

ENSAYO MODAL EXPERIMENTAL DE UNA CASA DE ALBAÑILERÍA NO REFORZADA

Claudio OYARZO-VERA¹ and Nawawi CHOUW²

¹ Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción. Concepción, CHILE. coyarzov@ucsc.cl

² Department of Civil and Environmental Engineering, University of Auckland. Auckland, NEW ZEALAND. n.chouw@auckland.ac.nz

RESUMEN

El daño estructural genera cambios en los parámetros modales de las estructuras (frecuencia natural, amortiguamiento modal y modos de vibrar). En consecuencia, el encontrar una relación entre el daño y la variación observada en dichos parámetros puede ser útil para desarrollar una herramienta que permita identificar el daño y, eventualmente, predecir el desempeño de las estructuras ante eventos extremos. En este estudio se investiga el efecto del daño sobre la frecuencia natural de una estructura de albañilería no reforzada. Un modelo a escala real de una casa es excitado dinámicamente mediante un vibrador de masa excéntrica instalado en su techo. Un ensayo modal mediante el impacto un martillo calibrado se lleva a cabo a diferentes niveles de daño. Las propiedades dinámicas de la estructura para los correspondientes niveles de daño son extraídas desde los registros de aceleración mediante una técnica conocida como *Stochastic Subspace Identification (SSI)*. Una discusión de resultados se desarrolla en términos de la relación observada entre el daño y los cambios en la frecuencia natural. Los resultados permiten la detección y localización del daño, pero desafortunadamente, estos no son del todo concluyentes como para establecer una relación cuantitativa, que permita pronosticar el desempeño futuro de la estructura.

SUMMARY

The structural damage generates changes in the modal parameters (natural frequencies, modal damping and mode shapes) of structures. Therefore, to determine a damage-modal parameter relation can be valuable to identify damage and, eventually, to predict the performance of structures in extreme events. In this study, the effect of damage on the natural frequency of unreinforced masonry structures is investigated. A full-scale model of a house is dynamically loaded using an eccentric-mass shaker placed on the specimen's roof. At different levels of damage, a modal test is performed by impacting the house using a calibrated hammer. The dynamics properties of the structure at the considered damage states are extracted from the recorded accelerations by Stochastic Subspace Identification (SSI) techniques. A results discussion is conducted in terms of the observed relation between damage and the changes in natural frequency. The results allow the detection and localization of damage, but unfortunately, they are not conclusive enough to establish a quantitative relation. Therefore, a structural performance prognosis was not possible.

INTRODUCCIÓN

Las construcciones de albañilería no reforzada son un importante componente del patrimonio arquitectónico en muchos países. En casi todo el mundo se puede encontrar evidencias de este tipo de estructuras, como por ejemplo algunas de las edificaciones monumentales de la antigua Roma, Grecia, Mesopotamia y América precolombina; o bien, los edificios de albañilería de ladrillo del Medioevo y Renacimiento en Europa. En tiempos más recientes, se destacan los edificios de albañilería de ladrillo o adobe típicos de los antiguos dominios europeos en América, Asia y Oceanía (Figura 1a). En Chile es común encontrar iglesias de adobe en el norte grande y, en las áreas rurales de zona centro-norte, son frecuentes los edificios de adobe que datan de la Colonia. En los centros urbanos más importantes (Santiago, Valparaíso y Concepción) existen muchos edificios de ladrillo de hasta tres pisos de altura, construidos a fines del siglo XIX y principios del siglo XX. Todos ellos, actualmente considerados de alto valor patrimonial (Figura 1b).



Figura 1a: Jervoise Street, Auckland, Nueva Zelanda.



Figura 1b: Iglesia de San Francisco, Valparaíso, Chile

Recientemente, han surgido un importante número de iniciativas (Bruneau, 1994; De Stefano, 2007; Ingham, 2008; Lagomarsino, 2006; Lourenço, 2008) que buscan: entender de mejor manera el comportamiento de las estructuras de albañilería no reforzada, desarrollar técnicas que permitan evaluar las condiciones estructurales de estas edificaciones y proponer técnicas eficientes de reforzamiento y reparación.

El monitoreo estructural, entendido como la determinación y seguimiento de la integridad estructural de un sistema, para la posterior evaluación de la naturaleza del daño detectado (Chang et al., 2003), involucra tres pasos: (i) la observación y medición periódica del comportamiento de la estructura, (ii) la extracción de parámetros de respuesta sensibles al daño, y (iii) el análisis estadístico de dichos parámetros a fin de determinar el estado actual de la estructura. Esta evaluación pretende entregar información confiable respecto desempeño estructural esperado durante eventos extremos, tales como, sismos, viento, explosiones, tráfico y vibraciones inducidas por maquinaria (Farrar & Worden, 2007). El nivel actual de desarrollo de esta técnica permite llevar a cabo de manera satisfactoria la detección, localización y evaluación de la severidad del daño. Sin embargo, una predicción precisa del desempeño futuro de la estructura aun no es practicable. El monitoreo de estructuras de albañilería es especialmente complicado. Este es un material compuesto y su comportamiento depende de las características individuales de sus componentes (ladrillos/bloques y mortero). Adicionalmente, existen otros factores que aumentan la incertidumbre, tales como:

defectos ocultos (grietas, vacíos, rellenos de escombros, etc.), degradación electroquímica debido a efectos ambientales y tiempo, y la pre-existencia de daño, reparaciones y/o modificaciones no documentadas.

Algunos de los métodos utilizados para evaluar el deterioro de una estructura son aquellos basados en la respuesta dinámica global del sistema. Estos métodos integran técnicas de análisis modal e identificación de sistemas, bajo la premisa de que el daño induce cambios en los parámetros modales de respuesta (frecuencia natural, amortiguamiento modal y modos de vibrar). Estos métodos han sido extensivamente presentados en los trabajos de Doebling et al. (1996), Sohn et al. (2004), Humar et al. (2006) and Montalvao et al. (2006). Sin embargo, existen muy pocos estudios referidos a estructuras de albañilería (Aguilar et al., 2009; De Stefano, 2007; Ramos et al., 2008). La mayoría de estos estudios se refiere a estructura esbeltas y flexibles, tales como chimeneas y torres (Giannoccaro et al., 2009; Pallares et al., 2009), y muy pocos se refieren a estructuras bajas y rígidas (De Sortis et al., 2005; Ramos et al., 2005).

Nuestro artículo describe el estudio sobre la integridad estructural realizado sobre un modelo de edificio de albañilería no reforzada en el que se utilizan técnicas de identificación de daño basadas en la respuesta dinámica global de la estructura. Específicamente, se presenta el ensayo modal experimental de un modelo a escala real de una casa de albañilería no reforzada sometida a distintos niveles de daño. El daño es inducido a través de un vibrador de masa excéntrica instalado en el techo de la estructura. El ensayo modal se efectúa mediante el impacto de un martillo calibrado y registrando la respuesta mediante acelerómetros. El objetivo de este estudio es identificar el daño mediante la variación observada en la frecuencia natural de la estructura.

MODELO FISICO

El modelo físico utilizado en este experimento corresponde a una casa de albañilería no reforzada construida a escala real (Figura 2). Para este espécimen se utilizó ladrillos cerámicos reciclados y mortero con una razón cemento : cal : arena igual a 1:2:9.

La casa tiene 4 x 4 m en planta. Los muros Norte, Este y Oeste tienen 2.20 m de alto y 0.23 m de espesor (doble capa de ladrillos), mientras que el muro Sur tiene 1.90 m de alto y 0.11 m de espesor (una sola capa de ladrillos). Los muros Este y Oeste cuentan con una abertura cada uno, simulando ventanas. El muro Norte tiene dos aberturas que simulan una puerta y una ventana. El muro Sur no tiene aberturas (Figura 3).

A una altura de 1.6 m se dispuso un diafragma rígido de madera. Este se construyó sobre 6 vigas de madera (45x140 mm de sección) equi-espaciadas y soportadas en las capas interiores de los muros Este y Oeste. Estas vigas están separadas por bloques de madera de igual sección, también equi-espaciados. El diafragma fue



Figura 2: Modelo físico de laboratorio.

construido usando tablas de madera de sección 32x140 mm cubiertas por planchas de madera

terciada de 12 mm de espesor (Figura 4). Dos conectores muro-diafragma de acero fueron dispuestos por muro a fin de mejorar la unión entre dichos miembro.

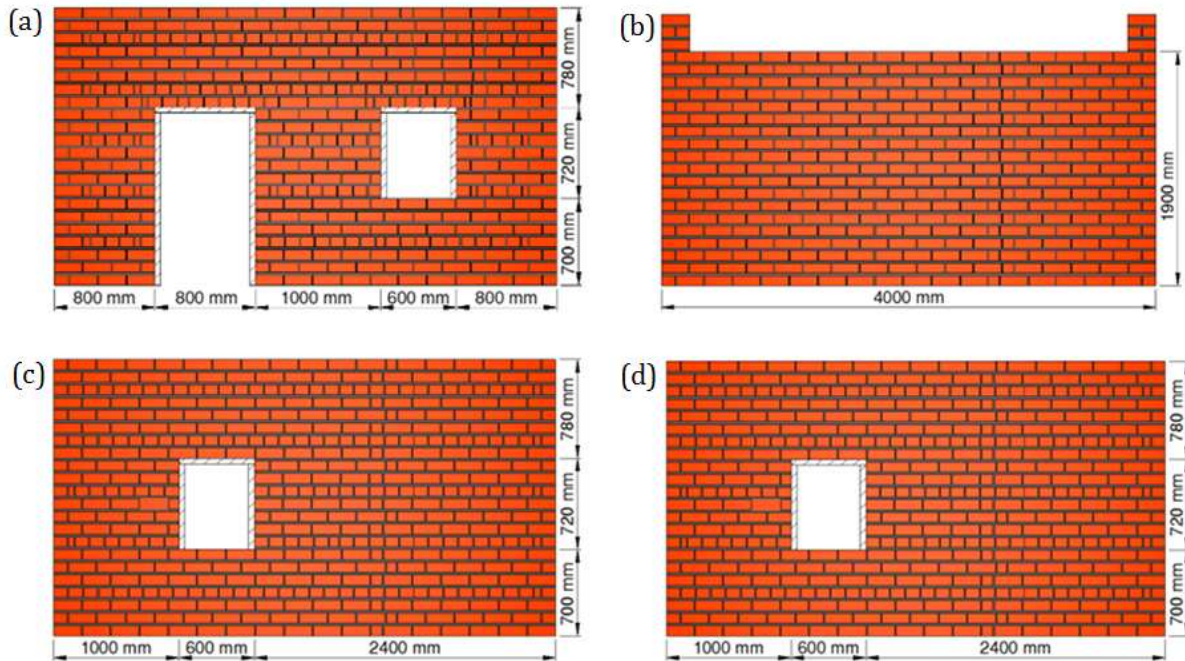


Figura 3: Elevaciones de los muros (a) Norte; (b) Sur; (c) Oeste, y (d) Este.

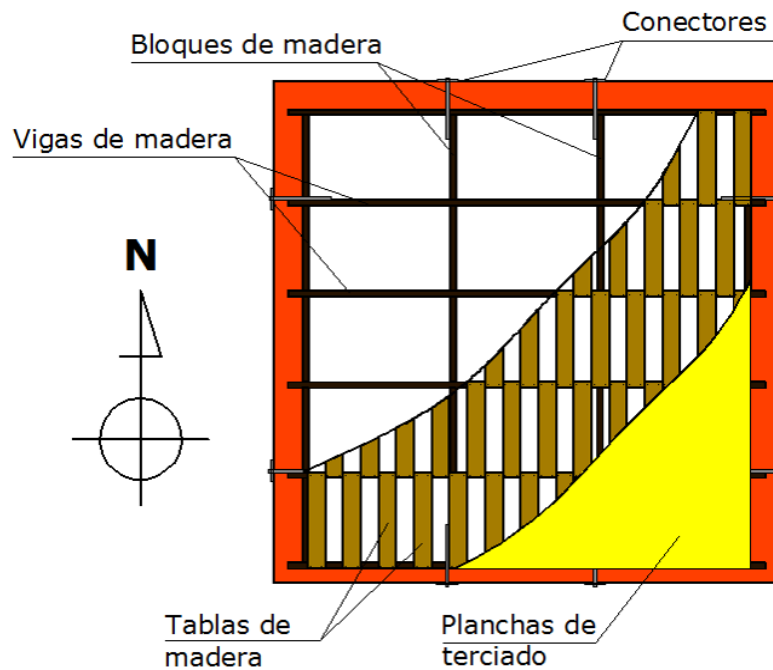


Figura 4: Detalle estructura diafragma rígido.

INDUCCION DE DAÑO

Con el fin de generar daño en los muros, una carga armónica horizontal es aplicada sobre el diafragma en dirección Norte-Sur mediante un vibrador de masa excéntrica (ANCO MK-140-10-50), tal como se muestra en la Figura 5. La carga fue aplicada en cuatro series. Durante las primeras dos series, la carga fue aumentada gradualmente desde 0 hasta 4.9 kN, en un período de 120 s y con una frecuencia máxima de 5.5 Hz (muy lejana de la frecuencia natural de la estructura). Posteriormente, se aplicó dos series de carga adicionales, cuya magnitud máxima correspondió a 10.4 kN, la frecuencia máxima fue 6.5 Hz y una duración de 180s. Estas cuatro series de carga generaron un cuatro estados de daño: DS1, DS2, DS3, DS4. A estos estados de daño se suma el estado sano original (DS0) que se utiliza como línea base durante el análisis.

Las primeras dos series de carga no generaron daño significativo en los estados DS1 y DS2. Sin embargo, se detectó una excesiva deformación vertical del diafragma debido al momento volcante del vibrador. Esta componente vertical de la respuesta del diafragma afectaba la transferencia de carga horizontal desde el diafragma hacia los muros. Para reducir este efecto y mejorar la transferencia de carga, el diafragma fue reforzado con dos perfiles de acero dispuestos sobre las planchas de terciado, en dirección Norte-Sur, los que fueron fuertemente apernados a las vigas principales. Durante la segunda serie de carga también se pudo detectar un aumento en la amplitud de las deflexiones observadas en el muro Sur.

La tercera serie de carga generó un significativo daño en los muros, fácilmente explicable por la magnitud, frecuencia y duración de las cargas notablemente mayores a aquellas correspondientes a las dos primeras series. El muro Sur fue el que sufrió mayor daño, observándose una larga grieta horizontal al nivel de los conectores entre muros y diafragma. También se pudo detectar grietas diagonales, típicas de fallas en dirección normal al plano del muro. En el muro Norte se encontró grietas diagonales en zonas adyacentes a las aberturas de puertas y ventanas. Estas grietas son atribuibles a una falla en dirección normal al plano del parapeto en voladizo de coronamiento del muro. Dicha respuesta generó también grietas en las esquinas superiores de los encuentros de muro.

La última serie de carga llevó a la estructura a una condición de daño severo (DS4), cercana al colapso, especialmente en el muro Norte y Sur. El parapeto del muro Norte sufrió un importante daño, incluso perdiendo algunos de sus ladrillos. Las grietas en torno a las aberturas se ensancharon

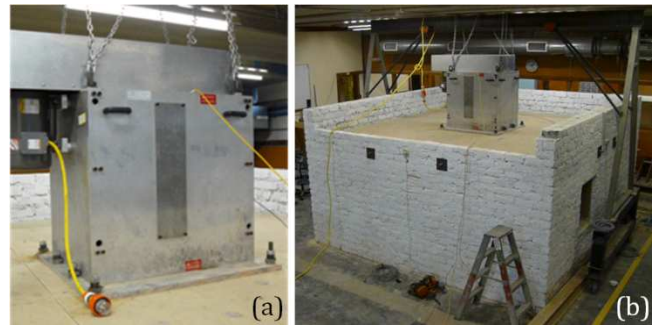


Figura 5: a) Vibrador de masa excéntrica
b) Vibrador instalado en el diafragma.



Figura 6: Daño observado al nivel DS4.
(a) Muro Norte, (b) detalle muro Sur,
(c) vista general muro Sur, y
(d) detalle esquina Noreste.

y también surgieron nuevas grietas (Figura 6a). En el muro Sur cayeron las dos líneas superiores de ladrillos (Figura 6b) y se desarrollaron nuevas grietas diagonales desde las esquinas hacia el centro del muro, típicas de una falla en dirección normal al plano. Además, se detectó grietas horizontales en el centro del muro (Figura 6c). En los muros Este y Oeste se encontró grietas en torno a las ventanas, pero el daño se concentró principalmente en las esquinas superiores de los encuentros de muro, relacionadas a la falla en dirección normal al plano de los parapetos de los muros Norte y Sur (Figura 6d).

IDENTIFICACION DE PARAMETROS MODALES

Un análisis modal experimental se condujo después de cada serie de carga, con el fin de extraer los parámetros modales (frecuencia natural, amortiguamiento modal y modos de vibrar) característicos de la estructura bajo cada una de las condiciones de daño. El análisis modal experimental es una técnica de identificación de sistemas en que la respuesta vibratoria de una estructura es comparada con la excitación aplicada. A partir de ellas, mediante herramientas matemáticas adecuadas, se logra aislar las respuestas modales de la estructura caracterizadas por sus parámetros modales.

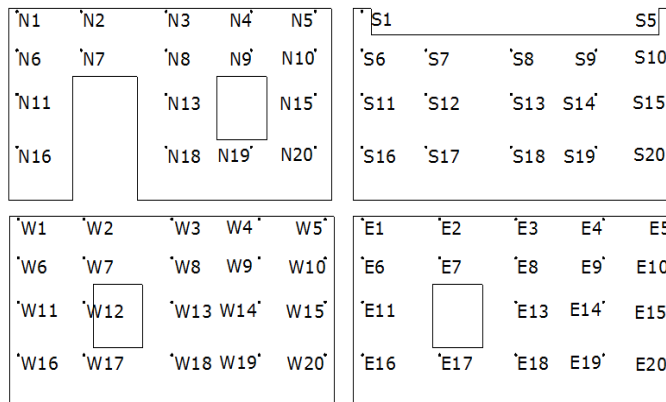


Figura 7: Malla de puntos de medición.

En este caso, la excitación aplicada corresponde a un impacto mediante un martillo calibrado (Dytran 5803A) en diferentes puntos sobre la superficie de los muros. La respuesta es capturada mediante acelerómetros (Crossbow CXL02LF1Z y CXL10LF1Z) dispuestos en una malla de aproximadamente 20 de puntos de medición por muro (Figura 7). Un programa en lenguaje Matlab desarrollado por los autores se utilizó para recoger los datos y almacenarlos. Estos luego fueron limpiados mediante un filtro tipo Butterworth de quinto orden con una banda de pasada entre 5 y 60 Hz.

Los parámetros modales fueron extraídos mediante una técnica conocida como *Stochastic Subspace Identification* (SSI) introducida y descrita en detalle por van Overschee & de Moor (1996), y explicada de manera más simple por Brincker & Andersen (2006). En esta técnica no se resuelve ecuación dinámica del sistema en su forma típica:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [D]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = \{F(t)\} \tag{Ec. 1}$$

Donde: $\{u(t)\}$ es el vector de grados de libertad del sistema, $\{\dot{u}(t)\}$ y $\{\ddot{u}(t)\}$ corresponden respectivamente a la primera y segunda derivada del vector de grados de libertad, y $[M]$, $[D]$, $[K]$ y $\{F(t)\}$ son las matrices de masa, amortiguamiento, rigidez y cargas externas, respectivamente. En lugar de la Ec.1, se el sistema resuelve bajo la forma de ecuaciones de estado:

$$\{\dot{x}(t)\} = [A_c]\{x(t)\} + [B_c]\{u(t)\} \tag{Ec. 2a}$$

$$\{y(t)\} = [C]\{x(t)\} \tag{Ec. 2b}$$

En las cuales: $\mathbf{x}(t)$ es el vector de estado, A_c es la matriz de estado y B_c es la matriz de sistema, definidas según las siguientes expresiones:

$$\{\mathbf{x}(t)\} = \begin{Bmatrix} \{u(t)\} \\ \{\dot{u}(t)\} \end{Bmatrix} \quad \text{Ec. 3a}$$

$$[A_c] = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}D \end{bmatrix} \quad \text{Ec. 3b}$$

$$[B_c] = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}B_2 \end{bmatrix} \quad \text{Ec. 3c}$$

$$[B_2] = \{F(t)\}\{u(t)\}^{-1} \quad \text{Eq. 3d}$$

El método SSI identifica las matrices espaciales de estado usando técnicas numéricas robustas, tales como: factorización QR, descomposición de valores singulares y aproximación de mínimos cuadrados. Una vez que se resuelve las ecuaciones de estado (Ec. 2a y 2b), los parámetros modales se extraen mediante una descomposición de valores propios. En el caso de este estudio, el algoritmo de identificación extrajo los modos en sistemas de orden 20 a 80. De los modos extraídos, todos aquellos cuyo amortiguamiento excede el 15% fueron descartados, pues se considero que ellos no representan modos asociados a una respuesta vibratoria. Los modos restantes fueron representados bajo la forma de diagramas de estabilización. Aquellos modos que presentan mayor grado de repetibilidad son identificados como modos efectivos. Como ejemplo, la Figura 8 presenta los diagramas de estabilización del muro Sur para los estados de daño DS2 y DS4.

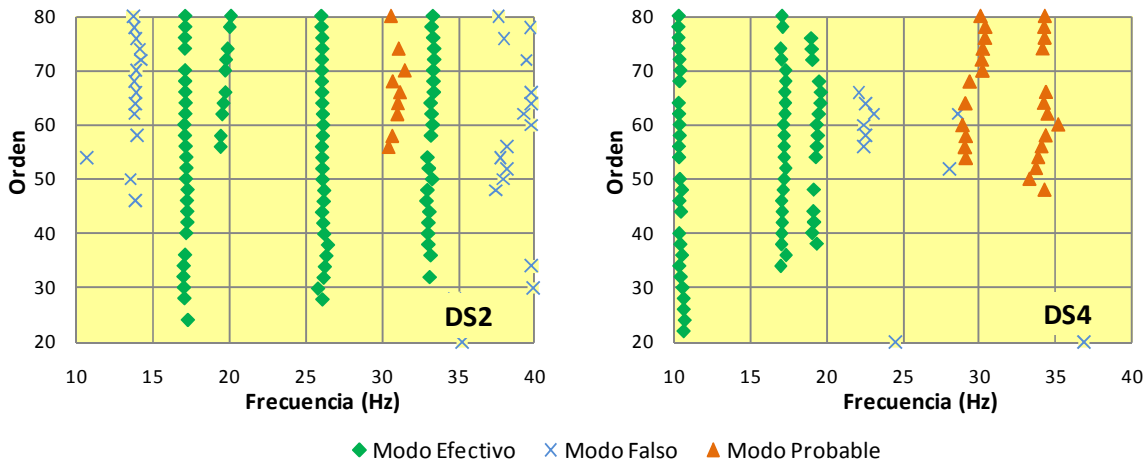


Figura 8: Diagrama de estabilización del muro Sur.

RESULTADOS

Aun cuando la respuesta estructural registrada es siempre global (respuesta de todo el sistema), es posible observar que algunas de las frecuencias identificadas están asociadas a modos de vibrar que excitan de manera preferente sólo algunas partes de la estructura (respuesta de muros específicos). Por lo tanto, las frecuencias naturales pueden ser agrupadas por muros (Tablas 1 a 4). En las tablas de resultados se han presentado las frecuencias identificadas en el rango 16 a 37 Hz, pues son las más fácilmente detectables, distinguibles y estables. Es importante hacer notar que los muros Norte y Sur no registran valores para DS4, pues no se realizó mediciones dado el riesgo que esto implicaba, debido al daño generado.

Tabla 1: Frecuencias Muro Este

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8
DS0		17.493			29.201		32.736	36.897
DS1		17.362			27.441	31.730	33.798	35.598
DS2		17.459		25.797	27.867	31.126		34.992
DS3				24.750				35.123
DS4				24.956			32.589	

Tabla 2: Frecuencias Muro Oeste

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8
DS0		17.322			28.468			35.961
DS1		17.284	19.563		26.974		33.176	35.393
DS2	16.857	17.071	19.748	25.808			33.085	
DS3	16.205			24.806			33.693	35.338
DS4			19.183				31.375	34.625

Tabla 3: Frecuencias Muro Norte

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8
DS0			20.747					36.430
DS1	16.888		19.700					36.650
DS2	16.383		19.787					35.413
DS3	16.092							
DS4	--	--	--	--	--	--	--	--

Tabla 4: Frecuencias Muro Sur

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8
DS0		17.545	19.703					32.954
DS1	16.723	17.597	19.133		28.085	31.417		
DS2	16.555	17.379	19.460		27.264	31.392		
DS3	16.763	17.471		25.141		31.473		
DS4	--	--	--	--	--	--	--	--

Tabla 5: Variación de la frecuencia – Global

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8
DS0		17.454	20.225		28.834	32.845		36.429
DS1	16.806	17.414	19.465		27.500	31.574	33.723	35.880
DS2	16.598	17.303	19.665	25.802	27.565	31.259	33.041	35.202
DS3	16.354	17.471		24.899		31.473	33.693	35.230
DS4			19.086	24.956			31.982	34.625

La respuesta global del sistema se presenta en la Tabla 5. El primer modo detectado al nivel de daño DS1 tiene una frecuencia natural de 16.806 Hz. Esta frecuencia decrece gradualmente a medida que aumenta el daño. Basados en los resultados por muro, se puede asociar esta frecuencia a una respuesta principalmente del muro Norte. Esta es transferida a través del diafragma al muro Sur, pero no logra afectar mayormente a los muros Este y Oeste. La caída más importante de esta frecuencia (DS3) coincide con el significativo daño observado en el parapeto del muro Norte, en el que se registro el desplome de algunos ladrillos.

El siguiente modo fue detectado tiene una frecuencia de 17.545 Hz. Este parece estar asociado con una respuesta del muro Sur. Este modo se transmite al muro Este y Oeste, pero no contiene suficiente energía para ser transmitido al muro Norte. El valor de la frecuencia se mantiene relativamente estable, sufriendo leves variaciones asociadas al daño observado en cada una de las series de carga. El muro Sur por ser el más delgado, es también el más flexible al mismo tiempo que el más susceptible a daño. De hecho, muy tempranamente (DS1) se detecta daño sobre este muro, concentrado principalmente al tope de este, lo que no afecta significativamente su rigidez. En consecuencia, dado que la masa no ha cambiado, la frecuencia natural no experimenta un cambio notable. Luego, para el estado de daño DS2, se detecta un daño más significativo en el tope del muro y, durante la aplicación de la carga mediante el vibrador, se observan deflexiones del muro de mayor amplitud. Esto último, se asocia a una degradación de la rigidez, lo que a su vez coincide con una caída de la frecuencia. Finalmente, en el estado de daño DS3 se observa un incremento de la frecuencia, lo que se justifica por la pérdida de masa debido a la caída de las dos filas superiores de ladrillo. En este último caso, se asume que la rigidez se mantiene constante, dado que la degradación

más importante ya se produjo en etapas anteriores (DS2).

El tercer modo detectado (20.255 Hz) parece ser un modo global, el cual decae más notoriamente sólo para el estado de daño más severo (DS4).

Posteriormente, se detecta un modo cuya frecuencia (28.834 Hz) está asociada a una respuesta global de la estructura. Esta frecuencia decae en los estados de daño siguientes, para desaparecer después del estado de daño DS2. Al mismo tiempo, un modo de frecuencia 25.802 Hz se vuelve importante. Este nuevo modo se sigue detectando en los estados de daño subsecuentes, registrando una leve caída atribuible deterioro de la estructura. Este particular comportamiento se explica por los cambios que experimentan las propiedades mecánicas de los materiales, los cambios en las condiciones de apoyo y las rupturas en la continuidad de los elementos (grietas) que se generan debido al daño, todo lo cual, virtualmente, convierte al sistema en uno nuevo con diferentes propiedades modales.

Los dos modos siguientes parecen estar acoplados en el estado sano (DS0) y son detectados a una frecuencia de 32.845 Hz. Estas se desacoplan en el estado de daño DS1 en una frecuencia de 31.574 Hz asociada a una respuesta de muro Este, y otra frecuencia de 33.723 Hz ligada a una respuesta del muro Oeste. En ambos casos, las frecuencias se mantiene relativamente estable hasta DS3, y caen abruptamente en el estado DS4 debido al severo deterioro. No obstante, el muro Este y Oeste son teóricamente muro gemelos, sus comportamientos no son idénticos, pues en la práctica existen diferencias originadas durante su construcción y debido a la distinta distribución del daño sobre los muros.

El último modo identificado (36.429 Hz) decae gradualmente a lo largo de todas las series de carga. Este modo parece estar relacionado a una respuesta de los muros Este, Oeste y Norte.

En términos generales, se puede comentar que no es posible inferir un patrón de distribución de daño a partir únicamente de la respuesta global. Antes, es necesario conocer la respuesta de cada muro, para así determinar cómo cada frecuencia se asocia a las respuestas de los diferentes muros o grupos de ellos. Una vez que se logra determinar dicho “patrón de daño”, es posible localizar el daño utilizando la información contenida en la respuesta global del sistema, únicamente.

CONCLUSIONES

Del análisis de resultados se determina que cada modo contribuye de manera distinta a la respuesta global. Si bien, la respuesta modal es siempre global (toda la estructura), en algunos casos, los modos excitan más significativamente algunas partes del sistema (muros específicos).

Para los modos más bajos es posible observar claramente una variación de la frecuencia debido al daño. En el caso del primer modo (16.6 Hz), se detecta un decremento de la frecuencia a medida que se incrementa el daño, especialmente en el muro Norte. Los cambios identificados en el segundo modo (17.4 Hz) se relacionan principalmente al daño observado en el muro Sur.

Finalmente, pese a que se logró identificar de manera cualitativa una relación entre el daño y la degradación de la frecuencia (detección de daño) y, en algunos casos, se logró asociar la variación en una frecuencia particular con el daño en un muro específico (localización de daño), los resultados no son del todo concluyentes como para establecer una relación cuantitativa que permita pronosticar el desempeño futuro de la estructura.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer el patrocinio de la Fundación Neozelandesa para la Investigación, Ciencia y Tecnología (NZFRST) para el desarrollo de esta investigación. También, se desea agradecer el apoyo de CONICYT y la Universidad Católica de la Santísima Concepción, a través de sendas becas, para el desarrollo de los estudios de doctorado del señor Claudio Oyarzo Vera en la Universidad de Auckland (Nueva Zelanda).

REFERENCIAS

- Aguilar, R., Ramos, L. F. & Lourenço, P. B. (2009, 4-6 May 2009). Wireless sensor technology for structural health monitoring of historical masonry structures. Paper presented at the *3rd International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC'09)*, Portonovo, Italy.
- Brincker, R. & Andersen, P. (2006). Understanding stochastic subspace identification. Paper presented at the *24th International Modal Analysis Conference (XXIV IMAC)*, St. Louis, Missouri.
- Bruneau, M. (1994). State-of-the-Art Report on Seismic Performance of Unreinforced Masonry Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 120(1), 230-251.
- Chang, P. C., Flatau, A. & Liu, S. C. (2003). Review Paper: Health Monitoring of Civil Infrastructure. *Structural Health Monitoring*, 2(3), 257-267.
- De Sortis, A., Antonacci, E. & Vestroni, F. (2005). Dynamic identification of a masonry building using forced vibration tests. *Engineering Structures*, 27(2), 155-165.
- De Stefano, A. (2007). Structural identification and health monitoring on the historical architectural heritage. Paper presented at the *Damage Assessment of Structures VII*.
- Doebbling, S. W., Farrar, C. R., Prime, M. B. & Shevitz, D. W. (1996). *Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: A literature review*. (No. LA-13070-MS). Los Alamos, New Mexico: Los Alamos National Laboratory.
- Farrar, C. R. & Worden, K. (2007). An Introduction to structural health monitoring. *Philosophical Transactions of the Royal Society A*, 365, 303-315.
- Giannoccaro, N. I., Diaferio, M. & Foti, D. (2009, 4-6 May 2009). Identification of the modal properties of an instrumented building. Paper presented at the *3rd International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC'09)*, Portonovo, Italy.
- Humar, J., Bagchi, A. & Xu, H. P. (2006). Performance of vibration-based techniques for the identification of structural damage. *Structural Health Monitoring - An International Journal*, 5(3), 215-241.
- Ingham, J. (2008, 17-20 February 2008). The influence of earthquakes on New Zealand masonry construction practice. Paper presented at the *14th International Brick and Block Masonry Conference (14IBMAC)*, Sydney, Australia.
- Lagomarsino, S. (2006). On the vulnerability assessment of monumental buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4), 445-463.
- Lourenço, P. B. (2008, 17-20 February 2008). Structural masonry analysis: Recent developments and prospects. Paper presented at the *14th International Brick and Block Masonry Conference (14IBMAC)*, Sydney, Australia.
- Montalvao, D., Maia, N. M. M. & Ribeiro, A. M. R. (2006). A review of vibration-based structural health monitoring with special emphasis on composite materials. *The Shock and Vibration Digest*, 38(4), 295(230).
- Pallares, F. J., Ivorra, S. & Adam, J. M. (2009, 4-6 May 2009). Monitoring masonry chimneys with operational modal analysis. Paper presented at the *3rd International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC'09)*, Portonovo, Italy.
- Ramos, L. F., Lourenço, P. B. & Campos-Costa, A. (2005). Operational modal analysis for damage detection of a masonry construction. Paper presented at the *1st International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC'05)*, Copenhagen, Denmark.
- Ramos, L. F., Lourenço, P. B., De Roeck, G. & Campos-Costa, A. (2008, 17-20 February 2008). Global damage identification based on vibration signatures applied to masonry structures. Paper presented at the *14th International Brick and Block Masonry Conference (14IBMAC)*, Sydney, Australia.
- Sohn, H., Farrar, C. R., Hemez, F. M., Shunk, D. D., Stinemates, D. W., Nadler, B. R. et al. (2004). A Review of Structural Health Monitoring Literature: 1996-2001 (No. LA-13976-MS). Los Alamos, New Mexico: Los Alamos National Laboratory.
- van Overschee, P. & de Moor, B. (1996). *Subspace identification for linear systems: theory, implementation, applications*. Boston: Kluwer Academic Publishers.