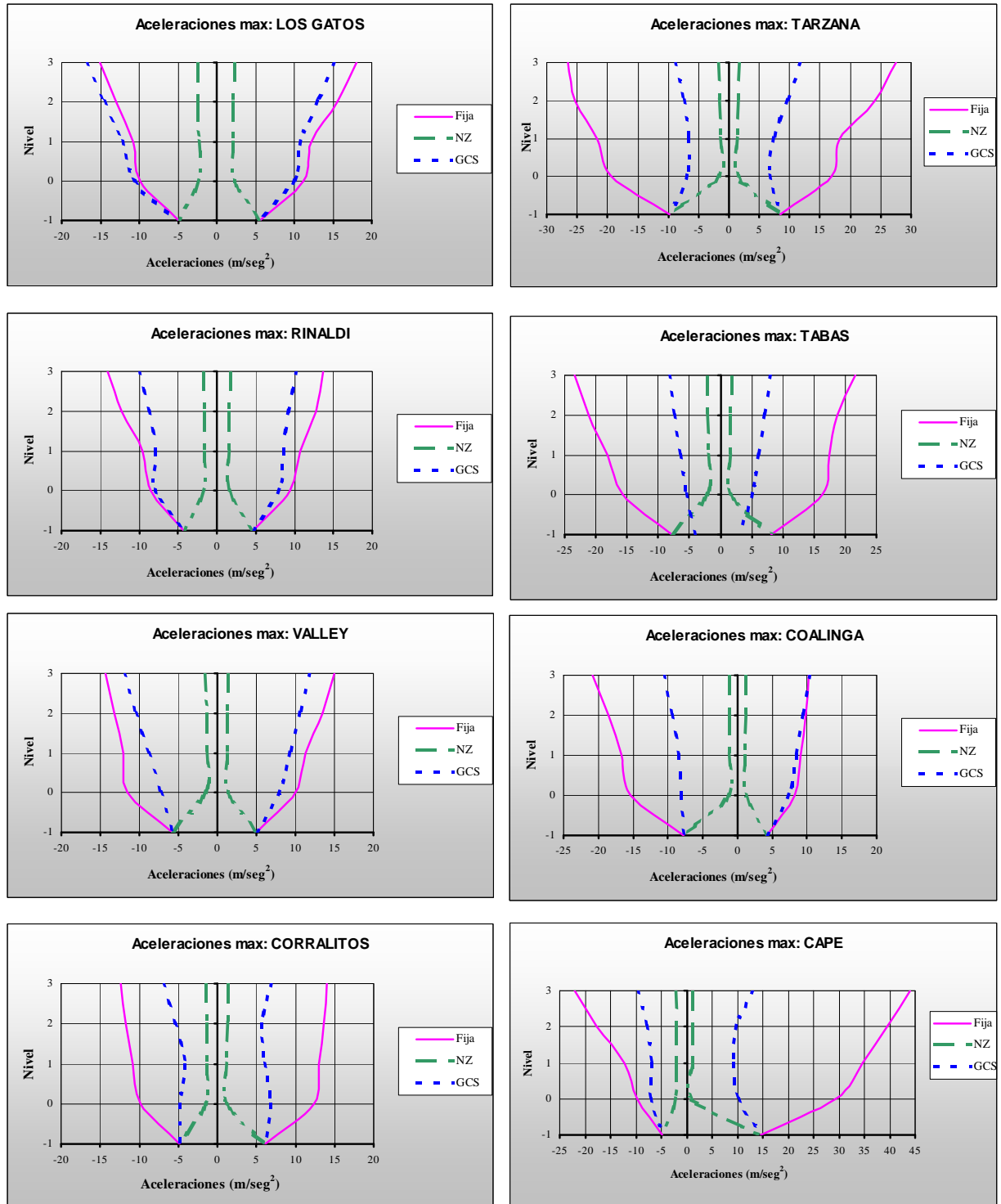


Fig. 7.11: Variación de las aceleraciones con la altura del edificio (1ª Parte)

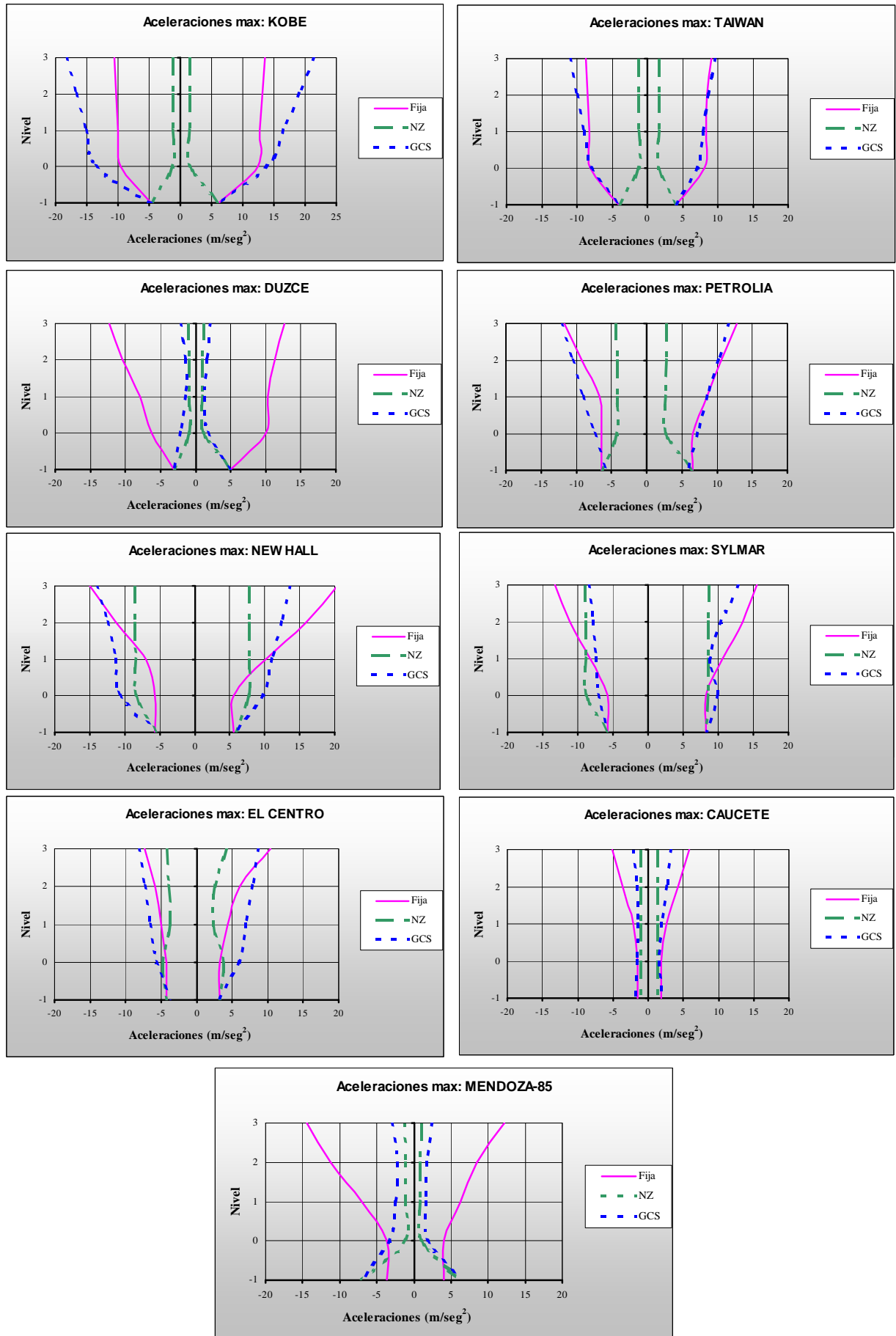


Fig. 7.11: Variación de las aceleraciones con la altura del edificio (2ª Parte)

El sistema de aislamiento GCS conduce a valores de aceleraciones muy dispersos. En algunos casos se observan reducciones de las aceleraciones horizontales comprendidas entre el 13 % (Los Gatos) y el 416 % (Cape Mendocino) entre la cota de terreno y el techo del edificio, sin embargo en otros casos se manifiestan incrementos de dichas aceleraciones horizontales, 176% (Tabas), 74 % (Corralitos), 137 % (Rinaldi), 283 % (Kobe), 169 % (Taiwán), 110 % (Petrolia) y 56 % (Sylmar).

La aceleración vertical en la mayoría de los casos presentan reducciones que varían entre un mínimo del 2 % (Coalinga) y un máximo del 182 % (El Centro). Se observan incrementos de aceleraciones verticales en los siguientes casos: 19 % (Imperial Valley), 31 % (Cape Mendocino), 79 % (Tarzana), 68 % (Kobe), 50 % (Duzce), 226 % (Petrolia), 110 % (New Hall) y 55 % (Caucete).

De acuerdo a los resultados obtenidos evidentemente el sistema NZ filtra más eficientemente las aceleraciones que el GCS, sin embargo, los valores de aceleración que arroja éste último indican que el edificio se encuentra en mejores condiciones comparadas con el de fundación tradicional. En el Anexo (D) se presentan los valores de aceleración para el modelo de base fija y para los sistemas de aislamiento NZ y GCS.

En Tabla 7.12 se resumen los valores de corte máximos en la base del edificio para la condición de base fija y sistemas de aislamiento NZ y GCS. Los sistemas de aislamiento sísmico, en general, reducen las fuerzas de corte en la base del edificio respecto al de base fija y de los dos, el sistema NZ, arroja los menores valores. Las valores de respuestas presentadas responden a una combinación de carga que resulta ser la suma de la acción sísmica más un 25 % de la sobrecarga prevista. Dicho estado de carga representa a un requerimientos de código (CCSR-87 Mendoza).

En Tabla 7.13 se resumen los valores de las reacciones normales a nivel de base para el edificio con fundación tradicional y a nivel de sistema de aislamiento para los dos dispositivos estudiados NZ y GCS. El sistema con aisladores elastoméricos en ningún caso reduce dicha respuesta. El sistema GCS en general reduce los valores de reacciones normales salvo en cinco situaciones (Los Gatos, Tarzana, Kobe, Petrolia, New Hall). Las reducciones obtenidas varían entre un valor mínimo de 2 % (Cape Mendocina y Rinaldi) y un máximo del 40 % (El Centro).

Tabla 7.12: Cortes en la base del edificio para las tres situaciones estudiadas.

Terremoto	Fuerza de corte en la base del edificio				
	Base fija (a) (KN)	Sistema NZ (b) (KN)	Razón (b/a)	Sistema GCS (c) (KN)	Razón (c/a)
Tabas	4612	540	0.117	2936	0.636
Imperial Valley	4060	332	0.081	2301	0.566
Coalinga	2431	301	0.124	2058	0.846
Corralitos	1713	331	0.193	1339	0.782
Los Gatos	1837	561	0.305	3082	1.677
Cape Mendocino	5325	431	0.081	2099	0.394
Tarzana	5944	504	0.085	1945	0.327
Rinaldi	2634	576	0.219	2875	1.091
Kobe	2320	361	0.156	4147	1.787
Taiwán	3558	657	0.185	2847	0.800
Duzce	2671	289	0.108	354	0.132
Petrolia	2005	1019	0.508	2276	1.135
New Hall	2774	2022	0.728	2780	1.002
Sylmar	2665	2078	0.779	2111	0.792
El Centro	1155	833	0.721	1727	1.495
Caucete	640	307	0.479	501	0.782
Mendoza-85	2118	220	0.104	440	0.207

Tabla 7.13: Reacciones normales en la base del edificio para las tres situaciones estudiadas.

Terremoto	Reacciones normales				
	Base fija (a) (KN)	Sistema NZ (b) (KN)	Razón (b/a)	Sistema GCS (c) (KN)	Razón (c/a)
Tabas	4127	5439	1.318	3943	0.955
Imperial Valley	3242	6588	2.032	3055	0.942
Coalinga	3385	3672	1.085	3221	0.951
Corralitos	3550	3890	1.096	2610	0.735
Los Gatos	3729	5223	1.40	4442	1.191
Cape Mendocino	3457	4961	1.435	3380	0.977
Tarzana	4896	6601	1.348	6620	1.352
Rinaldi	4505	6069	1.347	4437	0.984
Kobe	3277	3604	1.099	3791	1.156
Taiwán	3315	3596	1.084	2654	0.80
Duzce	2991	3216	1.075	2861	0.956
Petrolia	2947	3145	1.067	3133	1.063
New Hall	3805	4339	1.140	4748	1.248
Sylmar	3756	4637	1.234	3056	0.813
El Centro	6507	10278	1.579	4050	0.622
Caucete	2904	3117	1.073	1983	0.682
Mendoza-85	2841	3249	1.144	2273	0.80

En las Tabla 7.14), 7.15) y 7.20) se presentan los resultados de las respuestas, en términos de demandas, obtenidas en algunos elementos estructurales de la superestructura. En las citadas

tablas se indican los valores de cortes, momentos flectores y normales máximos, respectivamente, para una columna esquina de la Planta Baja. Cada una de las respuestas resultantes para los sistemas de aislamiento estudiados han sido comparadas con el modelo de base fija.

Tabla 7.14: Cortes máximos en una columna vértice ubicada encima del sistema de aislamiento.

Terremoto	Fuerza Cortante				
	Base Fija (a) (KN)	Sistema NZ (b) (KN)	Razón (b/a)	Sistema GCS (c) (KN)	Razón (c/a)
Tabas	159 - v3	55	0.346	84	0.528
Imperial Valley	160 - v3	65	0.406	62	0.387
Coalinga	77 - v3	35	0.454	36	0.467
Corralitos	86 - v2	95	1.158	107	1.244
Los Gatos	120 - v2	132	1.10	176	1.467
Cape Mendocino	244 - v2	103	0.422	144	0.590
Tarzana	211 - v3	59	0.279	107	0.507
Rinaldi	94 - v2	139	1.478	106	1.128
Kobe	79 - v2	92	1.164	169	2.139
Taiwán	113 - v3	53	0.469	85	0.752
Duzce	94 - v3	37	0.394	81	0.862
Petrolia	89 - v2	85	0.955	132	1.483
New Hall	110 - v3	64	0.582	83	0.754
Sylmar	136 - v2	183	1.345	133	0.978
El Centro	58 - v2	231	3.982	125	2.155
Caucete	39 - v2	80	2.051	84	2.154
Mendoza-85	68 - v3	31	0.456	35	0.515

Nota: “vi”, Corte máximo de la columna en la dirección del eje local “i”. Las fuerzas cortantes obtenidas para los modelos con aislamiento sísmico han sido tomadas en la misma dirección del eje local del modelo de base fija.

Del análisis de los resultados se concluye que las respuestas son variadas y sin duda dependen de las características del terremoto. Ambos sistemas de aislamiento sísmico controlan de manera aceptable el corte en la columna analizada. Los porcentajes de reducción varían entre un valor mínimo del 5 % a un valor máximo del 72 % para el sistema NZ y de 3 % al 66 % respectivamente para el sistema GCS. En menos de la mitad de los terremotos de diseños utilizados para el análisis, no se observan reducciones del esfuerzo de corte en la columna. Ambos sistemas de aislamiento reducen dicho esfuerzo casi en los mismos terremotos a excepción de Sylmar para el sistema NZ.

Tabla 7.15: Momentos flectores máximos en una columna vértice ubicada encima del sistema de aislamiento.

Terremoto	Momento flector				
	Base Fija (a) (KN-m)	Sistema NZ (b) (KN-m)	Razón (b/a)	Sistema GCS (c) (KN-m)	Razón (c/a)
Tabas	46 – m3	44	0.956	51	1.109
Imperial Valley	33 – m2	12	0.364	12	0.364
Coalinga	25 – m3	30	1.20	41	1.64
Corralitos	29 – m3	35	1.207	37	1.276
Los Gatos	37 – m3	46	1.243	59	1.594
Cape Mendocino	83 – m3	40	0.482	48	0.578
Tarzana	51 – m3	51	1.00	63	1.235
Rinaldi	30 – m3	49	1.256	35	1.167
Kobe	26 – m3	32	1.23	53	2.038
Taiwán	24 – m2	10	0.417	16	0.667
Duzce	23 – m3	28	1.217	29	1.261
Petrolia	27 – m3	30	0.90	44	1.629
New Hall	33 – m3	57	1.727	71	2.151
Sylmar	46 – m3	63	1.369	44	0.956
El Centro	18 – m3	84	4.667	42	2.333
Caucete	12 – m3	28	2.333	29	2.416
Mendoza-85	15 – m2	26	1.733	25	1.667

Nota: “mi”, Momento flector máximo de la columna en la dirección del eje local “i”. Los momentos flectores obtenidos para los modelos con aislamiento sísmico han sido tomadas en la misma dirección del eje local del modelo de base fija.

Ambos sistemas de aislamiento sísmico no controlan eficientemente el momento en la columna analizada frente a los terremotos de diseños seleccionados. Los porcentajes de reducción varían entre un valor mínimo del 5 % a un valor máximo del 58 % para el sistema NZ y del 33 % al 64 % respectivamente para el sistema GCS. En la mayoría de los terremotos de diseño utilizados para el análisis, no se observan reducciones del momento flector en la columna. Ambos sistemas de aislamiento reducen dicho esfuerzo casi en los mismos terremotos a excepción de Tabas para el sistema GCS.

Tabla 7.16: Esfuerzos normales máximos en una columna vértice ubicada encima del sistema de aislamiento.

Terremoto	Esfuerzo normal				
	Base Fija (a) (KN)	Sistema NZ (b) (KN)	Razón (b/a)	Sistema GCS (c) (KN)	Razón (c/a)
Tabas	1005	768	0.764	888	0.883
Imperial Valley	1327	970	0.731	946	0.713
Coalinga	709	515	0.726	613	0.864
Corralitos	584	634	1.085	504	0.863
Los Gatos	831	794	0.955	621	0.747
Cape Mendocino	1410	696	0.493	832	0.59
Tarzana	1655	915	0.553	1351	0.816
Rinaldi	626	868	1.386	544	0.869
Kobe	494	540	1.093	858	1.737
Taiwán	491	671	1.366	1073	2.185
Duzce	618	595	0.962	553	0.895
Petrolia	656	535	0.815	468	0.713
New Hall	957	965	1.008	758	0.792
Sylmar	616	1050	1.704	830	1.347
El Centro	386	1488	3.855	695	1.80
Caucete	287	496	1.728	505	1.759
Mendoza-85	461	443	0.961	377	0.817

El sistema GCS controla de una manera más eficiente el esfuerzo normal sobre la columna analizada para los terremotos de diseños seleccionados. Los porcentajes de reducción varían entre un valor mínimo del 4 % a un valor máximo del 51 % para el sistema NZ y del 10 % al 41 % respectivamente para el sistema GCS. En más de la mitad de los terremotos de diseños utilizados para el análisis, no se observan reducciones del esfuerzo normal en la columna para el sistema NZ, dicha situación sólo se presenta en cinco casos para el sistema GCS (Kobe, Taiwán, Sylmar, El Centro y Caucete).

En Fig. 7.17. se muestran los ciclos de fuerza y deformación del sistema NZ para los terremotos seleccionado para el diseño. En dichas gráficas puede observarse la no linealidad de su respuesta. La incursión en rango no lineal está dada por escasos ciclos de fuerza – deformación, a excepción de los terremotos de Caucete y de Duzce posiblemente por su bajo potencial destructivo. Las relaciones indicadas en la Fig. 7.17 han sido representadas para los valores máximos de desplazamientos (U_x o U_y) según corresponda.

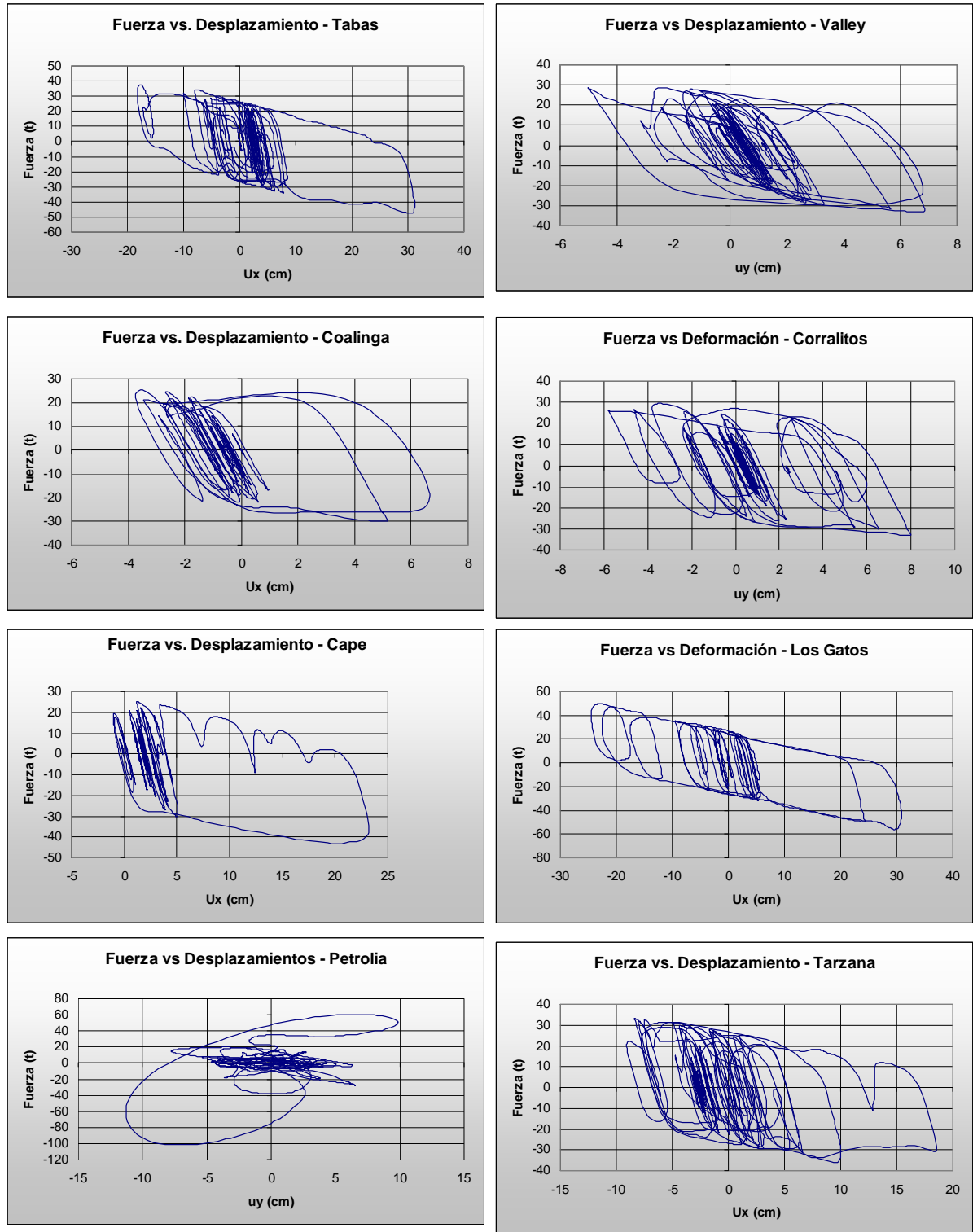


Figura 7.17: Relaciones Fuerza – Deformación para el sistema NZ (1ª Parte)

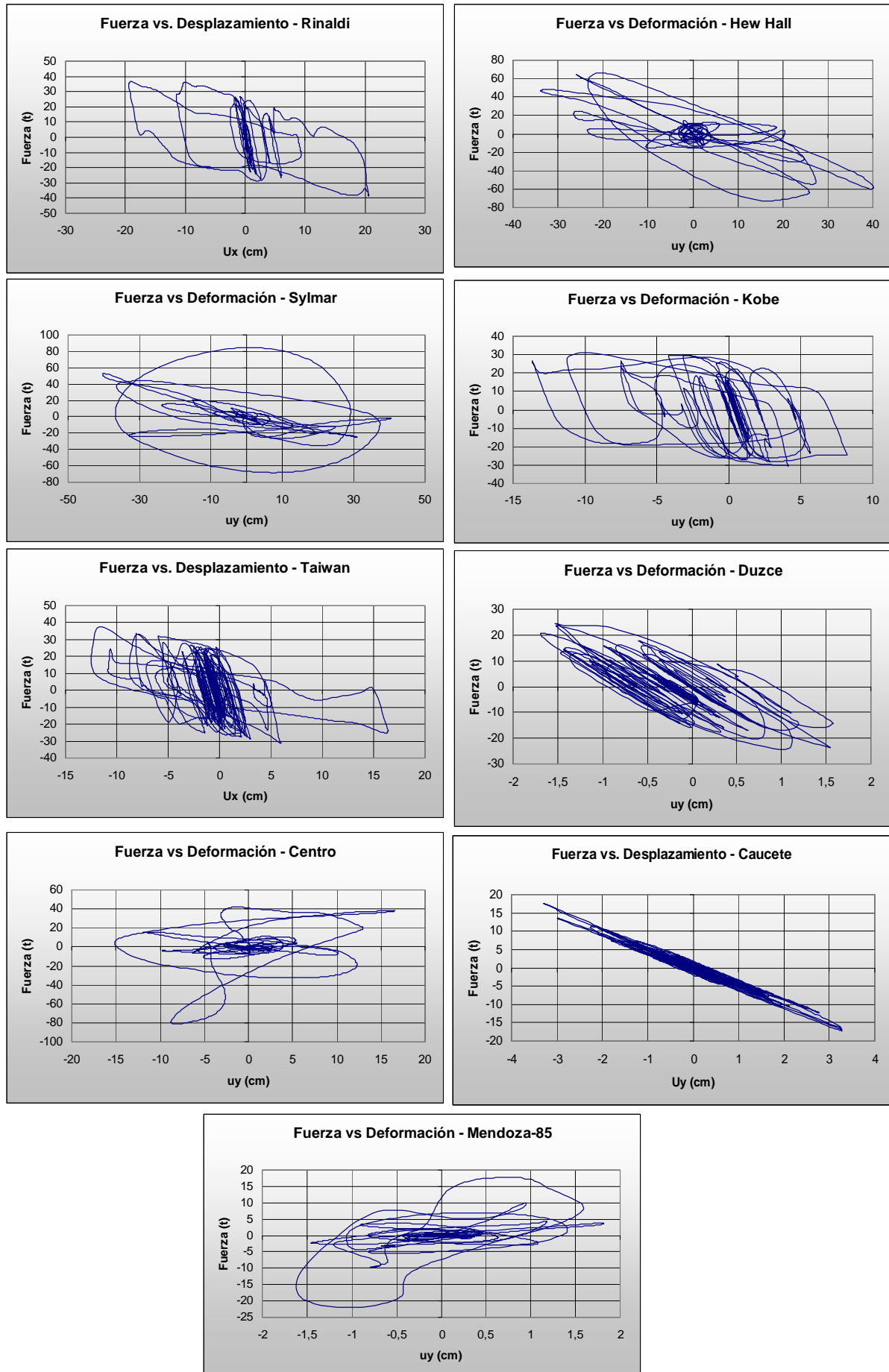


Figura 7.17: Relaciones Fuerza – Deformación para el sistema NZ (2º Parte)

De los resultados obtenidos se deduce que la respuesta en término de desplazamientos máximos para el sistema NZ es de 46,7 cm. con una fuerza máxima de corte asociada de 2078 KN (Sylmar). La presencia de pulsos largos en los terremotos de falla cercana implican valores de desplazamientos significativos a nivel de sistema de aislamiento que exige importantes dimensiones de los aisladores elastoméricos (Jangid et al., 2001).

En Fig. 7.18 se muestran los ciclos de fuerza y deformación del sistema GCS para los terremotos, Cape Mendocino, Centro, Los Gatos, New Hall, Petrolia, Sylmar, Imperial Valley y Duzce. Las relaciones indican una linealidad de la respuesta y la misma, en término de desplazamientos máximos, es de 28 cm. con una fuerza máxima asociada de 4147 KN (Kobe) (Tabla 7.8 y 7.12). En la figura se muestran solamente las respuestas de los terremotos citados debido a la similitud que presentan todas las respuestas (respuestas con forma de elipse, con ciclos sostenidos de fuerza – deformación debido a la presencia de la fuerza de amortiguamiento). Los resultados obtenidos indican que los valores de desplazamientos son menores respecto al NZ, situación que influye en las obras civiles complementarias del sistema de aislamiento (huelgo laterales, escaleras, etc.).

En la Fig. 7.19 se representan las relaciones entre desplazamientos horizontales y verticales del sistema NZ solamente para aquellos terremotos con desplazamientos horizontales mayores. Los desplazamientos han sido evaluados en el nivel inmediatamente por encima del sistema de aislamiento. Dado el carácter impulsivo de los terremotos seleccionados para el diseño, se observa que los máximos desplazamientos se alcanzan para pocos ciclos y en la mayoría de los casos para uno solo. El sistema NZ presentan valores de desplazamientos horizontales máximos de 43 cm (Taiwán) y de 0.12 cm. en sentido vertical (El Centro) a nivel del sistema de aislamiento.

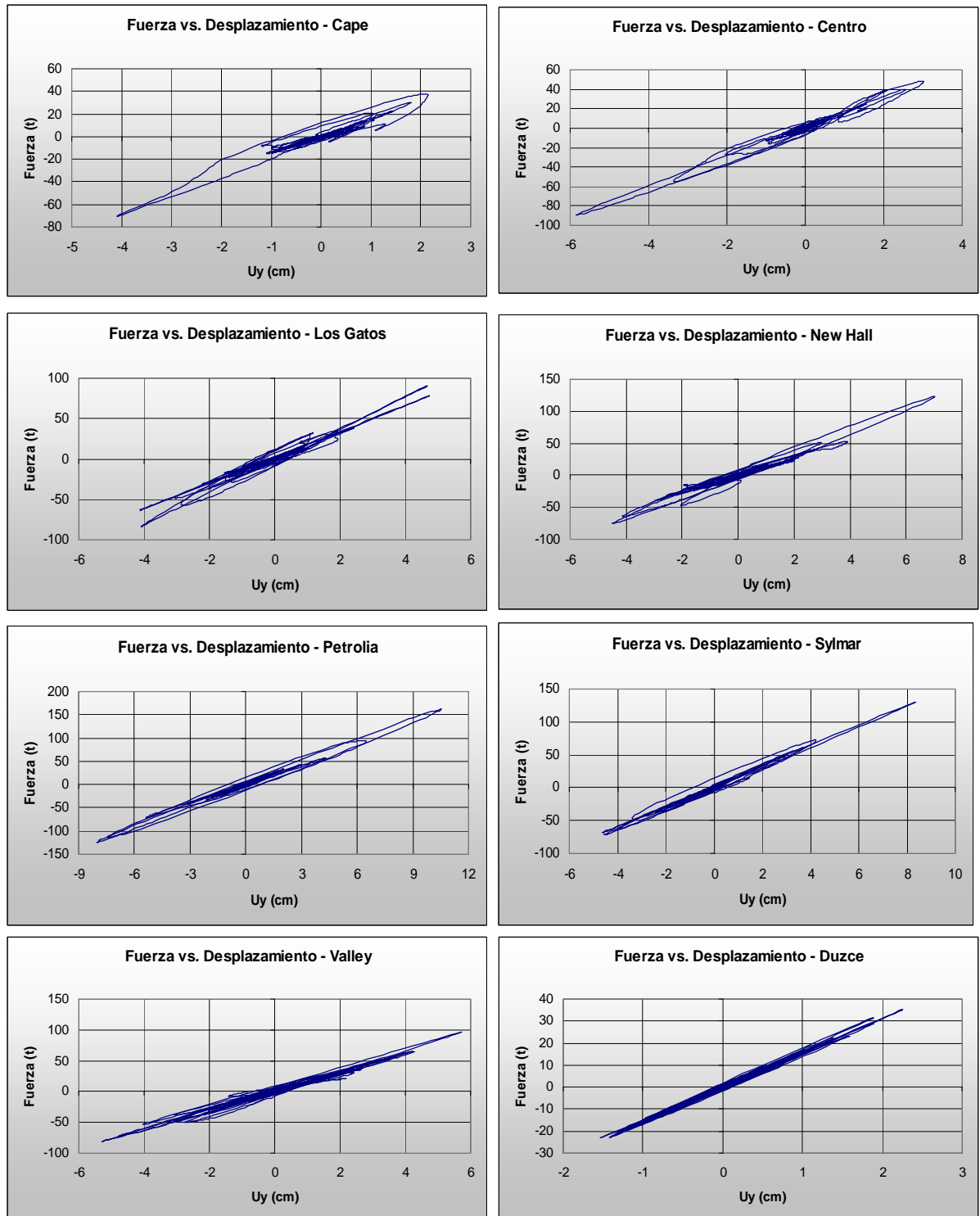


Figura 7.18: Relaciones Fuerza – Deformación para el sistema GCS

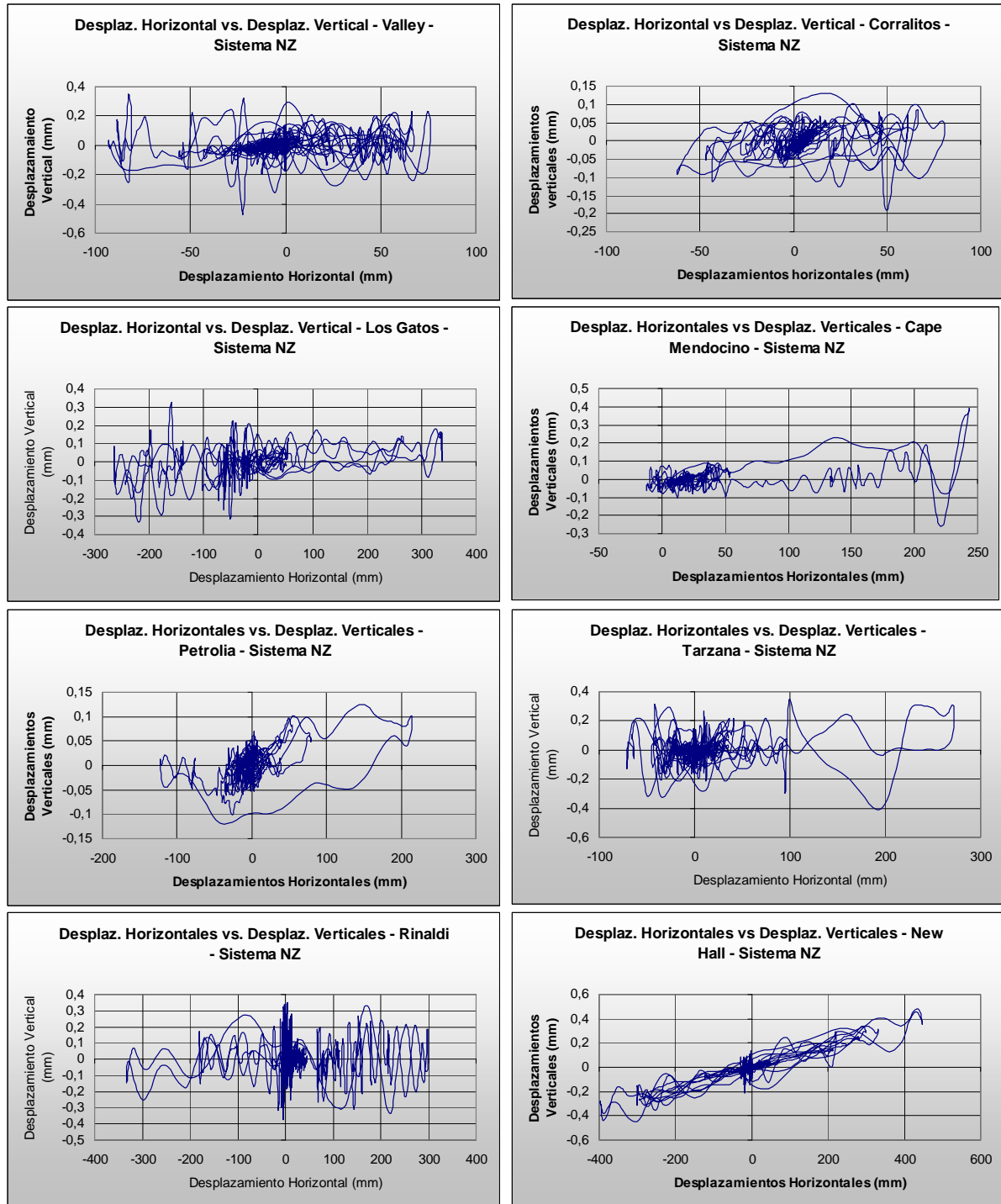


Figura 7.19: Relaciones entre Desplazamientos Horizontales y Verticales. Sistema NZ, medidos inmediatamente por encima del sistema de aislamiento (1º Parte)

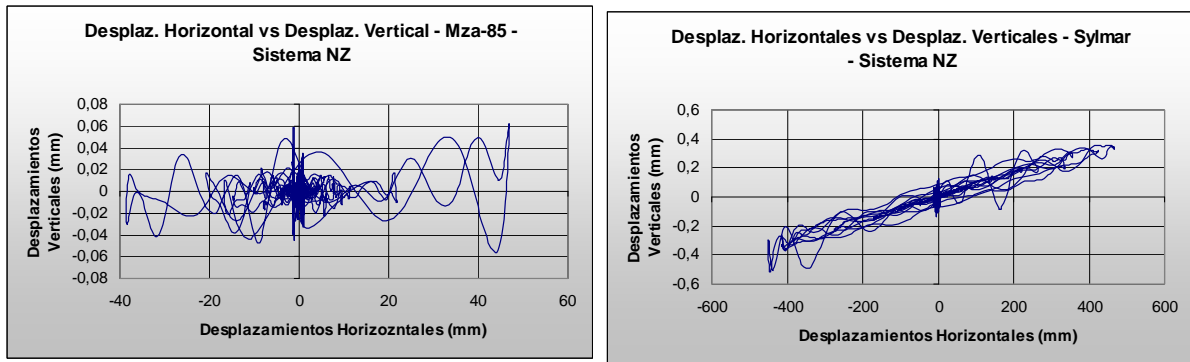


Figura 7.19: Relaciones entre Desplazamientos Horizontales y Verticales. Sistema NZ, medidos inmediatamente por encima del sistema de aislamiento (2° Parte)

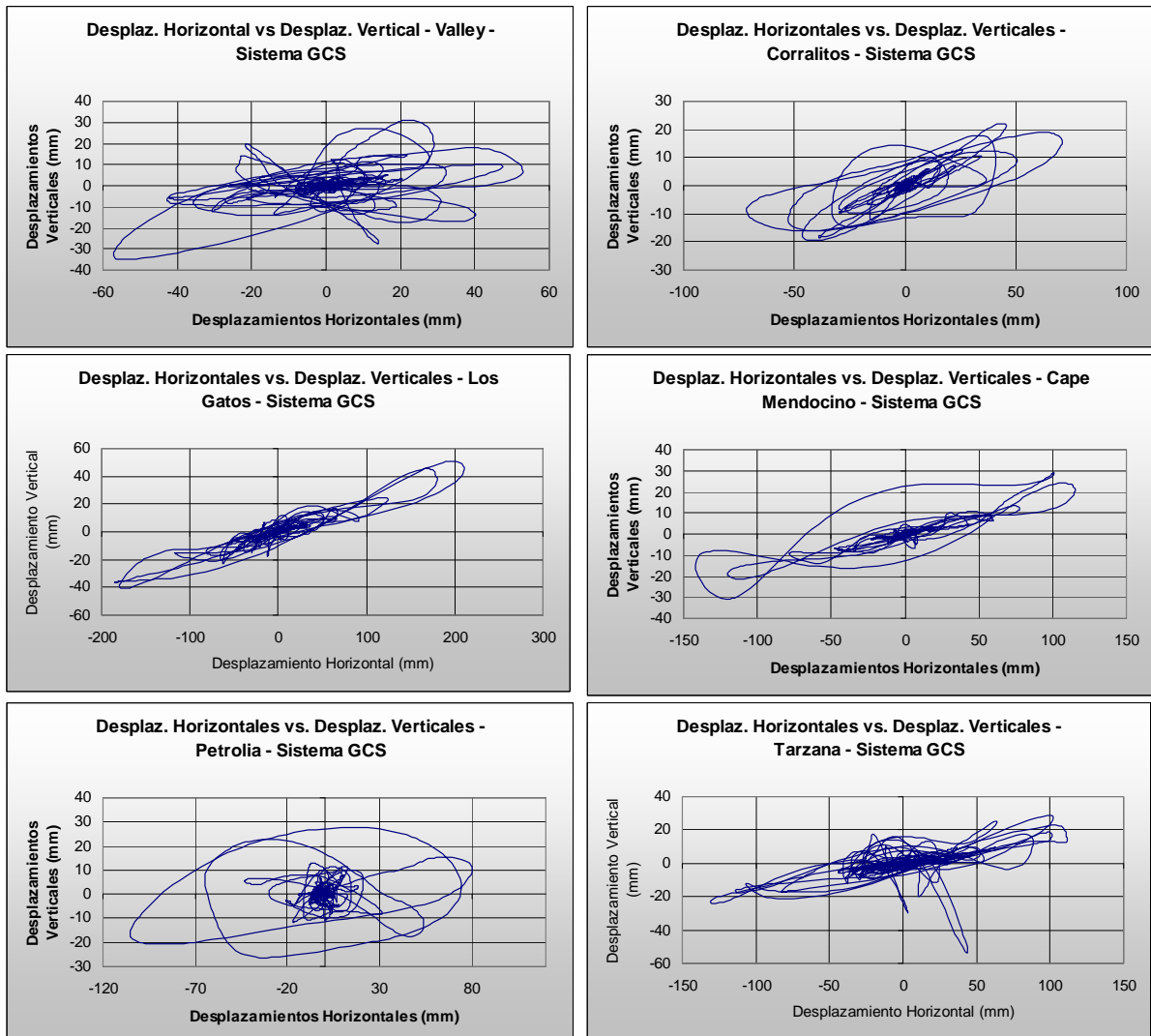


Figura 7.20: Relaciones entre Desplazamientos Horizontales y Verticales. Sistema GCS, medidos inmediatamente por encima del sistema de aislamiento (1° Parte)

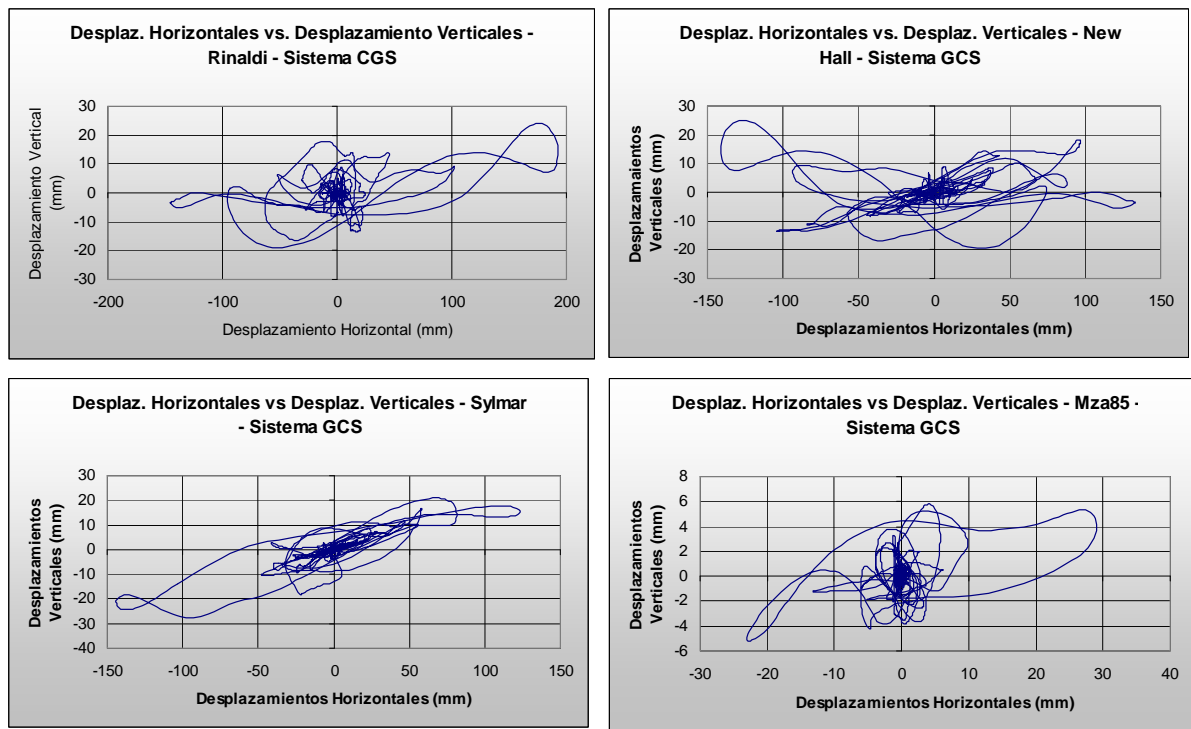


Figura 7.20: Relaciones entre Desplazamientos Horizontales y Verticales. Sistema GCS, medidos inmediatamente por encima del sistema de aislamiento (2º Parte)

En la Fig. 7.20 se representan las relaciones entre desplazamientos horizontales y verticales del sistema GCS para los terremotos con desplazamientos horizontales mayores. Los desplazamientos han sido evaluados en el nivel inmediatamente por encima del sistema de aislamiento. De la misma manera que el sistema anterior y debido al carácter impulsivo de los terremotos seleccionados para el diseño, se observa que los máximos desplazamientos se alcanzan para pocos ciclos y en la mayoría de los casos para un solo. El sistema GCS presentan valores de desplazamientos horizontales máximos de 28 cm (Kobe) y de 8.10 cm. en sentido vertical (New Hall).

Dada la relación de rigidez horizontal y vertical del sistema GCS, los desplazamientos verticales son mucho mayores que los del sistema NZ. Dicha respuesta produce un efecto pendular del edificio lo que provoca un aumento de los desplazamientos horizontales con la altura del mismo, por lo tanto las fuerzas y amplitudes horizontales se transforman en desplazamientos pendulares y verticales que reducen las fuerzas dinámicas en la estructura del edificio (Tornello, et al., 2004; Stuardi et. al, 2005).

En la Fig. 7.21 y 7.22, se representan las relaciones entre los desplazamientos y las aceleraciones horizontales del sistema NZ y GCS, respectivamente, a nivel del techo del

edificio para los terremotos de diseños seleccionados. Del análisis de los resultados se observa, principalmente para el sistema NZ, que en general los máximos valores se alcanzan para pocos ciclos, situación que se encuentra relacionada con el carácter impulsivo de los terremotos. Dichos valores máximos se evidencian debido al menor valor de amortiguamiento que presenta el sistema comparado con el GCS.

Por otro lado el mayor valor de amortiguamiento del sistema GCS conduce, en general, a que las máximas aceleraciones se desarrollen en un entorno más restringido de desplazamientos y dentro de un ancho de banda más angosto de aceleraciones. De la misma manera que ocurre para el sistema NZ, para los terremotos Petrolia, Cape Mendocino, Sylmar, El Centro y Mza-85, los valores máximos de aceleraciones y desplazamientos, también se alcanzan para pocos ciclos.

Los valores máximos de las respuestas, en término de aceleraciones, para el nivel techo del edificio resultaron, 54.74 m/seg^2 (Tarzana) con un desplazamiento asociado de 0.53 cm . para el modelo de base fija, 8.97 m/seg^2 (Sylmar) con un desplazamiento asociado de 47.15 cm . para el sistema NZ y de 21.45 m/seg^2 (Kobe) con un desplazamiento asociado de 33.43 cm . para el sistema GCS.

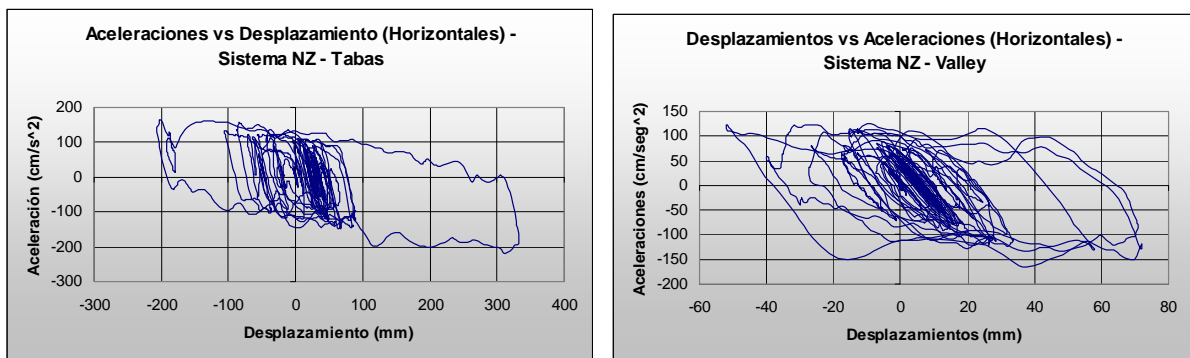


Figura 7.21: Relaciones entre Desplazamientos horizontales y Aceleraciones horizontales del sistema NZ, cuantificado a nivel del techo del edificio (1ª Parte)

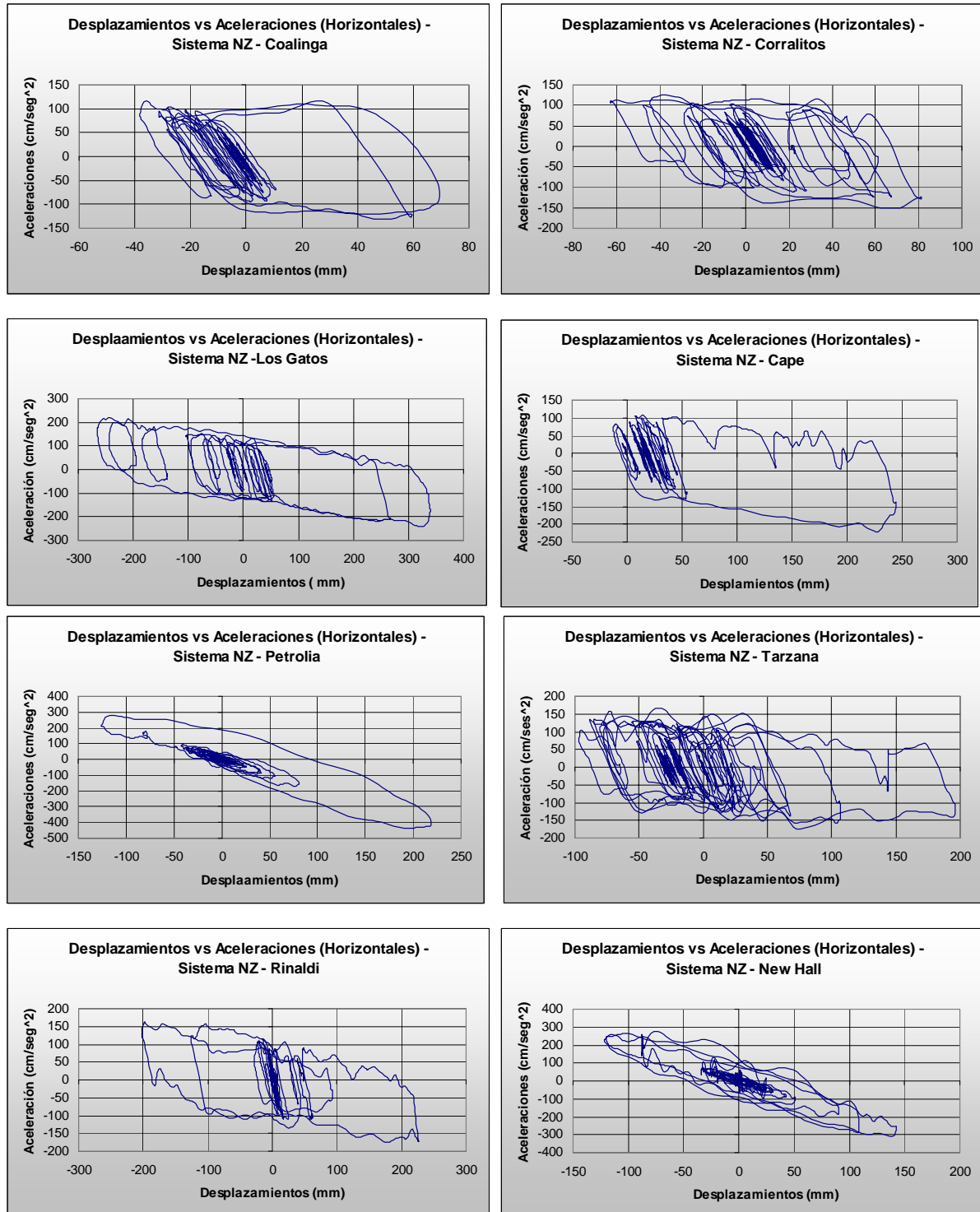


Figura 7.21: Relaciones entre Desplazamientos Horizontales y Aceleraciones Horizontales del Sistema NZ, , cuantificado a nivel del techo del edificio (2º Parte)

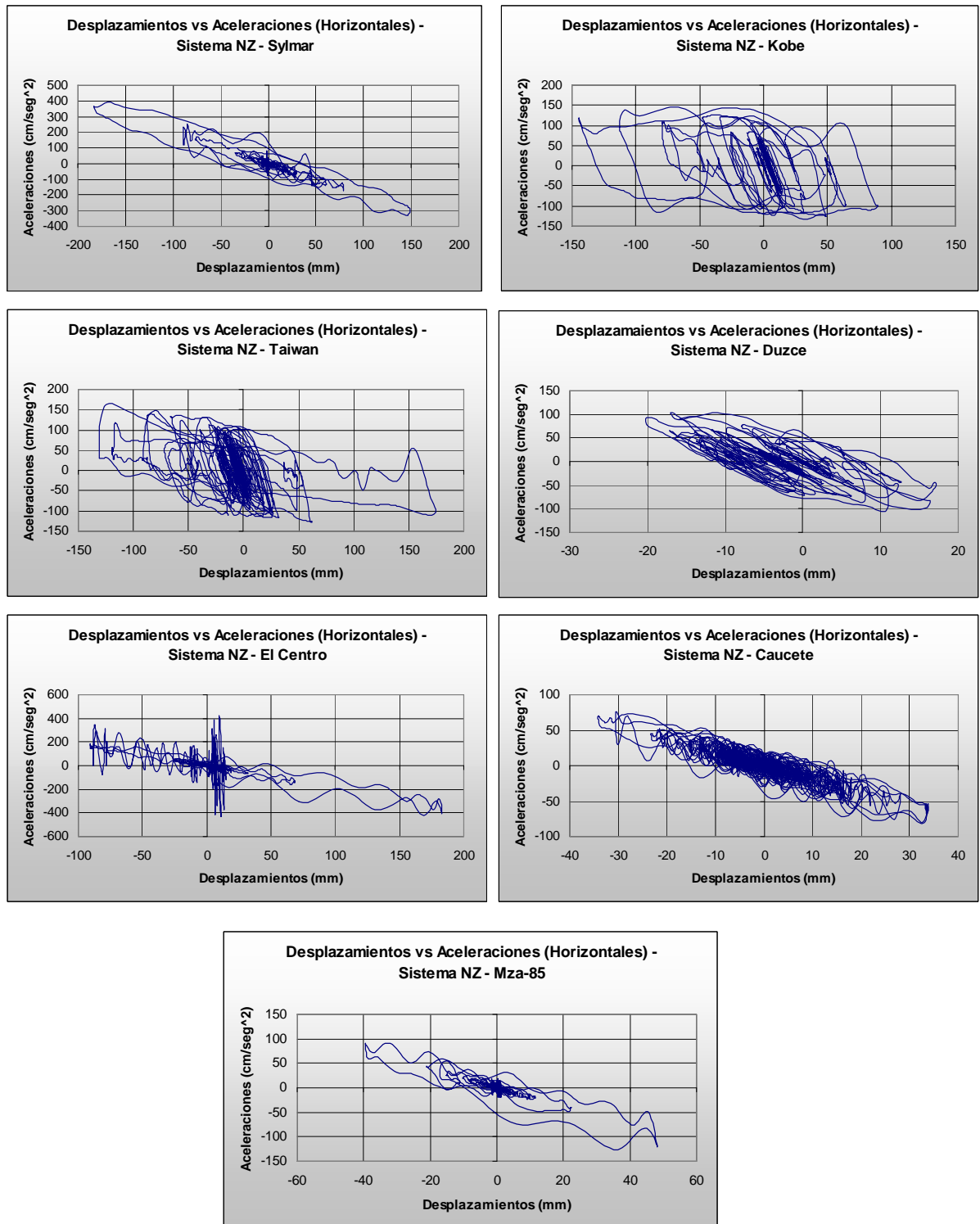


Figura 7.21: Relaciones entre Desplazamientos Horizontales y Aceleraciones Horizontales del Sistema NZ, cuantificado a nivel del techo del edificio (3º Parte)

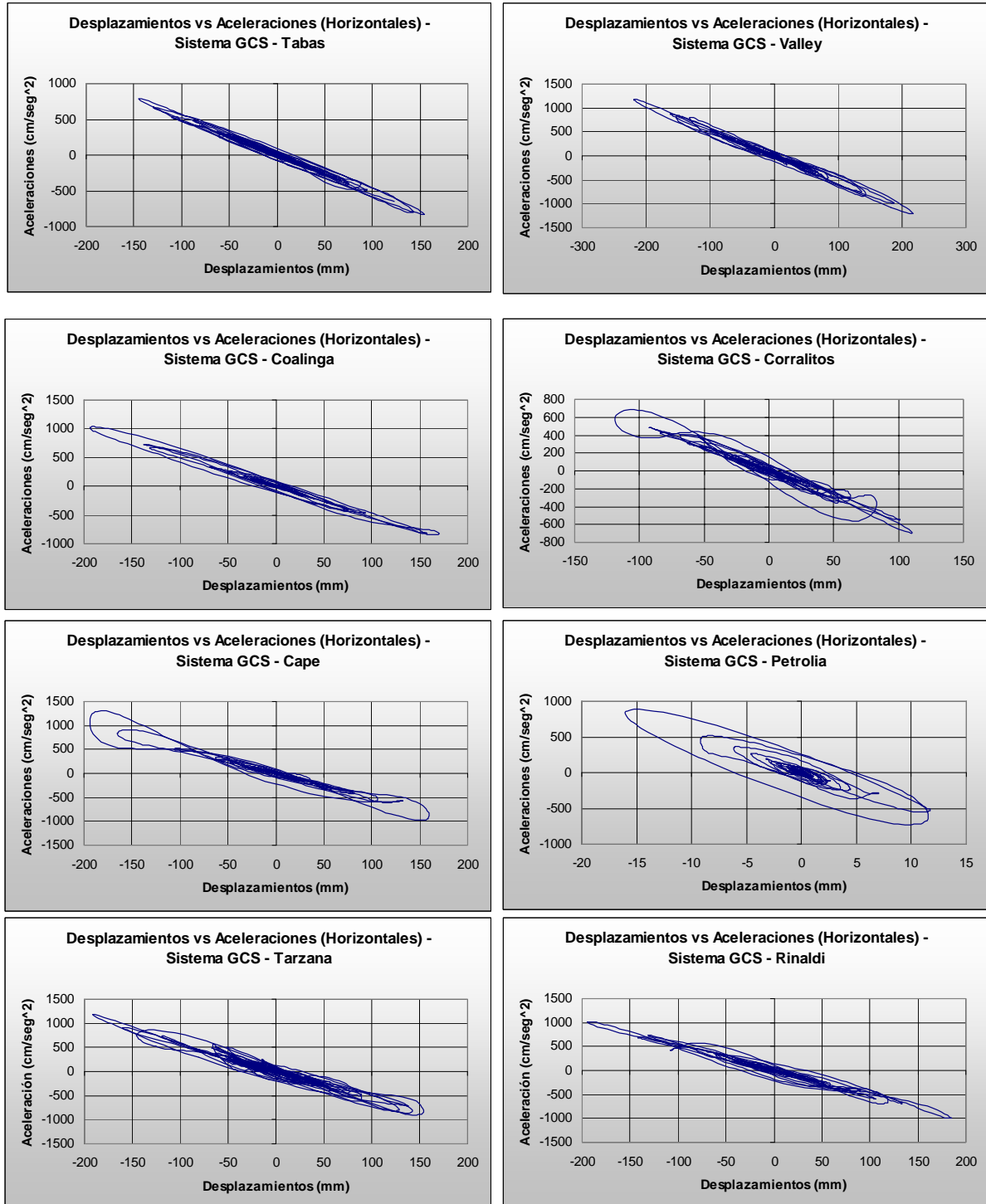


Figura 7.22: Relaciones entre Desplazamientos horizontales y Aceleraciones horizontales del sistema GCS, , cuantificado a nivel del techo del edificio (1° Parte)

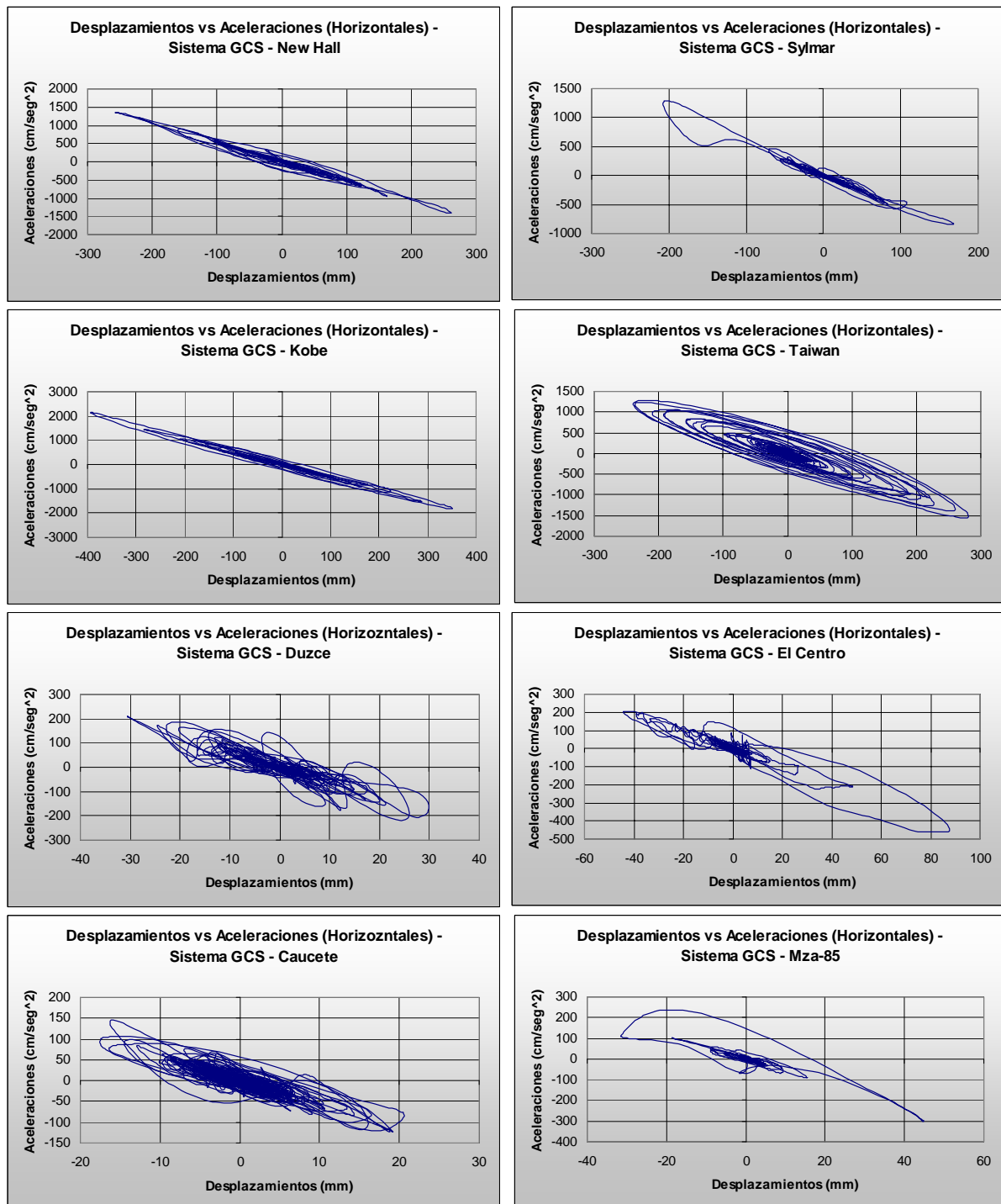


Figura 7.22: Relaciones entre Desplazamientos Horizontales y Aceleraciones Horizontales del Sistema GCS, , cuantificado a nivel del techo del edificio (2º Parte)

En cuanto a los desplazamientos horizontales, a nivel del sistema de aislamiento, se ha estudiado, además, los valores máximos y el instante de tiempo en que ellos se producen. Los

desplazamientos definidos en el método estático del UBC (1997) para el diseño de los sistemas de aislamiento deben ser mayorados cuando la obra se emplaza próximo a la falla. El objeto es que la mayoración de los desplazamientos tenga en cuenta los efectos de falla cercana sobre la respuesta del conjunto aislado. Dicho aspecto reglamentario muchas veces impone desplazamientos altos y por demás conservadores, situación que influye en las dimensiones de los sistemas de aislamiento y en las obras complementarias.

Estudios realizados con sismos de falla cercana (Jangid et al., 2001), cuyos registros se encontraban orientados según la normal y paralela a la falla, indicaron que la respuesta en término de desplazamientos de la componente según la falla normal es significativamente mayor que la correspondiente a la dirección paralela a la falla. Además los valores máximo de los desplazamientos se producen en tiempos distintos. En la tabla 7.23 y 7.24, se resumen los valores de desplazamientos máximos y el instante de tiempo en que ellos se producen para el sistema NZ y GCS respectivamente.

Tabla 7.23: Desplazamientos máximos en cada componente transversal y el tiempo en el cual se producen (Sistema NZ).

Terremoto	ux (cm)	T (seg)	uy (cm)	T (seg)
Tabas	33.19	11.48	32.11	11.71
Imperial Valley	7.15	8.15	9.30	7.73
Coalinga	6.91	3.05	4.92	3.15
Corralitos	8.09	2.61	9.58	7.46
Los Gatos	33.87	8.31	11.50	9.22
Cape Mendocino	24.37	3.01	13.87	3.29
Petrolia	11.80	3.37	21.41	3.22
Tarzana	19.56	8.69	27.22	8.40
Rinaldi	22.55	6.61	33.36	2.53
New Hall	44.80	5.51	13.85	7.99
Sylmar	46.72	5.30	17.93	7.07
Kobe	14.42	5.93	15.06	7.85
Taiwán	17.39	43.30	43.53	44.30
Duzce	1.98	19.72	3.69	27.76
El Centro	18.43	8.18	17.90	8.17
Caucete	6.80	49.41	3.30	49.53
Mendoza-85	1.94	6.92	4.69	4.85

Tabla 7.24: Desplazamientos máximos en cada componente transversal y el tiempo en el cual se producen (Sistema GCS).

Terremoto	ux (cm)	T (seg)	uy (cm)	T (seg)
Tabas	11.07	39.18	18.94	37.30
Imperial Valley	15.68	8.49	5.73	7.64
Coalinga	14.00	4.16	5.09	4.16
Corralitos	9.04	2.98	7.13	4.34
Los Gatos	21.04	10.88	4.75	8.80
Cape Mendocino	14.21	3.30	4.10	2.99
Petrolia	15.54	4.45	10.54	3.51
Tarzana	13.11	5.88	12.63	8.65
Rinaldi	14.15	2.83	19.25	2.82
New Hall	18.90	6.20	7.02	5.75
Sylmar	14.40	4.12	8.35	6.93
Kobe	28.14	5.64	16.36	5.72
Taiwán	15.25	42.85	18.38	37.29
Duzce	2.17	18.85	2.26	25.71
El Centro	11.69	6.77	5.85	6.11
Caucete	3.40	41.54	1.47	48.58
Mendoza-85	2.29	11.82	2.89	4.76

Los resultados indican que, a pesar de que los terremotos seleccionados para el diseño del sistema de aislamiento no se encuentran orientados según la normal y paralela a la falla, los desplazamientos máximos tampoco se producen en el mismo instante de tiempo a excepción del terremoto de El Centro para el sistema NZ y para los terremotos de Coalinga y Rinaldi para el sistema GCS. Por lo tanto y frente a terremotos de falla cercana no es necesario estimar el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento como componente de los desplazamientos, Fig. 7.25.

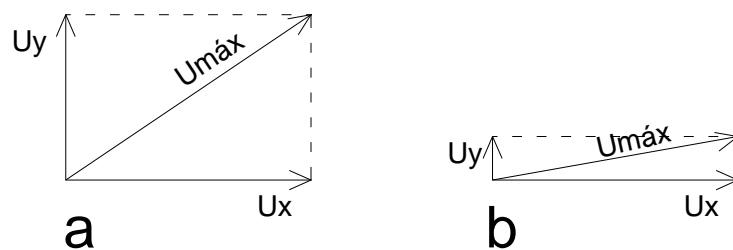


Fig. 7.25: a) Desplazamiento máximo como componente de ambos desplazamientos máximos (UBC, 1997). b) Desplazamiento máximo como componente de uno de los desplazamientos máximos y el otro mínimo (resultados analíticos).

En las Fig. 7.26 y 7.27 se representan las variaciones de los desplazamientos, en función del tiempo, de las dos componentes analizadas para el sistema NZ y del sistema GCS respectivamente, para algunos de los terremotos de diseño seleccionados. En dichas representaciones puede observarse que los valores máximos de desplazamientos se producen para distintos instantes de tiempo.

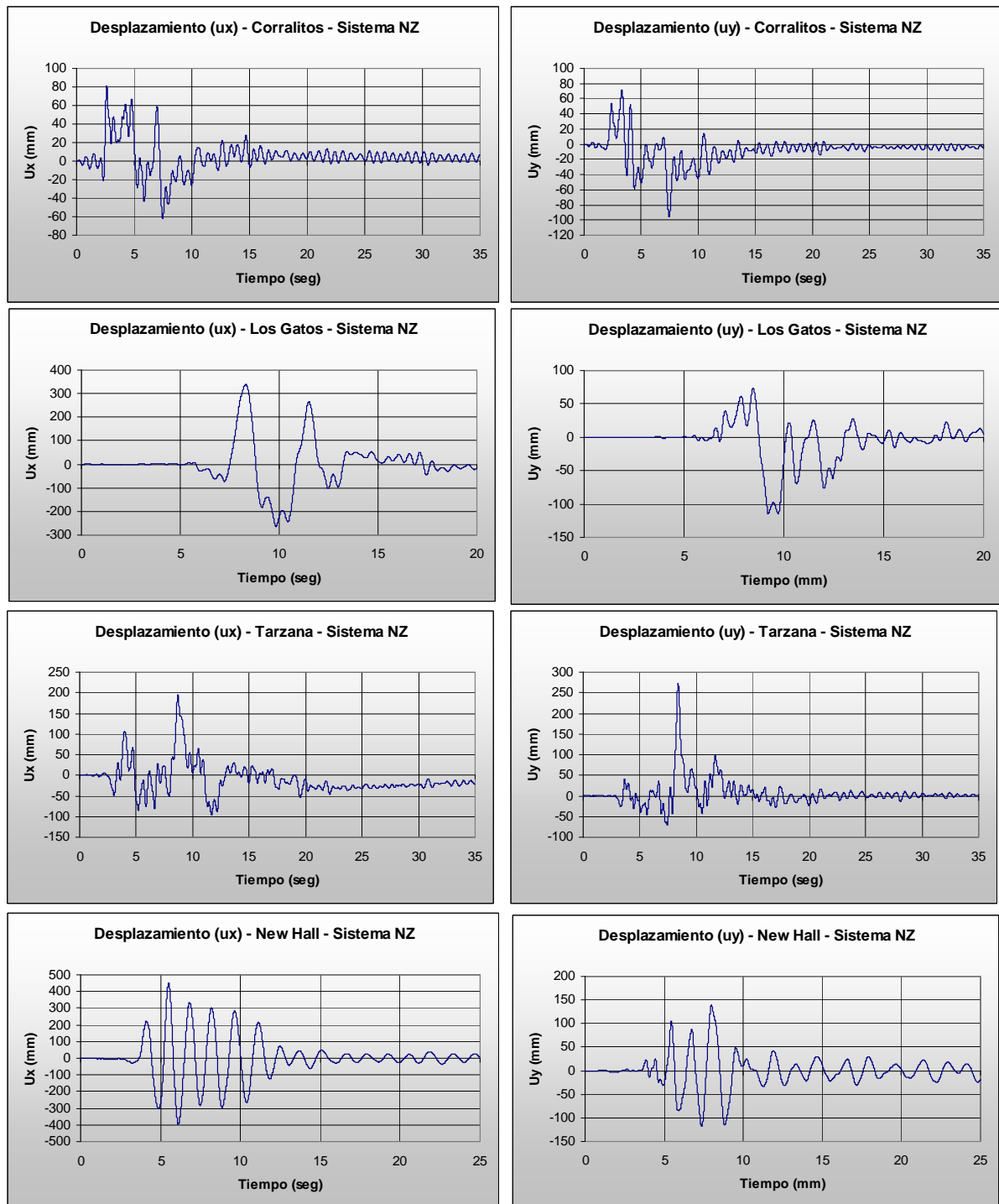


Fig. 7.26: Variación de los desplazamientos máximos en las dos direcciones principales (Sistema NZ). (1º Parte).

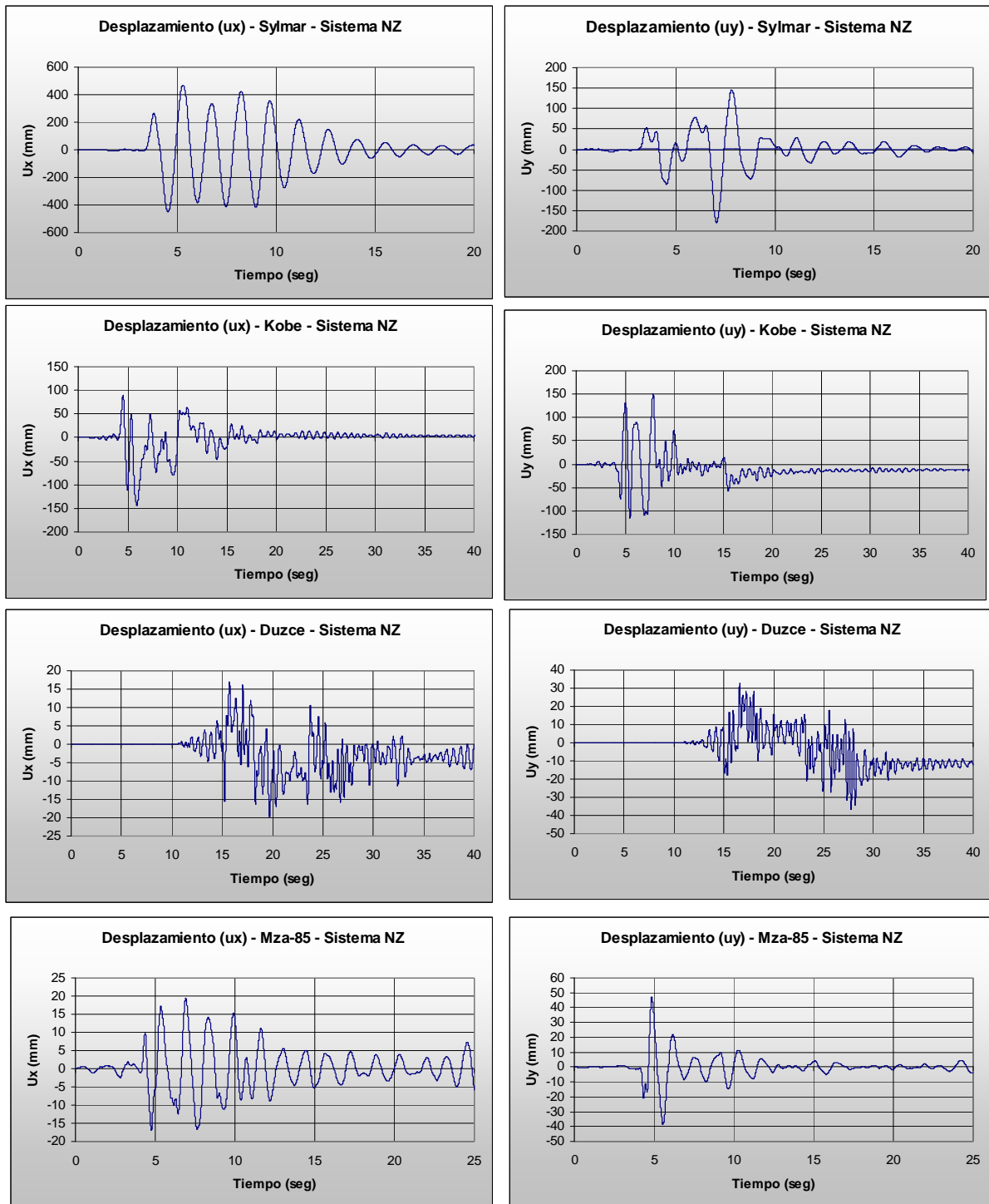


Fig. 7.26: Variación de los desplazamientos máximos en las dos direcciones principales (Sistema NZ). (2º Parte).

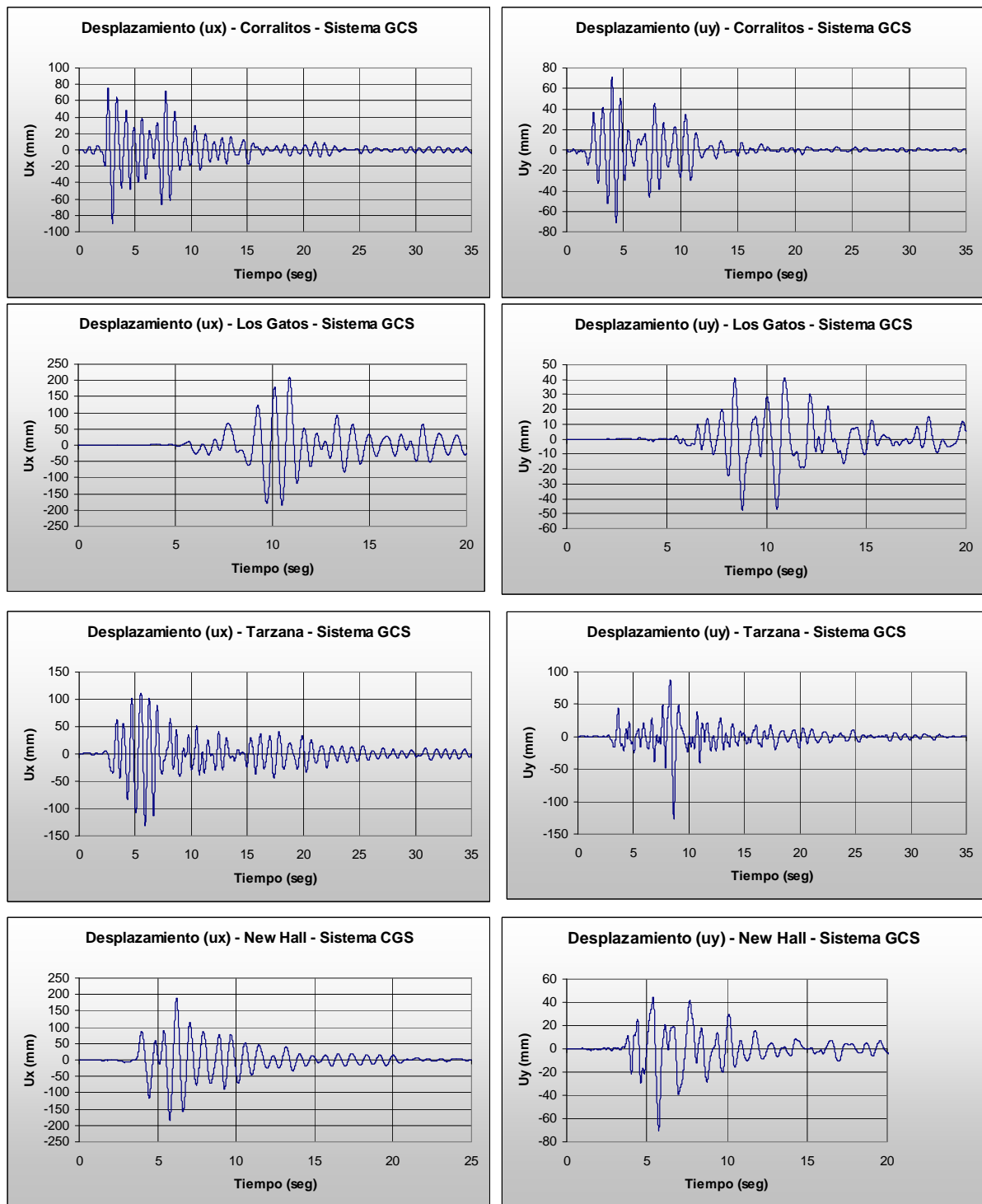


Fig. 7.27: Variación de los desplazamientos máximos en las dos direcciones principales (Sistema GCS). (1ª Parte).

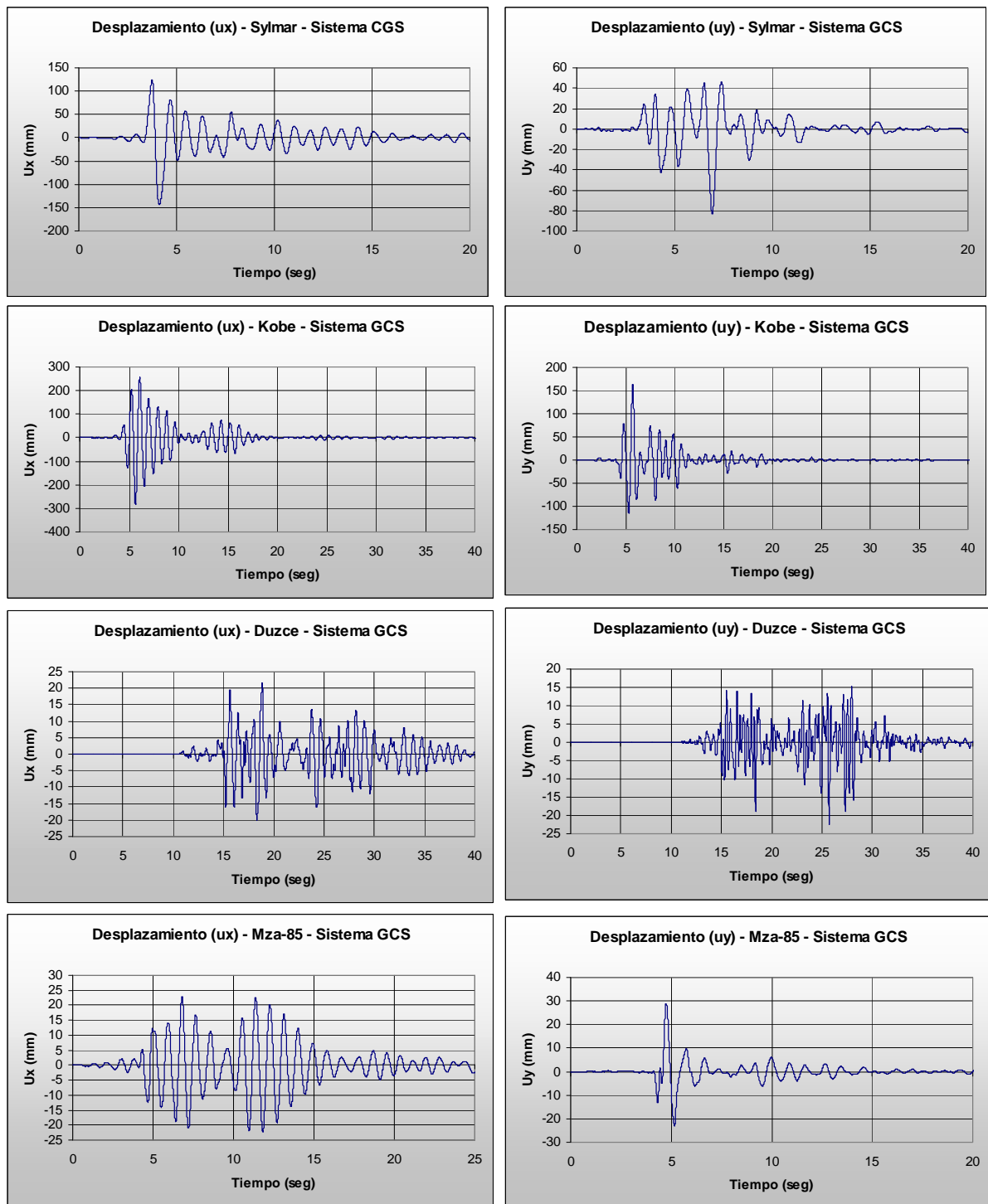


Fig. 7.27: Variación de los desplazamientos máximos en las dos direcciones principales (Sistema GCS). (2ª Parte).

De acuerdo a los resultados obtenidos el desplazamiento del sistema de aislamiento no se determina como la suma vectorial de los máximos desplazamientos en cada dirección, sino que el valor máximo del desplazamiento quedaría controlado por el mayor valor de ellos (Fig.

7.25). Esta conclusión sería válida para sismos de falla cercana, ya sea, para componentes orientadas según la normal y paralela a la falla (Jangid et al., 2001), o para sismos provenientes de tales fuentes, en sus componentes transversales sin la citada orientación. Los resultados obtenidos indicarían que las dos componentes horizontales de terremotos asociados a falla cercana poseen una correlación atípica entre sí.

El hecho que, los valores máximos de desplazamiento horizontales no sean simultáneos, puede verificarse, si se analiza por un lado, el desplazamiento máximo en una de las componentes y por otro se observa el desplazamiento en dirección perpendicular para el instante de tiempo en el cual ocurre el máximo. Estos valores se resumen en Tabla 7.28 y 7.29, para el sistema NZ y el sistema GCS respectivamente.

Tabla 7.28: Desplazamientos máximos en una dirección comparados con la dirección perpendicular, en el mismo instante de tiempo (Sistema NZ)

Terremoto	U_{\max} (cm)	$U_{\text{perpend.}}$ (cm)
Tabas. Irán	33.19	7.14
Imperial Valley	9.30	3.48
Coalinga	6.91	2.11
Corralitos	9.58	3.85
Los Gatos	33.87	4.61
Cape Mendocino	24.37	8.69
Petrolia	21.41	7.29
Tarzana	27.22	5.95
Rinaldi	33.36	9.23
New Hall	44.80	9.35
Sylmar	46.72	2.88
Kobe	15.06	5.18
Taiwan	43.53	9.84
Duzce	3.69	0.58
El Centro	18.43	17.90
Caucete	6.80	1.25
Mendoza-85	4.69	1.19

En Fig. 7.30 y 7.31 se presentan las variaciones de los desplazamientos horizontales del sistema de aislamiento NZ y GCS respectivamente, para algunos de los terremotos de diseños seleccionados. Los desplazamientos han sido cuantificados inmediatamente por encima del sistema de aislamiento.

Tabla 7.29: Desplazamientos máximos en una dirección comparados con la dirección perpendicular, en el mismo instante de tiempo (Sistema GCS)

Terremoto	$U_{\max.}$ (cm)	$U_{\text{perpend.}}$ (cm)
Tabas. Irán	18.94	1.72
Imperial Valley	15.68	1.40
Coalinga	14.00	5.09
Corralitos	9.04	1.69
Los Gatos	21.04	3.97
Cape Mendocino	14.21	0.76
Petrolia	15.54	4.44
Tarzana	13.11	1.42
Rinaldi	19.25	14.15
New Hall	18.90	1.69
Sylmar	14.40	1.04
Kobe	28.14	2.32
Taiwan	18.38	1.34
Duzce	2.26	0.30
El Centro	11.69	1.37
Caucete	3.40	0.52
Mendoza-85	2.89	0.88

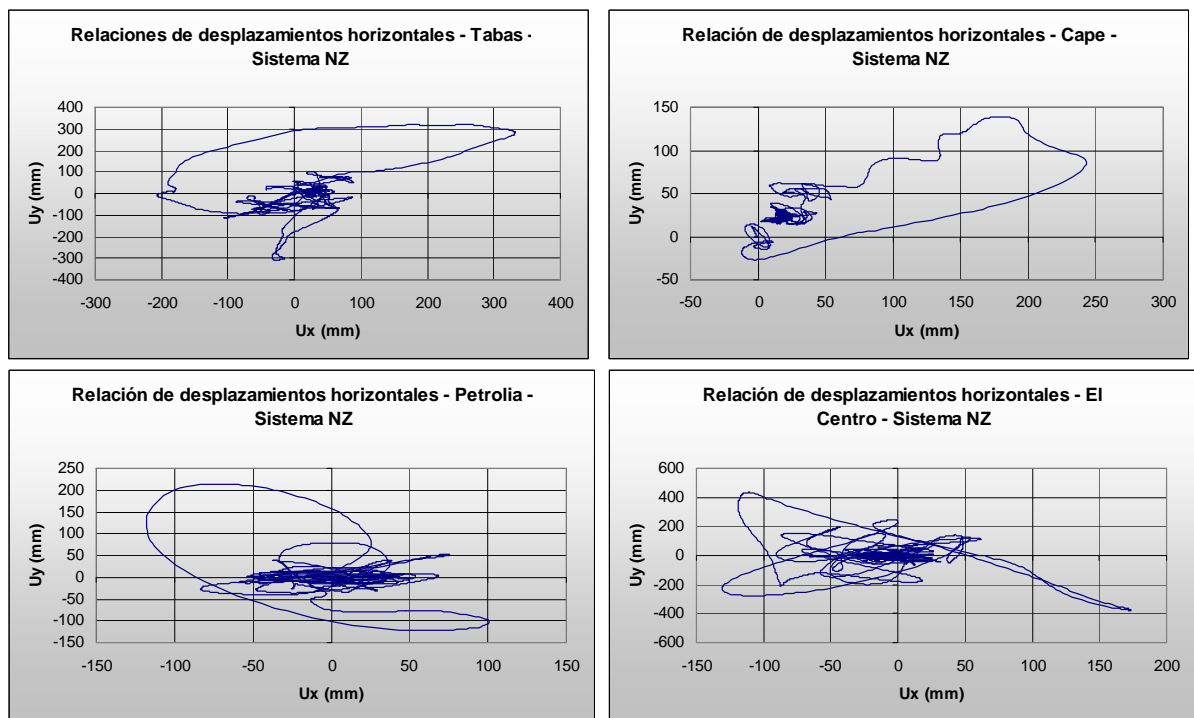


Fig. 7.30: Relación entre desplazamientos horizontales (Sistema NZ), cuantificados inmediatamente por encima del sistema de aislamiento (1° Parte).

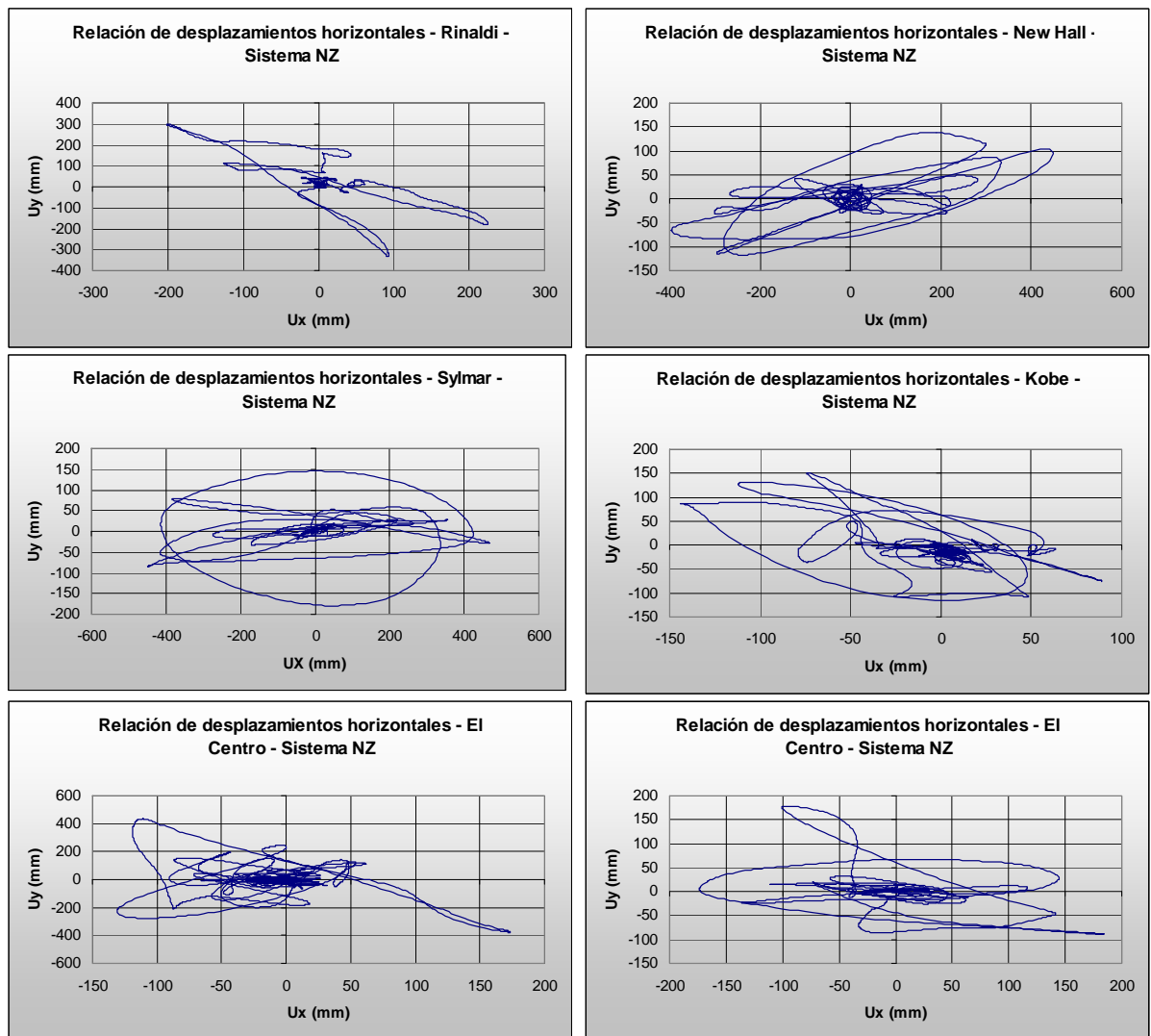


Fig. 7.30: Relación entre desplazamientos horizontales (Sistema NZ), cuantificados inmediatamente por encima del sistema de aislamiento. (2º Parte).

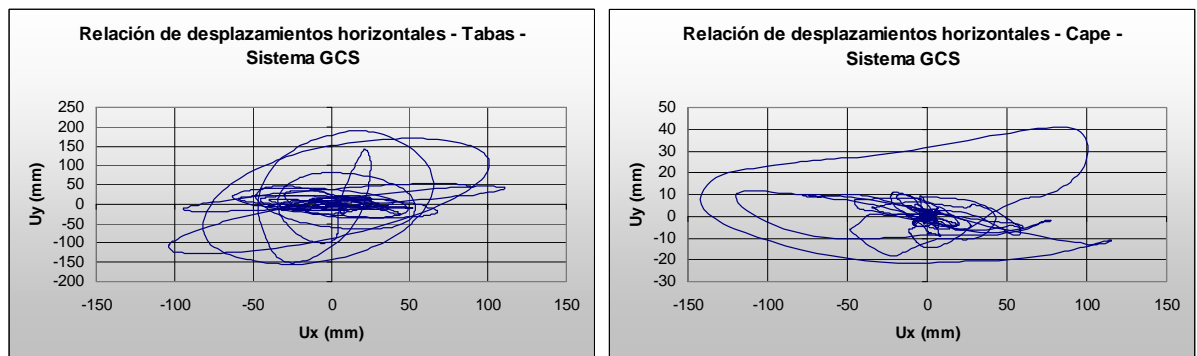


Fig. 7.31: Relación entre desplazamientos horizontales (Sistema GCS), cuantificados inmediatamente por encima del sistema de aislamiento. (1º Parte).

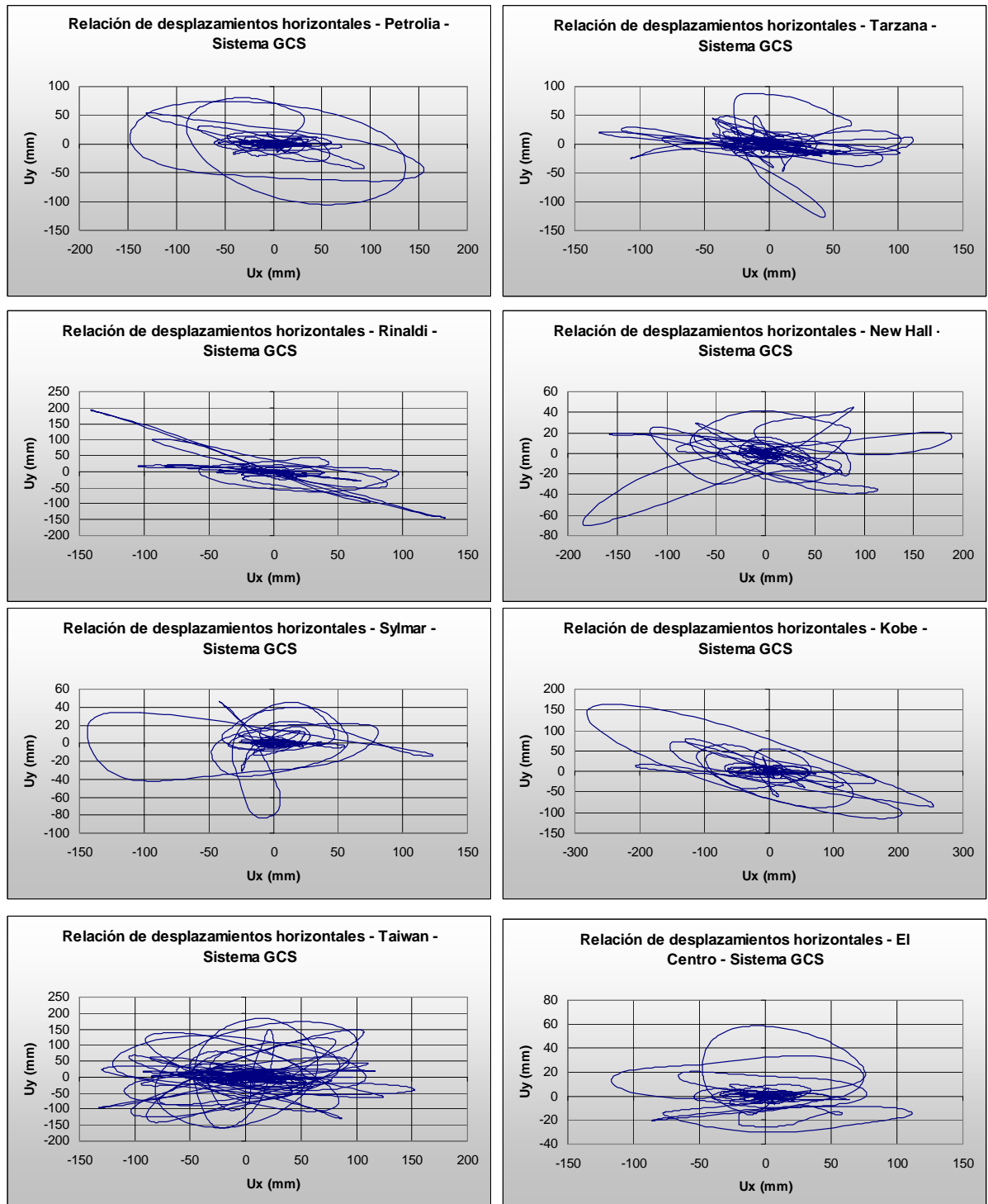


Fig. 7.31: Relación entre desplazamientos horizontales (Sistema GCS), cuantificados inmediatamente por encima del sistema de aislamiento. (2ª Parte).

El sistema NZ presenta mayores desplazamientos horizontales que el sistema GCS. Para ambos sistemas de aislamiento los valores máximos se alcanzan para pocos ciclos, a veces para uno solo, esta respuesta puede estar asociada al carácter impulsivo de los terremotos

utilizados para el análisis. Las relaciones de desplazamientos presentan variaciones, en general aplanadas, lo que indica que los desplazamientos máximos tienden a orientarse en una dirección. En muchos casos las relaciones de desplazamientos horizontales son asimétricas, es decir, el desplazamiento máximo se presenta a un lado de la posición cero. Esta situación se observa con mayor frecuencia en el sistema NZ que en el sistema GCS y seguramente dicha respuesta está asociada a los mayores valores de amortiguamiento que presenta el último sistema.

Estudios realizados sobre la respuestas de sistemas de aislamiento sometidos a registros de falla cercana y orientados según la normal y paralela a la falla (Jangid et al., 2001), indicaron que el valor del amortiguamiento del sistema de aislamiento tiene una influencia directa sobre la respuesta en términos de aceleración. Debido a que el sistema GCS tiene la posibilidad de variar el valor del amortiguamiento viscoso, en la Fig. 7.32 se representa la variación de la aceleración en función del amortiguamiento del sistema de aislamiento. En dichas gráficas puede observarse que, en algunos casos, si se aumenta el valor del amortiguamiento la aceleración en la superestructura primero decrece, luego pasa por un valor mínimo y por último vuelve a crecer. En otros casos se observa que las aceleraciones muestran una tendencia a disminuir manteniéndose prácticamente constantes a partir de un cierto valor de amortiguamiento respecto del critico.

En el sistema GCS, el amortiguamiento puede variarse dentro de un amplio entorno si se cambia el número de cilindros internos, ello permite suministrar valores de amortiguamiento viscoso en las tres direcciones (dos horizontales y vertical). Si se utiliza esta propiedad, es posible evaluar la respuesta del sistema de aislamiento en términos de aceleraciones (Fig. 7.32) y desplazamientos (Fig. 7.33).

La Fig 7.33 indica que los desplazamientos decrecen en la medida que aumenta el valor del amortiguamiento respecto del critico, por lo tanto, es posible pensar que el valor del amortiguamiento a suministrarle al sistema de aislamiento está controlado por el valor de la aceleración que llega a la superestructura y no por el desplazamiento. Esto se debe a que la aceleración tiene tendencia a aumentar a partir de un cierto valor de amortiguamiento, valor que oscila entre un 20 a un 25%.

En el Anexo (D) se tabulan los valores de desplazamientos y aceleraciones en función del valor del amortiguamiento.

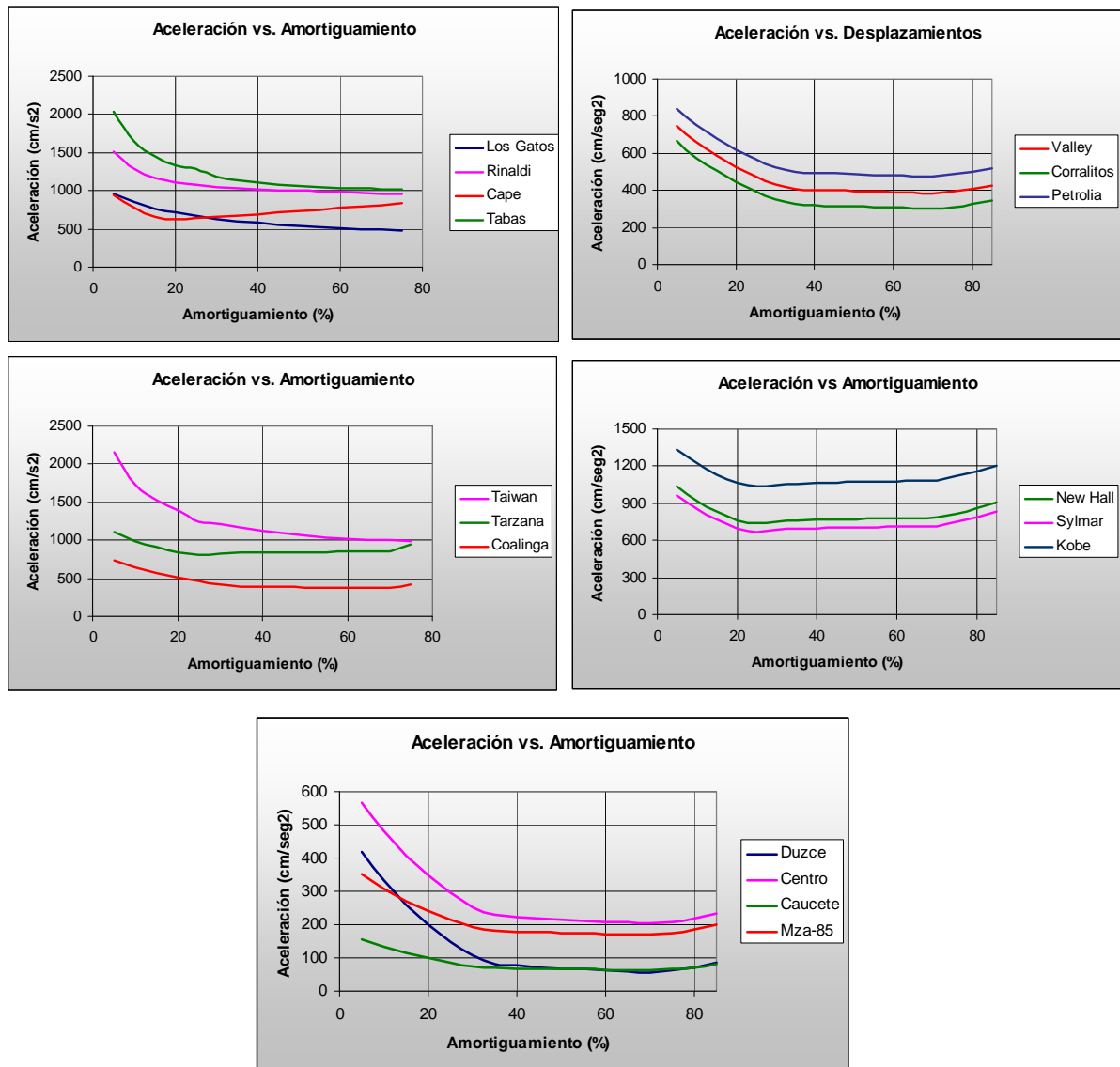


Fig. 7.32.: Variación de la aceleración absoluta en la superestructura en función del amortiguamiento del sistema de aislamiento.

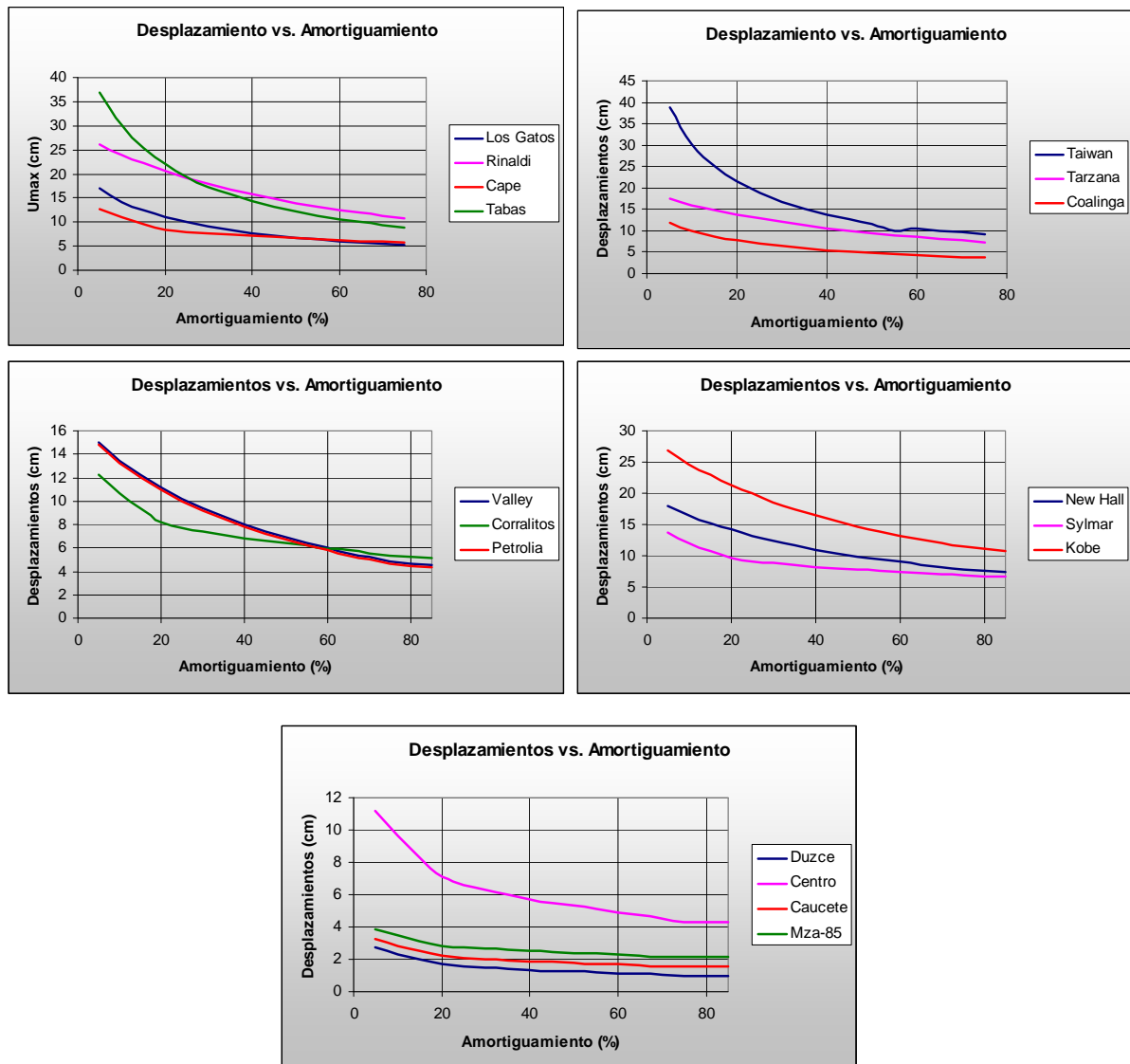


Fig. 7.33.: Variación de los desplazamientos en la superestructura en función del amortiguamiento del sistema de aislamiento.

7.4.3. Influencia de la rigidez vertical del sistema GCS en la respuesta del conjunto aislado

Si se considera al edificio como un cuerpo rígido apoyado sobre el sistema de aislamiento GCS, con rigidez horizontal K_h y rigidez vertical K_v (Fig. 7.34) (valores de rigideces según Tabla 7.6), el sistema presenta un modo pendular con polo inferior P_i , y otro modo pendular con polo superior P_s (Stuardi et. al, 2005). Un aumento de rigidez vertical aleja el polo

inferior mientras que el polo superior tiende al centro de gravedad (CG). En dicho límite los modos pendulares se convierten a un modo de traslación horizontal.

El estudio de la determinación de los modos pendulares y la posición de los polos inferiores y superiores se realiza a través de una variación de la relación de rigideces horizontales y verticales, característica solo posible en el sistema GCS. En la Tabla 7.35, se indican los modelos estudiados y sus correspondientes valores de rigideces.

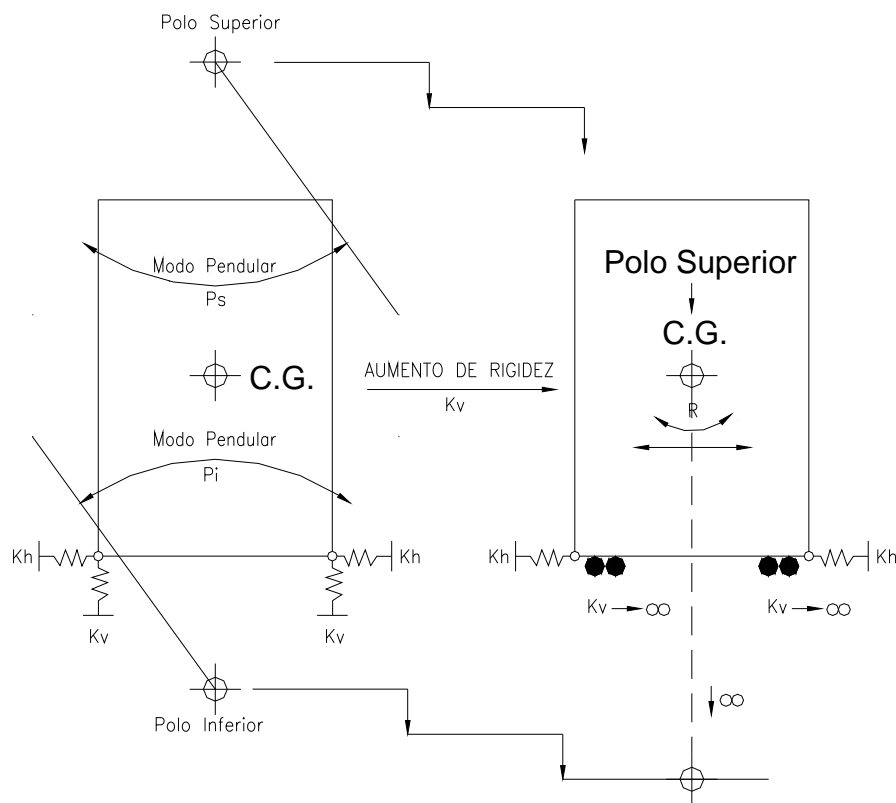


Fig. 7.34: Modos pendulares con la ubicación de los polos superiores e inferiores del edificio con el sistema GCS.

Tabla 7.35: Modelos con variación de rigidez horizontal y vertical utilizados para el análisis

Tipo de modelo	K_h (KN/mm)	T_h (seg)	K_v (KN/mm)	f_v (Hz)	Caso de estudio
I	4.58	0.83	2842	30.0	I-0
			896	16.9	I-1
			316	10.0	I-2
			79	5.0	I-3
			34	3.3	I-4
			20	2.5	I-5
II	1.28	1.57	2842	30.0	II-0
			896	16.9	II-1
			316	10.0	II-2
			79	5.0	II-3
			34	3.3	II-4
			20	2.5	II-5
III	0.79	2.00	2842	30.0	III-0
			896	16.9	III-1
			316	10.0	III-2
			79	5.0	III-3
			34	3.3	III-4
			20	2.5	III-5

En el esquema de la Fig. 7.34 no se ha indicado el modo vertical (M_v), ni el torsional alrededor del eje vertical (M_t). En la tabla 7.36 se muestran las relaciones de amortiguamiento obtenidas bajo la hipótesis de edificio rígido y la distancia de los polos al “CG” (Fig. 7.34) para los distintos casos analizados. Los valores han sido calculados admitiendo que el edificio es simétrico en sus ejes coordenados, situación que no difiere demasiado del edificio real, por lo tanto las frecuencias de los modos pendulares f_{pi} (frecuencia del modo pendular con polo inferior), y f_{ps} (frecuencia del modo pendular con polo superior) en planos verticales son idénticas.

Tabla 7.36: Variación de “ ξ ” para los modos P_b , P_s , M_v , M_t . Distancia al “CG” y frecuencia propias de los modos P_i y P_s .

Caso de estudio	Variación del amortiguamiento ξ				Distancia al “CG”		f_{pi} (Hz)	f_{ps} (Hz)
	P_i (%)	P_s (%)	M_v (%)	M_t (%)	Polo sup. (m)	Polo inf. (m)		
I-0	29	2	1	51	0.00	-2234	1.20	34.55
I-1	29	4	1	51	0.02	-705	1.20	19.44
I-2	29	7	2	51	0.09	-250	1.19	11.61
I-3	26	15	4	51	0.23	-64	1.16	5.96
I-4	26	23	5	51	0.42	-29	1.10	4.10
I-5	19	30	7	51	0.71	-18	1.04	2.31
II-0	14	1	0	25	0.00	-8236	0.63	34.53
II-1	14	1	1	25	0.01	-2596	0.63	19.39
II-2	14	5	1	25	0.01	-916	0.63	11.53
II-3	14	5	2	25	0.06	-230	0.62	5.80
II-4	13	7	3	25	0.13	-100	0.62	3.85
II-5	13	10	4	25	0.22	-58	0.61	2.98
III-0	14	1	0	25	0.00	-13362	0.49	34.52
III-1	14	1	0	25	0.00	-4212	0.49	19.39
III-2	14	2	1	25	0.01	-1486	0.49	11.52
III-3	14	4	1	25	0.04	-372	0.49	5.78
III-4	14	6	2	25	0.08	-161	0.49	3.82
III-5	13	8	3	25	0.14	-94	0.48	2.93

Nota: Los casos de estudios (II) han sido evaluados admitiendo un desplazamiento de 40cm

Las frecuencias de los modos y las relaciones de amortiguamiento son aplicables en forma aproximada al modelo de la estructura real, en tanto la magnitud de la frecuencia del modo considerado no se acerque a la primera frecuencia natural de la estructura rígidamente apoyada, es decir 5.90 Hz (0.17 seg.). Por lo tanto de la tabla 7.36, se deduce que los resultados obtenidos son válidos a excepción de las frecuencias pendulares de polo superior (P_s) para los casos (I-0, I-1, I-2 y I-3, II-0, II-1, II-2 y II-3, III-0, III-1, III-2 y III-3), valores sombreados en la planilla.

En los modelos combinados (aisladores = resortes + amortiguador viscoelástico), hay una participación importante en la distorsión de los aisladores y del edificio rígido ubicado encima del mismo, como puede observarse en la Fig. 7.37.

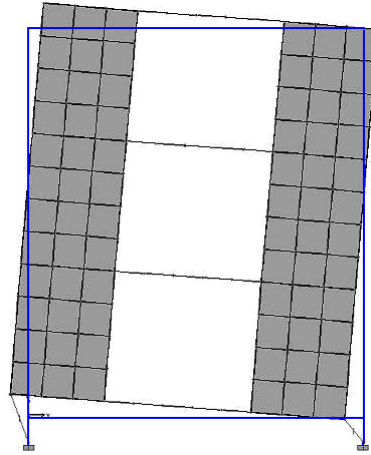


Fig. 7.37: Modo 4 del caso de estudio I - $0 - f = 3.22 \text{ Hz}$ (0.3106 seg)

Estudios realizados sobre la respuesta del sistema de aislamiento GCS (Stuardi et al., 2005) indicaron que la variación de la rigidez vertical no modifica significativamente la respuesta horizontal en el rango de rigideces estudiadas (valores que se indican en Tabla 7.35), ni tampoco los desplazamientos a nivel del sistema de aislamiento. Por otro lado, la rigidez vertical, no conduce a modificación alguna sobre la tendencia general de encontrar menores desplazamientos y mayores aceleraciones para rigideces horizontales mayores.

Los resultados encontrados indican que un aumento del amortiguamiento resulta beneficioso debido a que disminuye los desplazamientos y reduce, a un cierto nivel, el esfuerzo en los elementos estructurales. Las componentes verticales de la acción sísmica son a menudo consideradas pocos importantes, sin embargo, la excitación vertical puede jugar un rol preponderante respecto del análisis tensional y muy especialmente para emplazamientos cercanos a la falla. Dicha escasa consideración tiene probablemente lugar a causa de que los esfuerzos en el edificio sin aislamiento, debido a la excitación vertical, son verdaderamente despreciables frente a los de su par horizontal.

7.4.4. Interacción suelo - estructura

Las características del tipo de terreno donde se emplaza el Complejo de la residencia de estudiantes de la Facultad Regional Mendoza UTN y por lo tanto el edificio con aislamiento sísmico, fueron determinadas mediante estudios de suelos. Para ello se realizaron ensayos de humedad, densidad, granulometría, límites de Atterberg, peso específico, deyección natural en suelos granulares y triaxial escalonado. Se identificaron los suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos de Casagrande y se realizaron ensayos de placa según la norma AASHTO t222-81 (American Association of State Highway and Transportation Officials). La totalidad de los resultados se encuentran informados en el estudio de suelos N° 0427 – 02 del Laboratorio de Suelos del Departamento de Ingeniería Civil de la Facultad Regional Mendoza.

Los sondeos realizados indicaron que el primer estrato de terreno, cuyo espesor es de aproximadamente 120 cm, se encuentra conformado por rellenos limosos, mezclados con restos de escombros, vidrios y restos de ladrillos macizos de arcilla cocida. El segundo estrato, cuyo espesor varía entre los 330 y 380 cm., está conformado por un suelo limo arenoso, no plástico con escasa capacidad de carga. El siguiente estrato, cuyo espesor varía entre los 140 y 170 cm., está conformado por un suelo arenoso, grueso, no plástico, seguido por un estrato de espesor variable (180 á 210 cm) de arenas limosas, menos denso que el estrato inmediatamente superior.

El estudio determinó que se estaba en presencia de suelo tipo III (suelos blandos) según la clasificación del CCSR-87 de la Provincia de Mendoza (CCSR, 1989). Esta clasificación fue realizada a través de la velocidad de la onda de corte cuyo valor promedio a distintas distancias fue de $V_c = 180$ m/seg., y mediante ensayos estándares de penetración. Las características más relevantes obtenidas del estudio de suelo, algunas utilizadas en el presente punto, se resumen en Tabla 7.38. Los módulos de reacción lateral en los distintos estratos fueron determinados mediante ensayos de placa.

Tabla 7.38: Características del terreno de fundación según el estudio de suelos.

Capacidad última a la cota –150 cm	140 KN/m ²
Capacidad última a la cota –200 cm	192 KN/m ²
Capacidad última a la cota –250 cm	242 KN/m ²
Módulo de deformación en estrato limoso	$E_o = 77.50 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de reacción lateral en estrato limoso	$K_h = 2.32 \text{ kg/cm}^3$
Módulo de deformación en estrato arenoso granular	$E_o = 207.90 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de reacción lateral en estrato arenoso granular	$K_h = 7.91 \text{ kg/cm}^3$

En función de las características del terreno y de la tipología de las obras a realizar se decidió adoptar una cota de fundación comprendida entre los –200 y –250 cm. medida desde el nivel natural de terreno. El periodo predominante elástico del primer modo del terreno de fundación puede estimarse con la ecuación 7.31 (Seed R. B. et al., 2001).

$$T_{p-\text{elastico}} \cong \frac{4H}{V_s} = \frac{4 * 8.80 \text{ m}}{180 \frac{\text{m}}{\text{seg}}} \cong 0.20 \text{ seg.} \quad (f = 5 \text{ Hz}) \quad 7.31$$

H = profundidad del estrato de terreno fino ubicado sobre roca.

V_s = Velocidad de la onda de corte ($V_s = 180 \text{ m/seg.}$)

El valor de “H” indicado en la expresión 7.31 corresponde a la altura de terreno fino ubicado sobre la roca. Los ensayos directos realizados sobre el terreno de fundación interesaron la cota de (-8.80 m) desde el nivel de terreno natural, profundidad a la cual aparece la grava. Por debajo de dicha cota no se cuenta con mayor información, tampoco se conoce la profundidad a la cual se encuentra la roca, por lo tanto el valor de periodo elástico encontrado del terreno de fundación debe pensarse como una cota inferior.

El valor del periodo del primer modo del terreno se encuentra próximo al periodo del edificio de base fija (0.17 seg.) por lo que puede esperarse amplificaciones dinámicas en las respuestas del mismo si su valor no crece excesivamente. Si el valor se mantiene próximo al encontrado se observa que los periodos del edificio con aislamiento sísmico (GCS = 1 seg., NZ = 1.50 seg.) se encontrarían alejados del periodo del terreno, en especial al GCS, utilizado como sistema de aislamiento en la etapa final del proyecto.

La influencia del terreno de fundación, en la respuesta del edificio con aislamiento sísmico, ha sido evaluada solamente para el sistema GCS y en particular se ha centrado la atención en los valores de aceleraciones y desplazamientos de tal manera de compararlos con los obtenidos cuando dicho efecto no fue tenido en cuenta. Para encontrar dichas respuestas se incorporó al modelo la influencia del terreno de fundación por debajo del sistema de aislamiento a través del módulo de deformación y del módulo de reacción lateral indicados en la tabla 7.38.

El software utilizado para la predicción de la respuesta del modelo, si bien es de fines generales, es limitado para algunas aplicaciones, por lo tanto para el presente trabajo no se ha considerado la masa equivalente del suelo. La masa de terreno interesado ha sido considerados con fronteras infinitas y la influencia de la deformación del suelo ha sido introducida, como es práctica habitual cuando se utiliza software de las características mencionadas, a través de los módulos citados en el párrafo anterior ⁽¹⁾. La comparación de los resultados obtenidos a través del presente modelo y los realmente medidos en el terreno (Cáp. 10) no evidencias diferencias importantes, por lo que podría interpretarse que el modelo utilizado es aceptable.

En el Anexo (D) se han tabulado los valores de aceleraciones y desplazamientos para el sistema GCS para los terremotos seleccionados para el análisis cuando se considera la interacción suelo - estructura. En la Tabla 7.39 se resumen las diferencias, expresadas en porcentajes, de los desplazamientos máximos horizontales al mismo nivel del sistema de aislamiento encontradas con respecto al modelo que no considera dicha interacción. Los valores encontrados son desde el punto de vista práctico pequeños, por lo tanto puede afirmarse que la deformación del terreno de fundación no tiene una incidencia importante en la respuesta, en términos de desplazamientos, para el edificio con aislamiento de base.

(1) En nuevos trabajos de investigación relacionados con esta problemática, actualmente en desarrollo (*Evaluación numérica de la respuesta estructural de edificios de hormigón armado con aisladores y disipadores por fluencia, sometidos a terremotos near source – Proyecto Consolidado 25-J043*) ha permitido obtener nuevos resultados. Para evaluar la influencia de la masa de terreno interesada sobre la respuesta del edificio con aislamiento se utiliza el programa PLAXIS 7.2 el cual permite considerar, por debajo de la estructura de fundación del edificio aislado, un espacio seminfinito de terreno (estrato de suelo blando ubicado por encima del estrato de ripio) con fronteras acotadas y absorbente. El programa permite trabajar además con módulos edométricos variables, es para fines específicos de la mecánica de suelos y ha permitido obtener otros datos sobre la influencia del estrato de suelo fino en la respuesta del edificio con aislamiento sísmico.

Tabla 7.39: Diferencias porcentuales en los desplazamientos horizontales máximos al mismo nivel del sistema de aislamiento cuando se considera la interacción suelo - estructura.

Terremoto	Porcentaje (%)	Terremoto	Porcentaje (%)
Tabas	4.40	Taiwán	4.75
Imperial Valley	13.50	Duzce	0.13
Coalinga	2.10	Petrolia	8.80
Corralitos	1.00	New Hall	2.15
Los Gatos	18.07	Sylmar	2.50
Cape Mendocino	4.30	El Centro	4.70
Tarzana	14.20	Caucete	5.00
Rinaldi	4.70	Mendoza-85	5.70
Kobe	1.40		

En la Tabla 7.40 se resumen las diferencias, expresadas en porcentajes, de las aceleraciones máximas horizontales por encima del sistema de aislamiento, encontradas con respecto al modelo que no considera la interacción suelo – estructura. Los valores encontrados, para éste nivel, son desde el punto de vista práctico pequeños, por lo tanto puede afirmarse que la deformación del terreno de fundación no tiene una incidencia importante en la respuesta en términos de aceleraciones. Sin embargo, se han detectado diferencias significativas para el nivel ubicado por debajo del sistema para algunos terremotos (Los Gatos, Cape Mendocino, Tarzana, Petrolia, Sylmar, El Centro y Mendoza-85) (Tabla 7.41). No se presentan los gráficos relacionados con las variaciones de las aceleraciones y desplazamientos con la altura del edificio porque el formato sigue siendo el mismo que el presentado en las Fig. 7.7 y 7.11, salvo los valores numéricos de los mismos.

Tabla 7.40: Diferencias porcentuales en las aceleraciones horizontales máximas por encima del sistema de aislamiento cuando se considera la interacción suelo - estructura.

Terremoto	Porcentaje (%)	Terremoto	Porcentaje (%)
Tabas	9.50	Taiwán	1.30
Imperial Valley	15.30	Duzce	5.90
Coalinga	3.80	Petrolia	11.70
Corralitos	2.70	New Hall	2.80
Los Gatos	1.30	Sylmar	9.90
Cape Mendocino	0.35	El Centro	4.60
Tarzana	6.60	Caucete	12.60
Rinaldi	2.00	Mendoza-85	1.50
Kobe	11.30		

Tabla 7.41: Diferencias porcentuales en las aceleraciones horizontales máximas por debajo del sistema de aislamiento cuando se considera la interacción suelo - estructura.

Terremoto	Porcentaje (%)	Terremoto	Porcentaje (%)
Tabas	3.20	Taiwán	3.60
Imperial Valley	24.30	Duzce	18.90
Coalinga	17.50	Petrolia	48.50
Corralitos	8.20	New Hall	19.20
Los Gatos	130	Sylmar	40.90
Cape Mendocino	56.50	El Centro	57.80
Tarzana	32.80	Caucete	9.10
Rinaldi	6.10	Mendoza-85	54.50
Kobe	1.60		

7.5. Resumen

Para las características del edificio (Ver capítulo 6), se ha realizado el diseño de dos sistemas de aislamiento sísmico, el primero mediante el uso de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (NZ), empleados en la etapa de diseño, y de aisladores conformados por resortes metálicos helicoidales instalados junto a amortiguadores viscoelásticos (GCS), utilizados en la etapa final de proyecto. Mediante un modelo espacial, de elementos finitos del conjunto, se

ha evaluado su respuesta dinámica teórica y se han delineado conclusiones de las cuales algunas se discuten en el capítulo siguiente. El modelo teórico ha permitido, en esta etapa, realizar una predicción de las respuestas de los sistemas de aislamiento, incluido el edificio de base fija. Los resultados obtenidos serán confirmados, o no, mediante el proceso de validación de dicho modelo teórico (Capítulo 10).

Para el sistema de aislamiento instalado (GCS) se han evaluado las respuestas en términos de desplazamientos y aceleraciones cuando en el modelo se incluye la deformación del terreno de fundación (interacción suelo – estructura). De dicho análisis también se han delineado algunas conclusiones las cuales se discuten en el capítulo siguiente.

En el Anexo (D) se han resumido las distintas respuestas teóricas dinámicas de los tres modelos analizados, edificio con fundación tradicional y edificio con aislamiento sísmico de base, para aisladores (NZ) y (GCS). La gran cantidad de información disponible en dicho anexo permiten contar con datos suficientes para la redacción de las conclusiones de la tesis previa validación del modelo teórico, lo cual se realizará en los capítulos siguientes. En el citado anexo se ha incluido además, la secuencia de una rutina realizada en Matlab que permite el diseño iterativo de los aisladores de goma con núcleo de plomo.

Los resultados encontrados en el presente capítulo ponen de manifiesto la conveniencia del uso de sistemas de aislamiento en construcciones emplazadas en regiones de alto riesgo sísmico, sin embargo, los resultados encontrados para terremotos de elevado poder destructivo ponen de manifiesto el hecho de que sobre las respuestas halladas, las características del terremoto, tienen una importante incidencia.