



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**PROCESO AUTOMATIZADO PARA DETERMINAR EL
ESTADO ESTRUCTURAL EN EDIFICIOS INSTRUMENTADOS**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS
P R E S E N T A :

Baruo Daniel Aldama Sánchez

TUTOR:
Dr. David Muria Vila

enero 2009





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente:	Ing. Santiago Loera Pizarro
Secretario:	Dr. Roberto Gómez Martínez
Vocal:	Dr. David Murià Vila
1 ^{er} . Suplente:	Dr. José Alberto Escobar Sánchez
2 ^{do} . Suplente:	M.I. Gerardo Rodríguez Gutiérrez

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dr. David Murià Vila

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue llevado a cabo en la Coordinación de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería de la UNAM al cual reconozco el apoyo y las facilidades otorgadas. Así mismo, expreso mi agradecimiento al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico proporcionado durante mis estudios de maestría.

Agradezco al Doctor David Murià Vila por su guía y comentarios y por dedicar parte de su tiempo en el desarrollo de este trabajo, así como en la revisión del mismo.

Agradezco a mis sinodales Ing. Santiago Loera Pizarro, Dr. José Alberto Escobar Sánchez, Dr. Roberto Gómez Martínez y M.I. Gerardo Rodríguez Gutiérrez y a mis profesores de posgrado por sus enseñanzas, su guía y profesionalismo, son un ejemplo para mí. También agradezco al M.I. Marco Antonio Macías Castillo por el apoyo que me ha brindado desde mis estudios de licenciatura y durante el tiempo que duró la realización de este trabajo.

Agradezco a mis amigos y compañeros Carlos Cruz, José Camargo, Carlos Huerta, Roberto Carvajal, Javier Ferretiz, Lizbeth Mendoza, Luciano Fernández, Iván León, Mauricio Zenteno, Toni Taveras, Raúl Sánchez, Genaro Garrido, Cristina Roa, Carlos Castillo, Carlos Durán, Yasser Picazo y Fabián de la Serna, por su compañía, apoyo y valiosos comentarios que enriquecieron no solo este trabajo, sino mi formación académica y personal.

Agradezco a mi familia por su apoyo y comprensión incondicional y a Dios por la oportunidad de vivir hasta este día.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	5
RESUMEN	9
ABSTRACT	9
INTRODUCCIÓN	11
CAPITULO 1 METODOLOGÍA	13
1.1 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	13
1.2 INDICES DE INTENSIDAD Y DESEMPEÑO ESTRUCTURAL	14
1.2.1 Aceleración horizontal máxima del terreno y la base del edificio	14
1.2.2 Intensidad horizontal de Arias	14
1.2.3 Distorsión media máxima de entrepisos	15
1.2.4 Coeficiente sísmico	16
1.2.5 Variación de la frecuencia fundamental	16
1.3 CARACTERIZACIÓN DE LOS ESTADOS DE DAÑO	18
1.4 UMBRALES DE DAÑO	20
CAPÍTULO 2. PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR EL ESTADO FÍSICO	23
2.1 ANÁLISIS RÁPIDO	24
2.2 CRITERIOS DE DETERMINACIÓN AUTOMÁTICA DEL ESTADO FÍSICO	26
2.3 ANÁLISIS REFINADO	26
CAPÍTULO 3. APLICACIÓN A EDIFICIOS INSTRUMENTADOS	27
3.1 EDIFICIO JAL	27
3.1.1 Instrumentación	27
3.1.2 Sismos estudiados	28
3.1.3 Estimación del estado físico	29
3.2 EDIFICIO PC	32
3.2.1 Instrumentación	32
3.2.2 Sismos estudiados	33
3.2.3 Estimación del estado físico	33
3.3 EDIFICIO TC	35
3.3.1 Instrumentación	35
3.3.2 Sismos estudiados	36
3.3.3 Estimación del estado físico	37
3.4 EDIFICIO SIS	38
3.4.1 Instrumentación	38
3.4.2 Sismos estudiados	39
3.4.3 Estimación del estado físico	40
CONCLUSIONES	43
Apéndice A. COMPARACIÓN DE DOS MÉTODOS DE INTERPOLACIÓN EN EL CÁLCULO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL	45
Apéndice B. FRECUENCIAS Y FUNCIONES DE TRASFERENCIA DE LAS FASES DE LOS SISMOS	71
Apéndice C. PROPUESTA DE INFORME AUTOMATIZADO	83

Apéndice D. PROGRAMA DE CÓMPUTO AlertaE	91
Apéndice E. VARIACIÓN DE FRECUENCIA EN LOS EDIFICIOS JAL, PC, TC y SIS	97
Apéndice F. AJUSTE DE LAS FASES DEL SISMO CON EL VALOR CUADRÁTICO MEDIO DE LA ACELERACIÓN	101
REFERENCIAS	103

RESUMEN

Teniendo en cuenta la instrumentación de edificios en México y que se tienen registros de aceleración en todos ellos, el objetivo de esta tesis es:

El desarrollo de un sistema automático de alerta estructural que permita la generación de informes preliminares a partir de los cuales se mantenga notificado al personal interesado vía correo electrónico con la información del evento sísmico ocurrido. Este sistema se basó en la implementación de cinco indicadores: dos de severidad (aceleración de terreno e intensidad de Arias) y tres de respuesta estructural (distorsiones de entrepiso, coeficiente sísmico y porcentaje de variación de frecuencia fundamental).

Además, se ajustó y relacionó estos índices con estados de daño apoyándose en los resultados de análisis paramétricos y modelos analíticos. Esto permitió esclarecer la relación entre el estado de daño y la intensidad de la sollicitación sísmica.

También se dan los medios para comparar la información del sismo ocurrido, con la correspondiente de sismos históricos.

ABSTRACT

Considering the instrumentation of buildings in Mexico and the acceleration data in all of them, the objective of this work is:

The development of an automatic system for structural health monitoring that allow the creation of preliminary reports to keep notified the personnel interested by e-mail with the information about the seismic event occurred. This system was based on the implementation of five parameters: two of intensity (ground acceleration and Arias intensity) and three of structural response (instertory drift, seismic coefficient and fundamental frequency variation).

Moreover, these parameters were adjusted and related with damage states considering the results of parametric analysis and analytic models. This let to clear the relationship between the damage state and the intensity of the seismic sollicitation.

Also the tools to compare the information of the earthquake occurred with the historic earthquakes are given.

Keywords: structural health monitoring, damage states, dynamic properties of buildings.

INTRODUCCIÓN

La información que se ha derivado del análisis de estructuras con instrumentación sísmica ha contribuido de forma importante a la comprensión del comportamiento estructural durante sismos, así como a destacar ciertos factores que impactan en la respuesta en mayor medida. Esto ha sido posible empleando técnicas de identificación de sistemas a partir de las cuales es posible conocer los parámetros de la respuesta estructural y la correlación entre éstos y el estado físico de la estructura.

Existen índices de la severidad del movimiento y de desempeño estructural que pueden ser utilizados para determinar el estado físico en estructuras; los primeros son obtenidos con la intensidad instrumental (Arias, 1970; Housner, 1965), y a través de parámetros como velocidad y desplazamiento máximos del terreno (Riddell y García, 2002; Riddell 2007). Los índices que consideran el desempeño estructural pueden estimarse por medio de los desplazamientos máximos de la estructura, capacidad de disipación de energía histerética (Iemura, 1980; Park y Ang, 1985; Fajfar, 1992; Bozorgnia y Bertero, 2003; Cosenza y Manfredi, 1996; Terán y Jirsa, 2003 y 2007) y variación del periodo fundamental (Dipascuale y Cakmak, 1987 y 1988; Miranda, 1991; Miranda y Akkar, 2006; Celebi *et al.*, 1993; Trifunac *et al.*, 2001; Clinton, 2006; Murià Vila, 2007).

Estos aspectos han sido objeto de diversos estudios y se ha recurrido a la creación de herramientas automatizadas para mejorar el tiempo de cálculo que requiere tal evaluación en estructuras como: puentes, plantas nucleares, y edificios. La evolución de técnicas de análisis de cómputo permite que éstas sean adaptables a sistemas de monitoreo permanentes, conectados a sensores colocados en puntos estratégicos de estas estructuras.

Para fines de este trabajo, se tocará el caso particular de edificios instrumentados. En varios países como Estados Unidos y Japón se han desarrollado sistemas de cómputo en los que se implementan diversas metodologías de análisis para determinar el estado físico en este tipo de estructuras, así como sistemas de monitores que permiten que tal evaluación sea automática y permanente dada la condición de los sismos. Utilizando parámetros de respuesta dinámica, posterior a la ocurrencia de sismos, se logra que estos sistemas tengan la posibilidad de ser ajustados conforme más se conoce sobre el comportamiento estructural, y es aceptable para ello apoyarse en resultados tanto experimentales como de modelos analíticos (Naeim *et al.*, 2006; Celebi, 2007; Celebi *et al.*, 2004; Takahashi *et al.*, 2007; Safak y Hudnut, 2006; Miranda y Tagavi, 2005; Iwan, 2003).

Trabajos anteriores en México han abordado el tema de la identificación de las propiedades dinámicas a partir de registros sísmicos de edificios instrumentados y de modelos analíticos lineales y no lineales (Toro, 1997; Zapata 2001; Murià Vila *et al.*, 2001a; Palacios, 2003; Taborda, 2003; Correa 2005, Murià Vila, 2007; Ruiz, 2007; CIRES, 2008). Las metodologías utilizadas se han ajustado con la respuesta real de los edificios y los resultados han dado origen a una mejor comprensión de los parámetros que son de mayor interés en la determinación de la respuesta estructural y que pueden llegar a ser más sensibles ante la intensidad del movimiento.

Es correcto pensar que ciertos parámetros de respuesta tienen una estrecha relación entre sí, como el tipo de sistema estructural y el nivel de daño que la estructura exhibe dada una sollicitación sísmica. Resulta conveniente analizar tal relación, a fin de establecer aquellos índices que sean relevantes durante la estimación del estado físico, así como las posibles variantes en cuanto a la importancia que puedan cobrar durante la determinación de cada nivel de daño esperado. Dichos parámetros permiten medir de manera directa o indirecta el daño en edificios, aunque algunos de éstos como los debidos a inclinación, condiciones ambientales o aquellos específicos en algún elemento estructural o no estructural requieren de una inspección y evaluación específica y no son directamente perceptibles con la instrumentación de edificios.

Teniendo en cuenta la instrumentación de edificios en México y que se tienen registros de aceleración en todos ellos, el objetivo de esta tesis es:

El desarrollo de un sistema automático de alerta estructural que permita la generación de informes preliminares a partir de los cuales se mantenga notificado al personal interesado vía correo electrónico con la información del evento sísmico ocurrido. Este sistema se basará en la implementación de cinco indicadores, dos de severidad (aceleración de terreno e intensidad de Arias) y tres de respuesta estructural (distorsiones de entrepiso, coeficiente sísmico y porcentaje de variación de frecuencia fundamental).

Además, se pretende ajustar y relacionar estos índices con estados de daño apoyándose en los resultados de análisis paramétricos y modelos analíticos. Esto permitirá esclarecer la relación entre el estado de daño y la intensidad de la sollicitación sísmica.

También se darán los medios para comparar la información del sismo ocurrido, con la correspondiente de sismos históricos.

CAPITULO 1 METODOLOGÍA

Los resultados de estudios detallados en la respuesta de edificios instrumentados permiten reunir la información necesaria en cuanto a la correlación que guarda cada indicador propuesto con la respuesta del sistema. Se han abordado dos aspectos durante la elección de los indicadores, el primero es que éstos puedan ser aplicados a un sistema de alerta estructural, por lo que la determinación y el cálculo deben ser inmediatos y tienen que apoyarse en criterios derivados de la información disponible. De la información generada, una parte es incluida en la alerta estructural y enviada por correo electrónico, como: la variación histórica de los parámetros de respuesta dinámica, funciones espectrales, vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento y otra parte como la variación específica de los parámetros de respuesta entre ciertas referencias, debe ser analizada con detalle por el personal experto una vez que se ha emitido la alerta y es útil para corroborar o rectificar el diagnóstico estructural. El segundo aspecto implica la evaluación del estado físico en edificios a través de estados de daño, los indicadores de respuesta utilizada tendrán diferente grado de correlación con la respuesta estructural en cada estado de daño y por consecuencia pueden adquirir diferente peso para cada estado de daño, en vista de que algunos parámetros presentan mayor sensibilidad con la respuesta del sistema en diferentes intervalos de respuesta.

En la primera parte del capítulo se mencionan los pasos que se realizan previamente al análisis de la información, y en la segunda parte son descritos los indicadores de respuesta estructural que se han propuesto para caracterizar el estado físico en edificios instrumentados, así como su forma de cálculo, determinación de umbrales y establecimiento de diferentes estados de daño.

1.1 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

El procesamiento de los registros se hace aplicando los siguientes pasos:

- Sincronización de las señales registradas con una referencia común de tiempo.
- Polarización de las señales de acuerdo con la orientación de los sensores y el sistema de referencia.
- Corrección de línea base de los registros originales, calculando el promedio de amplitudes del tramo inicial, previo a la fase intensa del movimiento, y dicho valor se resta a toda la señal.
- Filtrado de la señal con un filtro Butterworth para tratar de eliminar todos los componentes frecuenciales que sean indeseables (Stearns y Hustt, 1990).
- Generación de señales en puntos estratégicos cuando la cantidad de instrumentos sea suficiente y las hipótesis del procedimiento de cálculo puedan ser aplicadas (Cruz *et al.*, 2006a).
- Doble integración de la historia de aceleraciones para obtener la respuesta en desplazamiento. Primero se integra la historia de aceleraciones corregida por línea base y filtrada, suponiendo que esta tiene una variación lineal entre cada incremento de tiempo, para obtener la historia de velocidades y ésta se repite para obtener desplazamientos.
- Generación de espectros de Fourier y funciones de transferencia.

1.2 INDICES DE INTENSIDAD Y DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

Los índices son:

1. Aceleración horizontal máxima del terreno y la base del edificio
2. Intensidad horizontal de Arias
3. Distorsión promedio máxima de entrepiso
4. Coeficiente sísmico
5. Variación de la frecuencia fundamental

Los primeros dos están ligados a la intensidad de la sollicitación impuesta a la estructura y los restantes son función del desempeño estructural.

1.2.1 Aceleración horizontal máxima del terreno y la base del edificio

Es obtenida de los componentes horizontales del registro en el terreno y el sótano de la estructura. Se emplea como indicador de la fuerza que puede generarse en la estructura, sin embargo, ésta no depende solamente de la intensidad del movimiento, sino de las propiedades de la estructura como su frecuencia fundamental o si se trata de un sistema rígido o flexible donde se deben considerar factores como la ductilidad y resistencia de éstas, antes de correlacionarse con un estado de daño (Riddell y García, 2002).

1.2.2 Intensidad horizontal de Arias

La intensidad instrumental que se emplea es la intensidad de Arias, se define como la cantidad de energía por unidad de peso disipada por una familia de osciladores de un grado libertad, considera como modelo estructural un oscilador lineal simple con amortiguamiento viscoso (Arias, 1970; Husid, 1973), ecs 1.1 a 1.3.

$$I_{xx} = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_d} a_{xx}^2(t) dt \quad (1.1)$$

$$I_{yy} = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_d} a_{yy}^2(t) dt \quad (1.2)$$

$$I_{HA} = I_{xx} + I_{yy} \quad (1.3)$$

Donde:

$a_{xx}(t)$ y $a_{yy}(t)$ historias de aceleraciones en los componentes horizontales y ortogonales entre sí.

I_{xx} y I_{yy} intensidades de Arias de los componentes horizontales, ortogonales

t_d duración del registro de aceleraciones

I_{HA} intensidad horizontal de Arias

Este modelo, en forma rigurosa, no representa una medida de los daños producidos en las estructuras, los cuales están más relacionados con la energía disipada por histéresis, en su lugar, se utiliza un modelo elastoplástico cuyo valor de amortiguamiento es bajo y la intensidad es la suma de las energías disipadas por histéresis y por unidad de peso durante una excitación y su expresión queda dada como se muestra en la ecuación 1.4.

$$I = \int_0^{t_d} E d\omega \quad (1.4)$$

Esta intensidad usa un criterio de daño acumulado en la estructura, representado por el comportamiento no lineal idealizado en una curva de carga-deformación supuesta perfectamente elastoplástica.

Donde:

- E es la energía disipada por histéresis y por unidad de peso por un oscilador elastoplástico
- ω es la frecuencia propia para pequeñas oscilaciones del oscilador en rad/s

En vista de que la intensidad no depende en gran medida del amortiguamiento y no induce una variación concluyente en la energía total disipada, esto lleva a concluir que debido a la similitud de los resultados obtenidos en el cálculo de intensidad entre un modelo elastoplástico y un oscilador simple puede emplearse un modelo lineal de una estructura para estimar con buena aproximación la intensidad sísmica (Husid, 1973).

De acuerdo con Arias la intensidad del movimiento sísmico puede ser obtenida a partir de la historia de aceleraciones, velocidades y desplazamientos; sin embargo, para estas dos últimas se debe integrar la señal de aceleraciones, por lo que se pueden presentar incertidumbres durante el proceso de cálculo al integrar el registro.

Por medio de la variación de la Intensidad de Arias en el tiempo es posible determinar la fase intensa del movimiento sísmico que, de acuerdo con Trifunac y Brady (1975), puede identificarse entre el 5 y 95% de la energía total del sismo. Sin embargo, para los edificios estudiados se usarán porcentajes de 3 y 97% con el fin de tomar las pequeñas amplitudes del movimiento sísmico dada la influencia de éste con la frecuencia natural de las estructuras; además, se disminuyen la incertidumbre en cuanto a posibles cambios importantes de frecuencia que puedan quedar fuera del intervalo de la fase intensa.

Riddell y García (2002), similarmente, analizaron índices de intensidad sísmica que correlacionaban la intensidad del movimiento con la respuesta de osciladores de un grado de libertad y observaron que algunas estructuras son más sensibles a la respuesta en desplazamientos, velocidades o aceleraciones dependiendo del periodo de estas. Vieron que la respuesta de estructuras de periodo corto correlacionaba mejor con los índices basados en desplazamiento, las de periodo intermedio con el de velocidad y las de periodo largo con los de aceleración.

1.2.3 Distorsión media máxima de entresijos

Este índice se estima a partir de las historias de desplazamientos en los niveles instrumentados y la distancia vertical que las separa. Propiamente resulta ser la distorsión media de entresijo debido a que no se tienen las historias en todos los niveles. Se determina con la expresión

$$D_{\max j} = \max \left| \frac{u_{j+1}(t) - u_j(t)}{h_{j+1} - h_j} \right| \quad (1.5)$$

Donde

- $D_{\max j}$ distorsión máxima en el entresijo "j"
- $u_j(t)$ desplazamiento en el nivel "j" para un tiempo "t"
- h_j distancia vertical que los separa

En ciertas estructuras sometidas a sismos intensos se pueden presentar incursiones en el intervalo no lineal y llegar a existir desplazamientos permanentes en la estructura; tal fenómeno no está contemplado por el proceso de integración numérica adoptado en este trabajo y, por lo tanto, eventualmente el cálculo de las distorsiones puede ser erróneo.

Es posible aproximar las relaciones entre los diferentes índices de respuesta y el posible daño al utilizar este índice el cual posee un sustento experimental (Alcocer *et al.*, 1999, Park y Paulay, 1996). Reyes (1999) y Meli y Reyes (2002), han mostrado que, valores de éste índice en diversos sistemas estructurales y elementos no estructurales sometidos a diferente nivel de esfuerzo pueden representar de manera aceptable el daño que la estructura experimenta y resulta adecuado emplear estas relaciones en tanto su cálculo sea apropiado para unos ciertos intervalos de respuesta considerados como lineales; de lo contrario, debe recurrirse al empleo de otro indicador de respuesta.

1.2.4 Coeficiente sísmico

A partir de los registros y la masa de los niveles del edificio, se determinan las fuerzas de inercia en los niveles, a partir de éstas se calcula el cortante basal V_0 que actúa en la base del edificio como la suma de las fuerzas en cada piso y se divide entre el peso total de la estructura para obtener el coeficiente sísmico que se genera en la estructura por efecto de la sollicitación, éste valor es comparado con el de diseño (ecs 1.6 a 1.8).

$$F_j(t) = m_j a_j(t) \quad (1.6)$$

$$V_0(t) = \sum_{j=1}^N F_j(t) \quad (1.7)$$

$$C_{S_{\max}} = \frac{1}{W_0} \max \left| \sum_{j=1}^N F_j(t) \right| \quad (1.8)$$

Donde

$a_j(t)$	historia de aceleraciones registrada en el nivel "j"
m_j	masa del nivel "j"
$F_j(t)$	fuerza horizontal en el nivel "j"
$V_0(t)$	historia de cortante basal
$C_{S_{\max}}$	valor máximo de la historia de coeficiente sísmico
N	número de niveles de la estructura
W_0	peso de la estructura

Con la instrumentación de edificios se conoce la respuesta en algunos pisos, por lo que se recurre a un método de interpolación que permite estimar con buena aproximación dicha respuesta en niveles donde no se conoce.

En este trabajo se recurre a la interpolación de Newton (Nieves y Domínguez, 1990) con las señales de los niveles instrumentados y para calcular las respuestas de los niveles restantes del edificio; como criterio se emplean tercias de puntos para generar las demás. En el apéndice A se muestran los resultados de dos pruebas realizadas; la primera con cinco osciladores masa resorte variando sus propiedades dinámicas y la segunda con dos modelos analíticos de estructuras reales (Ferretiz, 2007; Morales, 2005). En ambos se utilizó el método de Newton y uno más refinado conocido como interpolación segmentada. Los errores encontrados en la estimación del coeficiente sísmico con dichos métodos revelan que el método de Newton resulta ser más conveniente durante el proceso de análisis automatizado.

1.2.5 Variación de la frecuencia fundamental

Para la identificación de las propiedades dinámicas como las frecuencias naturales, amortiguamientos y formas modales se emplea el análisis en el dominio de la frecuencia

aplicando la transformada de Fourier y se hace uso de un análisis espectral convencional (Bendat y Piersol, 1989).

Los registros sísmicos o de vibración ambiental consisten de señales de aceleración de diferentes puntos de la estructura. Para una señal de aceleración $\ddot{x}(t)$ su transformada de Fourier estará dada por

$$\ddot{X}(f) = \frac{1}{2\pi} \int_0^{t_d} \ddot{x}(t) e^{i2\pi f t} dt \quad (1.9)$$

Donde:

$$\begin{aligned} \ddot{X}(f) & \text{ transformada de Fourier de la señal en el tiempo} \\ t_d & \text{ duración del registro} \end{aligned}$$

Con los espectros de Fourier de las señales en dos puntos del edificio, por ejemplo $Y(f)$ y $X(f)$, se puede calcular la función de transferencia o cociente espectral entre éstas señales como

$$FT(f) = \frac{Y(f)}{X(f)} \quad (1.10)$$

Las funciones espectrales son afectadas por ruido instrumental y/o por el proceso numérico de pasar al dominio de la frecuencia. Por eso pueden ser necesarios tratamientos que se dan a las señales y a los espectros como ventanas de ponderación, suavizado o filtrado para disminuir incertidumbres durante la identificación.

En este trabajo se utiliza un promedio pesado móvil para suavizar las amplitudes espectrales, con la expresión (Trifunac, 1972)

$$\ddot{X}_s(f) = \frac{\ddot{X}(f-1)}{4} + \frac{\ddot{X}(f)}{2} + \frac{\ddot{X}(f+1)}{4} \quad (1.11)$$

Donde:

$$\begin{aligned} \ddot{X}(f) & \text{ ordenada espectral en la frecuencia de interés} \\ \ddot{X}(f-1) & \text{ ordenada espectral en la frecuencia anterior a la de interés} \\ \ddot{X}(f+1) & \text{ ordenada espectral en la frecuencia posterior a la de interés} \\ \ddot{X}_s(f) & \text{ ordenada espectral suavizada} \end{aligned}$$

Las frecuencias de vibración son identificadas dentro de una banda de interés, donde se localizan los primeros modos de vibrar del edificio y se utiliza el espectro de Fourier o la función de transferencia. Para identificar las frecuencias de vibración se propone la implementación del método de identificación de Richardson y Formenti (1982), basado en la solución de polinomios racionales, que ha mostrado ser un método estable y que proporciona buenos resultados. En este trabajo el proceso de este cálculo se realizó implementando la subrutina de análisis desarrollada por Huerta (2007).

Es de particular interés observar lo que pasa con este parámetro durante el movimiento sísmico, ya que la rigidez lateral de la estructura tiende a variar dependiendo del nivel de esfuerzos que la estructura experimenta (Muriá Vila *et al*, 2001a; Muriá Vila, 2007). Al determinar la variación de la frecuencia del sistema es posible estimar el nivel de degradación global del sistema como función de la frecuencia fundamental, siempre y cuando la masa no

haya cambiado; de otra forma, en el cálculo debe incluirse la variable que tome en cuenta ese cambio.

$$V_F = \left(\frac{f_{REF} - f_S}{f_{REF}} \right) \cdot 100 \quad (1.12)$$

Donde:

- V_F variación de frecuencia del sismo respecto a una referencia dada
- f_{REF} frecuencia identificada que se emplea como referencia
- f_S frecuencia identificada durante el sismo

El cálculo de la degradación estructural como indicador del daño global ha sido estudiado en el pasado (Dipasquale y Cakmak, 1987). Si la masa del edificio puede considerarse constante después de la excitación sísmica, es posible estimar la pérdida de rigidez durante el mismo evento o entre eventos sísmicos con la ecuación 1.13

$$P = \left(1 - \left(\frac{f_2}{f_1} \right)^2 \right) \cdot 100 \quad (1.13)$$

Donde:

- f_1 y f_2 frecuencias fundamentales en los eventos 1 y 2 respectivamente
- P porcentaje de pérdida de rigidez global

Si la estructura es sometida a grandes solicitaciones sísmicas, sus elementos estructurales y no estructurales pueden presentar agrietamientos y provocarse que la rigidez de éstos se degrade, lo cual influye en las características dinámicas de la estructura como su frecuencia fundamental (Murià Vila 2007), aunque no se descarta que estos cambios sean debidos a cambios de masa en el edificio o remoción de elementos estructurales ex profeso.

La variación reportada se calcula entre la frecuencia de la última ventana del evento de referencia y la identificada en la fase final del sismo en análisis. Para ello se emplea el cálculo de la intensidad de Arias y la aceleración cuadrática media, la primera para conocer los límites que representan cada fase del movimiento y la segunda para ajustar las fases del sismo a amplitudes comparables con el evento de referencia.

Se parte del hecho de que la variación de la frecuencia es sensible a la amplitud de la excitación que experimenta la estructura (Murià Vila, 2007) y pueden evidenciar no solo la variación que se presenta durante el sismo, sino también si ha existido un incremento de un evento a otro y durante el mismo evento.

En sismos de baja intensidad la variación de frecuencia se calcula entre la frecuencia identificada con la señal completa, y la de referencia. En eventos donde no es posible identificar adecuadamente la fase inicial del evento, esta se toma como la fase final de un evento previo. En el apéndice F se da una explicación detallada de las consideraciones hechas durante la obtención de este parámetro.

1.3 CARACTERIZACIÓN DE LOS ESTADOS DE DAÑO

La existencia de algunos fenómenos como el comportamiento no lineal, están presentes durante la excitación del edificio y muchas veces no están asociados con un daño permanente a la estructura (Murià Vila, 2007). Sin embargo, cuando sí lo están es necesario saber cuáles son las características más importantes que reflejan el estado de daño que la estructura pudo haber experimentado. Esto se logra por medio de una definición explícita entre los indicadores propuestos y su correlación con el estado de daño. Es decir, evaluar el desempeño de los

indicadores ante determinada sollicitación sísmica, cubriendo con unos, aspectos que no pueden ser tomados en cuenta con otros.

Por ello, el estado de daño se describe de una mejor manera si se utilizan más parámetros de respuesta.

Para los indicadores propuestos se sugieren tres estados de daño de acuerdo con los cuales se establece el posible estado físico de la estructura:

1. Verde, sin daño o daño ligero
2. Amarillo, con posible daño moderado
3. Rojo, con posible daño severo

El daño ligero corresponde a la presencia de grietas, en su mayoría en los elementos no estructurales, aunque pueden aparecer en elementos estructurales. Estos daños no representan riesgo alguno para los ocupantes y no requieren reparación. Puede haber ligeras disminuciones de frecuencias de vibración del edificio por pérdidas de rigidez atribuibles a reacomodos de los elementos no estructurales.

En el daño moderado es evidente la presencia de grietas, tanto en elementos no estructurales, como en algunos elementos estructurales, y puede ocurrir desprendimiento de aplanados. Estos daños en general no representan riesgo para los ocupantes, aunque puede ser eventualmente necesario limitar algún área del edificio con el fin de hacer las reparaciones pertinentes. Este intervalo es particularmente amplio y además depende del sistema estructural que se trate. Las distorsiones de entrepiso pueden rebasar los valores tolerables en elementos no estructurales. Puede ocurrir una disminución de las frecuencias de vibración del edificio por cierta pérdida de rigidez del sistema suelo-estructura. Requiere la inspección ocular del edificio por un profesional debidamente capacitado para determinar su estado físico.

En el daño severo se contempla el desalojo del personal que labora en el inmueble, ya que su integridad física puede estar comprometida. Requiere de la intervención de personal capacitado en ingeniería estructural para determinar el estado físico del edificio. Se evidencia por la aparición de agrietamientos en elementos no estructurales y estructurales, hay pérdida de rigidez.

En cada índice de respuesta se tiene la posibilidad de tener tres diferentes estados de daño, dependiente del desempeño estructural. El estado físico del edificio quedará definido en función del estado de daño de los indicadores que se consideran más representativos de la respuesta estructural, éstos a su vez serán función de los umbrales que separen la respuesta en los estados de daño que se especifiquen. El criterio para definir los umbrales en cada estado de daño, se describe al final de esta sección.

Puede darse el caso de que algunos indicadores conduzcan a diferentes estados de la escala propuesta en la decisión del estado físico. La experiencia de estudios previos en estructuras instrumentadas hace posible considerar esta serie de escenarios, tomando como referencia aquellos parámetros que tienen un mayor peso durante la respuesta del sistema y, en cierta forma, describen mejor el efecto del fenómeno físico con ciertos índices de respuesta.

Es correcto pensar que algunos indicadores cobren mayor o menor importancia en ciertas estructuras, no solo por su grado de correlación con el daño, sino también por el desempeño que la estructura muestre ante un determinado sismo.

El estado físico del edificio puede ser descrito a partir de una apropiada ponderación de los estados de daño alcanzados en los índices de respuesta, dependiendo del nivel de importancia que se les dé a cada uno. Sin embargo, el resultado no es definitivo en vista de la incertidumbre que puede existir entre algunos índices al ser calculados de forma automatizada; no obstante, sí resulta útil durante la toma de decisiones de expertos para evaluar el estado físico del edificio.

La ponderación para alerta se realiza separando los índices de respuesta en dos niveles de importancia, como sigue:

El primer grupo lo forma el índice asociado al comportamiento de la estructura y es la variación de frecuencia y tendrá el mayor peso ya que es un valor que representa el desempeño estructural.

El segundo grupo lo forman los índices de severidad y el coeficiente sísmico. De tenerse diferencias entre el estado que cada uno refleje, se propone elegir el que represente la condición más desfavorable.

En cuanto a la distorsión de entrepiso, cuyo valor es una referencia del estado de daño, se considera para estimar el estado naranja, como se explica más adelante, en vista de la existencia de elementos frágiles.

El criterio para definir el estado físico global será el siguiente:

El estado verde lo definirá la variación de frecuencias independientemente del estado que se alcance en los otros indicadores, en caso de tener diferencia con los otros indicadores será necesario hacer el ajuste correspondiente en los umbrales.

El estado amarillo lo marcará igualmente el cambio de frecuencia y las variaciones entre el resto de los indicadores e implican hacer un ajuste en los umbrales de estos.

El estado rojo será marcado cuando la variación de frecuencias esté en rojo y alguno de los indicadores restantes, a excepción de la distorsión de entrepiso, esté en rojo. Si la variación de frecuencia está en rojo y el resto de los índices están en amarillo se establecerá naranja ya que no se tendrán los elementos suficientes para aplicar estado rojo. Si la variación de frecuencias está en amarillo y los demás índices están en rojo, se emitirá estado naranja. En ambas situaciones es igualmente urgente una inspección del edificio por personal capacitado para determinar si su estado es amarillo o rojo.

1.4 UMBRALES DE DAÑO

Estos conforman el intervalo de valores para el cual, en cada índice, la respuesta del sistema se ubicará en un estado de daño de acuerdo con el sistema estructural de los cuatro edificios estudiados (tres en la ciudad de México y uno en la ciudad de Acapulco); cuya estructuración es de concreto reforzado y su descripción del sistemas estructural de estos edificios se detalla en el capítulo cuatro.

Los umbrales se han determinado teniendo en cuenta la información de los trabajos de: Murià-Vila *et al*, 2001a y 2001b; Murià-Vila, 2007; Camargo, 2007; Ferrétiz, 2007; Morales, 2005 y Morales y Murià-Vila, 2005. El criterio para establecer los valores de los umbrales se elegirán como sigue:

- Del estado verde a amarillo, la variación de frecuencia, de acuerdo con la información de las tres estructuras instrumentadas en la ciudad de México, se ha estimado en un 7 por ciento. Estas variaciones corresponden con la aparición de daños ligeros en edificios a base de marcos de concreto reforzado. Este valor puede incrementarse a 12 por ciento si el sistema estructural no tiene elementos frágiles como muros de mampostería. La aceleración de terreno se ha estimado en 15 Gal en suelos blandos como el de la ciudad de México y aproximadamente en 108 Gal en suelos igualmente blandos cercanos a la zona epicentral en la ciudad de Acapulco; las correspondientes intensidades de Arias en suelo blando serán de 5 cm/s para la ciudad de México y 50 cm/s para la ciudad de Acapulco. El coeficiente sísmico se estima de forma aproximada considerando un porcentaje del coeficiente de diseño, similar al que resulta de considerar la distorsión que inicia el daño en los elementos frágiles como la mampostería.

- Del estado amarillo a rojo, la variación de frecuencia será del 25 por ciento, valor estimado a partir de modelos analíticos sometidos a la excitación de sismos severos (Ferretiz, 2007). En Morales y Murià-Vila (2005) se observa que las variaciones de frecuencia alcanzan valores del 35 por ciento; igualmente, en edificios de la ciudad de México, rehabilitados o con daño acumulado por efecto de sismos, éstas llegan a ser del mismo orden (Murià-Vila, 2007). La variación de frecuencia debe elegirse dependiendo de si el sistema estructural presenta alguna de las condiciones mencionadas. La aceleración de terreno se ha estimado en 130 Gal en suelos blandos como el de la ciudad de México y 388 Gal en suelos blandos en la ciudad de Acapulco. Las intensidades de Arias en suelo blando como en la ciudad de México será de 140 cm/s y para la ciudad de Acapulco de 645 cm/s. El coeficiente sísmico se estima considerando un porcentaje del 80 por ciento del coeficiente de diseño. La distorsión de entrepiso en este intervalo se fija como la que prescribe en el Reglamento de Construcciones; 0.6 por ciento cuando existen elementos frágiles ó 1.2 por ciento en caso contrario. Los valores citados para los índices de severidad, son resultado de aplicar una reducción a sismos de intensidad severa; en la ciudad de México se utilizó el sismo del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación SCT y en la ciudad de Acapulco se consideró un evento simulado a partir del sismo más intenso registrado con la instrumentación del edificio.

Aunque los valores mencionados para los umbrales del estado de daño han sido obtenidos a partir de la información de cuatro edificios instrumentados en un cierto tipo de suelo, es posible proponer umbrales iniciales a partir de esta información y posteriormente ajustarlos.

Se requiere contar con relativamente poca información del edificio para efectuar tal ajuste con menor incertidumbre como: frecuencia de vibrar, tipo de estructuración y tipo de suelo de desplante, rehabilitaciones y antigüedad de la construcción, así como una aproximación a la condición estructural que se tomará como inicial en el edificio.

De esta forma los umbrales pueden ser acotados dependiendo de las características del sistema estructural y de los parámetros que son relevantes en su respuesta dinámica. Esto último puede ser a partir de información de registros de sismos que se disponga y con resultados de modelos analíticos.

CAPÍTULO 2. PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR EL ESTADO FÍSICO

En este capítulo se describe el proceso de aplicación de los indicadores de respuesta estructural descritos en el capítulo anterior como parte de un proceso automático. Se ha diseñado un programa de cómputo en el cual se realiza la evaluación de los indicadores de respuesta y en función de ello se asigna un nivel de daño.

El programa está construido en el lenguaje de Visual Basic 6.0 y las rutinas de análisis se han separado en módulos donde se organizan aquéllas requeridas para la lectura de información, cálculo e impresión de resultados; adicionalmente se utilizan rutinas desarrolladas en el Fortran 90 y vinculadas al programa mediante el uso de librerías dinámicas (Balena, 2000). Se requiere de cinco bases de datos donde se confina la información de los edificios instrumentados. Para su fácil manejo las bases han sido desarrolladas en libros de Excel y cada hoja de cálculo contiene la información de cada edificio. La información de las bases de datos se describe en los siguientes puntos:

- Claves de los sensores; posición y orientación de las señales registradas y parámetros de cálculo para el análisis en el tiempo.
- Coordenadas y claves de las señales utilizadas para el proceso de extrapolación, cuando sea aplicable, así como claves de registros utilizados para el cálculo de distorsiones de entrepiso.
- Datos para el análisis en la frecuencia; cocientes espectrales, puntos de análisis para el proceso espectral, aplicación de suavizado e intervalos de las ventanas para cada fase del sismo.
- Definición de los umbrales para cada indicador de respuesta
- Formato de informe preliminar de resultados

El programa genera un informe preliminar a manera de reporte de resultados en el que se consigna la información:

- Clave del edificio
- Fecha del evento sísmico
- Historias de aceleración en los componentes horizontales de azotea, sótano y terreno
- Intensidad horizontal de Arias horizontal
- Valores máximos por componente de: aceleración, velocidad, desplazamiento, en azotea sótano y terreno por dirección
- Distorsión media máxima de entrepiso por dirección
- Coeficiente sísmico por dirección
- Espectros de Fourier de las señales de azotea, sótano y terreno, así como funciones de transferencia entre azotea y sótano y azotea y terreno de las fases inicial y final del sismo
- Tabla de la variación e identificación histórica de la frecuencia fundamental de la estructura en las fases intensa y final del sismo respecto a la referencia.

El informe incluye una tabla que resume la información correspondiente a eventos históricos. El formato del informe es presentado en el Apéndice C.

Adicionalmente, la siguiente información es utilizada por el personal experto para la decisión final del estado estructural:

- Historias de aceleración velocidad y desplazamiento de todos los registros capturados
- Historias de distorsión de entrepiso entre los niveles instrumentados
- Cocientes espectrales para determinar la respuesta en torsión
- Tabla de variación e identificación de frecuencias del edificio respecto a un evento previo y entre las fases inicial y final del sismo
- Tabla frecuencias de los modos superiores en los componentes traslacionales y de torsión y relaciones entre éstas respecto al modo fundamental

El programa tiene la posibilidad llevar a cabo un análisis refinado que eventualmente es requerido para la confirmación o corrección del resultado.

2.1 ANÁLISIS RÁPIDO

El esquema de la figura 2.1 ilustra el proceso de monitoreo automático. El programa es activado por un sistema de adquisición de datos que se instala en la computadora donde se realizará el análisis; en éste se identifica la cantidad de estructuras a analizar y se trata de un proceso manual o automático. En el proceso automático la ejecución es como se ilustra en la figura 2.2.

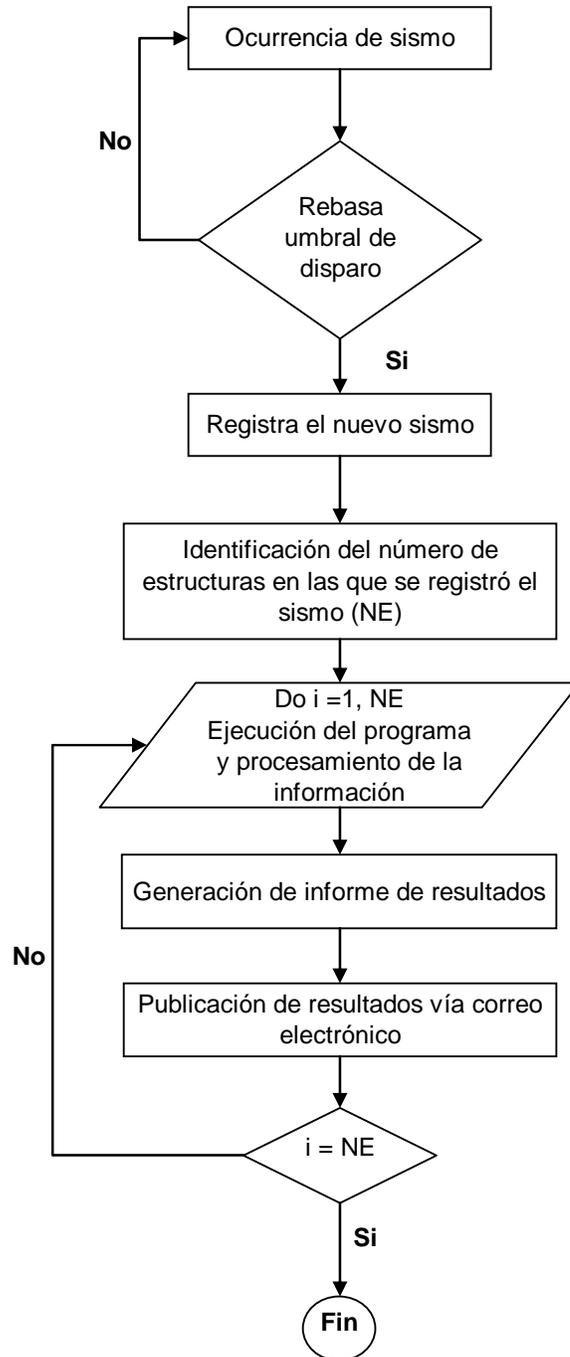


Figura 2.1. Esquema del proceso de monitoreo automático de los edificios instrumentados

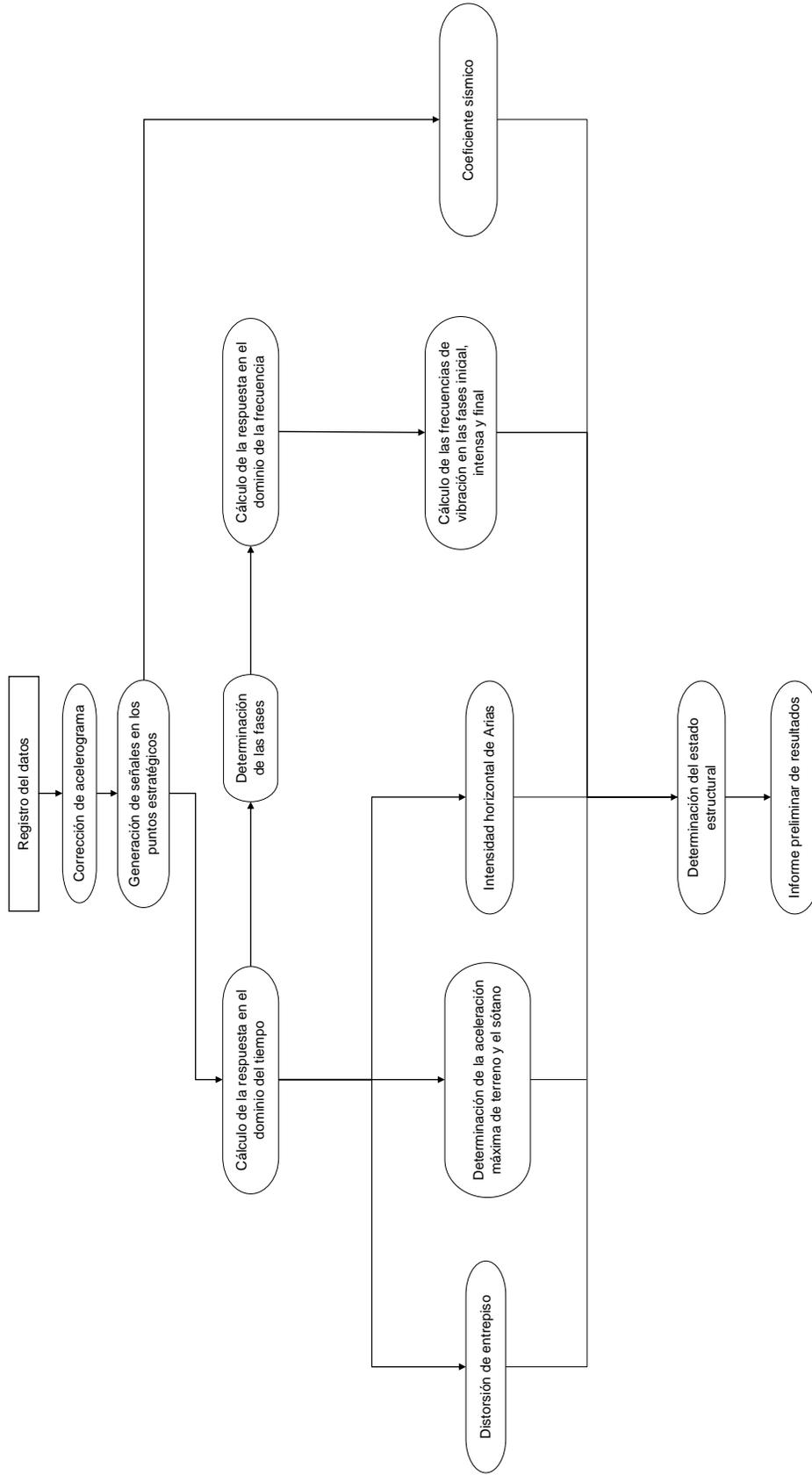


Figura 2.2. Esquema del procesamiento y análisis de registros para elaborar un informe preliminar de la respuesta estructural

2.2 CRITERIOS DE DETERMINACIÓN AUTOMÁTICA DEL ESTADO FÍSICO

En la fase de evaluación de daño, el programa determina el estado de cada indicador de respuesta a partir de los criterios de decisión mencionados en el capítulo anterior, en donde dependiendo del nivel de importancia que los indicadores van teniendo para cada nivel de daño el sistema elige la opción apropiada.

En función de los criterios, el programa forma las combinaciones necesarias de respuesta que contemplen los pesos asignados a cada indicador en los diferentes estados de daño. Este esquema hace posible facilitar la inclusión de más estados intermedios y de indicadores adicionales que se deseen considerar posteriormente.

Al determinarse el estado físico, los resultados son enviados por correo electrónico al personal interesado como un informe de resultados preliminar y se utiliza el correo electrónico para realizar la transferencia de información. En el Anexo C se presenta el informe automático de resultados propuesto para la evaluación del estado físico.

2.3 ANÁLISIS REFINADO

Es posible que del edificio se conozca poco de su comportamiento ante sismos de variada intensidad y los umbrales que se hayan fijado pueden no ser representativos de las condiciones reales del edificio, por lo tanto, al ser recibida la alerta sísmica, el personal capacitado debe revisar la información que se ha procesado y enviado y emitir una confirmación o corrección de los mismos apoyándose en la información adicional que se genera así como de una posible inspección del edificio.

En el programa se han implementado las subrutinas de cálculo del programa Extrapolar (Taborda y Murià-Vila, 2002; Camargo *et al*, 2006), que involucra la generación de señales en puntos donde no se conoce y considera la hipótesis de diafragma rígido y el programa AE (Murià-Vila *et al*, 2006) a partir del cual se calculan cocientes espectrales entre dos señales. Así como parte de metodologías de análisis de señales de macros de Excel para la identificación de propiedades dinámicas (Cruz *et al*, 2006a y 2006b), donde se grafican las funciones espectrales a partir de las cuales se identifican las frecuencias de vibración del edificio.

La confirmación puede realizarse utilizando el mismo programa de cómputo en la modalidad semiautomática. Las interfaces gráficas que se han diseñado facilitan la revisión de la información de registros sísmicos, además, existe la posibilidad de variar los parámetros de procesamiento con el fin de efectuar más corridas de cálculo y refinar los resultados tanto como sean requeridos por el personal experto.

Los detalles en cuanto a la operación y funcionamiento del programa de cómputo así como de la instalación del mismo se presentan en el Apéndice D.

CAPÍTULO 3. APLICACIÓN A EDIFICIOS INSTRUMENTADOS

Se consideran cuatro edificios instrumentados desplantados en terreno blando, tres de ellos en la ciudad de México (JAL, PC y TC) y uno en las costas de Guerrero en la ciudad de Acapulco (SIS). En los tres primeros se han registrado sismos de variada intensidad y han sufrido daños moderados. Las inspecciones posteriores han permitido cuantificar tales daños y los modelos analíticos permiten estudiar de manera más detallada el comportamiento de los edificios ante acciones severas, como es el caso del edificio JAL y SIS, donde se ha realizado el análisis de éstos utilizando modelos no lineales (Gamboa, 1997; Morales, 2005).

3.1 EDIFICIO JAL

Es una estructura de concreto reforzado de 14 niveles, de los cuales los tres primeros sirven como estacionamiento y el resto son oficinas. Tiene un apéndice en la azotea y un cuerpo anexo de tres niveles, separado 15 cm de la estructura principal unido a ésta en la base.

El sistema de piso es a base de losas reticulares de 45 cm de espesor apoyadas sobre columnas rectangulares. Tiene muros de mampostería en las fachadas laterales en la dirección longitudinal (L) y en el cubo de escaleras, además de un pequeño núcleo de concreto de muros de concreto que forman el cubo de elevadores. El detallado del refuerzo en columnas y en las uniones losa-columna no cumple completamente con los requerimientos para estructuras dúctiles por lo que la estructura ha tenido un deterioro y ha sido objeto de dos rehabilitaciones, la primera en 1986 y la segunda entre 1996 y 1997.

Durante la primera rehabilitación se reforzaron columnas interiores de niveles de oficinas y estacionamiento con encamisados de concreto reforzado y se construyeron muros de concreto reforzado en las crujías de los marcos exteriores en la dirección L, desligados de los mismos y anclados a la losa en su cara superior. En la segunda rehabilitación se construyeron travesaños de concreto y ampliaciones de la sección de las columnas existentes formando marcos compuestos de concreto y acero en las fachadas en la dirección T. Se colocaron diagonales metálicas en esa misma dirección, en las crujías centrales y los marcos de concreto se recubrieron con acero estructural, además, se inyectó resina epóxica en grietas y fisuras.

Al edificio le corresponde un coeficiente sísmico de 0.4, de acuerdo a la zonificación propuesta en el Reglamento de Construcciones, con un factor de comportamiento sísmico Q de 2, por lo tanto el coeficiente es de 0.2. La máxima aceleración de terreno que se ha alcanzado en esta zona en sismos de gran intensidad es de 162 Gal, registrada durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, ocasionando que en algunas estructuras se rebasara los valores de diseño. Aunque el reglamento especifica, en el espectro de diseño para esta zona en periodo cero, una aceleración de 108 Gal, en este trabajo se ha considerado la registrada en la estación SCT para el evento de 1985 que resulta ser superior a la indicada en el espectro de diseño del Reglamento para esta zona.

3.1.1 Instrumentación

El edificio JAL ha sido objeto de estudio desde su instrumentación, en los cuales están los trabajos desarrollados por Meli *et al.* (1994), Pérez (1995), Murià-Vila *et al.* (1997), Toro (1997), Meli *et al.* (1998), Fuentes L. (2000), Murià-Vila y Rodríguez (2001), Murià-Vila *et al.* (2001a) y Zapata (2001).

La estructura fue instrumentada en 1992, con 11 acelerógrafos y sobre el terreno se instaló uno y además se colocaron dos acelerógrafos de pozos a 20 y 40 m de profundidad del nivel de terreno, como se ilustra en la figura 3.1. Los instrumentos tienen sensores triaxiales para medir los movimientos en los componentes L, T y V y están interconectados con una configuración maestro-esclavo que permite activarlos de manera simultánea cuando el sensor de azotea (AE) alcanza un cierto umbral.

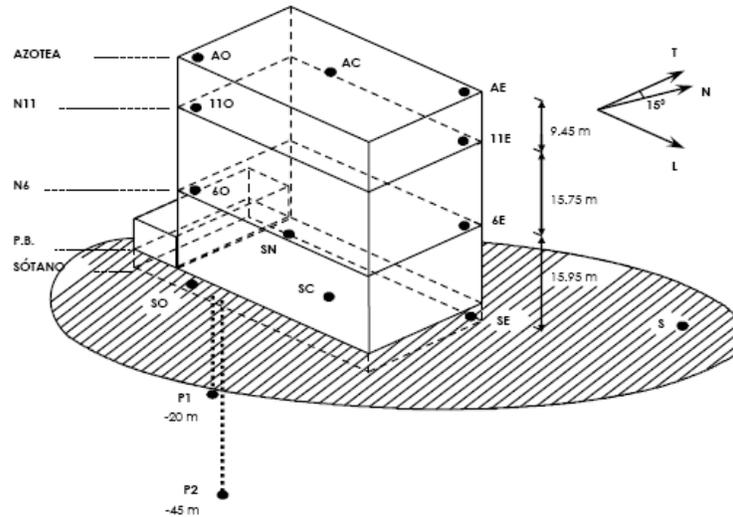


Figura 3.1. Instrumentación del edificio JAL

3.1.2 Sismos estudiados

Desde el inicio de la instrumentación se han registrado numerosos eventos sísmicos de variada intensidad. En la tabla 3.1, se muestran aquellos que han sido analizados con técnicas paramétricas en trabajos anteriores, son de mayor interés los que han producido daño en la estructura durante las etapas previa y posterior a las rehabilitaciones que se le han hecho. Los valores contrastan en la respuesta del sistema afectando los diferentes indicadores de respuesta estructural.

Tabla 3. 1. Características de los eventos sísmicos más importantes en el edificio JAL

Rehabilitaciones	Evento	Fecha	Epicentro	M _w	Distancia, en km	I _{ARIAS} , en cm/s	A _{máx} , de terreno en Gal	D _{máx} , en %		Δf _{máx} , en %	
								T	L	T	L
1 ^a	93-3(V)	15/05/93	Guerrero	6	318	0.3	4	0.04	0.02	0	0
	93-4(V)	15/05/93	Guerrero	6.1	315	1.2	11	0.15	0.14	-3	12
	93-11(A)	24/10/93	Guerrero	6.7	303	2.8	13	0.13	0.13	8	14
	94-1(V)	23/05/94	Guerrero	6.3	280	0.6	7	0.04	0.04	5	6
	94-3(A)	10/12/94	Guerrero	6.5	280	5.4	17	0.23	0.32	15	23
	95-1(A)	14/09/95	Guerrero	7.5	298	19.5	37	0.45	0.34	21	25
	95-2(A)	09/10/95	Colima	7.9	532	4.3	12	0.16	0.23	21	31
2 ^a En proceso	96-1(V)	15/07/96	Guerrero	6.6	291	0.7	9	0.07	0.09	-	-
	97-1(A)	11/01/97	Michoacán	7.1	427	5.5	16	0.09	0.10	-	-
2 ^a	97-2(V)	22/05/97	Guerrero	6.5	285	0.5	6	0.03	0.03	0	0
	98-1(V)	03/02/98	Oaxaca	6.3	515	0.1	4	0.08	0.01	-8	-9
	99-1(A)	15/06/99	Puebla	6.9	222	13.7	25	0.32	0.14	23	19
	99-2(V)	21/06/99	Guerrero	6.2	285	0.4	5	0.05	0.05	17	14
	99-3(A)	30/09/99	Oaxaca	7.4	455	19.7	34	0.54	0.29	30	27
	99-4(V)	29/12/99	Oaxaca	5.9	303	0.3	15	0.06	0.07	21	19

Nota: El signo negativo indica que la frecuencia es mayor a la de referencia

- (V) Evento sísmico sin daño o daño ligero
- (A) Evento sísmico con posible daño moderado
- (R) Evento sísmico con posible daño severo

El edificio sufrió daños en los sismos de septiembre de 1985 en sus elementos estructurales y no estructurales que consistieron de agrietamientos y fisuras de 1 mm en muros y columnas, debido a este deficiente comportamiento ante estos sismos, se efectuó una primera rehabilitación en 1986 y que consistió en el reforzamiento de columnas interiores de niveles de estacionamientos y oficinas; en las crujeas extremas de los marcos exteriores en la dirección L se construyeron muros de concreto desligados de los marcos de concreto. Posteriormente, con los sismos del 10 de diciembre 1994 y el del 14 de septiembre 1995, el edificio presentó nuevamente un mal comportamiento ante estos eventos considerados como de servicio; se presentaron desprendimiento de aplanados y fisuras en algunos elementos estructurales. Se hizo evidente el deficiente comportamiento que el edificio tenía ante solicitaciones de pequeña y moderada intensidad, por lo que se llevó a cabo una segunda rehabilitación en 1997.

De los eventos mostrados, son de particular interés: 94-3, 95-1, 95-2, 99-1 y 99-3, ya que son los eventos que han producido las mayores amplitudes de aceleración y desplazamiento en el edificio desde que se instrumentó. Los eventos posteriores a la segunda rehabilitación (99-1 y 99-3) provocaron diversos daños en el edificio. Se presentaron desprendimientos de aplanados en varios niveles, daño en los muros de todos los niveles, reabertura de grietas y aparición de otras nuevas.

Los sismos ocurridos antes de la segunda rehabilitación tendrán como referencia el evento 93-3 y los posteriores a ésta, el evento 97-2; ambos son de baja intensidad.

3.1.3 Estimación del estado físico

Los umbrales para las direcciones T y L son establecidos con base en los criterios definidos en el capítulo 2. Con estos umbrales se evaluó la respuesta de los eventos: 93-11, 94-3, 95-1, 95-2, 97-2, 99-1 y 99-3. Los umbrales iniciales se muestran en las tablas 3.2 y 3.3; con estos, se identifican estados verde y amarillo antes de la segunda rehabilitación y verde, amarillo y naranja después de esta. Los eventos donde se reportó amarillo son: 93-4, 93-11, 94-3, 95-1, 95-2 y 99-1 y donde se reportó naranja fueron: 95-1, 95-2 y 99-3.

Tabla 3.2. Umbrales iniciales propuestos para el edificio JAL

Indicador / Estado	A _{máx} , en Gal	I _{ARIAS} , en cm/s	Cs _{máx}	D _{máx} , en %	Δf _{máx} , en %
Verde (V)	A _{máx} < 15	I _{ARIAS} < 5	Cs _{máx} < 0.03	D _{máx} < 0.10	Δf _{máx} < 7
Amarillo (A)	15 ≤ A _{máx} < 130	5 ≤ I _{ARIAS} < 140	0.03 ≤ Cs _{máx} < 0.16	0.10 ≤ D _{máx} < 0.60	7 ≤ Δf _{máx} < 25
Rojo (R)	A _{máx} ≥ 130	I _{ARIAS} ≥ 140	Cs _{máx} ≥ 0.16	D _{máx} ≥ 0.60	Δf _{máx} ≥ 25

Tabla 3.3. Determinación del estado en el edificio JAL con los umbrales propuestos

Rehabilitaciones	Evento	A _{máx} , en Gal	I _{ARIAS} , en cm/s	Cs _{máx}		D _{máx} , en %		Δf _{máx} , en %	
				T	L	T	L	T	L
1ª	93-3(V)	4	0.3	<0.01	0.01	0.04	0.02	0	0
	93-4(A)	11	1.2	<0.01	0.02	0.15	0.14	9	12
	93-11(A)	13	2.8	0.01	0.02	0.13	0.13	11	12
	94-3(A)	17	5.4	0.02	0.05	0.23	0.32	18	26
	95-1(N)	37	19.5	0.05	0.06	0.45	0.34	21	29
	95-2(N)	12	4.3	0.01	0.03	0.16	0.23	22	26
2ª	97-2(V)	6	0.5	<0.01	0.01	0.03	0.03	0	0
	99-1(A)	25	13.7	0.11	0.04	0.32	0.14	23	22
	99-3(N)	34	19.7	0.13	0.05	0.54	0.29	33	23
	99-4(A)	15	0.3	0.04	0.02	0.06	0.07	18	18

- (V) Evento sísmico sin daño o daño ligero
- (A) Evento sísmico con posible daño moderado
- (R) Evento sísmico con posible daño severo

Los valores de variación de frecuencia mostrados en la tabla 3.1, son ligeramente menores a los que se obtienen del análisis espectral, a excepción del evento 95-2 y 99-3. Sin embargo, con ambos métodos las variaciones son del mismo orden.

La información que se tiene de los daños observados en el edificio durante el periodo de observación comprendido en la tabla 3.1 sugieren ubicar la estructura en amarillo para los sismos más intensos, destacando los eventos 95-1 y 99-3 donde se reportó daño en elementos estructurales como muros de concreto, vigas y fisuramientos en algunas columnas. Esto evidenció la diferencia en el comportamiento de la estructura en sus direcciones T y L, es decir, donde existen diagonales de acero en la crujía central y donde se construyeron los muros de concreto, en las crujías extremas, (Murià-Vila, 2007).

En las tablas 3.1 y 3.3 se muestran los dos periodos de observación que separan los eventos ocurridos antes de la segunda rehabilitación y después de esta, en ambos casos es apreciable una dependencia de la variación de la frecuencia con la intensidad del movimiento del terreno, también es evidente que el edificio exhibió un deterioro de su rigidez, demostrado por el incremento de su variación de frecuencia aún en eventos de pequeña intensidad.

Durante el primer periodo de observación, el edificio experimentó los sismos: 94-3, 95-1 y 95-2, que causaron daños en los elementos estructurales; se presentaron fisuras en columnas y

muros, mientras que en el evento 93-11 solo se reportaron daños ligeros como la aparición de fisuras en muros de mampostería. De la información de las tablas 3.1 y 3.3, se observa un incremento gradual en la variación de frecuencia entre los eventos 94-1 a 95-2, esto sugiere una aparente pérdida de rigidez del sistema, asumiendo que las masas no cambian entre cada evento sísmico.

En general, las pérdidas se incrementan de un evento a otro y por lo tanto esto es evidencia de que existe una acumulación del daño. Se observa que las mayores variaciones se presentan en el componente L, además, es evidente un intervalo amplio de variación de frecuencia en los eventos donde hay estado amarillo y van de 11 a 28 por ciento; esto se atribuye a la participación que tiene la mampostería y al deterioro de la misma una vez que se ha excedido el límite de distorsión para el cual se considera todavía su aportación en la rigidez del edificio. Lo anterior se ve reflejado directamente al observar los valores de distorsión alcanzados durante el evento 95-1, las cuales son entre 3 y 4 veces superiores a las calculadas en el evento 93-11.

Durante el segundo periodo de observación, con los eventos 99-1, 99-3, el edificio volvió a presentar un comportamiento no lineal. La frecuencia fundamental de la estructura disminuyó en ambas direcciones. Aún entre eventos sísmicos con similar intensidad (99-2 y 99-4) ocurre una variación importante de la frecuencia fundamental en la estructura, esto es gradual y evidencia un proceso de degradación de rigidez en la estructura. Los datos de las tablas 3.1 y 3.3 sugieren que en general, las variaciones de frecuencia se incrementan de un evento a otro e implica que en el edificio existe una acumulación de daño que representa un apreciable deterioro en la rigidez de su estructura. Las distorsiones de entrepiso del evento 99-4 son prácticamente el doble de las calculadas en el evento de referencia y el edificio sufrió daños que afectaron su rigidez. La frecuencia fundamental de la estructura disminuyó de tal forma que casi coincidió con la frecuencia dominante del sitio de 0.5 Hz.

Resulta interesante mencionar la diferencia que existe entre las distorsiones calculadas en los eventos 95-1 y 99-3, las de este último evento son mayores en T y menores en L respecto al 95-1, esto puede explicarse porque, después de la rehabilitación del edificio, sus propiedades dinámicas cambiaron.

Además, es importante mencionar que con el evento 99-1 se evidenció un comportamiento no lineal, caracterizado por la aparición de grietas de cortante en un par de columnas del nivel de sótano, agrietamientos nuevos, prolongación y ensanchamiento en otras grietas; también se manifestó un deterioro en juntas frías de concreto-concreto y concreto-acero, entre elementos originales y rehabilitados. Cabe mencionar que tal comportamiento evidenció la existencia de deslizamiento entre dichas interfaces, y se concluyó que éstas son susceptibles a perder rigidez al rebasarse su capacidad para tomar fuerza cortante (Murià-Vila, 2007).

En los dos periodos de observación los índices de severidad y de coeficiente sísmico, experimentan variaciones dentro de los umbrales previstos, se puede decir que mostraron una buena correlación entre los umbrales y los datos obtenidos de los sismos analizados. Las máximas aceleraciones fueron de 37 y 34 Gal para los eventos 95-1 y 99-3 y sus intensidades de Arias fueron de 19.5 y 19.7 cm/s, respectivamente. El coeficiente sísmico en el evento 95-1, para las direcciones T y L, representó un 23 y 29 por ciento del valor de diseño, respectivamente. Mientras que para el evento 99-3, representó un 67 y 25 por ciento del valor de diseño en dichas direcciones.

Por lo anterior, se sugieren intervalos de frecuencia con los que es posible evaluar la condición del edificio antes y después de la segunda rehabilitación sin sobrestimar la respuesta de la estructura. Durante el primer periodo de observación las variaciones de frecuencia tienen un intervalo amplio. De acuerdo a la identificación del daño en el edificio, su estado es amarillo a partir del evento 93-11 (Murià-Vila, 2007). En la tabla 3.3 se observa que el evento 93-4, presentan variaciones del 12 por ciento en L, ligeramente menores a las del 93-11 en la misma dirección. Se ha elegido usar un 12 por ciento como umbral del estado verde a amarillo, ya que con éste valor los eventos 93-4 y 93-11 quedan bien definidos de acuerdo con su estado de daño, el primero en verde y el segundo en amarillo (tabla 3.4).

En ambos periodos de observación, las variaciones de frecuencia fueron entre 12 y 33 por ciento. Es importante hacer notar que a partir del evento 94-3 la estructura queda resentida por los efectos sísmicos (Murià Vila, 2007). La estructura alcanzó un estado de daño amarillo que permaneció hasta el segundo periodo de observación, donde se llevó a cabo la segunda rehabilitación; después de esta, en el evento 99-1 la estructura alcanzó nuevamente un estado amarillo, las variaciones en T y L fueron similares a las de los eventos intensos del primer periodo de observación.

Se observa que aún en el evento 99-4 de pequeña intensidad, permaneció un estado amarillo, a pesar de que las aceleraciones del terreno y las intensidades sísmicas fueron pequeñas, lo anterior se explica porque tras la ocurrencia del evento 99-1, la estructura quedó resentida y no se efectuaron propiamente maniobras de reparación o inspecciones que permitieran ajustar o confirmar el diagnóstico automático, solo se realizaron resanes en algunos elementos.

En ambos periodos de observación, el umbral superior del estado amarillo para la variación de frecuencia se rebasó con los eventos más intensos (95-1, 95-2 y 99-3), y se alcanzaron estados que no corresponden con el estado de daño inspeccionado, se ha considerado pertinente ajustar dicho umbral utilizando un 35 por ciento, con este valor es posible cubrir las máximas variaciones en el estado amarillo en ambos periodos de observación (tabla 3.4).

Tabla 3.4. Umbrales propuestos para el edificio JAL

Indicador / Estado	$A_{m\acute{a}x}$, en Gal	I_{ARIAS} , en cm/s	$Cs_{m\acute{a}x}$	$D_{m\acute{a}x}$, en %	$\Delta f_{m\acute{a}x}$, en %
Verde (V)	$A_{m\acute{a}x} < 15$	$I_{A_{m\acute{a}x}} < 5$	$Cs_{m\acute{a}x} < 0.03$	$D_{m\acute{a}x} < 0.10$	$\Delta f_{m\acute{a}x} < 12$
Amarillo (A)	$15 \leq A_{m\acute{a}x} < 130$	$5 \leq I_{A_{m\acute{a}x}} < 140$	$0.03 \leq Cs_{m\acute{a}x} < 0.16$	$0.10 \leq D_{m\acute{a}x} < 0.60$	$12 \leq \Delta f_{m\acute{a}x} < 35$
Rojo (R)	$A_{m\acute{a}x} \geq 130$	$I_{A_{m\acute{a}x}} \geq 140$	$Cs_{m\acute{a}x} \geq 0.16$	$D_{m\acute{a}x} \geq 0.60$	$\Delta f_{m\acute{a}x} \geq 35$

Realizando una nueva evaluación se concluyó que el estado global es amarillo en los eventos 93-11, 94-3, 95-1, 95-2, 99-1, 99-3 y 99-4 y verde en los eventos 93-3, 97-2, esto es congruente con la información que se tiene en cuanto a los efectos de estos eventos en el edificio (Murià-Vila, 2007; Murià-Vila *et al.*, 2001a), (tabla 3.5).

Tabla 3.5. Determinación del estado en el edificio JAL con los umbrales propuestos

Rehabilitaciones	Evento	$A_{m\acute{a}x}$, en Gal	$I_{A_{m\acute{a}x}}$, en cm/s	$Cs_{m\acute{a}x}$		$D_{m\acute{a}x}$, en %		$\Delta f_{m\acute{a}x}$, en %	
				T	L	T	L	T	L
1ª	93-3(V)	4	0.3	<0.01	0.01	0.04	0.02	0	0
	93-4(V)	11	1.2	<0.01	0.02	0.15	0.14	9	12
	93-11(A)	13	2.8	0.01	0.02	0.13	0.13	11	12
	94-3(A)	17	5.4	0.02	0.05	0.23	0.32	18	26
	95-1(A)	37	19.5	0.05	0.06	0.45	0.34	21	29
	95-2(A)	12	4.3	0.01	0.03	0.16	0.23	22	26
2ª	97-2(V)	6	0.5	<0.01	0.01	0.03	0.03	0	0
	99-1(A)	25	13.7	0.11	0.04	0.32	0.14	23	22
	99-3(A)	34	19.7	0.13	0.05	0.54	0.29	33	23
	99-4(A)	15	0.3	0.04	0.02	0.06	0.07	18	18

- (V) Evento sísmico sin daño o daño ligero
- (A) Evento sísmico con posible daño moderado
- (R) Evento sísmico con posible daño severo

Esto permite concluir que la respuesta dinámica del edificio mostró ser muy sensible a las amplitudes de los sismos. Se observa un comportamiento no lineal de la respuesta del edificio, a pesar de las pequeñas y moderadas amplitudes de los sismos a que ha estado expuesto. Este comportamiento es debido a los cambios de rigidez en sus elementos estructurales y no estructurales y a los distintos niveles de deterioro que dichos elementos han experimentado. La pérdida de rigidez ocasiona un proceso de acumulación de daño en el edificio que se evidencia mediante una disminución progresiva de la frecuencia fundamental del edificio y es apreciable en los dos periodos de rehabilitación del edificio. Se llega a una conclusión similar al analizar la información de pruebas de vibración ambiental (Apéndice E, Edificio JAL).

3.2.2 Sismos estudiados

Desde la puesta en marcha de la red acelerográfica en el edificio PC, se han capturado un gran número de sismos y han sido objeto de estudio en trabajos previos (Muriá-Vila *et al.*, 2000; Muriá Vila, 2007). En este trabajo se analizan seis de los registros más significativos, estos son 90-1, 95-1, 97-2, 99-1, 99-3 y 99-4. Para ello se adoptó la misma metodología de análisis que se aplicó en el edificio JAL, a fin de determinar las variaciones de las diversas características del sistema estructural empleando los indicadores de respuesta propuestos. Se utilizó como referencia para obtener la variación de frecuencia la identificada en el evento 90-1.

Las características de trece eventos analizados en trabajos previos se muestran en la tabla 3.6.

Tabla 3.6 Características de los eventos sísmicos en el edificio PC

Evento	Fecha	Epicentro	M _w	Distancia, en km	I _{ARIAS} , en cm/s	A _{máx} , de terreno en Gal	D _{máx} , en %		Δf _{máx} , en %	
							T	L	T	L
90-1(V)	31/05/90	Guerrero	5.3	316	0.8	7.0	0.15	0.09	0	0
93-4(V)*	15/05/93	Guerrero	6.0	334	1.3	10.0	0.10	0.10	-1	-1
93-11(V)*	24/10/93	Guerrero	6.7	303	2.9	13.0	0.15	0.17	4	4
94-1(V)*	94-05-23	Guerrero	6.3	215	0.5	6.0	0.02	0.03	1	-1
94-3(A)	10/12/94	Guerrero	6.5	280	6.5	15.0	0.31	0.19	11	5
95-1(A)	14/09/95	Guerrero	7.5	298	21.4	33.0	0.55	0.36	10	11
95-2(A)	09/10/95	Colima	7.9	532	9.2	16.0	0.38	0.20	6	8
97-1(A)*	11/01/97	Michoacán	7.1	427	7.6	17.0	0.41	0.35	12	13
97-2(V)	22/05/97	Guerrero	6.5	285	0.4	5.0	0.07	0.07	4	5
99-1(A)	15/06/99	Puebla	6.9	222	17.6	28.0	0.42	0.20	6	7
99-2(V)*	21/06/99	Guerrero	6.2	285	0.7	6.0	0.06	0.05	6	5
99-3(A)	30/09/99	Oaxaca	7.4	455	20.9	27.0	0.47	0.26	8	9
99-4(V)	29/12/99	Oaxaca	5.9	304	0.7	6.0	0.07	0.08	3	4

Nota: El signo negativo indica que la frecuencia es mayor a la de referencia

- (V) Evento sísmico sin daño o daño ligero
- (A) Evento sísmico con posible daño moderado
- (R) Evento sísmico con posible daño severo
- * Evento sísmico sin análisis paramétrico

Los eventos: 90-1, 94-3, 95-1, 95-2, 97-2, 99-3 y 99-4 se han estudiado de forma detallada empleando técnicas de análisis paramétrico, de los eventos 93-4, 93-11, 94-1, 97-1 y 99-2 se han empleado resultados de análisis espectrales. Utilizando estos datos se han calculado las variaciones de frecuencia en los componentes T y L.

3.2.3 Estimación del estado físico

Los umbrales iniciales fueron calculados conforme la metodología de análisis considerando el tipo de estructuración en el edificio, la cual es a base de marcos y muros de concreto reforzado en ambas direcciones, la mayor densidad de dichos muros de concreto se encuentra en la dirección longitudinal (L) (tabla 3.7).

Con estos umbrales se evaluó la respuesta de los cinco eventos elegidos y se obtuvo el estado físico de los sismos, se identifican estado verde en los eventos 90-1, 97-2 y 99-4 y amarillo en los eventos 95-1, 99-1 y 99-3 (tabla 3.8).

Tabla 3.7. Umbrales iniciales para el edificio PC

Indicador / Estado	A _{máx} , en Gal	I _{ARIAS} , en cm/s	Cs _{máx}	D _{máx} , en %	Δf _{máx} , en %
Verde (V)	A _{máx} < 15	I _{ARIAS} < 5	Cs _{máx} < 0.03	D _{máx} < 0.10	Δf _{máx} < 7
Amarillo (A)	15 ≤ A _{máx} < 130	5 ≤ I _{ARIAS} < 140	0.03 ≤ Cs _{máx} < 0.16	0.10 ≤ D _{máx} < 0.60	7 ≤ Δf _{máx} < 25
Rojo (R)	A _{máx} ≥ 130	I _{ARIAS} ≥ 140	Cs _{máx} ≥ 0.16	D _{máx} ≥ 0.60	Δf _{máx} ≥ 25

Tabla 3.8. Determinación del estado en el edificio PC

Evento	A _{máx} , en Gal	I _A máx, en cm/s	C _s máx		D _{máx} , en %		Δf _{máx} , en %	
			T	L	T	L	T	L
90-1(V)	7	0.8	0.01	0.01	0.15	0.09	0	0
95-1(A)	33	21.4	0.04	0.04	0.55	0.36	8	9
97-2(A)	5	0.4	0.01	0.01	0.07	0.07	4	4
99-1(A)	28	17.6	0.03	0.02	0.42	0.20	8	6
99-3(A)	27	20.9	0.03	0.03	0.47	0.26	8	8
99-4(A)	6	0.7	0.01	0.01	0.07	0.08	6	5

- (V) Evento sísmico sin daño o daño ligero
 (A) Evento sísmico con posible daño moderado
 (R) Evento sísmico con posible daño severo

Los valores de variación de frecuencia de la tabla 3.6 son ligeramente menores a los calculados con el proceso automático (tabla 3.8). Cabe mencionar que la estructura presenta un fuerte efecto de acoplamiento entre sus componentes horizontales y de torsión (Murià-Vila *et al.*, 2001b), esto produce que el intervalo que define la frecuencia de la estructura en L y T prácticamente coincidan. Esto hecho es tomado en cuenta durante el proceso de identificación automática y explica parte de las diferencias apreciadas entre las tablas 3.6 y 3.8 para este indicador.

Se observa que el estado amarillo de variación de frecuencia es más pequeño al que se evidenció durante el análisis del edificio JAL donde se presenta un incremento notable en la variación de frecuencia en función del nivel de excitación sísmica. En el edificio PC esto puede explicarse en parte debido a que la participación de los elementos frágiles en la respuesta del sistema es poco significativa; cuando se alcanza un cierto nivel de intensidad sísmica la estructura no exhibe cambios importantes en su respuesta aún cuando la respuesta en distorsión muestra evidencia de daño en los elementos frágiles como la mampostería.

En los eventos 90-1 y 99-4, de pequeña intensidad, hay un incremento en la variación de frecuencia, cabe anotar que entre estos eventos han ocurrido sismos de moderada intensidad; la frecuencia fundamental del sistema muestra una progresiva disminución y puede estar asociada a un proceso de degradación de rigidez por efecto de la acumulación de los efectos de sismos pasados.

Al respecto, la información que se ha derivado de pruebas de vibración ambiental también manifiesta el cambio de sus propiedades dinámicas. La primera prueba de la que se tiene registro fue hecha en 1987, posterior al proceso de rehabilitación, en esta prueba la frecuencia fundamental de la estructura se identificó en 0.56 Hz, en las direcciones T y L del edificio (Martínez, 1998). En pruebas más recientes (Murià-Vila *et al.*, 2007), estas frecuencias disminuyeron a 0.44 Hz en T y 0.48 Hz en L, e implican una variación del 21 y 12 por ciento en dichas direcciones, en el apéndice E se discuten los resultados de este análisis.

En los sismos de menor intensidad, las variaciones de frecuencia son poco significativas, se mantiene un comportamiento lineal en la estructura y un estado verde. Mientras que en los eventos más intensos (95-1, 99-1 y 99-3), la variación está asociada a un estado amarillo. Los indicadores de severidad muestran una adecuada correlación entre el nivel de daño esperado y los valores de umbral iniciales; en estos se presentan aceleraciones entre 27 y 33 Gal e intensidad de Arias entre 17 y 21 cm/s. El coeficiente sísmico indica un estado amarillo en tres eventos, en el evento 95-1 se presenta el mayor valor de este índice y representa un 20 por ciento del valor de diseño.

La distorsión de entrepiso en los tres eventos más intensos muestra una aceptable correlación entre el estado de daño y los umbrales empleados. La máxima distorsión se registró durante el sismo 95-1 y fue de 0.55 por ciento, durante el 99-3 fue de 0.47 por ciento; son valores cercanos al límite reglamentario de 0.6 por ciento, por lo que es posible el daño en elementos frágiles como muros de mampostería, aunque no se tiene evidencia precisa del daño en estos eventos. Se observa como en el evento 90-1 se presenta un estado amarillo en el componente T, para un sismo de pequeña intensidad dicho estado implica sobrestimar el efecto del sismo

en la estructura; aunque este valor es solo una referencia durante la obtención del estado físico, no se descarta la posibilidad de que su estimación sea dudosa en vista de lo explicado en la metodología.

Los resultados obtenidos del análisis de los registros sísmicos, muestran cambios en las propiedades dinámicas de la estructura, que se reflejan en una disminución cercana al 10 por ciento en las frecuencias fundamentales en los componentes L y T. Mientras que en sismos de pequeña intensidad las diferencias de frecuencia tienden a evidenciar un pequeño pero progresivo incremento conforme ocurren sismos de mayor intensidad, esto se sustenta con la información de pruebas de vibración ambiental, en el apéndice E se ejemplifica esta situación.

A pesar de que la estructura presenta un acoplamiento en sus frecuencias fundamentales horizontales significativa que representa una dificultad en la identificación de sus características dinámicas, los análisis de técnicas de estimación paramétrica muestran resultados muy similares a los obtenidos con el proceso automatizado.

3.3 EDIFICIO TC

Es una estructura de 22 plantas incluyendo cimentación y dos apéndices. El sistema estructural de edificio está compuesto por columnas y muros de concreto reforzado y tiene un sistema de piso a base de losa plana aligerada, también existen muros de mampostería de barro y bloques de concreto, los primeros utilizados en el cubo de elevadores y baños y el segundo en los ejes externos paralelos al componente L. Existen muros de concreto desplantados desde el nivel de sótano hasta el nivel 16 (Ferretiz, 2007).

El edificio TC se encuentra en la delegación Benito Juárez, del Distrito Federal, ubicado en la zona IIIb; de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo (NTCDS, 2004). El sistema de cimentación original fue a base de un cajón semicompensado y 272 pilotes. Debido a evidencia de hundimientos diferenciales se efectuó una recimentación en 1967 y otra entre 1979 y 1982, ampliando el cajón de cimentación y se colocaron 51 pilotes adicionales, dando un total de 323 pilotes.

3.3.1 Instrumentación

El edificio fue instrumentado en el año 2004, cuenta con 23 acelerómetros uniaxiales colocados en diferentes puntos del edificio y dos triaxiales uno de estos ubicado a 25m del centro del edificio y el último en un pozo 45m bajo el nivel de terreno, dando un total de 29 registros (Alcántara *et al*, 2004) (fig. 3.3).

Los sensores uniaxiales se encuentran dentro de la estructura, distribuidos en los niveles 3, 7, 12, apéndice y sótano. El sistema de captura consta de tres registradores con capacidad para captura de 12 canales cada uno.

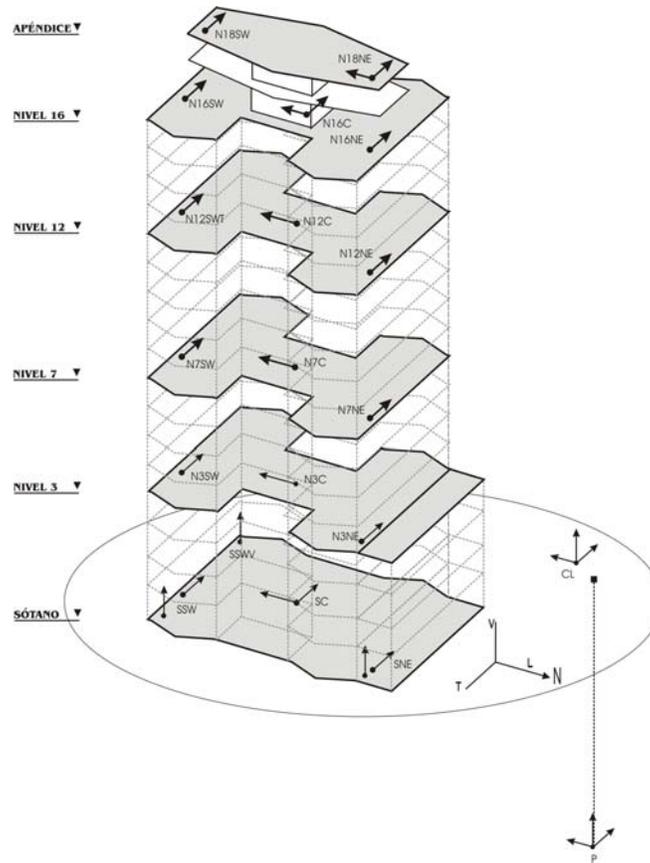


Figura 3.3. Instrumentación del edificio TC

3.3.2 Sismos estudiados

Se estudiaron tres eventos sísmicos de pequeña intensidad que han sido registrados en el edificio desde que éste fue instrumentado. El primero registrado es el más intenso y fue capturado con la instrumentación provisional que en ese entonces se tenía; posteriormente, con la instrumentación permanente se han capturado dos eventos más, estos han sido registrados con la instrumentación permanente, de acuerdo con la figura 3.5 y la tabla 3.9.

Tabla 3.9. Eventos sísmicos estudiados en el edificio TC

Evento	Fecha	Epicentro	M_w	Distancia, en km	I_{ARIAS} , en cm/s	$A_{m\acute{a}x}$, de terreno en Gal	$D_{m\acute{a}x}$, en %		$\Delta f_{m\acute{a}x}$, en %	
							T	L	T	L
04-1(V)	14/06/04	Pinotepa Oaxaca	5.8	396	1.0	13.6	0.02	0.02	6	4
04-2(V)	18/08/04	Salina Cruz Oaxaca	5.7	560	0.1	3.2	< 0.01	< 0.01	0	0
04-3(V)	28/10/04	Iguala Guerrero	4.6	134	<0.1	2.7	< 0.01	< 0.01	2	4

- (V) Evento sísmico sin daño o daño ligero
- (A) Evento sísmico con posible daño moderado
- (R) Evento sísmico con posible daño severo

Los eventos registrados son de pequeña intensidad, se ha elegido como referencia el 04-2. El sismo de mayor magnitud (04-1) es el más intenso y el sismo 04-2, cuya magnitud es muy similar al anterior, es menor en intensidad. Por el contrario los sismos 04-2 y 04-3 son diferentes en magnitud pero semejantes en intensidad.

3.3.3 Estimación del estado físico

Los valores de los umbrales para evaluar el estado físico se establecieron conforme a lo dispuesto en la metodología, considerando el tipo de estructuración del edificio. Con estos valores se realizó la evaluación de su estado físico (tablas 3.10 y 3.11).

Tabla 3.10. Umbrales iniciales propuestos para el edificio TC

Indicador / Estado	$A_{m\acute{a}x}$, en Gal	I_{ARIAS} , en cm/s	$C_{sm\acute{a}x}$	$D_{m\acute{a}x}$, en %	$\Delta f_{m\acute{a}x}$, en %
Verde (V)	$A_{m\acute{a}x} < 15$	$I_{m\acute{a}x} < 5$	$C_{sm\acute{a}x} < 0.05$	$D_{m\acute{a}x} < 0.10$	$\Delta f_{m\acute{a}x} < 7$
Amarillo (A)	$15 \leq A_{m\acute{a}x} < 130$	$5 \leq I_{m\acute{a}x} < 140$	$0.05 \leq C_{sm\acute{a}x} < 0.25$	$0.10 \leq D_{m\acute{a}x} < 0.60$	$7 \leq \Delta f_{m\acute{a}x} < 25$
Rojo (R)	$A_{m\acute{a}x} \geq 130$	$I_{m\acute{a}x} \geq 140$	$C_{sm\acute{a}x} \geq 0.25$	$D_{m\acute{a}x} \geq 0.60$	$\Delta f_{m\acute{a}x} \geq 25$

Tabla 3.11. Evaluación del estado físico del edificio TC

Evento	$A_{m\acute{a}x}$, en Gal	$I_{m\acute{a}x}$, en cm/s	$C_{sm\acute{a}x}$		$D_{m\acute{a}x}$, en %		$\Delta f_{m\acute{a}x}$, en %	
			T	L	T	L	T	L
04-1(V)	9	1.0	< 0.01	< 0.01	0.02	0.02	7	3
04-2(V)	2	0.1	< 0.01	< 0.01	< 0.01	< 0.01	0	0
04-3(V)	3	<0.1	< 0.01	< 0.01	< 0.01	< 0.01	-2	-3

Nota: El signo negativo indica que la frecuencia es mayor a la de referencia

- (V) Evento sísmico sin daño o daño ligero
- (A) Evento sísmico con posible daño moderado
- (R) Evento sísmico con posible daño severo

Las variaciones de frecuencia van de 3 a 7 por ciento y son del orden de las que se calcularon a partir de métodos refinados (tabla 3.9). Con el evento 04-1 existe una ligera diferencia respecto a la información de la tabla 3.11; es posible que dicha diferencia se deba a imprecisiones inherentes al proceso de identificación de frecuencias utilizado, en ambos casos las variaciones permanecen en un estado verde coherente con la condición del edificio.

Es posible que al haber sido expuesto a los sismos de 1985 el edificio haya quedado resentido y evidencie una pérdida de rigidez en sus elementos, en tal situación es deseable contar con una estimación aproximada del comportamiento del edificio a partir de la información de su estado actual. La información de pruebas de vibración ambiental realizadas entre los años 1987 y 2004 (Trigos, 1998; Murià-Vila *et al*, 2004) mostraron que la frecuencia fundamental del edificio ha fluctuado entre 0.39 Hz y 0.42 Hz en T y entre 0.34 y 0.37 Hz en L, esto implica variaciones entre 8 y 15 por ciento en dichos componentes.

Los resultados de estas pruebas indican que el edificio ha sufrido una ligera degradación de su rigidez y es posible que las fluctuaciones en su frecuencia fundamental estén también asociadas con el fenómeno de consolidación del suelo aunque no se descarta el hecho de que tales diferencias se deban en parte a cambios en la amplitud del movimiento del suelo o condiciones externas como: lluvia, viento así como variaciones en la temperatura y cambios de masa en el edificio (Clinton *et al*, 2006). No se observa un proceso de deterioro progresivo en el edificio que evidencie una pérdida rigidez en el mismo. En el apéndice E se discuten las variaciones obtenidas a partir de pruebas de vibración ambiental para este edificio.

Queda la duda en cuanto a los umbrales para definir el intervalo de estado amarillo del edificio y se recurre a la información del modelo lineal del edificio desarrollado por Ferretiz (2007) para estimar los posibles umbrales que definen el estado amarillo en este edificio. Dicho modelo se calibró con la información de los sismos de baja intensidad registrados y posteriormente, se realizó una simulación de su respuesta con el sismo de sismo de 1985 registrado en la estación SCT.

Para obtener la respuesta ante un sismo severo Ferretiz (2007) modificó las propiedades de dicho modelo, consideró inercias agrietadas en muros y columnas por medio de factores de reducción de 50 por ciento de zonas rígidas, módulos de elasticidad para altos niveles de esfuerzo, así como el desacoplamiento parcial de los muros de concreto en las fachadas oriente y poniente del edificio y entre los pretilos de las columnas. No se consideraron la mampostería y las rampas de escalera ya que sus aportaciones en rigidez son poco significativas. Sin embargo, cabe mencionar que los resultados de la aplicación de modelos

analíticos son sensibles a sus características e implica que las incertidumbres asociadas a éstas pueden conducir a incertidumbres elevadas sobre la relación de la respuesta real y la respuesta predicha (Murià-Vila, *et al*, 2000).

Los resultados se compararon con el evento de referencia y las variaciones de frecuencia del modelo fueron de 10 y 14 por ciento en T y L, respectivamente.

Los coeficientes sísmicos obtenidos son inferiores a 0.02 en los eventos registrados y con la respuesta del modelo lineal en el sismo intenso estos fueron de 0.12 en T y 0.13 en L, que representan un 60 y 65 por ciento del valor de diseño. En cuanto a las distorsiones de entrepiso, en los eventos registrados estas son inferiores a 0.01 por ciento y con la respuesta de la simulación del sismo intenso se alcanzaron valores de 1.04 en L y 1.41 en T. Estos últimos sobrepasan los límites establecidos por el Reglamento de Construcciones para satisfacer la condición de servicio y significa que es posible que la estructura exhiba un estado daño severo en sus elementos.

Con los resultados de los sismos registrados y de la simulación del modelo ante un evento intenso se observó que los índices de severidad muestran buena correlación con los estados de daño.

Los umbrales de variación de frecuencia obtenidos a partir del modelo analítico del edificio permiten observar posibles incrementos que se pueden experimentar en la estructura ante excitaciones severas. Cabe acotar que estos son resultados obtenidos a partir de un modelo lineal, por lo que algunas simplificaciones como el considerar un comportamiento elástico lineal de los materiales puedan ocasionar incertidumbres en la respuesta del modelo. Queda pendiente el análisis de registros sísmicos de mayor intensidad que ocurran en el edificio para confirmar la respuesta del modelo. Por lo anterior se concluye que no existen suficientes elementos para realizar una modificación en los umbrales propuestos.

3.4 EDIFICIO SIS

Se encuentra ubicado en Acapulco, Guerrero, pertenece a un área de depósitos de arcilla donde se encuentran arenas de compacidad variable.

Según las normas técnicas complementarias de Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para los municipios de le estado de Guerrero (NTCGRO-Sismo, 1989) , de acuerdo a la ubicación del edificio, el sitio corresponde a la zona del Estado clasificada como tipo D, de acuerdo a las características del suelo de desplante se trata de un terreno tipo III, al cual le corresponde un coeficiente sísmico $C_s=0.86$ y tiene un coeficiente sísmico Q igual a 4, lo que da como resultado un coeficiente de diseño de 0.215.

Es una estructura compuesta por columnas traveses y muros de concreto reforzado. La mayoría de las columnas de sección rectangular y dos grupos con secciones T y L. Tienen muros de concreto reforzado, uno de ellos ubicado en la dirección longitudinal y los restantes, conformando el cubo de elevadores. El sistema de piso está compuesto por losas macizas y monolíticas a las traveses.

La cimentación está compuesta por muros de concreto reforzado en los costados norte, este y oriente del sótano; contratrases de 2.00m de peralte y 30 pilas de fricción, con sección circular de 1.00, 1.20, 1.40 y 1.60 m de diámetro, coladas in situ y se extienden a una profundidad de 12.5m por debajo del nivel de piso del sótano, las pilas están ligadas a las contratrases que a su vez se encuentran prolongadas de forma tal que reciben a las columnas y muros de la estructura (Murià-Vila, 2007).

3.4.1 Instrumentación

A finales del año 2001 fue instalada una red compuesta por 18 servoacelerómetros uniaxiales y dos triaxiales que conforman un sistema de 24 canales de registro. La figura 3.4 muestra la ubicación y orientación de los sensores en el edificio (Murià Vila *et al*. 2002).

Los sensores están conectados en una configuración maestro-esclavo que permite la activación de los sensores al pasar cierto umbral preestablecido conservando una señal común de tiempo. En la red acelerográfica del SIS, la cual comenzó a operar en septiembre de 2001, se han registrado hasta la fecha más de 100 eventos sísmicos de pequeña intensidad.

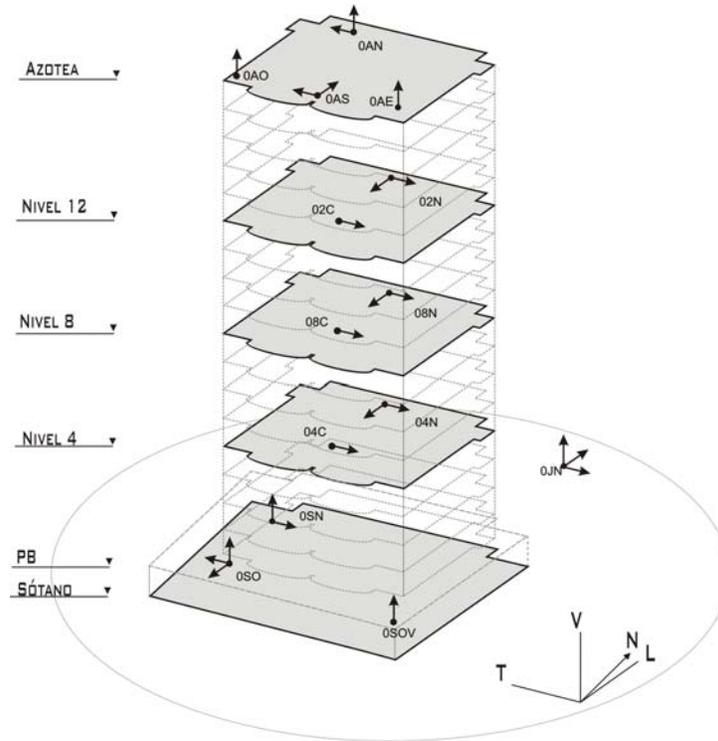


Figura 3.4. Instrumentación del edificio SIS

3.4.2 Sismos estudiados

De los eventos sísmicos que se han registrado desde su instrumentación ninguno ha causado daño visible en la estructura. Para determinar las propiedades dinámicas del edificio Taborda (2003) utilizó ocho eventos sísmicos, las características de estos se resumen en la tabla 3.12. También se ha incorporado un evento reciente ocurrido el 13 de abril del 2007.

Tabla 3.12. Características de los eventos sísmicos más importantes en el edificio SIS

Evento	Fecha	Epicentro	M _w	Distancia, en km	I _{ARIAS} , en cm/s	A _{max} Terreno, en Gal		D _{máx} , en %		Δf _{máx} , en %	
						T	L	T	L	T	L
01-1(V)	08/10/01	Guerrero	6.1	44	16.4	101.9	77.5	0.04	0.03	4	7
01-2(V)*	08/10/01	Guerrero	3.4	43	0.2	15.0	9.7	< 0.01	< 0.01	3	6
01-3(V)*	29/10/01	Guerrero	4	30	<0.1	8.1	4.0	< 0.01	< 0.01	0	0
01-4(V)*	28/11/01	Chiapas	6	688	<0.1	2.0	2.7	< 0.01	< 0.01	4	4
02-1(V)	20/01/02	Guerrero	4.7	52	0.9	28.6	28.8	0.01	0.02	0	5
02-2(V)	17/02/02	Guerrero	4.6	19	1.5	47.8	32.1	<0.01	0.01	2	5
02-3(V)*	19/02/02	Guerrero	4.6	36	0.5	31.2	18.0	0.02	0.02	2	4
02-4(V)*	18/04/02	Guerrero	5.5	213	<0.1	0.9	0.7	< 0.01	< 0.01	2	3
07-1(V)*	13/04/07	Guerrero	6.3	76	9.1	98.2	66.0	0.05	0.05	9	8

- (V) Evento sísmico sin daño o daño ligero
- (A) Evento sísmico con posible daño moderado
- (R) Evento sísmico con posible daño severo
- * Evento sin análisis paramétrico

Sobresale el evento 01-1 como el de mayor intensidad, con una aceleración de terreno de 101.9 Gal y una intensidad de Arias de 16.42 cm/s. En este estudio se han usado los eventos

01-1, 01-2, 01-3, 02-1, 02-2, 02-3 y 07-1, se tomó como referencia el evento 01-3 al ser de los primeros eventos de muy baja intensidad.

3.4.3 Estimación del estado físico

Se trata de una estructura nueva que no ha sido sometida a sollicitaciones sísmicas de gran intensidad. El edificio a la fecha no presenta agrietamiento visible y por lo tanto su estado es verde.

Los umbrales se establecen de acuerdo a lo prescrito en la metodología, con estos se obtuvo la evaluación de su estado físico para los eventos elegidos (tablas 3.13 y 3.14).

Tabla 3.13 Umbrales iniciales propuestos para el edificio SIS

Indicador / Estado	$A_{m\acute{a}x}$, en Gal	I_{ARIAS} , en cm/s	$C_{S_{m\acute{a}x}}$	$D_{m\acute{a}x}$, en %	$\Delta f_{m\acute{a}x}$, en %
Verde (V)	$A_{m\acute{a}x} < 108$	$I_{A_{m\acute{a}x}} < 50$	$C_{S_{m\acute{a}x}} < 0.04$	$D_{m\acute{a}x} < 0.10$	$\Delta f_{m\acute{a}x} < 7$
Amarillo (A)	$108 \leq A_{m\acute{a}x} < 388$	$50 \leq I_{A_{m\acute{a}x}} < 645$	$0.04 \leq C_{S_{m\acute{a}x}} < 0.17$	$0.10 \leq D_{m\acute{a}x} < 0.60$	$7 \leq \Delta f_{m\acute{a}x} < 25$
Rojo (R)	$A_{m\acute{a}x} \geq 388$	$I_{A_{m\acute{a}x}} \geq 645$	$C_{S_{m\acute{a}x}} \geq 0.17$	$D_{m\acute{a}x} \geq 0.60$	$\Delta f_{m\acute{a}x} \geq 25$

Tabla 3.14 Evaluación del estado físico del edificio SIS

Evento	$A_{m\acute{a}x}$, en Gal	$I_{A_{m\acute{a}x}}$, en cm/s	$C_{S_{m\acute{a}x}}$		$D_{m\acute{a}x}$, en %		$\Delta f_{m\acute{a}x}$, en Hz	
			T	L	T	L	T	L
01-1(A)	101	16.4	0.03	0.05	0.04	0.03	6	8
01-2(V)	19	0.2	< 0.01	< 0.01	< 0.01	< 0.01	2	6
01-3(V)	10	<0.1	< 0.01	< 0.01	< 0.01	< 0.01	0	0
02-1(V)	42	0.9	< 0.01	0.02	0.01	0.02	3	7
02-2(V)	48	1.5	< 0.01	0.01	0.03	0.03	0	6
02-3(V)	33	0.5	< 0.01	< 0.01	0.02	0.02	2	6
07-1(A)	98	9.1	0.04	0.05	0.05	0.05	9	8

- (V) Evento sísmico sin daño o daño ligero
- (A) Evento sísmico con posible daño moderado
- (R) Evento sísmico con posible daño severo

En el proceso los eventos 01-1 y 07-1 alcanzaron una variación de frecuencia que los coloca en estado amarillo, al respecto surge una incongruencia con la información que se tiene en cuanto al estado del edificio en dichos eventos (Murià-Vila, 2007); lo mismo ocurre con el coeficiente sísmico en L de estos eventos y en la distorsión de entrepiso del evento 07-1, el resto de los índices mantiene un estado verde en los eventos analizados.

Al observar los datos calculados entre el análisis paramétrico y el proceso espectral, se aprecian similitudes en los resultados de variación de frecuencia, al considerar las que se presentan en sismos de baja intensidad, los valores de L resultan en promedio 50 por ciento mayores a los de la dirección T. Por otra parte, los coeficientes sísmicos que se calcularon en la dirección L, son 24 por ciento mayores a los de T; similarmente, las distorsiones en la dirección L son 16 por ciento mayores a las de T.

A excepción del índice de variación de frecuencia y de coeficiente sísmico, los indicadores de severidad y distorsión media de entrepiso se mantuvieron en estado verde. Existe la incertidumbre en cuanto a si los valores que se han propuesto como umbrales entre el estado amarillo y rojo son adecuados para caracterizar la respuesta del edificio ante sollicitaciones sísmicas mayores ya que ninguno de los sismos analizados alcanzó estos umbrales.

Tratándose de una estructura que no está resentida por efecto de daños sísmicos, resulta útil contar con un modelo analítico calibrado con la información experimental disponible. Morales (2005), realizó un modelo analítico del edificio con el cual se reprodujo la respuesta de sismos de pequeña intensidad, a partir de este se estudió su comportamiento no lineal ante sismos sintéticos intensos.

Las variaciones de frecuencia que se derivaron del modelo fueron en dirección L, donde existe la posibilidad de un mayor daño; esto en vista de que para el evento simulado en esta dirección se presenta la mayor aceleración de terreno. Se tienen además dos tipos de muros de concreto reforzado: robustos y esbeltos, situación que no se presenta en la otra dirección (Morales,

2005; Morales y Murià-Vila, 2005). La variación de frecuencia es de 35 por ciento en dicha dirección, valor obtenido al considerar como referencia la frecuencia del evento 01-3 con la frecuencia del modelo no lineal, la frecuencia decae de 1.09 Hz a 0.71 Hz en el componente analizado cuando el modelo se somete al evento simulado; la variación contrasta con las que se han registrado a partir de los eventos de la tabla 3.12 y son de 6, 7 y 9 por ciento en T, L y R, respectivamente (Taborda, 2003).

La variación de frecuencia se estima con la fase final del sismo y un evento de referencia, los tramos del registro se ajustan reduciéndolos a fin de lograr una apropiada comparación entre la amplitud de éste y el evento de referencia y se utiliza el valor de aceleración cuadrática media para efectuar dicho ajuste.

En el evento intenso simulado las amplitudes de las fases inicial y final surge una peculiaridad en cuanto a sus amplitudes, se observó que se presentan amplitudes del orden de 100 veces a las del sismo de referencia, de tal forma que las fases inicial y final, estimadas con el criterio de Arias (1970), incluyen aceleraciones cuya amplitud es superior al sismo de referencia.

Esta situación provoca que aún reduciendo los tramos de dichas fases usando la aceleración cuadrática media no se logren amplitudes comparables al sismo de referencia; en su lugar, la fase inicial del sismo se toma de la fase final del sismo de referencia o la de un evento previo y se estima con el último tramo de 10 s del registro, con suficientes muestras que hagan posible identificar la variación de frecuencia con apropiada resolución, aunque se advierte que al calcular la variación de frecuencia con dicho tramo los resultados pueden ser conservadores y provocar la emisión de una falsa alerta, esto último en parte debido a la sensibilidad de la frecuencia con la excitación del movimiento (Murià-Vila, 2007).

Dada la posible incertidumbre que esto puede ocasionar es necesaria una inspección del edificio que corrobore su diagnóstico, así como un estudio de su respuesta con métodos de estimación más refinados. Un sismo y/o una prueba de vibración ambiental posteriores también permitirán corroborar qué porcentaje de la respuesta estará asociada con pérdidas permanentes de rigidez y qué porcentaje se recupera parcialmente después del evento.

Similarmente, para estimar de forma apropiada los cambios de estado en los índices de severidad y de coeficiente sísmico, con los resultados del modelo no lineal, se utilizó la distorsión de entrepiso y se determinó el instante de tiempo tanto para el inicio el daño en elementos frágiles como para el momento donde se alcanza la condición de servicio. A partir de ello se estimó la aceleración e intensidad de Arias que están asociadas a dicho instante de tiempo; se determinó que al alcanzarse una distorsión de 0.6 por ciento el coeficiente sísmico fue de 0.19 y la aceleración de terreno de 465 Gal.

Morales (2005) determinó que el coeficiente sísmico demandado fue de 0.226 y también se concluyó que la mampostería es poco significativa en la respuesta del modelo, por lo que se puede considerar aporta poca rigidez al edificio.

Dada la condición del edificio se usa un coeficiente sísmico de 0.06 como umbral entre el estado verde y amarillo y 0.19 para el de amarillo a rojo, la variación de frecuencia se fija en 10 por ciento como umbral entre los estados verde y amarillo y en 35 por ciento para el de amarillo a rojo.

Con estos valores se ajustaron los umbrales de los indicadores mencionados y se evaluó la respuesta de la estructura nuevamente (tablas 3.15 y 3.16).

Tabla 3.15 Umbrales ajustados para el edificio SIS

Indicador / Estado	$A_{m\acute{a}x}$, en Gal	I_{ARIAS} , en cm/s	$C_{S_{m\acute{a}x}}$	$D_{m\acute{a}x}$, en %	$\Delta f_{m\acute{a}x}$, en %
Verde (V)	$A_{m\acute{a}x} < 108$	$I_{A_{m\acute{a}x}} < 50$	$C_{S_{m\acute{a}x}} < 0.06$	$D_{m\acute{a}x} < 0.10$	$\Delta f_{m\acute{a}x} < 10$
Amarillo (A)	$108 \leq A_{m\acute{a}x} < 388$	$50 \leq I_{A_{m\acute{a}x}} < 645$	$0.06 \leq C_{S_{m\acute{a}x}} < 0.19$	$0.10 \leq D_{m\acute{a}x} < 0.60$	$10 \leq \Delta f_{m\acute{a}x} < 35$
Rojo (R)	$A_{m\acute{a}x} \geq 388$	$I_{A_{m\acute{a}x}} \geq 645$	$C_{S_{m\acute{a}x}} \geq 0.19$	$D_{m\acute{a}x} \geq 0.60$	$\Delta f_{m\acute{a}x} \geq 35$

Tabla 3.16 Evaluación del estado físico del edificio SIS

Evento	$A_{m\acute{a}x}$, en Gal	$I A_{m\acute{a}x}$, en cm/s	$C_{s m\acute{a}x}$		$D_{m\acute{a}x}$, en %		$\Delta f_{m\acute{a}x}$, en Hz	
			T	L	T	L	T	L
01-1(V)	101	16.4	0.03	0.05	0.04	0.03	6	8
01-2(V)	19	0.2	< 0.01	< 0.01	< 0.01	< 0.01	2	6
01-3(V)	10	<0.1	< 0.01	< 0.01	< 0.01	< 0.01	0	0
02-1(V)	42	0.9	< 0.01	0.02	0.01	0.02	3	7
02-2(V)	48	1.5	< 0.01	0.01	0.03	0.03	0	6
02-3(V)	33	0.5	< 0.01	< 0.01	0.02	0.02	2	6
07-1(V)	98	9.1	0.04	0.05	0.05	0.05	9	8

- (V) Evento sísmico sin daño o daño ligero
(A) Evento sísmico con posible daño moderado
(R) Evento sísmico con posible daño severo

Los resultados muestran un diagnóstico congruente con el estado físico del edificio. De los mostrados el evento 07-1, muestra un estado amarillo en distorsión en el componente L, la magnitud de este contrasta con la observada en eventos previos como el 01-1 que es de mayor intensidad, es posible que esto este asociado a las incertidumbres de su cálculo, sin embargo su estado se mantiene en verde. Aunque el evento 07-1 es de mayor intensidad al 01-1, su respuesta en frecuencia y distorsión son ligeramente superiores. Queda pendiente la inspección del edificio para corroborar esta situación, así como el registro de sismos de variada intensidad que esclarezcan lo observado en estos parámetros.

CONCLUSIONES

Con la instrumentación en edificios es posible conocer la respuesta dinámica de edificios ante solicitaciones sísmicas por medio de técnicas y criterios de análisis. Esto permite analizar su respuesta dinámica ante la ocurrencia de un sismo y detectar posibles cambios en sus características estructurales con base en sus valores iniciales y a partir de estos, establecer su estado de daño. Lo anterior conduce a contar con un elemento de juicio al momento de tomar decisiones relativas a la posible reparación y/o evacuación de la estructura.

En este trabajo se analizaron cinco indicadores, dos de severidad: aceleración de terreno e intensidad de Arias y tres de respuesta estructural: distorsión media de entrepiso, coeficiente sísmico y variación de la frecuencia fundamental. A partir de estos se determinó el estado estructural en cuatro edificios desplantados en suelo blando, tres en el valle de México y uno en la costa de Acapulco. Los resultados muestran que la implementación de estos índices y su correlación con el estado de daño son adecuadas y están sustentados con resultados de estudios en edificios instrumentados desarrollados en un lapso de 15 años. La información se ha derivado de análisis refinados con modelos analíticos e inspecciones en estructuras instrumentadas. Esta información contribuye a mejorar los criterios de diseño y evaluaciones estructurales actuales.

Con ese fin se diseñó y desarrolló el sistema automático de alerta estructural AlertaE en el cual se implementan los indicadores de respuesta descritos; además, se elaboró un informe de resultados que reúne la información del sismo registrado en el edificio, este informe es enviado por correo electrónico de forma automática. A partir de la información de un sismo, el sistema de monitoreo procesa la información y analiza los resultados utilizando datos de referencia de eventos históricos.

Durante el desarrollo de este trabajo fue posible implementar criterios con los cuales los índices de respuesta describen el estado físico de los edificios instrumentados al ser expuestos a excitaciones sísmicas. Estos índices tienen la posibilidad de ser ajustados en función de la información de eventos previos en la estructura, resultado de análisis refinados e inspecciones.

Los índices de respuesta propuestos fueron ajustados de dos formas, la primera a partir de la información de que se disponía de eventos previos registrados con la instrumentación sísmica de los edificios, incluyendo información de pruebas de vibración ambiental, y la segunda a partir de los resultados de modelos analíticos refinados y calibrados con información experimental.

En los cuatro edificios se evidenció que la frecuencia fundamental es un parámetro sensible a la amplitud del movimiento sísmico. Los valores de variación en este parámetro se obtuvieron entre un evento de referencia de baja intensidad y la última ventana del sismo en estudio.

La variación de frecuencia mostró estar estrechamente relacionada con el nivel de daño en edificios y al mismo tiempo evidencia el proceso de deterioro en la rigidez de la estructura, que tiende a ser progresivo con el paso de los sismos. Se observó que en sismos de pequeña intensidad, este parámetro es poco significativo y en eventos intensos puede estar asociado al daño, siempre y cuando se compruebe que no existieron cambios estructurales que expliquen dicha variación. Además de ser sensible al nivel de excitación sísmica, este parámetro da evidencia de un comportamiento no lineal en la estructura.

En el edificio JAL se determinaron dos umbrales de daño diferentes para evaluar la condición de la estructura antes y después de su segunda rehabilitación y se consideraron como referencia dos eventos de baja intensidad. En ambas situaciones la estructura mostró tener un deficiente comportamiento ante sismos de pequeña intensidad y se evidenció un comportamiento no lineal del mismo. Este comportamiento es debido a los cambios de rigidez en sus elementos estructurales y no estructurales y a los distintos niveles de deterioro que estos experimentan.

Con la información de los edificios JAL y PC se estimaron los umbrales de los índices de severidad que describen los estados de daño en el edificio TC. Los tres edificios están

desplantados en la zona lacustre de la ciudad de México y por tanto los índices de severidad tienen una respuesta similar ante una misma excitación. En los casos previos al edificio TC, el criterio con el que se determinaron los intervalos que definen los estados de daño a partir de los índices de respuesta mostró una adecuada correspondencia entre la respuesta estructural y el nivel de daño observado. Al calibrar estos índices es posible asociar el intervalo de respuesta en estructuras similares y desplantadas en la misma zona.

Un punto por considerar es que la normativa tradicional de diseño se ha basado en fijar y ajustar coeficientes sísmicos de diseño a partir del desempeño estructural en edificios expuestos a sismos intensos (valores que dan los reglamentos del cociente de la fuerza cortante basal entre el peso de la edificación). Al respecto, los valores de la relación fuerza cortante basal entre peso que se calcularon para cada evento sísmico en los cuatro edificios muestran congruencia con el nivel de daño esperado. La fuerza cortante basal que se midió resultó ser entre el 20 y 80 por ciento de la fuerza de diseño que se usó y parecen describir con buena aproximación el estado amarillo.

Se observó que la distorsión correlaciona de forma apropiada con el daño, sin embargo en este estudio se toman en cuenta las implicaciones de su cálculo en la determinación de la respuesta del sistema, en especial si ésta presenta un comportamiento no lineal y por lo tanto, se tomó como un valor de referencia y no se consideró prioritaria para determinar el estado físico del edificio.

La información de los índices de respuesta calibrados a partir de datos experimentales y análisis refinados proporciona una referencia apropiada en estructuras de similar estructuración y de las cuales se tiene poca historia de su respuesta ante sismos de variada intensidad. La información fue útil para definir con mejor aproximación el estado amarillo.

En el edificio SIS, por ejemplo, las variaciones de frecuencia que se han calculado en los sismos registrados son inferiores al 10 por ciento, gracias a los datos de un modelo no lineal se pudo estimar que para sismos intensos dichas variaciones sugieren que debe incrementarse a valores del 35 por ciento. En el edificio las distorsiones de entrepiso se propusieron de 0.6 por ciento para definir el umbral del estado amarillo a rojo ya que existen elementos frágiles que pueden ser afectados por la acción sísmica. Esto mismo se hizo para los edificios JAL, PC y TC donde también existen este tipo de elementos. Los índices de severidad y de coeficiente sísmico fueron fijados en función de las características del suelo de desplante y de las especificaciones del diseño del edificio.

Al respecto, los índices de severidad muestran una buena correlación entre el nivel de daño esperado y la respuesta sísmica y muestran ser parámetros representativos en las estructuras analizadas. No fue necesario ajustar los umbrales propuestos de estos índices en ninguna de las cuatro estructuras.

El método de identificación de fases del sismo mediante la intensidad de Arias, mostró ser adecuado al complementarse con el criterio de comparación de amplitudes con el valor cuadrático medio de la aceleración y disminuye las incertidumbres que se cometen al comparar señales de diferente amplitud.

Por otra parte, el método de identificación de frecuencias ofreció una solución práctica en cuanto a la necesidad de automatizar este proceso de identificación. Los resultados que se obtuvieron con este método son aceptables al compararse con los derivados de análisis espectrales y paramétricos y tiende a ser más estable cuando las ordenadas espectrales están mejor definidas en la banda de análisis, aunque se debe tener en consideración que, en casos particulares, cuando la respuesta del edificio es acoplada es posible que las ordenadas frecuenciales identificadas no sean las que corresponden al componente deseado.

De los índices estudiados la variación de frecuencia representó una ventaja para determinar el estado general de la estructura a lo largo de su vida útil. Sin embargo es deseable aplicar también los otros índices como apoyo al de variación de frecuencia

Apéndice A. COMPARACIÓN DE DOS MÉTODOS DE INTERPOLACIÓN EN EL CÁLCULO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL

A1 Modelos masa resorte

Se emplean cinco modelos de osciladores de varios grados de libertad cuya variación en sus propiedades es semejante a la que se puede encontrar en varios sistemas estructurales. Las distribuciones de masa y rigidez así como la altura de sus entrepisos se indican en las tablas A1, A2 y figura A1.

Fue utilizado un método dinámico para el cálculo de la respuesta en aceleraciones, fuerzas de entrepiso y cortantes en cada nivel en los modelos. Para el cálculo de la respuesta dinámica se utilizó el espectro de respuesta de pseudo-aceleraciones absolutas del sismo del 19 de septiembre de 1985 componente E-O con 5 por ciento del amortiguamiento crítico.

Se aplican dos métodos de interpolación, suponiendo conocidas las historias de aceleración en algunos pisos, a partir de los cuales se pretende reproducir la respuesta en los pisos que no se conoce y comparar las obtenidas de los modelos.

El primer método es el de polinomios de interpolación de Newton, mismo con el que es posible un número variado de datos como referencia para ajustar un polinomio de grado n . Aunque esto es posible, la naturaleza del ajuste impide garantizar que la curva sea única si el grado del polinomio crece cuando se tienen más de tres referencias, por lo que conviene manejar un grado bajo en el polinomio de interpolación, aquí se ha optado por emplear uno de grado dos con tres coordenadas como dato inicial.

El segundo método es el de interpolación segmentada, en el cual se parte del cálculo de una curva que pasa por los puntos de referencia y cuya concavidad es descrita por la distribución de estos. Se supone un polinomio de tercer grado entre cada segmento descrito por pares de coordenadas y se construye un sistema de ecuaciones compatible determinado por lo que además de conservar la continuidad garantiza que la solución es única.

La comparación de tales herramientas hará posible la estimación del coeficiente sísmico en estructuras instrumentadas y su posible implementación como indicador del daño en la respuesta post-sísmica.

Tabla A1. Características de los modelos empleados

Tipo de modelo	Descripción
Modelo I	Masas y rigideces uniformes
Modelo II	Masas y rigideces reducidas en un nivel
Modelo III	Masas y rigideces reducidas en niveles 6,7,8,9 y10
Modelo IV	Masas y rigideces reducidas en niveles 4,5 y 6
Modelo V	Masas y rigideces variables en la mayoría de los niveles

Tabla A2. Ordenadas espectrales normalizadas al valor de la gravedad

Nº modo	Ordenadas espectrales $S_a(T)/g$				
	Modelo I	Modelo II	Modelo III	Modelo IV	Modelo V
1	0.70	0.67	0.27	0.51	0.58
2	0.27	0.33	0.30	0.26	0.54
3	0.21	0.20	0.21	0.21	0.29
4	0.22	0.22	0.24	0.22	0.21
5	0.18	0.18	0.18	0.18	0.23
6	0.18	0.18	0.18	0.18	0.19
7	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18
8	0.17	0.17	0.18	0.17	0.18
9	0.16	0.16	0.16	0.17	0.18
10	0.16	0.17	0.16	0.17	0.17

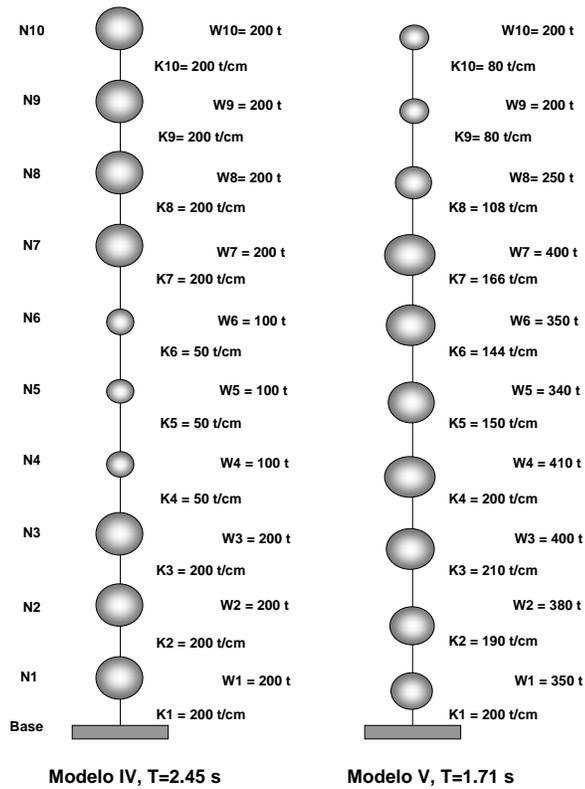
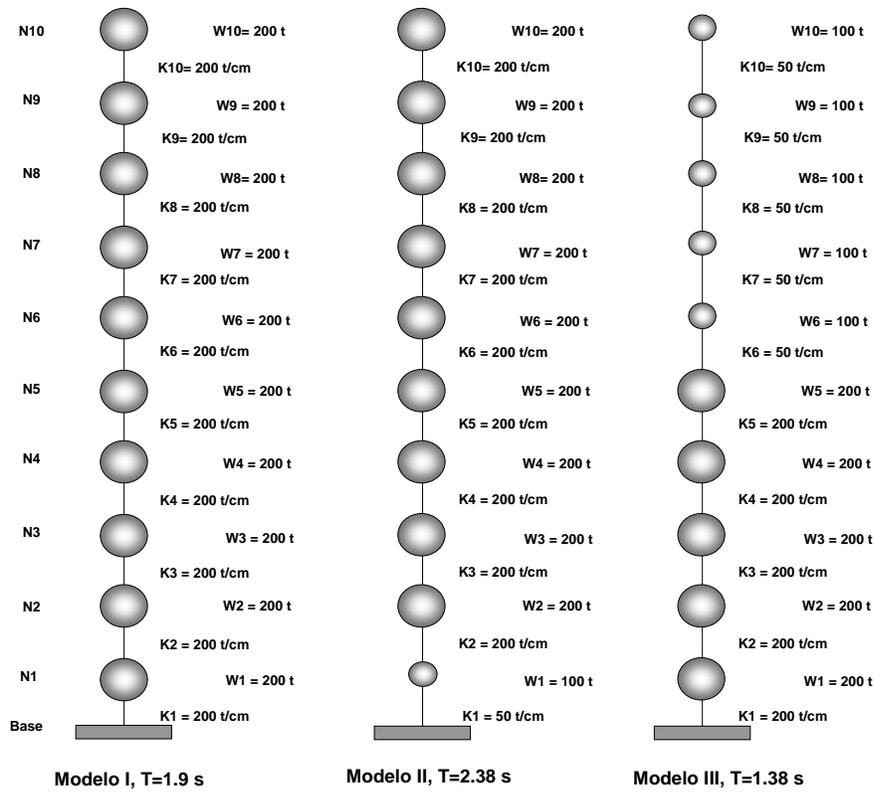


Figura A1. Distribución de masa y rigidez en los modelos, la altura de entrepiso se tomó igual a 3 m

Para cada modelo se calcularán las respuestas máximas en aceleración y fuerza horizontal de entrespiso, así como el cortante basal por medio del cual se estimó el coeficiente sísmico. Para el modelo I se realizó además un análisis estático con el fin de comparar la distribución de aceleraciones, fuerzas horizontal y cortante en altura con las obtenidas del análisis dinámico.

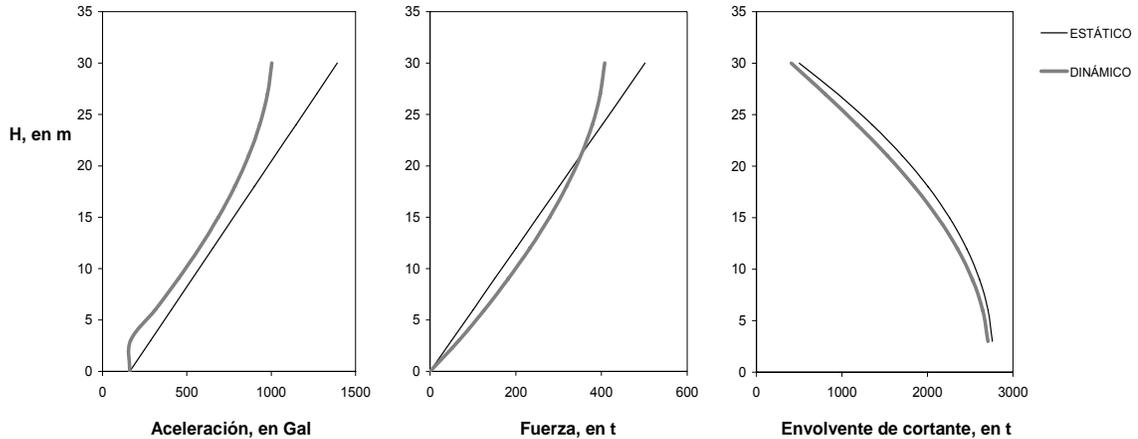


Figura A2 Comparación entre el análisis estático y el dinámico

En tal caso la distribución de aceleraciones que se logró con el análisis estático es lineal y mayor en los niveles superiores, el cortante basal también es mayor al derivado del método dinámico. (figura A2).

Aplicación del proceso de interpolación

Para el cálculo de interpolación empleando el método de Newton se supusieron conocidas las aceleraciones de:

- 1) azotea y sótano
- 2) azotea, nivel intermedio y sótano
- 3) azotea, nivel siete, nivel tres y sótano.
- 4) azotea, nivel siete, nivel cuatro y sótano
- 5) azotea, nivel siete, nivel uno y sótano

Para los modelos I y II se utilizaron las configuraciones 1, 2, 3 y 4. Para el modelo II se consideraron las configuraciones 1, 2,3 y 5 a fin de observar la que sucede con la respuesta del sistema en el nivel donde ocurre el cambio de rigidez.

En el modelo III se incluyeron dos configuraciones: azotea, nivel siete, nivel uno y sótano y azotea, nivel siete, nivel tres, nivel uno y sótano. Esto con el propósito de reproducir con mejor aproximación la respuesta en los niveles inferiores, respetando así lo descrito en cuanto a la precisión e incertidumbre del método.

El criterio de interpolación consiste en tomar tres pisos instrumentados de azotea a niveles intermedios y de niveles intermedios a sótano. Estas configuraciones solo se aplicaron al utilizar el método de Newton. Con el método de interpolación segmentada se consideran todos los niveles instrumentados.

Las figuras A3 a A8 y las tablas A4 a A13, muestran los resultados del análisis.

En el modelo I, los errores son del 7% siendo inferiores los que resultan de la interpolación con el método de Newton. En el modelo II los menores errores se observan con la interpolación segmentada. El modelo III tiene mejor aproximación al intervenir los puntos N10, N7, N3 y SOT en el método de Newton; lo mismo sucede con la configuración: N10, N7, N1 y SOT en la interpolación segmentada.

En los modelos II y III se observa un menor error con Newton al emplearse un mayor número de pisos. En el modelo III se consideró que los cambios bruscos en rigidez de los entrepisos 6 a 10 podrían ser mejor representados con el método de interpolación segmentada, razón por la que se incluyen las gráficas de este análisis. Sin embargo la figura muestra que no se logra una gran mejoría por lo que podemos concluir que para efectos prácticos de la respuesta, basta usar el método de Newton para llegar a aproximaciones aceptables en el cálculo del coeficiente sísmico. La tabla A3 muestra estos resultados comparados con la interpolación segmentada.

Tabla A3. Coeficientes sísmicos y errores calculados de los modelos y con los métodos de interpolación

Modelos	Referencias	Coeficiente sísmico		Error, en %	
		Newton	Segmentada	Newton	Segmentada
I	DINÁMICO	0.69	0.69	0.0	0.0
	N10,SOT	0.64	0.64	7.1	7.1
	N10,N5,SOT	0.71	0.70	3.1	2.5
	N10,N7,N4,SOT	0.71	0.70	3.2	2.7
II	DINÁMICO	0.66	0.66	0.0	0.0
	N10,SOT	0.55	0.55	16.9	16.9
	N10,N5,SOT	0.66	0.65	0.6	1.5
	N10,N7,N3,SOT	0.66	0.66	0.0	0.2
	N10,N7,N1,SOT	0.66	0.66	0.7	0.1
III	DINÁMICO	0.26	0.26	0.0	0.0
	N10,SOT	0.35	0.35	35.3	35.3
	N10,N5,SOT	0.26	0.27	2.5	4.4
	N10,N7,N3,SOT	0.28	0.28	9.5	8.3
IV	DINÁMICO	0.51	0.51	0.0	0.0
	N10,SOT	0.51	0.51	1.5	1.5
	N10,N5,SOT	0.54	0.54	4.7	4.2
	N10,N7,N3,SOT	0.53	0.53	2.8	2.2
V	DINÁMICO	0.58	0.58	0.0	0.0
	N10,SOT	0.58	0.58	0.1	0.1
	N10,N5,SOT	0.60	0.60	3.3	3.1
	N10,N7,N3,SOT	0.59	0.59	1.4	1.2

El método de Newton ofrece buenos resultados cuando se consideraron las historias de aceleración de pisos instrumentados al calcular un polinomio de segundo orden.

En el modelo III, donde existe un cambio brusco de rigidez en los últimos niveles, se emplearon dos configuraciones adicionales en el proceso de interpolación: 1) conocidos N10, N7, N1, SOT y 2) N10, N7, N3, N1 y SOT. En la primera se encontró buena correlación con la respuesta del modelo. En la segunda hay mayor dispersión, especialmente en las fuerzas laterales de entrepiso. Implica que para tal estructura, el conocer la respuesta en N10, N7, N1, SOT, es suficiente para representarla con buena aproximación en otros pisos. Tal aproximación es ligeramente mejor con la interpolación segmentada (tabla A3).

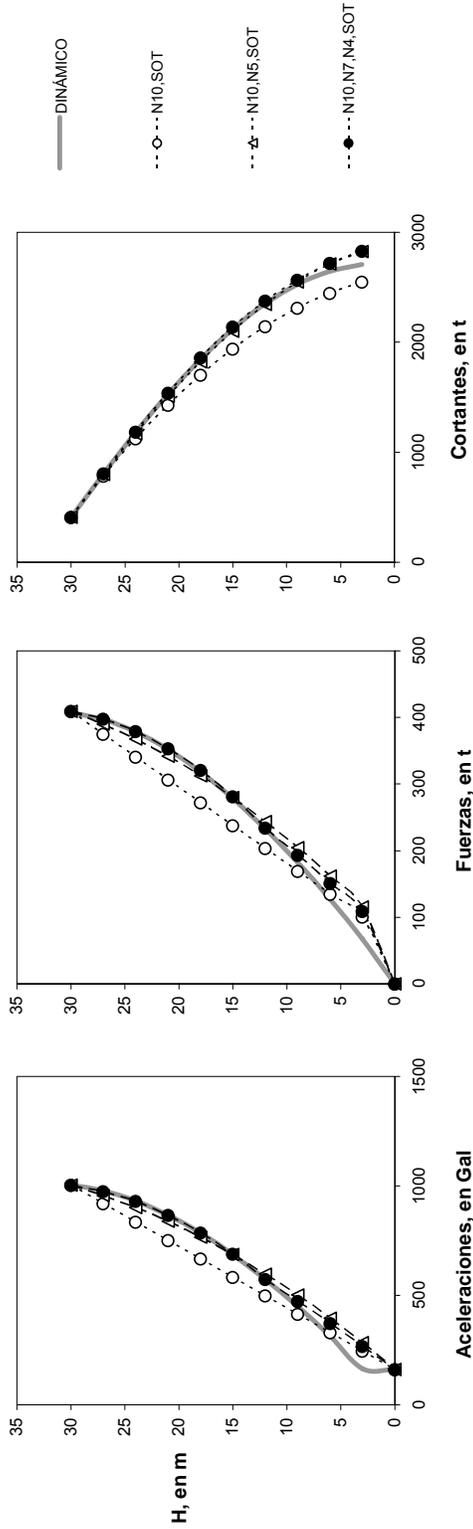


Figura A3. Comparación de los resultados de la interpolación empleando el método de Newton con la respuesta del modelo I

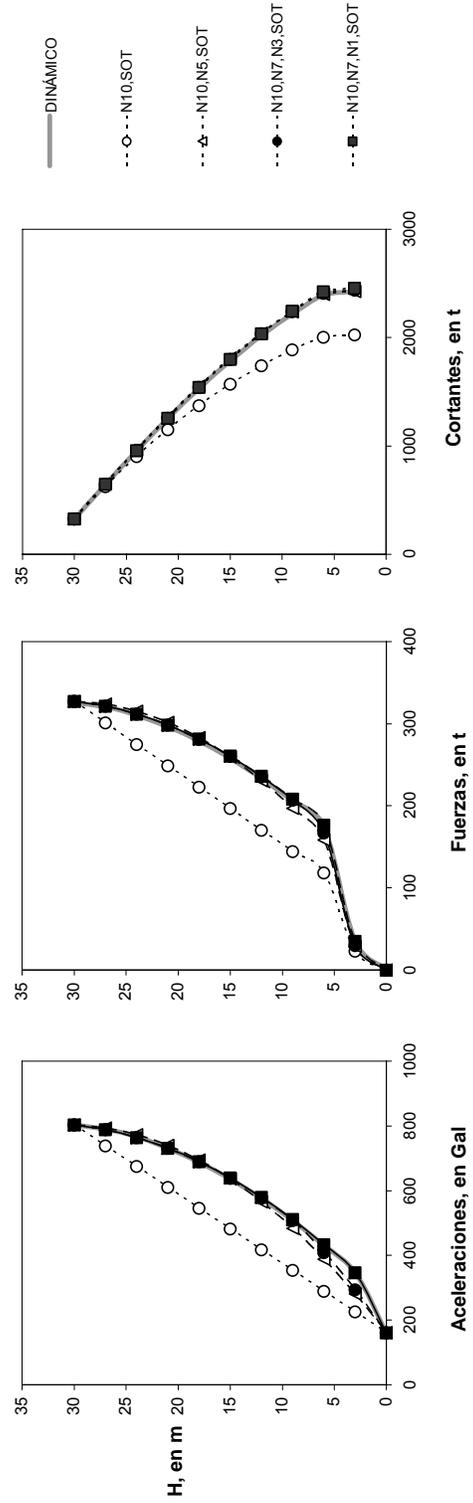


Figura A4. Comparación de los resultados de la interpolación empleando el método de Newton con la respuesta del modelo II

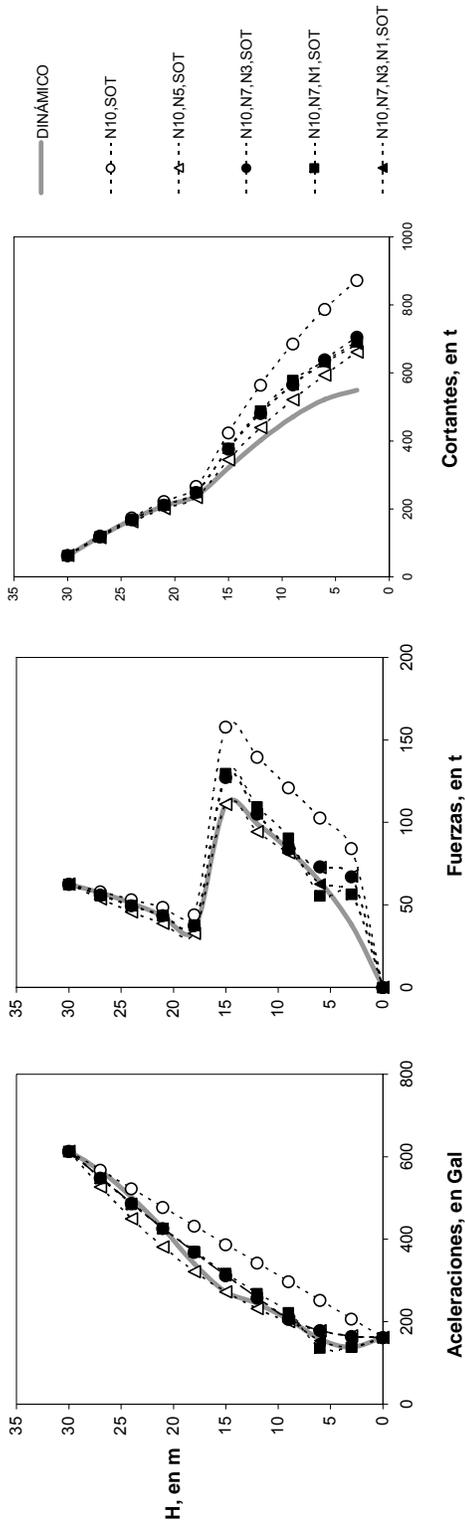


Figura A5. Comparación de los resultados de la interpolación empleando el método de Newton con la respuesta del modelo III

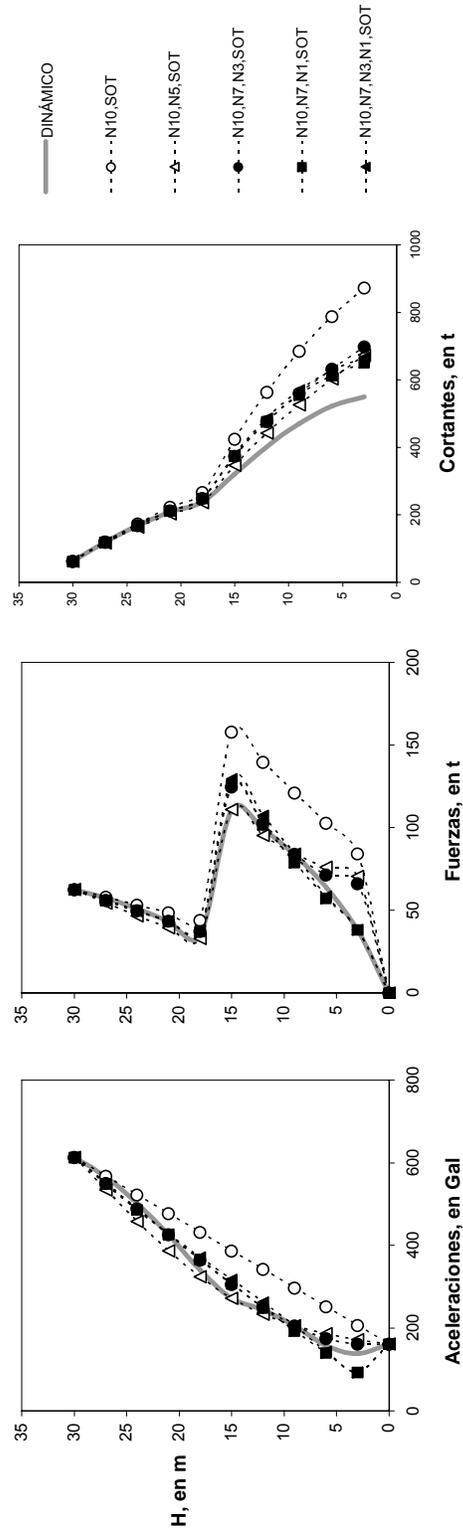


Figura A6. Comparación de los resultados de la interpolación del método segmentado con la respuesta del modelo III

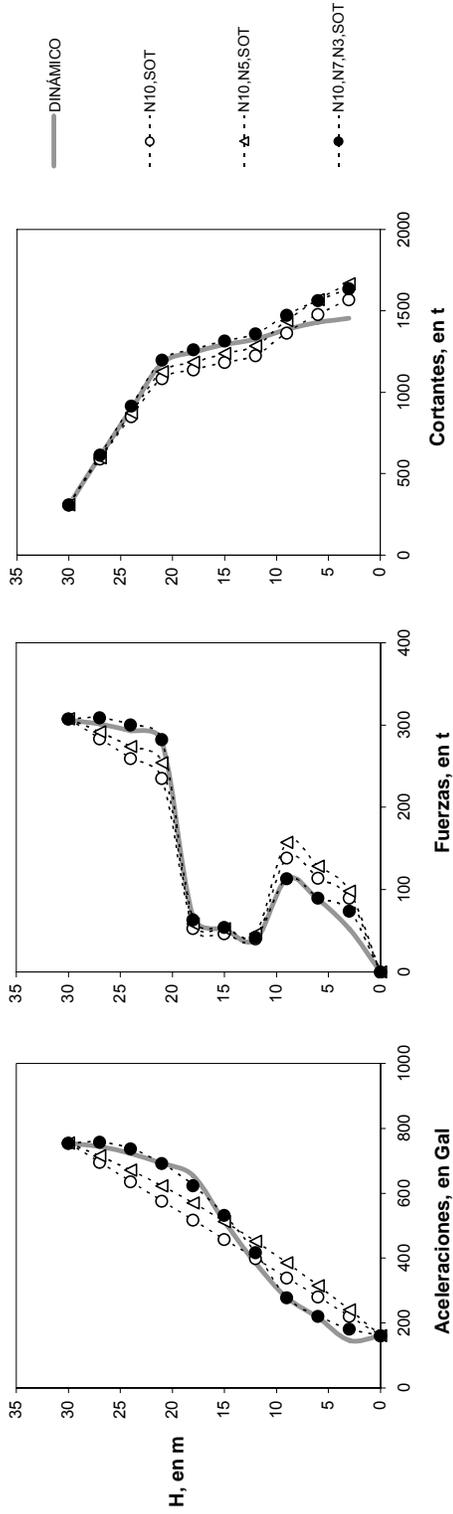


Figura A7. Comparación de los resultados de la interpolación de empleando el método de Newton con la respuesta del modelo I

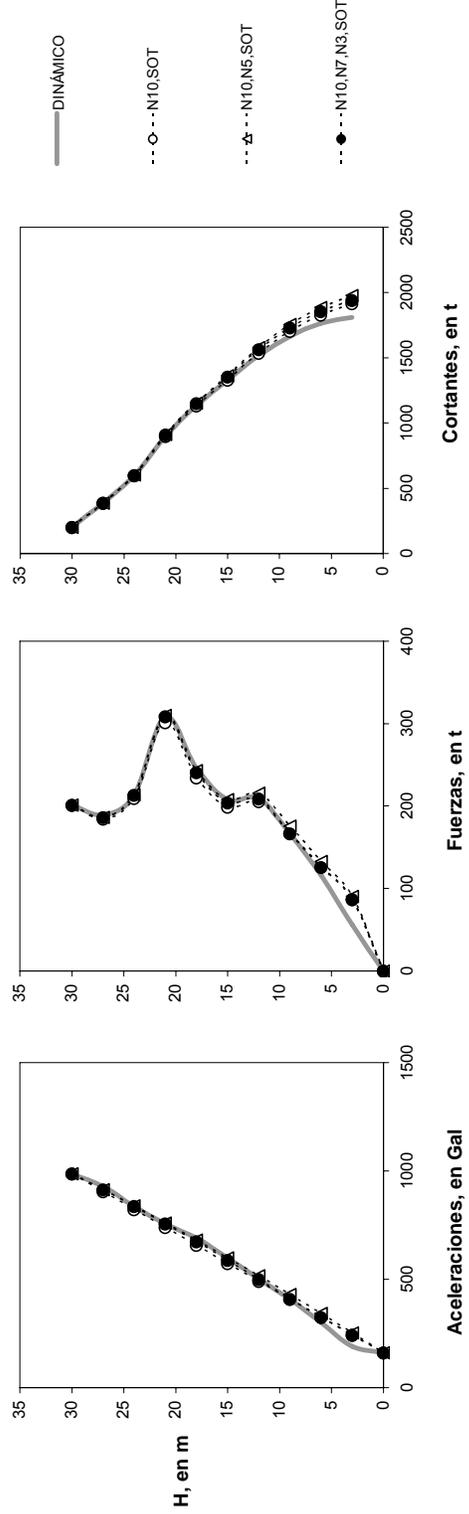


Figura A8. Comparación de los resultados de la interpolación de empleando el método de Newton con la respuesta del modelo V

Tabla A4. Resultados de las interpolaciones con el método de Newton obtenidos del Modelo I

Nivel	Propiedades		AI (N10,SOT) (Gal)	AI (N10,N5,SOT) (Gal)	AI (N10,N7,N4,SOT) (Gal)	PI (MODELO) (t)	PI (N10,SOT) (t)	PI (N10,N5,SOT) (t)	PI (N10,N7,N4,SOT) (t)	VI (MODELO) (t)	VI (N10,SOT) (t)	VI (N10,N5,SOT) (t)	VI (N10,N7,N4,SOT) (t)
	Peso (t)	Rigidez / Altura (Ucm) / (m)											
10	400	200	1003.5	1003.5	1003.5	407.5	409.2	409.2	409.2	407.5	409.2	409.2	409.2
9	400	200	978.0	986.6	975.3	397.1	374.8	390.1	397.7	804.2	784.0	799.2	806.8
8	400	200	931.9	901.5	929.7	378.4	340.5	387.6	379.1	1181.6	1124.5	1166.8	1185.9
7	400	200	866.8	838.0	866.8	352.0	306.2	341.7	353.4	1531.8	1430.7	1508.5	1539.3
6	400	200	784.2	766.8	786.5	318.4	271.9	320.7	320.7	1847.5	1702.5	1820.9	1860.1
5	400	200	686.3	686.3	688.9	278.7	237.5	279.8	280.9	2122.3	1940.1	2100.7	2141.0
4	400	200	573.9	597.9	573.9	233.1	203.2	243.8	234.0	2350.3	2143.3	2344.5	2375.0
3	400	200	448.5	501.3	473.2	182.2	168.9	204.4	192.9	2526.5	2312.2	2548.9	2567.9
2	400	200	312.4	396.4	370.9	126.9	134.6	161.6	151.2	2646.8	2446.8	2710.6	2719.1
1	400	200	161.7	283.2	267.1	67.2	100.3	115.5	108.9	2708.0	2547.0	2826.0	2828.0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Σ	4000		2741.4	2547.0	2741.4	2741.4	2547.0	2826.0	2826.0	2826.0	2826.0	2826.0	2826.0
coeficiente sísmico = 0.69													
error, por ciento = 0.0													
0.64													
7.1													
3.1													
0.71													
3.2													

Tabla A5. Resultados de las interpolaciones con el método de interpolación segmentada obtenidos del Modelo I

Nivel	Propiedades		AI (N10,SOT) (Gal)	AI (N10,N5,SOT) (Gal)	AI (N10,N7,N4,SOT) (Gal)	PI (MODELO) (t)	PI (N10,SOT) (t)	PI (N10,N5,SOT) (t)	PI (N10,N7,N4,SOT) (t)	VI (MODELO) (t)	VI (N10,SOT) (t)	VI (N10,N5,SOT) (t)	VI (N10,N7,N4,SOT) (t)
	Peso (t)	Rigidez / Altura (Ucm) / (m)											
10	400	200	1003.5	1003.5	1003.5	407.5	409.2	409.2	409.2	407.5	409.2	409.2	409.2
9	400	200	978.0	950.3	968.7	397.1	374.8	387.5	395.0	804.6	784.0	796.6	804.1
8	400	200	931.9	894.3	926.4	378.4	340.5	364.6	377.7	1183.0	1124.5	1161.3	1181.9
7	400	200	866.8	833.3	867.1	352.0	306.2	339.8	353.6	1535.0	1430.7	1501.1	1535.4
6	400	200	784.2	764.9	783.3	318.4	271.9	311.9	319.4	1853.5	1702.5	1813.0	1854.8
5	400	200	686.3	686.5	681.5	278.7	237.5	279.9	279.9	2132.1	1940.1	2092.9	2132.7
4	400	200	573.9	596.5	574.1	233.1	203.2	243.2	234.1	2365.2	2143.3	2336.1	2366.6
3	400	200	448.5	496.5	469.3	182.2	168.9	202.5	191.4	2847.3	2312.2	2538.6	2588.1
2	400	200	312.4	389.1	365.9	126.9	134.6	158.6	149.2	2674.2	2446.8	2897.2	2707.3
1	400	200	165.3	276.6	263.8	67.2	100.3	112.8	107.6	2741.4	2547.0	2810.0	2814.9
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Σ	4000		2741.4	2547.0	2741.4	2741.4	2547.0	2810.0	2814.9	2814.9	2814.9	2814.9	2814.9
coeficiente sísmico = 0.69													
error, por ciento = 0.0													
0.64													
7.1													
2.5													
0.70													
2.7													

A_i = aceleraciones en cada nivel
P_i = fuerza generada en cada nivel
V_i = Cortante acumulado en cada nivel

Tabla A8. Resultados de las interpolaciones con el método de Newton obtenidos del Modelo III

Nivel	Propiedades		A1 (N10,SOT)		A1 (N10,N5,SOT)		A1 (N10,N7,N3,SOT)		A1 (N10,N7,N1,SOT)		P1 (N10,SOT)		P1 (N10,N5,SOT)		P1 (N10,N7,N3,SOT)		P1 (N10,N7,N1,SOT)		V1 (MODELO)		V1 (N10,SOT)		V1 (N10,N5,SOT)		V1 (N10,N7,N3,SOT)		V1 (N10,N7,N1,SOT)				
	Peso (t)	Rigidez (U/cm)	Altura (m)	(Gcal)	(Gcal)	(Gcal)	(Gcal)	(Gcal)	(Gcal)	(Gcal)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(Gcal)	(Gcal)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)		
10	400	200	30	802.9	802.9	802.9	802.9	802.9	802.9	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	325.6	325.6	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4
8	400	200	24	784.4	784.4	784.4	784.4	784.4	784.4	310.7	310.7	310.7	310.7	310.7	310.7	310.7	310.7	310.7	310.7	310.7	310.7	310.7	310.7	310.7	310.7	310.7	310.7	310.7	310.7	310.7	310.7
7	400	200	21	731.8	731.8	731.8	731.8	731.8	731.8	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7
6	400	200	18	688.2	688.2	688.2	688.2	688.2	688.2	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1
5	400	200	15	636.2	636.2	636.2	636.2	636.2	636.2	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0
4	400	200	12	576.0	576.0	576.0	576.0	576.0	576.0	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6
3	400	200	9	507.7	507.7	507.7	507.7	507.7	507.7	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9
2	400	200	6	431.2	431.2	431.2	431.2	431.2	431.2	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9
1	100	50	0	225.9	225.9	225.9	225.9	225.9	225.9	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2
Σ	3700		0	1617.7	1617.7	1617.7	1617.7	1617.7	1617.7	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1
Coeficiente sísmico =				0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	
Error, por elemento =				0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Tabla A9. Resultados de las interpolaciones con el método de interpolación segmentada obtenidos del Modelo III

Nivel	Propiedades		A1 (N10,SOT)		A1 (N10,N5,SOT)		A1 (N10,N7,N3,SOT)		A1 (N10,N7,N1,SOT)		P1 (N10,SOT)		P1 (N10,N5,SOT)		P1 (N10,N7,N3,SOT)		P1 (N10,N7,N1,SOT)		V1 (MODELO)		V1 (N10,SOT)		V1 (N10,N5,SOT)		V1 (N10,N7,N3,SOT)		V1 (N10,N7,N1,SOT)					
	Peso (t)	Rigidez (U/cm)	Altura (m)	(Gcal)	(Gcal)	(Gcal)	(Gcal)	(Gcal)	(Gcal)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(Gcal)	(Gcal)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)				
10	400	200	30	802.9	802.9	802.9	802.9	802.9	802.9	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	325.6	325.6	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4	327.4		
8	400	200	24	784.4	784.4	784.4	784.4	784.4	784.4	311.2	311.2	311.2	311.2	311.2	311.2	311.2	311.2	311.2	311.2	311.2	311.2	311.2	311.2	311.2	311.2	311.2	311.2	311.2	311.2	311.2	311.2	
7	400	200	21	731.6	731.6	731.6	731.6	731.6	731.6	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7	298.7
6	400	200	18	688.2	688.2	688.2	688.2	688.2	688.2	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1	279.1
5	400	200	15	636.2	636.2	636.2	636.2	636.2	636.2	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0	258.0
4	400	200	12	576.0	576.0	576.0	576.0	576.0	576.0	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6	233.6
3	400	200	9	507.7	507.7	507.7	507.7	507.7	507.7	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9	205.9
2	400	200	6	431.2	431.2	431.2	431.2	431.2	431.2	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9	174.9
1	100	50	0	225.9	225.9	225.9	225.9	225.9	225.9	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	
Σ	3700		0	1617.7	1617.7	1617.7	1617.7	1617.7	1617.7	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	2028.1	
Coeficiente sísmico =				0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06		
Error, por elemento =				0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

A_i = aceleraciones en cada nivel
 P_i = fuerza generada en cada nivel
 V_i = Cortante acumulado en cada nivel

Tabla A10. Resultados de las interpolaciones con el método de Newton obtenidos del Modelo IV

Nivel	Propiedades		AI (N10,SOT)		AI (N10,N5,SOT)		AI (N10,N7,N3,SOT)		PI (MODELO)		PI (N10,SOT)		PI (N10,N5,SOT)		PI (N10,N7,N3,SOT)		VI (MODELO)		VI (N10,SOT)		VI (N10,N5,SOT)		VI (N10,N7,N3,SOT)		
	Peso (t)	Rigidez (t/cm)	Altura (m)	(Gal)	(Gal)	(Gal)	(Gal)	(Gal)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(Gal)	(Gal)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)
10	400	200	30	754.9	754.9	754.9	754.9	754.9	306.1	307.8	307.8	307.8	307.8	307.8	307.8	306.1	306.1	307.8	307.8	307.8	307.8	307.8	307.8	307.8	307.8
9	400	200	27	743.2	695.5	715.3	757.7	757.7	301.4	283.6	291.7	291.7	291.7	291.7	309.0	607.4	607.4	591.4	591.4	591.4	591.4	599.4	599.4	616.7	616.7
8	400	200	24	722.3	636.2	671.3	736.9	736.9	292.9	259.4	273.7	273.7	273.7	273.7	300.5	899.8	899.8	850.8	850.8	850.8	850.8	873.2	873.2	917.2	917.2
7	400	200	21	692.5	576.9	623.0	692.5	692.5	280.8	235.2	254.0	254.0	254.0	282.3	1179.8	1179.8	1086.0	1086.0	1086.0	1086.0	1127.2	1127.2	1199.6	1199.6	
6	100	200	18	654.4	517.6	570.2	624.4	624.4	66.4	52.8	58.1	58.1	58.1	63.6	1245.7	1245.7	1138.8	1138.8	1138.8	1138.8	1185.3	1185.3	1263.2	1263.2	
5	100	200	15	513.1	458.3	513.1	532.6	532.6	52.0	46.7	52.3	52.3	52.3	54.3	1294.7	1294.7	1185.5	1185.5	1185.5	1185.5	1237.6	1237.6	1317.5	1317.5	
4	100	200	12	385.2	399.0	451.6	417.2	417.2	39.1	40.7	42.5	42.5	42.5	46.0	1326.4	1326.4	1226.2	1226.2	1226.2	1226.2	1283.6	1283.6	1380.0	1380.0	
3	400	200	9	278.2	339.6	385.7	278.2	278.2	113.1	138.5	157.3	157.3	157.3	113.4	1385.9	1385.9	1364.7	1364.7	1364.7	1364.7	1440.9	1440.9	1473.5	1473.5	
2	400	200	6	217.0	280.3	315.4	220.9	220.9	88.2	114.3	128.6	128.6	128.6	90.1	1430.9	1430.9	1479.0	1479.0	1479.0	1479.0	1569.5	1569.5	1637.7	1637.7	
1	400	200	3	146.0	221.0	240.8	182.0	182.0	52.4	90.1	96.2	96.2	96.2	74.2	1455.7	1455.7	1569.1	1569.1	1569.1	1569.1	1667.7	1667.7	1637.7	1637.7	
0	0	0	0	161.7	161.7	161.7	161.7	161.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1592.5	1592.5	1569.1	1569.1	1569.1	1569.1	1667.7	1667.7	1637.7	1637.7	
$\Sigma = 3100$				754.9	754.9	754.9	754.9	754.9	1592.5	1569.1	1569.1	1569.1	1569.1	1569.1	1637.7	1637.7	1637.7	1637.7	1637.7	1637.7	1637.7	1637.7	1637.7	1637.7	1637.7
coeficiente sísmico =				0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.53	0.54	0.54	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53
error, por ciento =				0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	2.8	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7

Tabla A11. Resultados de las interpolaciones con el método de interpolación segmentada obtenidos del Modelo IV

Nivel	Propiedades		AI (N10,SOT)		AI (N10,N5,SOT)		AI (N10,N7,N3,SOT)		PI (MODELO)		PI (N10,SOT)		PI (N10,N5,SOT)		PI (N10,N7,N3,SOT)		VI (MODELO)		VI (N10,SOT)		VI (N10,N5,SOT)		VI (N10,N7,N3,SOT)	
	Peso (t)	Rigidez (t/cm)	Altura (m)	(Gal)	(Gal)	(Gal)	(Gal)	(Gal)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(Gal)	(Gal)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)
10	400	200	30	754.9	754.9	754.9	754.9	754.9	306.1	307.8	307.8	307.8	307.8	307.8	307.8	306.1	306.1	307.8	307.8	307.8	307.8	307.8	307.8	307.8
9	400	200	27	743.2	695.5	712.0	768.1	768.1	301.4	283.6	293.6	293.6	293.6	313.2	607.4	607.4	591.4	591.4	591.4	591.4	598.1	598.1	621.0	621.0
8	400	200	24	722.3	636.2	667.6	751.2	751.2	292.9	259.4	272.2	272.2	272.2	306.3	899.8	899.8	850.8	850.8	850.8	850.8	870.3	870.3	927.3	927.3
7	400	200	21	692.5	576.9	620.6	692.5	692.5	280.8	235.2	253.0	253.0	253.0	282.5	1179.8	1179.8	1086.0	1086.0	1086.0	1086.0	1123.4	1123.4	1209.8	1209.8
6	100	200	18	654.4	517.6	569.6	624.4	624.4	66.4	52.8	58.1	58.1	58.1	61.1	1245.7	1245.7	1138.8	1138.8	1138.8	1138.8	1181.4	1181.4	1270.9	1270.9
5	100	200	15	513.1	458.3	513.1	532.6	532.6	52.0	46.7	52.3	52.3	52.3	49.9	1294.7	1294.7	1185.5	1185.5	1185.5	1185.5	1233.7	1233.7	1320.8	1320.8
4	100	200	12	385.2	399.0	450.9	417.2	417.2	39.1	40.7	42.5	42.5	42.5	46.0	1326.4	1326.4	1226.2	1226.2	1226.2	1226.2	1279.7	1279.7	1359.4	1359.4
3	400	200	9	278.2	339.6	383.2	278.2	278.2	113.1	138.5	156.3	156.3	156.3	113.5	1385.9	1385.9	1364.7	1364.7	1364.7	1364.7	1436.0	1436.0	1472.9	1472.9
2	400	200	6	217.0	280.3	311.6	207.6	207.6	88.2	114.3	127.0	127.0	127.0	84.6	1430.9	1430.9	1479.0	1479.0	1479.0	1479.0	1563.0	1563.0	1557.6	1557.6
1	400	200	3	146.0	221.0	237.3	172.0	172.0	52.4	90.1	96.8	96.8	96.8	70.1	1455.7	1455.7	1569.1	1569.1	1569.1	1569.1	1659.8	1659.8	1627.7	1627.7
0	0	0	0	161.7	161.7	161.7	161.7	161.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1592.5	1592.5	1569.1	1569.1	1569.1	1569.1	1627.7	1627.7	1637.7	1637.7
$\Sigma = 3100$				754.9	754.9	754.9	754.9	754.9	1592.5	1569.1	1569.1	1569.1	1569.1	1569.1	1627.7	1627.7	1627.7	1627.7	1627.7	1627.7	1627.7	1627.7	1627.7	1627.7
coeficiente sísmico =				0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.54	0.54	0.54	0.54	0.53	0.54	0.54	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53
error, por ciento =				0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	2.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2

Ai = aceleraciones en cada nivel
Pi = fuerza generada en cada nivel
Vi = Cortante acumulado en cada nivel

Tabla A12. Resultados de las interpolaciones con el método de Newton obtenidos del Modelo V

Nivel	Propiedades		Ai (N10,SOT)		Ai (N10,N5,SOT)		Ai (N10,N7,N3,SOT)		Pi (N10,SOT)		Pi (N10,N5,SOT)		Pi (N10,N7,N3,SOT)		Vi (MODELO)		Vi (N10,SOT)		Vi (N10,N5,SOT)		Vi (N10,N7,N3,SOT)	
	Peso (t)	Rigidez (t/cm)	Altura (m)	(Gal)	(Gal)	(Gal)	(Gal)	(Gal)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(Gal)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)
10	200	80	30	986.6	986.6	986.6	986.6	986.6	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1
9	200	80	27	927.9	904.1	913.1	913.1	913.1	189.2	184.3	186.2	186.2	186.2	186.2	389.6	385.5	387.3	387.3	387.3	387.3	387.3	387.3
8	250	108	24	837.5	821.6	838.0	838.0	838.0	213.4	209.4	213.4	213.4	213.4	213.4	599.7	594.8	600.9	600.9	600.9	600.9	600.9	600.9
7	400	166	21	756.9	739.1	760.7	760.7	760.7	308.6	301.4	310.2	310.2	310.2	308.6	896.2	896.2	909.1	909.1	909.1	909.1	909.1	909.1
6	350	144	18	689.7	656.6	681.2	681.2	681.2	248.1	234.3	243.1	243.1	243.1	248.1	1136.8	1130.5	1154.1	1154.1	1154.1	1154.1	1154.1	1149.7
5	340	150	15	599.8	574.2	598.8	598.8	598.8	207.9	189.0	207.9	207.9	207.9	204.0	1330.0	1329.5	1362.0	1362.0	1362.0	1362.0	1362.0	1355.7
4	410	200	12	501.2	491.7	516.3	516.3	516.3	209.5	205.5	209.5	209.5	209.5	209.0	1518.5	1535.0	1577.8	1577.8	1577.8	1577.8	1577.8	1562.7
3	400	210	9	408.4	409.2	430.7	430.7	430.7	166.5	166.8	166.5	166.5	166.5	166.5	1668.0	1701.8	1753.4	1753.4	1753.4	1753.4	1753.4	1725.2
2	350	190	6	299.6	326.7	343.1	343.1	343.1	116.0	126.5	132.9	132.9	132.9	125.8	1764.7	1828.4	1886.3	1886.3	1886.3	1886.3	1886.3	1855.0
1	350	200	3	190.7	244.2	253.4	253.4	253.4	56.0	87.1	90.4	90.4	90.4	86.5	1810.8	1915.5	1976.7	1976.7	1976.7	1976.7	1976.7	1941.6
0	0	0	0	161.7	161.7	161.7	161.7	161.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Σ = 3280				1914.4	1915.5	1915.5	1915.5	1915.5	1914.4	1915.5	1915.5	1915.5	1915.5	1915.5	1914.4	1915.5	1915.5	1915.5	1915.5	1915.5	1915.5	1915.5
Coeficiente sísmico =				0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.0	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58
error, por ciento =				0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
				0.0	3.3	3.3	3.3	3.3	0.0	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3

Tabla A13. Resultados de las interpolaciones con el método de interpolación segmentada obtenidos del Modelo V

Nivel	Propiedades		Ai (N10,SOT)		Ai (N10,N5,SOT)		Ai (N10,N7,N3,SOT)		Pi (N10,SOT)		Pi (N10,N5,SOT)		Pi (N10,N7,N3,SOT)		Vi (MODELO)		Vi (N10,SOT)		Vi (N10,N5,SOT)		Vi (N10,N7,N3,SOT)	
	Peso (t)	Rigidez (t/cm)	Altura (m)	(Gal)	(Gal)	(Gal)	(Gal)	(Gal)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(Gal)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t)
10	200	80	30	986.6	986.6	986.6	986.6	986.6	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1	201.1
9	200	80	27	927.9	904.1	913.1	913.1	913.1	189.2	184.3	186.2	186.2	186.2	186.2	389.6	385.5	387.3	387.3	387.3	387.3	387.3	387.3
8	250	108	24	837.5	821.6	838.0	838.0	838.0	213.4	209.4	213.4	213.4	213.4	213.4	599.7	594.8	600.9	600.9	600.9	600.9	600.9	600.9
7	400	166	21	756.9	739.1	760.7	760.7	760.7	308.6	301.4	310.2	310.2	310.2	308.6	896.2	896.2	909.1	909.1	909.1	909.1	909.1	909.1
6	350	144	18	689.7	656.6	681.2	681.2	681.2	248.1	234.3	243.1	243.1	243.1	248.1	1136.8	1130.5	1154.1	1154.1	1154.1	1154.1	1154.1	1149.7
5	340	150	15	599.8	574.2	598.8	598.8	598.8	207.9	189.0	207.9	207.9	207.9	204.0	1330.0	1329.5	1362.0	1362.0	1362.0	1362.0	1362.0	1355.7
4	410	200	12	501.2	491.7	516.3	516.3	516.3	209.5	205.5	209.5	209.5	209.5	209.0	1518.5	1535.0	1577.8	1577.8	1577.8	1577.8	1577.8	1562.7
3	400	210	9	408.4	409.2	430.7	430.7	430.7	166.5	166.8	166.5	166.5	166.5	166.5	1668.0	1701.8	1753.4	1753.4	1753.4	1753.4	1753.4	1725.2
2	350	190	6	299.6	326.7	343.1	343.1	343.1	116.0	126.5	132.9	132.9	132.9	125.8	1764.7	1828.4	1886.3	1886.3	1886.3	1886.3	1886.3	1855.0
1	350	200	3	190.7	244.2	253.4	253.4	253.4	56.0	87.1	90.4	90.4	90.4	86.5	1810.8	1915.5	1976.7	1976.7	1976.7	1976.7	1976.7	1941.6
0	0	0	0	161.7	161.7	161.7	161.7	161.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Σ = 3280				1914.4	1915.5	1915.5	1915.5	1915.5	1914.4	1915.5	1915.5	1915.5	1915.5	1915.5	1914.4	1915.5	1915.5	1915.5	1915.5	1915.5	1915.5	1915.5
Coeficiente sísmico =				0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.0	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58
error, por ciento =				0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
				0.0	3.3	3.3	3.3	3.3	0.0	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3

Ai = aceleraciones en cada nivel
 Pi = fuerza generada en cada nivel
 Vi = Cortante acumulado en cada nivel

A2 Aplicación del proceso de interpolación de señales en la respuesta de modelos calibrados de edificios.

Se emplean modelos analíticos del edificio TC y SIS desarrollados en un programa de uso común en la práctica profesional, orientado al análisis y diseño de edificios, capaz de efectuar el análisis lineal tridimensional de estructuras ante solicitaciones estáticas y dinámicas (Wilson, 2000). Se compara en primer término la respuesta en aceleraciones del modelo TS2 (Ferretiz, 2007) para altos niveles de esfuerzos del edificio TC en los niveles N1 a N16 y sótano, con las obtenidas a partir de interpolación de señales con el método de Newton e interpolación segmentada. Es posible generar la respuesta en diferentes niveles del edificio si se cuenta con señales registradas en por lo menos dos pisos de la estructura.

Se consideran conocidos los registros de aceleración en los niveles 18, 16, 12, 7, 3 y sótano, donde se localiza la instrumentación permanente.

Se aplicó el método de interpolación de Newton con los registros de los niveles instrumentados en las direcciones horizontales para cada instante de tiempo y se obtuvo el perfil de aceleraciones, fuerzas laterales y cortantes de basal en el instante de tiempo donde éste es máximo, y a partir de esto se calculó el coeficiente sísmico.

El criterio de interpolación se basó en escoger las historias de aceleración en los pisos instrumentados de acuerdo a los siguientes arreglos:

- 1.-N18, N16 Y N12
- 2.-N12, N7 Y N3
- 3.-N7, N3 Y SOT

A partir de los arreglos anteriores se calcularon las historias en los pisos intermedios donde no existe instrumentación. Los resultados son comparados con los derivados del modelo analítico.

Los sismos que se utilizaron para el edificio TC fueron: acelerograma de la estación SCT para el sismo de 1985, evento 04-1 y 04-3, estos últimos registrados con la instrumentación del edificio. Para el edificio SIS los sismos fueron: evento 01-1 y SIM81, este último registro es simulado de gran intensidad.

Para encontrar el perfil a comparar con el resultado del modelo analítico, el criterio adoptado consistió en obtener el tiempo t_0 común a todas las señales donde la ordenada de la historia de cortante basal es máxima. Posteriormente se calcularon los errores que resultan entre la estimación numérica y la estimación del modelo.

Las tablas A14 a A35, resumen la información de los cálculos para aceleración, fuerza horizontal y cortante de entrepiso en ambos edificios. En general los menores errores surgen al utilizar el método de interpolación segmentada. Sin embargo, como se muestra en las tablas A32 y A34, las diferencias en la estimación del coeficiente sísmico entre ambos métodos de interpolación son pequeñas. Esto refuerza que basta el método de Newton para llegar a una buena aproximación de la respuesta con los modelos utilizados.

Tabla A14. Resultados de la interpolación de señales en aceleración, fuerza en entrepiso y cortante en entrepiso en T, evento SCT

Nivel	H (m)	Modelo			Newton			Segmentada		
		A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t
AP2	91.1	323.3	182.6	182.6	323.3	182.6	182.6	323.4	182.7	182.7
AP1	81.9	322.7	240.5	423.1	321.3	239.5	422.1	320.9	239.1	421.8
AZ	75.9	309.2	446.3	869.5	309.2	446.3	868.4	308.1	444.6	866.4
N15	71.5	291.1	378.7	1248.2	294.9	383.8	1252.2	291.5	379.3	1245.8
N14	67.1	270.8	352.4	1600.6	276.0	359.2	1611.4	270.8	352.4	1598.2
N13	62.7	248.5	330.9	1931.5	252.5	336.3	1947.7	247.4	329.5	1927.7
N12	58.3	224.4	297.7	2229.2	224.4	297.7	2245.4	222.8	295.4	2223.1
N11	53.9	198.9	266.7	2495.8	195.3	261.8	2507.2	196.0	262.8	2486.0
N10	49.5	172.6	234.0	2729.8	168.1	227.9	2735.1	169.7	230.0	2716.0
N9	45.1	146.3	200.2	2930.0	142.9	195.6	2930.7	144.2	197.3	2913.3
N8	40.7	121.3	167.5	3097.5	119.7	165.4	3096.0	120.1	165.9	3079.2
N7	36.3	98.5	136.9	3234.4	98.5	136.9	3232.9	97.6	135.7	3214.9
N6	31.9	78.7	110.1	3344.5	79.2	110.8	3343.7	78.2	109.3	3324.2
N5	27.5	61.6	93.6	3438.1	61.9	94.0	3437.7	61.2	92.9	3417.1
N4	23.1	46.8	71.8	3509.9	46.6	71.6	3509.3	46.6	71.5	3488.6
N3	18.7	33.3	56.5	3566.3	33.3	56.5	3565.8	33.1	56.0	3544.6
N2	14.3	20.5	34.4	3600.8	19.7	33.1	3598.8	19.3	32.3	3577.0
N1	9.9	7.8	12.9	3613.7	7.2	11.8	3610.6	6.9	11.5	3588.5
PB	5.5	-4.3	-8.5	3605.2	-4.3	-8.5	3602.2	-4.3	-8.5	3580.0

Tabla A15. Resultados de la interpolación de señales en aceleración, fuerza en entrepiso y cortante en entrepiso en L, evento SCT

Nivel	H (m)	Modelo			Newton			Segmentada		
		A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t
AP2	91.1	365.6	206.5	206.5	365.6	206.5	206.5	364.9	206.1	206.1
AP1	81.9	343.0	255.6	462.1	347.7	259.1	465.6	346.5	258.3	464.4
AZ	75.9	325.7	470.1	932.2	325.7	470.1	935.7	323.9	467.6	931.9
N15	71.5	298.7	388.6	1320.8	304.4	396.1	1331.9	300.6	391.1	1323.1
N14	67.1	270.0	351.3	1672.2	278.8	362.7	1694.6	273.3	355.6	1678.6
N13	62.7	241.5	321.7	1993.8	248.7	331.2	2025.8	243.3	324.1	2002.7
N12	58.3	214.3	284.2	2278.0	214.3	284.2	2310.0	212.8	282.2	2285.0
N11	53.9	188.7	253.0	2531.0	190.0	254.7	2564.7	189.4	254.0	2539.0
N10	49.5	164.9	223.5	2754.6	166.4	225.5	2790.2	166.2	225.3	2764.3
N9	45.1	142.5	195.0	2949.5	143.6	196.4	2986.7	143.4	196.2	2960.5
N8	40.7	121.1	167.2	3116.8	121.5	167.8	3154.5	121.1	167.3	3127.8
N7	36.3	100.1	139.2	3256.0	100.1	139.2	3293.7	99.3	138.0	3265.8
N6	31.9	79.7	111.5	3367.5	79.5	111.3	3404.9	78.8	110.2	3376.0
N5	27.5	59.7	90.6	3458.1	59.7	90.6	3495.6	59.0	89.7	3465.6
N4	23.1	40.4	62.0	3520.1	40.6	62.3	3557.9	40.3	61.9	3527.5
N3	18.7	22.3	37.7	3557.8	22.3	37.7	3595.6	22.0	37.2	3564.8
N2	14.3	5.6	9.5	3567.3	6.4	10.7	3606.3	5.8	9.7	3574.5
N1	9.9	-9.2	-15.3	3552.1	-8.1	-13.4	3592.9	-8.4	-13.9	3560.6
PB	5.5	-21.2	-41.4	3510.6	-21.2	-41.4	3551.4	-21.2	-41.4	3519.2

Tabla A16. Errores estimados en los métodos de interpolación tomando como referencia los valores del modelo en T, evento SCT

Nivel	H (m)	Newton			Segmentada		
		A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t
AP2	91.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AP1	81.9	0.4	0.4	0.2	0.1	0.1	0.1
AZ	75.9	0.0	0.0	0.1	0.4	0.4	0.2
N15	71.5	-1.3	-1.3	-0.3	1.2	1.2	0.5
N14	67.1	-1.9	-1.9	-0.7	1.9	1.9	0.8
N13	62.7	-1.6	-1.6	-0.8	2.0	2.0	1.0
N12	58.3	0.0	0.0	-0.7	0.8	0.8	1.0
N11	53.9	1.8	1.8	-0.5	-0.4	-0.4	0.8
N10	49.5	2.6	2.6	-0.2	-0.9	-0.9	0.7
N9	45.1	2.3	2.3	0.0	-0.9	-0.9	0.6
N8	40.7	1.3	1.3	0.0	-0.3	-0.3	0.5
N7	36.3	0.0	0.0	0.0	0.9	0.9	0.6
N6	31.9	-0.6	-0.6	0.0	1.3	1.3	0.6
N5	27.5	-0.5	-0.5	0.0	1.2	1.2	0.6
N4	23.1	0.3	0.3	0.0	0.1	0.1	0.6
N3	18.7	0.0	0.0	0.0	0.8	0.8	0.6
N2	14.3	3.9	3.9	0.1	2.2	2.2	0.6
N1	9.9	8.5	8.5	0.1	2.9	2.9	0.6
PB	5.5	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.6
Máx		8.5	8.5	0.8	2.9	2.9	1.0

Tabla A17. Errores estimados en los métodos de interpolación tomando como referencia los valores del modelo en L, evento SCT

Nivel	H (m)	Newton			Segmentada		
		A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t
AP2	91.1	0.0	0.0	0.0	0.2	0.2	0.2
AP1	81.9	-1.4	-1.4	-0.8	0.3	0.3	0.3
AZ	75.9	0.0	0.0	-0.4	0.5	0.5	0.4
N15	71.5	-1.9	-1.9	-0.8	1.3	1.3	0.7
N14	67.1	-3.2	-3.2	-1.3	2.0	2.0	0.9
N13	62.7	-3.0	-3.0	-1.6	2.2	2.2	1.1
N12	58.3	0.0	0.0	-1.4	0.7	0.7	1.1
N11	53.9	-0.7	-0.7	-1.3	0.3	0.3	1.0
N10	49.5	-0.9	-0.9	-1.3	0.1	0.1	0.9
N9	45.1	-0.7	-0.7	-1.3	0.1	0.1	0.9
N8	40.7	-0.3	-0.3	-1.2	0.3	0.3	0.8
N7	36.3	0.0	0.0	-1.2	0.9	0.9	0.8
N6	31.9	0.2	0.2	-1.1	1.0	1.0	0.9
N5	27.5	0.0	0.0	-1.1	1.1	1.1	0.9
N4	23.1	-0.5	-0.5	-1.1	0.7	0.7	0.9
N3	18.7	0.0	0.0	-1.1	1.4	1.4	0.9
N2	14.3	-12.4	-12.4	-1.1	8.6	8.6	0.9
N1	9.9	11.9	11.9	-1.1	-3.1	-3.1	0.9
PB	5.5	0.0	0.0	-1.2	0.0	0.0	0.9
Máx		12.4	12.4	1.6	8.6	8.6	1.1

Los resultados de las tablas A16 y A17 muestran que los errores calculados con el método de interpolación segmentada son ligeramente inferiores a los que se comenten con el método de Newton. En el componente T, los mayores errores fueron de 8.5 por ciento respecto al modelo analítico y de 12.4 por ciento en L.

Posteriormente con el modelo calibrado del edificio TC se reprodujo la respuesta de los eventos 04-1 y 04-3, se usaron las señales de los pisos instrumentados y a partir de estas se generó la respuesta en aceleraciones, fuerza y cortante horizontales en los niveles restantes con los métodos de interpolación segmentada y de Newton, se calculó el coeficiente sísmico y se determinaron los errores entre estos y el modelo analítico.

En el evento 04-1 se los cortantes máximos del modelo se encontraron a los 44.35 s en T y a los 55.12 s en L, mientras que para evento 04-3 se encontraron a los 49.87 s en T y a los 51.85 s en L. Las tablas A18 a A25 muestran los resultados de los procesos de interpolación en dichos instantes de tiempo.

Tabla A18. Resultados de la interpolación de señales en aceleración, fuerza en entrepiso y cortante en entrepiso en T para el evento 04-1

Nivel	H (m)	Modelo			Newton			Segmentada		
		A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t
AP2	91.1	12.9	7.3	7.3	12.9	7.3	7.3	12.9	7.3	7.2
AP1	81.9	10.3	7.7	14.9	10.3	7.7	15.0	10.2	7.6	14.8
AZ	75.9	9.0	12.9	27.9	9.0	12.9	27.9	9.0	12.9	27.7
N15	71.5	8.2	10.6	38.5	8.1	10.5	38.4	8.1	10.5	38.1
N14	67.1	7.4	9.7	48.1	7.3	9.5	47.9	7.3	9.5	47.7
N13	62.7	6.7	8.9	57.1	6.6	8.8	56.7	6.6	8.9	56.5
N12	58.3	6.0	8.0	65.1	6.0	8.0	64.7	6.0	8.0	64.5
N11	53.9	5.4	7.2	72.3	5.4	7.2	71.9	5.3	7.1	71.6
N10	49.5	4.7	6.3	78.6	4.7	6.3	78.2	4.6	6.3	77.9
N9	45.1	4.0	5.4	84.1	4.0	5.5	83.7	3.9	5.4	83.3
N8	40.7	3.3	4.5	88.6	3.3	4.5	88.2	3.3	4.5	87.8
N7	36.3	2.6	3.6	92.2	2.6	3.6	91.8	2.6	3.6	91.3
N6	31.9	1.9	2.6	94.8	1.9	2.6	94.4	1.8	2.6	93.9
N5	27.5	1.2	1.8	96.6	1.1	1.7	96.1	1.1	1.7	95.5
N4	23.1	0.4	0.7	97.3	0.4	0.6	96.7	0.4	0.6	96.1
N3	18.7	-0.4	-0.6	96.6	-0.4	-0.6	96.1	-0.4	-0.6	95.5
N2	14.3	-1.2	-2.0	94.6	-1.2	-2.0	94.1	-1.2	-2.0	93.5
N1	9.9	-2.1	-3.4	91.2	-2.0	-3.3	90.9	-2.0	-3.3	90.2
PB	5.5	-2.8	-5.6	85.7	-2.8	-5.6	85.3	-2.8	-5.6	84.6

Tabla A19. Resultados de la interpolación de señales en aceleración, fuerza en entrepiso y cortante en entrepiso en L para el evento 04-1

Nivel	H (m)	Modelo			Newton			Segmentada		
		A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t
AP2	91.1	4.6	2.6	2.6	4.6	2.6	2.6	4.6	2.6	2.5
AP1	81.9	1.8	1.3	4.0	2.2	1.6	4.3	2.1	1.6	4.1
AZ	75.9	0.6	0.8	4.8	0.6	0.8	5.1	0.6	0.8	4.8
N15	71.5	-0.8	-1.0	3.8	-0.7	-0.9	4.2	-0.8	-1.0	3.7
N14	67.1	-2.1	-2.8	1.0	-1.9	-2.5	1.7	-2.1	-2.7	1.1
N13	62.7	-3.5	-4.6	-3.6	-3.2	-4.3	-2.7	-3.4	-4.5	-3.4
N12	58.3	-4.6	-6.1	-9.7	-4.6	-6.1	-8.7	-4.6	-6.1	-9.5
N11	53.9	-5.5	-7.4	-17.0	-5.5	-7.4	-16.1	-5.3	-7.1	-16.7
N10	49.5	-6.2	-8.4	-25.4	-6.3	-8.5	-24.6	-6.0	-8.1	-24.7
N9	45.1	-6.7	-9.2	-34.6	-6.8	-9.3	-33.9	-6.5	-8.9	-33.7
N8	40.7	-7.0	-9.7	-44.3	-7.1	-9.8	-43.6	-6.9	-9.6	-43.2
N7	36.3	-7.2	-10.0	-54.3	-7.2	-10.0	-53.6	-7.2	-10.0	-53.2
N6	31.9	-7.0	-9.9	-64.1	-7.0	-9.8	-63.4	-7.1	-9.9	-63.1
N5	27.5	-6.7	-10.2	-74.3	-6.7	-10.2	-73.6	-6.7	-10.2	-73.3
N4	23.1	-6.1	-9.4	-83.7	-6.1	-9.4	-83.0	-6.1	-9.4	-82.7
N3	18.7	-5.4	-9.1	-92.8	-5.4	-9.1	-92.1	-5.4	-9.1	-91.7
N2	14.3	-4.5	-7.6	-100.4	-4.7	-7.8	-99.9	-4.7	-7.8	-99.6
N1	9.9	-3.7	-6.0	-106.4	-3.8	-6.3	-106.3	-3.8	-6.3	-105.9
PB	5.5	-2.9	-5.7	-112.1	-2.9	-5.7	-111.9	-2.9	-5.7	-111.6

Tabla A20. Errores estimados en los métodos de interpolación tomando como referencia los valores del modelo en T para el evento 04-1

Nivel	H (m)	Newton			Segmentada		
		A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t
AP2	91.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0
AP1	81.9	-0.6	-0.6	-0.3	1.0	1.0	1.0
AZ	75.9	0.0	0.0	-0.2	0.0	0.0	0.9
N15	71.5	1.2	1.2	0.2	0.2	0.2	0.7
N14	67.1	1.8	1.8	0.5	-0.5	-0.5	0.5
N13	62.7	1.6	1.6	0.7	-0.6	-0.6	0.3
N12	58.3	0.0	0.0	0.6	0.0	0.0	0.4
N11	53.9	0.0	0.0	0.6	1.0	1.0	0.4
N10	49.5	-0.1	-0.1	0.5	1.1	1.1	0.5
N9	45.1	-0.4	-0.4	0.4	1.1	1.1	0.5
N8	40.7	-0.5	-0.5	0.4	1.0	1.0	0.5
N7	36.3	0.0	0.0	0.4	0.0	0.0	0.6
N6	31.9	1.5	1.5	0.4	1.0	1.0	0.6
N5	27.5	4.3	4.3	0.5	1.8	1.8	0.6
N4	23.1	10.8	10.8	0.6	4.0	4.0	0.6
N3	18.7	0.0	0.0	0.6	0.0	0.0	0.6
N2	14.3	3.0	3.0	0.5	-0.2	-0.2	0.7
N1	9.9	2.9	2.9	0.4	-0.2	-0.2	0.7
PB	5.5	0.0	0.0	0.4	0.0	0.0	0.7
Max=		10.8	10.8	0.7	4.0	4.0	1.0

Tabla A21. Errores estimados en los métodos de interpolación tomando como referencia los valores del modelo en L para el evento 04-1

Nivel	H (m)	Newton			Segmentada		
		A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t
AP2	91.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5
AP1	81.9	-22.1	-22.1	-7.5	4.9	4.9	3.4
AZ	75.9	0.0	0.0	-6.2	0.0	0.0	5.9
N15	71.5	11.4	11.4	-10.9	-16.5	-16.5	10.6
N14	67.1	9.4	9.4	-68.4	-5.8	-5.8	35.5
N13	62.7	6.0	6.0	26.2	-3.4	-3.4	-27.6
N12	58.3	0.0	0.0	9.8	0.0	0.0	-9.1
N11	53.9	-0.6	-0.6	5.3	3.8	3.8	-3.2
N10	49.5	-1.1	-1.1	3.2	4.7	4.7	-0.5
N9	45.1	-1.0	-1.0	2.1	3.6	3.6	0.7
N8	40.7	-0.5	-0.5	1.5	-1.2	-1.9	0.9
N7	36.3	0.0	0.0	1.2	0.0	0.0	0.7
N6	31.9	0.2	0.2	1.1	-0.7	-0.7	0.5
N5	27.5	0.1	0.1	0.9	-0.2	-0.2	0.4
N4	23.1	-0.3	-0.3	0.8	0.6	0.6	0.4
N3	18.7	0.0	0.0	0.7	0.0	0.0	0.4
N2	14.3	-3.0	-3.0	0.4	-0.4	-0.4	0.3
N1	9.9	-5.0	-5.0	0.1	-0.1	-0.1	0.3
PB	5.5	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.3
Max=		22.1	22.1	68.4	16.5	16.5	35.5

Tabla A22. Resultados de la interpolación de señales en aceleración, fuerza en entrepiso y cortante en entrepiso en T para el evento 04-3

Nivel	H (m)	Modelo			Newton			Segmentada		
		A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t
AP2	91.1	-4.1	-2.3	-2.3	-4.1	-2.3	-2.3	-4.1	-2.3	-2.3
AP1	81.9	-2.2	-1.6	-4.0	-2.3	-1.7	-4.0	-2.2	-1.6	-3.9
AZ	75.9	-1.3	-1.9	-5.9	-1.3	-1.9	-5.9	-1.3	-1.9	-5.8
N15	71.5	-0.9	-1.1	-7.0	-0.8	-1.0	-7.0	-0.8	-1.0	-6.8
N14	67.1	-0.5	-0.6	-7.6	-0.4	-0.5	-7.4	-0.4	-0.5	-7.4
N13	62.7	-0.1	-0.1	-7.8	0.0	0.0	-7.5	-0.1	-0.1	-7.5
N12	58.3	0.2	0.3	-7.5	0.2	0.3	-7.2	0.2	0.3	-7.2
N11	53.9	0.4	0.6	-6.9	0.6	0.8	-6.4	0.6	0.8	-6.4
N10	49.5	0.7	0.9	-6.0	1.0	1.3	-5.1	0.9	1.3	-5.2
N9	45.1	1.0	1.4	-4.7	1.3	1.8	-3.3	1.3	1.7	-3.5
N8	40.7	1.4	1.9	-2.8	1.6	2.2	-1.1	1.5	2.1	-1.3
N7	36.3	1.8	2.5	-0.3	1.8	2.5	1.4	1.8	2.5	1.2
N6	31.9	2.1	3.0	2.7	1.9	2.7	4.1	2.0	2.8	3.9
N5	27.5	2.3	3.5	6.2	2.1	3.1	7.2	2.1	3.1	7.0
N4	23.1	2.3	3.6	9.8	2.1	3.3	10.5	2.1	3.2	10.3
N3	18.7	2.1	3.6	13.4	2.1	3.6	14.1	2.1	3.6	13.9
N2	14.3	1.8	3.0	16.3	1.9	3.1	17.2	1.9	3.2	17.1
N1	9.9	1.3	2.2	18.5	1.4	2.4	19.6	1.5	2.4	19.5
PB	5.5	0.6	1.1	19.6	0.6	1.1	21.3	0.6	1.1	21.2

Tabla A23. Resultados de la interpolación de señales en aceleración, fuerza en entrepiso y cortante en entrepiso en L para el evento 04-3

Nivel	H (m)	Modelo			Newton			Segmentada		
		A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t
AP2	91.1	2.2	1.3	1.3	2.2	1.3	1.3	2.2	1.3	1.2
AP1	81.9	-1.3	-1.0	0.3	-0.9	-0.7	0.6	-1.0	-0.8	0.4
AZ	75.9	-1.9	-2.8	-2.5	-1.9	-2.8	-2.2	-1.9	-2.8	-2.4
N15	71.5	-1.6	-2.1	-4.7	-2.2	-2.8	-5.0	-2.0	-2.6	-5.0
N14	67.1	-1.2	-1.6	-6.3	-2.0	-2.5	-7.6	-1.6	-2.0	-7.0
N13	62.7	-0.7	-1.0	-7.2	-1.3	-1.7	-9.3	-0.9	-1.2	-8.2
N12	58.3	-0.2	-0.3	-7.5	-0.2	-0.3	-9.6	-0.2	-0.3	-8.4
N11	53.9	0.4	0.6	-7.0	0.7	1.0	-8.6	0.6	0.8	-7.6
N10	49.5	1.1	1.5	-5.5	1.5	2.0	-6.6	1.3	1.8	-5.8
N9	45.1	1.8	2.5	-3.0	2.1	2.9	-3.6	2.0	2.7	-3.1
N8	40.7	2.5	3.4	0.4	2.6	3.7	0.0	2.6	3.6	0.5
N7	36.3	3.0	4.2	4.6	3.0	4.2	4.2	3.0	4.2	4.7
N6	31.9	3.4	4.8	9.3	3.2	4.5	8.7	3.3	4.6	9.3
N5	27.5	3.6	5.4	14.7	3.3	5.1	13.8	3.4	5.1	14.4
N4	23.1	3.5	5.4	20.1	3.3	5.1	18.9	3.3	5.0	19.4
N3	18.7	3.1	5.3	25.4	3.1	5.3	24.2	3.1	5.3	24.7
N2	14.3	2.6	4.3	29.7	2.7	4.5	28.7	2.7	4.5	29.3
N1	9.9	1.8	3.0	32.8	2.0	3.3	32.0	2.0	3.3	32.6
PB	5.5	0.7	1.3	34.1	0.7	1.3	34.1	0.7	1.3	34.8

Tabla A24. Errores estimados en los métodos de interpolación tomando como referencia los valores del modelo en T para el evento 04-3

Nivel	H (m)	Newton			Segmentada		
		A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t
AP2	91.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.2
AP1	81.9	-3.1	-3.1	-1.3	3.1	3.1	2.6
AZ	75.9	0.0	0.0	-0.9	0.0	0.0	2.9
N15	71.5	10.0	10.0	0.9	-1.6	-1.6	2.3
N14	67.1	22.1	22.1	2.6	-18.3	-18.3	1.0
N13	62.7	71.7	71.7	3.7	-238.7	-238.7	-0.2
N12	58.3	0.0	0.0	3.8	0.0	0.0	0.3
N11	53.9	-42.1	-42.1	7.6	6.4	6.4	-0.5
N10	49.5	-44.4	-44.4	15.6	6.1	6.1	-2.3
N9	45.1	-31.3	-31.3	29.3	3.9	3.9	-5.6
N8	40.7	-14.1	-14.1	59.3	1.5	1.5	-19.3
N7	36.3	0.0	0.0	600.7	0.0	0.0	15.0
N6	31.9	8.0	8.0	-51.9	-0.9	-0.9	4.4
N5	27.5	10.9	10.9	-16.4	-0.4	-0.4	2.3
N4	23.1	8.6	8.6	-7.3	0.3	0.3	1.7
N3	18.7	0.0	0.0	-5.3	0.0	0.0	1.3
N2	14.3	-5.5	-5.5	-5.3	-1.7	-1.7	0.7
N1	9.9	-9.7	-9.7	-5.8	-0.6	-0.6	0.6
PB	5.5	0.0	0.0	-8.5	0.0	0.0	0.5
Max=		71.7	71.7	600.7	238.7	238.7	19.3

Tabla A25. Errores estimados en los métodos de interpolación tomando como referencia los valores del modelo en L para el evento 04-3

Nivel	H (m)	Newton			Segmentada		
		A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t
AP2	91.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.6
AP1	81.9	32.1	32.1	-120.6	-11.0	-11.0	29.1
AZ	75.9	0.0	0.0	12.7	0.0	0.0	-9.4
N15	71.5	-31.9	-31.9	-7.7	9.3	9.3	1.1
N14	67.1	-60.0	-60.0	-21.0	20.1	20.1	7.5
N13	62.7	-74.8	-74.8	-28.3	29.8	29.8	11.6
N12	58.3	0.0	0.0	-27.3	0.0	0.0	12.0
N11	53.9	-72.2	-72.2	-23.7	16.2	16.2	11.5
N10	49.5	-36.9	-36.9	-20.2	11.3	11.3	11.5
N9	45.1	-19.0	-19.0	-21.1	6.6	6.6	15.5
N8	40.7	-7.5	-7.5	97.3	2.6	2.6	-4508
N7	36.3	0.0	0.0	8.3	0.0	0.0	-11.7
N6	31.9	4.3	4.3	6.3	-1.3	-1.3	-6.3
N5	27.5	6.2	6.2	6.2	-0.6	-0.6	-4.2
N4	23.1	5.3	5.3	6.0	0.5	0.5	-2.9
N3	18.7	0.0	0.0	4.7	0.0	0.0	-2.2
N2	14.3	-3.3	-3.3	3.6	-1.7	-1.7	-2.1
N1	9.9	-8.5	-8.5	2.5	-0.6	-0.6	-2.0
PB	5.5	0.0	0.0	-0.1	0.0	0.0	-1.9
Max=		74.8	74.8	120.6	29.8	29.8	4508.2

Para el edificio SIS se utilizaron dos modelos desarrollados por Morales (2005), en los que se toma en cuenta simplificaciones de análisis que permiten reproducir la respuesta del edificio ante sismos intensos. El primer modelo se utilizó para reproducir la respuesta del sismo 01-1 y el segundo modelo se sometió a la excitación del sismo intenso simulado, en la dirección L del edificio (Morales, 2005).

Tabla A26. Resultados de la interpolación de señales en aceleración, fuerza en entrepiso y cortante en entrepiso en T para el evento 01-1

Nivel	H (m)	Modelo			Newton			Segmentada		
		A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t
N16	66.15	-33.4	-22.4	-22.4	-33.4	-22.4	-22.4	-33.4	-22.4	-20.9
N15	62.35	-29.5	-17.5	-39.9	-4.3	-2.6	-25.0	-6.5	-3.8	-24.8
N14	58.53	-10.4	-6.7	-46.6	18.0	11.6	-13.4	15.9	10.2	-14.6
N13	54.93	15.3	9.6	-37.0	32.6	20.5	7.1	32.1	20.2	5.6
N12	51.33	41.1	25.8	-11.2	41.1	25.8	32.9	41.1	25.8	31.6
N11	47.73	57.1	36.2	25.0	43.3	27.4	60.3	42.3	26.8	58.4
N10	44.13	56.1	35.9	60.9	39.3	25.1	85.4	36.2	23.1	81.5
N9	40.53	39.2	25.2	86.1	29.1	18.7	104.2	25.3	16.3	97.8
N8	36.93	12.8	8.2	94.4	12.8	8.2	94.4	12.8	8.2	106.0
N7	33.33	-13.8	-8.9	85.4	-0.7	-0.4	112.0	-1.1	-0.7	105.3
N6	29.73	-29.3	-19.0	66.4	-8.8	-5.7	106.3	-10.4	-6.8	98.6
N5	26.13	-27.6	-18.1	48.2	-11.6	-7.6	98.7	-13.4	-8.8	89.7
N4	22.53	-9.1	-6.1	42.2	-9.1	-6.1	92.6	-9.1	-6.1	83.8
N3	18.93	19.9	13.4	55.5	-1.3	-0.9	91.7	2.9	1.9	85.7
N2	15.33	49.5	33.7	89.2	11.8	8.0	99.7	19.5	13.3	99.0
N1	11.73	73.0	49.9	139.1	30.1	20.6	120.3	39.6	27.0	126.0
PB	8.13	87.6	69.2	208.3	53.8	42.5	162.8	61.4	48.6	174.6
SOT	3.9	88.4	94.6	302.9	88.4	94.6	257.4	88.4	94.6	269.2

Tabla A27. Resultados de la interpolación de señales en aceleración, fuerza en entrepiso y cortante en entrepiso en L para el evento 01-1

Nivel	H (m)	Modelo			Newton			Segmentada		
		A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t
N16	66.15	-23.9	-16.0	-16.0	-23.9	-16.0	-16.0	-23.9	-16.0	-15.8
N15	62.35	-22.0	-13.1	-29.1	-18.4	-10.9	-27.0	-19.1	-11.3	-27.1
N14	58.53	-19.4	-12.4	-41.5	-14.6	-9.4	-36.3	-15.2	-9.8	-36.9
N13	54.93	-15.9	-10.0	-51.5	-12.6	-7.9	-44.2	-12.8	-8.0	-44.9
N12	51.33	-12.0	-7.5	-59.0	-12.0	-7.5	-51.7	-12.0	-7.5	-52.4
N11	47.73	-9.0	-5.7	-64.7	-12.8	-8.1	-59.9	-13.2	-8.3	-60.7
N10	44.13	-9.1	-5.8	-70.5	-15.2	-9.7	-69.6	-16.0	-10.2	-71.0
N9	40.53	-13.9	-8.9	-79.5	-19.0	-12.2	-81.8	-20.0	-12.9	-83.8
N8	36.93	-24.4	-15.7	-95.2	-24.4	-15.7	-97.6	-24.4	-15.7	-99.6
N7	33.33	-40.3	-26.1	-121.3	-52.2	-33.8	-131.4	-53.2	-34.5	-134.1
N6	29.73	-59.8	-38.9	-160.2	-73.2	-47.7	-179.0	-75.6	-49.2	-183.3
N5	26.13	-79.6	-52.4	-212.6	-87.6	-57.6	-236.6	-90.3	-59.4	-242.7
N4	22.53	-95.2	-63.3	-275.8	-95.2	-63.3	-299.9	-95.2	-63.3	-305.9
N3	18.93	-103.4	-69.6	-345.4	-96.1	-64.6	-364.5	-91.0	-61.2	-367.2
N2	15.33	-101.5	-69.0	-414.4	-90.3	-61.4	-426.0	-80.6	-54.8	-422.0
N1	11.73	-89.0	-60.8	-475.2	-77.7	-53.1	-479.0	-65.9	-45.0	-467.0
PB	8.13	-66.5	-52.6	-527.8	-58.4	-46.2	-525.2	-48.8	-38.6	-505.6
SOT	3.9	-27.2	-29.1	-556.9	-27.2	-29.1	-554.3	-27.2	-29.1	-534.7

Tabla A28. Errores estimados en los métodos de interpolación tomando como referencia los valores del modelo en T para el evento 01-1

Nivel	H (m)	Newton			Segmentada		
		A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t
N16	66.15	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.6
N15	62.35	85.4	85.4	37.4	-50.3	-50.3	0.8
N14	58.53	272.7	272.7	71.2	11.7	11.7	-8.7
N13	54.93	-112.8	-112.8	119.1	1.5	1.5	20.9
N12	51.33	0.0	0.0	3.9	0.0	0.0	3.8
N11	47.73	24.2	24.2	-141.1	2.4	2.4	3.1
N10	44.13	29.9	29.9	-40.3	8.1	8.1	4.6
N9	40.53	25.7	25.7	-21.0	13.3	13.3	6.1
N8	36.93	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-12.4
N7	33.33	95.2	95.2	-31.1	-64.2	-64.2	6.0
N6	29.73	70.0	70.0	-60.1	-18.3	-18.3	7.3
N5	26.13	58.0	58.0	-104.5	-15.7	-15.7	9.0
N4	22.53	0.0	0.0	-119.5	0.0	0.0	9.5
N3	18.93	106.7	106.7	-65.1	316.0	316.0	6.5
N2	15.33	76.3	76.3	-11.8	-66.2	-66.2	0.7
N1	11.73	58.7	58.7	13.5	-31.3	-31.3	-4.8
PB	8.13	38.6	38.6	21.8	-14.1	-14.1	-7.2
SOT	3.9	0.0	0.0	15.0	0.0	0.0	-4.6
Máx=		272.7	272.7	141.1	316.0	316.0	20.9

Tabla A29. Errores estimados en los métodos de interpolación tomando como referencia los valores del modelo en L para el evento 01-1

Nivel	H (m)	Newton			Segmentada		
		A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t
N16	66.15	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.7
N15	62.35	16.3	16.3	7.3	-3.4	-3.4	-0.4
N14	58.53	24.4	24.4	12.4	-4.2	-4.2	-1.4
N13	54.93	20.9	20.9	14.1	-1.8	-1.8	-1.5
N12	51.33	0.0	0.0	12.3	0.0	0.0	-1.3
N11	47.73	-42.0	-42.0	7.5	-2.6	-2.6	-1.4
N10	44.13	-66.2	-66.2	1.3	-5.5	-5.5	-2.0
N9	40.53	-37.0	-37.0	-3.0	-5.2	-5.2	-2.5
N8	36.93	0.0	0.0	-2.5	0.0	0.0	-2.1
N7	33.33	-29.5	-29.5	-8.3	-2.0	-2.0	-2.1
N6	29.73	-22.5	-22.5	-11.8	-3.3	-3.3	-2
N5	26.13	-10.0	-10.0	-11.3	-3.1	-3.1	-2.5
N4	22.53	0.0	0.0	-8.7	0.0	0.0	-2.0
N3	18.93	7.1	7.1	-5.5	5.3	5.3	-0.7
N2	15.33	11.1	11.1	-2.8	10.7	10.7	0.9
N1	11.73	12.7	12.7	-0.8	15.2	15.2	2.5
PB	8.13	12.2	12.2	0.5	16.4	16.4	3.7
SOT	3.9	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	3.5
Máx=		66.2	66.2	14.1	16.4	16.4	3.7

Tabla A30. Resultados de la interpolación de señales en aceleración, fuerza en entrepiso y cortante en entrepiso en L para la simulación SIM81

Nivel	H (m)	Modelo			Newton			Segmentada		
		A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t
N16	66.15	-385.7	-258.6	-258.6	-385.7	-258.6	-258.6	-385.7	-258.6	-260.8
N15	62.35	-429.3	-254.6	-513.2	-416.8	-247.2	-505.8	-427.3	-253.4	-514.2
N14	58.53	-461.3	-296.0	-809.2	-460.8	-295.6	-801.4	-471.0	-302.2	-816.4
N13	54.93	-498.6	-313.1	-1122.3	-514.1	-322.8	-1124.2	-520.9	-327.1	-1143.4
N12	51.33	-578.8	-363.4	-1485.7	-578.8	-363.4	-1487.6	-578.8	-363.4	-1509.9
N11	47.73	-707.7	-448.4	-1934.0	-654.9	-415.0	-1902.5	-661.9	-419.3	-1929.2
N10	44.13	-829.1	-530.0	-2464.1	-742.5	-474.7	-2377.2	-752.9	-481.3	-2410.6
N9	40.53	-908.8	-584.2	-3048.2	-841.5	-540.9	-2918.1	-852.9	-548.3	-2958.8
N8	36.93	-951.9	-615.2	-3663.5	-951.9	-615.2	-3533.4	-951.9	-615.2	-3574.0
N7	33.33	-950.4	-616.3	-4279.8	-906.9	-588.1	-4121.5	-904.4	-586.5	-4160.5
N6	29.73	-887.9	-577.7	-4857.5	-847.7	-551.5	-4673.0	-849.2	-552.5	-4713.0
N5	26.13	-789.0	-518.9	-5376.3	-774.1	-509.0	-5182.0	-776.3	-510.5	-5223.5
N4	22.53	-686.2	-456.1	-5832.4	-686.2	-456.1	-5638.1	-686.2	-456.1	-5678.0
N3	18.93	-580.2	-390.1	-6222.5	-584.0	-392.7	-6030.8	-570.6	-383.7	-6061.7
N2	15.33	-463.2	-315.0	-6537.6	-467.6	-318.0	-6348.8	-445.3	-302.8	-6364.5
N1	11.73	-324.2	-221.3	-6758.9	-336.8	-229.9	-6578.7	-310.2	-211.7	-6576.2
PB	8.13	-171.4	-135.5	-6894.3	-191.7	-151.5	-6730.2	-170.7	-134.9	-6711.1
SOT	3.9	-23.7	-25.4	-6919.7	-23.7	-25.4	-6733.4	-23.7	-25.4	-6714.3

Tabla A31. Errores estimados en los métodos de interpolación tomando como referencia los valores del modelo en L para el evento simulado SIM81

Nivel	H (m)	Newton			Segmentada		
		A, en Gal	F, en t	V, en t	A, en Gal	F, en t	V, en t
N16	66.15	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.8
N15	62.35	2.9	2.9	1.5	-2.5	-2.5	-1.7
N14	58.53	0.1	0.1	1.0	-2.2	-2.2	-1.9
N13	54.93	-3.1	-3.1	-0.2	-1.3	-1.3	-1.7
N12	51.33	0.0	0.0	-0.1	0.0	0.0	-1.5
N11	47.73	7.5	7.5	1.6	-1.1	-1.1	-1.4
N10	44.13	10.4	10.4	3.5	-1.4	-1.4	-1.4
N9	40.53	7.4	7.4	4.3	-1.4	-1.4	-1.4
N8	36.93	0.0	0.0	3.6	0.0	0.0	-1.2
N7	33.33	4.6	4.6	3.7	0.3	0.3	-0.9
N6	29.73	4.5	4.5	3.8	-0.2	-0.2	-1
N5	26.13	1.9	1.9	3.6	-0.3	-0.3	-0.8
N4	22.53	0.0	0.0	3.3	0.0	0.0	-0.7
N3	18.93	-0.7	-0.7	3.1	2.3	2.3	-0.5
N2	15.33	-0.9	-0.9	2.9	4.8	4.8	-0.2
N1	11.73	-3.9	-3.9	2.7	7.9	7.9	0.0
PB	8.13	-11.8	-11.8	2.4	11.0	11.0	0.3
SOT	3.9	0.0	0.0	2.7	0.0	0.0	0.3
Máx=		11.8	11.8	4.3	11.0	11.0	1.9

Tabla A32. Cortantes y coeficientes sísmicos estimados con el modelo analítico y los métodos de interpolación en edificio TC

Evento	Método	Cortante, en t		Coeficiente sísmico	
		T	L	T	L
04-1	ETABS	85.7	112.1	0.0033	0.0043
	Newton	85.3	112.1	0.0033	0.0043
	Segmentada	84.6	111.7	0.0033	0.0043
04-3	ETABS	19.6	34.1	0.0008	0.0013
	Newton	21.4	34.1	0.0008	0.0013
	Segmentada	21.2	34.8	0.0008	0.0013
SCT	ETABS	3605.2	3531.0	0.140	0.137
	Newton	3602.2	3551.4	0.140	0.138
	Segmentada	3580.0	3519.2	0.139	0.136

Tabla A33. Errores estimados en cortantes y coeficientes sísmicos estimados con los métodos de interpolación respecto al modelo analítico del edificio TC

Evento	Método	Cortante, en t		Coeficiente sísmico	
		T	L	T	L
04-1	Newton	-0.4	0.0	-0.4	0.0
	Segmentada	-1.2	-0.3	-1.2	-0.3
04-3	Newton	8.8	0.1	8.8	0.1
	Segmentada	7.9	2.0	7.9	2.0
SCT	Newton	-0.1	0.6	-0.1	0.6
	Segmentada	-0.7	-0.3	-0.7	-0.3

Tabla A34. Cortantes y coeficientes sísmicos estimados con el modelo analítico y los métodos de interpolación en edificio SIS

Evento	Método	Cortante, en t		Coeficiente sísmico	
		T	L	T	L
01-1	ETABS	302.9	556.9	0.025	0.046
	Newton	292.4	570.3	0.024	0.047
	Segmentada	269.2	534.7	0.022	0.045
SIM81	ETABS		6919.7		0.576
	Newton		7449.4		0.620
	Segmentada		7326.8		0.610

Tabla A35. Errores estimados en cortantes y coeficientes sísmicos estimados con los métodos de interpolación respecto al modelo analítico del edificio SIS

Evento	Método	Cortante, en t		Coeficiente sísmico	
		T	L	T	L
01-1	Newton	-3.5	2.4	-3.5	2.4
	Segmentada	-11.1	-4.0	-11.1	-4.0
SIM81	Newton		7.7		7.7
	Segmentada		5.9		5.9

En las tablas A33 y A35 se resumen los errores estimados en los procesos de interpolación y los modelos analíticos en ambos edificios, se puede notar como los coeficientes estimados con ambos métodos son muy similares.

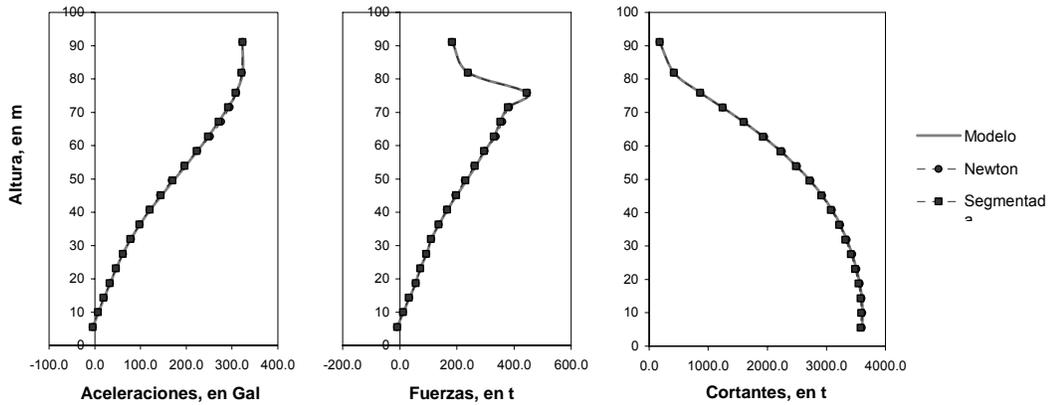


Figura A9. Comparación de los métodos de interpolación en el edificio TC para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en el componente T

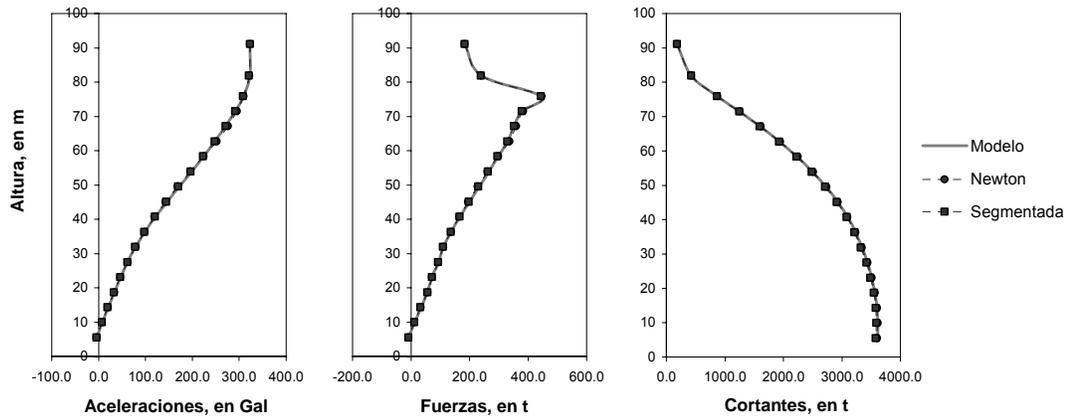


Figura A10. Comparación de los métodos de interpolación en el edificio TC para el sismo del 19 de septiembre de 1985 en el componente L

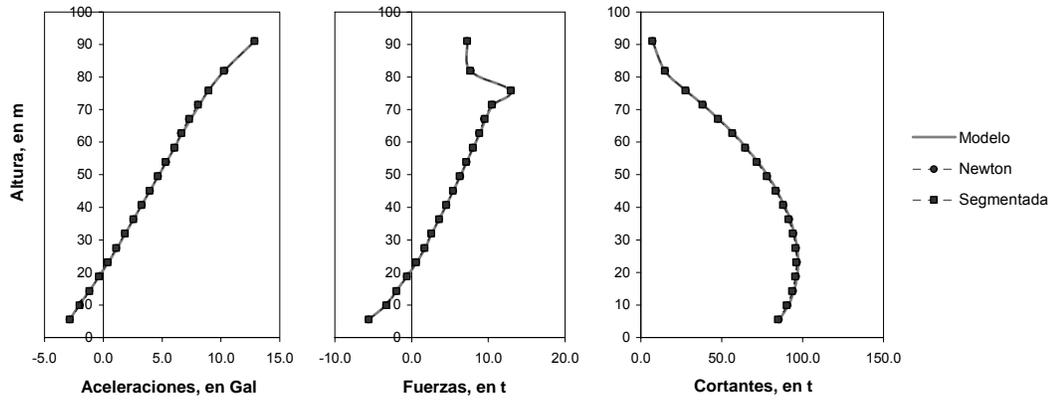


Figura A11. Comparación de los métodos de interpolación en el edificio TC para el sismo del 04-1 en el componente T

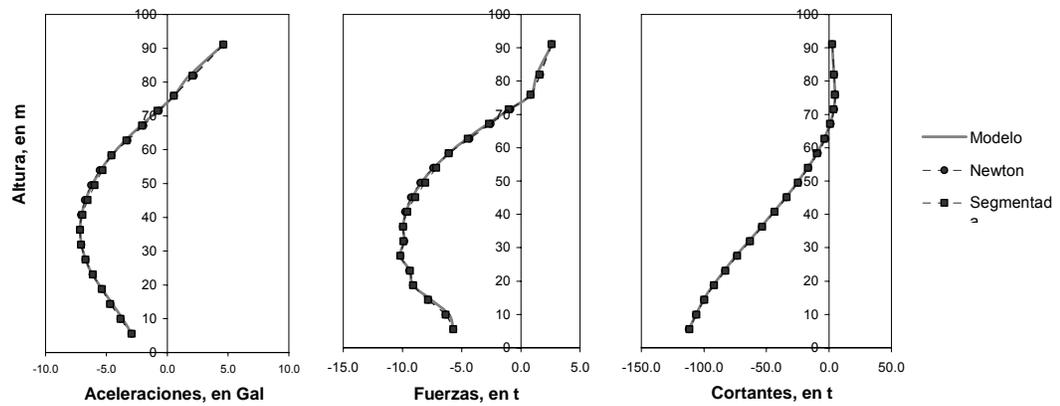


Figura A12. Comparación de los métodos de interpolación en el edificio TC para el sismo del 04-1 en el componente L

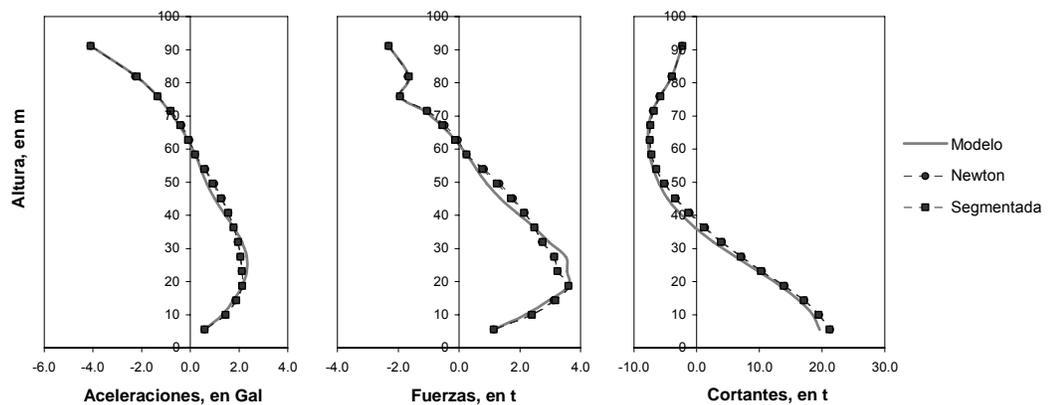


Figura A13. Comparación de los métodos de interpolación en el edificio TC para el sismo del 04-3 en el componente T

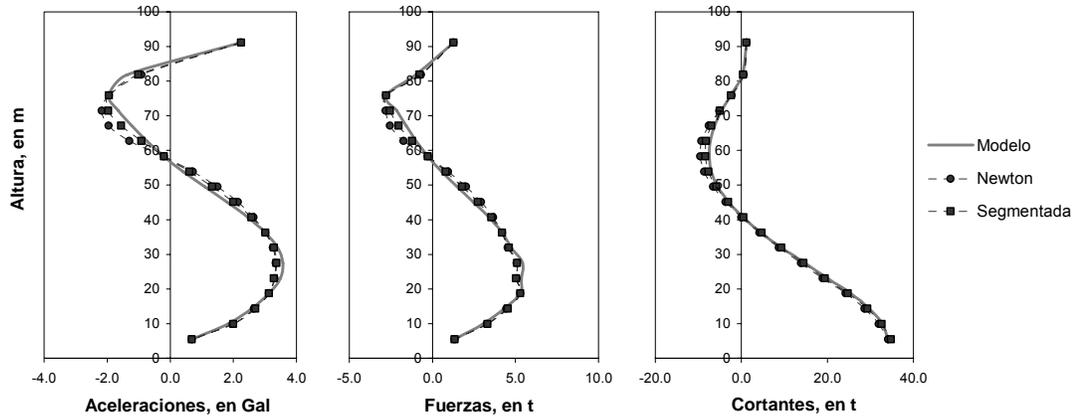


Figura A14. Comparación de los métodos de interpolación en el edificio TC para el sismo del 04-3 en el componente L

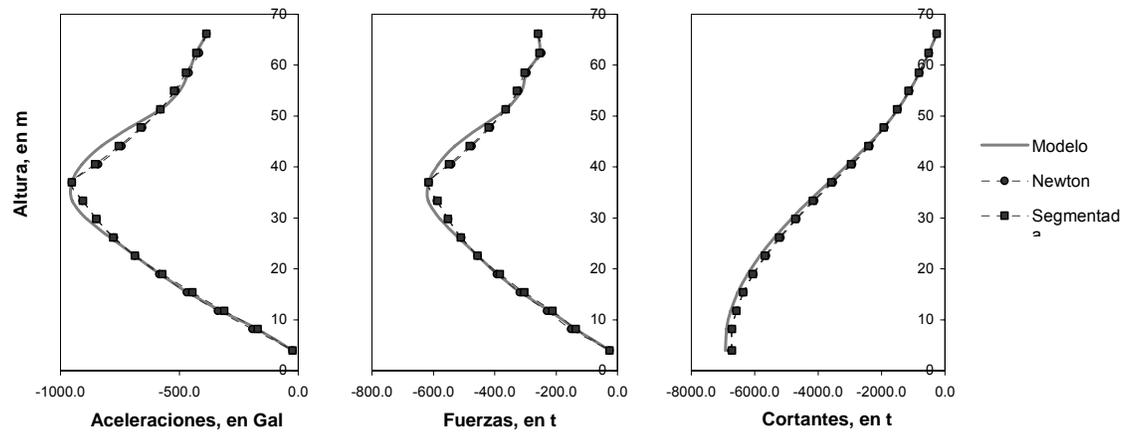


Figura A15. Comparación de los métodos de interpolación en el edificio SIS para el sismo simulado (SIM81) en el componente L

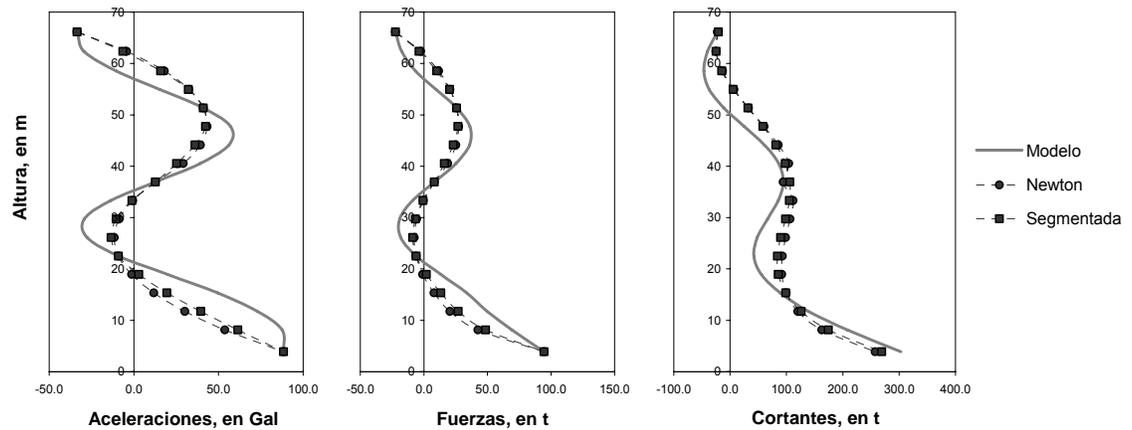


Figura A16. Comparación de los métodos de interpolación en el edificio SIS para el evento 01-1 en el componente T

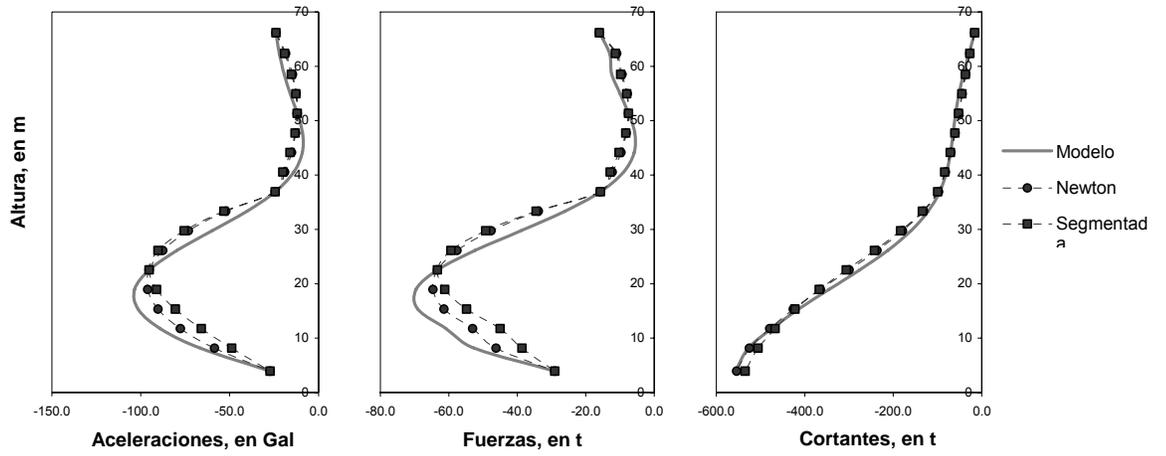


Figura A17. Comparación de los métodos de interpolación en el edificio SIS para el evento 01-1 en el componente L

Apéndice B. FRECUENCIAS Y FUNCIONES DE TRASFERENCIA DE LAS FASES DE LOS SISMOS

Las tablas B1 a B8 y las figuras B1 a B24 resumen la información de las frecuencias que se determinaron con los análisis de fases del sismo así como la variación de frecuencia calculada respecto a eventos de pequeña intensidad. Para el edificio JAL se consideraron dos referencias en vista de los cambios en las propiedades dinámicas del edificio que experimentó después de su segunda rehabilitación; se tomó el evento 93-3 como referencia para los eventos registrados antes de la segunda rehabilitación (93-11, 94-3 y 95-1) y el 97-2 para los eventos posteriores a la segunda rehabilitación (97-2, 99-1 y 99-3). Para el edificio PC se consideraron como referencia las frecuencias identificadas en el evento 90-1. En el edificio SIS se seleccionó el evento 01-3 de baja intensidad como referencia. Para el edificio TC se consideraron las frecuencias estimadas en el evento 04-2 como referencia.

Con las referencias seleccionadas de sismos de baja intensidad es posible determinar las variaciones de frecuencia y las pérdidas de rigidez de la estructura, al mismo tiempo que se hace evidente la respuesta de la estructura ante sollicitaciones sísmicas de variada intensidad.

En los sismos de pequeña intensidad, la fase inicial y final del sismo resultan ser prácticamente iguales.

Tabla B1. Frecuencias calculadas en el edificio JAL en T, en la señal completa y durante las fases inicial, intensa y final del sismo

Evento	Frecuencia de referencia	Ventana	Componente T		
			Frecuencia (Hz)	Variación de frecuencia (%)	Pérdida de rigidez (%)
93-3	0.39	Señal completa	0.39	0.0	0.0
93-11	0.39	Señal completa	0.35	11	20
		Fase inicial	0.38	1	3
		Fase intensa	0.35	11	21
		Fase final	0.35	11	21
94-3	0.39	Señal completa	0.31	19	35
		Fase inicial	0.37	6	12
		Fase intensa	0.31	20	36
		Fase final	0.32	18	33
95-1	0.39	Señal completa	0.30	24	41
		Fase inicial	0.29	26	45
		Fase intensa	0.29	25	43
		Fase final	0.31	21	38
95-2	0.39	Señal completa	0.30	22	40
		Fase inicial	0.33	14	26
		Fase intensa	0.30	23	41
		Fase final	0.30	22	40
97-2	0.66	Señal completa	0.66	0	0
99-1	0.66	Señal completa	0.52	21	37
		Fase inicial	0.52	22	38
		Fase intensa	0.53	20	37
		Fase final	0.51	23	41
99-3	0.66	Señal completa	0.44	33	55
		Fase inicial	0.53	19	35
		Fase intensa	0.45	31	53
		Fase final	0.44	33	55
99-4	0.66	Señal completa	0.54	18	33

Tabla B2. Frecuencias calculadas en el edificio JAL en L, en la señal completa y durante las fases inicial, intensa y final del sismo

Evento	Frecuencia de referencia	Ventana	Componente L		
			Frecuencia (Hz)	Variación de frecuencia (%)	Pérdida de rigidez (%)
93-3	0.65	Señal completa	0.65	0	0
93-11	0.65	Señal completa	0.57	12	23
		Fase inicial	0.62	5	10
		Fase intensa	0.57	12	23
		Fase final	0.57	12	23
94-3	0.65	Señal completa	0.49	25	44
		Fase inicial	0.49	24	42
		Fase intensa	0.49	25	44
		Fase final	0.48	26	45
95-1	0.65	Señal completa	0.46	29	50
		Fase inicial	0.55	15	27
		Fase intensa	0.46	29	50
		Fase final	0.46	29	49
95-2	0.65	Señal completa	0.46	29	50
		Fase inicial	0.54	16	30
		Fase intensa	0.46	30	51
		Fase final	0.48	26	46
97-2	0.74	Señal completa	0.74	0	0
99-1	0.74	Señal completa	0.62	17	30
		Fase inicial	0.78	-6	-12
		Fase intensa	0.60	18	33
		Fase final	0.58	22	40
99-3	0.74	Señal completa	0.58	22	39
		Fase inicial	0.51	31	52
		Fase intensa	0.57	23	40
		Fase final	0.57	23	40
99-4	0.74	Señal completa	0.61	18	32

Tabla B3. Frecuencias calculadas en el edificio PC en T, en la señal completa y durante las fases inicial, intensa y final del sismo

Evento	Frecuencia de referencia	Ventana	Componente T		
			Frecuencia (Hz)	Variación de frecuencia (%)	Pérdida de rigidez (%)
90-1	0.39	Señal completa	0.39	0	0
95-1	0.39	Señal completa	0.35	10	18
		Fase inicial	0.39	0	0
		Fase intensa	0.36	8	16
		Fase final	0.36	8	16
97-2	0.39	Señal completa	0.38	4	7
99-1	0.39	Señal completa	0.35	11	20
		Fase inicial	0.36	8	16
		Fase intensa	0.35	11	21
		Fase final	0.36	8	15
99-3	0.39	Señal completa	0.35	10	19
		Fase inicial	0.37	5	9
		Fase intensa	0.35	10	20
		Fase final	0.36	8	15
99-4	0.39	Señal completa	0.37	6	12

Tabla B4. Frecuencias calculadas en el edificio PC en L, en la señal completa y durante las fases inicial, intensa y final del sismo

Evento	Frecuencia de referencia	Ventana	Componente L		
			Frecuencia (Hz)	Variación de frecuencia (%)	Pérdida de rigidez (%)
90-1	0.40	Señal completa	0.40	0	0
95-1	0.40	Señal completa	0.36	9	17
		Fase inicial	0.39	1	3
		Fase intensa	0.35	11	21
		Fase final	0.36	9	17
97-2	0.40	Señal completa	0.38	4	8
99-1	0.40	Señal completa	0.36	8	15
		Fase inicial	0.38	3	6
		Fase intensa	0.36	9	17
		Fase final	0.37	6	12
99-3	0.40	Señal completa	0.36	8	15
		Fase inicial	0.39	2	5
		Fase intensa	0.36	8	15
		Fase final	0.36	8	15
99-4	0.40	Señal completa	0.38	5	10

Tabla B5. Frecuencias calculadas en el edificio SIS en T, en la señal completa y durante las fases inicial, intensa y final del sismo

Evento	Frecuencia de referencia	Ventana	Componente T		
			Frecuencia (Hz)	Variación de frecuencia (%)	Pérdida de rigidez (%)
01-1	0.84	Fase final	0.79	6	11
01-2	0.84	Señal completa	0.82	2	5
01-3	0.84	Señal completa	0.84	0	0
02-1	0.84	Señal completa	0.82	3	6
02-2	0.84	Señal completa	0.84	0	-1
02-3	0.84	Señal completa	0.83	2	4
07-1	0.84	Fase final	0.77	9	17

Tabla B6. Frecuencias calculadas en el edificio SIS en L, en la señal completa y durante las fases inicial, intensa y final del sismo

Evento	Frecuencia de referencia	Ventana	Componente L		
			Frecuencia (Hz)	Variación de frecuencia (%)	Pérdida de rigidez (%)
01-1	1.10	Fase final	1.01	8	15
01-2	1.10	Señal completa	1.03	6	12
01-3	1.10	Señal completa	1.10	0	0
02-1	1.10	Señal completa	1.03	7	13
02-2	1.10	Señal completa	1.03	6	13
02-3	1.10	Señal completa	1.04	6	11
07-1	1.10	Fase final	1.02	8	14

Tabla B7. Frecuencias calculadas en el edificio TC en T, en la señal completa y durante las fases inicial, intensa y final del sismo

Evento	Frecuencia de referencia	Ventana	Componente T		
			Frecuencia (Hz)	Variación de frecuencia (%)	Pérdida de rigidez (%)
04-1	0.33	Señal completa	0.31	7	13
04-2	0.33	Señal completa	0.33	0	0
04-3	0.33	Señal completa	0.34	-2	-5

Tabla B8. Frecuencias calculadas en el edificio TC en L, en la señal completa y durante las fases inicial, intensa y final del sismo

Evento	Frecuencia de referencia	Ventana	Componente L		
			Frecuencia (Hz)	Variación de frecuencia (%)	Pérdida de rigidez (%)
04-1	0.39	Señal completa	0.38	3	13
04-2	0.39	Señal completa	0.39	0	0
04-3	0.39	Señal completa	0.40	-3	-6

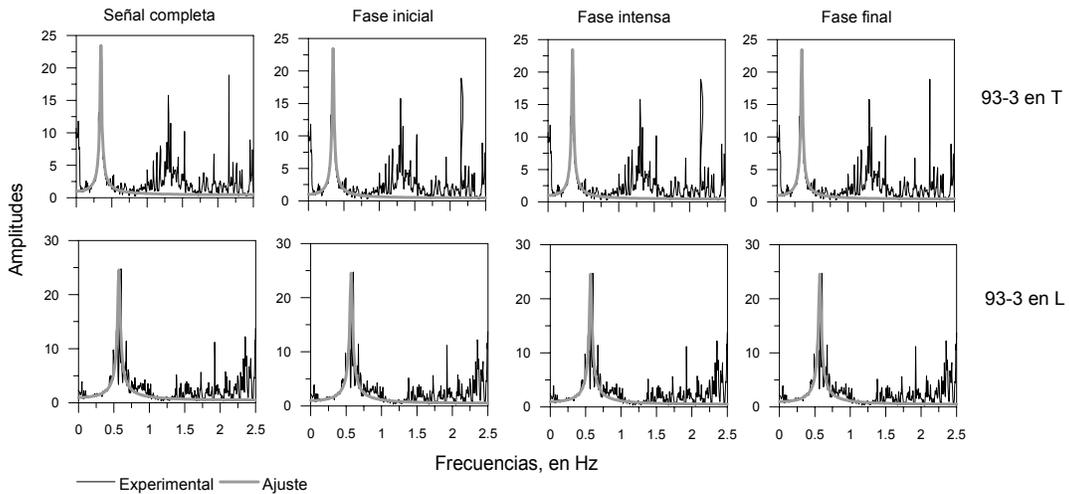


Figura B1. Fases identificadas en el sismos 93-3, edificio JAL

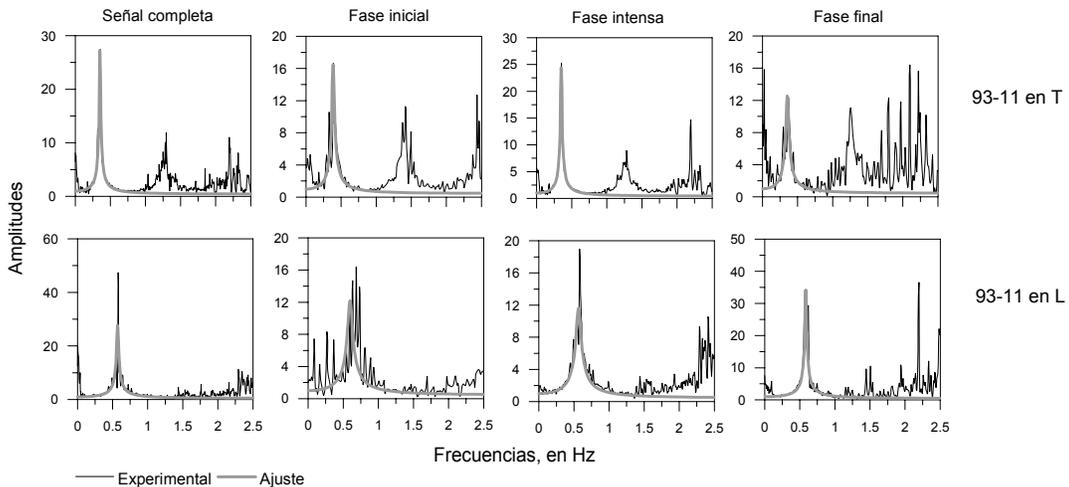


Figura B2. Fases identificadas en el sismos 93-11, edificio JAL

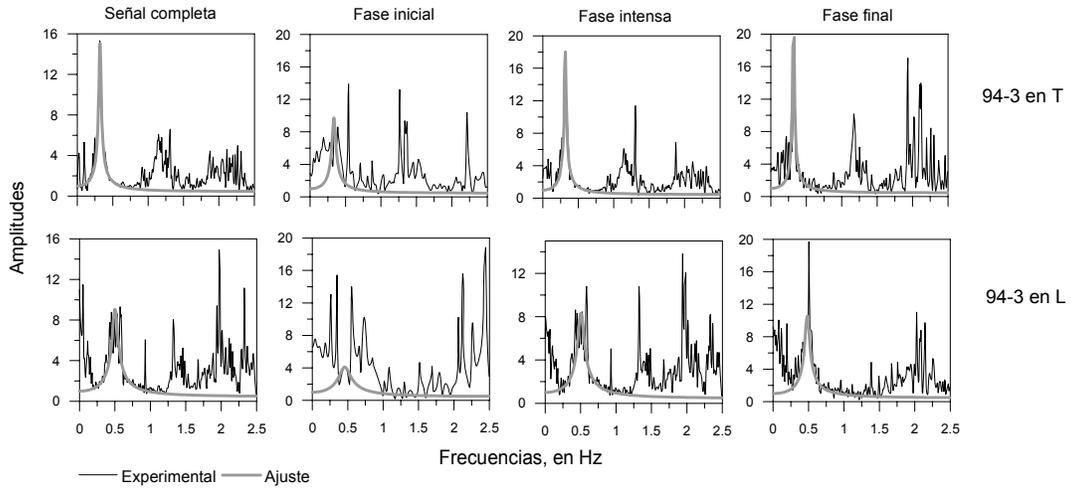


Figura B3. Fases identificadas en el sismos 94-3, edificio JAL

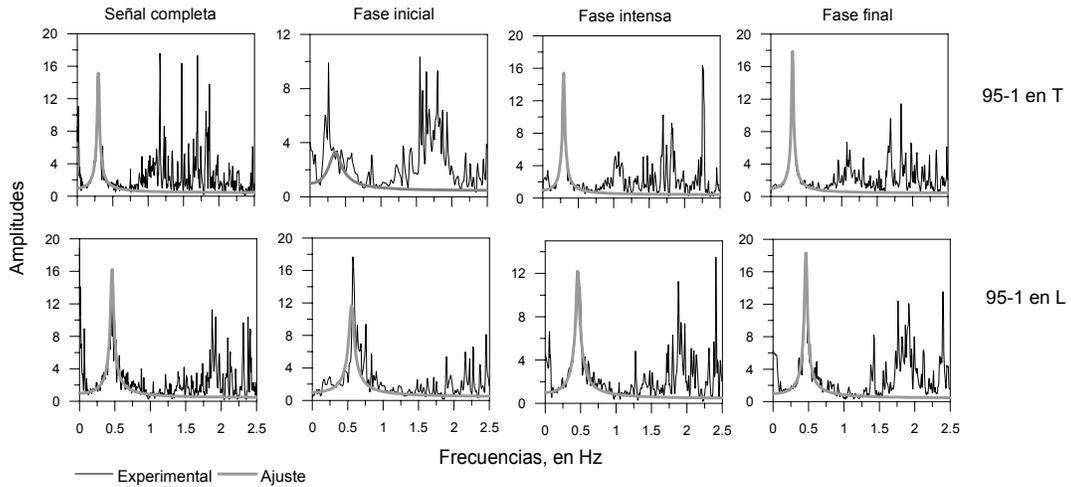


Figura B4. Fases identificadas en el sismos 95-1, edificio JAL

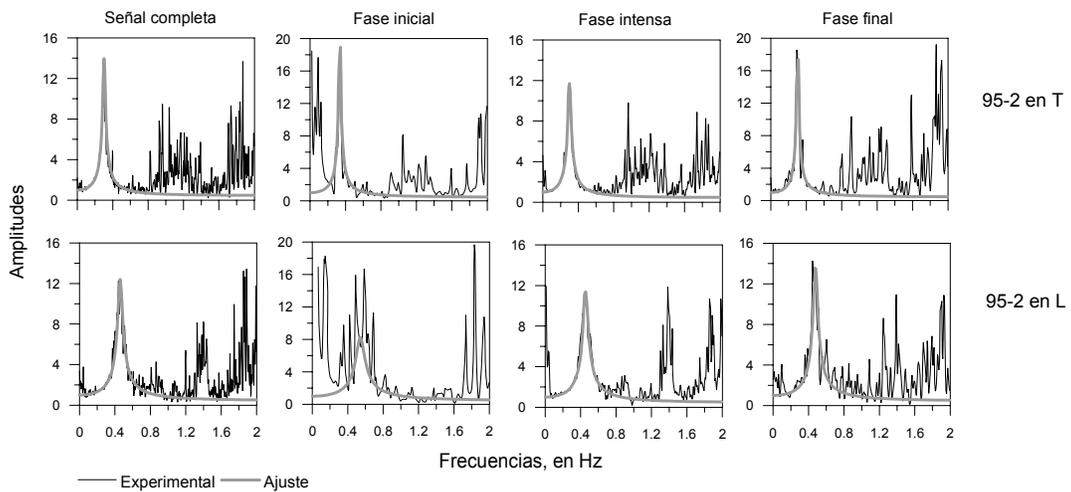


Figura B5. Fases identificadas en el sismos 95-2, edificio JAL

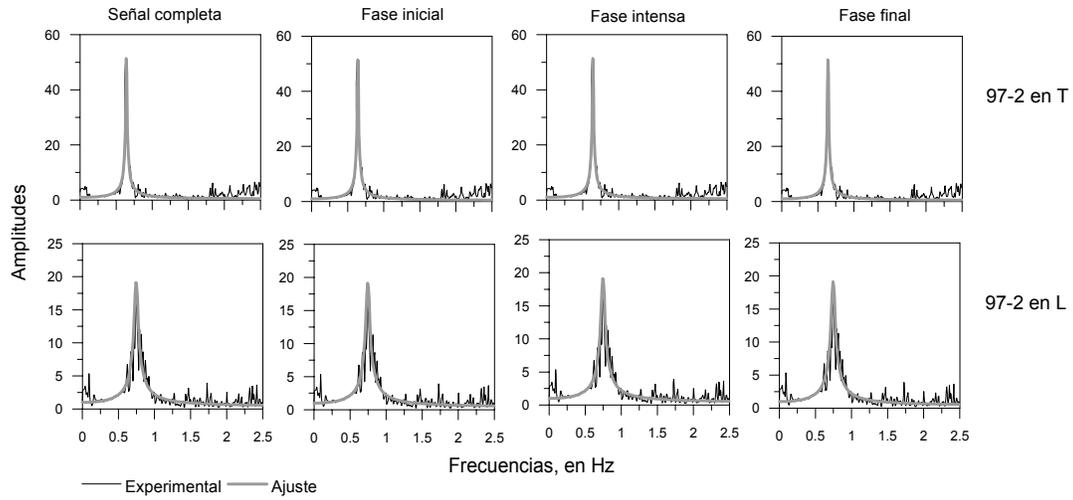


Figura B6. Fases identificadas en el sismos 97-2, edificio JAL

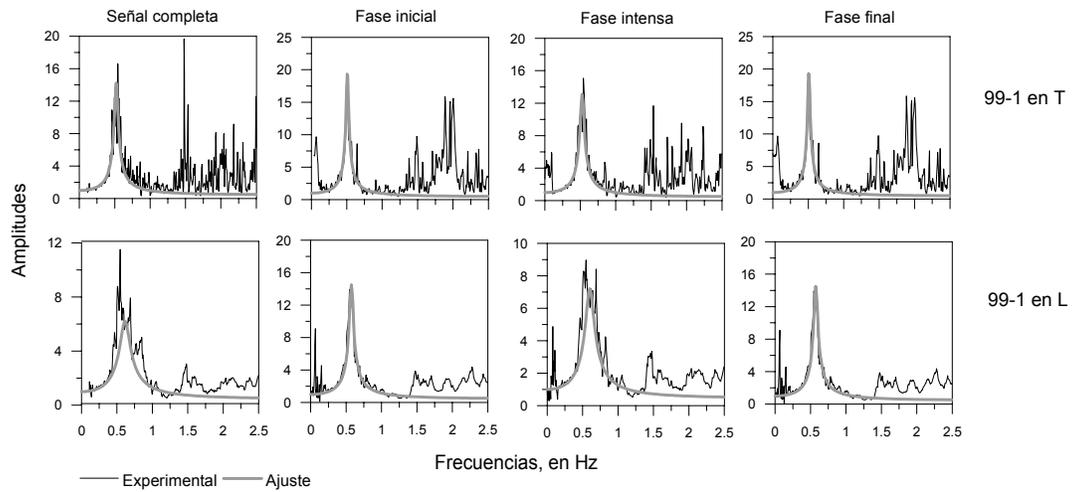


Figura B7. Fases identificadas en el sismos 99-1, edificio JAL

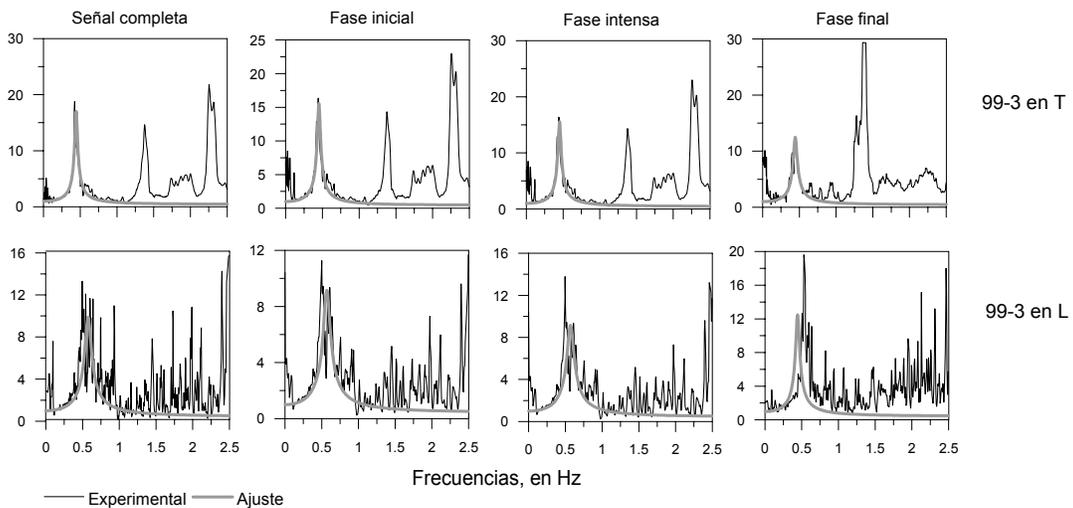


Figura B8. Fases identificadas en el sismos 99-3, edificio JAL

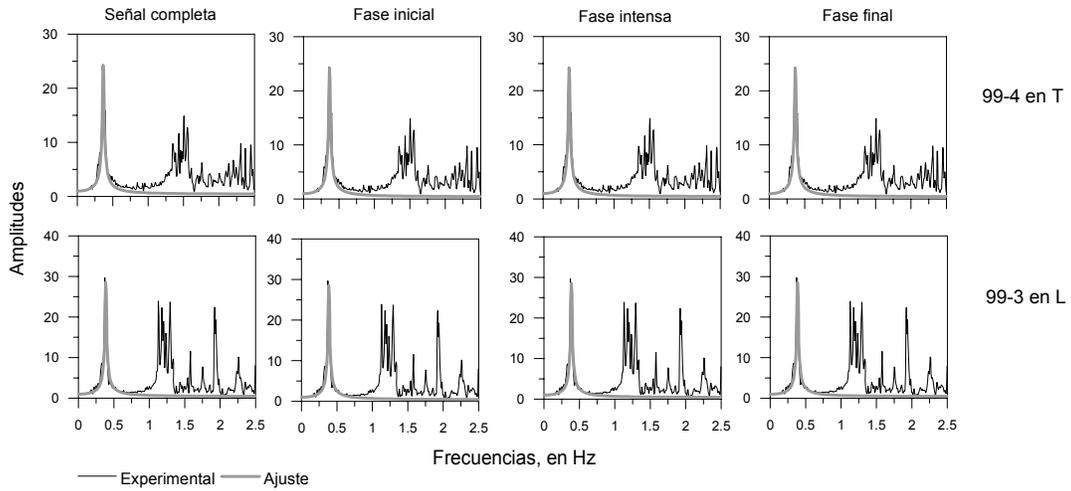


Figura B9. Fases identificadas en el sismos 99-3, edificio JAL

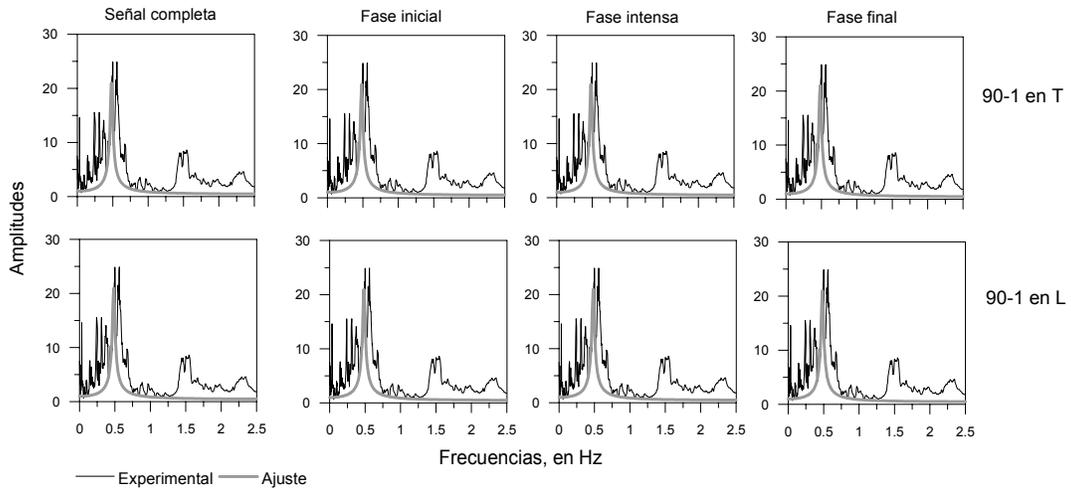


Figura B10. Fases identificadas en el sismos 90-1, edificio PC

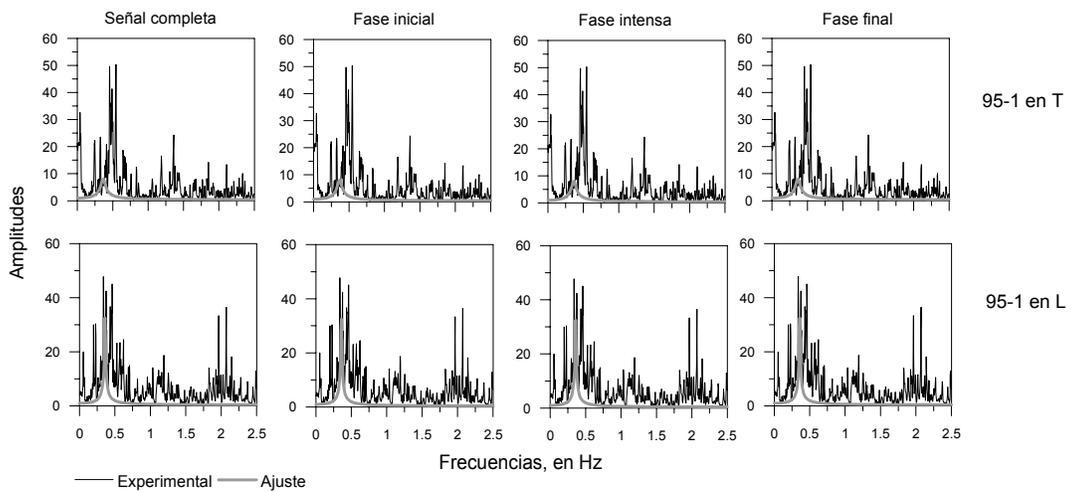


Figura B11. Fases identificadas en el sismo 95-1 edificio PC

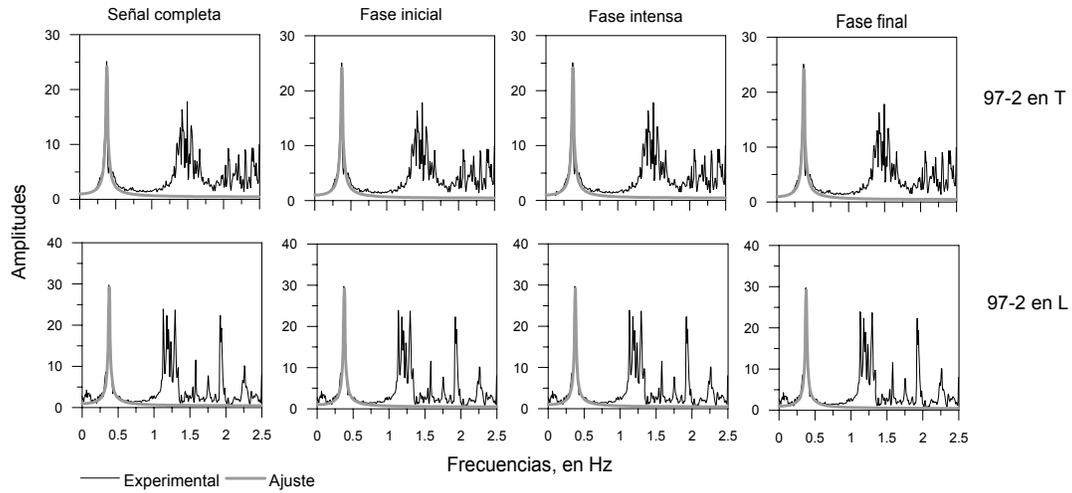


Figura B12. Fases identificadas en el sismo 97-2 edificio PC

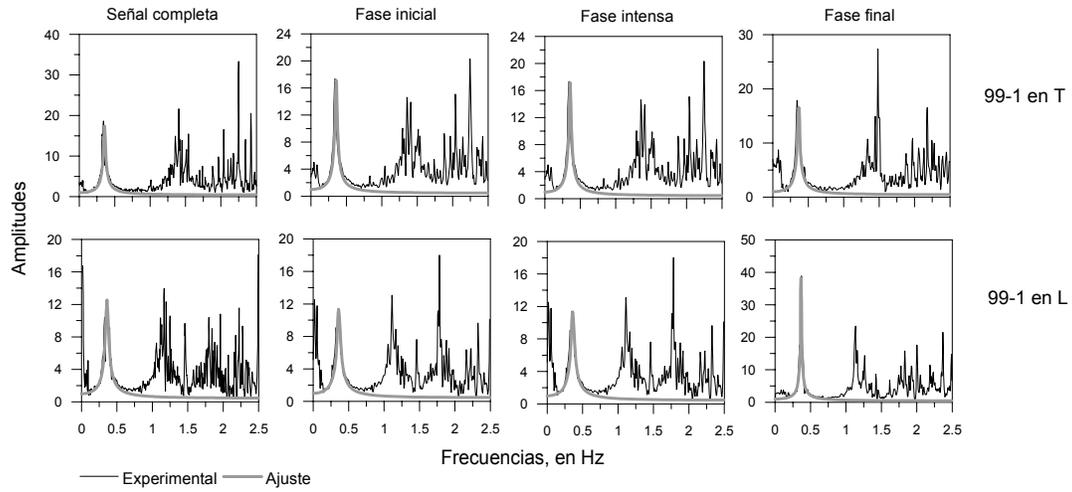


Figura B13. Fases identificadas en el sismos 99-1, edificio PC

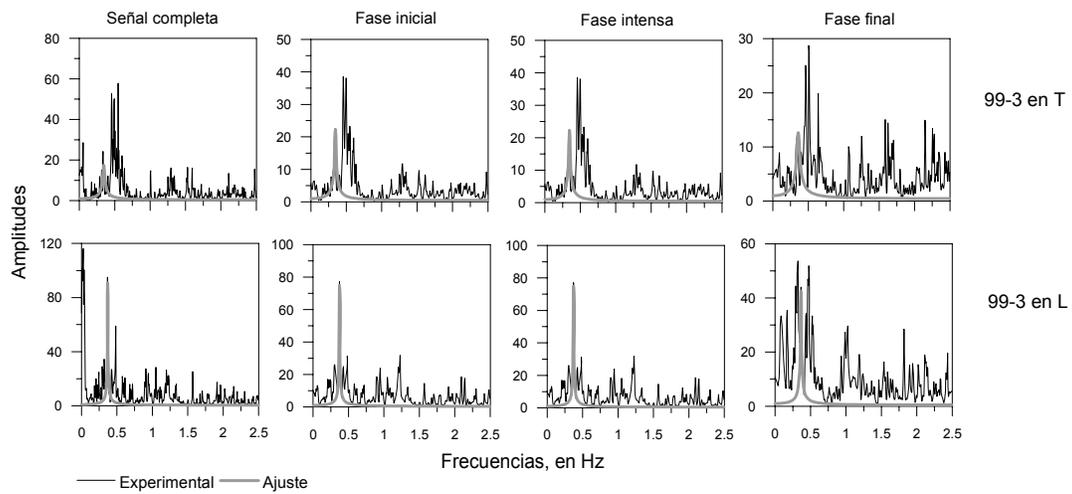


Figura B14. Fases identificadas en el sismos 99-3, edificio PC

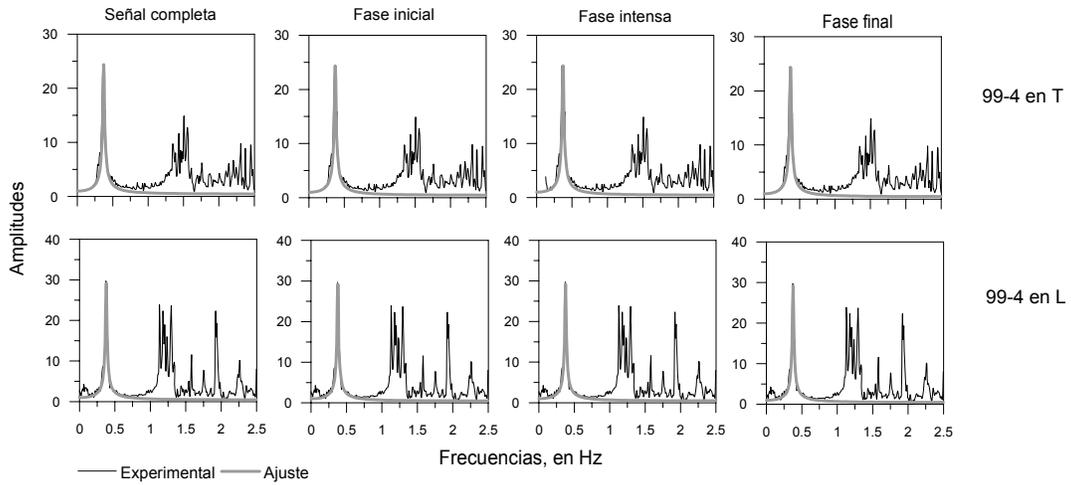


Figura B15. Fases identificadas en el sismos 99-4, edificio PC

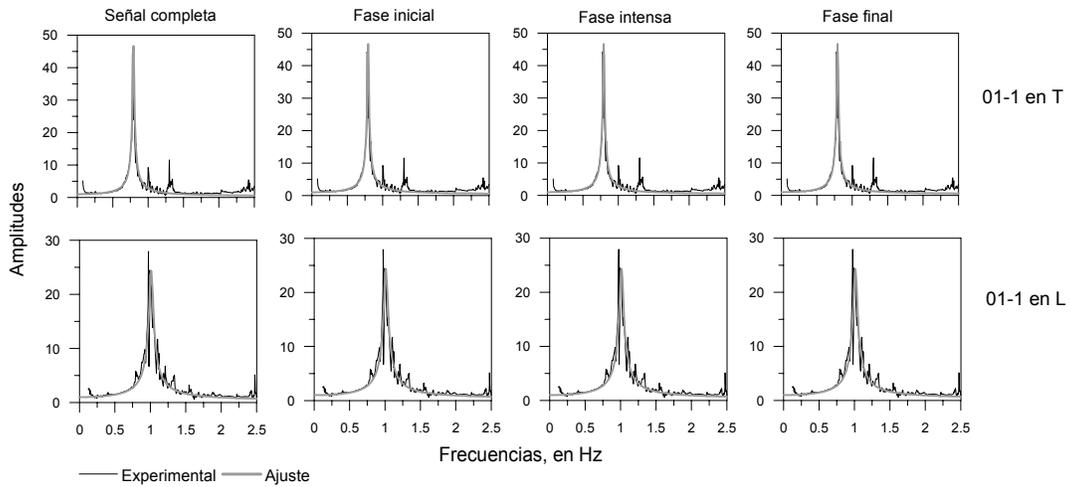


Figura B16. Fases identificadas en el sismos 01-1, edificio SIS

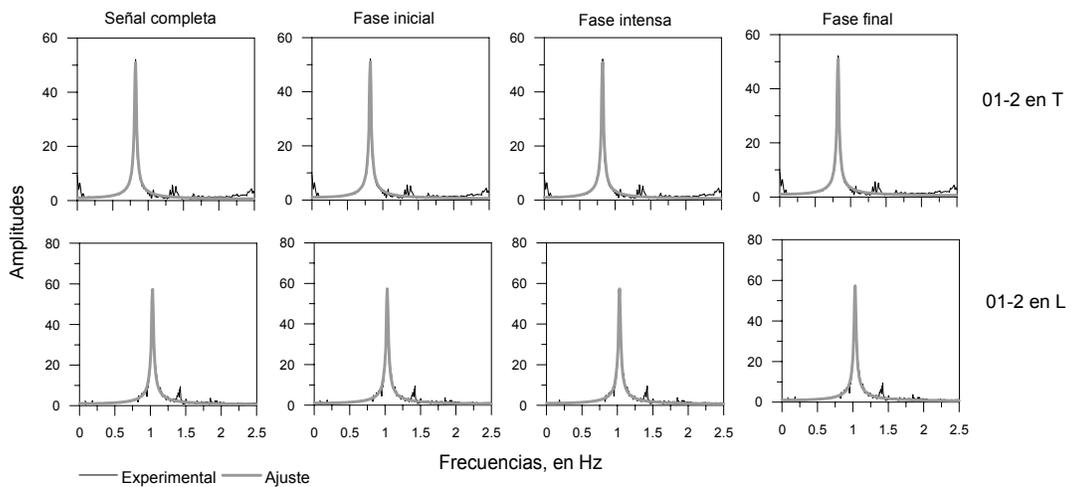


Figura B17. Fases identificadas en el sismos 01-2, edificio SIS

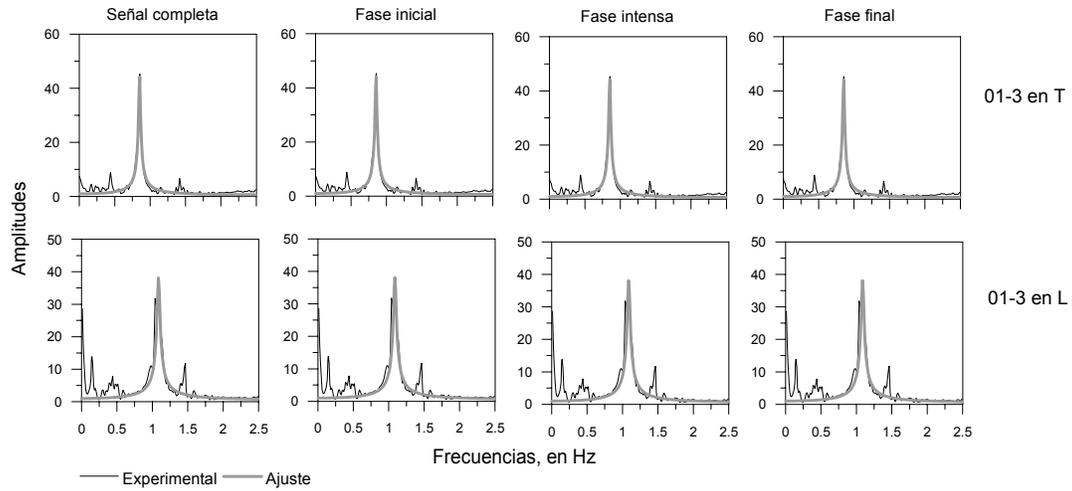


Figura B18. Fases identificadas en el sismos 01-3, edificio SIS

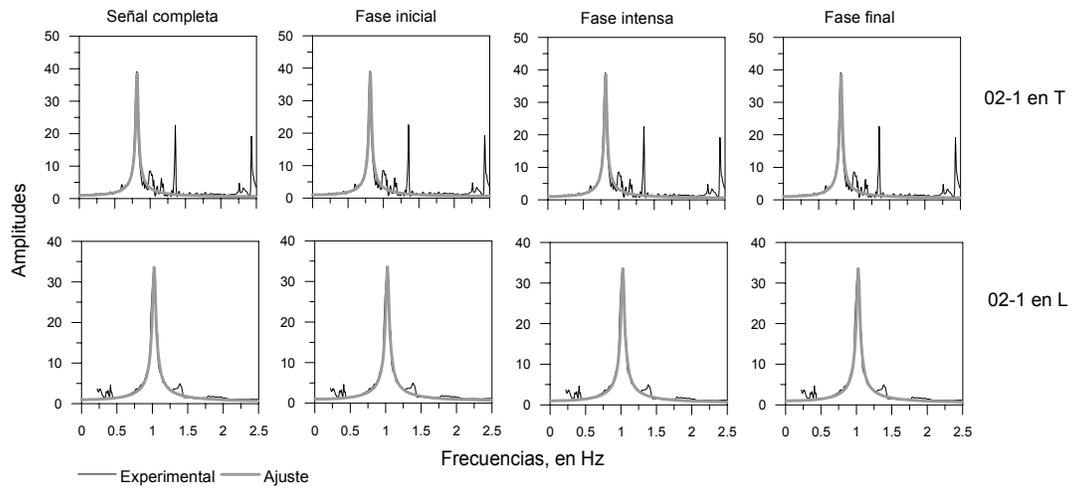


Figura B19. Fases identificadas en el sismos 02-1, edificio SIS

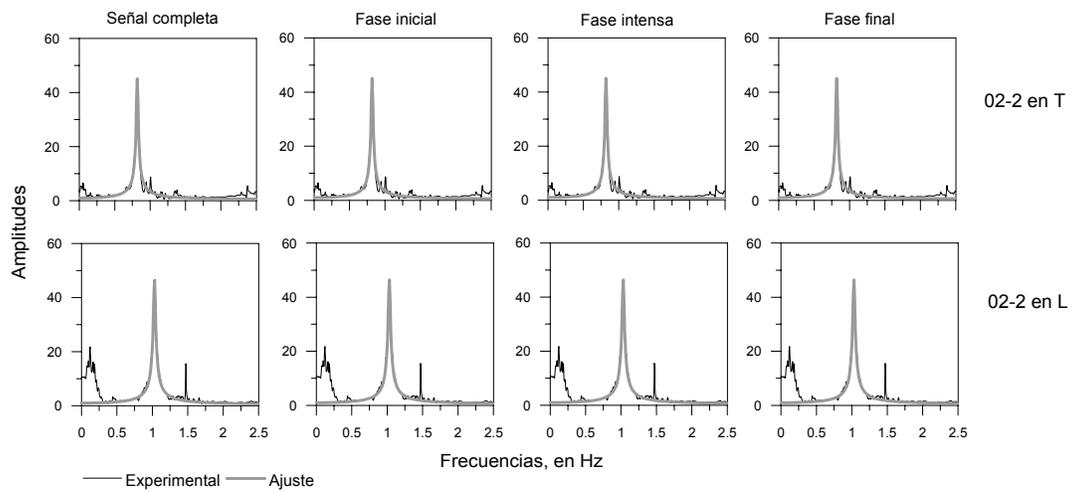


Figura B20. Fases identificadas en el sismos 02-2, edificio SIS

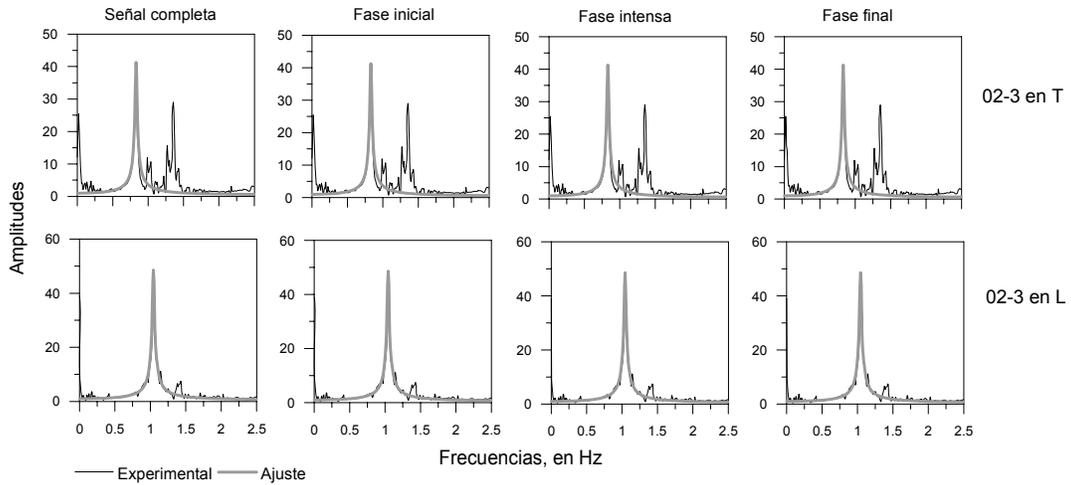


Figura B21. Fases identificadas en el sismos 02-3, edificio SIS

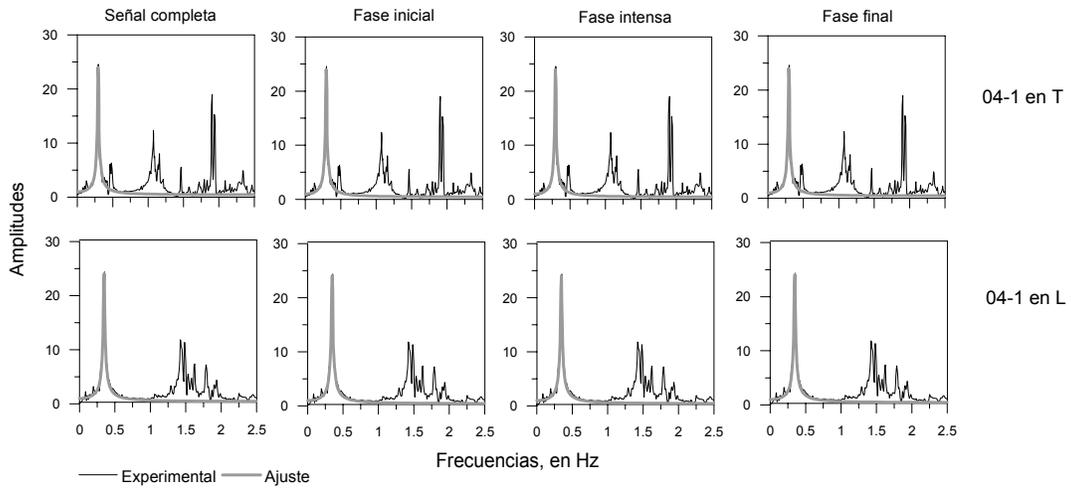


Figura B22. Fases identificadas en el sismos 04-1, edificio TC

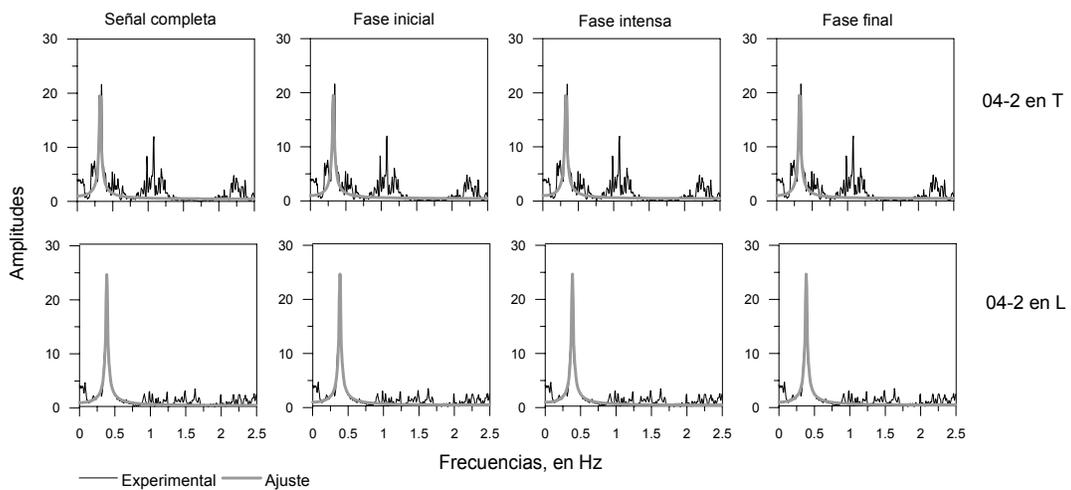


Figura B23. Fases identificadas en el sismos 04-2, edificio TC

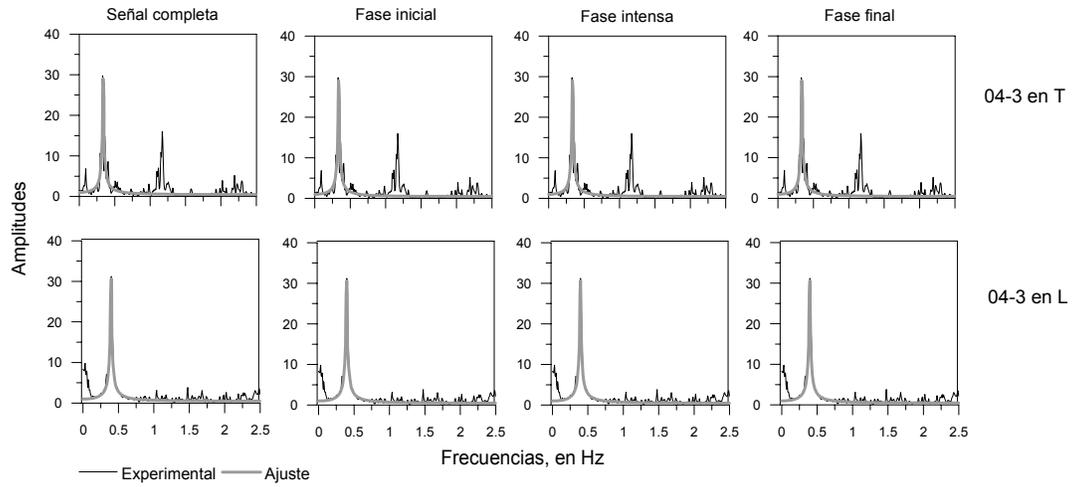


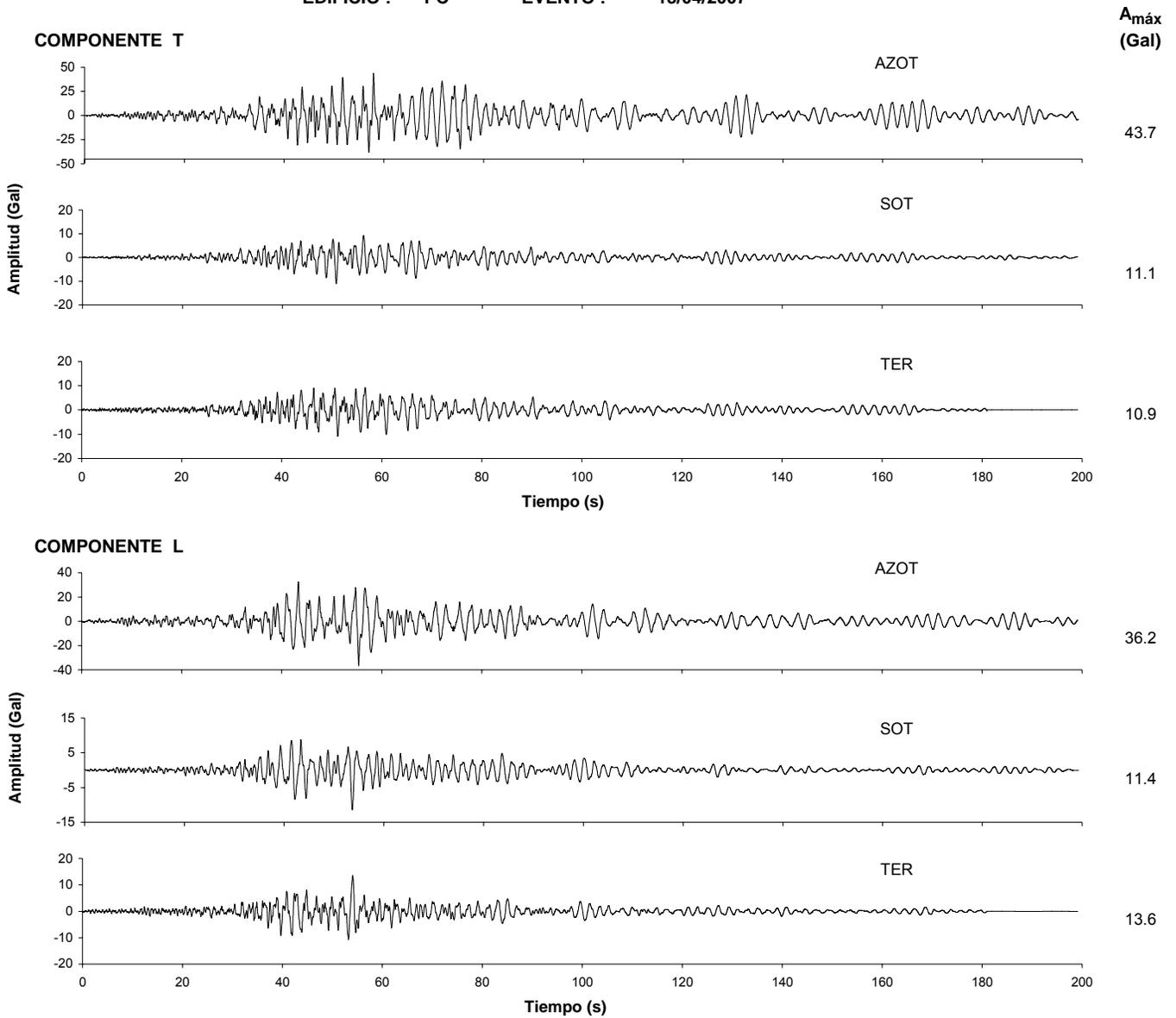
Figura B24. Fases identificadas en el sismos 04-3, edificio TC

Apéndice C. PROPUESTA DE INFORME AUTOMATIZADO



MONITOREO ESTRUCTURAL
Informe Automático *

EDIFICIO : PC EVENTO : 13/04/2007



*Resultados preliminares y pendientes de confirmarse

Máximos							
Evento	Magnitud	Componente T			Componente L		
		Terreno	Sotano	Azotea	Terreno	Sotano	Azotea
Actual	Aceleración (cm/s ²)	11.0	11.0	62.0	13.6	11.4	62.5
	Velocidad (cm/s)	2.7	2.4	9.7	3.4	2.8	9.4
	Desplazamiento (cm)	1.2	0.7	3.4	1.2	1.0	3.8
	Distorsión de entrepiso (%)	0.13			0.15		
	Coefficiente sísmico	<0.01			<0.01		
90-1	Aceleración (cm/s ²)	-	6.5	38.8	-	5.8	39.7
	Velocidad (cm/s)	-	2.4	14.8	-	1.8	9.5
	Desplazamiento (cm)	-	0.9	6.2	-	0.7	4.0
	Distorsión de entrepiso (%)	0.15			0.09		
	Coefficiente sísmico	0.01			0.01		
95-1	Aceleración (cm/s ²)	-	30.1	195.4	-	32.5	150.9
	Velocidad (cm/s)	-	9.1	47.3	-	9.1	36.2
	Desplazamiento (cm)	-	3.3	21.8	-	3.3	17.2
	Distorsión de entrepiso (%)	0.55			0.36		
	Coefficiente sísmico	0.04			0.04		
99-3	Aceleración (cm/s ²)	27.0	28.9	220.3	23.4	23.5	113.8
	Velocidad (cm/s)	7.6	7.6	39.3	7.7	7.6	27.3
	Desplazamiento (cm)	2.6	2.7	16.2	3.0	2.7	12.9
	Distorsión de entrepiso (%)	0.47			0.20		
	Coefficiente sísmico	0.03			0.03		

Intensidad horizontal de Arias en cm/s			
Evento	Componente		
	T	L	T + L
Actual	1.3	1.0	2.3
90-1	0.5	0.4	0.9
95-1	13.1	8.3	21.4
99-3	11.0	9.0	20.0

Sismo 19/09/85 :

I_{Arias} = 375 cm/s ; A_{máx} = 162 Gal

Estado físico:
VERDE

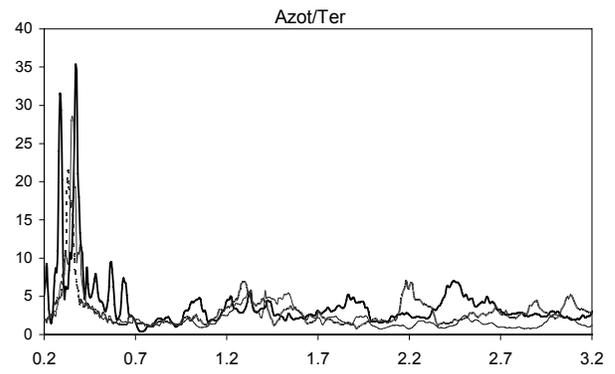
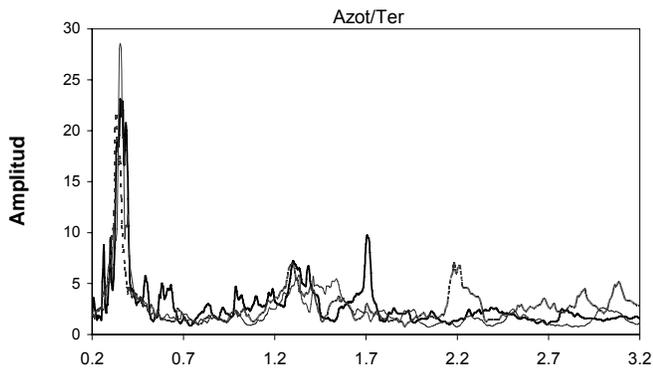
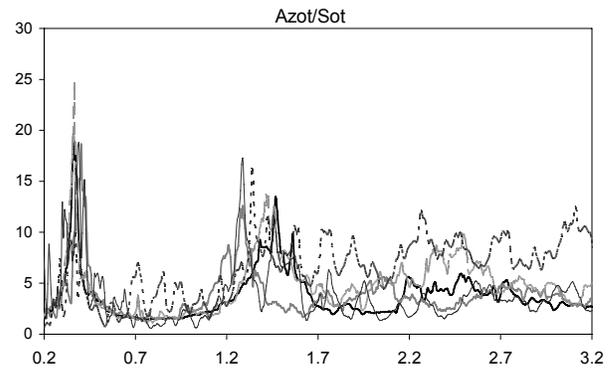
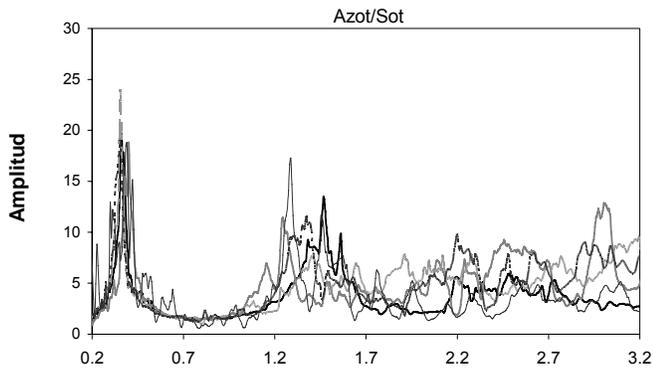
Frecuencia fundamental, en Hz					
Evento	Fecha	Señal completa		Fase final	
		T	L	T	L
Actual	13/04/07	0.36	0.40	0.39	0.39
90-1	15/06/99	0.39	0.40	0.39	0.40
95-1	31/05/90	0.36	0.36	0.36	0.36
99-3	14/09/95	0.35	0.35	0.34	0.36

Variación de frecuencia fundamental, en (%)					
Evento	Fecha	Señal completa		Fase final	
		T	L	T	L
Actual*	13/04/07	8	0	0	3
90-1	15/06/99	0	0	0	0
95-1	31/05/90	8	11	8	9
99-3	14/09/95	10	8	8	8

COCIENTE ESPECTRAL COMPONENTE T

SEÑAL COMPLETA

FASE FINAL, INTERVALO (134 a 200 s)



Frecuencia (Hz)

Frecuencia (Hz)

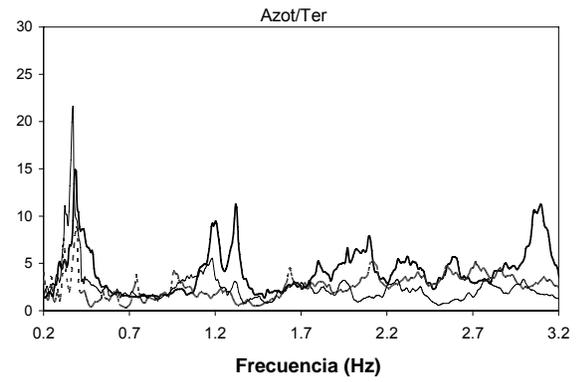
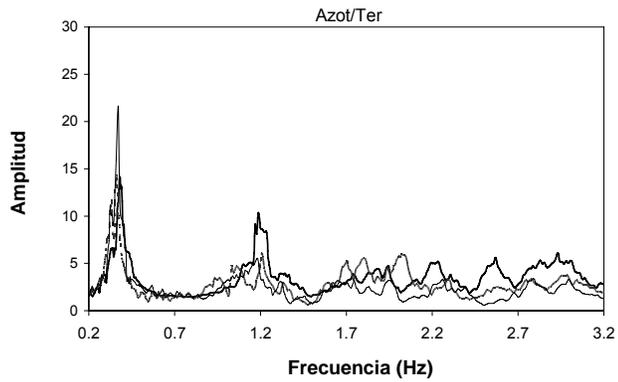
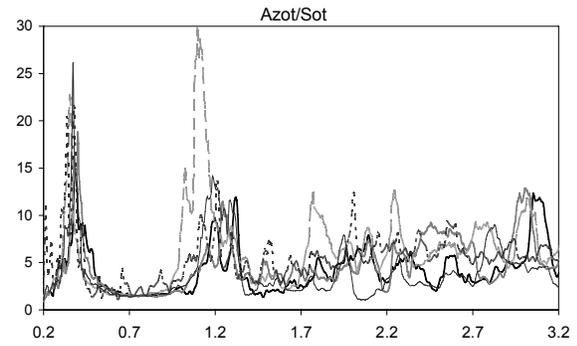
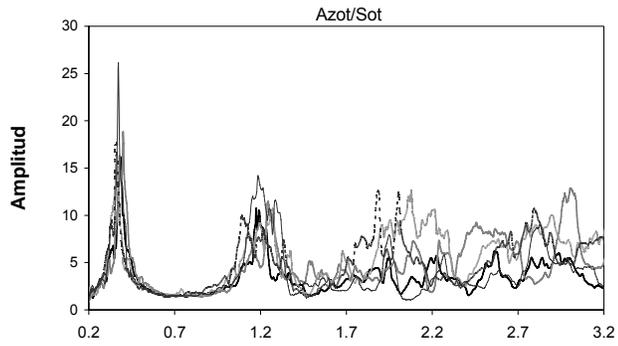
EVENTO
 — Actual
 — 90-1*
 - - - 95-1
 ····· 99-3
 99-4*

*Fase final = señal completa
 por ser eventos de pequeña intensidad

COCIENTE ESPECTRAL COMPONENTE L

SEÑAL COMPLETA

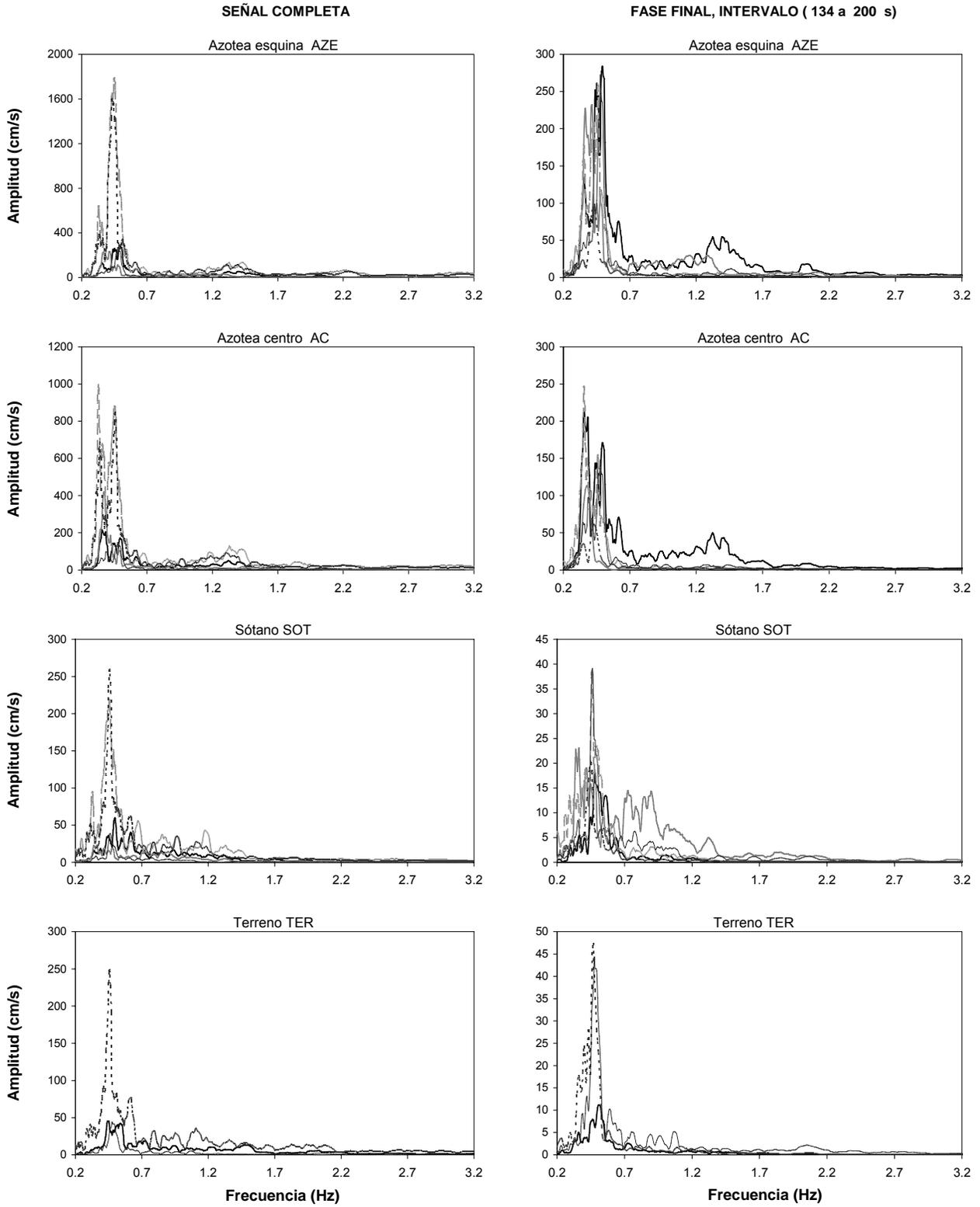
FASE FINAL, INTERVALO (120 a 200 s)



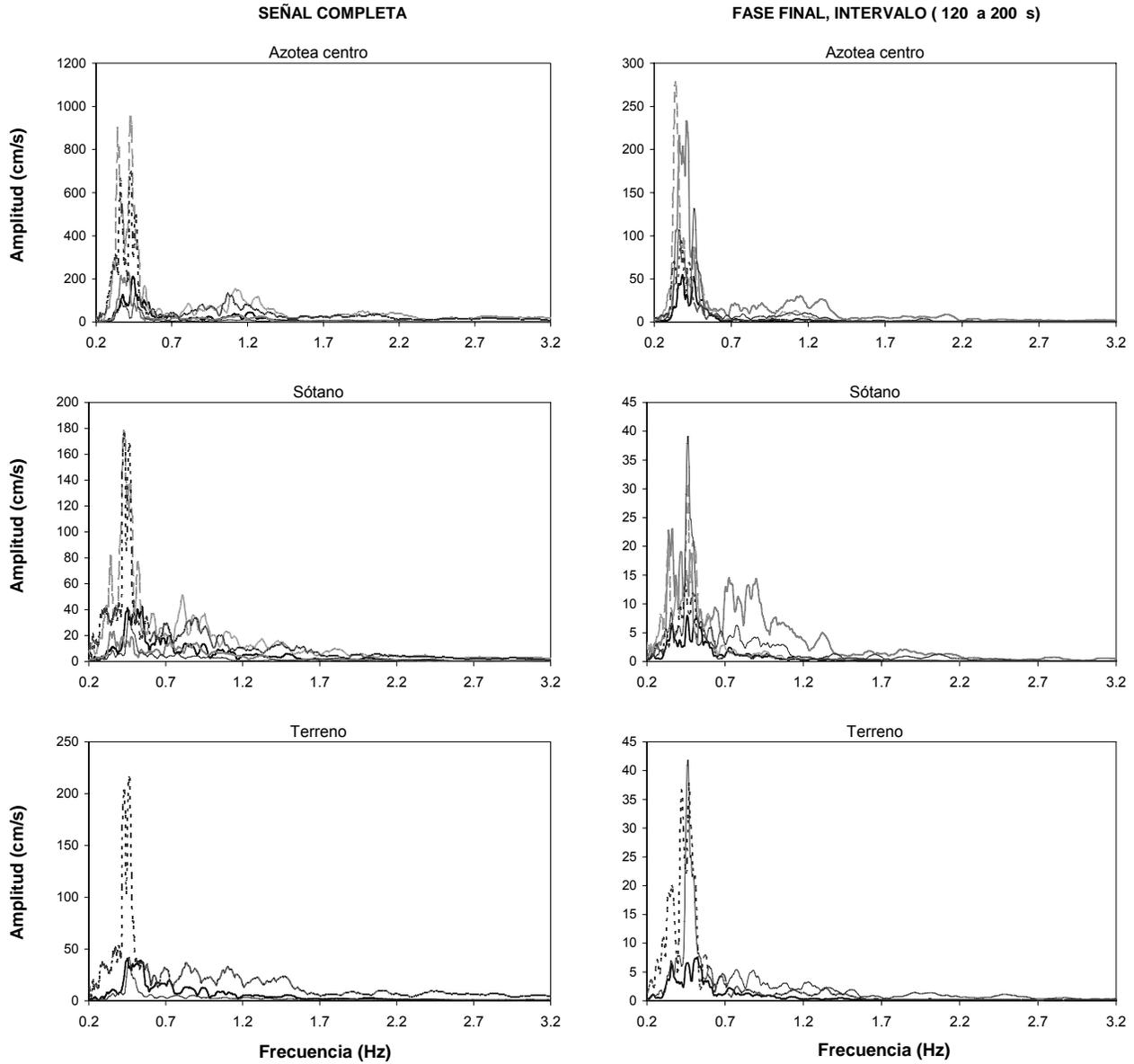
EVENTO
 — Actual
 — 90-1*
 - - - 95-1
 ····· 99-3
 ····· 99-4*

*Fase final = señal completa
 por ser eventos de pequeña intensidad

ESPECTROS DE FOURIER, COMPONENTE T



ESPECTROS DE FOURIER, COMPONENTE L



EVENTO
 — Actual
 - - - 90-1*
 . . . 95-1
 - . - 99-3
 - - - 99-4*

*Fase final = señal completa
 por ser eventos de pequeña intensidad

Apéndice D. PROGRAMA DE CÓMPUTO AlertaE

D1 Estructura y funcionamiento del programa

El programa de monitoreo fue desarrollado en Visual Basic 6.0, algunas librerías numéricas fueron compiladas en Fortran 90.

Al ser instalado, el programa requiere de tres carpetas; la primera donde se almacena la información de los edificios que se pretende estén bajo monitoreo, así como de información concerniente del personal al que se debe notificar, la segunda es una carpeta de almacenamiento en la que se depositan archivos temporales que el programa genera al procesar y analizar la información, la tercera carpeta es donde se guarda la información que ya ha sido procesada.

El programa requiere de los siguientes archivos y carpetas

1. Creación de dos carpetas, la primera se emplea para almacenar los archivos de los sismos identificados para cada edificio y la segunda se ocupa para los procesos de análisis a manera de carpeta temporal, los nombres pueden ser arbitrarios.
2. Crear cuatro archivos de datos a partir de los cuales el programa cargará la información necesaria para efectuar los procesos. En el primero se encuentra la información del edificio como coordenadas y claves de los sensores, así como parámetros del análisis para corrección de línea base, integración del registro, filtrado, polaridad y sincronizado de las señales. La segunda base contiene los parámetros para el análisis en la frecuencia: filtrado, suavizado, taper y puntos de procesamiento. La tercera contiene información de las distorsiones de entrepiso. La cuarta contiene las coordenadas de los puntos donde se hará la generación de señales.

Cuando el programa detecta la existencia de un nuevo evento sísmico crea una carpeta principal con el nombre del edificio del cual provienen los datos, así como la fecha de este; con estos datos procederá a la etapa de procesamiento (figura D1 y D2). La información se administra en una carpeta llamada "Edificios", que es donde el programa concentrará todo la información que se genere.



Figura D1. Ventana de edificios detectados con evento sísmicos

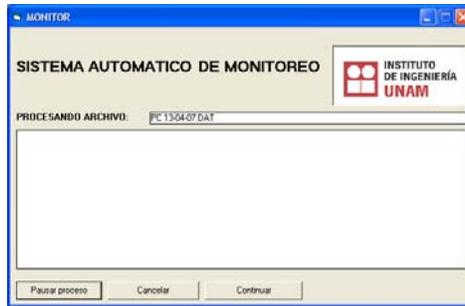


Figura D2. Ventana del programa de monitoreo

La información se ordena en carpetas donde se indica el nombre del edificio y la fecha del sismo (figura D3). Posteriormente el programa presenta la ventana de análisis e indica la referencia que utilizó para el proceso de sincronización de los registros (figura D4).

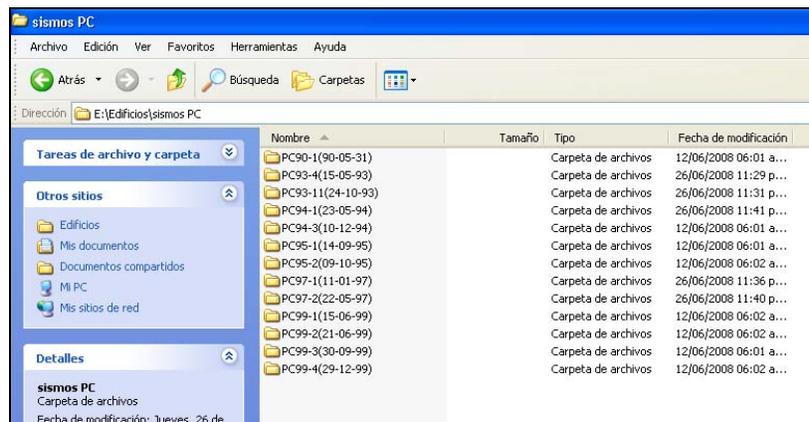


Figura D3. Carpetas de almacenamiento de información procesada

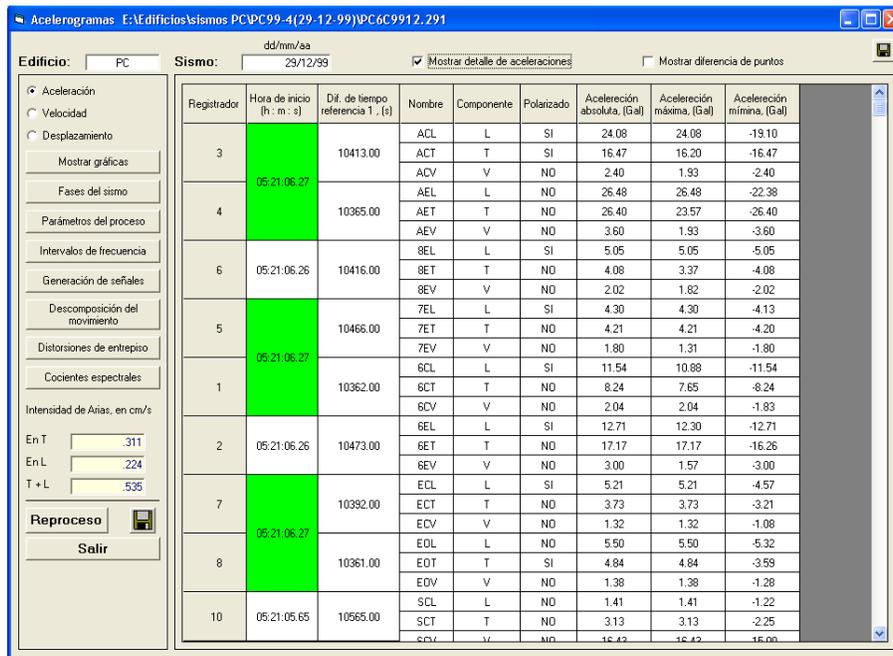


Figura D4. Ventana que muestra los datos de los archivos procesados

Adicionalmente es posible consultar el resultado del proceso de forma gráfica (figuras D5 y D6) y en su defecto redefinir los parámetros para un nuevo procesamiento (figura D7).

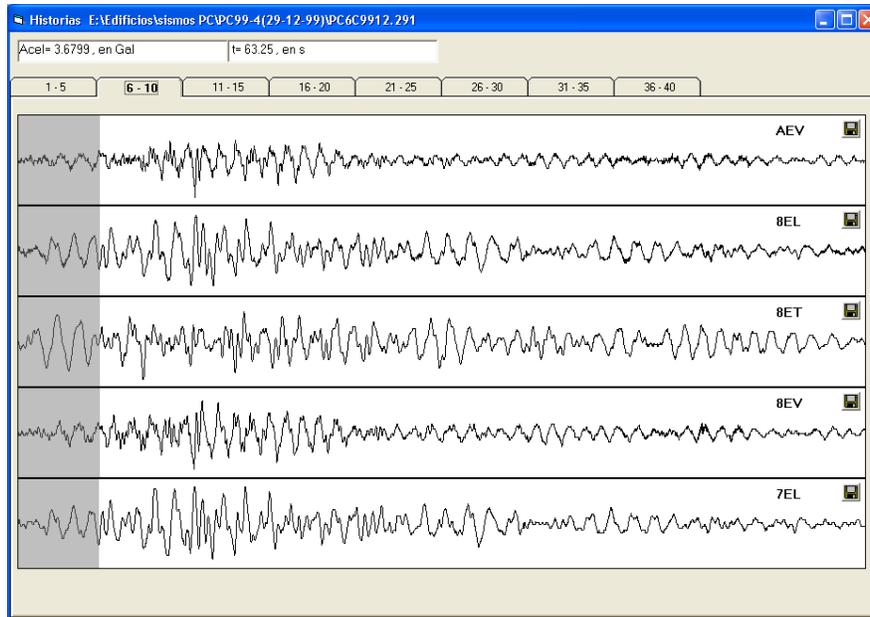


Figura D5. Gráficas de archivos procesados

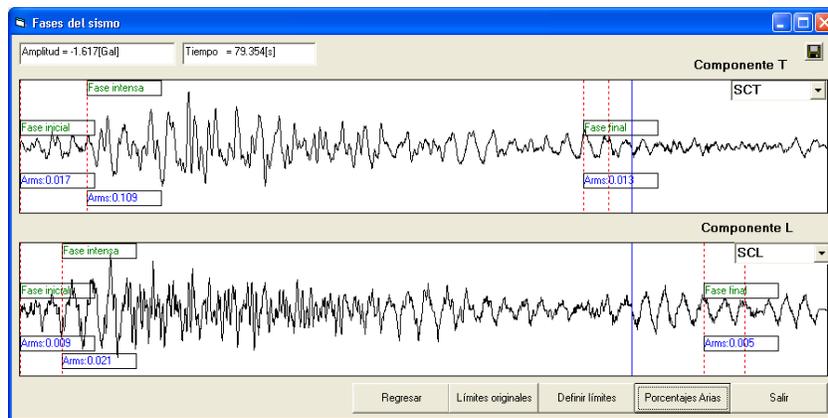


Figura D6. Ventana que muestra la identificación de las fases del sismo

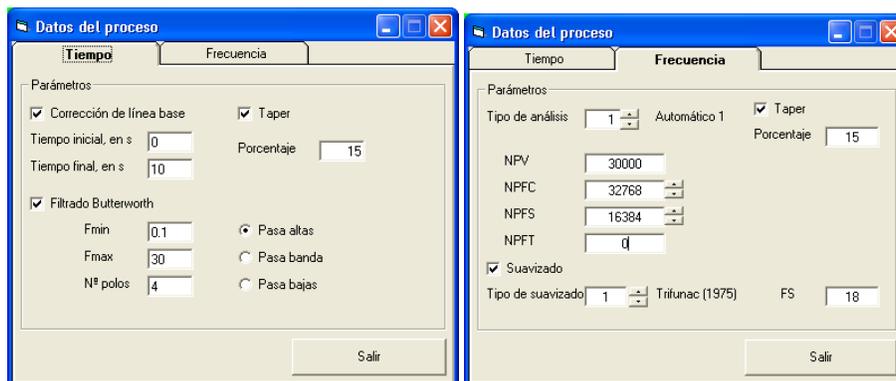


Figura D7. Ventana en la que se especifican los parámetros del proceso en el tiempo y en la frecuencia.

Existe también la posibilidad de indicar el tipo de proceso que se desee como el cálculo de distorsiones, definición de intervalos de frecuencia y modos a identificar para el proceso espectral, así como cocientes espectrales (figura D8 a D10).



Figura D8. Especificación de las señales empleadas para el cálculo de distorsión de entrepiso

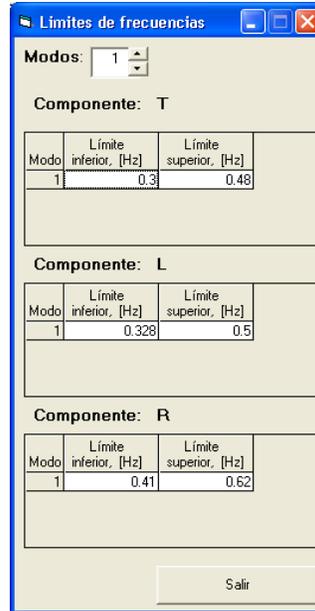


Figura D9. Ventana en la que se especifican número de modos a identificar durante el proceso espectral e intervalos de cálculo para el método de Formenti *et al.*, (1982).

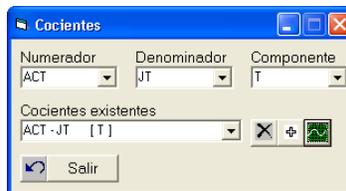


Figura D10. Especificación de los cocientes espectrales requeridos durante el análisis espectral

D2 Consideraciones en el manejo y análisis de datos

La información con la que el programa procesa la información se suministra dentro de las bases de datos previamente citadas. El programa permite la verificación directa de la información por medio de gráficas. Si se desea salvar la información en archivos de datos, el programa AlertaE genera archivos de resultados compatibles con Excel.

Los criterios de análisis son introducidos como reglas a través de una ventana de diálogo, en esta se escriben las condiciones y criterios de evaluación del estado físico.

La secuencia de solución consiste en evaluar primero los índices de respuesta con los umbrales de daño. Posteriormente, evalúa la condición general a partir de la respuesta de estos indicadores con los criterios indicados en el capítulo 2 para cada estado de daño global (figura D11).

The screenshot shows a window titled "Evaluación de daños" with a blue title bar. The window is divided into several sections:

- Reglas:** A text area containing two rules:
R1: [Dfmax = AMARILLO]
R2: [Csmax = ROJO]
- Configuration:** A row of controls including a dropdown menu with "Csmax", an equals sign "=" dropdown, another dropdown menu with "ROJO", and two buttons: "Agregar regla" and "Borrar regla".
- Metareglas:** A text area containing a meta-rule:
MR1: R1=True Y R2=True ~ Estado global es : Naranja
- Preview:** A row with a text field containing "R1=True Y R2=True" and a label "Naranja" in blue text.
- Buttons:** A row of four buttons: "Agregar Metaregla", "Borrar metaregla", "Evaluar estado global", and "Salir".

Figura D11. Especificación de los criterios de análisis para determinar el estado físico del edificio

Apéndice E. VARIACIÓN DE FRECUENCIA EN LOS EDIFICIOS JAL, PC, TC y SIS

Edificio JAL

En el edificio se tiene información sobre una serie de siete pruebas de vibración ambiental realizadas entre 1991 y 1999, de las cuales cinco pertenecen al primer periodo de observación y dos al segundo periodo de observación, después de la segunda rehabilitación. Esta información se encuentra la tabla E1, y se presenta la información correspondiente a la frecuencia del primer modo de vibración del edificio. Para el primer periodo de observación se tomó como referencia las frecuencias de la prueba 1VA y para el segundo periodo las de la prueba 6VA.

Tabla E1. Frecuencias de VA identificadas en el edificio JAL

Evento	Fecha	Modo	Frecuencias, en Hz			Variación, en %			Degradación de K, en %		
			Componente			Componente			Componente		
			L	T	R	L	T	R	L	T	R
1VA	23-10-91	1	0.73	0.45	0.85	0	0	0	0	0	0
2VA	23-09-92	1	0.73	0.44	0.83	0	2	2	0	4	5
3VA	25-11-93	1	0.70	0.44	0.68	4	2	20	8	4	36
4VA	04-02-95	1	0.64	0.44	0.65	12	2	24	23	4	42
5VA	23-09-95	1	0.65	0.43	0.64	11	4	25	21	9	43
6VA	25-02-97	1	0.78	0.68	1.47	0	0	0	0	0	0
7VA	06-07-99	1	0.78	0.64	1.37	0	6	7	0	11	13

Se observa que durante las dos primeras vibraciones, las frecuencias identificadas son prácticamente las mismas. A partir de la tercera vibración ambiental comienza un incremento en la variación. Entre la prueba 3VA y 4VA ocurrió el sismo 94-3 que produjo daños en elementos no estructurales que colocaron a la estructura en estado amarillo. La acumulación de los daños por efecto de los sismos comprendidos desde el inicio del periodo de observación hace evidente el proceso gradual de degradación de rigidez del edificio a medida que se presentan sismos de mayor intensidad. Esto se hace evidente la dirección L en el primer periodo de observación, mientras que para la dirección T lo es a partir de la prueba 2VA.

Entre la prueba 4VA y 5VA, ocurre una variación del doble respecto a las anteriores, en parte, esto se explica por los daños ocasionados por el evento 95-1, siendo uno de los más intensos. Vale la pena señalar que los daños reportados fueron menores a los reportados en los eventos 93-11 y 94-3, razón por la que posiblemente la variación de frecuencia es más notable entre las pruebas 3VA y 4VA en contraste con las pruebas 4VA y 5VA.

Las pruebas 6VA y 7VA corresponden al segunda periodo de observación, posterior a la segunda rehabilitación del edificio, entre estas el edificio muestra igualmente un incremento en su variación, en dicho periodo ocurrieron los sismos 97-1, 97-2, 98-1, 99-1 y 99-2; de estos el más intenso fue el 99-1. Con la prueba 7VA las frecuencias fundamentales son ligeramente mayores a las de la prueba previa, se explica en buena medida por las reparaciones de los aplanados en los muros y columnas realizadas inmediatamente después de ocurrido los sismos.

Las pruebas de vibración dan una clara evidencia del proceso de degradación de rigidez del sistema, este hecho es atribuible a la acumulación de los efectos de los sismos ocurridos durante el periodo de observación. El decremento de la frecuencia sugiere una pérdida de rigidez del sistema.

Edificio PC

Este edificio ha experimentado la acción de sismos moderados y se aprecia también un decremento de la frecuencia fundamental (tabla E2).

Tabla E2. Frecuencias de VA identificadas en el edificio PC

Evento	Fecha	Modo	Frecuencias, en Hz			Variación, en %			Degradación de K, en %		
			Componente			Componente			Componente		
			L	T	R	L	T	R	L	T	R
VA89	1989	1	0.56	0.56	0.80	0	0	0	0	0	0
VA98	1991	1	0.49	0.44	0.59	13	21	26	23	38	46
VA04-1	2005	1	0.48	0.44	0.59	15	21	26	28	38	46

Es claro observar la variación de frecuencia que se ha ido experimentando con el tiempo. El efecto de sismos ocurridos en este periodo de observación permite dar cuenta de la disminución en la frecuencia de la estructura que se traduce en una pérdida de rigidez gradual, en menor medida para el componente L y en mayor medida para R. La variación de frecuencia identificada con las pruebas de vibración ambiental muestra un incremento notable respecto a las obtenidas con registros sísmicos, siendo más evidente en vibración ambiental que en los sismos.

Edificio TC

Debido a que el edificio fue recientemente instrumentado se tienen pocos sismos registrados con la instrumentación y todos han sido de pequeña intensidad, no es posible determinar con apropiada precisión la variación en sus propiedades dinámicas que indiquen el posible deterioro que la estructura ha sufrido por efecto de sismos pasados. Se sabe que el edificio ha experimentado sismos intensos como el de septiembre de 1985.

En el edificio se han realizado cinco pruebas de vibración ambiental de las cuales Trigos (1998) menciona dos pruebas entre los años 1987 y 1998, posteriormente se realizaron tres más en el año 2004 (Murià-Vila *et al*, 2004), las frecuencias identificadas para los modos fundamentales se resumen en la tabla E3.

Tabla E3. Frecuencias de VA identificadas en el edificio TC

Evento	Fecha	Modo	Frecuencias, en Hz			Variación, en %			Degradación de K, en %		
			Componente			Componente			Componente		
			L	T	R	L	T	R	L	T	R
VA87	marzo,1987	1	0.40	0.32	0.52	0	0	0	0	0	0
VA98	octubre,1998	1	0.40	0.36	0.54	1	-11	-3	2	-23	-6
VA04-1	30-marzo-2004	1	0.39	0.34	0.54	2	-7	-3	4	-14	-7
VA04-2	01-abril-2004	1	0.39	0.38	0.55	4	-19	-6	7	-41	-12
VA04-3	06-octubre-2004	1	0.42	0.37	0.56	-4	-14	-8	-8	-31	-17

Nota: El signo negativo indica que la frecuencia es mayor a la de referencia

En las frecuencias fundamentales identificadas se observa que existe una ligera variación de frecuencia en el componente L en las vibraciones de 1998 y las dos primeras realizadas en el 2004. Sin embargo, en las últimas se observa un incremento en la frecuencia fundamental respecto a la vibración de referencia VA87.

Las fluctuaciones encontradas pueden ser en parte evidencia del efecto de la consolidación del suelo, efecto que sería corroborado al observar la variación en el periodo dominante del suelo. En la tabla E4 y figura E1 se muestran los periodos del suelo identificados en la estación SCT y a partir de registros sísmicos en el edificio por Camargo (2007).

Tabla E4 Determinación del periodo dominante del suelo para varios eventos sísmicos

Estación	Fecha	Magnitud Me	T, en s			
			Cociente de Nakamura		Espectro de respuesta	
			T	L	T	L
SCT	19/09/1985	8.1	2.02	2.01	2.05	2.06
	30/09/1999	7.6	2.07	2.17	2.3	2.05
	08/10/2001	6.1	2.05	2.05	1.63	1.8
	22/01/2003	7.6	1.84	1.86	1.84	1.69
	01/01/2004	6.3	1.90	1.90	1.84	1.99
TC	14/06/2004	5.8	1.69	2.05	1.67	1.78
	18/08/2004	5.7	1.74	1.64	1.76	1.62
	28/10/2004	4.6	1.50	1.50	1.56	1.5

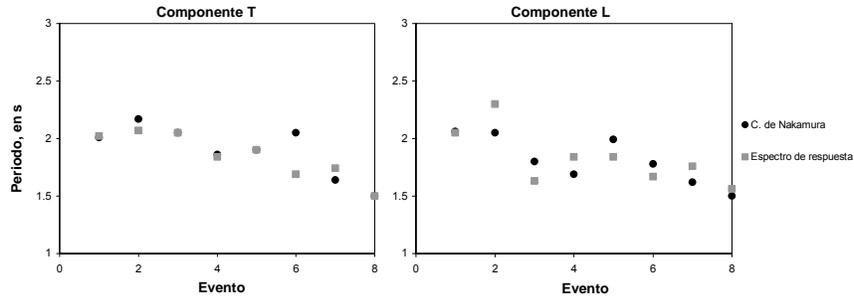


Figura E1. Distribución del periodo dominante del suelo para los eventos de la tabla E2

Las gráficas muestran una tendencia descendente para los periodos identificados entre 1987 y 2004. No se descarta el hecho de que las fluctuaciones en las frecuencias identificadas por pruebas de vibración ambiental se deban en parte a las condiciones ambientales como la temperatura, la lluvia, el viento, o a cambios de masas en el edificio, como maniobras de reestructuración y/o reparación en las que se remuevan o construyan elementos que modifiquen la respuesta del sistema estructural (Clinton *et al*, 2006).

Edificio SIS

En el edificio SIS se han registrado dos pruebas de vibración ambiental, del periodo de observación comprendido entre estas pruebas de vibración se ubican los ocho eventos sísmicos estudiados en el capítulo cuatro, destacando el evento 01-1, del 8 de octubre de 2001(tabla E5).

Tabla E5. Frecuencias de VA identificadas en el edificio SIS

Evento	Fecha	Modo	Frecuencias, en Hz			Variación, en %			Degradación de K, en %		
			Componente			Componente			Componente		
			L	T	R	L	T	R	L	T	R
VA01	13-09-2001	1	1.12	0.88	1.42	0	0	0	0	0	0
VA02	24-04-2002	1	1.07	0.85	1.44	4	3	-2	9	6	-3

Nota: El signo negativo indica que la frecuencia es mayor a la de referencia

Se ha tomado como referencia la vibración ambiental VA01. Para la segunda prueba de vibración ambiental las frecuencias del primer modo de vibrar en las direcciones T y L, presentan una variación de 3 y 4 por ciento respectivamente, mientras que en torsión se presenta un ligero incremento.

Las diferencias observadas pueden atribuirse a reacomos naturales de los materiales tanto del sistema estructural como de su cimentación, así como a factores externos como temperatura y condiciones climáticas e incluso cambios de masa en el edificio (Clinton *et al*, 2006).

Es posible concluir que el edificio no hay cambios en su respuesta dinámica.

Apéndice F. AJUSTE DE LAS FASES DEL SISMO CON EL VALOR CUADRÁTICO MEDIO DE LA ACELERACIÓN

En este trabajo el estado de daño del edificio, se calcula al considerar los cambios en la respuesta dinámica del sistema estructural, esto es posible realizarlo de dos formas: una con las frecuencias del primer evento del periodo de de observación (evento de referencia, el cual corresponde a un sismo de pequeña amplitud) y la estimada del último tramo de los eventos de intensidad moderada, y otra con las frecuencias del último tramo del evento sísmico de pequeña y similar intensidad entre los cuales haya ocurrido un evento de intensidad moderada (Murià -Vila, 2007).

Se utiliza la intensidad de Arias para determinar las diferentes fases de un sismo. Sin embargo, en sismos de gran intensidad la fase inicial y final pueden alcanzar ordenadas muy superiores a las del evento de referencia, impidiendo una apropiada comparación, en tal caso se recurre al procedimiento siguiente:

1. Se determinan las fases del sismo con el criterio de Arias (1970) y se identifican los intervalos de tiempo que corresponden a las fases inicial y final.
2. La aceleración cuadrática media del evento de referencia se compara con las amplitudes de los tramos inicial y final. Si el valor de referencia es mayor al 50 por ciento del estimado en la fase inicial y/o final del sismo, se disminuye el número de muestras de las fases del sismo y se calcula nuevamente la aceleración cuadrática media y se compara con el de referencia.
3. La variación de frecuencia se calcula respecto al evento de referencia y respecto a la fase final de un evento previo o en su defecto con los últimos 10 s del evento en análisis. La variación con el evento previo es para determinar si hubo un incremento en la variación; este dato puede ser relevante para que los encargados de la alerta confirmen o rectifiquen el estado del edificio, aunque no se notifica en la alerta estructural es parte de la información que el programa genera.

Se considera que el cálculo de este parámetro debe ser corroborado con los resultados derivados de una inspección posterior y de un análisis refinado.

Se toma como ejemplo el sismo sintético utilizado para simular la respuesta en el modelo no lineal del edificio SIS (Morales, 2005). La figura F1 muestra el evento sintético y el de referencia (evento 01-3). La amplitud máxima del sismo sintético es aproximadamente 100 veces la del evento de referencia.

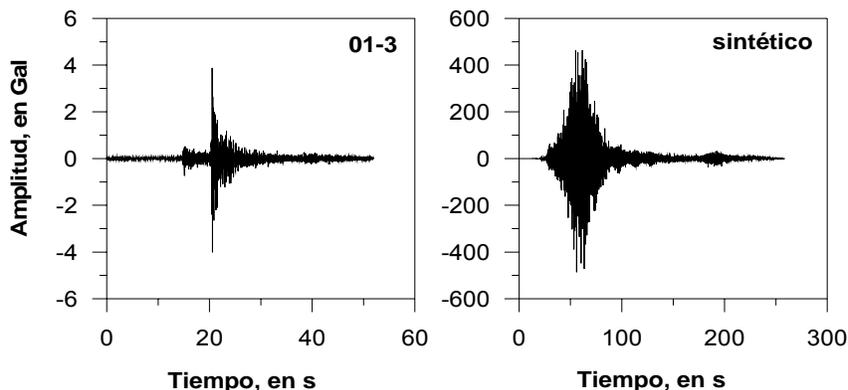


Figura F1. Comparación de amplitudes entre el sismo de referencia y el sintético

En la figura se aprecia el la fase de vibración libre de los sismos y la llegada del movimiento fuerte caracterizado por mayores amplitudes. Las pequeñas amplitudes del evento sintético son comparables en los tramos inicial y final con el sismo de referencia, por ser un sismo postulado

a partir de un sismo pequeño es posible encontrar pequeñas amplitudes, esto puede no ocurrir en eventos severos no sintéticos donde estas fases son prácticamente inexistentes.

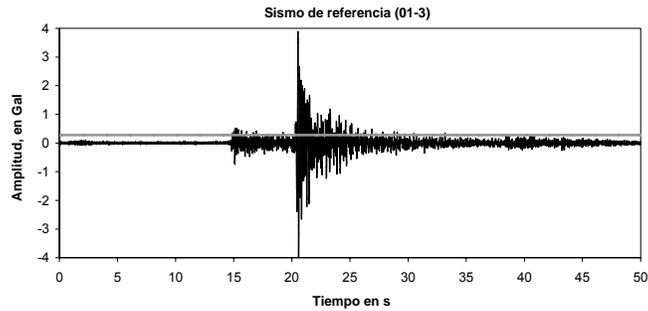


Figura F2. Aceleración cuadrática media del registro de referencia (línea gris)

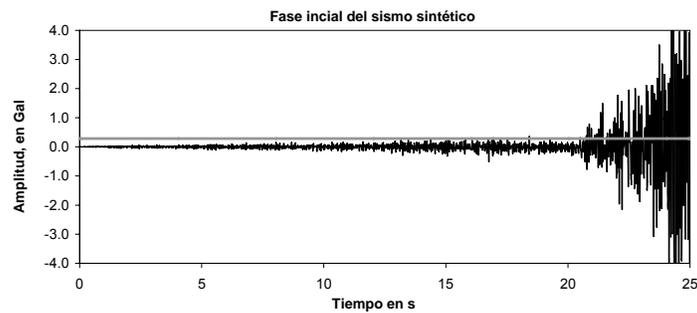


Figura F3. Comparación entre los primeros 25 s del sismo sintético y la aceleración cuadrática media del registro de referencia (línea gris)

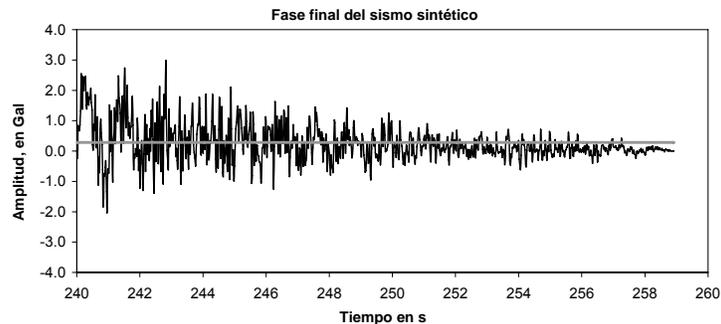


Figura F4. Comparación entre los últimos 25 s del sismo sintético y la aceleración cuadrática media del registro de referencia (línea gris)

Las figuras F3 y F4 muestran los tramos del registro sintético con amplitudes comparables a las del sismo de referencia, la parte inicial tiene amplitudes similares hasta los 20 s, después de este instante las amplitudes crecen rápidamente. La fase final tiene amplitudes comparables a partir de los 250 s y la ventana de tiempo que resulta tiene aproximadamente 10 s. Se consideran un margen de variación de RMS de aceleración entre 0 y 50 por ciento del valor de referencia, esto con el fin de aprovechar la información que pueda quedar descrita en este intervalo.

REFERENCIAS

- Alcántara L., Murià-Vila D., Vázquez R., Macías M. A., Almora D., Torres M., Velasco J. M., Castro G., Ayala M., Sandoval H. y Vázquez E., (2004), "Instrumentación Sísmica del edificio TC", Memorias del XIV Congreso de Ingeniería Estructural, Acapulco, Gro., México.
- Alcántara N., Almora M., Castro G., Torres M., Macías M., Vázquez R., Ylizaliturri J., Sandoval H. y Sandoval I., (2001), "El sismo del 8 de octubre de 2001 (M=6.1) en el edificio Plaza Córdoba, acelerogramas obtenidos", Instituto de Ingeniería, UNAM, octubre.
- Alcántara N., Almora M., Castro G., Torres M., Vázquez R., y Ylizaliturri J., (1997), "Sistema de interrogación telefónica en la red sísmica del edificio Plaza Córdoba", XII Congreso de Instrumentación, San Luis Potosí, SLP, México.
- Alcántara N., Almora M., Quass W. R. y Macías M., (1991), "Instrumentación sísmica de dos edificios en la Ciudad de México", IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, VIII Congreso de Ingeniería Estructural, Manzanillo, Colima, pp. 3-21 a 3-33, octubre.
- Alcocer S., Murià-Vila D., Peña J., (1999), Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada", Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Arias, A., (1970) "A measure of earthquake intensity. In Seismic Design for Nuclear Power Plants", ed. R. Hansen, MIT Press, Cambridge, Massachusetts.
- Ávila J., (2000), "Cálculo de la respuesta sísmica de un edificio real de 16 niveles, instrumentado después de los sismos de 1985", Instituto de Ingeniería, UNAM, octubre.
- Balena F., (2000), "Programación avanzada con Microsoft Visual Basic. Versión 6.0", Editorial McGraw-Hill.
- Bendat, J. S. y Piersol, A. G., (1989), "Random data: analysis and measurements procedures"; 2ª edición; Wiley Interscience; Nueva York.
- Bozorgnia Y. y Bertero V. V., (2003), "Damage spectra: characteristics and applications to seismic risk reduction", Journal of Structural Engineering, 129(10), 1330-1340.
- Camargo J., Cruz C. A., Taborda R. y Murià-Vila D., (2006), "Extrapola v3.0. Programa para la generación de señales en edificios instrumentados suponiendo un diafragma infinitamente rígido", Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Camargo J., (2007), "Análisis de registros sísmicos en un edificio alto cercano a la estación SCT, Tesis de Maestría", División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Celebi M., Phan L.T. y Marshall R.D., (1993), "Dynamic characteristics of five tall buildings during strong and low amplitude motions", The Structural Design of Tall Buildings, Vol. 2, pp. 1-15.
- Celebi M., (2007) "Health Monitoring of Buildings Using Threshold Drift Ratios - Now An Established Method". The 3rd International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure Vancouver, British Columbia, Canada November 13-16.
- CIRES, (2008) Comentario personal
- Clinton J.F., Bradford S., Heaton T.H. y Favela J., (2006) "The observed wander of the natural frequencies in a structure", Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 96; no. 1; pp. 237-257.

- Correa V. M., (2005), "Respuesta dinámica y efectos de interacción suelo-estructura en tres edificios instrumentados en México", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Cosenza E., Manfredi G y Ramasco R., (1993), "The use of damage functionals in earthquake engineering: a comparison between different methods", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 22, No. 10, pp. 855-868.
- Cruz C. A., Camargo J., Taborda R. y Murià-Vila D., (2006a), "Extrapola v3.0. Programa para la generación de señales en edificios instrumentados suponiendo un diafragma infinitamente rígido", Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Cruz C. A., Camargo J., Taborda R. y Murià-Vila D., (2006b), "Macros para la captura y procesamiento de resultados de señales procesadas espectralmente", Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Dipascuale, E. y Cakmak, A.S., (1987), "Detection and Assessment of Seismic Structural Damage", NCEER-87-0015, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- Dipascuale, E. y Cakmak, A.S., (1988), "Evaluation of Seismic Damage Indices for Reinforced Concrete Structures", NCEER-89-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo. *Engineering*", Vol. 132, No. 6, pp. 840-852.
- Fajfar, P., (1992) "Equivalent ductility factors taking into account low-cycle fatigue," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, pp. 837-848
- Ferretiz J. J., (2007) "Modelos analíticos representativos de un edificio instrumentado cerca de la estación SCT", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Fuentes O. R., (2000), "Modelos Calibrados de un edificio instrumentado", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Gamboa V. J., (1997) "Respuesta inelástica de un edificio instrumentado en la ciudad de México", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Housner, G.W., (1965). "Intensity of ground shaking near the causative fault". Proc. 3th World Conference on Earthquake Engineering. Aucland, New Zealand, pp. 94-109.
- Huerta C. H., (2007) "Método de estimación de parámetros modales de una estructura", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado.
- Husid, R., (1973). "Terremotos". Editorial Andrés Bello. 1º Edición. Santiago, Chile.
- Iemura H. (1980) "Earthquake failure criteria of deteriorating hysteretic structures", VII World Conference on Earthquake engineering, Vol. 5, pp 81-88.
- Iwan W. D., (2003), "R-SHAPE: A Real – Time Structural Health and Performance Evaluation System", Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Tecnology, Pasadena, CA, USA.
- Martinez R., (1989), "Respuesta teórica y experimental de un edificio de 17 niveles sobre suelo blando", Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Meli R., Faccioli E., Murià-Vila D., Quass R. y Paolucci R., (1998), "Study of site effects and seismic response of an instrumented building in Mexico City", *Journal of Earthquake Engineering*, 2 (1), pp. 89-111.

- Meli R., Murià-Vila D., Quass R., Faccioli E. y Paolucci R., (1994), "Estudio de los efectos de sitio y la respuesta estructural de un edificio en la ciudad de México ante sismos", Informe de actividades del tercer año, patrocinado por CONACYT y CEE, Proyecto 6514.
- Meli R. y Reyes C. (2002), Criterios de Diseño Sísmico por Desempeño y su Aplicación en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, *VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca*.
- Miranda E. y Akkar S., (2006), "Generalized interstory drift spectrum", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 132, N° 6, 2006 , pp. 840-852
- Miranda E. y Taghavi S., (2005), "Approximate floor acceleration demands in multi-story buildings. I: Formulation", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, No. 2, pp. 203– 211.
- Morales W., (2005), "Análisis de la respuesta no lineal de un edificio instrumentado en Acapulco", Tesis de Maestría, División de Eestudios de Posgrado, UNAM.
- Morales W. y Murià-Vila, D., (2005), "Análisis de la respuesta no lineal de un edificio instrumentado en Acapulco", XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, Memorias en CD, Artículo VIII-01
- Murià-Vila D., (2007), "Experiencia mexicana sobre la respuesta sísmica de edificios instrumentados", Coloquio de Ingreso a la Academia, septiembre.
- Murià-Vila D., Alcántara L., Durán R., Macías M.A., Maldonado S.L., Pérez L.E., Tena, A. y Vázquez R., (1997), "Edificios instrumentados", *Macrosismos de Manzanillo*, Editor Arturo Tena Colunga, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C., Universidad de Colima y Gobierno del Estado de Colima, Colima, Col., México, septiembre, pp. 197-232.
- Murià-Vila D., Camargo J., Aldama B. D., Dominguez R. A., (2007), "Análisis de la respuesta del edificio PC ante el sismo del 13 de abril del 2007". Proyecto 7546 Instituto de Ingeniería, UNAM, diciembre.
- Murià-Vila D., Rodríguez G., Zapata A. y Toro A.M., (2001a), "Seismic response of a twice-retrofitted building", *ISET Journal of Earthquake Technology*, India, Vol. 38, N° 2-4, pp. 67-92.
- Murià-Vila, D, Rodríguez, G; Macías, M., (2004), "Respuesta del edificio TC ante los sismos registrados en el 2004", Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Murià-Vila, D., y Rodríguez, G., (2001) "Análisis de los registros sísmicos obtenidos de 1993 a 1998 en el edificio Jal", diciembre, Series del Instituto de Ingeniería UNAM, Instituto de Ingeniería UNAM No. 628.
- Murià-Vila D., Fuentes L., González R., (2000), "Incertidumbres en la estimación de las frecuencias naturales de vibración de edificios", *Información Tecnológica*, vol. 11, no. 3, Chile, diciembre, pp.177-184.
- Murià-Vila D., Guzmán, S, Fernández F, Zapata, A, Taborda, R, Pérez J. H., Ordaz M, González, R, Cruz C. A. y Camargo J., (2006), "Programa para calcular la corrección de línea base, transformada rápida de Fourier, función de transferencia, ángulos de fase y coherencias entre dos señales", Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Murià-Vila D., Rodríguez G., Palacios C., Macías M., (2001b), "Estimación de los parámetros dinámicos del edificio PC" Proyecto 1543 Instituto de Ingeniería, UNAM, diciembre.
- Murià-Vila D., Taborda R., Macías M.A., y Escobar J.A., (2002), "Instrumentación de un edificio alto en la ciudad de Acapulco", *Octavas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Valparaíso, Chile.

Naeim F., Alimoradi A. y Miranda E., (2006), "Immediate and Automatic Post-Earthquake Damage Assessment of Buildings", U.S. National Conference on Earthquake Engineering, abril 18-22, San Francisco, California, USA.

Nieves A. y Domínguez F.C., (1990), "Métodos Numéricos Aplicados a la Ingeniería", Ed. CECSA

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

NTC-sismo, (2004), "Normas Técnicas Complementarias Para Diseño Por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Distrito Federal, tomo II, No 103-BIS, México, D.F., octubre.

Palacios C., (2003), "Estimación de los parámetros dinámicos del edificio PC, Tesis de Maestría, División de estudios de posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Park, Y. J. y Ang A. H., (1985), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete," Journal of Structural Engineering, Vol. 111, No. 4, pp. 740-757

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

Pérez J. H., (1995), "Desarrollo y evaluación de modelos aplicando técnicas de identificación de sistemas", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Reyes J. C., (1999), "El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios, tesis de doctoral, división de estudios de posgrado", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería UNAM.

Richardson M. H. y Formenti D. L., (1982) "Parameter estimation from frequency response measurements using rational fraction polynomials" Memorias de la 1st International Modal Analysis Conference, Orlando, FL, noviembre.

Riddell R., (2007), "On Ground Motion Intensity Indices" Earthquake Spectra, 23, 1, 147-173.

Riddell R. y García J.E., (2002), "Correlación entre índices de intensidad del movimiento del suelo y ordenadas espectrales de energía". VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ing. Antisísmica. Valparaíso. Abril 2002.

Rodríguez-Cuevas N. y Quass R., (1990), "Respuesta estructural de un edificio instrumentado en la ciudad de México durante sismos recientes", Seminario sobre instrumentación sísmica y usos de disipadores de energía en estructuras, SMIS, pp. 125-155.

Ruiz R., (2007), "Torre Plaza Juárez", Coloquio de Ingreso a la Academia, enero

Stearns S. D. y Hustt D. R., (1990), "Digital signals analysis", Prentice Hall.

Taborda R. y Murì-Vila D., (2002), "Extrapolación. Programa para la generación de señales en edificios instrumentados suponiendo un diafragma infinitamente rígido", Instituto de Ingeniería, UNAM.

Taborda R., (2003), "Respuesta Dinámica y efectos de interacción suelo – estructura en un edificio instrumentado en Acapulco", Tesis de Maestría, División de estudios de posgrado.

Takahashi M., Hagiwara H., Uchimura Y., Nasu T. y Watabe Y., (2007), "Actual Application of Real-Time Disaster Mitigation System To High-Rise Building". The 3rd International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure Vancouver, British Columbia, Canada November 13-16.

-
- Terán, A y Jirsa J. O., (2003), "Un modelo simple para predecir la ocurrencia de fatiga de bajo número de ciclos", Memorias, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, León, México, CDROM.
- Terán, A y Jirsa J. O., (2007), "Energy demands for seismic design against low cycle fatigue," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(3), pp. 383-404.
- Toro A. M., (1997), "Estimación de parámetros estructurales de un edificio instrumentado aplicando una técnica de identificación paramétrica modal", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM
- Trifunac M. D., (1972), "Comparisons between ambient and forced vibration experiments", *Earthquake and Structural Dynamics*, Vol. 1, pp. 133-150.
- Trifunac, M.D. y Brady, A.G., (1975). "On the Correlation of Seismic Intensity Scales with the Peak of Recorded Strong Ground Motion". *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 65, pp 139-162. University of California at Berkeley, Berkeley, CA.
- Trifunac M. D., Hao T. Y., y Todorovska M. I., (2001), "Energy of Earthquake Response as a Design Tool", Proc. 13th Mexican Conference on Earthquake Engineering XII MCEE Guadalajara, Mexico, 31 de octubre- 3 Noviembre.
- Trigos J. L., (1998), "Dictamen de seguridad estructural conforme al RCDF-93 y sus NTC. Edificio TC.", Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Safak E. y Hudnut K., (2006), "Real-Time Structural Monitoring and Damage Detection", 8th US National Conference on Earthquake Engineering San Francisco, California, abril 18-22.
- Wilson E., (2000), "Three dimensional static and dynamic analysis of structures, a physical approach with emphasis on Earthquake engineering", Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA, abril.
- Zapata A., (2001), "Estudio de la respuesta dinámica de un edificio instrumentado", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.