

Pruebas Dinámicas de Vibración Forzada en un Edificio de Concreto Reforzado de Cuatro Niveles

J. De la Colina¹, J. Valdés²

Facultad de Ingeniería

Universidad Autónoma del Estado de México

Ciudad Universitaria, Cerro de Coatepec. C. P. 50130, Toluca Edo. de Méx., México

jaime_delacolina@yahoo.com¹, jvaldes@uaemex.mx²

Resumen

En este trabajo se presentan los resultados de pruebas dinámicas realizadas en un edificio de concreto reforzado de cuatro niveles. Las pruebas se realizaron colocando un excitador mecánico de masas excéntricas en la azotea del edificio, el cual generó fuerzas excitadoras de diferente magnitud y frecuencia. El objetivo de las pruebas fue estudiar la respuesta torsional del edificio, además de identificar sus propiedades dinámicas. Con base en los resultados se observa la importancia que tiene el contenido de frecuencias de la excitación en la respuesta torsional del edificio.

Palabras Claves: *Vibración forzada, identificación, torsión.*

Abstract

This paper presents results of dynamic tests conducted on a four-story reinforced concrete building. The tests were carried out by using an eccentric-mass exciter attached to the building roof, which generated forces with several magnitudes and frequencies. The objective of the tests was both to study the building torsion response and to identify of its dynamic properties. Based on the results, it is pinpointed the importance of the excitation-frequency contents on the torsional response of the building.

Keywords: *Forced vibration, identification, torsion*

1. Introducción

En la medida que se conozca de mejor manera la respuesta y el comportamiento de las estructuras ante la ocurrencia de temblores, menor será su vulnerabilidad.

Bajo este panorama se aprecia la importancia que tienen los estudios tendientes a conocer mejor la respuesta, el comportamiento y las propiedades reales de las estructuras ante acciones dinámicas, en particular eventos sísmicos. Debido a lo complejo que puede resultar el correcto modelado analítico de cierto tipo de estructuras, las pruebas de laboratorio y campo aplicadas a modelos estructurales y edificios a escala real se consideran la mejor alternativa para realizar este tipo de estudios.

Respecto a las pruebas en edificios se pueden definir tres tipos de pruebas en función de la excitación empleada: (1) pruebas de vibración libre, (2) pruebas de vibración ambiental y (3) pruebas de vibración forzada. En este último caso la excitación se puede inducir de manera artificial como pudiera ser mediante excitadores mecánicos o algún otro dispositivo o de manera natural ante la ocurrencia de un sismo.

En la bibliografía especializada existen varios reportes de trabajos donde se han realizado pruebas de los tres tipos referidos [1-7]. Dentro de estos trabajos destaca el trabajo de Yu [1], debido a que en dicho estudio se realizaron pruebas en un edificio similar al que se estudia en este artículo.

Las pruebas de campo en edificios a escala real utilizando excitadores mecánicos resultan muy importantes en la determinación de las propiedades dinámicas de las estructuras, ya que permiten tener un mayor conocimiento de su comportamiento sísmico. Con base en los resultados de este tipo de pruebas es factible mejorar las técnicas con que se construyen los modelos analíticos que permiten el análisis estructural de los edificios.

La información que se obtiene en pruebas de campo como las que aquí se presentan, se convierte en la información con la cual se calibran algunos procedimientos y técnicas de análisis estructural, los estándares y recomendaciones de diseño y los resultados de otras pruebas. Por ello, la información que se genera al realizar pruebas dinámicas de vibración forzada en edificios a escala real, resulta de gran valor. El uso de excitación forzada (armónica o

Recibido: Mayo, 2008

Aceptado: Agosto, 2008

no) en edificios supone que el efecto resultante es equivalente al de una excitación en la base.

Existen algunos aspectos que hasta la fecha limitan el impacto de las pruebas dinámicas de vibración forzada en edificios, entre ellos están los siguientes: (1) La baja capacidad que tienen los mecanismos artificiales disponibles de generación de fuerzas excitadoras para inducir a la estructura que se prueba grandes respuestas. Por lo general, la magnitud de la respuesta que se logra generar en las estructuras bajo la acción de dispositivos generadores de fuerza convencionales (tales como los excitadores mecánicos) resulta baja e impide conocer el comportamiento de la estructura ante condiciones extremas que pudiesen llegar a representar comportamiento inelástico, cierto tipo de falla o incluso el colapso. (2) La limitada capacidad de las fuentes excitadoras externas para generar excitaciones realistas que representen en forma más rigurosa el tipo de acciones que se generan en los edificios durante la ocurrencia de los sismos. En general, la principal limitante que tienen los excitadores mecánicos tiene que ver con que sólo son capaces de generar excitaciones de banda angosta (excitaciones armónicas), las cuales si bien suelen presentarse en sitios de terreno blando, no representan la mayoría de los casos que en realidad se presentan (estructuras desplantadas en terreno duro e intermedio). (3) La dificultad práctica para instrumentar en forma extensa el edificio que se prueba y conocer de esta forma su comportamiento en detalle.

En los últimos años el laboratorio de estructuras de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma del Estado de México (UAEM) ha buscado equiparse con el propósito de realizar pruebas en estructuras a escala real. Para ello, se ha diseñado, construido y probado en el propio laboratorio un excitador mecánico de masas excéntricas [8], el cual es capaz de generar fuerza armónicas de magnitud variable en puntos localizados. Este equipo se ha empleado también en modelos de laboratorio [9].

En particular, el objetivo de este trabajo es mostrar los resultados de pruebas dinámicas de vibración forzada llevadas a cabo en un edificio de concreto reforzado de cuatro niveles sujeto a la acción de un excitador mecánico de masas excéntricas colocado en su azotea. Una de las principales características de este edificio, además de su geometría en elevación irregular, es que no tiene elementos no estructurales (muros divisorios, cancelles, etc.) ni acabados, por lo que las pruebas se hicieron en una estructura en la cual no se tiene interferencia en su respuesta por parte de los elementos no estructurales que se mencionan.

Las pruebas se enfocaron fundamentalmente a estudiar la respuesta torsional del edificio, además de identificar sus características dinámicas (frecuencias, formas y amortiguamientos modales). Se busca

estudiar la respuesta estructural y las propiedades dinámicas del edificio para distintas frecuencias y magnitudes de excitación, así como para pruebas de vibración ambiental. Así podrá observarse la variación en dichos parámetros (respuesta y propiedades dinámicas) como función del nivel de excitación.

2. Descripción del edificio

El edificio donde se realizaron las pruebas tiene cuatro niveles y ocupa una superficie de construcción de 1400 m². Se ubica en la ciudad de Toluca, Estado de México en zona de terreno duro y su uso es para oficinas de gobierno. Su geometría en planta en los distintos niveles corresponde a un rectángulo con dimensiones de 24 m por 18 m en el primer y segundo nivel, de 18 m por 18 m en el tercer nivel y de 12 m por 18 m en el cuarto nivel. En elevación, las alturas de entrepiso son de 4.5 m en el primer nivel y de 4.0 m en los niveles restantes (ver Figuras 1 y 2).

El edificio está estructurado con marcos en ambas direcciones ortogonales (columnas y trabes de concreto reforzado), los cuales tienen una separación entre crujeas de 6 m (Figura 1). La sección de las columnas y trabes es rectangular con dimensiones de 40 cm por 55 cm en las columnas y de 30 cm por 60 cm en las trabes. Las losas son nervadas en dos direcciones de 30 cm de peralte y se apoyan sobre trabes. Su cimentación es una losa maciza de concreto reforzado de 30 cm de espesor y contratraves de sección rectangular de 35 cm por 80 cm y de 30 cm por 70 cm. De acuerdo a la especificaciones de proyecto se utilizó concreto con $f'_c=20$ MPA (200 kg/cm²) y acero de refuerzo con límite de fluencia $f_y=420$ MPA (4200 kg/cm²).

En el momento que se realizaron las pruebas el edificio no tenía aún elementos no estructurales, tales como muros divisorios, cancelles, plafones, instalaciones, etc. Y además, debido a las condiciones de proyecto, el edificio no cuenta con escaleras, ya que éstas se encuentran en un cuerpo vecino, por lo que ninguna de las losas tiene algún hueco o abertura.

Además de las pruebas de vibración ambiental, el edificio fue excitado dinámicamente con ayuda de un generador de fuerzas mecánico. Este equipo consiste de un par de canastas iguales que giran en sentidos opuestos alrededor de un eje común vertical. Las masas de las canastas son excéntricas respecto al eje de giro, con lo que al girar se obtiene una fuerza armónica P definida por

$$P = 2mr\Omega^2 \text{sen}(\Omega t) = 2(Wr/g) \Omega^2 \text{sen}(\Omega t) \quad (1)$$

donde W es el peso de cada una de las masas m , r la distancia del centro de masa de estos pesos al eje de giro, Ω es la frecuencia de giro y g es la aceleración de la gravedad. Además, tomando como referencia la

Figura 3, la línea de acción de esta resultante es a lo largo del eje x . De acuerdo con la Ecuación 1, las magnitudes de las fuerzas generadas dependen de las masas y de su frecuencia de giro. En la Figura 4 se muestra una fotografía del equipo y en la Figura 5 se presentan las magnitudes de las fuerzas que puede generar para distintas configuraciones de masas y frecuencias de excitación.

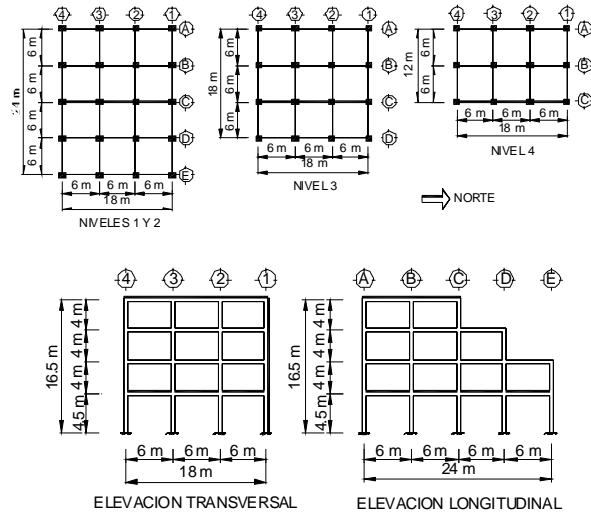


Figura 1. Geometría del edificio (planta y elevación).



Figura 2. Fachada oriente del edificio.

El movimiento del edificio se registró con mediciones de aceleraciones en distintos puntos. Para ello se emplearon los equipos de registro y medición listados en la Tabla 1.

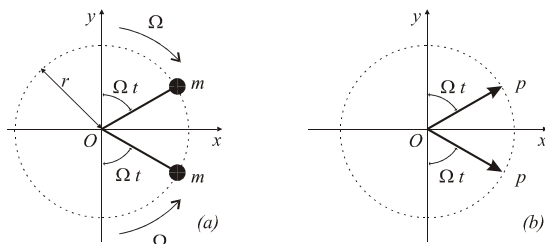


Figura 3. Arreglo de masas del excitador.

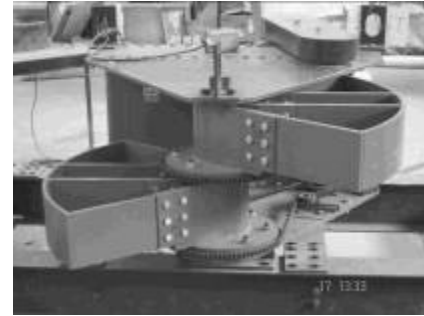


Figura 4. Excitador mecánico construido (UAEM).

Tabla 1. Equipo empleado

Descripción	Marca	Modelo	Observaciones
4 Acelerómetros	Kinematics®	EpiSensor® / FBA ES-U2	Uniaxiales
3 Acelerómetros	Kinematics®	FBA-11	Uniaxiales
Grabadora digital	Kinematics®	SSR-1	6 canales, 3 habilitados
Grabadora digital	Kinematics®	Altus/K2®	6 canales, 6 habilitados
Acelerógrafo	Kinematics®	Altus/Etna®	Triaxial

3. Descripción de las pruebas al edificio

En esta sección se indican las posiciones del excitador y las direcciones de la fuerza resultante que se emplearon en las distintas pruebas del edificio. También se indican los puntos y direcciones que fueron instrumentados.

El excitador se colocó en dos posiciones de la losa de azotea del edificio en estudio. La primera posición se identifica como la posición A (centrada) y corresponde con el centro geométrico de la losa de azotea. Ya que las dos losas superiores no cubren por completo las losas inferiores, la posición A se ubica en el único eje de simetría del edificio, como se ilustra en la planta del edificio mostrada en la Figura 6. La posición B (excéntrica) donde se colocó el excitador se ubicó a 2 m en la dirección norte.

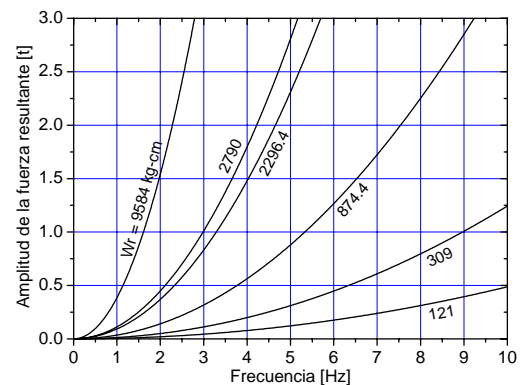


Figura 5. Curvas de fuerza para distintas frecuencias y masas en el excitador.

3.5	588	1.134
4.0	672	1.482
4.5	756	1.876
5.0	840	2.316

v.a. = vibración ambiental

Por lo que se refiere a las direcciones de aplicación de las fuerzas resultantes, aquí sólo se reportan resultados relacionados con las excitaciones aplicadas en las direcciones E-O y N-S.

Todos los acelerómetros se ubicaron sobre el eje A (fachada oeste). La ubicación de éstos en elevación (del eje A) se muestran en la Figura 7, donde se identifican los equipos usados en cada caso (Tabla 1).

Para cada posición del excitador y dirección de aplicación de la resultante, se excitó el edificio con 6 velocidades de operación, pero en todos los casos se emplearon masas con $Wr = 2,302$ Kg-cm en la Ecuación 1. Las velocidades de operación así como las frecuencias y magnitudes de las fuerzas resultantes se listan en la Tabla 2. También se registraron respuestas de vibración libre.

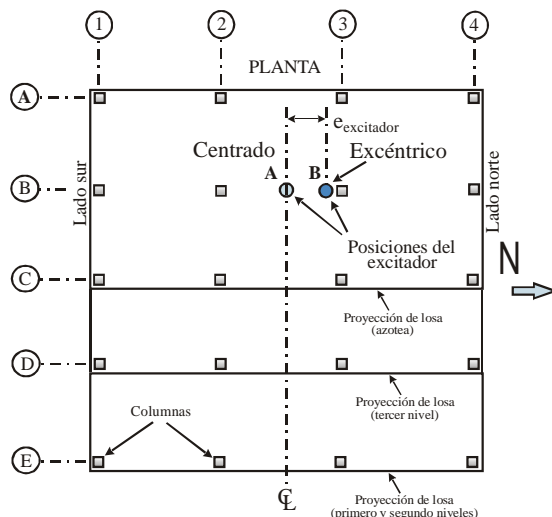


Figura 6. Planta del edificio.

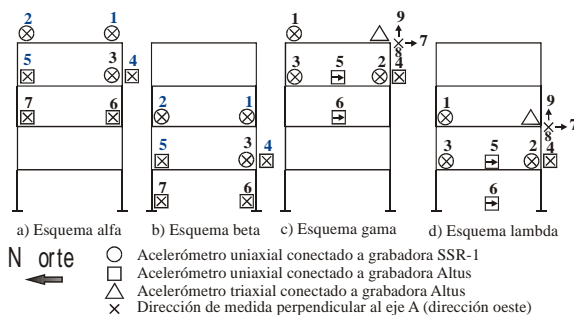


Figura 7. Ubicación de acelerómetros.

Tabla 2. Tabla ejemplo

Frecuencia de la fuerza [Hz]	Velocidad del motor [rpm]	Amplitud de la fuerza [t]
v.a.	0.0	0.0
1.5	252	0.208
3.0	504	0.833

4. Identificación de propiedades dinámicas

Existen distintas técnicas para estimar las propiedades dinámicas de los sistemas estructurales (frecuencias, formas y amortiguamientos modales) a partir del registro experimental de su respuesta ante cierto tipo de excitación. Sin embargo, aquí se busca aplicar un procedimiento que permita identificar las propiedades dinámicas del edificio sin necesidad de tener el registro instrumentado de la excitación.

Dentro de las técnicas de identificación no paramétrica se seleccionó una basada en el análisis de la coherencia entre dos registros $\gamma(f)$, de los cuales uno corresponde a la respuesta y otro a la excitación.

La coherencia entre dos registros se calcula a partir de la siguiente expresión [10].

$$\hat{\gamma}_{xy}(f) = \frac{\hat{X}^*(f) \hat{Y}(f)}{|X(f)| |Y(f)|} \quad (2)$$

donde $\hat{\gamma}_{xy}(f)$ es la coherencia suavizada entre los registros x y y , $|X(f)|$ la amplitud del espectro de Fourier correspondiente al registro X , $|Y(f)|$ la amplitud del espectro de Fourier correspondiente al registro Y , $X^*(f)$ el conjugado del espectro de Fourier del registro X y $Y(f)$ el espectro de Fourier del registro Y . La variable f es la frecuencia y el símbolo $\hat{}$ denota la suavización del espectro correspondiente. Por su parte, $|\hat{\gamma}(f)|$ es la amplitud de la coherencia suavizada la cual es un escalar que varía entre 0 y 1.

Un valor de la amplitud de la coherencia alto sugiere una relación lineal entre las señales de entrada y salida. Por lo tanto, los picos correspondientes a las vibraciones locales de un acelerómetro en particular o a ciertas vibraciones de la carga aplicada con el excitador corresponderán a un valor de amplitud de la coherencia bajo. De esta forma, las frecuencias del sistema podrán identificarse como aquellas para las cuales resulte la amplitud alta (0.8 a 1.0 aprox.).

En caso de no contar con el registro de la excitación, es factible sustituir este registro mediante el registro correspondiente a un punto de referencia localizado donde la respuesta del sistema para los primeros modos de vibrar sea similar [11].

Bajo esta consideración y con esta técnica se analizó la coherencia entre distintos puntos de registro del edificio, para diferentes esquemas de instrumentación (ver Tabla 3). Las pruebas corresponden a las de vibración ambiental.

En la Figura 8 se presentan las gráficas del promedio de la amplitud de la coherencia suavizada para las distintas pruebas de vibración ambiental consideradas en la identificación de las frecuencias del edificio, así como la de una de las pruebas (prueba 3).

Tabla 3. Pruebas de vibración ambiental consideradas en la identificación de las propiedades dinámicas.

No. de prueba	Puntos de registro y esquema de instrumentación
1	1, 4 (alfa)
2	1, 7 (alfa)
3	1, 6 (alfa)
4	1 (alfa), 6 (beta)
5	5, 7 (gama)
6	7, 8 (gama)
7	9, 7 (gama)
8	9, 8 (gama)

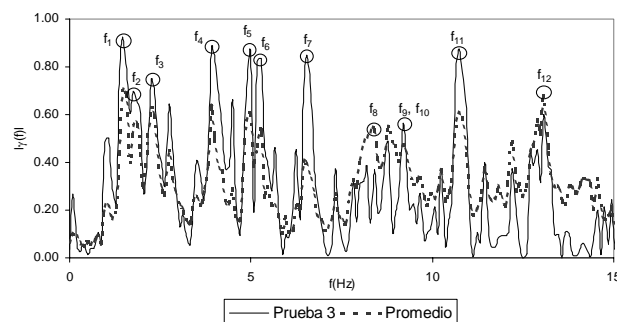


Figura 8. Contenido de frecuencias para las pruebas de vibración ambiental consideradas en la identificación de las propiedades dinámicas del edificio.

Para comparar los resultados experimentales con los que se obtienen de un modelo analítico, se desarrolló un modelo tridimensional de elemento finito del edificio, cuyas propiedades correspondieron a las especificaciones nominales de diseño pero sin carga viva. El modelo analítico se calibró en función de la frecuencia del primer modo, haciendo coincidir la frecuencia del modelo analítico respecto a la que se obtuvo en las pruebas experimentales. Esto se logró modificando la elasticidad nominal del material, la cual se incrementó 18%. De esta forma se pudo hacer una comparación entre las propiedades dinámicas del modelo de elemento finito, respecto a las propiedades obtenidas experimentalmente. En la Tabla 4 se comparan algunas frecuencias modales analíticas con las experimentales.

De la comparación de las frecuencias para los primeros doce modos considerados, se observa un buen ajuste para la mayoría de los modos. La mayor diferencia que se presenta entre las frecuencias analíticas respecto a las experimentales es de 13.55% (modo 2) y la menor es de -0.21% (modo 9). Para identificar el mayor número de modos posibles fue necesario utilizar los resultados, tanto de las pruebas experimentales (vibración ambiental) como los del modelo analítico.

El amortiguamiento del edificio expresado como una fracción de su amortiguamiento crítico (ζ), se estimó por medio del método de decaimiento logarítmico de la respuesta en vibración libre [12]. El método establece que la fracción del amortiguamiento crítico de una estructura se puede estimar a partir del cociente de dos picos de desplazamiento (amplitudes) medidos entre m ciclos consecutivos. Así:

$$\zeta = \frac{\delta_m}{2\pi m(\omega/\omega_d)} \cong \frac{\delta_m}{2\pi m} \quad (3)$$

donde $\delta_m = \ln(v_n/v_{n+1})$ representa el decremento logarítmico que se presenta en m ciclos consecutivos. Las variables ω y ω_d son las frecuencias no amortiguada y amortiguada del sistema, respectivamente.

En la Figura 9 se muestra una gráfica que corresponde a la respuesta del edificio cuando el excitador apagado ha dejado de girar y por lo tanto se encuentra en vibración libre.

El caso que se analiza en la Figura 9 corresponde al registro en la azotea (acelerómetro 1) de la aceleración medida en la dirección E-O (arreglo alfa). Para este caso se obtiene un valor de $\zeta = 0.96\%$. En general, tomando en cuenta distintos puntos de registro en ambas direcciones del edificio y considerando distintos valores de m , se obtiene un valor promedio del amortiguamiento expresado como fracción del crítico (ζ) cercano a 1%. Este valor tan bajo de amortiguamiento se justifica debido al comportamiento completamente elástico del edificio (demanda máxima menor al 20% de su resistencia), así como a la falta de elementos no estructurales.

Tabla 4. Frecuencias modales del edificio

Modo	Modelo analítico f (Hz)	Pruebas experimentales f (Hz)	Diferencia en %
1	1.46	1.46	0.00
2	1.55	1.76	13.55
3	2.16	2.25	4.17
4	3.95	3.91	-1.01
5	4.78	4.98	4.18
6	5.10	5.27	3.33
7	6.82	6.54	4.10
8	8.30	8.40	1.20
9	9.20	9.18	-0.21
10	9.23	9.18	-0.54
11	11.32	10.70	-5.47
12	13.21	13.10	-0.83

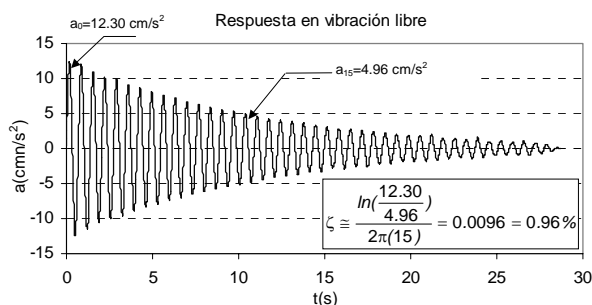


Figura 9. Registro de la respuesta en vibración libre

5. Respuesta registrada del edificio

En esta sección se describen pruebas que muestran algunos aspectos de la respuesta a torsión del edificio. Por brevedad, en esta sección sólo se presentan los resultados correspondientes a dos frecuencias de operación del excitador (1.5 y 4.5 Hz) y, como se dijo antes, a dos direcciones de aplicación de la carga (E-O y N-S).

Por lo que se refiere a los puntos y direcciones de medición, se reportan sólo las aceleraciones de los registros 1, 2, 4, y 5 del arreglo alfa y las aceleraciones 1, 2, 4 y 5 del arreglo beta que se identifican en la Figura 7. La selección de estos puntos, los cuales corresponden solamente a aceleraciones en la dirección E-O medidas en el marco A (Figura 6), obedece a que los pares de registros de un nivel corresponden a la misma registradora de aceleraciones, con lo cual se asegura la sincronización de las señales. Esta sincronización es importante para observar las posibles rotaciones de las cuatro losas.

Para evitar fuentes de error asociadas a una doble integración, sólo se presentan las señales de aceleraciones corregidas por línea base y filtradas (filtro pasabanda). No se presentan desplazamientos ni giros asociados a estos desplazamientos.

A manera de introducción para la descripción de las respuestas, en la Figura 10 se presentan primeramente las aceleraciones en función del tiempo obtenidas en los lados sur y norte del edificio en los cuatro niveles (nivel 4 = azotea) para el excitador colocado en la posición A (Figura 6) con la fuerza actuando en la dirección E-O a una frecuencia de operación $\Omega = 1.5$ Hz. Para este caso, es posible anticipar que el edificio responde en teoría sin torsión debido a que prácticamente no existe excentricidad (e_s) de la línea de acción de la fuerza resultante con respecto al plano de rigidez E-O del edificio (plano orientado en la dirección E-O que pasa por el punto A). En esta Figura se observa que en ambos lados del edificio, las amplitudes de las aceleraciones registradas similares. Estas observaciones, junto con el conocimiento de que $e_s = 0$, sugieren que el edificio no responde en torsión.

La Figura 11 muestra las aceleraciones registradas en los mismos puntos con el excitador colocado también en el punto A y con su resultante dirigida a lo

largo de la dirección E-O, pero para una frecuencia de operación del excitador $\Omega = 4.5$ Hz. Al igual que en el caso anterior, en esta figura se observa que para ambos lados del edificio, las señales tienen prácticamente las mismas amplitudes y formas. Por las mismas razones del caso anterior también se pudiera concluir que el edificio responde sin torsión.

Para observar las rotaciones de las losas alrededor de un eje vertical (torsión) se emplea la diferencia de las señales de ambos lados del edificio, ya que las señales de aceleraciones presentadas en las figuras anteriores pudieran estar desfasadas en el tiempo. En dicho caso, aun cuando los registros tuvieran iguales amplitudes y formas, la torsión (giro) estaría presente.

En la Figura 12 se presentan las diferencias de aceleraciones entre ambos lados del edificio. Para identificar los giros de las losas, no se consideró necesario normalizar estas diferencias de aceleraciones respecto a la distancia entre los puntos de registro. En esta figura, en el lado izquierdo se presentan las diferencias de aceleraciones para $\Omega = 1.5$ Hz y en el lado derecho las diferencias para $\Omega = 4.5$ Hz.

Esta Figura 12 revela que, aun cuando el edificio es simétrico respecto al eje central (en dirección E-O) y la línea de acción de la fuerza también está sobre este mismo eje, la losa de azotea responde significativamente con cierta torsión para una frecuencia de operación del excitador $\Omega = 4.5$ Hz. Es interesante observar que esta frecuencia de operación del excitador es muy cercana a la frecuencia del modo de vibrar 5 calculado a partir del modelo analítico del edificio ($f_5 = 4.78$ Hz). Por su parte, la frecuencia $\Omega = 1.5$ Hz es cercana a la del segundo modo de vibrar ($f_2 = 1.55$ Hz) que prácticamente es de traslación en la dirección E-O. Es necesario destacar, sin embargo, que la magnitud de la fuerza para $\Omega = 4.5$ Hz es $(4.5/1.5)^2 = 9$ veces la magnitud de la fuerza para $\Omega = 1.5$ Hz, de acuerdo con la Ecuación 1. Esto último conduce, por ejemplo, a que la amplitud de las aceleraciones por unidad de fuerza correspondientes al cuarto nivel para $\Omega = 1.5$ Hz son prácticamente iguales a las obtenidas para $\Omega = 4.5$ Hz (Figura 12).

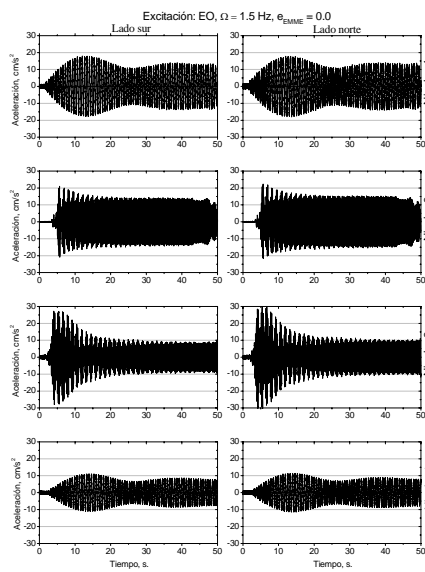


Figura 10. Aceleraciones E-O, con excitador en A, y frecuencia de operación $\Omega = 1.5$ Hz.

Es interesante analizar los registros de aceleración obtenidos para cuando el excitador se coloca en el punto B localizado a 2 m al norte del punto A (Fig. 6). Mientras que para $\Omega = 1.5$ Hz las señales de ambos extremos del edificio parecen iguales en amplitud, para $\Omega = 4.5$ Hz las señales son diferentes en amplitud como se ilustra en las Figuras 13 y 14.

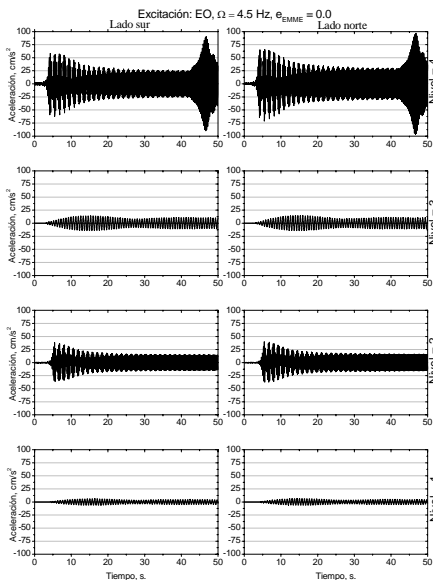


Figura 11. Aceleraciones E-O, con excitador en A, y frecuencia de operación $\Omega = 4.5$ Hz.

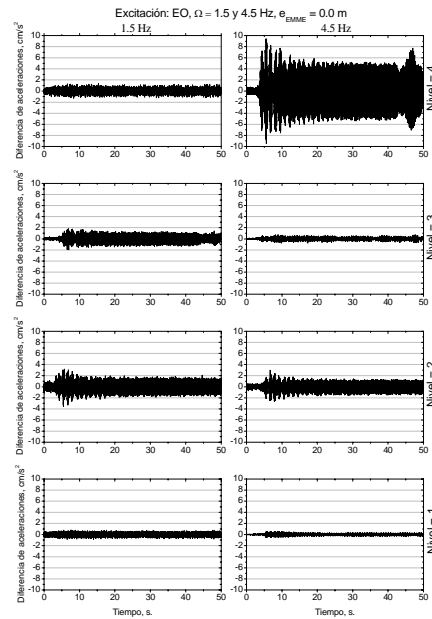


Figura 12. Diferencias de aceleraciones E-O, con excitador en posición A.

Las diferencias de estas aceleraciones del lado sur menos las del lado norte se presentan en la Figura 15. En esta figura las amplitudes para $\Omega = 1.5$ Hz se han multiplicado por un factor de 9.0 para ver sólo el efecto de las frecuencias de excitación. Se aprecia que, aun cuando las amplitudes de las diferencias de aceleraciones para $\Omega = 1.5$ Hz han sido escaladas para ser consistentes con las diferencias de aceleraciones para $\Omega = 4.5$ Hz, el efecto de la frecuencia de excitación es importante. Es claro que el edificio responde más a torsión para una frecuencia de excitación $\Omega = 4.5$ Hz que para $\Omega = 1.5$ Hz, en este caso.

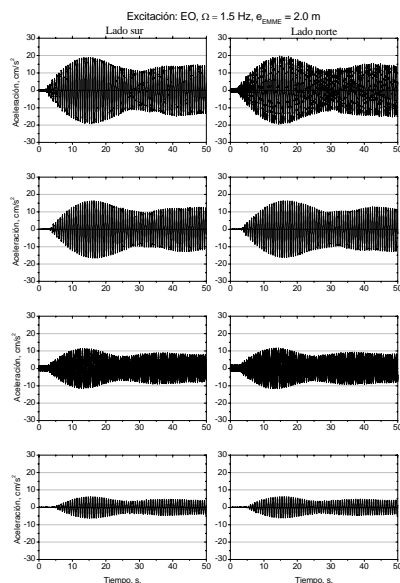


Figura 13. Aceleraciones E-O, con excitador en B (excéntrico) y frecuencia de operación = 1.5 Hz.

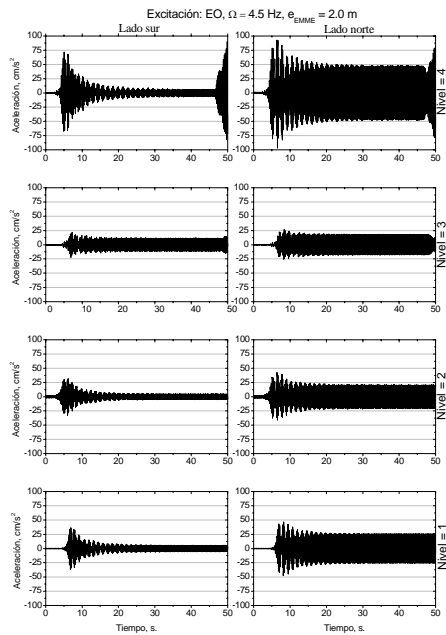


Figura 14. Aceleraciones E-O, con excitador en B (excéntrico) y frecuencia de operación = 4.5 Hz.

En la parte final de esta sección se presentan los resultados obtenidos para el caso en que la fuerza del excitador se aplica en la dirección N-S, colocando el excitador en el punto A. En la Figura 16 se muestran las diferencias de aceleración normalizadas.

En esta figura también se han multiplicado las diferencias de las aceleraciones de ambos lados del edificio correspondientes a $\Omega = 1.5$ por 9.0 para obtener amplitudes comparables a las de la frecuencia de operación $\Omega = 4.5$. En esta figura puede observarse que el movimiento de torsión de la losa de azotea es menos importante para frecuencias cercanas al segundo modo de vibrar ($f_2 = 1.55$ Hz).

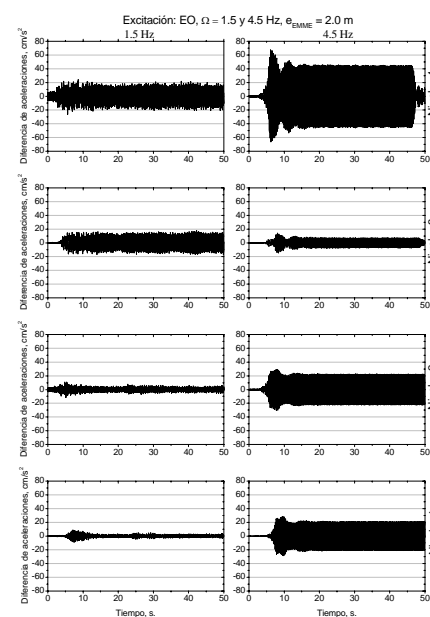


Figura 15. Diferencias de aceleraciones normalizadas E-O, con excitador en B.

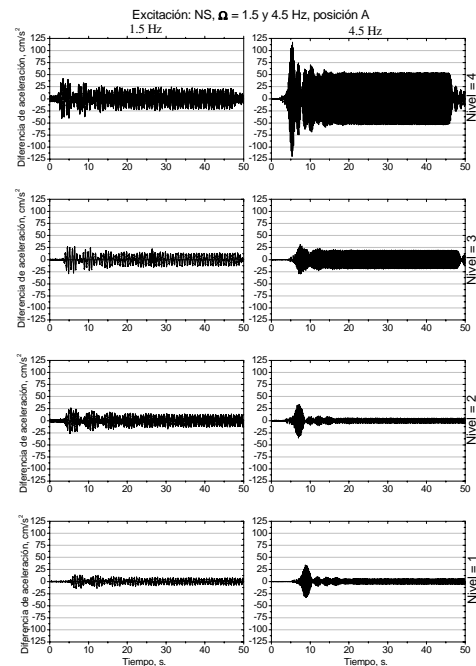


Figura 16. Diferencias de aceleraciones normalizadas E-O, con excitador en A pero con fuerza actuando en dirección N-S.

6. Conclusiones

Como conclusiones de los trabajos experimentales y analíticos presentados se pueden mencionar las siguientes.

Por lo que se refiere a la identificación de sistemas, se puede decir que para la apropiada identificación de las principales propiedades dinámicas de estructuras, es importante combinar los resultados experimentales con la modelación analítica.

El análisis de los resultados experimentales enfocados a torsión corrobora que la magnitud de la respuesta a torsión no sólo depende de la excentricidad y de la magnitud de la fuerza cortante de entrepiso (evaluada generalmente a partir de los primeros modos de vibrar y un espectro asociado a un movimiento de traslación), sino que también depende del acoplamiento de las frecuencias a torsión del edificio y de la excitación.

12. Referencias

[1] Yu, E., Skolnik D., Whang D. and Wallace J., "Forced vibration testing of a four story RC building utilizing the NEES-UCLA mobile field laboratory," *Proceedings 8th U. S. Conference on Earthquake Eng.*, April 2006, paper 1566.

- [2] Celebi, M., "Identification of site frequencies from building records," *Earthquake Spectra* 19, no. 1, 2003, EERI.
- [3] Muria, D., González R., Aranda J., "Análisis de la respuesta de un edificio," Reporte técnico 541, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1992.
- [4] Foutch, D., Housner G. and Jennings P., "Dynamic responses of six multi-story buildings during the San Fernando earthquake," Report EERL 75-02, California Inst. of Tech., Pasadena, Calif., 1975.
- [5] Foutch, D., "The vibrational characteristics of a twelve-storey steel frame building," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 6, no. 3, 1975.
- [6] Trifunac, M., "Ambient vibration test of thirty-nine story steel frame building," Report EERL 70-02, California Inst. of Tech., Pasadena, Calif., 1970.
- [7] Wood, J., "Analysis of the response of a nine-story frame building during the San Fernando earthquake," Report EERL 72-04, California Inst. of Tech., Pasadena, Calif., 1972.
- [8] Acuña, Q., "Diseño, construcción y prueba de un excitador mecánico de masas excéntricas," Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma del Estado de México, 2003.
- [9] De-la-Colina, J., Acuña, Q., Hernández, A. and Valdés, J., "Laboratory tests of steel simple torsionally unbalanced models," *Earthquake Engr & Struct. Dynamics* 36, no. 7, June 2007, 887-907.
- [10] Harichandran R. y Vanmarcke E. (1984), "Space-time variation of earthquake ground motion", Research Report R84-12, MIT, Cambridge, Massachusetts.
- [11] Paultre P., Proulx J., y Talbot M. "Dynamic testing procedures for highway bridges using traffic loads", *J. Struct. Engrg.* 121, no. 2, 1995, 362-376.
- [12] Clough R. W. y Penzien J. (1993), "*Dynamics of Structures*", 2th Ed., Mc Graw Hill International.