

Linearly elastic seismic evaluation of masonry historical buildings in Santiago, Chile: The case of the Pereira Palace

Valledor, Roberto¹; López-García, Diego²; Sandoval, Cristián³

ABSTRACT

Seismic assessment of the Pereira Palace by means of linear elastic analysis using finite elements techniques is the purpose of this work. Three static analysis based on the provisions of the current Chilean seismic code were performed, along with modal spectral and time-history analyses (response-spectrum-compatible records). Aiming to obtain from the analysis the same shear strain distribution and the current deteriorated building conditions, acceleration records experienced by the building on February 2010 were also used. Maximum shear stress obtained on the masonry elements were compared against an experimental value obtained from an in-situ test. The results obtained provide a first approach to the diagnosis of the building performance while proving the limitations and gaps on the current codes with respect to the seismic evaluation of these types of buildings.

Keywords: seismic analysis, historical buildings, linear analysis

1. INTRODUCCIÓN

Producto de los terremotos ocurridos en Chile en las últimas décadas muchas construcciones históricas y tradicionales de mampostería han sufrido daños severos [1]. Estos eventos han puesto de manifiesto la necesidad de mejorar el comportamiento sísmico de dichas construcciones, muchas de ellas parte del patrimonio arquitectónico local. Sin embargo, la normativa sísmica chilena actual [2], principalmente orientada al diseño de construcciones convencionales, no contiene criterios específicos de diseño y evaluación para construcciones históricas. La falta de criterios específicos para estas tipologías constructivas en la normativa chilena ha llevado esencialmente a dos escenarios: (1) abandono o falta de mantención de las estructuras por ausencia de estudios apropiados, y (2) adaptaciones de las estructuras a los criterios de la normativa sísmica actual mediante la introducción de elementos de hormigón armado o de acero estructural.

En este contexto, este artículo presenta los resultados preliminares de la evaluación sísmica llevada a cabo sobre la estructura del edificio histórico *Palacio Pereira*, ubicado en Santiago, Chile, como caso de estudio. El *Palacio Pereira*, cuya construcción data de 1872, es un edificio de mampostería simple de dos niveles con muros de 60 cm de espesor severamente dañado luego de los terremotos del 3 de marzo de 1985 (Mw 8.0) y del 27 de febrero de 2010 (Mw 8.8). La falta de mantención y de adecuadas reparaciones, así como las debilidades y/o deficiencias en el diseño original del edificio (falta de

¹ Department of Structural and Geotechnical Engineering. Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago, Chile. rivalled@puc.cl

² Department of Structural and Geotechnical Engineering. Pontificia Universidad Católica de Chile. National Research Center for Integrated Natural Disaster Management CONICYT/FONDAP/15110017, Santiago, Chile. dlq@ing.puc.cl

³ Department of Structural and Geotechnical Engineering and School of Architecture. Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago, Chile. csandoval@ing.puc.cl (Corresponding author)

diafragma rígido, empleo de muros esbeltos), han determinado la condición de deterioro que presenta en la actualidad. De forma general, los principales daños estructurales del *Palacio Pereira* están relacionados con la desconexión de muros perpendiculares, desplome de fachadas principales y fisuración de dinteles de puertas y ventanas, principalmente en sus fachadas principales.

El estudio preliminar de la estructura se desarrolló mediante la modelación por elementos finitos sometido a diversos análisis lineales elásticos, pese a que como es conocido este tipo de análisis es en principio inadecuado para simular el comportamiento de estructuras de mampostería [3]. Los análisis fueron desarrollados en base a la norma chilena de diseño sísmico de edificios [2]. Esta norma proporciona dos métodos para el análisis de estructuras convencionales: (1) análisis estático y (2) análisis modal espectral (AME). Sin embargo, la norma permite únicamente el análisis estático en estructuras de mampostería simple. Para evaluar la precisión de este análisis estático se implementaron dos AMEs, uno de ellos basado en el espectro de aceleración de la norma sísmica, y otro basado en el espectro de aceleración de movimientos sísmicos registrados durante el terremoto de Febrero de 2010 en lugares cercanos al lugar de emplazamiento del *Palacio Pereira*. Además, se realizaron análisis Tiempo-Historia (TH) con las mismas demandas empleadas en los AME, con el objetivo de considerar de manera más realista la demanda sísmica sobre la estructura y de detectar en cada instante de tiempo aquellas zonas en donde la resistencia de corte del material es superada.

Estos análisis fueron implementados en el software comercial *SAP2000* y procesados en un computador de uso comercial con el objetivo de emplear los mismos recursos computacionales (hardware y software) disponibles para cualquier oficina de cálculo, y de comparar los costos computacionales de cada tipo de análisis. Si bien los análisis linealmente elásticos empleados ofrecen un buen punto de partida para la etapa de diagnóstico, no predicen con precisión el estado actual de la estructura debido a que ésta claramente ha sufrido deformaciones inelásticas, las cuales serán descritas más adelante. Los resultados obtenidos en este artículo serán complementados y contrastados en una siguiente etapa de la investigación, en la cual se incorporarán modelos no lineales de análisis, modelos no lineales en las constitutivas de materiales, y acumulación de daño producto de la historia sísmica de la estructura.

2. EL PALACIO PEREIRA

2.1 Descripción arquitectónica

El Palacio Pereira fue proyectado por el arquitecto Francés Lucien Ambroise Hénault en 1872 por encargo de Luis Pereira Cotapos. Se desconoce la fecha de término, pero se estima que finalizó en 1874. Actualmente tiene una superficie de 2741 m² y su estilo arquitectónico es neoclásico francés. La fachada es un volumen continuo de dos pisos que alcanza los 14 metros de altura [4]. El palacio tiene declaratoria de monumento nacional desde el 28 de agosto de 1981. La Figura 1 muestra una vista general del edificio.



Figura 1: Vista general del Palacio Pereira

La techumbre de las galerías principales son de estructura metálica, la cubierta de hierro galvanizado, el pavimento interior es de mármol así como también el revestimiento exterior del zócalo y las gradas. Para ornamentar los muros interiores y exteriores se empleó estuco, además de rejas de hierro forjado procedentes de Francia. Puertas talladas de roble y vidrios de colores terminaban de decorar la galería central.

2.2 Descripción Estructural

La estructura del Palacio está compuesta por muros de corte de mampostería de ladrillo cerámico de arcilla, no reforzada. Los muros tienen un espesor promedio de 70 cm en una de sus fachadas. Algunos muros interiores tienen un espesor de 60 cm. Estos muros son los que concentran la mayor parte de la masa del edificio y se apoyan sobre fundaciones corridas materializadas en piedra [5]. Los sistemas originales de piso estaban conformadas por un armazón de vigas principales de madera de roble americano mientras que la techumbre está conformada principalmente por cerchas de madera con cubierta metálica. Sobre las galerías principales y el crucero, la estructura de cubierta es metálica. Debido a esta estructuración, el edificio no cuenta con un sistema de diafragma rígido capaz de compatibilizar los desplazamientos horizontales de la estructura.

A lo largo de sus más de cien años, el Palacio Pereira ha sufrido constantes remodelaciones en sus recintos interiores, ampliaciones en el segundo piso y también apertura y modificaciones de muros. Estas modificaciones, impulsadas a causa de los distintos usos albergados por la estructura y a los diversos sismos sufridos, han alterado el comportamiento de la estructura y han contribuido a su constante deterioro.

2.3 Usos del edificio

Desde su construcción y hasta el año 1930, el Palacio albergó a la familia Pereira. En 1932 el edificio fue adquirido por el arzobispado de Santiago para instalar allí algunas oficinas administrativas hasta que finalmente lo vendió en 1942 a la Caja de Empleados Públicos, quienes lo emplearon para los mismos fines [6]. En 1960 se instaló una galería comercial que no tuvo éxito y cerró sus puertas al público al cabo de pocos meses.

En la década de 1960 el edificio fue arrendado por el Ministerio de Educación y comenzó a alojar el internado del Liceo N°3 de niñas. Es este uso el que mayor trascendencia tiene para la construcción por sus alteraciones en la estructura resistente. Se habilitaron nuevos recintos interiores para albergar más salas de clases, se cerraron accesos interiores y se borraron gran parte de las decoraciones interiores del palacio. Debido a los bajos recursos que la administración destinó al inmueble, el palacio

comenzó a deteriorarse. Quedaron a la vista las vigas en el segundo piso y comenzó a desaplomarse la fachada Oriente [7].

En 1968 el Liceo trasladó sus dependencias a otra comuna con lo cual el edificio dejó de albergar actividades regulares y pasó a ser utilizado por jóvenes estudiantes idealistas que impulsaban la revolución social de la época en Chile [8]. En 1973 el inmueble fue allanado por el ejército en búsqueda de armamento y un año más tarde, el 26 de noviembre de 1974, fue declarado monumento histórico nacional. Sin embargo, fue desafectado de dicha categoría el 22 de agosto de 1975 a petición de los propietarios producto del estado ruinoso en el cual se encontraba. Junto con la declaración de monumento histórico cesó cualquier tipo de actividad albergada por el Palacio y también cualquier tipo de mantención, lo que dio inicio a su deterioro progresivo.

2.4 Comportamiento sísmico histórico y condición actual

El Palacio ha debido soportar siete sismos con una magnitud sobre 7 en la escala de Richter. En particular, los sismos de septiembre de 1958, marzo de 1965, julio de 1971, marzo de 1985 y su réplica en abril, y febrero de 2010 y su réplica en marzo. Los terremotos de 1985 y de 2010 son los que más fuertemente han deteriorado la estructura. Estos eventos han provocado un daño progresivo de la estructura que se encuentra actualmente en pie.

Reportes indican que el terremoto de 1985 provocó el desplome de algunos muros y daño estructural en las fachadas [9]. El estado del ala norponiente era preocupante, por lo que se optó por demoler algunos de sus elementos. En total fueron 10 los recintos interiores que fueron demolidos luego del terremoto de 1985. Actualmente es posible apreciar las fundaciones de la zona demolida. La Figura 2 muestra una reconstitución tridimensional del Palacio a partir de un levantamiento “laserscan”. En ella es posible apreciar la zona demolida (sector superior izquierdo de la figura).

En cuanto a la fachada Oriente, ésta se encuentra desaplomada alrededor de 20 cm en la cota superior del segundo piso. Esta situación ha provocado el desacople de algunos de los muros perpendiculares a la fachada, lo que debilita el apoyo en las losas y vigas de madera del segundo piso. Ello se traduce en grietas o la pérdida total del entablado de madera. Desde el interior del edificio se puede apreciar el desacople de los muros que llegan de forma perpendicular a dicha fachada. Por el interior se aprecia también la ausencia de gran parte de las losas y entablado de madera que se apoyan en dichos muros. Esta situación se puede apreciar en la Figura 3.

Los daños al interior de la construcción tienen relación con la inexistencia del entablado del segundo piso en gran parte de su planta, especialmente en las zonas aledañas a las fachadas y a aquellos muros desacoplados. Esto ha debilitado el comportamiento de diafragma flexible en dichas zonas, lo que impide compatibilizar los desplazamientos entre el mismo nivel de losa y a su vez impide la correcta distribución de esfuerzos a muros, machones y columnas. La Figura 4 muestra el daño existente en el entablado del segundo piso.

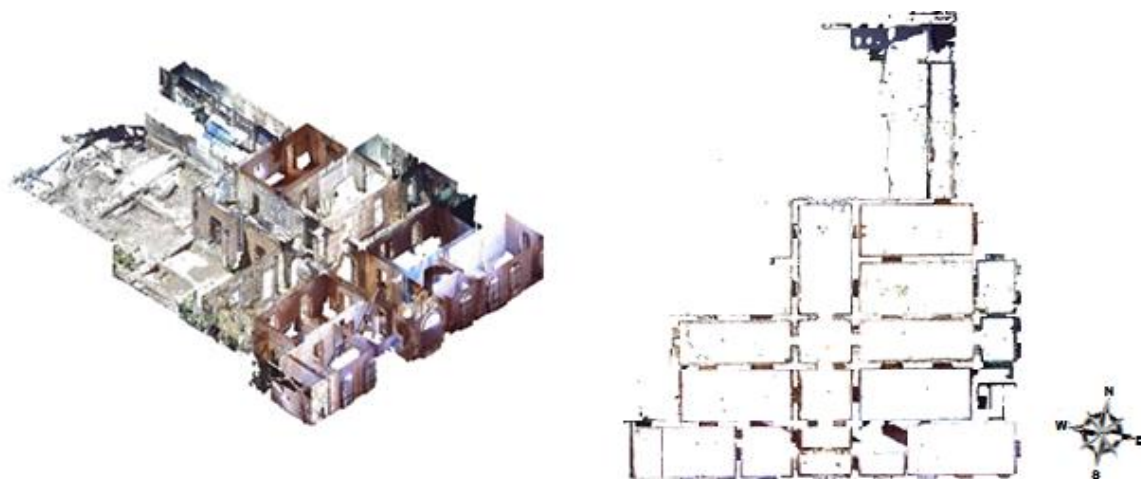


Figura 2: Reconstitución 3D del primer piso del Palacio Pereira y planta del primer piso.



Figura 3: Izquierda: Desacople de muros perpendiculares a fachada Este. Derecha: Rotura de losas en muros perpendiculares a fachada Este.



Figura 4: Daño en entablado de madera en losa del segundo piso.

Asimismo, dentro de los daños observados, se aprecia el colapso parcial o total de muros de grandes dimensiones que carecen de elementos horizontales que colaboren en su resistencia fuera del plano. Esto se repite tanto para muros de gran altura como en muros de gran longitud. La falla de este tipo se caracteriza por las grietas verticales que atraviesan la fábrica de mampostería. La Figura 5 muestra dos muros colapsados al interior del Palacio Pereira luego del terremoto de febrero de 2010. Este daño puede observarse en los recintos ubicados entre la galería en dirección este-oeste y la fachada de calle sur. Para impedir el colapso por volcamiento o vaciado de muros interiores del edificio se han ejecutado medidas de emergencia basadas en su apuntalamiento mediante cables y puntales de madera. En general, todos los muros apuntalados carecen de vigas o columnas que limiten su dimensión y que colaboren a su resistencia fuera del plano.



Figura 5: Grietas verticales y colapso del muro. Derecha: colapso de muro de 11.5 m de altura

3. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ANÁLISIS

3.1. Propiedades materiales adoptadas

La mampostería que compone los muros está constituida por ladrillos artesanales de arcilla de 60 cm de largo, ± 9 cm de alto y 20 cm de ancho cada unidad. Los ladrillos se encuentran unidos por mortero confeccionado en base a cal, arena y cemento.

Los ladrillos que componen la mampostería fueron ensayados a compresión uniaxial de acuerdo con la norma chilena NCh 167 [10], resultando en una resistencia a la compresión de $f_b = 5.2$ MPa. Además, las unidades de ladrillo muestran un porcentaje de absorción de agua de 18.2% según la misma norma.

Ante la imposibilidad de llevar a cabo un ensayo de laboratorio o ensayo in-situ para caracterizar las propiedades medias a compresión de la mampostería, se han adoptado valores a partir de relaciones sugeridas de la literatura. La resistencia a compresión de la mampostería f_k se estimó como la resistencia promedio luego de aplicar la Eq. (1) propuesta por Monk [12] y la Eq. (2) propuesta por la norma ACI 530 [13], ambas expresiones basadas únicamente en la resistencia a compresión del ladrillo f_b . Por su parte, el módulo de Young (E_k) de la mampostería se estima mediante la Eq. (3) propuesta por Kaushik [11], donde f_k corresponde a la resistencia a la compresión del compuesto.

$$f_k = -0,0015f_b^2 + 0,5228f_b \quad (1)$$

$$f_k = 2,8 + 0,2f_b \quad (2)$$

$$E_k = 550f_k \quad (3)$$

La resistencia al corte de la mampostería se ha determinado mediante un ensayo de corte in-situ. Dicho ensayo consistió en la aplicación de una carga cuasi-estática controlada en el punto medio de un machón interior del primer piso de la estructura. Para llevar a cabo el ensayo se generó un espécimen de geometría rectangular, de 2 m de alto por 1 m de ancho, con un espesor aproximado de 650 mm y construido por aparejos de hiladas trabadas en doble capa. La Figura 6 muestra el montaje del ensayo de corte, mientras la Figura 7 muestra la curva tensión-distorsión angular obtenida luego del ensayo. De dicho ensayo se ha adoptado 0.23 MPa como el valor de resistencia máxima a corte de la mampostería del edificio. La Tabla 1 resume las principales propiedades mecánicas usadas en los análisis.



Figura 6: Ensayo de corte in-situ al interior de la estructura

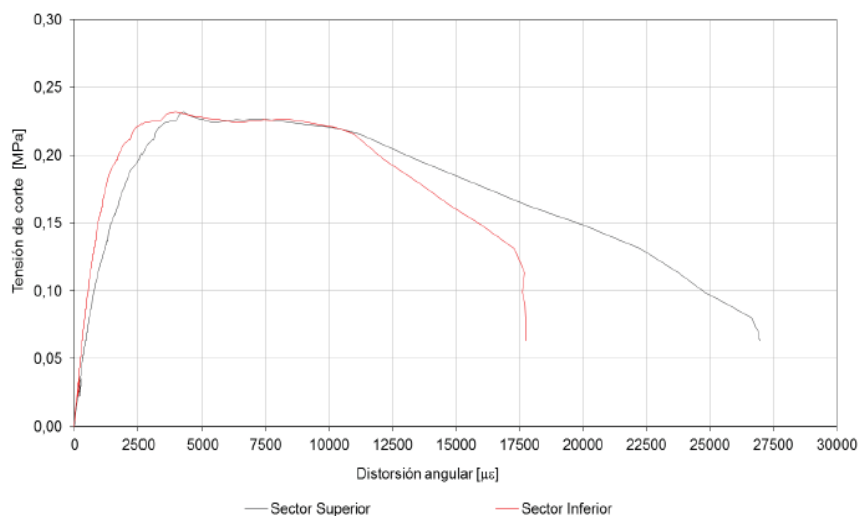


Figura 7: Curva tensión de corte-Distorsión angular del ensayo de corte en terreno

Tabla 1. Propiedades mecánicas empleadas en el modelo

Densidad (kg/m ³)	Módulo de Young (MPa)	Relación de Poisson	Tensión máxima de corte (MPa)	Amortiguamiento (%)	Resistencia a compresión de la mampostería [Mpa]
1800	1787,40	0,20	0,23	5,00	3,25

3.2 Modelo geométrico

Para el análisis lineal del Palacio Pereira se ha empleado el software comercial SAP2000. Se ha elegido este software por ser la herramienta más utilizada en las empresas dedicadas al análisis estructural y diseño de estructuras en Chile. La modelación se realiza mediante elementos *shell* de concreto con las propiedades elásticas de la mampostería.

Se emplea la técnica de Elementos Finitos para capturar la deformación y las tensiones en los elementos tipo *shell*. El refinamiento de la malla de Elementos Finitos se realizó de manera manual de tal forma de obtener una discretización simétrica en pórticos y dinteles. Se emplearon elementos cuadriláteros de cuatro nodos tanto en muros como dinteles. Para reducir el costo computacional del modelo, se ha empleado una discretización de la malla de Elementos Finitos más gruesa en los muros de la estructura. La discretización empleada en muros fue de un tamaño promedio de elemento de 60x80 cm, y la empleada en pórticos y dinteles de un tamaño promedio de elementos de 20x25 cm. El modelo de la estructura emplea un total de 29060 elementos *shell*. La Figura 8 muestra la discretización de muros y dinteles realizada en una elevación interior de la estructura.

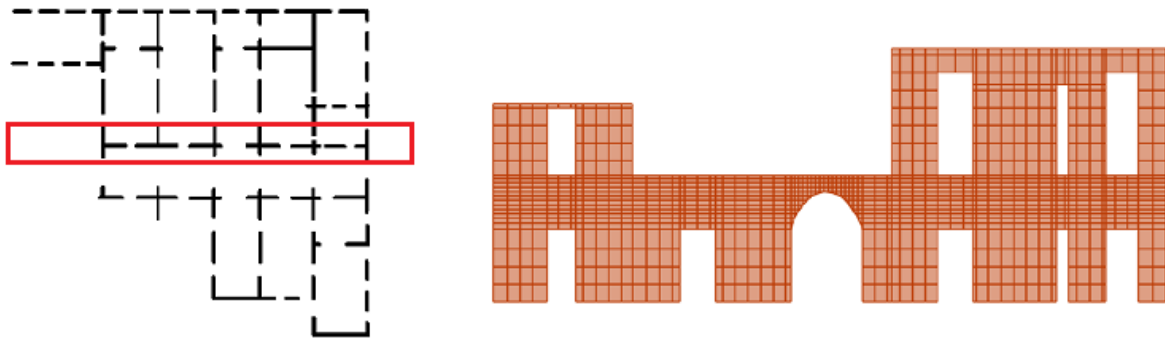


Figura 8: Izquierda: Planta del primer piso del Palacio Pereira. Derecha: Discretización empleada en muro de galería central

3.3 Planteamiento de los análisis

Con el objetivo de desarrollar un diagnóstico de la estructura y de obtener conclusiones preliminares acerca de su condición actual, se realizaron diversos análisis elásticos lineales ante diversas solicitaciones sísmicas. Con el objetivo de estudiar la fiabilidad de las herramientas de análisis propuestas por la norma [2], aplicadas a estructuras patrimoniales de mampostería, se realizó un análisis estático aplicando las solicitaciones indicadas en dicha norma. Además se proponen dos

métodos de análisis estáticos adicionales. En estos análisis la solicitación sísmica se modeló como fuerzas estáticas equivalentes obtenidas a partir del peso sísmico de la estructura, según lo indicado en las disposiciones de la normativa sísmica chilena.

Para obtener una representación computacional del estado de deformación de la estructura a causa de un sismo real, se realizó un AME considerando el espectro de respuesta del registro obtenido en la estación Santiago Centro durante el terremoto de febrero de 2010. Además, para comparar los resultados y la facilidad de implementación del AME con los de los métodos estáticos, se realizó un segundo AME, esta vez considerando el espectro de respuesta estipulado en la norma chilena de diseño sísmico de edificios. Los AMEs realizados permiten predecir de mejor manera el comportamiento tridimensional de la estructura. Para reducir los costos computacionales, se consideraron 60 modos de vibración, los cuales representan aproximadamente el 75% de la masa traslacional de la estructura, tanto en la dirección Este-Oeste como en la dirección Norte-Sur.

Con el objetivo de validar al AME como una herramienta fiable para el estudio de estructuras patrimoniales de mampostería, se realizaron dos análisis TH que permiten representar de mejor manera la respuesta de la estructura ante solicitaciones sísmicas. Para una comparación válida de los resultados obtenidos mediante AME y TH, se empleó primero un registro sísmico compatible con el espectro de aceleraciones de la norma chilena de diseño sísmico de edificios, y se empleó luego el registro de aceleraciones obtenido en la estación Santiago Centro en el terremoto de febrero de 2010.

En cada uno de los análisis realizados se comparó la distribución de tensiones de corte predicha por el modelo con la resistencia máxima de corte de la mampostería obtenida experimentalmente. En los lugares donde la tensión de corte predicha supera el valor de la resistencia de corte experimental, cabría esperar un estado fisurado de la estructura. Como resultado, se realizó un análisis comparativo entre las zonas de tensión de corte superior a $0,23 \text{ N/mm}^2$ y el estado fisurado de la estructura. Esta comparación permitió valorar la capacidad de diagnóstico de cada uno de los métodos de análisis tanto cuantitativa como cualitativamente.

4. ANÁLISIS ESTÁTICO

La norma chilena de diseño sísmico de edificios [2] exige aplicar una fuerza estática equivalente en los centros de masa de cada uno de los niveles de la estructura. Este procedimiento es realista en el caso de estructuras con presencia de diafragma rígido, en las cuales la carga pueda ser capturada por todos los muros que se encuentran adheridos al diafragma. En el caso de la estructura considerada en este estudio, al no poseer diafragma rígido la carga es resistida en su totalidad por el muro más cercano al centro de masa, lo cual por supuesto no es realista en absoluto y entrega resultados que carecen de sentido. En consecuencia, se descarta el uso de método indicado en [2], y se proponen 3 alternativas de análisis:

1. Método de Fuerzas Nodales: En este método se realiza la asignación de las cargas a todos los nodos del modelo. Con este método, la fuerza en cada dirección del sismo se divide por el total de nodos de los elementos *shell* que se encuentran en la misma dirección de análisis. Luego, cada nodo en la dirección resistente es cargado con la fuerza determinada. Éste método supone una distribución de carga homogénea 2D según el tamaño del elemento y tiene la ventaja de prescindir de la rigidez de cada elemento estructural. Un ejemplo de resultados obtenidos mediante este análisis se ilustra en la Figura 9b.
2. Método de las Fuerzas Distribuidas: En este método se realiza la asignación de la carga estática equivalente como una carga lineal distribuida aplicada en la cota de cada piso. Para cada eje

resistente se determina la rigidez de cada uno de los dos pisos. La rigidez de cada muro se determina, aplicando una fuerza horizontal V_i en cada cota de piso y determinando el desplazamiento δ_i de cada piso. La rigidez para el primer piso queda definida por la Eq. (4), mientras que la rigidez del segundo piso queda definida por la Eq. (5).

$$K_1 = \frac{V_1 + V_2}{\delta_1} \quad (4)$$

$$K_2 = \frac{V_2}{\delta_2 - \delta_1} \quad (5)$$

En donde δ_i es el desplazamiento horizontal del nodo central del muro en la cota del piso i . A continuación, se calcula la fuerza que debe resistir cada muro distribuyendo la fuerza indicada por [2] según la rigidez de cada muro. Un ejemplo de resultados obtenidos mediante este análisis se ilustra en la Figura 9a.

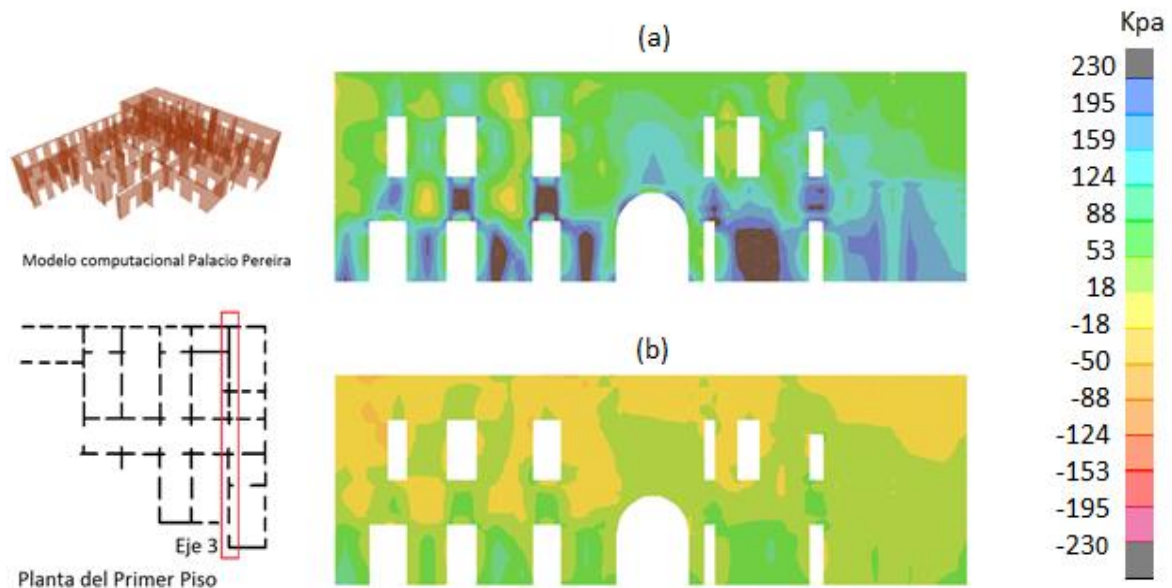


Figura 9: Tensiones de corte en los muros del eje 3: (a) Método de Fuerza Distribuida y (b) Método de Fuerzas Nodales. El color negro indica las zonas en donde las tensiones de corte superan la resistencia del material.

3. **Método de las Tensiones Admisibles:** Mediante este método se calcula el corte que resiste cada muro del primer piso, en base a la ponderación del área de cada muro sobre el área total de muros en cada dirección. A continuación se obtiene la tensión de corte, dividiendo la fuerza por el área del muro. Esta tensión de corte es comparada con la tensión de corte resistente del material para verificar si el muro es capaz de resistir las solicitaciones.

Para representar la rigidez al corte de cada muro, se asumió un *stick-model* de la estructura. De esta manera la rigidez al corte queda determinada por la Eq. (6), que es función del módulo de

elasticidad del material (E) y de las propiedades geométricas del muro, espesor (t), largo (L) y altura (H).

$$k_s = \frac{E \cdot t}{4\left(\frac{H}{L}\right)^3 + 3\left(\frac{H}{L}\right)} \quad (6)$$

Los resultados obtenidos son tabulados y comparados con la tensión máxima de corte del material. Se indica para cada muro además un factor de utilización, el cual indica la relación entre demanda y resistencia, tal como se expone a modo de ejemplo en la Tabla 2. De acuerdo con este método y a un sistema de identificación de los muros que aquí no se explicita, los muros 6 y 7 han superado la resistencia al corte, por lo que se esperaba daño en tales muros.

Tabla 2: Propiedades y demanda sobre los muros del eje 3 por método de tensiones admisibles

Muro	Rigidez al corte [tonf/m]	Fuerza [tonf]	Tensión [Mpa]	Factor de Utilización
1	9.82	6.05	0.05	0.22
2	14.30	8.82	0.06	0.28
3	37.37	23.04	0.12	0.51
4	35.25	21.74	0.11	0.50
5	0.86	0.53	0.01	0.04
6	130.37	80.40	0.25	1.07
7	302.17	186.35	0.38	1.63

5. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL (AME)

5.1 AME considerando el espectro de la normativa chilena

Se consideran las disposiciones de la norma chilena de diseño sísmico de edificios [2] en lo relativo al AME. Se consideran 3 espectros de respuesta. El primero de ellos se construye considerando un factor de reducción de la aceleración espectral $R^* = 1$, de manera de no reducir la aceleración espectral. Este espectro es aplicado tanto en la dirección Norte-Sur como en la dirección Este-Oeste del modelo, lo que corresponde a las dos direcciones principales del edificio. Los otros dos espectros fueron calculados siguiendo la expresión (6-10) de la norma chilena de diseño sísmico de edificios [2] que realiza la corrección del espectro mediante el factor de reducción de la aceleración espectral, que se calcula según la Eq. (7). En esta ecuación T^* es el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis, T_o es un parámetro que depende del tipo de suelo de fundación y R_o es un factor de modificación de la respuesta estructural para el AME.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (7)$$

Los factores empleados en la Eq. (7) corresponden a la categoría de suelo B, según la norma chilena de diseño sísmico de edificios. En ambos casos se emplea un factor de reducción de modificación de respuesta $R_o = 2$ según norma [2], el parámetro $T_o = 0.3$, que corresponde a los parámetros para un suelo con $V_{s30} \geq 500$ m/s y a una resistencia de compresión simple del suelo $q_u \geq 0.3$ Mpa. La Figura

10 muestra un segmento continuo de los espectros de respuesta empleados para este análisis en cada dirección.

Los cortes basales obtenidos deben estar acotados por el máximo y por el mínimo estipulado por la norma. En este caso, tanto el espectro reducido en dirección X, como en dirección Y, quedan acotados por estos valores, por lo que no es necesario modificar las solicitaciones de los elementos. Para el espectro sin reducir, es decir con $R^* = 1$, se decidió no acotarlo por lo estipulado por la norma.

5.2 AME considerando el espectro de respuesta del registro obtenido en Santiago Centro 2010

Con el objetivo de predecir el estado de daño actual del Palacio Pereira se ha decidido aplicar el espectro de respuesta de un sismo que haya afectado al edificio. El espectro escogido corresponde al del terremoto de febrero de 2010, registrado en la estación de Santiago Centro, cuya ubicación es muy cercana al lugar de emplazamiento del edificio. Los espectros de respuesta, para cada dirección de análisis se ilustran en línea segmentada en la Figura 10, junto con los espectros de respuesta compatibles con la norma chilena de diseño sísmico de edificios.

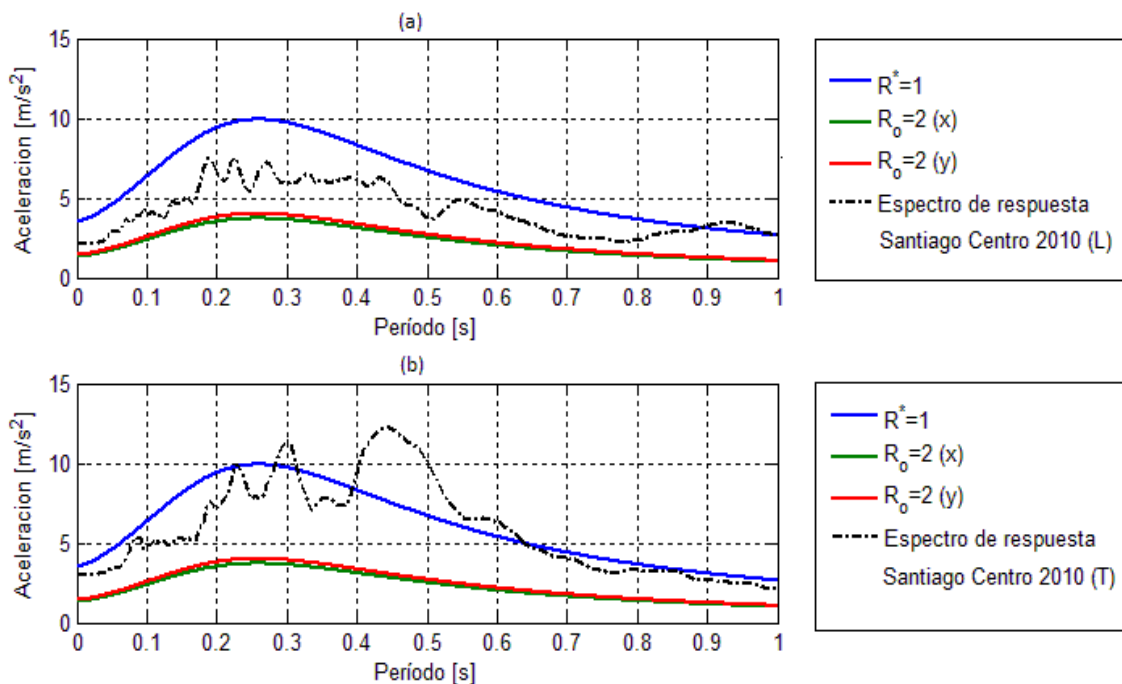


Figura 10: Espectros de aceleración empleados en AME y en análisis TH. En segmento continuo se grafican los espectros de la norma NCh433 [2] y en segmento entre cortado los espectros de respuesta del terremoto del 27 de febrero, estación Santiago Centro: (a) Dirección Longitudinal; (b) Dirección Transversal

El espectro de respuesta obtenido en la dirección longitudinal se aplica de manera que sea coincidente con el eje Y, lo que corresponde al eje paralelo a la dirección Este-Oeste del modelo. Por otro lado se aplica el espectro de respuesta en dirección transversal de manera que sea coincidente con la dirección Norte-Sur. Estos espectros fueron aplicados de manera independiente y también de forma simultánea.

6. ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA (TH)

Con el propósito de evaluar la idoneidad de los resultados del AME en estructuras de mampostería sin diafragma rígido, se ha sometido la estructura a diversos análisis TH.

6.1. Análisis TH considerando registros modificados:

Se realiza un análisis TH lineal al Palacio Pereira empleando dos registros basados en los registros obtenidos en la estación de Santiago Centro durante el terremoto de febrero de 2010. Los registros empleados son:

1. Santiago centro (l) modificado: Corresponde a la componente longitudinal del registro de Santiago centro. Este registro fue modificado de tal manera que el espectro de respuesta es compatible con el espectro de aceleraciones empleado en el AME para $R^* = 1$.
2. Santiago centro (t) modificado: Corresponde a la componente transversal del registro de Santiago centro. Este registro también fue modificado de tal manera que el espectro de respuesta es compatible con el espectro de aceleraciones empleado en el AME para $R^* = 1$.

En la Figura 11: Registros de aceleraciones modificados del terremoto de febrero de 2010, estación Santiago Centrose muestran los registros empleados:

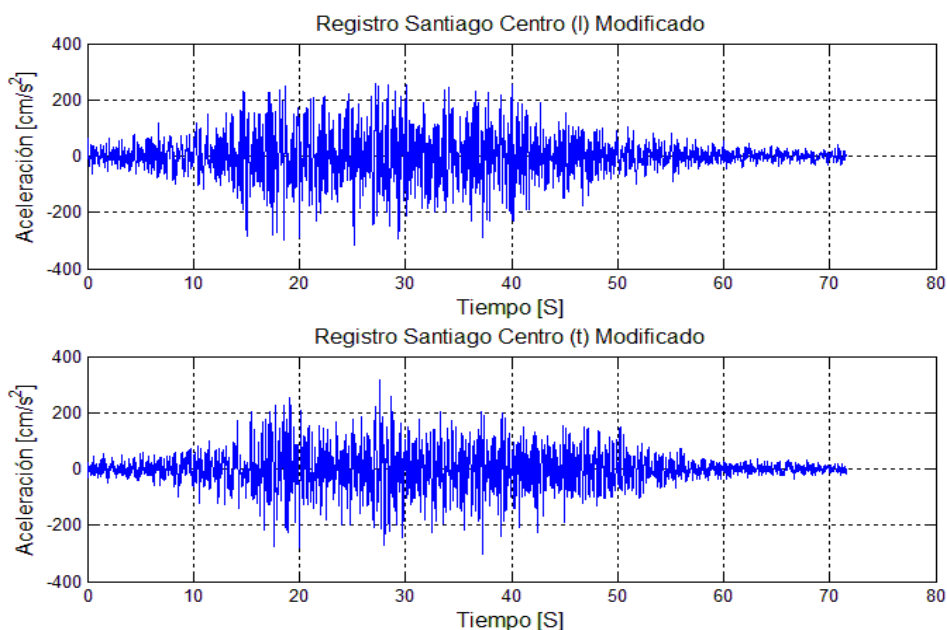


Figura 11: Registros de aceleraciones modificados del terremoto de febrero de 2010, estación Santiago Centro

Ambos registros se aplican de manera independiente en la dirección Norte-Sur y en la dirección Este-Oeste. Se emplea para todos ellos un paso de tiempo de 0.005 y 14323 intervalos de tiempo. Se emplea integración modal con el mismo número de modos empleados en el AME. La Figura 12 muestra las tensiones de corte luego de aplicar el registro modificado en la dirección Este-Oeste al Palacio Pereira. En dicha figura es posible observar aquellos elementos en donde se supera la resistencia al corte (zonas de color negro) y, por tanto, cabría esperar daño.

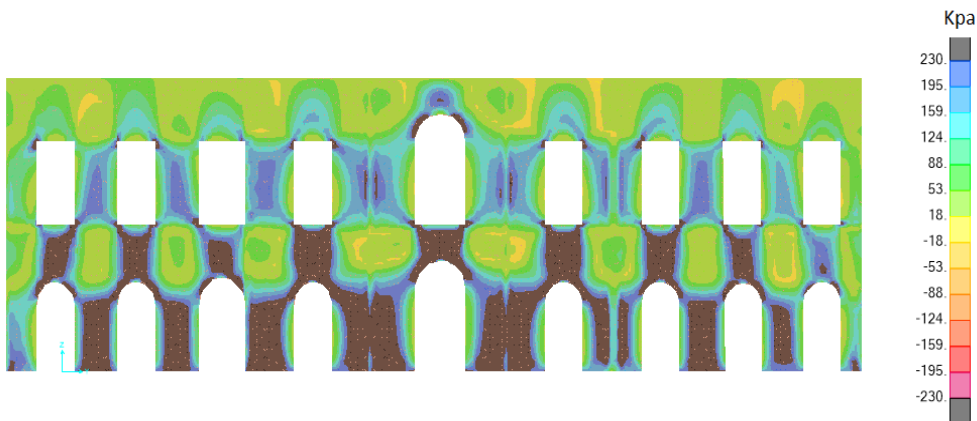


Figura 12: Envolvente de las tensiones de corte en fachada Norte producto de análisis Tiempo Historia

6.2 Análisis TH considerando el registro de Santiago Centro 2010

Con el fin de representar computacionalmente el daño real del edificio en la actualidad, se desarrolla un análisis TH con los registros obtenidos durante el terremoto de febrero de 2010 en la estación de Santiago Centro. En la Figura 13 se muestran los registros empleados para el análisis:

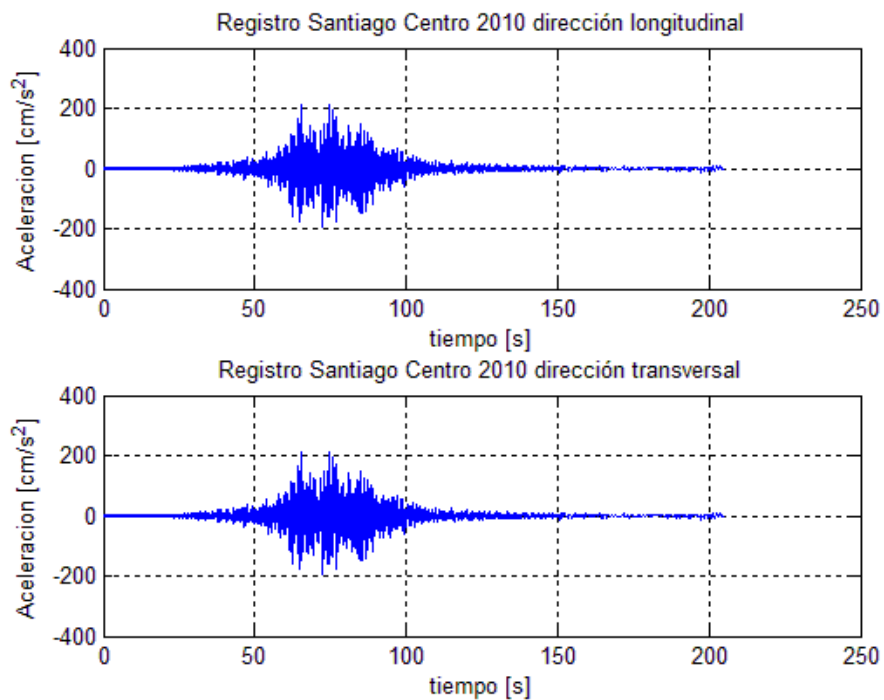


Figura 13: Registros de aceleración del terremoto de febrero de 2010, estación Santiago Centro

Se aplica el registro Santiago Centro dirección longitudinal de manera que sea coincidente con la dirección Este-Oeste. En simultáneo se aplica el registro en dirección transversal de manera que sea coincidente con la dirección Norte-Sur. En orden a reducir el costo computacional del análisis, se realiza integración modal empleando 60 modos, al igual que el AME. La Figura 14 muestra resultados del

análisis TH con el registro de aceleración del terremoto de febrero de 2010, estación Santiago Centro. En negro se muestran aquellas zonas que han sobrepasado la tensión de corte máxima de 0.23 MPa.

Los resultados para el análisis TH se obtienen luego de 5 días de procesamiento del *software*, mientras que los resultados del AME se obtienen luego de 12 horas de procesamiento.

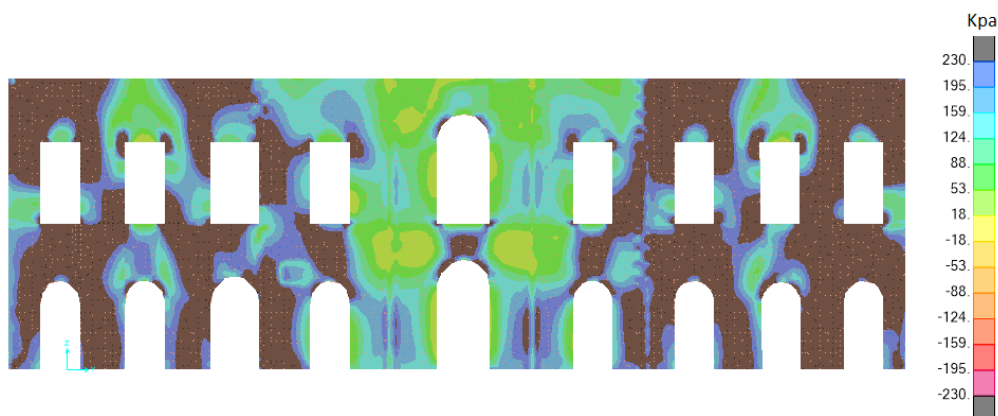


Figura 14: Envolvente de tensiones de corte. Resultados análisis TH para registro de aceleraciones del terremoto de febrero de 2010, estación Santiago Centro.

7. ANÁLISIS DE RESULTADOS

7.1. Estimación de zonas con daño y comparación de métodos

En general y de acuerdo con los resultados obtenidos en la presente investigación, los métodos de análisis estáticos son más simples de implementar computacionalmente, y además son menos costosos que los métodos más avanzados, como el análisis TH. Sin embargo, los métodos estáticos no permiten visualizar el estado tensional de la estructura ni tampoco el comportamiento local en zonas interiores. Además, las tensiones obtenidas en los elementos estructurales con estos métodos no siempre son una buena aproximación a las tensiones reales. Se observó además que los resultados obtenidos mediante los tres métodos de análisis estáticos propuestos difieren entre sí en cuanto a las zonas en que se ve superada la tensión de corte y que por lo tanto se esperaba daño.

El método de las Fuerzas Distribuidas es más demandante computacionalmente en comparación al método de las Fuerzas Nodales. Sin embargo, el estado tensional predicho por este método muestra una mejor coherencia con el estado de daño actual de la estructura tanto en muros del primer piso, como en dinteles y marcos de puertas y ventanas. Además, el método de las Fuerzas Distribuidas tiene la ventaja que no requiere un refinamiento detallado de la malla de elementos finitos, lo que reduce el costo computacional del análisis. Por otro lado, el resultado de éste análisis se puede visualizar de manera gráfica, lo que no es posible mediante el método de las Tensiones Admisibles.

Por su parte, el método de las Tensiones Admisibles propone una aplicación simple para la verificación de las solicitaciones en los muros. Por un lado, éste método es de fácil implementación y de muy bajo costo computacional. Sin embargo, los resultados obtenidos en cuanto al daño esperado no siempre concuerdan con el estado real de la estructura. Por otro lado, los resultados no son detallados y sólo permite predecir el daño en aquellos elementos intensamente solicitados del primer piso. Además, mediante este método no es posible determinar qué zonas específicas de cada muro han sido dañadas. En un estudio de evaluación estructural, conocer el estado de tensiones en zonas irregulares como pórticos y dinteles debiera ser requerido.

Un análisis de los resultados obtenidos permite concluir que existe una buena correlación en términos cualitativos entre el AME y el método de las Fuerzas Nodales. Ambos predicen un estado de tensiones similar tanto en pórticos como en muros del primer piso. La mayor diferencia se observa en los muros y pórticos del segundo nivel, donde el AME es más exigente. En cuanto al método de las Fuerzas Distribuidas, éste no tiene una buena correlación con el AME. Éste último método estático solo predice el posible agrietamiento en algunos pórticos del primer piso. La Figura 15 compara el estado tensional obtenido mediante los métodos de análisis estáticos de (a) Fuerza Distribuida, (b) método de las Fuerzas Nodales y (c) método de AME.

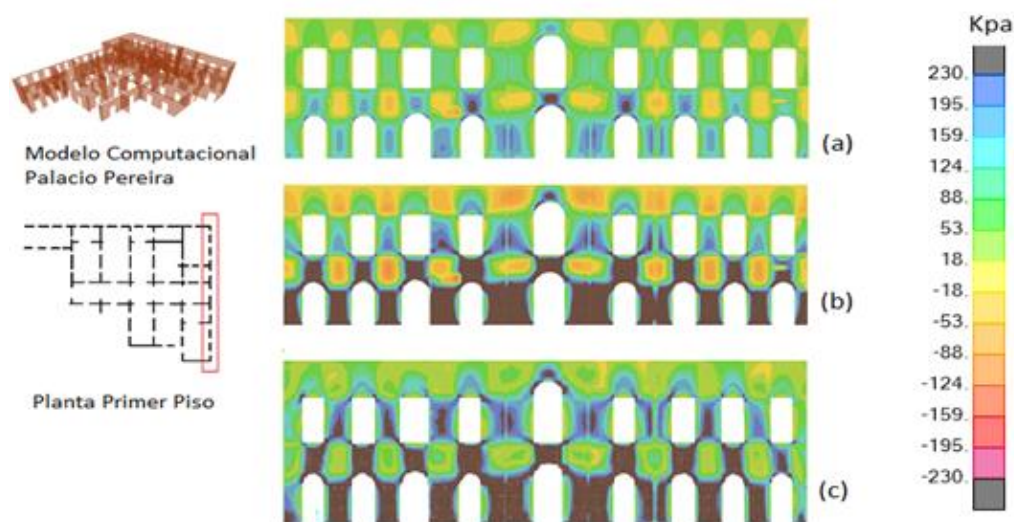


Figura 15: Envoltura de tensiones de corte en fachada Sur. Comparación de métodos de análisis estáticos con Análisis Modal Espectral. (a) Método de Fuerza Distribuida, (b) Método de Fuerzas Nodales, (c) AME

Si bien el método estático de las Fuerzas Nodales es capaz de predecir de buena manera aquellas zonas donde se espera agrietamiento de muros, los resultados en cuanto a las tensiones máximas obtenidas con el AME divergen. Mientras el AME presenta una tensión máxima de 630 Kpa, el método estático muestra una tensión máxima de 530 Kpa, lo que significa una diferencia de un 15%. Por otro lado, con el método de las Fuerzas Distribuidas, se obtiene una tensión máxima de corte de 445 Kpa, lo que corresponde a un 70% de la tensión máxima de corte obtenida mediante el análisis AME.

El AME, a diferencia de los análisis estáticos, permite capturar el comportamiento local de la estructura. Pese a que éste método predice un mayor daño al presentado actualmente por la estructura, sí permite incorporar efectos tridimensionales en la aplicación de aceleraciones biaxiales de la estructura. Además, el AME permite una mejor distribución de fuerzas en la estructuras en comparación con el análisis estático.

En cuanto a los resultados obtenidos con el análisis TH, estos presentan una buena correlación en cuanto al daño esperado y una buena correlación en términos cualitativos con el AME. En la Figura 16: Envoltura de tensiones de corte en fachada Sur para registro del terremoto de febrero de 2010, estación

Santiago Centro. Comparación de resultados entre (a) AME y (b) análisis es posible apreciar una mayor exigencia en las tensiones en el AME, cuya tensión máxima de corte sobrepasa en un 130% a la tensión máxima obtenida en el análisis Tiempo-Historia. En el AME se aprecia que gran parte de los pórticos y muros ha sobrepasado la tensión máxima de corte, mientras que el análisis TH muestra que dos pórticos del primer piso y dos del segundo piso no alcanzan la resistencia máxima de corte.

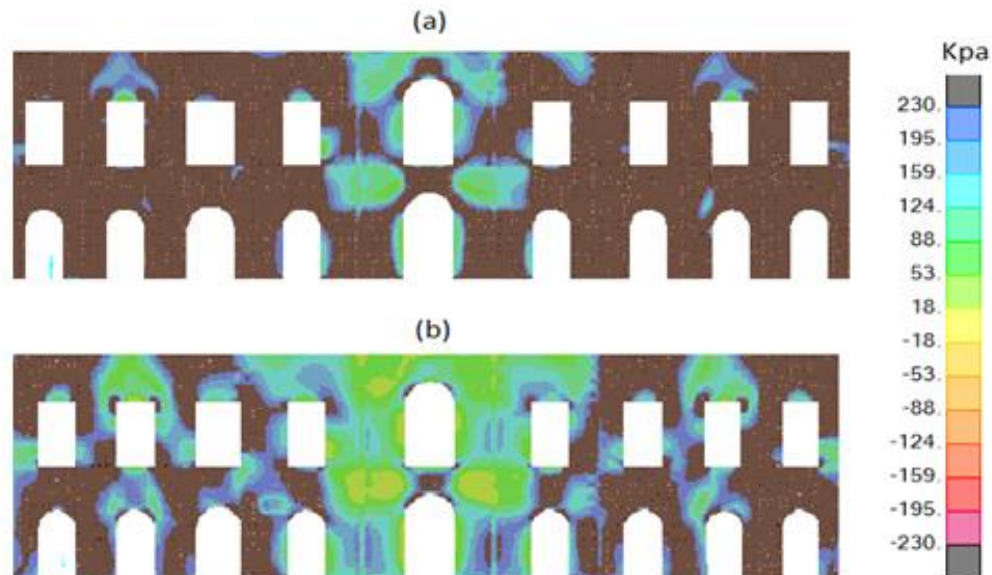


Figura 16: Envolvente de tensiones de corte en fachada Sur para registro del terremoto de febrero de 2010, estación Santiago Centro. Comparación de resultados entre (a) AME y (b) análisis TH

7.2 Costos computacionales

En cuanto a los costos computacionales asociados a los métodos de análisis, los que requieren menos recursos son los métodos estáticos. Si bien el más fácil de implementar es el método de las Tensiones Admisibles, es también el método que menos información entrega y que menor predicción de daño entrega. Por un lado el método de las Fuerzas Nodales será el más adecuado para el análisis de estructuras regulares, de muros continuos entre pisos y de fácil refinamiento de malla. Esto debido a la simplicidad de su implementación y a su alta sensibilidad al refinamiento de malla de elementos finitos. Por otro lado el método de las Fuerzas Distribuidas tiene ventajas para ser aplicado en estructuras irregulares en las cuales se presentan zonas que requieren de una discretización más reducida de malla. Sin embargo, este método requiere el cálculo previo de las rigideces para cada eje resistente de la estructura.

En cuanto al AME y al análisis TH, estos requieren de un elevado costo computacional al ser realizados en estructuras que carecen de diafragma rígido. Los análisis TH son los más demandantes y los más difíciles de implementar. Los resultados obtenidos muestran una buena correlación entre el AME y el análisis TH. Esto hace preferible el uso del AME cuando no se cuenta con los recursos computacionales adecuados.

Los resultados obtenidos muestran que los mayores costos computacionales de realizar un análisis TH se justifican al predecir con mayor exactitud el estado actual de la estructura. El análisis TH es menos exigente que el AME, pese a esta menor exigencia, ambos métodos de análisis predicen de buena manera el estado actual de la estructura.

8. CONCLUSIONES

En relación a las estructuras patrimoniales, la normativa chilena es muy limitada y no ofrece métodos de análisis para estas estructuras. En este contexto, el análisis de estructuras patrimoniales de mampostería es realizado comúnmente en base a la norma chilena de diseño sísmico de edificios [2]. Esta norma actualmente no sugiere el uso de técnicas de análisis más avanzadas como el AME o análisis TH en estructuras de mampostería patrimoniales, aun cuando la correlación de daños obtenida por estos métodos se acerca de mejor manera al estado actual de la estructura.

Los modelos de análisis empleados en este trabajo permiten evaluar a la normativa chilena actual en cuanto al análisis sísmico de estructuras de mampostería simple. Se observó que el método estático exigido por la normativa actual de diseño sísmico de edificios [2] no es una buena herramienta de análisis para estructuras que carecen de diafragma rígido ya que: (1) no es posible obtener el estado tensional de los elementos estructurales, (2) no permite asignar de manera exacta las fuerzas sísmicas en la estructura, (3) no hay redistribución de esfuerzos en aquellas zonas próximas a una falla y (4) tampoco permite, una vez calibrado el modelo, realizar estudios orientados a definir posibles estrategias de refuerzo.

Los resultados obtenidos mediante los análisis llevados a cabo en esta investigación no reflejan de manera precisa el estado de daño actual del Palacio Pereira. Dentro de las limitaciones de los modelos y análisis empleados están: (1) linealidad en los análisis realizados y en las relaciones constitutivas adoptadas, (2) la no acumulación del daño progresivo de la estructura, (3) solicitaciones sísmicas producto de un único terremoto y (4) bajos recursos computacionales disponibles. Sin embargo, ofrecen un buen punto de partida para evaluar las técnicas a emplear en la siguiente etapa de análisis debido a la simplicidad de estas técnicas en comparación con las más complejas. Por otro lado, permiten calibrar los modelos computacionales de manera iterativa con mayor agilidad que al realizar estudios más avanzados.

En cuanto a la linealidad de las relaciones constitutivas empleadas, esta no permite predecir el deterioro de zonas irregulares y complejas, como dinteles y pórticos, que son especialmente sensibles en estructuras de mampostería simple. Esta relación constitutiva lineal no permite una redistribución de esfuerzos, lo que vuelve errática la predicción del agrietamiento de la estructura. Sin embargo las relaciones constitutivas lineales se presentan como un primer acercamiento al estado actual de la estructura, permitiendo tener una noción preliminar de aquellas zonas más sensibles o vulnerables a experimentar daño en caso de sismos severos.

Los resultados preliminares aquí mostrados sugieren que el método AME se presenta como la mejor herramienta de análisis en casos de evaluación sísmica de una construcción de mampostería existente sin diafragma rígido. Sus ventajas comparativas frente a los otros métodos de análisis son facilidad de implementación, buena coherencia entre la predicción de daño vs costo computacional, y posibilidad de evaluar por cada modo de vibración, el estado de tensiones en la estructura.

Para obtener un mayor detalle y una mejor correlación entre los daños obtenidos computacionalmente y los reales, se empleará en una segunda etapa de la investigación, modelos de tipo no lineal, considerando ecuaciones constitutivas apropiadas para representar el material.

REFERENCIAS:

- [1] D'Ayala, D., & Benzoni, G. (2012). Historic and traditional structures during the 2010 Chile earthquake: observations, codes, and conservation strategies. *Earthquake Spectra*, 28(S1), S425-S451.
- [2] Instituto Chileno de Normalización (2009). Norma Chilena Oficial NCh 433.Of1996 Modificada en 2009. Santiago, Chile.
- [3] Roca, P., Cervera, M., Gariup, G., & Pela, L. (2010). Structural analysis of masonry historical constructions. Classical and advances approaches. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 17(3), 299-325.
- [4] Rojas, M., & Imas, F. (15 de Marzo de 2013). Brugmann Restauradores. Recuperado el 3 de Enero de 2015
- [5] De la Cerda, E. (2014). *Sostiene Pereira*. Santiago: Dirección de bibliotecas, archivos y museos.
- [6] Egaña, M. J. (2013). *Las más de siete vidas del Palacio Pereira*. (54).
- [7] Booth, R. (2014). *La ruina pedagógica*. En *Palacio Pereira: Historia de una recuperación patrimonial*. Santiago: Dirección de bibliotecas, archivos y museos.
- [8] Herman, P. (2001). *Arqchile*. Recuperado el 15 de Enero de 2014, de http://www.arqchile.cl/palacio_pereira.htm
- [9] Contreras, S. *Informe estado estructural*. En *Palacio Pereira: Historia de una recuperación patrimonial*. Santiago: Dirección de bibliotecas, archivos y museos.
- [10] Instituto Chileno de Normalización INN (2001). *Construcción Ladrillos Cerámicos-Ensayos*, NCh167Of.2001. Santiago. Chile.
- [11] Kaushik, H.B., Rai, D.C., & Jain, S.K. (2007) Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression. *Journal of materials in Civil Engineering*, 19(9), 728-739.
- [12] Monk, C. (1967). *A historical survey and analysis of the compressive strength of brick masonry*. Report. No.12, Structural Clay Products Research Foundation. Geneva, IL.
- [13] ACI 530 (1999) ACI committee 530. *Building code requirements for masonry structure*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.