



01161 14  
207

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO FACULTAD DE INGENIERÍA

**USO DE OSCILADORES DE MASA RESONANTE  
EN ESTRUCTURAS NO LINEALES  
SUJETAS A SISMOS INTENSOS Y MODERADOS**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
MAESTRO EN INGENIERÍA  
( E S T R U C T U R A S )  
P R E S E N T A

**RICARDO SOTO BRITO**



DIRECTORA DE TESIS: DRA. SONIA E. RUIZ GÓMEZ

MÉXICO D.F.

AGOSTO 1998

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

264827



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

## DEDICATORIAS:

*A Dios por haberme permitido alcanzar esta meta*

*A mis padres :*

*Ernestina Brito E. ejemplo de fortaleza*

*Salvador Soto M. ejemplo de integridad*

*Quienes todo lo han dado por mí. ¡ gracias papás !*

*A mis hermanos Manuel, Oscar, Israel, Eduardo,*

*como una meta a superar y como muestra de que pueden lograr todo lo que se propongan*

*A mis tíos que de alguna forma me ayudaron e impulsaron a lograr esto*

*A mi sobrino Manuelito*

*A mis compañeros y amigos: Mario, Oscar, Julio, Andrés, Raul, Antonio, Adalberto y Jesús  
quienes hicieron que estos años de estudio fueran más llevaderos*

*A todos los integrantes del cubículo 213 del 79 UNAM,  
a los nuevos, a los que están y a los que ya se fueron, quienes dieron  
alegría a las largas horas de trabajo*

*A la memoria del Ing. Marco Antonio Uribe Rojo (q. p. d), quien me inició en  
el camino de las estructuras y de quien aprendí que esto es una pasión*

*A Linda Grysel Reyes Salas, por su amistad y palabras de apoyo  
A María Aidé Hernández, por su amistad*

---

# ÍNDICE

---

|   |           |
|---|-----------|
| <b>ÍNDICE DE FIGURAS.....</b>   | <b>iv</b> |
| <b>RESUMEN .....</b>  | <b>ix</b> |
| <b>1 INTRODUCCIÓN .....</b>   | <b>1</b>  |
| 1.1 Objetivo .....  | 4         |
| <b>2 ANTECEDENTES .....</b>   | <b>5</b>  |
| 2.1 Características del oscilador (OR) .....  | 5         |
| 2.2 Análisis paramétrico de un sistema de un grado de libertad (S1GL) con OR sometido a carga armónica .. | 6         |
| 2.3 Algunas investigaciones sobre el tema .....   | 10        |
| 2.4 Osciladores de masa resonante instalados en estructuras reales .....                                  | 12        |

|          |  |           |
|----------|--|-----------|
| <b>3</b> | <b>ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL (SVGL)</b> .....                                    | <b>17</b> |
| 3.1      | Descripción de la estructura .....   | 17        |
| 3.2      | Datos e hipótesis empleadas en el análisis y diseño .....  | 17        |
| 3.3      | Resultados del análisis y diseño .....   | 21        |
| <b>4</b> | <b>EXCITACIÓN SÍSMICA</b> .....  | <b>28</b> |
| 4.1      | Familias de sismos simulados .....   | 28        |
| 4.2      | Tasas de excedencia de intensidades .....  | 30        |
| <b>5</b> | <b>ANÁLISIS PARAMÉTRICO DEL SVGL CON OSCILADOR</b> .....   | <b>35</b> |
| 5.1      | Análisis dinámico no lineal .....  | 35        |
| 5.2      | Características generales del programa de análisis no lineal utilizado .....                           | 36        |
| 5.3      | Hipótesis y consideraciones empleadas en el modelado del SVGL .....                                    | 39        |
| 5.4      | Modelado del oscilador de masa resonante .....   | 49        |
| 5.5      | Variables utilizadas en el análisis paramétrico .....  | 50        |
| 5.6      | Resultados del análisis paramétrico del SVGL con oscilador .....                                       | 52        |
| 5.7      | Expresiones propuestas en la literatura para el cálculo de los parámetros "óptimos" del OR .....       | 72        |
| 5.8      | Parámetros del OR considerados como "óptimos" para la estructura en estudio.....                       | 73        |
| <b>6</b> | <b>REDUCCIÓN DEL SVGL A UN SISTEMA EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD<br/>CON OR Y SIN ÉSTE</b> ..... | <b>74</b> |
| 6.1      | Sistema de un grado de libertad equivalente del edificio sin OR .....                                  | 74        |
| 6.2      | Sistema equivalente del edificio con OR .....  | 84        |

|          |  |            |
|----------|--|------------|
| <b>7</b> | <b>ANÁLISIS PROBABILISTA DE LA RESPUESTA DE LOS SISTEMAS EQUIVALENTES .....</b>                          | <b>94</b>  |
| 7.1      | Cálculo de las respuestas .....  | 94         |
| 7.2      | Modelo probabilista utilizado .....  | 99         |
| 7.3      | Curvas de densidad de probabilidad acumulada (D.P.A.) .....  | 100        |
| <b>8</b> | <b>TASAS ESPERADAS DE FALLA POR UNIDAD DE TIEMPO DEL SISTEMA EQUIVALENTE<br/>SIN OR Y CON ÉSTE .....</b> | <b>109</b> |
| 8.1      | Generalidades sobre el criterio utilizado .....  | 109        |
| 8.2      | Probabilidades de excedencia para cada estado límite $P(\gamma > \gamma^*   y)$ .....                    | 110        |
| 8.3      | Derivada de $v(y)$ .....   | 116        |
| 8.4      | Evaluación de la tasa esperada de falla estructural por unidad de tiempo .....                           | 116        |
| <b>9</b> | <b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>   | <b>118</b> |
|          | <b>REFERENCIAS .....</b>   | <b>123</b> |
|          | <b>APÉNDICE A .....</b>  | <b>128</b> |
|          | <b>APÉNDICE B .....</b>  | <b>135</b> |
|          | <b>AGRADECIMIENTOS .....</b>   | <b>139</b> |

---

## ÍNDICE DE FIGURAS

---

|     |   |    |
|-----|---|----|
| 1.1 | Representación de una estructura de un grado de libertad con oscilador de masa resonante .....  | 3  |
| 2.1 | Estructura de un grado de libertad con oscilador sometida a carga armónica .....  | 6  |
| 2.2 | Factor de amplificación dinámica del SIGL con OR y sin éste .....   | 8  |
| 2.3 | Osciladores de masa resonante tipo péndulo simple .....   | 12 |
| 2.4 | Oscilador de masa resonante tipo péndulo simple, instalado en la torre Chifley en Sydney Australia. ....                                    | 14 |
| 2.5 | Oscilador resonante tipo péndulo invertido, instalado en la torre Higashiyama Sky en Nagoya Japón .....                                     | 14 |
| 2.6 | Oscilador resonante tipo plataforma, instalado en la torre del puerto de Chiba en Japón .....   | 15 |
| 2.7 | Oscilador resonante tipo péndulo simple, instalado en la torre de apoyo del puente Rama IX en Bangkok .....                                 | 16 |
| 2.8 | Oscilador resonante tipo péndulo simple en forma de anillo, instalado en la torre de acero de 120 m de altura en Hague Nueva Zelandia ..... | 16 |

|      |  |    |
|------|--|----|
| 3.1  | Elevación y planta tipo del marco en estudio (SVGL) .....  | 18 |
| 3.2  | Espectro de diseño sísmico zona III .....  | 21 |
| 3.3  | Representación gráfica de la localización de armados .....   | 23 |
| 3.4  | Formas modales de vibración de la estructura .....   | 23 |
| 3.5  | Secciones y armados estructurales de las trabes del marco en estudio .....   | 24 |
| 3.6  | Secciones y armados estructurales de las columnas del marco en estudio .....   | 25 |
| 3.7  | Distorsiones de entrepiso del SVGL .....   | 27 |
|      |  |    |
| 4.1  | Acelerogramas y espectros elásticos de aceleración ( $\zeta=5\%$ ) de los eventos sísmicos del 19 de septiembre de 1985 y 25 de abril de 1989, componentes E-W, registrados en la estación SCT ..... | 29 |
| 4.2  | Fase intensa del sismo ABR29 .....   | 30 |
| 4.3  | Espectros elásticos de aceleración ( $\zeta=5\%$ ) de los sismos simulados a partir del sismo SCT-85 .....   | 31 |
| 4.4  | Espectros elásticos de aceleración ( $\zeta=5\%$ ) de los sismos simulados a partir del sismo SCT-89 .....   | 32 |
| 4.5  | Curvas intensidad-recurrencia para terreno blando en el D.F. ....  | 34 |
|      |  |    |
| 5.1  | Geometría del elemento viga-columna con AP .....   | 38 |
| 5.2  | Componentes en paralelo .....  | 38 |
| 5.3  | Modelo de comportamiento histerético tipo bilineal .....   | 39 |
| 5.4  | Ancho efectivo de la losa para la contribución a momento negativo .....  | 43 |
| 5.5  | Relación esfuerzo-deformación para el concreto .....   | 44 |
| 5.6  | Relación esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo .....  | 45 |
| 5.7  | Diagramas momento-curvatura de las trabes del SVGL .....   | 47 |
| 5.8  | Diagramas momento-carga axial de las columnas del SVGL .....   | 48 |
| 5.9  | Representación esquemática del marco en estudio con oscilador de masa resonante .....  | 49 |
| 5.10 | Relaciones de desplazamiento ( $D_{co}/D_{so}$ ) para un amortiguamiento en el OR del 5% del crítico. Sismo SCT-85 .....   | 54 |
| 5.11 | Relaciones de desplazamiento ( $D_{co}/D_{so}$ ) para un amortiguamiento en el OR del 5% del crítico. Sismo SCT-89 .....   | 54 |
| 5.12 | Relaciones de desplazamiento ( $D_{co}/D_{so}$ ) para un amortiguamiento en el OR del 10% del crítico. Sismo SCT-85 .....  | 55 |
| 5.13 | Relaciones de desplazamiento ( $D_{co}/D_{so}$ ) para un amortiguamiento en el OR del 10% del crítico. Sismo SCT-89 .....  | 55 |

|      |   |    |
|------|---|----|
| 5.14 | Relaciones de desplazamiento ( $D_{co}/D_{so}$ ) para un amortiguamiento en el OR del 20% del crítico.<br>Sismo SCT-85 .....                    | 56 |
| 5.15 | Relaciones de desplazamiento ( $D_{co}/D_{so}$ ) para un amortiguamiento en el OR del 20% del crítico.<br>Sismo SCT-89 .....                    | 56 |
| 5.16 | Relaciones de desplazamiento ( $D_{co}/D_{so}$ ) para un amortiguamiento en el OR del 30% del crítico.<br>Sismo SCT-85 .....                    | 57 |
| 5.17 | Relaciones de desplazamiento ( $D_{co}/D_{so}$ ) para un amortiguamiento en el OR del 30% del crítico.<br>Sismo SCT-89 .....                    | 57 |
| 5.18 | Envoltentes de distorsión de entrepiso ( $\gamma$ ); características del OR, $R_m=0.03$ y $R_\omega=1.0$ .....                                  | 59 |
| 5.19 | Envoltentes de desplazamiento de cada nivel .....   | 59 |
| 5.20 | Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR, $R_m=0.03$ y $\zeta_{OR}=0.05$ .<br>Sismo utilizado SCT-85 ..... | 60 |
| 5.21 | Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR, $R_m=0.03$ y $\zeta_{OR}=0.10$ .<br>Sismo utilizado SCT-85 ..... | 61 |
| 5.22 | Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR, $R_m=0.03$ y $\zeta_{OR}=0.20$ .<br>Sismo utilizado SCT-85 ..... | 62 |
| 5.23 | Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR, $R_m=0.03$ y $\zeta_{OR}=0.30$ .<br>Sismo utilizado SCT-85 ..... | 63 |
| 5.24 | Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR, $R_m=0.03$ y $\zeta_{OR}=0.05$ .<br>Sismo utilizado SCT-89 ..... | 64 |
| 5.25 | Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR, $R_m=0.03$ y $\zeta_{OR}=0.10$ .<br>Sismo utilizado SCT-89 ..... | 65 |
| 5.26 | Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR, $R_m=0.03$ y $\zeta_{OR}=0.20$ .<br>Sismo utilizado SCT-89 ..... | 66 |
| 5.27 | Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR, $R_m=0.03$ y $\zeta_{OR}=0.30$ .<br>Sismo utilizado SCT-89 ..... | 67 |
| 5.28 | Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR, $R_m=0.01$ y $\zeta_{OR}=0.05$ .<br>Sismo utilizado SCT-85 ..... | 68 |
| 5.29 | Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR, $R_m=0.01$ y $\zeta_{OR}=0.20$ .<br>Sismo utilizado SCT-85 ..... | 68 |
| 5.30 | Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR, $R_m=0.01$ y $\zeta_{OR}=0.05$ .<br>Sismo utilizado SCT-89 ..... | 69 |
| 5.31 | Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR, $R_m=0.01$ y $\zeta_{OR}=0.20$ .<br>Sismo utilizado SCT-89 ..... | 69 |

|      |  |     |
|------|--|-----|
| 5.32 | Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR, $R_m=0.05$ y $\zeta_{OR}=0.05$ . Sismo utilizado SCT-85 .....               | 70  |
| 5.33 | Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR, $R_m=0.05$ y $\zeta_{OR}=0.20$ . Sismo utilizado SCT-85 .....               | 70  |
| 5.34 | Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR, $R_m=0.05$ y $\zeta_{OR}=0.05$ . Sismo utilizado SCT-89 .....               | 71  |
| 5.35 | Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR, $R_m=0.05$ y $\zeta_{OR}=0.20$ . Sismo utilizado SCT-89 .....               | 71  |
|      |  |     |
| 6.1  | Datos y resultados del análisis <i>push-over</i> elástico lineal para el cálculo de los parámetros del modelo "lineal equivalente" .....                   | 79  |
| 6.2  | Datos y resultados del análisis estático no lineal <i>push-over</i> para el cálculo de los parámetros del modelo "no lineal equivalente" .....             | 80  |
| 6.3  | Perfil de desplazamientos laterales normalizado $\{\Psi_1\}$ tomado a una distorsión global de 1% .....  | 81  |
| 6.4  | Relación entre cortante de fluencia y rigidez inicial del SVGL y el S1GLE .....  | 83  |
| 6.5  | Comparación de las respuestas, lineal y no lineal, estimadas con el S1GL (calculado con el principio del trabajo virtual) con las obtenidas del SVGL ..... | 85  |
| 6.6  | Representación y parámetros del sistema real y del equivalente .....   | 86  |
| 6.7  | Definición del cortante de fluencia del sistema equivalente con OR .....   | 90  |
| 6.8  | Modelo de dos grados de libertad utilizado para representar al sistema equivalente con OR .....  | 91  |
| 6.9  | Comparación de las respuestas, lineal y no lineal, estimadas con el sistema equivalente con las obtenidas del SVGL con OR .....                            | 92  |
| 6.10 | Comparación de las distorsiones máximas de entrepiso para dos posibles formas del vector de desplazamientos laterales .....                                | 93  |
|      |  |     |
| 7.1  | Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para $Q=2$ y $T_R=100$ años .....   | 101 |
| 7.2  | Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para $Q=2$ y $T_R=50$ años .....  | 101 |
| 7.3  | Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para $Q=2$ y $T_R=35$ años .....  | 102 |
| 7.4  | Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para $Q=2$ y $T_R=25$ años .....  | 102 |
| 7.5  | Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para $Q=2$ y $T_R=20$ años .....  | 103 |
| 7.6  | Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para $Q=2$ y $T_R=5.5$ años .....   | 103 |
| 7.7  | Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para $Q=4$ y $T_R=1000$ años .....  | 104 |

|      |   |     |
|------|---|-----|
| 7.8  | Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para $Q=4$ y $T_R=200$ años .....                        | 104 |
| 7.9  | Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para $Q=4$ y $T_R=100$ años .....                        | 105 |
| 7.10 | Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para $Q=4$ y $T_R=50$ años .....                         | 105 |
| 7.11 | Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para $Q=4$ y $T_R=35$ años .....                         | 106 |
| 7.12 | Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para $Q=4$ y $T_R=25$ años .....                         | 106 |
| 7.13 | Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para $Q=4$ y $T_R=10$ años .....                         | 107 |
| 7.14 | Estadística de la respuesta con OR para $Q=1$ y $T_R=200, 100$ años .....                               | 107 |
| 7.15 | Estadística de la respuesta con OR para $Q=1$ y $T_R=50, 35$ años .....                                 | 108 |
| 7.16 | Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para $Q=1$ y $T_R=25$ años .....                         | 108 |
|      |   |     |
| 8.1  | Curvas de probabilidad de excedencia $P(\gamma > \gamma^*   y)$ para el modelo diseñado con $Q=2$ ..... | 112 |
| 8.2  | Curvas de probabilidad de excedencia $P(\gamma > \gamma^*   y)$ para el modelo con $Q=4$ .....          | 112 |
| 8.3  | Curvas de probabilidad de excedencia $P(\gamma > \gamma^*   y)$ para el modelo con $Q=1$ .....          | 113 |

---

## RESUMEN

---

Se analiza la reducción en la respuesta dinámica ante movimientos sísmicos típicos de la zona blanda del valle de México, de una estructura con capacidad de incursionar en el rango de comportamiento no lineal, al instalarle un oscilador de masa resonante (OR) en su azotea. Se analiza la influencia de algunos parámetros del oscilador en la respuesta lineal y no lineal de dicha estructura. Para obtener una mejor aproximación en los resultados del análisis no lineal se consideran algunas fuentes de sobrerresistencia.

De los resultados se concluye que la eficiencia de estos dispositivos está en función del grado de no linealidad de la estructura. Se demuestra que para estructuras con comportamiento fuertemente no lineal los OR son poco eficientes, y por el contrario en estructuras con bajo o nulo comportamiento no lineal las reducciones en la respuesta que se logran son importantes (entre un 40 y 70%).

Se demuestra que un incremento en el amortiguamiento del OR disminuye su eficiencia, pero provoca que sus desplazamientos sean más razonables y por consiguiente aumente su factibilidad de instalación. Se demuestra que las conclusiones anteriores son válidas para desplazamiento y aceleración de azotea, distorsión máxima de entrepiso y cortante basal.

Se valida un procedimiento para transformar la estructura "real", sin OR y con éste, a un sistema simplificado equivalente.

Para obtener una evaluación más confiable de las reducciones encontradas, se realiza un estudio probabilista de la respuesta para un conjunto de sismos simulados con características similares a los registrados en el sitio de interés. Se obtuvieron las curvas de probabilidad de excedencia asociadas a los dos estados límites de servicio (desplazamiento) señalados en el RCDF-93.

Se evalúa la eficiencia del dispositivo comparando las tasas esperadas de falla de la estructura sin OR y con éste.

Se idealizaron dos modelos estructurales a partir del diseñado, uno para obtener las reducciones en la respuesta cuando la estructura presenta un grado de no linealidad mayor a la diseñada, y el otro, para considerar una estructura con comportamiento lineal elástico ante cualquier nivel de excitación sísmica.

## ***INTRODUCCIÓN***

Cuando un sismo de gran intensidad excita a una estructura, el grado de daño que adquiere depende de la manera en que esta absorbe los altos niveles de energía cinética a los cuales se ve sujeta. Como los códigos de diseño actuales lo reconocen, sería demasiado costoso absorber esta energía dentro de la capacidad elástica de los materiales, es por eso que la mayoría de los reglamentos recomiendan aprovechar la ductilidad que son capaces de desarrollar las estructuras. Los edificios diseñados así dependen para su supervivencia, durante un sismo severo, principalmente de la ductilidad que puedan desarrollar los elementos estructurales que la conforman. Gracias a esta ductilidad la estructura puede disipar energía cinética mediante sus deformaciones inelásticas.

El intento por reducir los daños provocados por temblores ha llevado al desarrollo de elementos que se incorporan en las estructuras (nuevas o existentes) para modificar sus propiedades dinámicas y, en algunos casos, incrementar su capacidad de disipación de energía.

A partir de las dos últimas décadas ha crecido considerablemente el número de dispositivos fabricados en el mundo. Paralelamente las instituciones de investigación han dedicado cada vez mayor tiempo al estudio analítico y experimental de estructuras con estos sistemas. Los dispositivos se han agrupado, en función de su forma de trabajo, en dispositivos de control pasivo y dispositivos de control activo (□ Jara J., 1994).

Dentro del grupo de control activo están, entre otros, los amortiguadores de masa activa, los tendones activos y los dispositivos de fricción activos. Dentro del grupo de control pasivo se pueden mencionar los disipadores de energía, los aisladores de base y los osciladores de masa resonante. Este último es motivo de estudio en el presente trabajo.

Los osciladores de masa resonante o amortiguadores de masa resonante (OR) son dispositivos relativamente pequeños compuestos de una masa, un resorte y un amortiguador viscoso instalados en la mayoría de los casos en la parte superior de la estructura con el propósito de reducir su respuesta ante cargas dinámicas. En la *figura 1.1a* se representa un oscilador de masa resonante instalado en una estructura de un grado de libertad, donde  $M_{SP}$ ,  $K_{SP}$  y  $C_{SP}$  representan la masa, la rigidez y la constante de amortiguamiento de la estructura o sistema principal (SP), y  $m_{OR}$ ,  $k_{OR}$  y  $c_{OR}$  la masa, rigidez y constante de amortiguamiento del oscilador. El funcionamiento del OR se basa en el principio de que al estar en sintonía las frecuencias naturales de éste y del sistema principal, el movimiento de la masa del OR se opone al movimiento de la estructura (*figura 1.1b*) por lo que reduce o elimina sus vibraciones. La frecuencia natural del oscilador se sintoniza a la frecuencia natural del sistema principal mediante un ajuste en la rigidez de su resorte, la masa del OR se coloca de tal forma que se le permita un libre movimiento y a su vez los efectos de fricción al desplazarse sean mínimos.

Para que una nueva técnica de diseño antisísmico se acepte por los ingenieros de la práctica es necesario que no represente cambios radicales en los procesos de diseño y construcción. En este sentido se ha opinado en la literatura que el OR es una alternativa relativamente fácil de instalar en diferentes tipos de estructuras. Que pueden ser considerados en el diseño de edificios nuevos o en el reforzamiento de existentes, no se requiere de cambios importantes en el proceso de diseño, no interfiere con los principales patrones de carga horizontal y vertical (□ Villaverde y Koyama , 1993), puede responder a niveles bajos de excitación, no depende para su funcionamiento de una fuente externa de energía, puede combinarse o formar parte de un sofisticado sistema de control activo o servir de respaldo de este en caso de falla. Puede ser efectivo tanto para reducir vibraciones causadas por viento, sismo o las causadas por los ocupantes del edificio, su costo no representa más del 1% del inicial de la estructura (□ Shimazu y Araki, 1996), su mantenimiento es mínimo y el costo de operación es prácticamente nulo.

Por otro lado es sabido que la influencia del amortiguamiento para limitar la respuesta dinámica de sistemas es más importante mientras mayor es la duración de la excitación y menor es su ancho de banda

(Esteva L., 1993). Por ello es de esperarse que los temblores típicos de la zona de terreno blando del valle de México presenten condiciones para las que sea mayor la eficiencia de los osciladores de masa resonante.

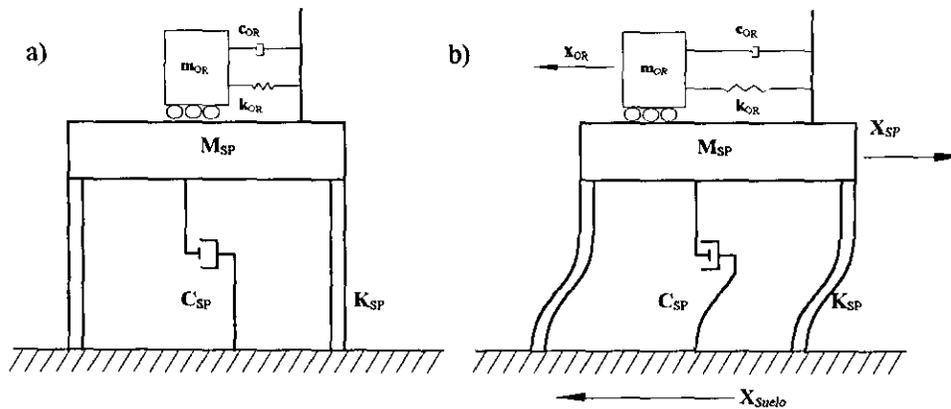


Figura 1.1 Representación de una estructura de un grado de libertad con oscilador de masa resonante

Existe una fuerte controversia en la literatura sobre el tema acerca de la eficiencia de estos dispositivos. Mientras algunos estudios (Jagadish et al 1979, Villaverde 1985, Villaverde y Koyama 1993, Miyama 1992, Sadek et al 1997) mencionan reducciones del orden del 50 por ciento del máximo desplazamiento de azotea otros (Gupta et al 1969, Kaynia et al 1981 y Sladek et al 1983) concluyen que las reducciones que pueden lograrse son de poca importancia. La mayoría de estos estudios se han realizado con estructuras simplificadas o sistemas de un grado de libertad cuyo comportamiento se ha supuesto lineal elástico.

Algunos autores (Villaverde 1985, Villaverde y Koyama 1993, Sadek et al 1997 y Wirsching et al 1973) opinan que las mayores reducciones se obtienen con valores altos del amortiguamiento en el OR (entre un 20 y 40% del crítico), mientras otros (Esteva 1993, Kaynia et al 1981) afirman que un aumento de este parámetro puede disminuir su eficiencia. Cabe hacer notar que estos estudios se han realizado con diferentes combinaciones de parámetros del OR y diferentes tipos de excitación, por lo que las diferencias podrían deberse a que existe un valor óptimo del amortiguamiento en el OR para cada combinación de parámetros del OR, SP y características de la excitación como lo sugiere Den Hartog (1974). Este autor opina que al aumentar el amortiguamiento en el OR (manteniendo el resto de los parámetros constantes) aumenta su eficiencia hasta que se alcanza un valor óptimo en el cual se logra la máxima reducción de la respuesta del SP. Un valor mayor a este amortiguamiento provoca que su eficiencia disminuya.

## 1.1 Objetivo

El objetivo principal de este estudio es comparar la respuesta dinámica de una estructura convencional (diseñada de acuerdo a lo especificado en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias) que tenga la capacidad de incursionar en el rango de comportamiento no lineal, con la respuesta que se obtiene de esta misma con un oscilador de masa resonante instalado en su azotea, para evaluar con esto las reducciones que pueden lograrse ante excitaciones sísmicas típicas de la zona de terreno blando del valle de México. Las excitaciones sísmicas serán intensas y moderadas con el fin de evaluar dos posibles estados de daño de la estructura. Para evaluar el máximo daño y por consiguiente las máximas reducciones se propone que la frecuencia de la estructura esté en resonancia con la del suelo donde se supone desplantada.

Se evaluará el efecto del incremento en el amortiguamiento del oscilador, estudiando valores de éste comprendidos entre 0.05 y 0.30 del crítico.

Para obtener una evaluación más confiable y suficientemente precisa de las reducciones en la respuesta que se obtengan, se realizará un análisis probabilista de estas, utilizando un conjunto de sismos simulados y escalados a diferentes niveles de intensidad. Adicionalmente se calcularán las tasas esperadas de falla estructural por unidad de tiempo para la estructura sin OR y con éste, como una medida de la eficiencia del dispositivo.

Para evaluar el efecto de un aumento en la no linealidad de la estructura y el comportamiento de una estructura lineal se idealizarán estructuras, a partir de la diseñada, con estas característica y se calcularán los mismos resultados descritos en los párrafos anteriores. Finalmente, se compararán los resultados para todos los sistemas estudiados.

## ANTECEDENTES

La literatura sobre el tema contiene información de este tipo de absorbedores desde 1909 (*Den Frahm H., 1909*). En los textos modernos de análisis de vibraciones se discute su uso para limitar el movimiento absoluto de sistemas de un grado de libertad sujetos a carga armónica (*Den Hartog, 1974*).

Innumerables investigaciones teóricas y experimentales se han realizado con el fin de determinar su efectividad ante diferentes tipos de excitaciones. Se han instalado osciladores en estructuras reales, principalmente con el fin de reducir las vibraciones causadas por el viento, comprobándose su eficiencia mediante mediciones en vientos intensos y en algunos casos durante sismos.

### 2.1 Características del oscilador

La eficiencia de este tipo de dispositivos depende de una serie de parámetros involucrados en su funcionamiento, entre los cuales están:

La relación entre masa del oscilador ( $m_{OR}$ ) y la masa de la estructura ( $M_{SP}$ ),

$$R_m = \frac{m_{OR}}{M_{SP}} \quad (2.1)$$

Donde  $M_{SP}$  es la masa total del sistema de un grado de libertad (SIGL) o la masa generalizada del primer modo natural de vibración <sup>†(1)</sup> en sistemas de varios grados de libertad (SVGL).

<sup>†(1)</sup>: El OR se propone para reducir la respuesta del modo con el cual está sintonizado, generalmente el primer modo natural de vibración (en SVGL).

La relación de frecuencias,

$$R\omega = \frac{\omega_{OR}}{\omega_{SP}} \quad (2.2)$$

Donde  $\omega_{OR} = \sqrt{\frac{k_{OR}}{m_{OR}}}$  y  $\omega_{SP} = \sqrt{\frac{K_{SP}}{M_{SP}}}$  en SIGL o  $\omega_{SP}$  = frecuencia del primer modo natural de vibración  $\dagger^{(1)}$  en SVGL.

La relación de amortiguamiento,

$$R\zeta = \frac{\zeta_{OR}}{\zeta_{SP}} \quad (2.3)$$

Donde  $\zeta_{OR} = c_{OR}/2m_{OR}\omega_{OR}$  y  $\zeta_{SP} = C_{SP}/2M_{SP}\omega_{SP}$  en SIGL o  $\zeta_{SP}$  = amortiguamiento del primer modo natural de vibración  $\dagger^{(1)}$  en SVGL.

## 2.2 Análisis paramétrico de un SIGL con OR sometido a carga armónica

En la literatura existe consenso en que los osciladores son efectivos para reducir las vibraciones en SIGL lineales sometidos a carga armónica. Un gran número de investigaciones se han enfocado a demostrarlo y a determinar el valor óptimo de los parámetros  $R_m$ ,  $R\omega$  y  $R\zeta$ . La influencia que tienen estas variables se puede observar mediante un análisis paramétrico en un sistema como el mostrado en la *figura 2.1*, sometido a una carga dinámica del tipo  $P(t) = P_0 \sin \omega t$  aplicada en la masa  $M_{SP}$ .

Las ecuaciones que describen el movimiento del sistema son:

$$M_{SP}\ddot{X}_{SP} + K_{SP}X_{SP} + k_{OR}(X_{SP} - x_{OR}) + C_{SP}\dot{X}_{SP} + c_{OR}(\dot{X}_{SP} - \dot{x}_{OR}) = P_0 \sin \omega t \quad (2.4)$$

$$m_{OR}\ddot{x}_{OR} + k_{OR}(x_{OR} - X_{SP}) + c_{OR}(\dot{x}_{OR} - \dot{X}_{SP}) = 0 \quad (2.5)$$

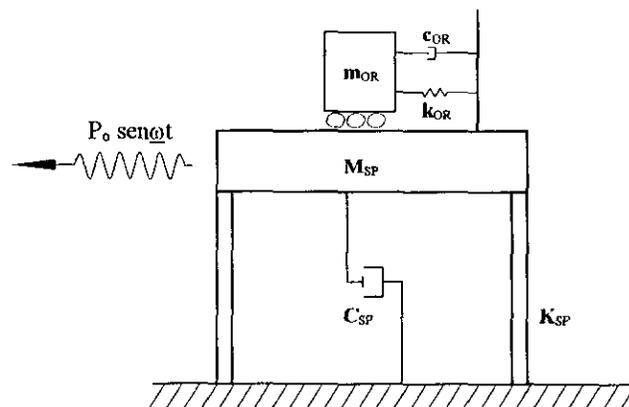


Figura 2.1 Estructura de un grado de libertad con oscilador sometida a carga armónica

Donde :

$X_{SP}, \dot{X}_{SP}, \ddot{X}_{SP}$  son el desplazamiento, velocidad y aceleración en el tiempo de la masa de la estructura y  $x_{OR}, \dot{x}_{OR}, \ddot{x}_{OR}$  el desplazamiento, velocidad y aceleración del oscilador.

La respuesta en forma adimensional de la masa del sistema principal sin considerar perturbaciones transitorias al aplicarle la carga armónica está dada por (*Rana y Soong, 1998*):

$$\frac{X_{SP}}{X_{ST}} \approx \sqrt{\frac{\left(1 - \frac{R_f^2}{R\omega^2}\right)^2 + 4\left(\frac{\zeta_{OR} R_f}{R\omega}\right)^2}{Z}} \quad (2.6)$$

$$Z = \left\{ \frac{R_f^4}{R\omega^2} - \frac{R_f^2}{R\omega^2} - R_f^2 (1 + Rm) - 4 \frac{\zeta_{SP} \zeta_{OR} R_f^2}{R\omega} + 1 \right\}^2 + \left\{ 2 \frac{\zeta_{SP} R_f^3}{R\omega} + 2 \frac{\zeta_{OR} R_f^3}{R\omega} (1 + Rm) - 2 \frac{\zeta_{OR} R_f}{R\omega} - 2 \zeta_{SP} R_f \right\}^2 \quad (2.7)$$

Donde:

$X_{ST}$  es el desplazamiento de la masa del SP al aplicarle la carga en forma estática,  $X_{ST} = P_0 / K_{SP}$

$R_f$  es la relación entre la frecuencia de la excitación y la frecuencia del SP,  $R_f = \omega / \omega_{SP}$

A la relación  $X_{SP}/X_{ST}$  se le conoce como *factor de amplificación dinámica (FAD)*, y está representado en las *figuras 2.2a-2.2c*. En dichas figuras la curva correspondiente al sistema sin OR (SIGL) se calculó con las *ecuaciones 2.6 y 2.7* empleando para esto los parámetros  $Rm$  y  $\zeta_{OR}$  aproximadamente iguales a cero, corroborando los resultados con los que se obtienen al emplear la *ecuación 2.8*, que es la que corresponde al FAD de un sistema de un grado de libertad sometido a carga armónica.

$$FAD_1 = \frac{1}{\sqrt{(1 - R_f)^2 + (2R_f \zeta_{SP})^2}} \quad (2.8)$$

En la *figura 2.2a* se representa el efecto del incremento en la masa y amortiguamiento del OR ( $0.01 \leq Rm \leq 0.10$  y  $0.01 \leq \zeta_{OR} \leq 0.40$ ) para un sistema como el mostrado en la *figura 2.1* con 5% de amortiguamiento en el SP y en resonancia las frecuencias del SP y OR ( $R\omega = 1.0$ ). Se observa que para valores de  $\zeta_{OR} \leq \zeta_{SP}$  las máximas reducciones de la respuesta se presentan para valores de  $R_f$  cercanos a uno, esto es, en la resonancia de las frecuencias del SP y excitación.

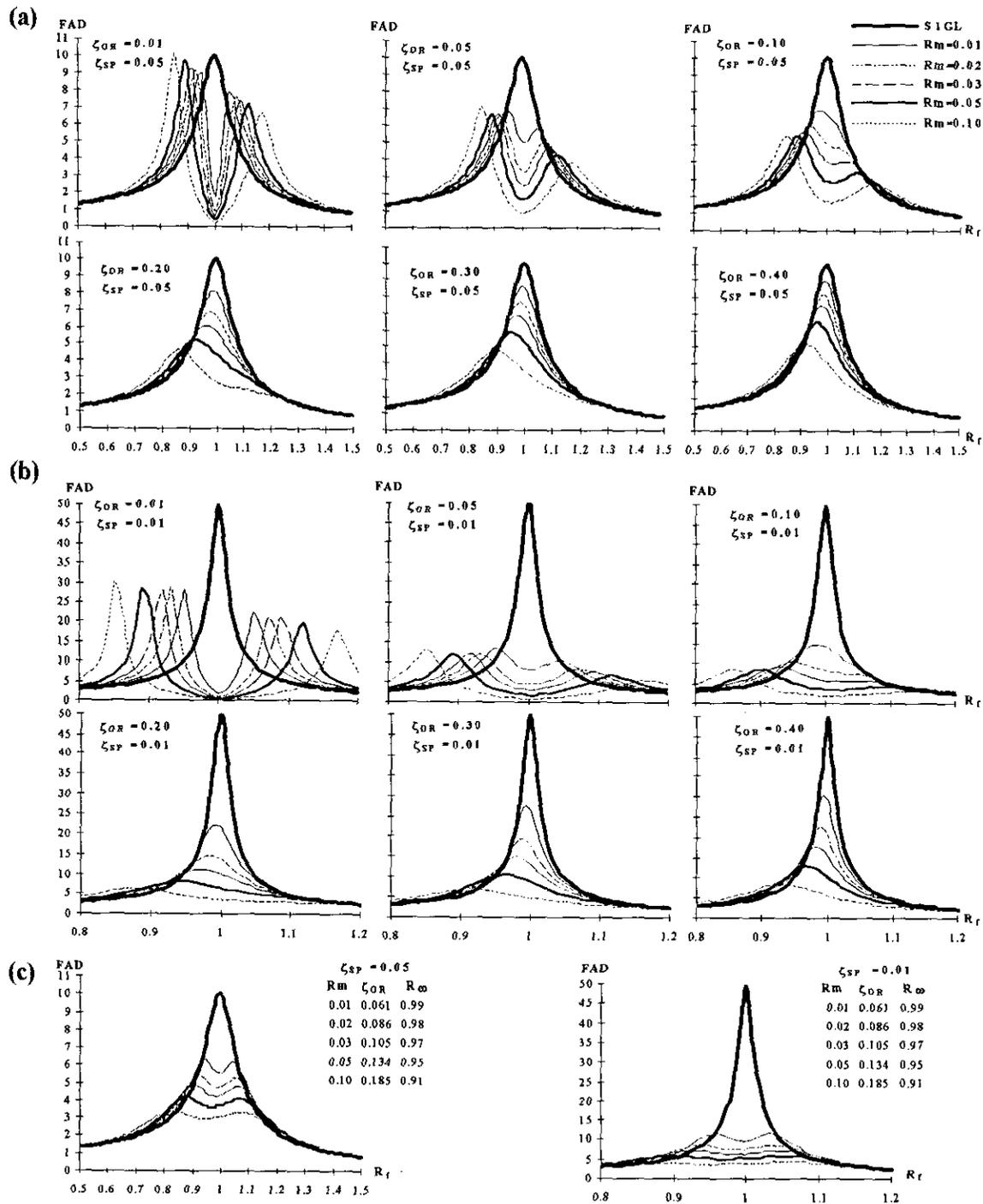


Figura 2.2 Factor de amplificación dinámica del S1GL con OR y sin éste.

- a) Efecto del incremento en la masa y amortiguamiento del OR para  $\zeta_{SP} = 0.05$
- b) Efecto del incremento en la masa y amortiguamiento del OR para  $\zeta_{SP} = 0.01$
- c) FAD calculados con los parámetros que se obtienen al utilizar las expresiones propuestas por Den Hartog

Por otro lado se observan amplificaciones para valores del  $R_f$  que corresponden a la resonancia de las frecuencias del sistema modificado por la presencia del oscilador (SP-OR). En este sentido la primera cresta (la mayor) en las gráficas representa la "resonancia" de la frecuencia de la excitación con la frecuencia del primer modo del sistema SP-OR, y la segunda, la "resonancia" con la frecuencia del segundo modo.

Las reducciones en la respuesta se ven disminuidas al aumentar el valor de  $\zeta_{OR}$ , por el contrario aumenta el rango de valores de  $R_f$  para los cuales se presentan las máximas reducciones. Se observa un incremento en la reducción de la respuesta al aumentar el valor del parámetro  $R_m$ , sobre todo para valores de  $\zeta_{OR} \geq 0.05$ .

En la *figura 2.2b* se repite el mismo análisis paramétrico presentado en la *figura 2.2a*, pero con  $\zeta_{SP} = 0.01$ . En comparación con la *figura 2.2a* es posible observar que al disminuir el amortiguamiento en el SP se incrementan tanto las reducciones de la respuesta como el rango de valores de  $R_f$  para los cuales dichas reducciones son importantes. En general se mantiene el mismo comportamiento observado en la figura anterior.

**Den Hartog** (1974) fue uno de los primeros en desarrollar expresiones para el cálculo de los parámetros óptimos de un OR instalado en un sistema como el mostrado en la *figura 2.1*. Dichas expresiones propuestas para minimizar la respuesta en el estado estacionario de la masa del SP sujeta a carga armónica son:

$$R_{\omega} = \frac{1}{1 + R_m} \quad (2.9)$$

$$\zeta_{OR} = \sqrt{\frac{3R_m}{8(1 + R_m)}} \quad (2.10)$$

La *figura 2.2c* muestra un análisis paramétrico con estas expresiones para los mismos valores de  $R_m$ ,  $\zeta_{OR}$  y  $R_f$  presentados en las *figuras 2.2a* y *2.2b*. En esta figura se observa una reducción importante en las posibles amplificaciones que se podrían esperar al instalar el OR, además de una reducción, en la respuesta, aproximadamente constante para el rango de valores de  $R_f$  en los cuales el OR resulta favorable.

Con este simple análisis paramétrico es posible observar y comprobar las posibles reducciones en la respuesta dinámica de estructuras al instalar estos dispositivos.

### 2.3 Algunas investigaciones sobre el tema

Las experiencias indican que los OR son muy eficientes en reducir las vibraciones en edificios altos provocadas por el viento, sin embargo el número de estudios de estructuras ante sismos es considerablemente menor y las opiniones en cuanto a su uso, para el caso de excitación sísmica, son tanto a favor como en contra. La literatura sobre el tema incluye experiencias contradictorias, mientras algunos estudios mencionan reducciones del orden de cincuenta por ciento del máximo desplazamiento relativo del extremo superior de un edificio, con respecto a su base, otras concluyen que las reducciones que pueden lograrse son de poca importancia. Varias investigaciones se han enfocado a determinar los parámetros óptimos del OR, a continuación se presentan algunas de estas investigaciones.

**Gupta y Chandrasekaren (1969)** estudiaron la influencia de diversos tipos de OR, con propiedades elastoplásticas, en la respuesta de sistemas de un grado de libertad sujetos a la componente S21W del acelerograma Taft 1952, concluyeron que los OR no son efectivos en reducir la respuesta de estructuras ante excitación sísmica, no siendo así para el caso de excitaciones senoidales. **Kaynia et al (1981)** utilizaron 48 acelerogramas ensamblados para investigar los efectos del oscilador en la respuesta del modo fundamental de vibración, ellos encontraron que las reducciones óptimas se presentaban cuando la relación  $R\omega$  era igual a uno, y que un incremento en el periodo y amortiguamiento de la estructura principal decrece la efectividad del OR. Concluyeron, que en general los osciladores son poco efectivos para reducir la respuesta sísmica de estructuras.

**Sladek y Klinger (1988)** usaron el método propuesto por Den Hartog para seleccionar los parámetros de un oscilador colocado en la azotea de un edificio de 25 niveles. El análisis de este edificio, sujeto a la componente S00E del acelerograma El Centro 1940, reveló que el OR no era efectivo en reducir la respuesta dinámica del edificio. **Wirsching y Yao (1973)** calcularon la respuesta del primer modo ante aceleraciones no estacionarias de un par de edificios de 5 y 10 niveles con 2% de amortiguamiento. La masa del OR la seleccionaron igual a la mitad de un nivel típico y fijaron el parámetro  $R\omega=1.0$ , obtuvieron considerables reducciones en la respuesta con amortiguamientos en el OR de 20% del crítico, posteriormente **Wirsching y Campbell (1983)** usaron un método de optimización para calcular los parámetros del OR para edificios de 1, 5 y 10 niveles sujetos a aceleraciones estacionarias de ruido blanco en la base, encontraron que los OR pueden ser efectivos en reducir la respuesta dinámica de los edificios que estudiaron. **Jagadish et al (1979)** analizaron una estructura de dos niveles con comportamiento bilineal sujeta a la componente S69E del acelerograma Taft 1952, el nivel superior funcionaba como absorbedor de

vibraciones del primero. Encontraron que pueden lograrse, para relaciones  $R\omega$  entre 0.8 y 1.0, reducciones del 50% en las demandas de ductilidad del nivel inferior.

**Villaverde R. y Koyama L.** (1993) han demostrado que los OR tienen un mejor comportamiento cuando los dos primeros modos complejos de vibración, de la combinación estructura amortiguador, tienen una relación de amortiguamiento aproximadamente igual a la mitad de la suma del amortiguamiento del oscilador y la estructura. Para lograr esto los autores proponen expresiones para el cálculo del amortiguamiento del OR. Para demostrar su eficiencia analizaron edificios en dos y tres dimensiones bajo diferentes excitaciones de suelo, encontrando que son efectivos, experimentalmente y numéricamente, en reducir su respuesta dinámica. **Miyama** (1992) argumenta que los osciladores con relaciones de masa bajas ( $R_m < 0.02$ ) no son efectivos en reducir la respuesta de edificios ante excitaciones sísmicas. Él sugiere que para que la mayor parte de la energía sea absorbida por el disipador (nivel superior) el resto de la estructura debe permanecer sin daño, el nivel superior debe poseer una resistencia, ductilidad y amortiguamiento adecuados para resistir las cargas; mediante resultados numéricos demostró que es posible absorber el 80% de la energía con relaciones  $R_m$  y  $R\omega$  iguales a 0.05 y 1.0 respectivamente. **Sadek et al** (1997) perfeccionaron el método propuesto por Villaverde y Koyama ya que demuestran que el método propuesto por este, deja de ser efectivo para relaciones de masa grandes, proponen expresiones que aseguran que el amortiguamiento en los dos primeros modos de vibrar sea aproximadamente igual o mayor a la mitad de la suma del amortiguamiento del OR y de la estructura, tanto para SIGL y SVGL. Comprueban sus expresiones con análisis de estructuras ante diversa excitaciones sísmicas, encontrando reducciones mayores del 48% en la respuesta dinámica tanto en desplazamiento como en aceleración.

**Bernal D.** (1996) estudió la influencia de las características de la excitación en la eficiencia del OR, utilizando para esto vibraciones aleatorias no estacionarias y sismos reales. Sus resultados sugieren que el valor óptimo del amortiguamiento del OR no depende del ancho de banda de la excitación, y que éste sólo depende de la relación entre el periodo y duración de la excitación, pero únicamente para valores bajos de este cociente. Obtuvo reducciones del 30 al 40% en las ordenadas del espectro de respuesta elástica, de un SIGL, para periodos cercanos al dominante del suelo, utilizando como excitación el sismo SCT-85 el cual presenta un ancho de banda estrecho y larga duración. Este autor cuestiona lo propuesto por Villaverde y Koyama (1993) ya que indica que en su formulación no contemplaron en forma explícita la dependencia de la máxima respuesta en la correlación modal, ni la conexión entre esta correlación y la relación modal de amortiguamiento. Adicionalmente hace una exploración considerando un SIGL con comportamiento no lineal, concluye que la eficiencia del dispositivo disminuye al aumentar la respuesta no lineal del SP.

## 2.4 Osciladores de masa resonante instalados en estructuras reales

A pesar de las serias contradicciones en cuanto al uso de los osciladores, un considerable número de estos han sido instalados en edificios altos, antenas y chimeneas, principalmente con el fin de reducir las vibraciones causadas por el viento.

Se han instalado osciladores de masa resonante del tipo péndulo simple (*figura 2.3a*) en chimeneas y antenas para reducir vibraciones por viento. Ejemplo de esto son los instalados para reducir el movimiento de la antena colocada en la parte superior de la torre de acero CN en Toronto Canadá, en la cual se instaló un par de péndulos para reducir las vibraciones causadas por el segundo y cuarto modo de vibrar. Este tipo de osciladores cuyo arreglo es sólo una masa suspendida presenta el problema del espacio requerido para su funcionamiento, ya que la frecuencia del oscilador depende de la longitud de la cuerda de suspensión y para estructuras de bajas frecuencias son necesarias longitudes muy largas y por lo tanto niveles adicionales para su instalación. En fechas recientes se han desarrollado osciladores como el mostrado en la *figura 2.3b* para solucionar este problema.

Otro ejemplo de este tipo de osciladores es el de la torre Chifley en Sydney, edificio de acero para oficinas de 52 niveles (209 m de altura) cuyo absorbedor, llamado el más grande de su tipo en el mundo, consiste en un cubo de acero (*figura 2.4*) de 4 m y 400 ton de peso que representa el 2% del peso total de la estructura.

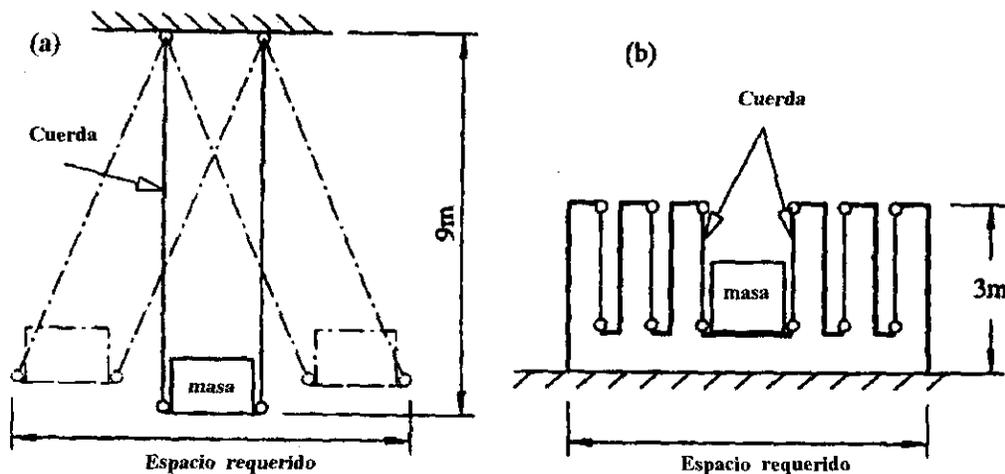


Figura 2.3 Osciladores de masa resonante del tipo péndulo simple. a) OR instalado en la Torre Yokohama Landmark (Yamazaki et al, 1992)

Suspendido por cables de acero la reducción de la respuesta se realiza por medio de desplazamientos relativos de la masa unida a cilindros hidráulicos, en ambas direcciones, en la base. El máximo

desplazamiento de la masa se restringió a  $\pm 91$  cm limitado éste por la amplitud del movimiento permisible de los cilindros hidráulicos. La frecuencia natural de vibración y el amortiguamiento estructural se determinaron por pruebas de vibración libre empleando el oscilador como fuente de excitación. El amortiguamiento estructural medido fue de 1% del amortiguamiento crítico y se determinó que la frecuencia natural de la estructura dependía de la amplitud de oscilación, por lo que el oscilador se sintonizó a la frecuencia más repetida para la cual era requerida la reducción de vibraciones, aceptando que para las frecuencias restantes el oscilador estaría ligeramente fuera de frecuencia. La torre con el oscilador presenta un amortiguamiento del 2 al 4% del crítico, dependiendo de la amplitud de vibración.

Un oscilador del tipo péndulo invertido, articulado en la base, como el mostrado en la *figura 2.5* se instaló en la torre Higashiyama Sky en Nagoya Japón. Consiste en un bloque cuadrado de 2.5 m y 3.0 m de altura con un peso de 19.8 ton. Un resorte proporciona la rigidez al oscilador el cual se sintoniza a la frecuencia de vibración del primer modo de 0.48 hz y 0.54 hz en ambas direcciones respectivamente. El máximo desplazamiento del oscilador se restringe a  $\pm 15$  cm y el coeficiente de amortiguamiento que proveen los absorbedores de impacto es del 10%. Se demostró con mediciones que el amortiguamiento de la estructura sin OR era del 0.5% del crítico, y aproximadamente del 3.0% cuando el oscilador esta funcionando. Con la instalación de este amortiguador se espera reducir las vibraciones entre un 30 y 50%.

La primera estructura construida en Japón con este tipo de disipador de energía fue la torre del Puerto de Chiba, estructura de acero en forma de rombo de 125 m de altura, donde se instaló un oscilador del tipo plataforma (*figura 2.6*) con el fin de reducir las vibraciones causadas por vientos intensos y sismos. La masa del oscilador se colocó sobre una plataforma deslizante por medio de rieles en ambas direcciones. El peso efectivo de la masa fue de 10 ton en una dirección y 15 ton en la otra, aproximadamente 0.9% y 1.3% de la masa del primer modo natural de vibración. El máximo desplazamiento del oscilador se restringió a  $\pm 1.00$  m. La rigidez se ajusta para que el oscilador esté sintonizado a la frecuencia del primer modo natural de vibración de la estructura, aproximadamente 0.43 hz, y es proporcionada por un sistema de resortes en ambas direcciones. El movimiento de la plataforma se debe a un sistema de engranaje de cremallera y piñón, los amortiguadores son de tipo viscoso con características ajustables. El periodo del oscilador puede modificarse cambiando el número de resortes o la masa.

El amortiguamiento de la torre se determinó por pruebas de vibración libre resultando del 0.5% del amortiguamiento crítico sin oscilador, y superior a 7.3% con el oscilador funcionando.

En puentes atirantados las vibraciones causadas por vientos intensos pueden ser importantes, dichas vibraciones ocurren en la dirección perpendicular a la cara del cable. También en este tipo de

estructuras existen ejemplos sobre el uso de los osciladores de masa resonante. Un ejemplo de esto es el puente atirantado Rama IX construido en Bangkok. En este puente se instaló un OR de tipo péndulo simple en la parte superior de las torres de apoyo como se muestra en la *figura 2.7*. Por pruebas en túnel de viento se determinó que la torre tenía poca capacidad de amortiguamiento estructural (0.01 en decremento logarítmico), y al instalarle el OR este amortiguamiento aumentó a 0.09. El peso del OR es de 4.5 ton que representa 1.5% del peso de la torre y su frecuencia de vibración es igual a 0.425 Hz.

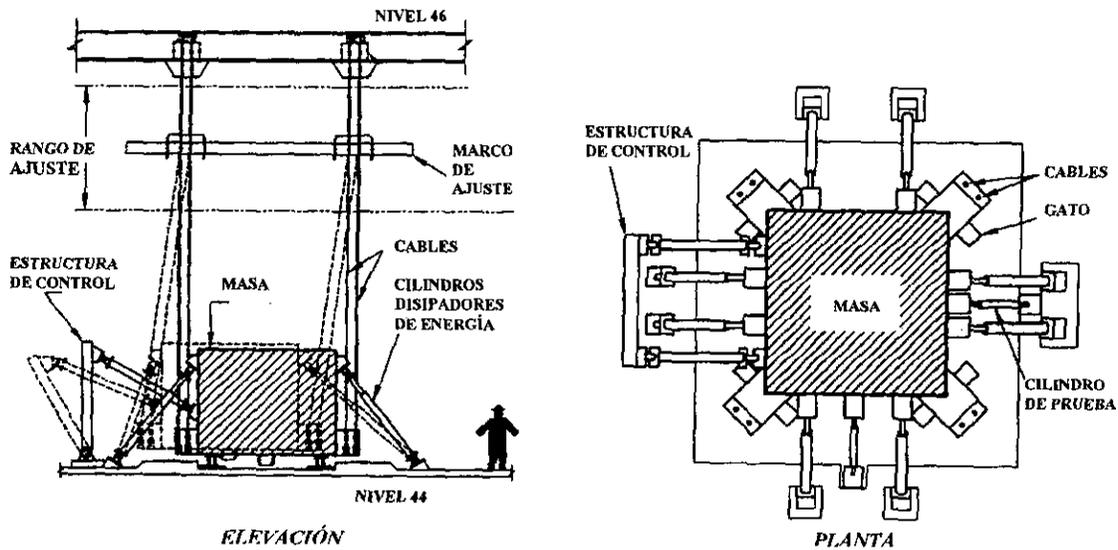


Figura 2.4 Oscilador de masa resonante tipo péndulo simple, instalado en la torre Chifley en Sydney Australia (Kwok y Samali, 1990)

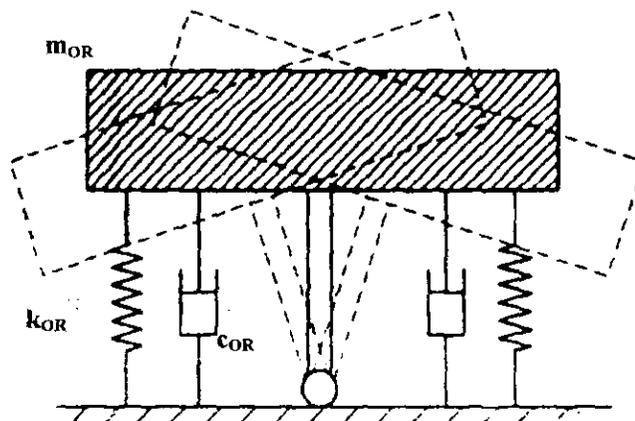
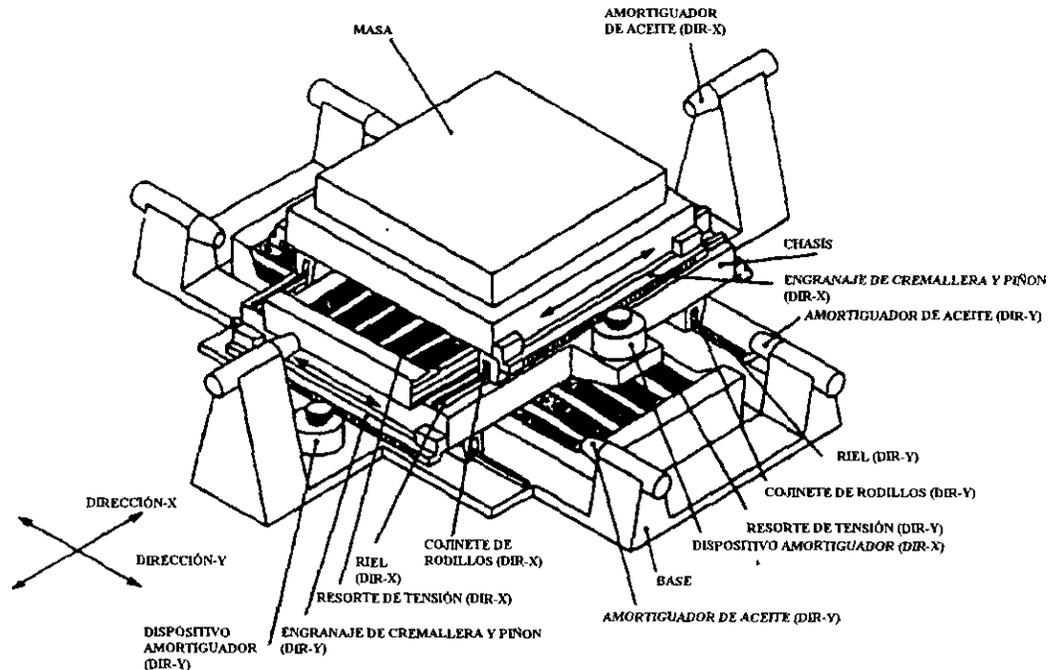


Figura 2.5 Oscilador resonante tipo péndulo invertido, instalado en la torre Higashiyama Sky en Nagoya Japón (Konno y Yoshida, 1989)



**Figura 2.6 Oscilador resonante tipo plataforma, instalado en la torre del puerto de Chiba en Japón (Ohtake et al, 1992)**

En chimeneas o torres de oscilación donde las vibraciones causadas por vientos intensos son importantes, se han utilizado osciladores del tipo péndulo simple en forma de anillo como el mostrado en la *figura 2.8*. Un ejemplo de esto es en un par de torres de acero de 120 m de altura construidas en Hagué Nueva Zelanda (*figura 2.8*). Para observar el efecto de este tipo de osciladores se monitoreó y comparó la respuesta de ambas torres en una de las cuales se instaló un OR en su parte superior. De registros tomados durante dos meses se determinó que el máximo desplazamiento lateral causado, en ese tiempo, por el viento fue de 22 cm para la torre sin OR y de 3 cm para la torre con este dispositivo; estas reducciones confirmaron su eficiencia. El peso del anillo es de 5 ton que representa el 5% del peso de la estructura, su frecuencia es de 0.62 hz y su amortiguamiento de 0.4. Este tipo de OR es efectivo en cualquier dirección.

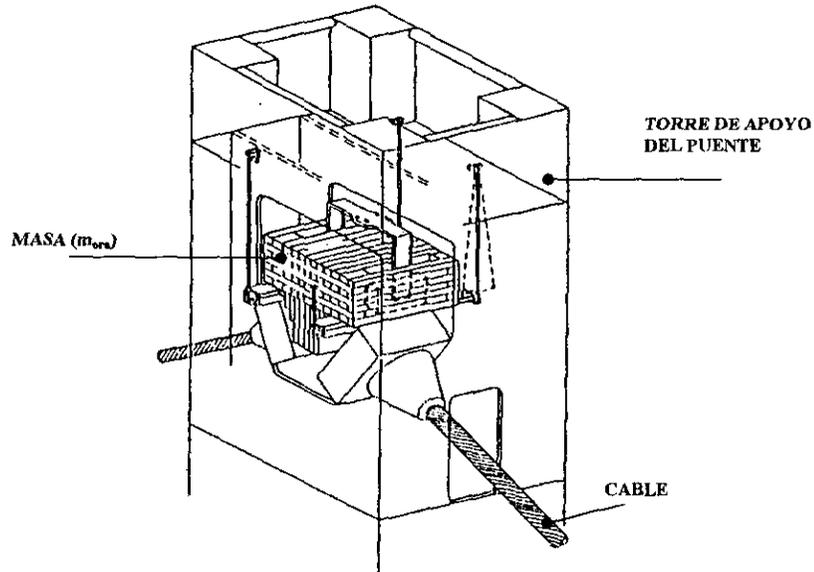


Figura 2.7 Oscilador resonante tipo péndulo simple, instalado en la Torre de apoyo del puente Rama IX en Bangkok (Brown C. et al, 1987)

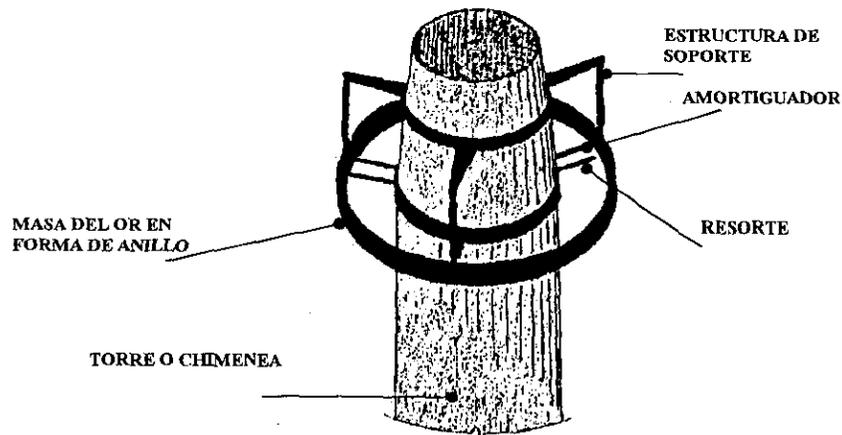


Figura 2.8 Oscilador resonante tipo péndulo simple en forma de anillo, instalado en una Torre de acero de 120 m de altura en Hague Nueva Zelanda (Hirsch G., 1981)

## ***ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL (SVGL)***

A continuación se describen las características de la estructura analizada (SVGL), las consideraciones que se emplearon para su estructuración y análisis, así como los resultados. Se pretende que el modelo propuesto resulte lo más cercano a la realidad.

### ***3.1 Descripción de la estructura***

La estructuración propuesta se determinó a partir de las limitantes de obtener una estructura con periodo natural de vibración igual al del terreno de desplante y cumplir con lo especificado en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-93).

El modelo propuesto es de concreto reforzado de 22 niveles y 4 crujeas. Posee un periodo fundamental de vibración de 2.0 seg. El primer entrepiso tiene una altura de 4 m, y los restantes 3.1 m, la distancia a ejes de columnas es de 7 m. En la *figura 3.1* se muestran la elevación y planta tipo del edificio. Las columnas de la estructura son de sección cuadrada de igual dimensión cada 4 entrepisos. Las trabes son de sección rectangular y cambian de dimensión en los niveles 5 y 17 (*tabla 3.1*). Se propusieron trabes secundarias de sección rectangular constante en el centro de todos los claros.

### ***3.2 Datos e hipótesis empleadas en el análisis y diseño***

Se describen los datos e hipótesis más importantes utilizadas para el análisis y diseño de la estructura.

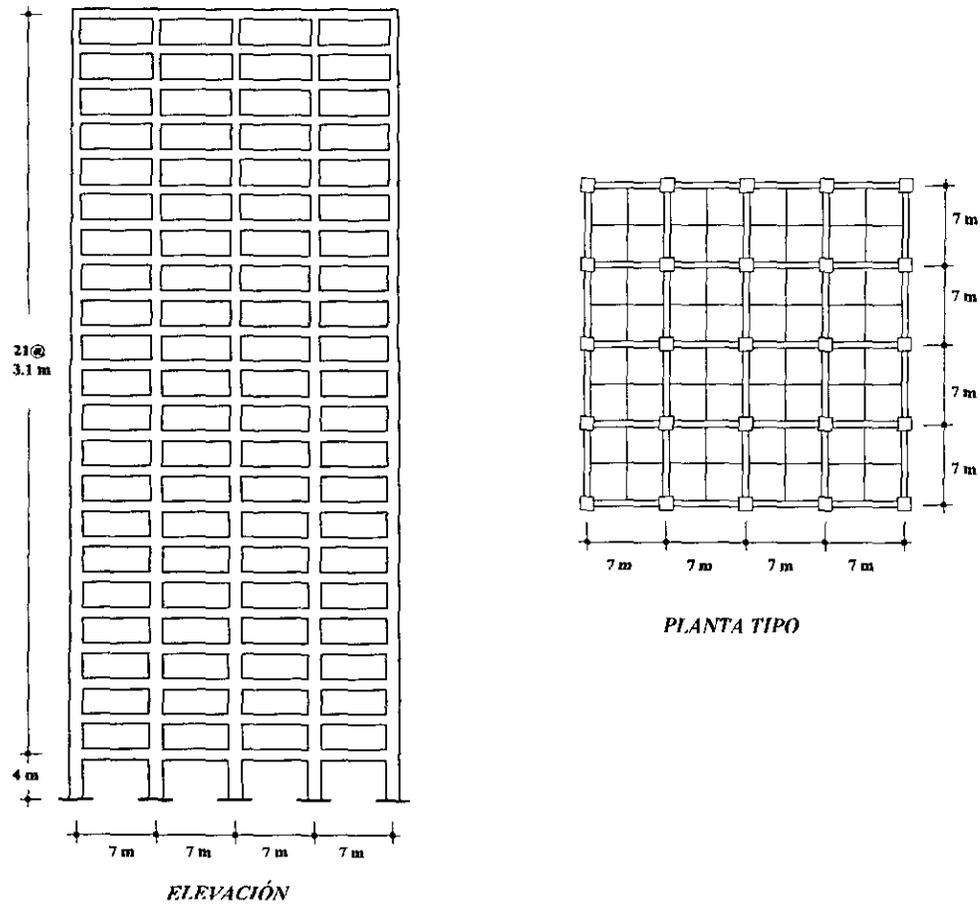


Figura 3.1 Elevación y planta tipo del marco en estudio (SVGL)

### 3.2.1 Uso, ubicación y clasificación de la estructura

Se supone que la estructura será utilizada como oficinas, desplantada en un sitio de la zona blanda del valle de México, definida por el RCDF-93 como zona III, con periodo dominante del terreno de 2 segundos.

La estructura se clasifica como tipo B1 según el RCDF-93 por estar ubicada en zona III y tener más de 15 m de altura.

### 3.2.2 Propiedades de los materiales utilizados

#### Concreto

El concreto empleado con fines estructurales es clase 2, según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, del RCDF-93, con las siguientes características:

Peso volumétrico:  $\gamma_c = 2200 \text{ kg/m}^3$

Resistencia especificada del concreto a compresión:  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad:  $E = 8000 \sqrt{f'_c} = 12,649 \text{ kg/cm}^2$

El RCDF-93 dice: “Para las obras clasificadas como del grupo A o B1 según se define en el artículo 174 del Reglamento, se usará concreto clase 1. El corresponsable de seguridad estructural podrá permitir el uso del concreto clase 2 para dichas obras, si demuestra que el comportamiento estructural será satisfactorio e incluye esta justificación en la memoria de cálculo”

En el presente estudio se supone que el comportamiento estructural del concreto clase 2 será satisfactorio. Se decidió utilizar esta clase de concreto para obtener una menor rigidez con secciones más anchas de trabes y columnas, para así, poder lograr el periodo natural de vibración deseado (2 seg.), y a la vez cumplir con los límites de desplazamiento lateral y cuantías máximas de acero permisibles.

#### Acero de refuerzo

El acero empleado para el refuerzo de la estructura tendrá las siguientes características:

Módulo de Elasticidad:  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo especificado de fluencia del acero:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

#### 3.2.3 Análisis de cargas

##### Carga Muerta:

| Concepto                                     | Azotea<br>( $\text{kg/m}^2$ ) | Entrepisos<br>( $\text{kg/m}^2$ ) |
|--|-------------------------------|-----------------------------------|
| Losa maciza de concreto (13 cm)              | 286                           | 286                               |
| Firme de piso                                | 0                             | 80                                |
| Mosaico                                      | 0                             | 60                                |
| Instalaciones                                | 50                            | 50                                |
| Acabados                                     | 40                            | 40                                |
| Muros divisorios                             | 0                             | 174                               |
| Entortado y enladrillado                     | 80                            | 0                                 |
| Relleno e impermeabilización                 | 154                           | 0                                 |
| Sobrecarga por reglamento (RCDF-93 art. 197) | 40                            | 40                                |
| <b>Carga muerta total</b>                    | <b>650</b>                    | <b>730</b>                        |

Tabla 3.1 Análisis de cargas muertas del sistema de piso

**Carga viva máxima e instantánea en azotea y entresijos**

De acuerdo con el capítulo quinto del título sexto del RCDF-93 (Seguridad Estructural de las Construcciones), artículos 198 y 199, se deberán aplicar las siguientes cargas:

| Carga viva  | Azotea<br>(kg/m <sup>2</sup> ) | Entresijos<br>(kg/m <sup>2</sup> ) |
|-------------|--------------------------------|------------------------------------|
| Instantánea | 70                             | 180                                |
| Máxima      | 100                            | 250                                |

**Tabla 3.2 Carga viva para el sistema de pisos**

**3.2.4 Hipótesis y consideraciones para el análisis y diseño estructural**

En lo que sigue se describen las hipótesis y consideraciones que se emplearon para realizar el análisis y diseño estructural.

- No se consideran efectos de interacción suelo-estructura, por lo cual los apoyos de la estructura se consideran como empotramientos perfectos. Es sabido que en suelos blandos el efecto de la interacción suelo-estructura resulta importante ya que provoca un alargamiento del periodo de vibración de la estructura por la rotación de su base
- El sistema de piso se considera como diafragma rígido en su plano
- No se consideran efectos de excentricidades accidentales ni efectos bidireccionales de las fuerzas sísmicas. Esta hipótesis puede ser aceptable si se considera la limitante de no poder tomar en cuenta estos efectos en el análisis no lineal que se realizará posteriormente
- Debido a la simetría en planta y elevación del edificio, y a las hipótesis ya mencionadas, únicamente se analiza y diseña un marco interior de la estructura. Esta misma consideración se hace en los análisis dinámicos que se realizan posteriormente
- La estructura se considera como regular, por cumplir las 11 condiciones de regularidad establecidas en el capítulo 6 de la NTC- Sismo, del RCDF-93
- El desplazamiento máximo permitido es de 0.012 de la diferencia de elevaciones (0.012H), por no tener muros ligados a la estructura principal
- Se realiza un análisis dinámico del tipo modal espectral para determinar las acciones sísmicas
- Se incluyen los efectos P-Delta en el análisis estructural
- El factor de comportamiento sísmico utilizado es  $Q=2$ . Una de las razones para utilizar este valor de  $Q$  es que se ha adoptado este, en la práctica profesional, como de uso generalizado (Riobóo, 1995)

- La estructura se considera no dúctil para efectos de diseño de sus elementos estructurales

El análisis y diseño de la estructura se realizó con el programa *R.C. BUILDINGS ENHANCER*, versión 4 (*Engineering Solutions & Services, 1994*), el cual analiza y diseña de acuerdo a lo especificado por el Reglamento de Construcción del Distrito Federal y sus Normas Técnicas.

### 3.2.5 Espectro para diseño sísmico

Según el RCDF-93 y sus NTC para diseño por sismo, el espectro que se debe emplear para el diseño sísmico de la estructura de acuerdo a su ubicación y características es el siguiente:

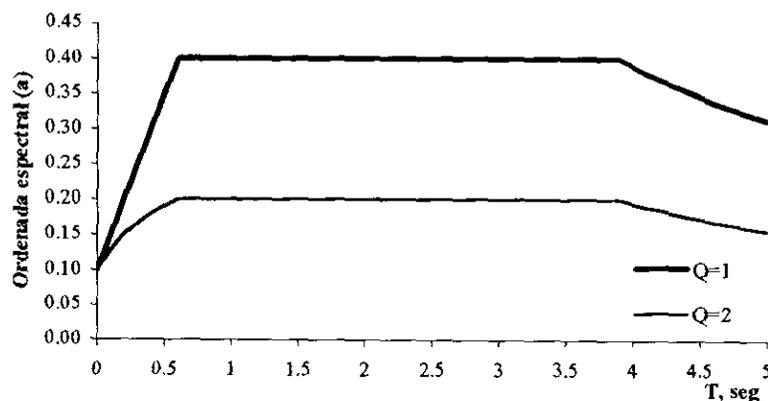


Figura 3.2 Espectros de diseño sísmico zona III

### 3.2.6 Combinaciones de carga

El RCDF-93, en sus artículos 188 y 194, indica que los elementos estructurales deberán diseñarse para la combinación más crítica de las siguientes:

- 1.4 ( $CM + CV_{m\acute{a}x}$ )
- 1.1 ( $CM + CV_{inst} - CS$ )
- 1.1 ( $CM + CV_{inst} + CS$ )

### 3.3 Resultados del análisis y diseño

En lo que sigue se resumen los resultados más importantes que se obtuvieron del análisis y diseño, así como lo necesario para demostrar que la estructura cumple con lo estipulado en el RCDF-93.

### 3.3.1 Dimensiones de los elementos estructurales y cantidades de acero de refuerzo

Se consideran traveses secundarios de 30 x 60 cm ubicadas al centro de todos los claros, en ambas direcciones. El espesor de la losa maciza es de 13 cm.

| Nivel | Columnas<br>(cm) | Traveses<br>(cm) |
|-------|------------------|------------------|
| 1-4   | 120 x 120        | 55 x 95          |
| 5-8   | 115 x 115        | 55 x 90          |
| 9-12  | 105 x 105        | 55 x 90          |
| 13-16 | 90 x 90          | 55 x 90          |
| 17-20 | 80 x 80          | 45 x 85          |
| 21-22 | 70 x 70          | 45 x 85          |

Tabla 3.3 Dimensiones de traveses y columnas

Para el análisis no lineal se consideró un solo tipo de armado para los extremos de los elementos estructurales (traveses o columnas) de un mismo nivel y tipo de sección (figura 3.3, 3.5 y 3.6).

| Nivel   | Columnas          |                          | Traveses        |                 |                     |
|---------|-------------------|--------------------------|-----------------|-----------------|---------------------|
|         | As                | Estribos                 | As <sup>-</sup> | As <sup>+</sup> | Estribos            |
| 1 - 4   | 46 # 12           | # 4@ 10 cm<br>en 5 ramas | 6 # 12<br>5 # 9 | 6 # 9<br>5 # 12 | # 3 @ 10 cm<br>Dbl. |
| 5 - 8   | 32 # 12           | # 3@ 12 cm<br>en 5 ramas | 6 # 12<br>5 # 9 | 5 # 9<br>5 # 12 | # 3 @ 11 cm<br>Dbl. |
| 9 - 12  | 4 # 12<br>28 # 10 | # 3@ 12 cm<br>en 4 ramas | 6 # 12<br>4 # 9 | 4 # 9<br>5 # 12 | # 3 @ 12 cm<br>Dbl. |
| 13 - 16 | 12 # 10<br>16 # 9 | # 3@ 15 cm<br>en 4 ramas | 7 # 10<br>6 # 8 | 5 # 8<br>6 # 10 | # 3 @ 15 cm         |
| 17 - 20 | 4 # 10<br>24 # 8  | # 3@ 15 cm<br>en 4 ramas | 6 # 9<br>4 # 8  | 7 # 9           | # 3 @ 15 cm         |
| 21 - 22 | 28 # 8            | # 3@ 15 cm<br>en 4 ramas | 6 # 9<br>4 # 8  | 7 # 9           | # 3 @ 15 cm         |

Tabla 3.4 Armados estructurales propuestos

### 3.3.2 Periodos y formas modales de la estructura

Se presentan las cuatro primeras frecuencias, periodos y formas de vibrar del edificio en estudio (tabla 3.5 y figura 3.4).

| Modo No. | Frecuencia (rad/seg) | Periodo (seg) |
|----------|----------------------|---------------|
| 1        | 3.123                | 2.01          |
| 2        | 8.85                 | 0.71          |
| 3        | 15.33                | 0.41          |
| 4        | 22.44                | 0.28          |

Tabla 3.5 Frecuencias y periodos del SVGL

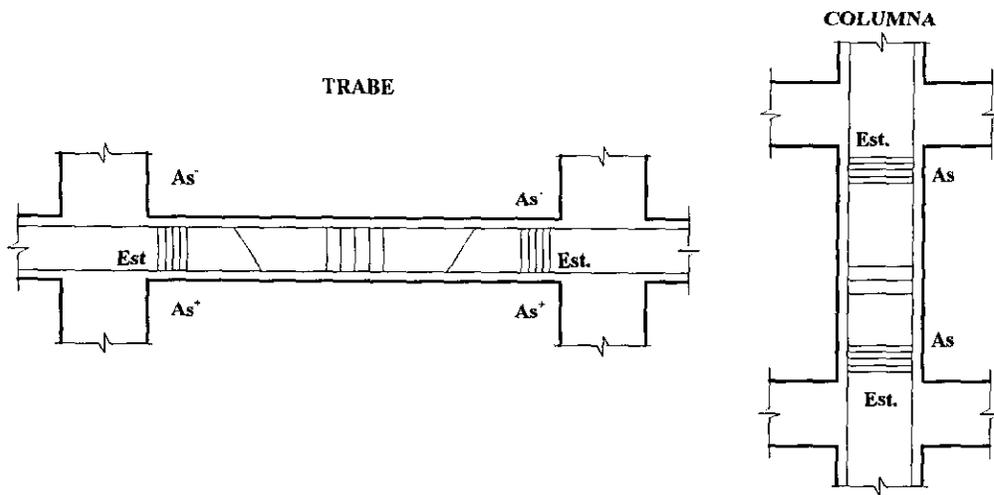


Figura 3.3 Representación gráfica de la localización de armados

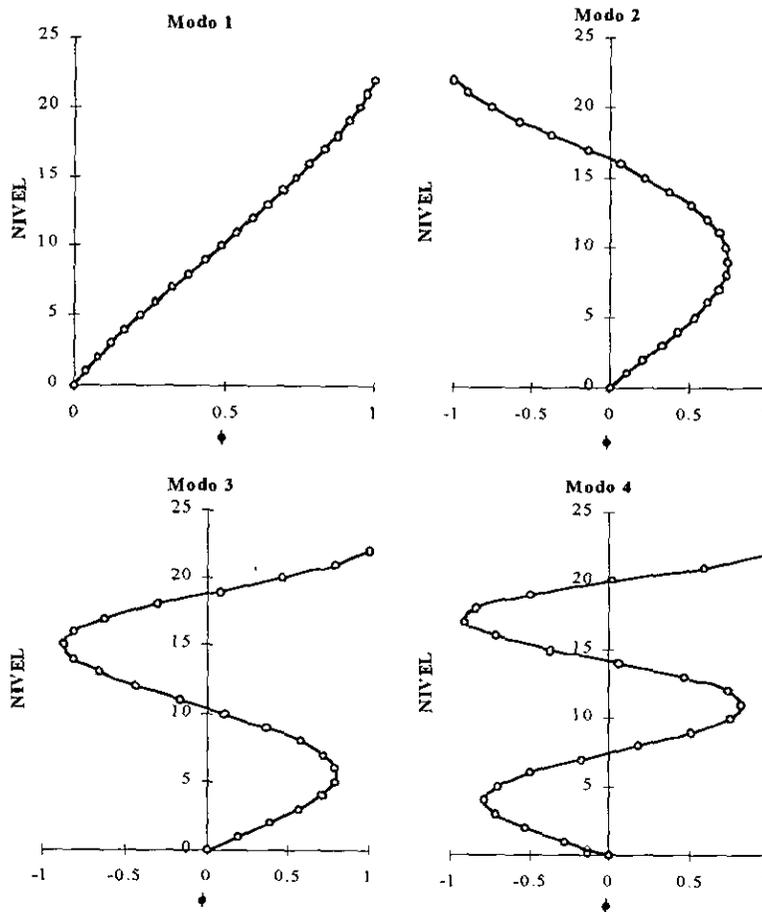


Figura 3.4 Formas modales de vibración de la estructura

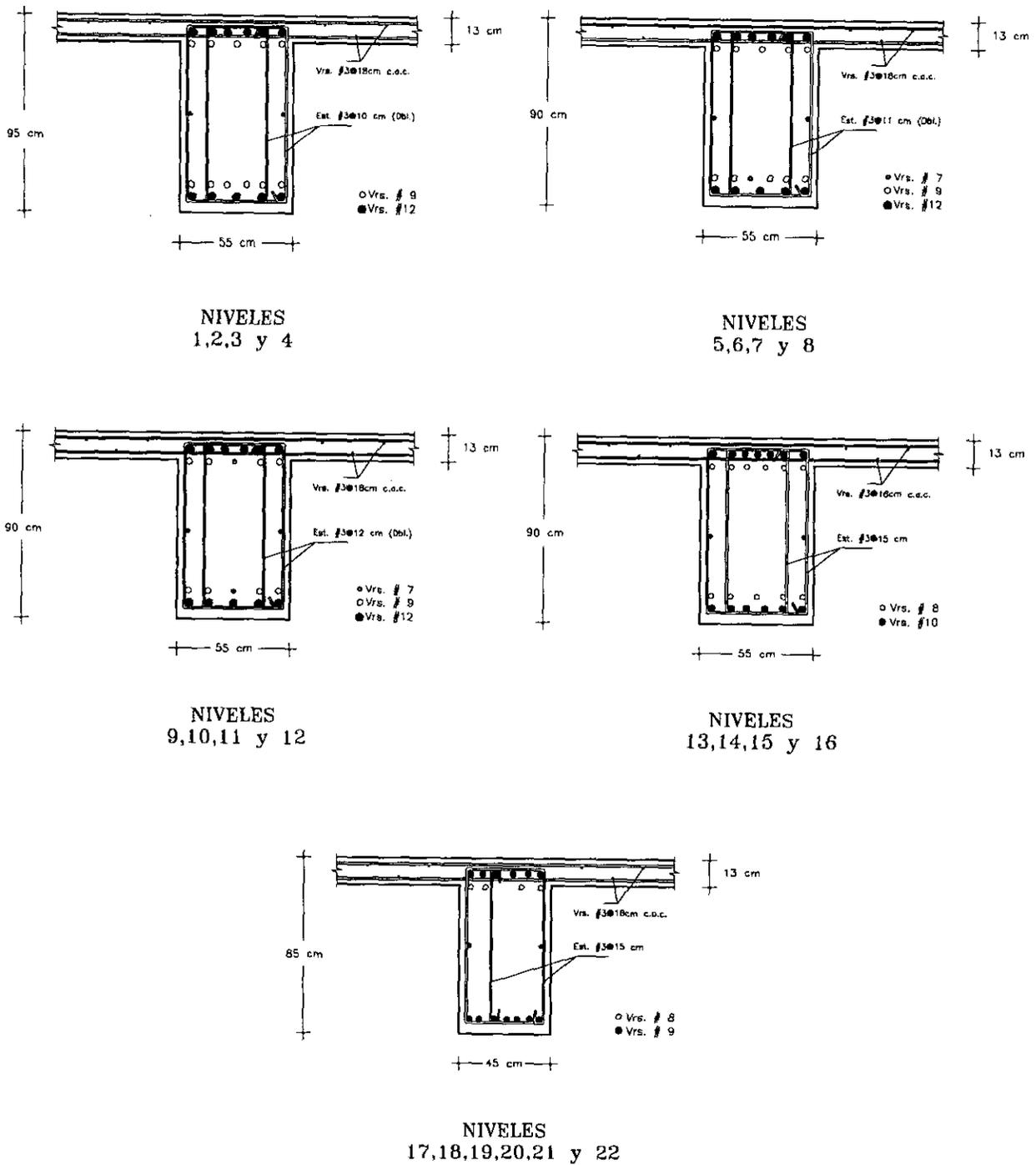


Figura 3.5 Secciones y armados estructurales de las traves del marco en estudio

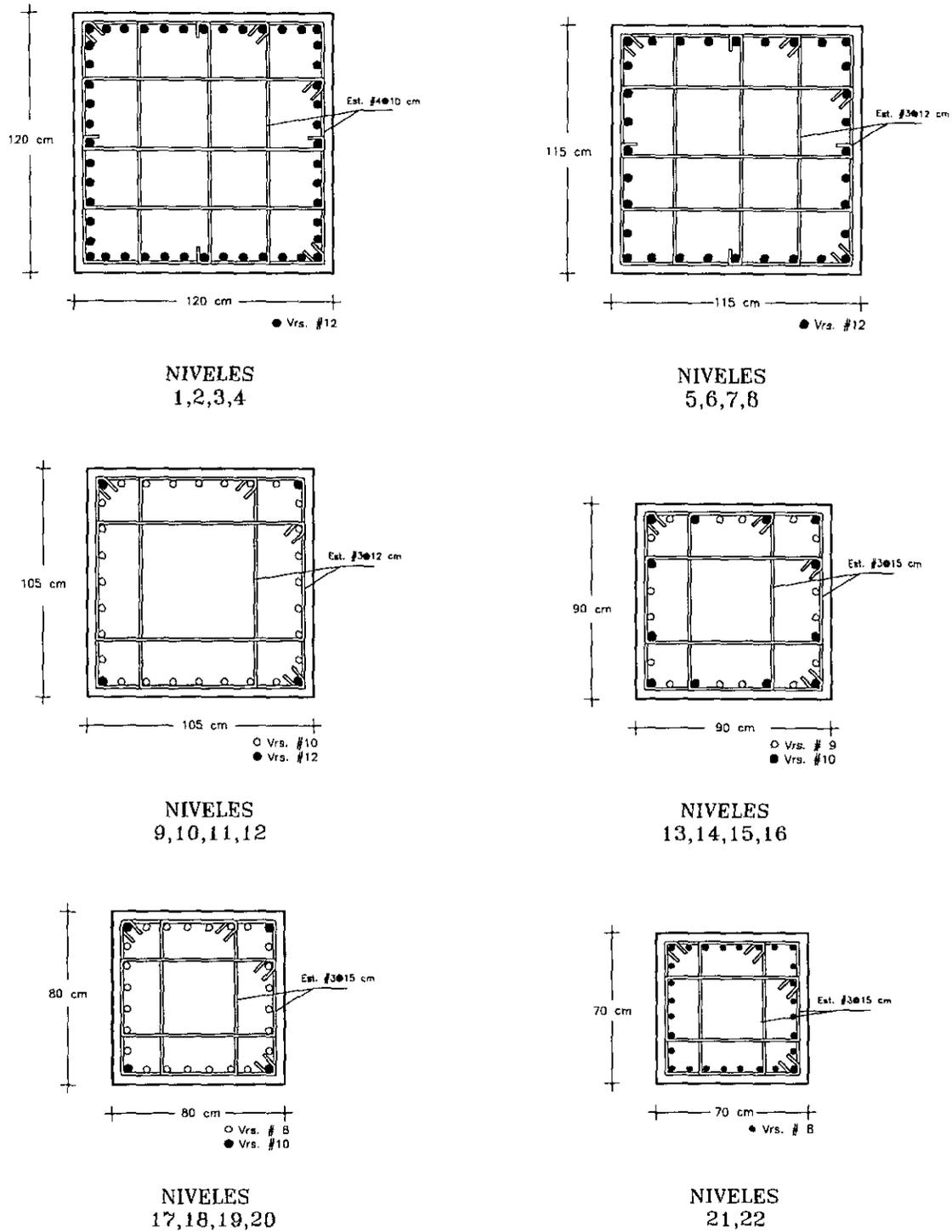


Figura 3.6 Secciones y armados estructurales de las columnas del marco en estudio

### 3.3.3 Fuerzas sísmicas y cortante basal de diseño

Según el capítulo 9.3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF-93, si en el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que (en la dirección que se considera) la fuerza cortante basal ( $V_0$ ), es menor que  $0.8aW_0/Q'$ , se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que  $V_0$  iguale este valor. Por lo anterior, el cortante basal que se utilizó para diseño fue igual al 80% del cortante estático (*tabla 3.6*).

| Método   | Cortante basal<br>(ton) |
|--|-------------------------|
| Dinámico<br>(Combinado)                        | 679.83                  |
| Estático<br>( $0.8^aW_0/Q'$ )                  | 716.50                  |
| <b><math>V_{\text{BASAL DE DISEÑO}}</math></b> | <b>716.50</b>           |

**Tabla 3.6 Cortante basal de diseño**

En la *tabla 3.7* se muestran la fuerza sísmica y peso de cada nivel.

| Nivel<br>No. | W<br>(ton)     | F<br>(ton)    | V<br>(ton) |
|--------------|----------------|---------------|------------|
| 22           | 156.60         | 53.47         | 53.47      |
| 21           | 186.30         | 60.02         | 113.50     |
| 20           | 190.00         | 56.95         | 170.40     |
| 19           | 190.00         | 53.11         | 223.50     |
| 18           | 190.00         | 49.29         | 272.80     |
| 17           | 189.80         | 45.34         | 318.20     |
| 16           | 200.70         | 44.43         | 362.60     |
| 15           | 200.70         | 41.77         | 404.30     |
| 14           | 200.70         | 39.13         | 443.50     |
| 13           | 200.70         | 36.36         | 479.80     |
| 12           | 207.80         | 34.81         | 514.70     |
| 11           | 207.80         | 32.24         | 546.90     |
| 10           | 207.80         | 29.61         | 576.50     |
| 9            | 207.80         | 26.87         | 603.40     |
| 8            | 213.10         | 24.71         | 628.10     |
| 7            | 213.10         | 21.84         | 650.00     |
| 6            | 213.10         | 18.80         | 668.80     |
| 5            | 212.70         | 15.61         | 684.40     |
| 4            | 216.80         | 12.73         | 697.10     |
| 3            | 216.80         | 9.61          | 706.70     |
| 2            | 216.80         | 6.36          | 713.10     |
| 1            | 238.60         | 3.41          | 716.50     |
| <b>Suma</b>  | <b>4477.70</b> | <b>716.50</b> |            |

**Tabla 3.7 Fuerzas sísmicas, pesos y cortantes de diseño por nivel**

### 3.3.4 Desplazamientos relativos máximos permisibles

En la *figura 3.5* se presentan las distorsiones de entrepiso, resultado de un análisis elástico lineal, multiplicadas por el factor de comportamiento sísmico (Q). Se demuestra que la estructura cumple con los límites de desplazamiento establecidos en el RCDF-93 para estructuras con muros desligados.

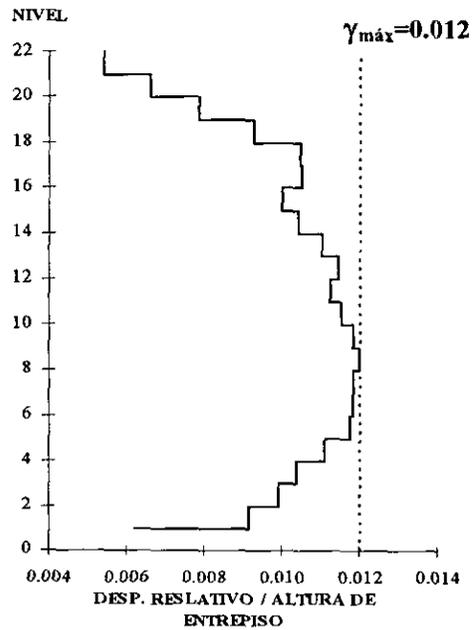


Figura 3.7 Distorsiones de entrepiso del SVGL

## *EXCITACIÓN SÍSMICA*

Para este estudio se utilizaron dos familias de acelerogramas con propiedades estadísticas similares a los acelerogramas registrados en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) durante los eventos sísmicos del 19 de septiembre de 1985 (SCT-85) con  $M_s=8.1$  y del 25 de abril de 1989 (SCT-89) con  $M_s=6.9$ . El primero como representativo de sismos intensos a los que pudieran estar sometidas las estructuras ubicadas en la zona blanda del valle de México, y el segundo como representativo de sismos moderados en la misma zona. En ambos casos se utilizó la componente más intensa del movimiento, la este-oeste. En las *figuras 4.1a* y *4.1b* se presentan los registros completos de los sismos, y en las *figuras 4.1c* y *4.1d* los espectros elásticos de aceleración para 5% de amortiguamiento. En estas últimas se puede observar la gran diferencia en intensidad ( $9.8 \text{ m/s}^2$  para SCT-85 y  $2.0 \text{ m/s}^2$  para SCT-89) entre ambos sismos. Adicionalmente en este capítulo se presentan las tasas de excedencia de intensidades para el sitio en estudio. Dicha información se utiliza para escalar cada uno de los sismos simulados a diferentes niveles de intensidad y para el cálculo de las tasas de falla estructural que se presentan en el *capítulo 8*.

### *4.1 Familias de sismos simulados*

Se utilizaron dos familias de sismos simulados por Alamilla (1997), el cual emplea un modelo estocástico no estacionario con densidad espectral evolutiva en el que la intensidad y el contenido de frecuencias cambian durante el temblor. El movimiento del terreno se especifica por varios parámetros y se representa

por procesos aleatorios modulados en frecuencia y amplitud. Se utilizaron estas familias de sismos para tomar en cuenta las incertidumbres en las características de la excitación sísmica en el estudio probabilista de la respuesta de los sistemas, con OR y si éste, que se presenta en el capítulo 7.

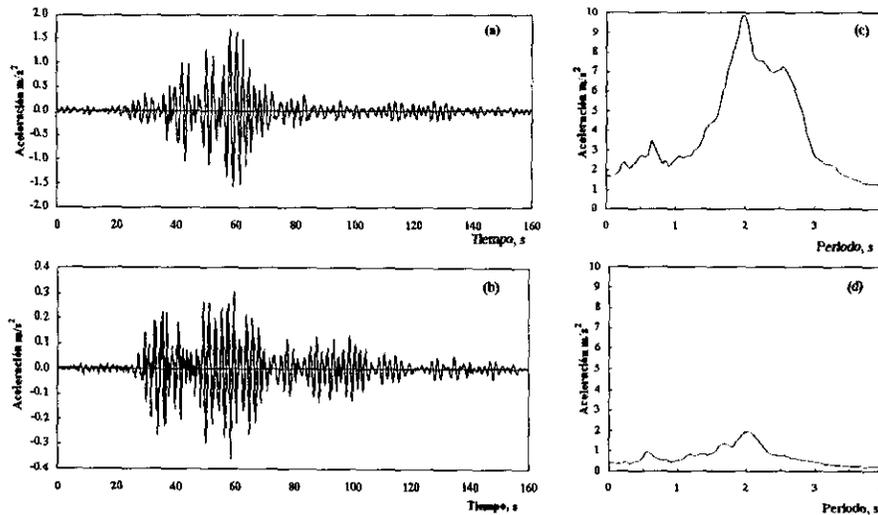


Figura 4.1 Acelerogramas y espectros elásticos de aceleración ( $\zeta=5\%$ ) de los eventos sísmicos del 19 de septiembre de 1985 y 25 de abril de 1989, componente E-W, registrados en la estación SCT

La primera familia de sismos simulados se generó a partir del sismo del 19 de septiembre de 1985. En la figura 4.3 se presentan los espectros elásticos de aceleración para 5% de amortiguamiento de cada uno de los 50 sismos simulados; nombrados SEP01, SEP02,....., SEP50. Se observa la variación que se obtuvo tanto en intensidad como en periodo dominante, la intensidad de la primera familia varía entre  $3.21 \text{ m/seg}^2$  y una aceleración espectral máxima de  $11.91 \text{ m/seg}^2$ , y el segundo entre 1.82 seg. y 2.22 seg. La segunda familia de sismos se generó a partir del sismo del 25 de abril de 1989 y se les nombró ABR01, ABR02,....., ABR50. En la figura 4.4 se presentan los espectros elásticos de aceleración para 5% de amortiguamiento de cada uno de los 50 sismos. Se puede observar que la variación en aceleración espectral máxima es entre  $0.91 \text{ m/seg}^2$  y  $2.79 \text{ m/seg}^2$ , y en periodo dominante entre 1.62 seg. y 2.35 seg.

Con el fin de ahorrar tiempo de cómputo, se recortaron los sismos simulados al 5 y 95% (fase intensa) de la intensidad de Arias. La fase intensa de cada acelerograma se tomó de la curva normalizada de intensidad de Arias ( $I_A$ ) de cada sismo, que es la acumulación de energía del acelerograma dada por (Arias A., 1970):

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^T a(t)^2 dt \tag{4.1}$$

donde  $a(t)$  es la aceleración en el tiempo del acelerograma y  $T$  la duración total del mismo. La normalización se hizo con respecto a la intensidad máxima. Adicionalmente a lo anterior, se suavizó el inicio y final de cada acelerograma con el fin de que iniciaran y terminaran en una aceleración igual a cero (Ruiz E., 1998). En la figura 4.2 se observa un ejemplo de cómo se recortaron los acelerogramas, se puede observar que de 160 segundos que era la duración original del sismo, la fase intensa correspondiente solo tiene una duración de 65 segundos.

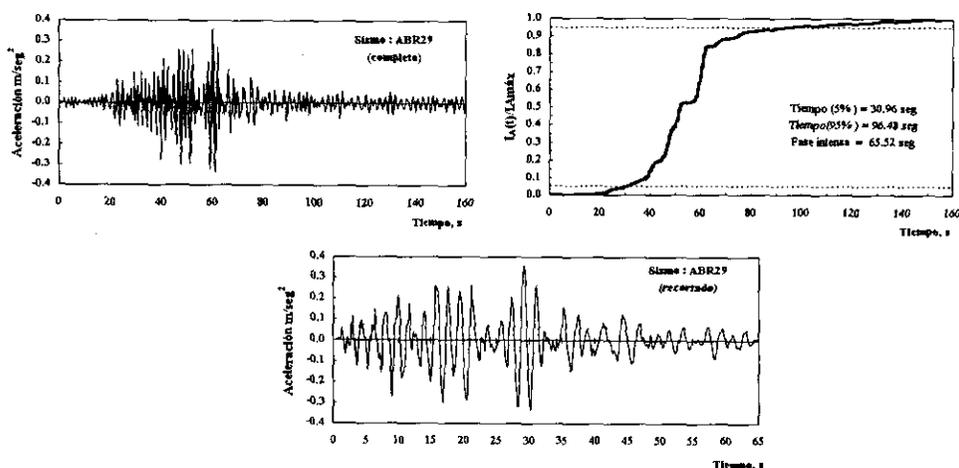


Figura 4.2 Fase intensa del sismo ABR29

#### 4.2 Tasas de excedencia de intensidades

El peligro sísmico en un sitio puede representarse mediante la tasa de excedencia por unidad de tiempo de cada valor de la intensidad. Dicha tasa es igual al número medio de temblores por unidad de tiempo (años) cuyas intensidades en el sitio de interés exceden de un valor dado. Las tasas de excedencia de una intensidad dada pueden obtenerse en términos de las tasas de generación de diversas magnitudes en las fuentes sísmicas cercanas, de acuerdo con la ecuación siguiente (Esteva et al, 1988):

$$v(y) = \int_{m_1}^{m_2} -\frac{\partial \lambda(m)}{\partial m} P(Y > y | m) dm \tag{4.2}$$

Donde  $v(y)$  es la tasa de ocurrencia en el sitio de interés de temblores con intensidades mayores o iguales a "y", producidos por un proceso sísmico dado;  $m_1$  y  $m_2$  son los extremos inferior y superior del intervalo de magnitudes involucrado en el proceso sísmico de interés,  $P(Y > y | m)$  es la probabilidad condicional de que

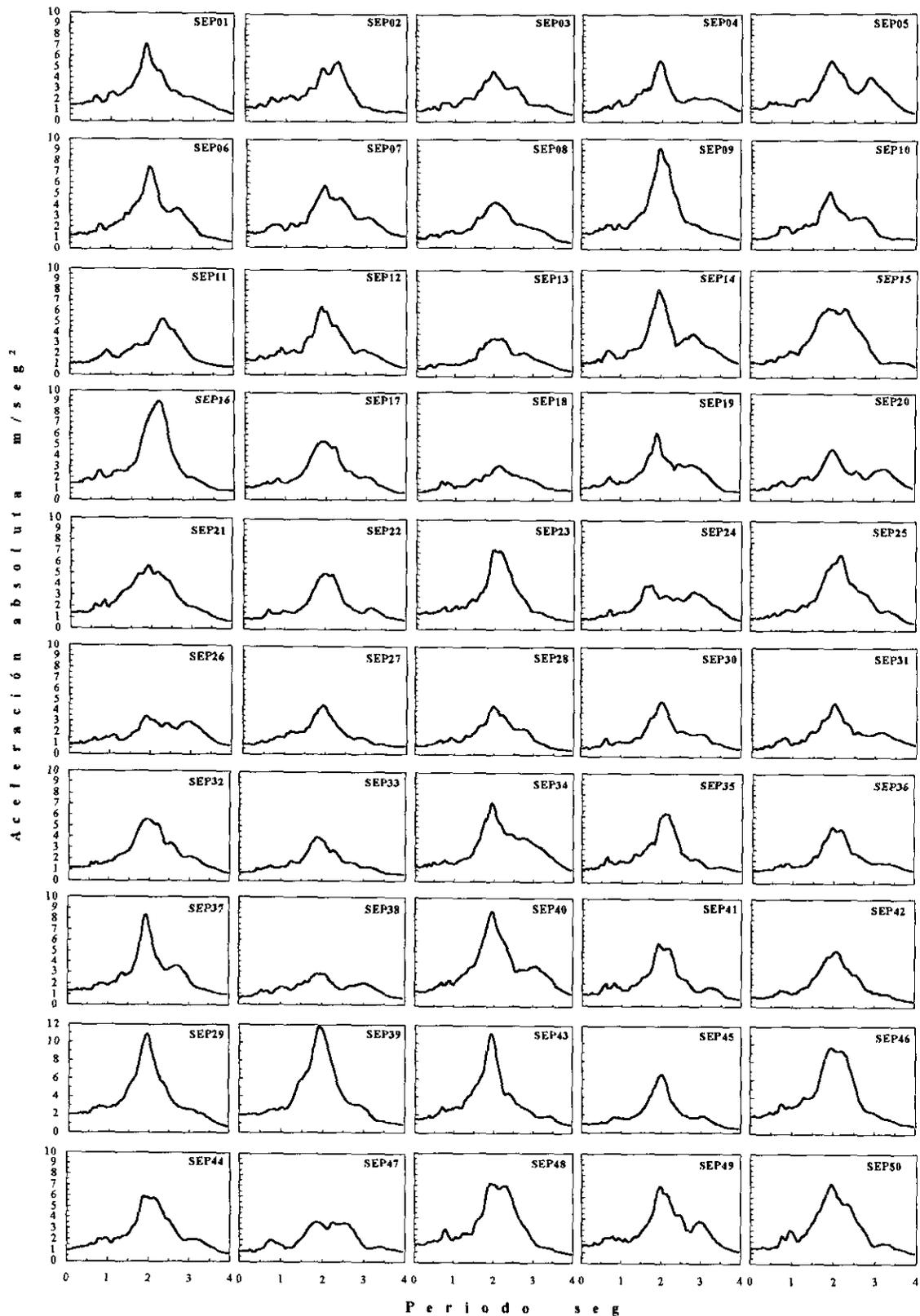


Figura 4.3 Espectros elásticos de aceleración ( $\zeta = 5\%$ ) de los sismos simulados a partir del sismo SCT-85

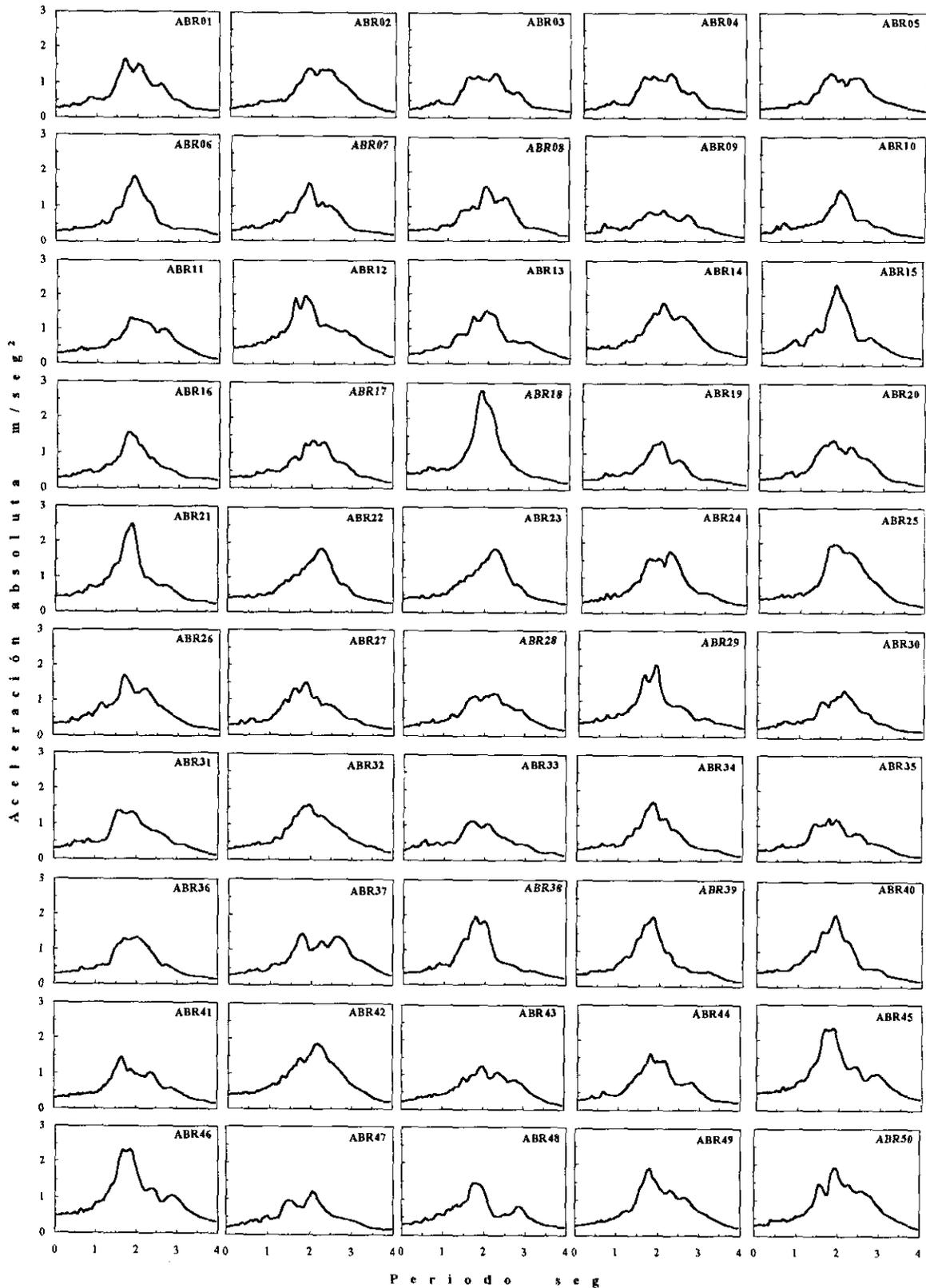


Figura 4.4 Espectros elásticos de aceleración ( $\zeta = 5\%$ ) de los sismos simulados a partir del sismo SCT-89

un temblor de magnitud  $m$  y coordenadas focales desconocidas ocasione una intensidad mayor o igual que "y" en el sitio de interés, y  $\lambda(m)$  es la tasa de ocurrencia de temblores con magnitudes iguales o mayores a  $m$ , asociados con un proceso sísmico desarrollado en una fuente dada.

El valor esperado de la tasa de ocurrencia de sismos con intensidades mayores o iguales que un valor "y" dado, puede ser expresado por una función de la forma (Esteva et al, 1988):

$$v(y) = Ky^{-r} \left[ 1 - \left( \frac{y}{y_M} \right)^\varepsilon \right], \quad \text{para } y \leq y_M \quad (4.3)$$

$$v(y) = 0, \quad \text{para } y > y_M \quad (4.4)$$

Donde,  $y_M$  es la frontera superior de las intensidades que pueden ocurrir en el sitio de interés;  $r$  y  $\varepsilon$  son parámetros que definen la forma de la distribución de intensidades, y  $K$  un factor de escala.

El valor "y" puede ser el valor máximo de la aceleración o velocidad del suelo, la ordenada del espectro de respuesta para un periodo dado, el máximo valor de la ordenada del espectro de respuesta o valores esperados de las ordenadas anteriores.

En este trabajo "y" se tomó de dos formas, la primera como el valor máximo de la ordenada del espectro de respuesta, y se utilizó para escalar cada uno de los sismos simulados a diferentes periodos de retorno ( $T_R$ ).

El procedimiento seguido para escalar los sismos a un periodo de retorno dado, consistió en determinar la máxima aceleración espectral esperada, asociada a cada periodo de retorno (tabla 4.1), de la curva correspondiente de la figura 4.5 (Esteva et al, 1988), una vez calculada esta, el factor de escala para cada sismo se calculó como el cociente de dicha aceleración entre la aceleración espectral máxima de cada sismo (figuras 4.3 y 4.4). La segunda forma de considerar el valor de "y" en este estudio es como el máximo valor de la aceleración del suelo.

A partir de los valores obtenidos de las curvas de intensidad-recurrencia para terreno blando en el D.F. se encontraron los valores de los parámetros  $r$ ,  $K$  y  $\varepsilon$  de la ecuación 4.3 resultando dicha expresión para el sitio de interés como (Esteva et al, 1988):

$$v(y) = 24y^{-1.26} \left[ 1 - \left( \frac{y}{290} \right)^{0.56} \right] \quad (4.5)$$

En la curva correspondiente de la *figura 4.5* se muestra la representación gráfica de esta expresión, la cual será utilizada en los capítulos posteriores.

| Periodo de retorno<br>$T_R=1/v(y)$<br>(años) | Aceleración espectral<br>máxima esperada<br>(cm/seg <sup>2</sup> ) | Aceleración del suelo<br>máxima esperada<br>(cm/seg <sup>2</sup> ) |
|--|--|--|
| 1000   | 1450   | 290  |
| 200  | 1150   | 200  |
| 100  | 905  | 168  |
| 50   | 725  | 126  |
| 35   | 610  | 107  |
| 25   | 589  | 89   |
| 20   | 480  | 79   |
| 10   | 300  | 54   |
| 5.5  | 201  | 36   |

Tabla 4.1 Aceleraciones máximas esperadas (espectral y del suelo) para terreno blando en el D.F

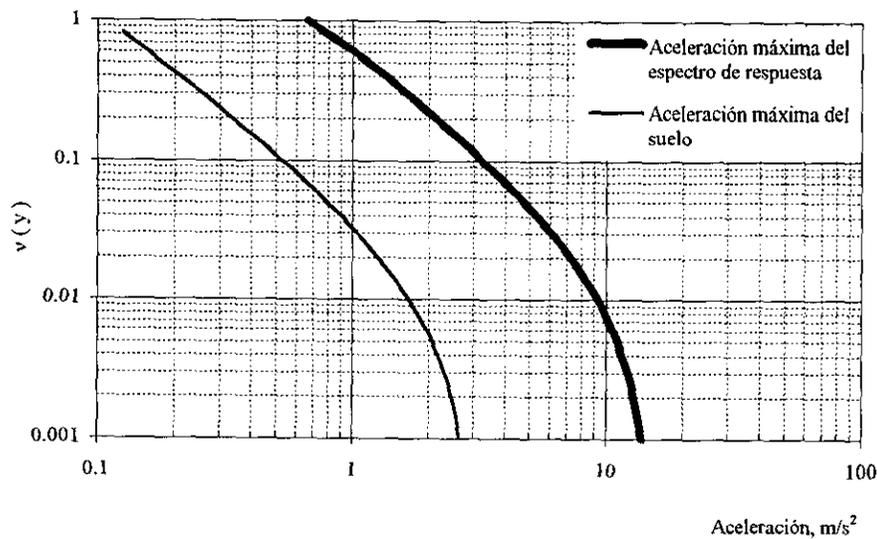


Figura 4.5 Curvas intensidad - recurrencia para terreno blando en el D.F (Esteva et al, 1988)

## ***ANÁLISIS PARAMÉTRICO DEL SVGL CON OSCILADOR***

Se presenta un análisis comparativo de la respuesta dinámica de la estructura en estudio, con oscilador de masa resonante y sin éste, sometida a dos niveles de intensidad sísmica, intenso (SCT-85) y moderado (SCT-89). Se describe cómo influyen los principales parámetros del oscilador en dicha respuesta.

### ***5.1 Análisis dinámico no lineal***

El análisis dinámico no lineal de estructuras de concreto reforzado es una tarea compleja, en la cual se relacionan desarrollos sobre la modelación de la estructura en forma global, la modelación de sus elementos estructurales, la modelación del comportamiento hysterético de estos elementos, el cálculo de la respuesta en el tiempo por medio de integración paso a paso de la ecuación de movimiento, etc. Desde hace varias decenas de años, investigadores se han dedicado a desarrollar herramientas de análisis dinámico no lineal de estructuras, logrando distintos niveles de éxito en el cálculo aproximado de la respuesta de estructuras sujetas a sismos.

#### ***5.1.1 Modelación global de la estructura***

En general, cuando un edificio de concreto reforzado se somete a una excitación sísmica intensa, ocurren vibraciones en el intervalo no lineal. La necesidad de hacer un análisis tridimensional no lineal es evidente,

particularmente para estructuras no simétricas o con distribuciones de cargas asimétricas. Desafortunadamente, el análisis tridimensional no lineal de estructuras, aunque posible, es complejo y costoso, sobre todo si se considera la interacción de flexión en dos direcciones ortogonales y la fuerza axial. Ya que para estructuras regulares formadas por marcos ortogonales, la idealización bidimensional resulta buena aproximación, en esta tesis se acepta esta hipótesis para modelar a la estructura en estudio (SVGL) en forma global.

En la práctica actual existen dos formas de modelación bidimensional, 1) como viga de cortante (modelo de entrepiso); 2) modelo de elementos discretos. Una de las desventajas del modelo de viga de cortante es que solamente provee información sobre la respuesta inelástica global a nivel de entrepiso, por lo que en esta tesis se modela a la estructura como elementos discretos, en los cuales se supone para cada uno, una distribución de deformación inelástica y una relación fuerza deformación no lineal. Esta forma de modelado permite obtener información sobre la respuesta global a nivel de entrepiso y la respuesta local a nivel de elementos estructurales.

## 5.2 Características generales del programa de análisis no lineal utilizado

El análisis no lineal de la estructura, con oscilador y sin este, se llevó a cabo con el programa **DRAIN-2DX** (□ Prakash V. y Powell G., 1993). Este es un programa para análisis dinámico no lineal de estructuras bidimensionales. En el programa la estructura se idealiza como un ensamble plano de elementos discretos conectados en los nodos. Cada nodo posee tres grados de libertad, dos de traslación y uno de rotación. La masa de la estructura se concentra en los nodos. El programa utiliza el método directo de rigideces para el ensamble de la matriz de rigidez. El efecto P-Delta se modela incluyendo la rigidez geométrica basada en la fuerza axial bajo carga estática. La respuesta dinámica se determina por integración paso a paso con la hipótesis de aceleración constante durante cada paso. El programa permite considerar amortiguamiento del tipo viscoso por medio de la matriz de amortiguamiento formada por una parte proporcional a la masa de los nodos y otra proporcional a la rigidez de los elementos (ecuación 5.1).

$$\mathbf{C} = \alpha_i \mathbf{M} + \sum \beta_j \mathbf{K}_{Bj}, \text{ donde } i = \text{elemento ó nodo } i \quad (5.1)$$

En esta expresión  $\mathbf{C}$  y  $\mathbf{M}$  son la matriz de amortiguamiento y la de masas de la estructura,  $\alpha$  y  $\beta$  pueden ser determinados para un valor específico de los amortiguamientos del modo  $i$ -ésimo y  $j$ -ésimo. En este estudio se consideró un amortiguamiento de 5% del crítico para ambos modos.  $\mathbf{K}_B$  es la matriz de rigidez inicial de

cada elemento ( $K_0$ ). Esta matriz permanece constante para cada grupo de elementos. Se pueden especificar valores diferentes de  $\alpha$  y  $\beta$  para cada nodo y grupo de elementos si así se desea.

Con este programa es posible efectuar los siguientes tipos de análisis: "*Gravitacional*" que es una análisis estático para una combinación de cargas sobre los elementos y cargas puntuales en los nodos, para este tipo de análisis la estructura permanece lineal. "*Estático*" es una análisis no lineal estático (*PUSHOVER*) para cargas nodales únicamente. "*Restauración al estado estático*" al final de un análisis dinámico la estructura generalmente continúa en movimiento por lo que no está en equilibrio estático, este tipo de análisis restaura a la estructura a un equilibrio estático. "*Análisis dinámico no lineal*" para movimientos del suelo definidos como registros de aceleraciones (en las tres direcciones X, Y o Z) donde todos los apoyos se mueven en fase, o registros de desplazamiento aplicados en un apoyo en específico, también pueden incluirse registros diferentes para cada apoyo (fuera de fase). "*Análisis dinámico no lineal*" para registros de fuerzas dinámicas aplicadas en los nodos (en las tres direcciones X, Y o Z) o registros de velocidades nodales, este último tipo de análisis puede utilizarse para calcular la respuesta posterior a un impacto o evaluar la capacidad de absorción de una estructura.

Adicionalmente, el programa es capaz de calcular las frecuencias y formas modales del estado inicial de la estructura o al final de cada segmento de análisis.

Los tipos de elementos con los que cuenta el programa para modelar las diferentes partes de la estructura son: elemento barra armadura inelástica, elemento viga columna con articulación plástica, elemento conexión simple, elemento panel elástico, elemento eslabón tensión-compresión y elemento viga columna de fibras.

En este estudio los elementos que forman la estructura (vigas y columnas) se modelaron utilizando el elemento tipo viga-columna con articulación plástica. Este es un elemento inelástico de dos componentes con idealización de plasticidad concentrada, útil para modelar vigas y columnas de acero o concreto. El elemento consiste esencialmente en una viga elástica con dos articulaciones plásticas (AP) en sus extremos, con opción a considerar zonas rígidas. La geometría del elemento se describe en la *figura 5.1*. La fluencia sólo se considera en las zonas de AP. Se puede especificar el momento de fluencia para cada zona de AP, tanto positivo (losa a compresión) como negativo (losa a tensión). El efecto de la fuerza axial en la resistencia a flexión se toma en cuenta especificando las características del diagrama momento carga axial M-P. Sin embargo, se supone que las AP solo fluyen en flexión y no se consideran las deformaciones axiales inelásticas, lo cual no es estrictamente correcto. El endurecimiento por deformación se modela suponiendo que el elemento consiste de una componente elástica y otra inelástica en paralelo (*figura 5.2*).

El momento en la componente elástica continúa incrementándose simultáneamente al endurecimiento por deformación, en la componente inelástica el momento de fluencia de la AP permanece constante.

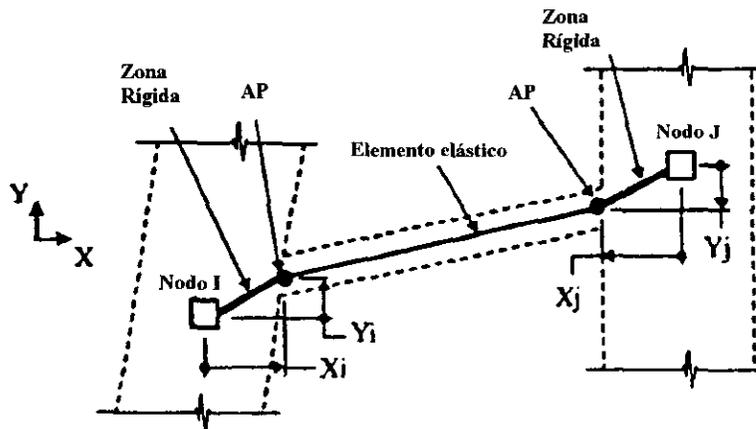


Figura 5.1 Geometría del elemento viga-columna con AP

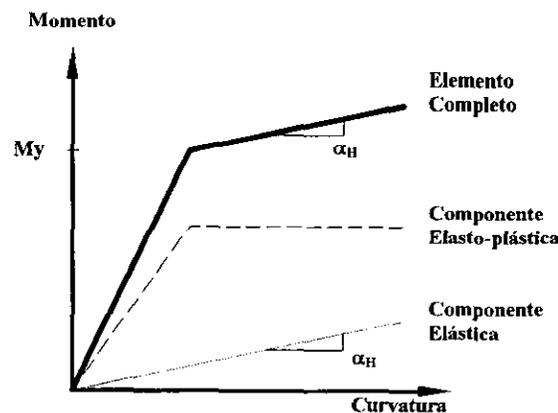


Figura 5.2 Componentes en paralelo

Una seria desventaja de este tipo de elemento es que considera un modelo de comportamiento histerético del tipo bilineal (figura 5.3) sin degradación de rigidez ni resistencia, el cual no es capaz de representar los aspectos principales del comportamiento histerético del concreto reforzado.

El programa trata de mejorar esta deficiencia proponiendo el elemento "viga columna de fibras" en el cual las características de los materiales (diagramas esfuerzo-deformación) pueden ser proporcionadas directamente. Es posible modelar la plasticidad en forma distribuida, presenta un modelo de comportamiento histerético del tipo bilineal con degradación de rigidez, con varias opciones para controlar esta degradación, etc. El problema y razón fundamental para no utilizarlo en este trabajo es que es un elemento excesivamente complejo, cuyo costo en tiempo de ejecución en comparación al utilizado es

superior, además de ser un elemento poco estudiado y utilizado en la literatura, por lo cual no existen guías adecuadas para su buen funcionamiento. El manual del programa sugiere que se calibre este elemento con resultados disponibles de pruebas experimentales, lo cual está fuera del propósito y alcance de esta tesis.

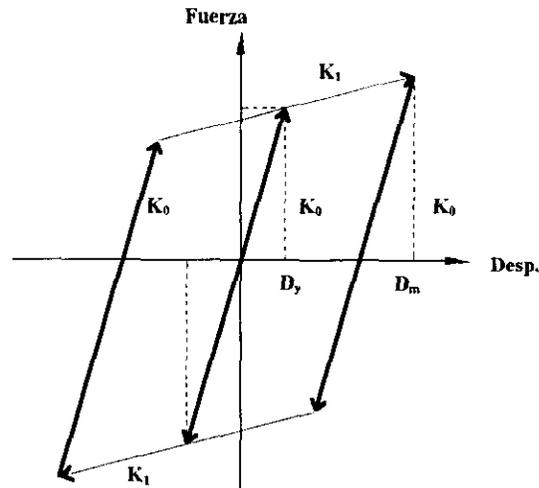


Figura 5.3 Modelo de comportamiento histerético tipo bilineal

En el programa **DRAIN-2D** (□ Kannan A. y Powell G., 1973) es posible utilizar un modelo con comportamiento histerético tipo bilineal con degradación de rigidez, similar al modelo modificado de Takeda. La razón para no utilizar este programa es que la versión **DRAIN-2DX** permite modelar el amortiguamiento en forma independiente para cada grupo de elementos y series de nodos, con lo cual es posible modelar el oscilador de masa resonante con un amortiguamiento diferente al de la estructura. Por otro lado, uno de los objetivos de esta tesis es obtener una idea de la reducción en la respuesta máxima al emplear el OR usando un amortiguamiento en éste distinto al de la estructura principal, para lo cual se juzgó aceptable no tomar en cuenta la degradación de rigidez.

### 5.3 Hipótesis y consideraciones empleadas en el modelado del SVGL

En la definición de las fuerzas sísmicas de diseño, en los reglamentos, es común considerar importantes factores reductivos en los espectros de diseño, debido a que se acepta implícitamente que las estructuras reales desarrollan capacidad no lineal y poseen una sobrerresistencia importante no considerada en las fórmulas de diseño, además de que se acepta un cierto riesgo de daño bajo fuerzas sísmicas extremas. De no hacer estas consideraciones, las fuerzas de diseño correspondientes a un sismo intenso serían demasiado altas, llevando a soluciones estructurales caras.

Debido a que en la determinación de la respuesta sísmica de una estructura diseñada para incursionar en el intervalo no lineal de comportamiento depende significativamente de la resistencia de sus elementos estructurales, la evaluación de estas propiedades es de fundamental importancia.

En este subcapítulo se evalúa la resistencia "real" de los elementos estructurales (vigas y columnas) del edificio en estudio, definiendo los diagramas momento-curvatura (a momento positivo y negativo) para las trabes y el diagrama de interacción momento-carga axial para las columnas.

### *5.3.1 Sobrerresistencia de los elementos estructurales*

Los factores que contribuyen a la sobrerresistencia estructural se han agrupado en función de cómo influyen en el comportamiento de la estructura en: a) factores que contribuyen a producir sobrerresistencia local y b) factores que contribuyen a producir sobrerresistencia global. Dentro del primer grupo están los factores reductivos de resistencia, resistencias de los materiales mayores a las nominales, requerimientos de capacidades resistentes mínimas, selección discreta del armado estructural, requerimientos de cuantías mínimas de acero, confinamiento del concreto, contribución del refuerzo en compresión, contribución de la losa a la capacidad a flexión de las trabes, incrementos en las resistencias de los materiales ante cargas rápidas y endurecimiento por deformación del acero. Dentro del segundo grupo están: los factores de carga, posible dominio de la condición de carga no sísmica, carga viva normativa mayor que la real, requerimientos de rigidez por criterios de deformación, contribución de estructuras secundarias y sistemas no estructurales y efectos tridimensionales (*LM Miranda E., 1996*).

Las fuentes de sobrerresistencia consideradas en este estudio son:

#### *a) Resistencias de los materiales asociadas con cierta probabilidad de excedencia*

Las resistencias medias probables, tanto del acero de refuerzo como del concreto, son superiores a las nominales consideradas para el diseño (lo cual se basa en las posibles variaciones probabilistas de los valores mínimos garantizados) con el propósito de reducir los riesgos de ocurrencia de valores inferiores al considerado. Los incrementos de resistencia en el acero estructural resultan mucho más importantes que en el concreto. A continuación se describen los valores de resistencia medios utilizados tanto para el concreto como para el acero.

**Resistencia media del concreto**

Se debe esperar variaciones en la resistencia especificada a compresión del concreto ( $f'c$ ) debido a modificaciones en el proporcionamiento de la mezcla, variaciones en las propiedades de los agregados, método de mezclado, transporte de la mezcla, forma de colocación en obra, condiciones de curado y edad del concreto. Suponiendo que la resistencia especificada del concreto en una muestra cualquiera tiene distribución normal, y que la resistencia de dicha muestra tiene una probabilidad de 20 por ciento, o menos, de ser inferior a  $f'c$ , **Meli y Villanueva (1984)** sugieren que la resistencia media del concreto se estime con la siguiente expresión:

$$\bar{f}c = f'c + 0.85\sigma_{fc} \quad (5.2)$$

En esta expresión:

$\bar{f}c$  es el valor medio de la resistencia del concreto en  $\text{kg/cm}^2$

$f'c$  es la resistencia especificada a compresión del concreto

$\sigma_{fc}$  es la desviación estándar de la resistencia

**Meli y Villanueva (1984)** recomiendan utilizar, cuando no exista información para producción en planta, una desviación estándar de  $30 \text{ kg/cm}^2$  para  $f'c \leq 200 \text{ kg/cm}^2$  y de  $35 \text{ kg/cm}^2$  para  $200 \text{ kg/cm}^2 \leq f'c \leq 300 \text{ kg/cm}^2$ .

Los valores utilizados en este trabajo aplicando las anteriores recomendaciones son:

$$\sigma_{fc} = 35 \text{ kg/cm}^2, f'c = 250 \text{ kg/cm}^2, \bar{f}c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

**Resistencia media del acero**

Los incrementos en la resistencia del acero de refuerzo son más importantes que los del concreto y deben considerarse para evitar una posible falla frágil del elemento o la formación de un mecanismo trabe fuerte columna débil por la sobrerresistencia a flexión que provoca en trabes.

Las resistencias medias probables de aceros utilizados en la ciudad de México han sido evaluadas recientemente por **Rodríguez y Botero (1994)** mediante ensayos experimentales en laboratorio del tipo monotónico en tensión. En dicho estudio se analizaron no solo las características tradicionales de este material, como son los esfuerzos de fluencia, sino también otras propiedades mecánicas que permiten definir la curva esfuerzo-deformación de aceros de refuerzo. De los resultados experimentales se determinó que el valor medio del esfuerzo de fluencia para varillas de diámetro grande ( $\phi \geq 5/8''$ ) es  $4577 \text{ kg/cm}^2$ , y para diámetros pequeños ( $\phi \leq 1/2''$ ) de  $4609 \text{ kg/cm}^2$ . Estos valores fueron los utilizados en este trabajo.

*b) Contribución de la losa a la resistencia a flexión de las trabes*

Recientemente se ha demostrado, experimentalmente, que en estructuras de concreto reforzado en las cuales las losas son coladas monolíticamente con las trabes, existe una contribución importante de estas al incremento de la capacidad a flexión de las trabes. Los códigos de diseño contemplan en forma conservadora el ancho de la losa a considerar en el momento positivo resistente (losa a compresión), para momento negativo (losa en tensión) el RCDF-93 no contempla la contribución del acero de la losa en la resistencia de la trabe. Sin embargo, durante un sismo severo las barras superiores de los apoyos de una viga continua pueden llegar a fluir, lo que provoca que las barras longitudinales de la losa puedan también fluir. Estas barras aumentan la resistencia a flexión de la sección cuando ocurren grandes deformaciones inelásticas.

Según **Paulay T. y Priestley M.** (1992) el ancho recomendado que trabaja a momento negativo, se calcula como el menor de los siguientes anchos (*figura 5.4*):

- a) Un cuarto del claro de la viga en consideración, extendiéndose a cada lado desde el centro de la sección de la viga, donde exista patín
- b) Un medio del claro de la losa medido en forma perpendicular a la viga en consideración, extendiéndose a cada lado desde el centro de la sección de la viga donde exista patín
- c) Un cuarto del claro de la losa medido de forma perpendicular a la viga en consideración, extendiéndose a cada lado desde el centro de la sección de la viga donde exista patín, para un nodo correspondiente a una columna exterior

Siguiendo las recomendaciones anteriores los anchos efectivos de losa (**be**) para una conexión interior y una exterior para nuestro caso son 350 y 175 cm respectivamente.

Para momento positivo **Miranda E.** (1996) considera que los anchos de losa que recomiendan los reglamentos **RCDF-93** y **ACI-89** son adecuados para evaluar la contribución de la losa a la resistencia a momento positivo de la trabe. Las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del **RCDF-93** indican que el ancho del patín que se considere trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma será el menor de los tres valores siguientes: la octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma, la mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano, y ocho veces el espesor del patín. Siguiendo estas recomendaciones los anchos de losa que resultan son: 115 cm y 175 cm para una conexión interior y una exterior respectivamente.

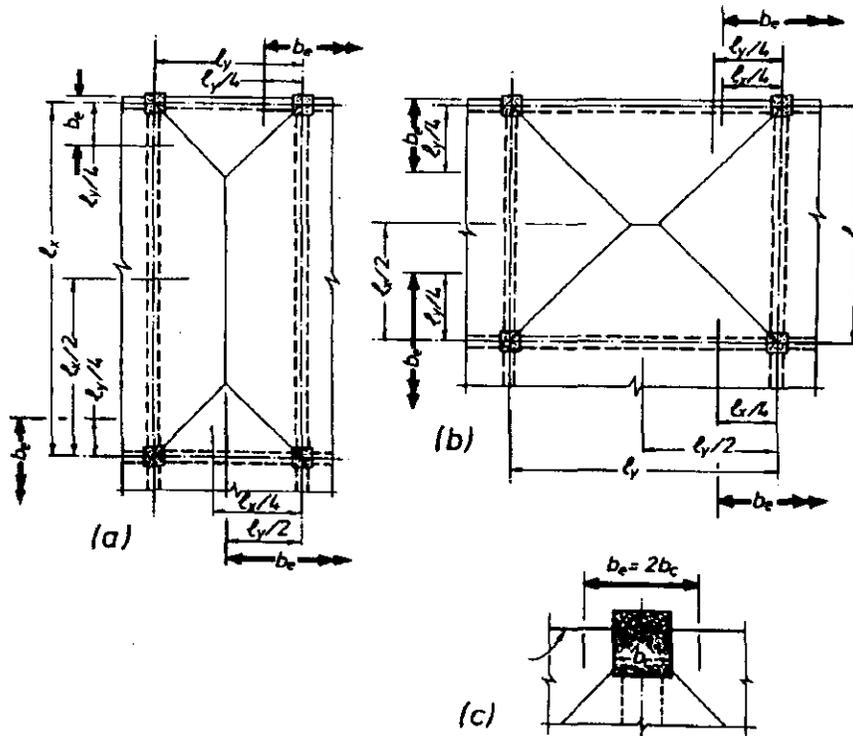


Figura 5.4 Ancho efectivo de losa para la contribución a momento negativo (□ Paulay T. y Priestley M., 1992)

### c) Confinamiento del concreto

Para tomar en cuenta el efecto en la sobrerresistencia del comportamiento del concreto confinado, en este trabajo se utiliza el modelo constitutivo del concreto propuesto por Scott, Park y Priestley (1982) el cual se define, tanto para concreto confinado como sin confinar, como (figura 5.5):

Para concreto no confinado:

$$f_c = f'_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{os}} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{os}} \right)^2 \right] \quad \text{para } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{os} \quad (5.3a)$$

$$f_c = f'_c \left[ 1 - \frac{0.85}{\varepsilon_{cus} - \varepsilon_{os}} (\varepsilon_c - \varepsilon_{os}) \right] \quad \text{para } \varepsilon_{os} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cus} \quad (5.3b)$$

Donde  $\varepsilon_{os} = 0.002$  y  $\varepsilon_{cus} = 0.003$  para concreto no confinado

Para concreto confinado:

$$f_c = Kf'_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] \quad \text{para } \varepsilon_c \leq \varepsilon_o \quad (5.3c)$$

$$f_c = Kf'_c [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_o)] \quad \text{para } \varepsilon_o < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (5.3d)$$

$$\varepsilon_o = 0.002K \quad (5.3e)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + (0.9\rho_s f_y / 3059) \quad (5.3f)$$

$$K = 1 + \left( \frac{\rho_s f_y}{f'_c} \right) \quad (5.3g)$$

$$Z = \frac{0.5}{\left( \frac{3 + 0.0284f'_c}{14.22f'_c - 1000} \right) + 0.75\rho_s \sqrt{\frac{h'}{S_b}} - 0.002K} \quad (5.3h)$$

Donde:

$\rho_s$  Cuantía volumétrica del refuerzo transversal

$h'$  Ancho del núcleo del concreto confinado medido desde la cara externa del acero del refuerzo transversal

$S_b$  Separación del refuerzo transversal

$f'_c$  Resistencia del concreto a compresión en,  $\text{kg/cm}^2$

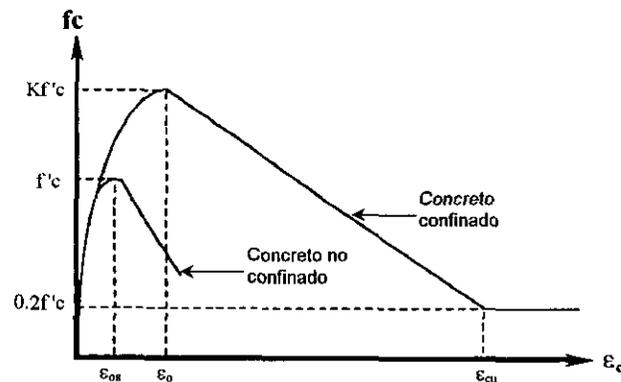


Figura 5.5 Relación esfuerzo-deformación para el concreto (□ Scott, Park y Priestley, 1983)

d) Endurecimiento por deformación del acero de refuerzo

En esta tesis se utilizó el modelo propuesto por Mander (1984) y evaluado para los aceros mexicanos por Rodríguez y Botero (1994) para representar el comportamiento del acero de refuerzo, el cual se define en la ecuación 5.4 y se representa en la figura 5.6.

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \cdot \left[ \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right]^p \quad (5.4)$$

Donde:

$\epsilon_s$  Deformación a tensión del acero

$\epsilon_y$  Deformación de fluencia

$\epsilon_{sh}$  Deformación al inicio de la zona de endurecimiento

$\epsilon_{su}$  Deformación asociada al esfuerzo último del acero

$p$  Coeficiente para definir la curva en la zona de endurecimiento por deformación

$f_{su}$  Esfuerzo máximo o último alcanzado por la barra

$f_y$  Esfuerzo de fluencia

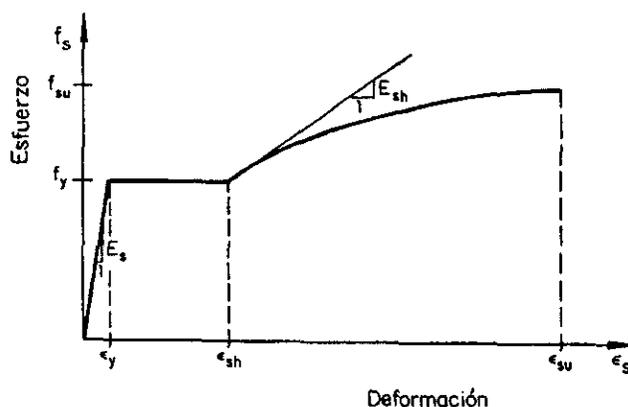


Figura 5.6 Relación esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo (Mander, 1984)

Los parámetros de la ecuación 5.4 definidos a partir de resultados experimentales (Rodríguez y Botero, 1994) se presentan en las tablas 5.1 y 5.2, correspondiente a los valores medios para barras de diámetros grandes (5/8" ó mayores) y barras de diámetros pequeños (1/2" ó menores) respectivamente. En las tablas  $\epsilon_{suu}$  corresponde al valor de la deformación asociada a la fractura del acero.

|                           | $f_y$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | $\epsilon_{sh}$ | $f_{su}$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | $\epsilon_{su}$ | $\epsilon_{suu}$ | $p$    |
|---------------------------|--------------------------------|-----------------|-----------------------------------|-----------------|------------------|--------|
| Media aritmética          | 4577                           | 0.0088          | 7491                              | 0.1171          | 0.1493           | 3.474  |
| Desviación estándar       | 169                            | 0.0022          | 199                               | 0.0120          | 0.0809           | 0.2646 |
| Coefficiente de variación | 0.0370                         | 0.2490          | 0.0270                            | 0.1020          | 0.5420           | 0.0760 |

Tabla 5.1 Estadísticas de barras de acero de diámetro grande (Rodríguez y Botero, 1994)

|                           | $f_y$<br>( kg/cm <sup>2</sup> ) | $\epsilon_{sb}$ | $f_{su}$<br>( kg/cm <sup>2</sup> ) | $\epsilon_{su}$ | $\epsilon_{suu}$ | $\rho$ |
|---------------------------|---------------------------------|-----------------|------------------------------------|-----------------|------------------|--------|
| Media aritmética          | 4609                            | 0.0060          | 7436                               | 0.1420          | 0.1815           | 3.362  |
| Desviación estándar       | 376                             | 0.0069          | 297                                | 0.0252          | 0.0492           | 0.4496 |
| Coefficiente de variación | 0.0820                          | 1.1370          | 0.0400                             | 0.1770          | 0.2710           | 0.1340 |

**Tabla 5.2 Estadísticas de barras de acero de diámetro pequeño (□ Rodríguez y Botero, 1994)**

Las sobrerresistencias del tipo capacidades resistentes mínimas, selección discreta de armado, requerimientos de cuantías mínimas de acero, contribución del acero a compresión, factores de carga y requerimientos de rigidez por criterios de deformación están tomadas implícitamente en el diseño de la estructura y en las consideraciones que se hacen para el cálculo de los diagramas de la siguiente sección. El resto de las sobrerresistencias no fueron consideradas por no considerarlas importantes o por falta de información.

### 5.3.2 Diagramas Momento-Curvatura y Momento-Carga axial de los elementos estructurales (vigas y columnas) del edificio en estudio

El método de evaluación de diagramas momento-curvatura en elementos de concreto reforzado es descrito en detalle en la literatura (□ Park y Paulay, 1990). En esta tesis se emplearon programas de computadora, en lenguaje C, que aplican este método (Apéndice A). Para el cálculo de las curvas se utilizó un modelo de fibras con las siguientes suposiciones:

- Las secciones planas permanecen planas después de la deformación
- Se ignora la resistencia a tensión del concreto
- Se ignora el efecto de desplazamiento por adherencia entre el concreto y el acero
- Se consideran las sobrerresistencias y los modelos constitutivos del concreto y acero mencionados anteriormente

En la *figura 5.7* y *tabla 5.3* se describen las características principales de los diagramas momento-curvatura, para cada uno de los diferentes tipos de secciones de travesaños del edificio. En estas es posible observar la ductilidad y momento de fluencia tanto a momento positivo (losa en compresión) como a momento negativo (losa a tensión). El momento de fluencia ( $M_y$ ) se determinó cuando el lecho de acero más esforzado alcanzaba su límite de fluencia ( $f_y$ ).

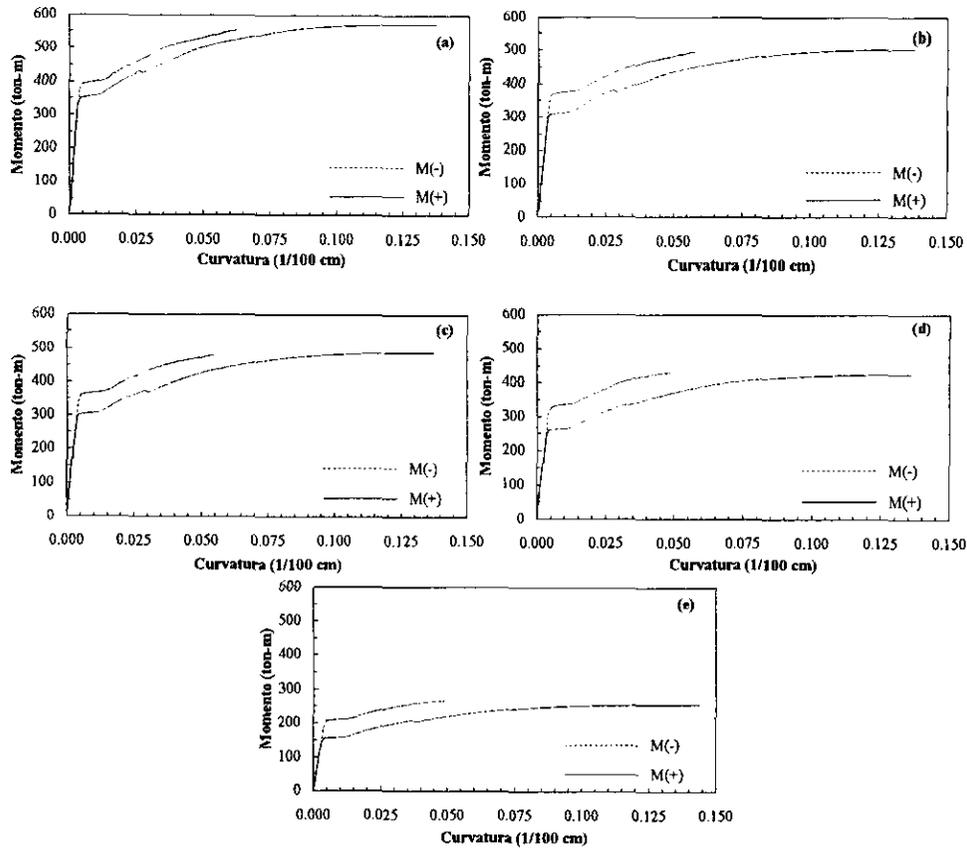


Figura 5.7 Diagramas momento-curvatura de las traves del SVGL; a) Niveles 1 al 4, b) Niveles 5 al 8, c) Niveles 9 al 12, d) Niveles 13 al 16, e) Niveles 17 al 22

| Niveles  | Flexión Positiva |          |          |          | Flexión Negativa |          |          |          |
|----------|------------------|----------|----------|----------|------------------|----------|----------|----------|
|          | $M_y$            | $\phi_y$ | $\phi_u$ | $\mu(+)$ | $M_y$            | $\phi_y$ | $\phi_u$ | $\mu(-)$ |
| 1 al 4   | 311.38           | 0.0030   | 0.138    | 46       | 376.06           | 0.0040   | 0.063    | 16       |
| 5 al 8   | 260.39           | 0.0031   | 0.136    | 44       | 329.11           | 0.0041   | 0.058    | 14       |
| 9 al 12  | 254.95           | 0.0030   | 0.130    | 43       | 323.91           | 0.004    | 0.055    | 14       |
| 13 al 16 | 228.98           | 0.0028   | 0.132    | 47       | 304.47           | 0.0040   | 0.049    | 12       |
| 17 al 22 | 154.28           | 0.0040   | 0.144    | 36       | 184.69           | 0.0039   | 0.049    | 12       |

$M_y$  es el momento de fluencia de la sección, en ton-m

$\phi_y$  es la curvatura de fluencia, en 1/(100 cm)

$\phi_u$  es la curvatura última, en 1/(100 cm)

$\mu(+ \text{ ó } -)$  es la ductilidad a flexión de la sección =  $\phi_u/\phi_y$

Tabla 5.3 Momento de fluencia y ductilidad de las traves del SVGL

En la *figura 5.8* y *tabla 5.4* se presentan las características principales de los diagramas momento-carga axial para cada una de las secciones de columna del edificio en estudio. Los diagramas fueron calculados con las mismas hipótesis usadas en los diagramas momento-curvatura, y suponiendo como deformación límite  $\epsilon_{cu}$  en el borde del núcleo confinado (*ecuación 5.3f*).

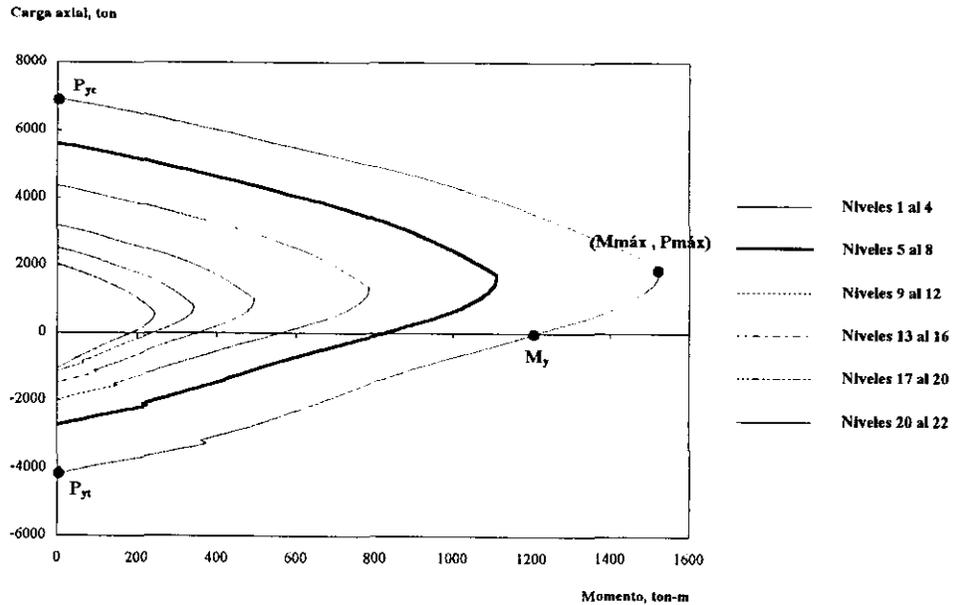


Figura 5.8 Diagramas momento-carga axial de las columnas del SVGL

| Nivel    | $P_y$ (compresión)<br>ton | $P_y$ (tensión)<br>ton | $M_y$<br>ton-m | $P_{máx}$<br>ton | $M_{máx}$<br>ton-m |
|----------|---------------------------|------------------------|----------------|------------------|--------------------|
| 1 al 4   | 6940.18                   | 4164.26                | 1210.50        | 1803.61          | 1522.33            |
| 5 al 8   | 5611.00                   | 2732.72                | 824.30         | 1703.93          | 1110.70            |
| 9 al 12  | 4342.50                   | 2002.79                | 560.20         | 1376.62          | 784.34             |
| 13 al 16 | 3181.80                   | 1480.52                | 354.10         | 1012.47          | 493.35             |
| 17 al 20 | 2510.55                   | 1148.82                | 242.30         | 782.06           | 342.04             |
| 20 al 22 | 2023.89                   | 1063.42                | 184.50         | 590.76           | 243.67             |

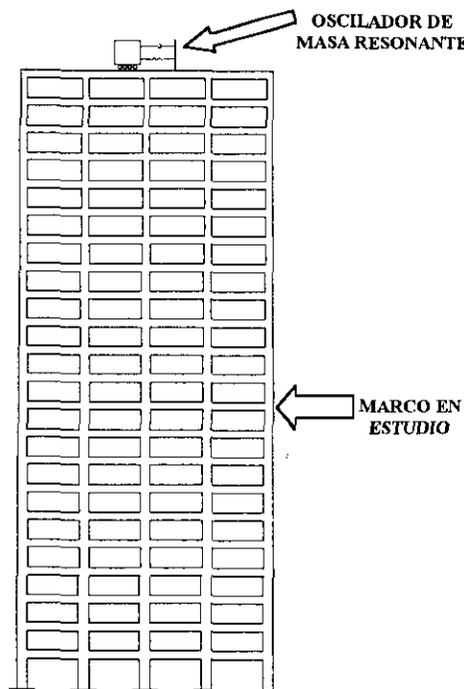
Tabla 5.4 Puntos característicos del diagrama momento-carga axial de las columnas del SVGL

La información anterior es requerida por el programa de análisis no lineal **DRAIN-2DX**.

#### 5.4 Modelado del oscilador de masa resonante

Los osciladores de masa resonante se proponen, en SVGL, principalmente para reducir la amplitud del modo de vibrar que más contribuye a la respuesta dinámica de la estructura, por lo que se colocan en el punto donde la configuración de dicho modo tiene su máxima amplitud.

En este estudio se pretende reducir la respuesta del primer modo natural de vibración, cuyo factor de participación modal es de 0.753, y cuya máxima amplitud (como se muestra en la *figura 3.4*) es en la azotea. Por lo anterior el OR se supone será instalado en la azotea del edificio como se representa en la *figura 5.9*.



**Figura 5.9 Representación esquemática del marco en estudio con oscilador de masa resonante**

Para fines de análisis el OR se modela como un entrepiso adicional del SVGL (nivel 23), esta forma de modelado se ha utilizado anteriormente en la literatura (*Ruiz S. E. et al, 1994*). La característica principal de este entrepiso es la gran flexibilidad de sus columnas necesaria para lograr que el periodo de vibrar de este sea aproximadamente igual al de la estructura principal.

Se modelan las traveses de este último nivel con una rigidez relativamente grande para provocar que la rigidez de este entrepiso esté dada por la *ecuación 5.5*, que es la correspondiente a un entrepiso cuyos extremos de columnas no se les permite el giro.

$$K_{OR} = 12 \frac{E_{OR} I_{COLi}}{L_{COLi}^3} * N_{col} \quad (5.5)$$

Donde:

$K_{OR}$  es la rigidez del oscilador

$I_{COLi}$  es el momento de inercia de cada columna del entrepiso que simula al oscilador

$L_{COLi}$  es la longitud de las columnas del entrepiso que simula al oscilador, en este caso se considera igual a 1.0 m

$E_{OR}$  es el módulo de elasticidad del material con que están hechas las columnas que representan al OR, en este caso se consideró igual al de la estructura principal

$N_{col}$  es el número de columnas del entrepiso que representa al OR

La masa del oscilador se modela de igual forma que en el resto de los entrepisos. No se consideran las deformaciones axiales de las columnas de este nivel, por lo que se les asigna un área axial relativamente grande.

El amortiguamiento del oscilador se supone del tipo viscoso y proporcional a la masa del oscilador, se modela en forma independiente del resto de la estructura (opción que permite el programa utilizado) y es considerado en el programa de análisis por medio del parámetro  $\alpha$  (ecuación 5.6).

$$\alpha_{OR} = \frac{4\pi\zeta_{OR}}{T_{OR}} \quad (5.6)$$

En esta expresión  $\zeta_{OR}$  y  $T_{OR}$  son el amortiguamiento y periodo del oscilador considerado en forma independiente como un SIGL.

Se supone que el comportamiento del oscilador siempre será lineal elástico independiente de la magnitud de sus deformaciones. Esta hipótesis puede ser aceptable si se revisan los osciladores que han sido instalados en estructuras reales (presentados en la sección 2.4 de este trabajo).

En el Apéndice B se presenta el archivo de datos para el programa DRAIN-2DX que incluye un oscilador en su azotea.

### 5.5 Variables utilizadas en el análisis paramétrico

Los parámetros del oscilador que se consideran como variables son:

1) **La masa del oscilador:** se estudiaron valores de 1, 3 y 5% de la masa total del SVGL ( $M_{SVGL}$ ). Algunos autores manejan esta relación ( $R_m$ ) en función de la masa generalizada del modo de vibrar que se pretende reducir. En este estudio corresponde a la masa generalizada del modo fundamental de vibración de la estructura ( $M_1^*$ ). En la *tabla 5.5* se presentan los valores y porcentajes correspondientes utilizados. En la última columna se hace una comparación de la masa del OR con respecto a la masa del último nivel del edificio ( $M_{22}$ ).

| <b>R<sub>m</sub></b>                      |   | <b>m<sub>OR</sub></b>   | <b>m<sub>OR</sub>/M<sub>22</sub></b> |
|---|---|-------------------------|--------------------------------------|
| Como fracción de la masa total $M_{SVGL}$ | Como fracción de la masa generalizada $M_1^*$ | (ton s <sup>2</sup> /m) | (en %)                               |
| 0.01 (1%)                                 | 0.0133 (1.3%)                                 | 4.564                   | 28.6                                 |
| 0.03 (3%)                                 | 0.0400 (4.0%)                                 | 13.69                   | 85.8                                 |
| 0.05 (5%)                                 | 0.0660 (6.6%)                                 | 22.82                   | 142.9                                |

$M_{SVGL} = 456.44 \text{ ton s}^2/\text{m}$ ,  $M_1^* = 343.40 \text{ ton s}^2/\text{m}$ ,  $M_{22} = 15.96 \text{ ton s}^2/\text{m}$

**Tabla 5.5 Masas del OR utilizadas en análisis paramétrico**

Se escogieron estos valores debido a que en la literatura (*Ruiz et al, 1994; Kwok, 1995; Villaverde et al, 1992; Shimazu, 1996; Kitamura et al, 1988; Clark, 1988*) son lo que más se han utilizado, además, para valores mayores del 5% el costo y tamaño del OR dejan de ser factibles para su instalación.

2) **La relación de frecuencias entre el OR y el SVGL ( $R_\omega$ ):** se estudian valores entre 0.6 y 1.4, con especial atención a valores cercanos a la resonancia entre las frecuencias del OR y el SVGL (*tabla 5.6*).

3) **Amortiguamiento en el oscilador:** se analizan amortiguamientos en el OR de 5, 10, 20 y 30% del crítico. Estudios previos (*Ruiz S. E. et al, 1994*) han demostrado que para valores de  $\zeta_{OR}$  iguales al 5% del crítico, los desplazamientos en el oscilador son demasiado grandes (aproximadamente 1.80 m), lo cual genera dificultades para su diseño y construcción. Por lo anterior, se exploran valores relativamente grandes en el amortiguamiento del oscilador. En la *tabla 5.6* se presentan los valores de  $\alpha_{OR}$  correspondiente a estos amortiguamientos.

| R $\omega$ | $\omega_{OR}$ | T <sub>OR</sub> | Rigidez del OR (en ton/m) cuando m <sub>OR</sub> es igual a |                       |                       | Amortiguamiento en el OR igual a |               |               |               |
|------------|---------------|-----------------|---|-----------------------|-----------------------|----------------------------------|---------------|---------------|---------------|
|            |               |                 | 1% de M <sub>SP</sub>                                       | 3% de M <sub>SP</sub> | 5% de M <sub>SP</sub> | 5%                               | 10%           | 20%           | 30%           |
|            |               |                 | K <sub>OR</sub>   | K <sub>OR</sub>       | K <sub>OR</sub>       | $\alpha_{OR}$                    | $\alpha_{OR}$ | $\alpha_{OR}$ | $\alpha_{OR}$ |
| 0.600      | 1.89          | 3.33            | 16.30   | 48.90                 | 81.50                 | 0.1890                           | 0.3779        | 0.7559        | 1.1338        |
| 0.650      | 2.05          | 3.07            | 19.13   | 57.39                 | 95.64                 | 0.2047                           | 0.4094        | 0.8189        | 1.2283        |
| 0.700      | 2.20          | 2.85            | 22.18   | 66.55                 | 110.92                | 0.2205                           | 0.4409        | 0.8819        | 1.3228        |
| 0.750      | 2.36          | 2.66            | 25.47   | 76.40                 | 127.34                | 0.2362                           | 0.4724        | 0.9448        | 1.4173        |
| 0.800      | 2.52          | 2.49            | 28.98   | 86.93                 | 144.88                | 0.2520                           | 0.5039        | 1.0078        | 1.5117        |
| 0.850      | 2.68          | 2.35            | 32.71   | 98.13                 | 163.56                | 0.2677                           | 0.5354        | 1.0708        | 1.6062        |
| 0.900      | 2.83          | 2.22            | 36.67   | 110.02                | 183.36                | 0.2835                           | 0.5669        | 1.1338        | 1.7007        |
| 0.950      | 2.99          | 2.10            | 40.86   | 122.58                | 204.30                | 0.2992                           | 0.5984        | 1.1968        | 1.7952        |
| 0.975      | 3.07          | 2.05            | 43.04   | 129.12                | 215.20                | 0.3071                           | 0.6141        | 1.2283        | 1.8424        |
| 1.000      | 3.15          | 2.00            | 45.28   | 135.83                | 226.38                | 0.3149                           | 0.6299        | 1.2598        | 1.8897        |
| 1.025      | 3.23          | 1.95            | 47.57   | 142.70                | 237.84                | 0.3228                           | 0.6456        | 1.2913        | 1.9369        |
| 1.050      | 3.31          | 1.90            | 49.92   | 149.75                | 249.58                | 0.3307                           | 0.6614        | 1.3228        | 1.9842        |
| 1.100      | 3.46          | 1.81            | 54.78   | 164.35                | 273.92                | 0.3464                           | 0.6929        | 1.3858        | 2.0786        |
| 1.150      | 3.62          | 1.73            | 59.88   | 179.63                | 299.38                | 0.3622                           | 0.7244        | 1.4488        | 2.1731        |
| 1.200      | 3.78          | 1.66            | 65.20   | 195.59                | 325.98                | 0.3779                           | 0.7559        | 1.5117        | 2.2676        |
| 1.250      | 3.94          | 1.60            | 70.74   | 212.23                | 353.71                | 0.3937                           | 0.7874        | 1.5747        | 2.3621        |
| 1.300      | 4.09          | 1.53            | 76.52   | 229.55                | 382.58                | 0.4094                           | 0.8189        | 1.6377        | 2.4566        |
| 1.350      | 4.25          | 1.48            | 82.51   | 247.54                | 412.57                | 0.4252                           | 0.8504        | 1.7007        | 2.5511        |
| 1.400      | 4.41          | 1.43            | 88.74   | 266.22                | 443.70                | 0.4409                           | 0.8819        | 1.7637        | 2.6456        |

Tabla 5.6 Parámetros del OR utilizados en análisis

### 5.6 Resultados del análisis paramétrico del SVGL con oscilador

En las siguientes gráficas se muestran los resultados obtenidos del análisis paramétrico. En éstas **D<sub>so</sub>** es el desplazamiento máximo de la azotea del edificio sin oscilador de masa resonante, sometido a una excitación sísmica (SCT-85 ó SCT-89), y **D<sub>co</sub>** es el desplazamiento máximo de la azotea del edificio con oscilador ante la misma excitación. A la relación **D<sub>co</sub>/D<sub>so</sub>** se le puede considerar como la reducción (para valores < 1) o la amplificación (para valores > 1) que se puede esperar al instalar el oscilador.

En las *figuras 5.10* se muestran las relaciones **D<sub>co</sub>/D<sub>so</sub>** que se obtienen para los tres valores de **R<sub>m</sub>** en estudio, y para un amortiguamiento en el oscilador del 5% del crítico. Todas las estructuras se excitaron con el sismo SCT-85. En la primera gráfica (*5.10a*) se presenta una comparación de las tres restantes. En las *figuras 5.11* se presenta lo mismo pero utilizando el sismo SCT-89.

Al comparar estas figuras se observa que al utilizar un sismo intenso, como el SCT-85, las reducciones en la respuesta de la estructura son relativamente bajas en comparación con las obtenidas al utilizar un sismo moderado como el SCT-89. En el primer caso se observa una reducción máxima de 20% para una **R<sub>m</sub>** igual a 0.05, se observa además, la tendencia a aumentar las reducciones al incrementar el peso del OR. Se

presentan amplificaciones, en general, para valores grandes de  $R\omega$  y para valores cercanos a 0.8. La máxima reducción no se presenta para el mismo valor de  $R\omega$  en cada uno de los casos.

Cuando la estructura, con OR y sin este, es excitada con el sismo SCT-89 se alcanzan reducciones en el desplazamiento del 50, 60 y aproximadamente 70% para cada uno de los tres valores de  $R_m$ . Además, aumenta el intervalo de valores de  $R\omega$  donde se puede considerar como benéfico el uso de este dispositivo. Se puede decir que prácticamente las amplificaciones se eliminan. Se mantiene la tendencia a aumentar las reducciones al aumentar el peso del OR. Cabe hacer mención que en este caso la estructura permanece básicamente con comportamiento lineal.

En las *figuras 5.12 y 5.13* se repite el mismo análisis pero para un amortiguamiento en el OR del 10% del crítico. En la *figura 5.12* se observa que al incrementar el valor del amortiguamiento en el OR existe una tendencia a disminuir la reducción en la respuesta. Se obtienen reducciones máximas del 18%, además de la modificación de las zonas de valores de  $R\omega$  donde se presentan dichas reducciones. Por otro lado, las amplificaciones se reducen considerablemente.

Cuando se utiliza el sismo SCT-89 la tendencia anteriormente descrita sólo se presenta cuando  $R_m$  es igual a 0.01 y únicamente para un rango de valores de  $R\omega$  cercanos a la máxima reducción, en los otros dos casos se observa que el efecto de incrementar  $\zeta_{OR}$  prácticamente no afecta el valor de la relación  $D_{co}/D_{so}$  para valores de  $R\omega$  menores al valor donde se presenta la máxima reducción, para valores mayores la tendencia es a incrementar las reducciones, esto es, se amortigua más la respuesta del edificio con OR. Las máximas reducciones que se obtienen son del 40, 59 y 67% para cada uno de los valores de  $R_m$ .

En las *figuras 5.14 y 5.15* se presentan los resultados cuando el amortiguamiento en el OR es del 20% del crítico. Al someter a la estructura al sismo intenso (SCT-85) la tendencia descrita en los dos casos anteriores sólo se presenta cuando la masa del oscilador es igual al 3% de la masa total de la estructura, para el resto de los casos se observa que este efecto tiende a desaparecer. Para el caso del sismo moderado, las máximas reducciones que se obtienen son del 30, 55 y 63%, se repite prácticamente el mismo comportamiento descrito para cuando  $\zeta_{OR}$  es igual a 0.10.

En las *figuras 5.16 y 5.17* se presentan los resultados cuando  $\zeta_{OR} = 0.30$ . Las máximas reducciones que se alcanzan cuando se utiliza el sismo SCT-85 son del orden del 20%, y de 60% cuando se utiliza el sismo SCT-89, para este último caso se puede decir que después de que se presenta la máxima reducción el valor de  $D_{co}/D_{so}$  tiene relativamente poca variación.

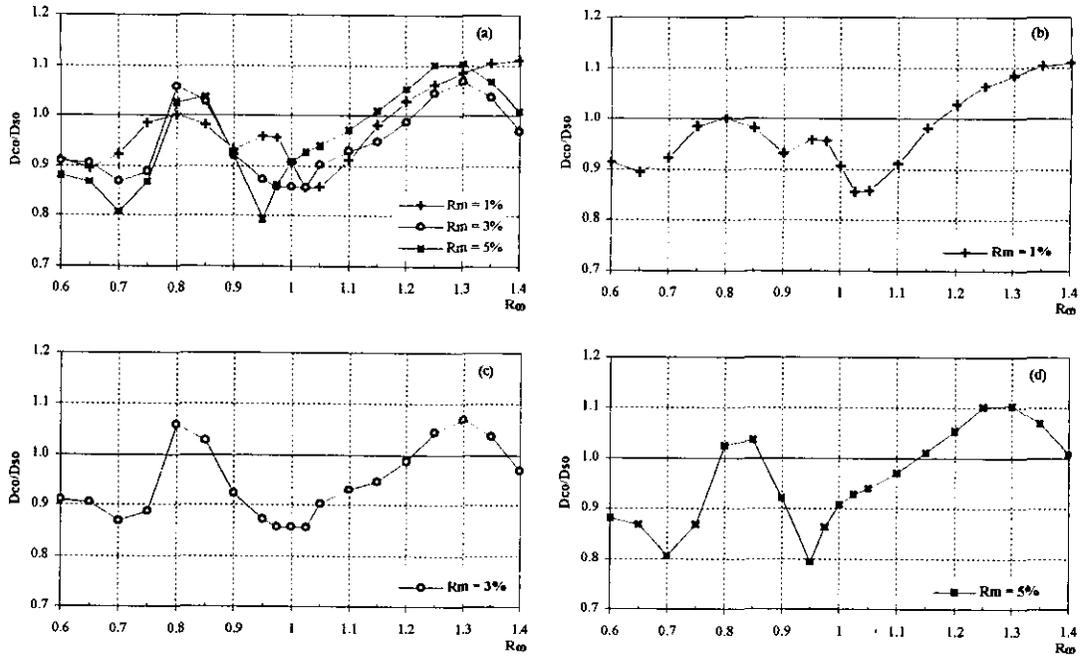


Figura 5.10 Relaciones de desplazamiento ( $D_{co}/D_{so}$ ) para un amortiguamiento en el OR del 5% del crítico.  
Sismo SCT-85

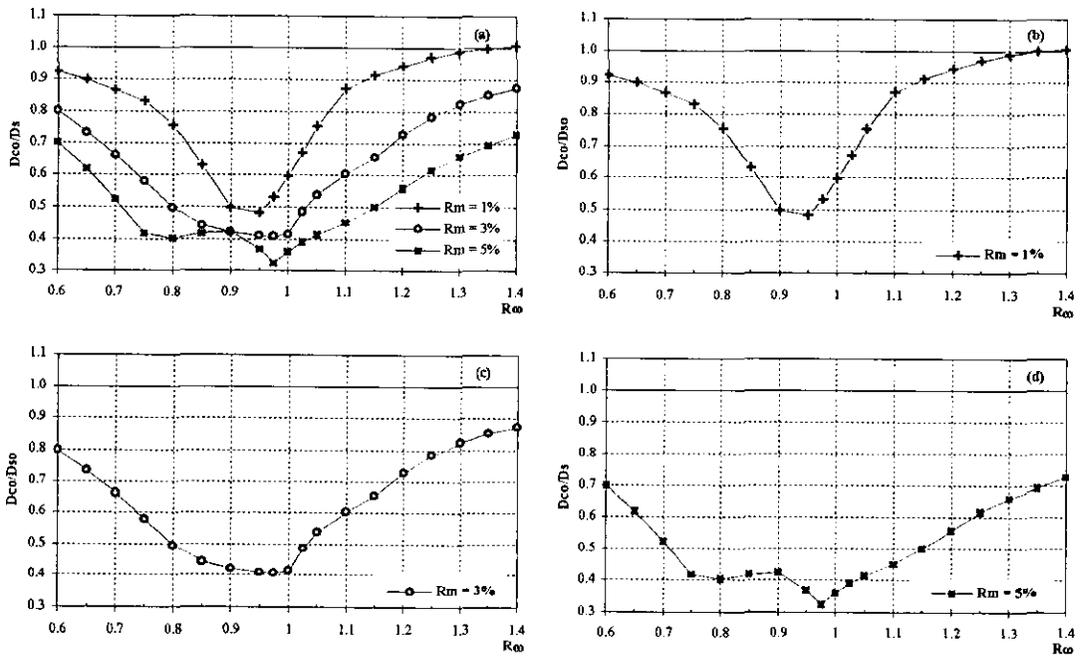


Figura 5.11 Relaciones de desplazamiento ( $D_{co}/D_s$ ) para un amortiguamiento en el OR del 5% del crítico.  
Sismo SCT-89

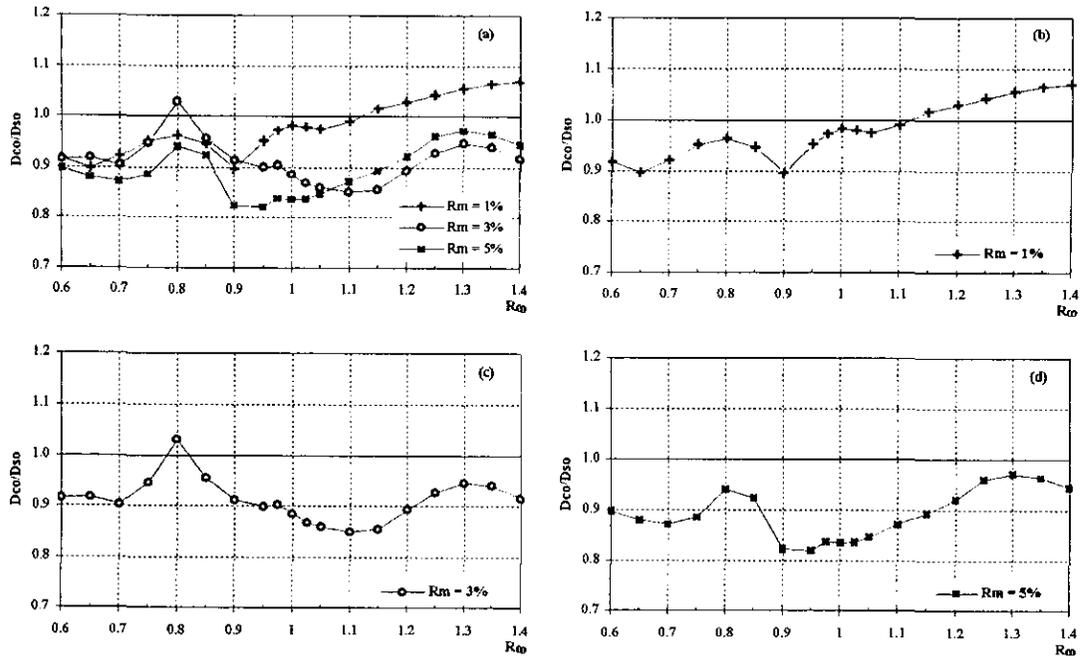


Figura 5.12 Relaciones de desplazamiento ( $D_{co}/D_{so}$ ) para un amortiguamiento en el OR del 10% del crítico.

Sismo SCT-85

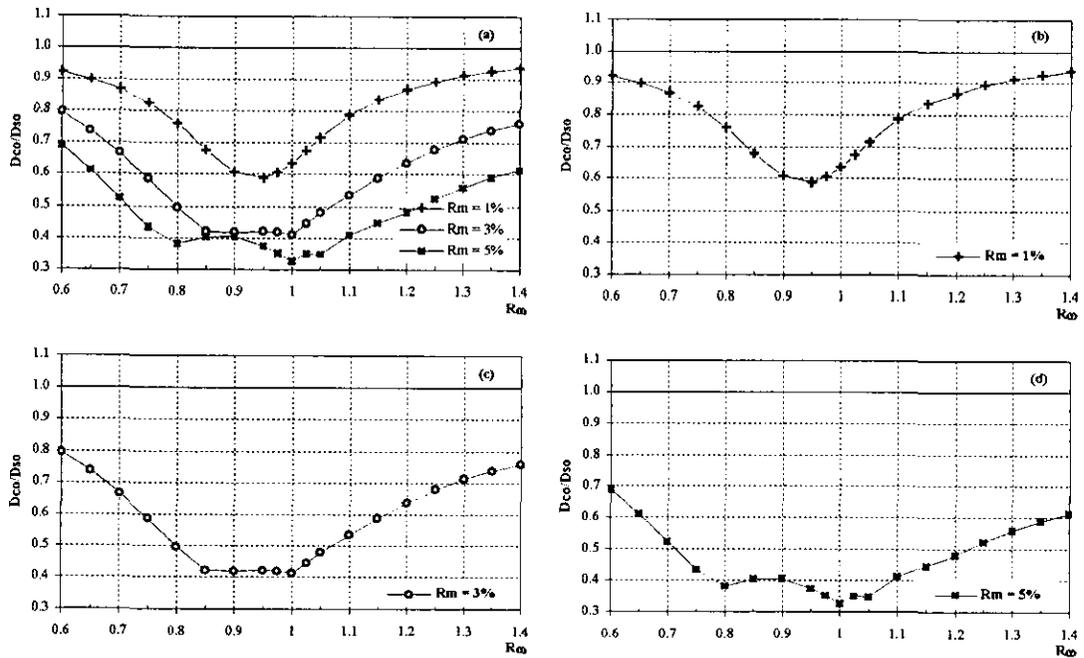


Figura 5.13 Relaciones de desplazamiento ( $D_{co}/D_{so}$ ) para un amortiguamiento en el OR del 10% del crítico.

Sismo SCT-89

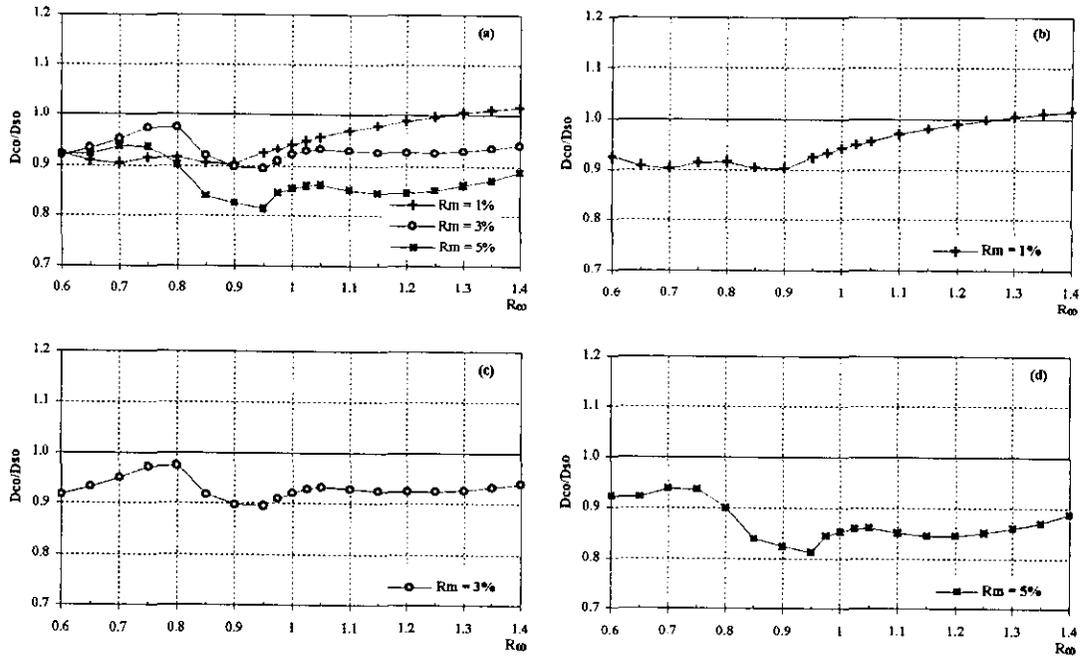


Figura 5.14 Relaciones de desplazamiento ( $D_{co}/D_{so}$ ) para un amortiguamiento en el OR del 20% del crítico.  
Sismo SCT-85

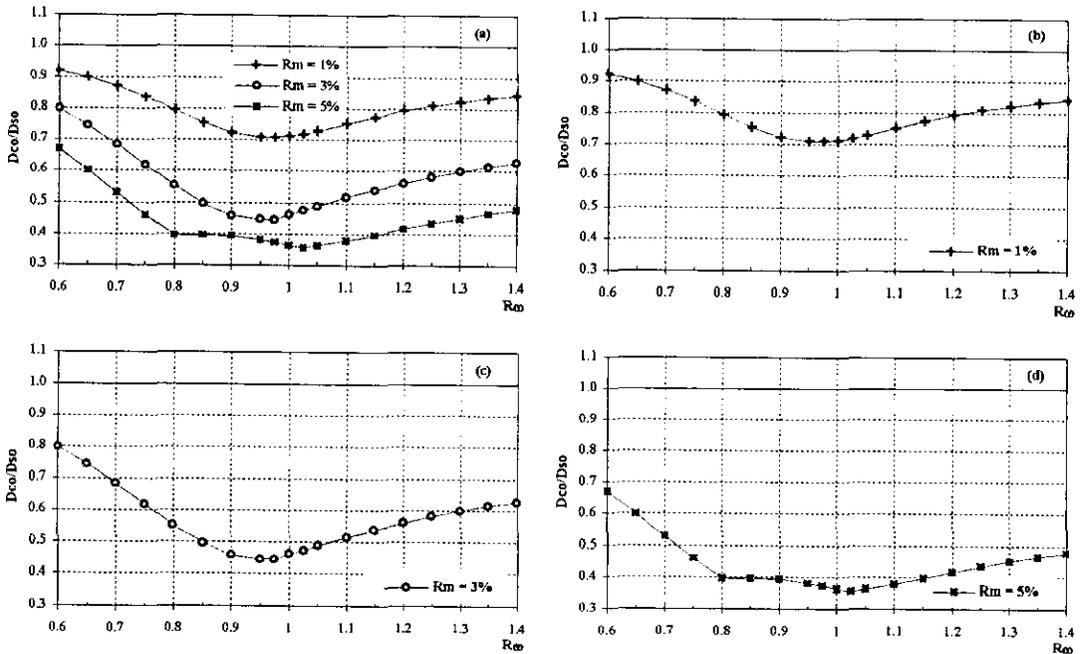


Figura 5.15 Relaciones de desplazamiento ( $D_{co}/D_{so}$ ) para un amortiguamiento en el OR del 20% del crítico.  
Sismo SCT-89

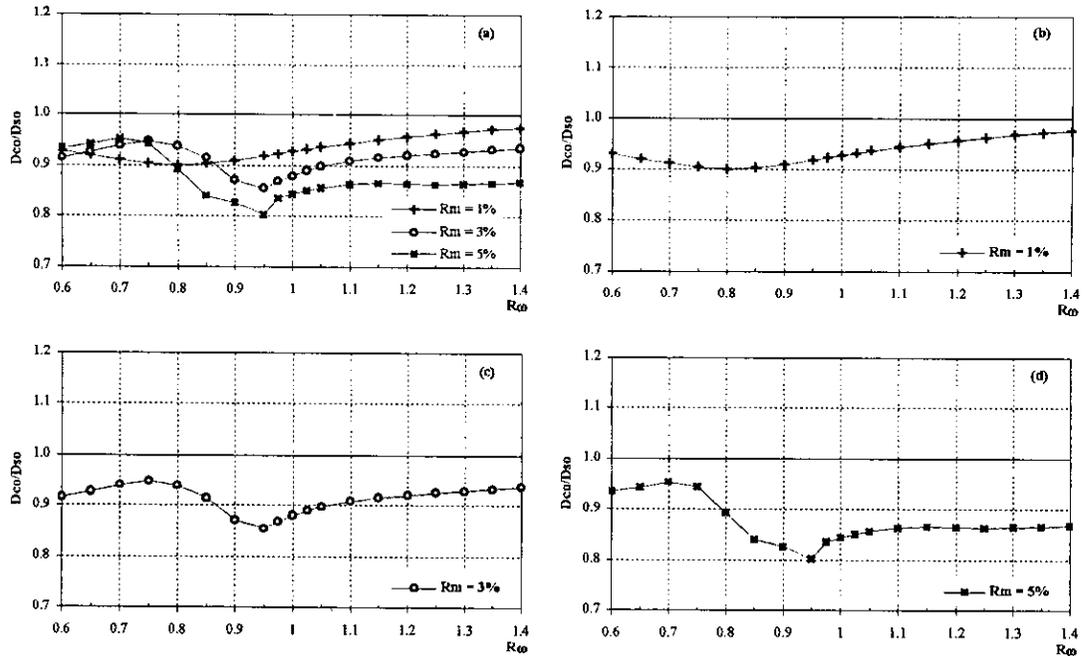


Figura 5.16 Relaciones de desplazamiento ( $D_{co}/D_{so}$ ) para un amortiguamiento en el OR del 30% del crítico.  
Sismo SCT-85

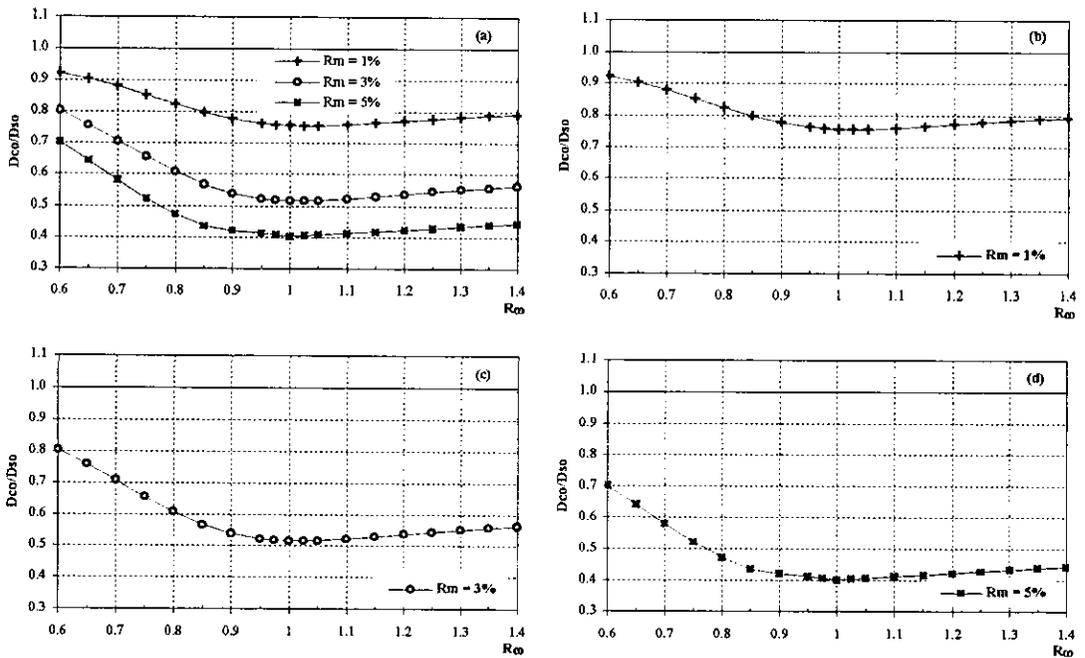


Figura 5.17 Relaciones de desplazamiento ( $D_{co}/D_{so}$ ) para un amortiguamiento en el OR del 30% del crítico.  
Sismo SCT-89

En las *figuras 5.18 y 5.19* se presenta una comparación de las envolventes de distorsión ( $\gamma$ ) y desplazamiento de entrepiso de la estructura con OR y sin este. Se presentan los resultados para valores de  $R_m=0.03$  y  $R_\omega=1.0$ . Se comparan los resultados para los cuatro valores de amortiguamiento en el oscilador y los dos niveles de intensidad sísmica.

Se observa más claramente que al incrementar el amortiguamiento del OR decrece su eficiencia, tanto para el sismo intenso como para el moderado. Pero su desplazamiento relativo es menor.

En las *figuras 5.20 a la 5.35* se presentan las historias de respuestas del edificio con oscilador de masa resonante y sin este. Se comparan algunas de las historias de desplazamiento y aceleración de la azotea del edificio con OR, con las que se obtienen al no instalar este dispositivo. Adicionalmente se hace una comparación de las historias de desplazamiento del oscilador con las del nivel donde se apoya, para ejemplificar se presentan algunas historias de cortante basal.

En estas gráficas es posible observar que cuando se utiliza el sismo intenso **SCT-85**, las reducciones que se logran son relativamente bajas en comparación con las que se obtienen al utilizar el sismo moderado **SCT-89**. Esta afirmación es válida para desplazamiento, aceleración y cortante basal. Se confirma que para valores bajos del amortiguamiento en el OR los desplazamientos de este son exageradamente grandes, al aumentar el valor de este parámetro se reducen notoriamente estos desplazamientos lo que hace más factible la construcción y operación de este dispositivo. Estas reducciones en los desplazamientos del OR al aumentar su amortiguamiento se presentan para los dos niveles de intensidad sísmica analizados.

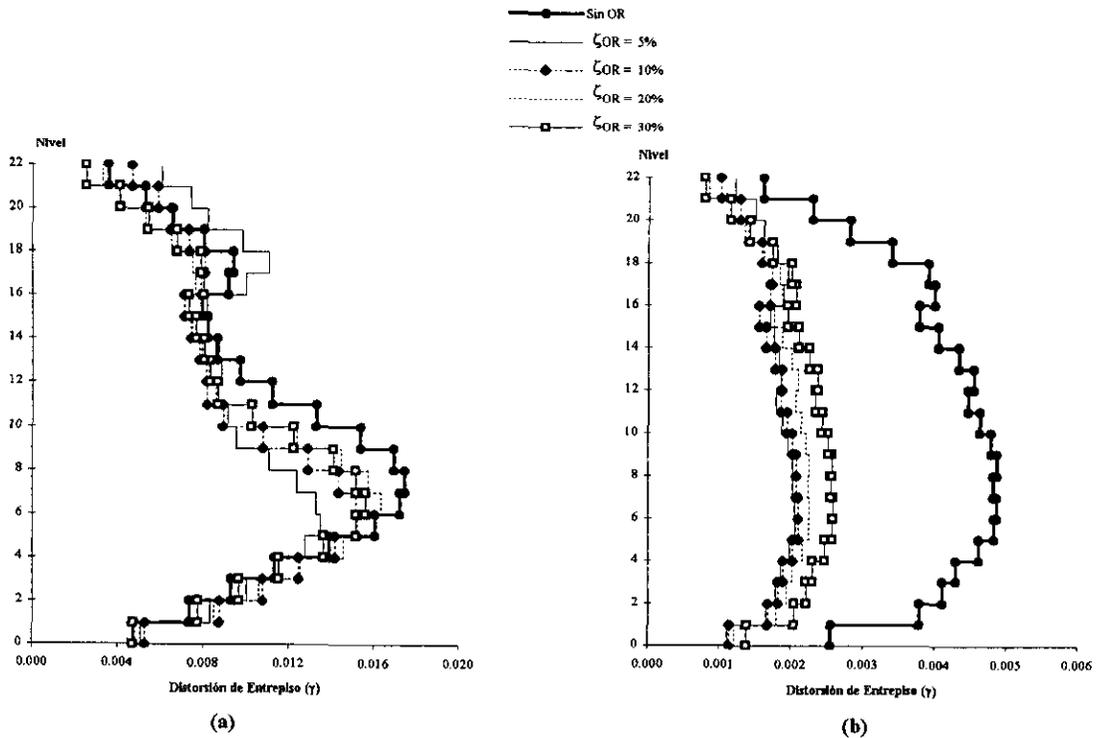


Figura 5.18 Envolventes de distorsión ( $\gamma$ ) de entrepiso; características del OR,  $R_m=0.03$  y  $R_\omega=1.0$ .

a) Sismo SCT-85; b) Sismo SCT-89

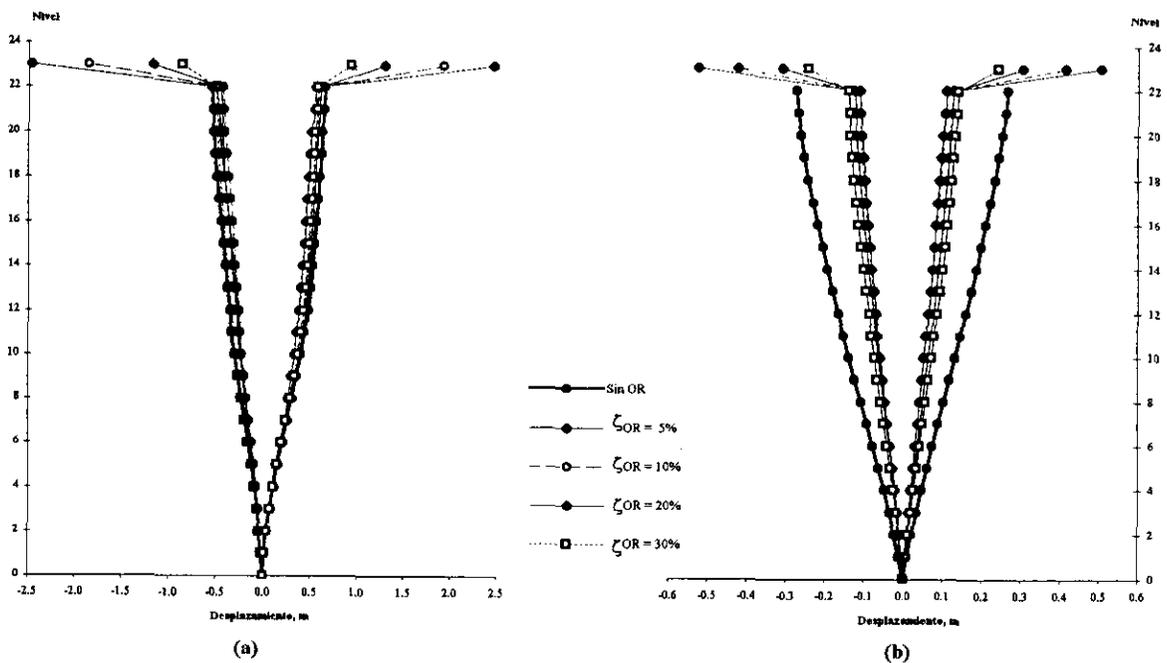


Figura 5.19 Envolventes de desplazamiento de cada nivel; características del OR,  $R_m=0.03$  y  $R_\omega=1.0$ .

a) Sismo SCT-85; b) Sismo SCT-89

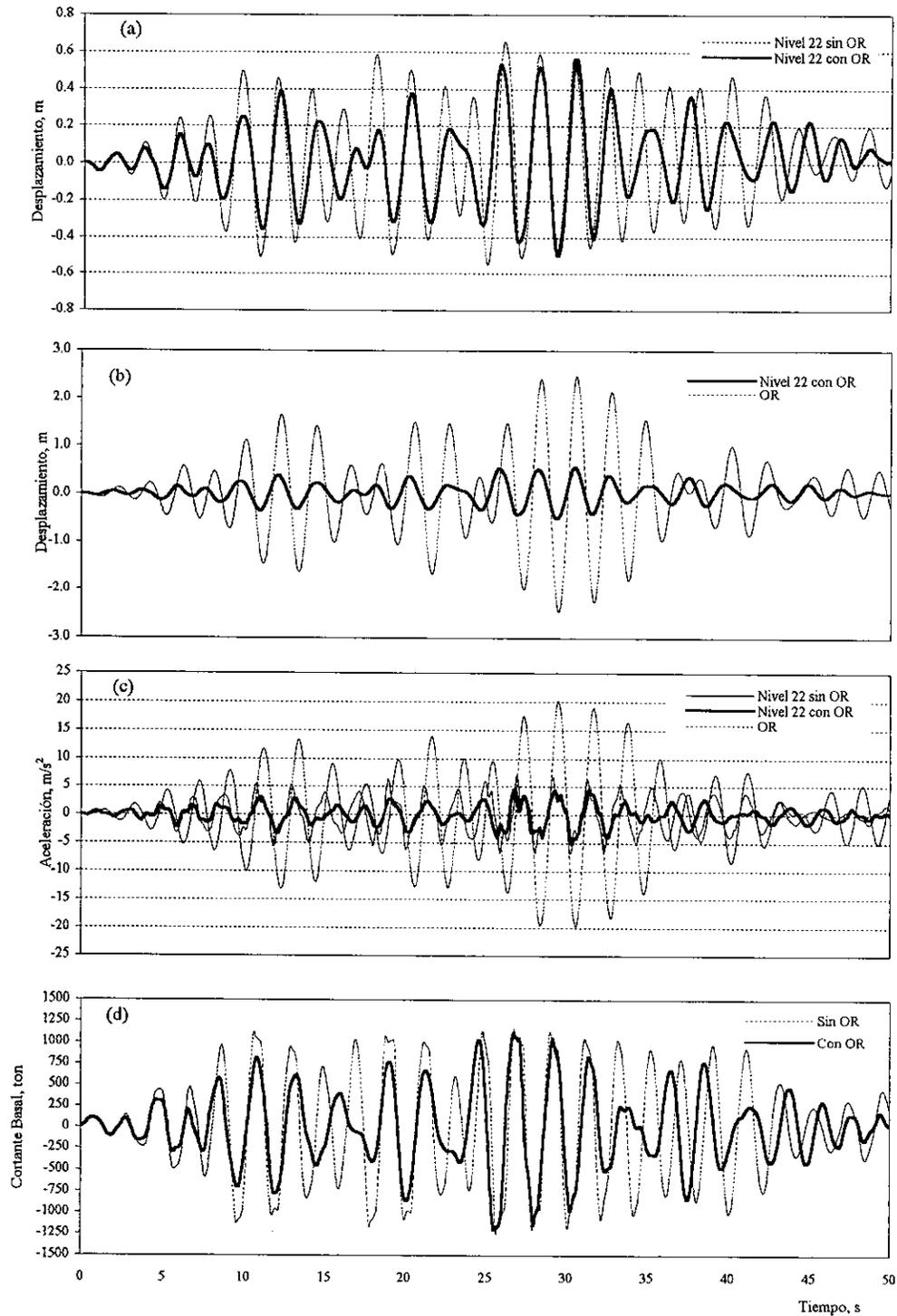
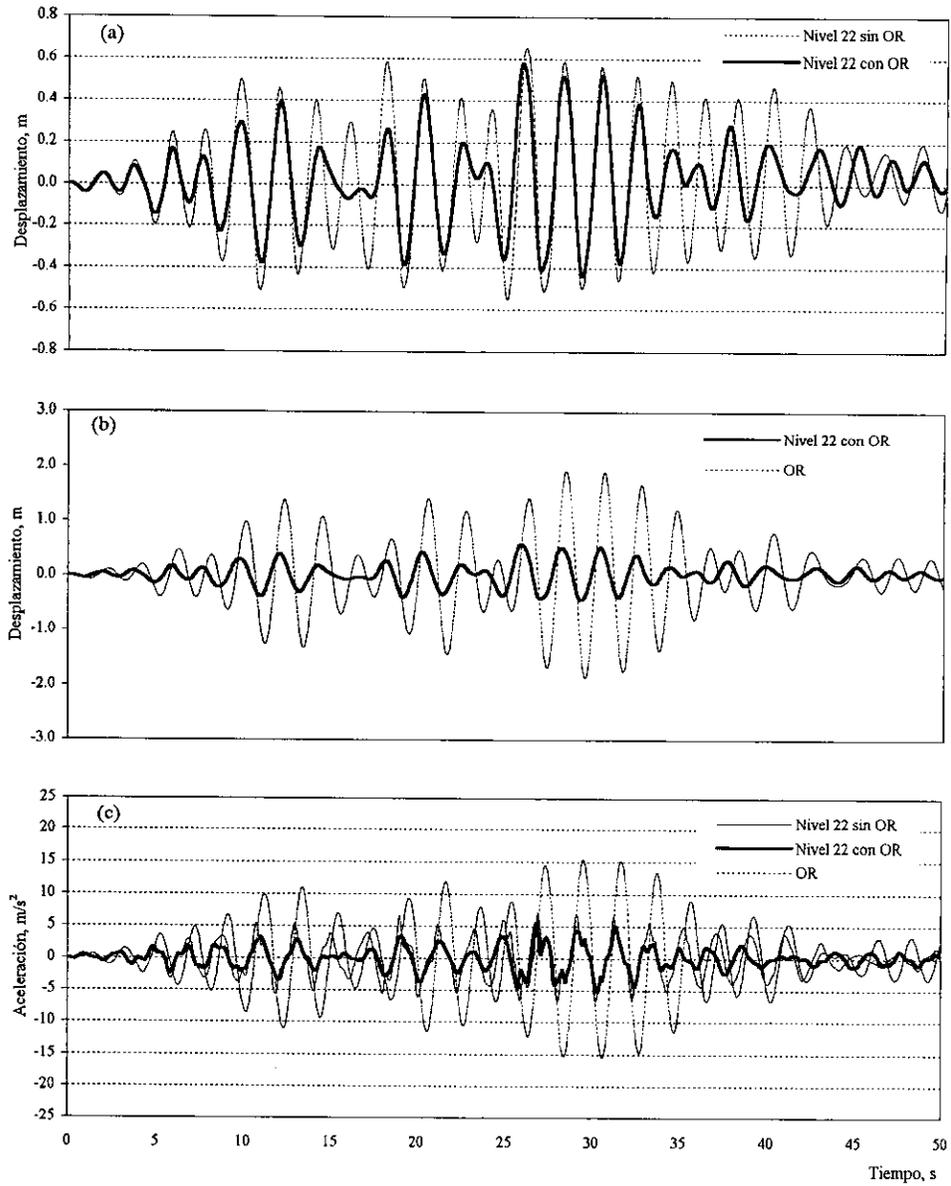
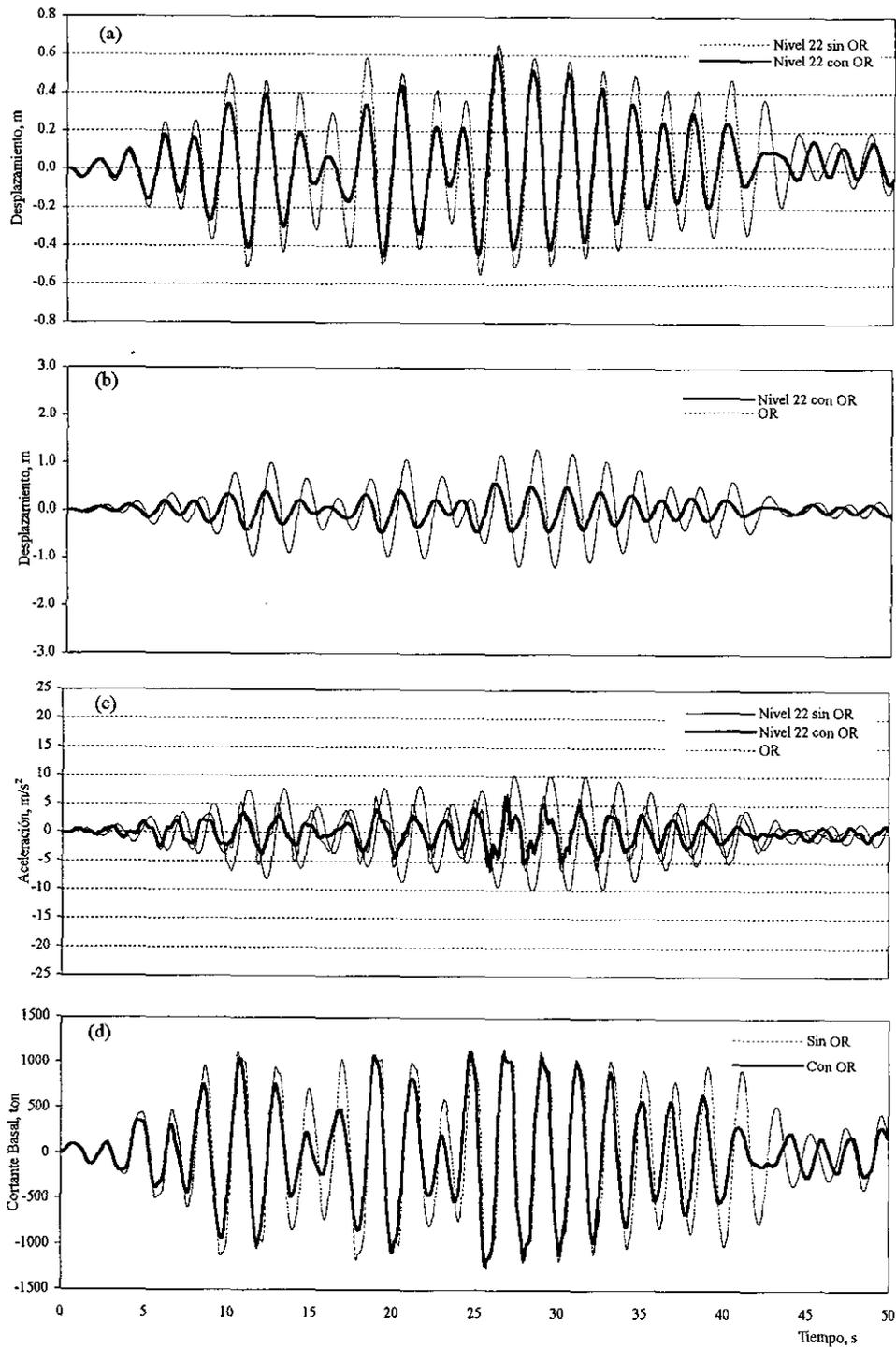


Figura 5.20 Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR,  $R_m=0.03$  y  $\zeta_{OR}=0.05$ . Sismo utilizado SCT-85. a) y b) historias de desplazamiento; c) historia de aceleración; d) historia de cortante basal.



**Figura 5.21** Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR,  $R_m=0.03$  y  $\zeta_{OR}=0.10$ . Sismo utilizado SCT-85. a) y b) historias de desplazamiento; c) historia de aceleración.



**Figura 5.22. Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR,  $R_m=0.03$  y  $\zeta_{OR}=0.20$ . Sismo utilizado SCT-85. a) y b) historias de desplazamiento; c) historia de aceleración; d) historia de cortante basal.**

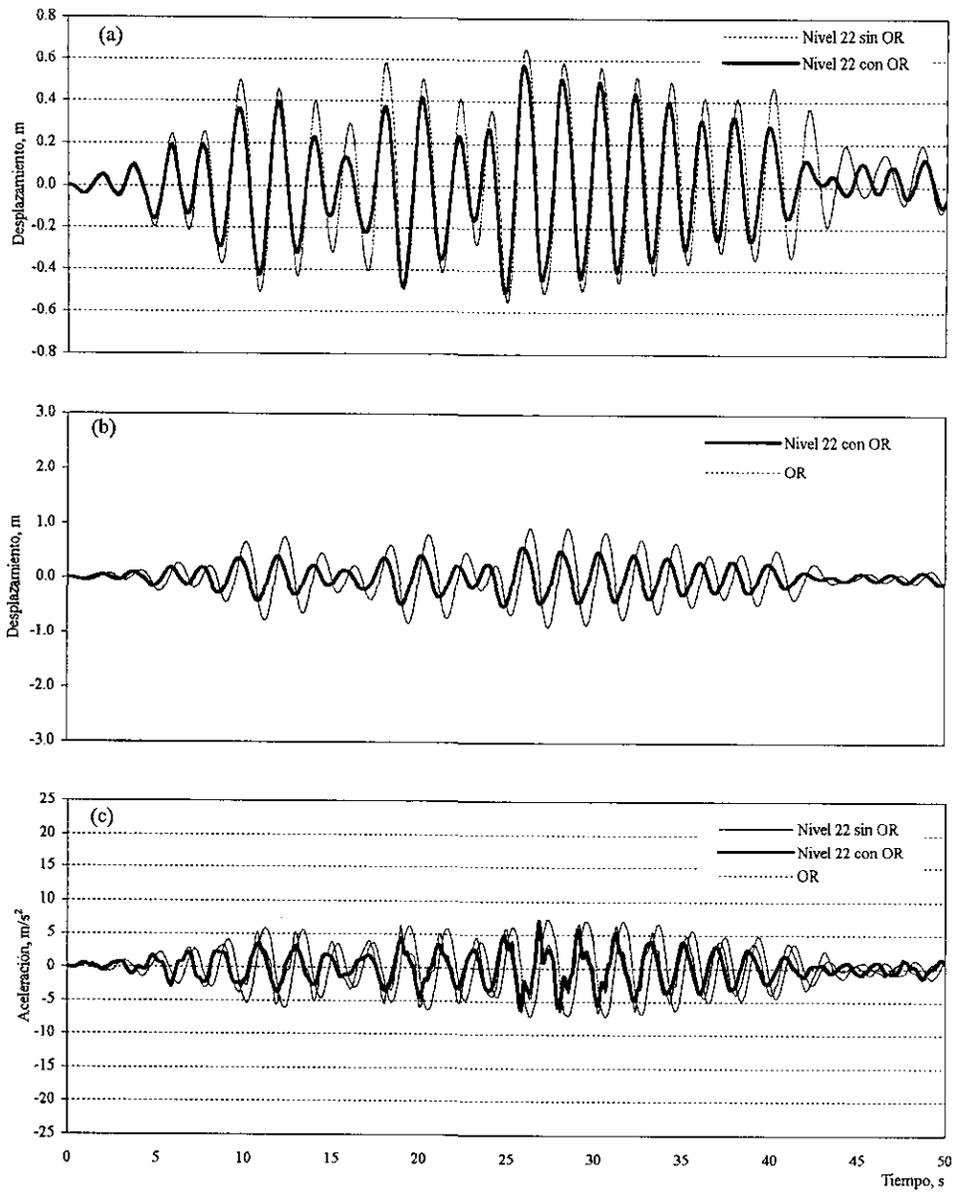


Figura 5.23 Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR,  $R_m=0.03$  y  $\zeta_{OR}=0.30$ . Sismo utilizado SCT-85. a) y b) historias de desplazamiento; c) historia de aceleración.

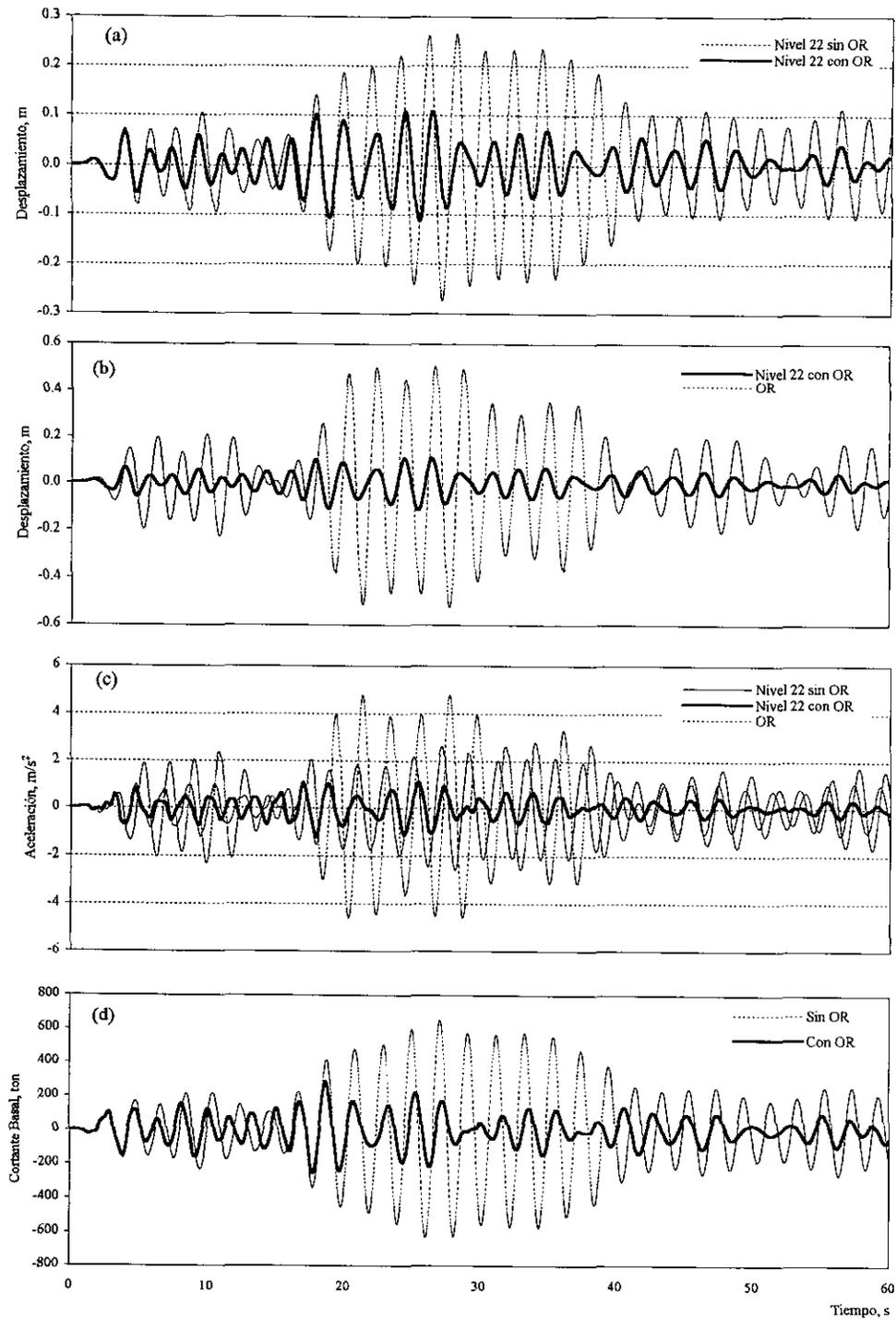


Figura 5.24 Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR,  $R_m=0.03$  y  $\zeta_{OR}=0.05$ . Sismo utilizado SCT-89. a) y b) historias de desplazamiento; c) historia de aceleración; d) historia de cortante basal.

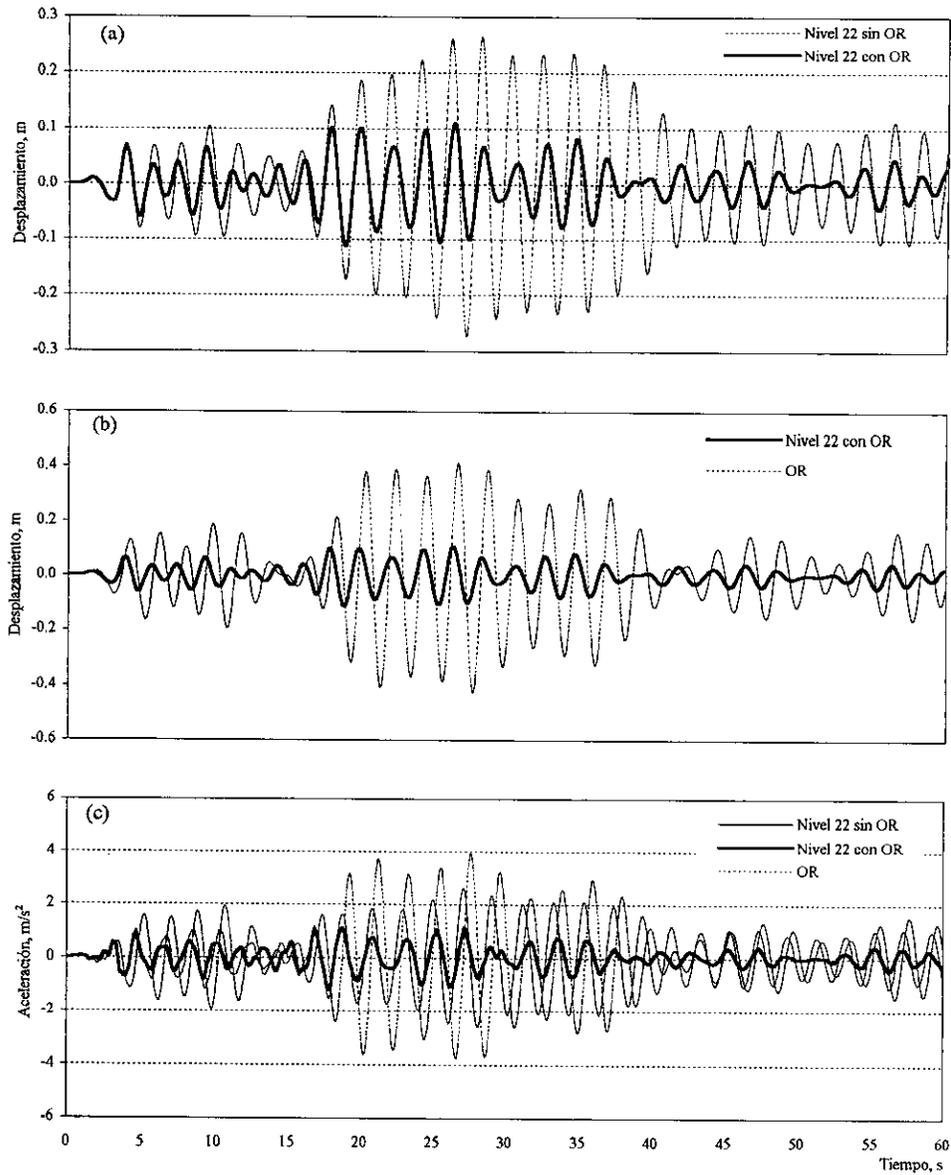
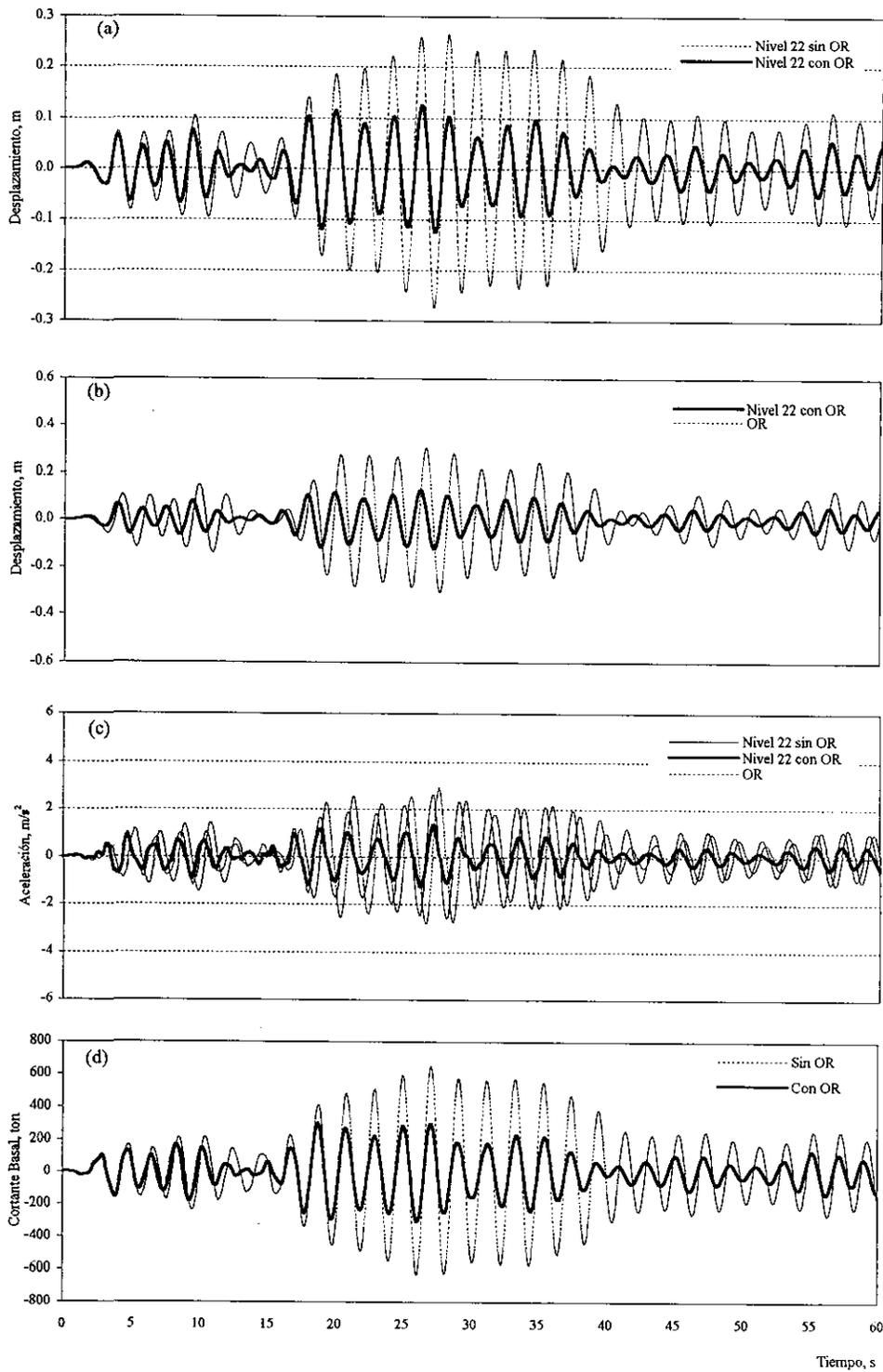


Figura 5.25 Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR,  $R_m=0.03$  y  $\zeta_{OR}=0.10$ . Sismo utilizado SCT-89. a) y b) historias de desplazamiento; c) historia de aceleración.



**Figura 5.26** Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR,  $R_m=0.03$  y  $\zeta_{OR}=0.20$ . Sismo utilizado SCT-89. a) y b) historias de desplazamiento; c) historia de aceleración; d) historia de cortante basal.

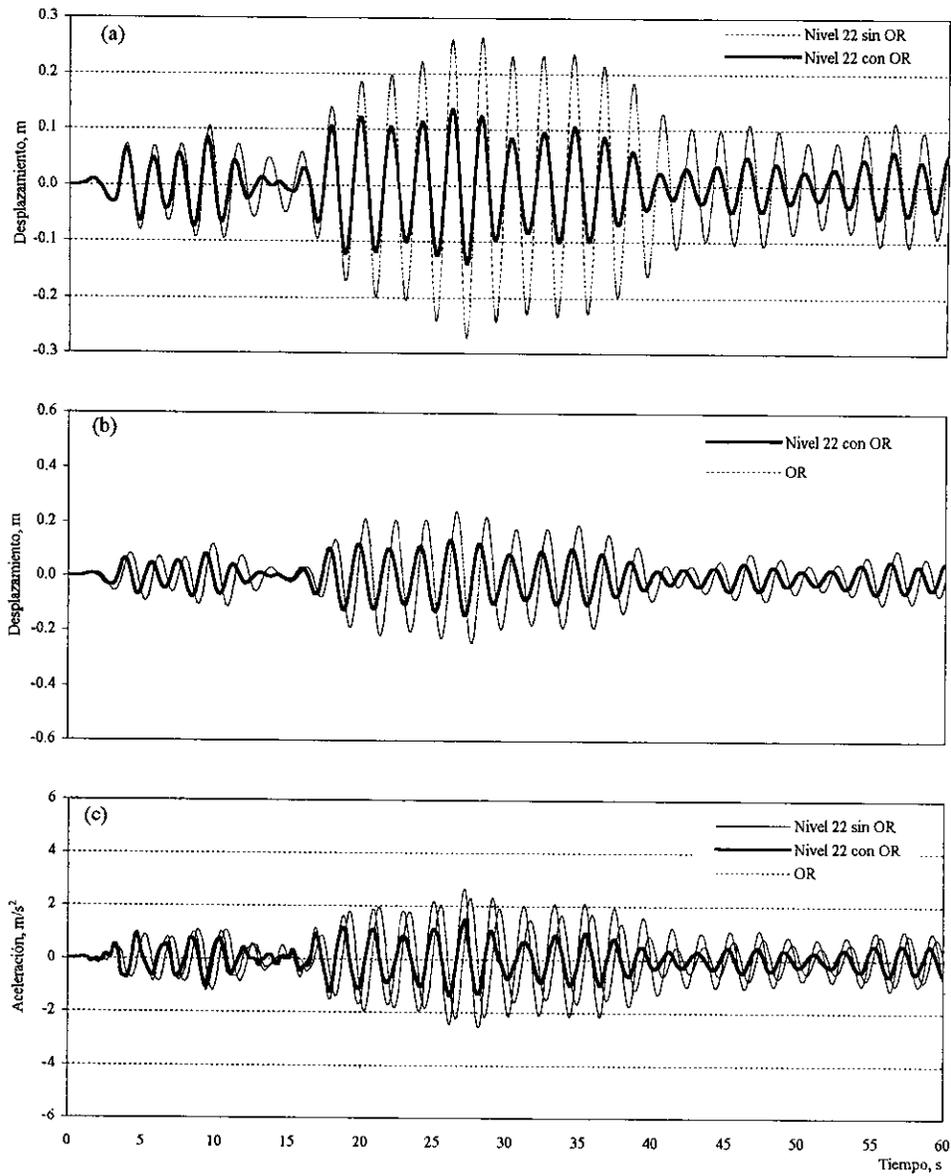


Figura 5.27 Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR,  $R_m=0.03$  y  $\zeta_{OR}=0.30$ . Sismo utilizado SCT-89. a) y b) historias de desplazamiento; c) historia de aceleración.

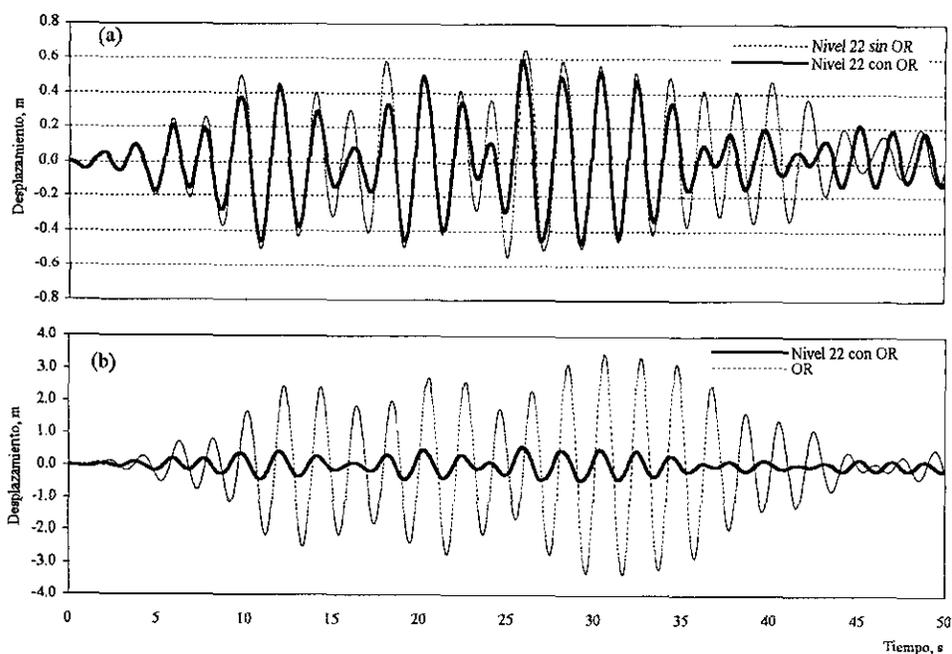


Figura 5.28 Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR,  $R_m=0.01$  y  $\zeta_{OR}=0.05$ . Sismo utilizado SCT-85. a) y b) historias de desplazamiento

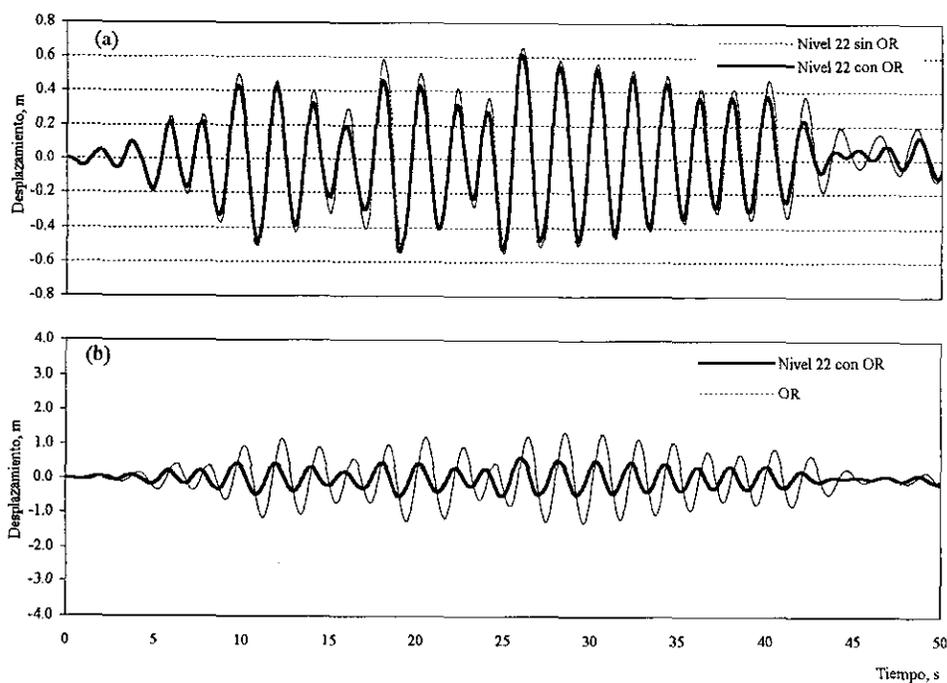


Figura 5.29 Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR,  $R_m=0.01$  y  $\zeta_{OR}=0.20$ . Sismo utilizado SCT-85. a) y b) historias de desplazamiento

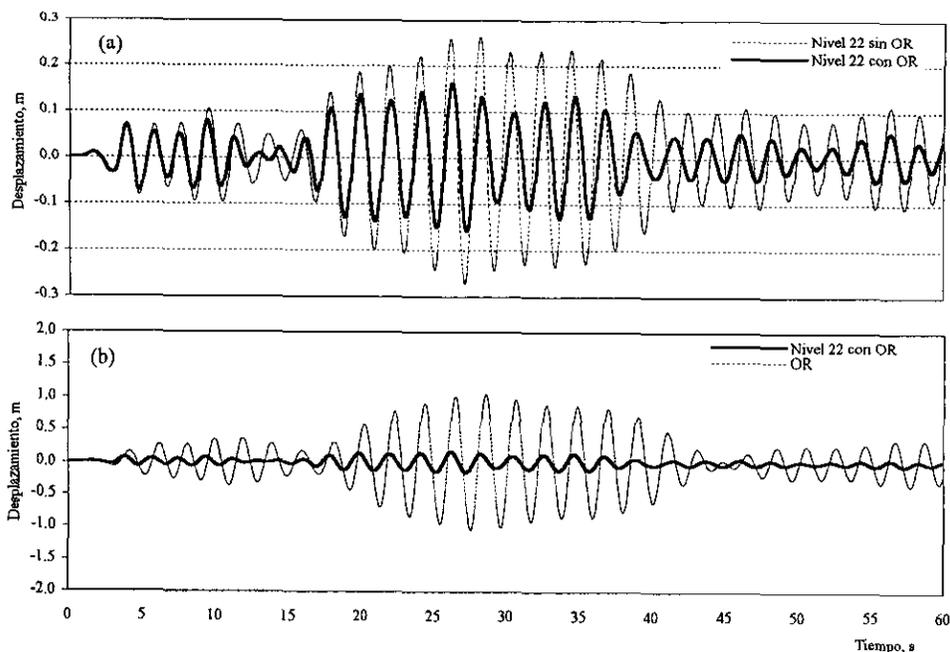


Figura 5.30 Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR,  $R_m=0.01$  y  $\zeta_{OR}=0.05$ . Sismo utilizado SCT-89. a) y b) historias de desplazamiento

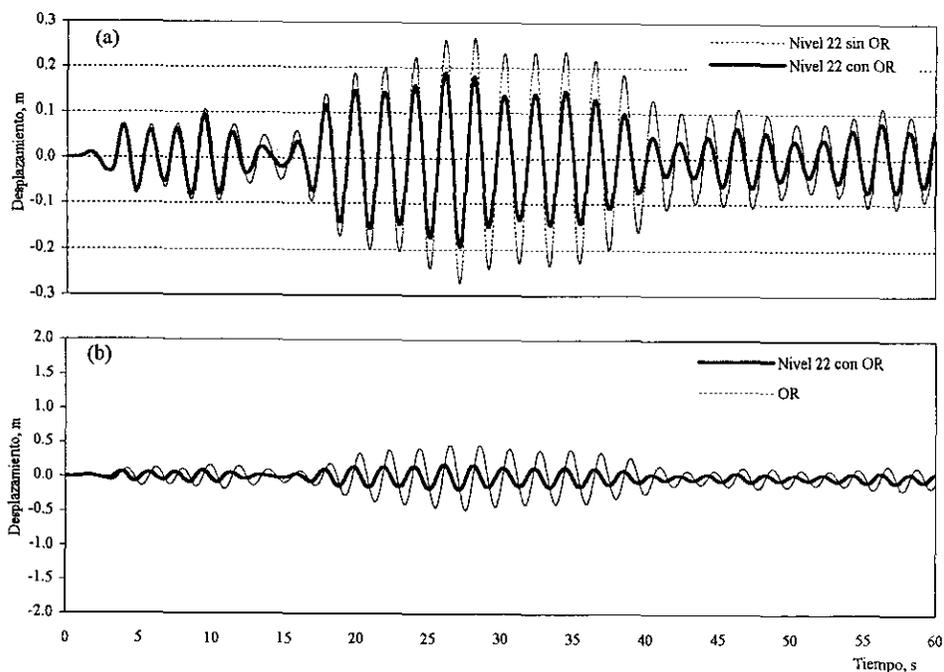


Figura 5.31 Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR,  $R_m=0.01$  y  $\zeta_{OR}=0.20$ . Sismo utilizado SCT-89. a) y b) historias de desplazamiento

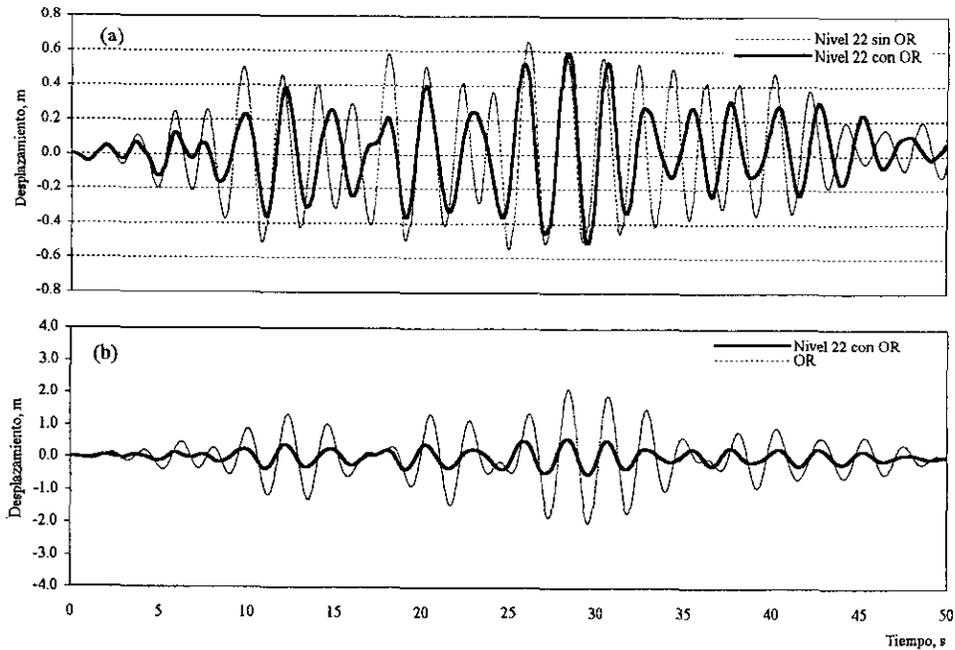


Figura 5.32 Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR,  $R_m=0.05$  y  $\zeta_{OR}=0.05$ . Sismo utilizado SCT-85. a) y b) historias de desplazamiento

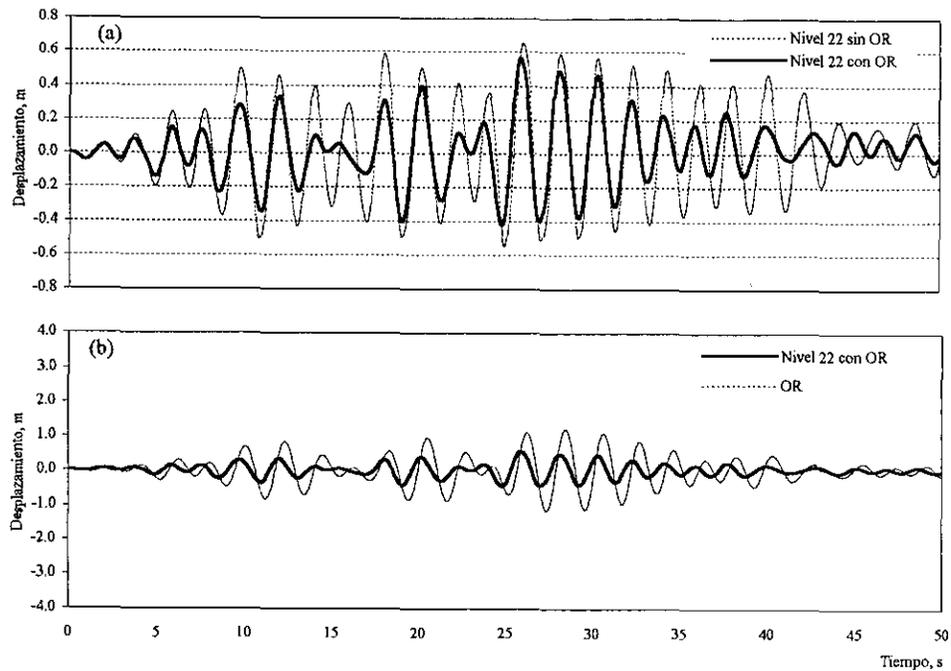


Figura 5.33 Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR,  $R_m=0.05$  y  $\zeta_{OR}=0.20$ . Sismo utilizado SCT-85. a) y b) historias de desplazamiento

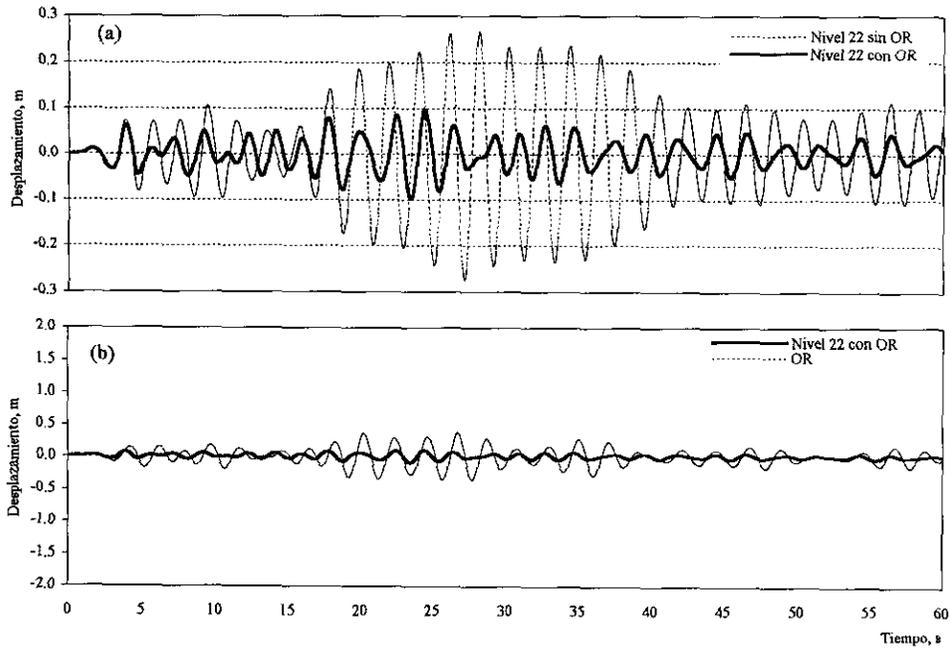


Figura 5.34 Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR,  $R_m=0.05$  y  $\zeta_{OR}=0.05$ . Sismo utilizado SCT-89. a) y b) historias de desplazamiento

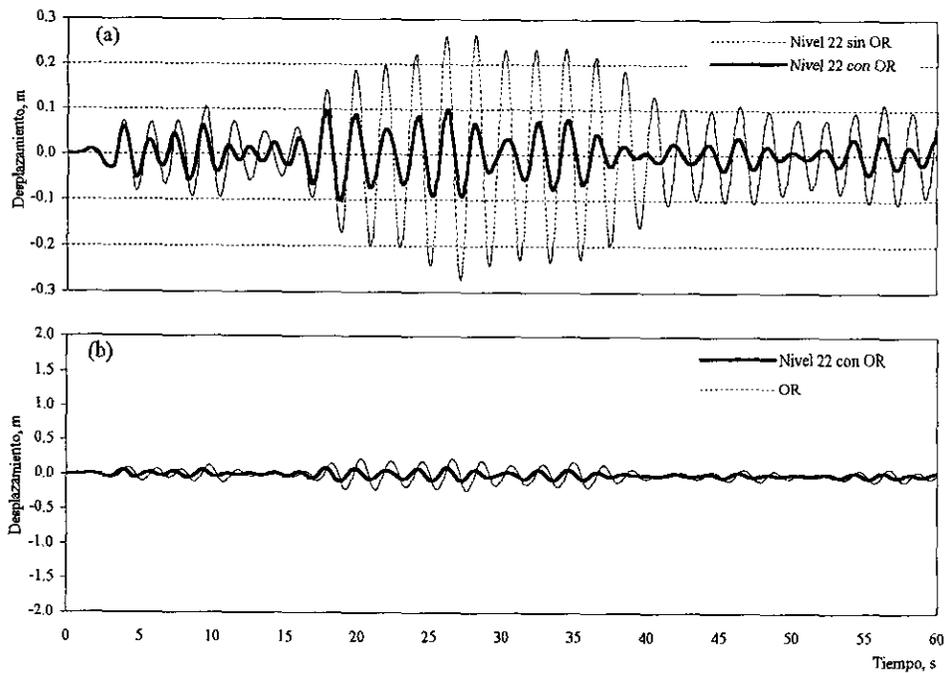


Figura 5.35 Historia de respuestas del edificio con OR y sin éste. Características del OR,  $R_m=0.05$  y  $\zeta_{OR}=0.20$ . Sismo utilizado SCT-89. a) y b) historias de desplazamiento

### 5.7 Expresiones propuestas en la literatura para el cálculo de los parámetros "óptimos" del OR

Uno de los primeros autores que propuso expresiones para calcular los parámetros "óptimos" para el diseño de un OR instalado en un SVGL lineal fue Villaverde R. (1993). Este autor sugiere que fijando la frecuencia del OR igual a la frecuencia del SVGL (frecuencia del primer modo en este estudio), el valor óptimo de la masa del OR para reducir la respuesta del SP dado un valor de  $\zeta_{OR}$  es:

$$m_{OR} = \frac{(\zeta_{SP} - \zeta_{OR})^2}{\phi_k^2} M_1^* \quad (5.7)$$

En estas expresiones,  $\phi_k$  es la amplitud del modo (primer modo en este estudio) correspondiente al punto donde se instala el OR, multiplicado por el factor de participación modal (0.7528). El resto de las variables ya fueron definidas anteriormente. Empleando estas expresiones y valores de  $R\omega=1.0$ ,  $\zeta_{SP}=0.05$   $\zeta_{OR}=0.20$  se obtiene una masa del OR igual a 13.63 ton s<sup>2</sup>/m (que corresponde aproximadamente al 3% de la masa total del SVGL), una rigidez de 135.20 ton/m y una constante de amortiguamiento igual a 17.2. Estos valores fueron estudiados en el análisis paramétrico anterior.

Recientemente Sadek et al (1997) argumentan que la máxima reducción no necesariamente se presenta para una  $R\omega$  igual a uno. Proponen las siguientes expresiones para el cálculo de este parámetro y del amortiguamiento "óptimo" del OR.

$$R\omega = \frac{1}{1 + Rm\Phi} \left[ 1 - \zeta_{SP} \sqrt{\frac{Rm\Phi}{1 + Rm\Phi}} \right] \quad (5.8)$$

$$\zeta_{OR} = \Phi \left[ \frac{\zeta_{SP}}{1 + Rm} + \sqrt{\frac{Rm}{1 + Rm}} \right] \quad (5.9)$$

En estas expresiones  $\Phi$  es la amplitud del primer modo de vibración en el punto donde se coloca el OR, para este estudio  $\Phi=1.0$ . Aplicando las expresiones anteriores para valores de  $Rm=0.03$  y  $\zeta_{SP}=0.05$  se obtiene que  $R\omega=0.964$  y  $\zeta_{OR}=0.22$ . Los resultados que se obtendrían al utilizar estos parámetros corresponden aproximadamente a los presentados en la *figura 5.14c*, en la cual se comprueba que efectivamente la mayor reducción se obtiene para un valor de  $R\omega$  cercano a 0.95.

### 5.8 Parámetros del OR considerados como "óptimos" para la estructura en estudio

Para la siguiente parte del estudio se plantea el problema de decidir que parámetros del OR considerar como "óptimos" para la estructura analizada. Con base en las razones expuestas enseguida se decidió utilizar un oscilador de masa resonante con una relación de masas ( $R_m$ ) igual a 3%, con un amortiguamiento ( $\zeta_{OR}$ ) del 20% del crítico y con una relación de frecuencias ( $R_\omega$ ) igual a 1.0.

Una de las conclusiones a que se llegó con el estudio paramétrico es que a mayor masa del oscilador aumentan las posibles reducciones en la respuesta de la estructura, esta afirmación es válida para los dos niveles de intensidad sísmica analizados, es decir, cuando la estructura presenta un comportamiento no lineal o lineal elástico. Por otro lado, se mencionó que una masa grande en el OR afecta la posibilidad de su instalación por razones constructivas (una solución a este problema sería utilizar como parte de la masa del OR equipos o tanques de almacenamiento propios del funcionamiento del edificio, teniendo en cuenta únicamente los desplazamientos que puedan sufrir). Por estas razones se decidió utilizar una  $R_m$  igual al 3%, que además es el valor "óptimo" calculado con las expresiones propuestas por Villaverde R. (1993).

En lo que respecta al amortiguamiento del oscilador, se observó que un incremento de éste disminuyó para este caso la eficiencia del dispositivo. Por otro lado, se demostró que para valores bajos del amortiguamiento en el OR sus desplazamientos son demasiado grandes, lo que hace poco factible su instalación por el gran espacio que requiere para su funcionamiento y las grandes deformaciones que tendrían que resistir sus elementos tales como resortes y amortiguadores. Por estas razones se decidió utilizar un OR con amortiguamiento del 20% del crítico, para el cual los niveles de desplazamiento que se presentan son más razonables, y comparables con los desplazamientos para los cuales fueron diseñados dispositivos como los mostrados en la *sección 2.4* de este trabajo.

En el estudio paramétrico se observó que las máximas reducciones no siempre se presentan para el mismo valor de  $R_\omega$ . El valor de  $R_\omega$  igual a 1.0 se escogió por estar en el intervalo de valores de este parámetro, donde se presentan las máximas reducciones en todos los casos analizados, y por corresponder este a la resonancia de las frecuencias del OR con la de la estructura.

---

## ***REDUCCIÓN DEL SVGL A UN SISTEMA EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD CON OR Y SIN ÉSTE***

Para poder generalizar los resultados presentados en el capítulo anterior se plantea la necesidad de analizar la respuesta del edificio con este dispositivo para un mayor número de intensidades sísmicas y grados de no linealidad de la estructura principal. Estas generalizaciones se hacen comparando las tasas esperadas de falla por unidad de tiempo de la estructura con oscilador y sin éste.

Pretender hacer esto con el SVGL representa una cantidad considerable de esfuerzo. Por esto, es necesario recurrir a procedimientos que permitan representar en forma aproximada el comportamiento del SVGL por medio de un modelo simplificado "equivalente".

### ***6.1 Sistema de un grado de libertad equivalente del edificio sin OR***

El concepto de sistema equivalente no es nuevo, varias metodologías han sido propuestas en la literatura (Qi y Moehle, 1991; Collins y Foutch, 1995; Saiidi y Sozen, 1979; etc.). La metodología utilizada en este estudio para obtener el sistema de un grado de libertad equivalente (SIGLE) que represente aproximadamente el comportamiento dinámico de la estructura sin oscilador, es la propuesta por Collins y Foutch (1995), la cual es una variante de la propuesta por Qi y Moehle (1991).

### 6.1.1 Metodología utilizada

Es común idealizar a los marcos planos como sistemas de varios grados de libertad cuya masa se considera concentrada en cada nivel. La ecuación que describe el movimiento de este tipo de sistemas puede ser escrita en forma matricial como:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + \{R\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (6.1)$$

Donde  $[M]$  es la matriz de masas,  $\{u\}=\{u(t)\}$  es el vector de desplazamientos laterales de cada nivel (uno por nivel),  $[C]$  es la matriz de amortiguamiento,  $\{R\}=\{R(t)\}$  es el vector de fuerza restauradora,  $\{1\}$  es un vector con todos sus elementos iguales a uno y  $u_g=u_g(t)$  es el desplazamiento del suelo. Los puntos denotan la derivada en el tiempo.

El objetivo principal de un sistema "equivalente" es poder representar la respuesta de desplazamiento del SVGL en un punto específico de éste considerado como de interés. En la siguiente derivación el desplazamiento de la azotea se considera como el punto de interés y su respuesta de desplazamiento es representada por la función  $D(t)$ .

Para encontrar el sistema "equivalente" (SIGLE) se deben hacer suposiciones respecto al vector de desplazamientos  $\{u\}$ , y del vector de fuerza restauradora  $\{R\}$ . Considerando que  $\{\Psi_1\}$  representa un perfil de desplazamientos laterales de la estructura que ha sido normalizado de tal forma que su componente correspondiente al desplazamiento de la azotea sea igual a uno, mas aun, supongamos que este perfil se mantiene constante, es decir, no es función del tiempo. Haciendo estas consideraciones, el vector de desplazamiento lateral de la *ecuación 6.1* puede ser representado como  $\{u(t)\}=\{\Psi_1\}D(t)$ .

El vector  $\{\Psi_1\}$  puede obtenerse de los resultados de un análisis estático "PUSH-OVER" del SVGL, el vector de desplazamientos estático  $\{u_{\text{estat}}\}$  generado en cada punto del análisis puede utilizarse para tal fin. El análisis *push-over* se realiza incrementando un vector de fuerzas laterales prescrito  $\{f\}$ , definido éste más adelante, el cual se normaliza de tal forma que el cortante basal sea igual a uno (es decir  $\{1\}^T\{f\}=1$ ). En cualquier parte del análisis *push-over* la distribución de fuerzas aplicadas pueden representarse por  $V\{f\}=\{Vf\}$  donde  $V$  es un factor de escala que físicamente representa el cortante en la base.

Ya que el vector de fuerza restauradora  $\{R\}$  de la *ecuación 6.1* puede ser interpretado como la fuerza nodal estática asociada con el desplazamiento nodal  $\{u\}$ , puede suponerse que  $\{R\}$  es representado por el

mismo vector de fuerzas usado en el análisis *push-over*, es decir  $\{R\}=V\{f\}$ . Sustituyendo  $\{R\}$  por  $V\{f\}$  y  $\{u\}$  por  $\{\Psi_1\}D$  en la *ecuación 6.1* resulta:

$$[M]\{\Psi_1\}\ddot{D} + [C]\{\Psi_1\}\dot{D} + V\{f\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (6.2)$$

En el análisis *push-over* es posible observar la variación del cortante basal (V) y del desplazamiento de azotea (D). En general la curva resultante puede ser expresada matemáticamente como:

$$V=KG(D) \quad (6.3)$$

Donde K es la pendiente de la porción inicial de la curva y G(D) es una función matemática que describe la forma de ésta. Si V varía linealmente con D, entonces G(D)=D. Si la relación entre V y D es bilineal entonces:

$$G(D)=D, \quad \text{para } D \leq D_y \quad (6.4a)$$

$$G(D)=D_y + \alpha_H(D - D_y), \quad \text{para } D > D_y \quad (6.4b)$$

Donde  $\alpha_H$  es la relación de rigidez de posfluencia y  $D_y$  es el desplazamiento global de fluencia. Sustituyendo la *ecuación 6.3* en la *6.2* resulta:

$$[M]\{\Psi_1\}\ddot{D} + [C]\{\Psi_1\}\dot{D} + KG(D)\{f\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (6.5)$$

Para simplificar la ecuación anterior se premultiplican ambos lados de la ecuación por un vector  $\{\Psi_2\}^T$  resultando:

$$\{\Psi_2\}^T [M]\{\Psi_1\}\ddot{D} + \{\Psi_2\}^T [C]\{\Psi_1\}\dot{D} + KG(D)\{\Psi_2\}^T \{f\} = -\{\Psi_2\}^T [M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (6.6)$$

Si definimos a:

$$M^* = \{\Psi_2\}^T [M]\{\Psi_1\} \quad (6.7a)$$

$$C^* = \{\Psi_2\}^T [C]\{\Psi_1\} \quad (6.7b)$$

$$K^* = K\{\Psi_2\}^T \{f\} \quad (6.7c)$$

$$L^* = \{\Psi_2\}^T [M] \{1\} \quad (6.7d)$$

$$P^* = \frac{L^*}{M^*} \quad (6.7e)$$

$$(\omega^*)^2 = \frac{K^*}{M^*} \quad (6.7f)$$

$$\frac{C^*}{M^*} = 2\zeta\omega^* \quad (6.7g)$$

Sustituyendo estas ecuaciones en la *ecuación 6.6* y dividiendo entre  $M^*$  resulta:

$$\ddot{D} + 2\zeta\omega^*\dot{D} + (\omega^*)^2 G(D) = -P^*\ddot{u}_g \quad (6.8)$$

Esta última ecuación puede ser interpretada como la ecuación de movimiento del oscilador equivalente (SIGLE) con una frecuencia inicial (lineal elástica)  $\omega^*$  y una relación de amortiguamiento  $\zeta$ .

Existen dos formas posibles de definir el vector  $\{\Psi_2\}$ . Si  $\{\Psi_2\} = \{\Psi_1\}$  la ecuación del sistema equivalente resultante es consistente con la ecuación equivalente derivada usando el principio del trabajo virtual (  $\square$  *Clough and Penzien, 1975*), sin embargo en este caso el término  $K^*G(D)$  no representa al cortante en la base ya que  $K^*$  no es igual a  $K$ . Si  $\{\Psi_2\} = \{1\}$ , los términos  $K^* = K$  y  $K^*G(D)$  corresponden al cortante basal (V).

El sistema equivalente describe aproximadamente el desplazamiento de la azotea del SVGL. Con el máximo desplazamiento de azotea ( $D_{m\acute{a}x}$ ) se determina la máxima distorsión global del SVGL, definida como  $D_{m\acute{a}x}/H$ , donde  $H$  es la altura total de la estructura. Sin embargo generalmente los códigos de diseño sísmico especifican requisitos para controlar las distorsiones de cada entrepiso. Por otro lado es posible relacionar esta distorsión de entrepiso con un posible estado de daño de la estructura (  $\square$  *Meli et al, 1996*).

En este estudio se plantean como estados límites de falla ciertas distorsiones de entrepiso, para así poder tener un punto de comparación con los resultados obtenidos.

En lo que sigue se describe la metodología utilizada para relacionar los desplazamientos máximos de la azotea descritos por el sistema equivalente, con las máximas distorsiones de entrepiso del SVGL.

En el modelo equivalente se supone que el perfil de desplazamiento normalizado descrito por el vector  $\{\Psi_1\}$  es constante. Basándonos en esto, el vector de desplazamientos laterales de cada nivel está dado por

$\{u(t)\} = \{\Psi_1\}D(t)$ , y por lo tanto el vector de desplazamientos, de cada nivel, cuando se presenta el máximo desplazamiento de azotea, está dado por:  $\{u_{\text{máx}}\} = \{\Psi_1\}D_{\text{máx}}$ .

Las distorsiones de cada entrepiso se pueden definir como:

$$\gamma_i = \frac{u_{\text{máx},i} - u_{\text{máx},i-1}}{h_i} = \frac{D_{\text{máx}} [\Psi_{1,i} - \Psi_{1,i-1}]}{h_i} \quad (6.9)$$

Donde  $\gamma_i$  es la distorsión del entrepiso "i" y  $h_i$  su altura. La máxima distorsión de entrepiso se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\gamma_{\text{máx}} = D_{\text{máx}} \left\{ \frac{\Psi_{1,i} - \Psi_{1,i-1}}{h_i} \right\}_{\text{máx}} \quad (6.10)$$

### 6.1.2 Cálculo de los parámetros del sistema equivalente sin OR

La metodología indica que hay que obtener un modelo equivalente para representar la respuesta no lineal del SVGL, y otro si se desea obtener su respuesta lineal. En lo que sigue se presentan los resultados para ambos casos. Los análisis *push-over* fueron realizados con el programa DRAIN-2DX.

Cada modelo se obtuvo utilizando las dos formas posibles del vector  $\{\Psi_2\}$  discutidas en la sección anterior. La primera cuando  $\{\Psi_2\} = \{\Psi_1\}$  se le llama "formulación del trabajo virtual", y la segunda, cuando  $\{\Psi_2\} = \{1\}$ , se le denomina "formulación del cortante basal".

Como primer paso se realizó un análisis estático "*push-over*" del SVGL, utilizando como patrón de fuerzas estáticas laterales  $\{f\}$  la distribución de fuerzas sísmicas de diseño basadas en el RCDF-93.

Se realizaron dos análisis *push-over* de la estructura, uno lineal elástico para calibrar el modelo "lineal equivalente". Este análisis se inició en un estado no esforzado de la estructura, esto es, no se consideraron las cargas gravitacionales, y se terminó antes de que cualquier elemento estructural sobrepasara su límite de fluencia. En este caso el perfil de desplazamientos laterales normalizado  $\{\Psi_1\}$  puede ser tomado en cualquier etapa del análisis. En la *figura 6.1* se muestran el patrón de cargas, la curva desplazamiento de azotea vs. cortante basal y el vector de desplazamientos normalizado  $\{\Psi_1\}$  resultante. En la *tabla 6.1* se presentan los parámetros calculados con las *expresiones 6.7*.

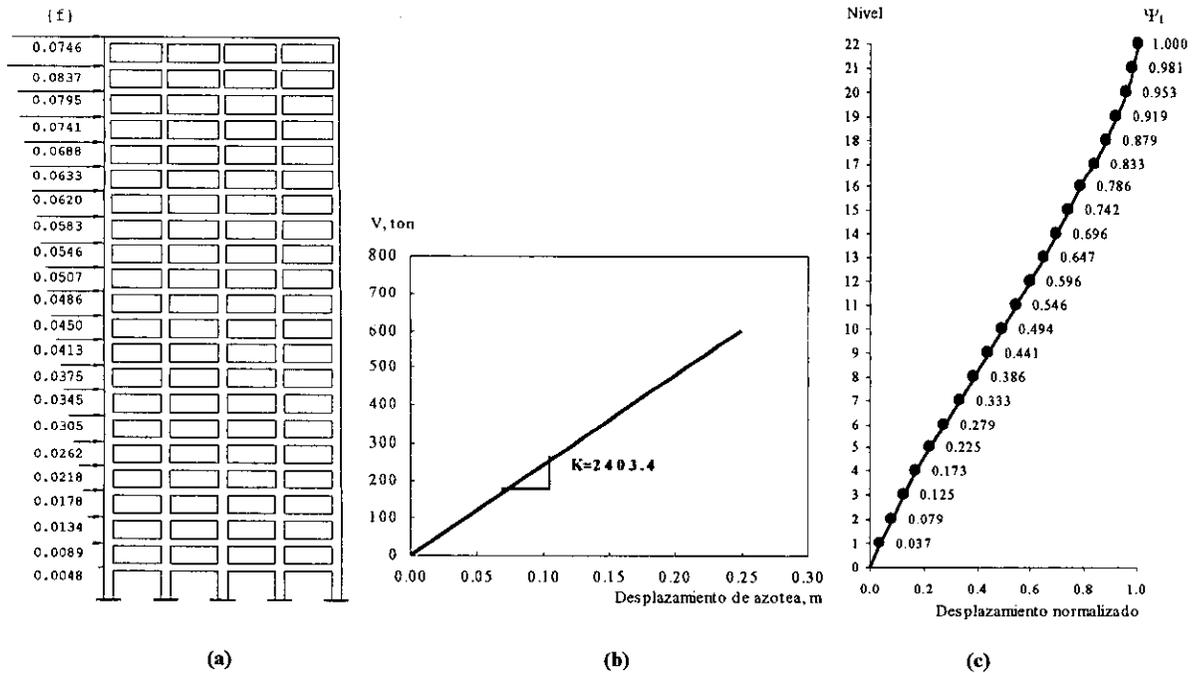


Figura 6.1 Datos y resultado del análisis *push-over* elástico lineal para el cálculo de los parámetros del modelo "lineal equivalente"; (a) Vector de fuerzas estáticas laterales  $\{f\}$ , (b) Curva D-V, (c) Desplazamiento normalizado  $\{\Psi_1\}$

| Parámetro | Formulación del                            |                                      |
|-----------|--|--------------------------------------|
|           | Trabajo virtual<br>$\{\Psi_2\}=\{\Psi_1\}$ | Cortante basal<br>$\{\Psi_1\}=\{1\}$ |
| $M^*$     | 171.67                                     | 242.50                               |
| $K^*$     | 1702.7                                     | 2403.4                               |
| $P^*$     | 1.4126                                     | 1.8821                               |
| $T^*$     | 1.995                                      | 1.995                                |

$M^*$  (ton s<sup>2</sup>/m),  $K^*$  (ton/m),  $T^*$  (segundos)

Tabla 6.1 Parámetros del sistema "lineal equivalente"

Para obtener el modelo "no lineal equivalente" se realizó el análisis *push-over* partiendo de un estado esforzado de la estructura producto de la aplicación de las cargas gravitacionales. Se utilizó el mismo patrón de cargas estáticas laterales  $\{f\}$  descrito anteriormente.

A diferencia del análisis *push-over* elástico donde el vector  $\{\Psi_1\}$  era constante en cualquier parte del análisis, en este caso, este vector deja de ser constante a partir del punto donde los elementos estructurales sobrepasan su límite de fluencia, por lo que la metodología sugiere se tome  $\{\Psi_1\}$  cuando la distorsión global de la estructura sea igual a 1%.

En la *figura 6.2* se presentan el patrón de cargas estáticas laterales y la curva D-V resultado del análisis estático no lineal. La curva D-V es aproximada a una curva bilineal. El desplazamiento y cortante de fluencia se obtienen igualando el área bajo la curva bilineal al área bajo la curva real. En esta gráfica se presenta el cortante basal con que fue diseñada la estructura ( $V_{RCDF}$ ) como una medida de la sobrerresistencia que se obtuvo con las consideraciones hechas en el *capítulo 5*. En la *tabla 6.2* se presentan los parámetros del modelo "no lineal equivalente" calculados con las *expresiones 6.7* para los dos casos posibles de  $\{\Psi_2\}$ . En la *figura 6.3* se presenta el vector de desplazamientos laterales normalizado  $\{\Psi_1\}$  tomado a una distorsión global de 1%.

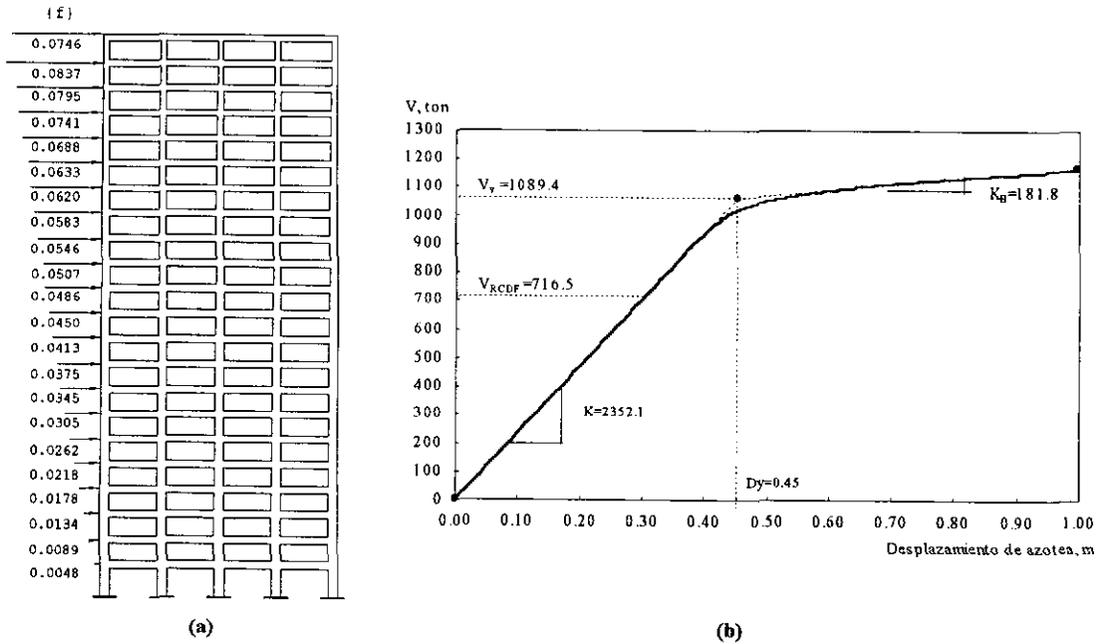


Figura 6.2 Datos y resultado del análisis estático no lineal *push-over* para el cálculo de los parámetros del modelo "no lineal equivalente"; (a) Vector de fuerzas estáticas laterales  $\{f\}$ , (b) Curva D-V

| Parámetro | Formulación del                            |                                      |
|-----------|--|--------------------------------------|
|           | Trabajo virtual<br>$\{\Psi_2\}=\{\Psi_1\}$ | Cortante basal<br>$\{\Psi_1\}=\{1\}$ |
| $M^*$     | 202.09                                     | 266.64                               |
| $K^*$     | 1797.4                                     | 2352.1                               |
| $P^*$     | 1.3194                                     | 1.7119                               |
| $T^*$     | 2.106                                      | 2.115                                |

$M^*$  (ton s<sup>2</sup>/m),  $K^*$  (ton/m),  $T^*$  (segundos)

Tabla 6.2 Parámetros del sistema "no lineal equivalente"

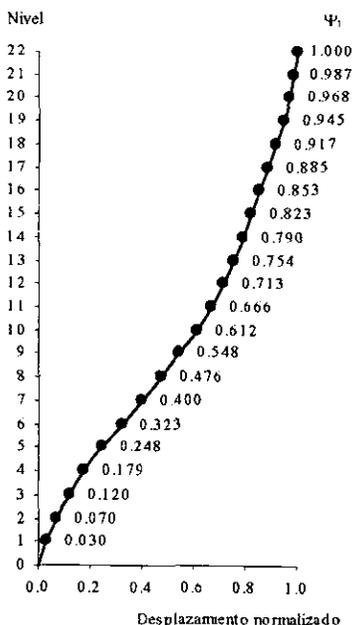


Figura 6.3 Perfil de desplazamientos laterales normalizado  $\{\Psi_1\}$ , tomado a una distorsión global de 1%

### 6.1.3 Validación de los sistemas equivalentes propuestos

Para evaluar la aproximación con que los modelos equivalentes propuestos representan la respuesta lineal elástica y no lineal inelástica del SVGL, se realizó una comparación de los desplazamientos de azotea y distorsiones de entrepiso obtenidas de un análisis dinámico de ambos sistemas ante una serie de sismos. Los análisis dinámicos se realizaron con el programa DRAIN-2DX. A continuación se describen los resultados y consideraciones utilizadas para ello.

#### 6.1.3.1 Calibración del modelo lineal equivalente sin OR

En la *tabla 6.1* se presentan los parámetros de este modelo para los dos posibles casos del vector  $\{\Psi_2\}$ .  $M^*$  y  $K^*$  son la masa y rigidez inicial y  $T^*$  es su periodo de vibración. En la *ecuación 6.8* se observa que el parámetro  $P^*$  representa un factor de escala que hay que aplicar al acelerograma para obtener la respuesta del SIGLE.

Tanto el SVGL como su correspondiente equivalente se excitaron con sismos simulados a partir del sismo SCT-89, descritos estos en el *capítulo 4*. Se tomaron 25 sismos al azar de los 50 descritos. El sistema equivalente se modeló en el programa DRAIN-2DX como un resorte axial con la masa concertada en un extremo y el otro empotrado. El movimiento de la masa se permite únicamente en la dirección que provoca

tensión y compresión en el resorte, el cual se considera tiene un comportamiento lineal elástico. El amortiguamiento de este sistema se consideró igual a 5% del crítico (el procedimiento seguido para obtener el sistema equivalente así lo sugiere) y proporcional a la masa. El modelado del SVGL fue descrito en el *capítulo 5*.

En la *tabla 6.3* se presentan los resultados estadísticos de la comparación de desplazamiento máximo de azotea y distorsión máxima de entrepiso entre el SVGL y el SIGLE. Se observa que el error relativo promedio en predecir el máximo desplazamiento de azotea es del 1.7%, la media del parámetro  $R_D$  indica que el modelo equivalente sobrepredice este desplazamiento. En cuanto a distorsión máxima de entrepiso el error relativo promedio es aproximadamente 2%, la media de  $R_\gamma$  indica que el SIGLE subestima la distorsión "real". La desviación estándar de ambos parámetros ( $\sigma_{R_D}$  y  $\sigma_{R_\gamma}$ ) indica la baja dispersión de los resultados. En las *figuras 6.5a y b* se presenta gráficamente la comparación de las respuestas para cada uno de los sismos utilizados, la línea a 45° indica la exactitud de los resultados.

Por lo aproximado de estos resultados y por consideraciones hechas más adelante se acepta como adecuado este sistema para representar la respuesta lineal elástica del SVGL sin OR, por lo que no se efectúan los análisis para el caso de  $\{\Psi_2\}=\{1\}$ .

| SIGLE<br>Calculado con  | Desplazamiento máximo de azotea |                |                     | Distorsión máxima de entrepiso |                     |                          |
|-------------------------|---------------------------------|----------------|---------------------|--------------------------------|---------------------|--------------------------|
|                         | $\mu_{R_D}$                     | $\sigma_{R_D}$ | $\mu_{ER_D}$ (en %) | $\mu_{R_\gamma}$               | $\sigma_{R_\gamma}$ | $\mu_{ER_\gamma}$ (en %) |
| $\{\Psi_2\}=\{\Psi_1\}$ | 0.993                           | 0.019          | 1.70                | 1.104                          | 0.021               | 1.97                     |
| $\{\Psi_2\}=\{1\}$      | ---                             | ---            | ---                 | ---                            | ---                 | ---                      |

$$R_D = \frac{D_{SVGL}}{D_{SIGLE}}, ER_D = \left| \frac{D_{SVGL} - D_{SIGLE}}{D_{SVGL}} \right|, R_\gamma = \frac{\gamma_{SVGL}}{\gamma_{SIGLE}}, ER_\gamma = \left| \frac{\gamma_{SVGL} - \gamma_{SIGLE}}{\gamma_{SVGL}} \right|$$

$D_{SVGL}$ = Desplazamiento máximo de azotea del SVGL,  $\gamma_{SVGL}$ = Distorsión máxima de entrepiso del SVGL

$D_{SIGLE}$ = Desplazamiento máximo del SIGLE,  $\gamma_{SIGLE}$ = Distorsión máxima del SIGLE

$\mu_{R_D}$  = Valor promedio del parámetro  $R_D$ ,  $\mu_{R_\gamma}$  = Valor promedio del parámetro  $R_\gamma$

**Tabla 6.3 Resultados estadísticos de la comparación de la respuesta lineal elástica del SVGL y el SIGLE**

### 6.1.3.2 Calibración del modelo no lineal equivalente sin OR

En la *tabla 6.2* se presentan los parámetros de este modelo para los dos casos del vector  $\{\Psi_2\}$ . Al igual que en el modelo lineal, el SVGL y su correspondiente equivalente fueron sometidos a un conjunto de

excitaciones sísmicas. En este caso es necesario que ambos sistemas incurrieren en el rango de comportamiento no lineal, por lo que se usaron 20 de los 50 sismos simulados a partir del sismo SCT-85, descritos en el *capítulo 4*.

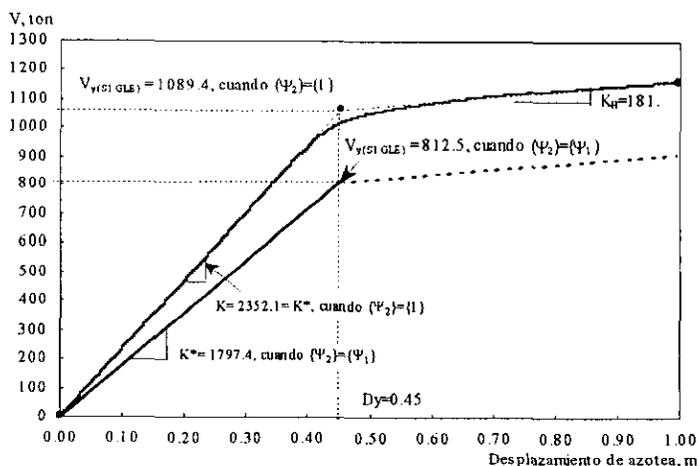
El sistema equivalente se modeló igual que en el caso anterior como un resorte axial, utilizando para esto el elemento "barra armadura inelástica" del programa DRAIN-2DX. El comportamiento histérico de este elemento es bilineal (*figura 5.3*), con zonas de fluencia concentradas en sus extremos, la fluencia puede ser a tensión o compresión. La masa se concentra en un extremo del resorte, y se le permite un solo grado de libertad. El otro extremo se considera empotrado. El amortiguamiento de este sistema se consideró igual a 5% del crítico y proporcional a la masa. La relación de rigidez de posfluencia ( $\alpha_H$ ) fue de 0.077.

La metodología utilizada (*Collins y Foutch, 1995*) no indica en forma explícita la forma de relacionar el comportamiento no lineal del SVGL con el del sistema equivalente. Por lo que en este trabajo se hace esta relación con base en el cortante basal de fluencia del SVGL.

Cuando el vector  $\{\Psi_2\}=\{\Psi_1\}$  la rigidez inicial del sistema equivalente es menor que la rigidez del SVGL, esto es  $K^* < K$ , por lo que el cortante de fluencia del sistema equivalente ( $V_{y(S1GLE)}$ ) se propone sea tomado como el valor de la ordenada que resulta de intercectar la recta con pendiente  $K^*$  con la recta vertical que pasa por  $D_y$  (ver *figura 6.4*). Haciendo estas consideraciones el cortante de fluencia del sistema equivalente para este caso es igual a 812.5 ton.

Cuando el vector  $\{\Psi_2\}=\{1\}$  la rigidez inicial de ambos sistemas son iguales, esto es  $K^*=K$ , por lo que el cortante basal de fluencia para ambos sistemas es igual a 1089 ton. (ver *figura 6.4*).

En el sistema equivalente, modelado en el programa DRAIN-2DX, este cortante se considera como la fuerza axial que provoca el inicio de la no linealidad del resorte, su área axial se calcula en función de su rigidez ( $K^*$ ).



**Figura 6.4 Relación entre cortante de fluencia y rigidez inicial del SVGL y S1GLE**

En la *tabla 6.4* se presentan los resultados estadísticos de la comparación de la respuesta no lineal de los dos sistemas. El error relativo promedio en predecir el máximo desplazamiento de la azotea del SVGL, cuando el sistema equivalente es calculado con  $\{\Psi_2\}=\{\Psi_1\}$ , es de 5.4%, y 9.1% en predecir la máxima distorsión de entrepiso. El valor promedio de los parámetros  $R_D$  y  $R_\gamma$  indican que el modelo equivalente sobrepredice ambas respuestas.

Cuando el sistema equivalente se calcula con  $\{\Psi_2\}=\{1\}$  los errores relativos promedios aumentan a 29.1 y 36.4% para desplazamiento de azotea y distorsión de entrepiso respectivamente, lo que indica que el modelo calculado con el principio del trabajo virtual ( $\{\Psi_2\}=\{\Psi_1\}$ ) es más adecuado para predecir la respuesta del SVGL. Por esta razón se utiliza este modelo para representar la respuesta no lineal sin OR del SVGL. En las *figuras 6.5c y d* se presenta gráficamente la comparación de las respuestas para cada uno de los sismos utilizados cuando el sistema equivalente se calcula con  $\{\Psi_2\}=\{\Psi_1\}$ .

| S1GLE<br>Calculado con  | Desplazamiento máximo de azotea |               |                    | Distorsión máxima de entrepiso |                    |                         |
|-------------------------|---------------------------------|---------------|--------------------|--------------------------------|--------------------|-------------------------|
|                         | $\mu_{RD}$                      | $\sigma_{RD}$ | $\mu_{ERD}$ (en %) | $\mu_{R\gamma}$                | $\sigma_{R\gamma}$ | $\mu_{ER\gamma}$ (en %) |
| $\{\Psi_2\}=\{\Psi_1\}$ | 0.966                           | 0.054         | 5.4                | 0.923                          | 0.069              | 9.1                     |
| $\{\Psi_2\}=\{1\}$      | 0.784                           | 0.086         | 29.1               | 0.739                          | 0.075              | 36.4                    |

**Tabla 6.4** Resultados estadísticos de la comparación de la respuesta no lineal del SVGL y el S1GLE

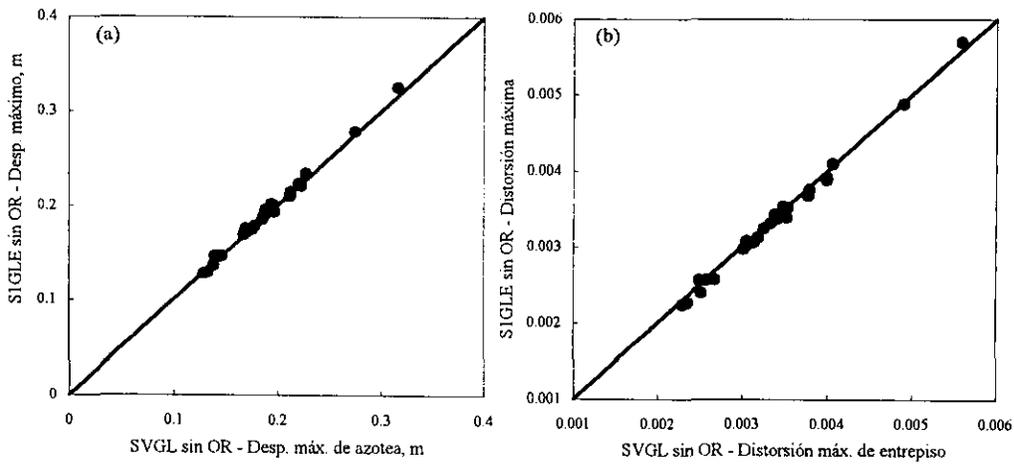
## 6.2 Sistema equivalente del edificio con OR

La metodología utilizada para representar la respuesta del SVGL con OR por medio de un sistema simplificado se basa en una solución propuesta por Esteva L., (1991). Esta metodología parte de suponer que el desplazamiento en la parte superior (punta) del cuerpo inferior debido tanto a aceleraciones del terreno como a fuerzas aplicadas en la punta debe ser igual en ambos sistemas.

### 6.2.1 Metodología utilizada

Suponiendo que las propiedades del apéndice son las mismas en los dos sistemas (*figura 6.6*), el problema consiste en definir los valores de  $m_1$  y  $k_1$  del sistema equivalente.

RESPUESTA LINEAL SIN OR



RESPUESTA NO LINEAL SIN OR

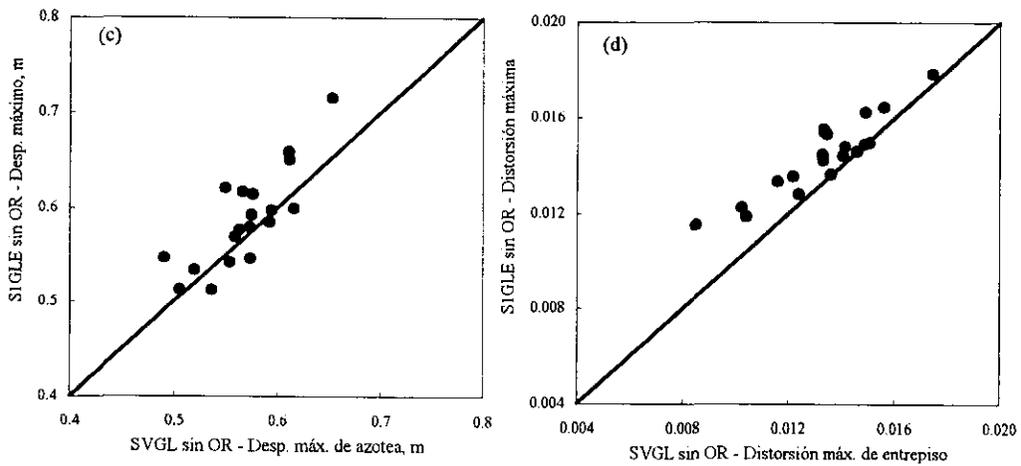


Figura 6.5 Comparación de las respuestas, lineal y no lineal, estimadas con el S1GLE (calculado con el principio del trabajo virtual) con las obtenidas del SVGL. (a) y (c) Desplazamiento máximo de azotea, (b) y (d) Distorsión máxima de entepiso

Sea  $m$ ,  $c$  y  $k$  la masa, el amortiguamiento y la rigidez modal asociadas con el modo fundamental del cuerpo inferior real (SVGL) y sea  $\phi$ ,  $K$  y  $M$  la forma modal, la matriz de rigideces y la de masas de dicho cuerpo, es decir:

$$m = \phi^T M \phi, \quad k = \phi^T K \phi \tag{6.11}$$

También supondremos que se cumple la condición que permite desacoplar los amortiguamientos.

Si se supone únicamente la respuesta del modo fundamental, se tiene que la ecuación de movimiento es:

$$m\ddot{\xi} + c\dot{\xi} + k\xi = -\phi^T M J a + \phi^T L \rho = -m\alpha a + \beta \rho \quad (6.12)$$

En donde:  $J^T = [1, 1, 1, 1, \dots, 1]$  y  $L^T = [0, 0, 0, 0, \dots, 1]$ .

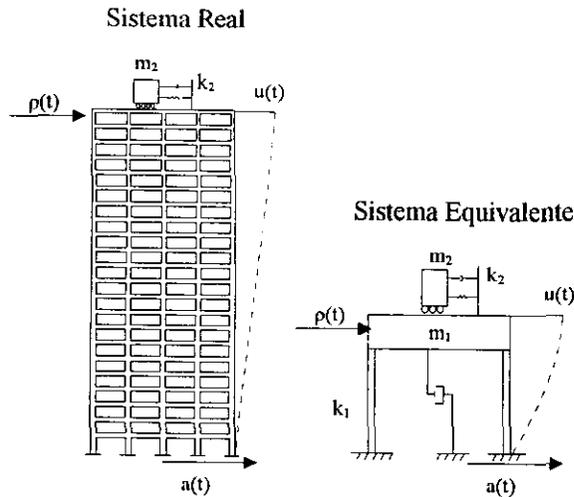


Figura 6.6 Representación y parámetros del sistema real y del equivalente

El desplazamiento  $u$  de la punta vale  $\xi\phi_r$ , en donde  $\phi_r$  es la amplitud del movimiento de la punta en la forma modal  $\phi$  del modo fundamental.

Para el sistema simplificado,  $u$  se obtiene directamente:

$$m_1 \ddot{u} + c_1 \dot{u} + k_1 u = -m a + \rho \quad (6.13)$$

Considerando primero el caso en que solo actúa una fuerza  $\rho$  en la punta.  $\xi\phi_r$  de la ecuación 6.12 y  $u$  de la ecuación 6.13 serán iguales si:

$$m_1 = \frac{m}{\beta\phi_r}, \quad k_1 = \frac{k}{\beta\phi_r}, \quad c_1 = \frac{c}{\beta\phi_r} \quad (6.14)$$

O lo que es lo mismo,  $m = m_1\beta\phi_r$ ,  $c = c_1\beta\phi_r$ ,  $k = k_1\beta\phi_r$ . Si sustituimos estos valores en la ecuación 6.12 con  $a=0$ , tenemos:

$$m_1\beta\phi_r\ddot{\xi} + c_1\beta\phi_r\dot{\xi} + k_1\beta\phi_r\xi = \beta\rho \quad (6.15)$$

Si se simplifican las  $\beta$  y se tiene en cuenta que  $u = \phi_r \xi$ , la *ecuación 6.15* resulta idéntica a la (6.13) con  $a=0$ .

Para satisfacer la condición de igualdad de la respuesta a la aceleración de la base analicemos la *ecuación 6.12* expresada en términos de  $m_1$ ,  $c_1$  y  $k_1$ , y con  $\rho=0$  (pues la condición correspondiente se satisface automáticamente):

$$m_1 \beta \ddot{u} + c_1 \beta \dot{u} + k_1 \beta u = -m \alpha a \quad (6.16)$$

o bien,

$$m_1 \ddot{u} + c_1 \dot{u} + k_1 u = -m \frac{\alpha}{\beta} a \quad (6.17)$$

Esta ecuación es igual a la (6.13), salvo por el factor  $\alpha/\beta$  en el segundo miembro. Esto implica que la condición de igualdad de desplazamientos en la punta debidos a aceleraciones del terreno sólo la podremos garantizar si la aceleración en la base del sistema simplificado la tomamos igual a la real multiplicada por  $\alpha/\beta$ .

En resumen las propiedades del sistema equivalente son como sigue:

- $m_2$  y  $k_2$  iguales a la del sistema real.
- $m_1 = \phi^T M \phi / (\beta \phi_r)$ ,  $k_1 = \phi^T K \phi / (\beta \phi_r)$
- Los porcentajes de amortiguamiento crítico son iguales en ambos sistemas
- La aceleración de la base en el sistema equivalente es igual a la real multiplicada por  $\alpha/\beta$

### 6.2.2 Cálculo de los parámetros del sistema equivalente con OR

Las propiedades del OR son:

- $m_{OR} = m_2 = 13.69 \text{ ton s}^2/\text{m}$
- $k_{OR} = k_2 = 135.83 \text{ ton/m}$
- $\alpha_{OR} = 1.2598$
- $T_{OR} = 1.995 \text{ seg.}$

que corresponden a  $R_m=0.03$ ,  $R_\omega=1.0$  y  $\zeta_{OR}=20\%$  del crítico. Las razones para utilizar estos valores ya fueron discutidas anteriormente.

Al igual que en el sistema equivalente sin OR se determinaron dos modelos equivalentes para representar a la estructura con OR, uno para representar su comportamiento lineal elástico y otro para el no lineal.

La metodología utilizada indica que únicamente hay que calcular los valores de  $m_1$ ,  $k_1$  y  $\alpha/\beta$  que representan la masa y rigidez del sistema equivalente, y un factor que hay que aplicar a la aceleración para obtener la respuesta de este sistema. Los dos primeros se obtienen con las *expresiones 6.11* y  $\alpha$  y  $\beta$  con las siguientes:

$$\alpha = \frac{\phi^T M J}{\phi^T M \phi} \quad (6.18)$$

$$\beta = \phi^T L \quad (6.19)$$

Para calcular estos valores son necesarias las matrices de masa y rigidez de la estructura, además de su primera forma modal. Estas matrices se determinaron considerando a la estructura como una viga de cortante. La rigidez de cada entrepiso se determinó de los resultados del análisis *push-over* (cortante y desplazamiento de cada nivel), tomando los resultados para un estado elástico lineal de la estructura. La forma modal se calculó resolviendo el problema de valores característicos utilizando para ello las dos matrices mencionadas. El periodo fundamental calculado así, resultó igual a 2.01 seg. y la forma modal prácticamente igual a la presentada en la *figura 3.4*. Lo anterior indica el grado de aproximación de la matriz de rigidez calculada.

Ambas matrices y el vector de la primera forma modal se presentan a continuación:

$$M = \begin{bmatrix} 24.32 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 22.10 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & 22.10 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 22.10 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & 21.68 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & 21.72 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & 21.72 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & 21.72 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & 21.18 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & 21.18 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & 21.18 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & & 20.46 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & & & 20.46 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & & & & 20.46 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & & & & & 19.35 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & & & & & & 19.37 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & & & & & & & 19.37 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & & & & & & & & 19.37 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & & & & & & & & & 18.99 & 0 \\ & & & & & & & & & & & & & & & & & & & 15.96 \end{bmatrix}$$

**SIMÉTRICA**

**K =**

|        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |       |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| 118549 | -55090 | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      |       |
| -55090 | 105430 | -50340 | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      |       |
| 0      | -50340 | 97908  | -47568 | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      |       |
| 0      | 0      | -47568 | 91037  | -43469 | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      |       |
| 0      | 0      | 0      | -43469 | 84115  | -40646 | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      |       |
| 0      | 0      | 0      | 0      | -40646 | 79924  | -39278 | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      |       |
| 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | -39278 | 77554  | -38276 | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      |       |
| 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | -38276 | 74668  | -36392 | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      |       |
| 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | -36392 | 71766  | -35374 | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      |       |
| 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | -35374 | 69977  | -34604 | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      |       |
| 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | -34604 | 68329  | -33726 | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      |       |
| 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | -33726 | 64534  | -30808 | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      |       |
| 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | -30808 | 60483  | -29675 | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      |       |
| 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | -29675 | 58442  | -28767 | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      |       |
| 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | -28767 | 56183  | -27416 | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      |       |
| 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | -27416 | 49914  | -22497 | 0      | 0      | 0      | 0      |       |
| 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | -22497 | 42086  | -19589 | 0      | 0      | 0      |       |
| 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | -19589 | 37814  | -18225 | 0      | 0      |       |
| 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | -18225 | 34907  | -16682 | 0      |       |
| 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | -16682 | 30244  | -13562 |       |
| 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | -13562 | 22685  | -9123 |
| 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | 0      | -9123  | 9123  |

$$\phi^T = \{ 1.000 \ 0.982 \ 0.956 \ 0.924 \ 0.885 \ 0.841 \ 0.795 \ 0.752 \ 0.706 \ 0.657 \ 0.606 \ 0.555 \ 0.502 \ 0.448 \ 0.392 \ 0.338 \ 0.283 \ 0.228 \ 0.176 \ 0.127 \ 0.080 \ 0.038 \}$$

Con estos datos y las expresiones 6.11, 6.18 y 6.19 se calcularon los parámetros del sistema "lineal equivalente", en la tabla 6.5 se presentan los resultados.

| Parámetro              | Valor  | Unidades              |
|------------------------|--------|-----------------------|
| $M_{SP}=m_1$           | 174.7  | ton s <sup>2</sup> /m |
| $K_{SP}=k_1$           | 1692.5 | ton/m                 |
| $T_{SP}=T_1$           | 2.02   | seg.                  |
| $\alpha_{SP}=\alpha_1$ | 0.311  | rad/seg               |
| $\alpha/\beta$         | 1.40   | ---                   |

**Tabla 6.5 Parámetros del sistema "lineal equivalente" con OR**

Para el modelo "no lineal equivalente" se decidió utilizar los mismos parámetros presentados en la tabla 6.5. El problema aquí es determinar el valor del cortante de fluencia que provoca el inicio del comportamiento no lineal del sistema equivalente. Después de probar varios valores de este parámetro se concluyó que se obtenían mejores resultados utilizando un cortante igual a 650 ton., que corresponde a la ordenada de la curva D-V de la estructura real, que resulta de intersectar una recta vertical que pasa por el

punto donde la parte inicial de la curva deja de ser recta, esto es, donde los elementos del sistema real empiezan a fluir, y una recta con pendiente  $k_1$  (ver *figura 6.7*).

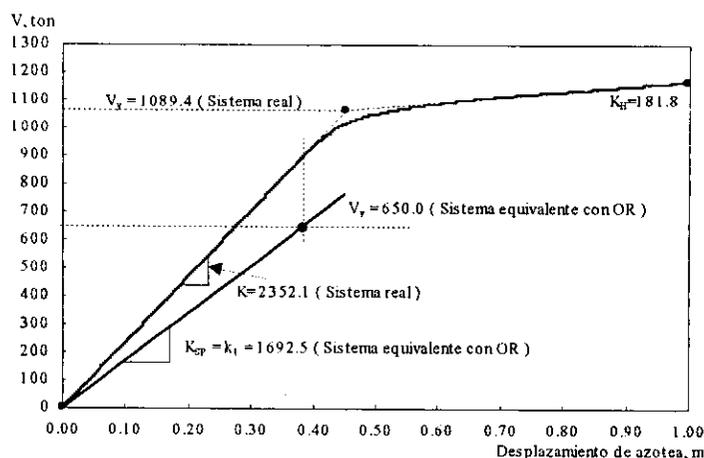


Figura 6.7 Definición del cortante de fluencia del sistema equivalente con OR

### 6.2.3 Validación de los sistemas equivalentes propuestos

Al igual que en los sistemas sin OR para evaluar la aproximación con que los modelos propuestos con OR representan el comportamiento lineal y no lineal de la estructura real con OR, se comparó la respuesta de éste último con la estimada del sistema equivalente correspondiente ante una serie de sismos.

#### 6.2.3.1 Calibración del modelo lineal equivalente con OR

En la *tabla 6.5* se presentan los parámetros de este modelo. Se utilizaron los mismos sismos que en el caso del modelo lineal sin OR para obtener el desplazamiento máximo de azotea y distorsión de entrepiso.

Se utilizó un modelo de resortes en serie para el sistema equivalente (*figura 6.8*), la excitación sísmica se aplicó en la base del modelo (*punto A*).

Los análisis dinámicos se realizaron con el programa DRAIN-2DX utilizando el modelo "barra armadura inelástica" ya descrito, pero obligándolo a tener un comportamiento lineal elástico tanto en el SP como en el OR. El amortiguamiento se consideró igual a 5% del crítico y proporcional a la masa. El modelado del SVGL con OR ya fue descrito en el *capítulo 5*.

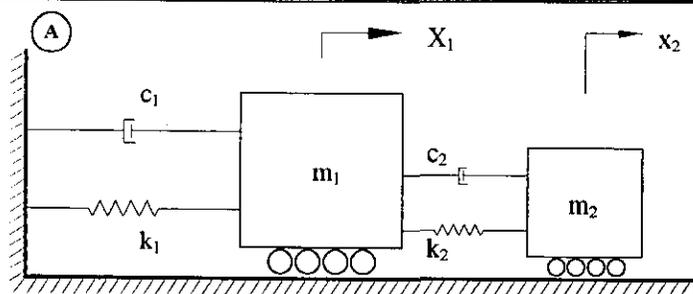


Figura 6.8 Modelo de dos grados de libertad utilizado para representar al sistema equivalente con OR

En la *tabla 6.6* se presentan los resultados estadísticos de la comparación de las respuestas del sistema real con las del equivalente. El error relativo promedio en predecir el desplazamiento máximo de azotea es de 2.8% y de 1.4% en predecir la máxima distorsión de entrepiso. El modelo lineal equivalente subestima el máximo desplazamiento de azotea y sobrepredice la distorsión de entrepiso.

| Sistema equivalente con OR             | Desplazamiento máximo de azotea |               |                    | Distorsión máxima de entrepiso |               |                    |
|--|---------------------------------|---------------|--------------------|--------------------------------|---------------|--------------------|
|  | $\mu_{RD}$                      | $\sigma_{RD}$ | $\mu_{ERD}$ (en %) | $\mu_{RT}$                     | $\sigma_{RT}$ | $\mu_{ERT}$ (en %) |
| Comportamiento <u>lineal</u> del SP    | 1.028                           | 0.011         | 2.8                | 0.997                          | 0.0172        | 1.4                |
| Comportamiento <u>no lineal</u> del SP | 0.994                           | 0.041         | 3.5                | 0.996                          | 0.100         | 8.4                |

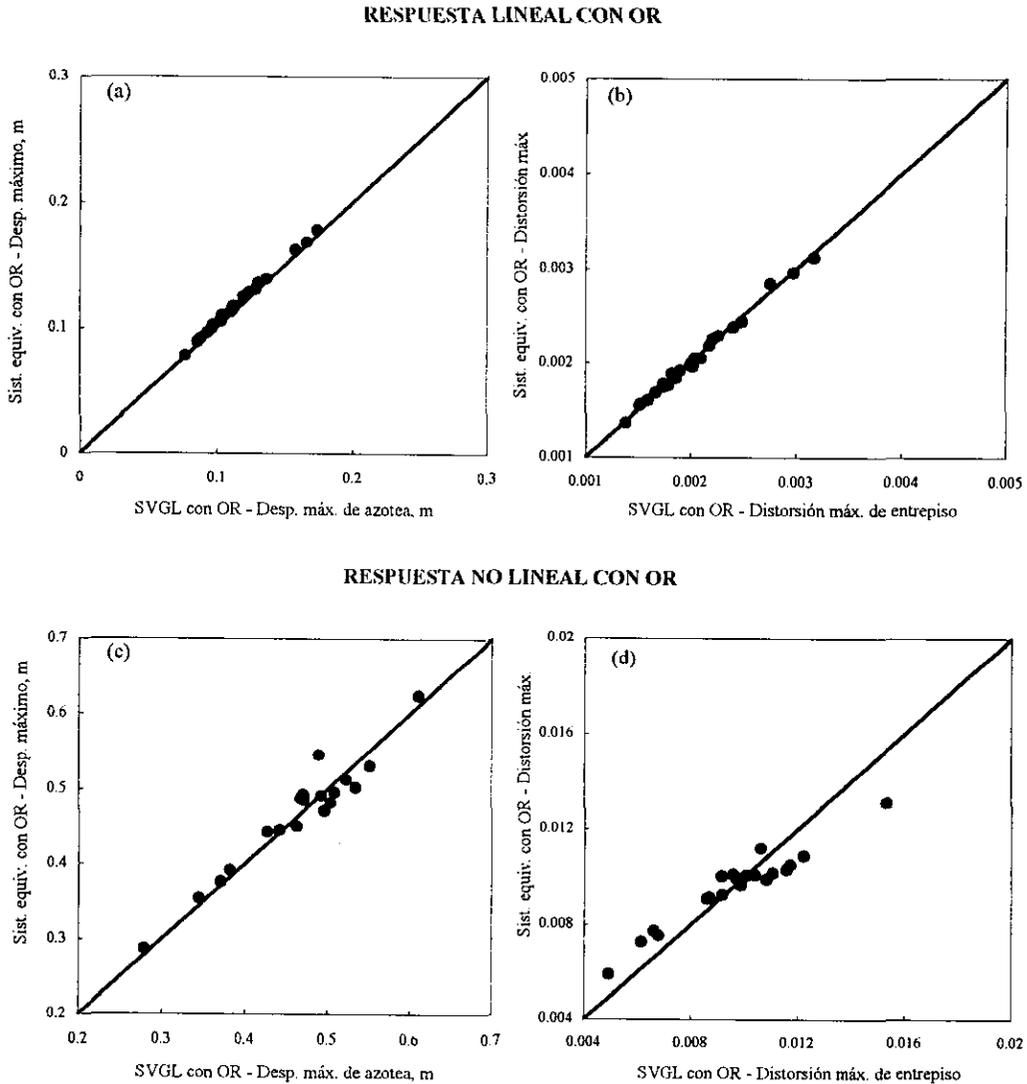
Tabla 6.6 Resultados estadísticos de la comparación de la respuesta lineal y no lineal del SVGL con la respuesta de su correspondiente equivalente

Las distorsiones de entrepiso en el modelo equivalente se calcularon con la *expresión 6.10* utilizando como perfil de desplazamientos normalizado el vector  $\Psi_1$  mostrado en la *figura 6.1c*. En la *figuras 6.9a* y *b* se presenta una comparación gráfica de ambas respuestas para cada sismo utilizado.

### 6.2.3.2 Calibración del modelo no lineal equivalente con OR

Se utilizó el mismo modelo que en el caso del sistema lineal equivalente con OR (*figura 6.8*), pero permitiéndole al sistema principal incursionar en el rango de comportamiento no lineal, el comportamiento del OR se mantuvo siempre lineal elástico. La fuerza axial que inicia el comportamiento no lineal es igual a 650 ton. El amortiguamiento del SP se consideró igual al 5% del crítico y proporcional a su masa. En la *tabla 6.6* se presentan los resultados estadísticos de la comparación de las respuestas. El error relativo

promedio en predecir el máximo desplazamiento de azotea es de 3.5% y 8.4% en predecir la máxima distorsión entrepiso. Ambas respuestas se subestiman con el modelo equivalente. En las *figuras 6.9c y d* se presenta una comparación gráfica de ambas respuestas para cada sismo utilizado.



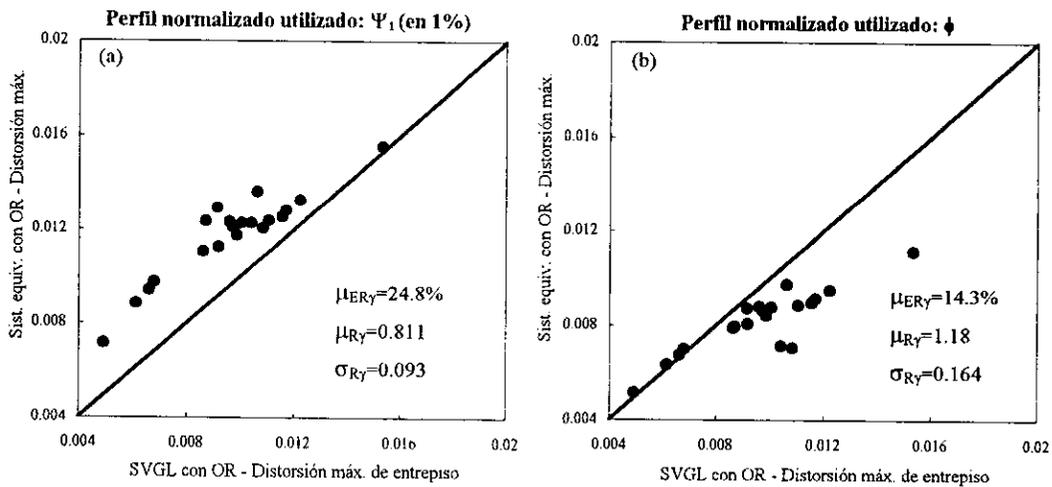
**Figura 6.9 Comparación de las respuestas, lineal y no lineal, estimadas con el sistema equivalente con las obtenidas del SVGL con OR. (a) y (c) Desplazamiento máximo de azotea, (b) y (d) Distorsión máxima de entrepiso**

La distorsión máxima de entrepiso en el modelo equivalente se calculó con la *expresión 6.10* utilizando como perfil de desplazamientos normalizados un vector  $\Psi_m$ , que es un vector de desplazamientos normalizados promedio, que resulta de promediar quince vectores de desplazamientos obtenidos del sistema

real. La razón para utilizar este vector fue que con los vectores  $\Psi_1$  (figura 6.3) y  $\phi$  (primera forma modal), empleados en el cálculo de las distorsiones en los anteriores sistemas, los errores relativos promedio en el cálculo de las distorsiones eran mayores al 10% (ver figuras 6.10).

En la figura 6.10a y b se presenta una comparación de las distorsiones de entrepiso "real" y estimada para los dos vectores normalizados mencionados. Se observa que el error relativo promedio es de 24.8% cuando se utiliza  $\Psi_1$  (calculado a 1% de la distorsión global), y de 14.3% cuando se utiliza la primera forma modal como vector normalizado. Ambos errores son mayores que los obtenidos con el vector  $\Psi_m$  propuesto, el cual se presenta a continuación.

$$\Psi_m^T = \{ 1.00 \ 0.983 \ 0.957 \ 0.926 \ 0.889 \ 0.847 \ 0.804 \ 0.765 \ 0.722 \ 0.676 \ 0.628 \ 0.580 \ 0.528 \ 0.472 \ 0.412 \ 0.349 \ 0.286 \ 0.223 \ 0.167 \ 0.118 \ 0.075 \ 0.034 \ }$$



**Figura 6.10 Comparación de las distorsiones máximas de entrepiso para dos posibles formas del vector de desplazamientos laterales**

---

## ***ANÁLISIS PROBABILISTA DE LA RESPUESTA DE LOS SISTEMAS EQUIVALENTES***

En el presente capítulo se analizan los resultados estadísticos de la respuesta de la estructura en estudio sometida a un conjunto de sismos. Para esto, se emplean los modelos "equivalentes" desarrollados en el capítulo anterior. Se calcula la distorsión máxima de entrepiso de la estructura, con OR y si éste, para diferentes intensidades sísmicas asociadas con un periodo de retorno ( $T_R$ ) dado.

Además del cálculo de la respuesta de la estructura diseñada con un nivel de ductilidad dado por el factor de comportamiento sísmico  $Q=2$ , se calculó la respuesta de estructuras que se suponen fueron diseñadas con valores de  $Q=1$  y  $Q=4$ .

Se determinaron las curvas de probabilidad acumulada para cada intensidad sísmica y nivel de no linealidad, ajustando para esto los resultados a un modelo de distribución lognormal.

### ***7.1 Cálculo de las respuestas***

Se estimó la distorsión máxima de entrepiso ( $\gamma$ ) de la estructura real (SVGL), con OR y sin éste, por medio de los sistemas equivalentes desarrollados en el capítulo anterior, ante un conjunto de 50 sismos simulados y escalados a un periodo de retorno dado. Estos sismos y la manera de escalarlos se describieron en el *capítulo 3*.

### 7.1.1 Respuesta de la estructura diseñada con $Q=2$

Los modelos equivalentes con OR y sin éste de la estructura diseñada con  $Q=2$  se excitaron con sismos escalados a intensidades sísmicas correspondientes a periodos de retorno de 100, 50, 35, 25, 20 y 5.5 años. En la *tabla 4.1* se presentan las aceleraciones espectrales máximas esperadas correspondientes a cada uno de estos periodos de retorno.

La aceleración espectral máxima del  $T_R$  de 100 años corresponde aproximadamente a la aceleración espectral máxima (para 5% de amortiguamiento) calculada del sismo del 19 de septiembre de 1985 (SCT-85), y la del periodo de 5.5 años corresponde aproximadamente a la calculada del sismo del 29 de abril de 1989 (SCT-89).

Para calcular la respuesta de los sistemas ante excitaciones sísmicas asociadas a los periodos de retorno de 100, 50, 35 y 25 años se utilizaron sismos simulados a partir del sismo SCT-85, y para el resto (20 y 5.5 años) se utilizaron sismos simulados a partir del SCT-89. La razón de la cercanía de los periodos de 25 y 20 años es que se encontró que, para este caso, era donde la respuesta de los sistemas cambiaba de no lineal a lineal y se decidió explorar con más detalle este efecto.

Con base en el desplazamiento de fluencia de la estructura "real" se determinó qué modelo equivalente (lineal o no lineal) utilizar para cada nivel de intensidad sísmica. Si para un sismo determinado se encontraba que el desplazamiento máximo de azotea del modelo equivalente utilizado era menor de 45 cm se utilizaban los modelos equivalentes lineales (*ver figura 6.2b*).

Se calculó el valor estimado de la media ( $\hat{m}_\gamma$ ), desviación estándar ( $\hat{\sigma}_\gamma$ ) y coeficiente de asimetría ( $g_\gamma$ ) de la máxima distorsión de entrepiso que se presenta en la estructura sin OR para cada uno de los  $T_R$  en estudio. En lo que sigue se omite el acento circunflejo entendiéndose que los valores de  $m_\gamma$  y  $\sigma_\gamma$  corresponden a los valores estimados de estos parámetros.

Los valores de  $m_\gamma$ ,  $\sigma_\gamma$  y  $g_\gamma$  se define con las siguientes expresiones:

$$m_\gamma = \bar{\gamma} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \gamma_i \quad (7.1)$$

$$\sigma_\gamma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\gamma_i - \bar{\gamma})^2} \quad (7.2)$$

$$g_\gamma = \frac{1}{n \cdot \sigma_\gamma^3} \sum_{i=1}^n (\gamma_i - m_\gamma)^3 \quad (7.3)$$

En estas expresiones  $n$  es el número de datos, en este caso 50, y  $\gamma_i$  un valor "i" de la máxima distorsión de entrepiso.

En la *tabla 7.1* se observa que el valor mayor del promedio de las máximas distorsiones es igual a 0.017 (asociado a un  $T_R$  de 100 años), valor relativamente grande si se compara con los máximos permisibles por el RCDF-93. Una consideración importante aquí, es la de aceptar como un hecho que la estructura tiene la capacidad de resistir estas distorsiones sin que se presente antes su colapso.

Los valores de la desviación estándar indican que los resultados son poco dispersos con respecto a su valor medio. El coeficiente de asimetría ( $g_\gamma$ ) indica la asimetría de los datos respecto a su valor medio. Cuando es positivo los histogramas que resultan son deformados a la derecha, y por consiguiente es posible ajustar una curva de distribución lognormal.

En la *tabla 7.2* se presentan los mismos resultados descritos anteriormente pero para el caso de la estructura con OR. Se pueden hacer las mismas observaciones con respecto a los resultados de la media  $m_{\gamma OR}$ , desviación estándar  $\sigma_{\gamma OR}$  y coeficiente de asimetría  $g_{\gamma OR}$ . El subíndice  $\gamma OR$  indica que son los parámetros estadísticos de las máximas distorsiones de entepiso de la estructura con OR.

En la *tabla 7.3* se presenta el cociente que resulta de dividir  $m_{\gamma OR}$  entre  $m_\gamma$ , el cual es un indicativo de la reducción de la respuesta al instalar el OR.

El promedio de las reducciones que se obtiene al aplicar sismos de intensidad elevada ( $T_R=100$  años) es de 16%, valor relativamente bajo si se compara con el que resulta al emplear sismos de baja intensidad ( $T_R=5.5$  años) que es aproximadamente del 40%. Se observa la tendencia a disminuir este cociente conforme disminuye el valor de  $T_R$ , resultado esperado por las conclusiones del *capítulo 5*.

En las *figuras 7.1* a la *7.6* se representan los resultados por medio de histogramas para cada valor de  $T_R$ .

| $T_R$ (años)    | 100     | 50      | 35      | 25      | 20      | 5.5     |
|-----------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| $m_\gamma$      | 0.01743 | 0.01585 | 0.01456 | 0.01173 | 0.00907 | 0.00457 |
| $\sigma_\gamma$ | 0.00206 | 0.00158 | 0.00093 | 0.00075 | 0.00073 | 0.00053 |
| $g_\gamma$      | 0.60041 | 0.45829 | 0.59691 | 0.75325 | 0.04333 | 0.14714 |

**Tabla 7.1** Parámetros estadísticos de la máxima distorsión de entepiso del sistema sin OR para  $Q=2$

| $T_R$ (años)         | 100     | 50      | 35      | 25      | 20      | 5.5     |
|----------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| $m_{\gamma OR}$      | 0.01466 | 0.01249 | 0.01114 | 0.00822 | 0.00656 | 0.00277 |
| $\sigma_{\gamma OR}$ | 0.00229 | 0.00142 | 0.00089 | 0.00149 | 0.00076 | 0.00033 |
| $g_{\gamma OR}$      | 0.60214 | 0.80883 | 0.29463 | 0.12146 | 0.29860 | 0.48033 |

**Tabla 7.2** Parámetros estadísticos de la máxima distorsión de entepiso del sistema con OR para  $Q=2$

| $T_R$ (años)             | 100  | 50   | 35   | 25   | 20   | 5.5  |
|--------------------------|------|------|------|------|------|------|
| $m_{\gamma OR}/m_\gamma$ | 0.84 | 0.79 | 0.77 | 0.70 | 0.72 | 0.61 |

**Tabla 7.3** Relación de valores medios de la máxima distorsión de entepiso para  $Q=2$

### 7.1.2 Respuesta de la estructura que se supone diseñada con $Q=4$

Para considerar el efecto de un incremento en la no linealidad de la estructura, se decidió idealizar una estructura cuyo factor de comportamiento sísmico de diseño fuese igual a 4. Para hacer esto, se hizo la simplificación de dividir la resistencia límite de fluencia de los modelos equivalentes no lineales que ya se tenían (con OR y sin éste) entre un factor de 2. Aceptando evidentemente el grado de simplificación que esto conlleva en lo referente a resistencias mínimas de diseño, capacidad de disipación de energía, capacidad de desplazamiento lateral, etc.

Al igual que para el caso anterior ( $Q=2$ ) se calculó la respuesta de estos modelos ante un conjunto de 50 sismos simulados y escalados a periodos de retorno de 1000, 200, 100, 50, 35, 25 y 10 años. En la *tabla 4.1* se presentan las aceleraciones espectrales máximas esperadas para cada uno de estos  $T_R$ . Para el  $T_R$  de 10 años se utilizaron sismos simulados a partir del SCT-89, y para el resto, sismos generados del SCT-85. La razón para utilizar los periodos de retorno de 1000 y 200 años es que al disminuir la resistencia de fluencia de los modelos equivalentes las distorsiones de entrepiso que resultaban eran menores a las del sistema diseñado con  $Q=2$ , y como se verá más adelante, uno de los objetivos es determinar probabilidades de excedencia (valores entre 0 y 1) asociadas a una distorsión específica, por lo que se tuvieron que utilizar estos niveles de intensidad sísmica para alcanzar valores de este parámetro cercanos a 1.0.

Para todos los niveles de intensidad sísmica se utilizaron los modelos no lineal equivalentes, sin OR y con éste, ya que para todas las excitaciones estos incursionaban en el rango de comportamiento no lineal.

Las máximas distorsiones promedio alcanzadas fueron del 1.9%. Aquí también se supone que la estructura tiene la capacidad de alcanzar estas distorsiones sin que se presente su colapso.

En las *tablas 7.4 y 7.5* se presentan los resultados estadísticos, para cada  $T_R$ , de los modelos sin OR y con éste. Se observa que no existen grandes diferencias al comparar los valores promedio de las máximas distorsiones de la estructura con OR con los que se obtienen de la estructura sin OR. En la *tabla 7.6* se observa que independientemente del nivel de intensidad sísmica, las reducciones promedio que se pueden alcanzar son relativamente bajas en estructuras que presenten altos niveles de no linealidad.

En las *figuras 7.7 a la 7.13* se presentan los resultados por medio de histogramas para cada valor de  $T_R$ .

| $T_R$ (años) | 1000    | 200     | 100     | 50      | 35      | 25      | 10      |
|--------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| $m_y$        | 0.01989 | 0.01553 | 0.01375 | 0.01169 | 0.01035 | 0.00956 | 0.00715 |
| $\sigma_y$   | 0.00509 | 0.00403 | 0.00325 | 0.00235 | 0.00148 | 0.00116 | 0.00064 |
| $g_y$        | 1.01000 | 1.21138 | 1.05638 | 1.11019 | 0.75973 | 0.45707 | 1.11486 |

**Tabla 7.4** Parámetros estadísticos de la máxima distorsión de entrepiso del sistema sin OR para  $Q=4$

| $T_R$ (años)   | 1000    | 200     | 100     | 50      | 35      | 25      | 10      |
|----------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| $m_{YOR}$      | 0.01921 | 0.01419 | 0.01224 | 0.01033 | 0.00913 | 0.00841 | 0.00563 |
| $\sigma_{YOR}$ | 0.00534 | 0.00366 | 0.00317 | 0.00237 | 0.00186 | 0.00160 | 0.00630 |
| $g_{YOR}$      | 0.96625 | 0.96080 | 1.11366 | 1.17175 | 0.99793 | 0.92164 | 0.75710 |

Tabla 7.5 Parámetros estadísticos de la máxima distorsión de entrepiso del sistema con OR para  $Q=4$

| $T_R$ (años)  | 1000 | 200  | 100  | 50   | 35   | 25   | 10   |
|---------------|------|------|------|------|------|------|------|
| $m_{YOR}/m_Y$ | 0.97 | 0.91 | 0.89 | 0.88 | 0.88 | 0.88 | 0.79 |

Tabla 7.6 Relación de valores medios de la máxima distorsión de entrepiso para  $Q=4$

### 7.1.3 Respuesta de la estructura que se supone diseñada con $Q=1$

Para observar el efecto contrario al descrito en el subcapítulo anterior, esto es, cuando la estructura permanece lineal elástica ante cualquier nivel de excitación sísmica, se decidió idealizar una estructura que se supone fue diseñada con un  $Q=1$ . Para esto se utilizaron los modelos lineales equivalentes, sin OR y con éste, desarrollados en el capítulo 6.

Se analizaron intensidades sísmicas asociadas a periodos de retorno entre 200 y 5.5 años. En la tabla 7.7 y 7.8 se presentan los resultados estadísticos de la máxima distorsión de entrepiso. Cabe hacer notar que los resultados para el  $T_R$  de 5.5 años son iguales a los mostrados en las tablas 7.1, 7.2 y 7.3, esto debido a que se utilizaron los mismos modelos y excitaciones sísmicas. Los valores que no aparecen en la tabla 7.7 (para  $T_R=200$  años) no fueron calculados ya que como se demuestra después la probabilidad asociada a este  $T_R$  de sobrepasar cierta distorsión de entrepiso es mayor que 1. Esto se infiere por los resultados obtenidos con la intensidad inmediata inferior utilizada ( $T_R=100$  años).

En la tabla 7.9 se presentan las relaciones de valores medios de las distorsiones de entrepiso. Se observa que las reducciones en la respuesta permanecen constantes independientemente del nivel de intensidad sísmica. La discrepancia entre los valores de la reducción para los  $T_R$  de 25 y 5.5 años se debe a que para el  $T_R$  de 25 años (y mayores) se utilizó el conjunto de sismos simulados a partir del SCT-85, y para el  $T_R$  de 5.5 años, el conjunto de sismos generados del SCT-89. Aunque la diferencia no es significativa, se puede decir que la máxima reducción que se logra para el conjunto de sismos simulados del SCT-85 es de 42%, y de 39% para los generados a partir del SCT-89.

Los coeficientes de asimetría de la respuesta del modelo sin OR para los periodos de retorno de 100, 50 y 35 años resultaron negativos, lo cual indica que los histogramas que resultan son deformados a la izquierda, por lo cual no es posible ajustar una curva de distribución lognormal como se hizo para el resto

de los datos como se verá más adelante. En las *figuras 7.14 a la 7.16* se presentan los histogramas de los resultados solo para los casos donde el valor de "g" es positivo.

| $T_R$ (años) | 200 | 100     | 50      | 35      | 25      | 5.5     |
|--------------|-----|---------|---------|---------|---------|---------|
| $m_Y$        | --- | 0.0217  | 0.01724 | 0.01451 | 0.01304 | 0.00457 |
| $\sigma_Y$   | --- | 0.0020  | 0.00132 | 0.00111 | 0.00078 | 0.00053 |
| $g_Y$        | --- | -0.6343 | -2.8950 | -2.9480 | 0.00750 | 0.14714 |

**Tabla 7.7** Parámetros estadísticos de la máxima distorsión de entepiso del sistema sin OR para  $Q=1$

| $T_R$ (años)   | 200    | 100     | 50      | 35      | 25      | 5.5     |
|----------------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|
| $m_{YOR}$      | 0.0153 | 0.01249 | 0.01005 | 0.00847 | 0.00756 | 0.00277 |
| $\sigma_{YOR}$ | 0.0018 | 0.00142 | 0.00121 | 0.00101 | 0.00090 | 0.00033 |
| $g_{YOR}$      | 0.1514 | 0.11103 | 0.16028 | 0.12333 | 0.14803 | 0.48033 |

**Tabla 7.8** Parámetros estadísticos de la máxima distorsión de entepiso del sistema con OR para  $Q=1$

| $T_R$ (años)  | 200 | 100  | 50   | 35   | 25   | 5.5  |
|---------------|-----|------|------|------|------|------|
| $m_{YOR}/m_Y$ | --- | 0.58 | 0.58 | 0.58 | 0.58 | 0.61 |

**Tabla 7.9** Relación de valores medios de la máxima distorsión de entepiso para  $Q=1$

### 7.2 Modelo probabilista utilizado

Para representar la distribución de probabilidades que gobierna la máxima distorsión de entepiso se utilizó un modelo probabilista lognormal trasladado ([Benjamin J. y Cornell C., 1970](#)).

Dicha función tiene la siguiente forma:

$$f_{\Gamma}(\gamma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_{\ln Y} (\gamma - a)} \exp\left\{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln(\gamma - a) - m_{\ln Y}}{\sigma_{\ln Y}}\right]^2\right\}, \text{ para } \gamma \geq a \quad (7.4)$$

El procedimiento para calcular los parámetros de esta función es el siguiente:

- Se estiman los valores de  $\sigma_Y$  y  $g_I$  que corresponden a los valores de  $\sigma_Y$  y  $g_Y$ , ó  $\sigma_{YOR}$  y  $g_{YOR}$  según sea el caso. Con estos valores y la siguiente expresión se calcula el valor de  $m_Y$ .

$$m_Y^3 - \frac{\sigma_Y^3}{g_i} - \frac{3\sigma_Y m_Y^2}{g_i} = 0 \quad (7.5)$$

- Se calcula el parámetro de traslado

$$a = m_Y - m_Y \quad (7.6)$$

- Se calcula el coeficiente de variación muestral y la desviación típica del logaritmo natural de Y.

$$V_Y = \frac{\sigma_Y}{m_Y} \quad (7.7)$$

$$\sigma_{\ln Y}^2 = \ln(V_Y^2 + 1) \quad (7.8)$$

- Finalmente, se calcula la media del logaritmo natural de Y.

$$m_{\ln Y} = \ln m_Y - \frac{1}{2} \sigma_{\ln Y}^2 \quad (7.9)$$

En las *figuras 7.1* a la *7.16* se presentan las funciones de distribución ajustadas a cada histograma.

### 7.3 *Curvas de densidad de probabilidad acumulada (D.P.A.)*

La función de densidad de probabilidad acumulada indica la probabilidad de que la variable ( $\gamma$ ) tome valores menores o iguales a una distorsión dada. Esta se define como:

$$F_{\Gamma}(\gamma_i) = \int_a^{\gamma_i} f_{\Gamma}(\gamma) d\gamma \quad (7.10)$$

En las *figuras 7.1* a la *7.16* se presentan las curvas de densidad de probabilidad acumulada (D.P.A.) para cada uno de los modelos e intensidades sísmicas estudiadas, adicionalmente se presenta el polígono de frecuencias acumuladas ( $\gamma_i/n$ ).

Al comparar la curva de D.P.A. con el polígono de frecuencias acumuladas se puede determinar el grado de aproximación del modelo probabilista utilizado para representar los datos. Con base en las figuras se puede afirmar que prácticamente en todos los casos la aproximación resulta aceptable.

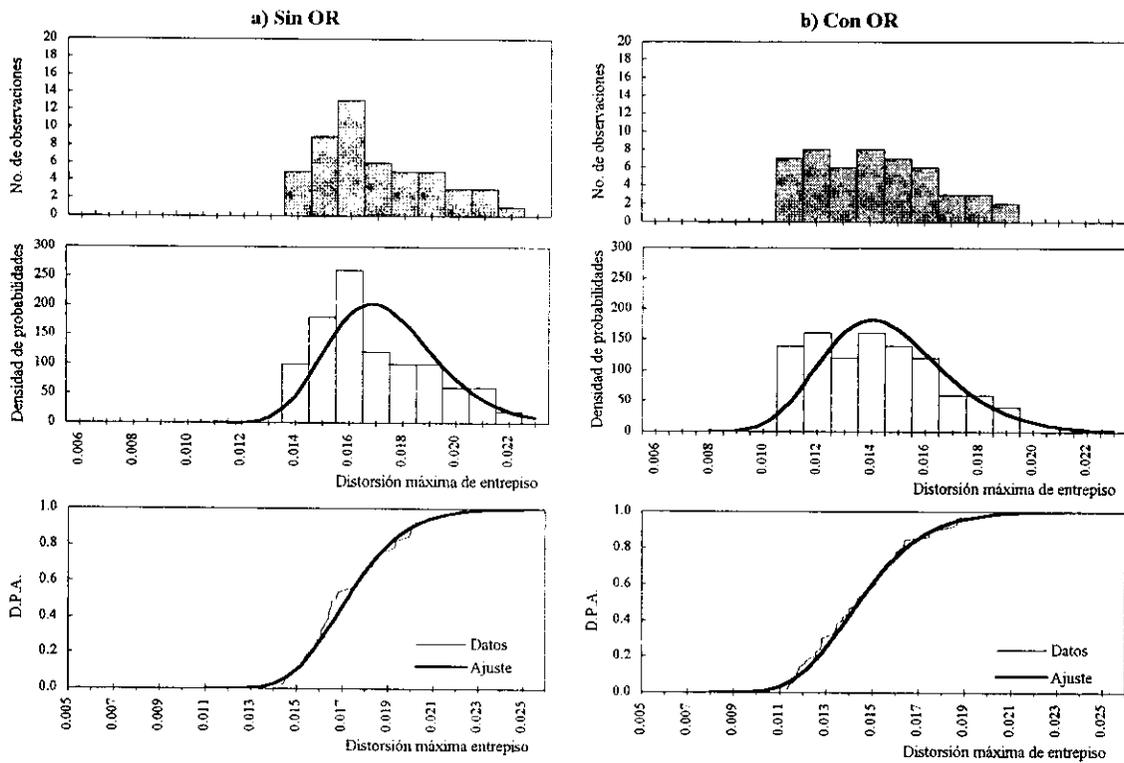


Figura 7.1 Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para  $Q=2$  y  $T_R=100$  años

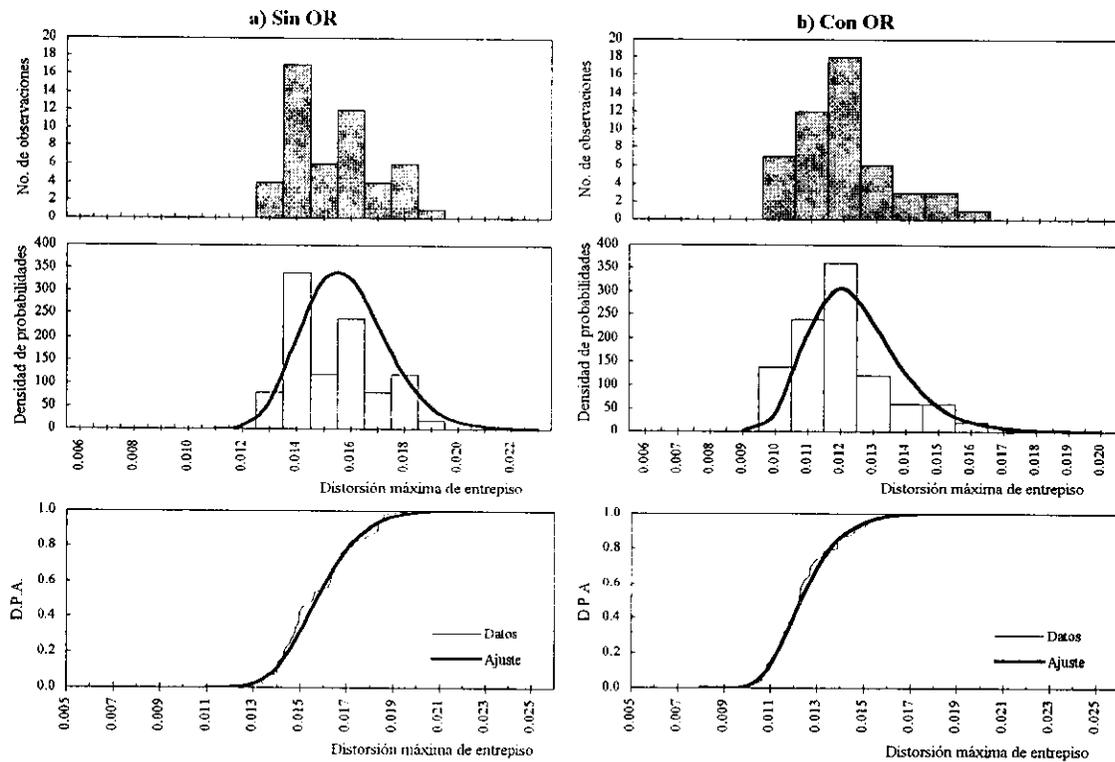


Figura 7.2 Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para  $Q=2$  y  $T_R=50$  años

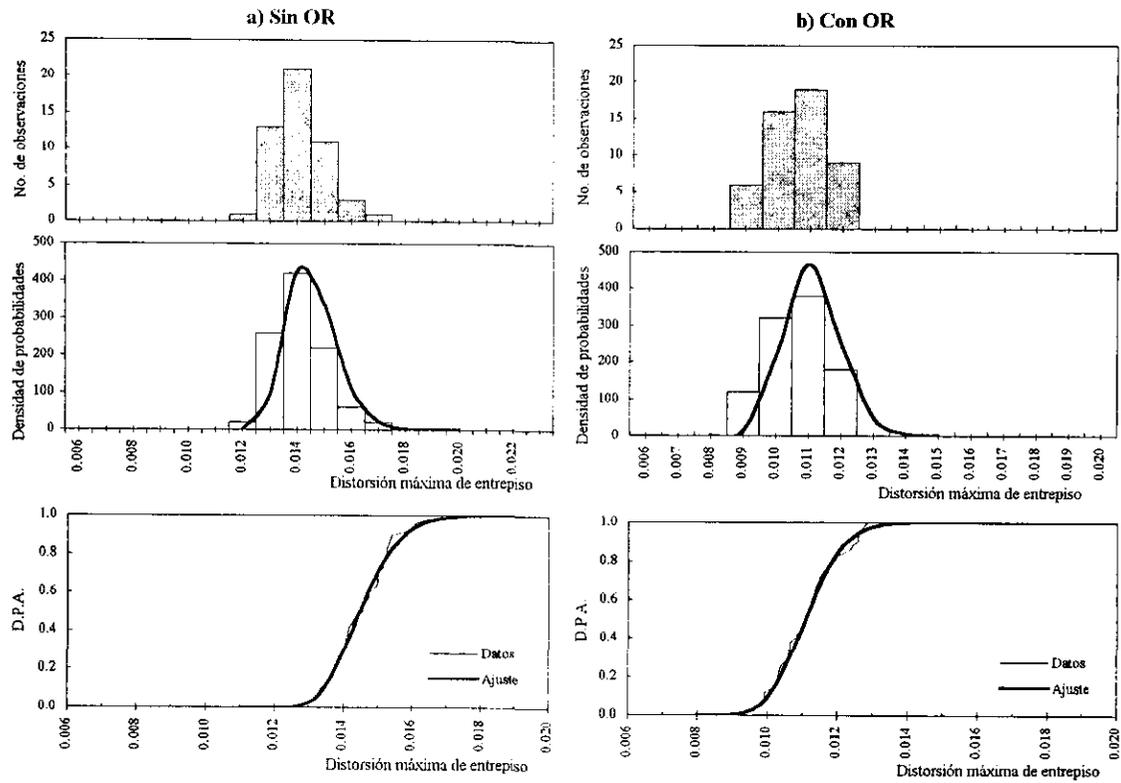


Figura 7.3 Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para  $Q=2$  y  $T_R=35$  años

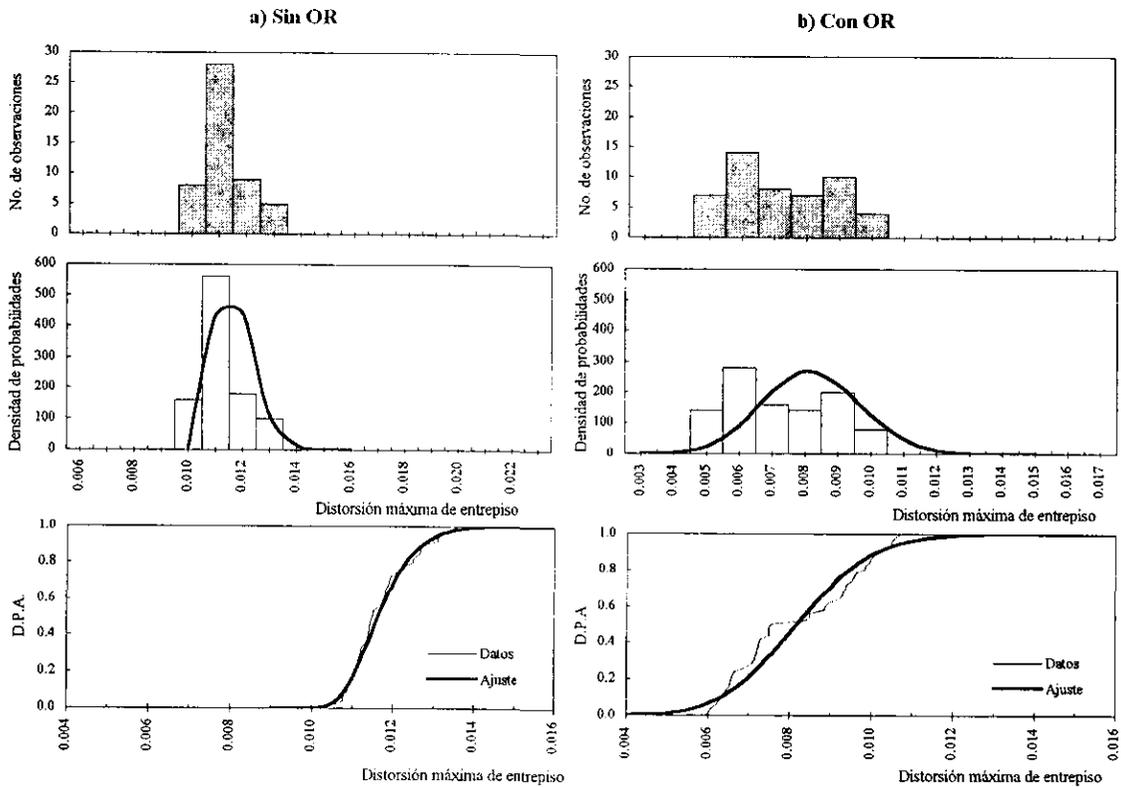


Figura 7.4 Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para  $Q=2$  y  $T_R=25$  años

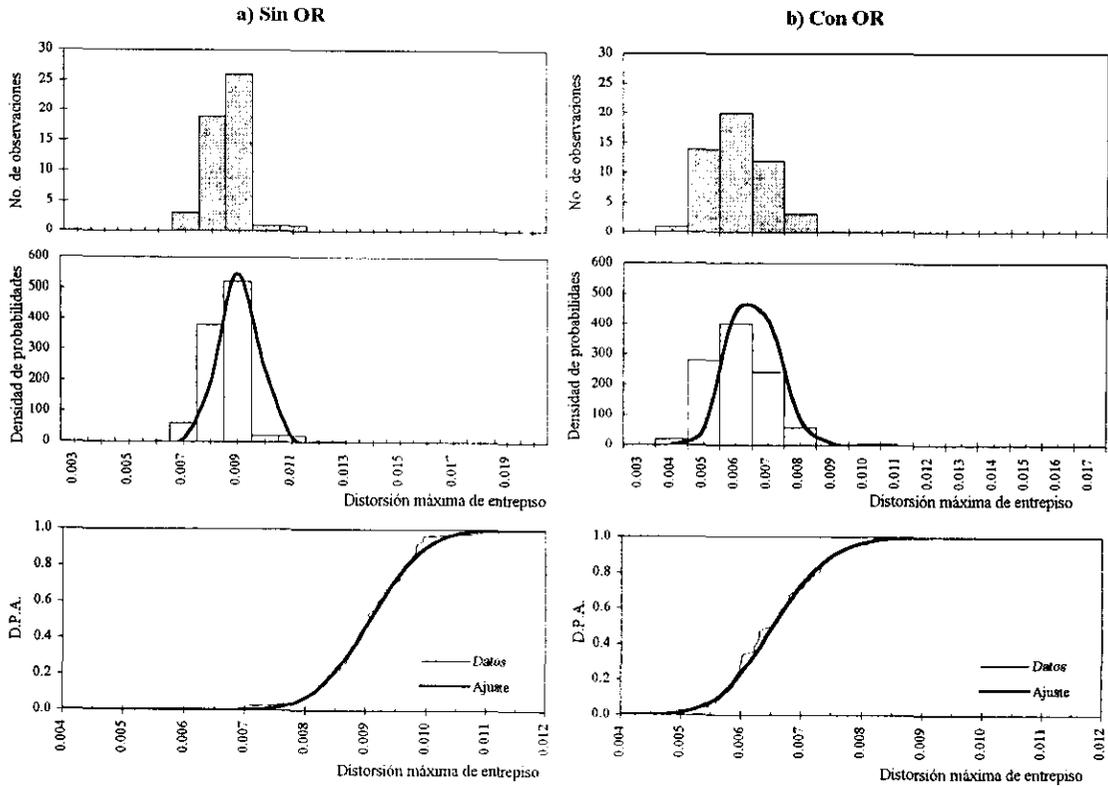


Figura 7.5 Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para  $Q=2$  y  $T_R=20$  años

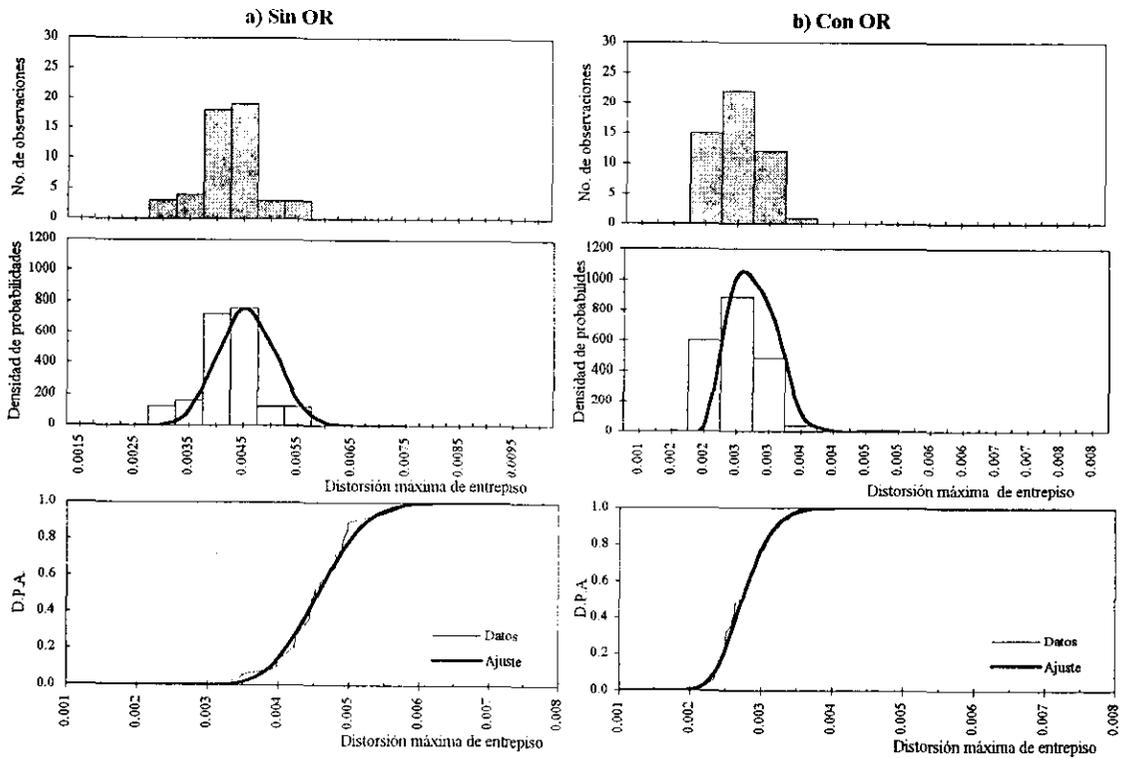


Figura 7.6 Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para  $Q=2$  y  $T_R=5.5$  años

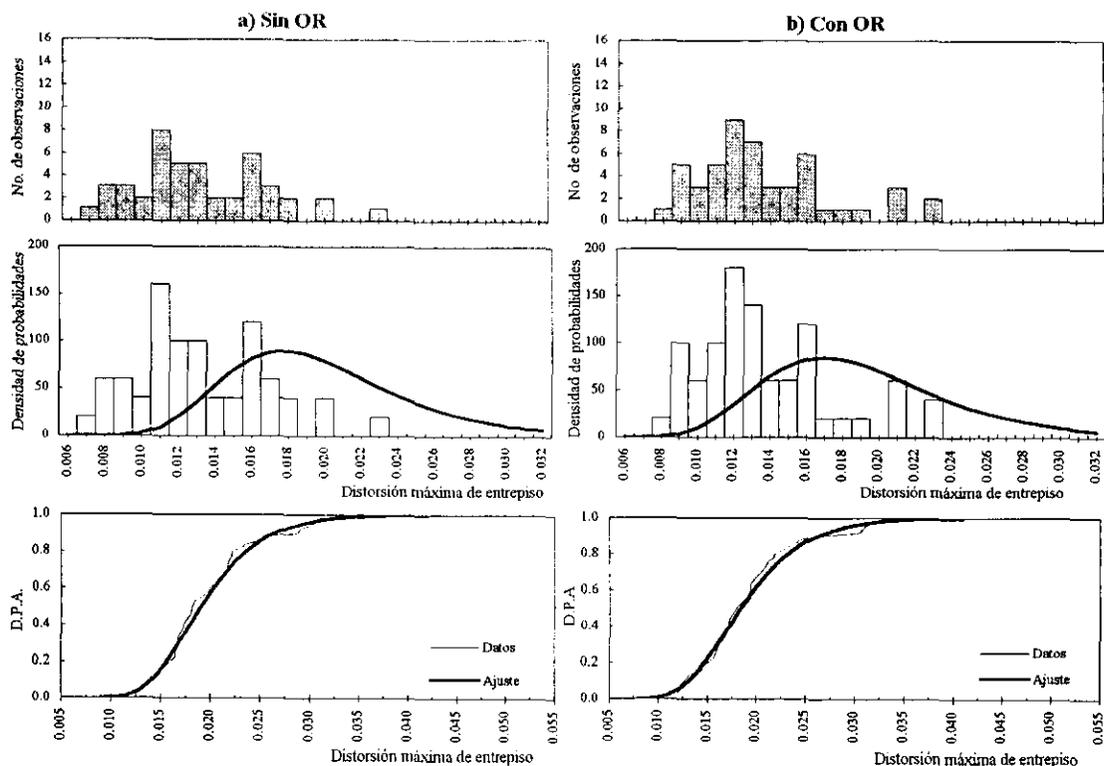


Figura 7.7 Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para  $Q=4$  y  $T_R=1000$  años

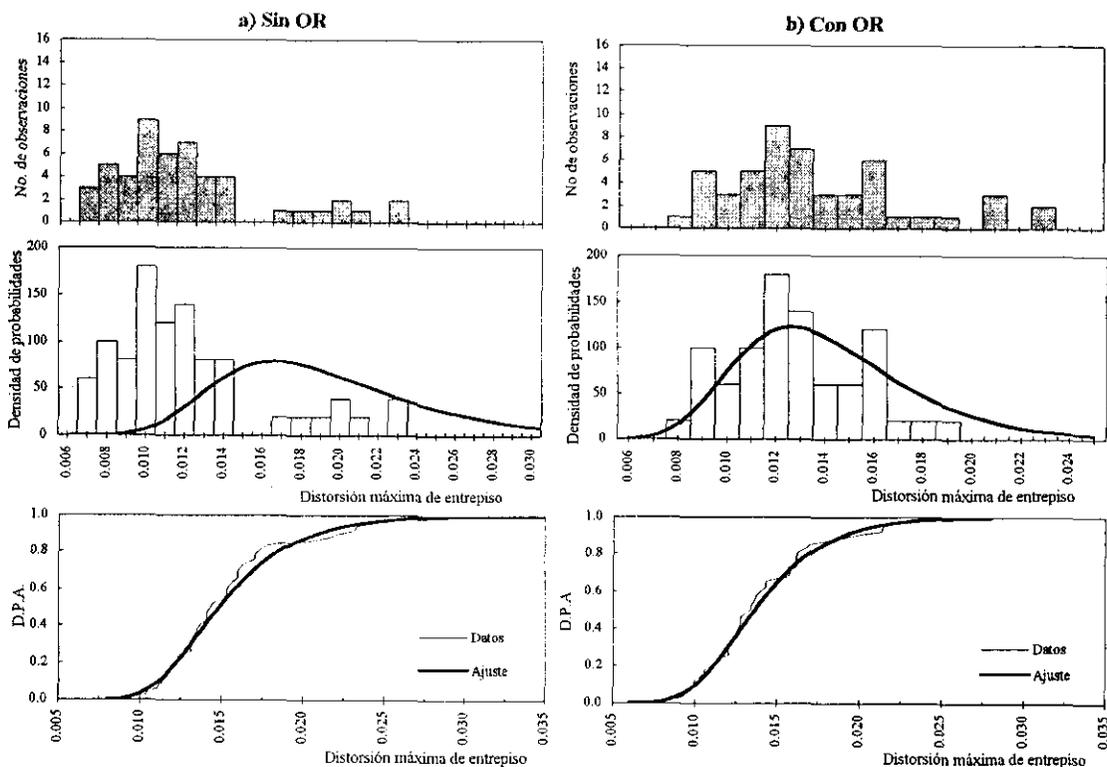


Figura 7.8 Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para  $Q=4$  y  $T_R=200$  años

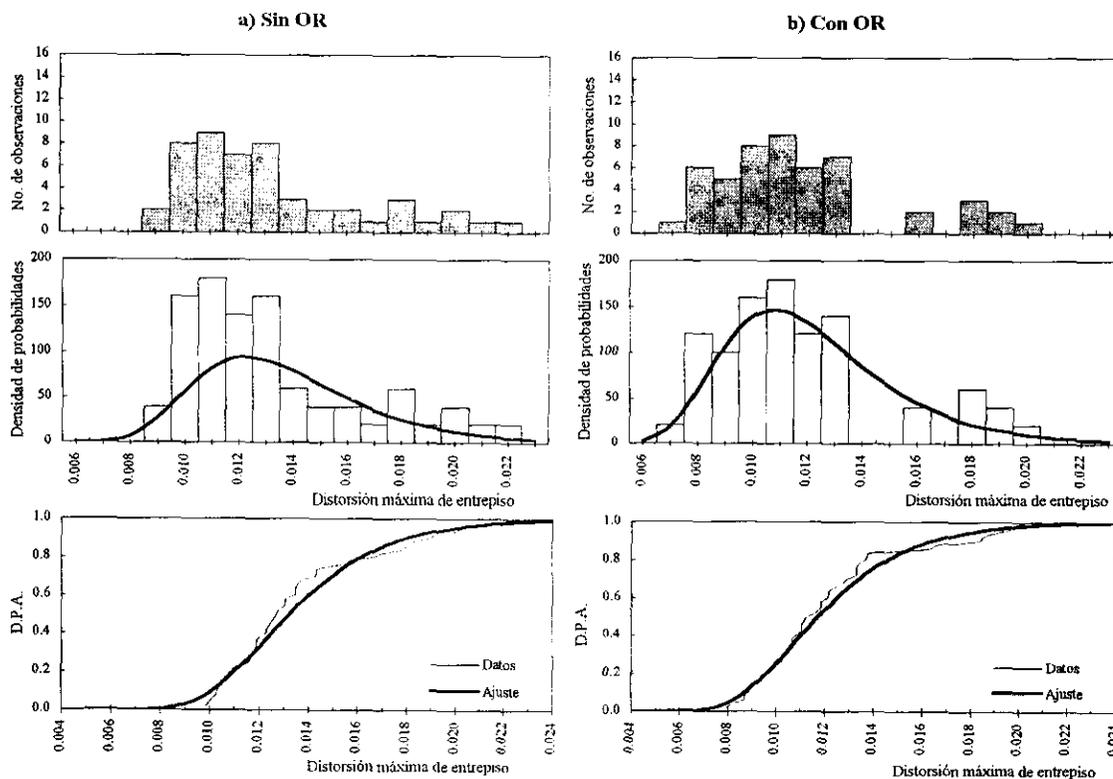


Figura 7.9 Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para  $Q=4$  y  $T_R=100$  años

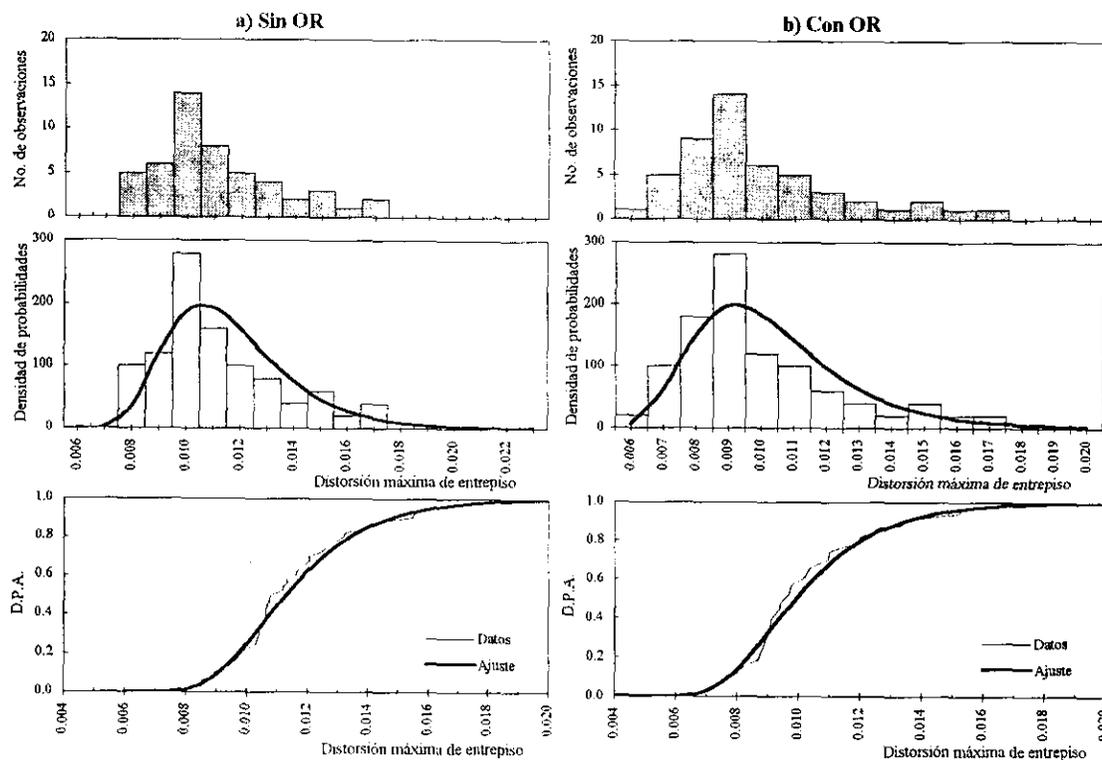


Figura 7.10 Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para  $Q=4$  y  $T_R=50$  años

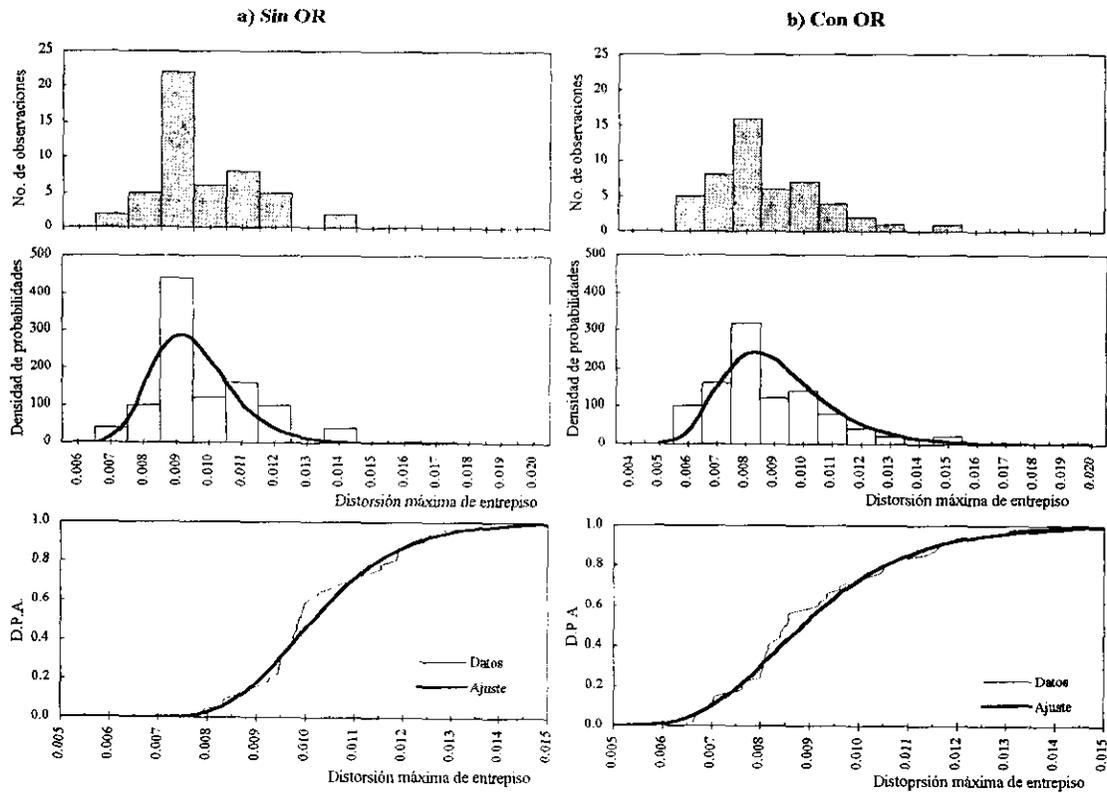


Figura 7.11 Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para  $Q=4$  y  $T_R=35$  años

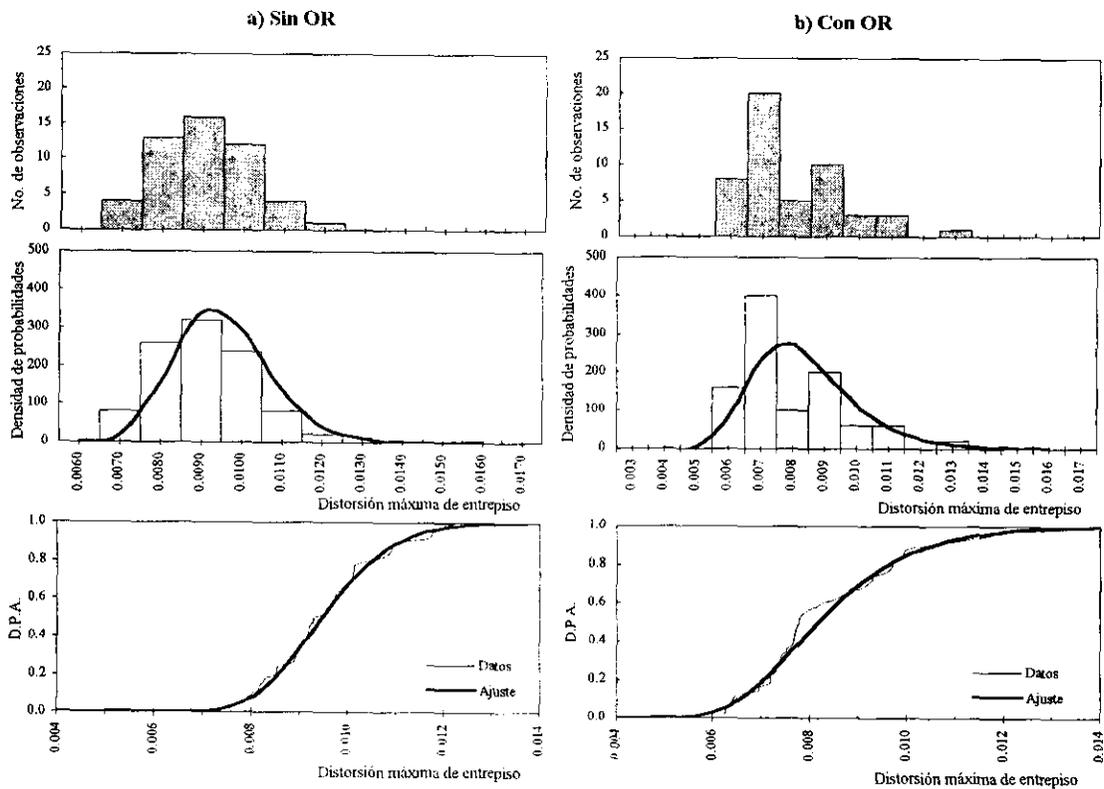


Figura 7.12 Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para  $Q=4$  y  $T_R=25$  años

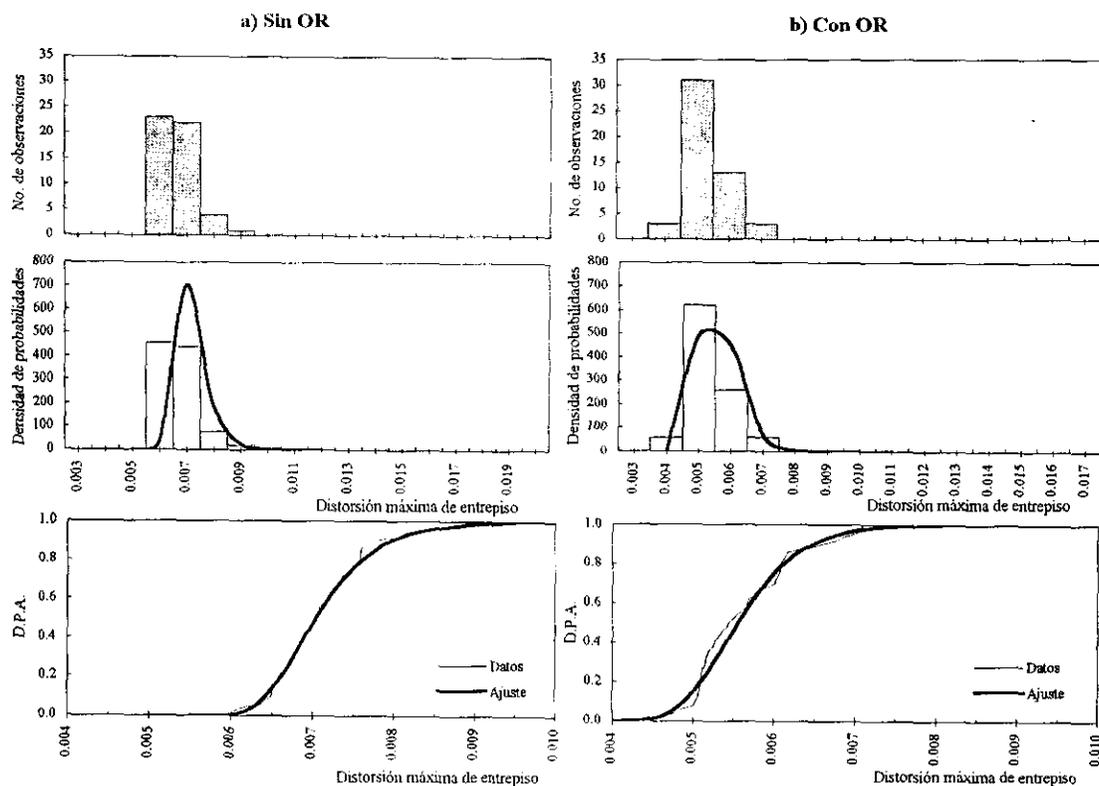


Figura 7.13 Estadística de la respuesta sin OR y con éste, para  $Q=4$  y  $T_R=10$  años

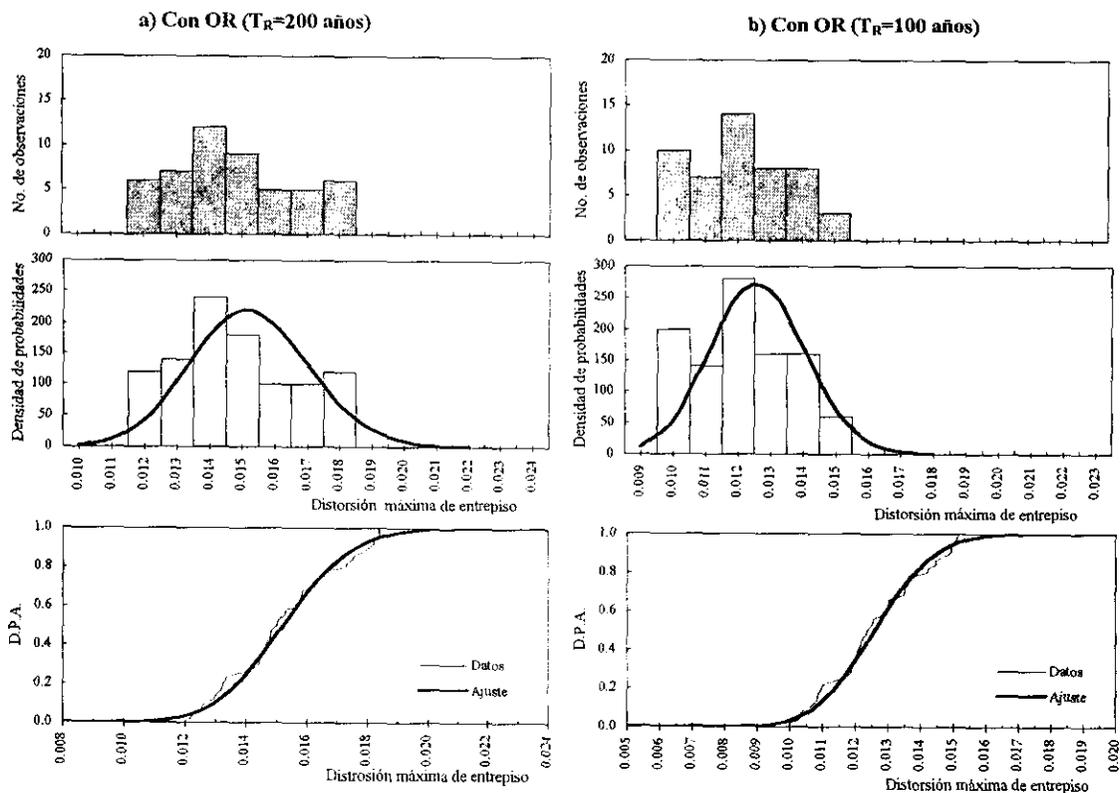


Figura 7.14 Estadística de la respuesta con OR para  $Q=1$  y  $T_R=200, 100$  años

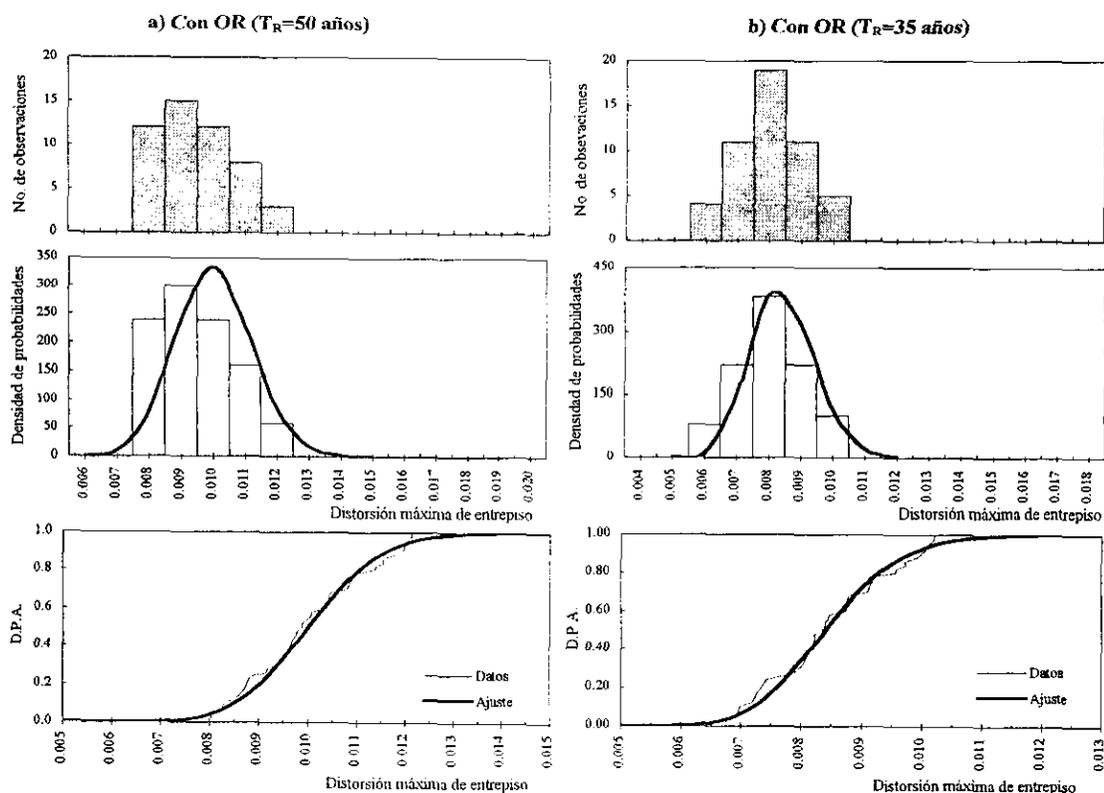


Figura 7.15 Estadística de la respuesta con OR para  $Q=1$  y  $T_R=50,35$  años

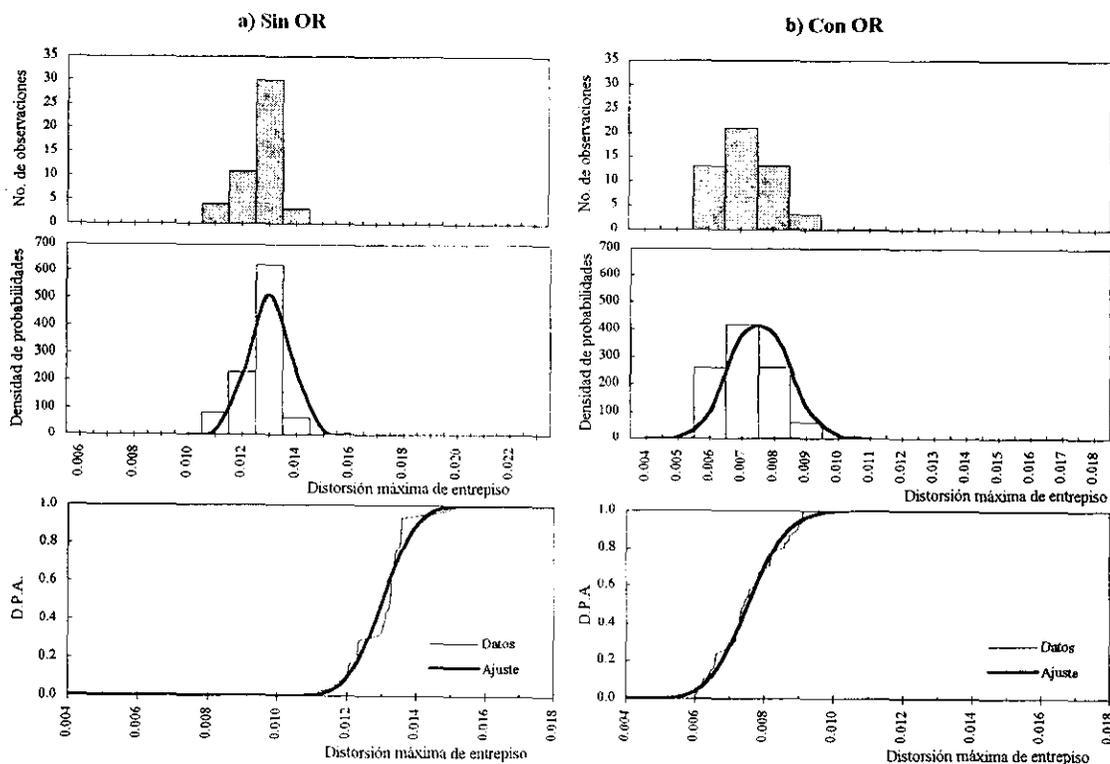


Figura 7.16 Estadística de la respuesta sin OR y con éste para,  $Q=1$  y  $T_R=25$  años

---

## **TASAS ESPERADAS DE FALLA POR UNIDAD DE TIEMPO DEL SISTEMA EQUIVALENTE SIN OR Y CON ÉSTE**

Se considera que una estructura falla cuando esta deja de cumplir las funciones para las que fue diseñada. En este trabajo se define como estado de falla, o estado límite, cuando la estructura sobrepasa una cierta distorsión de entrepiso ( $\gamma$ ). Se consideraron dos valores de la distorsión de entrepiso como estados límite  $\gamma^* = 0.006$  y  $0.012$ , que son los que recomienda el **RCDF-93** como estados límites de servicio. Cabe señalar que según investigaciones (*Meli et. al., 1996*) una estructura esquelética de concreto con adecuada ductilidad puede alcanzar una distorsión de  $0.005$  al inicio de su agrietamiento,  $0.0127$  para un estado de inicio de fluencia y de  $0.04$  como distorsión máxima.

### **8.1 Generalidades sobre el criterio utilizado**

El criterio utilizado (*Esteva et. al., 1988*) supone que se conoce la sismicidad del lugar donde está ubicada la estructura, es decir supone conocida la función de la tasa media de temblores con intensidades mayores a cierta intensidad dada "y" por unidad de tiempo para el sitio de interés  $v(y)$ . Esta función fue descrita en el *capítulo 4* (ecuaciones 4.3, 4.4 y 4.5 y figura 4.5).

En el procedimiento que se sigue interesa conocer la probabilidad de sobrepasar cierta distorsión límite dada una intensidad de la excitación,  $P(\gamma \geq \gamma^* | y)$ .

Determinados los valores de  $P(\gamma \geq \gamma^* | y)$  es posible evaluar la tasa media de falla estructural deseada mediante la siguiente expresión (Esteva L. y Ruiz S. E., 1989):

$$v_F(\mathbf{R}) = \int_0^{y_{\max}} - \frac{\partial v_Y(y)}{\partial y} p_F(y|\mathbf{R}) dy \quad (8.1)$$

Donde  $v_Y(y)$  es la tasa media de temblores con intensidades mayores a cierta intensidad "y" por unidad de tiempo,  $p_F(y)$  es la probabilidad que la estructura alcance un estado límite ante cierta intensidad sísmica "y", esto es,  $p_F(y) = P(\gamma \geq \gamma^* | y)$ . La integración se hace de cero hasta un límite superior  $y_{\max}$  en función de la sismicidad del lugar de interés para tomar en cuenta todas las posibles intensidades sísmicas que pueden presentarse en el sitio, en este caso  $y_{\max} = 290 \text{ cm/seg}^2$  (ver figura 4.5).

El vector  $\mathbf{R}$  indica que la tasa media de falla se evalúa para una estructura con propiedades deterministas conocidas.

### 8.2 Probabilidades de excedencia para cada estado límite $P(\gamma \geq \gamma^* | y)$

Estos valores se obtienen de las curvas de densidad de probabilidad acumulada (D.P.A.) calculadas en el capítulo anterior. En las tablas 8.1, 8.2 y 8.3 se presentan los valores para cada distorsión límite ( $\gamma^*$ ), intensidad sísmica y modelos estructurales estudiados.

| $T_R$<br>(en años) | $\gamma^*=0.006$ |        | $\gamma^*=0.012$ |        |
|--------------------|------------------|--------|------------------|--------|
|                    | Sin OR           | Con OR | Sin OR           | Con OR |
| 200                | 1.0000           | 1.0000 | 1.0000           | 1.0000 |
| 100                | 1.0000           | 1.0000 | 0.9999           | 0.8904 |
| 50                 | 1.0000           | 1.0000 | 0.9985           | 0.5950 |
| 35                 | 1.0000           | 1.0000 | 0.9950           | 0.1591 |
| 25                 | 1.0000           | 0.9360 | 0.3178           | 0.0056 |
| 20                 | 0.9990           | 0.7660 | 0.0000           | 0.0000 |
| 10                 | 0.7912           | 0.0021 | 0.0000           | 0.0000 |
| 5.5                | 0.0055           | 0.0000 | 0.0000           | 0.0000 |

**Tabla 8.1 Probabilidades de excedencia  $P(\gamma \geq \gamma^* | y)$  para el modelo diseñado con  $Q=2$**

| $T_R$<br>(en años) | $\gamma^*=0.006$ |        | $\gamma^*=0.012$ |        |
|--------------------|------------------|--------|------------------|--------|
|                    | Sin OR           | Con OR | Sin OR           | Con OR |
| 1000               | 1.0000           | 1.0000 | 0.9803           | 0.9499 |
| 200                | 1.0000           | 1.0000 | 0.8226           | 0.7012 |
| 100                | 1.0000           | 0.9995 | 0.6719           | 0.4623 |
| 50                 | 1.0000           | 0.9980 | 0.3798           | 0.2042 |
| 35                 | 1.0000           | 0.9890 | 0.1310           | 0.0751 |
| 25                 | 1.0000           | 0.9700 | 0.0279           | 0.0288 |
| 10                 | 0.0030           | 0.2532 | 0.0000           | 0.0000 |
| 5.5                | 0.0002           | 0.0000 | 0.0000           | 0.0000 |

**Tabla 8.2 Probabilidades de excedencia  $P(\gamma \geq \gamma^* | y)$  para el modelo con  $Q=4$**

| $T_R$<br>(en años) | $\gamma^*=0.006$ |        | $\gamma^*=0.012$ |        |
|--------------------|------------------|--------|------------------|--------|
|                    | Sin OR           | Con OR | Sin OR           | Con OR |
| 200                | 1.0000           | 1.0000 | 1.0000           | 0.9685 |
| 100                | 1.0000           | 1.0000 | 1.0000           | 0.6614 |
| 50                 | 1.0000           | 0.9990 | 1.0000           | 0.0577 |
| 35                 | 1.0000           | 0.9980 | 1.0000           | 0.0013 |
| 25                 | 1.0000           | 0.9630 | 0.9070           | 0.0000 |
| 20                 | 1.0000           | 0.7650 | 0.0009           | 0.0000 |
| 10                 | 0.7910           | 0.0044 | 0.0000           | 0.0000 |
| 5.5                | 0.0000           | 0.0000 | 0.0000           | 0.0000 |

**Tabla 8.3 Probabilidades de excedencia  $P(\gamma \geq \gamma^* | y)$  para el modelo con  $Q=1$**

Con estos datos y por medio de un ajuste polinomial se obtienen las curvas de probabilidad de excedencia para cada distorsión de entrepiso límite y modelo estructural con OR y sin éste. En las *figuras 8.1* a la *8.6* se presenta estas curvas. Los puntos en las gráficas representan los datos con los que se hicieron los ajustes.

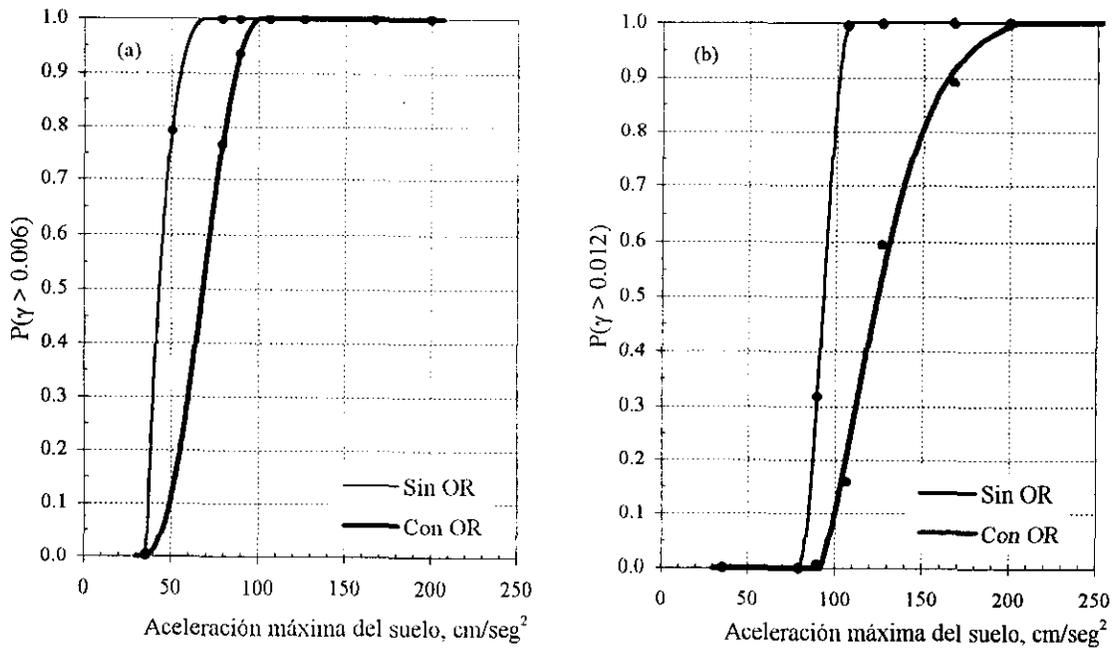


Figura 8.1 Curvas de probabilidad de excedencia  $P(\gamma \geq \gamma^* | y)$  para el modelo diseñado con  $Q=2$

a) Distorsión límite  $\gamma^*=0.006$ , b) Distorsión límite  $\gamma^*=0.012$

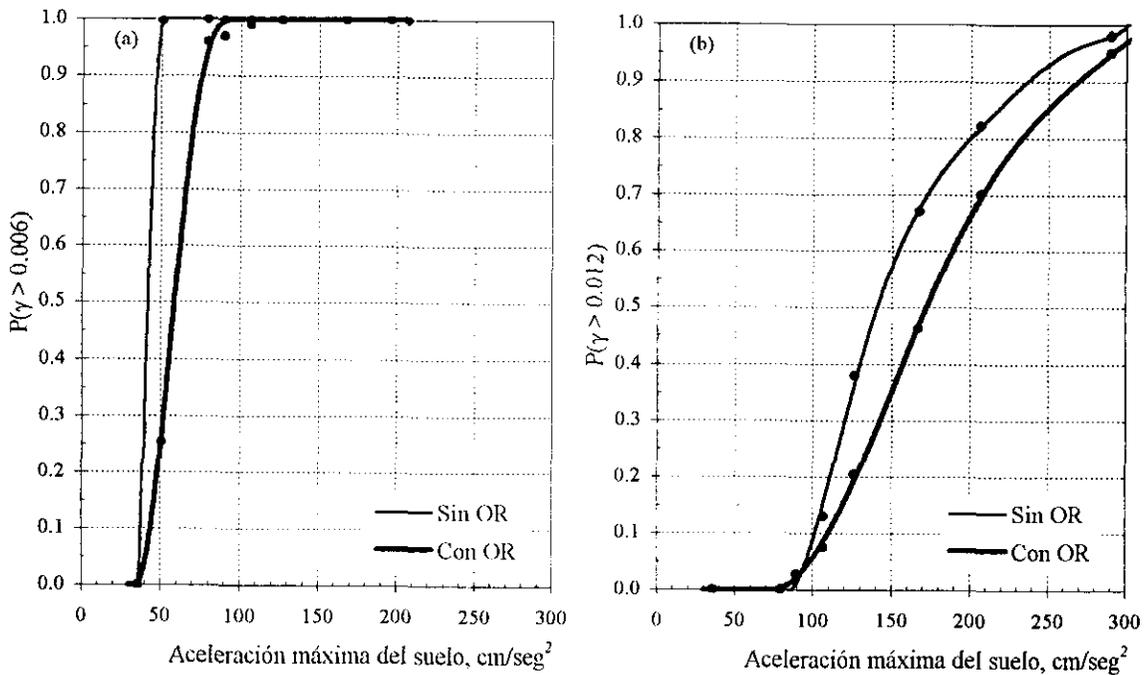


Figura 8.2 Curvas de probabilidad de excedencia  $P(\gamma \geq \gamma^* | y)$  para el modelo con  $Q=4$

a) Distorsión límite  $\gamma^*=0.006$ , b) Distorsión límite  $\gamma^*=0.012$

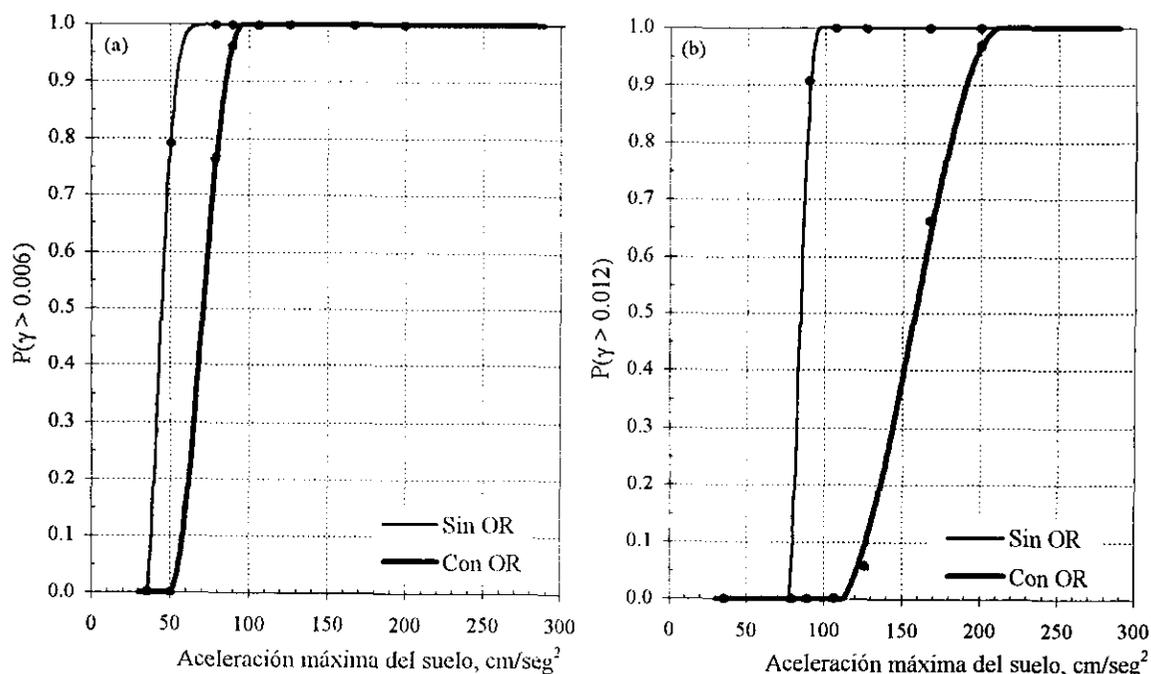


Figura 8.3 Curvas de probabilidad de excedencia  $P(\gamma \geq \gamma^* | y)$  para el modelo con  $Q=1$

a) Distorsión límite  $\gamma^*=0.006$ , b) Distorsión límite  $\gamma^*=0.012$

Las ecuaciones que definen estas curvas fueron ajustadas con el programa Mathematica 2.0 (Thomas W., 1991) y son las siguientes:

**Q=2, Sin OR,  $P(\gamma > 0.012)$ :**

$$p_F(y) = 0.0 \quad \text{para } y \leq 79.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.2a)$$

$$p_F(y) = 73013.23 \times 10^{-12} y^5 - 33400016.11 \times 10^{-2} y^4 + 5996593263.01 \times 10^{-12} y^3 - 527160661.3 \times 10^{-9} y^2 + 22.66655y - 380.93481$$

$$\text{para } 79.0 \leq y \leq 108.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.2b)$$

$$p_F(y) = 1.0 \quad \text{para } y > 108.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.2c)$$

**Q=2, Con OR,  $P(\gamma > 0.012)$ :**

$$p_F(y) = 0.0 \quad \text{para } y \leq 92.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.3a)$$

$$p_F(y) = 645724.76 \times 10^{-18} y^6 - 761022.5 \times 10^{-15} y^5 + 363453280089.29 \times 10^{-18} y^4 - 89693723766.03 \times 10^{-15} y^3 + 11943164288879.8 \times 10^{-15} y^2 - 794894285813.3 \times 10^{-12} y + 20.47312416$$

$$\text{para } 92.0 \leq y \leq 204.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.3b)$$

$$p_F(y) = 1.0 \quad \text{para } y > 204.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.3c)$$

**Q=2, Sin OR, P( $\gamma > 0.006$ ):**

$$p_F(y) = 0.0 \quad \text{para } y \leq 36.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.4a)$$

$$p_F(y) = -185480216.86 \times 10^{-15} y^4 + 63820959713.4 \times 10^{-15} y^3 - 8159755125035.1 \times 10^{-15} y^2 + 459505657287.79 \times 10^{-12} y - 8.6174342031$$

$$\text{para } 36.0 \leq y \leq 68.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.4b)$$

$$p_F(y) = 1.0 \quad \text{para } y > 68.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.4c)$$

**Q=2, Con OR, P( $\gamma > 0.006$ ):**

$$p_F(y) = 0.0 \quad \text{para } y \leq 36.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.5a)$$

$$p_F(y) = 23120723316.7 \times 10^{-18} y^5 - 792130757513.67 \times 10^{-18} y^4 + 97014443359.25 \times 10^{-15} y^3 - 5073867369598.8 \times 10^{-15} y^2$$

$$+ 118379160559.98 \times 10^{-12} y - 1.021333134 \quad \text{para } 36.0 \leq y \leq 100.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.5b)$$

$$p_F(y) = 1.0 \quad \text{para } y > 100.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.5c)$$

**Q=4, Sin OR, P( $\gamma > 0.012$ ):**

$$p_F(y) = 0.0 \quad \text{para } y \leq 87.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.6a)$$

$$p_F(y) = 23070095.25 \times 10^{-17} y^6 - 2.862859 \times 10^{-16} y^5 + 1.4414479 \times 10^{-7} y^4 - 0.0374685 \times 10^{-6} y^3 + 0.00524069 y^2 - 0.3623207 y + 9.5986566$$

$$\text{para } 87.0 \leq y \leq 301.5 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.6b)$$

$$p_F(y) = 1.0 \quad \text{para } y > 301.5 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.6c)$$

**Q=4, Con OR, P( $\gamma > 0.012$ ):**

$$p_F(y) = 0.0 \quad \text{para } y \leq 79.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.7a)$$

$$p_F(y) = -40327963.27 \times 10^{-21} y^6 + 45767802.21 \times 10^{-18} y^5 - 19752468.99 \times 10^{-15} y^4 + 3918191153.41 \times 10^{-15} y^3 - 332954963698.5 \times 10^{-15} y^2$$

$$+ 11482468116.14 \times 10^{-12} y - 0.121702295 \quad \text{para } 79.0 \leq y \leq 321.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.7b)$$

$$p_F(y) = 1.0 \quad \text{para } y > 321.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.7c)$$

**Q=4, Sin OR, P( $\gamma > 0.006$ ):**

$$p_F(y) = 0.0 \quad \text{para } y \leq 36.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.8a)$$

$$p_F(y) = -893750440.073 \times 10^{-15} y^5 + 232286258721.65 \times 10^{-15} y^4 - 23846841775.19 \times 10^{-12} y^3 + 1.20566397 y^2 - 29.91132 y + 290.758066$$

$$\text{para } 36.0 \leq y \leq 50.5 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.8b)$$

$$p_F(y) = 1.0 \quad \text{para } y > 50.5 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.8c)$$

**Q=4, Con OR, P( $\gamma > 0.006$ ):**

$$p_F(y) = 0.0 \quad \text{para } y \leq 34.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.9a)$$

$$p_F(y) = -38855528.8 \times 10^{-18} y^6 + 16458559.3 \times 10^{-15} y^5 - 2605919568.15 \times 10^{-15} y^4 + 183776961.13 \times 10^{-18} y^3 - 4995202515.9 \times 10^{-12} y^2 + 0.01020681y + 1.00254177 \quad \text{para } 34.0 \leq y \leq 94.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.9b)$$

$$p_F(y) = 1.0 \quad \text{para } y > 94.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.9c)$$

**Q=1, Sin OR, P( $\gamma > 0.012$ ):**

$$p_F(y) = 0.0 \quad \text{para } y \leq 77.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.10a)$$

$$p_F(y) = 7977.8417 \times 10^{-12} y^6 - 4906566.13 \times 10^{-12} y^5 + 1250306785.54 \times 10^{-12} y^4 - 0.16891608y^3 + 1275544y^2 - 510.2219y + 8442.03 \quad \text{para } 77.0 \leq y \leq 97.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.10b)$$

$$p_F(y) = 1.0 \quad \text{para } y > 97.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.10c)$$

**Q=1, Con OR, P( $\gamma > 0.012$ ):**

$$p_F(y) = 0.0 \quad \text{para } y \leq 113.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.11a)$$

$$p_F(y) = 220.5 \times 10^{-15} y^6 - 101.8 \times 10^{-12} y^5 - 3025341.88 \times 10^{-15} y^4 + 7897919.56 \times 10^{-12} y^3 - 1339639581.7 \times 10^{-12} y^2 + 0.0810557y - 1.5386394 \quad \text{para } 113.0 \leq y \leq 210.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.11b)$$

$$p_F(y) = 1.0 \quad \text{para } y > 210.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.11c)$$

**Q=1, Sin OR, P( $\gamma > 0.006$ ):**

$$p_F(y) = 0.0 \quad \text{para } y \leq 36.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.12a)$$

$$p_F(y) = 1348.53 \times 10^{-12} y^6 - 540012891.1 \times 10^{-15} y^5 + 88537064.3 \times 10^{-12} y^4 - 7577710184.34 \times 10^{-12} y^3 + 0.35494978y^2 - 8.5433763y + 82.106 \quad \text{para } 36.0 \leq y \leq 75.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.12b)$$

$$p_F(y) = 1.0 \quad \text{para } y > 75.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.12c)$$

**Q=1, Con OR, P( $\gamma > 0.006$ ):**

$$p_F(y) = 0.0 \quad \text{para } y \leq 50.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.13a)$$

$$p_F(y) = -158521.15 \times 10^{-15} y^6 + 78932.599 \times 10^{-12} y^5 - 15747082.56 \times 10^{-12} y^4 + 1597176110.8 \times 10^{-12} y^3 - 86108758615.83 \times 10^{-12} y^2 + 2.33933794y - 25.11374109 \quad \text{para } 50.0 \leq y \leq 95.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.13b)$$

$$p_F(y) = 1.0 \quad \text{para } y > 95.0 \text{ cm/seg}^2 \quad (8.13c)$$

### 8.3 Derivada de $v(y)$

La obtención de la derivada de  $v(y)$  es directa de la *ecuación 4.3*, la cual resulta:

$$\frac{\partial v(y)}{\partial y} = - \left\{ K r y^{-(1+r)} \left[ 1 - \left( \frac{y}{y_m} \right)^\varepsilon \right] \right\} - \frac{\varepsilon K \left( \frac{y}{y_m} \right)^{\varepsilon-1}}{y^r y_m} \quad (8.14)$$

Sustituyendo el valor de las constantes y simplificando se obtiene:

$$\frac{\partial v(y)}{\partial y} = \frac{30.24 \left[ -1 + 0.0417885 y^{0.56} \right]}{y^{2.26}} - \frac{0.56164}{y^{1.7}} \quad (8.15)$$

### 8.4 Evaluación de la tasa esperada de falla estructural por unidad de tiempo

Con los datos anteriores se procede a evaluar  $v_F$ , la cual puede expresarse como:

$$v_F(\mathbf{R}) = - \int_0^{290} \left[ \frac{30.24 \left[ -1 + 0.0417885 y^{0.56} \right]}{y^{2.26}} - \frac{0.56164}{y^{1.7}} \right] [P(\gamma \geq \gamma^*(y))] dy \quad (8.16)$$

La evaluación de esta integral se hizo en forma numérica, calculando le área bajo la curva que resulta al multiplicar  $\partial v(y)/\partial y \cdot P(\gamma \geq \gamma^*(y))$

En la *tabla 8.4* se presentan los valores calculados para cada modelo estructural y valor de la distorsión límite, adicionalmente se presenta la relación  $v_{FOR}/v_F$  (el subíndice  $OR$  indica la presencia del OR) que como en los anteriores casos, es un indicativo de la reducción de este valor por la presencia del OR.

Al comparar la relación entre las tasas de falla ( $v_{FOR}/v_F$ ) se comprueba que la eficiencia del OR depende del grado de no-linealidad de la estructura. Lo cual confirma que la efectividad del OR es mayor para estructuras con no-linealidades bajas.

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

En el *capítulo 5* se estudió la influencia de diversos parámetros del OR en la respuesta dinámica, tanto lineal elástica como no lineal, de un edificio de 22 niveles. Este se modeló como un sistema bidimensional de elementos discretos en cuya azotea se instaló un oscilador resonante. En los párrafos siguientes se discuten las conclusiones más importantes que resultan de dicho análisis.

- La presencia de un oscilador resonante colocado en la azotea del edificio en estudio sujeto a movimientos sísmicos intensos (como los registrados durante eventos intensos en la zona blanda del valle de México), **conduce a reducciones poco significativas de su respuesta dinámica**. La afirmación anterior es válida tanto para desplazamiento y aceleración de la azotea, distorsión máxima de entrepiso y cortante basal (ver *figuras 5.20* a la *5.23*). Lo anterior se debe principalmente a que la estructura bajo estos sismos presenta un fuerte comportamiento no lineal, provocado por la resonancia entre su frecuencia y la del suelo donde se desplanta, lo que ocasiona que se modifique su periodo de vibración.

En las *figuras 5.10, 5.12, 5.14* y *5.16* se demuestra que la máxima reducción que se logra para estos casos es de 20% aproximadamente y está asociada a valores grandes de la masa del OR y a valores cercanos de su frecuencia con la del sistema principal ( $0.9 \leq R\omega \leq 1.1$ ). Esto se comprobó para relaciones  $R_m$  comprendidas entre 0.01 y 0.05, y para amortiguamientos del OR comprendidos entre 0.05 y 0.3 del crítico.

- Cuando la estructura se excita con sismos moderados, **las reducciones que se logran son mucho más importantes que las descritas en el punto anterior.** Esta afirmación es válida para desplazamiento y aceleración de la azotea, distorsión máxima de entrepiso y cortante basal (ver *figuras 5.24 a 5.27*). Cuando  $R_m$  es igual a 5% se logran reducciones del 70% con un amortiguamiento del OR igual a 5% del crítico, y de 60% cuando se aumenta este a 30% (ver *figuras 5.11 y 5.17*). Cabe mencionar que la estructura permanece en el rango lineal elástico al excitarla con estos sismos.
- **Un aumento en la masa del oscilador aumenta su efectividad** en reducir la respuesta dinámica de la estructura principal, esto se comprobó para valores de  $R_m$  entre 0.01 y 0.05. El inconveniente es que su peso aumenta y este deberá ser soportado por la estructura principal.
- Al hacer una comparación de las *figuras 5.10 a la 5.35* es posible afirmar que para este caso **un incremento en el amortiguamiento del OR disminuyó su eficiencia.** Esto se debe a que al tener éste un mayor amortiguamiento que la estructura, provoca que su respuesta sea más amortiguada, desfasando su movimiento con respecto al del SP. Esta afirmación coincide con los resultados de **Esteva L. (1993)** y contradice los de algunos investigadores, por ejemplo **Villaverde (1985 y 1993)**, **Wirshing et al (1973)** y **Sadek et al (1997)**.
- **La ventaja de utilizar un amortiguamiento alto en el OR es que se reducen considerablemente sus desplazamientos.** Por ejemplo, en la *figura 5.20b* se observa que el máximo desplazamiento del OR es de 2.5 m cuando  $\zeta_{OR}$  es igual a 5%, pero de 1.3 m cuando se aumenta a 20%. Esto es, se logran reducir sus desplazamientos en un 50%. Estos resultados son para un nivel alto de la intensidad sísmica y comportamiento no linealidad de la estructura.  
 Cuando la estructura se somete a sismos moderados, los desplazamientos del OR en comparación con los del nivel donde se apoya resultan del orden de 3 veces más grandes cuando  $\zeta_{OR}$  es igual a 5%, y 1.4 veces cuando el amortiguamiento en el OR es del 30%. Esto indica que también para este caso un aumento en su amortiguamiento provoca una disminución de sus desplazamientos.
- Las mayores reducciones de la respuesta no siempre se presentan para el mismo valor de  $R_\omega$ . En la mayoría de los casos estudiados las máximas reducciones se presentaron en un valor de  $R_\omega$  diferente de 1.0, lo cual contradice los resultados de varios autores y coincide con los de **Sadek et al (1997)** y **Rana y Soong (1998)**, los cuales proponen expresiones para el cálculo del valor óptimo de  $R_\omega$ .

En resumen, la eficiencia del OR depende en gran medida del nivel de no linealidad de la estructura donde se instala, por lo que se puede decir que los OR no son eficientes en reducir la respuesta dinámica de estructuras que incurrieren en un fuerte comportamiento no lineal ante excitaciones sísmicas intensas. Por

el contrario, las reducciones en la respuesta que se pueden lograr son importantes (entre un 40 y 70%) si el edificio permanece lineal elástico. Esto lleva a suponer que para un nivel de intensidad sísmica intermedio (entre intenso y moderado), la presencia del OR puede evitar que la estructura incurra en el rango de comportamiento no lineal, lo cual resultaría favorable.

La mayor ventaja de utilizar estos dispositivos podría ser en estructuras donde se desee reducir sus vibraciones causadas por vientos intensos, sismos moderados, vibraciones ambientales etc. con el fin de proporcionar mayor comodidad a sus ocupantes. También podría pensarse en estructuras donde su contenido o recubrimientos pueden sufrir daño bajo sismos de baja intensidad.

En lo que se refiere a la estructura propuesta resulta evidente que no es un sistema estructural eficiente para resistir las cargas sísmicas que se generan en la zona donde se supone ubicado. Esto es por el gran tamaño de las secciones estructurales y cantidades de acero que resultaron de su diseño. Como es sabido, no es recomendable construir estructuras flexibles en zonas de suelo blando, y sobre todo, hay que evitar la resonancia de las frecuencias del edificio con las del suelo donde se desplanta. Una estructuración adecuada para este caso consistiría en un sistema con muros de cortante, un sistema dual o un sistema con diagonales. La razón para estudiar esta estructura es que interesaba conocer la eficiencia del dispositivo en edificios con características similares a algunos que existen en el centro de la ciudad de México.

En el *capítulo 2* se presentó un análisis paramétrico de un SIGL cuando se le coloca un oscilador resonante y se somete a una carga armónica, se observa que existe correlación entre los resultados presentados ahí con los descritos en los párrafos anteriores. Es decir, se observa también que al aumentar la masa del OR aumenta la eficiencia del dispositivo y por el contrario al aumentar su amortiguamiento ésta disminuye. Otro resultado que se encontró ahí es que al disminuir el amortiguamiento de la estructura principal aumenta la eficiencia del dispositivo, lo cual hace suponer que para el caso del edificio estudiado un aumento en su amortiguamiento ocasionaría una baja en la eficiencia del OR, y como es sabido el valor de 5% utilizado en este estudio es sólo una aproximación que puede variar y por lo general ser más grande.

En lo que respecta a los métodos utilizados para la determinación de los sistemas equivalentes (sin OR y con éste) se puede concluir que son adecuados para tal fin, ya que los errores que se obtienen son aceptables. Cabe mencionar que el análisis *pushover* se realizó con un patrón de fuerzas laterales normalizado  $\{f\}$  obtenido de las fuerzas sísmicas de diseño, que a diferencia del utilizado por *Collins* y

*Foutch* (1995) presenta una fuerza lateral menor aplicada en la azotea del edificio, sería interesante investigar si se obtienen mejores resultados utilizando una fuerza mayor.

Al efectuar el análisis probabilista de la respuesta ante una serie de excitaciones simuladas se comprobó que la eficiencia del OR depende del nivel de no linealidad de la estructura. Se obtuvieron reducciones promedio del 16% cuando la estructura se excita con sismos de intensidad alta ( $T_R = 100$  años), y de aproximadamente 40% cuando la intensidad sísmica es moderada ( $T_R = 5.5$  años), esto para la estructura diseñada con  $Q=2$ . Cuando la estructura se supone diseñada con  $Q=4$  las reducciones en la respuesta son poco importantes independientemente del nivel de intensidad sísmica debido a que la estructura presenta un alto comportamiento no lineal, se obtuvieron reducciones promedio máximas del 20% (*tabla 7.6*) para intensidades asociadas a periodos de retorno comprendidos entre 1000 y 10 años.

Al considerar una estructura que permaneciera lineal elástica ante cualquier nivel de intensidad sísmica se concluyó que existe un valor máximo de la reducción en la respuesta independientemente de la intensidad de la excitación, esto es, se obtuvieron reducciones máximas promedio del 40% para todos los casos estudiados (*tabla 7.9*).

Con las anteriores conclusiones resulta evidente el por qué en la literatura se reconoce que los OR's son efectivos en reducir vibraciones causadas por vientos intensos. Estos no provocan daño estructural y las vibraciones que provocan pueden compararse con las que ocasiona un sismo moderado como los estudiados aquí.

Se puede decir que, en general, resulta buena aproximación el ajustar un modelo probabilista lognormal trasladado para representar el fenómeno de estimar la máxima distorsión de entrepiso del edificio en estudio.

Se compararon las tasas de falla estructural de los sistemas sin OR y con éste como una forma de medir la eficiencia del dispositivo en reducir la respuesta estructural. Con los resultados obtenidos se comprobó una vez más que el OR es más efectivo para una estructura con bajo comportamiento no lineal.

Como se mencionó una de las condiciones para el funcionamiento eficiente del OR es la cercanía de su frecuencia con la del sistema principal, para asegurar esta sintonía se han propuesto dispositivos como los

osciladores de masa activa cuyo funcionamiento se basa en controlar en forma mecánica las vibraciones del OR para así asegurar dicha sintonía.

En el presente estudio la estructura se considera empotrada en su base, esta suposición en suelos blandos no resulta del todo cierta ya que el efecto de la interacción suelo-estructura resulta importante. Éste efecto provoca un alargamiento del periodo de vibración de la estructura por la rotación de su base, con lo cual se afecta la eficiencia del OR al verse modificada la relación  $R\omega$ . Sería deseable que en próximas investigaciones se considerara este efecto.

Con el fin de evaluar las posibles ventajas del uso del OR en reducir la respuesta dinámica de estructuras reales sería interesante analizar estructuras que no estén en resonancia con el suelo, en las cuales el sismo no les afecte en tal magnitud como a la del presente estudio, esto ocasionará que su nivel de no linealidad sea más bajo y por consiguiente se confirmen las posibles ventajas del uso del dispositivo. En estos estudios se deberán considerar los efectos tridimensionales.

---

## REFERENCIAS

---

Alamilla J. L., "*Simulación de Temblores en el Valle de México Mediante Procesos Estocásticos Modulados en Amplitud y Frecuencia*", Tesis presentada en al DEPFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), mayo 1997

Arias A., "*A Measure of Earthquake Intensity*", in *Seismic Design for Nuclear Power Plants* (R.J. HANSEN, ed.), M.I.T. Press, pp. 438-483, 1970

Benjamin J. y Cornell C., "*Probabilidad y Estadística en Ingeniería Civil*", Ed. McGraw-Hill, 1970

Bernal D., "*Influence of Ground Motion Characteristics on the Effectiveness of Tuned Mass Dampers*", Proc. 11<sup>th</sup> World Conf. on Earthquake Engineering, México, artículo No. 1455, 1996

Brown C., Freeman W. y Huffmann G. "*Dao Kanong in Deck and Pylon*", Int. Conf. on Cable-Stayed Bridges, Bangkok, 1987

Clough R. y Penzien J., "*Dynamics of Structures*", Ed. Mc. Graw Hill Book, New York , 1975

Clark A., "*Multiple Passive Tuned Mass Dampers for Reducing Earthquake Induced Building Motion*", Proc. 9<sup>th</sup> World Conf. on Earthquake Engineering, Japón, Vol V, 1988

- Collins K., Foutch D. y Wen Y., "*Investigation of Alternative Seismic Design Procedures for Standard Buildings*", Structural Research series No. 600, Departamento de Ingeniería Civil Universidad de Illinois en Urbana Champaign, 1995
- Den Hartog, "*Mecánica de las Vibraciones*", Ed. C.E.C.S.A., México D.F., 1974
- Departamento del Distrito Federal, "*Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*", Gaceta oficial del Distrito Federal, México, D.F., 1993
- Departamento del Distrito Federal, "*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcciones de Estructuras de Concreto*", Gaceta oficial del Distrito Federal, México, D.F., 27 de febrero de 1995
- Departamento del Distrito Federal. "*Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*", Gaceta oficial del Distrito Federal, México, D.F., 27 de febrero de 1995
- Engineering Solutions & Services, Inc. "*RCBE, versión 4*", Manual del usuario, 1996
- Esteva L., Díaz O., Terán A. y García J., "*Costos Probables de Daños Causados por Temblores en Construcciones*", Informe al Instituto de Ingeniería de la UNAM 8730, 1988
- Esteva L. y Ruiz S. E., "*Seismic Failure Rates of Multistory Frames*", J. Struct. Eng., Vol. 115, pp 268-284, 1989
- Esteva L., "*Determinación del Sistema Equivalente*", Manuscrito no publicado, 1991
- Esteva L., "*Respuesta Sísmica de Sistemas de Cortante con Osciladores Resonantes. Parte I. Funciones de Amplificación Dinámica*", Informe al D.D.F. Instituto de Ingeniería UNAM. Proyecto 3521, 1993
- Franhm H., "*Device for Damping Vibrations of Bodies*", U.S. Patent No. 989958, 1909
- Gupta Y. y Chandrasekaren, "*Absorber System for Earthquake Excitation*", Proc. 4<sup>th</sup> World Conf. on Earthquake Engineering, Vol 11, pp 139-148, 1969
- Hirsch G., "*Passive Control of Steel Chimney Vibrations Originated by Wind and Earthquake*", 4<sup>th</sup> Int. Symp. on Industrial Chimneys, Nueva Zelandia, 1981
- Jagadish K., Prasad B. y Rao P., "*The Inelastic Vibration Absorber Subjected to Earthquake Ground Motions*", Earthquake Eng. Struct. Dyn., Vol 7, 317-326, 1979

- Jara J., "*Estados del Arte Sobre Dispositivos para Reducir Daños Provocados por Temblores*", Revista de Ingeniería Sísmica, No. 47: 35-79, 1994
- Kannan A. y Powell G., "*General Purpose Computer Program for Inelastic Dynamic Response of Plane Structures*", Report No. UCB/EERC 73-6, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley CA., 1973
- Kaynia A., Veneziano D. y Biggs J., "*Seismic Effectiveness of Tuned Mass Dampers*", J. Struct. Div. ASCE, 107, pp 1465-1484, 1981
- Kitamura H., Fujita T. Teramoto T. y Kihara H., "*Design and Analysis of a Tower Structure With a Tuned Mass Damper*", Proc. 9<sup>th</sup> World Conf. on Earthquake Engineering, Japón, Vol VIII, 1988
- Kwok K. y Samali B., "*Performance of Tuned Mass Dampers Under Wind Loads*", Engineering Structures, Vol 17 No. 9, 655-667, 1995
- Mander J. "*Seismic Design of Bridge Piers*", Report 84-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelandia, 1984
- Meli R. y Villanueva J., "*Análisis Estadístico de la Resistencia en Compresión de Concretos Fabricados en el D.F.*", Informe del Instituto de Ingeniería UNAM, Proyecto 4723, 1984
- Meli R., Miranda E. y Reyes C., "*Estudio del Estado Límite de Servicio en el Diseño Sísmico de Edificios*", Informe del Instituto de Ingeniería UNAM, elaborado para el D.D.F., Proyecto 6538, 1996
- Miyama T., "*Seismic Response of Multistory Frames Equipped With Energy Absorbing Storey on its Top*", Proc. 10<sup>th</sup> World Conf. on Earthquake Engineering, Madrid España, Vol 7, pp 4201-4206, 1992
- Miranda E. "*Apuntes del curso: Comportamiento y Diseño Sísmico de Estructuras de Concreto Reforzado*", Curso impartido en la DEPI UNAM, no publicados, 1998
- Prakash V. Powell G.H. y Campbell S., "*DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide*", Department of Civil Engineering, Universidad de California Berkeley, 1993
- Park, R. y Paulay, T. "*Estructuras de Concreto Reforzado*", Ed. Limusa, México, D.F., 1990
- Paulay T. y Priestley M. J. N., "*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building*", Ed. Wiley and Sons, 1992

- Qi X. y Moehle J., "*Displacement Desing Approach for Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquakes*", Report No. UBC/EERC-91/02, Universidad de California en Berkeley, 1991
- Rana R. y Soong T., "*Parametric Study and Simplified Design of Tuned Mass Dampers*", Engineering Structures, Vol 20, No. 3, 193-204, 1998
- Riobóo M. J., "*Mejoras en la Práctica Profesional del Diseño de Estructuras y Elementos de Concreto en Zonas Sísmicas*". La Ingeniería Civil a 10 años de los sismos de 1985, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica; 123-137, 1995
- Rodríguez, M. y Botero, J.C., "*Aspectos del Comportamiento Sísmico de Estructuras de Concreto Reforzado Considerando las Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Producidos en México*", Series del Instituto de Ingeniería, No. 575, 1996
- Ruiz E. "*Seguridad Sísmica de Marcos con Piso Baja Débil Diseñados con el RDCF-76 y el RCDF-93*", Tesis presentada en al DEPFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), 1998
- Ruiz S. E., Suárez R., Aguilar C. y Esteva L., "*Análisis de Edificios con Osciladores de Masa Resonante Parte IP*", Informe elaborado para el D.D.F., Proyecto No. 4533, 1994
- Sadek F., Mohraz B. Taylor A. y Chury R., "*A Method of Estimating the Parametres of Tuned Mass Dampers for Seismic Applications*", Earthquake Eng. Struct. Dyn., Vol. 26, 617-635, 1997
- Saiidi M. y Sozen M., "*Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Structures*". Structural Research series No. 405, Department of Civil Engineering, Universidad de Illinois en Urbana Champaign, 1979
- Scott D., Park R. y Priestley J., "*Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates*", ACI-Journal, Enero - Febrero 1982
- Shimazu T. y Araki H., "*Survey of Actual Effectiveness of Mass Damper Systems Installed in Buildings*", Proc. 11<sup>th</sup> World Conf. on Earthquake Engineering México, Artículo No. 809, 1996
- Sladeck J. y Klingner R., "*Effect of Tuned-Mass Dampers on Seismic Response*", J. Struct. Div. ASCE, 109, pp 2004-2009, 1983

- ThomasW. Sherlock, "*Mathematica Ver. 2.0 for Windows*", Wolfram Research Inc, 1991
- Villaverde R., "*Reduction in Seismic Response With Heavily-Damped Vibration Absorbers*", Earthquake Eng. Struct. Dyn., Vol 13, 33-42, 1985
- Villaverde R. y Koyama L., "*Damped Resonant Appendages to Increase Inherent Damping in Buildings*", Earthquake Eng. Struct. Dyn., Vol 22, 491-507, 1993
- Wirsching P. y Yao J., "*Safety Desing Concepts for Seismic Structures*", Comput. Struct. 3, pp 809-826, 1973
- Wirsching P. y Cambell G., "*Minimal Structural Response Under Random Excitation Using Vibration Absorber*", Earthquake Eng. Struct. Dyn., Vol 22, 491-507, 1993

---

## APÉNDICE A

---

```
/*          PROGRAMA PARA EL CÁLCULO DEL DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA          */
#include <stdio.h>
#include <math.h>
#include <stdlib.h>
#include <conio.h>
#include <time.h>
void main()
{
FILE *fp, *dat;
char arch2[15], arch1[15];
int i=-1, j, fin=1, ite=0, sig=10, fluye=0, NL, jjj, STPO=0, Be;
double h, b, r, d, fpc, fys, ps, CURV[500], DCURV=0.00001, c[100], Ec[100];
double fcc[100], fcnc[100], C, s, k, k1, k2, k3, k4, Z, Ecu, LD, EC, As[20], fy;
double Acc[100], Acnc[100], Fzacc[100], Fzacnc[100], disev, Pa[20], cs[20];
double Es[20], EY, fs[20], Fzas[20], Fzafibra[100], Esh, incre1, incre2;
double TENSION, COMPRESION, TOLE, suma, ES, inf=0, sup, EPC;
double MTOCONCRETO[100], MTOACERO[20], SUMACON, SUMAACE, bzopalacero[20];
double bzopalcon[100], MTOSECCION[500], PAXIAL, Ess, a, Esm, Mfy, Cfy;
double scon, mcon, nucleo, LDN, LDR, Estemp, sumomace, ERRMAX, hf, fsm, ppp, ancho;

printf("\n ARCHIVO DE DATOS  :");
scanf("%s", &arch1);
if(( dat = fopen(arch1, "r"))== NULL){
    puts("No se puede Abrir el archivo \n ");
    exit(1);
}

printf("\n ARCHIVO RESULTADOS  :");
scanf("%s", &arch2);
if(( fp = fopen(arch2, "w"))== NULL){
    puts("No puedo Abrir el archivo \n ");
    exit(1);
}

/*          LECTURA DE DATOS          */
fscanf(dat, " %lf %lf %lf", &h, &b, &r); fscanf(dat, " %lf %lf", &ps, &s);
fscanf(dat, "%d", &NL);
for(jjj=1; jjj<=NL; jjj++) fscanf(dat, "%lf%lf", &As[jjj], &Pa[jjj]);
fscanf(dat, " %d %lf", &Be, &hf); fscanf(dat, " %lf %lf", &PAXIAL, &ES);
```

```

fscanf(dat," %lf %lf %lf ",&fpc,&fy,&fys);
fscanf(dat," %lf %lf %lf %lf ",&Esh,&Esm,&ppp,&fsm); fclose(dat);
printf("\n %lf %lf %lf %lf ",Esh,Esm,ppp,fsm);

/*          CÁLCULO DE CONSTANTES          */
k=1.0+(ps*fys/fpc); k1=3+(0.0284*fpc); k2=(14.22*fpc)-1000.0; k3=sqrt((b-(2*r))/s);
k4=0.002*k;
Z=0.5/((k1/k2)+(3*ps*k3/4)-k4); Ecu=0.004+(0.9*ps*fys/3059.0); ERRMAX=0.01*PAXIAL;
if( PAXIAL == 0) ERRMAX=100.0; sup=h; gotoxy(10,10);printf(" CALCULO DEL PUNTO ");

/*          INICIO DEL CICLO PRINCIPAL          */
clrscr();
while(fin != 0){ gotoxy(45,10);printf(" %d",i);
i=i+1; ite=0; sig=10;
/*          curvatura y deformación en el extremo          */
CURV[i]=i*DCURV; inf=0; sup=h;
do { /*          inicia ciclo para encontrar c          */
if( inf > h-r && sup >=h){ inf=0.0; sup=0.35*h; }
if( inf >= (sup-0.001)) { inf=0.0; sup=0.35*h; }
C=(inf+sup)/2.0; EC=CURV[i]*C; EY=fy/ES; EPC=CURV[i]*(C-r);

/*          CÁLCULO DE LAS FUERZAS EN EL CONCRETO          */
if( C < r ){
scon=0.0; mcon=0.0; nucleo=C-r; LDN=(h-(2*r))/30.0; LDR=r/2; if( Be!= 0) b=Be;
for(j=1;j<=2;j++){
c[j]=C-(LDR/2)-(j-1)*LDR; Ec[j]=EC*c[j]/C;
if(Ec[j] < 0.002) fcnc[j]=fpc*{(1000.0*Ec[j])-pow((Ec[j]/0.002),2.0)};
if(Ec[j]>= 0.002 && Ec[j]<=0.003) fcnc[j]=fpc*(1-(500*(Ec[j]-0.002)));
if(Ec[j] > 0.003 ) fcnc[j]=0.0;
Fzacnc[j]=fcnc[j]*b*LDR; scont+=Fzacnc[j]; mcon+=Fzacnc[j]*(c[j]-C+h/2);
}
}/*          termina c<r          */

if( C > r && C <= h-r ){
scon=0.0; mcon=0.0; nucleo=C-r; LDN=nucleo/30; LDR=r/2;
for(j=1;j<=2;j++){
if(Be!=0) b=Be;
c[j]=C-(LDR/2)-(j-1)*LDR; Ec[j]=EC*c[j]/C;
if(Ec[j] < 0.002) fcnc[j]=fpc*{(1000.0*Ec[j])-pow((Ec[j]/0.002),2.0)};
if(Ec[j]>= 0.002 && Ec[j]<=0.003) fcnc[j]=fpc*(1-(500*(Ec[j]-0.002)));
if(EC > 0.003 ) fcnc[j]=0.0;
Fzacnc[j]=fcnc[j]*b*LDR; scont+=Fzacnc[j]; mcon+=Fzacnc[j]*(c[j]-C+h/2);
}

for(j=1;j<=30;j++){
c[j]=nucleo-(LDN/2)-(j-1)*LDN; Ec[j]=EC*c[j]/C;
if(Ec[j] < 0.002) fcnc[j]=fpc*{(1000.0*Ec[j])-pow((Ec[j]/0.002),2.0)};
if(Ec[j]>= 0.002 && Ec[j]<=0.003) fcnc[j]=fpc*(1-(500*(Ec[j]-0.002)));
if(Ec[j] > 0.003) fcnc[j]=0.0;
if(Ec[j] <= k4) fcc[j]=fpc*k*{(2*Ec[j]/k4)-pow((Ec[j]/k4),2.0)};
if(Ec[j] > k4) fcc[j]=fpc*k*(1-(Z*(Ec[j]-k4)));
if(Be != 0 ){
if(C < hf ) ancho= Be - b + ( 2*r);
else if( C > hf){
if(c[j] < C-hf) ancho=2*r;
else ancho = Be - b + (2*r);
}
}
if(Be == 0) ancho=2*r;
Fzacnc[j]=fcnc[j]*ancho*LDN; Fzacc[j]=fcc[j]*LDN*(b-(2*r));
scont+=Fzacnc[j]+Fzacc[j]; mcon+=(Fzacnc[j]+Fzacc[j])*(c[j]-C+h/2);
}
} /*          termina          */

if( C > h-r ){
scon=0.0; mcon=0.0; nucleo=C-r; LDN=(h-(2*r))/30.0; LDR=r/2;

```

```

for(j=1;j<=2;j++){
if(Be!=0) b=Be;
    c[j]=C-(LDR/2)-(j-1)*LDR;      Ec[j]=EC*c[j]/C;
    if(Ec[j] < 0.002) fcnc[j]=fpc*((1000.0*Ec[j])-pow((Ec[j]/0.002),2.0));
    if(Ec[j]>= 0.002 && Ec[j]<=0.003) fcnc[j]=fpc*(1-(500*(Ec[j]-0.002)));
    if(EC > 0.003 ) fcnc[j]=0.0;
        Fzacnc[j]=fcnc[j]*b*LDR;  scon+=Fzacnc[j];
        mcon+=Fzacnc[j]*(c[j]-C+h/2);
    }
    for(j=1;j<=30;j++){
    c[j]=nucleo-(LDN/2)-(j-1)*LDN;
    Ec[j]=EC*c[j]/C;

    if(Ec[j] < 0.002) fcnc[j]=fpc*((1000.0*Ec[j])-pow((Ec[j]/0.002),2.0));
    if(Ec[j]>= 0.002 && Ec[j]<=0.003) fcnc[j]=fpc*(1-(500*(Ec[j]-0.002)));
    if(Ec[j] > 0.003 ) fcnc[j]=0.0;
    if(Ec[j] <= k4) fcc[j]=fpc*k*((2*Ec[j]/k4)-pow((Ec[j]/k4),2.0));
    if(Ec[j] > k4) fcc[j]=fpc*k*(1-(Z*(Ec[j]-k4)));
        Fzacnc[j]=fcnc[j]*2*r*LDN;  Fzacc[j]=fcc[j]*LDN*(b-(2*r));
        scon+=Fzacnc[j]+Fzacc[j];  mcon+=(Fzacnc[j]+Fzacc[j])*(c[j]-C+h/2);
    }
for(j=1;j<=2;j++){
    c[j]=(C-h+r)-(LDR/2)-(j-1)*LDR;  Ec[j]=EC*c[j]/C;
    if(Ec[j] < 0.002) fcnc[j]=fpc*((1000.0*Ec[j])-pow((Ec[j]/0.002),2.0));
    if(Ec[j]>= 0.002 && Ec[j]<=0.003) fcnc[j]=fpc*(1-(500*(Ec[j]-0.002)));
    if(EC > 0.003 ) fcnc[j]=0.0;
        Fzacnc[j]=fcnc[j]*b*LDR;  scon+=Fzacnc[j];  mcon+=Fzacnc[j]*(c[j]-C+h/2);
    }
}
COMPRESION=scon;  SUMACON=mcon;

/* CÁLCULO DE LAS DEFORMACIONES DEL ACERO EN CADA LECHO */
TENSION=0.0;
for(j=1;j<=NL;j++){
    Es[j]=(C-Pa[j])*EC/C;  Estemp=Es[j];
    if(Estemp < 0) Estemp*=-1;
    if(Estemp <= EY) fs[j]=ES*Es[j];
    else if(Estemp > EY && Estemp <= Esh){ fs[j]=fy;  fluye=1; }

    else if (Estemp > Esh && Estemp <= Esm){
        a=pow(((Esm-Estemp)/(Esm-Esh)),ppp);  fs[j]=fsm+((fy-fsm)*a);
    }
    if(Estemp > Esm){ fs[j]=0.0; printf("FALLO EL ACERO A TENSION");  goto FUERA; }
    if(Es[j] < 0) fs[j]*=-1;
    if(C < Pa[j]){ if(fs[j] >= 0) fs[j]*=-1; }
    Fzas[j]=As[j]*fs[j];  TENSION+=Fzas[j];
}

/* TOLERANCIA */
TOLE=COMPRESION+TENSION-PAXIAL;
ite++;
/* aumenta o disminuye la prof. del eje neutro C si la tolerancia no se cumple */
if(fabs(TOLE)>0){ if(TOLE > 0) sup=C;  else if(TOLE<0) inf=C; }

if(ite >150) { sig=1; printf(" \n entre ite > 150 ");  break; }

    }while(fabs(TOLE)>ERRMAX); /* SE ENCONTRO C */

if( sig != 1){
if( EPC >= Ecu) { fin=0;  printf(" \n TERMINA POR QUE ECP= %lf Y Ecu=%lf
",EPC,Ecu);
        break; }
}

/* CÁLCULO DEL BRAZO DE PALANCA Y MOMENTO DEL ACERO LONG. */
sumomace=0.00;
for(j=1;j<=NL;j++){
    bzopalacero[j]=(h/2.0)-Pa[j];
}

```

```
MTOACERO[j]=Fzas[j]*bzopalacero[j]; sumomace+=MTOACERO[j];
    }
SUMAACE=sumomace; MTOSECCION[i]=SUMACON+SUMAACE;
if( fluye==1 && STPO==0) { Mfy=MTOSECCION[i];
    Cfy=CURV[i]; printf("      %2.5lf      %8.2lf ",Cfy*100,Mfy/100000);
    STPO=10; }
else fluye=0;

fprintf(fp,"      %2.5lf      %8.2lf      \n",CURV[i]*100,MTOSECCION[i]/100000);
}
} /* FIN CICLO PRINCIPAL*/

FUERA: ;
fprintf(fp,"** %2.5lf      %8.2lf ",Cfy*100,Mfy/100000); fclose(fp);
} /*      FIN DEL PROGRAMA      */
```

```

/*          PROGRAMA PARA EL CÁLCULO DE LOS DIGRAMAS DE INTERACCIÓN P-M          */
# include <stdio.h>
# include <math.h>
# include <stdlib.h>
# include <conio.h>
# include <ctype.h>
void main()
(

FILE *fp,*dat;
int NL,j,i=0,ND=30,boto=2,NP,opcion=0,ktem;
double b,h,fpc,fy,fys,As[20],Pa[20],ps,s,PAXIAL[500],k,k1,k2,k3,k4;
double r,Z,Ecu,C,EC,EY,ES,EPC,c[500],para=20,Esm;
double LD,Ec[500],fcnc[500],fcc[500],Es[20],Acc[500],Acnc[500],Fzacc[500];
double Fzacnc[500],Fzafibra[500],fs[20],a,Esh,Fzas[20],TENSION;
double COMPRESION,suma,MTOACERO[20],MTOCONCRETO[500],SUMACON,SUMAACE;
double MTOSECCION[500],bzopalacero[50],bzopalcon[500],TOLE,TOTACERO=0.0,Ast;
double FZACON,SUMACERO,Estemp,sumomcon,sumomace,EN[500],DC,COMPURA,Ag,Anc,fm;
double scon,smom,nucleo,LDN,LDR,mcon,div,Esext,ppp,fms;
char arch2[15],arch1[15];

printf(" ARCHIVO DE DATOS :");
scanf("%s",&arch1);
if(( dat = fopen(arch1,"r")) == NULL){
    puts("No puedo abrir el archivo");
}

printf("\n ARCHIVO RESULTADOS :");
scanf("%s",&arch2);
if(( fp = fopen(arch2,"w")) == NULL){
    puts("NO puedo abrir el archivo \n"); exit(1); }

fscanf(dat," %lf %lf %lf ",&h,&b,&r);
fscanf(dat," %lf %lf %lf %lf ",&fpc,&fy,&fys,&ES);
fscanf(dat," %lf %lf ",&ps,&s);
fscanf(dat," %lf %lf %lf %lf ",&Esh,&Esm,&fms,&ppp); fscanf(dat,"%d",&NL);

for(j=1;j<=NL;j++){
fscanf(dat,"%lf",&As[j]); fscanf(dat,"%lf",&Pa[j]); TOTACERO+=As[j];
}

clrscr();
printf("\n VALOR DESEADO DE LA DEFORMACIÓN : ");
printf("\n ( 1 ) EN LA FIBRA EXTREMA A COMPRESION (0.003 a 0.005) : ");
printf("\n ( 2 ) EN EL BORDE DEL NUCLEO CONFINADO ( Ecu ) ..... : ");
printf("\n DE LA OCION DESEADA {1} o {2} .... : ");
scanf("%d",&opcion);
if( opcion == 1 ) {
printf("\n VALOR DE Ec ? (ejem. 0.003 o 0.005 ) : ");
scanf("%lf",&EC);
}
if( opcion >= 2 ) {
Ecu=0.004+(0.9*ps*fys/3059.0);
printf("\n VALOR DE Ecu CALCULADO Ecu : %lf ",Ecu);
}

/* CÁLCULO DE CONSTANTES */
EY=fy/ES; k=1.0+(ps*fys/fpc); k1=3.0+(0.0284*fpc); k2=(14.22*fpc)-1000.0;
k3=sqrt((b-(2*r))/s); k4= 0.002*k; Z=0.5/((k1/k2)+(3*ps*k3/4)-k4);
Ecu=0.004+(0.9*ps*fys/3059.0);
clrscr(); gotoxy(15,12);printf(" CÁLCULO DEL PUNTO ");

/* INICIO DEL CICLO PRINCIPAL */
NP=0; C=r+0.1;
if(opcion >=2){ EC=Ecu*C/(C-r);
do {
Esext=(h-C-r)*EC/C; C+=0.1; EC=Ecu*C/(C-r);

```

```

        )while(Esext >= 0.10);
    }

DC=0; Anc=(h-(2*r))*(b-(2*r)); Ag=b*h;

if(EC > 0.003) boto =0;
if(boto ==0 ){
    do {
        Esext=(h-C-r)*EC/C;
        C+=0.1;
    }while(Esext >= 0.10);
}
fm=fpc*(1-(500*(EC*k)-0.002));
COMPURA = fpc*k*(Anc-TOTACERO) + (Ag-Anc)*fm + (TOTACERO*fy);

/* CÁLCULO DE PAXIAL Y MSECION */

for(ktem=1;ktem<=450;ktem++){ gotoxy(45,12); printf(" %d ",i);
i++; NP++; C=C+DC; DC=i/150.0; EN[i]=C;

/* CÁLCULO DE LAS FUERZAS EN EL CONCRETO */
if( C > r && C <= h-r ){
scon=0.0; mcon=0.0; nucleo=C-r; LDN=nucleo/30; LDR=r/2;

for(j=1;j<=2;j++){
    c[j]=C-(LDR/2)-(j-1)*LDR; Ec[j]=EC*c[j]/C;
    if(Ec[j] < 0.002) fcnc[j]=fpc*((1000.0*Ec[j])-pow((Ec[j]/0.002),2.0));
    if(Ec[j]>= 0.002 && Ec[j]<=0.003) fcnc[j]=fpc*(1-(500*(Ec[j]-0.002)));
    if(Ec[j] > 0.003 || boto ==0 ) fcnc[j]=0.0;
    Fzacnc[j]=fcnc[j]*b*LDR; scon+=Fzacnc[j]; mcon+=Fzacnc[j]*(c[j]-C+h/2);
}

for(j=1;j<=30;j++){
    c[j]=nucleo-(LDN/2)-(j-1)*LDN; Ec[j]=EC*c[j]/C;
    if(Ec[j] < 0.002) fcnc[j]=fpc*((1000.0*Ec[j])-pow((Ec[j]/0.002),2.0));
    if(Ec[j]>= 0.002 && Ec[j]<=0.003) fcnc[j]=fpc*(1-(500*(Ec[j]-0.002)));
    if(Ec[j] > 0.003 || boto == 0) fcnc[j]=0.0;
    if(Ec[j] <= k4) fcc[j]=fpc*k*((2*Ec[j]/k4)-pow((Ec[j]/k4),2.0));
    if(Ec[j] > k4) fcc[j]=fpc*k*(1-(Z*(Ec[j]-k4)));
    Fzacnc[j]=fcnc[j]*2*r*LDN; Fzacc[j]=fcc[j]*LDN*(b-(2*r));
    scon+=Fzacnc[j]+Fzacc[j]; mcon+=(Fzacnc[j]+Fzacc[j])*(c[j]-C+h/2);
}

}

if( C > h-r ){
scon=0.0; mcon=0.0; nucleo=C-r; LDN=(h-(2*r))/30.0; LDR=r/2;
for(j=1;j<=2;j++){
    c[j]=C-(LDR/2)-(j-1)*LDR; Ec[j]=EC*c[j]/C;
    if(Ec[j] < 0.002) fcnc[j]=fpc*((1000.0*Ec[j])-pow((Ec[j]/0.002),2.0));
    if(Ec[j]>= 0.002 && Ec[j]<=0.003) fcnc[j]=fpc*(1-(500*(Ec[j]-0.002)));
    if(Ec[j] > 0.003 || boto == 0 ) fcnc[j]=0.0;
    Fzacnc[j]=fcnc[j]*b*LDR; scon+=Fzacnc[j]; mcon+=Fzacnc[j]*(c[j]-C+h/2);
}

for(j=1;j<=30;j++){
    c[j]=nucleo-(LDN/2)-(j-1)*LDN; Ec[j]=EC*c[j]/C;
    if(Ec[j] < 0.002) fcnc[j]=fpc*((1000.0*Ec[j])-pow((Ec[j]/0.002),2.0));
    if(Ec[j]>= 0.002 && Ec[j]<=0.003) fcnc[j]=fpc*(1-(500*(Ec[j]-0.002)));
    if(Ec[j] > 0.003 || boto == 0) fcnc[j]=0.0;
    if(Ec[j] <= k4) fcc[j]=fpc*k*((2*Ec[j]/k4)-pow((Ec[j]/k4),2.0));
    if(Ec[j] > k4) fcc[j]=fpc*k*(1-(Z*(Ec[j]-k4)));
    Fzacnc[j]=fcnc[j]*2*r*LDN; Fzacc[j]=fcc[j]*LDN*(b-(2*r));
    scon+=Fzacnc[j]+Fzacc[j]; mcon+=(Fzacnc[j]+Fzacc[j])*(c[j]-C+h/2);
}

}

for(j=1;j<=2;j++){
    c[j]=(C-h+r)-(LDR/2)-(j-1)*LDR; Ec[j]=EC*c[j]/C;

```

```

if(Ec[j] < 0.002) fcnc[j]=fpc*((1000.0*Ec[j])-pow((Ec[j]/0.002),2.0));
if(Ec[j]>= 0.002 && Ec[j]<=0.003) fcnc[j]=fpc*(1-(500*(Ec[j]-0.002)));
if(Ec[j] > 0.003 || boto ==0) fcnc[j]=0.0;
    Fzacnc[j]=fcnc[j]*b*LDR;    scon+=Fzacnc[j];    mcon+=Fzacnc[j]*(c[j]-C+h/2);
    }
SUMACON=scon;    sumomcon=mcon;

/* CÁLCULO DE LAS DEFORMACIONES DEL ACERO EN CADA LECHO */
SUMACERO=0.0;
for(j=1;j<=NL;j++){
    Es[j]=(C-Pa[j])*EC/C;    Estemp=Es[j];
    if(Estemp < 0) Estemp*=-1;
if(Estemp <= EY) fs[j]=ES*Es[j];
else if(Estemp > EY && Estemp <= Esh) fs[j]=fy+0.0;
else if (Estemp > Esh && Estemp <= Esm){
    a=pow(((Esm-Estemp)/(Esm-Esh)),ppp);
    fs[j]=fms+((fy-fms)*sqrt(a));
    }
if(Estemp > Esm) fs[j]=0.0;
if(Es[j] < 0) fs[j]*=-1;
if(C < Pa[j]){ if(fs[j] >= 0) fs[j]*=-1; }
    Fzas[j]=As[j]*fs[j];    SUMACERO+=Fzas[j];
    }
    PAXIAL[i] = SUMACON+SUMACERO;

/* CÁLCULO DEL BRAZO DE PALANCA Y MOMENTO DE ACERO LONG */
sumomace=0.0;
for(j=1;j<=NL;j++){
    bzopalacero[j]=(h/2.0)-Pa[j];    MTOACERO[j]=Fzas[j]*bzopalacero[j];
    sumomace+=MTOACERO[j];
    }
MTOSECCION[i]=sumomcon+sumomace;
} /* fin while */

PAXIAL[0]=TOTACERO*(-fms);    MTOSECCION[0]=0.00;    PAXIAL[i]=COMPURA;
if(PAXIAL[i] < PAXIAL[i-1]) PAXIAL[i] = PAXIAL[i-1];
MTOSECCION[i]=0.00;
EN[i]=0.0;
printf("\n\n\n\n\n\n");
fprintf(fp," DEFORMACION EN LA FIBRA EXTREMA : %.5lf \n\n",EC);
fprintf(fp,"    MTOSECCION          PAXIAL          C          \n");

for(i=0;i<=NP;i++)
fprintf(fp,"          %.2lf          %.2lf          %.3lf          \n
",MTOSECCION[i]/100000,PAXIAL[i]/1000,EN[i]);
printf("\n\n    LOS RESULTADOS ESTAN EN EL ARCHIVO :    ");
fclose(fp);

} /*          FIN DEL PROGRAMA          */

```

# APÉNDICE B

/\* ARCHIVO DE DATOS PARA EL PROGRAMA DRAIN-2DX, ESTRUCTURA CON OR \*/

```
! *****
!                                     DRAIN-2DX                                     *
! ARCHIVO: CON OR.*                   UNIDADES : TON -- M.                       *
! DESCRIPCION : MARCO PLANO DE 22 NIVELES 4 CRUJIAS CON OSCILADOR                *
! FECHA : 16 DE FEBRERO 1998                                                    *
! RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA (Q=2) CON OR Ci(OR) = 20% m(OR) = 3%             *
! *****
```

\*STARTXX

```
SCT20%      0      0 1 1 1  F      RESP. CON OR Ci(OR)=20% m(OR) = 3%
```

\*NODECOORDS

|   |     |      |      |    |           |
|---|-----|------|------|----|-----------|
| C | 1   | 0.0  | 0.0  |    |           |
| C | 2   | 7.0  | 0.0  |    |           |
| C | 3   | 14.0 | 0.0  |    |           |
| C | 4   | 21.0 | 0.0  |    |           |
| C | 5   | 28.0 | 0.0  |    |           |
| C | 6   | 0.0  | 4.0  |    |           |
| C | 7   | 7.0  | 4.0  |    |           |
| C | 8   | 14.0 | 4.0  |    |           |
| C | 9   | 21.0 | 4.0  |    |           |
| C | 10  | 28.0 | 4.0  |    |           |
| C | 111 | 0.0  | 69.1 |    |           |
| C | 112 | 7.0  | 69.1 |    |           |
| C | 113 | 14.0 | 69.1 |    |           |
| C | 114 | 21.0 | 69.1 |    |           |
| C | 115 | 28.0 | 69.1 |    |           |
| C | 116 | 0.0  | 70.1 | !  | OSCILADOR |
| C | 117 | 7.0  | 70.1 |    |           |
| C | 118 | 14.0 | 70.1 |    |           |
| C | 119 | 21.0 | 70.1 |    |           |
| C | 120 | 28.0 | 70.1 | !  | OSCILADOR |
| L | 6   | 111  | 5    | 20 | 3.10      |
| L | 7   | 112  | 5    | 20 | 3.10      |
| L | 8   | 113  | 5    | 20 | 3.10      |
| L | 9   | 114  | 5    | 20 | 3.10      |
| L | 10  | 115  | 5    | 20 | 3.10      |

\*RESTRAINTS

```
S 111      1      5      1
```

\*SLAVING

|       |    |    |    |   |
|-------|----|----|----|---|
| S 100 | 6  | 7  | 10 | 1 |
| S 100 | 11 | 12 | 15 | 1 |
| S 100 | 16 | 17 | 20 | 1 |

|       |     |     |     |   |             |
|-------|-----|-----|-----|---|-------------|
| S 100 | 21  | 22  | 25  | 1 |             |
| S 100 | 26  | 27  | 30  | 1 |             |
| S 100 | 31  | 32  | 35  | 1 |             |
| S 100 | 36  | 37  | 40  | 1 |             |
| S 100 | 41  | 42  | 45  | 1 |             |
| S 100 | 46  | 47  | 50  | 1 |             |
| S 100 | 51  | 52  | 55  | 1 |             |
| S 100 | 56  | 57  | 60  | 1 |             |
| S 100 | 61  | 62  | 65  | 1 |             |
| S 100 | 66  | 67  | 70  | 1 |             |
| S 100 | 71  | 72  | 75  | 1 |             |
| S 100 | 76  | 77  | 80  | 1 |             |
| S 100 | 81  | 82  | 85  | 1 |             |
| S 100 | 86  | 87  | 90  | 1 |             |
| S 100 | 91  | 92  | 95  | 1 |             |
| S 100 | 96  | 97  | 100 | 1 |             |
| S 100 | 101 | 102 | 105 | 1 |             |
| S 100 | 106 | 107 | 110 | 1 |             |
| S 100 | 111 | 112 | 115 | 1 |             |
| S 100 | 116 | 117 | 120 | 1 | ! OSCILADOR |

!

\*MASSES

|       |        |     |     |   |  |  |  |  |   |         |  |
|-------|--------|-----|-----|---|--|--|--|--|---|---------|--|
| S 100 | 4.8644 | 6   | 10  | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 4.4200 | 11  | 15  | 1 |  |  |  |  | 1 | 0.23195 |  |
| S 100 | 4.4200 | 16  | 20  | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 4.4200 | 21  | 25  | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 4.3364 | 26  | 30  | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 4.3445 | 31  | 35  | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 4.3445 | 36  | 40  | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 4.3445 | 41  | 45  | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 4.2365 | 46  | 50  | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 4.2365 | 51  | 55  | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 4.2365 | 56  | 60  | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 4.2365 | 61  | 65  | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 4.0917 | 66  | 70  | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 4.0917 | 71  | 75  | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 4.0917 | 76  | 80  | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 4.0917 | 81  | 85  | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 3.8695 | 86  | 90  | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 3.8736 | 91  | 95  | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 3.8736 | 96  | 100 | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 3.8736 | 101 | 105 | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 3.7982 | 106 | 110 | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 3.1927 | 111 | 115 | 1 |  |  |  |  |   |         |  |
| S 100 | 2.7386 | 116 | 120 | 1 |  |  |  |  | 1 | 1.2598  |  |

! ULTIMA LINEA -> OSCILADOR

!

\*ELEMENTGROUP

|   |         |        |         |                              |   |   |   |         |     |   |  |
|---|---------|--------|---------|------------------------------|---|---|---|---------|-----|---|--|
| 2 | 1       | 1      | 0.00837 | TRABES DE LA ESTRUCTURA (SP) |   |   |   |         |     |   |  |
| 3 | 6       | 5      |         |                              |   |   |   |         |     |   |  |
| 1 | 1264910 | .0300  | 0.5225  | 0.039296                     | 4 | 4 | 2 | 0.43542 | 0.2 | 1 |  |
| 2 | 1264910 | .0300  | 0.4950  | 0.033413                     | 4 | 4 | 2 | 0.41252 | 0.2 | 1 |  |
| 3 | 1264910 | .0300  | 0.3825  | 0.023029                     | 4 | 4 | 2 | 0.31875 | 0.2 | 1 |  |
| 1 | 0.60    | -0.60  | 0       | 0                            |   |   |   |         |     |   |  |
| 2 | 0.575   | -0.575 | 0       | 0                            |   |   |   |         |     |   |  |
| 3 | 0.525   | -0.525 | 0       | 0                            |   |   |   |         |     |   |  |
| 4 | 0.45    | -0.45  | 0       | 0                            |   |   |   |         |     |   |  |
| 5 | 0.40    | -0.40  | 0       | 0                            |   |   |   |         |     |   |  |
| 6 | 0.35    | -0.35  | 0       | 0                            |   |   |   |         |     |   |  |
| 1 | 1       | 311.38 | -376.06 |                              |   |   |   |         |     |   |  |
| 2 | 1       | 260.39 | -329.11 |                              |   |   |   |         |     |   |  |
| 3 | 1       | 254.95 | -323.91 |                              |   |   |   |         |     |   |  |
| 4 | 1       | 228.98 | -304.47 |                              |   |   |   |         |     |   |  |
| 5 | 1       | 154.28 | -184.69 |                              |   |   |   |         |     |   |  |
| 1 | 6       | 7      | 1       | 1                            | 1 | 1 | 1 | 1       |     |   |  |
| 5 | 11      | 12     | 1       | 1                            | 1 | 1 | 1 | 1       |     |   |  |
| 9 | 16      | 17     | 1       | 1                            | 1 | 1 | 1 | 1       |     |   |  |

|    |     |     |   |   |   |   |   |
|----|-----|-----|---|---|---|---|---|
| 13 | 21  | 22  | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 17 | 26  | 27  | 1 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| 21 | 31  | 32  | 1 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| 25 | 36  | 37  | 1 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| 29 | 41  | 42  | 1 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| 33 | 46  | 47  | 1 | 2 | 3 | 3 | 3 |
| 37 | 51  | 52  | 1 | 2 | 3 | 3 | 3 |
| 41 | 56  | 57  | 1 | 2 | 3 | 3 | 3 |
| 45 | 61  | 62  | 1 | 2 | 3 | 3 | 3 |
| 49 | 66  | 67  | 1 | 2 | 4 | 4 | 4 |
| 53 | 71  | 72  | 1 | 2 | 4 | 4 | 4 |
| 57 | 76  | 77  | 1 | 2 | 4 | 4 | 4 |
| 61 | 81  | 82  | 1 | 2 | 4 | 4 | 4 |
| 65 | 86  | 87  | 1 | 3 | 5 | 5 | 5 |
| 69 | 91  | 92  | 1 | 3 | 5 | 5 | 5 |
| 73 | 96  | 97  | 1 | 3 | 5 | 5 | 5 |
| 77 | 101 | 102 | 1 | 3 | 5 | 5 | 5 |
| 81 | 106 | 107 | 1 | 3 | 6 | 5 | 5 |
| 85 | 111 | 112 | 1 | 3 | 6 | 5 | 5 |
| 88 | 114 | 115 | 1 | 3 | 6 | 5 | 5 |

\*ELEMENTGROUP

|   |         |      |         |                                |   |   |   |        |     |   |
|---|---------|------|---------|--------------------------------|---|---|---|--------|-----|---|
| 2 | 1       | 1    | 0.00837 | COLUMNAS DE LA ESTRUCTURA (SP) |   |   |   |        |     |   |
| 6 | 4       | 7    |         |                                |   |   |   |        |     |   |
| 1 | 1264910 | .030 | 1.440   | 0.1728                         | 4 | 4 | 2 | 1.2    | 0.2 | 1 |
| 2 | 1264910 | .030 | 1.3225  | 0.1458                         | 4 | 4 | 2 | 1.0173 | 0.2 | 1 |
| 3 | 1264910 | .030 | 1.1025  | 0.1013                         | 4 | 4 | 2 | 0.9187 | 0.2 | 1 |
| 4 | 1264910 | .030 | 0.810   | 0.0547                         | 4 | 4 | 2 | 0.6750 | 0.2 | 1 |
| 5 | 1264910 | .030 | 0.640   | 0.0341                         | 4 | 4 | 2 | 0.5333 | 0.2 | 1 |
| 6 | 1264910 | .030 | 0.490   | 0.0200                         | 4 | 4 | 2 | 0.4083 | 0.2 | 1 |
| 1 | 0.00    | 0.00 | 0.0     | -0.475                         |   |   |   |        |     |   |
| 2 | 0.00    | 0.00 | 0.475   | -0.475                         |   |   |   |        |     |   |
| 3 | 0.00    | 0.00 | 0.450   | -0.450                         |   |   |   |        |     |   |
| 4 | 0.00    | 0.00 | 0.425   | -0.425                         |   |   |   |        |     |   |

| ! | # | Tpo | My(+)   | My(-)    | Pyc    | Pyt     | M/My+ | P/Pyc | BB        |
|---|---|-----|---------|----------|--------|---------|-------|-------|-----------|
|   | 1 | 3   | 1210.50 | -1210.50 | 6940.2 | -4164.3 | 1.26  | 0.26  | 1.26 0.26 |
|   | 2 | 3   | 1210.50 | -1210.50 | 6940.2 | -4164.3 | 1.26  | 0.26  | 1.26 0.26 |
|   | 3 | 3   | 824.30  | -824.30  | 5611.0 | -2732.7 | 1.35  | 0.30  | 1.35 0.30 |
|   | 4 | 3   | 560.20  | -560.20  | 4342.5 | -2002.8 | 1.40  | 0.32  | 1.40 0.32 |
|   | 5 | 3   | 354.10  | -354.10  | 3181.8 | -1480.5 | 1.39  | 0.32  | 1.39 0.32 |
|   | 6 | 3   | 242.30  | -242.30  | 2510.6 | -1148.8 | 1.41  | 0.31  | 1.41 0.31 |
|   | 7 | 3   | 184.50  | -184.50  | 2023.9 | -1063.4 | 1.32  | 0.29  | 1.32 0.29 |

| ! | #   | i   | j   | inc++ | Ki | ZR | Yi | Yj |
|---|-----|-----|-----|-------|----|----|----|----|
|   | 1   | 1   | 6   | 1     | 1  | 1  | 1  | 1  |
|   | 6   | 6   | 11  | 1     | 1  | 2  | 2  | 2  |
|   | 11  | 11  | 16  | 1     | 1  | 2  | 2  | 2  |
|   | 16  | 16  | 21  | 1     | 1  | 2  | 2  | 2  |
|   | 21  | 21  | 26  | 1     | 2  | 3  | 3  | 3  |
|   | 26  | 26  | 31  | 1     | 2  | 3  | 3  | 3  |
|   | 31  | 31  | 36  | 1     | 2  | 3  | 3  | 3  |
|   | 36  | 36  | 41  | 1     | 2  | 3  | 3  | 3  |
|   | 41  | 41  | 46  | 1     | 3  | 3  | 4  | 4  |
|   | 46  | 46  | 51  | 1     | 3  | 3  | 4  | 4  |
|   | 51  | 51  | 56  | 1     | 3  | 3  | 4  | 4  |
|   | 56  | 56  | 61  | 1     | 3  | 3  | 4  | 4  |
|   | 61  | 61  | 66  | 1     | 4  | 3  | 5  | 5  |
|   | 66  | 66  | 71  | 1     | 4  | 3  | 5  | 5  |
|   | 71  | 71  | 76  | 1     | 4  | 3  | 5  | 5  |
|   | 76  | 76  | 81  | 1     | 4  | 3  | 5  | 5  |
|   | 81  | 81  | 86  | 1     | 5  | 4  | 6  | 6  |
|   | 86  | 86  | 91  | 1     | 5  | 4  | 6  | 6  |
|   | 91  | 91  | 96  | 1     | 5  | 4  | 6  | 6  |
|   | 96  | 96  | 101 | 1     | 5  | 4  | 6  | 6  |
|   | 101 | 101 | 106 | 1     | 6  | 4  | 7  | 7  |
|   | 106 | 106 | 111 | 1     | 6  | 4  | 7  | 7  |
|   | 110 | 110 | 115 | 1     | 6  | 4  | 7  | 7  |

! ELEMENTOS DEL OSCILADOR.....OR LINEAL.....

\*ELEMENTGROUP

```

2 0 0 0.0 TRABES DEL OSCILADOR (OR)
1 0 1
1 9999999 0.03 99999 99999 4 4 2
1 1 999999 -999999
! # i j inc++ Ki ZR Yi Yj
1 116 117 1 1 1 1
4 119 120 1 1 1 1
!
*ELEMENTGROUP
2 0 0 0.0 COLUMNAS DEL OSCILADOR (OR)
1 0 1
1 1264910 0.03 4.6029e-31.78970e-6 4 4 2
1 1 999999 -999999
! # i j inc++ Ki ZR Yi Yj
1 111 116 1 1 1 1
5 115 120 1 1 1 1
!
-----
*RESULTS
NSD 101 5 120 5
GD 001
!
-----
*ELEMLOAD
CMVI C.MUERTA+C.VIVA INST. ENTREPISO
G 1 1
1 0 1.00 0.00 11.17 17.320 0.00 11.17 -17.320
1 84 1 1.00
*ELEMLOAD
C222 C.MUERTA+C.VIVA INST. AZOTEA
G 1 1
1 0 1.00 0.00 9.460 13.980 0.00 9.46 -13.980
85 88 1 1.00
*NODALOAD
PUNE CARGAS PUNTUALES MARCOS TRANS. ENT
S 0.0 -23.54 0.0 6 110 1
*NODALOAD
PUNA CARGAS PUNTUALES MARCOS TRANS. AZOT
S 0.0 -18.92 0.0 111 115 1
!
-----
*ACCNREC
SXX. SXX. * SXX.
1676 1 1 2 1.0 1.00 1
!
-----
*PARAMETERS
F 0.0001 0.0001
OD 0 0 0 0 0 0 67.00
OU 0 0.020
DC 1 0 1 -50
DT 0.02 0.02 0.020 0.001
DA 0.1 0.005 0.05 2 2.0
!
-----
*MODE
22 1 1 1 1 MODOS
!
-----
*GRAV
ANALISIS GRAVITACIONAL
E CMVI 1.0
E C222 1.0
N PUNE 1.0
N PUNA 1.0
!
-----
*ACCN
ANALISIS DINAMICO
67.00 9000 1 .02
1 SXX. 1.00 1
!
-----
*STOP

```

---

## AGRADECIMIENTOS

---

Agradezco a las siguientes personas e instituciones que hicieron posible la realización de este trabajo

- A la **Dra. Sonia E. Ruiz Gómez**, por la dirección de este trabajo, consejos, confianza y apoyo desde aquel "✓ Verano de la Investigación Científica", ¡ gracias !
- A mis sinodales : **Dr. Luis Esteva Maraboto, Dr. Eduardo Reinoso Angulo, Dr. Jaime García Pérez y M.I. Enrique Martínez Otero**, por sus valiosas opiniones y sugerencias a este trabajo
- Al **programa de intercambio académico UNAM-UABC**, por la beca que hizo posible mis estudios de maestría
- A la **Universidad Autónoma de Baja California (UABC)** por su apoyo, y por darme la oportunidad y privilegio de ser su egresado
- A los **ex-directores de la Escuela de Ingeniería Ensenada de la UABC** por el apoyo ante rectoría e intercambio académico

- **Al M. en I. Joel M. Ojeda Ruiz** por su amistad, consejos, revisión crítica del presente trabajo. Y cuyo ejemplo me sirvió para iniciar y terminar esto, ¡ gracias ! Joel
  
- **A la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM** y a sus profesores por la nueva formación adquirida
  
- **Al Instituto de Ingeniería de la UNAM y su personal**, en especial a la Coordinación de Mecánica Aplicada, la cual me brindó un sitio y un ambiente agradable de trabajo
  
- **A la Academia de la Investigación Científica A.C.** cuyo apoyo por medio del programa "✓ Verano con un Científico" sirvió para conocer una área diferente del desarrollo de un Ingeniero Civil
  
- **A la familia Soto Vilorio** por permitirme entrar en su bonita familia durante los años de estudio
  
- **A los M. en I. Eduardo Ruiz, Jorge Alamilla y Francisco Silva** al primero por permitirme el uso de su programa, al segundo por los registros sísmicos y al tercero por las múltiples asesorías

El presente trabajo fue financiado por **CONACYT** a través del proyecto 3683P-A9607 y por  
**DGAPA-UNAM** a través del proyecto IN107695