

Universidad Michoacana
De San Nicolás de Hidalgo



División de Estudios de Posgrado
de la Facultad de Ingeniería Civil

TESIS

**“Vulnerabilidad Sísmica en Iglesias Mexicanas.
Caso de estudio: Templo de Santa Lucía, SCLC, Chiapas”**

Que Para Obtener el Grado de:

**Maestro en Ingeniería
en el Área de Estructuras**

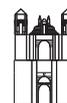
Presenta:

Carla Angela Figueroa Esquinca

Director de tesis:

Dr. José Manuel Jara Guerrero

Morelia, Michoacán. Enero de 2009



AGRADECIMIENTOS

Agradezco muy especialmente a:

Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Facultad de Ingeniería Civil (UMSNH)

Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT)

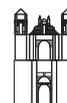
Gobierno del estado de Chiapas



GLOSARIO

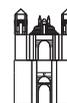
Símbolo *Definición*

m	Parámetro de la densidad de probabilidad de la variable aleatoria T
m_T	Media de la densidad de probabilidad
$P_T(t)$	Densidad lognormal
$\sigma_{\ln T}$	Parámetro de la densidad de probabilidad de la variable aleatoria T
σ_T	Desviación estándar de la densidad de probabilidad

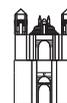


ÍNDICE

Índice	4
Resumen	6
Abstract	7
Introducción	8
Objetivo	9
Metodología	10
1. ESTADO DEL ARTE	11
2. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL DE LAS IGLESIAS EN MÉXICO	19
2.1 Tipología estructural	20
2.2 Comportamiento estructural	26
3. DAÑOS CARACTERÍSTICOS PRODUCIDOS POR TEMBLORES EN IGLESIAS EN MÉXICO	29
3.1 Antecedentes históricos de construcciones dañadas por sismos en el mundo	29
3.2 Daños estructurales frecuentes en iglesias	30
3.3 Ejemplos de inmuebles mexicanos con daños estructurales	34
3.4 Principios requeridos para realizar un análisis estructural	38
3.4.1 Equilibrio entre cargas externas y acciones internas	39
3.4.2 Características de los materiales	39
3.4.3 Ecuaciones geométricas o de compatibilidad	40
4. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE TEMBLORES EN MÉXICO	41
4.1 México y las placas tectónicas	41



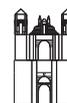
4.2 Zonificación sísmica de la república Mexicana	43
4.3 Consideraciones sísmicas	44
4.3.1 Espectros de respuesta elásticos	46
5. DESCRIPCIÓN Y MODELO ANALÍTICO DEL TEMPLO DE SANTA LUCÍA	54
5.1 Descripción del templo	54
5.1.1 Localización	54
5.1.2 Antecedentes históricos	55
5.1.3 Características geométricas y estructurales	55
5.2 Modelos analíticos	56
5.2.1 Cúpula	57
5.2.2 Fachada	57
5.2.3 Modelo tridimensional	57
5.3 Periodos y modos de vibrar	58
5.3.1 Cúpula	58
5.3.2 Fachada	61
5.3.3 Modelo tridimensional	63
5.4 Resultados Obtenidos	63
5.4.1 Cúpula	63
5.4.2 Fachada	66
5.4.3 Modelo tridimensional	69
6. MODELO DE VULNERABILIDAD	71
6.1 Cúpula	72
6.2 Fachada	77
6.3 Resultados de vulnerabilidad en cúpula	85
6.4 Resultados de vulnerabilidad en fachada	87
7. CONCLUSIONES	89
BIBLIOGRAFÍA	91
ANEXO A	98
ANEXO B	101
ANEXO C	112



RESUMEN

En México, la arquitectura monástica aparece en el siglo XVI, debido a la llegada de órdenes religiosas provenientes de España, que comienzan a construir dos tipos de edificaciones, la primera caracterizada principalmente por tener una planta arquitectónica de una sola nave mientras que las segundas presentan una planta en forma de cruz latina, ambas construcciones presentan diferencias en los elementos estructurales que las componen.

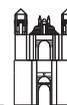
Para el presente trabajo se seleccionó la iglesia de Santa Lucía, ubicada en San Cristóbal de las Casas, Chiapas, la cual presenta elementos estructurales pertenecientes a las construcciones del segundo tipo, a esta edificación mediante el programa estructural SAP2000 y herramientas como elemento finito, se le somete a sismos de diversas intensidades con periodos de retorno de 30, 100, 500 y 1000 años, lo que nos permite observar el comportamiento estructural que presentaría el inmueble bajo estas sollicitaciones.



ABSTRACT

Monastic architecture appears in the sixteenth century in Mexico, due to the influx of religious orders from Spain. There were two types of buildings, the first one characterized by having an architectural plant from a single vessel, while the second one presented a plant with the form of a latin cross. The two buildings differ in their structural elements.

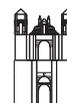
For the present work, it was selected the church of Santa Lucía, located in San Cristobal de las Casas, Chiapas. This building has structural elements belonging the second type. Using the structural program SAP2000 and some finite element tools, this church was analyzed by applying diverse intensity seismic with return periods of 30, 100, 500 and 1000 years, wich allowed us to realize the structural behavior of the church under these conditions.



INTRODUCCIÓN

Desde épocas muy antiguas, el ser humano ha imaginado y creado una lista interminable de construcciones, cada una de ellas con características particulares a la época y costumbres, coleccionándose para hoy mostrarse como ejemplos de las diversas herencias culturales, arquitectónicas e ingenieriles.

Preservar el patrimonio histórico es un esfuerzo multidisciplinario, ya que se requiere de la participación de expertos en distintas materias como son historiadores, ingenieros, arquitectos, restauradores y otros, con el único objetivo de prolongar la vida de una construcción histórica.



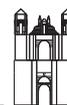
OBJETIVO

El objetivo fundamental de este trabajo es proporcionar una metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras típicas de iglesias en México, con base en la estimación previa de los elementos más vulnerables y los esfuerzos máximos y desplazamientos esperados para eventos sísmicos con distintos periodos de retorno.



METODOLOGÍA

- * Crear el modelo estructural mediante el programa SAP2000
- * Definir propiedades geométricas, mecánicas y de la estructura mediante elementos shell y marco para el modelo.
- * Definir la función historia en el tiempo, donde se introduce el registro sísmico. Todos los registros sísmicos deberán estar escalados a sus correspondientes aceleraciones máximas (medias) según sea la fuente sísmica y el periodo de retorno utilizado.
- * Realizar los análisis, para después exportar las tablas correspondientes de los resultados deseados.
- * Con los resultados obtenidos, aplicar el modelo de vulnerabilidad.

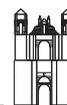


CAPÍTULO 1

ESTADO DEL ARTE

Dependiendo de los aspectos que se consideren, la vulnerabilidad puede tener varias clasificaciones. En este capítulo se describirá lo correspondiente a estudios de vulnerabilidad sísmica, una clasificación esquemática y algunos modelos utilizados por distintos autores.

Guillén, et al. (2005), definen a la vulnerabilidad V , como “el grado de daño que resulta por la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno, de una intensidad determinada”. La trascendencia de estudiar la vulnerabilidad sísmica, está en que es una metodología que permite estimar las pérdidas que pueden esperarse durante un evento sísmico. Explican a la vulnerabilidad sísmica como la vulnerabilidad observada, es decir, originada de la observación de los daños ocurridos después del evento sísmico (a posteriori), o como una vulnerabilidad calculada, resultante de un análisis matemático (a priori). El método propuesto por estos autores se encuentra dentro de la vulnerabilidad observada.



En la **figura 1.1** se muestra una clasificación de la vulnerabilidad sísmica basada en el método de análisis.

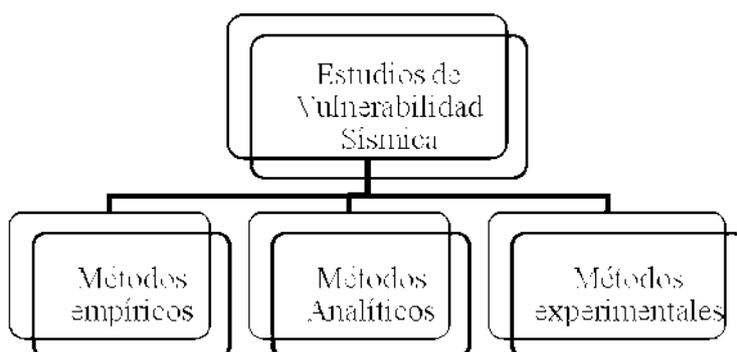


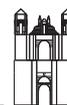
Fig. 1.1 Clasificación de los estudios de vulnerabilidad sísmica

Métodos empíricos: Son los que se utilizan con mayor frecuencia, pues están basados en la observación empírica de los daños de los bienes; la eficacia del método se basa en la experiencia y en el acertado fundamento hipotético. El método se fundamenta en la observación y de acuerdo a esta acción, se asignan calificaciones a los elementos o a la edificación en su totalidad, según los daños localizados.

Safina (2003), señala que Benedetti y Pietrini (1984) aportaron trabajos que dieron origen al llamado método del índice de vulnerabilidad, que evalúa la vulnerabilidad sísmica en edificios de mampostería no reforzada y también para edificios de concreto armado no dúctiles. El método consiste en identificar todos aquellos parámetros que pudieran controlar el daño en edificios dañados por sismos e individualmente darles una calificación, afectada por un factor de peso. Este método se ha desarrollado y aplicado en algunas zonas de Italia. Los parámetros a considerar se relacionan normalmente con las características geométricas de los elementos.

Gómez, et al. (2005), establecen grados de vulnerabilidad para diferentes clases de estructuras, hacen un análisis de los daños que fueron ocasionados por el sismo de México de 1985 en una zona en particular, definiendo funciones de vulnerabilidad para estructuras de mampostería y de concreto. Usaron matrices de porcentajes de daño (MPD) para cada tipo de estructuras.

La metodología utilizada es la siguiente: a partir de estadísticas de daño del sismo de 1985 se definen curvas de vulnerabilidad; para ello se consideran dos escenarios con distintas



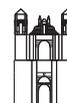
intensidades. En la zona de estudio se hace una distinción de la variación de la intensidad a partir del análisis de distribución de las aceleraciones máximas del suelo, con base a la clasificación de las construcciones y definiendo funciones de vulnerabilidad, se calcula el porcentaje de daño esperado. Describen a las funciones de vulnerabilidad como “relaciones intensidad-daño, y son necesarias para establecer estimaciones de pérdidas”. En la escala EMS98 se definen en términos cualitativos como “pocos”, “muchos” y la “mayoría”, y en la escala MSK64, Kamik (1984) las propone en términos de porcentajes como “pocos” (5%), “muchos” (50%) y la “mayoría” (75%). De acuerdo a estos criterios se definen las matrices de probabilidad de daño (MPD).

Guillén, et al. (2005), proponen una metodología, que detalla un procedimiento económico y confiable para determinar índices de vulnerabilidad mediante encuestas aplicadas a una población para después deducir de forma estadística cómo se encuentran las estructuras no muestreadas; en función de una metodología desarrollada en la Universidad Autónoma Metropolitana, basada en la Escala Macrosísmica Europea (EME), que especifica cinco escalas de vulnerabilidad (variando de la A o alta hasta la F o casi nula).

Lagomarsino y Podestà (1999), señalan en su trabajo la necesidad de evaluar la vulnerabilidad sísmica de las iglesias de Umbría, Italia pues a causa del terremoto que azotó dicha ciudad, estas estructuras de gran valor histórico y arquitectónico tuvieron daños considerables. Al evaluar la vulnerabilidad puede conocerse cuales son los mecanismos típicos de colapso. Se proponen diferentes metodologías de análisis para evaluar la vulnerabilidad: por una parte definir una matriz de probabilidad de daño en la iglesia en su conjunto y por otra matrices para los mecanismos individuales que puedan sufrir colapso, también son propuestas curvas de fragilidad basadas en los daños. Todo esto se utiliza en la búsqueda de una correlación de daños a diferentes niveles de la estructura.

Maldonado, et al. (2007), mencionan metodologías para evaluar la vulnerabilidad sísmica en estructuras de mampostería como FEMA-154 (1988), EMS-98 (European Seismological Commission, 1998), índice de vulnerabilidad de Benedetti-Petrini (1984), Cardona y Hurtado (1990), AIS (Ais y FOREC, 2001) y la ATC-13 (Applied Technology Council, 1985), todas ellas basadas en características geométricas, estructurales, de suelo, etc.; haciendo referencia a dichas características como adjetivos calificativos y otorgándoles un valor de acuerdo con su importancia.

Mendoza, et al. (2005), hacen un estudio con el sismo de las Costas de Colima 2003 de la arquitectura habitacional, clasificando a las viviendas por su nivel de vulnerabilidad respecto a sin daño o daño ligero, daño moderado y daño severo.



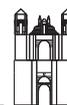
Reque (2006), propone una metodología basada en evaluar el estado actual de los edificios. Los parámetros que considera son las características de los elementos mediante la revisión de planos y los obtenidos de una inspección visual rápida.

OPS (1999), menciona algunos métodos que de acuerdo con las características de la estructura, les determina una calificación, con lo que se permite identificar el tipo de riesgo al que estará predisposto, los métodos mencionados corresponden a los trabajos de:

- Hirosawa (1992), “Retrofitting and Restation of Buildings in Japan”. Este método ha sido utilizado en países como Chile, Perú, México y Ecuador; la vulnerabilidad se compara con alguna forma de la capacidad resistente, daños anteriores, nivel demandado por los sismos, ... En Japón, este método es utilizado para evaluar la seguridad sísmica en edificaciones de concreto armado.
- Gallegos y Ríos (1986), “Índice de calidad estructural sismo resistente”.
- Meli (1991), “Diseño Sísmico en muros de mampostería, la práctica actual y el comportamiento observado”.
- Astroza, et al. (1993), “Calificación sísmica de edificios de albañilería de ladrillos confinada con elementos de hormigón armado”.
- Shiga (1977), “Earthquake Damage and the Amount of Walls in Reinforced Concrete Buildings”.

Olarte, et al. (2005), presentan una metodología para establecer niveles de vulnerabilidad sísmica y un contexto de los posibles daños en la ciudad de estudio; estimando la vulnerabilidad sísmica adaptada a su medio aplicando el método de índice de vulnerabilidad por Benedetti, et al. (1988), clasificándolas como vulnerabilidad sísmica baja, media y alta.

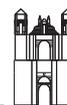
Zobin, et al. (2005), realizan una investigación macrosísmica de un evento sísmico particular. Para cada edificación se estima el nivel de daño de forma visual, partiendo de la clasificación de la mampostería dañada propuesta por Maffei, et al. (2000). Los siete índices de grado de la evaluación (ninguno, menor, ligero, moderado, fuerte, mayor y total) construyen la matriz de daños utilizada, que sirve para compararla con otra matriz probabilística de daños.



Métodos Analíticos: Para llevar a cabo estos métodos, es necesaria cierta información básica, como características de las edificaciones y los materiales con los que fueron construidas, planos de la estructura, características del suelo donde fue desplantada, entre otros.

En el trabajo de Safina (2003), se mencionan otros estudios relacionados con el tema, que se resumen a continuación:

- La Federal Emergency Management Agency (FEMA) desarrolla un modelo de simulación que evalúa daños y pérdidas sísmicas, impactos económicos, promueve la mitigación de riesgos sísmicos y procura reducir el impacto del sismo. Comienza por definir un sismo hipotético, gracias a un Sistema de Información Geográfica identifica su localización y tamaño, con estos datos, estima las características del movimiento del terreno, cantidad de víctimas y de edificaciones dañadas, costo de reparaciones, desperfectos en diversos sistemas (transporte, electricidad, ...).
- EC-SERGISAI (1998) es un proyecto Europeo, que desarrolla un modelo que implementa y sistematiza un método para el cálculo del riesgo sísmico a diferentes escalas geográficas (a escala regional en Toscana, Italia; escala subregional en el área Garfagnana en Toscana, Italia y con área local en la ciudad de Barcelona, España). En el reporte final, se simulan de forma bastante realista los eventos en el área durante la emergencia, así como parámetros relativos al desempeño de edificaciones esenciales (hospitales, escuelas, ...). Los parámetros que utiliza son tiempo máximo de llegada al hospital, unidades de cuidados a utilizar, tiempo de saturación, etc., ...
- RISK-UE es un proyecto europeo que ambiciona desarrollar una metodología general y modular para evaluar escenarios sísmicos (con las características particulares de cada ciudad), este proyecto presta especial atención a los edificios pertenecientes al patrimonio histórico. Su metodología toma en cuenta la tipología de los elementos que pudieran tener algún tipo de riesgo y vulnerabilidad para identificar los puntos frágiles del sistema urbano. Los resultados proporcionarán figuras donde se observan los daños directos e indirectos de cada posible sismo.
- Braga et al. (1982) presenta la vulnerabilidad estructural en términos de matrices de probabilidad de daño, obtenidas de un proceso estadístico de una base de datos de edificios dañados. Las matrices se fundamentan en datos observados.

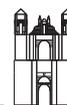


- Monty y Nuty (1996), desarrollaron un procedimiento para edificios esenciales (hospitales), en el que ante cada sismo, a la edificación se le asigna una curva de probabilidad de falla como una función del tamaño del sismo y de la estrategia de intervención; los hospitales se consideran como sistemas multifuncionales. Este procedimiento es aplicado en Italia.
- Nuty y Vanzi (1998), han propuesto un modelo donde evalúan el comportamiento regional de los hospitales ante un sismo, este modelo constituye una extensión del método aplicado a redes eléctricas (Vanzi, 1996). Con este procedimiento se desarrolló el programa GHOST (Nuty y Vanzi, 1999) que estudia el desempeño sísmico del sistema sanitario a nivel regional. Los parámetros que utiliza para cuantificar el desempeño de cada hospital son un coeficiente de ocupación y el número de camas perdidas.
- Uzcategui, Montilla (1996), en Ecuador, evalúan la vulnerabilidad sísmica de iglesias, donde de acuerdo a los niveles de daño, se define un criterio propio de refuerzo, según tres niveles de movimientos sísmicos ya predefinidos.

Proaño, et al. (2003), realizan un modelo tridimensional de una catedral usando elementos finitos. Los parámetros que utiliza son: características de los materiales, condiciones de sitio, algunas consideraciones sísmicas y un resumen de la evaluación de daños, que al ser observados permitieron concluir que los mayores daños se produjeron en pilares centrales, domos, torres y no se apreciaron daños importantes en muros exteriores como interiores.

Estimar fácilmente la respuesta no lineal de las estructuras es una de las preocupaciones de la ingeniería sísmica, ya que durante sismos intensos una importante cantidad de estructuras presentan este comportamiento.

Godínez, et al. (2005), presentan una estimación de la respuesta inelástica de estructuras de concreto reforzado con el propósito de realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica a partir de mapas de isodemandas (ductilidad y desplazamiento), considerando distintos periodos y recreando el escenario sísmico de México 1985. Su metodología se basa en metodologías propuestas por Pérez Rocha (1998) donde presenta mapas de vulnerabilidad basados en contornos de aceleraciones espectrales máximas a partir del cálculo de espectros de aceleración del sitio donde se hizo el estudio, estimando distintos escenarios sísmicos.

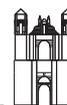


La metodología es la siguiente: para caracterizar el sistema estructural determinaron la capacidad de un S1GL ante carga lateral asumiendo un comportamiento con el modelo histerético de Takeda. Para caracterizar el peligro sísmico del sitio se consideran los registros acelerográficos existentes (con base en el tipo de suelo, factores topográficos, efectos de fuente sísmica, etc.). Con todos estos datos, estimaron los espectros de demanda de ductilidad. Una vez realizados estos análisis ubicaron un punto geográfico de interés, construyeron mapas de contornos y compararon estos últimos con el levantamiento de daños del sismo en estudio (México 1985).

Jara, et al. (2007), presentan un capítulo el cual se refiere a la evaluación del peligro sísmico, describiendo criterios deterministas y probabilistas, modelos utilizados para obtener intensidades sísmicas para después elaborar curvas de tasas de excedencia y espectros de respuesta.

Marin y Rubiano (2003), presentan una herramienta computacional para evaluación sísmica de edificios, con interfaz gráfica de usuario, en lenguaje Matlab. Esta herramienta incluye funciones de vulnerabilidad basadas en opiniones de expertos en lo referente a la estimación de daño mediante curvas de fragilidad y a la estandarización de diagramas de capacidad, para que puedan ser utilizados en un Análisis Estático no Lineal. Se incluyen también métodos de análisis simples (FEMA-310, Fórmulas de Wilbur) para modificar respuestas con factores que toman en cuenta el comportamiento inelástico en el sismo. Se utiliza el método de análisis modal espectral para estimar desplazamientos, modelando el edificio como una viga de cortante o como un pórtico plano. Se incluye el Método del Espectro de Capacidad, el Método de los Coeficientes de Desplazamiento y el Método de Diagramas de Capacidad de Chopra y Goel. Finalmente se permite el uso de algoritmos para análisis dinámico plano no lineal (2D). Los parámetros que utiliza son: tipo de suelo, importancia de la edificación, aceleración en roca, nivel del sismo, tipo estructural, altura del edificio, clasificación FEMA, nivel de diseño sísmico, propiedades geométrica y propiedades de las cargas.

Maldonado, et al. (2007), presentan un modelo para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras de mampostería. Tienen la ventaja de poder aplicarse a zonas donde no se cuenta con información de daños sísmicos reales. El modelo se basa en definir características relevantes de la estructura, eligiendo estas metodologías ya existentes y de opiniones de expertos (85, incluidos los autores) teniendo cada característica un valor de importancia. Para cuantificar la vulnerabilidad sísmica o índice de vulnerabilidad utilizan la aritmética difusa de Bandemer y Gottwald (1996) que relaciona las calificaciones de cada parámetro con su valor de importancia. La metodología propuesta se desarrolla con el programa computacional IVEM.



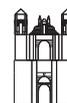
Métodos experimentales: Son los realizados generalmente en campo y en laboratorio. Los ejecutados en campo están basados en determinar las características dinámicas de las estructuras empleando registros de vibraciones ambientales. Los experimentos desarrollados en laboratorio, consisten en ubicar en mesas vibratorias o muros de reacción modelos escalados de las estructuras para después someterlas a vibraciones dinámicas.

Es posible determinar la vulnerabilidad sísmica combinando los métodos anteriores, es decir, obtener resultados de distintos procedimientos.

Torres et al. (2005), exponen una estimación de la vulnerabilidad sísmica en su caso de estudio, relacionando el efecto de sitio de suelo con la posible respuesta estructural. Tratando a la vulnerabilidad sísmica desde un enfoque empírico como una ley causa-efecto, donde la causa es el sismo y el efecto el daño en las estructuras. Se determinan las características dinámicas de la estructura empleando registros de vibración ambiental (tomados en la base y azotea de la estructura). Partiendo de estos registros realizan un análisis espectral, clasificando a las estructuras más vulnerables como las que presentan un periodo cercado al del suelo. La clasificación final que se obtiene es vulnerabilidad alta, media o baja.

Vega et al. (2005), exhiben un estudio experimental para definir tanto el efecto de sitio como la vulnerabilidad sísmica del lugar. En este estudio se utilizaron tanto los métodos empíricos como los analíticos y experimentales. El empírico, investigando la sismicidad histórica del sitio, a continuación realizando un censo de datos estructurales y así estimar las tipologías en estructuras. El método experimental, realizando mediciones de vibración ambiental para definir periodos fundamentales de vibración. El método analítico consistió en someter a las estructuras a un acelerograma en su base, para determinar el nivel de aceleración que las estructuras alcanzaron para un evento y la máxima distorsión que puede ocurrir entre entresijos, como un parámetro del daño esperado.

Como se observa, los métodos empíricos son los más frecuentemente aplicados, por su facilidad para observar y calificar los daños observados, aunque a juicio del autor los resultados obtenidos varían de manera subjetiva y presentan la desventaja de depender en buena parte de personas expertas; los resultados de los métodos analíticos, por su parte, son basados en información básica de las características de las estructuras y de los materiales que las componen, así como a las acciones a las que pueden estar sometidas, para así formular mediante análisis y expresiones matemáticas los índices de daño correspondientes.

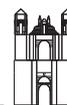


CAPÍTULO 2

TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL DE LAS IGLESIAS EN MÉXICO

En México, existe un gran número de sitios y monumentos históricos. El objetivo de este capítulo es conocer la tipología de las iglesias Mexicanas, ya que por su valor arquitectónico, social y religioso es necesario conocer los elementos que las conforman, así como el comportamiento que presentan.

Lobo (2000), define al monumento, “no sólo como la edificación histórica a preservar, sino como las construcciones y valores culturales ubicados en áreas históricas, incluidas las estatuas o monumentos considerados como tales. En consecuencia, se aspira a mantener en el tiempo, aquellas herencias culturales dejadas por los antepasados, conservarlas y restaurarlas cuando están en estado de degradación, sin distorsionar la construcción original”.



2.1 TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

De Anda (1995), describe el origen de la arquitectura monástica en México. En el siglo XVI, debido a la llegada a la Nueva España de tres órdenes religiosos (Franciscanos, Dominicos y Agustinos), cuya misión era catequizar y evangelizar a los indígenas a la doctrina religiosa. Así, comienza la era de la arquitectura monástica, teniendo éstas características de nave, se forman bóvedas de medio cañón, arcos, torres, frontón, que son las características de la mayoría de los edificios monásticos del siglo XVI.

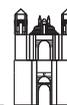
Se describen dos tipos de edificaciones arquitectónicas del siglo XVI: el modelo claustral, siendo de planta rectangular, y el modelo parroquial, que será la arquitectura principal manteniéndose en gran medida hasta el siglo XIX, con una nave longitudinal y otra transversal dando origen al crucero con una cúpula de planta generalmente octagonal, fabricada sobre un tambor que se apoya en los cuatro vértices del cruzamiento, como se muestra en la **figura 2.1**. Generalmente aparecen una serie de ventanillas sobre el cuerpo del tambor, aparece la linternilla que se ubica al centro de la cúpula. La cubierta de las naves se resuelve con una bóveda corrida de medio cañón sostenida con arcos totales intermedios; con lunetos. Toda la planta se mantiene en forma de cruz latina.



Fig. 2.1 Cúpula con tambor octagonal, Catedral de Guanajuato

Salvat, t. 8 (1986), define que los patrones de las características generales de las parroquias mexicanas comenzaron en el siglo XVII.

Se distinguen dos tipos de construcciones parroquiales: aquellos que tienen planta de cruz latina, con cúpula en el crucero, generalmente octagonal, con tambor o sin el, una portada



principal, dos torres gemelas y la nave cubierta de bóveda ya sea de arista, vaída o de medio cañón. Las segundas construcciones son habitualmente de planta de tres naves, utilizado en iglesias conventuales del siglo XVI, pero sin alcanzar un desarrollo importante, ya que el primer tipo se convirtió en –el modelo por excelencia- para estos templos. La **figura 2.2**, ilustra las plantas arquitectónicas de los dos tipos de construcciones parroquiales.

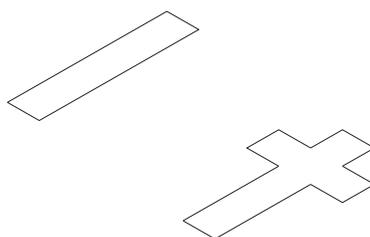


Fig. 2.2 Planta rectangular y planta en forma de cruz latina

Kubbler (1992), afirma que las iglesias de una nave, independientemente de sus antecedentes aislados en España, son específicamente mexicanas. Tienen ventanas escasas en lo alto de los muros laterales, presentan influencia gótica, bóvedas de nervadura, generalmente, y aunque en el siglo XVI eran raras las plantas en forma de cruz latina, comenzaban a existir. Menciona algunas proporciones empleadas en la época, ya sea proporción 1:4 ó 1:5; pero argumenta que en la práctica las proporciones eran mayores.

Salvat, t. 6 (1986), menciona iglesias y catedrales del primer tipo, descritas por De Anda, con planta rectangular, que son las predecesoras de las estructuras con planta en forma de cruz, ilustrada en la **figura 2.3**.

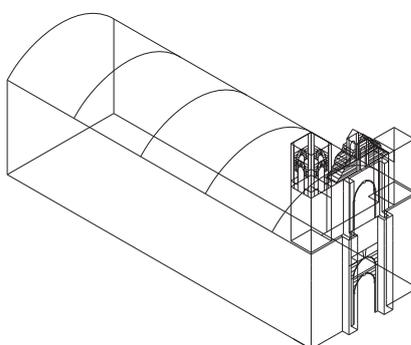
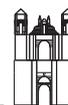


Fig. 2.3 Iglesia de planta rectangular



La catedral de Mérida, **figura 2.4**, fue la primera terminada en la Nueva España en 1598. Origen renacentista-manierista. Con una planta de tres naves longitudinales con crucero, cúpula en el crucero, la cúpula carece de tambor y al interior se levanta sobre pechinas, linternilla, con un ábside plano, grandes arcos, bóvedas vaídas. La planta es inscrita en un rectángulo.



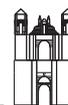
Fig. 2.4 Catedral de Mérida

La catedral de Guadalajara correspondiente al manierismo. De tres naves, sin capillas, e inscritas en un rectángulo. Las bóvedas son de nervadura, lo que las hace de estilo gótico; fachada, contrafuertes, arcos interiores y torres.

La catedral de México es una obra arquitectónica que comenzó a construirse en el año de 1573 y se terminó casi dos siglos y medio después en el año de 1813, la que se incluye fachada, torres al exterior, coro, con una planta de cinco naves (una mayor, dos procesionales para tránsito y dos que albergan a las capillas), bóvedas en las naves transversales y una bóveda de cañón con lunetos en la nave mayor y el crucero, contempla pilares y arcos. Todo inscrito en un gran rectángulo. De estilo manierista.

La catedral de Puebla, llamada hermana gemela de la de México por su estructura. Iniciada en 1575. De cinco naves, incluidas las dos capillas, tiene el mismo sistema estructural de la de México, la única diferencia radica en las dimensiones, también se diferencia del ábside, que es rectangular.

Ejemplos de la segunda tipología (con planta en forma de cruz), se encuentra a la catedral de Morelia, de cinco naves, sin capillas y crucero con cúpula y cupulín. Las opulosas torres, terminadas a mediados del siglo XVIII son de estilo barroco. Para el siglo XVII, en la



arquitectura religiosa mexicana el tipo más habitual de cubierta es el de bóvedas de cañón con lunetos, así como la disposición de cúpulas, con tambor, casquete semiesférico y linternilla.

Bérchez (1992), explica que el siglo XVII es el siglo de las catedrales, parroquias y conventos, con un esquema de cruz latina, con una sola nave, ligeras bóvedas de cañón, vaídas o de arista, torres, frontón, cúpulas de media naranja con o sin tambor...

Dávila (1999), describe a la iglesia de los Carmelitas Descalzos en Valladolid, Michoacán, del siglo XVII con planta de cruz latina de brazos cortos, teniendo cúpula, cupulín, frontón, torres, ...

Katzman (1993), relaciona a la arquitectura mexicana con el estilo utilizado, llamándolas por igual de estilo románticas o renacentistas a la mayoría de estas iglesias coloniales y a la mayoría de las del siglo XIX, trazadas principalmente en cruz latina, tal como se observa en la **figura 2.5**.

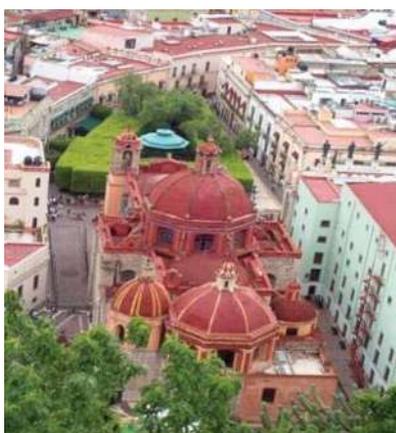


Fig. 2.5 Templo de San Diego, Guanajuato

Salvat, t. 6 (1986), considera que la arquitectura religiosa también puede ser estudiada desde un punto de vista geográfico, la arquitectura barroca del sureste abarca Oaxaca, Chiapas y Yucatán, fundadas en el siglo XVI. Conteniendo los mismos elementos estructurales que las identifican con la tipología típica mexicana. La **figura 2.6**, muestra el templo de Tecpatán en Chiapas, actualmente restaurándose.

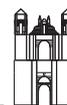


Fig. 2.6 Templo de Santo Domingo, Tecpatán, Chiapas

Bargellini (1991), alude que la historia de la arquitectura eclesiástica del centro-norte de México surge en Durango, menciona que desde 1635, comienzan a establecerse medidas esenciales para la construcción de la iglesia. Una planta cuyo ancho era aproximadamente igual a su largo. La forma más usual de las parroquias y las iglesias de mampostería en la época virreinal fue la cruz latina, con una planta de tres naves, con cúpulas sobre cruceros, coros, torres, es decir, con un esquema común, y únicamente variando en dimensiones.

Font (1999), explica que durante el siglo XVI, en la villa queretana, los templos eran de una sola nave, agregando en el siglo siguiente su crucero, cúpula, cupulín, tambor, etc., y la planta en forma de cruz.

Se menciona al tratadista de arquitectura Simón García, además de explicar el trazo del templo de una sola nave, relaciona las dimensiones del cuerpo humano con las torres de las iglesias, ilustrada en la **figura 2.7**.

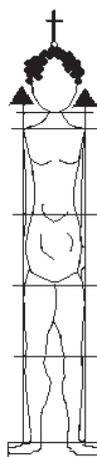
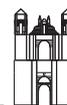


Fig. 2.7 Relación de las dimensiones del cuerpo humano con las torres de las iglesias



Torres, et al. (2005), citan cómo es descrita la ciudad de Veracruz, y cómo para el siglo XVII, se intercambian las tablas por mampostería (piedra múcara, mezcla de bloques de coral, arena, piedra y concha molida) para construir conventos, iglesias y otros particulares, además de aparecer los arcos y bóvedas. Algunas estructuras con planta rectangular y otras con planta en forma de cruz.

Meli (2003), señala una tipología análoga para las iglesias Mexicanas en cuanto a estructura y materiales, aunque distintas en calidad arquitectónica y dimensiones.

- Con una única nave longitudinal, aunque algunas veces con áreas transversales para capillas,
- Una nave transversal para dar a la planta la forma de cruz,
- La fachada principal formada por una pared gruesa rematada en su parte superior por un frontón,
- En uno o los dos extremos de la fachada se levantan las torres, según la importancia de la iglesia; más uno o dos niveles de campanarios con arcos de dintel; rematadas con linternillas y cupulín,
- Generalmente, la nave longitudinal está cubierta con una bóveda de cañón, interceptada por lunetos para guarnecerla con iluminación,
- Los arcos y las columnas adosadas a los muros dividen a la nave en crujías: el coro, arriba de un piso intermedio formado por una estructura abovedada de mampostería o de madera, la crujía de crucero que está cubierta por la cúpula, apoyada sobre un tambor octagonal, donde a través de pechinas transmite la carga a los cuatro apoyos que se forman en las esquinas, en el tambor se encuentran grandes ventanas, que reducen su área resistente en planta y la última crujía es el ábside que generalmente tiene forma curva y ochavada en planta. La **figura 2.8**, ilustra las partes que conforman a las iglesias Mexicanas.

En el **anexo A** se ofrece un vocabulario básico de las partes que conforman a una iglesia.

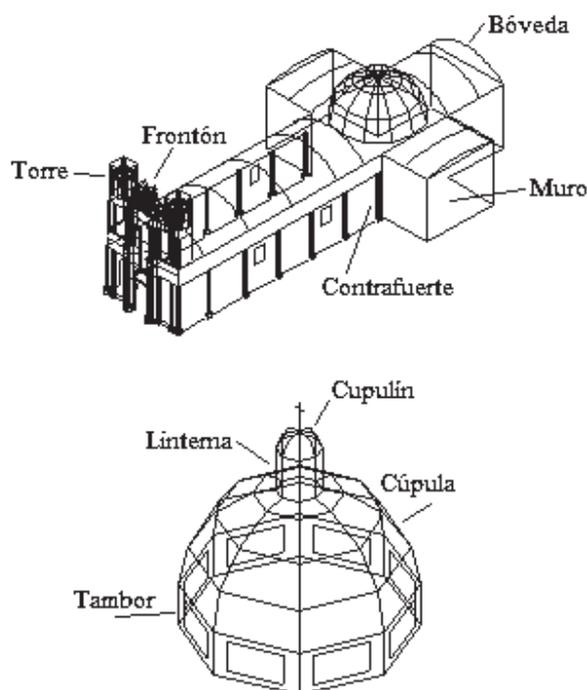
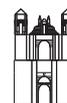


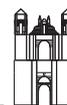
Fig. 2.8 Partes de una iglesia Mexicana

Kubler (1992), señala que las dimensiones típicas de las iglesias van de 12 m para el claro de la nave y 20 m en la altura a la clave de la bóveda, con una longitud de 20 m.

2.2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

De la Torre, et al. (2000), describen en su artículo, templos formados principalmente por una nave principal, con una o dos torres de campanarios en la fachada, una cubierta de superficie curva con bóvedas, de cañón o semiesféricas, y cúpulas apoyadas sobre un tambor, que consiste en una base de mampostería y muros de gran espesor. Siendo los elementos de soporte columnas, muros y contrafuertes. En sentido longitudinal, la nave constituida de crujías formadas por arcos y columnas.

Las bóvedas y arcos son elementos que trabajan por gravedad, transmiten su descarga (en una componente vertical y horizontal), hacia los muros y contrafuertes.



Las cúpulas, al igual que los elementos anteriores trabajan con esfuerzos de compresión debidos a peso propio, y para evitar los esfuerzos de tensión que genera la forma de su arreglo, se confinan en una base llamada tambor.

Los campanarios son elementos esbeltos, que forman parte de la torre.

Los contrafuertes son elementos verticales y perpendiculares a los muros longitudinales, su función es resistir fuerzas axiales de compresión y cortante, producto de las descargas de bóvedas, arcos y cúpulas, además del peso propio más el incremento de todos estos esfuerzos por sismo.

Sánchez, et al. (1998), observan en su estudio que la mayoría de las iglesias poseen una configuración de planta en forma de cruz latina. Poseen una nave transversal que intercepta a la nave del crucero, el cual es cubierto por la cúpula mayor. La fachada principal posee un remate superior o frontón que puede o no poseer elementos decorativos. A cada lado de la fachada se levantan las torres, que generalmente, sólo una de estas lleva la estructura del campanario, formado por uno o dos niveles, con aberturas con arco en el dintel, esto da lugar a las columnas campanario. Un cupulín, una linterna o una combinación de ambas, se encuentran en la cúspide de la torre.

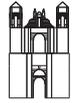
El sistema estructural utilizado (desde las iglesias del siglo XVI), se basa en el arco trabajando por gravedad para recibir el peso del sistema de cubierta, formado por bóvedas cilíndricas de cañón corrido. La mayoría de las estructuras con lunetos o tramos de bóvedas, permiten la iluminación, por pequeñas ventanas colocadas bajo los arcos laterales. Las estructuras posteriores, presentan a sus cúpulas, campanarios, linternas y ornamentos de materiales de más baja resistencia que el resto del inmueble.

En sentido longitudinal, se considera a la nave dividida en crujías, en la primera crujía o entrada de la iglesia está el coro, también a base de arcos, predominan las torres como elementos rectangulares.

En su mayoría, las cúpulas están soportadas por un tambor, sea circular u octagonal y perforado por ventanas.

Según su comportamiento, clasifican a los elementos de las iglesias en arcos y bóvedas, cúpulas, estructura de campanarios y linternas, contrafuertes y frontones, almenas y otros ornatos.

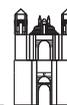
Los arcos y bóvedas son estructuras que trabajan por gravedad, transmitiendo la carga vertical debida al peso propio, hacia sus apoyos laterales. Las fuerzas resultantes en los apoyos



laterales, son recibidas por los muros y los contrafuertes, que transmiten estas fuerzas a la base.

Las bóvedas cilíndricas extendidas entre arco y arco también trabajan por gravedad. Cuando las bóvedas tienen lunetos, se forma una estructura tridimensional más estable, pero conlleva el riesgo de un colapso local por falla o abertura de los apoyos.

Las cúpulas, se asemejan al trabajo de los arcos. Transmiten su carga por gravedad, pero tridimensionalmente, las estructuras de tambor ayudan a restringir esfuerzos de tensión normales.



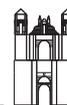
CAPÍTULO 3

DAÑOS CARACTERÍSTICOS PRODUCIDOS POR TEMBLORES EN IGLESIAS EN MÉXICO

Los sismos, son una de las principales causas del deterioro y derrumbe de las construcciones. El presente capítulo hace referencia a iglesias dañadas por sismos y las falla observadas, así como los factores que deben tomarse en cuenta para realizar un análisis estructural lo más cercano posible a la realidad.

3.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE CONSTRUCCIONES DAÑADAS POR SISMOS EN EL MUNDO

Entre las construcciones, mundialmente más importantes, encontramos a las que se han considerado como Antiguas Maravillas del Mundo y que en su mayoría fueron devastadas por sismos. Meli (1998), ha descrito algunas características, en lo que a esto se refiere:



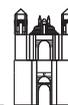
- Pirámide de Keops en Giza: Enorme estructura de piedra, construida hace aproximadamente 5000 años y ubicada en la antigua ciudad de Menfis (afueras del Cairo), es la única de las siete maravillas que sobrevive.
- Jardines Colgantes de Babilonia: Se trataba de un palacio que existió hace aproximadamente 5000 años, valorado por sus jardines colgantes; fue destruido por el abandono del lugar.
- Estatua de Zeus en Olimpia: Estructura colosal, realizada en el año de 453 a. C., y recubierta en hoja de oro; causa por la cual fue desmantelada, al ser invadida Atenas.
- Templo de Artemisa de Efeso: Construida en el Asia Menor hacia 550 a. C., un incendio la devastó en el siglo IV a. C., reconstruida en el siglo III a. C. y destruida por un terremoto en el siglo III de nuestra era.
- Mausoleo de Halicarnaso: Hermoso palacio construido en el siglo 352 a. C. en el actual Turquía; hasta el siglo XIV perduró, pues fue destruido por un terremoto.
- Coloso de Rodas: Estatua construida en el siglo V a. C., derrumbada probablemente por un terremoto.
- Faro de Alejandría: Faro imponente en la isla de Faro (frente al puerto de Alejandría), construido en el siglo III a. C., en el siglo XIII un terremoto la derrumbó...

Y así, existen cuantiosos eventos, que señalan que el origen del derrumbe de las construcciones son los sismos, por lo que con el estudio de su comportamiento sísmico facilita el entendimiento de las debilidades estructurales de los inmuebles destruidos.

3.2 DAÑOS ESTRUCTURALES FRECUENTES EN IGLESIAS

Respecto a los modos de falla de los elementos estructurales, Meli (2003), presenta la siguiente estadística de una muestra de 44 iglesias:

Tipo de daño	Número de casos
Agrietamiento en columnas de campanarios	26
Agrietamiento en cuerpo central de fachada	25
Agrietamiento inclinado en cuerpo de torres	18
Daño en linternas	16
Agrietamiento en cúpulas	15
Agrietamiento en bóvedas	14
Agrietamiento en contrafuertes	14
Agrietamiento en tambores	12
Daño o caída de almenas	10



En la **figura 3.1** se muestran los agrietamientos comunes en las iglesias: agrietamientos en la cúpula, en las columnas de campanarios, agrietamientos inclinados en las torres y contrafuertes, fisuras inclinadas en muros y agrietamientos horizontales en el frontón.

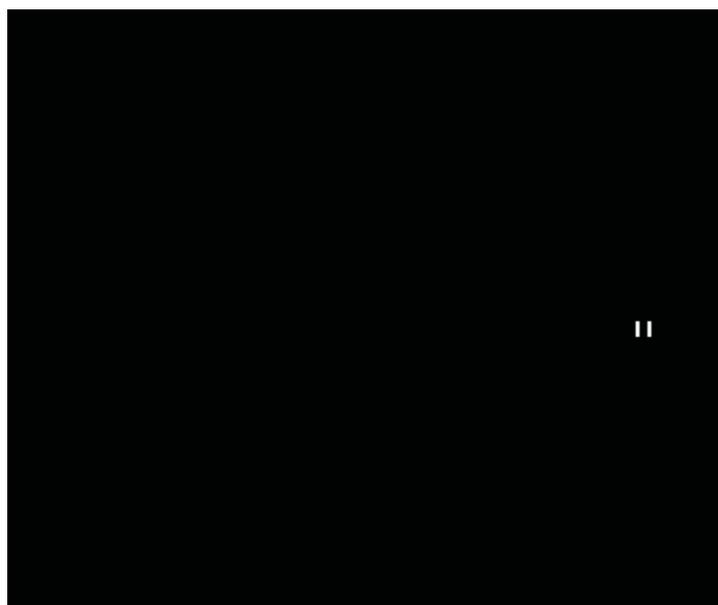


Fig. 3.1 Agrietamientos comunes en iglesias

Las torres de campanarios pueden presentar diversas configuraciones en sus fisuras, ilustradas en la **figura 3.2**.



Fig. 3.2 Configuraciones de daños en torres de campanarios



De Gante, et al. (2001), afirman que la mayoría de daños causados por sismos y otros agentes son: desplomes, agrietamientos, fisuras y colapsos parciales.

Sánchez, et al. (1998), presentan una descripción de estructuración y análisis de daño en diversas iglesias a partir de un modelo tipo y observaciones realizadas.

Revisando los niveles de daño, se encontró que, por orden de frecuencia, los elementos más vulnerables son los campanarios de las torres y los elementos que sobresalen de cúpulas, torres y fachadas, tales como las linternas, cupulines, almenas y otros.

Con menor frecuencia, hubo agrietamientos inclinados en el cuerpo de las torres y en los contrafuertes. La dirección del agrietamiento fue de arriba hacia abajo y del centro de la nave hacia fuera. Presentando también agrietamiento horizontal en la parte del frontón y grietas verticales e inclinadas en la fachada y que atraviesan a las claves de abertura como la ventana del coro y el portón.

Con mucho menos frecuencia están las grietas verticales del cuerpo de las torres y la portada, la presencia de agrietamientos entre las ventanas de los tambores y de grietas siguiendo los meridianos de las cúpulas, se presentan en la **figura 3.3**.

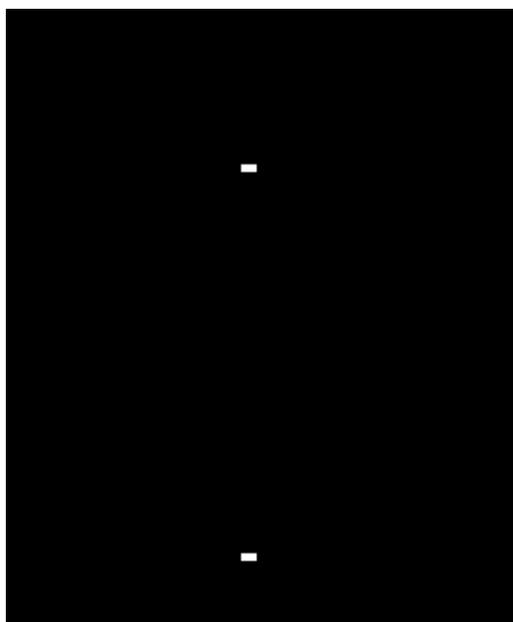
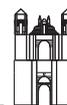


Fig. 3.3 Agrietamientos en cúpula



En las iglesias, en las que tuvieron acceso observaron agrietamiento longitudinal en el espinazo de la bóveda principal, cruzando la clave de los arcos.

Los campanarios y linternas son elementos vulnerables pues son relativamente flexibles y débiles, que se encuentran en la cúspide de torres y cúpulas, donde las aceleraciones y desplazamientos son generalmente mayores.

Fue frecuente el agrietamiento horizontal en las columnas de los campanarios, que puede atribuirse al trabajo de flexo-compresión primeramente, y después de cabeceo como mecanismo de bloque rígido. Es caracterizada por el desplazamiento y rotación en la parte superior, generándose separación entre piezas y mortero por tensión.

Las **figuras 3.4 y 3.5** ilustran las configuraciones del desplome de una fachada.

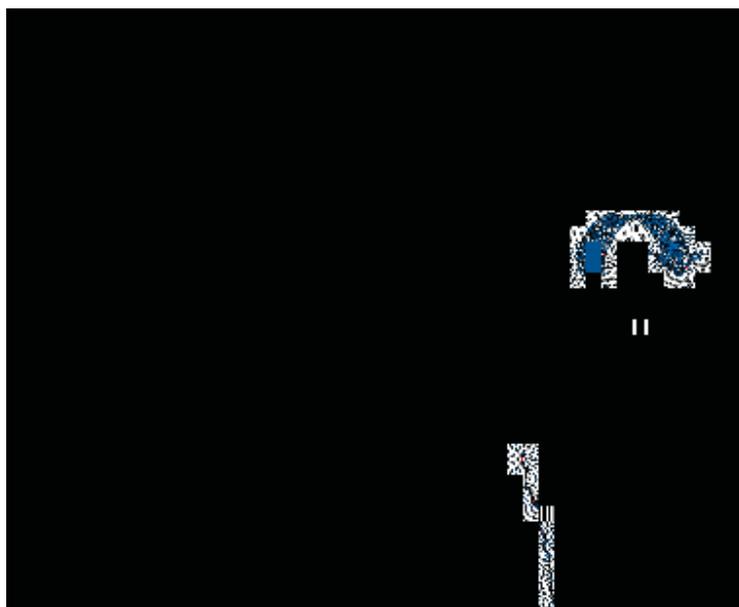


Fig. 3.4 Desplome de fachada con grietas inclinadas

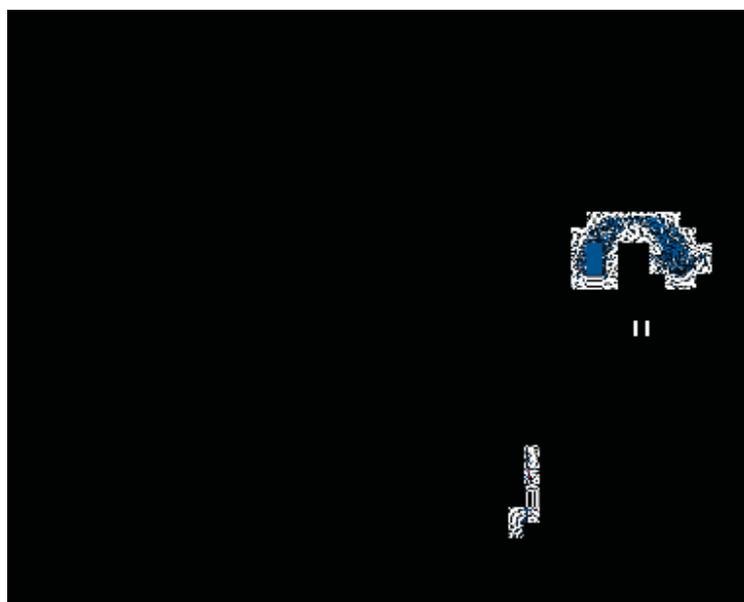
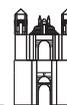


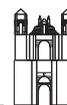
Fig. 3.5 Desplome de fachada con grietas verticales

Los contrafuertes son elementos que reciben fuerzas verticales y horizontales que transmiten los arcos ya sea por cargas permanentes o bien originados por eventos sísmicos, trabajan esencialmente a compresión-cortante, lo que puede generar grietas inclinadas por tensión diagonal. Las características que influyen en la resistencia de estos elementos son el material usado y el área en planta que posee el elemento. Los cuerpos de las torres tienen que proporcionar la resistencia a cortante de las masas de campanarios sobre ellos.

Los frontones y otros elementos decorativos, se agrietan en su base, pues existen deformaciones de tensión por la flexión generada por fuerzas fuera de su plano.

3.3 EJEMPLOS DE INMUEBLES MEXICANOS CON DAÑOS ESTRUCTURALES

De la Torre, et al. (2000), comentan en su artículo, que durante el sismo del 15 de junio de 1999 que tuvo ocurrencia en el estado de Puebla, varios edificios catalogados por el INAH, en su mayoría de culto religioso, sufrieron daños. Los daños varían desde agrietamientos y fisuras



en la mampostería, hasta colapsos parciales de las cubiertas; en algunos casos se vio afectada la estabilidad global de los inmuebles.

En este tipo de edificaciones, tiene que destacarse su vulnerabilidad, debido a que el sistema en conjunto trabaja por gravedad, en el cual, las acciones externas se transmiten como esfuerzos de compresión en los elementos verticales; también tiene que resaltarse que los materiales (mamposterías y morteros), no tienen capacidad de resistir esfuerzos de corte y tensión significativos. Es importante también considerar que esas estructuras han acumulado problemas por deterioro, intemperismo, efectos sísmicos y otras situaciones que vulneran su comportamiento.

Los elementos más vulnerables de acuerdo a las fallas estructurales que se presentaron en estas construcciones fueron arcos, bóvedas, cúpulas, campanarios y contrafuertes. Prácticamente fueron nulos los problemas de cimentación. Entre los elementos que presentaron menores daños están los muros longitudinales, en los que sólo se observaron pequeños agrietamientos (sobre todo en discontinuidades de las puertas y ventanas).

Se observó que este sistema estructural (trabajando por gravedad), que es típico en estos templos, tiene buen comportamiento por peso propio y sismos de pequeña magnitud.

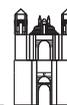
La inestabilidad de las bóvedas y arcos se presenta cuando hay variación en el claro.

Durante eventos sísmicos intensos, la cúpula se agrieta por los grandes esfuerzos cortantes presentados en la mampostería (discontinuidad por los huecos de las ventanas), su inestabilidad se presenta en los efectos de flexión, carga axial, torsión y corte que experimenta el tambor. El comportamiento dinámico genera torsión, por lo que se observa agrietamiento diagonal y horizontal.

En las torres, se registró una tendencia a separarse de la base de piedra, lo que provocó un desplome hacia sus costados exteriores pues no presentaban ninguna restricción lateral. En las torres del campanario, los daños se asociaron a su comportamiento ante el movimiento de volteo sísmico, producido por el corte dinámico de las columnas más el incremento de la carga axial, que provocó grietas verticales en arcos y grietas horizontales en pilastras.

En las claves de arcos de las torres las grietas se presentaron por tensión directa. Cuando una columna es sobrecargada, se excede la capacidad por aplastamiento de la mampostería.

Los contrafuertes generalmente presentaron agrietamientos verticales en la unión muro-contrafuerte, cuando el “cuatrapeo” era débil. Y las grietas diagonales aparecieron cuando el incremento del esfuerzo horizontal por el corte dinámico fue superior a la capacidad última del material.



También, de la Torre (2000), presenta los efectos del sismo de junio de 1999 en la ciudad de Puebla, en la iglesia de “La Compañía de Jesús”, formada por tres naves, un crucero, coro, cúpula, arcos y bóvedas. La iglesia sufrió daños mayores y severos. Los daños observados fueron una grieta transversal a la bóveda de la nave lateral derecha, agrietamientos longitudinales a los cuartos del claro de la bóveda y arcos de la nave central, agrietamientos longitudinales también a los cuartos del claro de las bóvedas de nave lateral izquierda, que fue la nave más dañada. Las columnas centrales tienen algunas fisuras en las juntas de las piezas labradas. Los arcos y bóvedas laterales de la cúpula resultaron severamente dañados en los puntos de contacto con diagonales. En las torres norte y sur se presentaron agrietamientos severos.

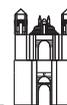
López, et al. (2001), presentan un trabajo realizado en el estado de Puebla, se observaron diversos comportamientos de los elementos estructurales que conformaban a las Iglesias.

Las bóvedas y arcos, resultaron fracturados, las bóvedas por la acción de temblores grandes recurrentes, ya que continúan presentando grandes desplazamientos laterales de los muros de la Nave Principal. También percibieron que cuando realizaban reparaciones locales con viguetas y bovedillas, losa maciza y otros elementos, se inducían fuertes agrietamientos en la frontera con la mampostería no reforzada existente.

Las cúpulas también presentaron daños significativos. En muros se localizó un daño frecuente, que fueron las grietas verticales, que obedecen a un problema de comportamiento global, producto de la falta de elementos que otorguen “integridad” al sistema de bóvedas y muros perimetrales. Cuando aparecen grietas horizontales en los muros longitudinales, es debido a que se tiene una sección insuficiente en el espesor del muro, que debe corregirse adicionando contrafuertes integrados al muro original.

Lozano, et al. (2003), presentan el refuerzo para reparar el templo de Nuestra Señora del Refugio, formada por una sola nave de cruz latina estrecha, construido en el siglo XVIII, en la ciudad de Puebla, y que sufrió daños en el sismo de junio de 1999, señalando los puntos críticos de la estructura después de evaluarla y mostrando una alteración en el sistema estructural por intervenciones anteriores en la estructura.

Algunos de los daños consistieron en fisuras, grietas y desprendimiento de materiales, ubicando los daños más importantes en cuatro zonas: esquina del cuerpo principal de una de las torres, bóvedas de la sacristía antigua y parte inferior del fuste de una columna del arco fajón norte del crucero, además de importantes daños en uno de los muros, donde se señaló la falta de un contrafuerte, daños en la cúpula del camerín y de uno de los arcos.



Menciona también que muchos de los daños, se presentaron por modificaciones anteriores realizadas a la estructura, como demolición de arcos, aperturas de puertas, aperturas y cierres incorrectos de vanos, colapsos anteriores de elementos estructurales y su reconstrucción incorrecta, además de daños acumulados a través del tiempo por otros eventos sísmicos y la falta de mantenimiento.

Araiza, et al. (2005), realizaron un proceso de rehabilitación estructural después del sismo de enero de 2003, en Colima, de magnitud 7.6, donde varios edificios fueron severamente dañados, como el templo de San Pedro Apóstol, templo de planta tradicional en forma de cruz, en el que se presentaron colapsos parciales en la estructura, incluido el desplome de una bóveda, el colapso de ambas torres campanario y desplazamientos en columnas de mampostería, lo que provocó la aparición de fisuras importantes.

El templo del Sagrado Corazón en Colima, Colima, edificio con una nave en forma de cruz y muros de adobe, fue otro inmueble que presentó severos daños, sin que el terreno presentara signos de hundimientos. Los principales daños observados se presentaron en las bóvedas, deformaciones en los muros y por lo tanto distorsiones, que modificaron su geometría y como se trata de un material frágil se provocaron fisuras.

Lozano, et al. (2004), puntualizan que “los daños después de un sismo ayudan a definir los mecanismos de colapso que deben considerarse para conocer la respuesta de una construcción antigua, esto sobre todo se aplica a iglesias, ya que la ausencia de una continuidad o amarre provoca de manera frecuente colapsos parciales en zonas débiles, que tal vez no se conocían”.

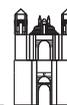
Menciona a Bruneau, que en su reporte del estado del arte sobre el comportamiento de los edificios de mampostería sin refuerzo, clasifica las fallas como:

- Pérdida de apoyo
- Fallas de anclaje
- Fallas en el plano
- Fallas fuera del plano

- Efectos combinados en el plano y fuera del plano
- Fallas relacionadas con los diafragmas.

Señalan, que después del terremoto de 1976 que afectó la región de Friuli en Italia, Doglioni et al. (1994), proponen un enfoque basado en daños a macro elementos.

También, mencionan a Lagomarsino y a los daños en las iglesias, el que, después del terremoto en las regiones Italianas de Umbría y la Marche en 1997, establece una metodología empleando el macro elemento como unidad estructural para identificar el mecanismo de



colapso activado, identificando dieciséis mecanismos de colapso (nave, domo, fachada, ábside, muros, techumbre, campanarios, etc)

Es interesante encontrar datos que nos proporcionen puntos de comparación, referencias que nos hagan analizar como no sólo las construcciones Mexicanas son propensas a daños por eventos sísmicos.

Lazcano (2001), afirma que “la recolección de información sísmica en documentos históricos es una herramienta valiosa a la cual no siempre se le ha dado la importancia debida. Esta información, en combinación con estudios geológicos, tectónicos y geotécnicos, así como la instrumentación sismológica, son fundamentales para la determinación del riesgo sísmico de un lugar.”

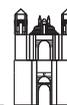
Se tiene información de daños de la Catedral de Guadalajara y el anexo Templo del Sagrario desde 1687: daños en bóvedas, cae la fachada original, daños y posteriormente pérdida de torres originales, agrietamiento en muros, agrietamiento de la fachada, la cúpula de la Catedral quedó fuertemente dañada y posteriormente se demolió, otros daños leves. La cronología afirma que la Catedral de Guadalajara y el templo del Sagrario han sufrido daños en trece ocasiones, siendo mayormente dañada en el siglo XIX.

La importancia de evaluar la vulnerabilidad sísmica, radica en el hecho de tener elementos de prevención para un mejor comportamiento de una estructura ante la ocurrencia de temblores futuros.

3.4 PRINCIPIOS REQUERIDOS PARA REALIZAR UN ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Lozano, et al. (2004) señalan que para el análisis estructural se requiere de un modelo matemático que interprete la realidad lo más sencillamente posible, tomando en cuenta tres principios:

- Equilibrio entra cargas externas y acciones internas
- Las características del material
- Las ecuaciones geométricas o de compatibilidad.



3.4.1 Equilibrio entre cargas externas y acciones internas

Para cumplir con el equilibrio entre acciones externas y los esfuerzos del interior no se encuentra ningún problema, utilizando hipótesis que facilitan el problema.

Son conocidos algunos comportamientos estructurales en estas edificaciones:

- Comportamiento estructural por cargas de gravedad:

El peso de las bóvedas se transfiere a los muros perimetrales de apoyo por compresión.

Las cúpulas transfieren sus cargas al tambor o a los muros de apoyo por compresión.

Los muros generalmente trabajan a compresión.

- Comportamiento estructural por cargas laterales:

Se presentan con movimientos del suelo con variación en el tiempo, por lo que requieren un estudio de carácter dinámico, en lo que se obtienen los periodos, modos de vibrar y la respuesta ante la excitación sísmica.

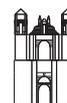
Existe poca información con relación al amortiguamiento de los sistemas.

La respuesta de estas estructuras ante este tipo de cargas incluye esfuerzos de tensión en distintas regiones. Dado el deficiente comportamiento de la mampostería ante estos esfuerzos, y la característica del material frágil, es lo que produce los daños ante un evento sísmico.

3.4.2 Características de los materiales

Para los edificios históricos, los inconvenientes se presentan cuando se tratan de especificar las características y comportamiento de los materiales que las constituyen, ya que la mayoría de estos inmuebles están construidos por piedra, mampostería, ladrillo o adobe, que presentan un comportamiento anisótropo y no lineal en la estructura.

La mampostería es un material compuesto, constituido por unidades de piedra, adobe, ladrillo y algún mortero. Bajo ciertas condiciones y de forma simplista, el comportamiento de las unidades puede considerarse lineal, pero el comportamiento del mortero no, ya que presenta



deformaciones con el paso del tiempo. Por lo tanto, el comportamiento mecánico-resistente de la mampostería no permite análisis simples elástico-lineales. Se sugieren como hipótesis comúnmente adoptadas que la mampostería se considera incapaz de transmitir fuerzas de tensión, pero capaz a la resistencia de compresión, esperando el agrietamiento como un estado natural, donde se permite una redistribución de esfuerzos.

Se numeran algunas clases de mamposterías como:

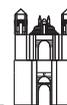
Mampostería frágil no homogénea ni isotrópica.

Mampostería irregular con conglomerados.

Mampostería con junta seca, en la que no se aplica la mecánica del medio continuo.

3.4.3 Ecuaciones geométricas o de compatibilidad

Las ecuaciones de compatibilidad representan la relación entre deformaciones internas con desplazamientos externos, que se representan mediante las condiciones de frontera.



CAPÍTULO 4

CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE TEMBLORES EN MÉXICO

En este capítulo se describen algunas de las características de los temblores en la República Mexicana, las zonas sísmicas en la que se encuentra dividida, así como los sismos característicos seleccionados de subducción y fallamiento normal pertenecientes a la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes y las intensidades que presentan para distintos periodos de retorno.

4.1 MÉXICO Y LAS PLACAS TECTÓNICAS

La República Mexicana se encuentra dividida entre cinco placas tectónicas: Cocos, Pacífico, Norteamérica, Caribe y Rivera, ilustradas en la **figura 4.1**. El movimiento relativo entre estas placas, es lo que produce que nuestro país se encuentre en una peligrosa zona sísmica.

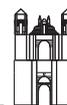


Fig. 4.1 Placas tectónicas en México

www.conacyt.gob.sv

Muchos de los sismos se originan en las fronteras entre las placas tectónicas, sin embargo, algunos (un número menor) se inician en el interior del territorio mexicano. El sistema Sismológico Nacional, entre los años 1965 y 1995, determinó un promedio de los sismos que se presentan al año así como sus magnitudes, según la escala de Richter:

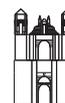
100 sismos al año con magnitudes mayores o iguales que 4.5

3 sismos al año con magnitudes mayores o iguales que 6.0

1 sismo cada 5 años con magnitud mayor o igual que 7.5

El mayor peligro sísmico ocurre con los sismos originados en las costas del Pacífico, entre las ciudades de Puerto Vallarta, Jalisco y Tapachula, Chiapas, y en el norte del país por la falla de San Andrés; las primeras ciudades es donde se producen sismos de mayor frecuencia, también es en estas poblaciones donde se han registrado los epicentros de mayores magnitudes. Estos sismos, por su cercanía a las costas representan un gran peligro para las poblaciones costeras y también han afectado al Valle de México.

La Escala de Richter mide la magnitud de un temblor, y puede relacionarse con medidas subjetivas de intensidad, como se muestra en la **tabla 4.1**.



Magnitud - Escala de Richter -	Efectos del Terremoto
Menor de 3.5	Generalmente no se siente, pero es registrado
3.5 – 5.4	A menudo se siente, pero sólo causa daños menores
5.5 – 6.0	Ocasiona daños ligeros a edificios
6.1 – 6.9	Puede ocasionar daños severos en áreas muy pobladas
7.0 – 7.9	Terremoto mayor. Causa graves daños
8 ó mayor	Gran terremoto. Destrucción total a comunidades cercanas.

Tabla 4.1 Escala de Richter y efectos del terremoto

www.ssn.unam.mx

4.2 ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA REPÚBLICA MEXICANA

Con base en estudios de peligro sísmico, México se dividió en cuatro zonas sísmicas, indicadas en la **figura 4.2**, las cuales indican qué tan frecuentes ocurren los sismos y la aceleración máxima esperada para cada región.

La zona A, es aquella donde no se tienen registros históricos sísmicos, en los últimos 80 años no se han registrado y no se esperan aceleraciones del suelo mayores al 10% de la aceleración de la gravedad a causa de estos movimientos.

Las zonas B y C son “zonas intermedias”, se registran sismos no tan frecuentes o se presentan altas aceleraciones pero no mayores al 70% de la aceleración de la gravedad. La Ciudad de México, se encuentra ubicada entre estas zonas, sin embargo, debido a las condiciones de suelo que presenta pueden esperarse altas aceleraciones, por lo tanto, para esta región existe otra zonificación.

En la zona D se han registrado grandes sismos históricos, donde la aceleración del suelo puede sobrepasar al 70% de la gravedad y la ocurrencia de estos movimientos es todavía menos frecuente.

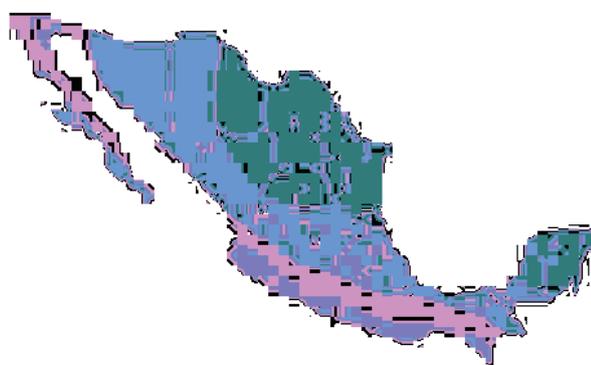
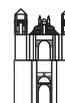


Fig. 4.2 Regionalización sísmica de la República Mexicana

www.ssn.unam.mx

4.3 CONSIDERACIONES SÍSMICAS

En la **figura 4.3**, se ilustra la portada de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, de este catálogo se eligieron 10 sismos representativos de la zona en estudio con aceleraciones máximas variables, 4 pertenecientes a fuentes sísmicas de subducción, presentados en la **tabla 4.2** y 6 correspondientes a fuentes de fallamiento normal, **tabla 4.3**.



Figura 4.3 Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes

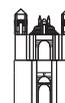


Tabla 4.2 Acelerogramas de subducción (h<40 km) pertenecientes a suelo duro

<i>50 km < Distancia Epicentral < 150 km</i>					
<i>Estación</i>	<i>Magnitud</i>	<i>Fecha</i>	<i>Clave S</i>	<i>Tipo Suelo</i>	<i>Acel. máx. (gales)</i>
PAPANOA	7.6	21/09/1985	850018	Roca	242.69
CALETA DE CAMPOS	7	30/04/1986	860021	Roca	97.17
LAS VIGAS	7.3	14/09/1995	950001	Roca	100.35
TERMOELECTRICA MANZ. COL. TERRENO SUB	7.5	09/10/1995	950003		387.62

Tabla 4.3 Acelerogramas de la fuente sísmica de fallamiento normal para h>40 km registrados en suelo duro

<i>50 km < Distancia Epicentral < 150 km</i>					
<i>Estación</i>	<i>Magnitud</i>	<i>Fecha</i>	<i>Clave S</i>	<i>Tipo Suelo</i>	<i>Acel. Máx. (gales)</i>
ANGOSTURA SUBESTACION	6.5	14/03/1994	940002	Caliza Arcillosa	-22.01
CHICOASEN POBLADO	6.5	14/03/1994	940002	Caliza	-19.62
CIUDAD SERDAN	7.0	15/06/1999	990004	Roca	199.13

<i>Distancia Epicentral > 150 km</i>					
<i>Estación</i>	<i>Magnitud</i>	<i>Fecha</i>	<i>Clave S</i>	<i>Tipo Suelo</i>	<i>Acel. Máx. (gales)</i>
CENTRAL UNACH	6.5	21/10/1995	950005	Caliza	441.95
ANA FREUD	7.0	15/06/1999	990004	Roca Caliza	84.48
CUERNAVACA	7.0	15/06/1999	990004	Roca	-44.69

Los acelerogramas correspondientes a fuentes sísmicas de subducción son pertenecientes a suelo duro, con distancias epicentrales que varían entre 50 km y 150 km, profundidades menores que 40 km y magnitudes mayores o iguales que 7.



Los acelerogramas pertenecientes a fallamiento normal, también pertenecen a suelo duro, profundidades mayores que 40 km, magnitudes de 6.5, pero subdivididos en dos grupos, aquellos que presentan una distancia epicentral entre 50 km y 150 km y los que muestran distancias epicentrales mayores que 150 km.

En el **anexo B** se presentan los acelerogramas y espectros de respuesta correspondientes a los registros sísmicos, donde se observan cómo varían las formas, duraciones y amplitudes de cada uno.

4.3.1 Espectros de respuesta elásticos

Galván (2008), calcula espectros de respuesta elásticos para 116 acelerogramas de fuente sísmica de subducción y para 43 registros de fallamiento normal de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, utilizando el algoritmo del método de Newmark.

Los espectros de respuesta elásticos tanto de las fuentes de subducción como de fallamiento normal son para un 5% de amortiguamiento crítico y se encuentran normalizados a razón de la gravedad para periodos hasta de 5 seg.

En la **figura 4.4** se muestran los espectros de pseudoaceleraciones y de pseudoaceleraciones (media) normalizados para un periodo de retorno de 100 años de las fuentes sísmicas de *subducción*. En la **figura 4.5** se muestra los mismos espectros para un periodo de retorno de 500 años y en la **figura 4.6** para el periodo de retorno de 1000 años.

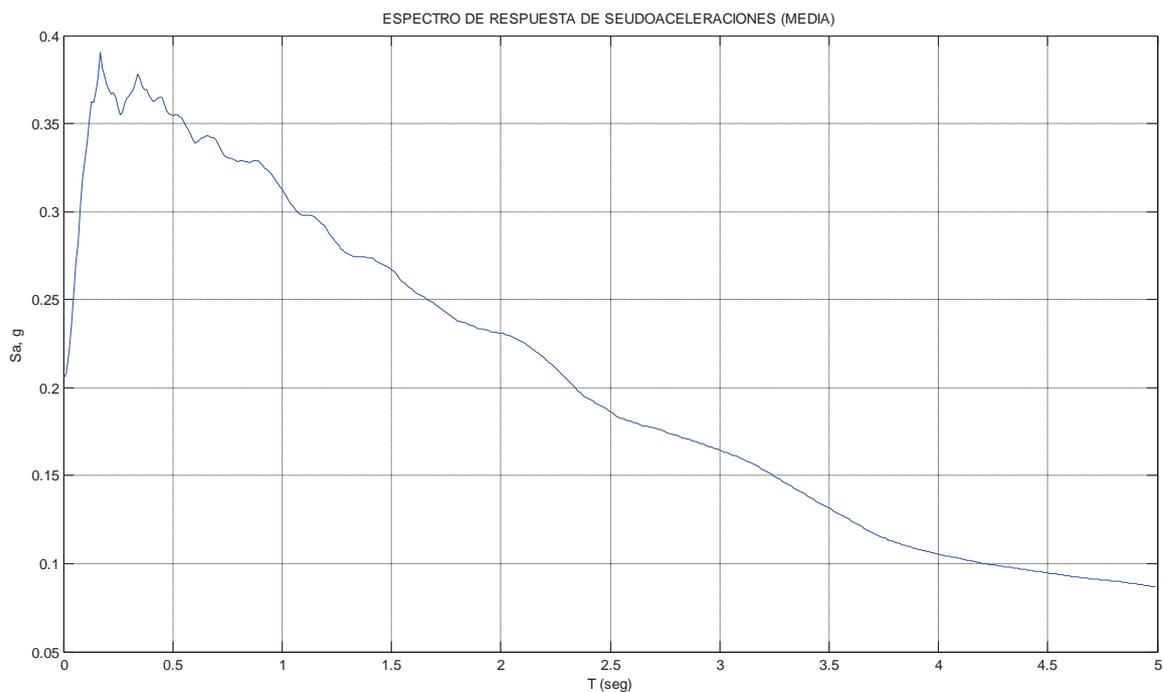
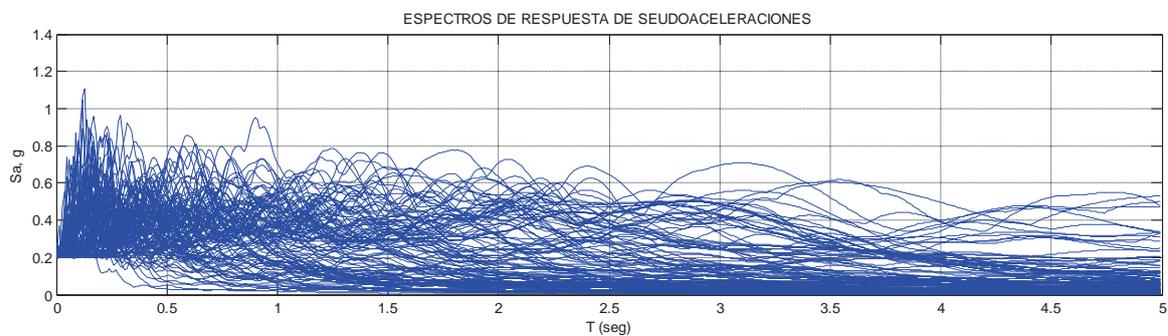


Figura 4.4 Espectros de respuesta de pseudoaceleraciones y espectro de respuesta de pseudoaceleraciones (media) de 116 acelerogramas de subducción para un periodo de retorno de 100 años

Galván (2008)

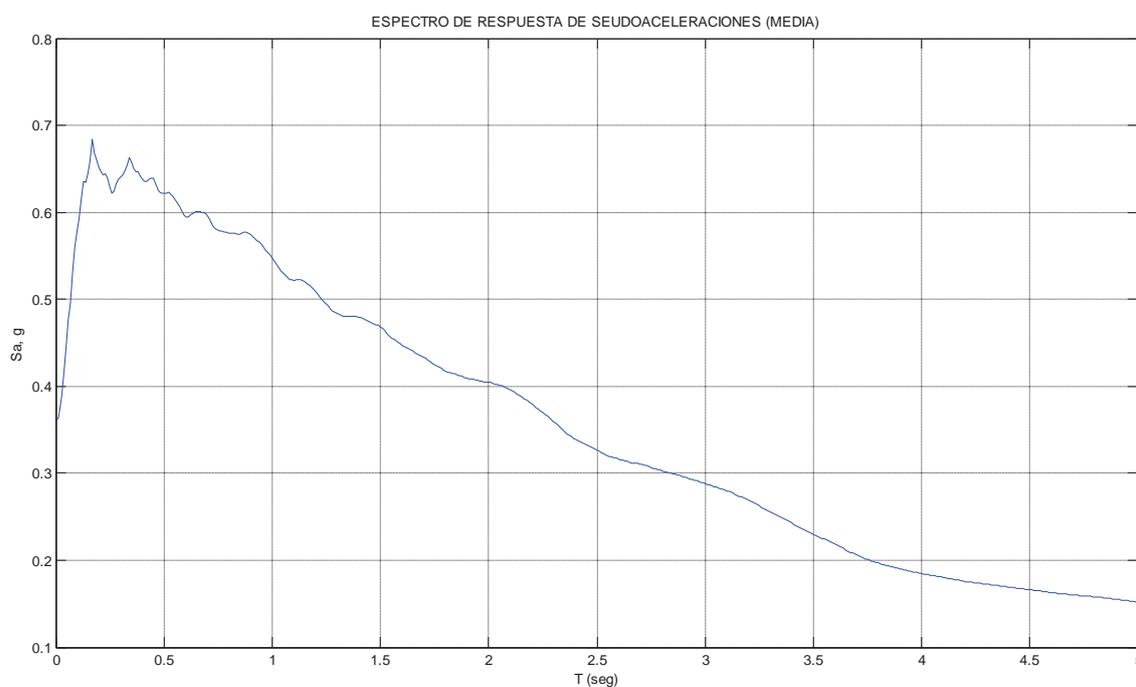
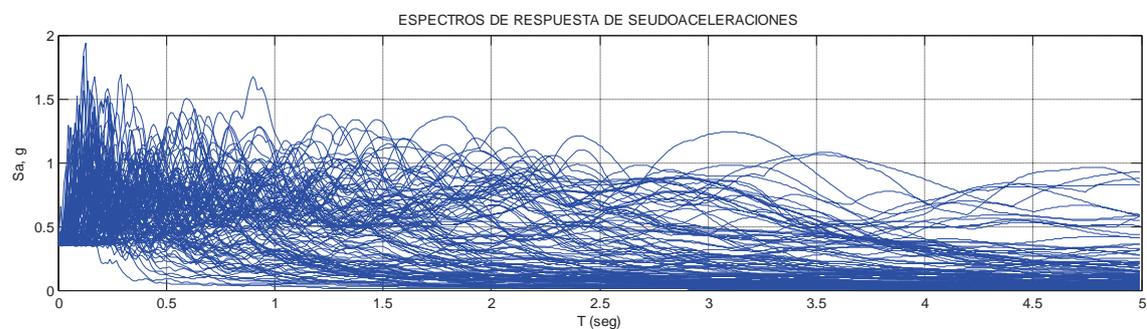
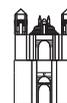


Figura 4.5 Espectros de respuesta de pseudoaceleraciones y espectro de respuesta de pseudoaceleraciones (media) de 116 acelerogramas de subducción para un periodo de retorno de 500 años

Galván (2008)

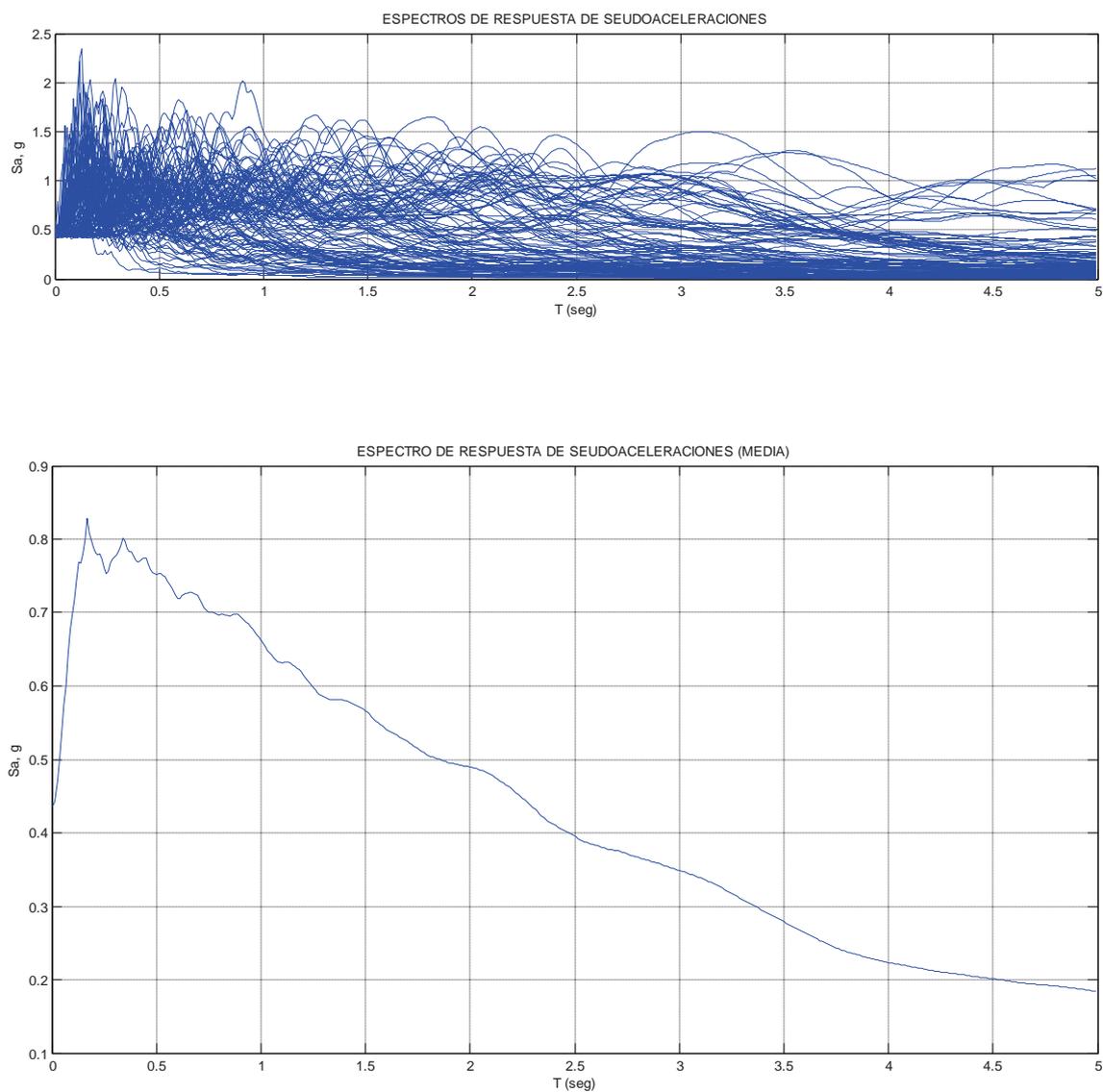
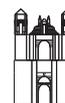


Figura 4.6 Espectros de respuesta de pseudoaceleraciones y espectro de respuesta de pseudoaceleraciones (media) de 116 acelerogramas de subducción para un periodo de retorno de 1000 años

Galván (2008)



En la **figura 4.7** se muestran los espectros de pseudoaceleraciones y de pseudoaceleraciones (media) normalizados para un periodo de retorno de 100 años de las fuentes sísmicas de *fallamiento normal*. En la **figura 4.8** se muestra los espectros semejantes a los anteriores, para un periodo de retorno de 500 años y en la **figura 4.9** para un periodo de retorno de 1000 años.

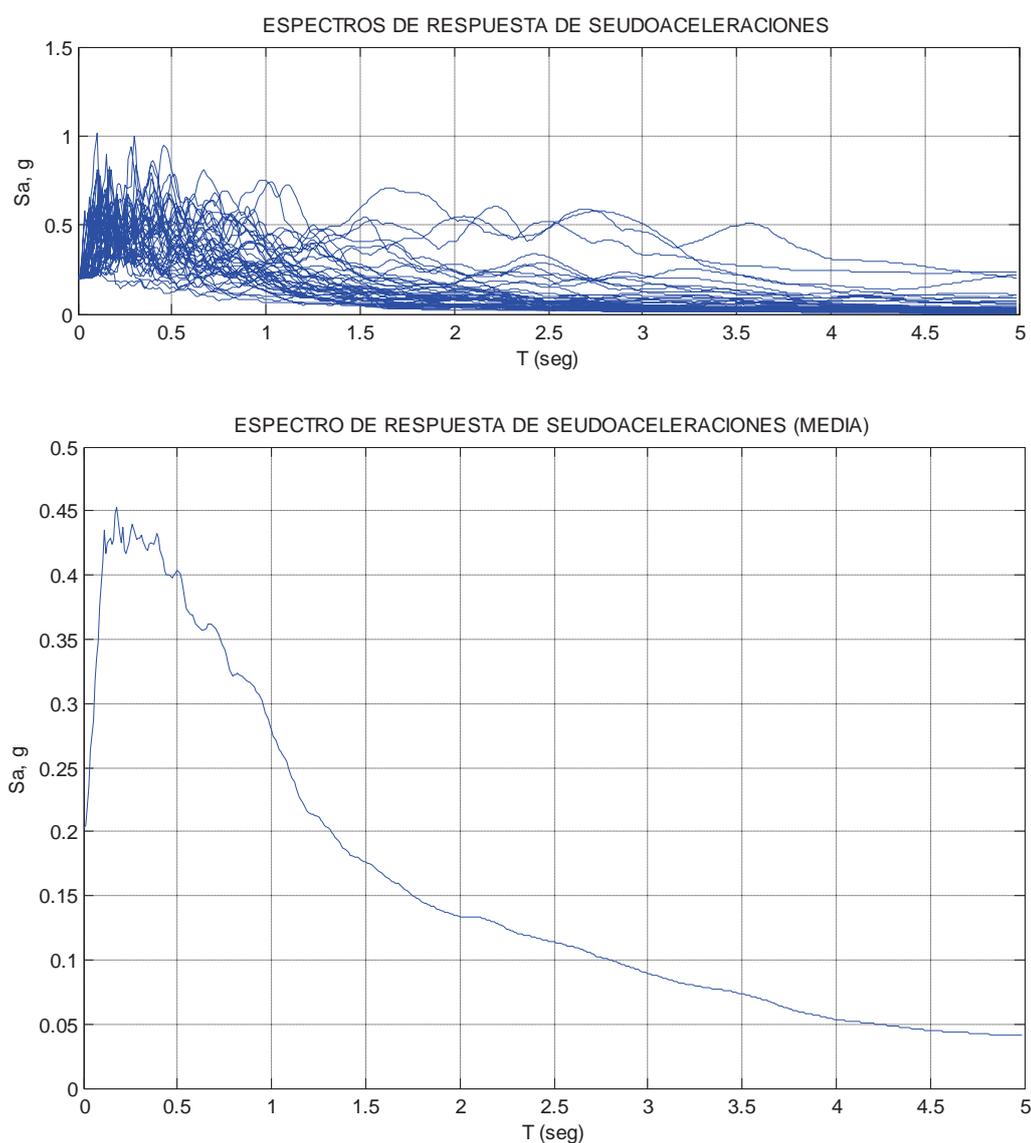


Figura 4.7 Espectros de respuesta de pseudoaceleraciones y espectro de respuesta de pseudoaceleraciones (media) de 43 acelerogramas de fallamiento normal para un periodo de retorno de 100 años

Galván (2008)

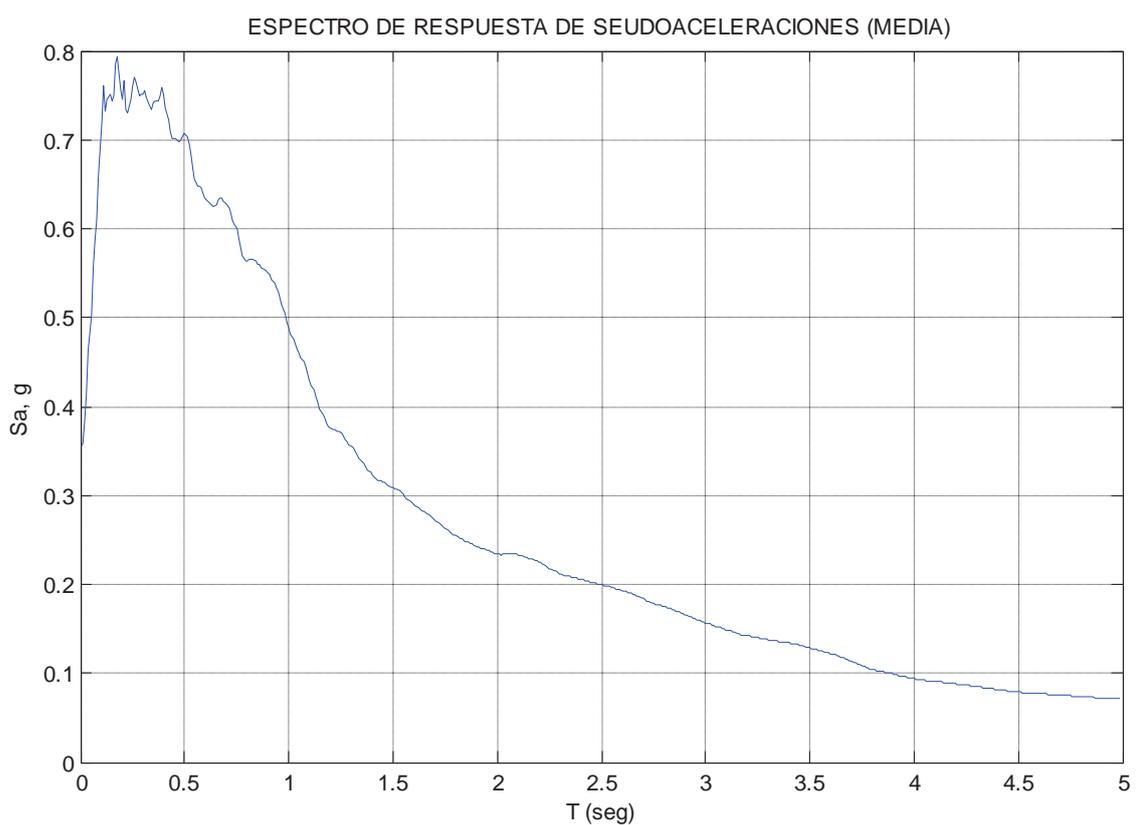
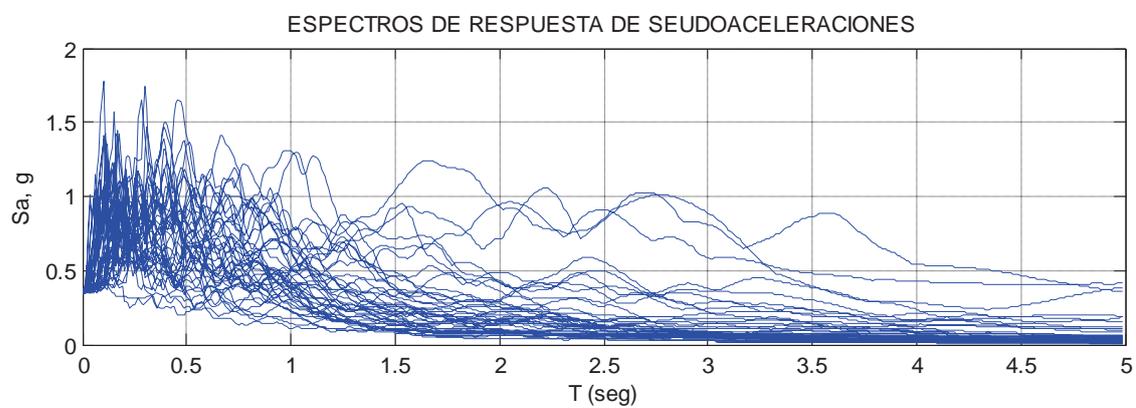


Figura 4.8 Espectros de respuesta de pseudoaceleraciones y espectro de respuesta de pseudoaceleraciones (media) de 43 acelerogramas de fallamiento normal para un periodo de retorno de 500 años

Galván (2008)

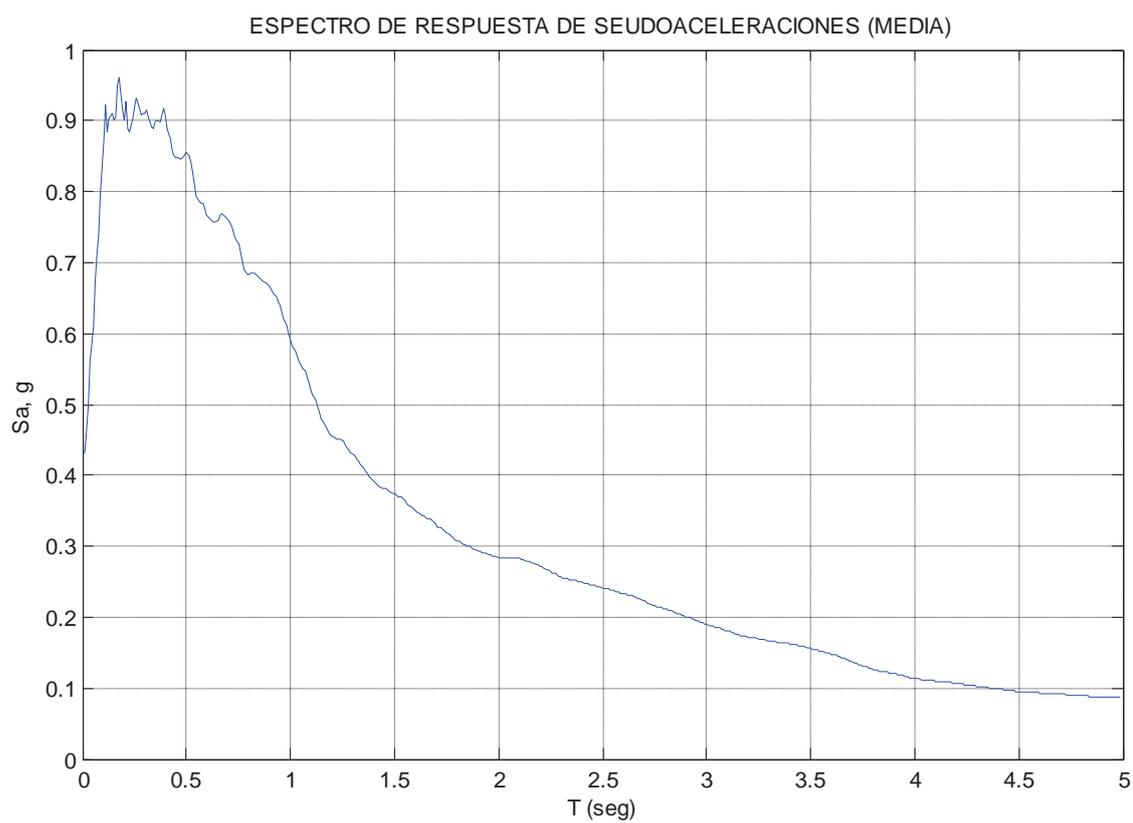
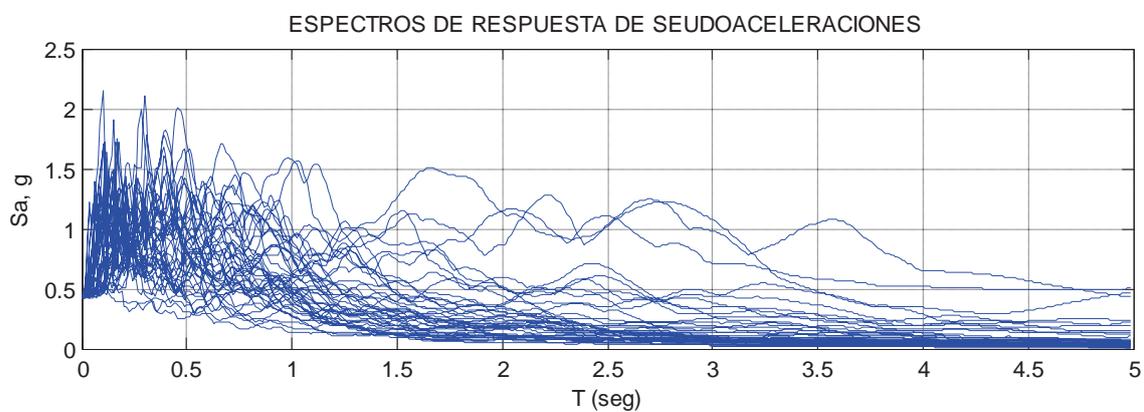
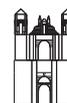


Figura 4.9 Espectros de respuesta de pseudoaceleraciones y espectro de respuesta de pseudoaceleraciones (media) de 43 acelerogramas de fallamiento normal para un periodo de retorno de 1000 años

Galván (2008)

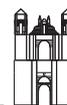


Las figuras anteriores nos muestran que el valor medio de la demanda máxima de pseudoaceleración para un periodo de retorno de 100 años es de 390 gales, para un periodo de retorno de 500 años se presenta una pseudoaceleración media de 680 gales y para un periodo de retorno de 1000 años corresponde 830 gales, de las fuentes sísmicas de subducción.

Mientras que para las fuentes sísmicas de fallamiento normal, para un periodo de retorno de 100 años se obtiene una pseudoaceleración media de 444 gales, para el periodo de retorno de 500 años es de 778 gales y para 1000 años le pertenece una pseudoaceleración media de 942 gales.

Se observa claramente, cómo para las fuentes sísmicas de fallamiento normal, las pseudoaceleraciones medias aumentan, comparadas con las fuentes sísmicas de subducción para cada respectivo periodo de retorno.

Observando que para periodos de retorno de 100 años las pseudoaceleraciones medias para ambas fuentes sísmicas son de gran magnitud, y considerando como una condición de servicio un periodo de retorno de 30 años, se obtuvo para la fuente de subducción una pseudoaceleración máxima esperada de 240 gales, mientras que para la fuente de fallamiento normal de 274 gales.



CAPÍTULO 5

DESCRIPCIÓN Y MODELO ANALÍTICO DEL TEMPLO DE SANTA LUCÍA

En este capítulo, se describe el templo de Santa Lucía, su localización, características geométricas y estructurales, así como el modelo analítico empleado y los resultados obtenidos.

5.1 DESCRIPCIÓN DEL TEMPLO

5.1.1 Localización

El templo de Santa Lucía se encuentra en el municipio de San Cristóbal de las Casas, Chiapas, indicado en la **figura 5.1**, localizado en el Altiplano Central, con coordenadas geográficas $16^{\circ}44' N$ y $92^{\circ}38' W$. Limita al norte con los municipios de Chamula y Tenejapa, al este con Huixtán, al sur con Teopisca, al suroeste con Totolapa, Chiapilla y San Lucas y al oeste con Zinacantán.

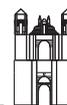


Fig. 5.1 San Cristóbal de las Casas, Chiapas

www.e-local.gob.mx

5.1.2 Antecedentes históricos

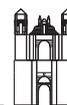
El templo es una obra estilo neoclásico, realizada por el Ing. Carlos Z. Flores en 1884. Las torres originales del templo fueron afectadas por el terremoto que azotó a Ciudad Real en 1902, por lo que las sustituyeron por las que actualmente se admiran en el templo, son más pequeñas y con un estilo distinto al resto del inmueble.

La fachada principal actual, al oriente del edificio, se construyó en una etapa posterior al resto del templo, su cimentación es independiente, anexa a la del templo.

El templo de edificación del siglo XIX sufrió graves daños en el sismo del 20 de octubre de 1995, con epicentro en Chiapas. Las ilustraciones se muestran en el **anexo C**.

5.1.3 Características geométricas y estructurales

El templo cuenta con varios de los elementos estructurales característicos mencionados en el **capítulo 2**, con una nave longitudinal, capillas adosadas, fachada principal de pared gruesa, en los dos extremos de la fachada existen torres con campanarios, muros gruesos, cúpula en el altar y el resto del templo con techumbre de madera.



Las dimensiones del templo son 45 metros en sentido longitudinal y 13.4 metros en sentido transversal, los muros tienen una altura de 7.1 metros y la cúpula cuenta con un diámetro de 10.6 metros.

El material estructural original del inmueble es mampostería de ladrillo, con mortero cal-arena, y revestida de una gruesa amalgama de cal.

En la **figura 5.2** se muestra la imagen del templo.



Fig. 5.2 Templo de Santa Lucía

En el **anexo C**, se muestran algunos alzados y otras fotografías del templo.

5.2 MODELOS ANALÍTICOS

Los modelos analíticos fueron realizados con el programa SAP2000, utilizando un análisis modal en la historia del tiempo.

Los sismos de subducción y fallamiento normal se normalizaron para generar las aceleraciones máximas esperadas del suelo para periodos de retorno de 30, 100, 500 y 1000 años, pertenecientes a la zona donde se ubica nuestro modelo.



5.2.1 Cúpula

El modelo cuenta con 6985 nodos y 6720 elementos shell. El material que constituye este elemento es de baja resistencia, algunas de sus propiedades mecánicas consideradas son un peso volumétrico de 1.8 ton/m^3 , un módulo de elasticidad de 12000 kg/cm^2 y un coeficiente de Poisson de 0.25. Se realizan un total de 40 análisis para este modelo con el propósito de evaluar los esfuerzos a los que está sometido este elemento bajo las solicitaciones indicadas. Los esfuerzos de mayor interés son los de tensión, pues son estos esfuerzos los que generan los primeros agrietamientos en los elementos construidos de mampostería.

5.2.2 Fachada

Formada por 2234 nodos y 1651 elementos shell. Las propiedades mecánicas dadas al material de esta estructura son las mismas que para el modelo de la cúpula, variando los espesores de los elementos Shell, es necesario tomar en cuenta que aunque se trate del mismo material, sus propiedades pueden variar en cada una de las piezas.

5.2.3 Modelo Tridimensional

Integrado por todos los elementos estructurales pertenecientes a la iglesia, el modelo incluye elementos shell para formar los muros, fachada, cúpula, etcétera, y marcos para representar la techumbre del inmueble. La **figura 5.3** ilustra el modelo tridimensional introducido al programa.

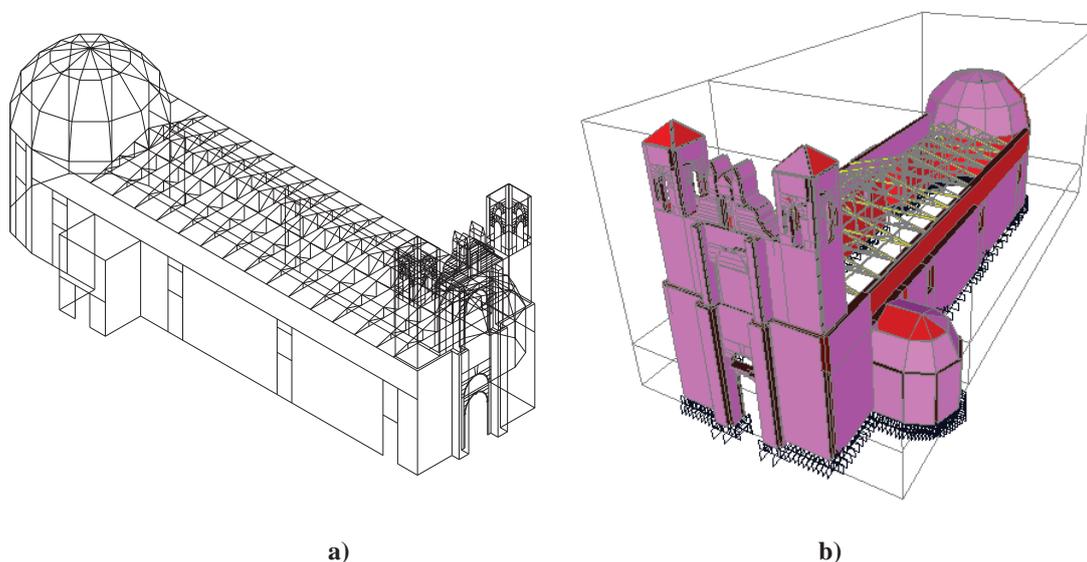


Fig. 5.3 Modelo tridimensional del templo, a) sin elementos definidos, b) con elementos marco y Shell

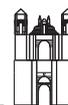
5.3 PERIODOS Y MODOS DE VIBRAR

5.3.1 Cúpula

A continuación se presentan en la **tabla 5.1** los primeros 10 modos de vibrar de la cúpula. El modelo corresponde a elementos finitos tipo shell y cuenta con 8 apoyos simples.

Tabla 5.1 Periodos y movimientos de los primeros diez modos de vibrar de la cúpula

<i>Modo</i>	<i>Periodo (seg.)</i>	<i>Movimiento</i>
1	0.5832	Transversal
2	0.4476	Longitudinal
3	0.2536	Ondas transversales en la base
4	0.2496	Ondas longitudinales en la base
5	0.2232	Transversal
6	0.2180	Vertical
7	0.1914	Transversal
8	0.1827	Transversal
9	0.1579	Vertical
10	0.1554	Transversal



En la **figura 5.4** se muestra el movimiento transversal que sigue la cúpula en el primer modo de vibrar.

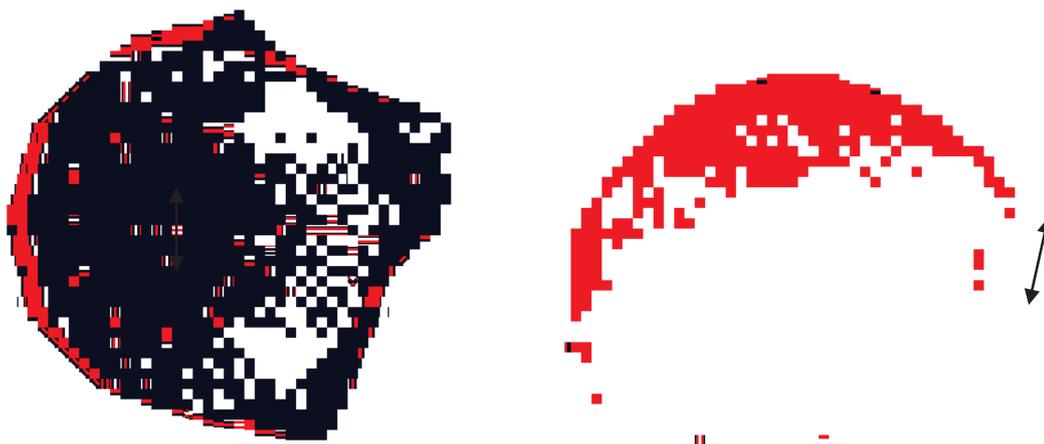


Fig. 5.4 Primer modo de vibrar de la cúpula, $T=0.5832$ seg.

En la **figura 5.5** se observa que en el segundo modo de vibrar, la cúpula muestra un movimiento longitudinal, en la base donde no existen apoyos. En las **figuras 5.6 a 5.8** se muestran el tercer, cuarto y sexto modo, respectivamente.

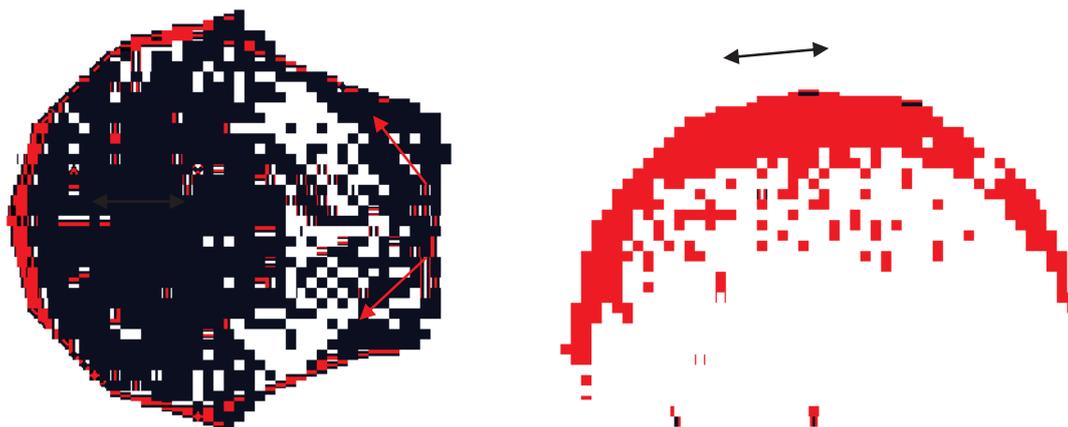


Fig. 5.5 Segundo modo de vibrar de la cúpula, $T=0.4476$ seg.

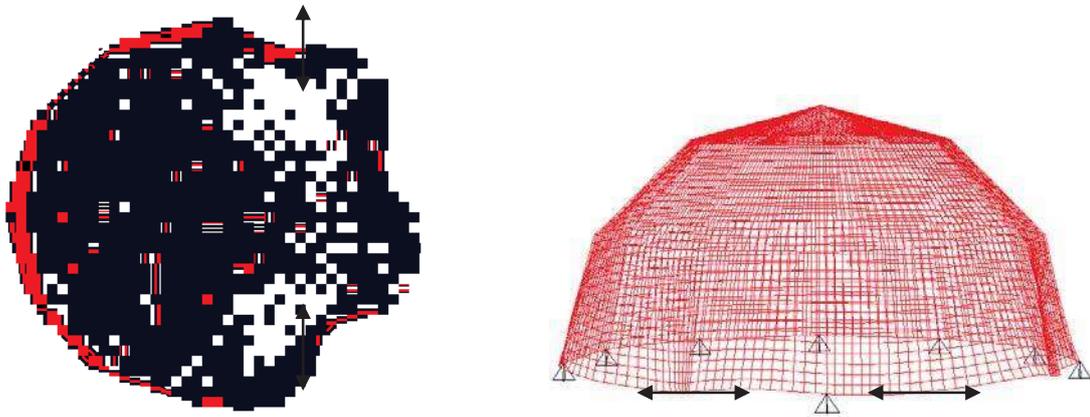
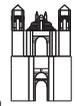


Fig. 5.6 Tercer modo de vibrar de la cúpula, $T=0.2536$ seg.

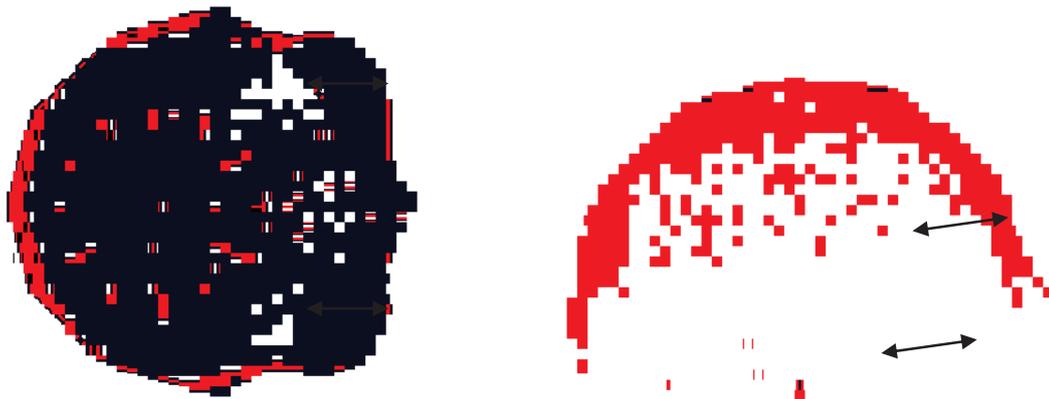


Fig. 5.7 Cuarto modo de vibrar de la cúpula, $T=0.2496$ seg.

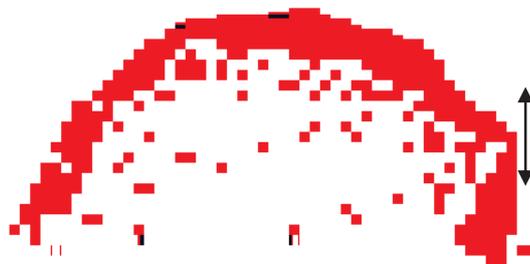


Fig. 5.8 Sexto modo de vibrar de la cúpula, $T=0.2180$ seg.



5.3.2 Fachada

En la **tabla 5.2** se muestran los primeros 10 modos de vibrar de la fachada. El modelo corresponde a elementos finitos tipo shell y se han considerado apoyos empotrados en la base y apoyos simples en los elementos que se apoyan en los muros laterales.

Tabla 5.2 Periodos y movimientos de los primeros diez modos de vibrar de la fachada

<i>Modo</i>	<i>Periodo (seg.)</i>	<i>Movimiento</i>
1	0.7087	Longitudinal
2	0.5475	Longitudinal asimétrico en torres
3	0.4068	Transversal
4	0.3836	Transversal asimétrico en torres
5	0.3543	Transversal asimétrico en torres
6	0.3046	Longitudinal asimétrico
7	0.3036	Longitudinal
8	0.2714	Longitudinal
9	0.2593	Longitudinal
10	0.2330	Torsión en torres

En las **figuras 5.9 a 5.12** se explican gráficamente los primeros cuatro modos de vibrar de la fachada.

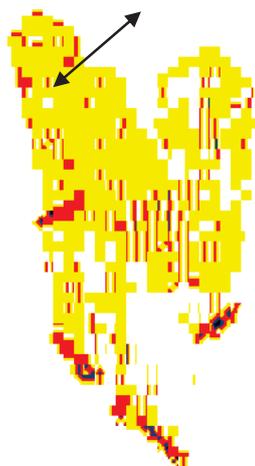


Fig. 5.9 Primer modo de vibrar de la fachada, $T=0.7087$ seg.

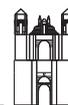


Fig. 5.10 Segundo modo de vibrar de la fachada, $T=0.5475$ seg.

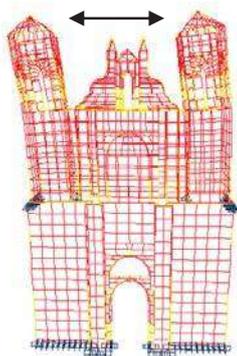


Fig. 5.11 Tercer modo de vibrar de la fachada, $T=0.4068$ seg.

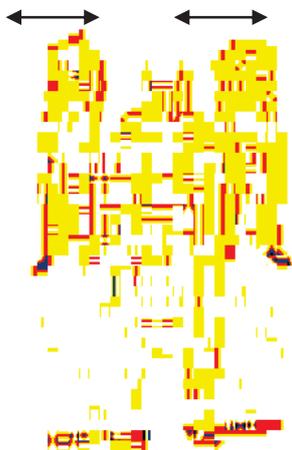
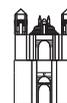


Fig. 5.12 Cuarto modo de vibrar de la fachada, $T=0.3836$ seg.



5.3.3 Modelo Tridimensional

El modelo tridimensional señala de manera total, cuáles son los elementos estructurales vulnerables a fallar durante la ocurrencia de un sismo, por lo tanto, los modos de vibrar también son globales, por lo que lo que nos interesa de este modelo es el movimiento que se exhibe de los elementos. El primer modo de vibrar del templo corresponde a la techumbre en sentido transversal, pues el material de este elemento estructural es mucho más flexible (madera) y por lo tanto de menor rigidez que el resto del inmueble. El segundo modo y tercer de vibrar corresponde a la techumbre y a la fachada en sentido longitudinal, **figura 5.13**, mientras que a el cuarto modo le corresponde un movimiento transversal, de techumbre, fachada y cúpula.

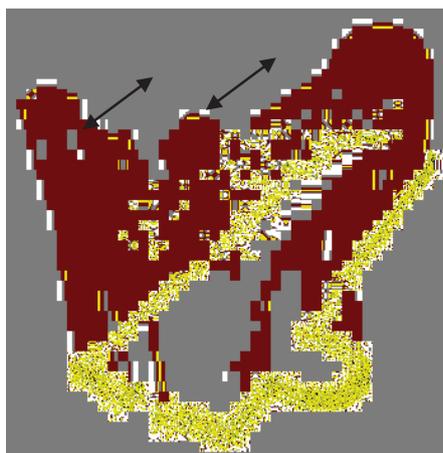


Fig. 5.13 Segundo y tercer modo de vibrar del modelo global

5.4 RESULTADOS OBTENIDOS

5.4.1 Cúpula

Este elemento bajo peso propio trabaja a compresión, pero al estar sometida a distintas combinaciones (carga vertical, sismo en dirección x y sismo en dirección y) se generan esfuerzos de tensión, siendo de menor magnitud en la cúspide de ésta y mayores en sus apoyos, como lo muestra la **figura 5.14**.

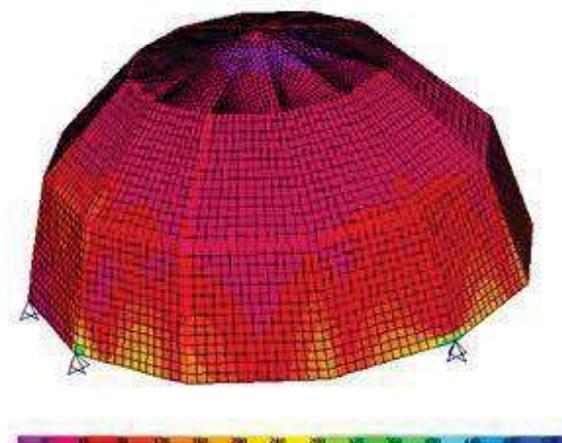
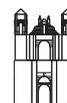


Fig. 5.14 Modelo de elemento finito de la cúpula

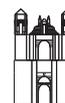
Conforme aumenta la aceleración para cada periodo de retorno, los esfuerzos obtenidos aumentan también de forma gradual. Como se ha observado en la práctica, durante la ocurrencia de un sismo, los primeros agrietamientos aparecen en la parte inferior de este elemento, encontrándose ahí los valores máximos de esfuerzos de tensión.

En promedio, para los modelos sometidos a sismos de subducción, en la parte inferior de la cúpula, para un periodo de 30 años se encontraron esfuerzos de tensión del orden de 86 kg/cm^2 , para 100 años de 157 kg/cm^2 , para 500 años 295 kg/cm^2 y para 1000 años 370 kg/cm^2 .

Para los modelos sometidos a sismos de fallamiento normal, en la base de la cúpula se encontraron en promedio esfuerzos de tensión para un periodo de retorno de 30 años de 101 kg/cm^2 , para 100 años de 180 kg/cm^2 , para 500 años 336 kg/cm^2 y para 1000 años 413 kg/cm^2 .

Se observa que se producen mayores esfuerzos en los modelos sometidos a fuentes sísmicas de fallamiento normal que los modelos de subducción, lo que justifica los enormes daños que este tipo de temblores han generado en las iglesias en México.

Los valores obtenidos son altos comparados a los correspondientes a los esfuerzos últimos de tensión, que para este material varía entre $5\text{-}15 \text{ kg/cm}^2$, pero estos esfuerzos se localizan en pequeñas áreas, por lo que se esperan daños en pequeñas superficies, lo que no provocaría colapsos. Sin embargo, su importancia radica en que al originar el inicio del agrietamiento del elemento, éste puede propagarse bajo esfuerzos de menor magnitud.



Los esfuerzos cortantes más importantes se encuentran también en la base del elemento, que para fuentes sísmicas de subducción varían de 40 a 100 kg/cm² y para fuentes sísmicas de fallamiento normal de 50 a 130 kg/cm² de acuerdo a los periodos de retorno.

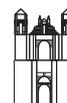
En las **tablas 5.3 y 5.4** se resumen los esfuerzos a tensión (positivos) y compresión (negativos) en la base de la cúpula (donde se encontraron los mayores esfuerzos) para periodos de retorno de 30, 100, 500 y 1000 años, para fuentes sísmicas de subducción y fallamiento normal, respectivamente.

Tabla 5.3 Esfuerzos en la base de la cúpula, fuentes sísmicas de subducción para diferentes periodos de retorno

<i>Periodo de Retorno (años)</i>	<i>Esfuerzos de tensión y compresión</i>		
	<i>S11 (kg/cm²)</i>	<i>S22 (kg/cm²)</i>	<i>S12 (kg/cm²)</i>
30	86.02725	40.82125	46.751
	-154.293	-149.36325	-46.531
100	156.88875	80.824	63.1035
	-225.293	-203.84225	-62.61275
500	295.3225	183.11225	94.7635
	-361.29	-308.985	-93.6585
1000	367.8365	237.51275	111.35875
	-432.30725	-363.88225	-109.89475

Tabla 5.4 Esfuerzos en la base de la cúpula, fuentes sísmicas de fallamiento normal para diferentes periodos de retorno

<i>Periodo de Retorno (años)</i>	<i>Esfuerzos de tensión y compresión</i>		
	<i>S11 (kg/cm²)</i>	<i>S22 (kg/cm²)</i>	<i>S12 (kg/cm²)</i>
30	101.302167	49.8058333	49.5011667
	-165.380167	-161.953667	-49.914
100	179.215333	111.1165	68.865
	-242.355333	-223.525167	-68.989
500	335.967667	239.1785	109.007
	-396.126167	-344.889333	-108.6455
1000	412.651333	301.8195	128.920667
	-471.391333	-404.253333	-128.084833



En la **figura 5.15** se describe el comportamiento observado esfuerzo-altura de la cúpula. Es notorio el cambio importante de la pendiente de la curva en la zona más alta de la cúpula, originando una rápida disminución de la demanda de esfuerzos.

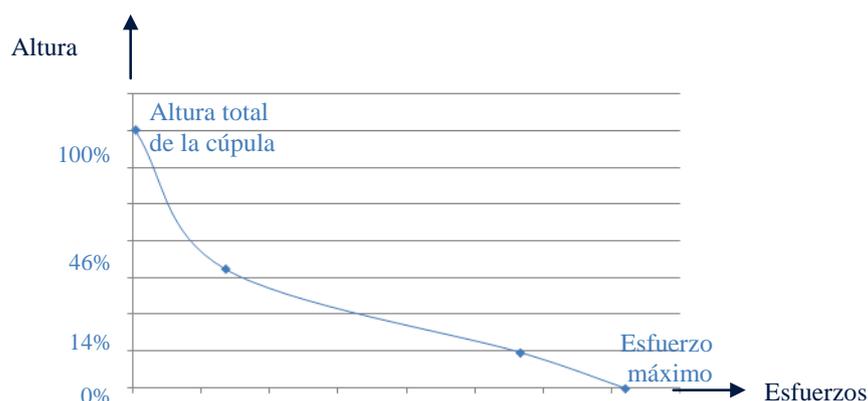


Fig. 5.15 Comportamiento esfuerzo-altura de la cúpula

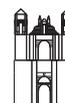
5.4.2 Fachada

Para este elemento, tanto los esfuerzos de tensión son importantes como los desplazamientos producidos por movimientos sísmicos, en dirección x y en dirección y (transversal y longitudinal), pues pueden ser estas deformaciones las que hagan que la fachada colapse.

Se observa que para los periodos de retorno de 30 y 100 años, la parte inferior de la fachada conserva esfuerzos de tensión y compresión aceptables, mientras que para los periodos de 500 y 1000 años, se generan esfuerzos de tensión que producirían grietas en el elemento.

Para los modelos de fuentes sísmicas de subducción en un periodo de retorno de 30 años, las torres en sus extremos generan esfuerzos de tensión del orden de 100 kg/cm^2 , para un periodo de retorno de 100 años se generan esfuerzos de 150 kg/cm^2 , para un periodo de 500 años de 250 kg/cm^2 y para el periodo de 1000 años de 300 kg/cm^2 .

En promedio, para los sismos de fallamiento normal, se generaron igualmente en los extremos de las torres para un periodo de retorno de 30 años esfuerzos de tensión de 180 kg/cm^2 , para 100 años de 280 kg/cm^2 , para 500 años de 380 kg/cm^2 y para el periodo de 1000 años de 430 kg/cm^2 .



Los esfuerzos máximos se generan en áreas más amplias que en la cúpula, por lo que seguramente sería más el agrietamiento severo en estas superficies. En la **figura 5.16** se ilustran los esfuerzos máximos generados en los extremos de las torres.



Fig. 5.16 Modelo de elemento finito de la fachada

Se muestran en las **tablas 5.5** y **5.6** los esfuerzos a tensión (positivos) y a compresión (negativos) en los extremos de las torres, para periodos de retorno de 30, 100, 500 y 1000 años, para fuentes sísmicas de subducción y fallamiento normal.

Tabla 5.5 Esfuerzos máximos en los extremos de las torres, fuentes sísmicas de subducción para distintos periodos de retorno

<i>Periodo de Retorno (años)</i>	<i>Esfuerzos de tensión y compresión</i>		
	<i>S11 (kg/cm²)</i>	<i>S22 (kg/cm²)</i>	<i>S12 (kg/cm²)</i>
30	102.6275	62.94475	28.4015
	-68.425	-73.7305	-28.167
100	152.55875	92.7605	42.07025
	-116.7645	-106.619	-41.63175
500	248.4265	151.07575	68.41125
	-215.10825	-169.752	-67.7315
1000	298.2735	183.165	82.34475
	-267.73125	-202.586	-81.51525



Tabla 5.6 Esfuerzos máximos en los extremos de las torres, fuentes sísmicas de fallamiento normal para distintos periodos de retorno

<i>Periodo de Retorno (años)</i>	<i>Esfuerzos de tensión y compresión</i>		
	<i>S11 (kg/cm²)</i>	<i>S22 (kg/cm²)</i>	<i>S12 (kg/cm²)</i>
30	182.155833	111.615167	45.3953333
	-140.718167	-121.774167	-45.8053333
100	283.958667	173.38	70.049
	-236.789667	-184.817167	-70.5216667
500	363.7685	186.896	118.8565
	-318.524833	-199.914833	-119.0625
1000	431.649833	227.789833	142.8
	-422.454333	-251.198	-142.838167

Para periodos de retorno pequeños, los desplazamientos esperados son pequeños, mientras que para periodos de retorno mayores, los desplazamientos aumentan considerablemente. Como es de esperarse, los desplazamientos de mayor magnitud están en las torres, por lo que estos elementos son los primeros que colapsan si exceden los desplazamientos permisibles.

Los desplazamientos obtenidos del modelo indican que para fuentes sísmicas de subducción y un periodo de retorno de 30 años, el máximo desplazamiento obtenido es de 4.66 cm, para 100 años es de 7.46 cm, para el periodo de 500 años resulta de 12.83 cm y para el periodo de retorno de 1000 años de 15.63 cm, en todos los casos en dirección longitudinal.

Para los modelos de fuentes sísmicas de fallamiento normal se encontraron que para el periodo de 30 años, el desplazamiento máximo alcanzado es de 8.18 cm, para 100 años de 13.14 cm, para 500 años de 22.87 cm y para 1000 años de 27.64 cm, igualmente en sentido longitudinal.

Los desplazamientos límite varían según las NTC-2004, entre 0.005h y 0.010h, por lo que para la altura total, $h=13.80$ metros, los desplazamientos límites varían de 6.90 cm a 13.80 cm. Se advierte que, el desplazamiento que excede estos límites se encuentra en los modelos de fuentes sísmicas de fallamiento normal y subducción para un periodo de retorno de 1000 años, por lo tanto, se esperan daños en este elemento. En la **tabla 5.7** y **5.8** se comparan los desplazamientos obtenidos de las distintas fuentes sísmicas con los desplazamientos límite.

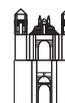


Tabla 5.7 Comparación de desplazamientos obtenidos con los desplazamientos límite, fuentes sísmicas de subducción

<i>Periodo de Retorno (años)</i>	<i>Desplazamientos (cm)</i>				
	<i>Edo. límite Inferior</i>		<i>F. sísmica de Subducción (máximo)</i>	<i>Edo. límite Superior</i>	
30	6.90	>	4.66	<	13.80
100	6.90	<	7.46	<	13.80
500	6.90	<	12.83	<	13.80
1000	6.90	<	15.63	>	13.80

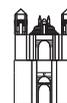
Tabla 5.8 Comparación de desplazamientos obtenidos con los desplazamientos límite, fuentes sísmicas de fallamiento normal

<i>Periodo de Retorno (años)</i>	<i>Desplazamientos (cm)</i>				
	<i>Edo. límite Inferior</i>		<i>F. sísmica de fallamiento normal (máximo)</i>	<i>Edo. límite Superior</i>	
30	6.90	<	8.18	<	13.80
100	6.90	<	13.14	<	13.80
500	6.90	<	22.87	>	13.80
1000	6.90	<	27.64	>	13.80

Es notorio que los mayores esfuerzos que se presentan son de tensión, por lo que el inicio temprano del agrietamiento disminuiría la rigidez del elemento incrementando los desplazamientos anteriormente comentados.

5.4.3 Modelo Tridimensional

El modelo de elementos finitos nos da una muy cercana idea del comportamiento real de esta estructura bajo cada sollicitación, sin embargo, no debe considerarse como un resultado “exacto”, pues existen varias incertidumbres en las propiedades mecánicas de los materiales que lo constituyen y, como se comentó anteriormente, las juntas suelen tener un comportamiento no lineal que en un modelo más refinado podría ser incorporado.



Dados los resultados de los modelos tridimensionales de este caso de estudio, se observa que los elementos con mayor vulnerabilidad de daño son la cúpula, las torres y la fachada de la iglesia, es esta la razón por la que se trabajaron estos elementos en modelos separados.

Indudablemente este tipo de construcciones suelen tener un comportamiento adecuado bajo cargas gravitatorias, pero al ser sometidas a sismos, los elementos y materiales que las conforman, con baja resistencia a tensión, presentan daños.

Para sismos con periodos de retorno pequeños, se esperan pequeños desplazamientos y/o agrietamientos, pero bajo solicitaciones mayores, pueden esperarse severos daños estructurales o fallas últimas en estas edificaciones.

Bajo peso propio, **figura 5.17**, los esfuerzos máximos principales se encuentran entre 6 kg/cm^2 para compresión y 6 kg/cm^2 para tensión.

Los esfuerzos de tensión y compresión bajo peso propio son relativamente pequeños si son comparados a los obtenidos por una sollicitación de sismo, que “superan” por mucho a los anteriores.

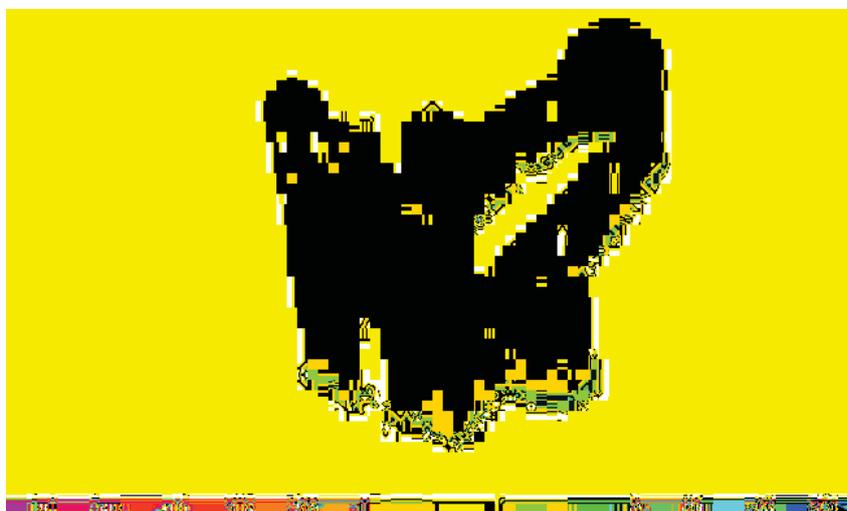
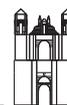


Fig. 5.17 Modelo tridimensional en Elemento Finito



CAPÍTULO 6

MODELO DE VULNERABILIDAD

En este capítulo se establecerá la vulnerabilidad sísmica de los elementos del templo de Santa Lucía utilizando densidades de probabilidad lognormal, que son las usualmente utilizadas en estudios de peligro sísmico.

Jara, et al. (2007), definen a la probabilidad como una medida que expresa la posibilidad que puede asignársele a un evento, conocer el nivel de seguridad del comportamiento de ciertas variables ante la ocurrencia de un fenómeno.

Para la aplicación del modelo de vulnerabilidad se hará uso de las densidades de probabilidad, que son gráficas que relacionan el valor de una variable (eje de las abscisas) con la probabilidad de ocurrencia de la misma variable (eje de las ordenadas).

La densidad de probabilidad elegida es la “densidad lognormal” pues es ampliamente utilizada para estudios de peligro y vulnerabilidad sísmica.



La densidad lognormal está definida como

$$P_T(t) = \frac{1}{t\sigma_{\ln T} \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln t - \ln m)^2}{2\sigma_{\ln T}^2}} \quad (6.1)$$

donde:

m y $\sigma_{\ln T}$ son parámetros de la densidad de probabilidad de la variable aleatoria T .

La media y desviación estándar de esta densidad son:

$$m_T = m e^{(1/2)\sigma_{\ln T}^2} \quad (6.2)$$

$$\sigma_T = m_T^2 (e^{\sigma_{\ln T}^2} - 1) \quad (6.3)$$

6.1 CÚPULA

En las **figuras 6.1** y **6.2**, se muestran las funciones de densidad lognormal de los esfuerzos máximos debidos a tensión $S11$ y $S22$ (t/m^2) localizados en la cúpula, debido a fuentes sísmicas de subducción, para periodos de retorno de 30, 100, 500 y 1000 años. Los parámetros m_T y σ_T se refieren a la media y desviación estándar de los estados límite, que para este caso son los esfuerzos. La media y desviación estándar de las densidades se obtuvieron mediante el método de máxima verosimilitud, en la **tabla 6.1** se muestran los parámetros estimados de las densidades.

Tabla 6.1 Parámetros de las densidades asociadas a esfuerzos máximos $S11$ y $S22$, fuentes sísmicas de subducción

Periodo de retorno (años)	$S11$ (t/m^2)				$S22$ (t/m^2)			
	Media	Desviación estándar	$\ln m$	$\sigma_{\ln T}$	Media	Desviación Estándar	$\ln m$	$\sigma_{\ln T}$
30	860.2725	496.3667	6.6135	0.5360	408.2125	329.3127	5.7611	0.7079
100	1568.8875	869.4964	7.2241	0.5175	808.24	706.1259	6.4112	0.7531
500	2953.225	1549.6091	7.8690	0.4931	1831.1225	1248.4340	7.3218	0.6178
1000	3678.365	1911.2551	8.0907	0.4888	2375.1275	1528.8343	7.5994	0.5887

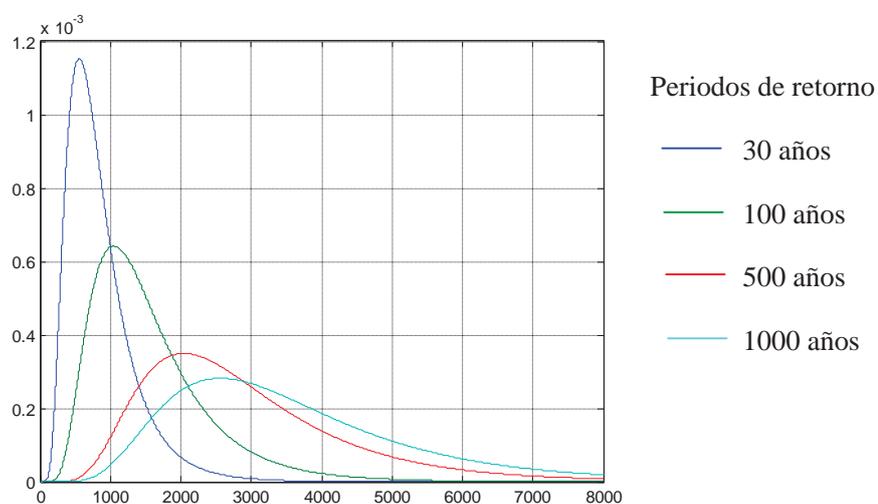
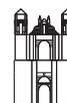


Fig. 6.1 Funciones de densidad asociadas a esfuerzos máximos S11, fuentes sísmicas de subducción

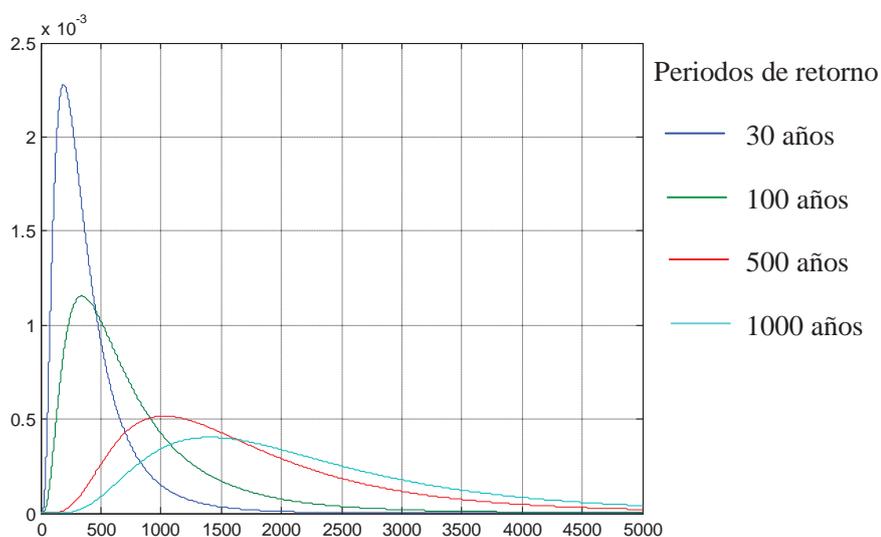


Fig. 6.2 Funciones de densidad asociadas a esfuerzos máximos S22, fuentes sísmicas de subducción

En las **figuras 6.3 y 6.4**, se muestran las funciones de densidad lognormal de los esfuerzos máximos de tensión (t/m^2) S11 y S22 de la cúpula, debido a fuentes sísmicas de fallamiento



normal, para periodos de retorno de 30, 100, 500 y 1000 años, en la **tabla 6.2** se muestran los valores con los que se graficaron las densidades.

Tabla 6.2 Parámetros de las densidades asociadas a esfuerzos máximos S11 y S22, fuentes sísmicas de fallamiento normal

<i>Periodo de retorno (años)</i>	<i>S11 (t/m²)</i>				<i>S22 (t/m²)</i>			
	<i>Media</i>	<i>Desviación estándar</i>	<i>ln m</i>	σ_{lnT}	<i>Media</i>	<i>Desviación Estándar</i>	<i>ln m</i>	σ_{lnT}
30	1013.0216	266.9886	6.8871	0.2591	498.0583	218.6560	6.1225	0.4198
100	1792.1533	423.6260	7.4639	0.2331	1111.165	419.1575	6.9466	0.3647
500	3359.6766	739.3938	8.0959	0.2174	2391.785	760.7303	7.7316	0.3104
1000	4126.5133	895.1487	8.3021	0.2144	3018.195	926.6044	7.9673	0.3001

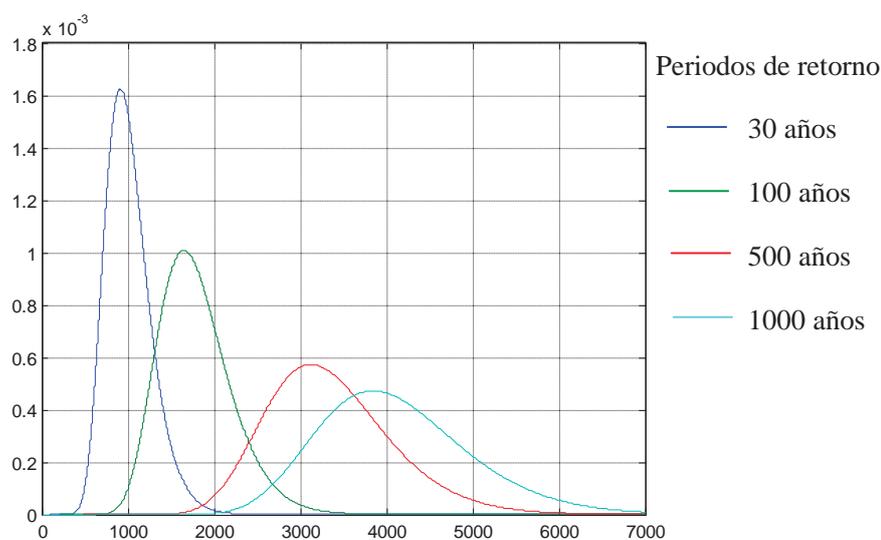


Fig. 6.3 Funciones de densidad asociadas a esfuerzos máximos S11, fuentes sísmicas de fallamiento normal

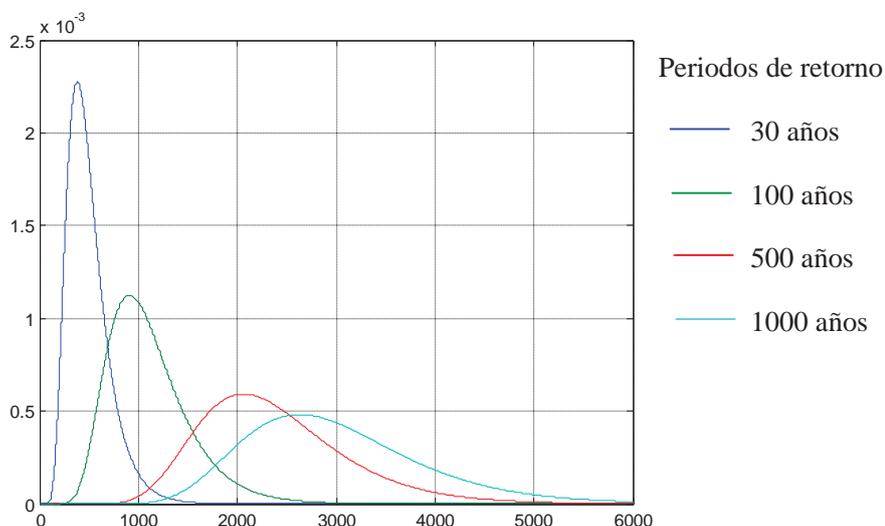
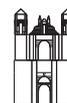


Fig. 6.4 Funciones de densidad asociadas a esfuerzos máximos S22, fuentes sísmicas de fallamiento normal

A continuación se presentan las **figuras 6.5 y 6.6**, que corresponden a las densidades acumuladas de los esfuerzos máximos S11 y S22 de tensión, correspondientes a las fuentes sísmicas de subducción. El interés de estas figuras es que proporcionan la probabilidad de excedencia (eje de las ordenadas) de la variable en estudio (eje de las abscisas), que en este caso son los esfuerzos máximos.

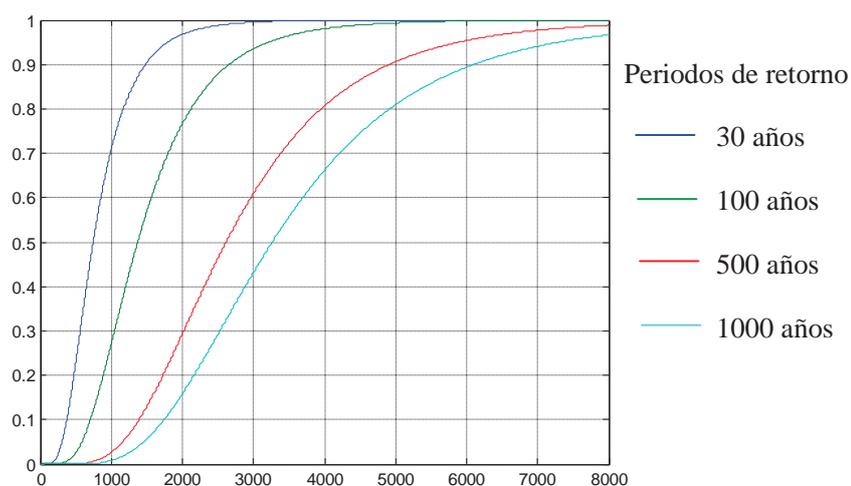


Fig. 6.5 Funciones de densidad acumuladas asociadas a esfuerzos máximos S11, fuentes sísmicas de subducción

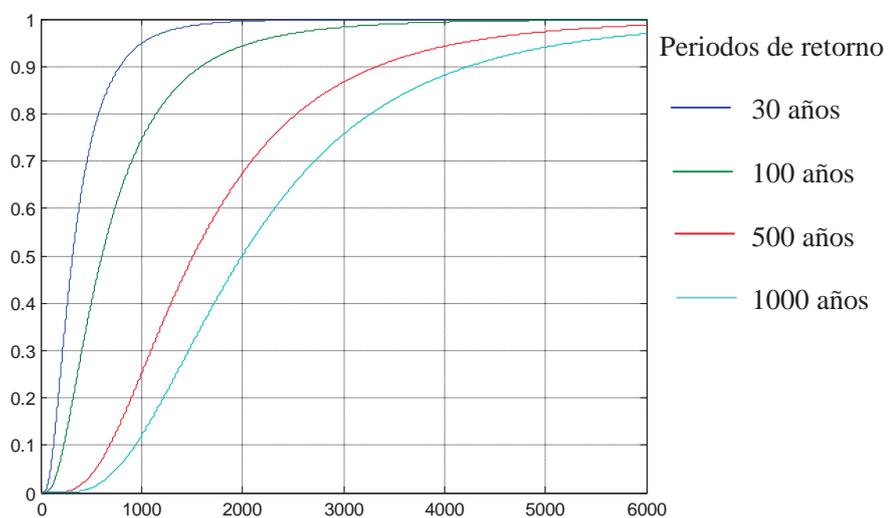
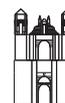


Fig. 6.6 Funciones de densidad acumuladas asociadas a esfuerzos máximos S22, fuentes sísmicas de subducción

En las **figuras 6.7 y 6.8**, se muestran las densidades acumuladas de los esfuerzos máximos S11 y S22 de tensión, correspondientes a las fuentes sísmicas de fallamiento normal.

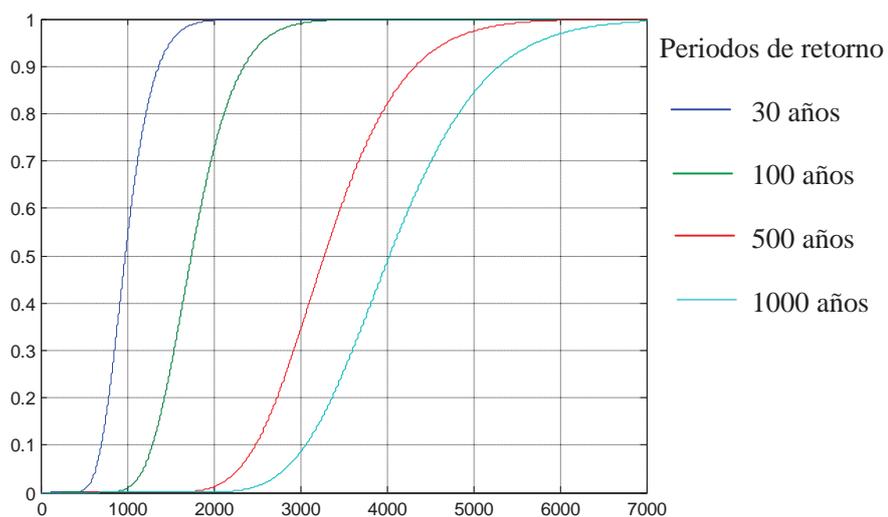


Fig. 6.7 Funciones de densidad acumuladas asociadas a esfuerzos máximos S11, fuentes sísmicas de fallamiento normal

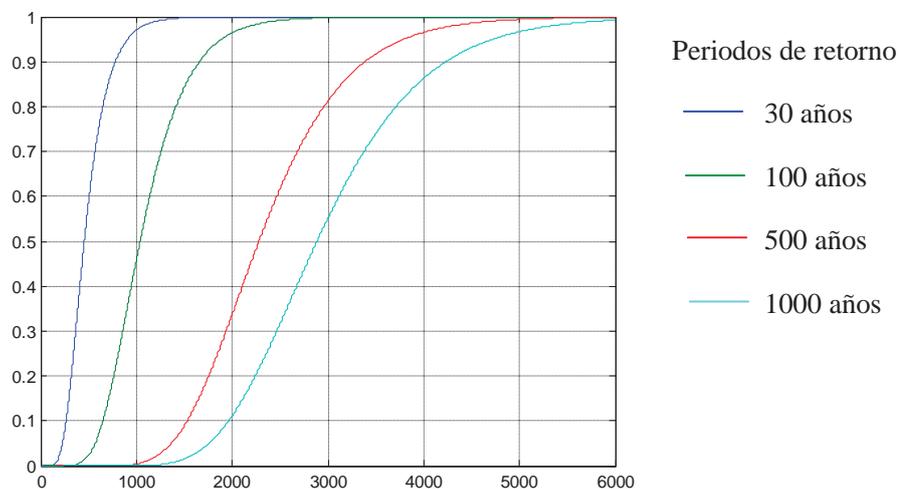


Fig. 6.8 Funciones de densidad acumuladas asociadas a esfuerzos máximos S22, fuentes sísmicas de fallamiento normal

6.2 FACHADA

En las **figuras 6.9 y 6.10**, se muestran las funciones de densidad lognormal de los esfuerzos máximos de tensión S11 y S22 (t/m^2) localizados en las torres de la fachada, debido a fuentes sísmicas de subducción, para periodos de retorno de 30, 100, 500 y 1000 años, en la **tabla 6.3** se muestran los valores con los que se graficaron las densidades.

Tabla 6.3 Parámetros de las densidades asociadas a esfuerzos máximos S11 y S22 de la fachada, fuentes sísmicas de subducción

Periodo de retorno (años)	S11 (t/m^2)				S22 (t/m^2)			
	Media	Desviación estándar	$\ln m$	$\sigma_{\ln T}$	Media	Desviación estándar	$\ln m$	$\sigma_{\ln T}$
30	1026.275	179.5510	6.9186	0.1736	629.4475	89.3156	6.4348	0.1411
100	1525.5875	292.9217	7.3120	0.1902	927.605	145.9756	6.8203	0.1564
500	2484.265	505.8885	7.7974	0.2015	1510.7575	249.3349	7.3069	0.1639
1000	2982.735	619.1858	7.9795	0.2054	1831.65	307.4816	7.4990	0.1667

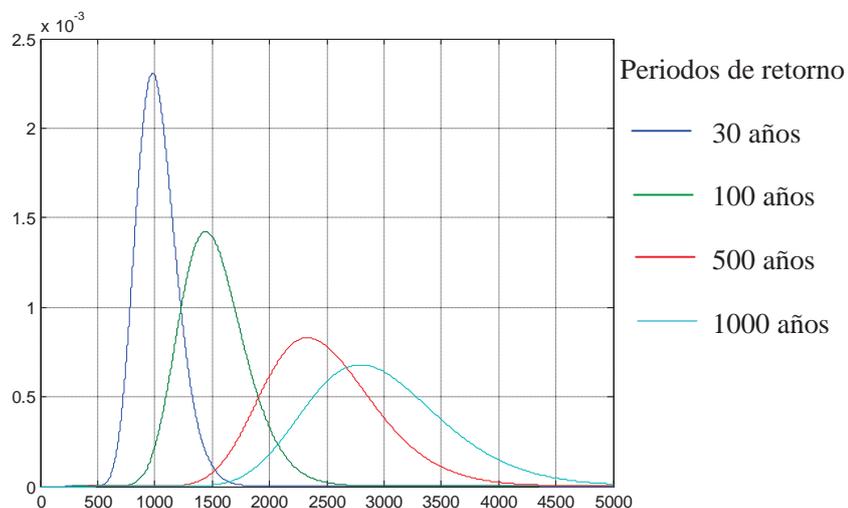
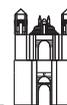


Fig. 6.9 Funciones de densidad asociadas a esfuerzos máximos S11, fuentes sísmicas de subducción

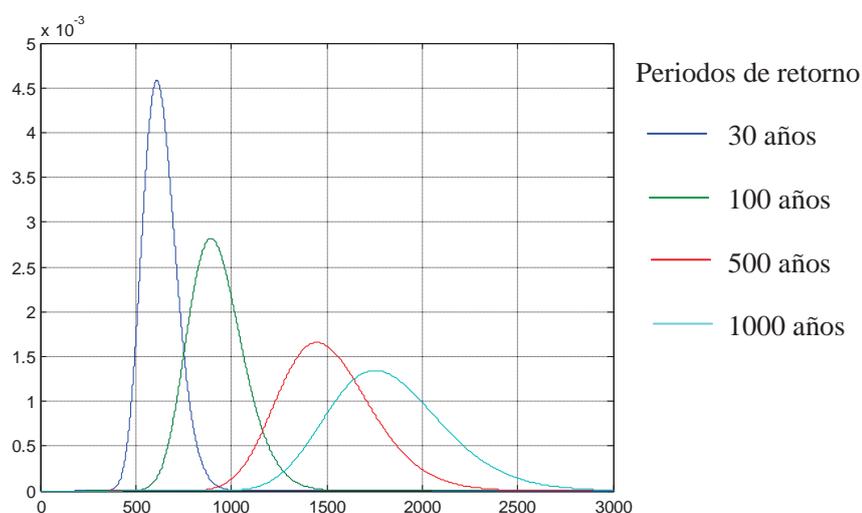


Fig. 6.10 Funciones de densidad asociadas a esfuerzos máximos S22, fuentes sísmicas de subducción

En las **figuras 6.11 y 6.12**, se muestran las funciones de densidad lognormal de los esfuerzos máximos de tensión (t/m^2) S11 y S22 de la fachada, debido a fuentes sísmicas de fallamiento normal, para periodos de retorno de 30, 100, 500 y 1000 años, en la **tabla 6.4** se muestran sus respectivos parámetros.



Tabla 6.4 Parámetros de las densidades asociadas a esfuerzos máximos S11 y S22 de la fachada, fuentes sísmicas de fallamiento normal

<i>Periodo de retorno (años)</i>	<i>S11 (t/m²)</i>				<i>S22 (t/m²)</i>			
	<i>Media</i>	<i>Desviación estándar</i>	<i>ln m</i>	$\sigma_{\ln T}$	<i>Media</i>	<i>Desviación estándar</i>	<i>ln m</i>	$\sigma_{\ln T}$
30	1821.5583	816.1484	7.4159	0.4277	1116.1516	438.8476	6.9457	0.3791
100	2839.5866	1278.4697	7.8591	0.4296	1733.8	747.7256	7.3727	0.4130
500	3637.685	2174.7783	8.3921	0.4290	1868.96	1388.4456	7.8970	0.4447
1000	4316.4983	2616.6717	8.5763	0.4293	2277.8983	1704.4849	8.0802	0.4522

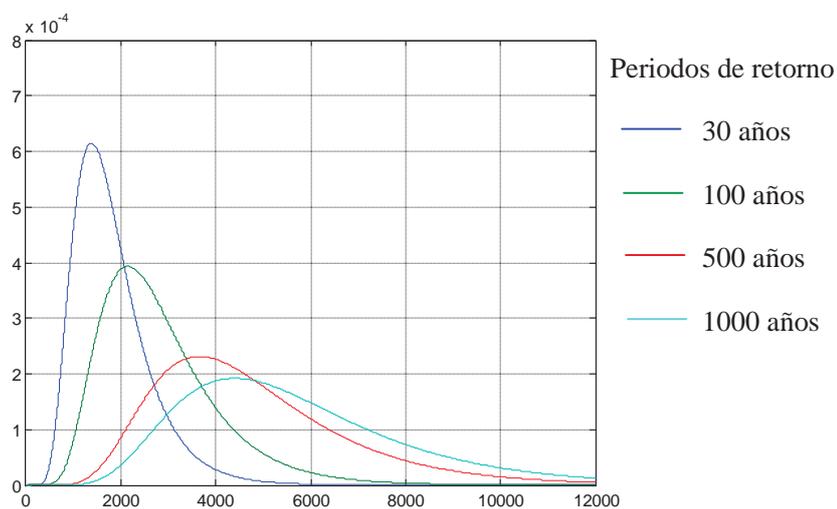


Fig. 6.11 Funciones de densidad asociadas a esfuerzos máximos S11, fuentes sísmicas de fallamiento normal

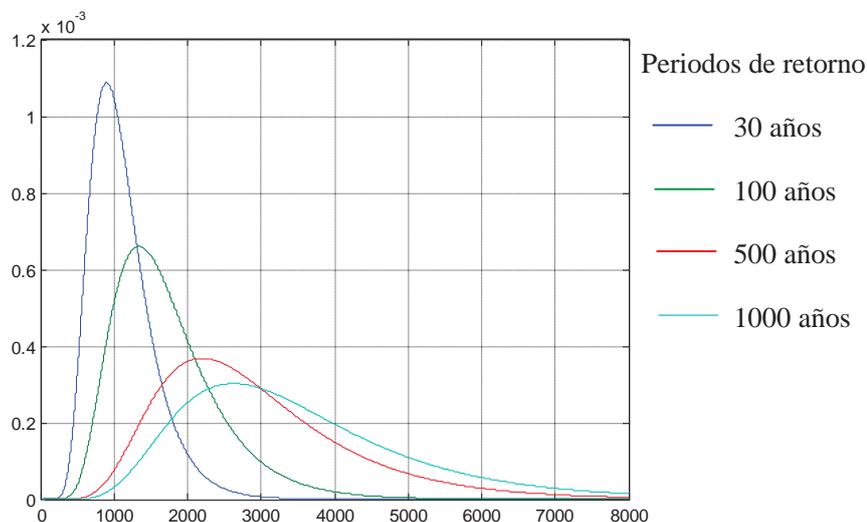


Fig. 6.12 Funciones de densidad asociadas a esfuerzos máximos S22, fuentes sísmicas de fallamiento normal

A continuación se presentan las **figuras 6.13 y 6.14**, que corresponden a las densidades acumuladas de los esfuerzos máximos S11 y S22 de tensión, correspondientes a las fuentes sísmicas de subducción.

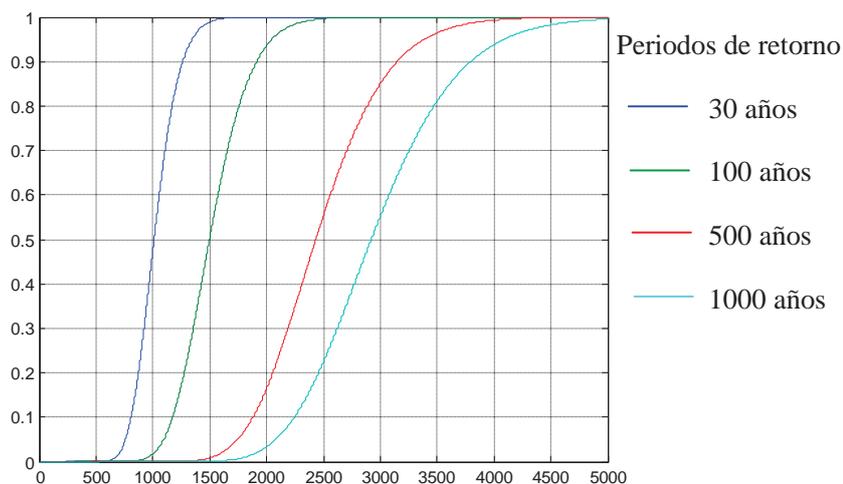


Fig. 6.13 Funciones de densidad acumuladas asociadas a esfuerzos máximos S11, fuentes sísmicas de subducción

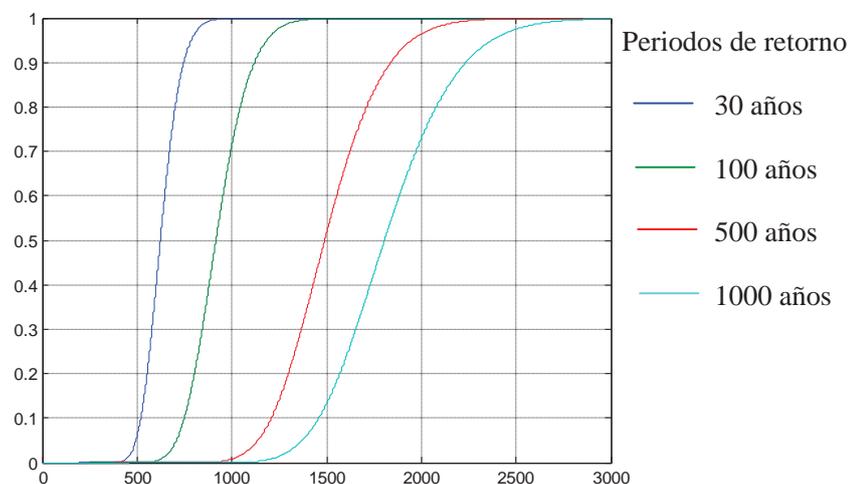
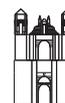


Fig. 6.14 Funciones de densidad acumuladas asociadas a esfuerzos máximos S22, fuentes sísmicas de subducción

En las **figuras 6.15** y **6.16**, se muestran las densidades acumuladas de los esfuerzos máximos S11 y S22 de tensión, correspondientes a las fuentes sísmicas de fallamiento normal.

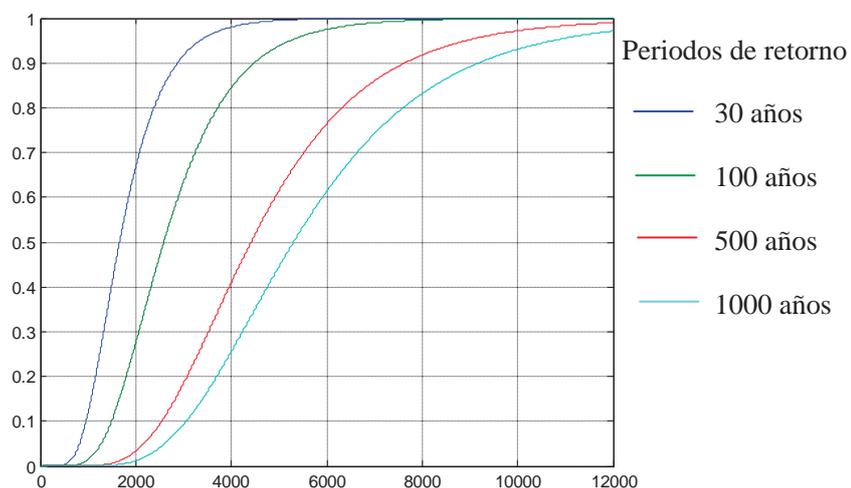


Fig. 6.15 Funciones de densidad acumuladas asociadas a esfuerzos máximos S11, fuentes sísmicas de fallamiento normal

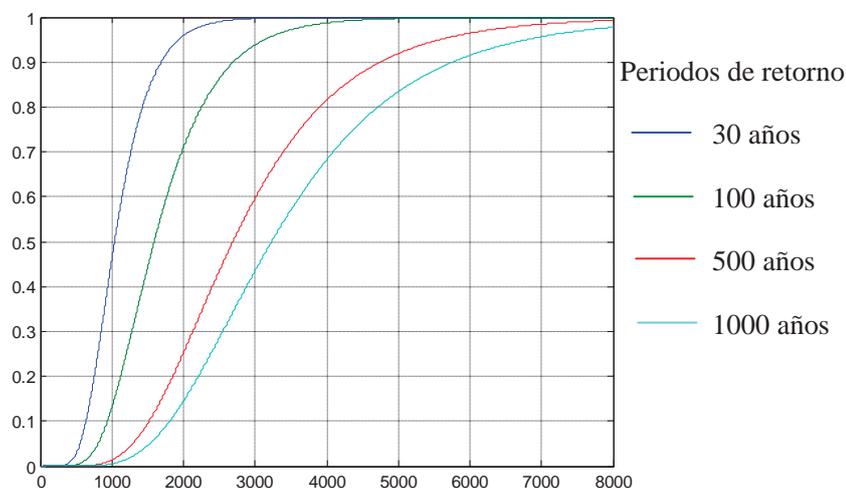


Fig. 6.16 Funciones de densidad acumuladas asociadas a esfuerzos máximos S22, fuentes sísmicas de fallamiento normal

En las **figuras 6.17** y **6.18**, se muestran las funciones de densidad lognormal y densidad acumulada de los desplazamientos máximos en las torres, debido a fuentes sísmicas de subducción, para periodos de retorno de 30, 100, 500 y 1000 años, en la **tabla 6.5** se muestran los valores correspondientes a las densidades.

Tabla 6.5 Parámetros de las densidades asociadas a desplazamientos máximos de la fachada, fuentes sísmicas de subducción

<i>Periodo de retorno (años)</i>	<i>Desplazamiento (metros)</i>			
	<i>Media</i>	<i>Desviación Estándar</i>	<i>ln m</i>	σ_{lnT}
30	0.0466155	0.00844583	3.08197175	0.17971964
100	0.074607	0.0137913	2.61232076	0.18330202
500	0.12836025	0.02382774	2.06985388	0.18406173
1000	0.15630325	0.0291515	1.87305385	0.18491404

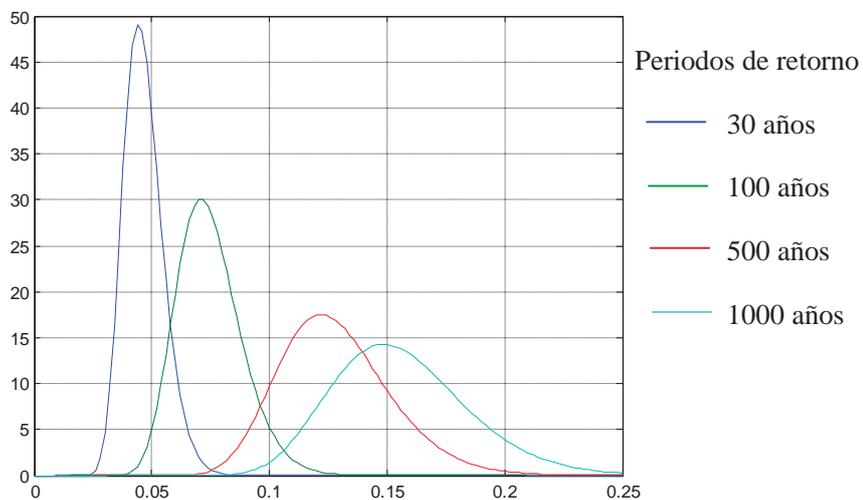
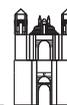


Fig. 6.17 Funciones de densidad asociadas a desplazamientos máximos, fuentes sísmicas de subducción

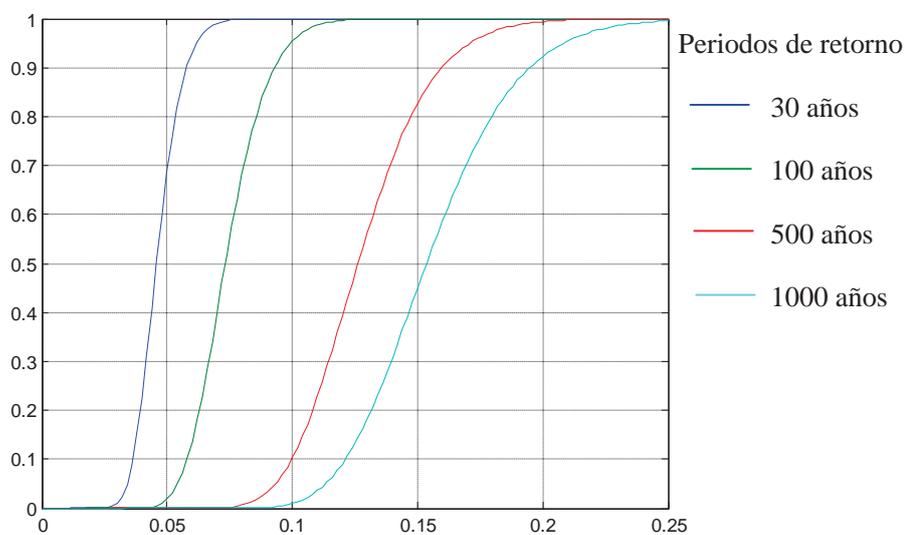
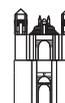


Fig. 6.18 Funciones de densidad acumuladas asociadas a desplazamientos máximos, fuentes sísmicas de subducción



Se muestran en las **figuras 6.19** y **6.20**, las funciones de densidad lognormal y densidad acumulada de los desplazamientos máximos en las torres, debido a fuentes sísmicas de fallamiento normal, en la **tabla 6.6** se muestran los valores que corresponden a estas densidades.

Tabla 6.6 Parámetros de las densidades asociadas a desplazamientos máximos de la fachada, fuentes sísmicas de fallamiento normal

<i>Periodo de retorno (años)</i>	<i>Desplazamiento (metros)</i>			
	<i>Media</i>	<i>Desviación Estándar</i>	<i>ln m</i>	σ_{lnT}
30	0.0818225	0.04656878	2.64350338	0.52971759
100	0.1314725	0.07579756	2.17244263	0.53569591
500	0.22879	0.13242013	1.61941323	0.53751744
1000	0.276489	0.16030893	1.43048812	0.53833795

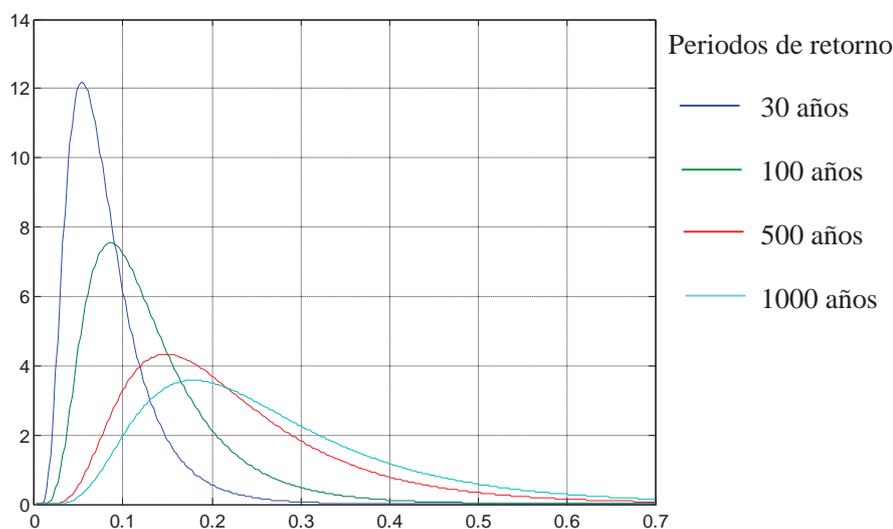


Fig. 6.19 Funciones de densidad asociadas a desplazamientos máximos, fuentes sísmicas de fallamiento normal

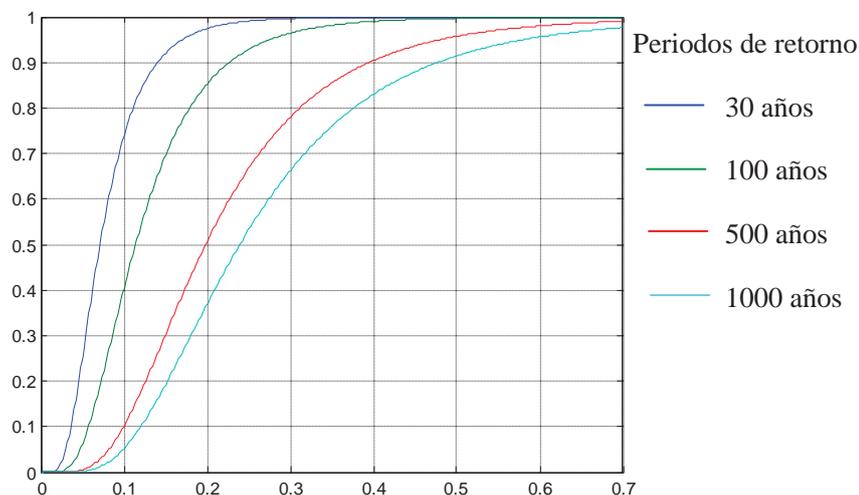


Fig. 6.20 Funciones de densidad acumuladas asociadas a desplazamientos máximos, fuentes sísmicas de fallamiento normal

6.3 RESULTADOS DE VULNERABILIDAD EN CÚPULA

Basados en las conclusiones obtenidas en el capítulo 5 y en los resultados de las figuras 6.1 a 6.8, las conclusiones se resumen en las tablas 6.7 y 6.8

Tabla 6.7 Probabilidad de ocurrencia de esfuerzos máximos con su respectivo periodo de retorno en cúpula, fuentes sísmicas de subducción

<i>Periodo de Retorno (años)</i>	<i>Esfuerzo máximo de tensión</i>	<i>Probabilidad</i>
30	86 kg/cm ²	55 %
100	157 kg/cm ²	58%
500	295 kg/cm ²	60%
1000	370 kg/cm ²	62%

La tabla 6.7 indica lo siguiente: la probabilidad que para fuentes sísmicas de subducción se generen esfuerzos máximos de tensión en la cúpula de 86 kg/cm² para un periodo de retorno



de 30 años es del 55%, que resulten de 157 kg/cm^2 para un periodo de retorno de 100 años es del 58%, que sean de 295 kg/cm^2 para un periodo de 500 años es del 60%, mientras que sea de 370 kg/cm^2 para un periodo de retorno de 1000 años es del 62%.

Es interesante observar cómo si comparamos el esfuerzo de 86 kg/cm^2 para distintos periodos de retorno y para las dos fuentes sísmicas obtenemos las probabilidades que se muestran en la **tabla 6.8**.

Tabla 6.8 Probabilidad de no exceder el esfuerzo máximo de 86 kg/cm^2 en cúpula, para distintos periodos de retorno, fuentes sísmicas de subducción y fallamiento normal

<i>Fuente sísmica</i>	<i>Periodo de Retorno (años)</i>	<i>Probabilidad</i>
Subducción	30	55 %
	100	9%
	500	0%
	1000	0%
Fallamiento normal	30	30%
	100	2%
	500	0%
	1000	0%

Lo que nos muestra que la probabilidad de que un sismo de subducción con periodo de retorno de 30 años presente un esfuerzo menor que 86 kg/cm^2 es del 55%, mientras que para uno de 100 años es de 9%. Para los periodos de 500 y 1000 años es un hecho prácticamente seguro que este esfuerzo es excedido (0%); para fuentes sísmicas de fallamiento normal y un periodo de retorno de 30 años es del 30%, para 100 años es del 2% y para 500 y 1000 años al igual que en subducción es de 0%.

Ahora, si comparamos el esfuerzo máximo de un periodo de retorno de 1000 de 370 kg/cm^2 de la misma manera, obtenemos los resultados de la **tabla 6.9**.

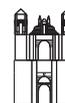


Tabla 6.9 Probabilidad de no exceder el esfuerzo máximo de 370 kg/cm² en cúpula, para distintos periodos de retorno, fuentes sísmicas de subducción y fallamiento normal

<i>Fuente sísmica</i>	<i>Periodo de Retorno (años)</i>	<i>Probabilidad</i>
Subducción	30	100%
	100	98%
	500	77%
	1000	62%
Fallamiento normal	30	100%
	100	100%
	500	79%
	1000	40%

Las tablas subsecuentes indican probabilidades para cada elemento.

Tabla 6.10 Probabilidad de ocurrencia de esfuerzos máximos con su respectivo periodo de retorno en cúpula, fuentes sísmicas de fallamiento normal

<i>Periodo de Retorno (años)</i>	<i>Esfuerzo máximo de tensión</i>	<i>Probabilidad</i>
30	101 kg/cm ²	52%
100	180 kg/cm ²	55%
500	336 kg/cm ²	60%
1000	413 kg/cm ²	57%

6.4 RESULTADOS DE VULNERABILIDAD EN FACHADA

La **tabla 6.11** indica lo siguiente: la probabilidad que para fuentes sísmicas de subducción se generen esfuerzos máximos de tensión en la fachada de 100 kg/cm² para un periodo de retorno de 30 años es del 45%, que resulten de 150 kg/cm² para un periodo de retorno de 100 años es del 50%, que sean de 250 kg/cm² para un periodo de 500 años es del 55%, mientras que sea de 300 kg/cm² para un periodo de retorno de 1000 años es del 55%.



Tabla 6.11 Probabilidad de ocurrencia de esfuerzos máximos con su respectivo periodo de retorno en fachada, fuentes sísmicas de subducción

<i>Periodo de Retorno (años)</i>	<i>Esfuerzo máximo de tensión</i>	<i>Probabilidad</i>
30	100 kg/cm ²	45%
100	150 kg/cm ²	50%
500	250 kg/cm ²	55%
1000	300 kg/cm ²	55%

Tabla 6.12 Probabilidad de ocurrencia de esfuerzos máximos con su respectivo periodo de retorno en fachada, fuentes sísmicas de fallamiento normal

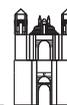
<i>Periodo de Retorno (años)</i>	<i>Esfuerzo máximo de tensión</i>	<i>Probabilidad</i>
30	180 kg/cm ²	65%
100	280 kg/cm ²	63%
500	380 kg/cm ²	38%
1000	430 kg/cm ²	38%

Tabla 6.13 Probabilidad de ocurrencia de desplazamientos máximos con su respectivo periodo de retorno en fachada, fuentes sísmicas de fallamiento subducción

<i>Periodo de Retorno (años)</i>	<i>Desplazamiento máximo</i>	<i>Probabilidad</i>
30	4.66 cm	65%
100	7.46 cm	60%
500	12.83 cm	65%
1000	15.63 cm	53%

Tabla 6.14 Probabilidad de ocurrencia de desplazamientos máximos con su respectivo periodo de retorno en fachada, fuentes sísmicas de fallamiento normal

<i>Periodo de Retorno (años)</i>	<i>Desplazamiento máximo</i>	<i>Probabilidad</i>
30	8.18 cm	65%
100	13.14 cm	58%
500	22.87 cm	62%
1000	27.64 cm	63%



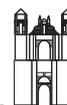
CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES

El modelo tridimensional compuesto de elementos marco y elementos Shell presentó un mayor periodo de vibrar que la cúpula y fachada como elementos aislados, pues el primer modo de este modelo se fundamenta en la techumbre de madera, que es un elemento más flexible que el resto del templo; en los siguientes modos intervienen techumbre, fachada y cúpula, por lo que trabajar con estos modelos individuales resulta adecuado al obtener resultados más precisos.

Al escalar los registros sísmicos se busca reducir la variabilidad de los resultados producto de diferentes aceleraciones máximas del suelo para los mismos periodos de retorno, los esfuerzos originados por las fuentes sísmicas de subducción resultan menores que para las de fallamiento normal.

Los esfuerzos máximos a tensión resultantes en la cúpula, tanto de fuentes sísmicas de subducción como de fallamiento normal, resultaron excesivamente mayores al esfuerzo límite del material estructural pero únicamente en superficies pequeñas, por lo que los agrietamientos



se esperarían en pequeñas áreas, lo que no colapsaría al elemento, a menos que las grietas se expandieran.

Los esfuerzos máximos a tensión resultantes de la fachada, para ambas fuentes sísmicas, igualmente resultaron mayores a los esfuerzos límites del material, estos esfuerzos se concentran en los extremos de las torres, por lo que es en esas áreas donde se espera que el elemento se agriete considerablemente, y es precisamente en estas zonas donde se han producido colapsos en estos elementos.

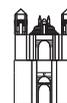
Los esfuerzos mínimos a tensión en la cúpula se concentran en la cúspide de esta, incrementándolos gradualmente conforme se llega a la altura de los apoyos, mientras que en la fachada, los esfuerzos mínimos se concentran en la parte inferior de la misma, incrementando los esfuerzos conforme incrementa la altura.

Dentro de los registros sísmicos se introdujo el del sismo del 20 de octubre de 1995, con epicentro en Chiapas y aceleración máxima de 442 gales, valor muy cercano a la aceleración esperada para un sismo característico de fallamiento normal con un periodo de retorno de 100 años, donde se espera una aceleración de 444 gales. Este sismo ocasionó graves daños a la fachada, lo que fue comprobable en el modelo analítico y de vulnerabilidad.

Bajo solicitaciones gravitatorias los elementos estructurales del modelo de estudio trabaja eficientemente, pero al ser sometidos a movimientos sísmicos que generan esfuerzos de tensión, los elementos estructurales y materiales no demuestran eficiencia.

El analizar las estructuras con un modelo de vulnerabilidad, permite evaluar las probabilidades de alcanzar estados límite preestablecidos del edificio, lo que nos ayuda a advertir y prevenir daños o colapsos en estos bienes, tan apreciados cultural y socialmente.

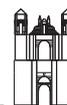
Cada uno de los elementos estructurales que conforman a una edificación religiosa le proporcionan estabilidad y equilibrio, y se comprueba con el paso de los años cuando estas construcciones se mantienen aún de pie. Arquitecto e ingeniero deben de conocer el comportamiento estructural de estos inmuebles para seguirlos conservando, pues las iglesias y todas las edificaciones están propensas a diversos eventos como sismos, huracanes y otros fenómenos naturales o provocados por el hombre que podrían ocasionarles daños irreparables y es nuestra intención seguirlos manteniendo como parte de nuestro Patrimonio Histórico.



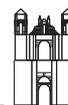
BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA CITADA:

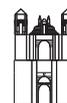
- Alva, E. (1994), “Restauración y Remodelación en la arquitectura Mexicana”. Edo. de México, Litoprocess.
- Araiza, J. y Orduña, A. (2005), “Proceso de rehabilitación estructural de edificios históricos tras el sismo de Colima 2003”, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. México, D. F.
- Bargellini, C. (1991), “La arquitectura de la Plata. Iglesias monumentales del centro-norte de México 1640-1750” UNAM Instituto de Investigaciones estéticas, pp. 27, 28, 35-40.
- Base Mexicana de datos de Sismos Fuertes



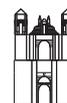
-
- Bérchez, J. (1992), “Arquitectura Mexicana de los siglos XVII y XVIII”, Arte Novohispano, pp. 17, 43, 44, 88, impreso en Italia.
 - Dávila, C. (1999), “Los Carmelitas Descalzos en Valladolid de Michoacán, Siglo XVII”, Instituto Michoacano de Cultura, pp. 90-95, 102-106.
 - De Anda, E. (1995), “Historia de la arquitectura mexicana” Ediciones G. Gill, México, pp. 77-80, 95-99, 110-114, impreso en España.
 - De Gante, J. Serrano, S. Ávila, B y Flores, O. (2001), “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios históricos de la ciudad de Puebla”, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, Jalisco, México.
 - De la Torre, O. (2000), “Rehabilitación estructural de la iglesia de “La Compañía de Jesús” en la ciudad de Puebla, Puebla”, XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, Guanajuato, México.
 - De la Torre, O., López, R. y Salazar, A. (2000), “Rehabilitación estructural de Monumentos Históricos dañados en el estado de Puebla por el sismo del 15 de junio de 1999”, XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, Guanajuato, México.
 - E. Car, F. López A. y Oller, S. (2000), “Estructuras sometidas a acciones dinámicas”, Colección Métodos Computacionales en Ingeniería: Teoría y Aplicaciones, CIMNE, Barcelona, España.
 - Font, J. (1999), “Arquitectura franciscana en Santiago de Querétaro, siglo XVII”, pp. 183-192, Santiago de Querétaro, Qro., México.
 - Galván, A. (2008), Tesis de Maestría “Vulnerabilidad sísmica del puente Infiernillo II”, UMSNH, Morelia, Michoacán.
 - Godínez D., Tena C. y Pérez R. (2005), “Mapas de vulnerabilidad esperados para el sismo del 19 de Septiembre de 1985 para estructuras de concreto reforzado en el Distrito Federal”, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, D. F.



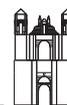
- Gómez B., Arellano M., Huarte T., Juárez G., Cruz M. y Rangel N. (2005), “Riesgo sísmico y escenarios de daño en la Colonia Roma”, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, D. F.
- Guillén L., Gómez S. y Aldama O. (2005), “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica por muestreo estadístico”, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, D. F.
- Jara, J.M. y Jara M. (2007), “Peligro sísmico”, COECYT, Morelia, Michoacán.
- Katzman, I. (1993), “Arquitectura del siglo XIX en México”, Edit. Trillas, pp. 76, 79-82.
- Kubbler, G. (1992), “Arquitectura Mexicana del siglo XVI”, Fondo de la Cultura Económica, pp. 241, 242, 254-256, México.
- Maldonado R., Chio C. y Gómez A. (2007), “Seismic vulnerability rate in masonry buildings based on experts’ opinion”, Bucaramanga, Colombia.
- Marín, I. y Rubiano, N. (2003), “Herramienta Computacional para Evaluación Sísmica en Edificios-En Matlab, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, León, Gto. México.
- Mendoza, J., Gómez-A. y Gómez A. (2005), “Vulnerabilidad sísmica de la vivienda en la ciudad de Colima, por el sismo de enero de 2003”, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, D. F.
- Lagomarsino S. e Podestà S. (1999). "Metodologie per l'analisi di vulnerabilità delle chiese", *Atti del 9° Convegno Nazionale L'ingegneria sismica in Italia*, Torino, Italia.
- Lazcano, S. (2001), “Sismicidad histórica de Guadalajara, Jal.”, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, Jalisco, México.
- Lobo, W. (2000), “Evaluación y rehabilitación sismorresistente de monumentos históricos”, “Evaluation and seismo-resistant rehabilitation of historical monuments”, Vol. 44(2), pp. 303-318, Revista Geográfica Venezolana.



-
- López, R., De la Torre, O., Salazar, A. y Roldán, J. (2001), “Comportamiento de la reparación estructural en edificaciones históricas en el estado de Puebla”, XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, Jalisco, México.
 - Lozano, J. Ramírez, H. y Flores O. (2003), “Refuerzo del templo de Nuestra Señora del Refugio”, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, León, Guanajuato, México.
 - Lozano, J. Ramírez, H. y Flores, O. (2004), “Estado del arte del análisis de mamposterías sin refuerzo en construcciones antiguas”, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero, México.
 - Meli, R. (1998), “Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos”, Edit. Fundación ICA.
 - Meli, R. (2003), “Patologías en Edificios Históricos dañados por Sismo”, VII Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción y IX Congreso de Control de Calidad en la Construcción, Conferencia Plenaria invitada, pp.101-114, Mérida, Yucatán, México.
 - Nomas Técnicas Complementarias del Distrito Federal 2004 NTC-04, diseño por sismo.
 - Olarte J. y Quispe N. (2005), “Evaluación del riesgo sísmico en la ciudad de Ayacucho”, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, D. F.
 - Organización Panamericana de la Salud, (1999), “Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud”, Washington, D, C.: OPS, 130 p. (Serie de Mitigación de Desastres), Anexo: “Métodos para la determinación de la vulnerabilidad estructural de hospitales”.
 - Proaño, R. et al. (2003), “Vulnerabilidad Sísmica de la Catedral del Cusco”, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Iquitos, Perú.
 - Reque, K. (2006), “Diagnóstico Preliminar de la vulnerabilidad para Establecimientos de Salud en el Perú”, Ministerio de Salud, Oficina General de la Defensa Nacional (OGDN).

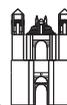


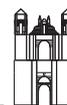
-
- Safina, S. (2003), “Vulnerabilidad sísmica en edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico”, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
 - Salvat SEP, (1986), “Historia del arte Mexicano” tomo 6, arte colonial II, EDIT SALVAT MEXICO.
 - Salvat SEP, (1986), “Historia del arte Mexicano” tomo 8, arte colonial IV, EDIT SALVAT MEXICO.
 - Sánchez, A. y Meli, R. (1998), “Aspectos básicos del comportamiento Estructural de Monumentos Coloniales”. Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Monterrey, Nuevo León.
 - Torres G., Lermo J., Mora I., Dávalos R. y Gómez D. (2005), “Efecto de sitio y vulnerabilidad sísmica del Centro Histórico de la Ciudad de Veracruz”, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, D. F.
 - Vega D. y Lermo J. (2005), “Estimación del efecto de sitio y la vulnerabilidad sísmica en la ciudad de Acatlán, Puebla”, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, D. F.
 - Zobin V., Ventura R., Fraga M., Gutiérrez A., Hernández C. y Santibáñez I. (2005), “Aplicación de la matriz probabilística de daños para estimación de intensidad del terremoto del 21 de enero de 2003 en la ciudad de Colima”, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, D. F.
 - www.e-local.gob.mx
 - www.ssn.unam.mx



BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA:

- Cuenca, J. y Flores J. (2005), “Daños en dos iglesias en Moquegua Perú por efecto del terremoto del 23-Junio-2001”, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, D. F.
- De Anda, E. (1990), “La arquitectura de la Revolución Mexicana. Corrientes y estilos en la década de los veinte”, UNAM, México.
- Gómez, R. “Arquitectura y Feudalismo en México. Los comienzos del Arte Novohispano en el Siglo XVI”, UNAM.
- Loft Publications, (2000), “Arquitectura Sísmica. Prevención y Rehabilitación”, Barcelona, España.
- Meli, R., Santoyo, E., Sánchez, A., y Ovando, E. (2003), “Restauración del templo de Corpus Christi. Aspectos estructurales y geotécnicos”, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, León, Guanajuato, México.
- Méndez, F. (2002), “El método de rigidez en el análisis de estructuras históricas de la Sierra Purépecha en Michoacán”, Facultad de Arquitectura, Maestría en arquitectura, investigación y restauración de sitios y monumentos, UMSNH, pp. 13-14, 28, 67-72 , Morelia, Michoacán, México.
- Peña, F. y Casolo, S. (2003), “Análisis dinámico de estructuras de mampostería usando un modelo de elementos rígidos: Aplicación en el estudio de la seguridad sísmica de una iglesia barroca”, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, León, Guanajuato, México.
- Pérez, T. (2005), “Evaluación de la resistencia a cargas laterales de veinte edificios de la ciudad de Puebla afectados por el sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999”, XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, D. F.
- Torres, J. (2004), “Los conventos de Monjas en Valladolid de Michoacán, Arquitectura y Urbanismo en el Siglo XVIII”, Fuentes de la historia urbana de Michoacán 3, Morelia, Michoacán.





ANEXO A

Alva (1994), ofrece un anexo con vocabulario para comprender las partes que conforman a una iglesia, algunas de estas partes son:

Ábside: prolongación semicircular o poligonal del recinto, en la arquitectura religiosa (generalmente) terminación del coro por el Este.

Atril: en el interior de las iglesias muro de separación entre el coro monacal y el espacio destinado a los laicos; también mueble para la lectura o el canto; con frecuencia adornado con un rico programa escultórico y plástico.

Capilla: recinto sagrado pequeño; puede estar aislada o formar parte de una iglesia.

Columna: soporte de corte circular; consta de basa, fuste con énfasis (abultamiento) y capitel.

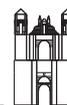
Crucero: en las iglesias punto de intersección de la nave mayor y de la nave transversal; suele realizarse arquitectónicamente.

Cruz griega: cruz con los brazos longitudinal y transversal de la misma longitud.

Cruz latina: cruz con los brazos longitudinal y transversal de distinta longitud.

Cúpula: forma abovedada que recubre espacios circulares, cuadrangulares o poligonales.

Fachada: paramento exterior de un edificio.



Fachada de torre: fachada con una o varias torres; desde la Edad Media motivo muy frecuente y emblema de la arquitectura religiosa.

Frontón: cierre anterior, generalmente representativo, de un techo de dos vertientes, de una ventana o de un edículo; su forma puede ser triangular, escalonado o arqueado. El tímpano presenta con frecuencia ornato escultural.

Imposta: superficie entre la columna o el pilar y el arranque de un arco; con frecuencia unida a un capitel.

Linterna: remate de una cúpula para dejar pasar luz.

Luneto: bóveda de medio cañón que incide perpendicularmente en el eje de la bóveda principal.

Nave: espacio interior longitudinal o transversal de la iglesia; teniendo en cuenta los soportes, se distinguen la nave central y las naves laterales.

Nave central: nave principal del edificio, situada en el centro de la iglesia; está flanqueada por las naves laterales.

Nave lateral: recinto lateral alargado que flanquea la nave central.

Nave mayor: parte principal de la iglesia; desde la fachada hasta el crucero.

Nave transversal: parte de la iglesia formada por una o varias naves que corta la nave central. El punto de intersección entre la nave principal y esta nave que la atraviesa suele sobresalir, formando el crucero.

Pórtico: atrio con columnas.

Tambor: parte baja de la cúpula; puede ser cilíndrica o poligonal.

Techo: formas habituales en el barroco: de mansarda, en atril, de faldón, de dos vertientes, de pabellón.

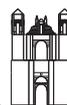
Templo: lugar de culto no cristiano, sobre todo en la Antigüedad. El frente del templo clásico tuvo gran importancia en la configuración de la fachada barroca.

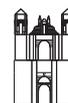
Tímpano: espacio del frontón en el templo antiguo y formas estilísticas derivadas del mismo; generalmente adornado con esculturas.

Bóveda: cierre superior curvado de un recinto.

Bóveda, formas: usuales en el barroco; bóveda de artesa, bóveda de almohadilla (espejo) y bóveda de medio cañón.

Bóveda de aristas: las superficies abovedadas de esta forma de bóveda se entrecruzan en forma de cortes.





ANEXO B

A continuación se presentan los acelerogramas y espectros de respuesta correspondientes a los registros sísmicos utilizados.

Acel. (gales)

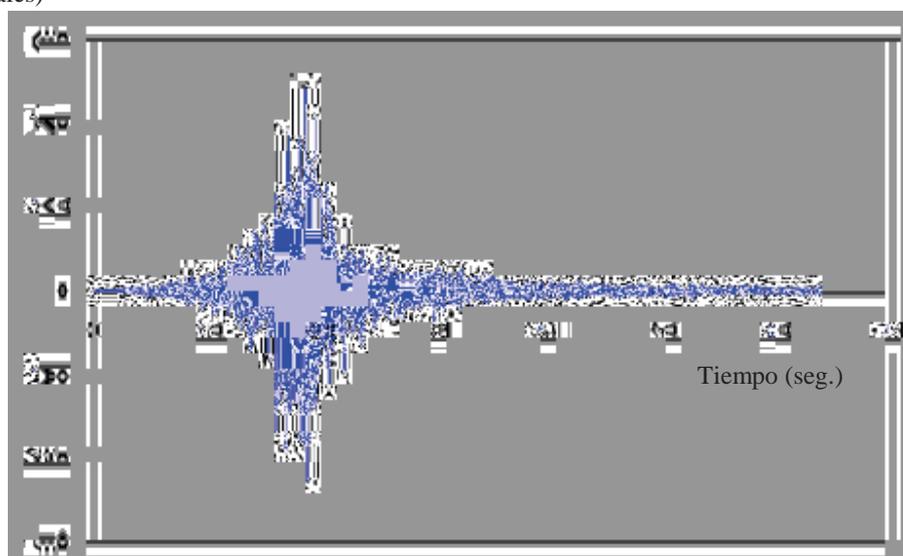


Fig B.1 Acelerograma del registro sísmico “Papanoa”

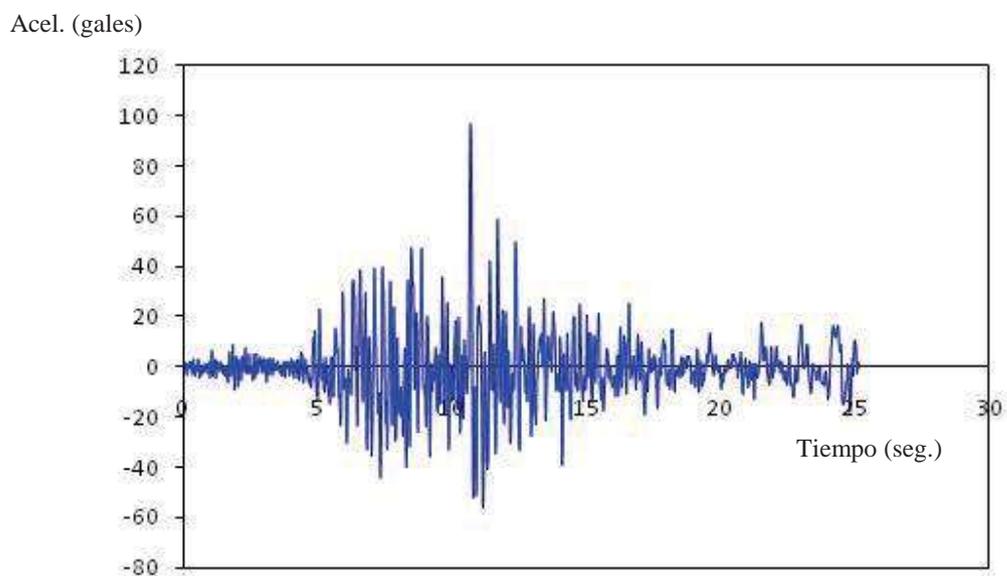
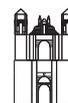


Fig B.2 Acelerograma del registro sísmico “Caleta de Campos”

Acel. (gales)

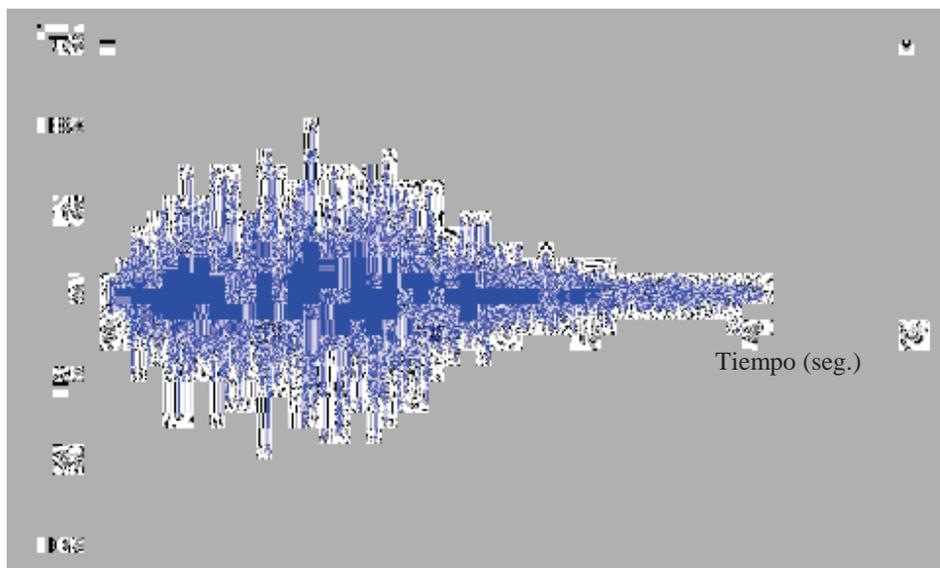
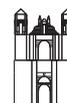


Fig B.3 Acelerograma del registro sísmico “Las Vigas”



Acel. (gales)

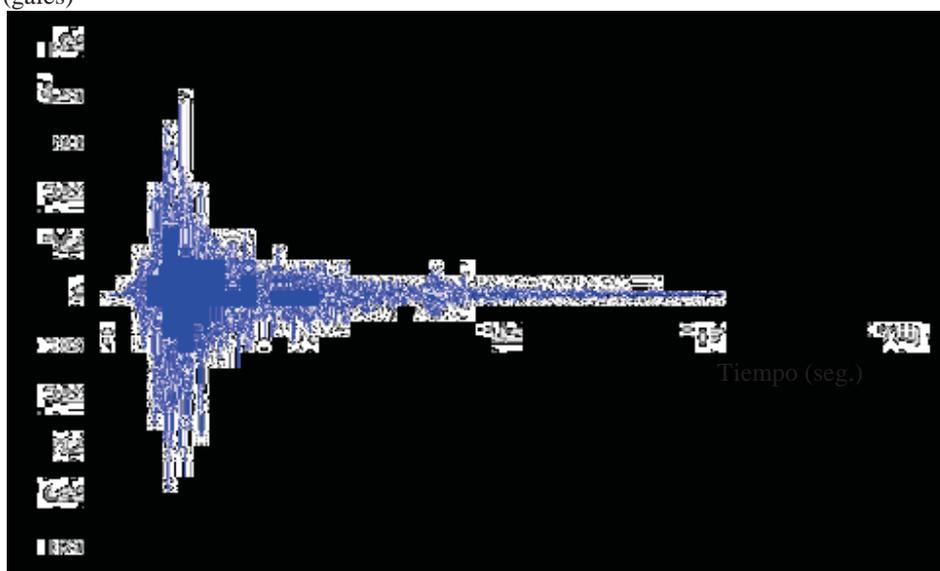


Fig B.4 Acelerograma del registro sísmico “Termoeléctrica”

Acel. (gales)

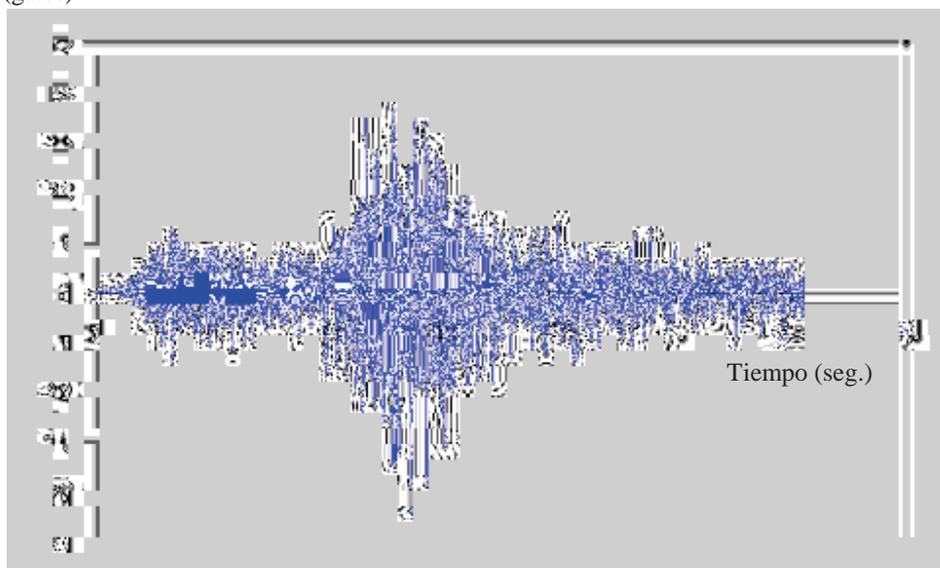
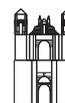


Fig B.5 Acelerograma del registro sísmico “Angostura Subestación”



Acel. (gales)

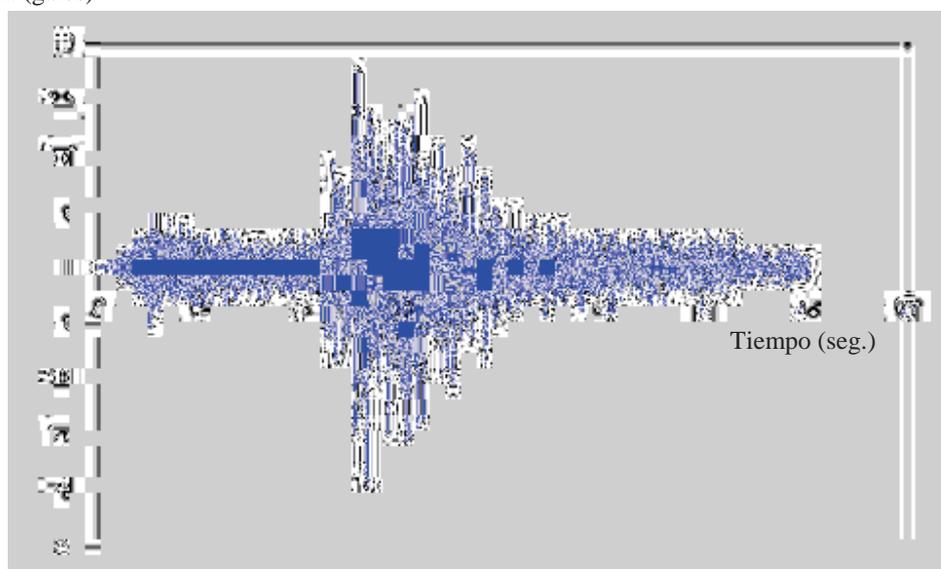


Fig B.6 Acelerograma del registro sísmico “Chicoasén poblado”

Acel. (gales)

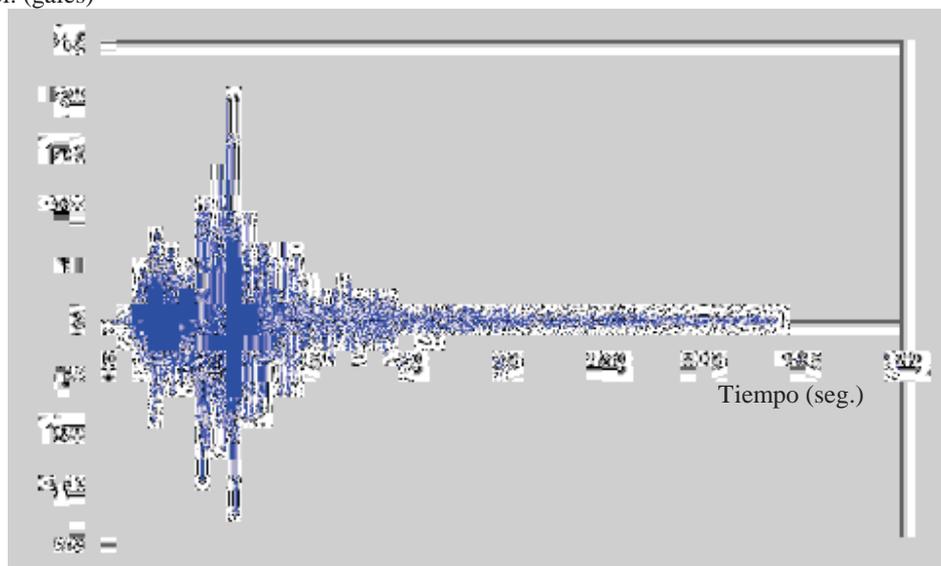


Fig B.7 Acelerograma del registro sísmico “Ciudad Serdán”

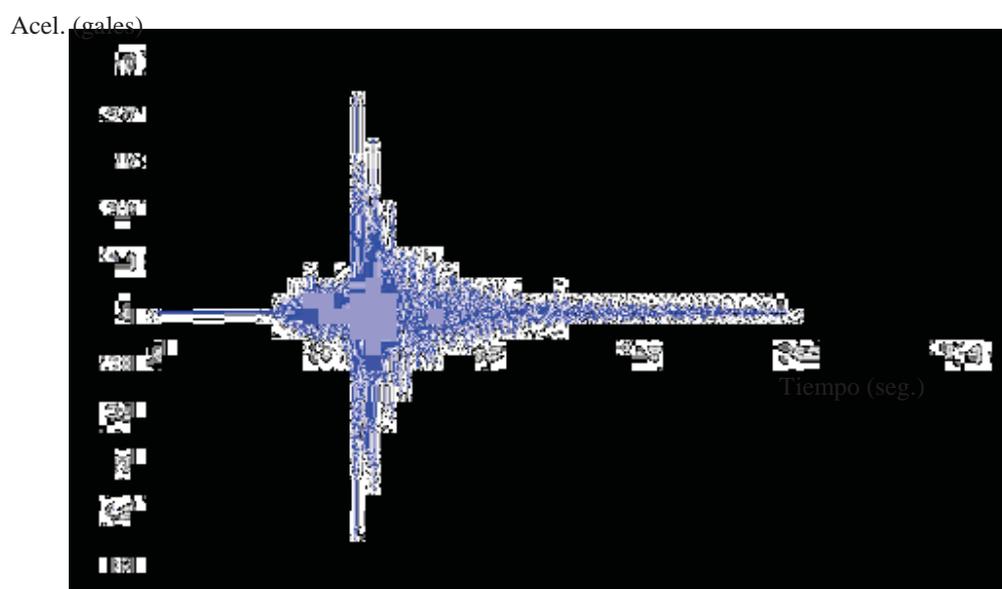
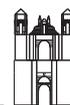


Fig B.8 Acelerograma del registro sísmico “Cuernavaca”

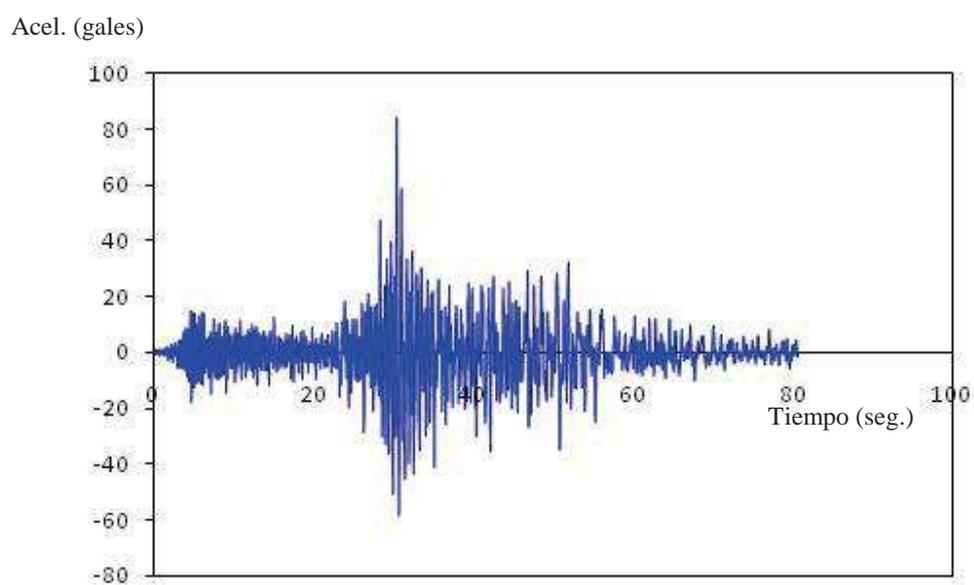
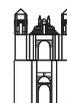


Fig B.9 Acelerograma del registro sísmico “Ana Freud”



Acel. (gales)

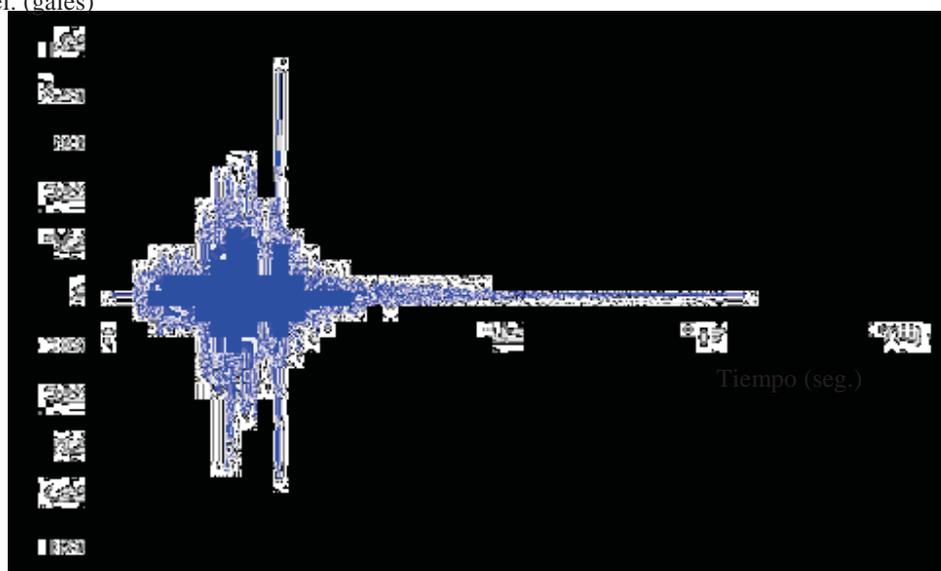


Fig B.10 Acelerograma del registro sísmico "Central UNACH"

Seudoacel.

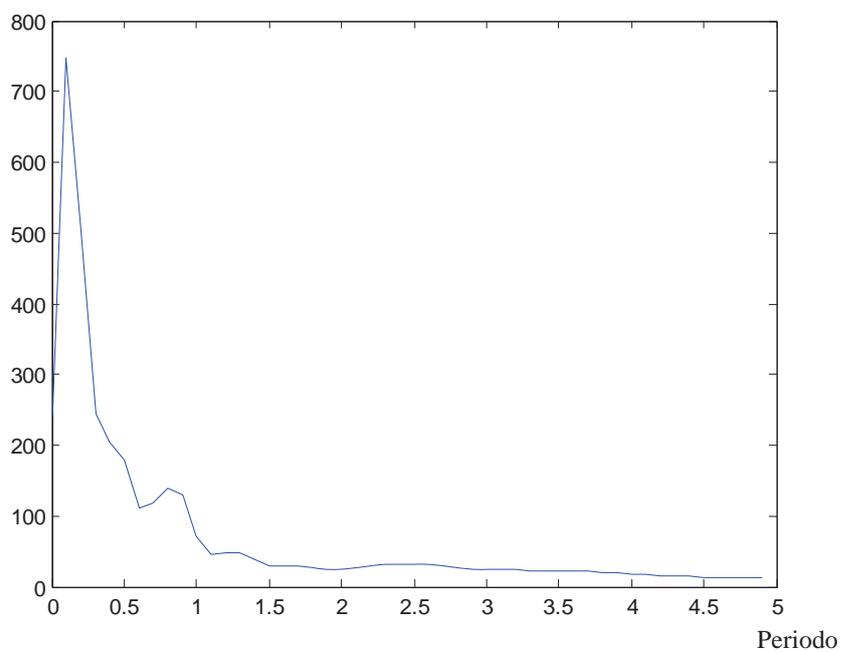
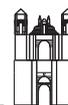


Fig B.11 Espectro de respuesta del registro sísmico "Papanao"



Seudoacel.

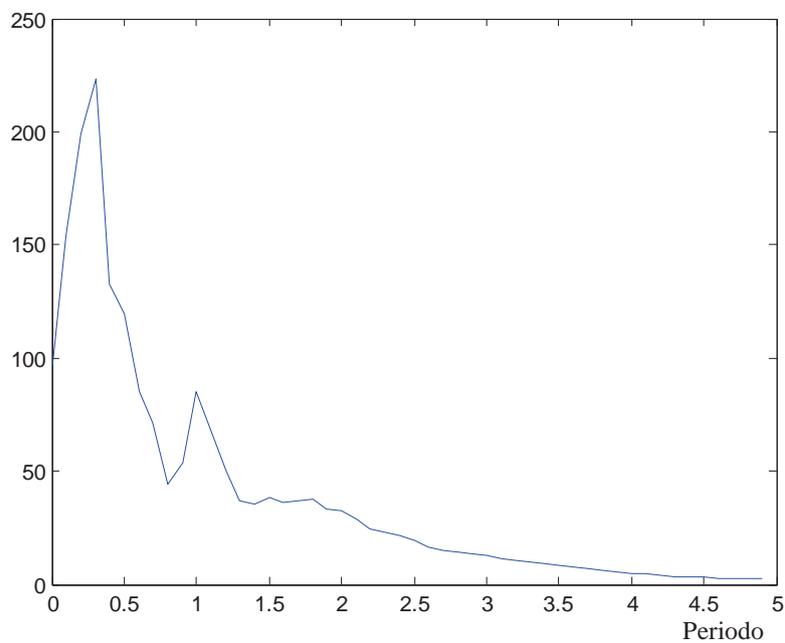


Fig B.12 Espectro de respuesta del registro sísmico “Caleta de Campos”

Seudoacel.

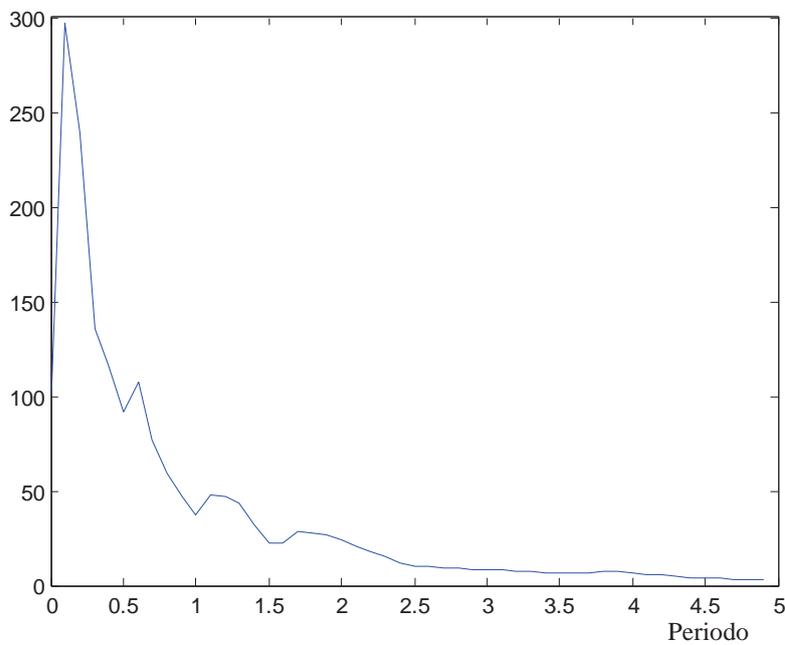
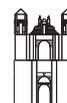


Fig B.13 Espectro de respuesta del registro sísmico “Las Vigas”



Seudoacel.

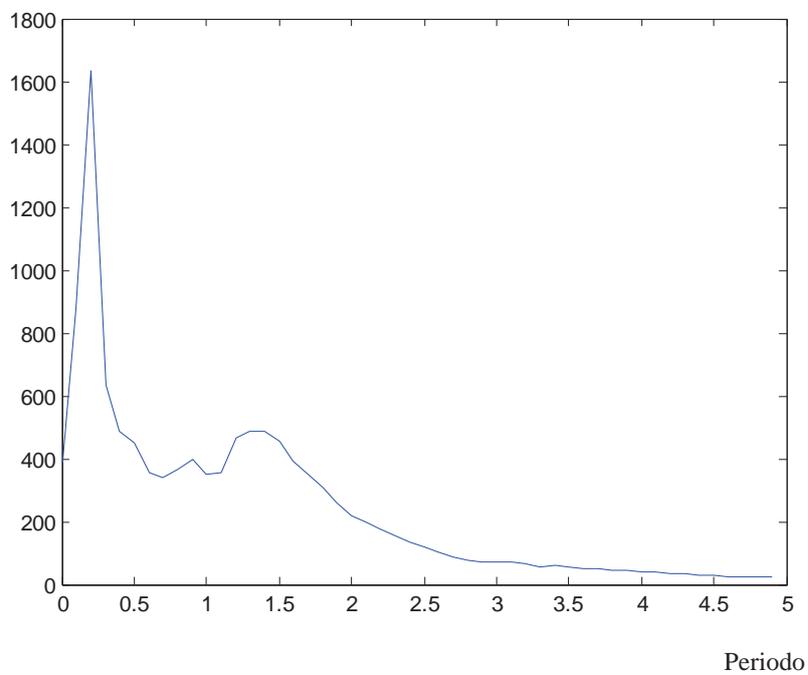


Fig B.14 Espectro de respuesta del registro sísmico “Termoeléctrica”

Seudoacel.

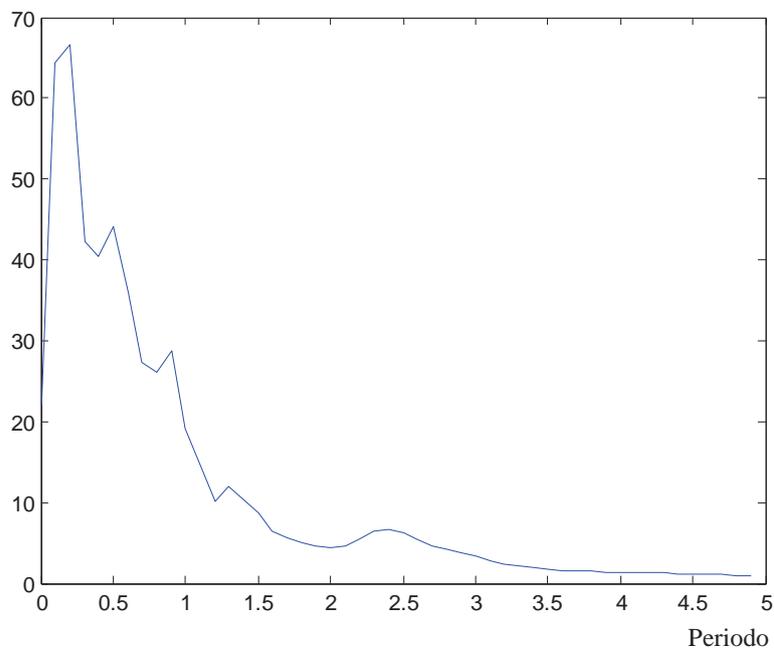
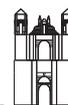


Fig B.15 Espectro de respuesta del registro sísmico “Angostura Subestación”



Seudoacel.

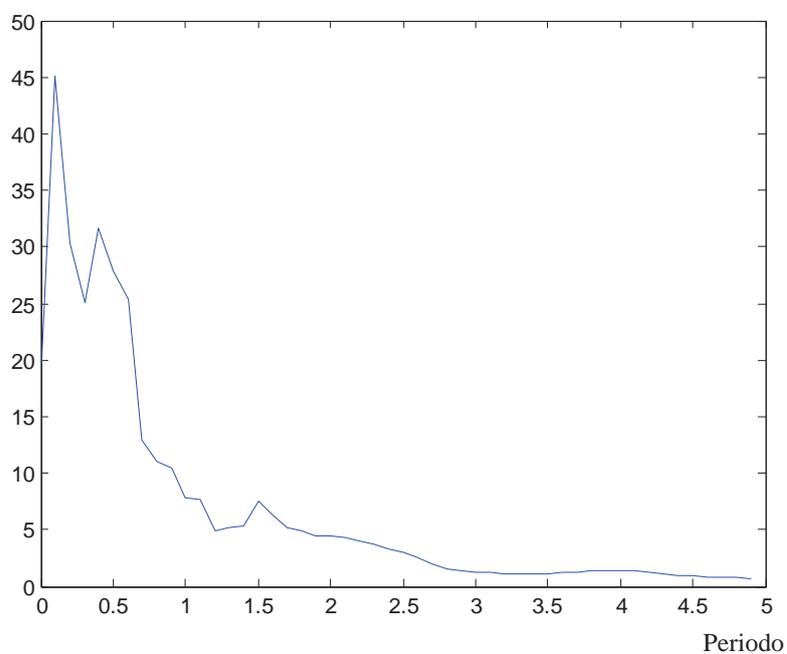


Fig B.16 Espectro de respuesta del registro sísmico “Chicoasén poblado”

Seudoacel.

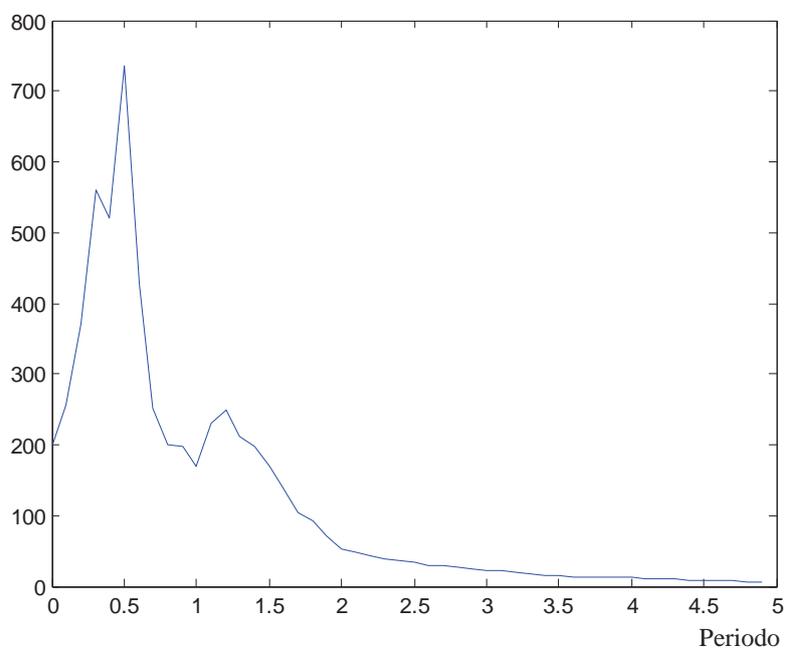
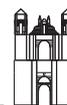


Fig B.17 Espectro de respuesta del registro sísmico “Ciudad Serdán”



Seudoacel.

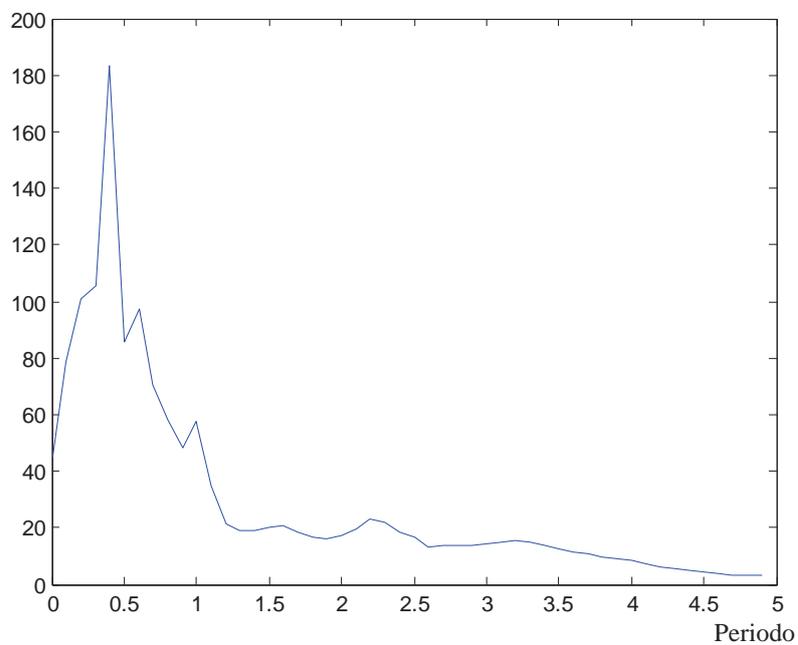


Fig B.18 Espectro de respuesta del registro sísmico “Cuernavaca”

Seudoacel.

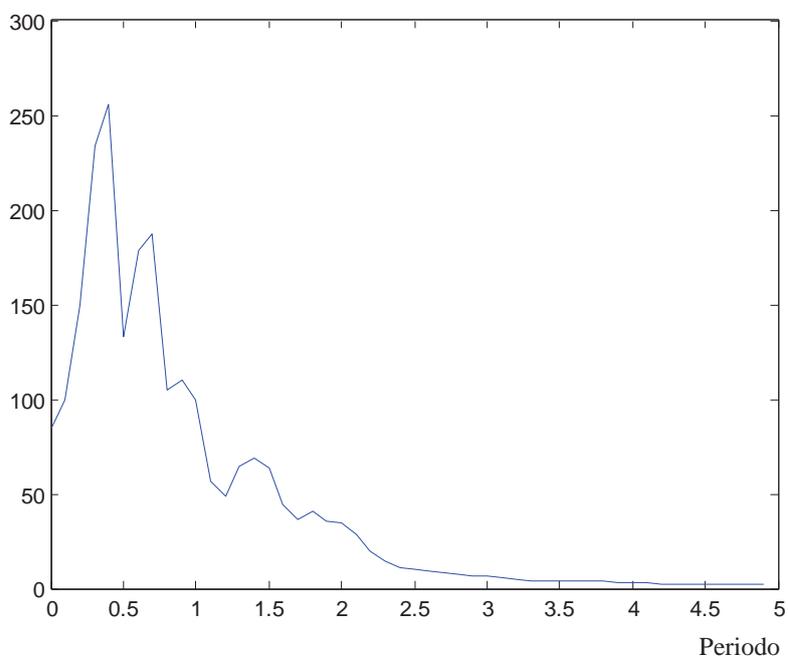
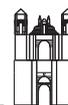


Fig B.19 Espectro de respuesta del registro sísmico “Ana Freud”



Seudoacel.

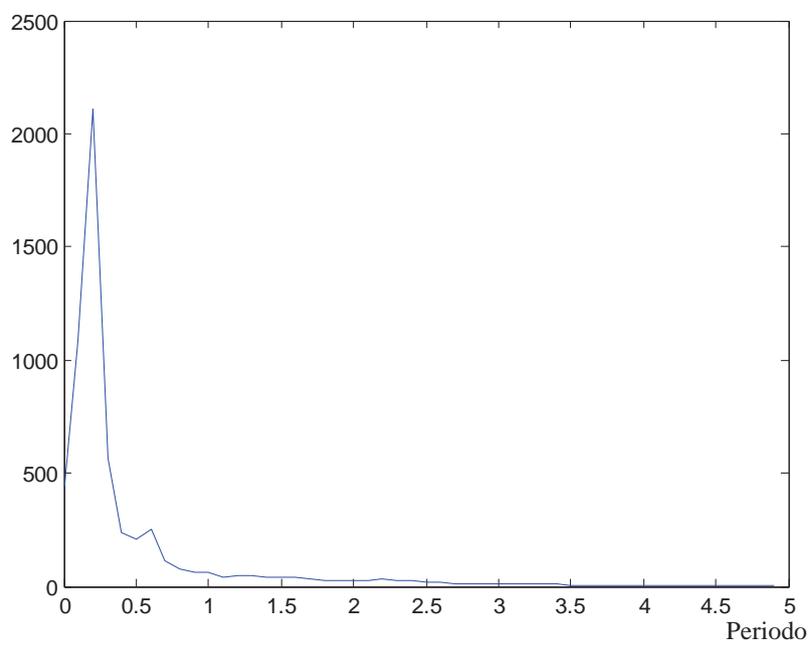
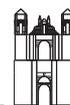


Fig B.20 Espectro de respuesta del registro sísmico “Central UNACH”



ANEXO C

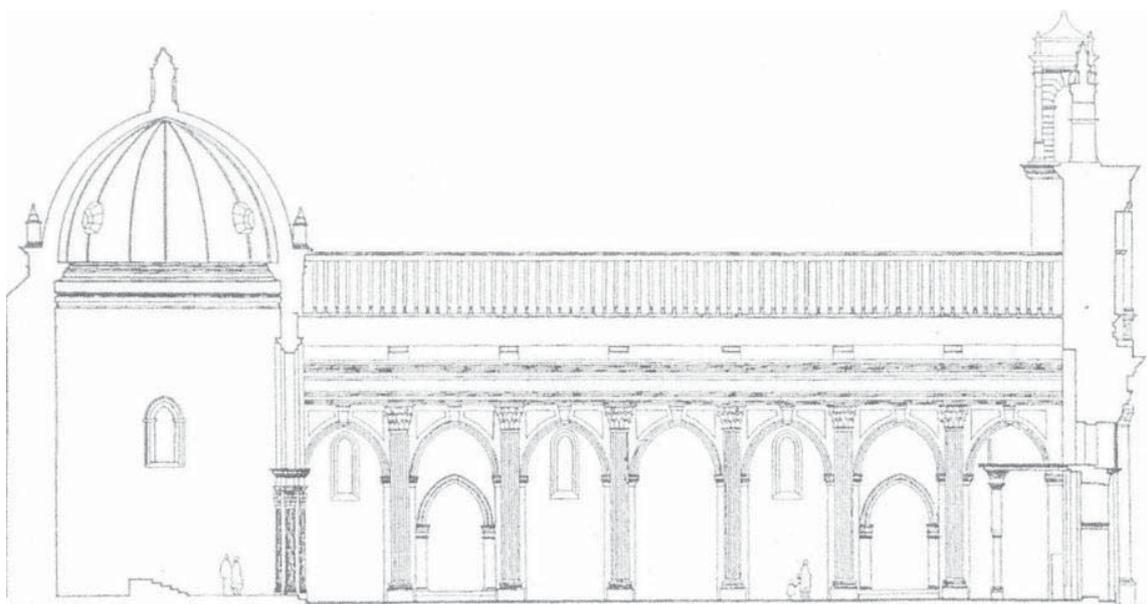


Fig. C.1 Vista lateral del templo de Santa Lucía

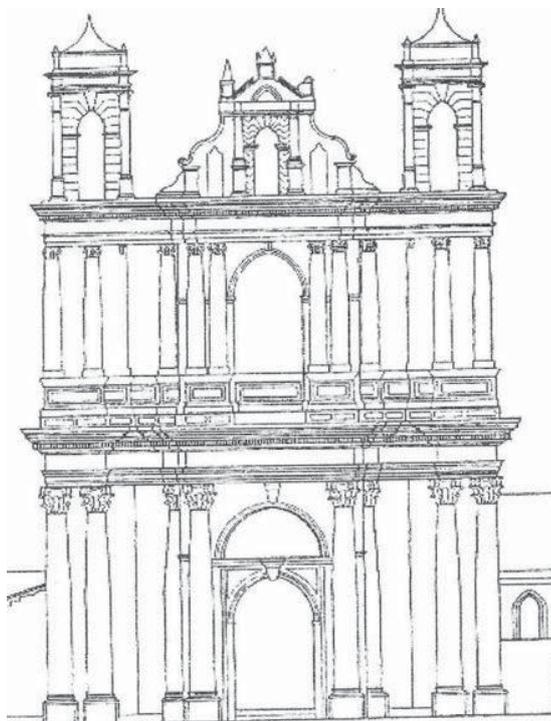
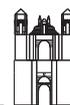


Fig. C.2 Vista frontal del templo de Santa Lucía



Fig. C.3 Planta del templo de Santa Lucía

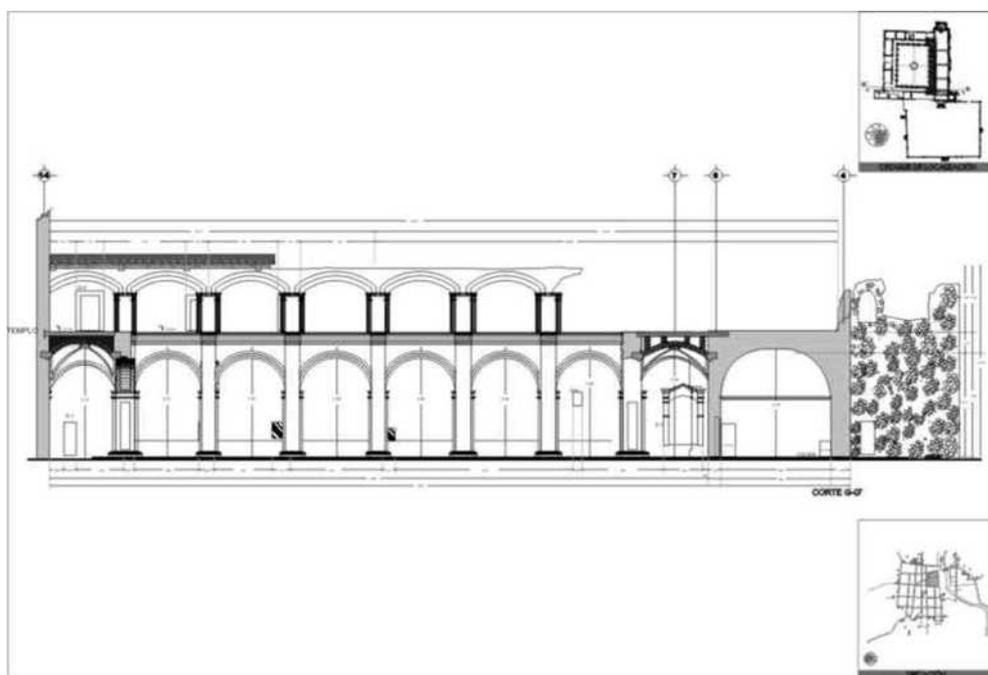
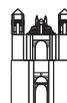


Fig. C.4 Vista lateral del templo de Santa Lucía