



XX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural



17 al 19 de Noviembre de 2016
Hotel Fiesta Americana / Mérida, Yucatán

LOS EFECTOS DEL VIENTO



Cintillo Legal

OBJETIVO

Presentar y discutir los trabajos y estudios que recientemente se han desarrollado en las ramas de la ingeniería estructural, tanto en la práctica profesional, como en la investigación, la docencia y la normatividad para el diseño por viento y otras acciones que afectan las estructuras y mostrarlos avances que ha tenido la utilización de los estudios en túnel de viento en la determinación de las fuerzas generadas por viento.

DIRIGIDO A

Profesionales de la ingeniería y arquitectura, de la docencia e investigación y profesionistas relacionados con la ingeniería estructural, así como estudiantes de las carreras de ingeniería civil y arquitectura. Empresas e instituciones privadas y públicas, relacionadas con la fabricación, desarrollo y distribución de materiales y equipos para el diseño, construcción y reparación de estructuras para edificación urbana, industrial e infraestructura.

OBJETIVO
TESIS
TEMAS
CONFERENCIAS MAGISTRALES
TÉCNICO COMERCIALES
CRÉDITOS
MIEMBROS INSTITUCIONALES
PATROCINADORES



XX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural

LOS EFECTOS DEL VIENTO

17 al 19 de Noviembre de 2016
Hotel Fiesta Americana / Mérida, Yucatán





17 a
Hot

XX CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA ESTRUCTURAL



Una publicación de la SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERIA ESTRUCTURAL AC
Camino Sta. Teresa 187 Col. Parques del Pedregal 14010 México, D. F.
ana.nasser@smie.com.mx
Tels. (55) 5665-9784 y (55) 5665-9784

Editor responsable: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C.
Camino Sta. Teresa 187 Col. Parques del Pedregal 14010 México, D. F.
ana.nasser@smie.com.mx
Tels (55) 5665-9784 y (55) 5665-9784

Radicado: 00003469
Fecha de solicitud: 2016-11-01
ISSN: EN TRAMITE
Otorgado por el Instituto Nacional del Derecho de Autor

GRABADO POR: Punto Zip
Kappa 33, Col. Romero de Terreros, Coyoacán, CDMX. C.P. 04310
www.puntozip.com.mx
marco@puntozip.com.mx
Tel. (55)5554-7921

Este ejemplar se terminó de grabar en noviembre de 2016. Con un tiraje de 500 ejemplares, bianual.
Ni la SMIE ni los autores se hacen responsables de cualquier daño causado por el uso de la información contenida en este libro.

Derechos reservados
Esta publicación no puede ser reproducida parcial o totalmente, por algún medio electrónico, mecánico o de cualquier otro tipo, sin el permiso expreso de la SMIE.

OBJ
TESI
TEM
CON
TECN
CRÉD
MIEM
PATR



Cintillo Legal

TEMA 12

OBJETIVO
TESIS
TEMAS
CONFERENCIAS MAGISTRALES
TÉCNICO COMERCIALES
CRÉDITOS
MIEMBROS INSTITUCIONALES
PATROCINADORES

- 12-06 Evaluación del comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado utilizando redes neuronales artificiales
Josué Uriel Rodríguez Alcántara, Adrián Pozos-Estrada, y Roberto Gómez Martínez
 [Ver Archivo PDF](#)
- 12-16 Una red bayesiana para la evaluación simultánea de socavación y cargas vivas en la pila de un puente vehicular de concreto reforzado
David Joaquín Delgado Hernández, Luis Horacio Martínez Martínez, David De León Escobedo, Juan Carlos Arteaga Arcos, y Gustavo Nava Romero
 [Ver Archivo PDF](#)
- 12-17 Determinación de la salud estructural de edificios - análisis de fourier vs. Análisis modal operacional
Gerardo Zamora López, Amado Gustavo Ayala Milián, y Rolando Salgado Estrada
 [Ver Archivo PDF](#)





DETERMINACIÓN DE LA SALUD ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS – ANÁLISIS DE FOURIER VS. ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL

Gerardo Zamora López¹, Amado Gustavo Ayala Milián² y Rolando Salgado Estrada³

RESUMEN

En este artículo se presentan los fundamentos y resultados del Análisis de Fourier y de cuatro técnicas diferentes del Análisis Modal Operacional (OMA): PP, FDD, EFDD y SSI; aplicadas a los registros obtenidos de dos edificios de concreto reforzado y a un balcón superior de un teatro. En cada caso se estimaron las frecuencias propias, sus correspondientes formas modales y las fracciones de amortiguamiento crítico, de los resultados obtenidos se discuten las fortalezas y debilidades de ambos métodos de análisis, así como con cuál de ellos se obtienen los mejores resultados en beneficio de la evaluación de la salud estructural de estructuras existentes.

ABSTRACT

This paper discusses the fundamentals and results of Fourier analysis and four different techniques of Operational Modal Analysis (OMA): PP, FDD, EFDD and SSI; applied to records obtained from two reinforced concrete buildings and an upper balcony of a theater. In each case the natural frequencies, corresponding mode shapes and fractions of critical damping, are obtained and the strengths and weaknesses of both methods of analysis are discussed, as well as which of them leads to the best results for the benefit of the evaluation of the structural health of existing structures.

INTRODUCCIÓN

La identificación experimental de las propiedades dinámicas de estructuras existentes ha tenido un importante desarrollo desde finales del siglo XX, esto debido principalmente al avance en la tecnología de los sensores para la adquisición de los parámetros dinámicos de las estructuras; así como también a los métodos de análisis que se han venido desarrollando. Entre estos métodos se encuentran de manera importante el Análisis de Fourier y el Análisis Modal Operacional (OMA por sus siglas en inglés).

El Análisis de Fourier o también llamado análisis en el dominio de la frecuencia es más conocido que el OMA; con el Análisis de Fourier es posible analizar los registros de vibraciones de estructuras debido a demandas ambientales y forzadas; sin embargo, su aplicación requiere de mucho cuidado ya que puede conducir a resultados no adecuados si no se consideran los factores ambientales y antropogénicos que pueden llegar a distorsionar los registros obtenidos de las pruebas experimentales de vibración. Sin embargo, es posible corregir esta alteración de los registros mediante la aplicación de filtros que eliminan la presencia de ruido (distorsión de alta frecuencia) en las señales. Por su parte el OMA es un método que ha ganado terreno en las últimas décadas. El OMA, al igual que el Análisis de Fourier, requiere registros de la respuesta de la estructura debido a las excitaciones ambientales, su aplicación no requiere necesariamente de registros de la demanda que produce las vibraciones; aunque también se pueden aplicar de manera indirecta cuando se

¹ Estudiante de maestría, Instituto de Ingeniería, UNAM, Apdo: 70-642. México, D.F. C.P: 04510. Teléfono: (55)5665-9784; Fax: (55)562-23468; GZamorala@iingen.unam.mx

² Profesor e investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM, Apdo: 70-642. México, D.F. C.P: 04510. Teléfono: (55)5665-9784; Fax: (55)562-23468; GAyalaM@iingen.unam.mx

³ Profesor tiempo completo, Facultad de Ingeniería, Universidad Veracruzana, región Veracruz, Czda. Adolfo Ruiz Cortinez No. 455, Fracc. Costa Verde, C.P: 94294, Boca del Río, Veracruz. Teléfono: (229)775-2000; rosalgado@uv.mx

conocen las características de la fuente de excitación. En las vibraciones ambientales se supone que la fuente excitadora es un ruido blanco, es decir, una que tiene un espectro con un valor medio constante para cada frecuencia. En general, el OMA presenta ciertas ventajas con respecto a otros métodos para la determinación de las características dinámicas de una estructura como es el requerir menor tiempo de ejecución, ser más barato y no necesariamente requerir registros de vibraciones que puedan causar daño en la estructura; debido a lo anterior el OMA justifica su creciente popularidad en la comunidad de la ingeniería civil. Conocer más a fondo los fundamentos de estos métodos para la identificación de propiedades dinámicas de estructuras permitiría su correcta y más efectiva aplicación en beneficio de la evaluación estructural de la infraestructura existente del país, infraestructura particularmente vulnerable a demandas sísmicas y meteorológicas frecuentes.

ANTECEDENTES

TIPOS DE MEDICIONES

La medición de vibraciones en sistemas estructurales con la finalidad de determinar los parámetros dinámicos de los mismos como son las frecuencias propias, formas modales y fracciones de amortiguamiento crítico, dependen del tipo de excitación a la que están sometidas estas estructuras. Las vibraciones obtenidas mediante pruebas experimentales se pueden clasificar en tres tipos: vibraciones sísmicas, vibraciones forzadas y vibraciones ambientales (Henao, 2013).

La medición de vibraciones inducidas por sismo se realiza mediante una instrumentación sísmica permanente de un sistema estructural, en la cual se mide la respuesta real de una estructura sometida a las aceleraciones del terreno provocadas por un evento sísmico. Debido a que la ocurrencia de sismos es impredecible la obtención de estos registros de vibración puede llevar mucho tiempo, lo cual es una gran desventaja.

Por otro lado las vibraciones forzadas son debidas a demandas de características conocidas que pueden ser existentes o artificialmente impuestas al sistema estructural para fines de registro de sus vibraciones. Estas vibraciones se pueden dividir en dos grupos: las obtenidas de ensayos en laboratorio y las obtenidas de mediciones en estructuras reales. Los ensayos en laboratorio generalmente se realizan en mesas vibratorias en las que es posible controlar la fuerza de excitación y son particularmente útiles en la certificación y la calibración de equipos. En la medición de vibraciones en estructuras reales se requiere contar con mecanismos de excitación (grúas, martillos de impacto, vibradores de masas excéntricas, entre otros.), tienen la desventaja que su ejecución generalmente requiere de la interrupción temporal de las operaciones de la estructura; además de que la aplicación de la fuerza excitadora puede llegar a dañarla.

Finalmente, las vibraciones ambientales son las producidas por demandas ambientales tales como viento, tránsito de vehículos, operación de maquinaria, entre otras, demandas que normalmente existen en condiciones de servicio de la estructura. La intensidad de estas vibraciones es generalmente baja por lo que no producen daño en la estructura además de que en su obtención no es necesaria la interrupción de la operación del sistema estructural. La única desventaja es que su obtención requiere equipos de medición muy sensibles, ya que las señales que se registran son de muy baja intensidad; lo cual explica la dificultad que se tiene al identificar las características dinámicas de una estructura.

MONITOREO DE LA SALUD ESTRUCTURAL (SHM)

El Monitoreo de la Salud Estructural (SHM, por sus siglas en inglés) permite el diagnóstico del estado de la estructura como un todo, en función del estado de sus diferentes elementos y de los materiales que la componen. El proceso del SHM implica la vigilancia de una estructura en el tiempo, dicha vigilancia se realiza por medio de mediciones de su respuesta dinámica a partir de una serie de sensores; estas mediciones se obtienen generalmente de vibraciones ambientales y forzadas. El SHM presenta numerosas ventajas para el desempeño de una estructura como son la reducción en la probabilidad de falla debido a fenómenos inesperados, como catástrofes naturales o daño progresivo en materiales durante períodos de inspección; la reducción en los gastos de mantenimiento de estructuras; la reducción en el costo de materiales; la posibilidad



de monitorear y reparar estructuras remotas y la valoración de sistemas estructurales luego de desastres naturales (Sohn *et al.*, 2004).

Un sistema de SHM se compone de tres partes: instrumentación y sensorización, obtención y almacenamiento de datos y análisis e interpretación de datos (Worden *et al.*, 2003). En la instrumentación y sensorización se obtienen mediciones acerca del comportamiento dinámico de la estructura empleando diversos tipos de sensores y sistemas de adquisición de datos. Con respecto a la obtención y almacenamiento de datos se considera lo siguiente: tipo de red de sensores (centralizada o distribuida), dispositivos en las redes de sensores, dispositivos para la comunicación remota, método de almacenamiento de datos y frecuencia de almacenamiento de datos. Por último el análisis e interpretación de datos se divide en tres tareas: identificación del sistema monitoreado, detección de cambios en el sistema monitoreado e interpretación de los cambios y los daños detectados, y formulación de las estrategias de corrección y prevención.

ANÁLISIS DE FOURIER

El principio del Análisis de Fourier es que toda función periódica puede representarse como una serie de funciones seno y coseno. Las series de Fourier fueron desarrolladas por Joseph Fourier a principios del siglo XIX para representar una señal en función del tiempo, a través de una superposición de señales más simples sinusoidales de varias frecuencias. Una función periódica se define como aquella cuyos valores se repiten a intervalos regulares, el tiempo entre las sucesivas repeticiones se denomina período; cuya unidad es el segundo (s). La frecuencia es la inversa del período y su unidad es el Hertz (Hz).

TRANSFORMADA DE FOURIER

La Transformada de Fourier es una operación matemática que transforma una señal en el dominio del tiempo a otra en el dominio de la frecuencia y viceversa (Rodríguez, 2005). La Transformada de Fourier de una función $x(t)$ está dada por la siguiente expresión:

$$F(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-i2\pi ft} dt \quad (1)$$

Las mediciones de vibraciones, ambientales o forzadas, se obtienen en el dominio del tiempo; pero por practicidad es mejor trabajarlas en el dominio de la frecuencia. Para obtener las componentes individuales de cada frecuencia es necesario realizar un análisis espectral por medio de la Transformada de Fourier.

A partir de las series de Fourier es posible representar una señal periódica de aceleración $x(t)$, con período T . De la ecuación 1 se puede obtener una función no periódica cuando $T \rightarrow \infty$, entonces la Transformada de Fourier de la señal no periódica $x(t)$ queda de la siguiente manera:

$$X(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{i2\pi ft} dt \quad (2)$$

Transformada Discreta de Fourier (DFT)

Para procesar las señales medidas de un sistema estructural se emplea un analizador digital. Este analizador digital muestrea las señales usando un convertidor analógico/digital, en un período de tiempo, con una relación de muestreo constante; es decir se tienen señales digitales discretas (con un número finito de valores). Como consecuencia la Transformada de Fourier no se puede aplicar directamente, ya que las señales asociadas a esta son continuas (con un número infinito de valores). Debido a lo anterior surge la Transformada Discreta de Fourier (DFT por sus siglas en inglés), la cual hace posible el Análisis de Fourier en sistemas digitales (González, 2003).

Las señales discretas son consecuencia del muestreo de señales continuas, a partir de una señal continua $x_c(t)$ se obtiene una secuencia de muestras x_k mediante la siguiente relación: $x_k = x_c(k\Delta t)$. Donde $\Delta t = t_k - t_{k-1}$ es el período de muestreo y la frecuencia de muestreo, que es el número de muestras por segundo, se define en la ecuación 3.

$$f_s = \frac{1}{\Delta t} \quad (3)$$

La DFT se puede expresar mediante la ecuación 4, donde N son los valores discretos $\{x_0, x_1, x_2, \dots, x_{N-1}\}$.

$$X_n = \sum_{k=0}^{N-1} x_k e^{-i2\pi k n / N} \quad (4)$$

$$n = 0, 1, 2, \dots, (N-1)$$

El proceso de muestreo se define en términos de una ventana que controla la longitud de la muestra. La ventana que se elige determina las características del filtro del analizador digital, que se puede cambiar si se quiere dar más importancia a unos puntos que a otros puntos de la señal muestreada (Rodríguez, 2005). En términos generales el proceso de muestreo genera una señal que es producto de la señal original, de la ventana empleada y de la frecuencia de muestreo.

Transformada Rápida de Fourier (FFT)

La Transformada Rápida de Fourier (FFT por sus siglas en inglés) permite calcular la DFT y su inversa, es una versión más rápida de la DFT que puede ser aplicada cuando el número de muestras de la señal es una potencia de 2. El cálculo de FFT toma aproximadamente $N \cdot \log_2(N)$ operaciones, en cambio la DFT toma aproximadamente N^2 , por lo tanto la FFT es más rápida. En ocasiones es útil emplear el relleno de ceros, es decir, agregar ceros al principio y/o al final de la secuencia de dominio en el tiempo. Esta adición no afecta al espectro de frecuencia de la señal. El relleno de ceros es una buena idea cuando la longitud de la señal no es una potencia de 2 (Rodríguez, 2005).

Es importante resaltar que la FFT no sólo optimiza el tiempo de cálculo, sino que también reduce considerablemente los errores de redondeo asociados con la representación en una computadora de los datos numéricos. Por otro lado las funciones de la FFT son simétricas, es decir, su salida incluye frecuencias negativas que existen por las propiedades matemáticas de la Transformada de Fourier. La primera mitad de la FFT contiene frecuencias desde 0 Hz hasta la frecuencia de Nyquist (se define como la mitad de la frecuencia de muestreo) y la segunda mitad es un reflejo con frecuencias negativas. Una vez que se aplica la FFT a las señales medidas de un sistema estructural, se pueden obtener los espectros y funciones del Análisis de Fourier para determinar las propiedades dinámicas de las estructuras, como son las frecuencias, las formas modales y las correspondientes fracciones de amortiguamiento crítico. A continuación se definen cada uno de estos espectros y funciones.

ESPECTRO DE FOURIER

El espectro de Fourier es una función de densidad espectral, donde se grafican las amplitudes de la Transformada de Fourier contra las frecuencias de una señal dada.

$$S_x(f) = |S_x(f)| e^{-i\theta(f)} \quad (5)$$

Donde $|S_x(f)|$ es el producto de amplitudes y $\theta(f)$ es el espectro de fase.

ESPECTRO DE POTENCIA

El espectro de potencia o autoespectro se puede obtener mediante el producto del espectro de Fourier de una señal con su conjugada (Murià, 2007).



$$S_{xx}(f) = S_x(f)S_x^*(f) \quad (6)$$

FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA

La función de transferencia se define como la descripción matemática en el dominio de las frecuencias entre los espectros de Fourier de la entrada y la salida de un sistema. Permite encontrar la relación de amplitudes que hay entre dos señales. En términos prácticos es el cociente espectral entre los espectros de Fourier de salida y de entrada:

$$H(f) = \frac{S_y(f)}{S_x(f)} \quad (7)$$

Esta función también se puede obtener utilizando las densidades espectrales de potencia, ya que con la expresión anterior se corre el riesgo que existan términos donde $S_x(f)$ sea cero para una frecuencia en particular. De esta manera, a partir de transformar en el dominio de la frecuencia las relaciones entre las autocorrelaciones y las correlaciones cruzadas de las señales de entrada y de salida, es posible establecer un par de ecuaciones para la determinación de las propiedades de la función de respuesta en frecuencia de un sistema a partir de la medición y análisis de una prueba de vibraciones aleatorias.

$$H_1(f) = \frac{G_{xy}(f)}{G_{xx}(f)} \quad (8)$$

$$H_2(f) = \frac{G_{yy}(f)}{G_{yx}(f)} \quad (9)$$

FUNCIÓN DE COHERENCIA

La función de coherencia es una medida de la relación que existe entre las señales de entrada y salida, es decir, que tanto la señal de salida es producto únicamente de la señal de entrada o si existen otro tipo de señales (ruido) que afecten la señal de salida. El valor de la función de coherencia varía entre 0 y 1, siendo cero cuando no existe coherencia entre las señales y 1 cuando la coherencia es perfecta. Esta función está definida por la relación entre las funciones de transferencia y está dada por:

$$\gamma_{xy}^2(f) = \frac{H_1(f)}{H_2(f)} = \frac{|G_{xy}(f)|^2}{G_{xx}(f)G_{yy}(f)} \quad (10)$$

ESPECTRO CRUZADO

Los espectros cruzados al igual que los autoespectros se pueden obtener mediante el producto del espectro de Fourier de una señal con la conjugada del espectro de Fourier de otra señal (Murià, 2007).

$$S_{xy}(f) = S_x^*(f)S_y(f) \quad (11)$$

ÁNGULO DE FASE

La fase o ángulo de fase de las señales $\theta_{xy}(f)$ se obtiene con el cociente de la parte real y la parte imaginaria de la función del espectro cruzado de potencia (Murià, 2007).

$$G_{xy}(f) = A_{xy}(f) + iB_{xy}(f) \quad (12)$$

$$|G_{xy}(f)| = \sqrt{A_{xy}^2(f) + B_{xy}^2(f)} \quad (13)$$

$$\theta_{xy}(f) = \tan^{-1} \frac{B_{xy}(f)}{A_{xy}(f)} \quad (14)$$

El ángulo de fase varía entre $\pm 180^\circ$ y muestra la dirección relativa del movimiento entre dos puntos de medición, representados por dos señales registradas de manera simultánea. Un ángulo de fase igual a cero entre dos puntos diferentes para una frecuencia dada indica correspondencia en el sentido del movimiento y se dice que ambos puntos están en fase. Caso contrario cuando el ángulo de fase es igual a $\pm 180^\circ$, en este caso los puntos están en desfase.

PROCEDIMIENTO PARA EL CÁLCULO DE FRECUENCIAS

Por medio del espectro de Fourier y el espectro de potencia, obtenidos de las señales de vibración ambiental o forzada, se identifican las frecuencias correspondientes a los picos más sobresalientes de estos espectros mismas que corresponden a las frecuencias propias del sistema estructural. Es importante mencionar, que no todos los picos máximos corresponden a las frecuencias propias de la estructura, ya que algunos son consecuencia de las fuerzas de excitación y del ruido. En la mayoría de los casos no es suficiente analizar sólo las amplitudes de los espectros de Fourier y potencia, por lo que se recurre a la función de coherencia. La coherencia entre dos señales confirma si las frecuencias identificadas en los espectros de cada una de las señales son frecuencias propias del sistema estructural; una coherencia con un valor cercano a cero indica que la frecuencia identificada tiene una cantidad de ruido importante y no se considera como una frecuencia propia de la estructura. En la figura 1 se muestra un ejemplo del proceso anterior.

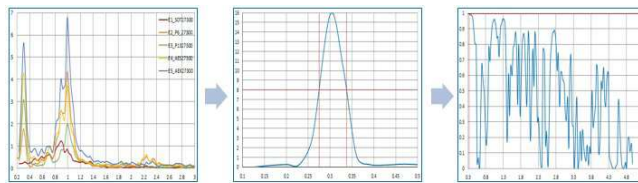


Figura 1 Procedimiento para el cálculo de frecuencias

PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LAS FORMAS MODALES

Las formas modales se pueden determinar con el ángulo de fase de las señales empleadas; el ángulo de fase al igual que la coherencia se grafica en función de la frecuencia. Lo anterior permite obtener el ángulo de fase para las frecuencias propias identificadas de la estructura y posteriormente definir el modo de vibración correspondiente a esas frecuencias pico. Un ángulo de fase igual o cercano a 0° indica que los dos puntos correlacionados se mueven en el mismo sentido (lateral o vertical), en cambio un ángulo de fase igual o cercano a 180° indica que ambos puntos se están moviendo en sentido contrario; que en el caso de edificios representa el modo de torsión. Es importante recordar que para obtener una coherencia y un ángulo de fase representativo del sistema estructural analizado las señales que se utilicen deben ser sincronas. En la figura 2 se ilustra como ejemplo el proceso para determinar las formas modales.

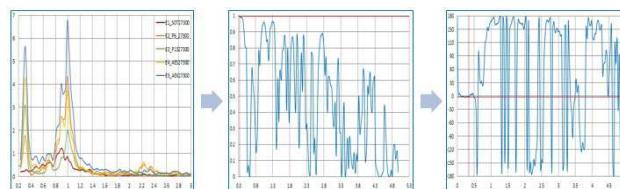


Figura 2 Procedimiento para determinar las formas modales

PROCEDIMIENTO PARA EL CÁLCULO DE LA FRACCIÓN DE AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO

Determinar la fracción de amortiguamiento crítico de un sistema estructural es complicado, pero existen teorías que permiten calcular el amortiguamiento de manera aproximada a partir de mediciones

experimentales. Una de estas teorías es el método de Kawasumi y Shima (Kawasumi y Shima, 1965), el cual se utilizó en este artículo. Este método está basado en las amplitudes de un espectro de potencia con buena resolución y suponiendo condiciones de ruido blanco, las expresiones para su aplicación se muestran a continuación:

$$A = \left(\frac{\omega_2^2 - \omega_1^2}{\omega_2^2 + \omega_1^2} \right) / \sqrt{\lambda - 1} \quad (15)$$

$$\xi = \frac{A}{2} \left(1 - \frac{3}{8} A^2 \right) \quad (16)$$

Lo primero que se hace para aplicar el método es seleccionar arbitrariamente un valor de λ (comúnmente se elige $\lambda = 2$), posteriormente se divide el máximo valor del espectro de potencia entre λ . Del resultado obtenido se traza una línea horizontal a esa amplitud, cortando el espectro de potencia en dos puntos, se procede a identificar las frecuencias asociadas a los valores de esos dos puntos; por lo que se obtiene ω_1 y ω_2 . Finalmente se calcula el parámetro A (amplitud de la respuesta) mediante la ecuación 15 y el resultado se sustituye en la ecuación 16 para obtener la fracción de amortiguamiento crítico. En la figura 3 se ilustra el método descrito anteriormente.

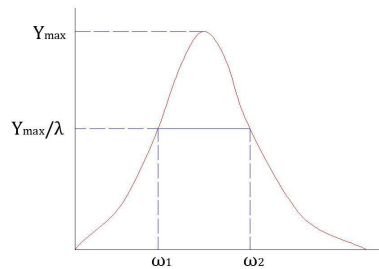


Figura 3 Método de Kawasumi y Shima para obtener el amortiguamiento crítico

ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL (OMA)

El Análisis Modal Operacional (OMA) mide la respuesta de la estructura debido a vibraciones ambientales (viento, tráfico, oleaje, entre otras) y a las fuerzas de servicio que actúan sobre ella. Se usa para obtener una descripción modal de la estructura bajo sus condiciones de operación. En la vibración ambiental se considera que la estructura es excitada por ruido blanco, es decir, el espectro de entrada es constante, todos los modos se excitan igual y el espectro de salida contiene la información completa de la estructura. A diferencia del Análisis Modal Experimental (EMA por sus siglas en inglés), que emplea cargas artificiales para producir vibraciones forzadas y que considera las excitaciones ambientales como una fuente de ruido no deseado, en el OMA la excitación natural se usa como fuente de excitación. Sin embargo, la mayoría de las técnicas del OMA se han derivado de los procedimientos del EMA por lo que comparten una base teórica común con los procesos de entrada-salida. La principal diferencia es que en el EMA se conoce y se mide la entrada, mientras que en el OMA la entrada es incierta y no se mide; aunque también se puede conocer la entrada de manera indirecta cuando se llevan a cabo mediciones sísmicas en estructuras instrumentadas de manera permanente.

El OMA se basa en los siguientes supuestos (Rainieri y Fabbrocino, 2014):

- Linealidad: la respuesta del sistema para una combinación dada de entradas es igual a la misma combinación de las salidas correspondientes.
- Estacionariedad: las características dinámicas de la estructura no cambian con el tiempo, de manera que los coeficientes de las ecuaciones diferenciales que rigen la respuesta dinámica de la estructura son independientes del tiempo.
- Observabilidad: el arreglo de los sensores se diseña adecuadamente para observar los modos de interés, evitando los puntos nodales.

La idea detrás del OMA es tomar ventaja de las excitaciones naturales que están libremente disponibles para reemplazar a las excitaciones artificiales, y así poder determinar más fácilmente los parámetros dinámicos de grandes estructuras civiles (Rainieri y Fabbrocino, 2014). Lo anterior ha permitido en los últimos años un desarrollo importante del OMA en el campo de la ingeniería civil, ya que representa una alternativa atractiva a los análisis modales de entrada-salida.

Existen varias técnicas para realizar el OMA, las cuales se desarrollan en el dominio de la frecuencia y en el dominio del tiempo. En el primer dominio se requiere una etapa de procesamiento para estimar las funciones de correlación a partir de los registros obtenidos en las mediciones de respuesta; en cambio, en el segundo dominio el procesamiento se realiza directamente con los registros de las mediciones. En el dominio de la frecuencia sobresalen la Identificación de Picos (PP), la Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD) y la Descomposición en el Dominio de la Frecuencia Mejorada (EFDD); por su parte en el dominio del tiempo sobresalen la Técnica de Excitación Natural (NExT) y la Identificación con Subespacios Estocásticos (SSI). En el presente artículo únicamente se muestran las técnicas PP, FDD, EFDD y SSI; debido a que son las más utilizadas en la comunidad científica. A continuación se explican cada una de ellas.

IDENTIFICACIÓN DE PICOS (PP)

La Identificación de Picos (PP por sus siglas en inglés) es la técnica del OMA más simple que se conoce para la identificación de los parámetros modales de estructuras sujetas a cargas de vibración ambiental. Esta técnica se desarrolla en el dominio de la frecuencia y se basa en que la función de respuesta en frecuencia alcanza valores extremos alrededor de las frecuencias naturales de la estructura. Las frecuencias naturales se determinan simplemente a partir de la observación de los picos en la gráfica de la función de la densidad espectral de potencia (PSD por sus siglas en inglés) promediada y normalizada (Ren y Zong, 2004). La PSD representa como se distribuye la energía para cada frecuencia y se obtiene convirtiendo las aceleraciones medidas al dominio de la frecuencia mediante la DFT. Cabe mencionar que la inspección de la función de coherencia puede ayudar a seleccionar las frecuencias naturales cuando sus valores son cercanos a la unidad, como se vio en el capítulo anterior. En la figura 4 se representan los picos de la gráfica de la PSD, los cuales son las frecuencias naturales.

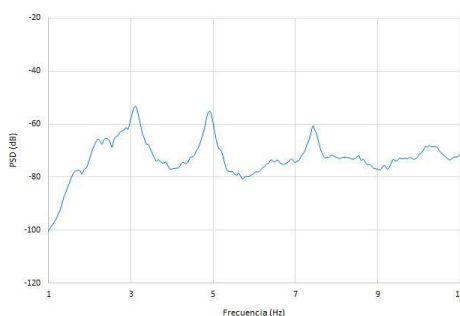


Figura 4 Representación de los picos de la PSD que indican las frecuencias naturales

Aunque las fuerzas de entrada no se miden en las pruebas de vibración ambiental, esto se ha resuelto adoptando una técnica de identificación de parámetros modales derivada de la tradicional, en la cual se utiliza la señal del sensor de referencia como entrada y las funciones de respuesta en frecuencia y de coherencia se calculan para cada punto de medición con respecto a este sensor de referencia (Ren y Zong, 2004). En el contexto del OMA la función de transferencia no significa la relación entre la respuesta y la fuerza de entrada, sino más bien representa la relación entre la respuesta medida por un sensor cualquiera y la respuesta medida por un sensor de referencia. Se asume que la respuesta dinámica en los picos de resonancia está determinada sólo por un modo. Los modos que proporciona este método se obtienen empleando la siguiente ecuación (Brownjohn, 2003):



$$\frac{S_{qp}(\omega_{r0})}{S_{qq}(\omega_{r0})} \approx \frac{\phi_p^{r0}}{\phi_q^{r0}} \quad (17)$$

donde, ω_{r0} representa la frecuencia para la que se ha identificado el pico en el espectro. La estimación del modo consiste en variar el subíndice p mientras se mantiene constante la referencia q , al mismo tiempo se van leyendo cada uno de los valores de la columna de la matriz de densidades espectrales cruzadas para cada frecuencia natural identificada en el pico del espectro. Estos valores contienen información de fase y de amplitud los cuales se normalizan a un valor unidad con un ángulo cero dividiéndolos entre la densidad autoespectral de la señal de referencia. Por lo tanto, se evalúa la relación de la densidad espectral cruzada entre las posiciones p y q , y la densidad autoespectral en la posición de referencia q .

De esta manera se obtiene la representación de la deformada en funcionamiento, la cual es una aproximación del modo de vibración. El autoespectro $S_{qq}(\omega)$ alrededor de la resonancia puede ser utilizado para estimar la relación de amortiguamiento mediante el ajuste de una curva (Brownjohn, 2003). Es importante mencionar que el procedimiento para estimar la frecuencia natural, la deformada y la relación de amortiguamiento está sujeto a errores y aproximaciones; como por ejemplo la selección de los picos de las frecuencias naturales es una tarea subjetiva y la estimación del amortiguamiento crítico es poco fiable. A pesar de estos inconvenientes la técnica PP se utiliza con éxito en el campo de la ingeniería civil para la medición de vibraciones ambientales, ya que es rápida y fácil de aplicar.

DESCOMPOSICIÓN EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA (FDD)

La técnica de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD por sus siglas en inglés) elimina las desventajas asociadas a la técnica PP, pero manteniendo la facilidad de uso. Primero se presentará la teoría de esta técnica para posteriormente describir su algoritmo, como se muestra en (Brincker *et al.*, 2001).

La relación entre las entradas desconocidas $x(t)$ y las respuestas medidas $y(t)$ se puede mostrar de la siguiente manera (Bendat y Piersol, 1986):

$$G_{yy}(j\omega) = \overline{H}(j\omega) G_{xx}(j\omega) H(j\omega)^T \quad (18)$$

donde, $G_{xx}(j\omega)$ es la matriz ($r \times r$) de densidad espectral de potencia de la entrada, r es el número de entradas, $G_{yy}(j\omega)$ es la matriz ($m \times m$) de densidades espectrales de potencia de las respuestas, m es el número de respuestas, $H(j\omega)$ es la matriz ($m \times r$) de la función de respuesta en frecuencia y los superíndices "—" y "T" indican el complejo conjugado y la transpuesta, respectivamente. Para el caso de una estructura ligeramente amortiguada, la matriz de densidad espectral de respuesta se puede obtener con la ecuación 19, la cual es una descomposición modal de la matriz de densidad espectral cuyos resultados son similares de los que se obtendrían de la ecuación 18, bajo el supuesto de que la entrada es un ruido blanco, es decir, que la matriz de densidad espectral de la entrada sea una matriz constante ($G_{xx}(j\omega) = C$).

$$G_{yy}(j\omega) = \sum_{k \in Sub(\omega)} \frac{d_k \phi_k \phi_k^T}{j\omega - \lambda_k} + \frac{\overline{d}_k \overline{\phi}_k \overline{\phi}_k^T}{j\omega - \overline{\lambda}_k} \quad (19)$$

$$d_k = \gamma_k^T C \gamma_k \quad (20)$$

donde, d_k es un escalar, ϕ_k es el modo de vibración, λ_k es el polo de la función de respuesta en frecuencia, $Sub(\omega)$ es el conjunto de modos de vibración (generalmente uno o dos modos) que contribuyen significativamente a la respuesta para una frecuencia ω . El primer paso del algoritmo de identificación es estimar la matriz de densidades espectrales de potencia. Después de obtener los valores de la matriz $G_{yy}(j\omega)$ para frecuencias discretas $\omega = \omega_i$, ésta se descompone por medio de la Descomposición en Valores Singulares (SVD por sus siglas en inglés) como se muestra en la siguiente ecuación:

$$G_{yy}(j\omega) = U_i S_i \bar{U}_i^H \quad (21)$$

donde, $U_i = [u_{i1}, u_{i2}, \dots, u_{im}]$ es una matriz unitaria que contiene los vectores singulares u_{ij} , S_i es una matriz diagonal que contiene los valores singulares s_{ij} y el superíndice H indica la transpuesta conjugada compleja. Los modos de vibración se obtienen a partir de los picos en la representación de los valores singulares, el mayor valor singular representa la fuerza del modo de vibración dominante para cada frecuencia i (Brownjohn, 2003). Los otros valores singulares contienen ruido u otros modos escondidos detrás del dominante, por su parte los vectores singulares contienen las distintas maneras en las que se deforma la estructura. En la figura 5 se muestra un ejemplo de la representación de los valores singulares de la matriz de densidad espectral.

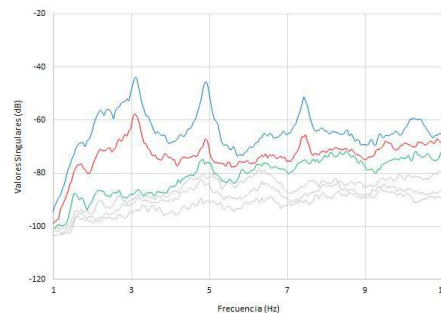


Figura 5 Representación de los valores singulares de la matriz de densidad espectral

La principal ventaja de la técnica FDD es que permite la identificación de modos muy cercanos entre sí, examinando no sólo el mayor valor singular, sino también los siguientes. Generalmente cuando dos modos están dominando, el primer vector singular será siempre una buena estimación de la forma modal del modo más fuerte. Con respecto a la estimación del amortiguamiento, como sucede en la técnica PP, la técnica FDD no arroja resultados muy confiables; este problema se soluciona en la técnica EFDD que se explica a continuación.

DESCOMPOSICIÓN EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA MEJORADA (EFDD)

La técnica de Descomposición en el Dominio de la Frecuencia Mejorada (EFDD por sus siglas en inglés) es una extensión de la técnica FDD, pero es más confiable que esta última, ya que aparte de obtener las frecuencias naturales y los modos de vibración, también permite determinar el amortiguamiento. En la técnica EFDD la matriz de densidad espectral de potencia de un grado de libertad es llevada de vuelta al dominio del tiempo mediante la Transformada Discreta de Fourier Inversa (IDFT por sus siglas en inglés) (Jacobsen *et al.*, 2007). El procedimiento consiste en calcular el modo de vibración del pico de la curva en la frecuencia k , identificado en la técnica FDD, mediante la obtención de los modos de frecuencias ligeramente superiores e inferiores, hasta que la correlación del Criterio de Aseguramiento Modal (MAC por sus siglas en inglés) entre ambos modos alcanza cierto valor límite (se suele elegir $MAC=0.8$). En la figura 6 se representa la identificación de la función de un grado de libertad en valores singulares aplicando el parámetro MAC.

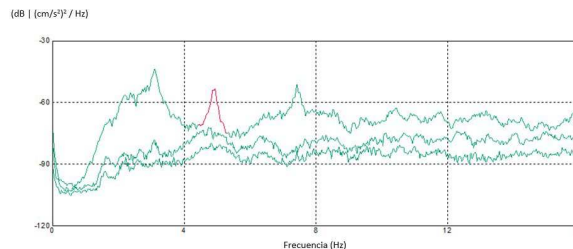


Figura 6 Aplicación del parámetro MAC (línea roja) en los valores singulares



Una vez que se obtienen las frecuencias de los dos modos, se toma una ventana con ese ancho y se aplica la IDFT; con lo cual se obtiene una función de correlación normalizada como se muestra en la figura 7. La frecuencia natural se obtiene contando el número de veces que la función de correlación normalizada cruza el eje cero por segundo, la forma modal se calcula como un promedio ponderado de los vectores singulares en el intervalo del nivel de rechazo del MAC especificado por el usuario.

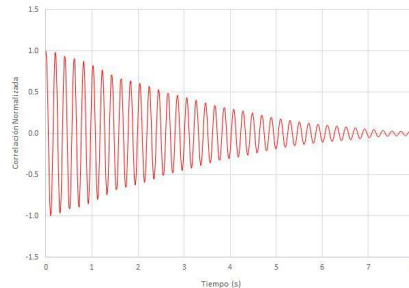


Figura 7 Función de correlación normalizada

El amortiguamiento se estima con la técnica del decremento logarítmico de la envoltura logarítmica de la función de correlación normalizada, esta se realiza utilizando una técnica de regresión lineal (Gade *et al.*, 2005). En la práctica el decremento logarítmico se estima mediante el método de mínimos cuadrados, para ello es necesario ajustar los puntos comprendidos en un rango delimitado por un porcentaje máximo de amplitud y un porcentaje mínimo de amplitud, de esta forma, se logra escoger la zona central de la curva exponencial.

IDENTIFICACIÓN CON SUBESPACIOS ESTOCÁSTICOS (SSI)

La técnica de Identificación con Subespacios Estocásticos (SSI por sus siglas en inglés) es considerada la más avanzada para la identificación de los parámetros dinámicos de sistemas por medio de las vibraciones ambientales. Esta técnica se desarrolla en el dominio del tiempo, es decir, trabaja directamente con los datos medidos, sin la necesidad de convertirlos en espectros o correlaciones. Lo anterior representa una ventaja importante con respecto a las técnicas mostradas anteriormente, sin embargo, la técnica SSI implica varios pasos matemáticos que son difíciles de seguir y entender para las personas con una formación clásica en la dinámica estructural. En las siguientes líneas se explica el procedimiento de esta técnica de forma resumida y con un enfoque en las vibraciones ambientales de estructuras, como se muestra en (Peeters y De Roeck, 1999) y (Brincker y Andersen, 2006).

El comportamiento dinámico de un sistema mecánico que consiste en n_2 masas conectadas a través de amortiguadores se puede describir mediante la siguiente ecuación diferencial:

$$M\ddot{U}(t) + C_2\dot{U}(t) + KU(t) = F(t) \quad (22)$$

donde, M , C_2 y K son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de dimensiones $n_2 \times n_2$, mientras que $F(t)$ es la fuerza de excitación y $\ddot{U}(t)$, $\dot{U}(t)$, $U(t)$ son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento en el tiempo continuo t de orden $n_2 \times 1$. A pesar de que la ecuación 22 representa el comportamiento dinámico de una estructura, esta no se usa directamente en los métodos para la identificación de parámetros dinámicos de sistemas estructurales debido principalmente a dos razones. La primera es que la ecuación anterior es continua en el tiempo, mientras que las mediciones se toman en instantes de tiempo discreto y la segunda razón es que no es posible medir en todos los grados de libertad como lo establece dicha ecuación; además en las vibraciones ambientales se hace la suposición de que el sistema es excitado por un ruido blanco. Por estas razones, la ecuación dinámica de equilibrio se convierte en un modelo de espacio de estado estocástico en tiempo discreto; con las siguientes expresiones:

$$x(t) = \begin{pmatrix} U(t) \\ \dot{U}(t) \end{pmatrix} \quad (23)$$

$$A_c = \begin{pmatrix} 0 & I_{n_c} \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C_2 \end{pmatrix} \quad (24)$$

$$B_c = \begin{pmatrix} 0 \\ M^{-1} \end{pmatrix} \quad (25)$$

por lo tanto, la ecuación dinámica 22 se puede transformar en la siguiente ecuación de estado:

$$\dot{x}(t) = A_c x(t) + B_c(t)F(t) \quad (26)$$

donde A_c es la matriz de estado que describe la dinámica del sistema, B_c es la matriz de entrada y $x(t)$ es el vector de estado. El número de elementos del vector de estado es el número de variables independientes necesario para describir el estado de un sistema. La clave del algoritmo de identificación estocástico es la proyección del espacio de filas futuro en el espacio de filas pasado de la matriz de Hankel. La proyección tiene como intención retener toda la información de las salidas pasadas que resulte útil para predecir las salidas futuras, para llevar a cabo la proyección primero se realiza la factorización QR de la matriz de Hankel:

$$H = \begin{pmatrix} Y_p \\ Y_f \end{pmatrix} = RQ^T \quad (27)$$

donde, Q es una matriz ortonormal (en el algoritmo se cancela debido a esta propiedad) y R es una matriz triangular inferior. La proyección del bloque fila futuro en el bloque fila pasado de la matriz de Hankel se expresa como:

$$Y_f / Y_p = Y_f Y_p^T (Y_p Y_p^T)^{\dagger} Y_p \quad (28)$$

donde, el superíndice \dagger indica la pseudoinversa. El teorema fundamental de la identificación en el subespacio estocástico establece que la proyección Y_f / Y_p se puede factorizar como el producto de la matriz de observación y la secuencia de estados estimados a partir del filtro de Kalman:

$$Y_f / Y_p = \begin{pmatrix} C \\ CA \\ CA^2 \\ \dots \\ CA^{i-1} \end{pmatrix} (x_i \ x_{i+1} \ \dots \ x_{i+j-1}) \equiv O_i X_i \quad (29)$$

Para obtener los factores O_i y X_i de la ecuación anterior se realiza una SVD de la matriz de proyección:

$$Y_f / Y_p = U_1 S_1 V_1^T \quad (30)$$

El método de identificación empleado anteriormente puede ser usado para el análisis modal de estructuras. El análisis modal se puede considerar como un caso particular de la identificación del sistema: en lugar de describir el sistema por medio de parámetros matemáticos abstractos, el comportamiento del sistema se expresa ahora en términos de sus modos de vibración. Como resultado de la identificación anterior se obtiene la matriz de estado discreto A , cuyos valores propios caracterizan el comportamiento dinámico de la estructura:

$$A = \Psi \Lambda \Psi^{-1} \quad (31)$$



donde, $\Lambda = \text{diag}(\lambda_q)$ (con $q = 1, 2, \dots, n$) es una matriz diagonal que contiene los valores propios complejos en el tiempo discreto y Ψ es una matriz que contiene los vectores propios en columnas. Los valores y vectores propios pueden ser obtenidos a través de una descomposición de valores propios de la matriz de estado en el tiempo continuo:

$$A_c = \Psi_c \Lambda_c \Psi_c^{-1} \quad (32)$$

Los valores propios de A_c ocurren en pares complejos conjugados y se pueden escribir como:

$$\lambda_{c_q}, \lambda_{c_q}^* = -\xi_q \omega_q \pm j \omega_q \sqrt{1 - \xi_q^2} \quad (33)$$

$$\lambda_{c_q} = \frac{\ln(\lambda_q)}{\Delta t} \quad (34)$$

donde, ξ_q es el coeficiente de amortiguamiento del modo q y ω_q (rad/s) es la frecuencia propia del modo q .

METODOLOGÍA DE ESTUDIO

Para llevar a cabo el estudio comparativo del Análisis de Fourier y del OMA, se utilizaron los registros obtenidos de tres sistemas estructurales: un edificio regular, un edificio irregular y un balcón de un teatro. La elección de estos tres casos fue debido a sus características estructurales, buscando obtener resultados más representativos para las estructuras existentes. El primer caso de estudio es un edificio de planta rectangular de concreto reforzado con 5 niveles y un sótano para estacionamiento. Su uso es de oficinas, debido a que es ocupado por el Servicio de Administración y Enajenación de Bienes (SAE). Se ubica en la Av. México-Coyoacán, en la Delegación Benito Juárez de la Ciudad de México. El sistema estructural del edificio está formado por muros de colindancia (de mampostería) y columnas de concreto reforzado que soportan un sistema de piso de losa plana aligerada, la cimentación consiste en un cajón de cimentación (estacionamiento) apoyado sobre pilotes. El segundo caso es el edificio de la ex Comisión Nacional de Subsistencia Populares (CONASUPO). El edificio es irregular de concreto reforzado con 23 niveles y un sótano; es usado para oficinas. Su sistema estructural está formado por muros colindantes de concreto y marcos a base de columnas y losas aligeradas, además de contraventeos y amortiguadores en la dirección transversal; la cimentación se compone de un cajón de concreto reforzado apoyado en pilotes. La estructura se ubica en Av. de los Insurgentes Sur, en la Delegación Cuauhtémoc de la Ciudad de México. Finalmente el tercer caso se trata de un balcón del segundo nivel de un teatro, ubicado en el centro de Toluca, Estado de México. La grada está en voladizo (con una longitud de 8.30 m), formada por una losa de concreto reforzado de 15 cm de espesor, la losa es suspendida por traveses principales y traveses secundarios de acero. Las traveses principales se ubican en la dirección transversal, las cuales se apoyan a su vez en columnas cilíndricas de acero rellenas de concreto. Por su parte las traveses secundarias se ubican en la dirección longitudinal, apoyándose en las traveses principales. En la figura 8 se presentan los tres casos de estudio con vista en planta.

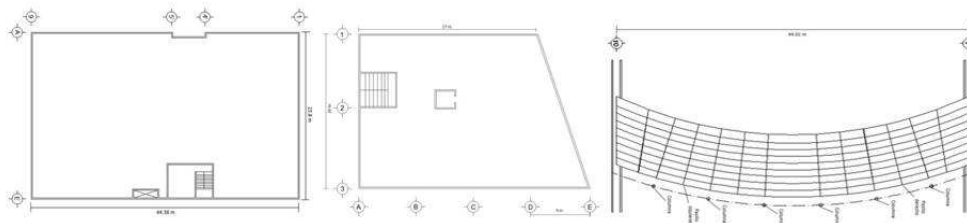


Figura 8 Vista en planta de los tres casos de estudio

En el primer y tercer caso (edificio SAE y balcón de un teatro) los registros fueron obtenidos de pruebas de vibración ambiental, en cambio para el segundo caso (edificio ex CONASUPO) los registros se obtuvieron de un sistema de monitoreo sísmico (instrumentación permanente), durante la cual se registraron algunos eventos sísmicos. Los equipos que se emplearon para el registro de las señales de vibración en los tres casos de

estudio, fueron 6 acelerómetros digitales GSR (Terra Technology). Estos acelerómetros no sólo permiten la medición de vibraciones de pequeñas amplitudes (excitaciones ambientales), sino también pueden medir vibraciones de alta intensidad como es el caso de sismos. De los 6 equipos, 4 de ellos registran las señales de vibración en tres direcciones ortogonales, dos horizontales y una vertical, y los 2 equipos restantes sólo miden en las dos direcciones horizontales (transversal y longitudinal).

Los equipos de medición se colocaron de manera estratégica en los tres casos de estudio, buscando obtener los registros más representativos de la respuesta dinámica de los sistemas estructurales en estudio. En cada caso de estudio se realizó solamente un arreglo. En el edificio del SAE y el balcón de un teatro se utilizaron los 6 equipos descritos anteriormente, sólo en el edificio de la ex CONASUPO se emplearon 5 acelerómetros. En cada arreglo se realizaron de 5 a 6 disparos, es decir, en cada punto de medición se grabaron de 5 a 6 registros de manera simultánea; la sincronía en el registro de las señales es fundamental para identificar correctamente las frecuencias propias de los sistemas estructurales. Cada disparo tuvo una duración aproximada de 10 minutos con un intervalo de muestreo de 0.01 s (100 muestras por segundo). Cabe hacer mención que sólo en el segundo caso (edificio ex CONASUPO) se obtuvieron registros sísmicos, debido a 6 sismos con duraciones de 1 a 4 minutos. También es importante mencionar, que en el tercer caso (balcón de un teatro) se pudo medir el balcón durante un concierto, por lo cual se obtuvieron registros del balcón sin gente y con gente. Lo anterior fue de gran utilidad para los fines de estudio de este trabajo. Los registros de aceleración (acelerogramas) obtenidos en cada caso de estudio se grabaron en la memoria de estado sólido de cada uno de los equipos de medición. En gabinete, los acelerogramas se descargaron a una computadora personal en formato .GSR, mediante el software que controla a los equipos. Para aplicar el correspondiente análisis espectral a los acelerogramas es necesario convertirlos a formato ASCII, después dividirlos en sus 2 o 3 canales de medición y acomodarlos en forma de vector columna, para finalmente realizar el procesamiento numérico y el análisis espectral. Para el procesamiento de los registros y su posterior análisis espectral, se utilizaron dos herramientas computacionales: un instrumento virtual desarrollado en el programa LabVIEW y el programa ARTeMIS Modal. Con el instrumento virtual se procesaron los registros mediante la teoría del Análisis de Fourier y con el programa ARTeMIS Modal se procesaron mediante las técnicas del OMA.

ESTUDIO COMPARATIVO

En esta sección se presentan los resultados que se obtuvieron al procesar los acelerogramas, de cada caso de estudio. Debido a la gran cantidad de acelerogramas que se obtuvieron en cada caso de estudio, sólo se presentan los resultados de los disparos más representativos de cada arreglo de las estructuras analizadas; esto se llevó a cabo para los dos métodos de análisis. Además de lo anterior, por motivos de espacio, sólo se muestran las gráficas obtenidas del primer caso de estudio (edificio del SAE); de los dos casos restantes sólo se muestran los resultados obtenidos con ambos métodos de análisis.

En el edificio del SAE se utilizó el disparo 2 para la identificación de sus propiedades dinámicas estructurales, ya que los acelerogramas de este disparo fueron los de mayor calidad. En la figura 9 se muestran, de manera superpuesta, los espectros de Fourier de los 6 puntos de medición de este disparo, en la dirección transversal y longitudinal respectivamente.

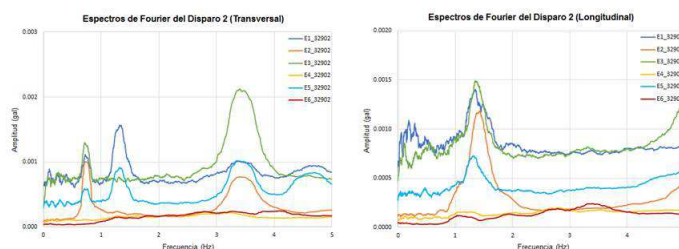


Figura 9 Espectros de Fourier de los 6 puntos de medición del disparo 2

Como se observa en los espectros de Fourier anteriores, se identifican tres frecuencias dominantes (en un rango de 0 a 5 Hz) con valores de 0.98 Hz y 3.39 Hz en la dirección transversal; y 1.57 Hz en la dirección

longitudinal. Para verificar si estas frecuencias son frecuencias propias del sistema estructural, se procedió a realizar la correlación entre pares de registros, de la misma dirección, de dos puntos diferentes. Con los acelerogramas de los equipos E1, E2, E3 y E5 se obtuvieron las funciones de coherencia y ángulo de fase para cada una de las frecuencias identificadas en los espectros de Fourier de la figura 9; en las figuras 10, 11 y 12 se presenta lo anterior.

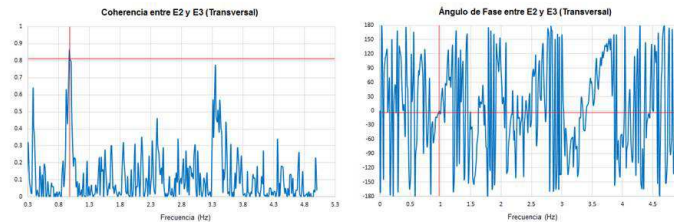


Figura 10 Coherencia y ángulo de fase de la frecuencia 0.98 Hz en la dirección transversal

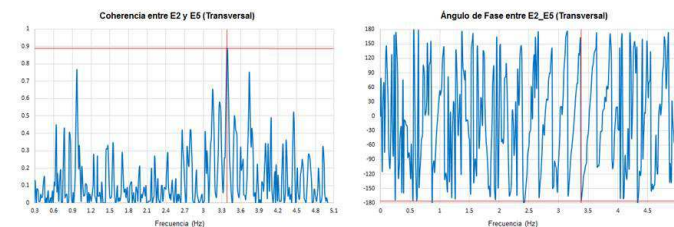


Figura 11 Coherencia y ángulo de fase de la frecuencia 3.39 Hz en la dirección transversal

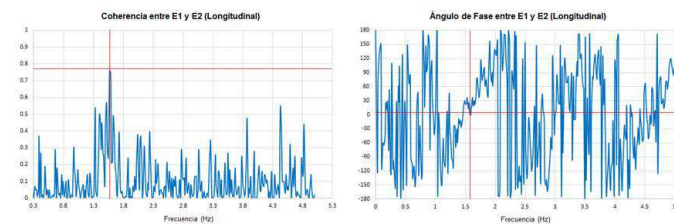


Figura 12 Coherencia y ángulo de fase de la frecuencia 1.57 Hz en la dirección longitudinal

En las figuras anteriores se observa que las frecuencias de 0.98 Hz y 1.57 Hz tienen coherencias cercanas a 1 (de 0.81 y 0.76) y ángulos de fase cercanos a cero grados (de -0.50° y 6.80°), por lo que se determinó que estas dos frecuencias corresponden al primer y segundo modo de vibrar con dominancia traslacional, en la dirección transversal y longitudinal, respectivamente. Para la frecuencia de 3.39 Hz también se identificó una coherencia cercana a 1 (de 0.88) pero un ángulo de fase cercano a los $\pm 180^\circ$ (de -174.60°), por lo tanto se concluyó que esta frecuencia corresponde al tercer modo con dominancia torsional. El cálculo del porcentaje de amortiguamiento crítico se realizó con el método de Kawasumi y Shima (Kawasumi y Shima, 1965), empleando los espectros de potencia correspondientes a los registros correlacionados anteriormente. Para la frecuencia de 0.98 Hz se obtuvo un porcentaje de amortiguamiento crítico de 3.33 %, en la frecuencia de 1.57 Hz se obtuvo 1.48 % y para la frecuencia de 3.39 Hz se encontró un amortiguamiento de 0.63 %.

Para obtener los resultados del OMA, se emplearon los mismos disparos representativos de cada caso de estudio. En la figura 13 se muestra el resultado promediado de los valores singulares de la PSD de todos los registros de aceleración, obtenidos en cada punto de medición, del edificio del SAE. Los valores singulares son la base para la identificación de los parámetros dinámicos en las técnicas FDD y EFDD. Estos valores singulares se ordenan en orden descendente, es decir, el primer valor singular (línea azul) es el más grande y representativo.

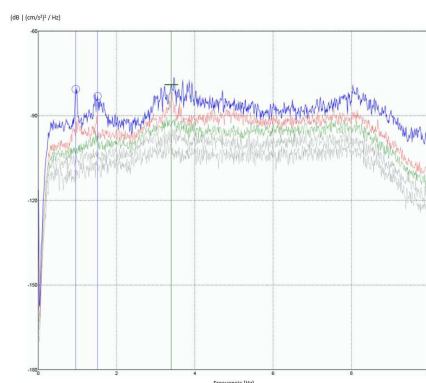


Figura 13 Valores singulares de la PSD

Basándose en la teoría de la técnica PP, se seleccionan los picos más sobresalientes de la figura anterior para determinar las frecuencias naturales del sistema estructural. En la tabla 1 se muestra la comparación de los resultados obtenidos con ambos métodos de análisis, en el primer caso de estudio (edificio del SAE).

Tabla 1 Comparación de los resultados obtenidos con ambos métodos de análisis (edificio del SAE)

Análisis de Fourier			
Modo	Frecuencia identificada (Hz)	Periodo de vibrar (s)	Amortiguamiento crítico (%)
1	0.98	1.02	3.33
2	1.57	0.64	1.48
3	3.39	0.29	0.63
Análisis Modal Operacional			
Técnica	Frecuencias identificadas (Hz)	Periodo de vibrar (s)	Amortiguamiento crítico (%)
FDD	0.96	1.04	-
	1.51	0.66	-
	3.43	0.29	-
EFDD	0.98	1.02	1.11
	1.58	0.63	1.27
	3.43	0.29	0.36
SSI	0.97	1.03	2.91
	1.50	0.67	4.98
	3.43	0.29	0.98

Como se observa en la tabla anterior, las frecuencias identificadas en los dos métodos de análisis son casi similares; con diferencias que van del 1% al 4%. Sin embargo, en los resultados obtenidos del amortiguamiento crítico las diferencias entre ambos métodos es más marcada, mayores al 50%. En la segunda frecuencia identificada se obtuvieron con las técnicas del OMA (EFDD y SSI) mayores valores de amortiguamiento crítico que los obtenidos en la primera frecuencia, esto se puede atribuir al muro de mampostería localizado en la misma dirección de la segunda frecuencia (longitudinal); por lo tanto el edificio del SAE presenta mayor rigidez en la dirección longitudinal. En cambio, con los resultados del Análisis de Fourier no se observó la situación anterior, debido a que el amortiguamiento encontrado en la segunda frecuencia resultó ser menor que el encontrado en la primera frecuencia; lo cual puede provocar cierta incertidumbre. Lo anterior puede deberse a la calidad de las señales medidas de la estructura, ya que el método que se empleó para determinar el amortiguamiento en el Análisis de Fourier requiere de espectros de potencia de buena calidad y en el caso del edificio del SAE los acelerogramas no presentaron muy buena calidad; estos tuvieron que ser tratados con un filtrado para eliminar la contaminación de ruido que presentaban.

En el segundo caso, edificio ex CONASUPO, se utilizó el tercer evento sísmico registrado que corresponde al sismo ocurrido el 30 de septiembre de 1999, el cual fue el de mayor magnitud (7.4 Mw); además de proporcionar la máxima respuesta de la estructura. La comparación de los resultados obtenidos con los dos métodos de análisis se indica en la tabla 2.



Tabla 2 Comparación de los resultados obtenidos con ambos métodos de análisis (edificio de la ex CONASUPO)

Análisis de Fourier			
Modo	Frecuencia identificada (Hz)	Periodo de vibrar (s)	Amortiguamiento crítico (%)
1	0.30	3.33	10.35
2	0.49	2.04	7.33
3	0.99	1.01	2.76
Análisis Modal Operacional			
Técnica	Frecuencias identificadas (Hz)	Periodo de vibrar (s)	Amortiguamiento crítico (%)
FDD	0.29	3.45	-
	0.52	1.92	-
	0.99	1.01	-
EFDD	0.30	3.33	4.87
	0.53	1.89	2.38
	1.02	0.98	3.31
SSI	0.30	3.33	1.86
	0.52	1.92	4.28
	1.04	0.96	2.51

En este caso las frecuencias identificadas en los dos métodos de análisis son también casi iguales, con diferencias menores al 8%. Con respecto a los valores obtenidos de amortiguamiento crítico, además de presentar diferencias marcadas entre un método y otro, los valores son relativamente altos. Lo anterior se puede atribuir a la rigidez del sistema estructural, ya que los eventos sísmicos fueron registrados después de llevar a cabo un reforzamiento en la estructura del edificio. Este reforzamiento consistió en la inyección de resina epóxica en las grietas de los muros longitudinales y losas, y en la dirección transversal se colocaron contraventeos (diagonales metálicas), así como disipadores de energía. Con el Análisis de Fourier y la técnica EFDD del OMA se obtiene un mayor amortiguamiento en la dirección transversal (primera frecuencia) que en la dirección longitudinal (segunda frecuencia), de acuerdo a lo anterior se puede determinar que el edificio es más rígido en la dirección transversal; debido al reforzamiento antes descrito. Sin embargo en la técnica SSI del OMA, se observó un valor mayor de amortiguamiento en la dirección longitudinal, lo cual indica que los muros de colindancia también rigidizan la estructura en esta dirección.

Para el caso del balcón de un teatro, se empleó el disparo 1 para la situación del balcón sin gente y el disparo 4 para la situación del balcón con gente. En la tabla 3 y 4 se muestra la comparación de los resultados obtenidos con ambos métodos de análisis, en el balcón de un teatro sin gente y con gente, respectivamente.

Tabla 3 Comparación de los resultados obtenidos con ambos métodos de análisis (balcón de un teatro sin gente)

Análisis de Fourier			
Modo	Frecuencia identificada (Hz)	Periodo de vibrar (s)	Amortiguamiento crítico (%)
1	3.09	0.32	1.01
2	4.84	0.21	0.49
3	7.36	0.14	0.32
Análisis Modal Operacional			
Técnica	Frecuencias identificadas (Hz)	Periodo de vibrar (s)	Amortiguamiento crítico (%)
FDD	3.09	0.32	-
	4.88	0.20	-
	7.37	0.14	-
EFDD	3.09	0.32	0.70
	4.89	0.20	0.60
	7.41	0.13	0.16
SSI	3.11	0.32	1.33
	4.89	0.20	0.70
	7.42	0.13	0.53

En la situación del balcón sin gente se observa que las frecuencias identificadas en ambos métodos de análisis son prácticamente iguales con diferencias menores al 1%. Los valores de amortiguamiento crítico obtenidos en cada método se asemejaron más en este caso que en los dos casos anteriores. Estos valores de amortiguamiento crítico van disminuyendo conforme aumentan las frecuencias identificadas, lo anterior se puede atribuir a las características estructurales del balcón, la cual es una losa escalonada en voladizo con desplazamientos dominantes en la dirección vertical, a diferencia de los edificios analizados anteriormente donde sus desplazamientos dominantes son en las direcciones horizontales.

Tabla 4 Comparación de los resultados obtenidos con ambos métodos de análisis (balcón de un teatro con gente)

Análisis de Fourier			
Modo	Frecuencia identificada (Hz)	Periodo de vibrar (s)	Amortiguamiento crítico (%)
1	2.97	0.34	1.34
2	4.09	0.24	0.86
3	5.34	0.19	0.63
Análisis Modal Operacional			
Técnica	Frecuencias identificadas (Hz)	Periodo de vibrar (s)	Amortiguamiento crítico (%)
FDD	2.98	0.34	-
	4.08	0.25	-
	5.27	0.19	-
EFDD	2.72	0.37	0.85
	4.08	0.25	0.47
	5.69	0.18	0.39
SSI	2.91	0.34	3.78
	4.03	0.25	4.47
	5.72	0.17	0.60

Para la situación del balcón con gente las frecuencias identificadas en ambos métodos de análisis son casi similares con diferencias menores al 7%. Por su parte, los valores de amortiguamiento crítico del Análisis de Fourier y de la técnica EFDD del OMA se asemejan, sin embargo en la técnica SSI el amortiguamiento obtenido es un poco alto para las dos primeras frecuencias. Esto puede ser atribuido a que el balcón estaba lleno. Haciendo una comparativa de las frecuencias y el amortiguamiento crítico que se obtuvieron de las dos situaciones del balcón, se observó que las frecuencias identificadas en la situación del balcón con gente resultaron ser menores que en la situación del balcón sin gente, en cambio los valores del amortiguamiento crítico aumentaron en la situación del balcón con gente. Esto resulta interesante, ya que se esperaba que las frecuencias se redujeran con el balcón lleno (al aumentar la masa) y en consecuencia disminuyera el amortiguamiento; pero ocurrió lo contrario. Se determinó que lo anterior es debido a que la fuerza de excitación (gente) actúa como un sistema dinámico que interactúa con el soporte del balcón, es decir, la presencia de la gente en el balcón tiende a aumentar el amortiguamiento, lo cual parece ser beneficioso. Pero esto no sucedería en los momentos más críticos cuando, por ejemplo, la gente empezara a saltar o moverse en sintonía con la música de un concierto más eufórico; en otras palabras el amortiguamiento aumenta cuando la gente se mantiene pasiva sobre el balcón.

CONCLUSIONES

En este artículo se presentó un estudio comparativo del Análisis de Fourier y del Análisis Modal Operacional (OMA) para determinar sus fortalezas y debilidades en beneficio de la evaluación de la salud estructural. En ambos métodos de análisis se identificaron aproximadamente las mismas frecuencias naturales en los tres casos de estudio, lo anterior permite concluir que con el Análisis de Fourier y las técnicas del OMA presentadas en este artículo se obtienen resultados confiables en cuanto a la identificación de las frecuencias de los sistemas estructurales; además de lo anterior, ambos métodos ayudaron validar que las frecuencias identificadas en los tres casos de estudio son las frecuencias propias de estas estructuras.

Las diferencias más marcadas entre los métodos se encontraron en los resultados del amortiguamiento crítico, sin embargo se observó que con las técnicas del OMA se obtuvieron los valores más representativos de



acuerdo a las características estructurales de los casos de estudio como ocurrió en el edificio del SAE, en donde a pesar de que las señales no eran de buena calidad los amortiguamientos obtenidos con las técnicas del OMA se comportaron dentro de los parámetros establecidos para el tipo de estructura como la del edificio del SAE. Para los otros dos casos el amortiguamiento calculado con el Análisis de Fourier se asemejó más al amortiguamiento calculado con las técnicas del OMA, sin llegar a ser iguales. Se puede concluir que con respecto al porcentaje de amortiguamiento crítico las técnicas del OMA arrojaron resultados más acordes a las características estructurales de estos tres casos de estudio, a pesar de que la técnica FDD no calcule el amortiguamiento. No hay que dejar de mencionar que la técnica que se empleó en el Análisis de Fourier y las que emplea el OMA son aproximadas con presencia de incertidumbres.

Con respecto al procesamiento y análisis de las señales, se concluye que las técnicas del OMA son más directas y rápidas en comparación con las técnicas del Análisis de Fourier. Para la identificación de las frecuencias naturales en las técnicas del OMA sólo se identifican los picos máximos de los valores singulares de la matriz de densidad espectral, en cambio en el Análisis de Fourier se tienen que revisar los espectros de potencia, coherencias y ángulos de fase para verificar que las frecuencias identificadas en los espectros de Fourier son propias del sistema estructural analizado. Una desventaja que podría presentar el OMA, frente al Análisis de Fourier, sería la mayor dificultad de los algoritmos que se emplean para desarrollar sus técnicas de análisis, ya que en este sentido el proceso numérico del Análisis de Fourier es más entendible. El OMA sigue desarrollándose sacando nuevas técnicas más novedosas, por lo que en un futuro puede llegar a ser el método más factible para la identificación de las propiedades dinámicas de estructuras en miras del mejoramiento de la evaluación de la salud estructural. Finalmente, con este artículo se busca que la implementación de métodos experimentales, como los aquí mostrados, se desarrollen más en México debido a que casi no se aplican para evaluar las propiedades dinámicas de estructuras existentes.

AGRADECIMIENTOS

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por la beca otorgada durante la realización de este artículo. Al M.I. Octavio García Domínguez por su colaboración y comentarios durante el procesamiento y análisis de las señales de vibración.

REFERENCIAS

- Bendat, J. S. y Piersol, A. G. (1986), **“Random data, analysis and measurements procedures”**, Second Edition, 640 pp.
- Brincker, R. y Andersen, P. (2006), **“Understanding stochastic subspace identification”**, Proceedings of the 24th IMAC, St. Louis, Missouri, pp. 279-311.
- Brincker, R., Zhang, L., y Andersen, P. (2001), **“Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition”**, Smart materials and structures, 10(3):441.
- Brownjohn, J. (2003), **“Ambient vibration studies for system identification of tall buildings”**, Earthquake Engineering and Structures Dynamics, 32(1):71-96.
- Gade, S., Møller, N., Herlufsen, H., y Konstantin-Hansen, H. (2005), **“Frequency domain techniques for operational modal analysis”**, En 1st IOMAC Conference.
- González, C. J. C. (2003), **“Fundamentos del análisis de Fourier”**, Departamento de Enxeñaría Eléctrica, Escola Técnica Superior de Enxeñeiros Industriais, Universidade de Vigo.
- Henao Ángel, D. (2013), **“Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a vibración ambiental empleando análisis espectral”**
[https://repository.eafit.edu.co/bitstream/10784/1237/1/David_HenaoÁngel_2013.pdf]

- Jacobsen, N.-J., Andersen, P., y Brincker, R. (2007), **“Using efdd as a robust technique for deterministic excitation in operational modal analysis”**, En International Operational Modal Analysis Conference, pp. 193-200.
- Kawasumi, H. y Shima, E. (1965), **“Some applications of a correlator to engineering problems”**, En Proceedings on the third world conference on earthquake engineering, pp. II298-II320.
- Murià Vila, D. (2007), **“Experiencia Mexicana sobre la respuesta sísmica de edificios instrumentados”**, México DF: Academia de Ingeniería, México.
- Peeters, B. y De Roeck, G. (1999), **“Reference-based stochastic subspace identification for output-only modal analysis”**, Mechanical systems and signal processing, 13(6):855-878.
- Rainieri, C. y Fabbrocino, G. (2014), **“Operational modal analysis of civil engineering structures: An introduction and guide for applications”**, Springer, New York, Heidelberg, Dordrecht, London, 340 pp.
- Ren, W.-X. y Zong, Z.-H. (2004), **“Output-only modal parameter identification of civil engineering structures”**, Structural Engineering and Mechanics, 17(3-4):429-444.
- Rodríguez, M. (2005), **“Análisis modal operacional: Teoría y práctica”**, Escuela Superior de Ingenieros de Sevilla, España, pp. 63-87.
- Sohn, H., Farrar, C. R., Hemez, F. M., Shunk, D. D., Stinemates, D. W., Nadler, B. R., y Czarnecki, J. J. (2004), **“A review of structural health monitoring literature: 1996-2001”**, Los Alamos National Laboratory Los Alamos, NM.
- Solutions, S. V. (2001), **“Artemis extractor: Ambient response testing and modal identification software, user’s manual”**.
- Worden, K., Bullough, W. A. y Haywood, J. (2003), **“Smart technologies”**, World Scientific, 284 pp.