



# Universidad Austral de Chile

---

Facultad de Ciencias de la Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

## “VULNERABILIDAD SÍSMICA DE CONSTRUCCIONES PATRIMONIALES HISTÓRICAS DE MAMPOSTERÍA EN CHILE: APLICACIÓN A LOS TORREONES ESPAÑOLES DE VALDIVIA”

Tesis para optar al Título de:  
**Ingeniero Civil en Obras Civiles**

Profesor Guía:  
Sr. Galo Valdebenito Montenegro  
Ingeniero Civil, especialidad Estructuras  
Dr. Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural.

MARÍA INÉS SÁNCHEZ CÁRDENAS  
VALDIVIA – CHILE  
2013

# CONTENIDOS

## Capítulo 1: Introducción

1.1 Motivación y Justificación .....	1
1.2 Antecedentes Históricos .....	3
1.3 Objetivos .....	5
1.4 Metodología de Trabajo .....	6

## Capítulo 2: Estado del Conocimiento

2.1 Introducción .....	7
2.1.1 Importancia de las Estructuras Históricas .....	7
2.1.2 La Vulnerabilidad Sísmica en las Estructuras Históricas .....	8
2.2 Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico .....	9
2.3 Vulnerabilidad Sísmicas de Estructuras Históricas .....	15
2.3.1 Estructuras de Tierra .....	15
2.3.2 Estructuras de Madera.....	17
2.3.3 Estructuras de Hormigón.....	19
2.3.4 Estructuras de Mampostería .....	21
2.3.4.1 Experiencia Italiana.....	21
2.3.4.2 Experiencia Española.....	25
2.3.4.3 Experiencia Portuguesa.....	28
2.3.4.4 Experiencia Asiática.....	32
2.3.4.5 Experiencia Norteamericana.....	34
2.3.4.6 Experiencia Latinoamericana.....	35
2.3.4.7 Experiencia Chilena.....	37

### **Capítulo 3: Metodologías para el Estudio de la Vulnerabilidad Sísmica**

3.1	Introducción .....	47
3.2	Vulnerabilidad Observada: Métodos Simplificados de Análisis Sísmico .....	48
3.2.1	Índice de Densidad de Muros.....	49
3.2.2	Índice de Seguridad Sísmica .....	50
3.2.3	Método Simplificado de Diseño Sísmico.....	51
3.2.4	Algunas Apreciaciones .....	52
3.3	Vulnerabilidad Calculada: Método del Índice de Vulnerabilidad .....	53
3.4	Vulnerabilidad Calculada: Métodos Basados en el Espectro de Capacidad .....	57
3.4.1	Curva de Capacidad .....	59
3.4.2	Espectro de Capacidad .....	61
3.4.3	Espectro de Respuesta Clásico o Elástico .....	63
3.4.4	Espectro de Demanda Inelástico .....	64
3.4.5	Punto de Desempeño .....	65
3.4.6	Curvas de Fragilidad .....	68

### **Capítulo 4: Comportamiento Mecánico de la Mampostería de Ladrillo**

4.1	Introducción .....	71
4.2	Caracterización de los Materiales Constituyentes .....	72
4.2.1	Las Unidades .....	73
4.2.1.1	Geometría .....	73
4.2.1.2	Propiedades Mecánicas .....	75
4.2.2	El Mortero .....	76
4.2.2.1	Funciones .....	76
4.2.2.2	Propiedades Mecánicas .....	76
4.2.3	La Interfaz Unidad – Mortero .....	77
4.2.3.1	Modo I de Falla (Tracción) .....	78
4.2.3.2	Modo II de Falla (Cortante) .....	79
4.3	Caracterización del Material Compuesto .....	80
4.3.1	Comportamiento Bajo Cargas de Compresión Uniaxial .....	80
4.3.2	Comportamiento Bajo Cargas de Tracción Uniaxial .....	81
4.3.3	Comportamiento Bajo Cargas de Cortante .....	82

4.3.4 Comportamiento Bajo Tensiones Biaxiales.....	82
4.4 Técnicas de Análisis .....	83
4.4.1 Análisis Límite .....	83
4.4.2 Micro y Macromodelación en Elementos Finitos .....	84
4.4.2.1 Modelos Constitutivos .....	87

### **Capítulo 5: Aplicación al Caso de los Torreones Españoles de Valdivia**

5.1 Antecedentes Históricos .....	89
5.2 Estudios Previos .....	90
5.3 Modelación a través de un Macromodelo .....	90
5.3.1 Levantamiento Estructural – Geometría .....	91
5.3.2 Caracterización Dinámica de la Estructura .....	92
5.3.3 Caracterización Dinámica del Suelo .....	94
5.3.4 Propiedades Mecánicas Adoptadas .....	98
5.4 Modelación a través de un Macromodelo .....	99
5.4.1 Modelación de la Estructura .....	100
5.4.2 Calibración del Modelo .....	101
5.5 Análisis Estático No Lineal (Pushover) .....	107
5.5.1 Curva de Capacidad Bilineal.....	108
5.5.2 Espectro de Capacidad .....	109
5.5.3 Espectro de Demanda .....	110
5.5.4 Punto de Desempeño .....	111
5.5.5 Umbrales de los Estados de Daño .....	113
5.5.6 Obtención de las Curvas de Fragilidad .....	113
5.5.7 Obtención de la Matriz de Probabilidad de Daño .....	116
5.6 Análisis Crítico y Discusión de Resultados: Una Invitación a la Reflexión .....	117

### **Capítulo 6: Conclusiones**

.....	121
-------	-----

### **Referencias**

.....	125
-------	-----



# ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Factores de seguridad de dos edificios pertenecientes al complejo de edificios La Pombalina, resultados del análisis sísmico aislado para cada edificio y para el complejo completo considerando el “efecto bloque” (Ramos et al., 2005) .....	30
Tabla 3.1: Tipologías para construcciones históricas (Lagomarsino et al., 2003b).....	53
Tabla 3.2: Grados de daño según Lagomarsino et al. (2003b).....	54
Tabla 3.3: Valores del índice de vulnerabilidad y del parámetro $\beta$ para diferentes tipologías de edificios (Lagomarsino et al., 2003b).....	55
Tabla 3.4: Modificadores de vulnerabilidad generales (Lagomarsino et al., 2003b).....	56
Tabla 3.5: Definición del nivel de desempeño según VISION 2000 (SEAOC, 1995).....	58
Tabla 3.6: Definición del nivel de peligrosidad sísmica según VISION 2000 (SEAOC, 1995)....	58
Tabla 4.1: Módulos de elasticidad de los morteros de distintas categorías $\beta$ (Martínez et al., 2001).....	77
Tabla 5.1: Propiedades mecánicas de los materiales usadas en el modelo analítico del Torreón	101
Tabla 5.2: Frecuencias obtenidas del análisis modal cambiando el módulo elástico E .....	102
Tabla 5.3: Frecuencias obtenidas adelgazando los muros del Torreón Los Canelos.....	103
Tabla 5.4: Frecuencias obtenidas del análisis modal cambiando las condiciones de apoyo.....	104
Tabla 5.5: Puntos para la bilinealización de la curva de capacidad con el método de las áreas equivalentes .....	108
Tabla 5.6: Puntos de la curva del espectro bilineal de capacidad.....	110

Tabla 5.7: Umbrales de los estados de daño.....	113
Tabla 5.8: Desviación estándar para estructuras de mampostería no reforzada.....	114
Tabla 5.9: Parámetros de las curvas de fragilidad del Torreón Los Canelos.....	115
Tabla 5.10: Parámetros de la matriz de probabilidad de daño para el punto de desempeño.....	116

# ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1: Separación entre la esquina y el muro de un edificio de adobe a causa de su falta de sistemas de conexión (Blondet et al., 2003).....	17
Fig. 2.2: Uso del Resistograph en una escalera de madera. Edificio Sao Domingos, del siglo XIX (1856), en Porto, Portugal (Ilharco et al., 2008) .....	18
Fig. 2.3: Pilodyn usado en un piso de madera. Edificio Antonio Carneiro. Siglo XX (1916), en Porto, Portugal. (Ilharco et al., 2008) .....	18
Fig. 2.4: Falla en las columnas y en las juntas. Terremoto Northridge, EEUU (Mohele, 2000) ...	19
Fig. 2.5: A la izquierda la fachada de la iglesia de San Rocco. A la derecha el modelo de elementos finitos para ésta (Podestà, 2005) .....	23
Fig. 2.6: Torre de Pavia antes de que sufriera daños (Garavaglia et al., 2006) .....	25
Fig. 2.7: Catedral de Mallorca (Martínez et al., 2007a) .....	27
Fig. 2.8: Puntos de medición de vibraciones sobre la planta de la estructura de la Catedral de Mallorca (Martínez et al., 2007a) .....	27
Fig. 2.9: Modelo de elementos finitos para la catedral de Mallorca (Martínez et al., 2007b) .....	28
Fig. 2.10: Estadísticas de daño a los edificios históricos más importantes (218), después del terremoto de Azores de 1980 (Oliveira, 2003) .....	29
Fig. 2.11: Claustro del Monasterio de Salzedas antes de los trabajos actuales (Lourenço et al., 2008).....	31

Fig. 2.12: Actual estado del Qasr al Bint, (Petra, Jordania) y un modelo de su estado antes de los daños (Bani-Hani y Barakat, 2006) .....	33
Fig. 2.13: Catedral del Cusco y su modelo de elementos finitos en 3D, Cusco, Perú (Proaño et al., 2003) .....	35
Fig. 2.14: Refuerzos en hormigón armado, frecuentemente usados para campanarios (De La Torre et al., 2004) .....	37
Fig. 2.15: A la izquierda el Castillo de Niebla, Valdivia, Chile ( <a href="http://www.valdiviachile.com">www.valdiviachile.com</a> ). A la derecha, Torreón de Barro, Valdivia, Chile ( <a href="http://www.panoramio.com">www.panoramio.com</a> ) .....	38
Fig. 2.16: Iglesia de Chiu Chiu, Calama, Chile ( <a href="http://www.alovelyworld.com">http://www.alovelyworld.com</a> ) .....	39
Fig. 2.17: Iglesia de San Pedro de Atacama, Atacama, Chile ( <a href="http://www.explore-atacama.com">http://www.explore-atacama.com</a> ) .....	39
Fig. 2.18: Iglesia de Achao, Chiloé, Chile ( <a href="http://www.iglesiasdechiloe.uchile.cl">http://www.iglesiasdechiloe.uchile.cl</a> ) .....	40
Fig. 2.19: Iglesia de Quinchao, Chiloé, Chile ( <a href="http://www.iglesiasdechiloe.uchile.cl">http://www.iglesiasdechiloe.uchile.cl</a> ) .....	40
Fig. 2.20: Iglesia de San Francisco, Santiago, Chile ( <a href="http://www.losmejoresdestinos.com">www.losmejoresdestinos.com</a> ) .....	40
Fig. 2.21: Catedral Metropolitana de Santiago, Santiago, Chile ( <a href="http://es.wikipedia.org">http://es.wikipedia.org</a> ) .....	40
Fig. 2.22: Casa Colorada, Santiago, Chile ( <a href="http://www.welcomechile.com">www.welcomechile.com</a> ) ...	41
Fig. 2.23: Edificio de Correos Central de Santiago, Santiago, Chile ( <a href="http://www.welcomechile.com">www.welcomechile.com</a> ) ...	41
Fig. 2.24: Viaducto del Malleco, Collipulli, Chile ( <a href="http://www.welcomechile.com">www.welcomechile.com</a> ) .....	42
Fig. 2.25: Puente Cochi, Calama, Chile ( <a href="http://picasaweb.google.com">http://picasaweb.google.com</a> ) .....	42
Fig. 2.26: A la izquierda, el Palacio Luis Cousiño, Valparaíso, Chile ( <a href="http://bibliotecaduocvalparaiso.blogspot.com">http://bibliotecaduocvalparaiso.blogspot.com</a> ). A la derecha, el Palacio Subercaseaux, Valparaíso, Chile ( <a href="http://www.panoramio.com">www.panoramio.com</a> ) .....	44
Fig. 3.1: Ejemplo de una curva de vulnerabilidad para una estructura específica (Martínez, 2007).....	54

Fig. 3.2: Requerimiento de desempeño para edificios según VISION 2000 (Rodgers y Mahin, 1999) .....	58
Fig. 3.3: Curva de capacidad (Martínez, 2007) .....	59
Fig. 3.4: Representación bilineal de la curva de capacidad (Martínez, 2007) .....	60
Fig. 3.5: Espectro de capacidad (Safina, 2002) .....	62
Fig. 3.6: Espectro de demanda elástica (Martínez, 2007) .....	64
Fig. 3.7: Punto de desempeño en el rango elástico de la curva de capacidad (Martínez, 2007) ...	65
Fig. 3.8: Punto de desempeño en el rango inelástico del espectro de capacidad (Martínez, 2007)	66
Fig. 3.9: Procedimiento para el espectro de capacidad (modelo de capacidad elástico perfectamente-plástico) (Martínez, 2007) .....	67
Fig. 3.10: Ejemplo de curvas de fragilidad para los cuatro estados de daño en función del desplazamiento espectral (Lantada, 2007) .....	68
Fig. 4.1: Nomenclatura para las dimensiones y caras de las piezas de mampostería .....	73
Fig. 4.2: Tabla de requisitos de forma y terminación de las unidades (NCh169 Of.2001) .....	74
Fig. 4.3: Tabla de características de los ladrillos cerámicos (NCh169 Of.2001) .....	75
Fig. 4.4: Relación entre el contenido de humedad de las piezas en el instante de colocación y la tensión de adherencia en la interfaz (Fuentes, 2004) .....	77
Fig. 4.5: Comportamiento bajo tracción de la interfaz según Pluijm (1997): a la izquierda el espécimen de ensayo, a la derecha los resultados típicos experimentales para el diagrama de esfuerzo – desplazamiento de la fisura para mampostería de ladrillos macizos de arcilla .....	78
Fig. 4.6: Ensayo para obtener el comportamiento de la interfaz unidad – mortero bajo esfuerzos cortantes (Pluijm, 1993) .....	79
Fig. 4.7: Comportamiento típico frente a esfuerzos de cortante de la interfaz unidad – mortero, con unidades macizas de arcilla: (a) diagrama tensión – desplazamiento para tres diferentes niveles	

de presión (el área sombreada representa a cada una de las tres pruebas); (b) energía de fractura del modo II como una función de nivel de presión normal (Pluijm, 1993) ..... 79

Fig. 4.8: Estado de tensiones en la unidad y el mortero que componen la mampostería cuando se encuentra sometida a compresión (Martínez, 2001) ..... 80

Fig. 4.9: Diagrama tensión – desplazamiento para la tracción en dirección paralela a las juntas horizontales: (a) falla con grietas en zigzag a través de las juntas horizontales y verticales; (b) falla con grietas verticales a través de juntas verticales y unidades (Lourenço, 1998) ..... 81

Fig. 4.10: Estrategias para la modelación de estructuras de mampostería: (a) micromodelado detallado; (b) micromodelado simplificado; (c) macromodelado, (Lourenço, 1998) ..... 85

Fig. 4.11: Condición de cedencia para los modelos de Mohr-Coulomb y Drucker-Prager (Martínez, 2007) ..... 87

Fig. 4.12: Modelo de fisuración fija multidireccional en el sistema n-t (Martínez, 2007) ..... 88

Fig. 5.1: Bosquejo de la época de los Torreones Españoles (Guarda, 1954)..... 91

Fig. 5.2: Imagen del plano de la geometría del Torreón Los Canelos, obtenida tras el levantamiento estructural ..... 92

Fig. 5.3: Campaña de mediciones en terreno. De izquierda a derecha: 1) Medición geométrica de la estructura. 2) Instalación del sismómetro en una de las gárgolas del torreón. 3) Medición geométrica e instalación del sismómetro en una de las ventanas del Torreón ..... 92

Fig. 5.4: Campaña de mediciones en terreno. De izquierda a derecha: 1) Medición con el sismómetro en el suelo, al pie del torreón. 2) Medición con el sismómetro y el geófono en un punto cercano al torreón, lado Yervas Buenas. 3) Medición con el sismómetro y el geófono en un punto cercano al torreón, lado Gral. Lagos ..... 93

Fig. 5.5: Gráficos del análisis frecuencial basado en la toma de datos del sismómetro, para el Torreón Los Canelos ..... 94

Fig. 5.6: Gráficos del análisis frecuencial basado en la toma de datos del geógrafo, para el suelo donde se emplaza el Torreón Los Canelos ..... 95

Fig. 5.7: Curvas H/V tomadas en las inmediaciones del Torreón Los Canelos ..... 96

Fig. 5.8: Localización del Torreón Los Canelos en el mapa de Geología y Características Geotécnicas, mostrando un suelo tipo F (SERNAGEOMIN, 2004) .....	97
Fig. 5.9: Localización del Torreón Los Canelos en el mapa de Respuesta Sísmica, mostrando un suelo de baja amplificación sísmica (SERNAGEOMIN, 2004) .....	97
Fig. 5.10: Localización del Torreón Los Canelos en el mapa de Aptitud para la Construcción, mostrando un suelo de buena aptitud (SERNAGEOMIN, 2004) .....	98
Fig. 5.11: Geometría del Torreón Los Canelos en Ansys (ANSYS Inc.) .....	100
Fig. 5.12: Enmallado del Torreón Los Canelos en Ansys (ANSYS Inc.) .....	101
Fig. 5.13: Curva de Capacidad del Torreón Los Canelos .....	108
Fig. 5.14: Curva de Capacidad y Curva de Capacidad Bilineal .....	109
Fig. 5.15: Espectro de capacidad bilineal ... ..	109
Fig. 5.16: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones, según la NCh 433 .....	110
Fig. 5.17: Espectro de demanda elástico .....	111
Fig. 5.18: Punto de desempeño para el Torreón Los Canelos .....	112
Fig. 5.19: Punto de desempeño para el Torreón Los Canelos .....	112
Fig. 5.20: Límites de los umbrales de daño sobre el espectro de capacidad .....	113
Fig. 5.21: Curvas de Fragilidad para el Torreón Los Canelos .....	115
Fig. 5.22: Matriz de Probabilidad de Daño en el punto de desempeño para el Torreón Los Canelos .....	116



# RESUMEN

Las estructuras históricas son construcciones que podemos ver en casi todos los países y ciudades. Son elementos y símbolos tangibles, importantes de la historia de un pueblo, donde queda la huella de la serie de eventos que constituyen las memorias del nacimiento de una sociedad, que sobreviven en medio del ambiente urbano y las construcciones modernas. Esto las convierte en un gran atractivo turístico para los visitantes, una insignia característica de cultura para el lugar y en un nuevo foco de atención para el mercado y la economía.

Con respecto a la posesión de patrimonio histórico, Chile es muy particular y diverso. Contamos con construcciones que datan aproximadamente del siglo XVI, época de la Conquista de Chile por parte de los soldados españoles, de diversas tipologías y materialidad. En el sur de Chile tenemos fuertes y torreones que fueron construidos como defensa de las ciudades recién fundadas por el Reino de España de esa época. En el norte y centro del país, la costumbre era construir las iglesias de adobe, en el sur, tenemos como ejemplo las iglesias de Chiloé, construidas completamente de madera. De la época de la Colonia también quedan casonas y edificios, principalmente en la zona central de Chile, que fueron construidos en su mayoría de adobe y mampostería. También existen puentes y viaductos tales como el de Malleco (acero) y el puente de Cochi (acero), que fueron fundamentales para el crecimiento y desarrollo de la sociedad del siglo XIX.

En este trabajo de Tesis se hace un estudio de la vulnerabilidad sísmica de una construcción patrimonial histórica de mampostería sin armar, usando como ejemplo a los Torreones Españoles de Valdivia, en específico al Torreón Los Canelos.

Este edificio se consideró como representativo para esta investigación debido a que es una estructura que aún se conserva desde hace casi 300 años, de la cual no se han hecho evaluaciones similares, por lo que no se sabe a ciencia cierta cuál es su estado actual, aunque se presume que es bueno, debido a su gran rigidez y excelente condición en el presente. Los Torreones no presentan fisuras ni daños estructurales visibles ante una inspección visual, aún ante la ocurrencia de

diversos terremotos, incluido el de 1960, por lo cual es importante tener una visión probabilista sobre su comportamiento ante un evento sísmico futuro.

La propuesta metodológica presentada en esta Tesis, para evaluar la vulnerabilidad sísmica de construcciones patrimoniales históricas de mampostería, es la que más se utiliza actualmente en estudios de edificios históricos por la alta confiabilidad de sus resultados. Es aplicable a cualquier estructura con estas características y consiste en la revisión del binomio capacidad-demanda y en la generación de las curvas de fragilidad y la matriz de probabilidad de daño. Este método de estudio implica conocer las propiedades mecánicas del material, algo complejas para la mampostería, y las propiedades dinámicas de la estructura y del suelo, para saber si existe una interacción suelo-estructura, así como también el daño que presenta la estructura en la actualidad.

Durante el documento se detallan: un amplio estado del conocimiento, los diferentes métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica, el levantamiento estructural del Torreón Los Canelos, las mediciones y pruebas de campo, y luego se desarrolla la metodología propuesta: el proceso de construcción del modelo numérico de elementos finitos, el análisis estático no lineal realizado para la obtención de la curva capacidad-demanda para la estructura, y la obtención de las curvas de fragilidad y matriz de probabilidad de daño.

Finalmente se hace un análisis crítico sobre el proceso de trabajo de la tesis y los resultados obtenidos sobre la capacidad sismorresistente de los Torreones, esperando que esta sea la primera de muchas iniciativas de este tipo en el patrimonio histórico del país.

# SUMMARY

Historic structures are constructions that we see in almost all countries and cities. They are tangible elements and symbols, important in the history of a people, which is the mark of the series of events that make up the memories of the birth of a society, which survive in the midst of the urban environment and modern buildings. This becomes a great tourist attraction for visitors, a badge of cultural property to the place and a new focus for the market and economy.

Regarding the possession of the historical heritage, Chile is very particular and diverse. We have buildings from about the Sixteenth century, the time of the conquest of Chile by the Spanish soldiers, with different types and materiality. In southern Chile have fort and towers that were built as a defense of the newly founded cities of the Kingdom of Spain at the time. In the north and center of the country, the custom was to build the adobe churches, in the south, we have the example of the churches of Chiloé, built entirely of wood. From Colonial times also houses and buildings are also mainly in central Chile, which were built mostly adobe and masonry. There are also bridges and viaducts such as the bridge Malleco and Cochi, both steel, which were essential for the growth and development of Nineteenth century society.

This Thesis is a study of seismic vulnerability of a unreinforced masonry heritage building, using as an example the Torreones Españoles of Valdivia, specifically to Torreón Los Canelos.

This building was considered as representative for this research because it is a structure that still exists with almost 300 years, of which there have been no similar assessment, so we do not know for sure what their current status. The Torreones have no cracks or structural damage to a visual inspection, even with the occurrence of several earthquakes, including the 1960, so it is important to have a probabilistic vision about their behavior in a future seismic event.

The methodology presented in this thesis, to assess the seismic vulnerability of masonry historical heritage buildings, is currently most widely used in studies of historical buildings by the high reliability of results. It is applicable to any structure with the same features and is the review of the binomial capacity - demand and generating fragility curves and damage probability matrix. This method of study involves understanding the mechanical properties of materials, for masonry

somewhat complex, and dynamic properties of the structure and soil, to see if there is a soil - structure interaction, as well as the damage that has the structure in the today.

The document details: a broad state of knowledge, different methods of seismic vulnerability assessment, measurements of the geometry of Torreón Los Canelos, measurements and field trials, and then develops the proposed methodology: the process of constructing the finite element numerical model, the nonlinear static analysis performed to obtain the capacity curve - demand for the structure, and obtaining fragility curves and damage probability matrix.

Finally, makes a critical analysis of the work process of the thesis and the results of the seismic capacity of the Torreones, hoping that this will be the first of many such initiatives in the country`s historical heritage.

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 Motivación y Justificación

A lo largo de la historia de la humanidad el hombre ha desarrollado técnicas, tecnologías y hasta arte, a través de la construcción de edificios, ya sea por necesidad o por expresión creativa, por lo cual el patrimonio arquitectónico es un elemento importante dentro de la identidad de un país o ciudad, valorizado ampliamente por la sociedad durante las últimas décadas, en que se ha descubierto el atractivo y encanto en el uso de este tipo de edificios.

El peor enemigo de este patrimonio son los terremotos, que han destruido o dañado seriamente estructuras históricas en muchas partes del mundo, especialmente en las zonas donde existe una alta sismicidad como Italia, Grecia, Turquía, India, China, Japón, México y Perú, coincidiendo con el hecho de que estos países tienen una herencia cultural muy amplia. También podemos notar la

importancia de los efectos agresivos del medio ambiente (asentamientos del suelo, vibraciones debido al tráfico, contaminación del aire, etc.) y el hecho de que la mayoría de estos edificios no han sido sometidos a una mantención continua y adecuada, factores que pueden desencadenar problemas estructurales y hacerlos inseguros.

Es por este motivo que la conservación adecuada de edificios históricos se ha convertido en un tema importante de estudio para la ingeniería civil, especialmente en países europeos y del oriente medio, donde la herencia arquitectónica es abundante y muy antigua.

Años de investigación han comprobado que no deja de ser complejo el estudio de estas estructuras, por el paso del tiempo y por la gran variedad de material y configuraciones usadas, donde las cargas gravitatorias y dinámicas han dejado su marca, haciéndolas vulnerables a movimientos sísmicos futuros, y por ende, llegan a ser estructuras poco seguras para las personas y su uso.

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica se transforma en un aspecto fundamental en el estudio del patrimonio arquitectónico, para contar con un respaldo preciso ante la expectativa de la seguridad de una estructura ante el escenario de un evento sísmico futuro, y también para ofrecer respuestas en cuanto a la restauración y mantenimiento de la misma. Esta evaluación es minuciosa y debe hacerse para cada edificio, uno por uno, debido a que la caracterización de materiales, configuración y construcción, es distinta para todos, sin nombrar los distintos eventos que ha sufrido cada uno.

En Chile existe también este tipo de legado, a lo largo de todo el país y con una gran variedad de materiales y estilos arquitectónicos y estructurales, lo cual influye en su comportamiento estructural. Este patrimonio, lleno de belleza y de historia, está formado por iglesias, fuertes, torreones, muros y castillos, de los cuales la gran mayoría son de la época de la colonización española y su data es de aproximadamente 300 años. Este tipo de edificios, obviamente, se construyeron sin parámetros sismorresistentes y además de ser muy débiles frente a la tracción, generalmente presentan deformaciones inelásticas debido a cargas de gravedad y terremotos, por lo tanto estos daños acumulados a lo largo del tiempo pueden hacerlos muy vulnerables frente a futuros sismos.

La mayoría de estos edificios se han mantenido hasta ahora con una nula protección o con remodelaciones realizadas sin un estudio previo, lo cual puede ser aún más perjudicial que dejar a la estructura con su configuración inicial, como se ha visto en algunos países que, como Chile, tienen frecuentes eventos telúricos.

Por estos motivos se presenta este trabajo de investigación como un aporte a la conservación del patrimonio de nuestro país y a las futuras investigaciones de construcciones históricas dentro de la ingeniería civil en Chile. Al ser éstas muy diversas, se hará un especial énfasis en las construcciones históricas de mampostería, tomando como caso de aplicación uno de los símbolos más conocidos de la ciudad de Valdivia: los Torreones Españoles.

Estos dos torreones fueron construidos en 1794, como resguardo de la ciudad. Su estructura es una torre de base circular y está construida en mampostería de ladrillo y cal (Guarda, 1953). Sin duda un caso atractivo para tratar la vulnerabilidad sísmica en construcciones patrimoniales de mampostería.

## 1.2 Antecedentes Históricos

El patrimonio arquitectónico es un aspecto clave para las sociedades modernas, debido a los aspectos culturales y económicos, ya que son un atractivo clave en cada ciudad o país (Ramos et al., 2005).

Desde hace varias décadas la protección hacia construcciones históricas ha sido tema importante en discusiones y estudios en la ingeniería civil. Como sabemos, en Chile, país sísmico, el patrimonio arquitectónico ha estado expuesto desde siempre a los movimientos telúricos y sigue estándolo.

Para la conservación de nuestro importante legado histórico, es necesario reforzar las estructuras más vulnerables ante la acción de futuros eventos sísmicos, lo que implica una acción que puede alterar la originalidad del edificio. Es por esto que se convierte en el objetivo primordial del análisis de ingeniería, encontrar la mejor solución desde el punto de vista de la mínima intervención, para lograr el equilibrio entre la mayor seguridad y la conservación original de la estructura.

Los países europeos han desarrollado una valiosa experiencia en conservación y restauración y durante los últimos años se han hecho grandes inversiones en este campo de la investigación que han dado a luz extraordinarios avances en las áreas de inspección, pruebas no destructivas, monitorización y análisis estructurales de las construcciones históricas. Estos desarrollos permiten medidas correctivas más seguras, económicas y adecuadas.

La evaluación del comportamiento sísmico de estructuras antiguas de mampostería requiere un peculiar proceso, desde su respuesta a las cargas dinámicas, a menudo diferentes de las construcciones ordinarias.

Para profundizar en el problema, debe analizarse cada una de las estructuras, entendiendo el proceso de la construcción, el tipo de materiales usados, las cargas solicitantes que han estado actuando, las reparaciones que se han hecho y los fenómenos naturales, por supuesto incluyendo sismos, que ha soportado. Estas variables son muy importantes a la hora de modelar la estructura, ya que cada particularidad hace de cada una de estas estructuras, única en su tipo.

Con el fin de obtener una estimación fiable del riesgo sísmico, lo más conveniente es llevar a cabo análisis dinámicos completos que describan la transmisión efectiva y la disipación de la energía que proviene del movimiento del suelo. En general en el caso de los modelos no lineales, como es el caso de los edificios históricos, para estudiar su comportamiento dinámico mediante modelos tridimensionales se requiere una gran cantidad de recursos computacionales que a veces no están disponibles. Por suerte, en muchos casos se puede adoptar un modelo en dos dimensiones. Esto requiere de un proceso en el cual se puedan aproximar lo mejor posible las características de mayor interés (Peña et al., 2007).

La mampostería es un material heterogéneo que consiste en unidades y articulaciones. Las unidades pueden ser ladrillos, bloques, sillares, adobes, piedras irregulares y otros. El mortero puede ser de barro, betún, tiza, cal/base de cemento de mortero, pegamento u otros. El enorme número de combinaciones generadas por la geometría, la naturaleza y la disposición de las unidades, así como las características de los morteros, genera dudas sobre la exactitud de la expresión mampostería. No obstante, las investigaciones experimentales actualmente se han concentrado en la mampostería de ladrillo y de bloque, y su pertinencia para el diseño. Esto es ideal para un modelado preciso a la hora de hacer un análisis estructural profundo en construcciones de este tipo (Lourenço, 2006).

Según Martínez (2007), la vulnerabilidad sísmica se define como la predisposición de una estructura de ser susceptible a sufrir cierto daño, como consecuencia de un terremoto de cierta intensidad. Es importante notar la diferencia entre los conceptos de vulnerabilidad sísmica y riesgo sísmico. Este último es definido por Martínez (2007) como la probabilidad de pérdida en la estructura como consecuencia de un terremoto de cierta intensidad durante un cierto período de exposición.

Por lo tanto podemos decir que la vulnerabilidad sísmica es una característica de cada estructura y que es dependiente de muchos factores, sobretodo de los criterios usados en el diseño y construcción de ésta, y es independiente de la peligrosidad sísmica de la localidad donde está emplazada.

Comúnmente, tanto la vulnerabilidad de los edificios como el daño se cuantifican mediante índices de vulnerabilidad sísmica, que pueden normalizarse para que tomen valores entre 0 y 1 ó entre 0 y 100. Así, la vulnerabilidad pretende ser una medida cuantitativa de la propensión de un edificio a sufrir daño cuando se ve sometida a un terremoto.

Cuando existe una alta vulnerabilidad sísmica, resulta necesario reforzar estas estructuras, al ser más vulnerables ante la acción de futuros eventos sísmicos. Esto requiere de una acción que puede alterar la originalidad del edificio, por eso el objetivo principal del análisis, al buscar una solución, es encontrar la óptima, enfocados en hacer intervenciones mínimas y logrando un balance entre la seguridad y la preservación del patrimonio.

Esto sólo se puede lograr, como ya hemos dicho, analizando detalladamente las particularidades de cada estructura, al ser todas éstas diferentes, partiendo desde su construcción y materiales, hasta su evolución en el tiempo bajo las cargas solicitantes, reparaciones y fenómenos naturales que ha soportado (Martínez, 2007).

## 1.3 Objetivos

### 1.3.1 Objetivo General

Analizar y evaluar la vulnerabilidad sísmica de una construcción patrimonial histórica de mampostería, usando el caso del Torreón Los Canelos.

### 1.3.2 Objetivos Específicos

- Realizar un actualizado estado del conocimiento sobre la vulnerabilidad sísmica de estructuras históricas de mampostería, de Chile y del resto del mundo.
- Caracterizar geometría, materiales y comportamiento, a partir de pruebas experimentales y/o de campo.

- Generar un modelo matemático adecuado, calibrado en base a estudios de campo y experimentales.
- Aplicar una metodología óptima para evaluar la vulnerabilidad sísmica del Torreón Los Canelos, según lo analizado en el estado del arte.
- Discutir y analizar los resultados obtenidos.
- Establecer conclusiones útiles y recomendaciones prácticas.

## **1.4 Metodología de Trabajo**

La metodología para conseguir los objetivos de esta investigación está conformada por las siguientes actividades:

- Realizar una revisión exhaustiva al estado del arte en lo que se refiere a las diferentes técnicas utilizadas en el mundo para evaluar la vulnerabilidad sísmica en edificios históricos, revisando trabajos de autores experimentados en el tema, desde bases de datos en internet de revistas y tesis de ingeniería actualizadas, etc.
- Recopilar antecedentes históricos sobre la construcción, materiales utilizados, geometría, reformas que se han realizado en la estructura de los Torreones Españoles de Valdivia.
- Escoger cuál de éstas metodologías es la idónea y aplicable al caso de estudio.
- Realizar un análisis para la identificación y caracterización de los materiales y su configuración estructural, con información obtenida de la literatura y pruebas experimentales no destructivas.
- Construir un modelo analítico para la estructura escogida, a partir de medidas de campo y la definición de las características de sismicidad local de la zona de Valdivia.
- Realizar el análisis de vulnerabilidad con la metodología más adecuada al caso de los Torreones Españoles de Valdivia.
- Realizar un análisis Push-Over para encontrar las cargas de colapso y generar las curvas de capacidad y el espectro de demanda. Determinar los puntos de desempeño, curvas de fragilidad y matriz de probabilidad de daño.
- Obtener las conclusiones del desarrollo de la investigación.

# CAPÍTULO 2

## ESTADO DEL CONOCIMIENTO

### 2.1 Introducción

#### 2.1.1 Importancia de las Estructuras Históricas

Las estructuras históricas son construcciones que podemos ver en casi en todos los países y ciudades. Son elementos y símbolos tangibles, importantes de la historia de un pueblo, donde queda la huella de la serie de eventos que constituyen las memorias del nacimiento de una sociedad, que sobreviven en medio del ambiente urbano y las construcciones modernas. Esto las convierte en un gran atractivo turístico para los visitantes, una insignia característica de cultura para el lugar y en un nuevo foco de atención para el mercado y la economía.

Dependiendo del punto del planeta en donde se encuentren, las construcciones históricas están conformadas por distintos materiales, distinta forma de edificación y distinta configuración. Esto

hace única a cada una de ellas y es por eso que su estudio requiere de una gran minuciosidad, no se puede hacer en masa, ya que cada una reacciona diferente frente a las cargas dinámicas y eventos sísmicos.

Los terremotos son los grandes enemigos de este patrimonio, por lo que están en constante peligro y con gran desventaja para enfrentarse a éstos, comparados con estructuras modernas. Después de un sismo, muchas de ellas colapsan.

Con respecto a la posesión de patrimonio estructural histórico, Chile es muy particular y diverso. Contamos con construcciones que datan aproximadamente del siglo XVI, época de la Conquista de Chile por parte de los soldados españoles. Por el norte iglesias y castillos de adobe, mayormente, en el sur fortalezas de mampostería de ladrillo y de piedra, e iglesias de madera, ubicadas generalmente en la isla de Chiloé.

Todos estos edificios, en el paso del tiempo, han afrontado los agentes agresivos del medio ambiente (polución, asentamientos del suelo, vibraciones por tráfico, etc.) y los eventos sísmicos, comunes en este país de alta sismicidad.

Para encontrar maneras eficaces de protegerlos y hacerlos seguros para su uso, muchos países, europeos y asiáticos, han comenzado, desde hace unos años, a investigar en las áreas de inspección, pruebas no destructivas, monitoreo y análisis estructural de las construcciones históricas. Aquí, Europa lleva la delantera, ya que ha desarrollado una preciada experiencia en conservación y restauración, con grandes inversiones en este campo.

### 2.1.2 La Vulnerabilidad Sísmica en las Estructuras Históricas

Debido al paso del tiempo como también a los factores ambientales, mucho de este patrimonio cultural es vulnerable a las cargas dinámicas y a su principal amenaza, los terremotos, lo cual hace que el colapso total o de una parte de la estructura sea impredecible, ya que muchas de estas construcciones no están sujetas a un continuo y adecuado mantenimiento y una gran parte presenta problemas estructurales serios, los que amenazan la seguridad de los edificios y de las personas.

La experiencia ganada por países que se han dedicado al estudio de este campo de la ingeniería civil y las recientes directrices para la ingeniería de conservación, ha permitido desarrollar, cada vez más, medidas reparadoras adecuadas, seguras y económicas. El análisis sísmico y la vulnerabilidad de las estructuras históricas son los aspectos claves para su conservación, para la seguridad de la población y los intereses económicos que envuelven, ya que al ser el turismo una

de las más importantes industrias de estos últimos años, por ende factor importante de la economía, es una razón más para la necesidad de la preservación del patrimonio histórico.

Desafortunadamente las construcciones históricas han sufrido daños severos, parciales o totales. Estas pérdidas no son cuantificables económicamente, así como tampoco lo son las vidas que se pierden en el colapso de un edificio durante un sismo. Además el patrimonio histórico no puede ser reinstalado después de un terremoto.

El estudio de las construcciones históricas debe llevarse a cabo con un enfoque basado en el uso de la tecnología moderna y la ciencia. Es responsabilidad de los especialistas seleccionar y dirigir los medios técnicos necesarios para llegar a la comprensión necesaria de la morfología y el comportamiento estructural de la construcción y caracterizar las necesidades de su reparación. Las exigencias modernas para una intervención incluyen ser reversibles, discreción, reparación mínima y respeto por la construcción original, además de las obvias exigencias funcionales y estructurales.

## 2.2 Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico

Los fenómenos sísmicos son una de las manifestaciones más impactantes de la fuerza de la naturaleza. Las pérdidas de vidas humanas y la destrucción de la infraestructura creada por el hombre, demuestran el potencial devastador que tiene este fenómeno. Consecuentemente, la investigación del comportamiento de las estructuras durante la acción sísmica se convierte en uno de los principales objetivos de estudio para la ingeniería sísmica.

Cada catástrofe sísmica pone en evidencia el mal funcionamiento de un edificio y la necesidad de intervenir todas aquellas estructuras que han sido diseñadas con un criterio de normativa antiguo o, más aún, que han sido construidas antes de que existiera una normativa que regulara el diseño.

El concepto de vulnerabilidad sísmica es indispensable en estudios sobre riesgo sísmico y para la mitigación de desastres por terremotos. Por otra parte, la mitigación de desastres en el ámbito de la ingeniería, corresponde a la totalidad de las acciones que tienen como objetivo la mejora del comportamiento sísmico de los edificios de una zona a fin de reducir los costos de los daños esperados después de un terremoto (Barbat, 1998). Por esto, resulta evidente que para mitigar el riesgo sísmico de una zona es necesario disminuir la amenaza, la vulnerabilidad y el costo de reparación de las estructuras afectadas. El conocimiento adecuado de la amenaza sísmica existente

permite, en las futuras edificaciones, definir la acción que debe tomarse en el diseño y el sitio donde pueden ser construidas, de forma que las condiciones del emplazamiento sean óptimas (alejándose de las fallas, evitando los rellenos y los lugares con posibles asentamientos, deslizamientos y con un alto potencial de licuefacción). Sin embargo es poco lo que se puede hacer para las estructuras ya existentes, especialmente las históricas, por lo tanto si se desea disminuir el riesgo se requiere de una intervención directa sobre la vulnerabilidad de éstas. El conocimiento del comportamiento sísmico de las estructuras, permite definir los mecanismos y acciones de refuerzo requeridos para la reducción de los efectos provocados por los movimientos del terreno (Bonett, 2003).

El concepto de *vulnerabilidad sísmica* puede definirse como *la predisposición de una estructura de ser susceptible a sufrir cierto daño a consecuencia de un terremoto de cierta intensidad*. Otro concepto importante, es el *riesgo sísmico*, que equivale a *la probabilidad de pérdida en la estructura como consecuencia de un terremoto con una cierta intensidad y durante cierto período de exposición*. Por otro lado, la *función de vulnerabilidad* de una estructura es *aquella que describe de forma gráfica o matemática su vulnerabilidad para varias intensidades de movimiento del suelo*. Estas intensidades del movimiento se expresan en un parámetro físico que puede ser la aceleración máxima del terreno o la intensidad en cualquier escala macrosísmica (Caicedo et al., 1994). Estos conceptos están íntimamente relacionados entre sí.

Podemos decir entonces que la vulnerabilidad sísmica es *una característica intrínseca de cada estructura, que depende del criterio que se empleó para su diseño pero es independiente de la peligrosidad sísmica del sitio donde está ubicada la estructura*. Cada estructura o tipo de estructuras, tiene su propia función de vulnerabilidad y la determinación de ésta es variada para comportamientos estructurales distintos (Caicedo et al., 1994).

La respuesta dinámica de una estructura al movimiento del suelo es muy compleja, ya que está sujeta a varios parámetros que están vinculados entre sí y que son muy difíciles de predecir, siendo casi irrealizable, de forma específica. Por ésto, las funciones de vulnerabilidad deben ser desarrolladas dentro de niveles de confianza (Martínez, 2007).

El concepto de vulnerabilidad sísmica lleva implícito a su vez, los conceptos de *afectación* y *daño*. La *afectación* se refiere al nivel de perturbación funcional que puede sufrir una instalación y está directamente relacionada con la *vulnerabilidad funcional*. El *daño* se refiere al deterioro físico que pueden sufrir los diversos elementos de una edificación. Este nivel de deterioro se conoce como

*grado de daño* y generalmente se expresa en una escala que va desde 0 (sin daño) a 1 (pérdida total) (Yépez, 1996). Desde el punto de vista cualitativo, hay dos tipos de daño sísmico: el daño estructural y el daño no estructural, dependiendo si el elemento con el grado de daño forma parte o no del sistema resistente de la edificación. Estos daños se relacionan, correspondientemente, con la *vulnerabilidad estructural* y la *vulnerabilidad no estructural*.

Dependiendo del uso de un edificio, cada uno de los tipos de vulnerabilidad tendrá una importancia relativa. Así por ejemplo, en un edificio histórico donde el diseño sísmico es nulo o anticuado, se tiene como objetivo evitar las pérdidas humanas asociadas con el colapso de la estructura, entonces la evaluación de la vulnerabilidad sísmica se considera determinante y gobierna la toma de decisiones para mitigar el riesgo.

La *vulnerabilidad no estructural* está asociada a la susceptibilidad de los elementos o componentes no estructurales de sufrir daño debido a un sismo, lo que se llama daño sísmico no estructural (Cardona, 1999) y comprende el deterioro físico de aquellos elementos o componentes que no forman parte del sistema resistente y pueden clasificarse en componentes arquitectónicos (tabiquerías, puertas, ventanas, plafones, etc.) y componentes electromecánicos (ductos, canalizaciones, conexiones, equipos, etc.) que cumplen funciones importantes dentro de las instalaciones del edificio.

La experiencia de sismos pasados le ha dado más importancia a la vulnerabilidad no estructural, ya que gran cantidad de edificios diseñados con la norma sísmica existente, después de un sismo tuvieron un buen desempeño estructural pero sufrieron importantes niveles de daño no estructural que produjeron pérdidas cuantiosas e incluso interrumpieron el funcionamiento de diversas construcciones esenciales (Safina, 2002).

En el caso de las construcciones históricas, ésta clase de vulnerabilidad y el daño que puede provocarse en los elementos no estructurales, cobra mucha importancia debido al valor patrimonial que significa. El problema puede incrementarse cuando las estructuras son intervenidas, modificadas, remodeladas y/o ampliadas, se añaden nuevos equipo o se reubican instalaciones sin contemplar los efectos sobre los elementos estructurales durante un sismo ya que se interrumpen elementos estructurales, se modifican los patrones de carga y usos de ambientes, lo que conlleva a que se modifique la vulnerabilidad (OPS, 1993).

El concepto de *vulnerabilidad estructural* se asocia a la susceptibilidad de los elementos o componentes estructurales de sufrir daño debido a un sismo, lo que se llama *daño estructural*. Éste comprende el deterioro físico de aquellos elementos o componentes que forman parte integrante

del sistema resistente y es el que tradicionalmente ha recibido la atención de los especialistas (Safina, 2002).

El nivel de daño estructural que sufrirá una edificación depende tanto del comportamiento global como local de la estructura. Está relacionado con la calidad de los materiales empleados, las características de los elementos estructurales, su configuración, esquema resistente y por supuesto, con las cargas actuantes. La naturaleza y grado de daño estructural pueden describirse en términos cualitativos o cuantitativos y constituye un aspecto de primordial importancia para verificar el nivel de deterioro de un edificio, así como su presente situación respecto al colapso estructural (Safina, 2002).

Desde el punto de vista cualitativo pueden establecerse distintos niveles de daño estructural, cuya localización se fundamenta en la observación e identificación de deterioros característicos de los diferentes elementos estructurales, verificados después de la ocurrencia de un sismo.

El desarrollo de los modelos de daño ha permitido evaluar el daño estructural desde un punto de vista cuantitativo, utilizando parámetros que representen la respuesta estructural tales como distorsiones de piso, deformaciones de los elementos, demanda de ductilidad, energía disipada, etc. A través de funcionales de estos parámetros, se obtienen los indicadores de daño, los cuales pueden considerarse como una medida representativa de la degradación estructural, tanto como a nivel local como a nivel global de la estructura. Cuando se normalizan los indicadores con respecto a un estado de fallo específico, se denominan *índices de daño* (Yépez, 1996). La cuantificación del daño es un problema complejo, sobre el que no existe un criterio unificado, razón por la cual existe una gran diversidad de modelos e índices de daños con el fin de facilitar su aplicación a una gran de edificios y estructuras de diferentes características (Safina, 2002).

El conocimiento de la vulnerabilidad sísmica constituye un elemento fundamental para la determinación del riesgo sísmico, por tanto la concepción de ésta debe contemplar aspectos físicos y funcionales, capaces de manifestar los diversos niveles de afectación y daño de los que puede ser objeto.

En la actualidad, los análisis de vulnerabilidad sísmica se han desarrollado en distintos tipos de estructuras existentes tales como: edificios, componentes de líneas vitales, estructuras esenciales, centrales nucleares y edificios patrimoniales, entre otros, gracias al trabajo que se ha realizado por investigadores y técnicos durante aproximadamente los últimos 20 años. De esta forma se han realizado un gran número de propuestas para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras existentes, a diferentes niveles de detalle y se han hecho numerosas aplicaciones en

varias regiones del mundo. No obstante, en países en vías de desarrollo y en países con un bajo control en el desempeño de normativas sismorresistentes, poco se ha hecho para reducir la vulnerabilidad sísmica de las estructuras existentes, por lo cual, ante movimientos sísmicos de intensidad moderada y alta, el número de pérdidas de vidas humanas y la magnitud de los daños físicos, sociales y económicos, han originado verdaderas catástrofes (Bonett, 2003). En el caso de estructuras históricas que están dentro de un sector urbano o que están siendo utilizadas actualmente, el peligro de una catástrofe es aún mayor y está siempre latente, aún con movimientos sísmicos menores.

El primer paso para la prevención es definir el grado de vulnerabilidad sísmica de la estructura en cuestión. Así pueden extenderse los avances que ha habido en la ingeniería sísmica a estructuras que fueron diseñadas sin éstos. El primer paso para un estudio de vulnerabilidad consiste en definir su naturaleza y alcance, lo cual está condicionado por varios factores, tales como: el tipo de daño que se pretende evaluar, el nivel de amenaza existente en la zona, la información disponible de la estructura y los datos relacionados con los daños observados durante sismos importantes en la zona de interés. Cuando están definidos estos factores, es posible evaluar la vulnerabilidad mediante una definición adecuada de la acción sísmica y la capacidad de la estructura (Bonett, 2003).

Así, para obtener el grado de vulnerabilidad sísmica, se hace un estudio detallado estructura por estructura, entendiendo a fondo su construcción y los eventos que ha soportado a lo largo del tiempo, incluyendo las reparaciones y mantención, y cargas a las que ha sido sometida.

La vulnerabilidad sísmica puede obtenerse mediante análisis del modelo numérico del daño sísmico de la estructura, a partir de pruebas de laboratorio o de la inspección del edificio. Haciendo una distinción a grandes rasgos, podemos decir que según el método usado, existe la *vulnerabilidad observada* y *vulnerabilidad calculada*. La vulnerabilidad observada se logra observando los daños posteriores a un terremoto y haciendo un análisis estadístico de ellos para un tipo de estructura definido. La vulnerabilidad calculada es la obtenida de un análisis matemático mediante un modelo estructural analítico o a partir de análisis en laboratorio de un modelo a escala y cuyos resultados se expresan en términos probabilísticos (Caicedo et al., 1994).

Al evaluar la vulnerabilidad sísmica de una estructura, sobretudo del tipo histórico, el especialista se enfrenta con varias dificultades. Por ejemplo, los métodos que se clasifican dentro de la vulnerabilidad calculada usan un modelo analítico que simula el comportamiento de la estructura ante una acción sísmica. Sin embargo, estos modelos no son del todo analíticos, debido a que durante la calibración del modelo se requiere de parámetros que pueden obtenerse a partir de

ensayos de laboratorio o de pruebas no destructivas, los que permiten comprobar la eficiencia del método en la predicción del daño observado en la estructura. De hecho, debido a que generalmente se realizan usando elementos estructurales aislados, para favorecer la identificación de los parámetros sensibles del modelo, estos métodos requieren de una combinación ponderada del daño calculado para dichos miembros con el fin de obtener un *índice global de daño* (Caicedo et al., 1994). Pero este índice, por sí solo, no es suficiente para evaluar el comportamiento sísmico de un edificio. Para que sea válido, su valor numérico debe ser “calibrado” con el daño real observado en la estructura después de un terremoto (Martínez, 2007).

Por otro lado, los métodos clasificados dentro de la vulnerabilidad observada, se basan en la observación del daño ocurrido después de un terremoto o de la opinión subjetiva de expertos. Durante el desarrollo de estos métodos (métodos subjetivos), en muchas ocasiones se utilizan características completamente objetivas desde el punto de vista estructural, como por ejemplo, el empleo del coeficiente sísmico como una medida de la capacidad de la estructura para resistir terremotos, o el uso de un parámetro de respuesta tal como el desplazamiento del nivel superior del edificio para determinar el daño en el sistema.

Es importante enfatizar que los métodos subjetivos son muy apropiados para la evaluación de la vulnerabilidad de edificios a nivel local o regional debido a su viabilidad en permitir analizar una gran cantidad de estructuras a un bajo costo. Por otra parte, los métodos analíticos son más adecuados para el análisis detallado de estructuras particulares o especiales, y son utilizados cuando los métodos simplificados o subjetivos indican que el sistema en estudio no tiene la capacidad necesaria para soportar las fuerzas horizontales de diseño (Martínez, 2007).

Los fuertes terremotos producidos durante las últimas dos décadas del siglo XX hasta ahora, han sido fuente de pérdidas y sufrimiento humano, pero también la motivación para desarrollar nuevas técnicas de mitigación del riesgo sísmico y para el mejoramiento de las normativas sísmicas de diseño. En lo que se refiere a edificios por construir, está claro que la clave es la prevención, mejorando la estructura y escogiendo el emplazamiento más favorable. Sin embargo, para los edificios existentes, el objetivo principal para los investigadores de ingeniería sísmica, es progresar en las medidas remediales para el refortalecimiento de la estructura, prevenir posibles colapsos o desmoronamientos causados por vibraciones y por supuesto permitir que sea posible el uso de este patrimonio de forma segura para las personas.

## 2.3 Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras Históricas

### 2.3.1 Estructuras de Tierra

Muchas de las edificaciones del período colonial español, fueron construidas en mampostería de adobe y/o tapia pisada. Los materiales para la construcción de las iglesias y de las casas de la época se limitaban a lo que estaba disponible en la región y trabajados por los artesanos locales. Por su antigüedad, las funciones que cumplieron y su diseño, los edificios de adobe y tapia son considerados como edificios de gran valor histórico y legado cultural para su pueblo.

En estas estructuras, la alta vulnerabilidad sísmica ha sido claramente identificada y muchas de éstas han sido reparadas y reconstruidas varias veces en el mismo sitio, después de un terremoto. En diversos terremotos ocurridos en todo el mundo, las estructuras construidas con este material, han demostrado tener un mal comportamiento, colapsando en forma muy rápida, incluso por sismos moderados, provocando pérdidas de vidas humanas y económicas, además de las culturales y patrimoniales (Yamin et al., 2003).

Las edificaciones de tierra se han desarrollado básicamente a partir de la transmisión de conocimientos de origen popular. Se sabe que, después del siglo XVIII, se comenzaron a desarrollar cálculos estructurales para este tipo de construcciones y de éstos surgieron análisis, identificación y búsqueda de explicación de las fallas de los materiales o sistemas constructivos preexistentes, es decir, de la experiencia empírica. Los problemas que han sufrido los edificios por la acción del paso del tiempo y la consecuente fatiga y deterioro de sus componentes, o bien, los embates de eventos dañinos como terremotos o huracanes, son fuente inestimable de información y la evidencia de los fenómenos naturales (Guerrero, 2007).

Según Guerrero (2007), bajo el término arquitectura de tierra se engloba toda la serie de estructuras en las que el suelo natural es acondicionado mediante procedimientos de humidificación, transformación y secado al sol, para edificar elementos constructivos que hagan posible la habitabilidad de los espacios. La base de este proceso radica en la capacidad de las partículas que integran la tierra, de ser alteradas mediante mecanismos sencillos que permiten modificar la forma del conjunto y que le confieren solidez y estabilidad físico-química dentro de rangos de equilibrio específicos.

El adobe constituye la técnica de mayor nivel de difusión, tanto por la semejanza que presenta con el resto de los sistemas constructivos mampuestos, como por la posibilidad de prefabricar, almacenar y transportar las piezas para su uso posterior.

Esta técnica se basa en piedras macizas o unidades de barro sin cocer. Las dimensiones de las piezas son muy variables y responden tanto a la tradición como a criterios constructivos. Los ladrillos se elaboran colocando el barro humedecido en un punto cercano a la plasticidad en moldes de madera con las dimensiones deseadas. Pasados unos días y una vez contraídos con el secado, se retiran los moldes y los adobes se dejan al aire libre desde 15 días hasta 1 mes sin la acción directa del sol. El mortero de pega se hace del suelo del terreno siempre y cuando éste proporcione una buena cohesión. Si la cohesión no es suficiente, se agrega cal. En algunos casos al mortero se le adiciona paja para mejorar su resistencia a la tracción. En general las juntas son del orden de 2 cm de espesor. Frecuentemente para mejorar las condiciones del suelo se adicionaban otros materiales como fibras naturales (paja y estiércol de caballo), cal e incluso sangre de toro (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2005).

La técnica conocida como tapia, tapial, tapia pisada o tierra apisonada, presenta ciertas diferencias respecto al adobe. Se trata de un sistema en el que la transformación del suelo y la edificación constituye el mismo proceso, por lo que la selección de la materia prima y la organización del trabajo son piezas clave. Se tienen evidencias de construcciones de tapia desde hace milenios en regiones tan distantes como la India, China, Egipto, Siria, Líbano, Bolivia y Perú (Guerrero, 2007).

El bahareque, bajareque, quincha, enjarre o embarrado, es un sistema mixto, en que la mayor parte de los esfuerzos constructivos que recibe la tierra son absorbidos por una estructura hecha de materia vegetal que le sirve de esqueleto (Guerrero, 2007).

Este tipo de construcciones están hechos con materiales poco adecuados para la construcción en áreas sísmicas pues es masivo, débil y frágil. Debido a su gran masa, los muros atraen grandes fuerzas de inercia durante un sismo, que no son capaces de absorber adecuadamente pues la resistencia de los muros es muy baja. La resistencia a la tracción de los muros de adobe es mínima y la resistencia a la compresión y al corte son de apenas 2 y 0.25 respectivamente. Por otro lado el mortero, no es capaz de deformarse sin perder integridad y las uniones en las esquinas, al carecer de refuerzo, son débiles y se separan fácilmente de los muros, como se aprecia en la Figura 2.1 (Blondet et al., 2003).



**Fig. 2.1:** Separación entre la esquina y el muro de un edificio de adobe a causa de su falta de sistemas de conexión (Blondet et al., 2003).

Así, podemos concluir que las construcciones históricas de tierra han sido capaces de soportar los diversos eventos sísmicos a lo largo de los siglos. La reducción de la vulnerabilidad sísmica de edificios históricos y culturales de este material, involucra consideraciones adicionales a los procesos de rehabilitación de edificios convencionales, tales como mantener lo más inalterado posible las características históricas y culturales de éstas (Yamin et al., 2003).

Es indispensable que las medidas de rehabilitación para minimizar el riesgo y la vulnerabilidad, mejoren el funcionamiento sísmico proporcionando continuidad estructural, previniendo inestabilidad y proporcionando confinamiento para reducir o retardar las dislocaciones relativas de elementos agrietados.

Las medidas de rehabilitación más adecuadas en este tipo de estructuras, según Yamin et al. (2003), ya que cumplen con los criterios de facilidad constructiva, mínima intervención en el sistema estructural existente y uso de materiales económicos, consisten en el reforzamiento con malla y mortero de cal en puntos estratégicos (alternativa estudiada por investigaciones en Perú); el uso de elementos confinadores de madera, y la utilización de tensores de acero (López et al., 2007).

### 2.3.2 Estructuras de Madera

La madera es un material muy usado en construcciones históricas en Asia Oriental, Europa y en América también pueden verse algunas estructuras de valor patrimonial de este material, Chile es un ejemplo con sus iglesias en Chiloé. La madera ha sido esencial para la construcción, pero no tan respetado como la mampostería, un material arquitectónico.

El reconocimiento del valor de las estructuras históricas de madera es el primer paso para su conservación. El segundo es un adecuado análisis estructural. Aquí, es lamentable que su comportamiento a veces no es bien entendido, con el resultado de que en ocasiones se hacen modificaciones y reparaciones de gran tamaño, pero innecesarias, descartando el material histórico

y por tanto perdiendo su valor de edificación patrimonial. Cualquier análisis tiene que basarse en una comprensión cualitativa de la estructura completa siguiendo por la observación de su construcción y la forma en que se ha comportado (Yeomans, 2008).

En las estructuras de madera los daños estructurales son normalmente por los ataques bióticos (insectos, hongos y pudrición). En relación a los pisos de madera se pueden identificar falla de corte en los extremos asociados al alto contenido de humedad, falta de flexión originado por la presencia de defectos, grietas formadas por el secado de la madera, reducción de la sección por los ataques bióticos, exceso de carga por los cambios de uso del edificio, etc. En cuanto a los elementos que van en la estructura de techo, además de fallas de corte en los extremos, no es raro encontrar ataques bióticos, producto de que están más expuestos a los agentes atmosféricos (Ilharco et al., 2008).

Los métodos de reparación pueden tener distintos enfoques, adecuándose para distintos tipos y períodos de la estructura. Según Yeomans (2008), esto significa hacer una evaluación estratégica que debe tener en cuenta:

- El valor histórico de la estructura.
- El estado general de la estructura
- La magnitud de las reparaciones necesarias.
- Las opciones para su uso en el futuro.

Para saber del estado de la estructura se han adoptado métodos no destructivos tales como Pilodyn, Resistograph y pruebas de ultrasonido (Fig. 2.2 y Fig. 2.3). Estos métodos in situ permiten evaluar la seguridad de las viejas estructuras y preservar en todo lo posible el material original. La inspección visual y la información histórica también pueden ser datos importantes en el momento de tomar decisiones (Feio, 2008).



**Fig. 2.2:** Uso del Resistograph en una escalera de madera. Edificio Sao Domingos, del siglo XIX (1856), en Porto, Portugal (Ilharco et al., 2008).



**Fig. 2.3:** Pilodyn usado en un piso de madera. Edificio Antonio Carneiro. Siglo XX (1916), en Porto, Portugal. (Ilharco et al., 2008).

En cuanto a las medidas de reparación, Yeomans (2008), expresa en su trabajo que los métodos pueden ser divididos en tres tipos:

- Por medio de acero.
- Los que utilizan métodos tradicionales.
- Los que utilizan resinas epóxicas con o sin refuerzo.

El método de la utilización de acero tiene opositores que alegan que con esto se pierde el valor histórico del edificio y el uso de resinas epóxicas tiene poco respaldo debido a la poca investigación respecto a su comportamiento a largo plazo.

La conservación de las estructuras de madera ha mejorado desde hace algunos años en Europa, con una mayor apreciación de su patrimonio histórico. Sin embargo aún hay dificultades debido al número limitado de ingenieros con una comprensión de las estructuras de madera y la falta de consideración de las construcciones históricas en los códigos de diseño (Yeomans, 2008).

### 2.3.3 Estructuras de Hormigón

El comportamiento sísmico de las estructuras de hormigón ha sido más estudiado que el de cualquier otro tipo de material, debido a su extendido uso y a la dificultad de darle cierta ductilidad que le permita un comportamiento adecuado durante un movimiento sísmico severo. No obstante las últimas catástrofes sísmicas han puesto al descubierto las deficiencias de los criterios de diseño y en las prácticas constructivas utilizadas hace unos años (Fig. 2.4).



**Fig. 2.4:** Falla en las columnas y en las juntas. Terremoto Northridge, EEUU (Mohele, 2000).

Para que las estructuras de hormigón presenten un buen desempeño sísmico, es necesario que posean cierta ductilidad. Este concepto fue incorporado a las primeras normativas de diseño en la década de los años 70, por lo tanto es de esperar que las estructuras diseñadas y construidas antes de eso sean muy vulnerables ante la acción sísmica. Por lo tanto es fundamental analizar y evaluar el desempeño y la vulnerabilidad sísmica de este tipo de

edificios (Bonett, 2003). Los edificios antiguos de este material existen en gran número en algunos países y la evaluación de su comportamiento estructural durante un movimiento sísmico, está debajo de los estándares actuales, lo que los convierte en un tema de gran importancia social y

económica. La calidad de los materiales usados en esos edificios (grados de concreto generalmente más bajos), los detalles prácticos en el tiempo de construcción (por ejemplo el uso de barras dobladas en lugar de aros cerrados como armadura transversal, anclajes indebidos arriba y debajo de las vigas, empalme inadecuado en las columnas, uso de refuerzo liso y diámetros pequeños con gran espacio entre medio), y la historia pasada de carga sísmica y/o posibles cambios de uso, hacen que la estructura presente un importante nivel de incertidumbre en cuanto al comportamiento sísmico esperado (Repapis, 2006).

Para la evaluación del estado de los materiales en un edificio de hormigón, pueden llevarse a cabo ensayos de los tipos semidestructivos y no destructivos. En el caso de la Catedral Basílica de Manizales, en Colombia, Cardona (2003) explica que éstos fueron acompañados por ensayos físico-químicos, practicados directamente sobre la estructura y también en el laboratorio mediante muestras. La durabilidad residual se modeló mediante un número de muestras donde se midieron la profundidad de carbonatación (pérdida de pH), los recubrimientos para el acero, contenidos aproximados de materia orgánica y cuantía de cemento.

En cuanto a la rehabilitación, ésta puede enfocarse de dos formas, según los trabajos hechos en EEUU. En uno de ellos las modificaciones del sistema estructural están diseñadas para que las exigencias de diseño sean menores a su capacidad en los componentes estructurales y no estructurales. Este enfoque incluye la adición de muros de carga tirantes de acero o aisladores basales. El otro enfoque implica la modificación local de los componentes aislados del sistema estructural y no estructural. Aquí el objetivo es aumentar la capacidad de deformación de los componentes deficientes para que no lleguen al estado límite especificado al cual el edificio responde a nivel de diseño. Esto puede incluir la adición de hormigón, acero o compuestos reforzados de fibra reforzada con polímero (Moehle, 2000).

Actualmente, la ventaja con la que cuentan las estructuras existentes de hormigón, es que ha sido el principal material estudiado en cuanto a su rendimiento durante y después de un evento sísmico. Sin embargo los estudios para mitigar el riesgo sísmico se realizan con mayor frecuencia en países desarrollados, mientras que el resto siguen siendo vulnerables, por tanto es importante que se difundan e incorporen esta preocupación por edificios antiguos de hormigón.

## 2.3.4 Estructuras de Mampostería

### 2.3.4.1 Experiencia Italiana

Italia es uno de los países que más historia aglutina en sus calles. Con Roma como sede del Imperio Romano, aquí se pueden encontrar construcciones históricas (y sus restos), en cualquier sitio, tales como: arcos de triunfo, teatros, circos, templos, foros, las residencias de los emperadores. Además este país fue la capital del Renacimiento, por eso también hay edificios históricos que hoy se han convertido en museos o edificios públicos. La restauración y conservación de este patrimonio es clave en este lugar.

Durante las últimas décadas, ha surgido aquí y en toda Europa, un interés en las estructuras de mampostería, especialmente las históricas, con el fin de preservar sus principales características y poder garantizar su resistencia frente a las diferentes solicitaciones que se presenten.

Los edificios antiguos de mampostería forman parte importante de Italia y de otros países y una parte importante aún se utilizan como vivienda o prestan algún otro servicio, por lo tanto necesitan un nivel suficiente de seguridad con respecto a las cargas y los posibles eventos sísmicos, comunes en Europa. Además algunas modificaciones estructurales que pueden haber sido realizadas a través de los siglos, hacen que un análisis de la vulnerabilidad sísmica sea difícil de evaluar.

En la última década, los esfuerzos se han concentrado en la mejora de los procedimientos numéricos existentes y en el desarrollo de nuevas herramientas numéricas para el análisis del comportamiento mecánico de este tipo de estructuras. En particular el interés se ha centrado en la simulación de su comportamiento último en la falla en cuanto a la heterogeneidad de los materiales y de las propiedades específicas de éstos. El comportamiento mecánico de la mampostería muestra que la fase no lineal es la predominante, caracterizada principalmente por grietas y fallas en las conexiones entre los elementos estructurales. Este fenómeno de disipación tiene una frágil respuesta, lo que aún está bajo investigación por la comunidad científica (Mallardo et al., 2008).

La apropiada elección de los parámetros resistentes para la mampostería, considerado como un material elasto-plástico, sigue siendo un tema abierto. Cuando los modelos elasto-plásticos para un análisis de materiales esencialmente quebradizos, son asumidos como viables, el análisis numérico es una tarea muy difícil.

Esta dificultad crece cuando se trata de grandes estructuras donde las leyes constitutivas para la mampostería son comparadas en el análisis no lineal, como en el caso de la principal fachada del

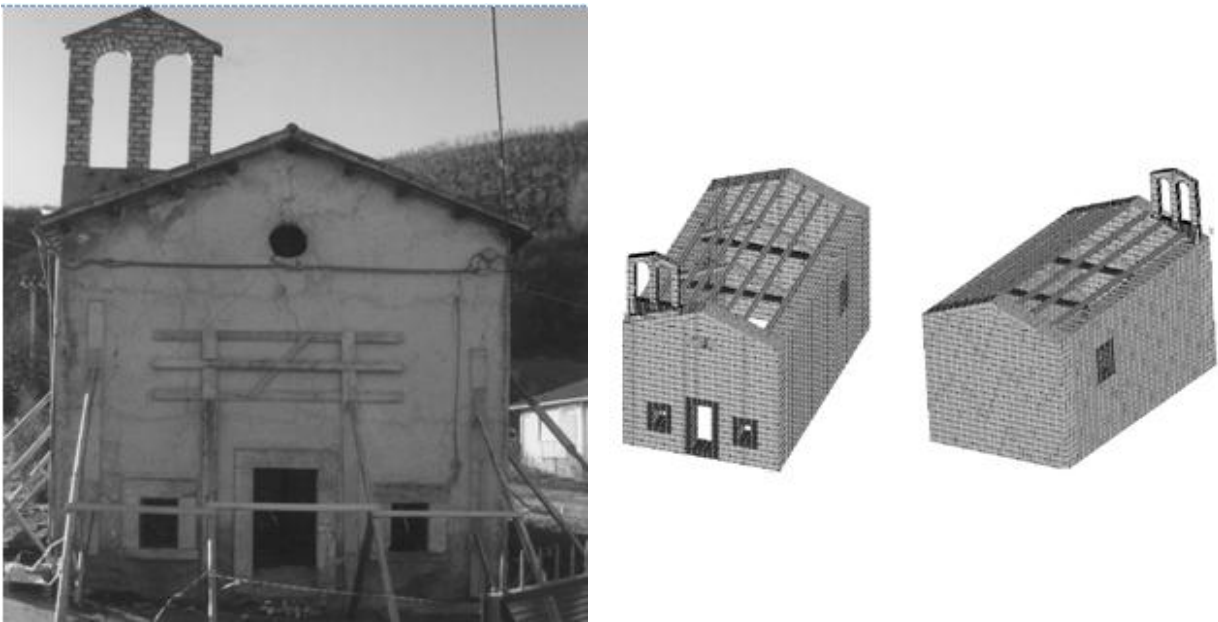
Monasterio en Brescia. Aquí los autores se encontraron con la enorme dificultad en la realización de los análisis tomando en cuenta el actual comportamiento frágil de estos materiales quebradizos. El modelo constitutivo adoptado fue una ley constitutiva elasto-plástica de “no-tensión” (Genna et al., 1998).

En Ferrara se realizó el análisis del comportamiento sísmico de un importante palacio renacentista llamado Palacio de San Francesco o con su nombre más conocido, Palazzo Renata di Francia (Mallardo et al., 2008). Con el análisis no lineal en 3D se mostró que el edificio fallaba con acciones fuera del plano con bajos coeficientes sísmicos. Se analizó la fachada principal con 3 diferentes modelos en 2D no lineales, un marco de enfoque equivalente, un modelo plano inelástico de estrés y un análisis límite cinemático homogeneizado. Los análisis numéricos fueron comparados con el fin de tener una evaluación precisa de la vulnerabilidad sísmica en la fachada. Mientras que el análisis límite es capaz de entregar una carga última muy cercana a la del modelo inelástico en 2D, el marco de enfoque equivalente entrega una carga de falla más baja y menores desplazamientos. Las discrepancias entre el modelo 2D y los modelos de enfoque equivalente se deben a muchos factores, siendo el más importante la introducción de rigidez en la intersección entre pilar y muros, ya que la carga límite y los desplazamientos de falla provistos mediante un marco de enfoque equivalente varían considerablemente si los diferentes comportamientos son prescritos a los elementos horizontales, así, una discretización de las armaduras o vigas puede conducir a una sobreestimación o subestimación de los momentos de flexión. Otro aspecto clave que influencia a la carga última y el comportamiento post-peak, es el límite dúctil de los elementos, el cual es un porcentaje fijo de su altura.

Como resultado del uso de todos los modelos, destaca el hecho de que algunas intervenciones de restauración destinadas al mejoramiento de la rigidez de las losas y las conexiones losa-muro, son necesarias para evitar colapsos parciales fuera del plano de muros individuales, y posteriormente a este fortalecimiento, se aplicará otro análisis no lineal en 3D para observar los cambios.

La simulación del comportamiento estructural de los edificios antiguos es extremadamente compleja debido a sus discontinuidades y la dificultad en el reconocimiento de la efectividad de algunos detalles constructivos, como por la necesidad de definir un modelo constitutivo adecuado. En el modelo propuesto por Podestà (2005), se presenta un nuevo mecanismo en la mampostería, importante para algunos tipos de mecanismos de colapso sísmico en edificios históricos. La mampostería es considerada como un modelo estratificado continuo constituido por capas de mortero horizontales y verticales, y una capa correspondiente a la fila de ladrillos.

Así, partiendo de esta hipótesis, las ecuaciones constitutivas de equivalente continuo, son formuladas a través de una técnica de homogeneización con respecto a un elemento representativo de volumen. Como las dificultades de cálculo son mínimas, el nuevo modelo puede ser implementado usando los elementos finitos. Esto permite el análisis de la estructura en 3D usando un armazón (“shell”) no lineal, tanto del tipo estático como dinámico. Con su aplicación en la iglesia de San Rocco, en Sellano, fue demostrado cómo el modelo fue capaz de simular muy bien la respuesta de la estructura bajo la acción sísmica (Fig. 2.5).



**Fig. 2.5:** A la izquierda la fachada de la iglesia de San Rocco. A la derecha el modelo de elementos finitos para ésta (Podestà, 2005).

La importancia cultural de los edificios monumentales muchas veces limita la posibilidad de actualizarlos en el punto de vista sísmico, debido al temor de usar técnicas de intervención que podrían tener efectos perjudiciales sobre su valor cultural. Consecuentemente un gran interés ha crecido en el desarrollo de metodologías sustentables con el uso de Tecnología Mixta Reversible, RMT (Reversible Mixed Technologies), en la protección sísmica para las construcciones históricas. Las RMT están concebidas para la aprovechar al máximo las peculiaridades de los materiales innovadores y dispositivos especiales que permiten removerlos fácilmente cuando sea necesario (Mazzolani, 2008).

Mazzolani (2008) desarrolla las pruebas experimentales y análisis numéricos, llevados a cabo en cinco diferentes niveles: modelos completos a escala, modelos a gran escala, subsistemas,

artefactos, materiales y elementos. Se han obtenido resultados alentadores que podrían motivar a usar estas técnicas en la protección sísmica de construcciones patrimoniales.

En áreas donde existe una alta concentración de edificios históricos, como es el caso de varias ciudades de Italia y Europa, el tema de la vulnerabilidad y riesgo sísmico puede estudiarse a escala territorial, aunque siempre es importante un estudio detallado. Una metodología de evaluación puede ser desarrollada a través de dos enfoques diferentes: de observación y mecánico, con diferentes niveles de profundidad (Lagomarsino et al., 2004).

Después de los terremotos de 1997 en Umbría y Le Marce, y el 2002 en Puglia y Molise, las investigaciones del daño en los edificios históricos (iglesias sobretodo) bajo una amplia observación, entregaron varios datos: comportamiento recurrente, patrones de daño, vulnerabilidad intrínseca, etc. A través de estos datos se desarrolló un conocimiento importante sobre las iglesias en áreas sísmicas y se elaboraron, calibraron y testearon modelos fiables de vulnerabilidad (Lagomarsino et al., 2003a).

El enfoque mecánico se puede desarrollar a través de métodos simplificados de análisis tales como modelos de colapso. En particular, el análisis límite proporciona una descripción adecuada y razonable de los mecanismos de daño en las estructuras de mampostería, aunque bajo ciertas restricciones (como que la mampostería es considerada un cuerpo rígido sin resistencia a la tracción, por lo tanto la fuerza sísmica es simulada como una fuerza estática horizontal, proporcional a la masa). Esta metodología puede aplicarse de manera diferente a partir de datos detallados y se divide en tres niveles. El nivel 1 proporciona una metodología de estimación general de la vulnerabilidad del patrimonio en la zona sísmica especificada y se puede usar contando con pocos datos o después de una encuesta. El nivel 2 proporciona datos más útiles en caso de un plan de mitigación de riesgo, ya que permite estimar aproximadamente la eficacia de una estrategia de mejoramiento sísmico. El nivel 3 de la metodología es similar a un análisis individual de una estructura histórica, aunque es desarrollada con el fin de obtener un conjunto de resultados fácilmente comparables con los de otros monumentos (adquiridos mediante modelos simplificados) y con el objetivo de crear un escenario de daño (Lagomarsino et al., 2004).

El colapso de edificios históricos impone el análisis estructural para la evaluación de la seguridad de éstos, tomando en cuenta aspectos específicos que normalmente no se consideran relevantes (Garavaglia et al., 2006). Además algunos factores que caracterizan a la mampostería, por ejemplo la falta de continuidad y la anisotropía (calidad de un elemento cristalino en que alguna

propiedad física depende de la dirección de un agente), hay otros que son características de las estructuras antiguas y que requieren de atención especial:

- El material no es homogéneo.
- La textura de la mampostería presenta diferentes capas caracterizadas por diferentes valores de rigidez, fuertemente influenciados por la distribución del esfuerzo.
- La presión o esfuerzo debido a la carga muerta ha estado actuando con altos valores por siglos.
- Las dimensiones de la estructura son, a menudo, considerables.

La evaluación de la seguridad de los edificios históricos requiere una evaluación de su vulnerabilidad frente a cargas permanentes. Como una estimación confiable en base a estudios determinísticos sería muy compleja, junto con las investigaciones del comportamiento del creep, Garavaglia et al. (2006) proponen estudiar el problema desde un punto de vista probabilístico. El daño a largo plazo fue modelado con el fin de obtener las curvas de fragilidad correspondiente a los valores umbral de la velocidad de deformación.



**Fig. 2.6:** Torre de Pavia antes de que sufriera daños (Garavaglia et al., 2006).

Se compararon los resultados obtenidos con muestras de la Torre de Pavia (Fig. 2.6) con los obtenidos anteriormente del campanario de Monza. Se concluyó que el modelo probabilístico parece interpretar adecuadamente los resultados experimentales, así como el paso entre el comportamiento elástico al plástico.

Aunque los datos experimentales fueron muy pocos como para lograr un resultado estadístico fiable, es una aplicación interesante si se requiere de una interpretación de monitoreo a largo plazo.

#### 2.3.4.2 Experiencia Española

España cuenta con un amplio repertorio de construcciones y edificios históricos: catedrales y colegiatas de todos los estilos arquitectónicos, en especial romano y gótico, monasterios y

conventos medievales, ermitas, iglesias, puentes, etc. También existen pueblos y ciudades que por su encanto y patrimonio han sido declarados conjuntos históricos-artísticos.

El desarrollo urbanístico que ha presentado este país durante los últimos 30 años, ha hecho que se plantee el tema de la vulnerabilidad sísmica como una necesidad, investigándolo tanto desde el punto de vista urbano, como para realizar escenarios sísmicos, como desde el punto de vista de mitigar el riesgo en las construcciones históricas, para su preservación.

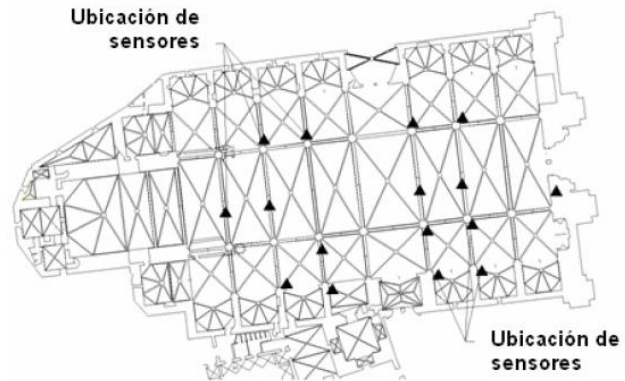
La ciudad de Málaga se encuentra ubicada en una de las zonas más sísmicamente activas de la península ibérica. A pesar de que la sismicidad es moderada, esta ciudad ha sufrido dos fuertes terremotos a lo largo de su historia: en 1494 y en 1680, los cuales destruyeron la ciudad, en especial el último, que produjo daños importantes en los monumentos de Málaga. Algunos de los conventos de esa época fueron totalmente destruidos y en otros hubo que realizar importantes reparaciones (Goded et al., 2007).

De los 31 monumentos que fueron afectados por el terremoto de 1680 (parroquias, monumentos y fortalezas), sólo 12 de ellos existen actualmente y forman parte del legado histórico de esta ciudad. Por esto es que Goded et al. (2007), realizaron una investigación para reevaluar los daños sísmicos producidos por éstos sismos en Málaga. Se realizó un estudio preliminar de los grados de daño en los monumentos a partir de los índices de vulnerabilidad, los que se compararon con los daños reales observados. Gracias a lo detallado de la información recopilada, se pudo conocer su estado de conservación, reparaciones realizadas, calidad de los materiales, etc. Al realizar las comparaciones se obtuvo que en el caso de las iglesias, el daño observado con el calculado son muy similares, pero en los castillos y monasterios, las diferencias son mayores. Actualmente se realiza una microzonación detallada del centro de la ciudad, lo que mejorará los resultados, así como el cálculo de las probabilidades de daño de cada uno de los edificios históricos, con el fin de realizar un estudio de los escenarios de daño de la ciudad.

En la isla de Mallorca (zona de sismicidad moderada), se encuentra una de las estructuras medievales más grandes de España y de Europa, la catedral de Mallorca (Fig. 2.7). De acuerdo con los datos obtenidos, esta isla ha sido afectada por tres terremotos durante los últimos 400 años. El que afectó la catedral fue el de 1851 y fue el más fuerte de todos. Por la importancia que tiene esta catedral en el patrimonio de España es que surgió la necesidad de analizar este edificio y evaluar su vulnerabilidad sísmica para una mejor comprensión de su comportamiento y el de otros edificios históricos de gran tamaño (Martínez et al., 2007a).



**Fig. 2.7:** Catedral de Mallorca (Martínez et al., 2007a).



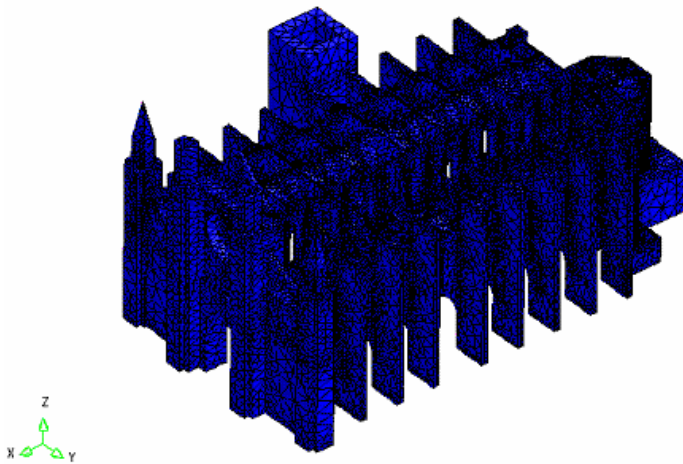
**Fig. 2.8:** Puntos de medición de vibraciones sobre la planta de la estructura de la Catedral de Mallorca (Martínez et al., 2007a).

Este trabajo, realizado por Martínez et al. (2007a), con el objetivo principal de presentar una metodología para la caracterización dinámica de edificios históricos de grandes dimensiones, partiendo desde un modelo estructural calibrado mediante los resultados obtenidos a partir de la medición de vibraciones ambientales en diferentes puntos de la estructura (Fig. 2.8). Este método resultó productivo, ya que permite calibrar de una manera simple un modelo analítico complejo y de esta manera estar en condiciones de contar con propiedades mecánicas para los diferentes materiales que servirán como punto de partida para realizar análisis estructurales no lineales, considerando las acciones sísmicas más adecuadas para el sitio.

Esta técnica de medición de vibraciones ambientales es económica y además no requiere excitar a la estructura artificialmente, lo que es casi imposible en un edificio de grandes dimensiones. No obstante, su desventaja principal es que no se cuenta con la información adecuada para la obtención de las propiedades dinámicas de la estructura frente a grandes niveles de deformación (como las inducidas por un terremoto de gran intensidad). A pesar de esto, se considera que los resultados son de gran valor en la problemática existente para una fidedigna caracterización de las propiedades estructurales a nivel global (Martínez et al., 2007a).

Este modelo sirvió como base para el estudio de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de la catedral, en Martínez et al. (2007b), estimando el binomio capacidad-demanda sobre un modelo tridimensional detallado de elementos finitos (Fig. 2.9). El análisis push-over fue realizado mediante el modelo de elementos finitos combinado con modelos constitutivos parciales caracterizando un material frágil, con resistencia mínima a la tracción y resistencia limitada a la compresión. Así, se pudo identificar aspectos de interés en relación al comportamiento sísmico,

resultando que los daños serían importantes frente a la demanda sísmica estudiada de la zona. Por ésta y las demás conclusiones de este trabajo, los autores comenzaron una segunda etapa de estudio de la catedral que incluye la evaluación de la peligrosidad sísmica en términos de las aceleraciones, considerando los efectos del sitio y así comparar los resultados de esta investigación con los nuevos valores de demanda sísmica determinista y probabilista.



**Fig. 2.9: Modelo de elementos finitos para la catedral de Mallorca (Martínez et al., 2007b).**

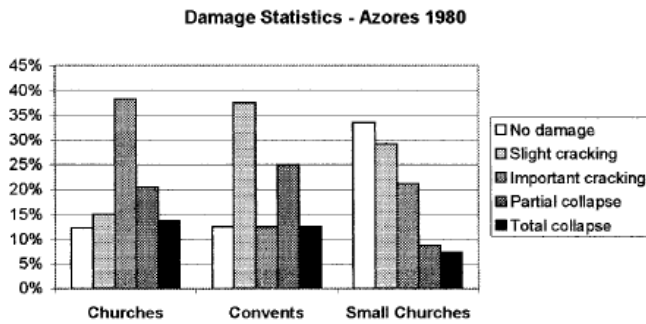
El tema de la vulnerabilidad sísmica en España se ha concentrado en los estudios de zonificación sísmica más que en las estructuras de valor histórico. En los últimos 20 años se han llevado a cabo varios estudios de peligrosidad sísmica para la península ibérica y en ciertas regiones del territorio español.

Aunque actualmente la protección hacia los edificios patrimoniales tiene mucha fuerza en todo Europa, es evidente que también surgirán más investigaciones de los edificios históricos españoles.

#### 2.3.4.3 Experiencia Portuguesa

Uno de los atractivos de Portugal es su variado patrimonio histórico. Algunos de éstos se remontan a la época en que este país era un reinado.

Los daños al patrimonio construido se vincula estrechamente con la historia de los terremotos de este país y muchos edificios han sido dañados por terremotos diferentes, como por ejemplo la Catedral de Lisboa, que fue destruida en gran medida en 1531 y en 1755, y el caso de la Igreja da Conceição en Horta, destruida en 1926, fue parcialmente reconstruida en concreto y después muy dañada por el terremoto de 1998 (Oliveira, 2003).



**Fig. 2.10:** Estadísticas de daño a los edificios históricos más importantes (218), después del terremoto de Azores de 1980 (Oliveira, 2003).

Muchos investigadores han trabajado en la caracterización de los monumentos históricos tomando en cuenta el comportamiento de la estructura ante cargas sísmicas. Oliveira et al. (1992) hicieron una base de datos con los daños provocados por el terremoto de Azores en 1980 (Fig. 2.10). Se clasificaron las iglesias en función del tamaño en: catedrales, iglesias, capillas y ermitas.

Otra categoría fue dirigida a los conventos y otra a los palacios según su tamaño. Para cada categoría se definió el tipo de material, el tipo de diseño estructural y los elementos estructurales, el tipo de techo, dimensiones principales y geometría, etc. Otro tipo de información importante incluye la existencia de cambios, reparaciones hechas, etc. Esta base de datos contiene también una medida de los costos de reparación de los daños.

La existencia de esta base de datos para hacer el inventario de estructuras históricas de Portugal, tiene una importancia primordial para tomar atención sobre el estado de deterioro de estas estructuras, ayudando en caso de un terremoto, a los equipos encargados en la determinación de las que requieren un análisis más urgente. Utilizar los datos de las estructuras dañadas permitiría, en un gran número de casos, determinar la correlación del daño con las características del movimiento del suelo y el tipo de estructuras (Oliveira, 2003).

Los conjuntos de estructuras históricas, referidas como centros históricos urbanos, también se han estudiado durante el pasado reciente, con el fin de definir las estructuras más importantes y para ayudar en el diseño de planes de emergencia. En Portugal el primer ejemplo de esto fue desarrollado en el proyecto TOSQA (1994-1996), con el fin de contribuir al conocimiento del comportamiento sísmico de centros históricos urbanos. Se aplicó en Alfama, Lisboa (D’Ayala et al., 1997). Usando métodos similares y usando análisis más sofisticados, también se realizó este tipo de investigación en Lisboa, en Angra do Heroísmo y en Faro (Dias et al., 2001). Aquí se clasificó la tipología de las construcciones basándose en la edad y la presencia de edificios adyacentes, y la vulnerabilidad fue tomada de las experiencias de terremotos anteriores, adaptados a la situación bajo estudio. Con toda esta información pudo hacerse un inventario de los edificios (más de 3000 casos).

El alto valor cultural propio de un conjunto de edificios históricos, se convierte en un aspecto clave para cualquier ciudad. En el centro de Lisboa se encuentra un complejo de edificios llamado La Pombalina, compuesto por edificios construidos en el siglo XVIII, después del terremoto de 1755. La estructura de éstos está hecha con un sistema compuesto de madera y mampostería. Se realizó un conjunto de análisis numéricos, apoyándose en los siguientes aspectos (Ramos et al., 2005):

- Un estudio histórico donde fue investigado el tipo de construcción “pombalina”
- Una inspección de las condiciones reales del complejo.
- Un estudio preliminar de un edificio aislado usando el análisis de métodos finitos, con un comportamiento no lineal de los materiales para simular el daño estructural.
- Un estudio de todo el complejo.
- Una metodología para lograr un enfoque adecuado hacia las medidas correctivas en centros urbanos históricos.

Con el análisis desarrollado para La Pombalina, se concluyó que su seguridad no cumplía con la normativa existente. Como medida preventiva se sugirió el uso de refuerzos tipo barras de acero o reforzar los pisos de madera tomando en cuenta las conexiones con la mampostería.

Con respecto al análisis individual para cada edificio o todo el complejo, se encontraron indicios desde los resultados, de que el “efecto bloque” es beneficioso para el comportamiento sísmico de los edificios pombalinos, por lo tanto el análisis sísmico independiente para cada edificio, como es acostumbrado hacer, es conservador, como se muestra en la Tabla 2.1 (Ramos et al., 2005).

**Tabla 2.1: Factores de seguridad de dos edificios pertenecientes al complejo de edificios La Pombalina, resultados del análisis sísmico aislado para cada edificio y para el complejo completo considerando el “efecto bloque” (Ramos et al., 2005).**

Edificio	Modelo Aislado			Modelo Completo		
A	0.5	0.75	0.5	0.70	$\geq 0.90$	0.70
D	0.65	0.95	0.65	$>> 0.70$	0.90	0.90

Cuando se realiza una investigación para la conservación de una estructura, surgen enormes cantidades de información que generalmente no es manejada por los dueños o por las autoridades envueltas en el proceso. La consecuencia es que la información valiosa se pierde o es olvidada durante el complejo proceso de tomar una decisión. Se desarrolló un estudio con extensos daños y con obras de conservación también significativas, donde, además de ser el objetivo principal la

conservación de la estructura, también se desarrolló una aplicación para la gestión eficiente y la adecuada visualización de la información relacionada con las intervenciones realizadas. Este es el caso del Monasterio de Santa María de Salzedas (Fig. 2.11) (Lourenço et al., 2008).



**Fig. 2.11:** Claustro del Monasterio de Salzedas antes de los trabajos actuales (Lourenço et al., 2008).

Los trabajos de conservación en el claustro incluyeron una investigación y caracterización de los daños y pruebas *in situ* y de laboratorio, con lo que se determinó la necesidad de una intervención. Después del análisis numérico se concluyó que esta necesidad de intervención era inmediata ya que su nivel de seguridad estaba muy por debajo de la normativa, por lo tanto las obras de reparación fueron destinadas a detener la degradación de los materiales y a evitar el posible colapso.

Además de las medidas remediales propuestas, se generó una base de datos durante todo el proceso de intervención. Esta base de datos se convierte en una herramienta de gestión, proporcionando información técnica sencilla y un fácil acceso a toda la documentación proveniente de los expertos y la relacionada con las pasadas, presentes y futuras intervenciones del monasterio. Esta información está disponible en internet, para profesionales y en el monasterio para los visitantes, con distintos contenidos, según el nivel de conocimientos del lector (Lourenço et al., 2008).

Como una contribución a la evaluación de la seguridad en edificios históricos a partir de métodos simplificados, Lourenço y Roque (2006) realizaron una investigación con una amplia muestra de 58 iglesias ubicadas en zonas sísmicas de Portugal. Esta metodología es más simple, rápida y económica, y se basa en un enfoque geométrico simplificado para la detección inmediata de un gran número de edificios en riesgo. El objetivo es descubrir edificios históricos riesgosos para un estudio posterior más detallado con simulaciones avanzadas en computador y una adecuada caracterización de sus materiales y de su estructura. Los índices se basaron principalmente en las dimensiones y la altura de los edificios. Esta evaluación mediante métodos simplificados indicó que el promedio en área en planta de los muros resistentes y la altura promedio son independientes de la sismicidad. Se realizó un estudio con la misma metodología de análisis

mediante métodos simplificados, para 44 iglesias de Portugal, España e Italia (Lourenço et al., 2005).

Hay experiencias de reforzamiento de construcciones históricas en Portugal desde hace 30 años. En 1969 hubo un terremoto que dañó severamente un gran grupo de iglesias en el sur del país. La reparación consistió en colocar una viga que rodeara la parte superior de las paredes (ring-beam), justo debajo del techo o a la mitad de la altura, si los muros eran muy altos. La misma técnica fue ampliamente usada después del terremoto de 1973, que afectó a Pico y Sao Jorge, en las islas Azores (Oliveira, 2003).

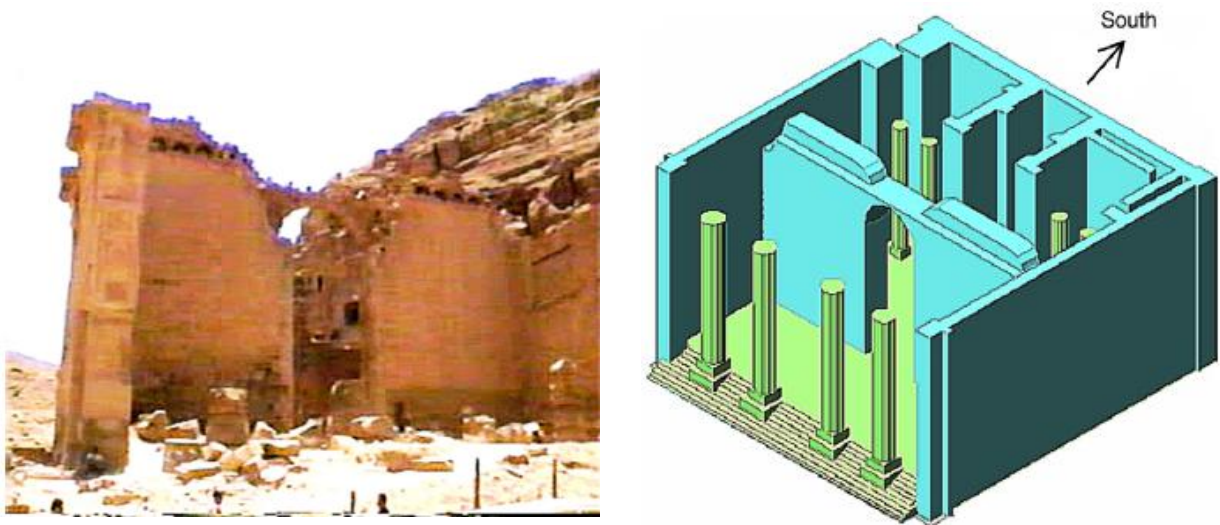
En 1960 (Azores), la forma de reparar las estructuras históricas fue, en una primera fase, introducir dentro de los muros principales un sistema de marcos de hormigón armado, el cual tomaría casi toda la carga sísmica. En una segunda fase la intervención fue más suave, con cantidades más bajas de hormigón y elementos de acero (Oliveira, 2003).

Para las construcciones históricas de mampostería, después del terremoto de 1998, las técnicas de reparación en Azores, se basaron en usar revestimientos de mampostería, mediante hormigón proyectado y malla de refuerzo de acero. En las zonas donde el clima es agresivo, se recomendó acero inoxidable (Oliveira, 2003).

#### 2.3.4.4 Experiencia Asiática

La Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO), ha propuesto un plan de protección de los bienes culturales del mundo, a través de la “Convención sobre la Protección del Patrimonio Mundial Cultural y Natural”. A esta lista de los bienes que pertenecen al Patrimonio Mundial (World Heritage) o más conocido como Patrimonio de la Humanidad, pertenece una gran muestra de patrimonio asiático, además del resto de países ya mencionados.

Asia es un continente donde se encuentra una gran variedad de monumentos y construcciones patrimoniales: templos, mezquitas, enormes fortificaciones y murallas, plazas, palacios, museos, teatros y otros edificios históricos, de todo tipo, debido a las múltiples culturas propias de este continente.



**Fig. 2.12:** Actual estado del Qasr al Bint, (Petra, Jordania) y un modelo de su estado antes de los daños (Bani-Hani y Barakat, 2006).

En la ciudad de Petra, Jordania, se encuentra el monumento histórico de Qasr al Bint o también llamado El Palacio del Hijo del Faraón (Fig. 2.12), y fue construida entre los años 30 A.C. y 40 D.C. con mampostería de piedra. Los repetidos terremotos y la cristalización de la sal son los factores que más han contribuido a los graves daños de este palacio. Bani-Hani y Barakat (2006), realizaron análisis de elementos finitos para comprender la situación actual de la estructura.

Para desarrollar métodos y técnicas adecuadas para la reparación sísmica, en Jordania se realizó una investigación nacional durante los años 1996-2000. Uno de los principales objetivos de este proyecto fue desarrollar y probar materiales y métodos de reparación sísmica y fortalecer las principales estructuras históricas, buscando un resultado óptimo con el concepto de mínima intervención en la estructura, ya que muchos edificios históricos en Jordania son vulnerables, debido a las catástrofes naturales, especialmente los terremotos (Building Research Center, Royal Scientific Society Jordan, 1996-2000).

En la investigación realizada en el Qasr al-Bint (Bani-Hani y Barakat, 2006) se extrajeron las propiedades geométricas y mecánicas de estudios preliminares y la evaluación sísmica del monumento fue realizada con un análisis dinámico de elementos finitos para las actuales condiciones y para los escenarios de reparación propuestos. Se diseñaron medidas simples de reparación en 2D y 3D, respetando el valor histórico del edificio. Estas medidas consistieron en piedra consolidante, mortero de reparación y vigas de acero insertadas en los muros. La intención de estas medidas era proporcionar estabilidad y continuidad, así como mayor resistencia. En general la respuesta de los modelos de reparación en términos de desplazamiento máximo lateral,

momento torsor máximo, corte basal, reacción vertical y propiedades dinámicas (períodos), fueron tres veces mejores que la de los modelos no reparados. Los resultados mostraron que el palacio puede ser readaptado y reforzado para que resista sismos moderados, manteniendo su aspecto y valor histórico.

Irán es otro de los países que ha sido afectado por fuertes terremotos que han destruido parte de su patrimonio. Maheri (2004) realizó un estudio sobre el comportamiento sísmico y la vulnerabilidad sísmica de algunas estructuras Post-Islámicas iraníes. Estas estructuras son principalmente de mampostería de ladrillo, aunque también existen algunas de mampostería de piedra o de barro y fueron construidas desde el siglo X hasta el XVII. Algunos han sucumbido a los terremotos, mientras los otros han sobrevivido hasta ahora, con las secuelas del daño causado. Esta investigación está basada en la revisión de fuentes históricas y en los informes recientes sobre los daños sufridos por los edificios más importantes. A pesar de que varían en su tamaño y forma arquitectónica, tienen características comunes, lo que permite un estudio comparativo. Se incluyeron edificios de notable tamaño e importancia, tales como mezquitas, santuarios, escuelas teológicas (madradas), baños públicos (hammams), caravasares, bazares, palacios y fortificaciones tales como muros de la ciudad, puentes y presas. Estos fueron categorizados según su forma estructural es: edificios simétricos, complejos de edificios, fortalezas y murallas, torres esbeltas y chimeneas, cisternas de agua y puentes y presas. Además de identificar las estructuras más vulnerables y sus puntos más críticos, después de esta investigación se propuso una escala de intensidad para las estructuras históricas de Irán y de otros países del Oriente, con el fin de ayudar a evaluar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras históricas típicas de esta zona.

Con el fin de la conservación y la reducción del riesgo de estructuras históricas, se esperan más investigaciones en los países de este continente.

#### 2.3.4.5 Experiencia Norteamericana

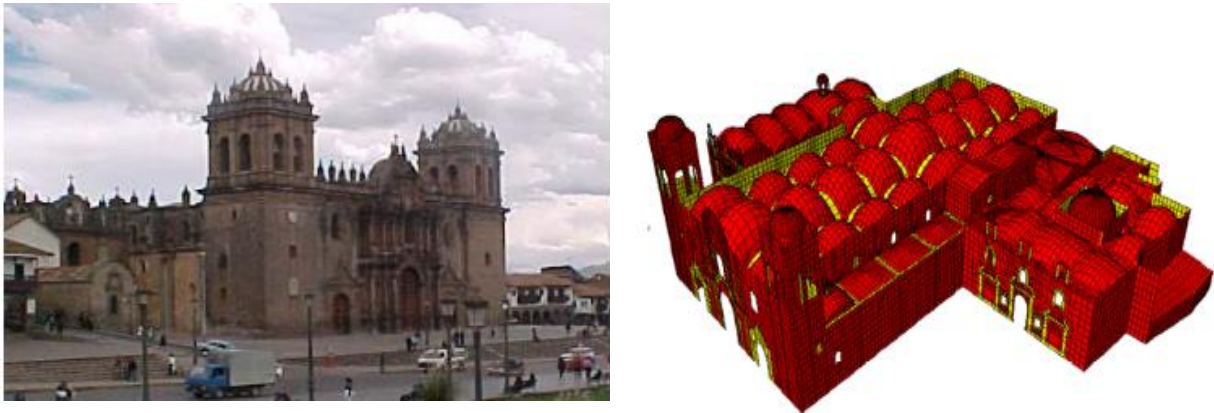
La arquitectura en Estados Unidos tiene una historia relativamente reciente, es por esto que los edificios históricos aquí son más bien “modernos”, ya que los amerindios, no dejaron edificios espectaculares como en otros lugares de América y no se han publicado investigaciones que hablen de su conservación.

Durante 1999, dentro del concepto de estructuras históricas vulnerables, se desarrolló la metodología Hazus por la Federal Emergency Management Agency (FEMA) para estimación de pérdida por distintos riesgos naturales. Esta evalúa la vulnerabilidad de varios tipos de

construcción norteamericanos combinando la observación con análisis de estructuras no lineales. Sin embargo las funciones de vulnerabilidad utilizadas por este método son sólo aplicables para edificios de ese tipo, que son más actuales que los edificios históricos de Europa o de Centro y Sudamérica, por ejemplo. Por lo tanto sería interesante desarrollar las herramientas necesarias para establecer las funciones de vulnerabilidad aplicables a estas (Martínez, 2007).

#### 2.3.4.6 Experiencia Latinoamericana

América fue cuna y centro de civilizaciones desde mucho antes de que fuera descubierta por los europeos. Aquí se encuentran monumentos, esculturas, templos y pirámides de las civilizaciones maya, olmeca, azteca e inca. Después del siglo XVI, con la conquista española, se agregaron a este patrimonio iglesias, catedrales, plazas, palacios y fortalezas. Muchos de ellos han sobrevivido a los terremotos y otros factores agresivos.



*Fig. 2.13: Catedral del Cusco y su modelo de elementos finitos en 3D, Cusco, Perú (Proaño et al., 2003).*

Un ejemplo de la influencia española durante la conquista es la Catedral del Cusco, en Perú. Esta se construyó en 1560, encima de un galpón incaico perteneciente al Palacio del Inca Wiracocha. La catedral está compuesta por 3 templos unidos que fueron construidos en distintas etapas y su estructura está compuesta por muros de mampostería, pilares y domos de piedra. Ha sufrido daños severos por varios sismos durante su existencia y por lo menos 5 procesos de reconstrucción o rehabilitación (Proaño et al., 2003).

Para diagnosticar el comportamiento sísmico de su estructura, Proaño et al. (2003), realizaron tres modelos numéricos basados en análisis de elementos finitos. Para la caracterización de los materiales se ensayaron probetas provenientes de la estructura. También se realizó un análisis de

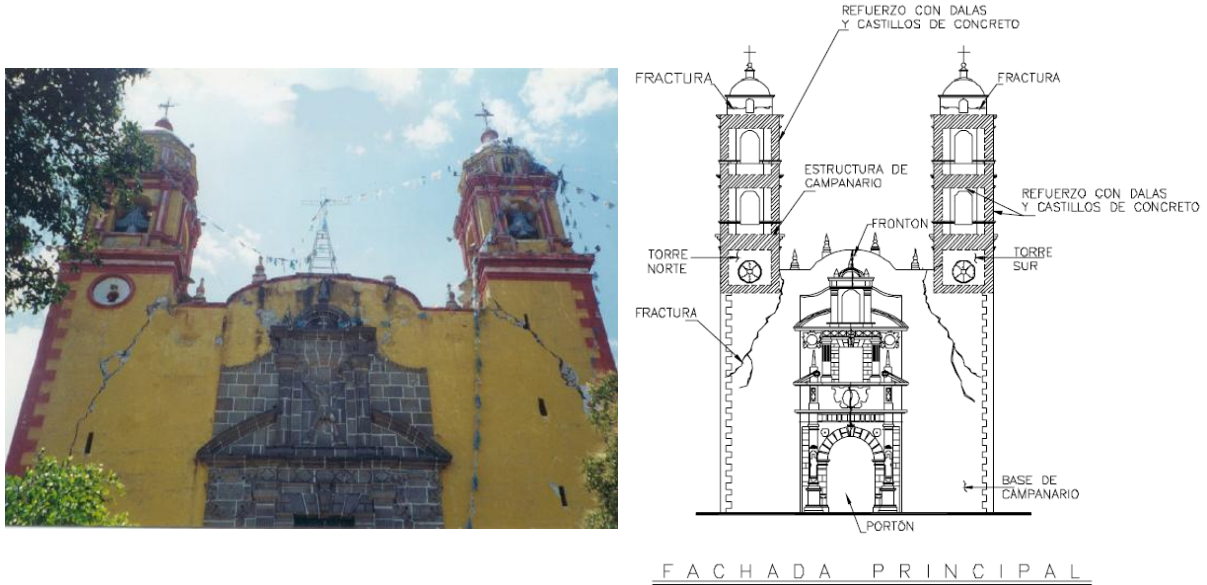
la mecánica de suelos, encontrándose que el terreno era apropiado y que los asentamientos elásticos fueron producidos durante la etapa de construcción y no tenía relación con los daños observados. Con los resultados de los análisis se obtuvo que si bien presenta cierta capacidad para soportar acciones sísmicas, ésta no soportaría un sismo importante ya que posee demasiado peso en proporción a la capacidad resistente y poca ductilidad, características opuestas a lo que normalmente se considera adecuado para un buen comportamiento sísmico.

Otro edificio antiguo de Perú es el Palacio Legislativo del Congreso de la República, ubicado en Lima y su construcción comenzó en 1904 y se concluyó en 1938. Para su evaluación estructural se realizaron una serie de inspecciones técnicas para observar su estado actual. Se midieron las vibraciones ambientales (microtrepidaciones) para determinar las características dinámicas reales del edificio y se extrajeron muestras para la determinación de sus propiedades mecánicas. El modelo para el análisis sísmico lineal tridimensional con elementos tipo cáscara, mostró que este edificio tiene un comportamiento relativamente aceptable frente a sismos leves y moderados (Zavala et al., 2003).

Un estudio similar a los anteriores se realizó en el edificio del Ex-Banco Popular del Perú, construido en 1905. Las medidas de rehabilitación tomadas antes de esta investigación, fueron inclusión de muros de albañilería, elementos de hormigón armado y pórticos de acero, acciones contrarias a los principios de la rehabilitación de edificios históricos de intervenir lo menos posible. Con el análisis estructural se reveló el comportamiento flexible que se esperaba en algunas zonas de la estructura, principalmente en los elementos de acero y las columnas esbeltas (Zavala et al., 2003).

México es un país que posee un abundante número de edificios históricos de mampostería y que forman parte de su patrimonio cultural por el Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH). La mayoría fueron construidos durante los siglos XVI y XIX y han sufrido diversos niveles y tipos de daños (De La Torre et al., 2004).

En los estados de Colima, Jalisco, Puebla, Tlaxcala y Oaxaca se han aplicado diferentes técnicas de reforzamiento estructural, desarrolladas con sistemas y materiales tanto tradicionales como modernos. El nivel de daño de estos edificios va desde la aparición de fisuras y agrietamientos en la mampostería, hasta colapsos parciales de cúpulas, cubiertas y torres. Incluso hay casos en los que se debió apuntalar el interior y exterior del edificio.



**Fig. 2.14:** Refuerzos en hormigón armado, frecuentemente usados para campanarios (De La Torre et al., 2004).

De La Torre et al. (2004), realizaron un estudio evaluando las reparaciones efectuadas a algunos edificios históricos en México durante los últimos 50 años (Fig. 2.14). Las estructuras intervenidas han presentado resultados muy diversos: en algunos casos las soluciones fueron eficientes y en otros se cambió el comportamiento local, contribuyendo a las fallas. Además, con la información recogida, puede verse que la proximidad entre los períodos asociados al modo fundamental de vibración de este tipo de edificios y el suelo, amplifica la respuesta dinámica de las estructuras, causando un mayor deterioro en las características mecánicas de los elementos que la integran. Se concluyó que las soluciones tradicionalmente usadas y que han probado tener mayor efectividad, son las que incorporan elementos de refuerzo locales pero uniformemente distribuidos a lo largo de las naves. Por otra parte, a causa de los edificios donde las soluciones no fueron adecuadas, se recalca la necesidad de mejores análisis para corroborar o descartar hipótesis de parámetros de diseño sísmico.

### 2.3.4.7 Experiencia Chilena

#### *Patrimonio Chileno.*

Chile cuenta con variadas construcciones históricas, de distintos materiales y tipos arquitectónicos. Algunas de ellas comenzaron a construirse desde la llegada de los españoles a Chile, durante la conquista, en el siglo XVII en adelante. Este patrimonio se conforma de: iglesias,

catedrales, palacios, fuertes y torres. Por los frecuentes terremotos, siempre presentes a lo largo de nuestro país, hay edificios históricos que están parcialmente destruidos y los que están en “buenas condiciones” siguen en pie con la incertidumbre de cuál es el riesgo sísmico que poseen.

Durante la conquista del territorio en Valdivia, al sur de Chile, debido a la necesidad de protección de los corsarios y los ataques indígenas, los conquistadores se vieron en la obligación de construir sistemas defensivos como fuertes, castillos y torreones. A partir de 1645, se comenzaron a construir estas fortalezas que hoy son monumentos históricos (Fig. 2.15). Las principales fueron ubicadas en la Isla Mancera, en Niebla y en Corral, y su estructura y diseño no difiere mucho de las construidas en Europa para este mismo fin, entre los siglos XVI y XVIII. Estos fueron diseñados por ingenieros militares españoles y se usó mampostería de piedra y de ladrillo. También se encuentra una de estas fortalezas en Osorno y en la isla de Chiloé, más al sur de Valdivia.



**Fig. 2.15:** A la izquierda el Castillo de Niebla, Valdivia, Chile ([www.valdiviachile.com](http://www.valdiviachile.com)). A la derecha, Torreón de Barro, Valdivia, Chile ([www.panoramio.com](http://www.panoramio.com)).

Las iglesias en Chile se han construido con distintos sistemas estructurales a lo largo de la historia, según la zona donde estén ubicadas y los materiales que allí se encuentren disponibles. En el norte, la tradición era construirlas de adobe, material muy débil frente a eventos sísmicos, lo que ha provocado que gran parte de ellas estén con graves daños estructurales y otras han sido reconstruidas a raíz de su total destrucción.



**Fig. 2.16:** Iglesia de Chiu Chiu, Calama, Chile (<http://www.aloveleyworld.com>)



**Fig. 2.17:** Iglesia de San Pedro de Atacama, Atacama, Chile (<http://www.explore-atacama.com>)

Como ejemplo del tipo de iglesias existentes en el norte de Chile, podemos nombrar a la Iglesia de Chiu Chiu, Calama (II Región), a una altura de 2525m sobre el nivel del mar. Se construyó alrededor del año 1675 con muros de adobe, el cielo de tablillas de cactus y sobre él una capa de barro y paja (Fig. 2.16). Otro ejemplo es la Iglesia de San Pedro de Atacama (Fig. 2.17), declarada monumento nacional. Fue construida en 1774 y ha sido reparada en varias ocasiones, por daños causados por los sismos y por un incendio. Sus muros son de adobe con envigado de madera en la techumbre. El último terremoto en el norte fue el año 2007, donde debido a los graves y notorios daños quedó en evidencia la necesidad de refuerzos en estructuras de este tipo en la zona.

Entre las iglesias del sur de Chile se destacan las iglesias de la isla de Chiloé. Estas comenzaron a construirse alrededor del siglo XVIII, con la evangelización jesuita y franciscana en la zona. Estas iglesias están construidas completamente en madera y 16 de ellas fueron declaradas Patrimonio de la Humanidad por la UNESCO, reconociéndose el valor universal que representan estos monumentos construidos íntegramente de madera y que a pesar del desgaste de su material constructivo, siguen en pie desde mediados del siglo XVIII.

La Iglesia de Achao (Fig. 2.18), es la más valiosa de este grupo de iglesias ya que es la construcción de madera más antigua del sur de Chile, fue construida aproximadamente en 1730. Posee una planta basilical de tres naves, la central con bóveda y la torre centrada sobre el pórtico. Posee una altura aproximadamente de 25 metros. También se destaca la Iglesia de Quinchao (Fig. 2.19), por ser la más grande. Tiene 52.8m de largo y 18.4m de ancho, con una torre de 18.3m de altura. Terminó de ser construida en 1880 y ha tenido varias reformas, por ejemplo, en 1960 se le construyeron fundaciones de hormigón.



**Fig. 2.18:** Iglesia de Achao, Chiloé, Chile (<http://www.iglesiasdechiloe.uchile.cl>).



**Fig. 2.19:** Iglesia de Quinchao, Chiloé, Chile (<http://www.iglesiasdechiloe.uchile.cl>).

También en la zona central de Chile se presentan iglesias que forman parte de los monumentos históricos. Este es el caso de la Iglesia de San Francisco (Fig. 2.20), declarada Monumento Nacional. Es uno de los monumentos más antiguo del país, ya que fue construido entre 1586 y 1628, con muros de adobe y ha sido reconstruido varias veces. Otro ejemplo es la Catedral Metropolitana de Santiago (Fig. 2.21), su construcción fue iniciada en 1748. También ha sido reconstruida varias veces por los daños provocados por los terremotos.



**Fig. 2.20:** Iglesia de San Francisco, Santiago, Chile ([www.losmejoresdestinos.com](http://www.losmejoresdestinos.com)).



**Fig. 2.21:** Catedral Metropolitana de Santiago, Santiago, Chile (<http://es.wikipedia.org>)

Los edificios coloniales son también parte de los edificios más antiguos que existen y la gran mayoría fueron construidos de adobe, aproximadamente en el siglo XVIII. Muchos de estos han sido destruidos por los frecuentes sismos o por incendios. Un caso de este tipo de estructuras,

que aún sigue en pie, es la Casa Colorada (Fig. 2.22), construida en 1769 con muros en el primer piso de piedra y en el segundo piso de adobe. Otro edificio de este tipo es el de Correos Central de Santiago (Fig. 2.23). La obra se terminó en 1710 y fue construida en madera y adobe. Ha tenido varios procesos de reconstrucción debido a los daños provocados por los terremotos durante su existencia.



**Fig. 2.22:** Casa Colorada, Santiago, Chile  
([www.welcomechile.com](http://www.welcomechile.com))



**Fig. 2.23:** Edificio de Correos Central de Santiago,  
Santiago, Chile ([www.welcomechile.com](http://www.welcomechile.com))

Dentro de las estructuras más antiguas e históricas de Chile también podemos nombrar varios puentes y viaductos, que han sido imprescindibles para el desarrollo y para la conectividad del país. Uno de ellos es el Viaducto del Malleco (Fig. 2.24), Monumento Nacional, que en su época fue el puente ferroviario más alto del mundo y es una de las mayores obras de ingeniería metálica en Chile. Su construcción fue terminada en 1890, con armazones traídos desde Europa, con una longitud de 347.5 m y los rieles se encuentran a 102 m.

Otro puente importante es el Puente de Conchi (Fig. 2.25), en Calama, construido con acero, en 1890. Fue construido como puente ferroviario para unir Antofagasta con Bolivia, pero ahora, como prevención, sólo permite el paso de automóviles. Es uno de los puentes más altos de Chile, ya que se ubica a 105 m sobre el río, con 244 m de largo.



**Fig. 2.24:** Viaducto del Malleco, Collipulli, Chile  
([www.welcomechile.com](http://www.welcomechile.com)).



**Fig. 2.25:** Puente Cochi, Calama, Chile  
(<http://picasaweb.google.com>).

A pesar de la gran y variada gama de estructuras que forman parte del patrimonio y de la historia de este país, Chile no cuenta con especialistas en vulnerabilidad sísmica. Las investigaciones y trabajos hechos sobre este tema, se enfocan en la mitigación del riesgo en estructuras esenciales, específicamente hospitales y algunos sobre la vulnerabilidad sísmica de sectores urbanos del norte (Arica, Antofagasta y Copiapó), también se han realizado análisis para edificios de hormigón armado.

#### *Análisis de edificios históricos en Valparaíso.*

El primer indicio de investigaciones en la conservación de estructuras patrimoniales fue en 2008, con un trabajo de tesis sobre la vulnerabilidad de edificios históricos en Valparaíso (Sturm, 2008). Los objetivos principales de esta investigación fueron: generar una metodología para el estudio de la vulnerabilidad sísmica de los edificios de mampostería, también llamados palacios, de la zona histórica de Valparaíso, y comparar los resultados con resultados de otros países que posean también una alta sismicidad.

Valparaíso es una bahía, con una playa rodeada de quebradas y cerros. El mayor crecimiento como ciudad-puerto se produjo durante el siglo XIX. En esa época se construyeron edificios altos destinados a oficinas estatales y privadas, palacios y hospitales, pasando a ser hoy un importante centro urbano.

La demanda sísmica de esta zona está controlada por los sismos costeros que ocurren en la zona central de Chile, sismos del tipo thrust, cuyo hipocentro se ubica en la Placa de Nazca que

subducta bajo la Placa Continental o Placa Sudamericana. Esta zona se ha caracterizado por concentrar algunos de los mayores terremotos de la historia de Chile. Los sismos con epicentro frente a la costa de Valparaíso han ocurrido en los años: 1647 (M=8,5), 1730 (M=8,75), 1822 (M=8,5), 1906 (M=8,2) y 1985 (M=7,8) (Sturm, 2008).

Las características comunes de estos sismos los clasifica como sismos interplaca. Estas características son:

- Todos tienen su epicentro costa afuera.
- Su mecanismo de falla se debe a la subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana.
- Los maremotos causados son relativamente pequeños (con excepción del sismo de 1730).
- Los movimientos verticales permanentes a lo largo de la costa son sistemáticamente de signo positivo (solevantamiento).

Los terremotos que se han producido en Valparaíso son de gran magnitud y han alcanzado los 8,75 grados en la escala de Richter, con un período de retorno de extraordinaria regularidad, estimándose en 82+/-5 años. Estos antecedentes indican que seguirán ocurriendo sismos en esta ciudad.

Los daños observados después de los últimos dos terremotos se debieron en una buena parte a la mala calidad de la albañilería construida y a la falta de integridad de las estructuras producto de la falta de refuerzos que garanticen una buena unión entre elementos estructurales. Además coincide el hecho de que los sectores con más daño estructural son los que están emplazados en suelo de relleno (Sturm, 2008).

Con respecto a la caracterización del suelo en la zona del casco histórico de Valparaíso, la información recopilada es que ha sufrido modificaciones durante el desarrollo de la ciudad. Estas consisten en cuatro rellenos realizados entre 1854 y 1947, además de los escombros depositados después del terremoto de 1906. La calidad de este suelo para fundar está directamente ligada con los daños que han sufrido las estructuras.

En el estudio de vulnerabilidad sísmica para edificaciones históricas, se tomaron dos estructuras emblemáticas de Valparaíso: el Palacio Luis Cousiño, Monumento Nacional, y el Palacio Subercaseaux (Fig. 2.26). El Palacio Luis Cousiño consta de cuatro pisos y un subterráneo. El sistema estructural está compuesto por muros de albañilería distribuidos en dos ejes resistentes en la dirección longitudinal y seis ejes resistentes en la dirección transversal. Los muros del subterráneo son de albañilería de piedra. El resto de la albañilería está hecho con ladrillos de

arcilla y mortero de cal y arena. El Palacio Subercaseaux fue construido entre 1881 y 1889. Tiene dos pisos en una fachada y tres pisos en otra, además de un subterráneo, y todos sus muros son de albañilería de ladrillo y mortero de cal y arena, excepto el del subterráneo que está construido con albañilería de piedra.



**Fig. 2.26:** A la izquierda, el Palacio Luis Cousiño, Valparaíso, Chile (<http://bibliotecaduocvalparaiso.blogspot.com>). A la derecha, el Palacio Subercaseaux, Valparaíso, Chile ([www.panoramio.com](http://www.panoramio.com)).

Las características del suelo para cada uno de ellos son:

- Palacio Luis Cousiño: sus fundaciones se encuentran sobre un estrato de 1.9 m de roca con arena, seguido de 3.4 m de suelo arenoso con limo fino y algo de grava fina contaminada con partículas de mica y trozos de conchas. A los 8 m hay una capa de grandes bolones. Este edificio no está fundado sobre relleno artificial, ya que este estrato es poco profundo en este lugar.
- Palacio Subercaseaux: aquí la roca basal se encuentra a 2 m, el estrato superficial está constituido por suelo arenoso, con limos finos y gravas.

Estos dos edificios han soportado los terremotos de 1906 y 1985. Debido principalmente a los daños provocados por el terremoto de 1906, se colocaron algunos refuerzos metálicos, así como en otros edificios del mismo tipo.

Para obtener la vulnerabilidad sísmica de los edificios escogidos, se usaron los índices de vulnerabilidad de primer nivel de Meli (Meli, 1998) y de Lourenço y Roque (Roque, 2002), y los de segundo nivel de Gallegos (Gallegos, 1986) y del GNDT (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Italia). Estos métodos cuantifican las distintas características estructurales y entregan un valor índice que permite identificar la vulnerabilidad según los límites establecidos.

De los análisis del comportamiento sísmico de estas estructuras se concluye que, en el caso del Palacio Luis Cousiño, tiene un mejor desempeño que otras estructuras de su época, debido a que tiene una alta densidad de muros y está fundada en un suelo más firme. En el caso del Palacio

Subercaseaux, la calidad de su desempeño es menor, debido a que tiene una baja densidad de muros en una dirección y por ello una mala distribución de su rigidez. Su ventaja y posiblemente la razón de que aún esté en pie, es que está fundado en roca. En relación con el índice GNDT para viviendas, los valores de estos edificios están por debajo del límite de riesgo, lo que significaría que no son vulnerables (Sturm, 2008).

Al ser analizada toda la información, es evidente la falta de más investigación en esta área en Valparaíso para seguir conservando su patrimonio, así como en otras ciudades de Chile que frecuentemente han sido azotadas por fuertes terremotos.

Al ir creciendo en el mundo la preocupación por la conservación de estructuras históricas patrimoniales, junto con las investigaciones, trabajos, proyectos, metodologías y tecnología, es esperable que en Chile también surja el interés por desarrollar estudios en este ámbito de la ingeniería civil, pero sobretodo financiación para llevarlos a la práctica de manera correcta, es decir, respaldado con un análisis adecuado de la estructura, para evitar acciones que en vez de paliar los riesgos, los aumente. Existen variados tipos estructurales de monumentos y de distintos materiales, en Chile, donde el reto para la ingeniería civil es ir hacia el futuro rescatando el pasado.



# **CAPÍTULO 3**

## **METODOLOGÍAS PARA EL ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA**

### **3.1 Introducción**

La vulnerabilidad sísmica de una estructura es una característica intrínseca de ésta, que depende del criterio empleado en su diseño y es independiente de la peligrosidad sísmica del sitio en donde esté ubicada. Así, cada estructura (o tipo de estructura) tiene su propia función de vulnerabilidad y su determinación varía para comportamientos estructurales distintos (Caicedo et al., 1994). Las funciones de vulnerabilidad (o modelos de fragilidad), representan la probabilidad de que su respuesta ante sollicitaciones sísmicas exceda varios de sus límites o estados de desempeño, definidos en base a consideraciones físicas y socioeconómicas (Martínez, 2007).

La naturaleza de los daños sufridos por las estructuras históricas depende de muchas variables tales como la presencia de conectores que restrinjan los muros, el estado de deterioro, el tipo de suelo o las características de la acción sísmica (incluyendo el efecto de componentes verticales) (Martínez, 2007). En el estudio de Crepellani y Uzielli (2001) se demostró claramente que el daño en construcciones históricas tiene mucho que ver con el tipo de terreno sobre el que se encuentran construidas. El contenido espectral así como la evolución temporal observada en registros de sismos fuertes, son de importancia crítica para el desempeño de la estructura. Estos aspectos dependen mucho de la proximidad a la falla, de la presencia de suelos blandos y de la topografía del lugar.

Para clasificar las diferentes metodologías de evaluación de la vulnerabilidad sísmica, varios criterios han sido utilizados. Este índice puede obtenerse a partir del análisis mediante modelos numéricos del daño sísmico en estructuras, de pruebas de laboratorio o de la inspección de los edificios. Sabiendo esto, podemos distinguir entre la *vulnerabilidad observada*, que es la que se obtiene de la observación de daños posteriores a un terremoto y del análisis estadístico de los mismos para algún tipo de estructura definido, y la *vulnerabilidad calculada*, que se obtiene a través de un análisis matemático mediante un modelo estructural analítico, o a partir de ensayos en laboratorio de modelos a escala y con resultados expresados en términos probabilísticos (Caicedo et al., 1994).

La mayoría de los métodos para calcular la vulnerabilidad sísmica están dirigidos hacia edificios de estructuras de hormigón, acero o mampostería. Hace pocos años que se empezaron a implementar hacia estructuras históricas. A continuación se presentan los métodos más idóneos para estudiar la vulnerabilidad sísmica de construcciones históricas.

## **3.2 Vulnerabilidad Observada: Métodos Simplificados de Análisis Sísmico**

El objetivo en estos métodos es estudiar la correlación existente entre las características arquitectónico-estructurales de los edificios antiguos, de modo de prever de una manera simple, el grado de seguridad, como un indicador de los modos y mecanismos de daño más probables. Esta

metodología fue usada para evaluar el daño sísmico en las iglesias de Umbria y Le Marches, en Italia. Se basó en 16 indicadores, cada uno representativo de un posible mecanismo de colapso para un macroelemento. Estos macroelementos son subdivisiones de una iglesia, consistentes en la identificación de elementos arquitectónicos caracterizados por un comportamiento sísmico propio, que son casi independientes del resto de la estructura. Este método es visto como la primera fase de un proyecto de restauración y rehabilitación y es ideal por su rapidez en el caso de que la inspección sea llevada a cabo en una emergencia (Lagomarsino, 1998).

Para la aplicación de los métodos simplificados es necesario que la estructura sea regular y simétrica, que los sistemas de cubierta creen diafragmas rígidos, y que el modo de falla ocurra por cortante en el plano de los muros. En la mayoría de las estructuras históricas estas últimas dos condiciones no se verifican, por lo que la evaluación de la seguridad recurriendo a un método simplificado se convierte en un indicador general de las capacidades del edificio para resistir sismos (Martinez, 2007).

Tres de los métodos simplificados son:

- Índice de densidad de muros.
- Índice de seguridad sísmica.
- Método simplificado de diseño sísmico.

La aplicación de estos métodos consiste en convertir las características geométricas de los muros estructurales a un índice escalar. Este índice es mayor a medida que mayor sea la regularidad de la estructura.

Además estos métodos suponen estructuras con muros dispuestos en direcciones ortogonales y que la acción sísmica actúa en dirección normal a éstos, lo cual es similar al criterio de la mayoría de los códigos sismorresistentes, ya que las componentes inclinadas de la acción sísmica al descomponerse vectorialmente, son menores que la totalidad de la fuerza del terremoto actuando normalmente (Martinez, 2007).

### 3.2.1 Índice de Densidad de Muros

Los indicadores más simples para la evaluación de la seguridad en estructuras históricas, se obtienen por medio del porcentaje de superficie en planta ocupada por los muros estructurales en cada dirección principal (longitudinal y transversal). A este porcentaje se le denomina *densidad de muros*. El método establece el cociente entre el área de los muros y el área total mediante el indicador (porcentaje de área en planta):

— — —

Donde:

: área en planta de los muros resistentes en la dirección .

: área total en planta de los muros resistentes a sismo.

: área total de la planta en la estructura.

Como se puede apreciar, aquí sólo se toma en cuenta el área de los muros estructurales en la planta, no el peso. El indicador del porcentaje de área en planta (adimensional), se refiere a la concentración del área de la sección horizontal de los muros estructurales con respecto al área de la planta. Hipotéticamente la relación permite comparar la rigidez de cortante basal en una estructura, sin embargo, al no tomar en cuenta la altura de ésta no se puede analizar la influencia de la esbeltez de las paredes y de la masa en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, por lo que se debe cuidar este aspecto. En el EC8 se establecen valores mínimos de referencia del orden de 0.05 (5%) para estructuras regulares con cubiertas que constituyan diafragmas rígidos, aunque en países de alta sismicidad, como México, se han llegado a usar valores mínimos razonables de 0.1 (10%) para construcciones antiguas (Martínez, 2007).

### 3.2.2 Índice de Seguridad Sísmica

Este índice es la razón entre el área en planta de los muros estructurales para cada dirección principal y el peso total de la estructura. Está dado por:

— — —

Donde:

: acción vertical cuasi permanente

: área en planta de los muros estructurales en la dirección

: área total en planta de los muros estructurales

: peso específico de la mampostería

: altura media de la estructura

El índice de seguridad sísmica determina la sección horizontal de muros disponible para movilizar resistencia cortante por unidad de peso de la construcción, de lo que se puede deducir la capacidad resistente de la estructura en cada una de las dos direcciones ortogonales. Este índice

considera la geometría en planta y también la altura de la construcción (Martínez, 2007). Por la experiencia en México se sugiere el valor de referencia de  $C_{v,ig}$  para iglesias localizadas en zonas con aceleración sísmica elevada (Meli, 1998).

### 3.2.3 Método Simplificado de Diseño Sísmico

Ha sido usado desde hace años en México para la revisión sísmica de edificios de mampostería y establece un factor de seguridad de cortante de los muros resistentes a un sismo. En este caso el cortante basal asociado a cierta acción sísmica ( $V_{s,c}$ ) se estima por medio de un análisis estático ( $V_{s,e}$ ), es decir, el peso del edificio multiplicado por el coeficiente sísmico. La capacidad resistente de la estructura ( $V_{s,r}$ ) se obtiene admitiendo como condición que todos los muros resistentes, en cada dirección analizada, pueden movilizar de manera uniforme toda su capacidad de resistencia a cortante. La contribución de cada muro se determina a partir del producto de su área transversal en planta ( $A_{m,i}$ ) para una cierta dirección del edificio, por la tensión resistente a cortante de la mampostería ( $\tau_{m,i}$ ). La fuerza resistente total, se obtendrá con la sumatoria de todas las contribuciones:

Donde, según el EC6:

$c$  : cohesión de la fábrica o mampostería

$\sigma_n$  : tensión normal de compresión en el muro

Esta expresión (Ley de Fricción de Coulomb) presupone un ángulo de fricción interno  $\phi_m$  para la mampostería de 22°.

El índice del método simplificado de diseño sísmico, se representa por  $I_s$ :

$$I_s = \frac{V_{s,r}}{V_{s,c}}$$

También se puede escribir como:

$$I_s = \frac{\sum A_{m,i} \tau_{m,i}}{A_{m,t} \tau_{m,t}}$$

Donde:

$A_{m,i}$  : área en planta de los muros estructurales en la dirección

$A_{m,t}$  : área total de la planta de los muros estructurales

- : peso específico de la mampostería
- : altura media de la estructura
- : ángulo de fricción interno de la mampostería
- : coeficiente sísmico

Si se considera que la cohesión es nula ( ), la expresión ya no depende de la altura. Teóricamente son más resistentes las construcciones donde la relación , o sea, mayor relación , y menor altura. En el Eurocódigo el sismo se considera como una acción accidental, por lo que es razonable que el índice tome valores superiores a 1. En países de alta sismicidad, como México, se llega a usar 1.5 (Martínez, 2007).

### 3.2.4 Algunas Apreciaciones

El Método Simplificado de Diseño Sísmico es similar al Método Clásico del Coeficiente Sísmico para analizar estructuras, ya que se encuentra limitado al número de plantas y a la altura del edificio analizado. Dentro de los métodos de vulnerabilidad observada, es el más preciso, pero es poco efectivo en estructuras irregulares, como lo son generalmente las estructuras históricas, por lo tanto no es recomendable en casos de estructuras cuya geometría sea dificultosa o no simétrica. El Método del Índice de Seguridad Sísmica incorpora el peso de la estructura, a diferencia del Método de Densidad de Muros. Esta característica lo hace un poco más preciso que aquel, pero siempre con un resultado poco concluyente.

Es muy importante saber que en el caso de usar cualquier método de análisis, en cualquier estructura, siempre el dato de la densidad de muros nos da una perspectiva de cómo será el comportamiento de la estructura.

### 3.3 Vulnerabilidad Calculada: Método del Índice de Vulnerabilidad

Este método utiliza en el análisis datos aproximados o “pobres” de una cierta tipología estructural, tales como iglesias, torres, palacios, etc., y se fundamenta en la asignación de un índice de vulnerabilidad a cada edificio, que es corregido mediante ciertos factores correlacionados con parámetros fácilmente identificables a simple vista, tales como la calidad de los materiales, estado de mantenimiento, regularidad estructural, etc. Este método se apoya en el hecho de que ciertos tipos de estructuras que cuentan con características similares, por ejemplo sistema estructural, condiciones de carga, etc., tienden a sufrir daños similares luego de un sismo, lo que permite, en base a la observación de los daños sobre la tipología que se está analizando, desarrollar las funciones de vulnerabilidad (Martínez, 2007).

Las funciones de vulnerabilidad (o modelos de fragilidad) son una correlación estadística entre los daños observados después de un terremoto y la intensidad sísmica. En estas funciones, la cuantificación del grado de vulnerabilidad de una estructura sometida a acciones sísmicas, se establece mediante un índice de vulnerabilidad. Así es posible estimar el daño esperado, dada la vulnerabilidad de la estructura y la intensidad actuante sobre la misma (Martínez, 2007).

Este método se ha usado, desarrollado y mejorado durante los últimos 20 años por el GNDT, en Italia, y ha dado muy buenos resultados. En el proyecto RISK-UE se proponen funciones de vulnerabilidad para la aplicación del método del índice de la vulnerabilidad, combinando métodos tipológicos (basados en la caracterización de grupos de edificios con comportamiento similar), y semióticos (estimando la vulnerabilidad de edificios individualmente mediante un sistema de puntaje basado en diferentes factores que pueden afectar el comportamiento estructural) (Lagomarsino et al., 2003b). Las tipologías se muestran en la Tabla 3.1.

**Tabla 3.1: Tipologías para construcciones históricas (Lagomarsino et al., 2003b).**

Tipologías	
Palacios	Puentes
Monasterios	Muros urbanos
Castillos	Torres / Campanarios
Iglesias	Teatros
Oratorios / Capillas	Obeliscos
Arcos Triunfales	Fuentes / Estatuas

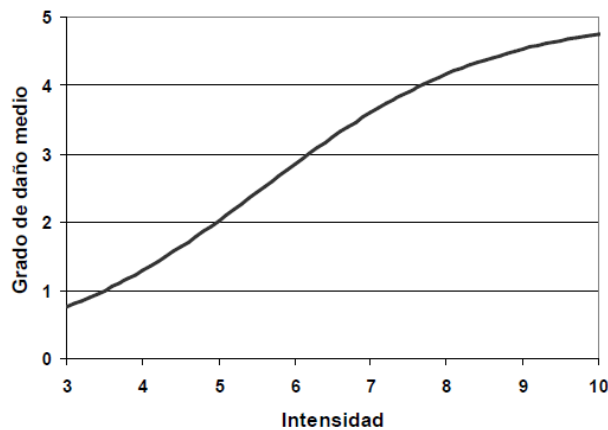
Para el caso de las iglesias históricas se cuenta con una gran cantidad de datos estadísticos obtenidos de la observación después de los terremotos de Friuli (1976) y Umbria-Marches (1996-1997). Para el resto de tipologías, la caracterización del comportamiento sismorresistente se basa en la experiencia o en la opinión de expertos (Lagomarsino et al., 2003b).

Si se dispone de un gran número de estadísticas de daño para una tipología estructural, se pueden definir las *matrices de probabilidad de daño*. Estas matrices permiten conocer para una cierta intensidad sísmica, la distribución del nivel de daño esperado. Estos niveles de daño representan una interpretación cuantitativa de las consecuencias de un sismo sobre elementos estructurales y no estructurales (Dolce, 1997).

Lagomarsino et al. (2003b) propone 6 niveles de daño o grados de daño, de 0 a 5, los cuales se indican en la Tabla 3.2.

**Tabla 3.2: Grados de daño según Lagomarsino et al. (2003b)**

Tipo de Daño	Grado de Daño
Sin Daño	0
Despreciable a ligero	1
Ligero	2
Medio	3
Severo	4
Colapso	5



**Fig. 3.1: Ejemplo de una curva de vulnerabilidad para una estructura específica (Martínez, 2007).**

La probabilidad de que una cierta tipología de edificio (en el caso de contar con estadísticas de daño) sufra un cierto nivel de daño debido a un cierto nivel de intensidad sísmica, se puede obtener basándose en el hecho de que la distribución de daños observada se puede modelar por medio de una función de distribución binomial descrita por un solo parámetro, que suele ser el grado de daño medio.

Por otro lado, si se grafica la intensidad sísmica versus el grado de daño medio, se obtiene la *curva de vulnerabilidad* (Fig. 3.1), la cual puede construirse para una estructura en particular o para una tipología (Martínez, 2007).

El índice o grado de daño medio se puede estimar según una ecuación sugerida por Lagomarsino et al. (2003b) para representar las curvas de vulnerabilidad:

Donde:

: índice de daño medio

: índice de vulnerabilidad, varía desde 0 a 1

: parámetro que controla la pendiente de la curva de vulnerabilidad

: intensidad macrosísmica

También Lagomarsino et al. (2003b) proponen los valores para los índices de vulnerabilidad y el parámetro (Tabla 3.3). Los valores para tipologías en las que no existen registros de daños, se obtuvieron con base en el conocimiento experto, además de tomar como referencia las curvas de vulnerabilidad desarrolladas para iglesias. La variabilidad también fue tomada en cuenta, por eso se presentan valores mínimos, medios y máximos para los diferentes índices.

**Tabla 3.3:** Valores del índice de vulnerabilidad y del parámetro para diferentes tipologías de edificios (Lagomarsino et al., 2003b).

Tipología	Valor Inferior	Valor Medio	Valor Superior	
Palacios/Edificios	0.496	0.616	0.956	2.30
Monasterios	0.616	0.736	1.076	2.30
Castillos	0.356	0.456	0.766	2.30
Iglesias	0.770	0.890	1.260	3.00
Capillas/Oratorios	0.650	0.770	1.140	3.00
Mezquitas	0.670	0.730	0.940	2.65
Teatros	0.616	0.736	1.086	2.65
Torres	0.636	0.776	1.136	2.30
Puentes	0.216	0.296	0.566	2.30
Muros	0.396	0.496	0.746	2.30
Arcos Triunfales	0.376	0.456	0.706	2.30
Obeliscos	0.396	0.456	0.746	1.95
Estatuas/Fuentes	0.236	0.296	0.606	1.95

Estos índices de vulnerabilidad deberán modificarse en función de las características específicas del edificio. Estos modificadores de vulnerabilidad pueden ser generales o específicos. Los generales son comunes a todas las tipologías indicadas, mientras que los específicos están asociados a las características de uno o un grupo de tipologías. Dichos modificadores (Tabla 3.4) fueron desarrollados de forma empírica basados en patrones de daño observados (Lagomarsino et al., 2003b).

**Tabla 3.4: Modificadores de vulnerabilidad generales (Lagomarsino et al., 2003b).**

<b>Parámetros Generales</b>		
Estado de Mantenimiento	Malo	0.04
	Medio	0
	Bueno	-0.04
Nivel de Daño	Severo	0.04
	Ligero	0.02
	Nulo	0
	Sí	0.02
Transformaciones Estructurales	No	0
	Sí	-0.02
Intervenciones Recientes	No	0.02
	Mala	0.05
Calidad de la Mampostería	Buena	0
	Arista	0.04
Morfología del Sitio	Inclinado	0.02
	Plano	0

Por otra parte, los modificadores de vulnerabilidad específicos, tienen como finalidad tomar en cuenta aspectos relativos a la configuración sísmica del edificio, por ejemplo regularidad en planta y elevación, altura, luces, posición con respecto a otros edificios, etc. Los valores para diferentes tipologías también son propuestos por Lagomarsino et al. (2003b).

Una vez conocidos los modificadores, el índice de vulnerabilidad final para la estructura o conjunto de estructuras se obtiene con:

Donde:

: índice de vulnerabilidad final

: índice de vulnerabilidad general inicial

: factor de modificación específico de la vulnerabilidad

: número total de factores de vulnerabilidad

Conocido el grado de daño medio, es posible determinar la probabilidad asociada a un cierto grado de daño con:

Donde:

$P$  : probabilidad de que se presente un cierto grado de daño

$D$  : índice de daño medio

$n$  : grado de daño = 0, 1, 2, 3, 4, 5

$m$  : grados de intensidad usados = 6

Reemplazando los grados de daño usados:

Así, con esta expresión, podemos obtener las distribuciones y matrices de probabilidad de daño para esta metodología.

## 3.4 Vulnerabilidad Calculada: Métodos Basados en el Espectro de Capacidad

Durante los últimos años, el diseño sísmico ha apuntado a la sugerencia de proyectar los elementos estructurales y no estructurales de un sistema constructivo, de tal forma que para un cierto nivel de peligrosidad sísmica la estructura muestre un nivel de desempeño predeterminado. Este criterio se conoce como *diseño por desempeño* (Martínez, 2007). Organizaciones tales como VISION 2000 (SEAOC, 1995) o el ATC-40 (1996), han publicado definiciones de los niveles de desempeño deseables. El grupo VISION 2000, propone los niveles de desempeño y peligrosidad sísmica como se muestra en la Tabla 3.5 y la Tabla 3.6.

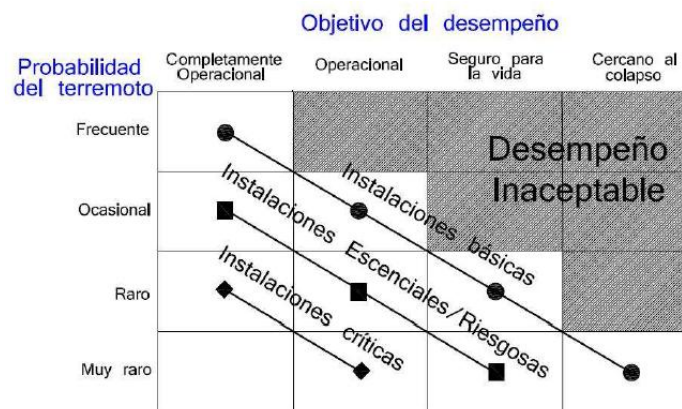
**Tabla 3.5: Definición del nivel de desempeño según VISION 2000 (SEAOC, 1995).**

Desempeño	Condición
Completamente operacional	Continuo para prestar servicio. Daño estructural y no estructural despreciables.
Operacional	La mayor parte de las operaciones pueden ser restituidas inmediatamente. La estructura es segura para su ocupación. Operaciones esenciales protegidas, operaciones no esenciales interrumpidas. Se requiere de reparaciones para restaurar algunos servicios no esenciales. El daño es ligero.
Seguro para la vida	El daño es moderado, pero la estructura permanece estable. Sistemas, características o contenidos de los edificios pueden ser protegidos del daño. El edificio puede ser evacuado después del terremoto. Las reparaciones son posibles, pero económicamente imprácticas.
Cercano al colapso	El daño es severo en elementos estructurales, pero el colapso está prevenido. Los elementos no estructurales pueden caer. La reparación no es posible.
Colapso	Pérdida parcial o total de la integridad estructural. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

**Tabla 3.6: Definición del nivel de peligrosidad sísmica según VISION 2000 (SEAOC, 1995).**

Peligrosidad sísmica de diseño	Período de retorno en años	Probabilidad de ocurrencia
Frecuente	43	50% en 30 años
Ocasional	72	50% en 50 años
Raro	475	10% en 50 años
Muy raro	950	10% en 100 años

En la Fig. 3.2 se muestra una relación desarrollada por Rodgers y Mahin (1999), entre el objetivo del desempeño, la importancia de la estructura y la probabilidad de ocurrencia del terremoto.



**Fig. 3.2: Requerimiento de desempeño para edificios según VISION 2000 (Rodgers y Mahin, 1999).**

El desempeño sísmico de una estructura puede determinarse a través de un análisis lineal o no lineal. Una de las técnicas más ocupadas es el análisis estático no lineal, mejor conocido como el Método del Espectro de Capacidad, en el cual se compara la capacidad de la estructura para resistir fuerzas laterales, con la demanda de resistencia para un cierto nivel de peligrosidad sísmica (Martínez, 2007).

### 3.4.1 Curva de Capacidad

Para definir el espectro de capacidad en una estructura o de un macroelemento de ésta, es necesario determinar la *curva de capacidad* del edificio. Esta se consigue mediante la aplicación de un sistema de fuerzas laterales a la estructura, que se incrementará de forma monótona para posteriormente graficar el corte basal generado contra el desplazamiento máximo producido, como se muestra en la Fig. 3.3 (Martínez, 2007).

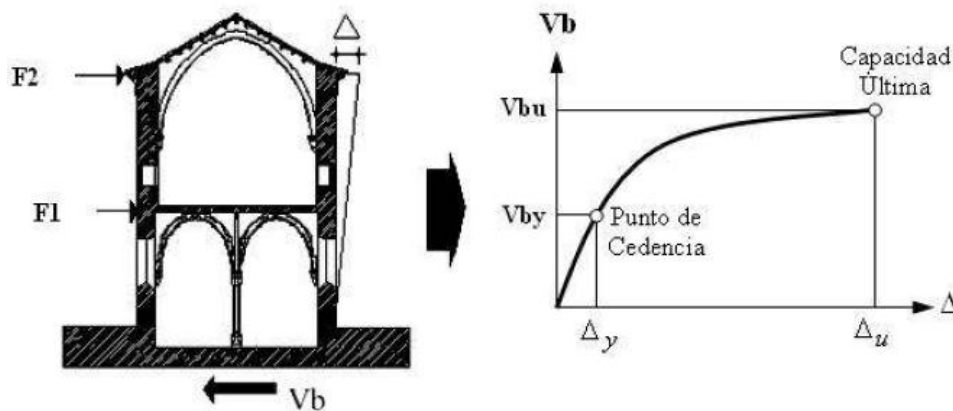


Fig. 3.3: Curva de capacidad (Martínez, 2007).

Esta curva representa la respuesta al primer modo basándose en la suposición de que la estructura responde a la acción sísmica predominantemente en el modo fundamental. Por ésto, la distribución de la fuerza horizontal en elevación debe tener una distribución acorde con el vector fundamental, siendo proporcional al producto de la masa y dicho vector (Martínez, 2007), tal como se representa:

Donde:

: masa concentrada en el nivel  $i$

: desplazamiento modal en el nivel donde se localiza discretizada la masa

Este procedimiento se conoce como análisis *push-over* o de *empuje incremental* (ATC-40, 1996), y permite conocer el comportamiento de la estructura hasta su capacidad última. La curva de capacidad queda definida por el cortante último máximo  $V_{bu}$ , el desplazamiento de cedencia  $\Delta_y$  y el desplazamiento último  $\Delta_u$ . Para valores superiores a la capacidad última, la curva permanecerá completamente plastificada, es decir, el desplazamiento crece para incrementos de cargas casi nulos (Martínez, 2007).

También se puede usar una representación bilineal para la curva de capacidad, como se muestra en la Fig. 3.4, ya que es posible definir de manera más clara los puntos correspondientes a la cedencia y a la capacidad última de la estructura (Martínez, 2007).

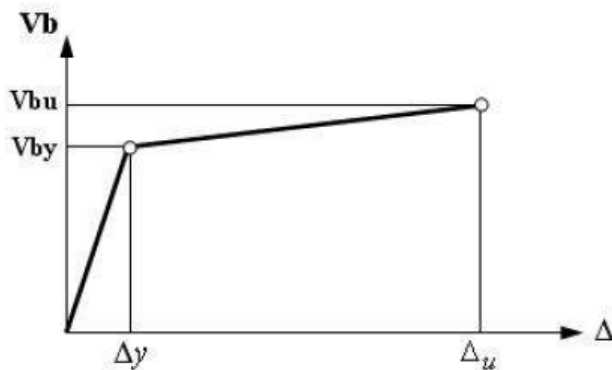


Fig. 3.4: Representación bilineal de la curva de capacidad (Martínez, 2007).

En el caso de los edificios históricos, no es posible obtener una solución analítica para la obtención de la curva de capacidad debido a la complejidad que conlleva el estudio de estas estructuras, por lo que se recurre al empleo de métodos de análisis estructural específicos que permitan, de una manera razonable, involucrar todos los parámetros implícitos, tales como el *método del elemento finito* o el *análisis límite* (Martínez, 2007).

En el análisis por elementos finitos, la estructura patrimonial se modela por medio de elementos con un comportamiento no lineal, tomando en cuenta la reducida resistencia a tracción del material, y la progresiva degradación de rigidez existente por arriba del esfuerzo de falla predefinido. Para que ésto sea posible se realiza un análisis estático no lineal de tipo incremental considerando grandes deflexiones. La mayor desventaja aquí es el problema de determinar la convergencia en la solución, resultando en un número alto de iteraciones de equilibrio. No obstante la mayor ventaja es la posibilidad de abordar geometrías complejas y su versatilidad para la incorporación de modelos constitutivos adecuados para cada caso (Martínez, 2007).

El análisis límite es un método simplificado para evaluar el factor de carga que produce la falla en la estructura. Está basado en el supuesto de que la estructura alcanza la fluencia en un número

suficiente de articulaciones plásticas de tal modo que ya no podrá soportar ninguna carga adicional. Si se puede prever la ubicación de las articulaciones plásticas, generando el mecanismo de colapso, la carga o factor de carga (cinemático) de colapso,  $\lambda$ , puede ser evaluado y será el mínimo entre todos los valores posibles para la estructura. Basándose en lo anterior y en observaciones del comportamiento real de la mampostería, se considera que este material es como un ensamble de bloques rígidos unidos por fuerzas de compresión y susceptibles de fisurarse apenas aparece una fuerza de tracción. La ventaja principal de este método es la posibilidad de obtener curvas de capacidad de manera simple, considerando únicamente propiedades geométricas de la estructura. Su principal desventaja es el hecho de que es complicado aplicarlo a geometrías complejas, como la de muchos edificios patrimoniales históricos (Martínez, 2007).

### 3.4.2 Espectro de Capacidad.

El espectro de capacidad de un edificio define la aceleración espectral en función del desplazamiento espectral de un modelo simplificado de un grado de libertad que representa adecuadamente el comportamiento dinámico del edificio. Esta curva suele obtenerse a partir de un análisis “push over”, que consiste en someter al edificio a un patrón de fuerza lateral, representando la fuerza en la base en función del desplazamiento en la cúspide del edificio (Lantada, 2007). Esta curva de capacidad se transforma al espectro de capacidad utilizando las propiedades modales del edificio con un formato ADRS (“Acceleration Displacement Response Spectra”), donde se representa la aceleración espectral  $a$ , respecto al desplazamiento espectral  $\Delta$ , denominado espectro de capacidad, como puede verse en el esquema de la Fig. 3.5 (Safina, 2002). De este modo la estructura se caracteriza por su espectro de capacidad que se suele formular en su forma simplificada bilineal. Esta curva se define por dos puntos característicos, que son el punto de fluencia, y el punto de resistencia última (Lantada, 2007).

Cuando se ha determinado la curva de capacidad, es conveniente trabajarla en unidades que se puedan relacionar de manera más simple con la demanda sísmica esperada. Para lograr ésto, se calcula el espectro de capacidad, transformando las unidades de fuerza en aceleración espectral, y los desplazamientos de la estructura a sus homólogos espectrales (Martínez, 2007).

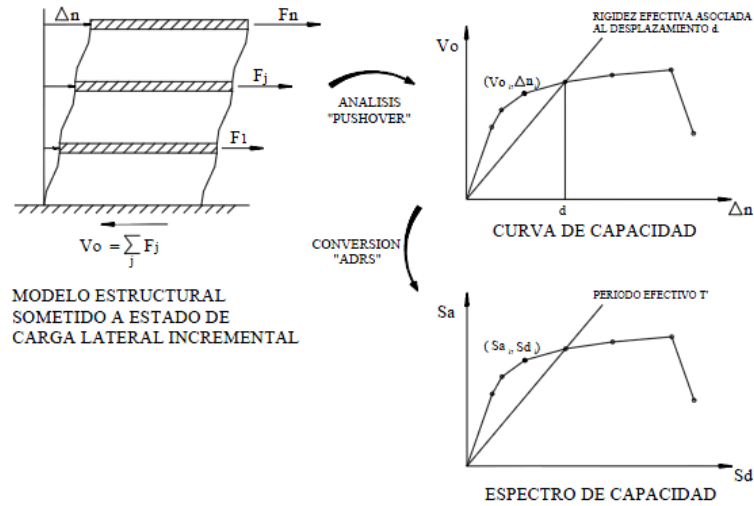


Fig. 3.5: Espectro de capacidad (Safina, 2002).

Esta conversión se realiza utilizando las propiedades dinámicas de la estructura, propuesta por Freeman (1998). Se parte del factor de participación modal,  $\Gamma$ , dado por:

$$\Gamma = \frac{\sum_j \phi_j^2}{\sum_j \phi_j^2}$$

Donde:

$\phi_j$  : vector modal para la frecuencia fundamental (normalizado con respecto al último nivel)

$M$  : matriz de masas

$\mathbf{1}$  : vector unitario

Para desplazamientos  $\Delta_n$  y aceleraciones espectrales  $S_a$  en el modo fundamental, los vectores de fuerzas  $F_j$  y desplazamientos  $\Delta_j$  correspondientes están dados por:

De donde el desplazamiento espectral será igual a:

$$\Delta_n = \frac{S_a}{\omega^2}$$

Por otro lado, se sabe que la fuerza cortante basal es igual a la suma de las fuerzas sísmicas actuantes:

Donde  $M_e$  se conoce como masa modal efectiva y se puede calcular como:

La masa modal efectiva se recomienda que nunca sea menor de 0.75 veces la masa total de la estructura (Freeman, 1998).

### 3.4.3 Espectro de Respuesta Clásico o Elástico

Se puede afirmar que la peligrosidad sísmica de un sitio es la demanda sísmica que deberán enfrentar las estructuras ubicadas ahí. La amenaza se puede establecer mediante el espectro de sitio, el cual se construye en función de la aceleración máxima del terreno (la cual lleva implícita las características del subsuelo en el lugar) y el período estructural (Martínez, 2007).

De este modo, el espectro de demanda no es más que el espectro de respuesta en el sitio (para un cierto porcentaje de amortiguamiento crítico), expresado en función del desplazamiento espectral en lugar del período de la estructura (formato aceleración-desplazamiento). Esta conversión del espectro de respuesta ( ) a espectro de demanda ( ) se obtiene a partir de la definición del período de vibración:

—

Donde  $\omega_n$  es la frecuencia circular natural del sistema, que se puede calcular en función de la rigidez,  $k$ , y la masa  $m$  :

—

De donde la rigidez es igual a:

—

Pero de la Segunda Ley de Newton:

Reemplazando:

—

Reemplazando en :

—  
— —

En la ecuación del período:

$$\frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\Delta}}$$

Elevando al cuadrado ambos términos:

$$\frac{1}{T^2} = \frac{g}{4\pi^2 \Delta}$$

De donde el desplazamiento espectral será finalmente:

$$\Delta = \frac{g T^2}{4\pi^2}$$

Con esta ecuación se transforma el período estructural a desplazamiento espectral resultando el espectro de demanda elástica, como se muestra en la Fig. 3.6 (Martínez, 2007).

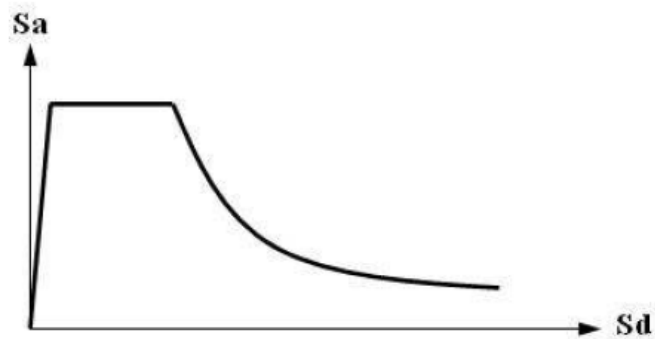


Fig. 3.6: Espectro de demanda elástica (Martínez, 2007).

### 3.4.4 Espectro de Demanda Inelástica

El espectro de demanda se obtiene considerando un cierto porcentaje del amortiguamiento crítico (comúnmente 5%) inherente a la estructura, el cual se considera del tipo viscoso, por simplicidad matemática. Adicionalmente el sistema se verá afectado por otro tipo de amortiguamiento producido por un fenómeno complejo de fricción y microfisuramiento entre los distintos elementos que conforman la estructura, llamado *amortiguamiento histerético*. El amortiguamiento histerético está asociado con la energía de disipación debido a los ciclos de carga y descarga impuestos por el sismo, de tal forma que el espectro de demanda deberá ser modificado para considerar ambos tipos de amortiguamiento (Martínez, 2007).

Para la obtención de un sistema inelástico de un grado libertad con una relación de carga-deformación bilineal, las coordenadas del espectro elástico de demanda se podrá reducir mediante las siguientes relaciones (Vidic et al., 1994):

$$\frac{S_{dI}}{S_{dE}} = \frac{1}{\beta}$$

Donde:

: factor de ductilidad definido como la relación entre el desplazamiento máximo y el de fluencia

: factor de reducción por resistencia debida a ductilidad, la cual toma en cuenta la energía de disipación histerética

Se han hecho varias propuestas para la obtención del factor de reducción por ductilidad, las cuales llevan a resultados similares, pero por su simplicidad se destaca la propuesta hecha por el proyecto Risk-UE (Milutinovic et al., 2003), el cual sugiere utilizar la representación bilineal siguiente:

Donde  $T_g$  representa al período característico del movimiento del terreno, definido típicamente como el período de transición en donde el segmento de aceleración constante del espectro de respuesta termina (rango de período corto), y comienza el segmento de velocidad constante (Martínez, 2007).

### 3.4.5 Punto de Desempeño

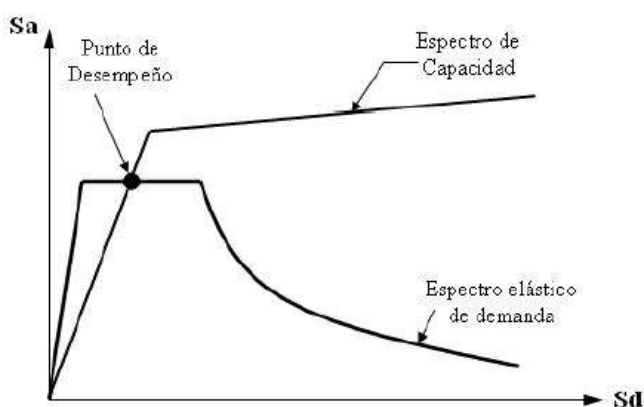
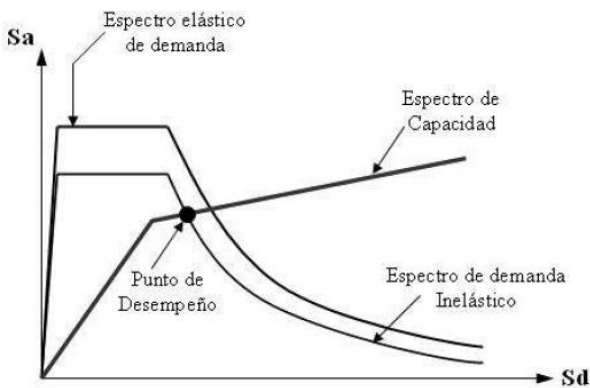


Fig. 3.7: Punto de desempeño en el rango elástico de la curva de capacidad (Martínez, 2007).

La intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad colocados en un mismo gráfico, proporcionan una pareja de valores aceleración-desplazamiento que representan la demanda sísmica desde el punto de vista estructural. A dicho punto de intersección se le conoce como *punto de desempeño* y representa el punto de máxima solicitud de la capacidad de la estructura por parte de la demanda a la **que está sometida**.

Cuando la intersección entre el espectro de capacidad y el espectro elástico de respuesta se encuentra en el rango de comportamiento lineal (del espectro de capacidad), no será necesario reducir por inelasticidad al espectro de demanda, y el punto encontrado será directamente el punto de desempeño, tal como se muestra en la Fig. 3.6 (Martínez, 2007).



**Fig. 3.8: Punto de desempeño en el rango inelástico del espectro de capacidad (Martínez, 2007).**

Si por el contrario, este punto de cruce se encuentra en el rango inelástico del espectro de capacidad, se deberá considerar la disipación histerética de energía en el sistema mediante la reducción del espectro elástico de demanda, después de la cual será correcto obtener el punto de desempeño, como en la Fig. 3.7 (Martínez, 2007).

Milutinovic et al. (2003) presentan tres procedimientos para la reducción del espectro elástico de demanda, los cuales, aunque se fundamentan en los mismos principios matemáticos, varían en las hipótesis consideradas para su resolución y en las técnicas analíticas o gráficas empleadas. Una de éstas, conocida como método N2, la cual no requiere de procedimientos iterativos ni gráficos y puede ser resuelta de forma directa. Se parte de una representación bilineal elástica perfectamente plástica para el espectro de capacidad y se supone que las aceleraciones espectrales de los puntos de cedencia y último, coinciden ( ). Con este supuesto, el desplazamiento de respuesta del edificio debido a una demanda sísmica se estima mediante una técnica llamada *aproximación de igual desplazamiento* que se basa en la hipótesis de que el desplazamiento espectral inelástico es el mismo que el que se hubiera presentado si la estructura se hubiera comportado de forma elástica. El punto de intersección entre la prolongación de la rama elástica de la curva de capacidad bilineal y el espectro elástico de demanda (con un 5% de amortiguamiento crítico), define la aceleración y la demanda de desplazamiento correspondiente al comportamiento elástico del sistema (Martínez, 2007). Esto se muestra en la Fig. 3.8.

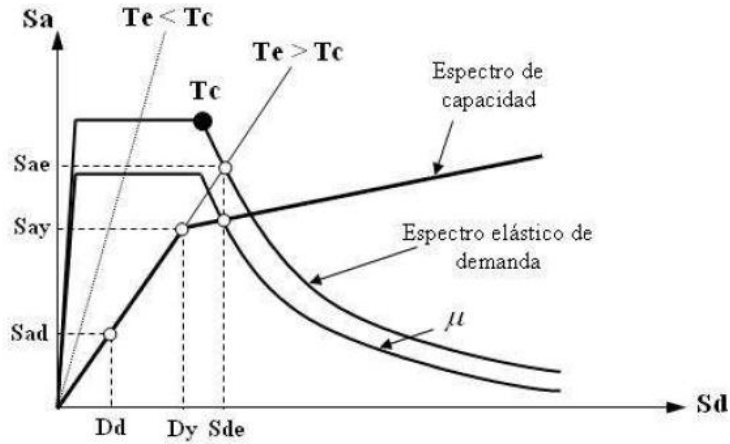


Fig. 3.9: Procedimiento para el espectro de capacidad (modelo de capacidad elástico perfectamente-plástico) (Martínez, 2007).

Así, se cumple que:

$$\frac{S_{ae}}{S_{ad}} = \mu$$

La relación entre las aceleraciones correspondientes a los sistemas elástico e inelástico representa el factor de resistencia debida a ductilidad, es decir:

$$\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ad}}$$

Con base a la “aproximación de igual desplazamiento” la demanda de desplazamiento elástico es igual a la demanda de desplazamiento elástico, es decir:

Para los rangos espectrales de aceleración constante ( ) y de velocidad constante ( ), las demandas de ductilidad son:

$$\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ad}} = \frac{S_{ae}}{S_{ae}} = 1$$

Finalmente las coordenadas del punto de desempeño se calculan como:

$$S_{de} = \frac{S_{ae}}{\mu}$$

El procedimiento anterior se resume en los siguientes pasos (Martínez, 2007):

- a) Se definen las coordenadas ( ) del punto de cedencia en el espectro de capacidad.
- b) Se define el período de la rama elástica del espectro de capacidad ( ),
- c) Para , se definen las correspondientes ordenadas del espectro elástico (5% de amortiguamiento crítico) de aceleraciones y el espectro de capacidad
- d) Se calcula el factor de reducción por resistencia ,
- e) Dependiendo de la relación y , se calcula la demanda de ductilidad usando la ecuación que corresponda.
- f) Se calculan las coordenadas del punto de desempeño utilizando las ecuaciones presentadas anteriormente.

Este procedimiento es matemáticamente cerrado y fácil de programar, ya que no requiere de ningún proceso gráfico o iterativo (Martínez, 2007).

### 3.4.6 Curvas de Fragilidad.

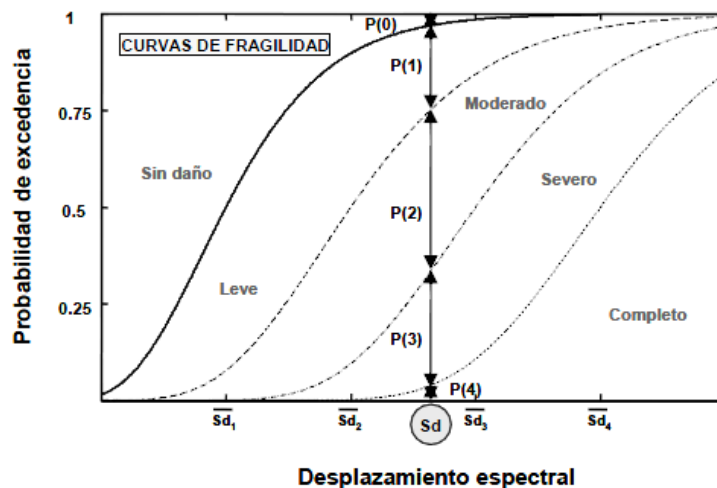


Fig. 3.10: Ejemplo de curvas de fragilidad para los cuatro estados de daño en función del desplazamiento espectral (Lantada, 2007).

Otra forma de representar las probabilidades de daño para un edificio es a través de las *curvas de fragilidad* (Fig. 3.9). Estas expresan la probabilidad de que el nivel de daño esperado en la estructura sea igual o exceda un cierto grado de daño preestablecido en función de la intensidad sísmica (Martínez, 2007). Es decir:

Donde  $T$  indica la tipología estructural considerada,  $D$  es el grado de daño de la curva de fragilidad correspondiente, e  $a$  es la intensidad sísmica.

Esta probabilidad puede obtenerse de:

$$P(D) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \int_0^D \frac{1}{x} \exp\left(-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right) dx$$

Donde:

$\mu$  : desplazamiento espectral

$\sigma$  : valor de desplazamiento espectral para el cual la estructura alcanza un cierto umbral del estado de daño,

$\ln$  : desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral asociado al estado de daño,

$\Phi$  : función de distribución acumulativa normal estándar

Por lo anterior, estas curvas quedan definidas mediante dos parámetros, el valor medio  $\mu$  y la desviación típica  $\sigma$ . El valor medio define el punto en el que la probabilidad de igualar o exceder el estado de daño es igual al 50%, la desviación típica entrega una idea de la dispersión (Martínez, 2007). La siguiente ecuación muestra la función de la densidad de probabilidad correspondiente a las curvas de fragilidad:

$$f(D) = \frac{1}{\sigma} \exp\left(-\frac{(\ln D - \mu)^2}{2\sigma^2}\right)$$

Donde:

$D$  : desplazamiento espectral

$\mu$  : valor medio de la distribución de probabilidad

$\sigma$  : desviación típica del

La curva de fragilidad o la probabilidad de que un edificio iguale o exceda el estado de daño considerado, se da en la integral de 0 a  $D$  de la función de densidad de probabilidad dada por:



# **CAPÍTULO 4**

## **COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA DE LADRILLO**

### **4.1 Introducción**

Al igual que en cualquier otra estructura, para las estructuras patrimoniales históricas es necesario conocer la respuesta esperada en términos de desplazamientos, tensiones y deformaciones ante las acciones a las que puedan ser sometidas. Lo anterior es posible en la medida de que se realice un análisis estructural lo suficientemente versátil y preciso, que aborde de forma razonable las geometrías complejas que frecuentemente tienen este tipo de edificios y también que permita involucrar de forma accesible las propiedades mecánicas de los diferentes materiales que los conforman (Martínez, 2007). Como ya se ha mencionado, el análisis en este tipo de edificios es complejo, ya que por un lado, el comportamiento mecánico de los materiales que los componen no está exhaustivamente estudiado, y por otro lado, está la dificultad que existe para la obtención

de información sobre la configuración de la estructura que se quiere analizar (geometría, proceso constructivo, intervenciones anteriores, daños, material de relleno, etc.), así como de las características mecánicas de los materiales (tipo y configuración geométrica de los ladrillos y morteros, estado del relleno, nivel de degradación, parámetros resistentes de los diferentes elementos, etc.). No obstante, se considera que herramientas numéricas sofisticadas son de gran importancia para el conocimiento del comportamiento estructural de un edificio.

Si el objetivo es encontrar la vulnerabilidad sísmica de un edificio, el análisis estructural es la mejor herramienta. En el caso de las construcciones históricas se pueden utilizar diferentes técnicas de análisis, cada una con sus ventajas y desventajas.

A continuación se presentan las propiedades mecánicas de los materiales que componen la mampostería y también como material compuesto, así como las técnicas de análisis más utilizadas.

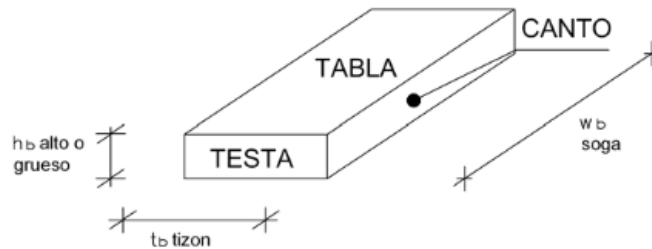
## **4.2 Caracterización de los Materiales Constituyentes**

La mampostería es un material que presenta particularidades que la diferencian de otros materiales y que afectan directa o indirectamente a su comportamiento mecánico. A diferencia de otros materiales, el comportamiento mecánico de la mampostería está fuertemente marcado por su anisotropía, que va más allá de la anisotropía propia de las piezas. La existencia de juntas horizontales supone la aparición de planos de debilidad, los cuales determinan el comportamiento biaxial anisótropo que presentan los muros en su propio plano. Esto implica que las características deformacionales y resistentes de la mampostería, varían con la orientación de las juntas horizontales respecto de la dirección de las tensiones principales (Fuentes, 2004). Por la gran influencia en el comportamiento general de la mampostería, es importante conocer las diferentes propiedades mecánicas de sus elementos constituyentes (unidades, mortero e interfaz).

## 4.2.1 Las Unidades

### 4.2.1.1 Geometría

Las piezas de la mampostería, piedras labradas o piezas de cerámica, poseen una forma regular similar a un paralelepípedo. Para su mejor descripción geométrica, la literatura propone la nomenclatura mostrada en la Fig. 4.1.



*Fig. 4.1:* Nomenclatura para las dimensiones y caras de las piezas de mampostería.

Las proporciones entre las tres dimensiones de las piezas son variadas. Lo más común es que la mayor dimensión sea la que va en la dirección paralela a las juntas horizontales, del orden de 3 ó 4 veces la altura. El tizón no suele ser menor que el doble de la altura (Viviescas, 2009).

### 4.2.1.2 Propiedades Mecánicas

Las propiedades mecánicas dependen primordialmente del material del que se ha fabricado la unidad, así como de la acción que ha ejercido el tiempo, en el caso de las estructuras históricas. En un análisis estructural las propiedades mecánicas más importantes son la densidad, el módulo de deformación longitudinal y la resistencia a la compresión, que constituye un índice de calidad y se utiliza para deducir otras propiedades mecánicas para las cuales no hay ensayos aprobados para su determinación. También se suele determinar directamente la resistencia a la flexotracción. Existen otras propiedades mecánicas que implican experimentos muy laboriosos para su determinación, tales como: deformación de pico, deformación última, módulo de Poisson y energía de fractura. Esto motiva que muchas veces se recurra a la literatura cuando se realiza un análisis (Viviescas, 2009).

En Chile existe la norma NCh169 Of. 2001, ofrece una tabla donde se indican las tolerancias para las características dimensionales de los ladrillos cerámicos, en su Tabla 2 (Fig. 4.2).

Requisitos	Tipo de ladrillo (según su uso)	
	Cara vista (V)	Cara para ser revestida (NV)
Fisura superficial	La fisura superficial se limita en longitud a no más de $\frac{1}{3}$ de la dimensión de la cara con respecto a la dirección de la fisura. En los cabezales se acepta la existencia de fisuras superficiales sin importar su longitud.	Se acepta en cualquier cara sin importar su longitud.
Fisura pasada	No se acepta en caras mayores. Se acepta a lo más una fisura pasada en alguno de los cabezales.	Se acepta una fisura pasada en cualquiera de sus caras.
Desconchamiento	Se acepta la existencia de a lo más un desconchamiento superficial y, siempre que su diámetro no supere 10 mm.	Se acepta hasta un desconchamiento por cara, limitando también su diámetro a 10 mm como máximo.
Eflorescencia	Se acepta presencia de eflorescencias, de fácil remoción, cuya extensión se limita por acuerdo entre las partes.	
Tolerancias de planeidad	$\pm 4$ mm	$\pm 4$ mm
Tolerancias dimensionales		
- Largo	$\pm 5$ mm	$\pm 5$ mm
- Ancho	$\pm 3$ mm	$\pm 3$ mm
- Alto	$\pm 3$ mm	$\pm 3$ mm

Fig. 4.2: Tabla de requisitos de forma y terminación de las unidades (NCh169 Of.2001).

i) Peso Específico :

Según diversos autores, el peso específico aparente de las piezas de ladrillos oscila entre 18 para ladrillo blando hasta los 23 para ladrillos de clínker (Fuentes, 2004).

ii) Resistencia a compresión :

La resistencia a la compresión de los ladrillos depende fundamentalmente de su composición y proceso de cocido. Se presenta una variación muy grande que puede ir desde 10 - 15 hasta 100 , para ladrillos de arcilla. Para los de silicato cálcico las máximas resistencias pueden ser de 35 a 45 .

En cuanto al grado de saturación de las piezas a ensayar, éste representa un aspecto muy importante. La mayoría de las normas especifican que el ensayo se realice en piezas desecadas, ya que el contenido de agua puede influir hasta un 40% en el resultado (siempre a la baja). No obstante, el valor de la resistencia saturado puede servir como una referencia si las piezas van a estar sometidas a condiciones de humedad (Fuentes, 2004).

En la norma NCh169 Of.2001 se presenta una tabla con la resistencia mínima a la compresión para los distintos grados de ladrillos cerámicos junto con su absorción de agua máxima (Fig. 4.3).

Requisitos mecánicos	Grados de ladrillos cerámicos						
	1		2		3		
	Clases de ladrillos cerámicos						
	MqM	MqP	MqH	MqP	MqH	MqP	MqH
Resistencia a la compresión, mínima (MPa)	15	15	15	11	11	5	5
Absorción de agua, máxima %	14	14	14	16	16	18	18
Adherencia, mínima (MPa) (área neta)	0,4	0,4	0,4	0,35	0,35	0,30	0,25
NOTA - Los requisitos de los ladrillos cerámicos artesanales son tratados en NCh2123.							

Fig. 4.3: Tabla de características de los ladrillos cerámicos (NCh169 Of.2001).

iii) Resistencia a la flexotracción :

El hecho de que la mampostería no tenga prácticamente ninguna resistencia a la tracción, no implica que los materiales constituyentes no la tengan. De hecho es imprescindible para el funcionamiento de la fábrica que las piezas posean, de forma individual, una cierta resistencia a la tracción (Fuentes, 2004).

iv) Resistencia a la tracción :

La resistencia a la tracción se relaciona con la resistencia a la flexotracción y con las dimensiones de las probetas de ensayo. La determinación directa de ésta, presenta dificultades prácticas, por lo que frecuentemente se determina a partir de la resistencia a la flexotracción (Viviescas, 2009).

v) Módulo de deformación longitudinal :

La deformabilidad de la mampostería como material compuesto se debe principalmente al mortero, que es su componente menos rígido. A pesar de esto, resulta importante conocer esta propiedad en el caso de las unidades, ya que son parámetros que determinan el comportamiento del material compuesto (Viviescas, 2009).

vi) Coeficiente de Poisson :

Este parámetro deformacional influye en la deformabilidad relativa y aparece en ciertos modelos analíticos del comportamiento de la mampostería. Normalmente en la literatura los rangos van de 0.15 a 0.20 para la piedra y de 0.10 a 0.15 para el ladrillo (Viviescas, 2009).

## 4.2.2 El mortero

### 4.2.2.1 Funciones

En el momento de su colocación, el mortero es un material perfectamente plástico. Se endurece en unas horas y así adquiere rigidez y resistencia mientras va pasando el tiempo. En la mampostería cumple con tres funciones:

- Rellenar las juntas, impidiendo el paso del agua.
- Regularizar el asiento entre bloques y repartir las cargas uniformemente.
- Colaborar a conducir las solicitaciones horizontales hacia la cimentación.

El mortero está compuesto de áridos, un ligante más o menos hidráulico y agua. Es el componente más débil de la mampostería, el menos rígido, responsable de la mayor parte de la deformación instantánea y prácticamente toda la deformación diferida. Al mortero se le debe la deformación de retracción por secado que experimenta la mampostería (Viviescas, 2009).

### 4.2.2.2 Propiedades Mecánicas

Dentro de la mampostería, el mortero se encuentra sometido a un estado de tensiones triaxiales. Por ello, las propiedades mecánicas debe estudiarse bajo un régimen triaxial para comprender su comportamiento en servicio, y en condiciones uniaxiales o de ausencia de coacción lateral, para ajustarse a las condiciones de post-fisuración de sus piezas (Fuentes, 2004).

i)       Peso específico    :

Los morteros de cal tienen un peso específico que varía entre 15 y 20                   (Fuentes, 2004).

ii)       Resistencia a compresión   :

Para calcular la resistencia a compresión del mortero se ocupan probetas de pequeño tamaño, cúbicas o de esbeltez 2 (las dos mitades resultantes del ensayo a flexotracción sobre probetas de 40x40x160mm). Cuando se habla de la resistencia a compresión de un mortero se trata de un mortero no confinado, pero tal resistencia no es identificable con la resistencia del mortero en mampostería, si no que se trata de un índice de calidad y que puede utilizarse como parámetro en algunas fórmulas empíricas. Este valor va en un rango de 8.0 a 15.0                   (Fuentes, 2004).

iii) Módulo de deformación longitudinal :

Martínez et al. (2001) recomienda valores orientativos para el módulo de elasticidad de los morteros existentes, descritos en la Tabla 5.1.

**Tabla 4.1: Módulos de elasticidad de los morteros de distintas categorías (Martínez et al., 2001).**

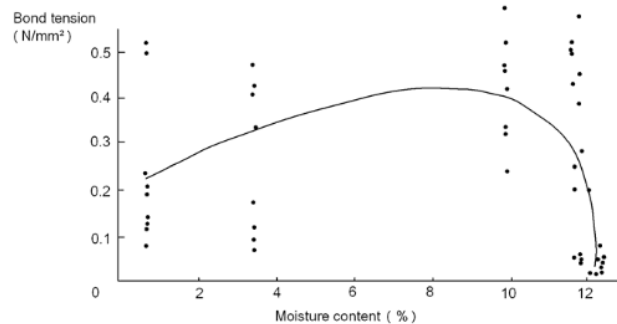
Tipo de mortero		
De cal aérea	400 - 1000	2000
De cal hidráulica	1000 - 2000	2000 - 1000
De cemento cal	2000 - 6000	1000 - 750
De cemento	6000 - 10000	750 - 650

iv) Coeficiente de Poisson :

El coeficiente de Poisson de un mortero es muy dependiente del estado tensional. Como referencia suele tomarse un valor de 0.2 (Fuentes, 2004).

### 4.2.3 La Interfaz Unidad - Mortero

La mampostería es un material heterogéneo de tres componentes: las piezas, el mortero y la interfaz unidad-mortero. Ésta última se considera como un tercer componente ya que tiene propiedades particulares que determinan el comportamiento de la mampostería (Fuentes, 2004).



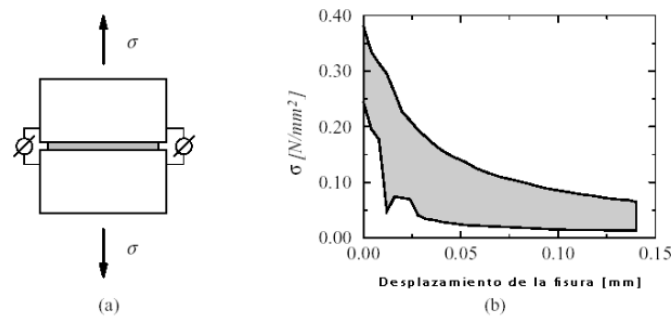
**Fig. 4.4: Relación entre el contenido de humedad de las piezas en el instante de colocación y la tensión de adherencia en la interfaz (Fuentes, 2004).**

Lo que caracteriza a la interfaz es la adherencia entre la unidad y el mortero. Este mecanismo de unión, de naturaleza química y física, se ve afectada por diversos factores entre los que destacan el contenido de humedad de las unidades en su momento de colocación y el índice de succión de las piezas. En la Fig. 4.4 queda en evidencia que si se colocan unidades con un contenido de humedad próximo al valor de absorción, la adherencia baja a casi cero (Fuentes, 2004).

El enlace unidad – mortero es a menudo el más débil de los ensamblajes de la mampostería. La respuesta no lineal de las juntas, la cual es controlada por la interfaz unidad – mortero, es una de las características más importantes del comportamiento de la mampostería. Dos fenómenos diferentes caracterizan el comportamiento de la interfaz unidad – mortero: la falla a tracción (modo I de falla) y la falla a cortante (modo II de falla) (Viviescas, 2009).

#### 4.2.3.1 Modo I de Falla (Tracción)

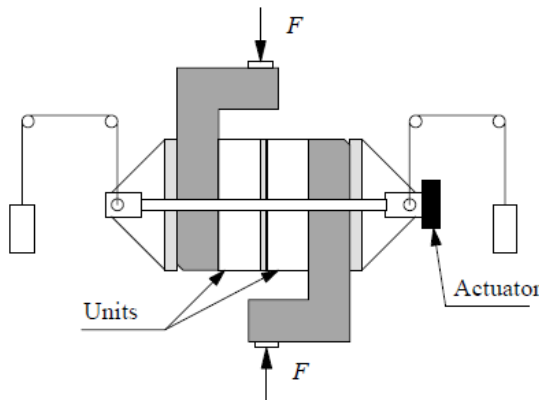
Pluijm (1997), realizó pruebas de deformación controlada sobre pequeñas muestras de mampostería de unidades macizas de arcilla y silicato cálcico. El mecanismo usado en los ensayos y sus resultados, se muestran en la Fig. 4.5.



**Fig. 4.5:** Comportamiento bajo tracción de la interfaz según Pluijm (1997): a la izquierda el espécimen de ensayo, a la derecha los resultados típicos experimentales para el diagrama de esfuerzo – desplazamiento de la fisura para mampostería de ladrillos macizos de arcilla.

Estos resultados generaron una curva exponencial para el reblandecimiento por tracción con una energía de fractura en modo I , donde sus rangos varían según la combinación unidad – mortero. Esta energía de fractura está definida como la cantidad de energía necesaria para crear un área unitaria de una fisura a lo largo de la interfaz unidad – mortero (Pluijm, 1997).

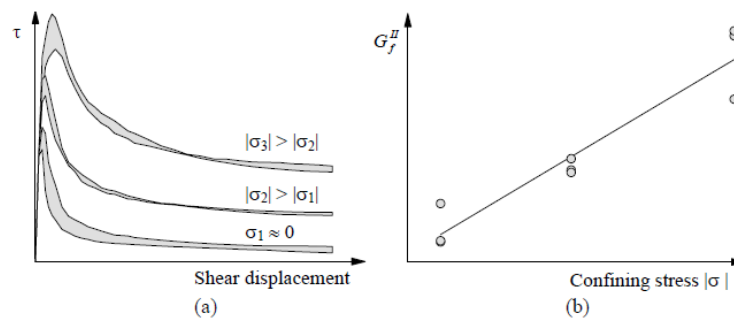
### 4.2.3.2 Modo II de Falla (Cortante)



**Fig. 4.6:** Ensayo para obtener el comportamiento de la interfaz unidad – mortero bajo esfuerzos cortantes (Pluijm, 1993).

En la respuesta al corte es muy importante la capacidad del mecanismo de ensayo para generar un estado uniforme de esfuerzo en las juntas. Esto es difícil de lograr ya que las restricciones de equilibrio introducen esfuerzos normales no uniformes en las juntas. Diferentes tipos de ensayos se han usado para caracterizar el comportamiento frente al corte de la interfaz unidad – mortero. Pluijm (1993) presenta la caracterización más completa

del comportamiento al corte de la mampostería, para unidades macizas de arcilla y silicato cálcico. El ensayo permite mantener una presión constante de confinamiento normal sobre cizalle.



**Fig. 4.7:** Comportamiento típico frente a esfuerzos de cortante de la interfaz unidad – mortero, con unidades macizas de arcilla: (a) diagrama tensión – desplazamiento para tres diferentes niveles de presión (el área sombreada representa a cada una de las tres pruebas); (b) energía de fractura del modo II como una función de nivel de presión normal (Pluijm, 1993).

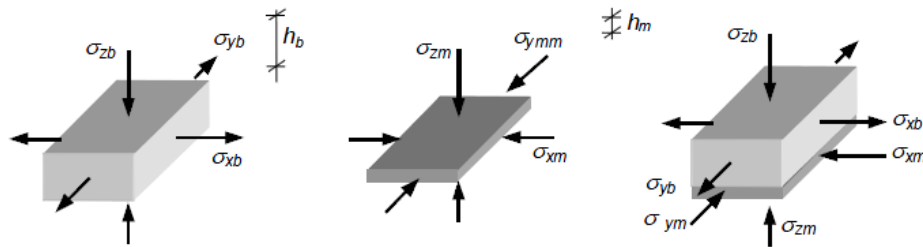
Los resultados experimentales produjeron un diagrama plástico con un nivel residual de fricción seca (Fig. 4.7a). El área delimitada por el diagrama tensión – desplazamiento y el nivel de corte de fricción seca residual se denomina energía de fractura del modo II,  $G_f^II$ . Este valor depende también del nivel de la tensión de confinamiento (Fig. 4.7b), (Pluijm, 1993).

## 4.3 Caracterización del Material Compuesto

La gran mayoría de las estructuras o elementos estructurales de mampostería tales como pilares, bóvedas, torres, muros, etc., trabajan bajo sollicitaciones de esfuerzos de compresión. Pero en otros casos, como los de los muros de cortante, las sollicitaciones generan comportamientos distintos. Por lo tanto es importante el conocimiento del comportamiento de la mampostería bajo distintos tipos de cargas.

### 4.3.1 Comportamiento Bajo Cargas de Compresión Uniaxial

Las estructuras de mampostería están sometidas principalmente a compresión. La resistencia a la compresión de la mampostería en la dirección normal a las juntas horizontales, ha sido tradicionalmente la única propiedad estructural relevante de este material. Por ello se debe prestar gran atención al mecanismo de rotura bajo este tipo de sollicitación.



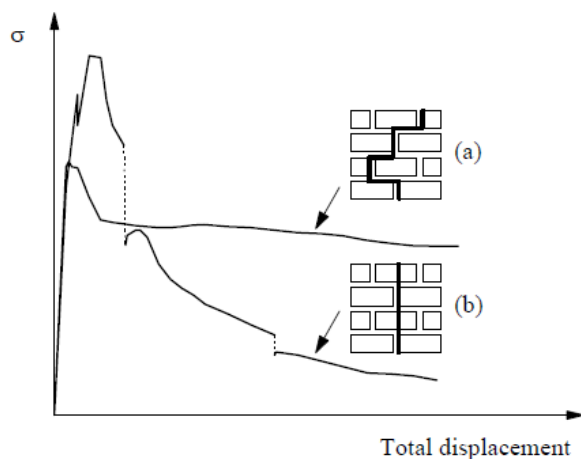
**Fig. 4.8:** Estado de tensiones en la unidad y el mortero que componen la mampostería cuando se encuentra sometida a compresión (Martínez, 2001).

Ante estados de tensión uniaxial, las juntas de mortero tienen la tendencia a expandirse lateralmente pero la rigidez mayor de las unidades no se lo permite. Debido al confinamiento al que se ve sometido, las unidades alcanzan estados de tensión uniaxial o biaxial en un plano paralelo a las juntas (Fig. 4.8). Por este motivo, las fallas por compresión uniaxial se inician con una rotura vertical en las unidades, es decir, continuando una junta vertical. Durante la deformación creciente aparecen grietas adicionales, normalmente grietas verticales, que producen la falla por rotura de la muestra (Lourenço, 1998). Por otro lado, este confinamiento explica que la resistencia a la compresión de la mampostería, obtenida en ensayos, sea mayor a la resistencia de compresión del mortero.

Actualmente existen numerosas relaciones empíricas para calcular la resistencia a la compresión de la mampostería. Generalmente, todas ellas coinciden en proporcionar la resistencia a la compresión a partir de las propiedades mecánicas de las unidades y el mortero, teniendo presente el espesor de las juntas (Fuentes, 2004).

### 4.3.2 Comportamiento Bajo Cargas de Tracción Uniaxial

En el caso de las pruebas de tracción perpendicular a las juntas horizontales, la falla se produce generalmente en la unión de la junta horizontal y el mortero, ya que la interfaz posee una baja resistencia a la tracción. Sin embargo en los casos en que la resistencia a la tracción es alta en la interfaz, como por ejemplo morteros de alta resistencia y además con unidades que tengan una baja resistencia a la tracción, por ejemplo unidades perforadas; la falla por tracción puede ocurrir en la unidad antes que en la interfaz (Viviescas, 2009).



**Fig. 4.9:** Diagrama tensión – desplazamiento para la tracción en dirección paralela a las juntas horizontales: (a) falla con grietas en zigzag a través de las juntas horizontales y verticales; (b) falla con grietas verticales a través de juntas verticales y unidades (Lourenço, 1998).

Para cargas de tracción paralelas a las juntas horizontales, son posibles dos tipos de fallas que dependen de la resistencia relativa de las juntas y unidades. En el primer tipo de falla las grietas son en zigzag a través de las juntas verticales y horizontales. En el segundo tipo de falla, las grietas van verticalmente a través de los ladrillos y juntas verticales (Fig. 4.9), (Lourenço, 1998).

Las tensiones de tracción suelen aparecer por la excentricidad de las cargas y/o la presencia de esfuerzos de corte. Como es sabido, la mampostería presenta una débil resistencia a

los esfuerzos de tracción, debido a la presencia de los planos de debilidad en la interfaz unidad-mortero. Por ende, la resistencia a la tracción está determinada por el comportamiento adherente desarrollado en esta interfaz (Fuentes, 2004).

### 4.3.3 Comportamiento Bajo Cargas de Cortante

Se ha establecido, según investigaciones realizadas, que es el comportamiento a cortante la característica que gobierna el tipo de falla en muros de mampostería sometidos a esfuerzos biaxiales (combinación de compresión y corte) y es fuertemente influenciado por el nivel de esfuerzos de compresión normales a las juntas horizontales. Para caracterizar este fenómeno se han desarrollado varios ensayos, pero su realización es muy compleja ya que requieren mantener un estado uniforme de compresión en las juntas horizontales, evitando la presencia de esfuerzos de flexión. Van der Pluijm (1993) desarrolló un ensayo donde los esfuerzos de compresión permanecen constantes. La probeta está compuesta por dos unidades y una junta, que debe ser unida rígidamente a los elementos metálicos usados para la aplicación de la carga. Los resultados de esta investigación son los que se mostraron anteriormente, en la Fig. 4.7.

### 4.3.4 Comportamiento Bajo Tensiones Biaxiales

La caracterización detallada del comportamiento biaxial de la mampostería presenta considerables dificultades debido a su comportamiento no lineal y anisótropo, sin olvidar de que la anisotropía aumenta para valores elevados de tensiones. Para evaluar las características mecánicas de forma teórica, a partir del conocimiento de la geometría y de las características de sus componentes individuales (unidad y mortero), se han aplicado técnicas de homogeneización desarrolladas para materiales compuestos de capas, que demostraron ser muy útiles para estimar las propiedades elásticas ortótropas de la mampostería. En cuanto a las normativas, ante estados biaxiales de tensión suelen establecerse valores a partir de la resistencia ante combinaciones de tensiones tangenciales y normales a los tendeles, es decir, en base a los esfuerzos de corte y axial simultáneos (Fuentes, 2004).

Este tipo de comportamiento ha recibido más atención últimamente por la comunidad científica por el conocimiento insuficiente para comprender la respuesta de estructuras de mampostería bajo acciones horizontales de sismo y viento. También es importante debido al hecho de que cuando los muros de mampostería forman parte de una estructura, generalmente su función se desarrolla como muros de cortante, de cerramiento o apoyados sobre vigas, generándose en ellos un estado interno de esfuerzos de zonas mixtas bajo compresión biaxial, tracción – compresión y algunas veces, tracción biaxial (Viviescas, 2009).

## 4.4 Técnicas de Análisis

### 4.4.1 Análisis Límite

Este tipo de análisis representa un método simplificado para evaluar el factor de carga horizontal, que rompe el equilibrio estático y activa la condición de mecanismo en el sistema estructural. Por mecanismo se entiende una condición para la cual la estructura puede ser representada por medio de una cadena cinemática de cuerpos rígidos (Martínez, 2007).

Para aplicar este tipo de análisis, el edificio de mampostería es considerado como un conjunto de bloques rígidos que se mantienen unidos por fuerzas de compresión y se fisuran cuando comienzan a aparecer fuerzas de tracción. Esta consideración se basa en la observación del comportamiento real de estructuras de mampostería (Martínez, 2007).

Para estudiar el equilibrio y colapso de una obra de mampostería se suponen las siguientes hipótesis presentadas por Heyman (1966):

- No puede ocurrir falla por deslizamiento.
- La mampostería tiene una capacidad infinita a la compresión.
- La mampostería no resiste fuerzas de tracción.
- Las deformaciones elásticas son despreciables.

Aún cuando se supone que las deformaciones elásticas son despreciables, las rotaciones y desplazamientos son posibles debido a la aparición de fisuras.

El equilibrio de una estructura de mampostería es posible ante una condición de cargas particular si se consideran las hipótesis anteriores y es aplicable el *principio de los trabajos virtuales*, el cual requiere que las fuerzas externas no realicen trabajo alguno. Cuando la estructura se encuentra en equilibrio, el valor del factor de carga se conoce como factor de colapso o cinemático (Martínez, 2007).

Un mecanismo de colapso efectivo es aquel para el cual el factor de carga (factor de colapso efectivo o factor de carga efectivo) causa un estado admisible de tensiones en toda la estructura, es decir, es el que produce fuerzas de compresión en cualquier sección de los elementos de la mampostería. Por el teorema del análisis límite cinemático, el factor de colapso efectivo es el mínimo de los mecanismos de colapso efectivo posibles. Una vez obtenido el factor de colapso, se puede decir que la estructura tendrá un estado de equilibrio admisible para factores de carga

menores que el de colapso, y colapsará bajo un factor de carga mayor o igual que este último (Martínez, 2007).

Para el caso del análisis sísmico, las fuerzas consideradas en la sumatoria de los trabajos virtuales son la carga lateral (representando a la acción sísmica) y las cargas verticales (representando al peso propio de los cuerpos rígidos). Al igualar a cero esta sumatoria, se puede encontrar el factor de carga asociado para el mecanismo considerado. Así, este factor de carga puede representar la aceleración espectral para la cual se espera que se active tal mecanismo (Martínez, 2007).

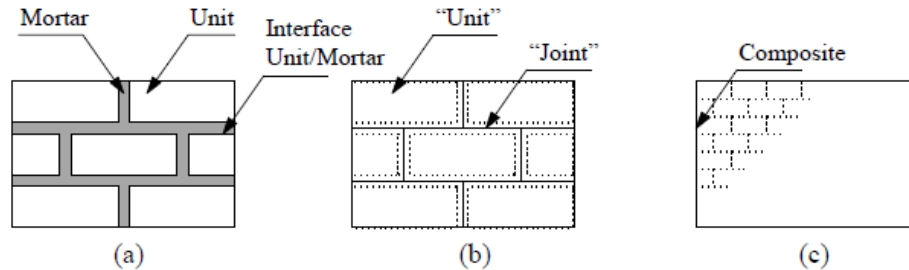
Una observación importante es que este análisis depende de una carga lateral estática, lo que es una simplificación burda de la acción sísmica en la estructura (que en realidad es una aceleración aplicada en la base), por lo tanto se debe ser prudente frente a ésta. También cabe observar que en el análisis límite de equilibrio no se considera la capacidad de deformación de la estructura. Además la hipótesis de tracción nula implica que no existe diferencia en la elección del plano a seccionar entre dos bloques. El comportamiento real de estas estructuras refleja que la extensión e inclinación de la superficie seccionada, por ejemplo la interferencia con las bóvedas, etc., puede modificar el mecanismo de colapso (Martínez, 2007). Por todo lo anterior, las aproximaciones simplificadas de análisis límite son más apropiadas para su aplicación en edificios históricos pequeños (Orduña, 2003).

#### 4.4.2 Micro y Macromodelación en Elementos Finitos

El Método de Elementos Finitos es frecuentemente adoptado para lograr simulaciones sofisticadas del comportamiento estructural pero encuentra considerables dificultades por la naturaleza frágil y heterogénea del material. Además, la mampostería es un material que presenta propiedades direccionales distintas debido a las juntas de mortero que actúan como planos de debilidad. En general, el enfoque hacia el modelado numérico puede centrarse en la micromodelación de los componentes individuales: las unidades de ladrillos y el mortero, o la macromodelación de la mampostería como un composite. Dependiendo del nivel de precisión y la simplicidad deseada, es posible usar las siguientes estrategias de modelación (Fig. 4.10), (Lourenço, 1998):

- Micromodelado Detallado: las unidades y las juntas de mortero están representadas por elementos continuos, mientras que la interfaz unidad-mortero está representada por elementos discontinuos.

- Micromodelado Simplificado: las unidades son representadas por elementos continuos mientras que el comportamiento de las juntas de mortero y la interfaz unidad-mortero son representadas por elementos discontinuos.
- Macromodelado: las unidades, las juntas de mortero y la interfaz unidad-mortero se representan como un elemento continuo.



**Fig. 4.10:** Estrategias para la modelación de estructuras de mampostería: (a) micromodelado detallado; (b) micromodelado simplificado; (c) macromodelado, (Lourenço, 1998).

En el primer enfoque se toman en cuenta el módulo de Young, el coeficiente de Poisson y opcionalmente las propiedades inelásticas de la unidad y las juntas de mortero. La interfaz unidad-mortero representa un plano de deslizamiento potencial. Esto permita la acción combinada de la unidad, las juntas de mortero y la interfaz para ser estudiada minuciosamente.

En el segundo enfoque, cada junta de mortero y las dos interfaces unidad-mortero, son agrupadas en una interfaz promedio, mientras que las unidades son ampliadas, con el objetivo de mantener la geometría sin cambios. La mampostería es considerada como un conjunto de bloques elásticos unidos por potenciales líneas de deslizamiento por fractura, en las juntas. Se pierde precisión desde el momento en que no se considera el efecto del coeficiente de Poisson.

El tercer enfoque no hace una distinción entre las unidades individuales y las juntas de mortero, y trata a la mampostería como un material continuo anisotrópico homogéneo.

Una estrategia de modelado no puede preferirse frente a otra, ya que todas tienen diferentes campos de aplicación. Los estudios de micromodelado son necesarios para dar una mejor comprensión sobre el comportamiento local de estructuras de mampostería. Este tipo de modelos se aplica en especial a detalles estructurales. Los macromodelos son aplicables cuando la estructura está compuesta de muros sólidos con dimensiones suficientemente grandes como para que las presiones en toda su longitud sean uniformes. Claramente, el macromodelo es más práctico en el sentido de que reduce el tiempo de cálculo y requerimientos computacionales, así

como porque la malla generada es de más fácil uso. Este tipo de modelado es óptimo cuando se necesita precisión y eficiencia (Lourenço, 1998).

El Método de Elementos Finitos consiste en discretizar la estructura por medio de elementos con un comportamiento no lineal, considerando la baja resistencia a la tracción del material y la progresiva degradación de la rigidez. Se pueden involucrar diversos modos de falla tales como aplastamiento, deslizamiento, cortante, etc (Martínez, 2007).

En este método, para el medio continuo discretizado es posible considerar la deformabilidad estructural y la no linealidad de una forma versátil. Es una manera adecuada de evaluar patrones de fisuración, además de poder realizar análisis dinámicos modales y temporales frente a acelerogramas reales o artificiales. Además se puede tomar en cuenta la influencia de sucesivos incrementos de carga (debidos al fenómeno de plasticidad asociado a los efectos de fricción), y también involucrar la no linealidad geométrica (Martínez, 2007).

El análisis estructural con este método consiste en modelos lineales o no lineales. Los modelos lineales usan parámetros simples y asumen que el material no se deforma plásticamente. Los modelos no lineales se cargan hasta que el material sobrepasa sus capacidades elásticas, entonces las tensiones en el material varían según la cantidad de deformación. En general, analizar estructuras con herramientas computacionales basadas en elementos finitos, se ha convertido en una solución en la tarea de predecir fallas debido a tensiones, ya que muestra al especialista las zonas problemáticas de la estructura.

Con el gran desarrollo que han tenido las computadoras y el hecho de que están al alcance de todo el mundo, se han desarrollado herramientas de cálculo precisas y rápidas para el diseño y análisis de estructuras usando procedimientos de cálculo de elevada precisión que debido a su volumen y complejidad eran extremadamente laboriosos. Esto se ha hecho más evidente para el caso del uso del Método de Elementos Finitos, el cual nos permite un acercamiento preciso y es de amplia utilización debido al gran número de programas que se encuentran en el mercado, entre los cuales se encuentran: Abaqus (HKS Inc.), Ansys (ANSYS Inc.), Algor (Autodesk, Inc.), Diana (International Software Company), etc.

La principal desventaja del método de Elementos Finitos es determinar la convergencia en la solución, derivando en un gran número de iteraciones de equilibrio. Otro importante problema existe cuando se llega a la fase de relajación (consecuente con la falla de compresión y cortante), en la cual el material pierde resistencia progresivamente. Frente a cualquier caso, cuando se consideran grandes desplazamientos en el análisis, la fase de relajación está presente, aunque sólo

fallara por tracción. Este método es de los más aconsejados para el análisis en el caso de estructuras de geometrías complejas (Orduña, 2003).

#### 4.4.2.1 Modelos Constitutivos

Dentro del análisis de elementos finitos, debe quedar definida previamente la relación entre tensiones y deformaciones. Esta descripción matemática del comportamiento del material es lo que llamamos modelo constitutivo. Estos son normalmente desarrollados de acuerdo a una aproximación en la cual los mecanismos observados son representados de tal manera que las simulaciones concuerdan con los experimentos. Así, los modelos constitutivos son una representación simplificada de la realidad (Lourenço, 1998).

A continuación, se describen los modelos constitutivos usados para la mampostería antigua: el modelo de plasticidad de Drucker-Prager para el régimen a compresión y el modelo de daño distribuido para el régimen a tracción del material.

##### i) Modelo de Drucker-Prager:

Este modelo es una aproximación suavizada de la superficie de cedencia de Mohr-Coulomb, el cual es una superficie cónica en el espacio de tensiones principales (Fig. 4.11), donde la cohesión es en función de una variable de estado interna  $k$ , así como también el ángulo de fricción interna del material (Martínez, 2007).

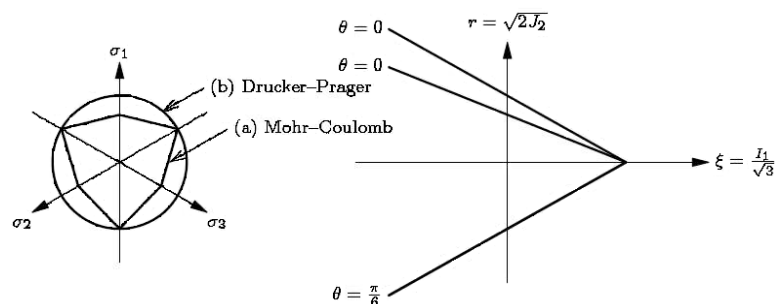


Fig. 4.11: Condición de cedencia para los modelos de Mohr-Coulomb y Drucker-Prager (Martínez, 2007).

##### ii) Modelo de Daño Distribuido (smeared cracking):

Este modelo se basa en descomponer la deformación total  $\epsilon$  en una deformación elástica y una deformación de fractura de acuerdo con:

La subdescomposición de fractura permite una fácil combinación del modelo con modelos de plasticidad (mampostería, hormigón, etc.). la relación existente entre la deformación global y la deformación de fractura está dada por:

Donde es el vector que ensambla la deformación de fractura para cada fisura individual, es decir:

Con una deformación de fractura para la fisura dada por:

Con  $N$ , una matriz de transformación para el vector normalizado en el plano de la fisura, con referencia el sistema mostrado en la Figura 4.12:

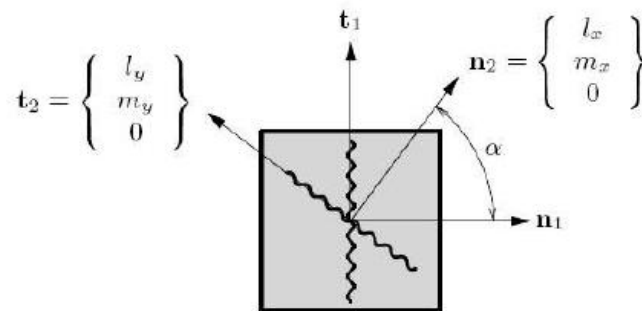


Fig. 4.12: Modelo de fisuración fija multidireccional en el sistema n-t (Martínez, 2007).

# **CAPÍTULO 5**

## **APLICACIÓN AL CASO DE LOS TORREONES ESPAÑOLES DE VALDIVIA**

### **5.1 Antecedentes Históricos**

Los dos torreones circulares de cal y ladrillo que subsisten hasta hoy en Valdivia, fueron mandados a construir en 1774 ante una inminente amenaza de invasión indígena. Ante el temor de perder nuevamente la ciudad, el gobernador de ese entonces ordenó construir dos torreones semejantes a los de las costas de Andalucía, usados para defenderse de los moros. Una comisión formada por diversas autoridades recorrió los lugares en que serían edificados, eligiendo los dos

únicos accesos que tenía la ciudad. Los planos estuvieron a cargo del coronel de ingenieros don Juan Garland y fue diseñado para contener cinco hombres con sus respectivos cañoncillos de campaña.

Los ladrillos usados provinieron de la fábrica de ladrillos que existía en la Isla Teja. La única parte habitable dentro de los torreones era el edículo superior, al cual se llegaba por una escalera interior, sirviendo a su vez para salir al exterior.

Como dato curioso, en 1840 un ciudadano obtuvo un permiso fiscal para transformar el Torreón Los Canelos en un molino de viento (Guarda, 1953).

## **5.2 Estudios Previos**

Al comenzar este trabajo se investigó sobre estudios y trabajos previos realizados en los torreones. Sobre esto, se comprobó en terreno que a la estructura original se le adicionó una losa de hormigón armado para, según el cuidador, protegerlos frente a las personas que escalaban y se introducían a los torreones, dejando basura y usándolos para pasar la noche ahí.

Lamentablemente, fue imposible contar con el proyecto de esta remodelación. No hubo voluntad del Consejo Regional de Monumentos Nacionales de la Región De Los Ríos para obtener los planos ni nada referente a esta losa. Tampoco se recibió información sobre otros estudios o trabajos realizados en los torreones de parte de esta entidad.

A raíz de la nula información encontrada, no se cuenta con resultados ni conclusiones sobre estudios realizados antes de esta investigación.

## **5.3 Caracterización de Materiales y Comportamiento.**

### **Estudios de Campo**

Antes de comenzar con la modelización del Torreón Los Canelos, fue necesario realizar estudios de campo para obtener la información necesaria sobre la estructura, tales como: la geometría,

daños estructurales, propiedades dinámicas de la estructura y el suelo, y propiedades mecánicas del material.

### 5.3.1 Levantamiento Estructural - Geometría

Sin planos actualizados existentes de ninguno de los dos Torreones, se realizó un levantamiento estructural y se tomaron las medidas geométricas. Con escalera y huincha se obtuvieron las medidas de la altura máxima de la estructura, las medidas y alturas de las ventanas y puerta, espesor de muros y el nivel del suelo construido. En la Figura 5.1 se muestra un bosquejo de los Torreones Españoles, presentado en Guarda (1954), con las unidades de la época, y en la Figura 5.2 una imagen del plano obtenido de las mediciones en terreno.

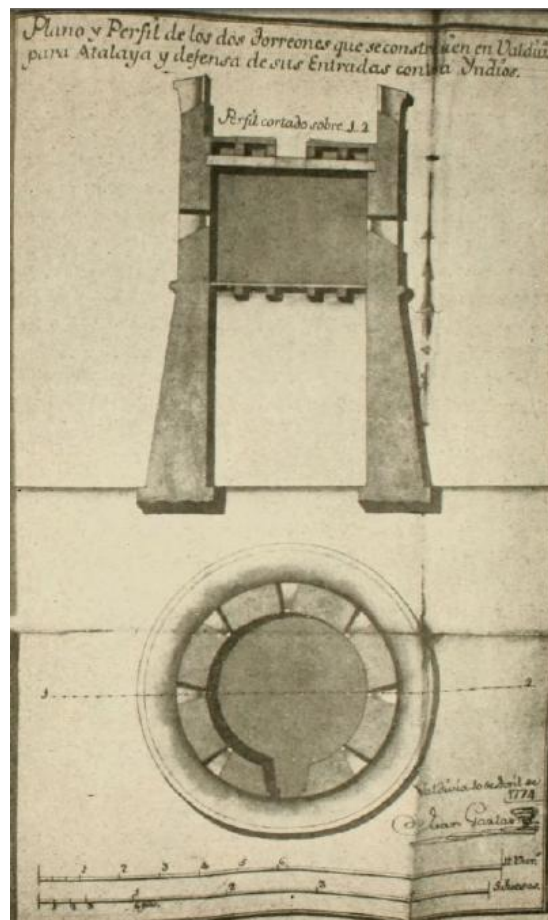


Fig. 5.1: Bosquejo de la época de los Torreones Españoles (Guarda, 1954).

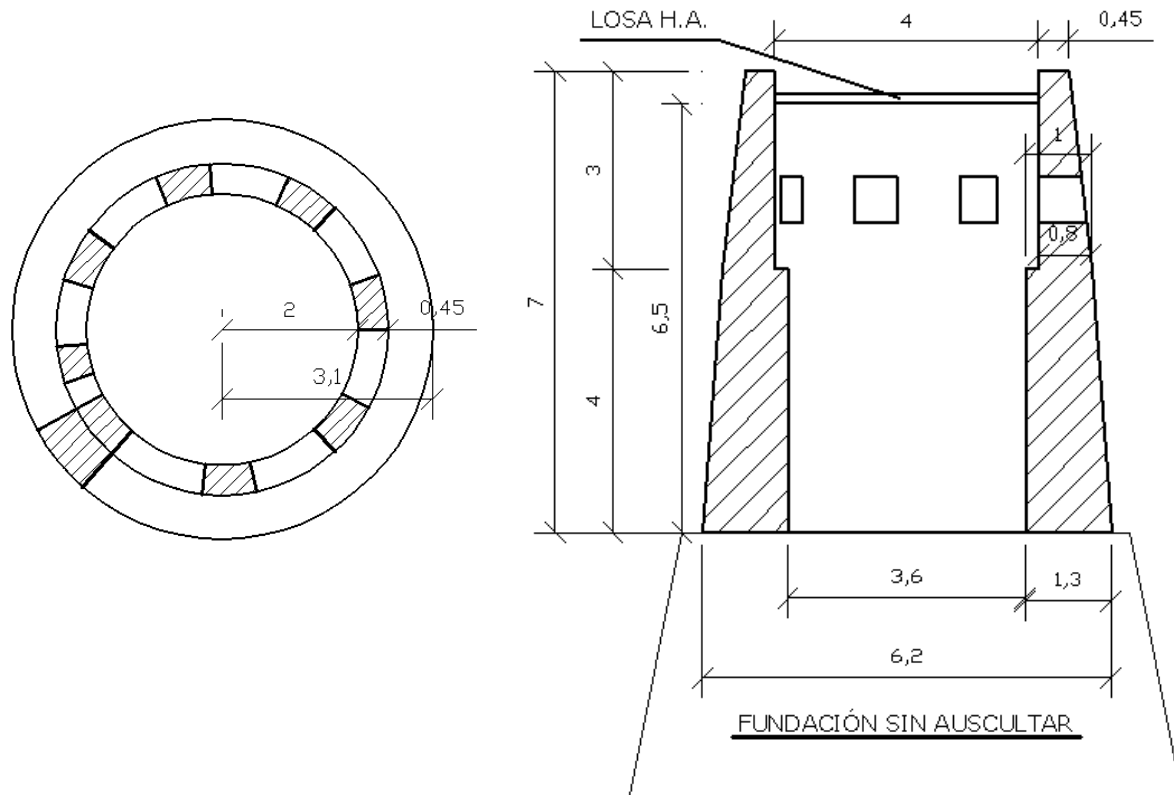


Fig. 5.2: Imagen del plano de la geometría del Torreón Los Canelos, obtenida tras el levantamiento estructural.

### 5.3.2 Caracterización Dinámica de la Estructura

Para conocer las propiedades dinámicas del Torreón, así como también del terreno de cimentación, durante esta sesión en terreno, se midieron también las vibraciones ambientales, con el sismómetro instalado en una gárgola del torreón, una de las ventanas y a nivel del suelo. También se midió con el geófono en distintos puntos a nivel del suelo, con el fin de comprobar la posibilidad de que existiera resonancia entre el suelo y el torreón.



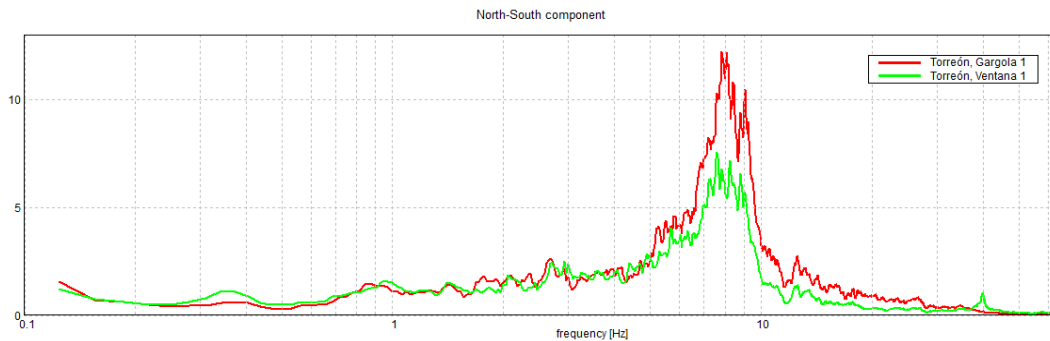
Fig. 5.3: Campaña de mediciones en terreno. De izquierda a derecha: 1) Medición geométrica de la estructura. 2) Instalación del sismómetro en una de las gárgolas del torreón. 3) Medición geométrica e instalación del sismómetro en una de las ventanas del torreón.

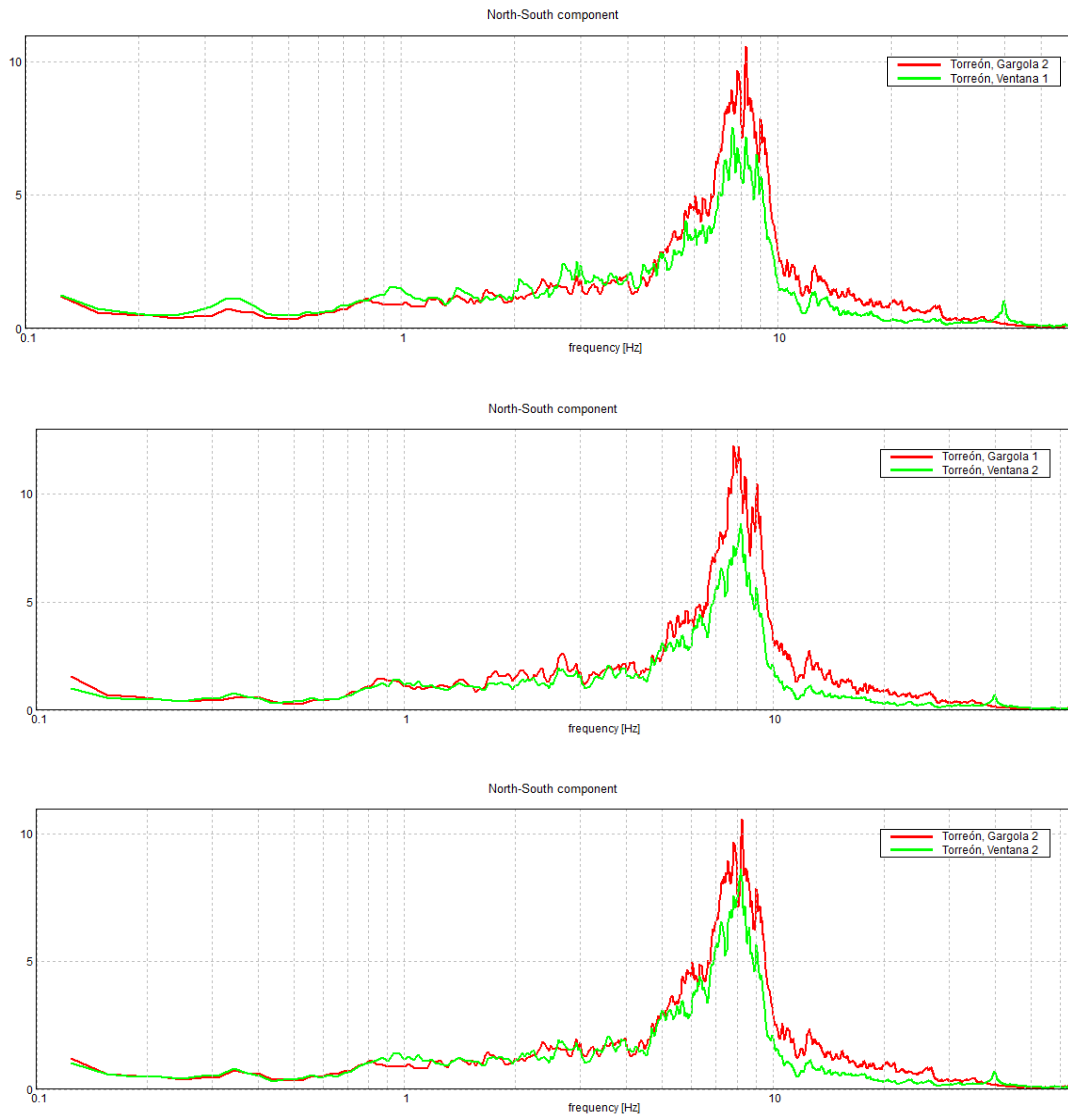
Los objetivos de las mediciones con sismómetro y geófono en esta investigación (Fig. 5.3), fueron obtener el período propio de la estructura y obtener también el período del suelo. El período propio de la estructura, medido en terreno, es con el que se calibrará el modelo numérico. El período del suelo se requiere para descartar la presencia de resonancia entre éste y el Torreón (Fig. 5.4).



**Fig. 5.4:** Campaña de mediciones en terreno. De izquierda a derecha: 1) Medición con el sismómetro en el suelo, al pie del torreón. 2) Medición con el sismómetro y el geófono en un punto cercano al torreón, lado Yerbas Buenas. 3) Medición con el sismómetro y el geófono en un punto cercano al torreón, lado Gral. Lagos.

El sismómetro fue instalado con dirección N-S en tres puntos: una de las gárgolas del torreón, una de las ventanas y en el suelo al pie del torreón. Los resultados del análisis frecuencial para la estructura, realizado con esta toma de datos, se reflejan en los gráficos mostrados en la Figura 5.5. De aquí se puede deducir que la frecuencia de la estructura tiene un valor muy cercano a 8 Hz, o sea, un período propio de 0,125 s.

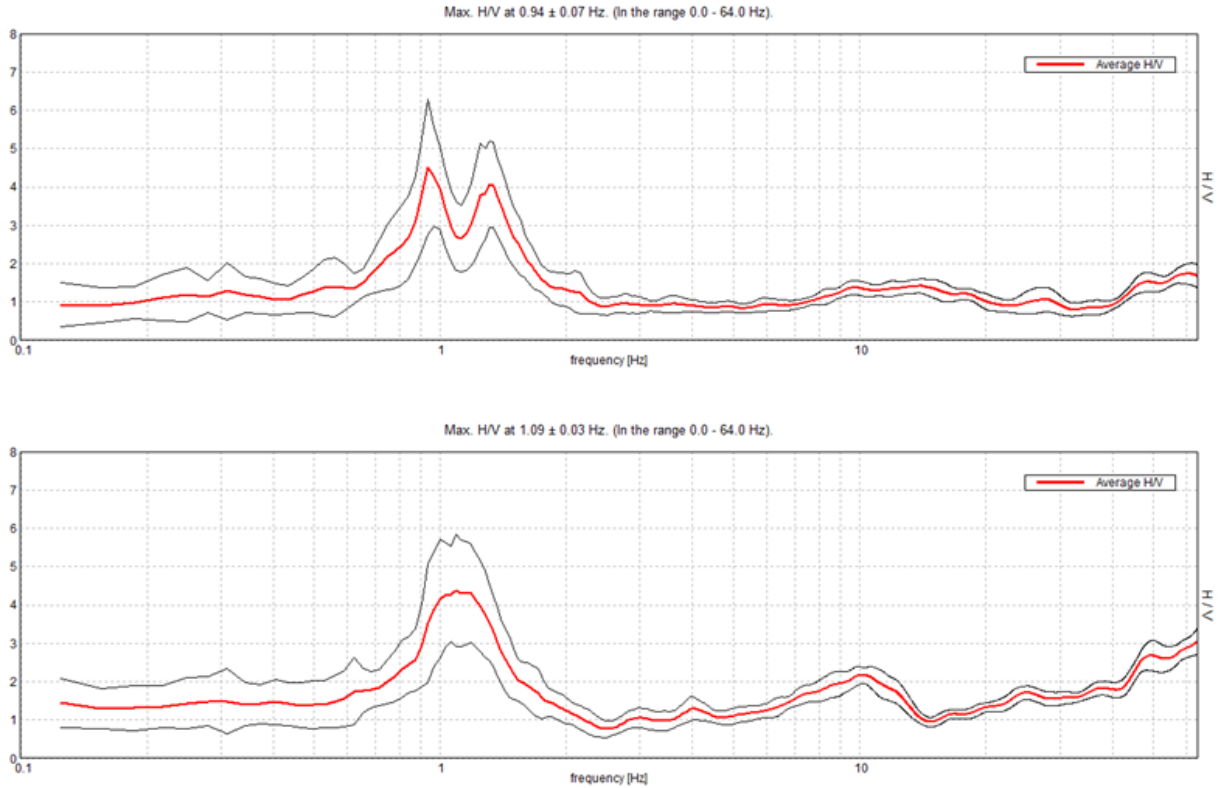




**Fig. 5.5:** Gráficos del análisis frecuencial basado en la toma de datos del sismómetro, para el Torreón Los Canelos.

### 5.3.3 Caracterización Dinámica del Suelo

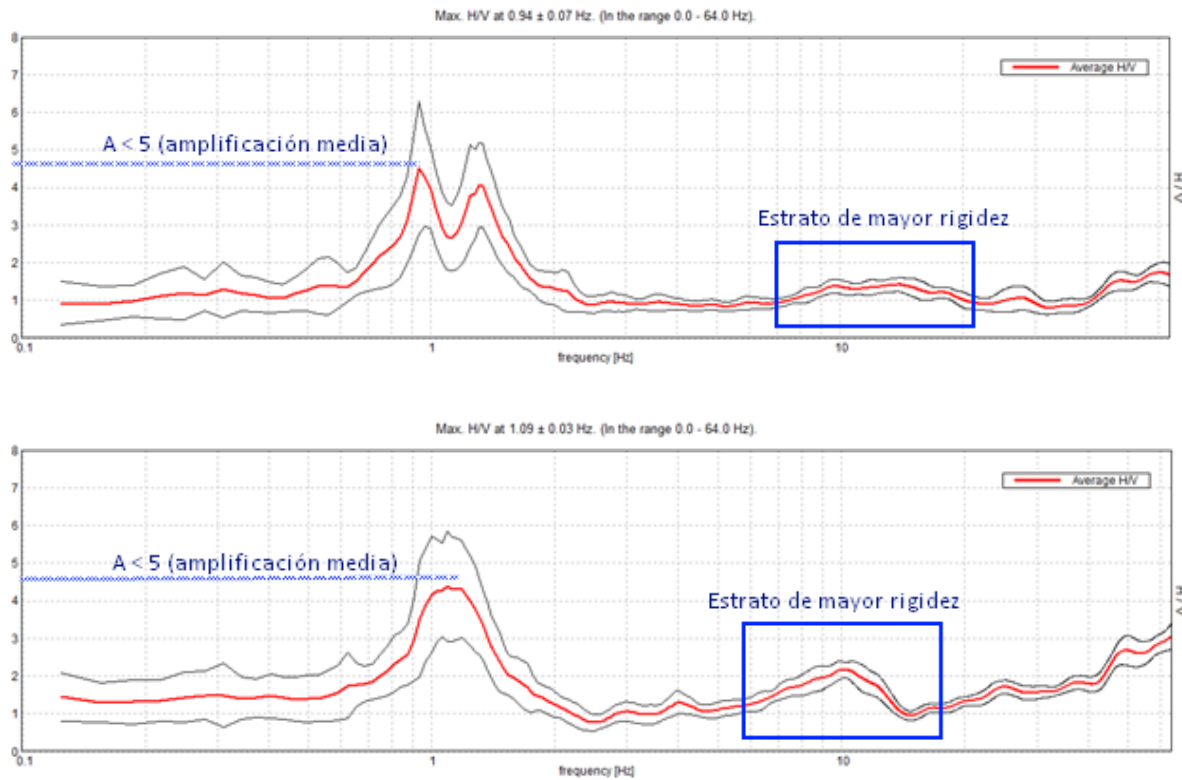
El análisis frecuencial realizado para obtener el período del suelo mostró un resultado de aproximadamente 0,9 s, por lo tanto no se espera que se presente resonancia entre el suelo y la estructura (Fig. 5.6).



**Fig. 5.6:** Gráficos del análisis frecuencial basado en la toma de datos del geógrafo, para el suelo donde se emplaza el Torreón Los Canelos.

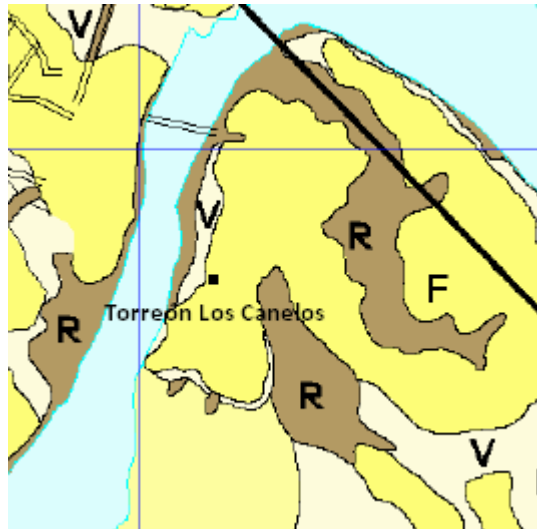
La buena calidad del suelo bajo el Torreón se confirma con la investigación realizada por Alvarado (2012), en la evaluación del peligro sísmico de la ciudad de Valdivia mediante un estudio de microzonificación, el cual permitió obtener características dinámicas del suelo. Aquí se determinó la distribución espacial de los períodos fundamentales de vibración del suelo y una cuantificación de los efectos de sitio a partir de una campaña de campo donde se midieron las vibraciones ambientales. Estas señales fueron procesadas usando el método de las razones espectrales H/V de Nakamura, para generar mapas de isoperíodos del suelo y efectos de sitio. Según Alvarado (2012), la máxima amplitud de la curva H/V subestima la amplificación real del sitio y la presencia de un pico de gran amplitud indica que existe un fuerte contraste entre la capa de sedimento y el basamento rocoso y una mayor amplificación del movimiento sísmico. Para cuantificar estos efectos, definió cuatro intervalos de efectos de sitio: bajo, medio, alto y muy alto. Al mirar las curvas H/V obtenidas durante las mediciones en terreno (Fig. 5.7) y examinarlas según las conclusiones de Alvarado (2012), vemos que la amplitud de las curvas es menor que 5, equivalente a un nivel de amplificación media, por lo tanto no deberían esperarse problemas de amplificación dinámica. Por otro lado la curva también muestra un estrato más rígido, lo que

podría significar la presencia de canchagua (arena limosa cementada), coincidente con el coeficiente de balastos escogido para la calibración del modelo.



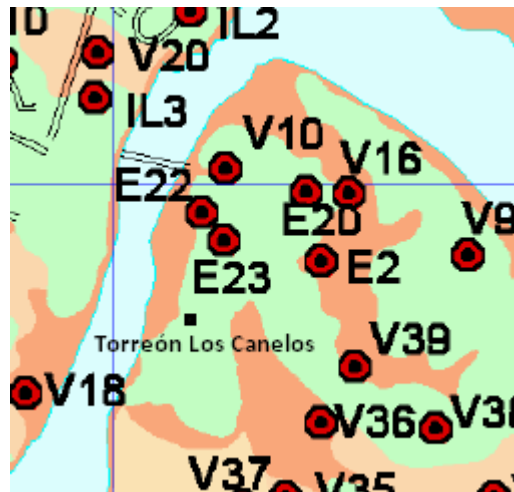
**Fig. 5.7:** Curvas H/V tomadas en las inmediaciones del Torreón Los Canelos.

Para completar y comprobar las mediciones realizadas, se revisó también el mapa de Características Geotécnicas Básicas y Respuesta Sísmica (SERNAGEOMIN, 2004). Se puede ver en la Figura 5.8, parte del mapa con la geología y características geotécnicas del sector donde se ubica el Torreón, con un suelo tipo F, que se caracteriza por ser un suelo compuesto de arcillas, limos, arenas y gravas; con estratos de arena limosa moderadamente cementada.



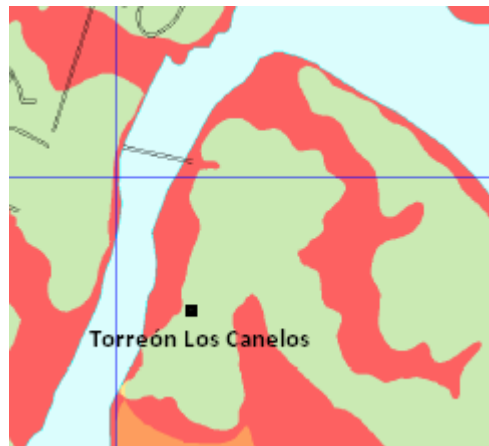
**Fig. 5.8:** Localización del Torreón Los Canelos en el mapa de Geología y Características Geotécnicas, mostrando un suelo tipo F (SERNAGEOMIN, 2004).

En la Figura 5.9 se ve una fracción del mapa de Respuesta Sísmica (SERNAGEOMIN, 2004), donde se muestra que el lugar de emplazamiento del Torreón, se ubica en un suelo con una baja amplificación sísmica y un incremento de intensidad sísmica entre 1.5 y 2.0.



**Fig. 5.9:** Localización del Torreón Los Canelos en el mapa de Respuesta Sísmica, mostrando un suelo de baja amplificación sísmica (SERNAGEOMIN, 2004).

La Figura 5.10 muestra el mapa de Aptitud para la Construcción (SERNAGEOMIN, 2004), concluyendo que el suelo posee una buena aptitud, correspondiente a depósitos fluvio – estuarinos antiguos con niveles de arena limosa cementada (cancagua).



**Fig. 5.10:** Localización del Torreón Los Canelos en el mapa de Aptitud para la Construcción, mostrando un suelo de buena aptitud (SERNAGEOMIN, 2004).

### 5.3.4 Propiedades Mecánicas Adoptadas

Como se indicó en el capítulo anterior, la mampostería es un material heterogéneo que actúa muy bien frente a los esfuerzos de compresión pero es muy débil frente a los esfuerzos de tracción. Para establecer correctamente las propiedades del material de un modelo, lo ideal es hacer pruebas de laboratorio donde éstas puedan medirse. Como esto implica llevar a cabo un proceso destructivo para el torreón, fue imposible acceder a esta muestra debido a su condición de monumento nacional.

Al no poder llevarse a cabo esta tarea, el Dr. Ing. Cristian Sandoval sugirió llevar a cabo una prueba no destructiva para poder medir la resistencia a la compresión de los ladrillos usados en la construcción del Torreón Los Canelos: usar un esclerómetro para medir su dureza y, con una regla de tres simple, comparar este resultado con el obtenido de una muestra de hormigón ensayado con esclerómetro y una prensa para medir su resistencia a la compresión.

En la primera parte de este ensayo, se hicieron las mediciones con esclerómetro en diferentes partes del muro del Torreón, donde el ladrillo estaba expuesto, sin estuco. Usando el método de la norma NCh1569 Of.79, que consta en promediar los datos, descartando los que tengan una diferencia de 7 puntos o más del promedio, se obtuvo un índice esclerométrico de 26 para los ladrillos del Torreón Los Canelos. Para la segunda parte, llevada a cabo en el LEMCO, se usó una probeta de hormigón H30 normal a 7 días. El índice esclerométrico de ésta fue de 25. La resistencia a la compresión, en la prensa, resultó ser de  $10.5 \text{ MPa}$ .

Con una regla de tres simple, resultó para los ladrillos del muro del Torreón, una resistencia a la compresión de  $10.5 \text{ MPa}$ , o sea,  $10.5 \text{ MPa}$ , un valor aceptable según este profesor.

Este valor sirve para descartar incertidumbre frente a la opción no factible de probar una muestra en laboratorio y la opción de usar valores de literatura para las características del material. Siguiendo con la sugerencia del Dr. Ing. Cristian Sandoval, se puede calcular el valor de la resistencia a la compresión a partir de la fórmula propuesta por el Eurocódigo 6:

Con:

- : resistencia a la compresión de la mampostería
- : resistencia a la compresión del ladrillo
- : resistencia a la compresión del mortero

Asumiendo un valor de                    para la resistencia a la compresión del mortero y usando el valor calculado para el ladrillo, obtenemos una resistencia a la compresión para la mampostería de                   , lo cual está dentro del rango de valores para mampostería, según el Dr. Sandoval.

Para el módulo de elasticidad, se usó la fórmula de Kaushik et al. (2007):

Dando como resultado                   .

Para la densidad de los muros de mampostería se usó un valor de                   . El módulo de Poisson adquirido fue                   .

En el caso de losa de hormigón armado que se encuentra en lo alto del Torreón, se utilizaron las siguientes propiedades:

- Resistencia a la compresión de                   .
- Módulo de elasticidad de                   .
- Módulo de Poisson de 0,2.

Todos estos valores fueron introducidos en el modelo numérico de elementos finitos.

## 5.4 Modelación a través de un Macromodelo

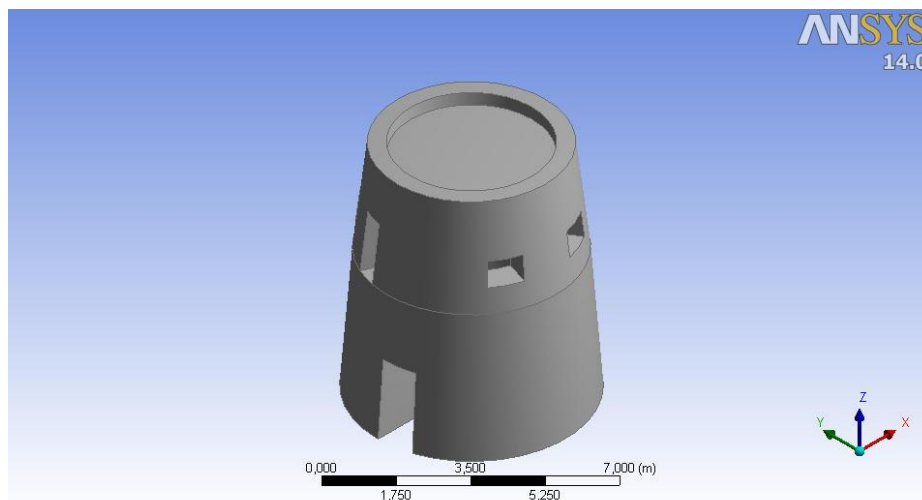
Como se explicó en el capítulo anterior, en la sección 4.4.2: Micro y Macromodelación en Elementos Finitos, el enfoque del modelo numérico puede dirigirse a una micromodelación,

detallando individualmente cada componente de la mampostería, o a una macromodelación de ésta, como un material homogéneo y continuo. Este enfoque es el que se aplicó para este trabajo, ya que cumplía el objetivo de estudiar el Torreón Los Canelos de manera eficaz, al contar este con muros sólidos y no presentar grandes evidencias de daño por el paso del tiempo u otras causas.

#### 5.4.1 Modelación de la Estructura

Según las investigaciones sobre estructuras históricas revisadas en el Capítulo II, es necesario para la modelación de un sistema estructural compuesto por muros de mampostería, usar un programa de elementos finitos que permita un análisis minucioso, de alto nivel y trabaje correctamente con las propiedades del material en estudio. Por estas características se escogió el software Ansys (ANSYS Inc.) y SAP2000 (Computers & Structures Inc.) para este trabajo de Tesis.

Obtenidos los datos necesarios, se comenzó con el proceso de crear la geometría del Torreón en Ansys (Fig. 5.11). Las medidas que se usaron para el primer modelo fueron las tomadas en terreno durante la campaña.



**Fig. 5.11: Geometría del Torreón Los Canelos en Ansys (ANSYS Inc.)**

Luego de la geometría, se realizó el proceso de enmallado de la estructura (Fig. 5.12). Para esto se usó el enmallado automático del software, al cual se le impuso 0,5 m como tamaño máximo para cada elemento finito.

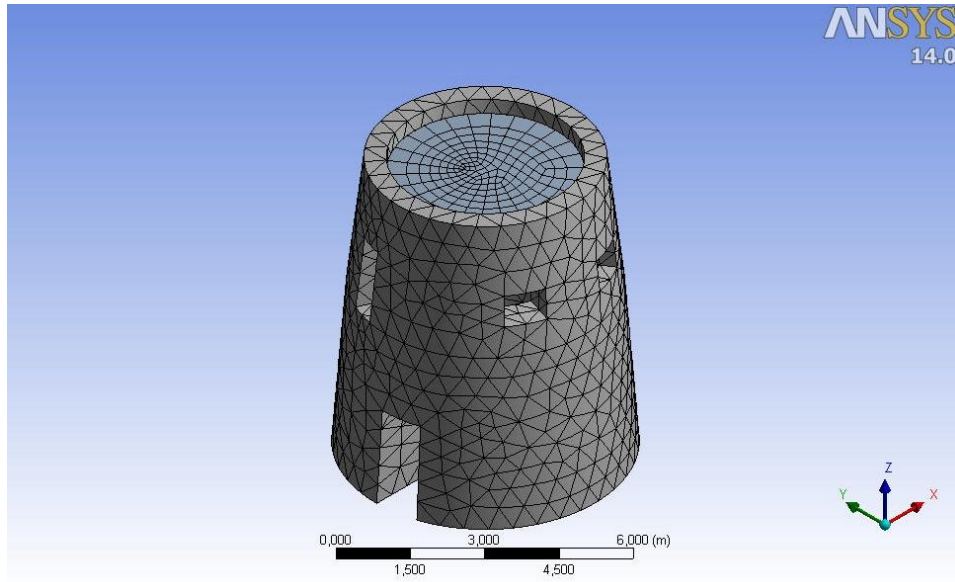


Fig. 5.12: Enmallado del Torreón Los Canelos en Ansys (ANSYS Inc.)

### 5.4.2 Calibración del Modelo

Para la calibración del modelo analítico se llevó a cabo un análisis modal en el software ANSYS, con las propiedades de los materiales investigadas anteriormente, las cuales se resumen en el siguiente cuadro:

Tabla 5.1: Propiedades mecánicas de los materiales usadas en el modelo analítico del torreón.

Material	Resistencia a la compresión $f_c$ [MPa]	Módulo Elástico $E$ [MPa]	Peso Específico [ $kg/m^3$ ]	Coficiente de Poisson
Mampostería	8,1	4455	2000	0,2
Hormigón Armado	20	18000	2400	0,2

Se tomaron en cuenta 6 modos de vibración para el análisis modal. Con el objetivo de que el modelo analítico sea lo más fiel posible a la estructura, se busca que el período obtenido del análisis sea lo más cercano al medido experimentalmente.

Para obtener el período propio de una estructura, se toma en cuenta la siguiente fórmula:

$$T = \frac{1}{f}$$

De esta ecuación se deduce que para calibrar el modelo hasta obtener el período propio deseado, podemos hacer variar el valor de la masa y de la rigidez. Cambiar el valor de la masa de la estructura implica cambiar la densidad del material o cambiar su geometría. Esta acción hace que el modelo se aleje de lo real, por ende se optó en variar el valor de la rigidez de la estructura .

Para lograr esto se toman en cuenta tres opciones:

1. Ajustar las propiedades mecánicas del material principal, la mampostería, influiría directamente en la rigidez de la estructura. Esto se puede hacer ya que no fueron comprobadas en laboratorio, fueron estimadas tratando de ajustarse lo más posible a la realidad.
2. Hacer cambios en la geometría resultarían en una variación de la rigidez de la estructura.
3. Probar con distintos tipos de fundación que se ajusten a la “realidad”. Al no contarse con información fidedigna de cómo se fundó del Torreón Los Canelos, se considera tomar en cuenta diferentes tesis sobre la fundación y el tipo de suelo sobre el que se emplaza.

Se llevó a cabo el ejercicio de cambiar el módulo elástico de la mampostería, para obtener un período propio cercano a los obtenidos en la medición en terreno. En la Tabla 5.2 se resumen los distintos modelos probados para lograr la calibración y los resultados obtenidos para ellos en el análisis modal, probando con distintos valores del módulo elástico.

**Tabla 5.2: Frecuencias obtenidas del análisis modal cambiando el módulo elástico E**

Módulo de Elasticidad $E$ [MPa]	Modo	Frecuencia Propia [Hz]	Período Propio [s]	Error %
4455	1	23,329	0,043	66
	2	23,747	0,042	
	3	40,839	0,024	
	4	42,643	0,023	
	5	48,636	0,020	
	6	49,092	0,020	
2230	1	8,4713	0,1180	5,3
	2	16,408	0,0609	
	3	16,69	0,0599	
	4	17,423	0,0573	
	5	17,43	0,0574	
	6	26,401	0,0379	
1115	1	8,4052	0,1190	4,8
	2	11,623	0,0860	
	3	11,829	0,0845	
	4	17,24	0,0580	
	5	17,25	0,0580	
	6	20,352	0,04914	
560	1	8,2467	0,1213	3

	2	8,2772	0,1208	
	3	8,3956	0,1191	
	4	14,464	0,0691	
	5	16,284	0,0614	
	6	16,368	0,0611	
	1	7,146	0,1399	
	2	7,2733	0,1375	
420	3	8,1872	0,1221	11,9
	4	12,5300	0,0798	
	5	14,3680	0,0696	
	6	14,4720	0,0691	
	1	5,8395	0,1712	
	2	5,9438	0,1682	
280	3	8,0110	0,1248	37
	4	10,2340	0,0977	
	5	11,9690	0,0836	
	6	12,0570	0,0829	

De los resultados obtenidos cambiando el módulo elástico E, se concluye que, para este caso, esta opción no sirve para obtener un modelo calibrado. Con el valor de E=560 MPa, se obtiene T=0,1213 s, un resultado cercano al experimental de T=0,125 s, pero esta magnitud del módulo elástico se aleja mucho de los valores aceptables en la literatura, para la mampostería, por lo tanto en la práctica es un resultado irreal.

Se probó también la segunda opción, cambiar la geometría del torreón para simular un estado de deterioro y así surjan cambios en la rigidez durante el análisis modal. A continuación se muestran los resultados del análisis adelgazando los muros:

**Tabla 5.3 Frecuencias obtenidas adelgazando los muros del Torreón Los Canelos**

Rebaje en el muro	Módulo de Elasticidad	Modo	Frecuencia Propia	Período Propio	Error %
3	4455	1	23,204	0,0431	65,5
		2	23,759	0,0421	
		3	41,034	0,0244	
		4	46,529	0,0215	
		5	48,734	0,0205	
		6	49,333	0,0203	
10	4455	1	23,502	0,0425	66
		2	23,982	0,0417	
		3	41,511	0,0241	
		4	45,376	0,0220	
		5	47,18	0,0212	
		6	47,507	0,0210	
20	4455	1	23,793	0,0420	66,4
		2	24,317	0,0411	
		3	42,22	0,0237	

4	43,419	0,0230
5	45,257	0,0221
6	45,464	0,0220

Como se puede apreciar en la Tabla 5.3, aunque se rebaje el muro del torreón en 20 cm, el período propio de la estructura cambia muy poco y sigue estando lejos del valor deseado. Por lo tanto puede concluirse que este cambio en la geometría no sirve para calibrar la estructura, además si sigue adelgazándose el muro para obtener valores más cercanos al buscado, el modelo se estaría alejando de la realidad.

Luego de probar las dos alternativas anteriores, se usó la tercera: cambiar el tipo de apoyo de la estructura, de lo cual no hay datos concretos sobre cómo es exactamente. Esto cambia los valores de la rigidez y por ende del período propio.

En los análisis modales anteriores se usó un apoyo del tipo empotrado para la estructura, por lo tanto a continuación se mostrarán los resultados usando apoyo fijo con un coeficiente de balastos adecuado para el tipo de terreno donde se emplaza el torreón.

En el primer intento se realizó el análisis tomando en cuenta un suelo arcilloso, con un coeficiente de balastos de  $K = 48.000.000 \text{ N/m}^3$ , tomado de Bowles, 1997, correspondiente a un suelo arenoso limoso de densidad media. Luego fue variándose el coeficiente de balastos y el módulo elástico de la mampostería.

**Tabla 5.4: Frecuencias obtenidas del análisis modal cambiando las condiciones de apoyo**

Modelo N°	Condición de apoyo	Módulo Elástico de la Mampostería	Modo	Frecuencia Propia	Período Propio	Error %
1	Fijo K=48.000.000 N/m <sup>3</sup>	E =4455 MPa	1	4,8496	0,206	64,8
			2	5,0762	0,197	
			3	10,987	0,091	
			4	34,522	0,029	
			5	42,419	0,024	
			6	42,945	0,023	
2	Fijo K=90.000.000 N/m <sup>3</sup>	E =4455 MPa	1	6,5273	0,153	22,6
			2	6,7971	0,147	
			3	14,889	0,067	
			4	34,819	0,029	
			5	42,537	0,024	
			6	43,058	0,023	
3	Fijo K=110.000.000 N/m <sup>3</sup>	E =4455 MPa	1	7,1585	0,140	11,8
			2	7,4373	0,134	
			3	16,379	0,061	
			4	34,95	0,029	

				5	42,591	0,024	
				6	43,11	0,023	
				1	7,4471	0,134	
				2	7,7287	0,129	
				3	17,066	0,059	
4	Fijo K=120.000.000 N/m3	E =4455 MPa		4	35,014	0,029	7,4
				5	42,618	0,023	
				6	43,135	0,023	
				1	7,6671	0,130	
				2	7,95	0,126	
				3	17,59	0,057	
5	Fijo K=128.000.000 N/m3	E =4455 MPa		4	35,064	0,028	4,3
				5	42,639	0,023	
				6	43,156	0,023	
				1	4,8584	0,206	
				2	5,0883	0,196	
				3	10,998	0,091	
6	Fijo K=48.000.000 N/m3	E =4900 MPa		4	36,17	0,028	64,6
				5	44,046	0,023	
				6	44,404	0,022	
				1	6,5488	0,153	
				2	6,8262	0,146	
				3	14,918	0,067	
7	Fijo K=90.000.000 N/m3	E =4900 MPa		4	36,457	0,027	22,2
				5	44,085	0,023	
				6	44,516	0,022	
				1	6,8777	0,145	
				2	7,1612	0,140	
				3	15,689	0,064	
8	Fijo K=100.000.000 N/m3	E =4900 MPa		4	36,521	0,027	16,3
				5	44,095	0,023	
				6	44,542	0,022	
				1	7,1585	0,140	
				2	7,4373	0,134	
				3	16,379	0,061	
9	Fijo K=110.000.000 N/m3	E =4900 MPa		4	34,95	0,029	11,8
				5	42,591	0,024	
				6	43,11	0,023	
				1	7,4471	0,134	
				2	7,7287	0,129	
				3	17,066	0,059	
10	Fijo K=120.000.000 N/m3	E =4900 MPa		4	35,014	0,029	7,4
				5	42,618	0,024	
				6	43,135	0,023	
				1	7,6671	0,130	
				2	7,95	0,126	
				3	17,59	0,057	
11	Fijo K=128.000.000 N/m3	E =4900 MPa		4	35,014	0,029	4,3
				5	42,639	0,023	
				6	43,156	0,023	

12	Fijo K=90.000.000 N/m <sup>3</sup>	E =5345 MPa	1	6,567	0,152	21,8
			2	6,8507	0,146	
			3	14,942	0,067	
			4	38,023	0,026	
			5	44,445	0,022	
			6	46,392	0,022	
13	Fijo K=100.000.000 N/m <sup>3</sup>	E =5345 MPa	1	6,8987	0,145	16
			2	7,1896	0,139	
			3	15,718	0,064	
			4	38,086	0,026	
			5	44,454	0,022	
			6	46,417	0,022	
14	Fijo K=110.000.000 N/m <sup>3</sup>	E =5345 MPa	1	7,2111	0,139	10,9
			2	7,5077	0,133	
			3	16,45	0,061	
			4	38,148	0,026	
			5	44,463	0,022	
			6	46,442	0,022	
15	Fijo K=120.000.000 N/m <sup>3</sup>	E =5345 MPa	1	7,5065	0,133	6,6
			2	7,8077	0,128	
			3	17,146	0,058	
			4	38,209	0,026	
			5	44,472	0,022	
			6	46,467	0,022	
16	Fijo K=128.000.000 N/m <sup>3</sup>	E =5345 MPa	1	7,732	0,129	3,5
			2	8,0362	0,124	
			3	17,679	0,057	
			4	38,257	0,026	
			5	44,48	0,022	
			6	46,487	0,022	

Al revisar esta tabla se puede concluir que en el modelo N° 16 es donde se obtiene una mayor exactitud en el resultado de la calibración, con un módulo elástico de la mampostería de  $5345 \text{ MPa}$  y un coeficiente de balastos de  $128 \text{ N/m}^3$ , correspondiente a un suelo con características de arena densa.

Se eligió este modelo como el mejor calibrado ya que la elección del coeficiente de balastos concuerda con el suelo existente allí según estudios realizados por SERNAGEOMIN y el estudio realizado por Alvarado, 2012, explicado en el punto 5.3.3.

## 5.5 Análisis Estático No Lineal (Pushover)

El análisis estático no lineal o análisis pushover es la metodología que se usó para determinar la respuesta no lineal de la estructura. Está basado en dos conceptos primordiales: la capacidad y la demanda. La capacidad comprende características propias de la estructura tales como: la geometría, las propiedades mecánicas de los materiales (rigidez, ductilidad), entre otras cosas. La demanda depende de un sismo, representado por un acelerograma o un espectro de diseño, y las fuerzas y deformaciones producidas por éste.

El Torreón en cuestión fue analizado en el software SAP2000 (Computers & Structures Inc.), con la mampostería modelada como un material isotrópico no lineal y los elementos estructurales modelados como elementos shell en capas, también llamados “layered shells”. Esta herramienta permite crear un elemento shell compuesto por capas, cada una con su propio espesor, comportamiento y material, permitiendo también que el material sea no lineal. Es necesario que se cree el elemento shell de esta forma y no de la usual, ya que permite la correcta ejecución de un análisis no lineal, estático o dinámico.

En este caso el elemento shell fue creado como layered shell, pero con una sola capa o layer compuesta de mampostería con los espesores correspondientes a la geometría del Torreón y con un comportamiento no lineal.

En cuanto a las leyes constitutivas utilizadas, el software SAP2000 (Computers & Structures Inc.) permite utilizar el criterio de Drucker – Prager, para lo cual se introdujo un ángulo de fricción de  $10^\circ$ , tal como recomienda la literatura (Martinez, 2007).

Una vez ingresados el modelo y los parámetros correspondientes a la ejecución del análisis, se procede a realizar el análisis pushover para la estructura correspondiente a un sistema de un grado de libertad, caracterizado por el período y la masa modal del primer modo de vibración; del cual se obtuvo la curva Fuerza vs Deformación (Fig. 5.11).

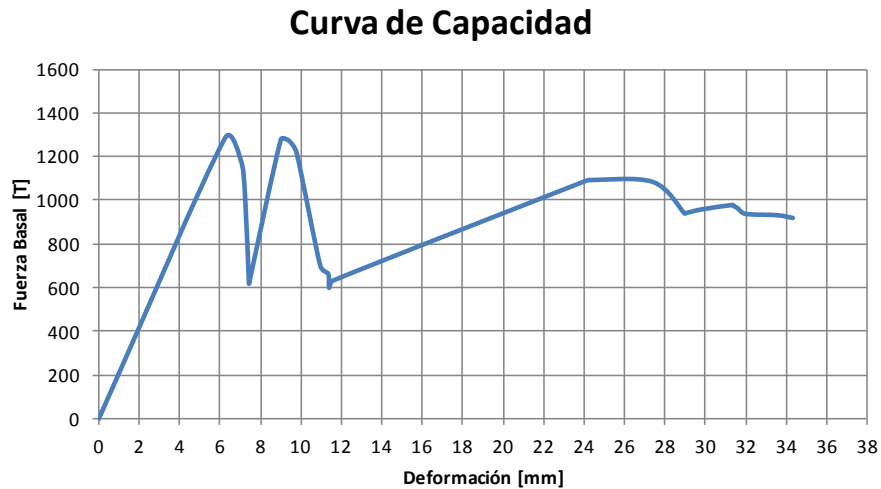


Fig. 5.13: Curva de Capacidad del Torreón Los Canelos

Observando la curva de capacidad resultante se interpreta que la estructura se comporta de forma lineal hasta que se forma la rótula plástica con un corte basal de  $\dots$  a los  $\dots$ . Luego decae su capacidad drásticamente hasta aproximadamente la mitad con un desplazamiento de  $\dots$ , lo que podría leerse como su capacidad última. El resto de puntos de la curva se interpretan como un resultado matemático que en la práctica no se presenta realmente, ya que es imposible que la capacidad de la estructura crezca hasta el máximo de nuevo si ya colapsó.

### 5.5.1 Curva de Capacidad Bilineal

Luego de tener la curva de capacidad de la estructura a partir del análisis estático no lineal, se obtendrá la curva de capacidad bilineal, para lo cual se utiliza el método de las áreas equivalentes y a partir de un proceso iterativo se obtienen los puntos más importantes de la bilinealización: el punto de capacidad de fluencia  $\dots$  y el punto de capacidad última o de cedencia  $\dots$ . En la Tabla 5.5 se muestran los puntos que conforman la curva bilineal junto con las áreas bajo la curva de capacidad y bajo la de capacidad bilineal. En la Figura 5.12 se muestra la gráfica resultante.

Tabla 5.5: Puntos para la bilinealización de la curva de capacidad con el método de las áreas equivalentes

Punto de Fluencia	0.37	950
Punto de Cedencia	3.43	919.08
Área Curva Capacidad Bilineal		3039.33
Área Curva Capacidad		3039.56

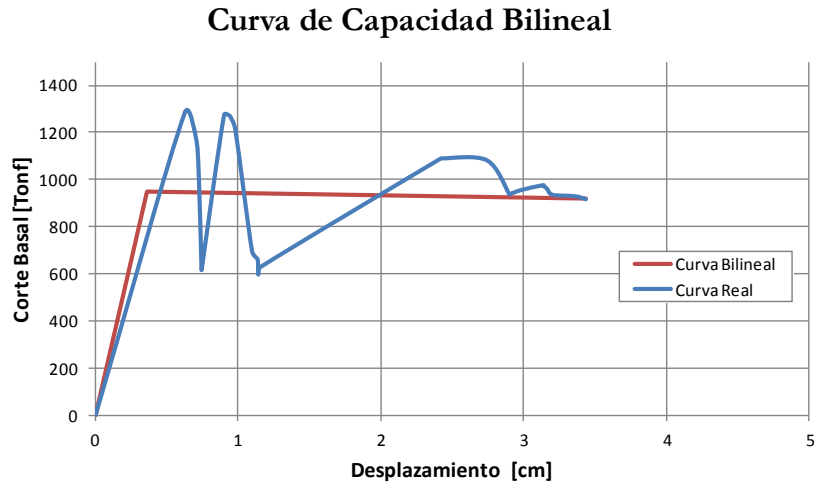


Fig. 5.14: Curva de Capacidad y Curva de Capacidad Bilineal

### 5.5.2 Espectro de Capacidad

Con la curva bilineal de capacidad se crea el espectro de capacidad, que es la curva que relaciona el desplazamiento espectral con la aceleración espectral. Para esto se transforma punto a punto la curva de capacidad a coordenadas espectrales, tal como se explicó en el Capítulo III, usando las propiedades dinámicas de la estructura, tales como: modos de vibrar, factores de participación, etc; para luego obtener los parámetros necesarios para la transformación de la curva, utilizando el software Mathcad (Parametric Technology Corporation, 2007) y Excel, se realizan las tablas y el respectivo gráfico. De esta manera se obtuvo la representación bilineal del espectro de capacidad (Fig. 5.13).

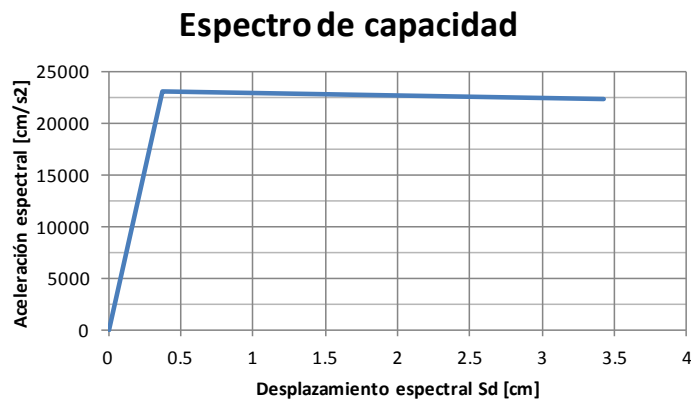


Fig. 5.15: Espectro de capacidad bilineal

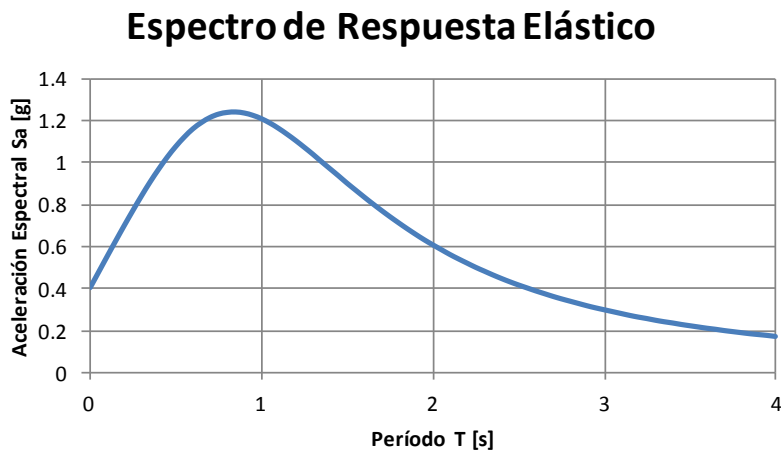
Los puntos importantes de la curva son:

**Tabla 5.6: Puntos de la curva del espectro bilineal de capacidad**

Desplazamiento espectral Sd [cm]	Aceleración espectral Sa [cm/s <sup>2</sup> ]
0	0
0.37	23070
3.43	22320

### 5.5.3 Espectro de Demanda

La determinación del máximo desplazamiento espectral cuando la estructura es sometida a una acción sísmica, es clave para determinar el daño esperado. El primer paso es obtener el espectro elástico según el D. S. N° 61 y la NCh 433 Of. 96 Mod. 2009 (Fig. 5.14).



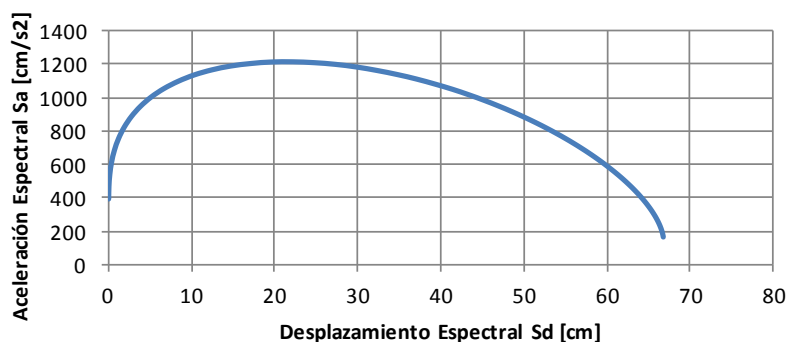
**Fig. 5.16:** Espectro de respuesta elástico de aceleraciones, según la NCh 433

El espectro de demanda sísmica tiene las mismas unidades que el espectro de capacidad ( vs ). Para lograrlo se deben transformar punto por punto los períodos en desplazamiento espectral con la siguiente ecuación:

$$\text{---}$$

Así, se logra la curva del espectro de demanda elástico mostrada en la Figura 5.15.

## Espectro de Demanda Elástico en Formato AD



*Fig. 5.17:* Espectro de demanda elástico

### 5.5.4 Punto de Desempeño

El punto de desempeño es la respuesta máxima de la estructura, ya que representa el máximo desplazamiento estructural esperado para el terremoto de demanda, y se obtiene de la intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda.

Gráficamente el punto de desempeño es la intersección entre el espectro de capacidad y el de demanda. En este punto,  $\mu$ , la ductilidad demandada por el sismo y la ductilidad de la estructura deben ser aproximadamente iguales. Al superponer los dos gráficos pueden suceder dos cosas: que la intersección se produzca en el tramo elástico del espectro de capacidad o que se produzca en el tramo inelástico del espectro de capacidad.

En el primer caso la estructura incursiona sólo en el rango elástico de deformaciones, la ductilidad  $\mu$  y el factor de reducción  $R$ . Se determina el punto de desempeño resolviendo el sistema de ecuaciones formado por la ecuación que define el tramo elástico del espectro de capacidad y el espectro de demanda.

Para el segundo caso, cuando la intersección ocurre en el tramo inelástico, se debe reducir el espectro de demanda hasta alcanzar un valor donde la ductilidad demandada por el sismo sea aproximadamente igual a la de la estructura con un proceso iterativo y la relación

En la Figura 5.16 se muestra la intersección entre el espectro de capacidad y el de demanda, para el Torreón Los Canelos.

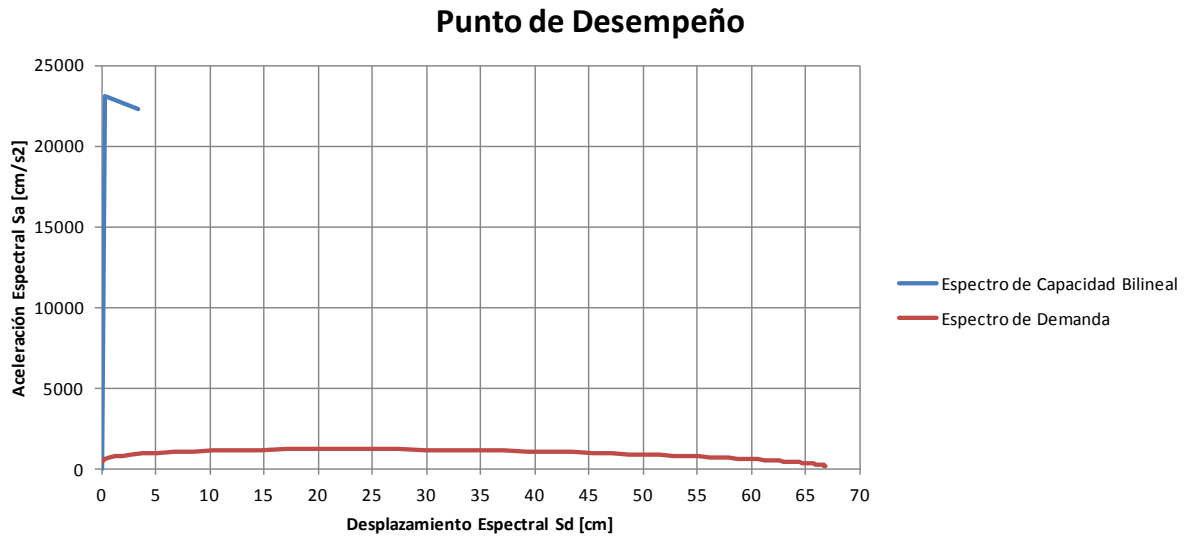


Fig. 5.18: Punto de desempeño para el Torreón Los Canelos

Como se puede ver, el punto de desempeño se presenta en la zona elástica del espectro de capacidad. Esto puede explicarse por el hecho de que la estructura es demasiado rígida, ya que posee un período propio de .

En la Figura 5.17 se ve con más detalle la intersección de estas dos curvas.

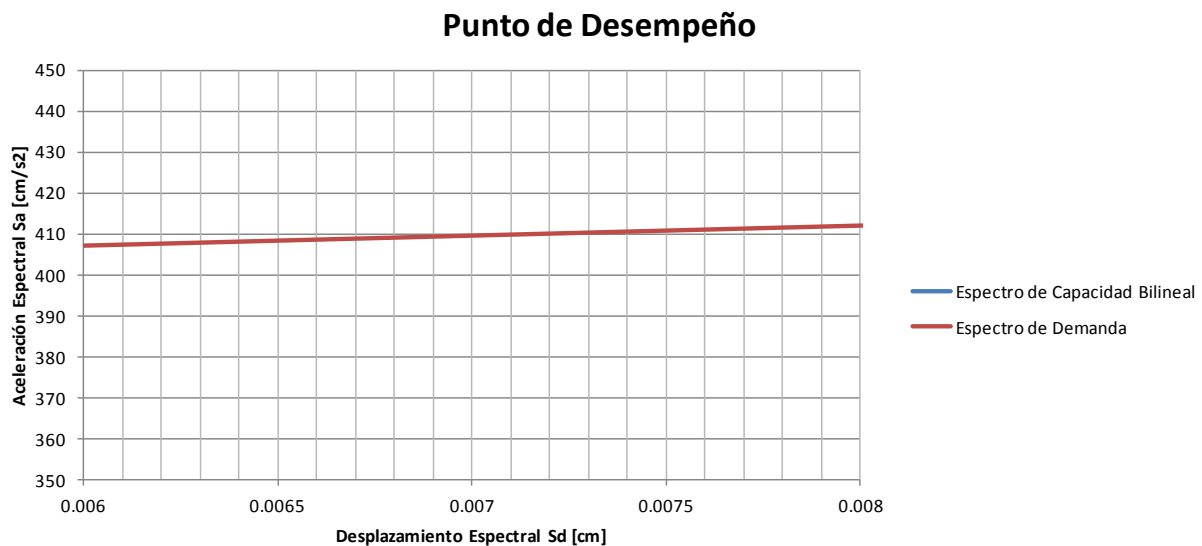


Fig. 5.19: Punto de desempeño para el Torreón Los Canelos

Así, el punto de desempeño para el Torreón es:

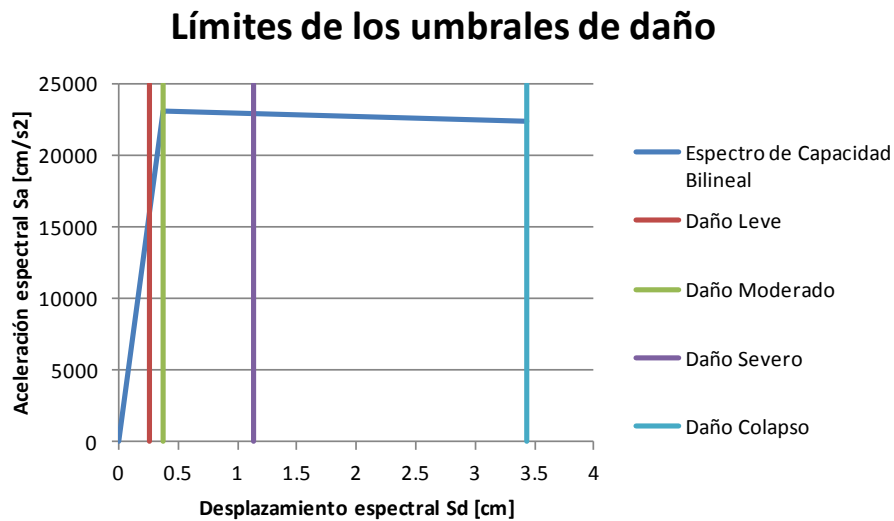
### 5.5.5 Umbrales de los Estados de Daño

Los umbrales de daño son los estados de daño que tienen una probabilidad de excedencia del 50% y se dividen en cuatro categorías: leve, moderado, severo y colapso. Se definen mediante cuatro ecuaciones que dependen del punto de fluencia y el de capacidad última. En la Tabla 5.7 se muestran los valores que resultaron para el Torreón Los Canelos.

**Tabla 5.7: Umbrales de los estados de daño**

Desplazamiento espectral		Umbral de daño para el Torreón
Estado de daño	Umbral de daño	
Leve	0.26	0.26
Moderado	0.37	0.37
Severo	1.14	1.14
Colapso	3.43	3.43

En la Figura 5.18 se ven los límites de estados de daño graficados sobre la curva del espectro de capacidad bilineal.



**Fig. 5.20: Límites de los umbrales de daño sobre el espectro de capacidad**

### 5.5.6 Obtención de las Curvas de Fragilidad

Al obtenerse los límites de los estados de daño se pueden llevar a cabo las curvas de fragilidad para el punto de desempeño. Las curvas de fragilidad grafican la probabilidad de que el nivel de

daño esperado en la estructura, iguale o exceda un grado de daño preestablecido en función del desplazamiento espectral.

Como se explicó en el Capítulo III, esta probabilidad se obtiene de la ecuación:

$$\text{---} \quad \text{---}$$

Donde:

: desplazamiento espectral

: valor de desplazamiento espectral para el cual la estructura alcanza un cierto umbral del estado de daño,

: desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral asociado al estado de daño,

: función de distribución acumulativa normal estándar

Por lo tanto estas curvas quedan sólo por dos parámetros: el valor medio y la desviación estándar. El valor medio define el punto en el que la probabilidad de igualar o exceder el estado de daño es igual al 50%. La desviación estándar nos da una idea de la dispersión. En la Tabla 5.8 se muestran estos valores para una estructura de mampostería no reforzada (Bonett et al, 2004).

**Tabla 5.8: Desviación estándar para estructuras de mampostería no reforzada**

Estado de daño	
Leve	0.30
Moderado	0.45
Severo	0.65
Colapso	0.65

La siguiente ecuación muestra la función de la densidad de probabilidad correspondiente a las curvas de fragilidad:

$$\text{---} \quad \text{---}$$

Donde:

: desplazamiento espectral

: valor medio de la distribución de probabilidad

: desviación típica del

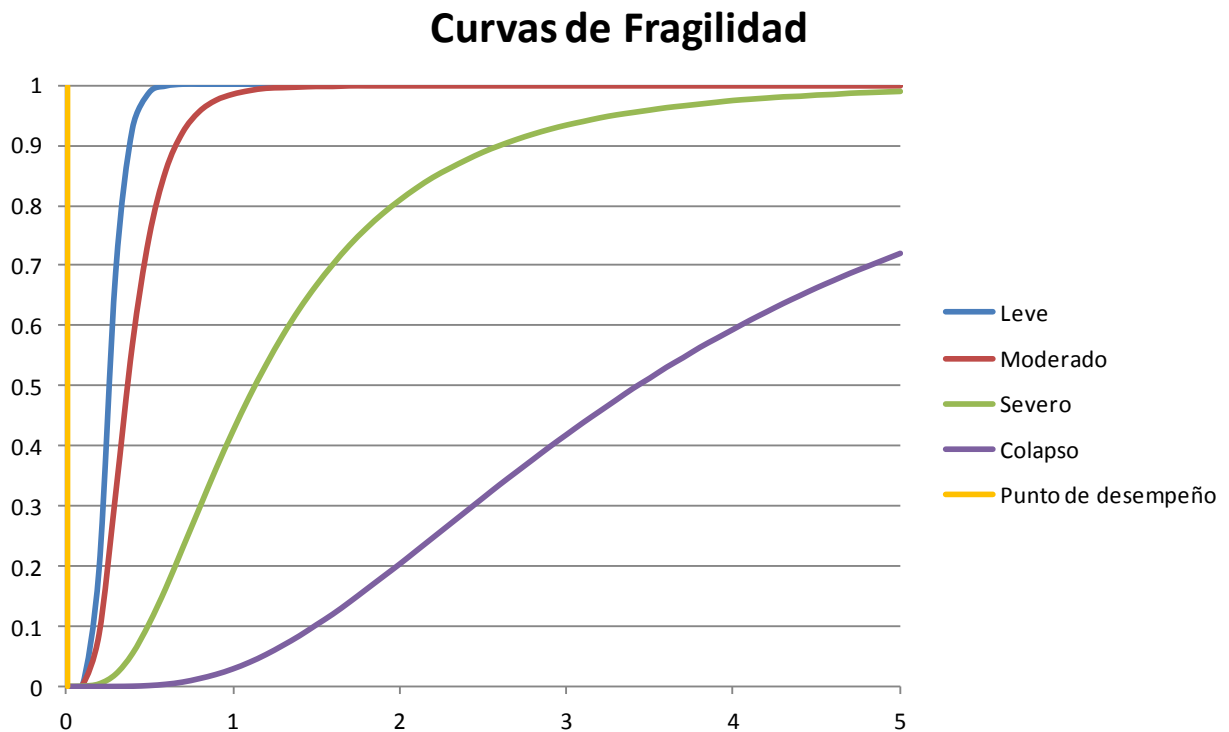
La curva de fragilidad o la probabilidad de que un edificio iguale o exceda el estado de daño considerado, se da en la integral de 0 a  $\delta$  de la función de densidad de probabilidad dada por:

Los parámetros que definen las curvas de vulnerabilidad se muestran en la Tabla 5.9.

**Tabla 5.9: Parámetros de las curvas de fragilidad del Torreón Los Canelos**

Estados de daño	Desplazamiento espectral para el umbral de daño	Desviación estándar
Leve	0.26	0.30
Moderado	0.37	0.45
Severo	1.14	0.65
Colapso	3.43	0.65

En la Figura 5.19 se muestran las curvas de fragilidad obtenidas para el Torreón Los Canelos, indicando el punto de desempeño.



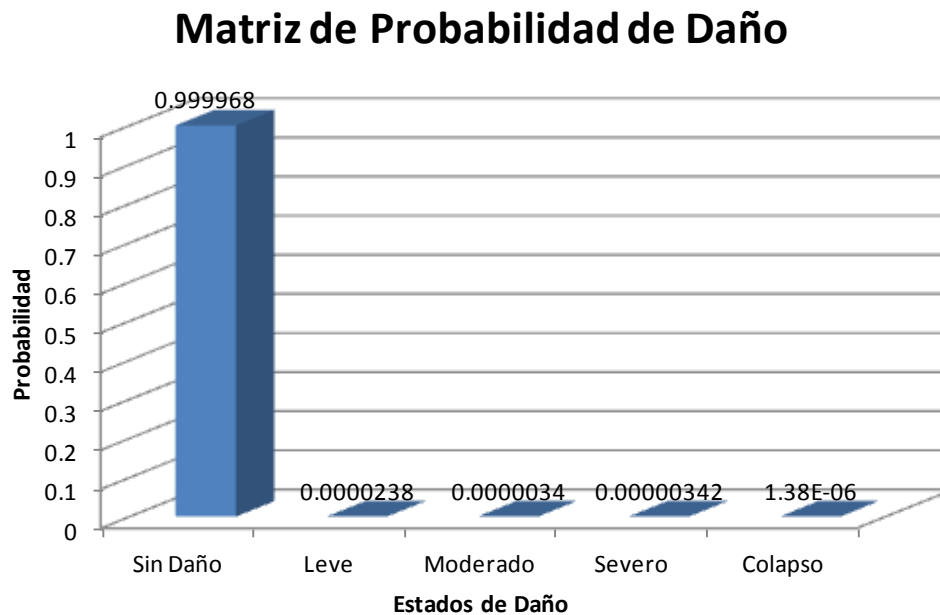
**Fig. 5.21: Curvas de Fragilidad para el Torreón Los Canelos**

### 5.5.7 Obtención de la Matriz de Probabilidad de Daño

A continuación se presenta la matriz de probabilidad de daño obtenidas para el punto de desempeño. Estas probabilidades se representan gráficamente como las intersecciones entre el punto de desempeño y las curvas de fragilidad. En la Tabla 5.10 se muestran los valores obtenidos para estas probabilidades y el gráfico respectivo (Fig. 5.20).

**Tabla 5.10: Parámetros de la matriz de probabilidad de daño para el punto de desempeño**

Estado de Daño	Sin Daño	Leve	Moderado	Severo	Colapso	Total
Probabilidad	0.999968	0.0000238	0.0000034	0.00000342	1.38E-06	1



**Fig. 5.22: Matriz de Probabilidad de Daño en el punto de desempeño para el Torreón Los Canelos**

De la matriz de probabilidad de daño se observa que con casi el 100%, el Torreón permanecerá sin daños ante el terremoto de demanda. La probabilidad de que exista un colapso o daño severo, es casi cero. Este buen comportamiento se debe a su gran rigidez y poca altura, lo que hace que su desplazamiento espectral sea muy pequeño y se traduce en una vulnerabilidad sísmica baja para el Torreón Los Canelos.

## 5.6 Análisis Crítico y Discusión de Resultados: Una Invitación a la Reflexión

Al comienzo de este trabajo de investigación se sabía que evaluar un edificio histórico tenía sus dificultades y en este caso no fue distinto, lo que llevó a que demorara más tiempo de lo pronosticado. La experiencia en Chile es prácticamente nula en comparación con la de países europeos, que llevan la delantera en este tipo de estudios, a pesar de la riqueza patrimonial que se encuentra en nuestro país.

Para empezar, no existían estudios preexistentes ni planos de ninguno de los dos Torreones, ni en la Dirección Regional de Monumentos Nacionales de la Región De Los Ríos ni en la I. Municipalidad de Valdivia, así que antes de la generación de la geometría fue necesario medir la estructura. Por la condición de monumento nacional de los Torreones, se pidió el permiso que corresponde a la entidad responsable. Tal trámite duró aproximadamente un año, durante el cual se tuvo que explicar en dos oportunidades, detalle por detalle y fotografías incluidas, qué tipo de medición e instrumentos pretendían usarse. Apenas se obtuvo el permiso se programó la visita, consiguiendo los implementos de seguridad e instrumentos necesarios.

Durante la sesión de trabajo en terreno en el Torreón Los Canelos, además de tomar las medidas geométricas, se midieron también las vibraciones ambientales en diferentes puntos del Torreón y del suelo, a fin de obtener la caracterización dinámica de este. Estas mediciones son de gran valor si no se cuenta con sensores acelerométricos o, como en este caso, no está permitida su instalación y proporcionaron información sobre el período propio de la estructura, el período propio del suelo, el tipo de suelo y la amplificación dinámica que posee, y de así se confirmó que no existe resonancia entre el suelo y la estructura. Esta instrumentación temporal cumplió con todos los objetivos esperados.

Para obtener las propiedades mecánicas de la mampostería, se llevó a cabo una prueba no destructiva en los ladrillos del Torreón y así obtener la resistencia a la compresión de la mampostería. El valor obtenido sirvió como reemplazo ante la imposibilidad de una prueba de laboratorio o el uso de un valor de literatura, que podría llevar un grado de error. Con la resistencia a la compresión, fue posible lograr un valor del módulo elástico, que luego fue corregido gracias a la calibración del modelo.

Para crear el modelo numérico, debió usarse un software que cuente con ciertos requisitos que exige el correcto modelado del material, como un buen diseño de un material no lineal y que posea las leyes constitutivas que rigen el comportamiento de la mampostería. Por esto se eligió en un principio el programa ANSYS (ANSYS Inc.), donde se realizó el modelo geométrico y la calibración. El manejo del programa, afortunadamente, no fue complicado en este proceso, su interfaz es amigable y tiene buenos manuales para el uso básico. Además tiene buenas herramientas de dibujo, lo que permite lograr una geometría muy bien detallada.

El proceso de calibración requirió de muchas “prueba y error”. Se aplicaron tres estrategias para alcanzar el período propio deseado, de las cuales sólo una logró resultados. El efecto del cambio del módulo de elasticidad y del adelgazamiento de los muros, fue muy pequeño y no se logró llegar a un modelo confiable con estas medidas, por eso se intentó probar con distintos tipos de apoyo, con lo cual sí se vio la incidencia que tenía en el período propio. Con apoyo simple y coeficiente de balastos, se pudo lograr un error bajo entre el período propio medido experimentalmente y el período propio entregado por el análisis modal en ANSYS, además se afinó el error con un leve ajuste en el módulo elástico de la mampostería. Luego, con las curvas H/V obtenidas de las mediciones realizadas en el terreno de cimentación, se comprobó que efectivamente el suelo está compuesto de estratos rígidos, posiblemente canchagua, lo que confirma el coeficiente de balastos escogido para el modelo numérico calibrado.

A la hora de realizar el análisis estático no lineal, se intentó lograrlo en ANSYS, pero, por desconocimiento o por un mal manejo del programa, no se logró plastificar la estructura y obtener el resultado esperado. Por esto se tomó la decisión de cambiar el modelo al software SAP2000, a pesar de que no está enfocado a materiales como la mampostería. Sin embargo, al modelar la estructura con las propiedades mecánicas con las que fue calibrada, el análisis modal en SAP2000 dio los mismos resultados que en el ANSYS. En cuanto a las leyes constitutivas de la mampostería, SAP2000 cuenta con la de Drucker-Prager, donde se usó un ángulo de fricción de 10 grados, tal como se recomienda en la literatura. La modelación en este programa fue fácil, ya que existen varios manuales y vídeos de donde guiarse, además de que es de uso masivo en ingeniería, por lo menos aquí en Chile.

El resultado de la curva de capacidad del Torreón Los Canelos, fue algo sorprendente en el primer momento, por la alta rigidez que mostraba la estructura, pero reafirmaba el hecho de que luego de casi tres siglos, los Torreones sigan en pie sin graves daños estructurales, a pesar de haber sufrido variados terremotos, incluso el del '60. Por lo tanto, aunque fuera de lo común para una estructura

patrimonial de mampostería, según lo analizado en el Capítulo 2: Estado del Conocimiento, concuerda con el estado actual que poseen ambos Torreones.

Siguiendo la metodología escogida para este estudio, la del espectro de capacidad, se obtuvieron los diversos gráficos necesarios para lograr las curvas de capacidad y matriz de probabilidad de daño. Este trabajo se realizó programando las ecuaciones correspondientes en Mathcad (Parametric Technology Corporation, 2007) y Excel, lo cual hace fácil la obtención de los resultados. El espectro de capacidad bilineal que se obtuvo a partir de la curva de capacidad, también resultó tener un máximo de aceleración espectral muy alto con un desplazamiento espectral bajo, de acuerdo a lo que graficó la curva de capacidad. Consecuentemente, el punto de desempeño (máximo desplazamiento estructural para el terremoto de demanda), obtenido de la intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda, se presentó en la zona elástica del espectro de capacidad y posee un desplazamiento estructural muy pequeño

, debido a la rigidez del sistema estructural.

Obtenido el punto de desempeño se puede prever el resultado de la vulnerabilidad sísmica: es una estructura muy resistente, muy rígida, que no disipa energía, sólo la almacena. Esto puede deberse a diversos motivos, tales como: el gran peso propio de la estructura (alrededor de 282 toneladas), muros muy gruesos (desde 0.45 a 1.3 m), baja altura (7 m), una geometría simple y simétrica; estar fundado en un suelo con buena aptitud para la construcción, con estratos de canchagua y con una amplificación dinámica media, sin problemas de resonancia; y con modificaciones en la estructura original tales como una losa de hormigón armado que sirve de techo y un reforzamiento a nivel de piso, que han contribuido a que la estructura adquiera una gran rigidez y sismorresistencia.

De las curvas de fragilidad y la matriz de probabilidad de daño, se concluyó que prácticamente el Torreón permanecerá sin daño ante un evento sísmico. La baja vulnerabilidad sísmica que se resolvió en este estudio, en realidad concuerda con la sobrevivencia hasta el día de hoy de los Torreones Españoles en Valdivia. Las características geométricas y dinámicas de estas estructuras han hecho posible que siga en pie después de las guerras para los que fueron construidos, sismos de diversas intensidades y el paso del tiempo, con una muy buena proyección hacia el futuro de su permanencia en buen estado.

Tal como se indica al principio de este trabajo de Tesis, la importancia de éste radica en la metodología adoptada para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, la cual puede ser replicada en cualquier estructura patrimonial histórica de mampostería. El desarrollo de este método implica llevar a cabo observaciones en terreno de la estructura y mediciones de campo con procedimientos no destructivos, lo que resulta en un modelo basado en valores más certeros que

complementan y verifican la información obtenida de datos históricos y de la literatura actualizada. En definitiva, se quiso proponer un procedimiento deductivo orientado al estudio de la vulnerabilidad sísmica mediante la construcción de un modelo, con la validación o corrección de este, mediante la información de carácter empírico disponible a partir de pruebas de campo y laboratorio.

## CAPÍTULO 6

# CONCLUSIONES

Luego de este estudio, se han obtenido las curvas de capacidad y la matriz de probabilidad de daño para el Torreón Los Canelos, una estructura de mampostería no reforzada que data del siglo XVIII. Con la metodología del espectro de capacidad se ha logrado evaluar la vulnerabilidad sísmica de una manera fiable y satisfactoria desde el punto de vista probabilista, que muestra resultados consecuentes con la sobrevivencia que han sostenido los Torreones Españoles de Valdivia

Los principales resultados son:

1. Como se expuso, no se encontraron estudios realizados en Chile sobre estructuras patrimoniales de mampostería ni existían investigaciones publicadas de vulnerabilidad sísmica ni de otro tipo para los Torreones Españoles de Valdivia. La Dirección Regional

de Monumentos Nacionales no posee ningún plano o estudio que se refiera a los Torreones ni a las reformas que se le han hecho. En general, el tema de la vulnerabilidad sísmica de estructuras patrimoniales en Chile, no ha sido abordado de forma extensiva, pese al patrimonio existente.

2. Se consideró que el método del espectro de capacidad era el más fiable porque permitía el uso de las propiedades dinámicas de la estructura y del suelo, restando incerteza en el resultado, lo que fue comprobado experimentalmente en este trabajo.
3. Queda en evidencia lo imprescindible que son las campañas de campo en la obtención de información empírica, especialmente en el caso de construcciones históricas antiguas. Todas las mediciones realizadas entregaron datos valiosos para la validación y ajuste del modelo numérico, disminuyendo así la incerteza inherente en el estudio de este tipo de estructuras.
4. La calibración del modelo numérico es esencial para un resultado fiable. Este proceso permitió un ajuste indirecto y la identificación de parámetros de las propiedades mecánicas del material obtenidas experimentalmente.
5. Durante el proceso de calibración se probaron tres estrategias para alcanzar el período propio deseado en la modelización numérica, de las cuales sólo la tercera funcionó. Esta fue probar distintos tipos de apoyos para la estructura lo que sí incidió en la rigidez del modelo, y se logró el modelo calibrado usando un apoyo fijo y un coeficiente de balastos coherente con el tipo de suelo existente.
6. La curva de capacidad resultante del análisis estático no lineal y el punto de desempeño obtenidos, revelaron la gran rigidez que posee el Torreón Los Canelos y un comportamiento esencialmente elástico. Esto se debe a diversas razones: el gran espesor de sus muros, su gran peso propio, una geometría simple y simétrica de una baja altura, que está fundado en un suelo con buenas aptitudes para la construcción, y las reformas que se le han hecho, que, al parecer, le han otorgado una alta capacidad sismorresistente.

7. A partir de las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño, se ve que la vulnerabilidad sísmica medida se concentra casi totalmente en un estado de “Sin daño”, lo cual concuerda con su estado estructural aparente.
8. El hecho de que el Torreón Los Canelos tenga una baja vulnerabilidad sísmica, se condice con los múltiples sismos que soportado durante su existencia, incluyendo el de 1960, encontrándose hoy en día en muy buen estado y sin daños estructurales visibles, con una alta probabilidad de que tenga un muy buen desempeño frente a los futuros eventos sísmicos.

*Con este trabajo de Tesis se quiso proponer una metodología de estudio para evaluar la vulnerabilidad sísmica de construcciones patrimoniales, para así promover su estudio en Chile y colaborar en su permanencia como atractivos típicos de un país lleno de historia.*



## REFERENCIAS

ALVARADO, D. 2012. Microzonificación sísmica de la ciudad de Valdivia. Etapa 1: Determinación del peligro uniforme y caracterización dinámica de los suelos empleando la técnica de la razón espectral de Nakamura. Tesis Ing. Chile, Universidad Austral de Chile.

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. 2005. Manual para la rehabilitación de viviendas construidas en adobe y tapia pisada: Técnicas constructivas tradicionales. Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS. P2-3.

ATC-40. 1996. ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Volume 1. Applied Technology Council, Redwood City, California.

- BANI-HANI, K.; S. BARAKAT. 2006. Analytical evaluation of repair and strengthening measures of Qasr al-Bint historical monument-Petra, Jordan. *Engineering Structures* 28: 1355-1366.
- BARBAT, A. H. 1998. El riesgo sísmico en el diseño de edificios. Calidad Siderúrgica, S.R.L.
- BLONDET, M.; G. VILLA; C. LOAIZA. 2003. Viviendas sismorresistentes de tierra: Una visión a futuro. XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Iquitos, Perú.
- BONETT, R. 2003. Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a Entornos Urbanos en Zonas de Amenaza Alta y Moderada. Tesis Dr. Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña, ETSECCPB. 465p.
- BONETT, R.; BARBAT, A.; PUJADES, L. 2004. Curvas de fragilidad sísmica para edificios tradicionales de mampostería no reforzada de Barcelona, España. SISMICA 2004 - 6º Congreso Nacional de Sismología e Engenharia Sísmica, Guimaraes, Portugal.
- BOWLES, J. 1997. *Foundation Analysis and Design*. Editorial McGraw Hill Co.
- BUILDING RESEARCH CENTER, ROYAL SCIENTIFIC SOCIETY JORDANIA. 1996-2000. Earthquakes hazard evaluation and methods of mitigating their environmental impact in Jordan.
- CAICEDO, C.; A. H. BARBAT; J. A. CANAS; R. AGUILAR. 1994. Vulnerabilidad Sísmica de Edificios, Monografías de Ingeniería Sísmica (CIMNE IS-6), Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE).
- CARDONA, O. D. 1999. Vulnerabilidad sísmica de hospitales - Fundamentos para ingenieros y arquitectos. Monografías de Ingeniería Sísmica. CIMNE IS-32. Barcelona, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.

- CASCIATI, S.; L. FARAVELLI. 2008. Seismic Engineering Conference Commemorating the 1908 and Reggio Calabria Earthquake; Vulnerability assessment of medieval civic tower as a tool for retrofitting desing.Italia, Ed. A. Santini and N. Moraci. 92-99.
- CRESPELLANI, T.; M. UZIELLI. 2001. Geotechnical Analysis and interpretation of seismic damage for the church of S. Filippo at Nocera Umbra, Italy. XV ICSMGE Satellite Conference on “Lessons from Recent Strong Earthquakes”, A.M. Ansal (ed.), Istambul.
- D'AYALA, D.F.; R.S. SPENCE; C.S.OLIVEIRA; A. POMONIS. 1997. Earthquake loss estimation for Europe's historic town centres. *Earthquake Spectra* 13(4): 773-794.
- DE LA TORRE, O.; R. LOPEZ; A. SALAZAR; J.C. ROLDAN. 2004. Evaluación estructural y comportamiento de las reparaciones efectuadas a edificaciones históricas. *Revista de Ingeniería Sísmica* 70: 1-26.
- DIAS, C.S.; M.A. FERREIRA; M. OLIVEIRA; P. PESTANA; C.S. OLIVEIRA. 2001. Planeamento em zonas de risco sísmico: Cidade de Faro. 5º Encontro Nacional de Sismología e Engenharia Sísmica, Ponta Delgada: 185- 198.
- DOLCE, M. 1997. Evaluation of vulnerability for risk analysis and damage scenarios. Acts of the 8th ANIDIS National Congress: Seismic Engineering in Italy, Taormina. 217-226.
- FEIO, A.; P. LOURENÇO; J. MACHADO. 2008. Structural Analysis of Historic Constructions. Capacity of a traditional timber mortise and tenon joint. Gran Bretaña, eds. Modena, Lourenço & Roca. Vol 1: 833-841.
- FREEMAN, S.A. 1998. Development and use of capacity spectrum method. Proceeds Sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Earthquake Engineering Research Inst. Oakland, California.
- FUENTES, D. 2004. Proyecto de ensayo en laboratorio de un modelo a escala reducida de edificio de estructura de paredes de carga. Tesina Especialidad. Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña, ETSECCPB.

- GALLEGOS, H. 1986. Índice de calidad estructural sismorresistente. 4as Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Viña del Mar. Vol. 2: 136-161.
- GARAVAGLIA, E.; A. ANZANI; L. BINDA. 2006. Probabilistic model for the assessment of historic buildings under permanent loading. *Journal of Materials in Civil Engineering* 18 (6): 858-867.
- GENNA, F.; M. DI PASCUA; M. VEROLI. 1998. Numerical analysis of old masonry buildings: A comparison among constitutive models. *Engineering Structures* 20: 37-53.
- GIUFFRÉ, A. 1995. Seismic damage in historic town centers and attenuation criteria. *Annali di Geofisica*, 38(5-6): 837-843.
- GODED, T.; E. BUFORN; D. MUÑOZ; J. DAVILA. 2007. Estudio preliminar de la vulnerabilidad de los monumentos de la ciudad de Málaga. 3er Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Girona: 732-742.
- GUARDA, F. 1953. Historia de Valdivia; Desarrollo de Valdivia durante el siglo XVIII. 1ª edición. Santiago (Chile), Editorial Cultura. 133-137.
- GUERRERO, L. 2007. Arquitectura en tierra-Hacia la recuperación de una cultura constructiva. *Apuntes* 20(2): 182-201.
- HEYMAN, J. 1966. The stone skeleton. *Int. J. Solids structures* 2:249-279.
- ILHARCO, T.; J.M. GUEDES; A. AREDE; E. PAUPERIO; A.G. COSTA. 2008. Structural Analysis of Historic Constructions. Analysis and diagnosis of timber structures in Porto historical centre. Gran Bretaña, eds. Modena, Lourenço & Roca. Vol 1: 653-661.
- LAGOMARSINO, S. 1998. A new methodology for the post-earthquake investigation of ancient churches. 11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam.

- LAGOMARSINO, S.; S. PODESTA. 2003a. Seismic vulnerability of ancient churches. Part 2: statistical analysis of surveyed data and methods for risk analysis. *Earthquake Spectra* 20: 395-412.
- LAGOMARSINO, S.; S. GIOVINAZZI; S. PODESTA; S. RESEMINI. 2003b. Wp5– Vulnerability of historical and monumental buildings Handbook. Risk-UE: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. Contract No. EVK4-CT- 2000-00014. 90pp.
- LAGOMARSINO, S.; S. PODESTA; S. RESEMINI. 2004. Observational and mechanical models for the vulnerability assessment of monumental buildings. 13th Conference on Earthquake Engineering, Vancouver. Paper No. 942.
- LANTADA, M.N. 2007. Evaluación del riesgo sísmico mediante métodos avanzados y técnicas GIS-Aplicación a la ciudad de Barcelona. Tesis Dr. Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña, ETSECCPB.
- LÓPEZ, C.; D. RUIZ; S. JÉREZ; P. QUIROGA; J. URIBE; E. MUÑOZ. 2007. Rehabilitación sísmica de muros de adobe de edificaciones monumentales mediante tensores de acero. *Apuntes* 20(2): 304-317.
- LOURENÇO, P.B. 1998. Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behaviour of masonry. *Structural Analysis of Historical Constructions II*.
- LOURENÇO, P.B. 2006 Conservation of the heritage structures in seismic regions. *Renovation Problems on Constructions and Historical Buildings*, Kliczkow, Polonia: 241-258.
- LOURENÇO, P.B.; D.V. OLIVEIRA. 2005. Seismic vulnerability overview of historical masonry churches in Europe. 1st Canadian Conference on Effective Design of Structures, Ontario: 453-462.
- LOURENÇO, P.B.; J.A. ROQUE. 2006. Simplified indexes for the seismic vulnerability of ancient masonry buildings. *Construction and Buildings Materials* 20: 200-208.

- LOURENÇO, P.B.; L.F. RAMOS; G. VASCONCELOS; F. PEÑA. 2008. Structural Analysis of Historic Constructions. Monastery of Salzedas (Portugal): Intervention in the cloister and information management. Gran Bretaña, eds. Modena, Lourenço & Roca. Vol 1: 95-108.
- MAHERI, M. 2004. Seismic Vulnerability of Post-Islamic Monumental Structures in Iran: Review of Historical Sources. *Journal of Architectural Engineering ASCE* 10(4): 160-166.
- MALDONADO R., E.; I. GOMEZ; G. CHIO. 2007a. Aplicación de los conjuntos difusos en la evaluación de los parámetros de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de mampostería. *Ingeniería & Desarrollo* 22: 1-22.
- MALDONADO R., E.; I. GOMEZ; G. CHIO. 2007b. Estimación del daño sísmico en edificaciones de mampostería a partir de la aplicación de funciones de vulnerabilidad simuladas. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín* 7(13): 39-56.
- MALDONADO R., E.; I. GOMEZ; G. CHIO. 2007c. Índice de vulnerabilidad sísmica en edificaciones de mampostería basado en la opinión de expertos. *Ing. Univ. Bogotá* 11(2):149-168.
- MALLARDO, V.; R. MALVEZZI; E. MILANI; G. MILANI. 2008. Seismic vulnerability of historical masonry buildings: A case study in Ferrara. *Engineering Structures* 30: 2223-2241.
- MARTINEZ, G. 2007. Vulnerabilidad sísmica para edificios históricos de obra de fábrica de mediana y gran luz. Tesis Dr. Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña, ETSECCPB. 451p.
- MARTINEZ, G.; P. ROCA; O. CASELLES; J. CLAPES; A.H. BARBAT. 2007a. Determinación experimental y analítica de las propiedades dinámicas para la Catedral de Mallorca. 3er Congreso Nacional de Ingeniería sísmica, Girona: 756-763.
- MARTINEZ, G.; P. ROCA; O. CASELLES; J. CLAPES; A.H. BARBAT. 2007b. Vulnerabilidad sísmica para la Catedral de Mallorca. 3er Congreso Nacional de Ingeniería sísmica, Girona: 764-777.

- MARTINEZ, J.L.; J.A. MARTIN-CARO; J. LEÓN. 2001. Comportamiento mecánico de la obra de fábrica. Monografías sobre el análisis estructural de construcciones históricas de fábrica. E.T.S. Ingenieros Caminos, Canales y Puertos Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.
- MAZZOLANI, F. 2008. Advanced techniques for seismic protection of historical buildings: Experimental and numerical approach. Seismic Engineering Conference Commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake, Reggio Calabria: 100-109.
- MELI, R. 1998. Ingeniería estructural de los edificios históricos, Fundación ICA A.C. México.
- MILUTINOVICH, Z.; G. TRENDAFILOSKI. 2003. WP4 Vulnerability of current buildings. Risk-UE: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. Contract No. EVK4-CT-2000-00014. 108p.
- MOEHLE, J. 2000. State of research on seismic retrofit of concrete building structures in the US. US- Japan Symposium and Workshop on Seismic Retrofit of Concrete Structures.
- OLIVEIRA, C.S.; A. LUCAS; J. GUEDES; H. CORREIA; R. ANDRADE. 1992. Metodologia para quantificação dos danos observados no parque monumental. In Monografía: 10 anos após o sismo de 1 de Janeiro de 1980 nos Açores, Lisboa.
- OLIVEIRA, C.S. 2003. Seismic vulnerability of Historical Constructions: A contribution. Bulletin of Earthquake Engineering 1: 37-82.
- OPS. 1993. Mitigación de desastres en las instalaciones de salud-Evaluación y reducción de la vulnerabilidad física y funcional. Organización Panamericana de la Salud. Washington D.C. Vol IV.
- ORDUÑA, A. 2003. Seismic assessment of ancient masonry structures by rigid blocks limit analysis. Tesis Dr. Guimaraes, Universidad de Minho, Departamento de Ingeniería Civil.
- PEÑA, F.; S. CASOLO; P. LOURENÇO. 2007. Seismic analysis of masonry monuments by an integrated approach that combines the finite elements models with a specific mechanistic model. IX International Conference on Computational Plasticity, Barcelona: 1-4.

- PLUIJM, VAN DER. 1993. Shear behaviour of bed joints. Proc. 6th North American Masonry Conf., Ed. A.A. Hamid and H.G. Harris, Philadelphia, Pennsylvania: 125-136.
- PLUIJM, VAN DER. 1997. Non – linear behaviour of masonry under tension. *Heron* 42(1): 25-54.
- PODESTA, S. 2005. A damage model for the analisis of the seismic response of monumental buildings. *Journal of Earthquake Engineering* 9(3):419-444.
- PROAÑO, R.; M. TORRES; J. OLARTE; C. ZAVALA; Z. AGUILAR; H. SCALETTI; M. RODRIGUEZ. 2003. Vulnerabilidad sísmica de la Catedral del Cusco. XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Iquitos.
- RAMOS, L.; P. LOURENÇO. 2005. Seismic Analysis of a Heritage Building Compound in the Old Town of Lisbon. 250th Anniversary of the 1755 Lisbon Earthquake, Lisboa.
- REPAPIS, C.; E. VINTZILEOU; C. ZERIS. 2006. Evaluation of the seismic performance of existing RC buildings: I Suggested methodology. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(2): 265-287.
- RODGERS, J.; S.A. MAHIN. 1999. Earthquake resistant desing interactive homepage. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, Berkeley.
- ROQUE, J. 2002. Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria. Tesis Mg., Portugal, Universidad de Minho.
- SAFINA, S. 2002. Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales-Análisis de su contribución al riesgo sísmico. Tesis Dr. Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña. ETSECCPB. 269p.
- SEAOC. 1995. Vision 2000 – A framework for performance based earthquake engineering. Structural Engineers Association of California. Vol 1, January.

- SERNAGEOMIN. 2004. "Geología para el ordenamiento territorial: Área de Valdivia, Región de Los Ríos. Mapa 6: Características geotécnicas básicas y respuesta sísmica". Santiago, Chile.
- STURM, T. 2008. Valparaíso: su patrimonio histórico y los sismos. Tesis Ing., Chile, Universidad de Chile.
- VIDIC, T.; P. FAJFAR; M. FISCHINGUER. 1994. Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (23): 502-521.
- VIVIESCAS, A. 2009. Modelos simples para el análisis de muros de obra de fábrica cargados en su plano. Tesis Dr. Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña. ETSECCPB.
- YAMIN, L.; A. RODRIGUEZ; L. FONSECA; J. REYES; C. PHILLIPS. 2003. Comportamiento sísmico y alternativas de rehabilitación de edificaciones en adobe y tapia pisada con base en modelos a escala reducida ensayados en mesa vibratoria. *Revista de Ingeniería Universidad de Los Andes* (18): 175-190.
- YEOMANS, D.T. 2008. Structural Analysis of Historic Constructions. Repair to historic timber structures: Changing attitudes and knowledge. Gran Bretaña, eds. Modena, Lourenço & Roca. Vol. 1: 63-70.
- YÉPEZ, F. 1996. Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras aplicando técnicas de simulación. Tesis Dr. Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña.
- ZAVALA, C.; L. VASQUEZ; R. SALINAS; R. PROAÑO; G. HUACO. 2003. Experiencias recientes de evaluación estructural de edificaciones históricas. XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Iquitos.

