

UNIVERSIDAD DE CHILE FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

### ESTIMACIÓN DE CAPACIDAD Y DEMANDA DE MUROS, EN EDIFICIO DE VIVIENDA SOCIAL, DURANTE EL SISMO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010

### MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

FELIPE ANIBAL ANDRADE TRUJILLO

PROFESOR GUÍA: MARIA OFELIA MORONI YADLIN

MIEMBROS DE LA COMISIÓN: MAXIMILIANO ASTROZA INOSTROZA LUIS ERNESTO HERBACH ALVAREZ

> SANTIAGO DE CHILE AÑO 2014

#### RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL POR: FELIPE ANIBAL ANDRADE TRUJILLO FECHA: 30/05/2014 PROFESORA GUIA: MARIA OFELIA MORONI Y.

## ESTIMACION DE CAPACIDAD Y DEMANDA DE MUROS, EN EDIFICIO DE VIVIENDA SOCIAL, DURANTE EL SISMO DEL 27 DE FEBRERO DE 2010

El 27 de Febrero de 2010 la zona centro sur del país se vio afectada por un terremoto de magnitud 8.8 Mw, con epicentro en el mar frente a las costas de la VII Región. Entre los edificios que se encontraban instrumentados con acelerómetros para el evento sísmico, está un edificio de vivienda social de cuatro pisos, con muros de hormigón armado en el primer piso y muros de albañilería confinada en el resto, perteneciente al conjunto habitacional Comunidad Andalucía, ubicado en la comuna de Santiago Centro, Región Metropolitana.

Después del terremoto se observó en el edificio una fisura diagonal en uno de los muros de albañilería del segundo piso, y en la misma dirección que éste, se registró aceleraciones de más de 1 g en el último piso.

El objetivo de esta memoria es estimar la demanda sísmica sobre los muros de albañilería confinada durante el terremoto y compararla con su capacidad resistente nominal, para poder explicar dicha fisura.

Para lograrlo, se elaboró un modelo de elementos finitos del edificio, con comportamiento lineal y elástico, usando el software SAP2000, en el cual se ajustaron las propiedades mecánicas de los materiales (albañilería y hormigón armado), para reproducir la frecuencia del edificio, obtenida en la parte del movimiento fuerte de los registros del cuarto piso, durante el terremoto. Luego, se realizó un análisis en el tiempo aplicando los registros de campo libre y se ajustó el amortiguamiento, de modo de reproducir los desplazamientos laterales obtenidos en el último piso.

Los resultados de este trabajo permiten concluir que el muro de albañilería fisurado fue unos de los más solicitados durante el sismo, y que el edificio podría haber tenido mayores daños de los observados, dejando en evidencia que estas estructuras tienen una sobre resistencia importante, si se usan como límite las capacidades nominales.

Comparando las frecuencias predominantes obtenidas antes y después del terremoto se observa que éstas disminuyeron, alcanzando su valor mínimo durante el terremoto de 2010, lo que indica una evidente degradación de la rigidez del edificio, la cual se recuperó parcialmente, a pesar de no haberse intervenido el edificio. Además, antes del terremoto, existía una tendencia de disminución de las frecuencias al aumentar las aceleraciones del suelo, la cual se mantiene al revisar las réplicas del sismo principal.

A mis padres, a mi hermana y a Locky

### AGRADECIMIENTOS

Deseo agradecer a todas aquellas personas que de una u otra forma me ayudaron a terminar esta memoria:

A mi familia, porque a pesar de las distintas circunstancias, siempre han estado preocupándose y apoyándome todo este tiempo, y sin ellos no habría podido llegar hasta aquí.

A mis amigos de siempre y de la universidad, a quienes conocí y compartí a lo largo de estos años, gracias por todos los momentos de relajo y conversación más allá de la sala de clases, y por hacer este camino mucho más fácil.

A la profesora María Ofelia Moroni y al profesor Maximiliano Astroza, quienes me ayudaron para abordar de la mejor forma los problemas que se presentaron en el desarrollo de la memoria, por su apoyo y buena disposición ante mis consultas Agradezco también a Don Ernesto Herbach por sus consejos y desinteresada colaboración en el tema.

## Tabla de contenido

CAPÍT	ULO 1: Introducción1
1.1.	Introducción
1.2.	Objetivos2
1.3.	Organización del informe
CAPÍT	ULO 2: Antecedentes Generales 6
2.1.	Introducción6
2.2.	Comportamiento de edificios de albañilería para el terremoto de 2010.6
2.3.	Evaluación de las características dinámicas de un edificio aislado de
baja altı	ura y su par gemelo convencional para el terremoto de Japón de 20118
2.4.	Características del edificio en estudioç
2.4.	.1. Características de la estructura9
2.4.	.2. Instrumentación del edificio13
2.4.	.3. Propiedades dinámicas del edificio usando medición por
micro	ovibraciones12
2.5.	Análisis del registro del sismo del 27 de Febrero de 2010 15
2.5.	.1. Registros en suelo15
2.5.	.2. Registros en el cuarto piso17
2.5.	.3. Espectro de respuesta19
CAPÍT	ULO 3: Identificación de Propiedades Dinámicas del
Edificio.	21
3.1.	Introducción 21
3.2.	Base de datos22
3.3.	Análisis no paramétrico de estructuras23
3.4.	Análisis paramétrico de estructuras24
3.5.	Parámetros modales usando espectro de potencia (PSD)29

3.6.	Parámetros modales usando MOESP (Multivariable Output-Error State
Space)	
3.7.	Comentarios del capítulo35
CAPÍTI	<b>JLO 4: Modelo Computacional del Edificio36</b>
4.1.	Introducción
4.2.	Materiales
4.3.	Modelo de Pablo Aguilera (2002)39
4.4.	Consideraciones del modelo para representar la respuesta del sismo de
2010	
4.5.	Ajuste de propiedades mecánicas de los materiales43
4.6.	Respuesta en función del amortiguamiento modal44
4.7.	Corte basal
4.8.	Comentarios del capítulo48
CAPÍTI	<b>JLO 5: Capacidad y Demanda de Resistencia de Muros49</b>
<b>CAPÍT</b> 5.1.	J <b>LO 5: Capacidad y Demanda de Resistencia de Muros49</b> Introducción
<b>CAPÍT</b> 5.1. 5.2.	JLO 5: Capacidad y Demanda de Resistencia de Muros49 Introducción
<b>CAPÍT</b> 5.1. 5.2. 5.3.	<ul> <li>JLO 5: Capacidad y Demanda de Resistencia de Muros49</li> <li>Introducción</li></ul>
<b>CAPÍT</b> 5.1. 5.2. 5.3. 5.4.	JLO 5: Capacidad y Demanda de Resistencia de Muros49 Introducción
<b>CAPÍT</b> 5.1. 5.2. 5.3. 5.4. 5.4.	JLO 5: Capacidad y Demanda de Resistencia de Muros49Introducción
<b>CAPÍT</b> 5.1. 5.2. 5.3. 5.4. 5.4. 5.4.	JLO 5: Capacidad y Demanda de Resistencia de Muros49Introducción
CAPÍTU 5.1. 5.2. 5.3. 5.4. 5.4. 5.4. 5.4. 5.4.	JLO 5: Capacidad y Demanda de Resistencia de Muros49Introducción
CAPÍTU 5.1. 5.2. 5.3. 5.4. 5.4. 5.4. 5.4. 5.4. 5.5.	JLO 5: Capacidad y Demanda de Resistencia de Muros49Introducción
CAPÍTO 5.1. 5.2. 5.3. 5.4. 5.4. 5.4. 5.4. 5.4. 5.5. 5.6.	JLO 5: Capacidad y Demanda de Resistencia de Muros49Introducción
CAPÍTU 5.1. 5.2. 5.3. 5.4. 5.4. 5.4. 5.4. 5.4. 5.5. 5.6. CAPÍTU	JLO 5: Capacidad y Demanda de Resistencia de Muros49Introducción
CAPÍTU 5.1. 5.2. 5.3. 5.4. 5.4. 5.4. 5.4. 5.4. 5.5. 5.6. CAPÍTU Bibliog	JLO 5: Capacidad y Demanda de Resistencia de Muros49Introducción

## Índice de tablas

Tabla 2.1. Respuesta edificio de Japón9
Tabla 2.2. Alturas de cada piso y pesos sísmicos considerados
Tabla 2.3. Frecuencias naturales a partir de microvibraciones
Tabla 2.4. Valores máximos de velocidad, aceleración y desplazamiento para los
tres componentes del registro obtenido en la fundación15
Tabla 3.1. Base de datos de registros utilizados22
Tabla 3.2. Frecuencias fundamentales del edificio no aislado usando PSD29
Tabla 3.3. Tiempo en que IA alcanza el 5% y el 95% del total
Tabla 3.4. Propiedades modales identificadas usando MOESP: Terremoto del 27 de
Febrero de 2010 en el edificio no aislado de la Comunidad Andalucía34
Tabla 4.1. Propiedades mecánicas experimentales de ladrillo hecho a mano38
Tabla 4.2. Módulos de Elasticidad elegidos por Aguilera
Tabla 4.3. Frecuencias resultantes del modelo en SAP200042
Tabla 4.4. Periodos de modelo calibrado para microvibraciones
Tabla 4.5. Periodos resultantes del modelo en SAP2000 calibrado para el sismo del
201043
Tabla 4.6. Respuesta en el cuarto piso del edificio según amortiguamiento modal.
Tabla 4.7. Frecuencias de la componente EO obtenidas del registro del 4º nivel del
modelo computacional45
Tabla 4.8. Razón entre corte basal real y corte basal de diseño48
Tabla 5.1. Dimensiones de los muros de albañilería50
Tabla 5.2. Corte <i>Qs</i> en los muros en Tonf51
Tabla 5.3. Fuerza axial <i>Ns</i> en los muros en Tonf52
Tabla 5.4. Momentos <i>Ms</i> en los muros en Tonf-m53
Tabla 5.5. Capacidad y demanda de muros debido a cargas permanentes y
sobrecargas de uso54
Tabla 5.6. Tensión máxima sugerida debido al esfuerzo axial permanente55

Tabla 5.7. Capacidad resistente a flexo-compresión de muros del segundo piso	• 57
Tabla 5.8. Capacidad resistente al corte de muros	.60
Tabla 5.9. Muros ensayados con ladrillos hechos a máquina	63
Tabla 5.10. Muros ensayados con ladrillos hechos a mano	63
Tabla 5.11. Área e Inercia equivalente de los muros	66
Tabla 5.12. Rigidez lateral equivalente y teórica de los muros	68

## Índice de figuras

Figura 1.1. Fisura en el muro de albañilería del edificio no aislado
Figura 2.1. Daños observados para el terremoto de 2010
Figura 2.2. Edificios en estudio8
Figura 2.3. Vista aérea de la Comunidad Andalucía10
Figura 2.4. Planta tipo del edificio en estudio11
Figura 2.5. Elevaciones del edificio en estudio12
Figura 2.6. Registros de aceleración en la fundación del edificio aislado16
Figura 2.7. Registros de velocidad en la fundación del edificio aislado16
Figura 2.8. Registros de desplazamiento en la fundación del edificio aislado17
Figura 2.9. Registros de aceleración en el cuarto piso del edificio18
Figura 2.10. Registros de velocidad en el cuarto piso del edificio18
Figura 2.11. Registros de desplazamiento en el cuarto piso del edificio 19
Figura 2.12. Espectros de respuesta elástica de aceleración del suelo20
Figura 3.1. Relación entre frecuencia fundamental y aceleración máxima de la
fundación en la dirección longitudinal en el edificio no aislado30
Figura 3.2. Relación entre frecuencia fundamental y aceleración máxima de la
fundación en la dirección transversal en el edificio no aislado
Figura 3.3. Espectro de Fourier del registro completo del 27/F para la dirección
transversal en el edificio no aislado31
Figura 3.4. Intensidad de Arias de las componentes del registro del 27/02/10 en
campo libre32
Figura 3.5. Espectro de Potencia para distintos intervalos del registro en la
dirección transversal33
Figura 4.1. Elemento finito que representa los muros de la albañilería40
Figura 4.2. Modelo Edificio Comunidad Andalucía convencional en SAP2000 41
Figura 4.3. Desplazamiento en el 4º piso en la dirección EO para $\beta = 5\%$ 45
Figura 4.4. Corte basal del edificio en el tiempo47
Figura 5.1. Muros de albañilería en el 2º piso del edificio no aislado

Figura 5.2. Diagrama de interacción de los muros ubicados en el eje X	58
Figura 5.3. Diagrama de interacción de los muros ubicados en el eje Y	58
Figura 5.4. Valores de corte y desplazamiento en los muro X1 y X2	.60
Figura 5.5. Valores de corte y desplazamiento en los muros X3, X4 y X5	61
Figura 5.6. Valores de corte y de desplazamiento en el muro Y1	61
Figura 5.7. Valores de corte y de desplazamiento en el muro Y2	62
Figura 5.8. Valores de corte y de desplazamiento en el muro Y3	62
Figura 5.9. Ensayos muros confinados con ladrillo hecho a mano (Herrera)	64
Figura 5.10. Ensayos muros confinados con ladrillo hecho a máquina (Herrera)	65
Figura 5.11. Gráficos corte v/s desplazamiento para los muros del segundo piso	
orientados en la dirección X-X	67
Figura 5.12. Gráficos corte v/s desplazamiento para los muros del segundo piso	
orientados en la dirección Y-Y	.68

## CAPÍTULO 1: Introducción

### 1.1. Introducción

Los edificios de albañilería confinada representan el inventario más abundante de viviendas en Chile, y por lo tanto, es el tipo de construcción más expuesto a los efectos de los terremotos. Normalmente, estos edificios se han estructurado con muros distribuidos en ambas direcciones de planta, formando una estructura regular con uno o dos ejes de simetría.

Un proyecto conjunto que desarrolló el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, y el Ministerio de Vivienda y Urbanismo, tuvo como resultado la construcción de un edificio montado sobre aisladores el año 1992. En esta estructura se ha realizado un gran número de estudios y pruebas, cuyo fin es entender el comportamiento de elementos de aislación estructural.

El conjunto habitacional Comunidad Andalucía está formado por un edificio aislado sísmicamente y otros edificios similares, pero con fundaciones convencionales. Tanto el edificio aislado como uno de los gemelos sin aislación basal se encuentran instrumentados con acelerómetros digitales, con los que se puede registrar y comparar sus respuestas ante sismos de diversa magnitud. Ambos edificios tienen cuatro pisos, muros de hormigón armado en el primer piso, y muros de albañilería confinada en el resto.

Para el diseño sísmico de los edificios se utilizó la norma NCh433.Of72; y las recomendaciones de la "Ordenanza General de Urbanismo y Construcción" para el diseño de los muros de albañilería confinada.

En memorias anteriores se ha analizado la respuesta sísmica del edificio aislado, en las cuales se han desarrollado modelos computacionales de dicho edificio que han sido calibrados con las respuestas reales obtenidas en sismos de mediana intensidad, modificando los parámetros del sistema de aislación y las propiedades mecánicas de los materiales, para después simular el comportamiento ante la acción de sismos de mayor intensidad [1], [2] y [3]. Para todos ellos se observan reducciones en las aceleraciones máximas horizontales en comparación al edificio convencional, debido al uso de aisladores.

Rojas [1] desarrolló un modelo analítico lineal de la estructura aislada para reproducir la respuesta vertical ante un evento sísmico. Para ello la modelación se realizó mediante la aplicación de elementos finitos, usando el programa de análisis estructural SAP90. Los muros y losas fueron modelados con elementos tipo *shell*, y los pilares, vigas y cadenas de hormigón con elementos tipo *frame* o barras. Para la modelación de los aisladores se utilizaron resortes.

Años después, Riveros [2] desarrolló un modelo analítico de la estructura aislada para reproducir la respuesta horizontal ante un evento sísmico, y estimar su comportamiento para un sismo mayor, tratándola como dos subsistemas: la superestructura, con comportamiento elástico, y los aisladores; ambos modelados y procesados en conjunto mediante el programa 3D-BASIS-TABS. La modelación de la superestructura se basó en una distribución tridimensional de marcos planos equivalentes con definición de miembro por miembro de todos sus componentes, diafragmas rígidos a nivel de cada piso y masas concentradas a nivel de losa. Para la modelación de los aisladores se usaron dos métodos: uno lineal equivalente y otro bilineal.

El modelo más reciente de la estructura aislada fue realizado por Aguilera [3], para estudiar analíticamente la amplificación que puede ocurrir en el edificio ante aceleraciones verticales mayores a las registradas. Utilizando el programa SAP2000, modeló el edificio con elementos finitos: los paños de albañilería, muros y losas de hormigón armado fueron modelados con elementos tipo *shell*, y los pilares y cadenas de los muros de albañilería como *frames*.

Después del sismo del 27 de Febrero de 2010 (8.8 Mw.) se verificó nuevamente una reducción muy significativa en las aceleraciones del edificio aislado respecto al convencional. Al mismo tiempo se observó una fisura diagonal en un muro de albañilería del segundo piso de la estructura no aislada (Ver Figura 1.1), y el acelerómetro en dirección longitudinal ubicado en el cuarto piso de esa estructura registró una aceleración de más de 1 [g], lo cual indica que las amplificaciones sísmicas en ese edificio fueron muy importantes, si se considera que la aceleración máxima registrada en la misma dirección a nivel basal fue de 0,31 [g].



Figura 1.1. Fisura en el muro de albañilería del edificio no aislado.

Debido a que se observó una fisura pequeña, y ésta fue en sólo unos de los muros del edificio no aislado, se puede asumir que la estructura sufrió deformaciones muy cercanas al límite elástico del comportamiento del edificio.

Actualmente se cuenta en Chile con un conjunto de disposiciones y limitaciones para el diseño y construcción de edificios de albañilería confinada en la norma NCh2123.Of97 (revisada el 2003). Además, la última versión de la norma NCh433.Of96 modificada el 2009, junto con el decreto N°61, aprobado después del terremoto de 2010, conforman la actual norma sísmica chilena para edificios.

### 1.2. Objetivos

El objetivo de esta memoria es estimar la demanda sísmica sobre los muros de albañilería confinada en el edificio convencional de la Comunidad Andalucía, durante el sismo del 27 de Febrero de 2010, y compararla con la capacidad resistente de dichos muros, para poder explicar la fisura observada.

Con dicho fin, se usan los registros de aceleración en el cuarto piso, para obtener las propiedades dinámicas del edificio y su variación para distintos niveles de excitación basal, desde microvibraciones hasta registros ocurridos después del terremoto de 2010.

Luego, se calibra un modelo computacional que represente al edificio, ajustando las propiedades mecánicas de los materiales (albañilería y hormigón armado), para lograr reproducir las características de los registros obtenidos de los acelerómetros instalados en él (frecuencias predominantes, aceleraciones máximas).

Finalmente se obtienen los esfuerzos en los muros de la estructura realizando un análisis tiempo-historia lineal, usando como dato de entrada el registro de aceleración del suelo para el terremoto de 2010 y se comparan con las capacidades nominales y experimentales de dichos muros.

### 1.3. Organización del informe

El trabajo se desarrolla en los siguientes capítulos:

Capítulo 1: Introducción

Se presenta el tema estableciendo los objetivos y alcance de la memoria.

Capítulo 2: Antecedentes generales

Se presenta las características del edificio en estudio, documentación relevante que sirve de apoyo para contextualizar el trabajo, así como también un estudio de los registros en el edificio y a nivel basal durante el sismo de 2010.

### Capítulo 3: Identificación de propiedades dinámicas del edificio

Se prepara una base de datos que incluye la fecha, ubicación, magnitud y aceleraciones máximas de los principales sismos que se han registrado hasta la fecha en el edificio. Se identifican propiedades dinámicas tales como: periodos naturales y razones de amortiguamiento, usando diversas técnicas aplicadas a los registros de aceleración.

### Capítulo 4: Modelo Analítico del Edificio

Se propone un modelo analítico lineal del edificio convencional usando el programa SAP2000 y se correlaciona con las respuestas reales para el sismo de 2010 obtenidas en el Capítulo 3.

### Capítulo 5: Capacidad y Demanda de Muros

Se obtienen los esfuerzos sobre los muros haciendo un análisis tiempo-historia lineal, utilizando el registro del suelo bajo la estructura para el terremoto del 2010. Estos esfuerzos se comparan con la capacidad nominal y experimental de los muros.

### Capítulo 6: Conclusiones

Se presentan las principales conclusiones y comentarios obtenidos en este trabajo.

### **CAPÍTULO 2: Antecedentes Generales**

### 2.1. Introducción

En este capítulo se recopilan antecedentes acerca de los comportamientos de edificios construidos con albañilería durante el terremoto de 2010 en Chile, como además experiencia en otros países de edificios gemelos instrumentados, siendo uno aislado y el otro no aislado sísmicamente.

Se presentan también las características del edificio no aislado de la Comunidad Andalucía, la ubicación de los acelerómetros, y los desplazamientos y aceleraciones obtenidas de los registros para el terremoto de 2010 en el suelo y en el cuarto piso. Esta información será útil para la modelación del edificio y su posterior calibración.

# 2.2. Comportamiento de edificios de albañilería para el terremoto de 2010

Aproximadamente dos tercios de la población en Chile vive en edificios de albañilería. Las principales características de estos edificios es que son regulares, simétricos, rígidos, de baja altura y estructurados con muros resistentes. Aprovechando las lecciones aprendidas de terremotos anteriores (desde el terremoto de Chillan en 1939 hasta el de 1985 en San Antonio), los códigos de albañilería se han mejorado, creándose los códigos de diseño para albañilería confinada (NCh2123.Of97 y modificado el 2003) y para albañilería armada (NCh1928.Of93 y modificado el 2003). Ambos códigos están basados en el método de diseño por tensión admisible (ASD).

Durante el terremoto del 27 de Febrero de 2010, se observaron daños severos en algunos edificios de albañilería, alcanzando en algunos casos el colapso [4]. En la Figura 2.1 se muestran algunos de los daños.

Basado en los mecanismos de falla observados, se concluyó que el comportamiento más probable de los edificios colapsados fue lineal elástico con modo de falla frágil. Como consecuencia de este comportamiento, dos edificios idénticos pueden tener muy diferentes niveles de daño debido a diferencias en sus condiciones: por ejemplo, Alcaino y Valdebenito [4] mostraron que condiciones de suelo especiales y muy locales son determinantes en el nivel de daño desarrollado por sistemas frágiles.



Figura 2.1. Daños observados para el terremoto de 2010.

### 2.3. Evaluación de las características dinámicas de un edificio aislado de baja altura y su par gemelo convencional para el terremoto de Japón de 2011

Dos edificios experimentales de hormigón armado de tres pisos fueron construidos en 1980 en Japón, los cuales pertenecen a la Universidad de Tohoku (Figura 2.2). Uno de ellos está aislado (lado izquierdo de la imagen) y el otro sin aislar. La superestructura para ambas edificios es la misma. El edificio sin aislación basal tiene una losa de fundación, y el otro posee aisladores de goma de alto amortiguamiento. [5]



Figura 2.2. Edificios en estudio.

Ambos edificios están instrumentados con acelerómetros con el objetivo de medir y comparar las respuestas de ambas estructuras, y estimar las propiedades dinámicas de éstas.

Para el gran terremoto ocurrido en el este de Japón el 11 de Marzo de 2011 (9.0 Mw.) se pudo observar que las máximas aceleraciones en el último piso fueron mayores en el edificio no aislado, y el efecto de la aislación fue verificada al no existir amplificación de las aceleraciones basales. Ver Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Respuesta edificio de Japón.

Dirección	3° Piso Edificio Aislado	3° Piso Edificio no Aislado	Campo Libre
X [cm/s <sup>2</sup> ]	344	702	301
Y [cm/s <sup>2</sup> ]	244	824	241

Comparando las mediciones de vibraciones ambientales antes del terremoto (2006) y después del terremoto (2011) se observa que la frecuencia predominante en ambos edificios ha disminuido (de 2.64 Hz a 1.61 Hz en el edificio no aislado para la dirección NS y de 1.71 Hz a 0.68 Hz en el edificio aislado para la misma dirección). En el caso del edificio no aislado esta reducción pudo ser debido al deterioro de la estructura durante el gran terremoto; y en el caso del edificio aislado por la degradación de la rigidez inicial de los aisladores. Además, la frecuencia predominante también decrece con la magnitud del terremoto, obteniéndose las menores frecuencias para el gran terremoto del este de Japón.

### 2.4. Características del edificio en estudio

### 2.4.1. Características de la estructura

El edificio en estudio forma parte del conjunto habitacional Comunidad Andalucía, ubicado en las calles Pedro Lagos, Lord Cochrane y Roberto Espinoza, en el sector sur de la Comuna de Santiago. El proyecto y las obras del conjunto se iniciaron el 1990 y finalizaron el año 1992.

El edificio posee cuatro pisos y se ubica en la entrada del conjunto, por la calle Pedro Lagos. En la Figura 2.3 se muestra la ubicación del edificio aislado y el gemelo sin aislación, destacado en verde y rojo respectivamente.



Figura 2.3. Vista aérea de la Comunidad Andalucía.

El cálculo estructural del edificio fue realizado por el Ingeniero Civil de la Universidad de Chile, Ernesto Herbach.

El edificio posee cuatro departamentos dúplex; a dos de ellos se accede por el primer piso y a los otros dos por el tercer piso a través de una escalera común. Las dimensiones en planta corresponden a 10 [m] longitudinales y 6 [m] transversales. Está estructurado con muros de hormigón armado en el primer piso y muros de albañilería confinada en los restantes.

Tiene losas de hormigón armado de 10 [cm] de espesor en todos los pisos, excepto el primero, que lleva un radier sobre el terreno. Las losas ubicadas en el primer y tercer piso tienen una abertura de 3.36 [m<sup>2</sup>] que permite el acceso a los pisos superiores. La estructura de techumbre es liviana y está formada por tijerales de madera, con cubierta de planchas de acero galvanizado, que se encuentra apoyada en las cadenas de hormigón armado en el cielo del piso superior.

En la Figura 2.4 y Figura 2.5 se presentan la planta tipo y las elevaciones del edificio en estudio respectivamente.



Figura 2.4. Planta tipo del edificio en estudio.



a) Eje A

b) Eje C



c) Eje 1

d) Eje 3

Figura 2.5. Elevaciones del edificio en estudio.

En la Tabla 2.2 se presenta un resumen con las alturas de cada piso y los pesos sísmicos consideradas de acuerdo a la cubicación realizada por Morales [6], considerando el peso propio más el 25% de la sobrecarga para el cálculo de los pesos sísmicos.

Nº Piso	Peso sísmico [Tonf]	Altura Piso [m]	
1	39.3	2.3	
2	37.1	2.4	
3	37.1	2.4	
4	11.0	2.3	

Tabla 2.2. Alturas de cada piso y pesos sísmicos considerados.

### 2.4.2. Instrumentación del edificio

El edificio se encuentra instrumentado con acelerómetros digitales tipo Solid State Accelerograph (SSA-2). Este acelerómetro registra aceleraciones en tres direcciones ortogonales, información que queda grabada en un disco magnético, de modo que para acceder a ella se necesita un computador portátil.

El SSA-2 siempre está registrando, y sólo cuando alguno de los sensores detecta movimientos que exceden un umbral preestablecido, entonces los datos son guardados en la memoria. La capacidad de registro es de aceleraciones de hasta 1[g], su frecuencia natural es de 50 [Hz], y el amortiguamiento del orden del 70% crítico.

En el edificio en estudio existe un acelerómetro a nivel del techo, en el muro transversal que separa dos departamentos del edificio, y uno a nivel de fundaciones del edificio aislado, que se considera como información de campo libre. Todos los equipos se encuentran conectados entre sí, así que en el momento que alguno de los instrumentos supera el nivel de disparo en cualquiera de sus tres canales, todos los equipos comienzan a guardar la información registrada a una frecuencia de 200 muestras por segundo.

# 2.4.3. Propiedades dinámicas del edificio usando medición por microvibraciones

De las mediciones de microvibraciones realizadas en 1997 por C. Rojas en el edificio convencional [1], se obtuvo las propiedades dinámicas indicadas en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3. Frecuencias naturales a partir de microvibraciones.

Modos	Frecuencias [Hz]	Periodos [s]
N-S	7.40	0.135
E-O	9.00	0.111
Torsional	11.95	0.084

Que la frecuencia modal traslacional en dirección E-O resulte mayor que aquella para la dirección N-S, significa que el sistema estructural es más rígido en esa dirección, pues en esa dirección existen tres muros transversales, lo que representa una densidad de muros de  $d_{muro} = 4,3\%$ , en cambio en la dirección longitudinal es algo menor,  $d_{muro} = 3,5\%$ . Según la relación entre el nivel de daño y la densidad de muros de edificios de albañilería confinada, construidos con ladrillos cerámicos [7], el nivel de daño debiera ser leve en ambas direcciones.

### 2.5. Análisis del registro del sismo del 27 de Febrero de 2010

El terremoto del 27 de febrero de 2010, conocido como terremoto del Maule, de magnitud Mw. 8.8, es uno de los 10 terremotos de mayor magnitud registrados a la fecha en el mundo, su hipocentro se situó a 35.909° latitud Sur, 72.733° longitud Oeste y 35 km de profundidad. La intensidad del terremoto fue VIII en escala de Mercalli en la zona de Santiago [8], y específicamente en la comuna y sector donde se ubica el edificio la Intensidad MSK fue igual a 7 [9].

### 2.5.1. Registros en suelo

Los registros obtenidos en el acelerómetro situado en la fundación del edificio con aislación han permitido analizar el movimiento del suelo.

En la Tabla 2.4 se muestran los valores máximos de la aceleración, velocidad y desplazamiento en las tres componentes registradas, obtenidas desde el Informe Renadic de Octubre de 2010 [10].

Tabla 2.4. Valores máximos de velocidad, aceleración y desplazamiento para lostres componentes del registro obtenido en la fundación.

Sismo	Componente	Acel [cm/s <sup>2</sup> ]	Vel [cm/s]	Desp [cm]
27-02-2010	NS	302.18	25.64	4.14
03:34:14	EO	210.57	21.93	4.81
Mw 8.8	V	172.40	14.43	5.72

En las Figura 2.6, a Figura 2.8 se presentan los registros aceleración, velocidad y desplazamiento en la fundación del edificio aislado.



Figura 2.6. Registros de aceleración en la fundación del edificio aislado.



Figura 2.7. Registros de velocidad en la fundación del edificio aislado.



Figura 2.8. Registros de desplazamiento en la fundación del edificio aislado.

#### 2.5.2. Registros en el cuarto piso

El registro de aceleración del cuarto piso fue procesado automáticamente utilizando el programa computacional Matlab. Este consiste en la corrección de la línea base de los registros y el filtrado de frecuencias bajas y altas con un filtro pasa banda de 0.15-0.25 a 23.0-25.0 Hz, para luego realizar las integraciones, y así obtener la velocidad y desplazamiento.

En las Figura 2.9 a Figura 2.11 se presentan los registros de aceleración, velocidad y desplazamiento del cuarto piso. Debido a que el acelerógrafo en la dirección longitudinal se saturó, no es posible obtener los registros de velocidad y desplazamientos en dicha dirección.

Como se muestra en la Figura 2.11, el desplazamiento máximo observado en la componente EO es de al menos 5 [cm], considerando que el filtrado utilizado en el registro de aceleración puede haber eliminado parte del desplazamiento real.



Figura 2.9. Registros de aceleración en el cuarto piso del edificio.



Figura 2.10. Registros de velocidad en el cuarto piso del edificio.



Figura 2.11. Registros de desplazamiento en el cuarto piso del edificio.

### 2.5.3. Espectro de respuesta

En la Figura 2.12 se muestran los espectros de respuesta elástica para un amortiguamiento del 5% de las componentes NS y EO de campo libre, junto con el espectro de diseño elástico para zona sísmica 2 y tipo de suelo C de la norma NCh433 [11].

Se puede apreciar que el espectro de respuesta elástica para la componente EO queda debajo de la curva del espectro de diseño elástico para periodos menores a 0.18 [s], y que el espectro de respuesta elástica para la componente NS tiene aceleraciones mayores al espectro de diseño elástico para periodos sobre 0.2 [g]. Por lo tanto, para los periodos predominantes del edificio obtenido de microvibraciones, que se muestran en la Tabla 2.3 y que se indican en la figura por dos líneas verticales, la aceleración máxima de los espectros de respuesta elástica en ambas direcciones queda bajo la aceleración elástica de diseño.



Figura 2.12. Espectros de respuesta elástica de aceleración del suelo.

Para determinar las fuerzas sísmicas de diseño en la norma NCH433 se emplea el coeficiente de reducción R, que presupone incursiones inelásticas durante sismos severos y que las demandas de ductilidad de estos sismos no superen los límites tolerables para las edificaciones. En la norma NCh 433 se propone que para lograr un comportamiento adecuado en estructuras de albañilería confinada, la resistencia necesaria se puede obtener usando la demanda elástica de los sismos severos con un factor de reducción igual a 4.

Por la magnitud de los espectros de respuesta elástica del suelo y por las disposiciones de diseño se esperaría que los muros hubieran incursionado en el rango inelástico para el terremoto de 2010, sin embargo, por lo observado luego del sismo, esta incursión debió ser muy menor, porque sólo en uno de los muros se formó una fisura.

# CAPÍTULO 3: Identificación de Propiedades Dinámicas del Edificio

### 3.1. Introducción

Desde 1992, año de construcción del conjunto habitacional Comunidad Andalucía, se han podido registrar diversos eventos sísmicos de distinta magnitud, gracias a la instrumentación instalada en éstos. Dichos registros aportan información acerca del comportamiento del edificio de acuerdo al nivel de excitación basal.

En este capítulo se usan los registros con mayores aceleraciones máximas en el cuarto piso del edificio no aislado para encontrar las propiedades dinámicas de la estructura, realizando un análisis no paramétrico en el dominio de la frecuencia, y un análisis paramétrico mediante la técnica de identificación de sistemas MOESP. Además se relacionan las aceleraciones registrada en el suelo con los periodos calculados en el edificio para cada evento sísmico, analizando su variación antes y después del terremoto de 2010.

Los periodos en el edificio calculados para el terremoto de 2010 serán útiles para calibrar un modelo computacional para dicho evento.

### 3.2. Base de datos

Se seleccionaron los eventos registrados más importantes (valores de aceleración máxima en el cuarto piso del edificio mayor a 50 cm/s<sup>2</sup>), los que son detallados en la Tabla 3.1. Cabe agregar que solamente el sismo del 27 de Febrero de 2010 ha producido daños en la estructura.

Evento	Magnitud	Latitud Epicentro	Longitud Epicentro	Aceleración Max. Registrada en Suelo [cm/s <sup>2</sup> ]	Aceleración Max. Registrada en el edificio [cm/s <sup>2</sup> ]
24 de Marzo de 1997	5.5	33° 27' 43'' S	70° 47' 02'' W	53.28	231.7
19 de Junio de 1997	5.1	33° 09' 24'' S	70° 18' 06'' W	16.55	63.08
14 de Octubre de 1997	6.8	33° 44' 30'' S	71° 19' 07'' W	19.3	99.63
29 de Julio de 1998	6.2	32° 10' 48'' S	71° 12' 18'' W	18.50	106.82
01 de Agosto de 1999	5.1	33° 07' 48'' S	70° 21' 30'' W	34.75	233.26
16 de Junio de 2000	6.4	33° 53' 42'' S	70° 13' 12'' W	32.95	205.31
05 de Abril de 2001	4.9	34° 21' 50'' S	70° 29' 27'' W	15.13	105.35
16 de Junio de 2003	5.2	33° 56' 06'' S	71° 06' 39'' W	11.19	59.16
30 de Abril de 2004	5.4	33° 30' 57'' S	70° 33' 57'' W	10.63	78.92
27 de Febrero de 2010	8.8	36° 12' 28'' S	72° 57' 46'' W	302.18	1090.22
11 de Marzo de 2010 (1)	6.3	34° 18' 03'' S	72° 07' 47'' W	33.01	226.05
11 de Marzo de 2010 (2)	6.4	34° 27' 03'' S	72 <sup>°</sup> 12' 21'' W	28.91	144.15
02 de Mayo de 2010	5.8	34° 17' 49'' S	72 <sup>°</sup> 04' 19'' W	12.50	96.41
11 de Enero de 2012	5.2	28° 01' 33'' S	71° 02' 52'' W	23.04	81.14
17 de Abril de 2012	6.3	32° 41' 27'' S	71° 48' 53'' W	30.97	126.12

Tabla 3.1. Base de datos de registros utilizados.

### 3.3. Análisis no paramétrico de estructuras

El método se basa en transformar la señal de salida de los sensores al espacio de la frecuencia y así trabajar con las frecuencias predominantes que aparecen.

La identificación de las propiedades dinámicas se realiza calculando los espectros de densidad de potencia o PSD (Power Spectrum Density) para el registro ubicado en el cuarto piso del edificio. El PSD es el promedio normalizado del valor absoluto al cuadrado de la Transformada Rápida de Fourier o FFT (Fast Fourier Transform) de un registro o un tramo de un registro.

$$PSD(w) = \left| FTT(a(t)) \right|^2$$
(3.1)

Las frecuencias modales se determinan identificando los "peaks" en el PSD de los registros.

Las formas modales se identifican para las frecuencias modales encontradas a partir de la función de transferencia entre los sensores, para la cual se calcula la amplitud y la fase. Se normaliza con respecto a unos de los canales de referencia y se determina el ángulo de fase del canal de referencia con respecto al resto de los canales para determinar el signo.

El amortiguamiento modal se calcula utilizando el método de ancho de banda. En el método de ancho de banda se identifican las frecuencias  $f_1$  y  $f_2$ , asociadas a la mitad de la amplitud en el PSD, para una frecuencia predominante. Luego se calcula el parámetro A que finalmente sirve para calcular el amortiguamiento modal viscoso equivalente ( $\psi$ )[12].

$$A = \frac{f_2^2 - f_1^2}{f_2^2 + f_1^2} \qquad \psi = 0.5 A (1 - 0.375 A^2)$$
(3.2)

### 3.4. Análisis paramétrico de estructuras

Para identificar las propiedades dinámicas de la estructura se usa el método de identificación de sistemas MOESP (Multivariable Output-Error State Space), desarrollado por Yoshimoto [13]. Este es un algoritmo estable que entrega periodos y amortiguamientos usando técnicas de identificación de sistemas basadas en subespacios. A través de estas técnicas se puede obtener un modelo espacio estado usando los datos de entrada y salida (los registros de aceleración del suelo y del cuarto piso del edificio respectivamente), con los que se forman matrices de Hankel. Este procedimiento fue programado en Matlab y el código se puede ver en Anexos.

Los modelos matemáticos a obtener mediante técnicas de identificación de sistemas basadas en subespacios tienen para el caso determinístico la siguiente forma:

$$\{z_{k+1}\} = [A]\{z_k\} + [B]\{u_k\}$$
(3.3)

$$\{y_k\} = [C]\{z_k\} + [D]\{u_k\}$$
(3.4)

Donde los vectores  $\{z_k\} \in \mathbb{R}^n, \{y_k\} \in \mathbb{R}^l, \{u_k\} \in \mathbb{R}^m$  contienen los valores de las *n* estados de procesos, *l* salidas y *m* entradas, respectivamente, en el instante de tiempo *k*. En este caso *n* representa el orden del sistema, que como se verá después está relacionado con las frecuencias modales encontradas; *l* y *m* es igual a 2, ya que representa los acelerogramas en dirección transversal y longitudinal en el 4° piso del edificio y en la fundación respectivamente.

El vector  $\{z_k\}$  representa el vector de estado,  $\{y_k\}$  es el vector de observación (salidas), donde están todos los datos capturados por los acelerómetros ubicados en el 4° piso en un instante de tiempo k, y  $\{u_k\}$  es el vector de entrada, donde están todos los datos capturados por los acelerómetros ubicados en campo libre en un instante de tiempo k.

La matriz  $[A] \in \mathbb{R}^{n \times n}$  es la matriz de estado discreta,  $[B] \in \mathbb{R}^{n \times m}$ es la matriz de entrada,  $[C] \in \mathbb{R}^{l \times n}$ es la matriz de salida y  $[D] \in \mathbb{R}^{l \times m}$ es la matriz de alimentación directa. Estas matrices se forman a partir de las mediciones de entrada  $\{u_k\}$  y salida  $\{y_k\}$  usando factorización QR<sup>1</sup> y descomposición en valores singulares (SVD).

Considerando un estado inicial  $\{z_0\}$  se tiene lo siguiente:

$$\{z_1\} = [A]\{z_0\} + [B]\{u_0\}$$
$$\{z_2\} = [A]\{z_1\} + [B]\{u_1\} = [A]^2\{z_0\} + [A][B]\{u_0\} + [B]\{u_1\}$$
$$\{z_3\} = [A]\{z_2\} + [B]\{u_2\} = [A]^3\{z_0\} + [A]^2[B]\{u_0\} + [A][B]\{u_1\} + [B]\{u_2\}$$

÷

$$\{z_k\} = [A]^k \{z_0\} + \sum_{i=0}^{k-1} [A]^{k-i-1} [B] \{u_i\}$$
(3.5)

Análogamente para  $\{y_k\}$  se tiene:

$$\{y_k\} = [C][A]^k \{z_0\} + [C] \left[ \sum_{i=0}^{k-1} [A]^{k-i-1} [B] \{u_i\} \right] + [D]\{u_k\}$$
(3.6)

Así se puede establecer la siguiente relación:

$$\begin{cases} \{y_0\} \\ \{y_1\} \\ \vdots \\ \{y_{s-1}\} \end{cases} = \begin{bmatrix} [C] \\ [C][A] \\ \vdots \\ [C][A]^{s-1} \end{bmatrix} \{z_0\} + \begin{bmatrix} [D] & 0 & \dots & 0 & 0 \\ [C][B] & [D] & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ [C][A]^{s-2}[B] & [C][A]^{s-1}[B] & \dots & [C][B] & [D] \end{bmatrix} \begin{cases} \{u_0\} \\ \{u_1\} \\ \vdots \\ \{u_{s-1}\} \end{cases}$$

Como el sistema es invariante en el tiempo, se puede reescribir lo anterior para un intervalo de tiempo:

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> La transformación QR permite descomponer cualquier matriz cuadrada real en una matriz Q de vectores unitarios ortogonales y una matriz R que es diagonal superior.

$$\begin{cases} \{y_k\} \\ \{y_{k+1}\} \\ \vdots \\ \{y_{k+s-1}\} \end{cases} = [\mathcal{O}_s]\{z_k\} + [\mathcal{T}_s] \begin{cases} \{u_k\} \\ \{u_{k+1}\} \\ \vdots \\ \{u_{k+s-1}\} \end{cases}$$
(3.7)

Donde  $[\mathcal{O}_s]_{ls \ x \ n}$  es la matriz de observabilidad extendida de orden s y  $[\mathcal{T}_s]_{ls \ x \ ms}$  es una matriz de Toeplitz<sup>2</sup>.

Luego utilizando matrices de Hankel, el sistema puede ser representado de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} \{y_0\} & \{y_1\} & \dots & \{y_{N-1}\} \\ \{y_1\} & \{y_2\} & \dots & \{y_N\} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \{y_{s-1}\} & \{y_s\} & \dots & \{y_{N+s-2}\} \end{bmatrix} = [\mathcal{O}_s][Z_{0,N}] + [\mathcal{T}_s] \begin{bmatrix} \{u_0\} & \{u_1\} & \dots & \{u_{N-1}\} \\ \{u_1\} & \{u_2\} & \dots & \{u_N\} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \{u_{s-1}\} & \{u_s\} & \dots & \{u_{N+s-2}\} \end{bmatrix}$$

Donde:  $[Z_{i,N}] = [\{u_i\} \ \{u_{i+1}\} \ \dots \ \{u_{i+N-1}\}]$ 

El valor de *s* está relacionado con el número de filas de la matriz de Hankel y puede tomar cualquier valor entre 1 y *N*, donde *N* es el número máximo de elementos que tiene el registro, o en otras palabras, el instante de tiempo último del registro donde k = N - 1.

Con la notación de matriz de Hankel, se puede escribir la ecuación de datos de la siguiente manera:

$$[Y_{0,s,N}] = [\mathcal{O}_s][Z_{0,N}] + [\mathcal{T}_s][U_{0,s,N}]$$
(3.8)

Ahora se puede construir una matriz [H] que contiene a las matrices  $[Y_{0,s,N}]$  y  $[U_{0,s,N}]$ . Y usando la transformación LQ<sup>3</sup> se obtiene la siguiente descomposición de la matriz [H]:

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> La Matriz de Toeplitz es una matriz en que todas las diagonales son descendientes de izquierda a derecha.
$$[H] = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} U_{0,s,N} \end{bmatrix}_{ms \ x \ N} \\ \begin{bmatrix} Y_{0,s,N} \end{bmatrix}_{ls \ x \ N} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} L_{11} \end{bmatrix}_{ms \ x \ ms} & \begin{bmatrix} 0 \end{bmatrix}_{ms \ x \ ls} \\ \begin{bmatrix} L_{21} \end{bmatrix}_{ls \ x \ ms} & \begin{bmatrix} L_{22} \end{bmatrix}_{ls \ x \ ls} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_1 \end{bmatrix}^T \\ \begin{bmatrix} Q_2 \end{bmatrix}^T \\ \\ \begin{bmatrix} Q_2 \end{bmatrix}^T \\ \\ \\ \end{bmatrix} = \cdots$$
$$[H] = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} L_{11} \end{bmatrix}_{lq \ 1} \end{bmatrix}^T \\ \begin{bmatrix} L_{11} \end{bmatrix}_{lq \ 1} \end{bmatrix}^T + \begin{bmatrix} L_{22} \end{bmatrix}_{lq \ 2} \end{bmatrix}^T$$
(3.9)

Donde:

$$[Q_i]^T[Q_j] = \begin{cases} [I] \ si \ i = j \\ [0] \ si \ i \ \neq j \end{cases}$$

Considerando la ecuación (3.8) y la primera línea de (3.9) se tiene la siguiente ecuación:

$$[Y_{0,s,N}] = [\mathcal{O}_s][Z_{0,N}] + [\mathcal{T}_s][L_{11}][Q_1]^T = [L_{21}][Q_1]^T + [L_{22}][Q_2]^T \qquad (3.10)$$

De las propiedades de ortogonalidad de  $[Q_i]$  y postmultiplicando (3.10) por  $[Q_2]$  queda:

$$[Y_{0,s,N}][Q_2] = [\mathcal{O}_s][Z_{0,N}][Q_2] = [L_{22}]$$
(3.11)

Con esto se elimina el efecto de la excitación de entrada. Siguiendo el procedimiento, se realiza una descomposición de valores singulares (SVD) de la matriz  $[L_{22}]$ :

$$[L_{22}] = [[M_1]_{ls \ x \ n} \quad [M_2]_{ls \ x \ (ls-n)}] \begin{bmatrix} [\Sigma_1]_{n \ x \ n} & [0]_{n \ x \ (ls-n)} \\ [0]_{(ls-n) \ x \ n} & [\Sigma_2]_{(ls-n)x \ (ls-n)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [N_1]_{n \ x \ ls}^T \\ [N_2]_{(ls-n) \ x \ ls} \end{bmatrix}$$
$$[L_{22}] = [M_1] [\Sigma_1] [N_1]^T + [M_2] [\Sigma_2] [N_2]^T$$

Reconociendo que:

$$[\Sigma_1] = diag(\sigma_1 \ \cdots \ \sigma_n); [\Sigma_2] = diag(\sigma_{n+1} \ \cdots \ \sigma_{ls}) \ \approx \ [0]_{(ls-n)x\,(ls-n)}$$

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> La transformación LQ permite descomponer cualquier matriz cuadrada real en una matriz Q de vectores unitarios ortogonales y una matriz L que es diagonal inferior.

**Entonces:** 

$$[L_{22}] \approx [M_1] [\Sigma_1] [N_1]^T \tag{3.12}$$

 $[M_1]$  y  $[N_1]$  son matrices ortonormales,  $[\Sigma_1]$  es una matriz singular que contiene los valores singulares en orden decreciente. Aunque el orden del modelo "*n*" es encontrado como el rango de la matriz  $[L_{22}]$  bajo condiciones idealizadas, un sistema estructural real puede tener un orden que sea mayor a "*n*". Se selecciona un "*n*" buscando un salto significativo en los valores singulares tal que  $\sigma_n \gg \sigma_{n+1}$ , para así distinguir el subespacio de la señal con el subespacio del ruido.

La matriz de observabilidad extendida  $[O_s]$  se puede estimar por:

$$[\mathcal{O}_{S}] = [M_{1}][\Sigma_{1}]^{1/2}$$

Las matrices [*A*] y [*C*] se pueden estimar como sigue:

$$[C] = [\mathcal{O}_{s}(1; l, :)]$$
$$[A] = [\mathcal{O}_{s}(1; (s-1)l, :)]^{+} [\mathcal{O}_{s}((l+1); sl, :)]$$

Donde [\*]<sup>+</sup> representa la pseudo-inversa de una matriz.

En este estudio, no se ha estimado las matrices [*B*] y [*D*] porque no contienen información modal.

Finalmente de un análisis de valores y vectores propios de la matriz [*A*] se obtienen los polos ( $\lambda$ ) y los vectores propios ( $\vartheta$ ) del sistema discreto, los cuales se relacionan con el estado continuo de la siguiente manera:

$$\omega_i = \frac{|ln(\lambda_i)|}{\Delta t} \tag{3.13}$$

$$\beta_i = -\frac{\text{Real}(\ln(\lambda_i))}{|\ln(\lambda_i)|} \tag{3.14}$$

$$\{\phi_i\} = [C]\{\vartheta_i\} \tag{3.15}$$

### 3.5. Parámetros modales usando espectro de potencia (PSD)

La frecuencia fundamental en cada dirección se estimó mediante el Espectro de Potencia de los registros de aceleración del cuarto piso. Dicha estimación se hace de forma visual, y en algunos casos se entrega un rango de frecuencias en el cual se encuentra el parámetro buscado debido a que no es clara su identificación. En la Tabla 3.2 se muestran las frecuencias encontradas.

	Magnitud	Frecuencia	Periodo	Frecuencia	Periodo
Evonto		(Longitudinal)	(Longitudinal)	(Transversal)	(Transversal)
Lvento					
		[Hz]	[s]	[Hz]	[s]
24-03-97	5.5	6,5	0,154	7.6	0,132
19-06-97	5.1	7,2	0,139	7,7 - 8,2	0,122 - 0,130
14-10-97	6.8	6,6	0,152	7,7	0,130
29-07-98	6.2	6,8	0,147	7,4 - 7,9	0,127 - 0,135
01-08-99	5.1	6,1	0,164	7,7	0,130
16-06-00	6.4	6,4	0,156	7,7	0,130
05-04-01	4.9	7,2	0,139	7,7	0,130
16-06-03	5.2	7,0	0,143	8,0 - 8,6	0,116 - 0,125
30-04-04	5.4	6,6 - 7,0	0,143 - 0,152	7,1 - 8,8	0,114 - 0,141
27-02-10	8.8	-	-	5,6	0,182
11-03-10(1)	6.3	3,4	0,294	5,8	0,172
11-03-10 (2)	6.4	3,3	0,303	6,0	0,167
02-05-10	5.8	3,9	0,256	6,0 - 6,6	0,152 – 0,167
11-01-12	5.2	3,9	0,256	6,3	0,159
17-04-12	6.3	4,2	0,238	6,5	0,154

Tabla 3.2. Frecuencias fundamentales del edificio no aislado usando PSD.

En las Figura 3.1 y Figura 3.2 se relacionan las frecuencias del edificio no aislado en cada dirección (Longitudinal y Transversal) con las aceleraciones máximas registradas en la fundación. Las frecuencias disminuyen respecto de los valores obtenidos por microvibraciones y alcanzan un valor mínimo durante el terremoto del 27/F. Como el registro en la dirección longitudinal se saturó, no se ha podido calcular la frecuencia para dicho evento, pero para los eventos posteriores, las frecuencias se mantienen relativamente constantes y bastante menores que las obtenidas con anterioridad al sismo, indicando una evidente degradación de la rigidez. En la dirección transversal el sistema se ha recuperado bastante lentamente.

Además, antes del gran sismo existía una tendencia de disminución de las frecuencias al aumentar las aceleraciones.



Figura 3.1. Relación entre frecuencia fundamental y aceleración máxima de la fundación en la dirección longitudinal en el edificio no aislado.



Figura 3.2. Relación entre frecuencia fundamental y aceleración máxima de la fundación en la dirección transversal en el edificio no aislado.

En la Figura 3.3 se muestra el Espectro de Fourier del registro completo del terremoto de 2010 en el cuarto piso para la dirección transversal.



Figura 3.3. Espectro de Fourier del registro completo del 27/F para la dirección transversal en el edificio no aislado.

Adicionalmente, se separa el registro de aceleración en dirección EO en tres partes, la parte previa al movimiento fuerte, el movimiento fuerte y la parte posterior al movimiento fuerte, y se calcula el espectro de potencia de cada tramo. Para realizar lo anterior, primero se obtiene la intensidad de Arias (IA en la Ecuación 3.16), en los tres canales del campo libre. La Figura 3.7 muestra que la mayor parte de la energía llega entre los 60 y 95 segundos en las direcciones horizontales. La Tabla 3.3 presenta el detalle de los tiempos en que la Intensidad de Arias alcanza un 5 y un 95% del total.

$$IA = \frac{2\pi}{g} \int_{0}^{t} a(t)dt$$
(3.16)



Figura 3.4. Intensidad de Arias de las componentes del registro del 27/02/10 en campo libre.

Dirección	t <sub>5% IA</sub> [s]	t <sub>95% IA</sub> [s]
NS	60.33	94.53
EO	59.73	95.41
V	45.71	93.86

Tabla 3.3. Tiempo en que IA alcanza el 5% y el 95% del total.

En las Figura 3.5 se calcula el espectro de potencia para distintas partes del registro transversal del 27/F, al inicio, en la parte del movimiento fuerte y al final del registro. En un comienzo el *peak* se encuentra para 7,2 [Hz] que es menor que el última información registrada antes del terremoto en la Tabla 3.2. Luego para la parte del movimiento fuerte el *peak* se encuentra en 5,6 [Hz], mismo valor que se obtuvo al analizar el registro completo, es decir, la estructura se hizo más flexible en este rango. Y para la parte final del registro, la degradación de la rigidez del edificio se mantiene, y nuevamente se observa una amplitud máxima cercana a 5,6 [Hz].



Figura 3.5. Espectro de Potencia para distintos intervalos del registro en la dirección transversal.

# 3.6. Parámetros modales usando MOESP (Multivariable Output-Error State Space)

Se seleccionaron tres ventanas de tiempo para el análisis, cada una de 10 segundos. Estos intervalos son de 30 a 40 seg, 70 a 80 seg y de 110 a 120 seg respectivamente. Este procedimiento permite identificar la variación de las propiedades modales, considerando diferentes amplitudes de aceleraciones, lo cual permite comparar las frecuencias calculadas usando Espectro de Fourier, además de tener información modal en la parte inicial del registro para ambas direcciones.

La Tabla 3.4 muestra la variación de las frecuencias y amortiguamientos modales, para cada ventana de tiempo del análisis.

Tabla 3.4. Propiedades modales identificadas usando MOESP: Terremoto del 27 de Febrero de 2010 en el edificio no aislado de la Comunidad Andalucía.

Dirección	F	recuencias [	Hz]	Amortiguamientos [%]			
	30-40 seg	70-80 seg	110-120 seg	30-40 seg	70-80 seg	110-120 seg	
Longitudinal	6,68		3,22	5,4		7,6	
Transversal	7,86	5,1	5,66	6,0	6,0	5,0	

Las frecuencias predominantes en ambas direcciones antes del terremoto, mostradas en el primer intervalo de tiempo, son parecidas a las calculadas con PSD de la Tabla 3.2 para el sismo del 30-04-2004. Además el edificio presenta una disminución de su rigidez en el movimiento fuerte del intervalo 70-80 seg que se mantiene finalizado el terremoto.

#### 3.7. Comentarios del capítulo

La frecuencia predominante en ambas direcciones disminuyó después del terremoto de 2010 (de 6.6 [Hz] a 3.4 [Hz] en la dirección longitudinal y de 7.1 [Hz] a 5.8 [Hz] en la dirección transversal) según el análisis de Espectro de Potencia. Además la frecuencia predominante decrece con la magnitud del terremoto, registrándose la menor frecuencia para el terremoto de 2010 (5.6 [Hz] en la dirección transversal).

Al realizar un Espectro de Potencia de la parte fuerte del terremoto, el peak registrado es el mismo que si se analizara el registro completo, y sólo es posible obtener la frecuencia predominante en la dirección transversal, ya que el acelerógrafo en la dirección longitudinal se saturó.

Usando MOESP se pueden obtener las propiedades modales del edificio y su variación por intervalos de tiempo. Para el terremoto de 2010 las frecuencias predominantes en ambas direcciones calculadas con este método son parecidas a las obtenidas usando PSD y el amortiguamiento modal se mantiene relativamente constante durante todo el registro.

Para la elaboración del modelo computacional del edificio sometido a la excitación basal registrada durante el terremoto de 2010, éste se calibrará usando la frecuencia predominante en la dirección transversal, obtenida a través del Espectro de Potencia (5.6 Hz.).

# CAPÍTULO 4: Modelo Computacional del Edificio

### 4.1. Introducción

En este capítulo se desarrolla un modelo computacional del edificio, el cual se calibra modificando las propiedades mecánicas de los materiales, para reproducir las frecuencias predominantes durante el terremoto de 2010, y también lograr la mejor correlación entre la respuesta del modelo y la respuesta real medida con la red de acelerómetros durante dicho evento.

La modelación de la estructura se realiza mediante la aplicación del método de elementos finitos, usando el programa de análisis estructural SAP2000.

Este modelo será usado para obtener las solicitaciones sobre los muros de albañilería confinada, para compararlas con su capacidad resistente.

#### 4.2. Materiales

Para el diseño estructural y las modelaciones del edificio realizadas por otros autores, se han utilizado los siguientes valores nominales de las propiedades de los materiales: • Hormigón Armado:

-	Resistencia a los 28 días:	$R_{28} = 180 \text{ kg/cm}^2$
-	Modulo de Elasticidad :	$E_c = 19000\sqrt{R_{28}} = 255000 \text{ kg/cm}^2$
	(NCh433 Of.72)	
-	Modulo de Corte:	$G_c = 0.4E_c = 102000 \text{ kg/cm}^2$
-	Peso especifico:	$\gamma_c = 2.5 \text{ tonf/m}^3$
•	Acero:	A44-28H con resaltes.
•	Albañilería:	Ladrillo artesanal con e=15 cm
-	Resistencia Prismática:	$f'_m = 10 \text{ kg/cm}^2 \text{ (NCh 433.Of72)}$
-	Modulo de Elasticidad:	$E_m = 1000 f'_m = 10000 \text{ kg/cm}^2$
-	Modulo de Corte:	$G_m = 0.3E_m = 3000 \text{ kg/cm}^2$
-	Peso especifico:	$\gamma_m = 1.8 \text{ tonf/m}^3$
-	Mortero relación cemento:arena =	1:4

- Techumbre: Pino R.R. 50% y Hmax 18%
- Losa de Hormigón armado de 10 [cm] de espesor en todos los niveles, excepto en la planta del primer piso, que lleva un radier.

Para la modelación del edificio y el cálculo de la resistencia de los elementos estructurales, en particular de los muros de albañilería se realizan las siguientes modificaciones en las propiedades de los materiales:

#### a) Hormigón Armado:

Se usa el modulo de elasticidad  $E_c = 15000\sqrt{R_{28}}$  como indica la norma ACI318-08, en vez del valor dado por la norma NCh433Of.72. Por lo que las propiedades mecánicas del hormigón armado son:

$$E_c = 15000\sqrt{R_{28}} = 201250 \text{ kg/cm}^2$$
  
 $G_c = 0.4 E_c = 80500 \text{ kg/cm}^2$ 

b) Albañilería:

Las propiedades de la albañilería consideradas para el diseño de la estructura y en los modelos anteriores del edificio corresponden a los valores mínimos permitidos por la norma NCh 2123.Of1997 Mod 2003. Estos valores son útiles para un diseño conservador, pero no son representativos de la capacidad resistente de los muros, por lo que se utilizan los resultados de ensayos en ladrillos hechos a mano realizados por E. Herrera [14] y que se muestran en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Propiedades mecánicas experimentales de ladrillo hecho a mano.

$f'_m$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$E_m$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$ au_m$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	G <sub>m</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]
23.7	5698.0	3.0	2030.5

#### 4.3. Modelo de Pablo Aguilera (2002)

El modelo fue realizado para estimar el comportamiento del edificio aislado ante un sismo severo, por lo que en un principio la modelación contaba con fundación convencional, y luego de reproducir las frecuencias por microvibraciones se agregó la aislación basal [3].

La modelación de la estructura se realizó con elementos finitos utilizando el programa SAP2000, con un comportamiento lineal y elástico. Para ello, los pilares y cadenas de los muros se modelaron como *frame*, que corresponden a elementos uniaxiales, y los paños de albañilería, muros de hormigón armado y losas fueron modeladas con elementos tipo *shell*.

Para los muros de hormigón armado y paños de albañilería, se realizó una discretización de tres elementos en vertical y horizontal, quedando conformados por 9 elementos tipo *shell*.

En la Figura 4.1 se muestra la configuración del elemento finito usado para representar los muros de albañilería confinada en SAP2000. Los nodos  $j_1a j_4$ definen las esquinas de la superficie de referencia del elemento. Para un *shell* homogéneo esta superficie se encuentra en la mitad del elemento, y siempre tiene seis grados de libertad activos para cada uno de sus nodos.

Cada elemento *shell* tiene su propio sistema de coordenadas locales. Los ejes son denotados por 1,2 y 3. Los primeros dos ejes están sobre el plano del elemento con una orientación que uno especifica; el tercer eje es normal al plano.



Figura 4.1. Elemento finito que representa los muros de la albañilería.

Como una forma de compatibilizar las deformaciones, los elementos tipo *frames* fueron divididos en los mismos puntos que los paños de albañilería correspondientes. Para las losas de hormigón armado la discretización se realizó de acuerdo a la división de los muros que descansaban en éstas.

Se consideró que el edificio estaba empotrado a nivel de suelo, despreciando la interacción suelo-estructura por tratarse de suelo duro (sin deformaciones por consolidación).

El cálculo del peso sísmico fue estimado a través de los pesos específicos de los distintos materiales y de las dimensiones de los elementos que la conforman, más un 25% de la sobrecarga. Se consideró una sobrecarga de 200 [Kgf/m<sup>2</sup>] en toda la losa y para la techumbre se consideró 50 [Kgf/m<sup>2</sup>] distribuidas sobre las vigas que la soportan. De esta manera resulta un peso propio sobre el nivel basal del edificio convencional de 154 [Tonf], y un peso sísmico de 167 [Tonf].

En la Figura 4.2 se muestra el modelo en SAP2000 del edificio no aislado.



Figura 4.2. Modelo Edificio Comunidad Andalucía convencional en SAP2000.

En la Tabla 4.2 se indican los módulos de elasticidad considerados por Aguilera, los que corresponden a los valores nominales de las propiedades mecánicas de los materiales del Capítulo 4.2. Con estos valores se logró calibrar el modelo, para los periodos obtenidos a través de microvibraciones, como se comprueba en la Tabla 4.3.

Material	Módulo de Elasticidad nominal [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Módulo de Elasticidad Aguilera [Kg/cm²]
Hormigón	255000	320000
Albañilería	10000	19000

Tabla 4.2. Módulos de Elasticidad elegidos por Aguilera.

Modos	Periodos microvibraciones [s]	Periodos modelo Aguilera [s]	Error [%]
N-S	0,135	0,136	0,7
E-0	0,111	0,107	3,6
Torsional	0,084	0,086	2,4

Tabla 4.3. Frecuencias resultantes del modelo en SAP2000.

# 4.4. Consideraciones del modelo para representar la respuesta del sismo de 2010

El modelo de Aguilera se modifica en lo siguiente:

- La discretizacion de los elementos *shell* y *frame* se aumenta para tener mayor número de elementos finitos y con ellos una mejor integración de los esfuerzos.
- Se considera diafragma rígido en todos los pisos, y en la techumbre se compatibilizan los desplazamientos de los nodos.

Se vuelven a obtener los periodos en el nuevo modelo, con las propiedades mecánicas de la albañilería y el hormigón usadas por Aguilera, obteniéndose los periodos de la Tabla 4.4. Los nuevos periodos difieren del modelo de Aguilera, pero siguen siendo muy cercanos a los valores de los periodos por microvibraciones.

Modos	Periodos microvibraciones [s]	Periodos nuevo modelo [s]	Error [%]
N-S	0,135	0.141	4,4
E-O	0,111	0.109	1,8
Torsional	0,084	0.090	7,1

Tabla 4.4. Periodos de modelo calibrado para microvibraciones.

## 4.5. Ajuste de propiedades mecánicas de los materiales

Con el nuevo modelo, las propiedades mecánicas de los materiales se modifican para obtener las frecuencias predominantes en cada dirección según lo identificado con los registros del sismo del 27 de Febrero de 2010, y para lograr la mejor relación entre la respuesta del modelo y la respuesta real medida en dicho evento.

Para este efecto, el modulo de elasticidad elegido para el hormigón es el entregado por la Norma ACI 318-08, y para la albañilería, es el módulo de elasticidad promedio de los ensayos realizados por Herrera de la Tabla 4.1. Los valores son:

 $E_c = 201250 \text{ kg/cm}^2$  $E_m = 5698 \text{ kg/cm}^2$ 

En la Tabla 4.5 se muestran las frecuencias predominantes resultantes de la modelación en SAP2000 con las propiedades mecánicas elegidas, alcanzado una frecuencia modal en la dirección transversal muy cercana a la calculada por Espectros de Fourier.

Tabla 4.5.	Period	os resul	ltantes o	del	model	o en	SAP20	00	calibrad	o para	el	sismo	del
					20	10.							

Modos	Periodos Espectro de Fourier [s]	Periodos modelo calibrado [s]
N-S	-	0.216
E-O	0,182	0.180
Torsional	-	0.149

#### 4.6. Respuesta en función del amortiguamiento modal

Para obtener la respuesta del edificio se realiza un análisis tiempo-historia lineal del edificio, ya que se no se cuenta con información para desarrollar un modelo más complejo y el edificio sólo presenta daños menores.

El análisis en el tiempo, tiene un output de 41000 puntos con intervalos de 0.005 [s], es decir una respuesta de 210 [s]. Esta frecuencia de muestreo es la misma que la de los registros de aceleración registrados en el suelo.

Usando los registros del suelo del terremoto de 2010, se obtienen los desplazamientos y aceleraciones máximas en el cuarto piso del edificio para diferentes amortiguamientos modales, constantes en todos los modos. Los resultados se muestran en la Tabla 4.6.

m 11 . /	<b>D</b> 1	1		1 1	1.6.	,		• •	1 1
Table 16	Rochildeta	on ol 011	arto nico	d D I		COGIIN	amortionan	nanta	modal
1 abia 4.0.	NESDUESIA		$a_1 (0) D (50)$	uci	cunicio	SCEUII	amonuguan	nento	mouar

β [%]	Des rel. NS	Des rel. EO	Acel NS	Acel EO
	[cm]	[cm]	$[cm/s^2]$	$[cm/s^2]$
2	1.87	1.05	1542.7	1133.4
5	1.47	0.70	1094.1	724.6
10	1.08	0.51	794.0	505.8

De la Tabla 4.6 se puede apreciar que para un amortiguamiento modal de 5% se reproduce la magnitud de la aceleración máxima en la componente EO, y además, la aceleración supera 1 [g] en la componente NS para el cuarto piso, tal como se registró para el sismo de 2010.

En la Tabla 4.7 se entrega la frecuencia fundamental en la dirección EO obtenida tras aplicar la Transformada de Fourier en los registros de aceleración del 4 ° nivel del modelo computacional del edificio para diferentes valores de amortiguamiento modal. El análisis modal del modelo entrega una frecuencia en la componente EO entre 5,5 y 5.6 [Hz], por lo que para diferentes valores de amortiguamiento modal, la frecuencia obtenida del análisis se mantiene constante.

Tabla 4.7. Frecuencias de la componente EO obtenidas del registro del 4º nivel del modelo computacional.

β [%]	Frecuencia EO [Hz]
2	5.5 - 5.6
5	5.5 – 5.6
10	5.5 - 5.6

Para validar los modelos calibrados no es suficiente con que sólo las frecuencias fundamentales concuerden con las experimentales, también es necesario que los desplazamientos coincidan aproximadamente.

Si se comparan los desplazamientos absolutos resultantes del análisis tiempohistoria, para un amortiguamiento del 5%, con el calculado integrando dos veces el registro de aceleración en la componente EO, se aprecia en la Figura 4.3 una correlación razonable de las magnitudes máximas y de la frecuencia del registro.



Figura 4.3. Desplazamiento en el 4º piso en la dirección EO para  $\beta$  = 5%.

Por lo tanto, debido a las similitudes entre lo registrado por los acelerómetros en el 4° piso y lo entregado por el modelo computacional para los peak de aceleración y desplazamientos, como así también en la correlación de la frecuencia del desplazamiento en la dirección EO, se considera un amortiguamiento modal de 5% en todos los modos, para obtener los esfuerzos en los elementos.

#### 4.7. Corte basal

La norma NCh 433.Of 72 "Cálculo Antisísmico de edificios", utilizada para el diseño sísmico del edificio, considera la siguiente expresión para calcular el corte basal sobre el edificio:

$$Q_o = K_1 K_2 CP \tag{4.1}$$

en que:

- $Q_o$ : Esfuerzo de corte basal.
- $K_1$ : Coeficiente relativo al uso del edificio.
- $K_1$ : Coeficiente relativo a la forma estructural.
- *C* : Coeficiente expresado por la fórmula:

$$C = 0,1 \text{ para } T \le T_o$$
$$C = 0,1 \frac{2 T T_o}{T^2 + T_o^2} \text{ para } T > T_o$$

T: Es el periodo fundamental del edificio en la dirección considerada expresado en segundos y  $T_o$ , un parámetro dimensional igual a 0,2 [s] para suelo de fundación tipo roca o grava.

P: Peso total del edificio sobre el nivel basal. Este peso será igual a la suma del peso propio de la parte del edificio que queda sobre el nivel basal más un 25% de la sobrecarga para el caso del edificio de albañilería confinada.

Si se considera la Ecuación 4.1 como el corte basal de diseño, éste sería de 0.1 *P*. Por otra parte esta norma indica en el capítulo 6.1.2 lo siguiente:

"En edificios de un piso, el esfuerzo de corte basal no podrá ser inferior a 0.12 P, sin perjuicio que en edificios de albañilería de un piso reforzados con cadenas de hormigón armado que no cumplan con los requisitos de albañilería armada o reforzada, el esfuerzo de corte basal no podrá ser inferior a 0.18 P. Los elementos de albañilería deberán dimensionarse de modo que las fuerzas que actúan en su plano no produzcan tensiones en tracción en planos horizontales. En edificios de varios pisos, el esfuerzo de corte basal no podrá ser inferior a 0.06 P".

Como no hay información del corte basal usado en el diseño sísmico original, se considerará también para su estimación un valor de 0.18 P, como indica el párrafo anterior, ya que corresponde al máximo valor recomendado.

Además, conforme a la actual norma sísmica de edificios NCh433.Of96 modificada el 2009 junto con el decreto Nº 61, el valor del corte basal para un edificio ubicado en zona 2 y suelo C sería de 0.173 *P*.

El peso total *P*, que corresponde al peso propio más un 25% de la sobrecarga, resulta igual a 167 [Tonf].



Figura 4.4. Corte basal del edificio en el tiempo.

El corte basal en el tiempo, resultante del análisis tiempo-historia, usando los registros de aceleración en el suelo para el terremoto de 2010, se muestra en la Figura 4.4. En la dirección longitudinal y transversal tiene un valor máximo de 89.77 [Tonf] y 72.79 [Tonf] respectivamente. Si se comparan los tres valores estimados de corte basal de diseño con el corte basal real sobre la estructura, se obtienen las siguientes razones que se muestran en la Tabla 4.8.

Tabla 4.8. Razón entre corte basal real y corte basal de diseño.

Corte basal de diseño	$Q_b$ [Tonf]	$Q_{bx}/Q_b$	$Q_{by}/Q_b$
0.1 P (NCh433.0f72)	16.7	5.4	4.4
0.18 P (NCh433.0f72)	30.1	3	2.4
0.173 P (NCh433.0f96)	28.9	3.1	2.5

#### 4.8. Comentarios del capítulo

El modelo computacional del edificio logra reproducir tanto la frecuencia predominante en la dirección transversal durante el terremoto de 2010, como la respuesta real medida con la red de acelerómetros durante dicho evento para las dos direcciones. Esto se obtiene usando el módulo de elasticidad del hormigón de la norma ACI318-08 y el modulo de elasticidad de la albañilería del ensayo realizado por Herrera , además de utilizar un amortiguamiento de 5% para todos los modos.

El corte basal resultante del análisis tiempo historia es de 89.77 [Tonf] en la dirección longitudinal y 72.79 [Tonf] en la dirección transversal. Si se compara este valor con el corte basal de diseño menos conservador de la norma sísmica NCh433.Of72, este último seria 4 a 6 veces menor. En cambio si se compara con el corte basal de diseño más conservador de la norma NCh433.Of72, este último seria 2 a 3 veces menor.

# CAPÍTULO 5: Capacidad y Demanda de Resistencia de Muros

## 5.1. Introducción

En este capítulo se obtienen los esfuerzos en los muros realizando un análisis tiempo-historia del modelo calibrado, y usando como dato de entrada los registros horizontales de aceleración del suelo para el sismo del 27 de Febrero de 2010. Estos esfuerzos se comparan con las capacidades resistentes nominalesde dichos muros, calculadas de acuerdo con la norma de Albañilería Confinada NCh2123, con fórmulas propuestas por la norma mexicana de albañilería y con datos obtenidos experimentalmente.

Se compara la capacidad y demanda solamente de los muros del 2º piso, ya que allí se encuentran los muros de albañilería más solicitados, y es justamente el piso donde se ubica el muro fisurado.

# 5.2. Dimensiones de los muros

Los muros se enumeran según la Figura 5.1 para mostrar los resultados.



Figura 5.1. Muros de albañilería en el 2º piso del edificio no aislado.

En la Tabla 5.1 se especifican las dimensiones de los muros, donde  $A_m$  es el área transversal del muro incluyendo los pilares de confinamiento.

Muro	Largo	$A_m$	Altura	Esbeltez
Mulo	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	(H/L)
X1	2,45	0,3675	2,4	0,98
X2	3,8	0,5700	2,4	0,63
X3	1,725	0,2588	2,4	1,39
X4	3,3	0,4950	2,4	0,73
X5	1,725	0,2588	2,4	1,39
Y1	6,15	0,9225	2,4	0,39
Y2	6,15	0,9225	2,4	0,39
Y3	4,8	0,7200	2,4	0,50

Tabla 5.1. Dimensiones de los muros de albañilería.

#### 5.3. Demanda de los muros de albañilería

Para obtener los esfuerzos se utiliza el comando *section-cut* en la base de los muros; el programa SAP2000 calcula las fuerzas asumiendo que dichas fuerzas actúan sobre los nodos de todos los miembros de la sección elegida, es decir, los elementos *frame* (pilares y cadenas de hormigón armado) y *shell* (paños de albañilería).

Los resultados del análisis tiempo-historia lineal, usando el sismo de 2010 con un amortiguamiento modal de 5% para todos los modos, incluyendo el 100% de los esfuerzos producidos por las cargas permanentes y sobrecargas de uso, se entregan en este punto. Para este efecto, los resultados se identifican de la siguiente manera:

- D: Peso Propio
- L: Sobrecarga
- S: Sismo

Los esfuerzos básicos se combinan con la siguiente combinación de carga:

$$COMB = D+L+S$$

En la Tabla 5.2 a la Tabla 5.4 se muestran los esfuerzos en la base de los muros de albañilería ubicados en el 2º piso de la estructura.

Muro	D	L	S max	S min	$Q_s$ max	$Q_s$ min
X1	0,07	0,01	15,49	-14,66	15,56	-14,58
X2	-0,13	-0,05	24,89	-23,49	24,71	-23,67
X3	0,01	0,04	9,66	-9,40	9,71	-9,34
X4	0,00	-0,01	19,08	-18,14	19,08	-18,15
X5	-0,06	-0,06	9,86	-9,04	9,74	-9,16
Y1	0,11	0,02	17,60	-21,09	17,73	-20,95
Y2	0,13	-0,01	20,98	-23,73	21,10	-23,61
Y3	0,08	0,01	20,44	-22,13	20,53	-22,04

Tabla 5.2. Corte  $Q_s$  en los muros en Tonf.

El corte en los muros producto del peso propio y la sobrecarga es ínfimo, ya que la estructura del edificio tiene cierta simetría que causa una baja rotación. Las fuerzas de corte son ocasionadas mayoritariamente por la acción del sismo, y su signo depende del sentido de acción en el tiempo.

Los muros de hormigón armado ubicados en el primer piso prácticamente no se deforman ante la acción sísmica, y el corte basal se transmite casi en su totalidad a los muros de albañilería confinada del piso superior.

Muro	D	L	S max	S min	N <sub>s</sub> max	N <sub>s</sub> min
X1	11,33	2,21	4,75	-5,37	18,29	8,17
X2	14,90	2,30	7,30	-7,97	24,50	9,22
X3	9,85	1,76	14,85	-12,51	26,45	-0,90
X4	13,11	2,75	9,22	-7,85	25,08	8,01
X5	8,22	1,25	18,02	-16,17	27,50	-6,70
Y1	22,04	3,44	27,93	-28,06	53,41	-2,58
Y2	25,10	6,30	2,33	-2,76	33,73	28,64
Y3	19,28	3,40	23,80	-24,51	46,48	-1,83

Tabla 5.3. Fuerza axial  $N_s$  en los muros en Tonf.

La fuerza axial sobre los muros transversales exteriores Y1 e Y3 son mayores al del muro interior Y2 para la acción sísmica, debido a que el centro de masa del diafragma se encuentra cerca de este último, por lo que este muro actúa como "pivote" ante la acción del sismo en la dirección longitudinal.

Muros	D	L	S min	S max	<i>M<sub>s</sub></i> max	<i>M<sub>s</sub></i> min
X1	-0,13	0,06	44,02	-42,61	43,95	-42,68
X2	3,16	1,09	87,36	-85,54	91,61	-81,29
X3	-0,54	-0,46	24,10	-21,67	23,10	-22,67
X4	0,06	-0,03	64,36	-63,44	64,39	-63,40
X5	0,58	0,31	26,60	-26,28	27,49	-25,40
Y1	-1,70	-0,28	76,45	-84,52	74,47	-86,51
Y2	-4,10	-0,53	59,47	-69,03	54,84	-73,66
Y3	2,36	1,57	60,36	-71,42	64,29	-67,49

Tabla 5.4. Momentos  $M_s$  en los muros en Tonf-m.

La flexión está directamente relacionada con el corte en los muros. Son justamente los muros más solicitados a esfuerzos de corte los con mayores valores de momento flector dentro de su plano.

# 5.4. Capacidad de los muros de albañilería

#### 5.4.1. Compresión axial

La resistencia a la compresión axial queda determinada por la contribución del paño de albañilería y de los pilares de confinamiento.

La norma NCh2123.Of97 Mod.2003 recomienda usar como fuerza axial admisible:

$$N_a = 0.4 \cdot f'_m \cdot A_m \left[ 1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t}\right)^3 \right]$$
(5.1)

 $f'_m$  : Resistencia a la compresión de la albañilería medida sobre el área bruta.

 $A_m$  : Área de la sección transversal bruta del muro incluido los pilares.

*t* : Espesor del muro.

*h* : Es el menor valor entre la distancia entre los pilares de confinamiento y la distancia entre las cadenas de confinamiento.

En la Tabla 5.5 se entregan el esfuerzo axial debido a las cargas verticales del tipo permanente y sobrecarga de uso resultantes del análisis estático sobre los muros del 2° nivel y la fuerza axial admisible obtenida a partir de la Ecuación 5.1. Se considero  $f'_m = 23.7$  kg/cm<sup>2</sup> obtenido de los resultados experimentales sobre ladrillos hechos a mano [14].

Dirección	Muro	$A_m$ [m <sup>2</sup> ]	N <sub>s</sub> (L+D) [Tonf]		N <sub>a</sub> [Tonf]	N <sub>s</sub> /N <sub>a</sub>
	X1	0,3675	13,54	3,68	32,61	0,42
	X2	0,5700	17,19	3,02	50,58	0,34
X-X	X3	0,2588	11,61	4,49	22,96	0,51
	X4	0,4950	15,86	3,20	43,92	0,36
	X5	0,2588	9,47	3,66	22,96	0,41
	Y1	0,9225	25,48	2,76	81,86	0,31
Y-Y	Y2	0,9225	31,40	3,40	81,86	0,38
	Y3	0,7200	22,69	3,15	63,89	0,36

Tabla 5.5. Capacidad y demanda de muros debido a cargas permanentes y sobrecargas de uso.

(\*)  $\sigma_0 = N_s / A_m$ 

De acuerdo con las disposiciones establecidas en la norma NCh 2123, los muros del edificio no sobrepasan su capacidad a compresión. De la relación  $N_s/N_a$  se observa que el muro más exigido es el muro X3, seguido del muro X1, que es el muro que presentó una fisura luego del terremoto de 2010.

Las norma peruana de albañilería [15] recomienda limitar la tensión normal debido al esfuerzo axial por cargas permanentes de origen gravitacional (peso propio más 100% de sobrecarga), de modo de que ellas no superen un 15% de  $f'_m$ , ya que con ello se logra evitar un comportamiento frágil de los muros una vez que se agrietan diagonalmente cuando actúa la acción sísmica. Con el propósito de

evaluar la situación de los muros desde este punto de vista, en la Tabla 5.6 se calcula la tensión máxima considerando el valor de  $f'_m$  mínimo recomendado por la NCh2123.Of97 y el valor obtenido de los ensayos sobre ladrillos hechos a mano realizados por Herrera [14].

Tabla 5.6. Tensión máxima sugerida debido al esfuerzo axial permanente.

	$f'_m$	$0.15 \cdot f'_m$
NCh 2123	10	1.5
Herrera	23.7	3.555

Considerando el valor de la resistencia a compresión de la albañilería recomendado por la norma NCh2123, todos los muros tendrían comportamiento frágil luego del agrietamiento diagonal. Si se considera el valor experimental, el muro X3 es el que supera en mayor medida el límite de tensión recomendado, y los muros X5 y X1 están un poco sobre el límite de dicho valor.

#### 5.4.2. Flexión

La resistencia a la flexión de un muro de albañilería confinada es proporcionada por el refuerzo de acero longitudinal del pilar de confinamiento ubicado en el borde de la zona traccionada, y por la albañilería del paño y el pilar de hormigón ubicado en la zona comprimida de la sección transversal del muro.

#### 5.4.2.1. Capacidad resistente a flexión según norma mexicana

Se aplica la norma mexicana [16] para determinar la capacidad resistente a flexocompresión en el plano de un muro de albañilería confinada. Estas fórmulas dan valores aproximados y conservadores de la resistencia a la flexión del muro y ellas son las siguientes:

a) Flexión simple:

$$M_0 = A_s \cdot f_y \cdot d_1 \tag{5.5}$$

b) Flexo-Compresión:

$$M_R = F_R M_o + 0.3 \cdot P_u \cdot d_u \quad si \ P_u \le P_R/3 \tag{5.6}$$

$$M_R = (1.5 F_R M_o + 0.15 \cdot P_R \cdot d_u) \cdot (1 - P_u / P_R) \quad si P_u > P_R / 3$$
(5.7)

donde

 $f_y$ : Fluencia del acero de las barras longitudinales colocadas en los pilares del muro.

 $P_u$  : Fuerza axial de diseño a compresión.

 $P_R$ : Resistencia a compresión de la albañilería dada por la Ecuación 5.1, pero sin el factor de reducción  $F_R = 0,4$ .

 $F_R$  : Factor de reducción de la resistencia.

Para determinar el Momento Resistente  $M_R$  aplicando estas ecuaciones se hacen las siguientes consideraciones:

- Los factores de reducción por resistencia *F<sub>R</sub>* son iguales a uno.
- La fuerza axial de diseño que actúa sobre el muro se determina considerando el peso propio mas el 100% de sobrecarga.

En la Tabla 5.7 se compara la demanda a flexo-compresión sobre los muros de albañilería del segundo piso con la capacidad resistente de los muros. Los muros

ubicados en la dirección longitudinal son los más solicitados, superando la flexión resistente en un promedio de 1.5 veces, siendo el muro X2 el más comprometido.

Muro	$A_m$ [m <sup>2</sup> ]	$d_1$ [m]	$d_u$ [m]	$A_s$ [m <sup>2</sup> ]	P <sub>u</sub> [Tonf]	$P_R$ [Tonf]	<i>M<sub>s</sub></i> [Tonf-m]	<i>M<sub>R</sub></i> [Tonf-m]	$M_s/M_R$
X1	0,3675	2,25	2,35	3,14	13,54	81,52	43,95	29,34	1,50
X2	0,5700	3,6	3,7	3,14	17,19	126,44	91,61	50,75	1,81
X3	0,2588	1,525	1,625	3,14	11,61	57,41	23,10	19,07	1,21
X4	0,4950	3,1	3,2	3,14	15,86	109,81	64,39	42,49	1,52
X5	0,2588	1,525	1,625	3,14	9,47	57,41	27,49	18,03	1,52
Y1	0,9225	5,95	6,05	3,14	25,48	204,64	86,51	98,58	0,88
Y2	0,9225	5,95	6,05	3,14	31,40	204,64	73,66	109,33	0,67
Y3	0,7200	4,6	4,7	3,14	22,69	159,72	67,49	72,45	0,93

Tabla 5.7. Capacidad resistente a flexo-compresión de muros del segundo piso.

Es de interés conocer si estos valores máximos ocurren durante todo el periodo de movimiento fuerte o solo son algunas incursiones aisladas. Con tal fin se dibujan los diagramas de interacción P-M y los valores de esfuerzo axial-momento durante el sismo en las Figura 5.2 y Figura 5.3. Efectivamente el muro X1, que se fisuró, está sometido durante un buen tiempo a valores de momento que exceden su capacidad resistente.



Figura 5.2. Diagrama de interacción de los muros ubicados en el eje X.



Figura 5.3. Diagrama de interacción de los muros ubicados en el eje Y.

#### 5.4.3. Corte

Teniendo en cuenta este esfuerzo, las normas de diseño y cálculo de edificios de albañilería confinada recomiendan que las fuerzas de corte solicitante  $Q_s$  no superen una fuerza de corte admisible  $V_a$ .

#### 5.4.3.1. Capacidad resistente al corte

La capacidad resistente a la fuerza de corte queda determinada por la carga de agrietamiento diagonal del paño de albañilería.

Para los propósitos de esta memoria se utiliza la expresión recomendada por Navarrete. [17]

$$V_{R} = (0,45 \cdot \tau_{m} + 0,25 \cdot \sigma_{o}) \cdot A_{m} \le 1,5 \tau_{m} \cdot A_{m} = V_{R max}$$
(5.9)

 $A_m$ : Área bruta de la sección transversal del muro, incluido los pilares.

 $\tau_m$ : Resistencia básica al corte de la albañilería medida sobre el área bruta.

 $\sigma_o$ : Tensión media de compresión producida por el esfuerzo axial que actúa sobre la sección.

En la Tabla 5.8 se compara el corte solicitante sobre los muros de albañilería del segundo piso con la capacidad resistente a corte de los muros. Los muros ubicados en la dirección longitudinal son los más solicitados, superando el corte resistente en un promedio de 2.8 veces. Si se considera el valor máximo de corte resistente, la razón  $V_s/V_{R máx}$  es menor a uno en todos los muros, siendo los muros X1 y X2 los más solicitados.

Muro	$A_m$ [m <sup>2</sup> ]	$\sigma_o$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Q <sub>s</sub> [Tonf]	V <sub>R</sub> [Tonf]	V <sub>R máx</sub> [Tonf]	$Q_s/V_R$	$Q_s/V_{R m \acute{a} x}$
X1	0,3675	3,68	15,56	5,30	16,54	2,94	0,94
X2	0,57	3,02	24,71	8,12	25,65	3,04	0,96
X3	0,2588	4,48	9,71	3,78	11,65	2,57	0,83
X4	0,495	3,20	19,08	7,08	22,28	2,69	0,86
X5	0,2588	3,66	9,74	3,73	11,65	2,61	0,84
Y1	0,9225	2,76	20,95	13,09	41,51	1,60	0,50
Y2	0,9225	3,40	23,61	13,24	41,51	1,78	0,57
Y3	0,72	3,15	22,04	10,29	32,40	2,14	0,68

Tabla 5.8. Capacidad resistente al corte de muros.

En las Figura 5.4 a la Figura 5.8 se presentan las curvas de desplazamiento horizontal relativo y de corte en la base de los muros del 2° piso, ambas en la ventana de tiempo 60-95 seg, indicándose los valores máximos. De esta forma se puede conocer en qué momentos la capacidad resistente  $V_R$  de cada muro es superada, indicándose esta última con una línea roja en cada figura; y con una línea verde se indica la capacidad resistente máxima  $V_{R máx}$ .



Figura 5.4. Valores de corte y desplazamiento en los muro X1 y X2.



Figura 5.5. Valores de corte y desplazamiento en los muros X3, X4 y X5



Figura 5.6. Valores de corte y de desplazamiento en el muro Y1.



Figura 5.7. Valores de corte y de desplazamiento en el muro Y2.



Figura 5.8. Valores de corte y de desplazamiento en el muro Y3.
## 5.4.3.2. Capacidad resistente experimental al corte

A causa del desconocimiento de las propiedades de los ladrillos y mortero utilizados en la construcción del edificio, se comparan los esfuerzos de corte en los muros con las curvas envolventes de resistencia de muros de albañilería confinada obtenidas por Herrera [14], aceptando que la resistencia real de los muros se encuentra cercana a los resultados experimentales, donde el límite superior e inferior está dado por la resistencia de los ladrillos hechos a máquina y hechos a mano respectivamente.

En la Tabla 5.9 y Tabla 5.10 se muestran las características de los muros de albañilería confinada ensayados por Herrera.

Tabla = a	Munoa	angaradag	oon lad	millog h	achaga	máquina
Tabla 5.9.	Muros	ensayados	con nau	rmos n	echos a	maquina.

Muro	Unión Pilar - Muro	Carga Vert [tonf]	σ <sub>o</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Esbeltez
A11	Trabada	0	0	1
A12	Trabada	8	2,38	1
A13	Trabada	16	4,76	1
A14	Trabada	16	4,76	1

Tabla 5.10. Muros ensayados con ladrillos hechos a mano.

Muro	Unión Pilar - Muro	Carga Vert [tonf]	$\sigma_o$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	Esbeltez
B11	Trabada	0	0	1
B12	Trabada	16	4,44	1
B13	Trabada	16	4,44	1
B14	Trabada	16	4,44	1

La Figura 5.9 muestra que si la albañilería fuera de mala calidad el primer muro agrietado seria el muro X2, seguido del X1; este último es en el cual se observó una fisura diagonal después del sismo de 2010. Por otro lado, si la albañilería fuera de buena calidad, sería difícil que los muros se dañaran, ya que según la Figura 5.10 se ve que los esfuerzos de corte están bajo las curvas envolventes de capacidad resistente.



Figura 5.9. Ensayos muros confinados con ladrillo hecho a mano (Herrera).



Figura 5.10. Ensayos muros confinados con ladrillo hecho a máquina (Herrera).

## 5.5. Rigidez elástica de los muros

Mediante resultados de ensayos de carga lateral cíclica con desplazamiento controlado se ha llegado a la conclusión de que la rigidez lateral elástica de los muros confinados puede calcularse teóricamente transformando la sección de las columnas de concreto en área equivalente de albañilería [18].

Como la sección transversal de los muros de albañilería confinada se componen de dos materiales con propiedades elásticas diferentes: albañilería de ladrillos hechos a mano y hormigón armado: M. Tomazevic [18] propone utilizar propiedades de inercia y área equivalentes ( $I_e$ ,  $A_e$ ), calculadas según las expresiones siguientes:

$$I_e = I_a + 2 \cdot \frac{E_c}{E_m} \cdot \left( I_P + d^2 \cdot A_p \right)$$
(5.10)

$$A_e = A_a + 2 \cdot \frac{G_c}{G_m} \cdot A_p \tag{5.11}$$

en que:

 $E_c, E_m$ : son los módulos de elasticidad del hormigón y la albañilería, respectivamente, con  $E_c = 201250 \text{ kg/cm}^2 \text{ y} E_m = 5698 \text{ kg/cm}^2$ 

 $G_c, G_m:$ son los módulos de corte del hormigón y la albañilería, respectivamente.

- $A_a, A_P$ : corresponden a las aéreas transversales del paño de albañilería y de un pilar, respectivamente, con  $G_c = 102000 \text{ kg/cm}^2 \text{ y} G_m = 2030.5 \text{ kg/cm}^2$
- $I_a, I_P$  : son los momentos de inercia de la sección de albañilería y de un pilar, respectivamente.
- *d* : distancia horizontal medida desde el centro del muro al centroide de uno de los pilares.

En la Tabla 5.11 se muestran las aéreas e inercias equivalentes para los muros de albañilería.

Muro	Largo [m]	Am [m <sup>2</sup> ]	Altura [m]	Ae [m <sup>2</sup> ]	Ie [m⁴]
X1	2,45	0,368	2,4	3,186	4,207
X2	3,8	0,570	2,4	4,445	10,117
X3	1,725	0,259	2,4	2,725	1,746
X4	3,3	0,495	2,4	4,370	8,080
X5	1,725	0,259	2,4	2,725	1,746
Y1	6,15	0,923	2,4	4,430	23,835
Y2	6,15	0,923	2,4	4,430	23,835
Y3	4,8	0,720	2,4	4,588	17,463

Tabla 5.11. Área e Inercia equivalente de los muros.

La rigidez de los muros se obtiene para dos casos, considerando el muro en voladizo y empotrado, considerando el factor de forma  $\chi=1$  (doble T).

$$K_{vol} = \frac{1}{\frac{h^3}{3 E_m I_e} + \frac{\chi h}{G_m A_e}}$$
(5.12)

$$K_{emp} = \frac{1}{\frac{h^3}{12 E_m I_e} + \frac{\chi h}{G_m A_e}}$$
(5.13)

En la Figura 5.11 y Figura 5.12 se presentan los gráficos corte v/s desplazamiento para todos los muros del 2° piso. En estos gráficos se puede trazar una recta entre los puntos extremos para obtener la rigidez equivalente de los muros.



Figura 5.11. Gráficos corte v/s desplazamiento para los muros del segundo piso orientados en la dirección X-X.



Figura 5.12. Gráficos corte v/s desplazamiento para los muros del segundo piso orientados en la dirección Y-Y.

En la Tabla 5.12 se comparan la rigidez equivalente de los muros de albañilería confinada con la teórica, a partir de las Ecuaciones 5.12 y 5.13. Se puede observar que la rigidez elástica de los muros, obtenida a partir de la modelación en SAP2000, es mayor en todos los casos a lo que indica la teoría.

Muro	K <sub>equiv</sub>	$K_{vol}$	K <sub>emp</sub>
X1	2807,3	1640,0	2122,4
X2	4505,6	2621,2	3088,3
X3	1846,4	1061,6	1644,3
X4	3606,9	2462,6	2995,2
X5	1831,5	1061,6	1644,3
Y1	7373,4	2955,9	3187,1
Y2	7288,4	2955,9	3187,1
Y3	6069,5	2943,8	3265,2

Tabla 5.12. Rigidez lateral equivalente y teórica de los muros.

### 5.6. Comentarios del capítulo

Según las disposiciones establecidas en la norma NCh 2123, los muros de albañilería en el 2º piso del edificio no sobrepasan su capacidad a compresión.

Usando la norma mexicana para determinar la capacidad resistente a flexocompresión en el plano de los muros de albañilería confinada, y a través de los diagramas de interacción P-M, se ve efectivamente que el muro X1, en el cual se observó una fisura diagonal después del sismo de 2010, junto con los muros x2 y x4, están sometidos durante un buen tiempo a valores de momento que exceden su capacidad resistente.

De los datos experimentales de curvas envolventes de resistencia de muros de albañilería confinada, se concluye que si la albañilería fuera de mala calidad (ladrillo fiscal), el primer muro agrietado seria el muro X2, seguido del X1. Por otro lado, si la albañilería fuera de buena calidad (ladrillos hechos a máquina), sería difícil que los muros se dañaran, ya que los esfuerzos de corte están bajo las curvas envolventes de capacidad resistente.

# **CAPÍTULO 6: Conclusiones**

Los registros obtenidos en un edificio de la Comunidad Andalucía durante el sismo del 27 de Febrero de 2010 permiten estudiar su respuesta durante dicho sismo y evaluar un modelo computacional que reproduzca lo medido experimentalmente. También se analizan los registros obtenidos para sismos moderados antes y después del sismo principal.

Anterior al terremoto se observa que la frecuencia predominante disminuye en el tiempo, y con la magnitud del sismo, obteniéndose las menores frecuencias para el 27 de Febrero de 2010 (8.8 Mw). Para los eventos posteriores al terremoto las frecuencias se mantienen relativamente constantes y bastante menores que las obtenidas con anterioridad, indicando una evidente degradación de la rigidez en el edificio.

El modelo del edificio se desarrolló considerando un comportamiento lineal y elástico de la estructura y su calibración se realizó para el terremoto de 2010, cuyo espectro de respuesta queda bien representado por la curva elástica de diseño de la norma NCh433 para el rango de periodos medidos durante dicho evento. Las propiedades dinámicas se determinaron a partir del análisis paramétrico de los registros del mismo sismo. Sin embargo hay que tener en consideración que los materiales en realidad presentan características no lineales, y la simulación fue realizada frente a acciones sísmicas que causaron daño en la estructura, sobrepasando los desplazamientos "elásticos", pero en un grado menor, debido a que solo una pequeña fisura apareció en uno de los muros de albañilería.

En la modelación de la estructura están incluidas una serie de variables que no se conocen exactamente y que son modificadas para lograr reproducir de la mejor forma posible la respuesta medida durante el terremoto de 2010. Dentro de estas variables se encuentran las propiedades mecánicas de los materiales, la interacción suelo-estructura, las condiciones de apoyo existentes y los amortiguamientos modales para el análisis dinámico.

Aunque no hay ensayos de la albañilería utilizada en la construcción del edificio, los resultados experimentales usados en este trabajo se suponen representativos de dicho tipo de ladrillo (hecho a mano), y sirven para determinar un rango de la capacidad resistente y el comportamiento del edificio para un nivel de excitación severo.

Tras el análisis tiempo-historia, se observa que el muro dañado por el terremoto es uno de los que presenta una mayor solicitación a corte con respecto a su capacidad resistente, seguido del muro ubicado en el mismo eje, pero que cuenta con un pilar de confinamiento interior.

Los esfuerzos resultantes del análisis indican que el edificio podría haber tenido mayores daños que los observados, pero como son tantas las variables que controlan el comportamiento de la estructura, en especial la capacidad resistente real de la albañilería y sus propiedades mecánicas, queda en evidencia que estas estructuras tienen una sobre resistencia importante, es decir, la capacidad resistente real es mayor a las calculadas por las fórmulas dadas por las normas de diseño para corte y flexo-compresión.

Se utilizó como referencia adicional la norma mexicana de mampostería [15], debido a la similitud en materiales y proceso constructivo de la albañilería chilena, y porque en su favor se cuenta con el respaldo de una gran cantidad de ensayos. [19]

Si se quiere realizar una modelación más cercana a la realidad, la información de los ensayos es indispensable para el proceso de calibración, asimismo para el uso de herramientas de análisis no lineales e inelásticas, que sin el debido cuidado en la determinación de las variables a controlar, pueden arrojar resultados incorrectos que no necesariamente estarán del lado seguro.

# Bibliografía

- C. Rojas, Análisis de los registros sísmicos verticales obtenidos en el edificio aislado de la Comunidad Andalucía, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 1998.
- [2] P. Riveros, Análisis de registros sísmicos horizontales obtenidos en un edificio aislado en su base, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 1998.
- [3] P. Aguilera, Efecto de vibraciones verticales en la respuesta de un edificio aislado sismicamente, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 2002.
- [4] C. &. V. Alcaino, «Analysis of damages and behavior of the masonry buildings due to february 27th 2010 chilean earthquake,» de 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal, 2012.
- [5] C. Cuadra y Y. Meguro, «Evaluation of the dynamic characteristics of a base-isolated low-rise RC building after the Great East Japan Earthquake,» de *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal, 2012.
- [6] L. Morales, Control de la construcción e instrumentación de un edificio con asilación sísmica en la base, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 1994.
- [7] M. Küpfer, Evaluación de las disposiciones del anteproyecto de norma de albañilería confinada NCh 2123c90, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 1993.
- [8] Centro Sismológico Nacional, Universidad de Chile, [En línea]. Available: http://www.sismologia.cl/seismo.html.
- [9] J. Molina, Intensidades Sísmicas del Terremoto del 27 de Febrero del 2010 en las 34 Comunas del Gran Santiago, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 2011.

- [10] R. Boroscheck, P. Soto y R. León, «Registros del Terremoto del Maule Mw=8.8 27 de Febrero de 2010,» Informe Renadic 10/05 Rev.2, 2010.
- [11] INN, NCh 433.Of1996 Modificada 2009 Diseño sísmico de edificios, Instituto Nacional de Normalización, 2003.
- [12] T. Tanaka, S. Yoshisawa, Y. Osawa y T. Morishita, «Period and damping of vibration in actual building modes,» *Bulletin of the Seismological Society of America*, nº 56, pp. 793-813, 1966.
- [13] R. Yoshimoto, «Damage detection of base-isolated building using multi-input multi-output subpace identification,» *Eartquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 34, pp. 307-324, 2005.
- [14] E. Herrera, Efecto de la carga vertical en el comportamiento de muros de albañilería reforzada sometidos a carga lateral alternada, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 1992.
- [15] SENCICO, Norma Técnica de Edificación E.070 "Albañilería", Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Gobierno del Perú, 2006.
- [16] INIFED, «Diseño de Estructuras de Mampostería,» de *Normas y especificaciones para estudios, proyectos, construcción e instalaciones*, México, 2011.
- [17] M. Navarrete, Modelo no lineal de muros de albañilería confinada con pilares y cadenas de hormigón armado, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 1991.
- [18] R. Zarnic y M. Tomazevic, «An experimentally obtained method for evaluation of the behavior of masonry infilled R/C frames,» *9° WCEE*, pp. VI-163 to VI-168, 1989.
- [19] M. Astroza, Apuntes de Albañileria, 2009.

# Anexos

# **Anexo A: Planos**



Anexo A 1. Planta del cielo 1º piso.



Anexo A 2. Planta del cielo 2º piso.



Anexo A 3. Planta del cielo 3º piso.



Anexo A 4. Planta del cielo 4º piso.

### Anexo B: Código MOESP

```
function [ss,f,Phi,beta] = MOESP(A,As,Fs,s,n)
%% [ss,f,Phi,beta] = MOESP(A,Fs,s,n)
  Función la cual entrega las propiedades dinámicas de una estructura
%
  usando el metodo MOESP (Multivariable Output-Error State Space).
%
%
% Parámetros de entrada:
%
            - A : Matriz con los registros de señal en varios
%
                 canales.
%
            - As: Matriz con los registros de señal del sismo
%
                 en varios canales.
%
            - Fs: Frecuencia de Muestreo del registro en A y
%
                 As.
            - s : Filas de las matrices de Hankel Uo e Yo.
%
%
            - n : Orden del sistema.
%
%
 Parámetros de salida:
%
            - ss : Vector con la diagonal de la matriz S
%
                luego de la descomposición SVD de la
%
                matriz de Hankel.
°
            - f : Vector con las frecuencia modales de la
%
                  estructura.
%
            - Phi : Matriz con las formas modales.
%
            - Beta: Vector con amortiguamientos modales.
88
A=detrend(A);
As=detrend(As);
% dt : Intervalo de datos en el tiempo de la señal.
dt=1/Fs;
% N : Columnas de las matrices de Hankel de forma de utilizar todos los
%
    datos del registro.
N=length(A)-s;
[m,nd]=size(As);
% nd : Número de datos.
% m : Número de canales.
if nd<m
  As=As';
  [m,nd]=size(As);
end
% Uo : Matriz de Hankel Uo.
Uo=zeros(m*s,N);
for k=1:s
 Uo((k-1)*m+1:k*m,:)=As(:,k:k+N-1);
end
```

```
[l,nc]=size(A);
% nd : Número de datos.
% l : Número de canales.
if nc<1
  A=A';
  [l,nc]=size(A);
end
% Yo : Matriz de Hankel Yo.
Yo=zeros(l*s,N);
for k=1:s
  Yo((k-1)*l+1:k*1,:)=A(:,k:k+N-1);
end
% Se genera la matriz H.
H = [Uo; Yo];
Ht=H';
% Descomposicion LQ usando descomposución QR.
[Qt,Lt]=qr(Ht,0);
L=Lt';
% Se obtiene L22.
L22=L(m+1:end,m+1:end);
% Descomposición SVD.
[M,S,N] = svd(L22);
ss=diag(S);
% Se achica las matrices al orden n del sistema.
S=S(1:n,1:n);
M=M(:,1:n);
N=N(:,1:n);
% Cálculo de los paramatros Os y R.
Os=M*S^0.5;
R=Os(1:1,:);
% Se obtiene la matriz A ocupando la pseuda inversa.
A=pinv(Os(1:(s-1)*l,:))*Os((l+1):s*l,:);
% Obtención de los parámetros modales.
[Phi,lambda] = eig(A);
lambda=diag(lambda);
w=abs(log(lambda))/dt;
[w,ind]=sort(w);
Phi=Phi(:,ind);
T=2*pi./w;
f=1./T;
Phi=real(R*Phi);
```

```
77
```

```
for i=1:n
Phi(:,i)=Phi(:,i)./norm(Phi(:,i));
end
```

```
beta=-real(log(lambda))./abs(log(lambda));
beta=beta(ind);
```

## Anexo C: Ensayo Hormigón

#### UNIVERSIDAD DE CHILE FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y ENSAYES DE MATERIALES

IDIEM

#### INFORME SOBRE INSPECCION DE HORMIGON EDIFICIO CON AISLADORES DE CAUCHO.

Solicitante	:	Sr. Mauricio Sarrazin Arellano.
Obra	:	Andalucía, Pedro Lagos №1390, Santiago.
Aridos	- 1	Soc. Clamani Ltda., San Bernardo. Tamaño máximo 1 1/2.

H. para fundaciones : Cono 5 cm.

Ensayo de resistencias a 5 cubos de 20 cm arista.

7 días	14 días	28 días
222 kgf/cm <sup>2</sup>	250 kgf/cm <sup>2</sup>	309 y 314 kgf/cm <sup>2</sup>

(11881-3)

Santiago, diciembre 18 de 1991.

ERNEATO GOMEZ GAZZANO Jefe Sección Investigación y Ensayes de Estructuras Car. OW

1

FPG/sfc.