



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN  
INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA

**FUNCIONAMIENTO Y SEGURIDAD ESTRUCTURAL  
DE LOS TEMPLOS CONVENTUALES DEL SIGLO XVI  
EN MÉXICO**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

**DOCTOR EN INGENIERÍA**

(ESTRUCTURAS)

P R E S E N T A :

**NATALIA GARCÍA GÓMEZ**



TUTOR:

**DR. ROBERTO MELI PIRALLA**

MÉXICO, D.F. 2007

Para Ti, mi origen, camino y meta.

# Agradecimientos

Agradezco de manera especial a mi tutor, Dr. Roberto Meli Piralla, por el tiempo dedicado a dirigir este trabajo y por haberme dado la oportunidad de ser su alumna.

A mis padres, Rodrigo García Juárez y Gloria Gómez Nájera,  
a mis hermanos Gloria y Rodolfo,  
por su apoyo incondicional.

Al **Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT)**, por el apoyo financiero otorgado durante la realización de mis estudios de posgrado.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería por abrirme sus puertas.

A los miembros del Jurado y del Comité Tutoral por sus revisiones y comentarios para mejorar este trabajo: Dr. Gustavo Ayala Milian, Dr. Luis Esteva Maraboto, Dr. David Muriá Vila, Dr. Sergio Alcocer Mtz., Dr. Arturo Tena Colunga y Dr. Jesús Aguirre Cárdenas.

A mis amigos Fernando Peña Mondragón y Marcos Chávez Cano, por su ayuda para la elaboración de esta tesis y por su apoyo durante mis estudios.

Agradezco el apoyo y los ánimos de mis amigos Carmina, Susana, Leticia, Vero, Mabel, Gelacio y Jaime.

A las instituciones que me apoyaron con información para realizar este trabajo: Centro INAH, Morelos; Coordinación Nacional de Conservación del Patrimonio Cultural; Archivo General de la Nación; Coordinación Nacional de Monumentos Históricos.

A los arquitectos Rubén Rocha Martínez, Rafael Gutiérrez Yáñez, Alfonso Toussaint y Antonio Siller, por los comentarios aportados para el desarrollo de esta tesis.

# Índice

<b>Capítulo 1</b>	<b>Introducción</b> .....	2
	1.1 Análisis de estructuras históricas y preservación de su seguridad	2
	1.2 Las reglas históricas .....	3
	1.3 Objetivos y alcances .....	4
<b>Capítulo 2</b>	<b>Los conventos mexicanos del siglo XVI</b> .....	6
	2.1 Aspectos históricos .....	7
	2.1.1 Las órdenes europeas .....	7
	2.1.2 Las órdenes mendicantes en México .....	7
	2.2 El conjunto conventual mexicano del siglo XVI .....	7
	2.2.1 Atrio, capilla abierta y capillas posas .....	8
	2.2.2 Convento .....	9
	2.2.3 Templo .....	9
	2.3 Tipología estructural de los templos conventuales .....	9
	2.3.1 Elementos estructurales de la nave .....	11
	2.3.1.1 Sistema de contrafuertes y muros .....	11
	2.3.1.2 Bóvedas .....	12
	2.3.2 Características del coro, presbiterio y fachada .....	13
	2.4 Templos elegidos y sus características generales .....	14
	2.4.1 Características de la proporción claro-longitud de la nave de los templos .....	16
	2.4.2 Contrafuertes y muros de los templos conventuales	17
	2.4.3 Relación entre el tipo de bóveda y la altura de la nave	19
	2.4.4 Características del espesor de la bóveda .....	19
	2.4.5 Otros cambios estructurales .....	20
	2.4.6 Material básico de construcción .....	21
	2.5 Comentarios finales .....	22
<b>Capítulo 3</b>	<b>Estructuras abovedadas de mampostería y reglas históricas para su dimensionamiento</b> .....	24
	3.1 Aspectos estructurales básicos de las bóvedas .....	24
	3.1.1 Arcos de mampostería .....	24
	3.1.2 Bóvedas de mampostería .....	26
	3.1.3 Bóvedas de diferentes periodos arquitectónicos .....	28
	3.2 Aspectos generales de las reglas históricas.....	30
	3.3 Tipos de reglas históricas .....	31
	3.4 Recopilación de reglas históricas .....	32
	3.5 Reglas históricas en los templos conventuales mexicanos ...	34
	3.6 Comentarios finales .....	36
<b>Capítulo 4</b>	<b>Comportamiento mecánico de la mampostería y métodos de análisis para evaluar la seguridad de estructuras históricas</b> .....	37
	4.1 Aspectos generales .....	37
	4.2 Tipos de mampostería y su importancia en la modelación de su comportamiento .....	38
	4.3 Características del comportamiento mecánico de la mampostería	39
	4.3.1 Características de los material constituyentes de la mampostería .....	39
	4.3.2 Comportamiento uniaxial de la mampostería ....	41
	4.3.3 Comportamiento biaxial de la mampostería ....	42
	4.3.4 La mampostería como un material cuasi-frágil ....	43

	4.4 Métodos de análisis de estructuras de mampostería.....	44
	4.4.1 Método de elementos finitos: elasticidad lineal ..	45
	4.4.2 Método de elementos finitos: aproximación no lineal	45
	4.4.2.1 Modelos continuos o macro-modelos ..	46
	4.4.2.2 Modelos discontinuos o micro-modelos ..	48
	4.4.3 Método de elementos discretos ..	49
	4.4.4 Análisis límite ..	49
	4.5 Herramienta de análisis elegida para estimar la capacidad de carga de estructuras de mampostería ante acciones verticales ..	50
	4.5.1 Descripción del modelo de material ..	51
	4.5.1.1 Aspectos generales ..	51
	4.5.1.2 Superficie de falla de Willam-Warnke ..	52
	4.5.1.3 Agrietamiento ..	53
	4.5.1.4 Criterio de falla de Drucker-Prager ..	54
	4.5.2 Ejemplo de calibración ..	55
	4.6 Comentarios finales.....	58
<b>Capítulo 5</b>	<b>Procedimiento para determinar la seguridad de los templos conventuales ante cargas verticales</b> ..	59
	5.1 Análisis de naves típicas ..	60
	5.1.1 Propiedades de la mampostería ..	60
	5.1.2 Modelos de naves típicas ..	60
	5.1.3 Metodología para determinar la seguridad bajo cargas verticales ..	62
	5.2 Efecto de las principales variables en la capacidad de carga de las naves ..	63
	5.2.1 Efecto de las propiedades del material ..	63
	5.2.2 Capacidad de carga de naves con diferente tipo de bóveda ..	66
	5.2.3 Transmisión del empuje de la bóveda a sus apoyos y su efecto en la capacidad de carga de la nave ...	68
	5.3 La capacidad de carga en función de las características geométricas de los elementos que conforman la nave ..	70
	5.4 Comentarios finales.....	72
<b>Capítulo 6</b>	<b>Validación de las reglas históricas y su relación con templos conventuales mexicanos</b> ..	73
	6.1 Criterio de validación ..	73
	6.2 Validación de las reglas para tres tipos de bóvedas ..	74
	6.2.1 Las reglas históricas en función de la relación de aspecto de la nave ..	75
	6.2.2 Las reglas históricas y su relación con la separación entre contrafuertes ..	78
	6.2.3 Influencia de la relación flecha-claro de la bóveda ....	80
	6.3 Evaluación de los niveles de seguridad de los templos ....	80
	6.4 Comentarios finales ..	80
<b>Capítulo 7</b>	<b>Conclusiones</b> ..	84
<b>Anexos</b>	.....	88
<b>Referencias</b>	.....	92

## Resumen

En este trabajo se determinó en qué medida los constructores de los conventos mexicanos del siglo XVI siguieron ciertos patrones o reglas para determinar las dimensiones y disposición de los elementos estructurales de los templos conventuales, particularmente de los muros y contrafuertes que contrarrestan el empuje de las bóvedas. Se investigó si las reglas estructurales plasmadas en los tratados de construcción de la época tienen una base racional y si fueron empleadas o no en estos edificios. Para este propósito se realizó un estudio paramétrico de una nave tipo, que contempla las diversas clases de bóvedas que hay en los templos. Esta validación de las reglas estuvo basada en la comparación de la capacidad de carga ante cargas gravitacionales determinada mediante el análisis no lineal de modelos de elementos finitos. Con este mismo tipo de análisis se evaluaron los niveles de seguridad de una serie de templos conventuales. Se discutió brevemente la confiabilidad de las herramientas analíticas adoptadas y la aplicabilidad de otras técnicas disponibles actualmente para el análisis de este tipo de estructuras. Se encontró que la proporción entre algunas dimensiones básicas de los miembros estructurales tienen similitudes a pesar de las diferencias en el tamaño y en otras características de los templos; las dimensiones, como la profundidad de los contrafuertes, están consistentemente cercanas a aquellas determinadas por algunas reglas históricas. Por otra parte, la mayoría de las reglas estudiadas no conducen a factores de seguridad consistentes respecto a la capacidad estructural para resistir el peso propio de la bóveda.

## Abstract

This study was intended to find out about the extent in which the 16<sup>th</sup> century Mexican convent builders followed certain patterns or rules in determining the structural elements dimensions and arrangement for their convent churches, specially the walls and buttresses to counteract the vaults' thrust. It aimed at knowing if the structural rules stated in the building treatises from that period have a rational foundation, and if they were used or not in these buildings. For this purpose a parametric study was performed on a model nave covered by the most typical types of vault found in these churches. This rules' validation was based on comparing the load capacity for gravitational loads determined by the non linear analysis of finite element models. Through this same type of analysis safety levels of a set of convent churches were evaluated. Reliability of adopted analytical tools and applicability of other techniques currently available for the analysis of this type of structure are briefly discussed. It was found that ratios among some basic dimensions of the structural members were kept rather similar despite of differences in size and other characteristics of the churches; and that some dimensions, as the buttress depth are consistently close to those determined by some of the historical rules. On the other hand, most historical rules do not lead to consistent safety factors regarding structural capacity for resisting the self weight of the vault.

# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1 Análisis de estructuras históricas y la preservación de su seguridad

Cada etapa de la historia de la humanidad, o de una nación en particular, se caracteriza en gran medida, por el tipo de construcciones realizadas; de éstas, sólo un número reducido ha sobrevivido hasta nuestros días. Estas construcciones forman parte del Patrimonio Histórico de una nación o de la humanidad; su conservación es importante también porque pueden contribuir al desarrollo del lugar en que se encuentran. Para lograr soluciones adecuadas a sus problemas de conservación, es necesario la contribución de diversas disciplinas, cuyas soluciones pueden llegar a contraponerse. Una de ellas es la ingeniería estructural, en la que se busca preservar la estabilidad y seguridad de los edificios, afectando en el menor grado posible sus valores históricos y arquitectónicos. La preservación de la seguridad de estos edificios requiere de información adecuada que permita evaluar el estado real de la construcción, por lo que es fundamental conocer con profundidad el funcionamiento de su estructura y comprender las bases de su solución estructural original, y no menos importante resulta entender el contexto sociocultural en el que fueron construidos.

Aunque muchas construcciones antiguas han perdurado durante siglos, existen diversas causas que pueden deteriorar su resistencia con el paso del tiempo e incluso en algunos casos llevarlas al colapso ante su peso propio. Como ejemplos están la torre de la Basílica de San Marcos en Venecia y la Torre Cívica de Pavía (Macchi, 1993), que aparentemente colapsaron en su totalidad sin ninguna otra acción que se les haya impuesto más que su peso propio. Otros factores que pueden afectar y amenazar la permanencia de estos edificios tienen su origen en fenómenos naturales o en intervenciones del ser humano. Respecto a esto último, los errores cometidos por especialistas en este tipo de edificaciones al incursionar en problemas de seguridad en monumentos, han conducido en parte, a que exista desconfianza de los restauradores sobre la validez de aplicar los principios de la ingeniería estructural en este tipo de construcciones; sin

embargo, los lineamientos de mecánica estructural pueden emplearse para estudiar su estabilidad independientemente del material, forma o procedimiento constructivo (Meli,1998). No obstante, es importante tomar en cuenta que los métodos y normas de análisis y diseño utilizados para estructuras modernas no son aplicables de manera directa a la estructura de los edificios históricos, que por su complejidad y distancia con las características de los materiales modernos, requieren otro tratamiento.

La peculiaridad del comportamiento mecánico de la mampostería y las características especiales de los edificios antiguos, han propiciado el desarrollo de modelos del material implementados en diversas herramientas de análisis con diferentes niveles de dificultad y aproximación, encaminadas a lograr soluciones más eficientes a los problemas que suelen tener los edificios históricos de mampostería. Los diferentes procedimientos que se han desarrollado están basados en modelos analíticos calibrados con información experimental. La gran diversidad de métodos desarrollados lleva a realizar una revisión de las herramientas disponibles que permita elegir la más adecuada según las necesidades del caso específico que se esté tratando y el nivel de aproximación requerido en la solución.

## **1.2 Las reglas históricas**

Los edificios antiguos que han logrado permanecer en pie después de varios siglos de existencia, son una prueba de que los conocimientos adquiridos por sus constructores les llevaron a realizar estructuras cada vez más eficientes, incluso en zonas de alto peligro sísmico. Las incertidumbres que existen acerca de la solución estructural de estos edificios, han llevado a pensar que sólo fueron producto del método de “prueba y error”, que de acuerdo con Huerta (1990) es una hipótesis que no explica el éxito de construcciones que doblaban en tamaño intentos anteriores y que no colapsaron durante su construcción, o el rápido desarrollo y difusión de sistemas de construcción de gran complejidad como el gótico.

Los antiguos tratados de construcción pueden aproximarnos a la práctica constructiva de una época determinada, pero no son numerosos los que contienen reglas estructurales. Muchos de estos manuscritos fueron desarrollados en siglos anteriores a la aparición del desarrollo matemático del análisis estructural y de la instrucción tecnológica de arquitectos e ingenieros, que se dio a partir de mediados del siglo XVIII en Francia. Esto ha llevado a autores como Straub (1952) a considerar que las reglas estructurales que contienen estos documentos son arbitrarias y no cuentan con una base racional, a pesar del buen comportamiento de un gran número de estructuras históricas construidas antes de la aparición de la teoría de las estructuras. La “intuición estructural” que se suele atribuir a los antiguos constructores, obtenida a través de su experiencia, se contrapone con el hecho de que no conocían los principios básicos de la estática.

En general se ignora si existen patrones estructurales seguidos de manera sistemática para garantizar la estabilidad de las construcciones antiguas de mampostería. No es común conocer en cuáles de ellos existen patrones estructurales empleados por sus constructores, y si los patrones o reglas que aparecen en los tratados de construcción tienen alguna base racional. En este trabajo se busca evaluar dichas reglas tomando como base un conjunto de edificios construidos en México, de relevancia arquitectónica, histórica y cultural; edificios que constituyen una muestra importante y representativa de una época de gran auge constructivo en este país.



### 1.3 Objetivos y alcances

México cuenta con un número considerable de monumentos históricos que requieren atención para evitar se sigan deteriorando y tiendan a desaparecer; entre ellos se encuentran los conjuntos conventuales construidos durante el siglo XVI. Estos edificios han sido estudiados desde el punto de vista arquitectónico o histórico principalmente, pero no es frecuente encontrar estudios acerca de su estructura. Estas construcciones constituyen la evidencia más temprana y amplia de una arquitectura nacional derivada del esfuerzo conjunto de frailes e indígenas, por lo que en la búsqueda por contribuir a su conservación y preservación han sido objeto de estudio y lo deben seguir siendo. Frecuentemente los edificios conventuales se construyeron en condiciones muy precarias, ya que solían existir interrupciones en los trabajos de construcción y eran comunes las fallas técnicas (Kubler 1993). Muchos de estos edificios subsisten en condiciones próximas a las originales, a pesar de que se han visto sometidos a situaciones severas de fenómenos naturales y de intervenciones del hombre; esto se ha atribuido al carácter masivo de sus elementos estructurales y a la pericia de sus constructores. El gran número de edificios conventuales se realizó durante el siglo XVI, y los que aun existen en México, resultan ser una muestra relevante para conocer la práctica constructiva de esa época y valorar el nivel de conocimientos de quienes los construyeron, con el fin de contribuir a lograr soluciones adecuadas a los problemas que pueden llegar a presentarse en ellos.

En este marco resulta de interés investigar las características estructurales de estas edificaciones y en particular el nivel de conocimientos de ingeniería estructural que se tenía en la época. Esto constituye el objetivo general de este trabajo; en particular se pretende estudiar la capacidad para resistir fuerzas gravitacionales de los templos conventuales, considerando que estas construcciones fueron proyectadas inicialmente para soportar este tipo de cargas, puesto que sus constructores no tenían mucho conocimiento de las características geológicas del lugar, y su país de origen es de baja sismicidad. Se pretende conocer la eficiencia de las soluciones estructurales adoptadas en los templos conventuales, evaluando cada tipo de bóveda en función del empuje que genera sobre sus apoyos, con el fin de conocer cómo fue evolucionando la estructura de estas construcciones. Es importante señalar que no se pretende valorar la seguridad real de edificios específicos, ya que cada edificio tiene una problemática particular de gran complejidad.

Para lograr los objetivos indicados se busca contestar las siguientes preguntas referentes a los templos conventuales:

- ¿Existen patrones estructurales comunes que se reflejen en el arreglo de sus elementos y en las proporciones geométricas entre ellos?
- ¿Se siguieron algunas reglas existentes en la época para determinar las dimensiones de los elementos básicos (muros y contrafuertes) para soportar las acciones impuestas por los techos abovedados?
- ¿Tienen esas reglas históricas una base racional según los conocimientos actuales de la ingeniería estructural?
- Independientemente de que se aplicara o no alguna de esas reglas ¿las características de los contrafuertes de los templos dan una seguridad adecuada y uniforme que refleje un correcto sentido de su funcionamiento?

Las preguntas anteriores se tratan de contestar con el estudio de un grupo representativo de templos conventuales mexicanos, básicamente del Estado de Morelos. Para ello se realizaron las siguientes actividades:

- Levantamiento directo de las principales características geométricas de los templos, complementado con datos recabados en documentos y planos a los que se tuvo acceso. Comparación de los principales elementos estructurales y de sus patrones de proporción.
- Recopilación de reglas históricas geométricas aplicables en estructuras abovedadas, semejantes a las de los templos conventuales de estudio.
- Comparación de las características geométricas de los elementos estructurales de los templos con las obtenidas al aplicar las reglas de proporción en ellos.
- Revisión y evaluación de los métodos de análisis actualmente disponibles y elección de una metodología para determinar la seguridad ante cargas gravitacionales de los templos.
- Validación de las reglas históricas respecto al nivel de seguridad a que conducen, según la metodología de análisis adoptada.
- Determinación de los niveles de seguridad de los templos seleccionados de acuerdo con la aplicación de la metodología adoptada e identificación de posibles patrones.
- Derivación de conclusiones y propuesta de líneas de estudios adicionales sobre el tema.

El desarrollo de este trabajo se plantea en siete capítulos. En el presente capítulo, el primero de ellos, se ha hecho el planteamiento general del problema y se han definido los objetivos y alcances del trabajo. En el segundo capítulo se detallan los aspectos relevantes de los conjuntos conventuales y las características generales de los edificios elegidos para este estudio. El tercer capítulo trata de las características estructurales de las bóvedas y se hace el estudio de reglas históricas contenidas en tratados de construcción de la época, conocidas probablemente en la práctica constructiva por quienes realizaron los edificios conventuales mexicanos; reglas enfocadas básicamente a establecer las dimensiones de contrafuertes que soportan cubiertas abovedadas. Estas reglas se aplican en los templos conventuales estudiados aquí, con el fin de identificar su posible aplicación en ellos. El cuarto capítulo contempla una revisión de diversos métodos de análisis para evaluar la seguridad ante cargas verticales de edificios antiguos de mampostería, así como una descripción general del comportamiento mecánico de este material; se describe también el método elegido para el análisis de los modelos de las naves y para el desarrollo posterior del trabajo. En el quinto capítulo se detalla la metodología propuesta para determinar la capacidad de las naves ante cargas verticales y se estudian diversos factores que influyen en su factor de carga último. El capítulo sexto consiste en la validación de las reglas históricas, con base en la metodología propuesta en el capítulo quinto; se realiza un estudio paramétrico de diversos modelos de las naves y se da una estimación de la capacidad de carga de los templos elegidos en este trabajo. Finalmente en el séptimo capítulo se presentan las conclusiones.

## Capítulo 2

### Templos conventuales mexicanos del siglo XVI

La importancia histórica y cultural del gran número de edificios conventuales construidos durante el siglo XVI en México, ha llevado a diversos autores a estudiarlos desde el punto de vista arquitectónico e histórico principalmente. En este capítulo se presentan algunos datos obtenidos de algunos de esos trabajos, con el fin de contar con una visión general de los antecedentes y las características generales de estos edificios y de manera particular, de los templos. Primero se presentan algunos comentarios acerca de sus antecedentes europeos y posteriormente se describen, a grandes rasgos, las características de los edificios conventuales mexicanos. De ellos, se elige una zona de estudio que sirve como base para el desarrollo posterior de este trabajo; se recaban algunos datos relevantes de los edificios comprendidos dentro de esta área, dirigidos a encontrar tipologías estructurales que permitan simplificar las características geométricas de los templos.

#### 2.1 Aspectos históricos

##### 2.1.1 Las órdenes europeas

La vida en común o monacato se inició para el cristianismo en Egipto en el año 250, con san Pablo “el ermitaño”. Posteriormente, en el siglo IV se fundaron los primeros conventos de oriente y de occidente. Los frailes habitaban en el convento, edificio que durante la Edad Media también era conocido como monasterio, abadía o claustrum. Los conventos medievales fueron definidos inicialmente por la orden de los Benedictinos y a partir de sus conventos surgieron las edificaciones de carácter fortificado y las catedrales del siglo XIII al XV (Chanfón, 1978). Aunque las órdenes medievales fueron contemplativas, es decir, tenían una vida interna significativa, también realizaban actividades agrícolas de importancia y contaban con pequeñas industrias que las hacían autosuficientes; incluso debían contribuir con hombres y municiones para defender el reino al que pertenecían y mantener fuerzas militares para proteger su propio feudo. Esta circunstancia fue uno de los factores que condujeron a las reformas religiosas que se dieron en Europa a finales de la Edad Media, de las que surgieron las órdenes mendicantes durante el

siglo XIII. Estas órdenes están formadas por un grupo de personas que se apartan de la sociedad y buscan la perfección espiritual, predicando la pobreza y pretenden un estilo de vida semejante al de Cristo y sus apóstoles. Los frailes mendicantes se dedican a la predicación, buscan establecerse en los grandes centros de población y para lograr su objetivo misional, viajan continuamente de un convento a otro, por lo que no poseen tierras, ni trabajan como agricultores.

La diferencia en las dimensiones de los conventos medievales y los construidos en México está relacionada directamente con el número de religiosos que se alojan en el convento, el tipo de funciones sociales que cada uno de ellos tenía y las diferentes necesidades de evangelización. En los conventos medievales vivían centenares de frailes, aislados del mundo exterior, enfocados a su perfección en la oración y la meditación; mientras que en los conventos mendicantes de México, tres o cuatro frailes se dedicaban a su perfección espiritual mediante el ejemplo y la predicación a la población indígena y tomaban a los edificios conventuales como base de sus actividades misionales y no como una sede permanente (Chanfón, 1978).

### **2.1.2 Las órdenes mendicantes en México**

Con la llegada de los españoles al continente americano y la caída del imperio mexica, se inició un proceso de transformación de la cultura en ese continente. La conquista militar tuvo como justificación la conversión de la población indígena al cristianismo, por lo que en 1524 llegaron a México los primeros franciscanos; dos años después llegan los dominicos, y en 1533, los agustinos. Estas tres órdenes tuvieron un papel preponderante en el desarrollo de los patrones de la cultura colonial (Kubler, 1993), debido a que fueron ellas quienes educaron, organizaron y evangelizaron a las comunidades indígenas. También realizaron el trazo de diversos pueblos, y los edificios que construyeron son un testimonio inicial y relevante de la arquitectura mexicana (Chanfón, 1978).

Durante el siglo XVI, las tres órdenes mendicantes mencionadas edificaron casi trescientos conjuntos conventuales en México, los cuales tuvieron dos funciones primordialmente. Por una parte, el de evangelizar a la población, y por otra, la de ser un centro comunitario que daba atención hospitalaria y de enseñanza a los indígenas. A finales del siglo XVI la influencia ejercida por los frailes mendicantes fue disminuyendo conforme el clero secular fue tomando el mando del poder religioso. Esto marca el fin de un periodo de gran importancia dentro de la historia en México.

## **2.2 El conjunto conventual mexicano del siglo XVI**

Aunque los edificios conventuales mexicanos, construidos durante el siglo XVI, presentan variaciones constructivas en cada región del país, existe cierta homogeneidad arquitectónica en ellos, que Espinoza (1988) atribuye a la supervisión de obras de construcción por parte de la Corona española. Esto se dio cuando el Rey de España estableció en 1535 que todos los edificios religiosos debían hacerse bajo su licencia o la del Virrey. Posterior a esto, los frailes franciscanos y agustinos, junto con el Virrey Antonio de Mendoza establecieron la "Traza Moderada" de los conjuntos conventuales, que indicaba cómo debían hacerse todas las construcciones. Gutiérrez (2006) menciona que esta supervisión se dio después de la primera mitad del siglo XVI, por lo que el patrón seguido en las primeras construcciones debió tener otro origen.

Es probable que la necesidad de facilitar las obras de construcción les llevara a construir edificios con una tipología estructural homogénea, de manera que los supervisores pudieran trabajar con mayor

eficiencia. La necesidad de los órdenes de contar con esquemas de trabajo semejantes para la conversión y evangelización de la población pudo ser otro factor que llevó a los constructores a requerir de los mismos edificios (Espinoza, 1988). La homogeneidad tipológica encontrada en estas edificaciones, en los templos particularmente, y el importante número de edificios que aun existen en México, hace que actualmente se cuente con una muestra relevante para conocer la práctica constructiva de la época y tener la posibilidad de evaluar los conocimientos de sus constructores. A continuación se describen a grandes rasgos, algunas características de los edificios que conforman los conjuntos conventuales.

### 2.2.1 Atrio, capilla abierta y capillas posas

Los conjuntos conventuales mexicanos fueron evolucionando en su conformación hasta llegar a lo que podemos ver actualmente, constituidos básicamente por atrio, capillas abiertas, capillas posas, templo y convento (figura 2.1). Era usual que los frailes iniciaran con alojamientos y templos provisionales hechos con materiales perecederos. Posteriormente, a raíz de las necesidades de evangelización, en las primeras etapas constructivas crearon espacios abiertos conocidos como atrios, en los que construyeron capillas abiertas y capillas posas (Artigas, 1982); ocasionalmente encontramos reunidas estas dos clases de capillas. En el atrio congregaban a la numerosa comunidad indígena, acostumbrada a realizar sus rituales religiosos al aire libre, para presenciar las ceremonias del rito cristiano. Estos espacios tenían diversas funciones, pero estaban dirigidos principalmente a la conversión de la población. El atrio existió de manera aislada al inicio y posteriormente, en la etapa de mayor actividad evangelizadora, se integró al convento y al templo para formar el conjunto conventual tal y como ahora se conoce. La capilla abierta, usualmente colocada a un costado del templo, es considerada como la aportación más importante de la arquitectura novohispana a la arquitectura mundial; es un espacio que permitía celebrar la misa al aire libre. Por su parte, las capillas posas son pequeñas construcciones abovedadas que servían para colocar el *Santísimo* en las celebraciones procesionales que se realizaban en el atrio. Tanto el atrio, como la capilla abierta y las capillas posas constituyen la principal diferencia de los conventos mexicanos respecto de los europeos; la función de estos espacios se ha comparado con la de un templo al aire libre (Kubler, 1993).

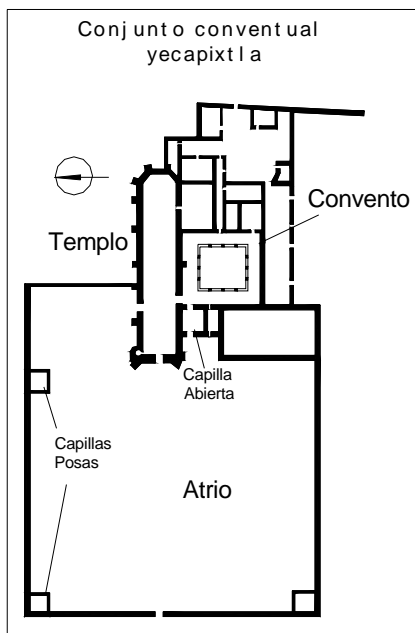


Figura 2.1 Planta típica de los conjuntos conventuales y vista del atrio del templo de Atlatlahucan

## 2.2.2 Convento

El convento, lugar de residencia de los frailes, generalmente tiene dos niveles, aunque hay algunos ejemplos que cuentan con sólo uno: la planta baja constaba de claustro, portería, refectorio, cocina, despensa, huerta y servicios generales; y en la planta alta estaban la biblioteca y las celdas de los frailes. En particular, de acuerdo con Mendieta (1997), los conventos franciscanos debían ser sencillos y austeros, siguiendo el reglamento del Padre Lunel, en el que especificaba el número de celdas y sus dimensiones. En general, los conventos pueden distinguirse, por su claustro, en dos tipos (Kubler, 1993): claustro de contrafuertes (figura 2.2) y claustro con arcadas (figura 2.3). Los claustros de contrafuertes son de gran volumen, con pasillos cubiertos por bóvedas de cañón, tienen pequeñas aberturas en lugar de arcos y la sección de sus soportes puede ser cuadrada, pentagonal o semicilíndrica. Los claustros con arcadas eran construidos con columnas de piedra y arcos adovelados, y los pasillos solían estar techados con entramados de madera.



Figura 2.2 Claustro de contrafuertes (Atlatlahucan)



Figura 2.3 Claustro de arcadas (Epozayucan)

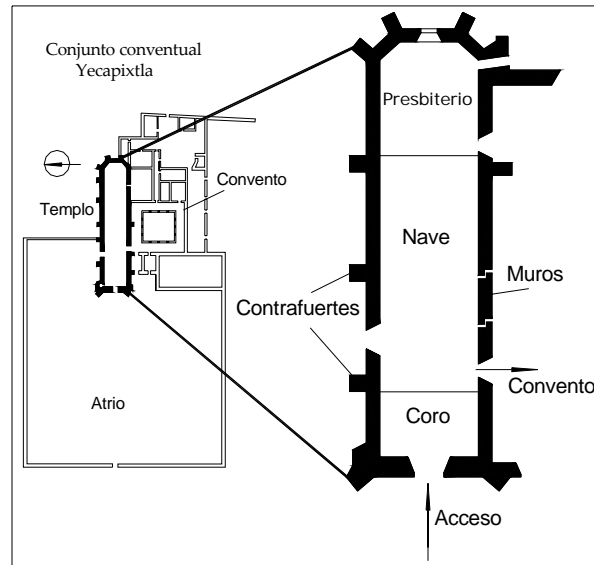
## 2.2.3 Templo

En el siglo XVI se construyeron tres tipos de iglesias principalmente: templos de una nave, templos criptocolaterales y templos de tres naves. La iglesia de una nave es la representativa de los conjuntos conventuales construidos durante el siglo XVI en México. Este modelo tiene una planta estrecha y es de gran altura, su simplicidad contribuyó a satisfacer los objetivos de evangelización de los frailes, en su búsqueda de la esencia y los orígenes de la fe. Con esta configuración la población tenía buena visibilidad enfocando la atención casi exclusivamente hacia el ritual y los frailes podían ejercer mayor vigilancia. Por su parte, los templos criptocolaterales tuvieron menor auge que los anteriores, y fueron construidos principalmente por los dominicos; existen algunos ejemplos en la Ciudad de México, Oaxaca, Puebla y Morelos (Oaxtepec); estos son templos de una o tres naves que tienen capillas a los lados. En este trabajo interesa conocer el comportamiento estructural de los templos conventuales de una nave y nos concentraremos en el estudio de sus características.

## 2.3 Tipología estructural de los templos conventuales

Como se mencionó en 2.2, el templo de una nave es el representativo de los conjuntos conventuales en México. Está compuesto esencialmente por presbiterio, coro y sotocoro (figura 2.4). Está orientado de manera tradicional, es decir, con la cabecera hacia el este; el convento se ubica al sur, aunque existen algunos ejemplos en los que se encuentra al norte. El claustro generalmente está adosado al muro de la

iglesia y tiene forma cuadrada. La estructura del templo está formada por muros gruesos de mampostería, altos y austeros, con pocas aberturas y reforzados por un sistema de contrafuertes. De acuerdo con Kubler (1993), la nave de los templos conventuales en México tiene proporción ancho-largo de 1:4, en promedio. En cambio, en España son de proporción 1:5, debido a que las iglesias de ese país cuentan con crucero. Según este mismo autor, las mayores dimensiones encontradas en estos edificios varían de 60 a 70 metros de largo y de 13 a 15 metros de ancho.



**Figura 2.4 Planta típica de los templos conventuales**

Algunos templos cuentan con elementos de carácter militar, tales como garitas, pasos de ronda o muros merlados, lo que llevó a algunos autores a pensar que tuvieron utilidad militar; sin embargo Chanfón (1978) señala que esto no fue así, sino que estos elementos sirvieron para la operación y mantenimiento del templo; por ejemplo, los pasos de ronda están ubicados al nivel de las ventanas de los templos, éstas no contaban con vitrales sino con telas o papel encerado, los cuales, de acuerdo con las necesidades de iluminación y ventilación, podían ser enrollados gracias a la facilidad que proporcionaban estos pasillos.

La cubierta de la nave y el presbiterio fue manejada de manera diferente. Kubler (1993) hace la distinción siguiente: techos con nivel continuo, techos con cornisa continua que oculta la diferencia de niveles y techos y cornisas discontinuos (figura 2.5). La cubierta del presbiterio de techos discontinuos puede estar a una altura mayor que la nave, para darle mayor importancia a este espacio (figura 2.5b); en otros casos la altura del presbiterio es mucho menor, como se aprecia en la figura 2.5c.



(a) Techo continuo

(b) Techo discontinuo y cornisa continua

(c) Techo y cornisa discontinuos

**Figura 2.5 Extradós de bóvedas en templos mendicantes mexicanos**

## 2.3.1 Elementos estructurales de la nave

### 2.3.1.1 Sistema de contrafuertes y muros

Los contrafuertes están dispuestos a lo largo de la nave para contrarrestar el empuje de las bóvedas, su altura puede llegar al nivel del arranque o continuar incluso más arriba del extradós de la bóveda, llegando hasta la cornisa. Los contrafuertes más comunes están adosados al muro (figura 2.6), aunque hay algunos ejemplos de contrafuertes tipo botarel (figura 2.7). Su disposición a veces es irregular debido a que suele haber diferentes etapas de construcción; existen casos en los que algún problema de tipo estructural pudo propiciar la construcción de nuevos contrafuertes o el aumento de la sección de un contrafuerte ya existente. La figura 2.8 muestra la geometría y las proporciones de algunos contrafuertes de los templos morelenses.

De acuerdo con Kubler (1993), el gran espesor de los muros no es muestra de un diseño conservador o de protección contra sismos, sino de preparación para cambios futuros de la estructura; algunos templos estuvieron cubiertos inicialmente por una techumbre de madera, que posteriormente fue cambiada por bóvedas de mampostería, las cuales requieren de elementos que contrarresten adecuadamente el empuje producido.

Cuando la nave tiene pilastras y arcos en el interior de la nave, en ocasiones éstas no están alineadas con el eje de los contrafuertes, lo que puede indicar diferentes etapas constructivas. También pueden encontrarse contrafuertes diagonales tanto en la fachada como en el presbiterio, que parecen seguir la dirección del empuje de las bóvedas que cubren estos espacios. Hay algunos ejemplos de contrafuertes con pasos de ronda, como se mencionó anteriormente.



Figura 2.6 Contrafuertes adosados a los muros (Oaxtepec)



Figura 2.7 Contrafuerte botarel (Cuernavaca)

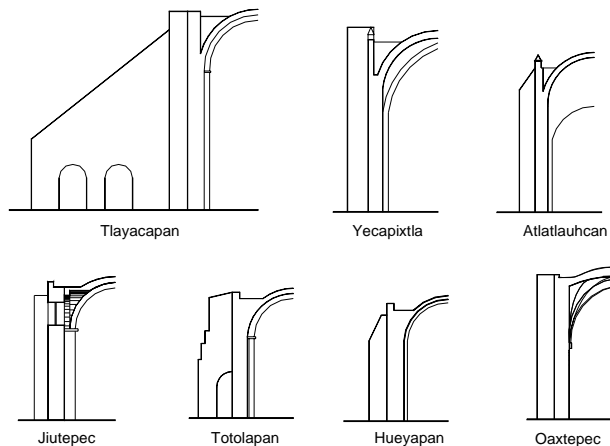
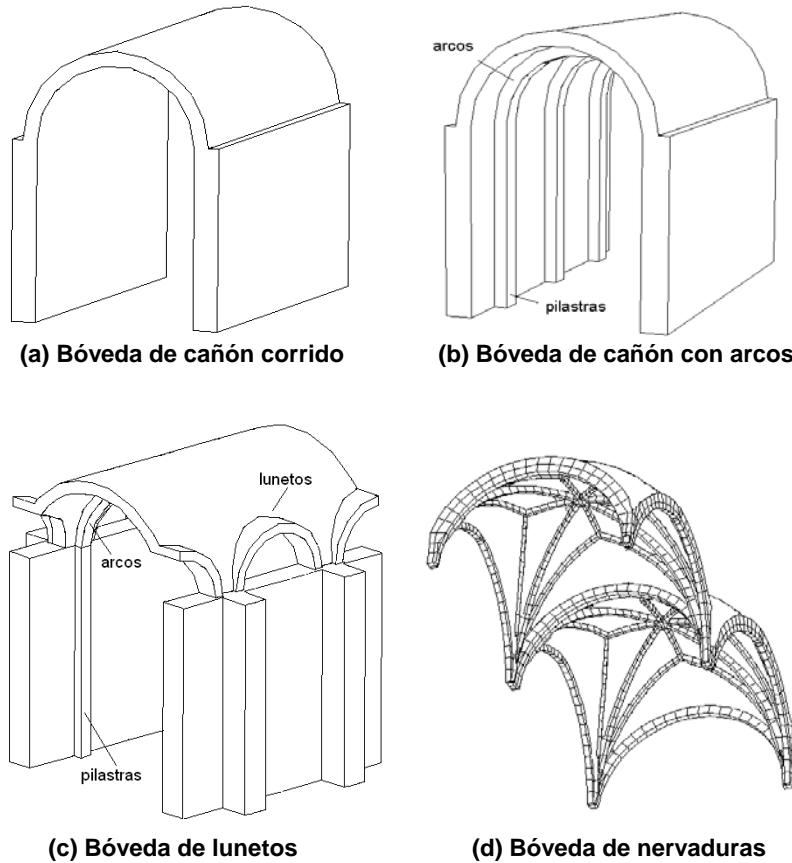


Figura 2.8 Geometría de contrafuertes de algunos templos morelenses



### 2.3.1.2 Bóvedas

La bóveda característica de los templos conventuales en México es la de cañón corrido (figura 2.9a), semejante a una bóveda románica de gran peso que descansa directamente sobre los muros, formando un espacio que tiene poca iluminación, ya que cuando hay ventanas, éstas se ubican abajo del arranque. Los riñones suelen estar cargados, de manera que en algunos de ellos el techo es prácticamente plano, aunque hay diversos ejemplos sin relleno, con extradós semicircular. Existen templos cubiertos con bóveda de cañón con arcos y pilastras que, en algunos casos, fueron colocados posteriormente a la terminación del templo (figura 2.9b), por lo que los arcos pueden ser de diferente material al de la bóveda, con directriz imperfecta y diferente al de la cubierta.



**Figura 2.9 Tipos de bóveda que cubren la nave de los templos conventuales**

También se construyó la bóveda renacentista de cañón con lunetos (figuras 2.9c), aunque no es tan representativa como la mencionada anteriormente. Las primeras que se hicieron generalmente no tienen directriz y lunetos bien definidos. En este tipo de bóvedas las ventanas laterales se encuentran arriba de la imposta y suelen tener arcos y pilastras entre cada luneto; en algunos casos estos elementos son de gran volumen.

Otro tipo de bóveda es la de nervaduras (figura 2.9d), que a veces se empleaba para cubrir todo el templo y otras, sólo el presbiterio y el sotocoro (Toussaint, 1948). Son bóvedas semejantes a las que se hacían en esa época en España, con características diferentes a las de las bóvedas góticas europeas construidas entre los siglos XII al XIV, ya que no tienen pendientes muy pronunciadas sino forma acupulada. Tampoco cubren espacios rectangulares sino espacios prácticamente cuadrados. Están

compuestas por nervaduras de arcos poco apuntados, casi de medio punto. Estas características las acercan más a las bóvedas de nervaduras renacentistas que se realizaron en España.

Kubler (1993) señala que las bóvedas mexicanas puede clasificarse en tres tipos, de acuerdo con la forma que tiene su extradós: el primero consiste de una bóveda muy pesada debido a que tiene los riñones cargados con mampostería, de manera que su extradós es prácticamente plano (figura 2.10); parece ser que estas bóvedas son las primeras con nervaduras que se construyeron en México; el segundo tipo es una bóveda con superficie ondulada, de poca pendiente, aunque sigue siendo una bóveda de gran peso, requiere menos material que la anterior (figura 2.12); el tercero, es una cubierta más ligera que las dos anteriores, que consiste de una serie de domos sucesivos que no tiene carga en sus riñones (figura 2.11). Este mismo autor hace una clasificación de los muros en que se apoya la bóveda nervada: bóveda sostenida por los muros laterales que está asentada bajo su nivel de contención y es monolítica con los contrafuertes; bóveda apoyada arriba del nivel de los muros, con pequeños lunetos en la cúspide de los arcos que están formados por las paredes de las nervaduras; y bóveda apoyada por varios soportes, que aligera el peso a los muros de carga.



Figura 2.10 Extradós de bóveda de nervaduras cargada en sus riñones (Tula)



Figura 2.11 Extradós de bóveda de nervaduras en forma de domos (Acatzingo)



(a) Extradós



(b) Intradós

Figura 2.12 Bóvedas de nervaduras del templo de Oaxtepec

### 2.3.2 Características del presbiterio, coro, fachada y torres

El presbiterio suele tener planta trapezoidal o rectangular; algunos son curvos en el interior y rectangulares al exterior. Es usual que su nivel de piso sea mayor que el de la nave y que lo delimite un arco conocido como arco “triumfal”. La altura es otra característica que puede diferenciarlo, a veces es mayor que la de la nave, particularmente cuando la bóveda que lo cubre es diferente a la del resto del edificio. Hay presbiterios que forman un apéndice, debido a que sus muros están remetidos respecto de

los muros de la nave. Generalmente no tiene ventanas en la pared posterior, sino solo en los muros laterales; en este caso se le conoce como presbiterio “ciego”.

Por otra parte, el coro es un balcón que se encuentra en la parte posterior del muro de la fachada principal y abarca la primera crujía. Su profundidad usualmente es igual que el ancho de la nave (Kubler, 1993). Algunos están sostenidos por un entramado de madera, pero es más común que tengan bóveda de mampostería. El coro era el lugar en el que los frailes solían presenciar las ceremonias, desde ahí podían vigilar a la población reunida en la iglesia.

La fachada principal está orientada al poniente, y al norte está la fachada lateral o porciúncula, que suele dar a un patio o cementerio. Es probable que la secuencia de la construcción de los templos hiciera que las fachadas fueran las últimas en realizarse, debido a que hay algunas que parecen haber quedado en estado provisional. Kubler (1993) menciona que hay tres tipos de fachadas, que a su vez, pueden encontrarse combinadas en los templos. El primer tipo consiste en un muro plano sin elementos secundarios de poco espesor; el segundo es un muro flanqueado por uno o dos contrafuertes diagonales; y el tercero, corresponde a un muro con torres unidas o separadas del templo (figura 2.13)



**Figura 2.13** Fachada del templo de Atlatlahucan



**Figura 2.14** Espadaña del templo de Tlayacapan

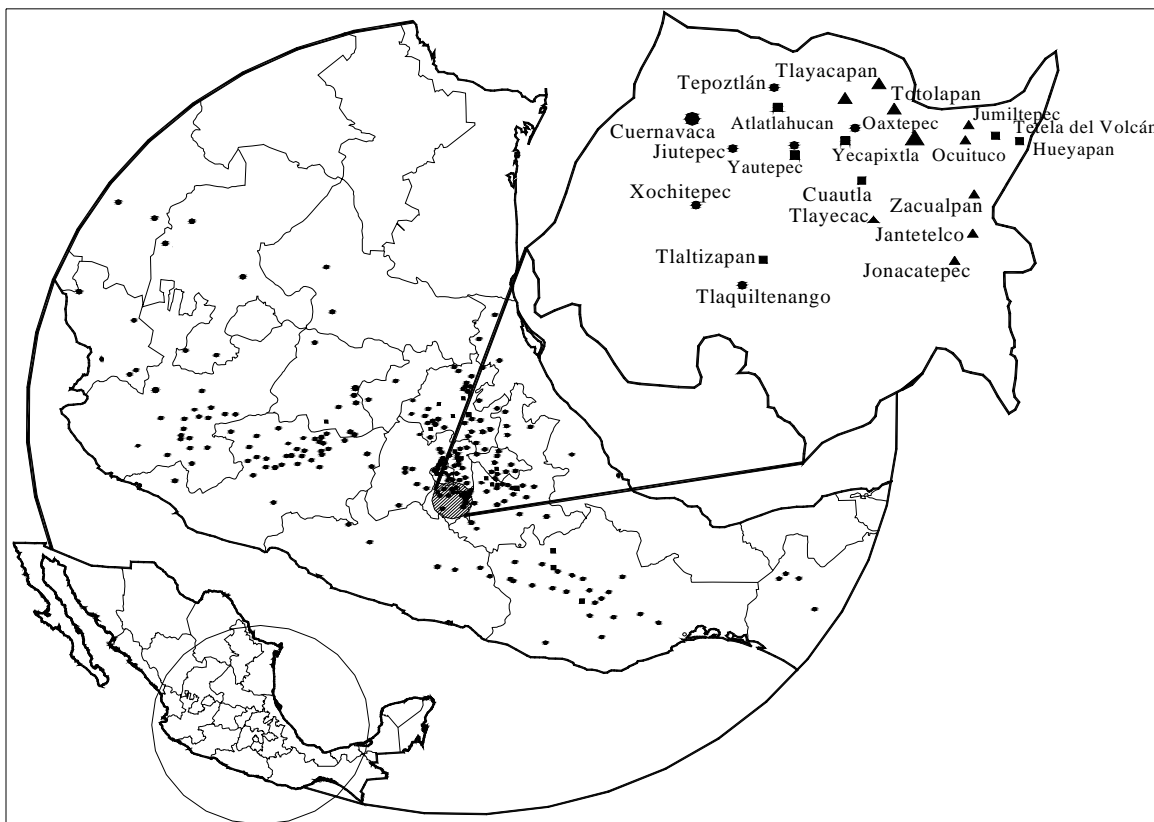
Las torres generalmente fueron construidas en siglos posteriores a la finalización de las obras; a veces se encuentran en un plano posterior a la fachada (figura 2.13). Un elemento característico en los templos que no tienen torres es la espadaña, que consiste de pequeños arcos construidos en la parte superior de la fachada, en la que se colocaban las campanas (figura 2.14). Las espadañas sí corresponden al siglo XVI y es común que la fachada tenga además dos contrafuertes diagonales en cada extremo.

## **2.4 Templos elegidos y sus características generales**

La figura 2.15 muestra la ubicación de los conjuntos conventuales edificados en México durante el siglo XVI. Se observa que hay una concentración importante de estos edificios al centro del país en los Estados de Puebla, Tlaxcala, Morelos, Hidalgo y el Distrito Federal; al sur, principalmente en el Estado de Oaxaca y al occidente, en Michoacán y Jalisco. En este trabajo se toma como zona de estudio al Estado de Morelos, que durante el siglo XVI fue una de las zonas más importantes del centro de México (Espinoza, 1988): su cercanía con la capital del país, su riqueza agrícola y el interés que Hernán Cortés tuvo al establecer la sede del Marquesado del Valle de Oaxaca en Cuernavaca, propiciaron que las tres órdenes mendicantes construyeran en esa zona veinticinco conjuntos conventuales durante el siglo XVI. Los frailes tenían una buena relación con Hernán Cortés (marqués del Valle de Oaxaca), tanto que éste solía financiar sus obras de construcción, particularmente en las primeras décadas de la colonización. En

el Estado de Morelos se realizó el primer convento construido por los agustinos fuera de la capital de México, y el quinto, por los franciscanos (Mendieta, 1997). Esto indica que algunos de los primeros ejemplos de la arquitectura conventual en México fueron construidos en ese Estado. Actualmente once de estos conventos han sido catalogados como Patrimonio Mundial por la UNESCO.

En la figura 2.15 se localizan en particular, los conventos existentes en la zona de estudio. Se sabe que los franciscanos llegaron a evangelizar los pueblos de lo que hoy es el Estado de Morelos probablemente en 1525 (Mendieta, 1997); el primero de ellos fue el convento franciscano de Cuernavaca, posteriormente los dominicos construyeron su primer convento morelense en Oaxtepec (Cáseres, 1995) y los agustinos, en Ocuituco. Todos los templos de esta zona son de una nave, excepto dos que tienen crucero, los de Cuernavaca y Oaxtepec. A éste último lo han clasificado dentro de los templos criptocolaterales (Kubler, 1993) debido a que en sus muros longitudinales tiene pequeñas capillas laterales, aunque éstas son de poca profundidad.



**Figura 2.15 Templos conventuales del siglo XVI en México (Kubler, 1993)**

A partir de la visita a los conventos y de los planos disponibles, se obtuvo información de los edificios conventuales ubicados dentro de la zona de estudio; el acopio de información se centró principalmente en los templos. Parte de los datos relevantes se presentan en la Tabla 2.1, donde se muestran algunas de las características geométricas de estos edificios. La información se clasifica de acuerdo con el tipo de bóveda que cubre la nave, y los datos se ordenan en forma descendente según el claro del templo. El periodo de construcción de cada convento se registra en la Tabla 2.1 como una aproximación, ya que a veces lo han confundido con la fecha de fundación del convento; sin embargo, estos datos son los de mayor aproximación disponibles en la bibliografía consultada.

## 2.4.1 Características de la proporción claro-longitud de la nave de los templos

La Tabla 2.1 muestra que el claro de la nave está dentro de un intervalo de ocho a poco más de trece metros; y la longitud, incluyendo presbiterio y coro, va de 33 a 68 metros. La proporción claro-longitud de la nave de los templos varía de 1:3.4 a 1:6. Las iglesias cubiertas con bóveda de cañón corrido tienen proporciones que varían entre 1:4 y 1:4.5, excepto la de Cuernavaca, debido a que cuenta con crucero; estos templos se acercan a las proporciones mencionadas por Kubler (1993) sobre los templos de una nave sin crucero.

Es notable que las dos iglesias con crucero (Cuernavaca y Oaxtepec) tienen la proporción de templos españoles con crucero que se construyeron en esa época (proporción 1:5). Solamente el templo de Yauatepec está fuera de las proporciones comunes, con una relación claro-longitud de 1:6; en éste, el largo es de dimensiones usuales pero el claro es el más angosto de todos los templos estudiados aquí. Aunque Gutiérrez (1978) no menciona al templo de Yauatepec como una capilla abierta reutilizada, por sus dimensiones el presbiterio actual pudo ser una capilla abierta a la que se construyó la nave posteriormente. Por su parte, los templos de menor proporción (1:3.4) están cubiertos con bóveda de cañón con arcos y con lunetos, pero hay algunos templos de proporciones mayores, por lo que no se observa una relación entre la proporción claro-longitud de la nave y el tipo de bóveda empleado.

<b>Tabla 2.1 Características geométricas de los templos conventuales de la zona de estudio</b>											
Probable periodo de construcción	Templo	Longitud (nave, coro, presbiterio)	Claro	Altura	Espesor bóveda	Profundidad contrafuerte (incluye espesor de muro)	Espesor muro	Claro/Longitud	Altura/Claro	Profundidad contrafuerte/muro	
<b>Bóveda de cañón corrido</b>											
1525-1570	Cuernavaca (F)	68.50	13.50	20.40	1.00	4.25 (a) 12.50 (*b)	2.00	1:5.0	1.50	2.13	
1560-1588	Tepoztlán (D)	58.50	13.00	19.50	0.85	5.30 (a)	2.20	1:4.5	1.50	2.40	
1535-1541	Yecapixtla (A)	54.10	12.00	19.00	0.80	3.80 (a)	1.80	1:4.5	1.60	2.10	
1530-1550	Tlaquiltenango (F)	48.30	11.20	20.53	0.74	3.80 (a) 7.45 (*a)	2.00	1:4.3	1.80	1.90	
1570-1580	Atlatlahucan (A)	40.50	10.15	17.00	0.60	3.30 (a) 5.20 (*a)	1.60	1:4.0	1.67	2.00	
1537-1571	Jonacatepec (A)	41.20	9.80	10.80		Sin contrafuerte	2.00	1:4.2	1.10		
<b>Bóveda de cañón con arcos</b>											
1554-1572	Tlayacapan (A)	53.00	11.80	21.40	0.60	4.00 (a) 17.40 (*aa)	1.80	1:4.5	1.82	2.20	
1535-1567	Zacualpan (A)	34.55	10.00	11.40		2.60 (a)	1.40	1:3.4	1.14	1.85	
	Tlayecac (A)	33.05	9.00	12.10	0.60	3.10 (a)	1.30	1:3.7	1.34	2.40	
1548-1553	Tlaltizapán (D)	42.57	8.60	12.40		3.40 (a)	1.60	1:5.0	1.44	2.13	
1558-1565	Jantetelco (A)	36.40	8.50	10.60		3.40 (a)	1.50	1:4.3	1.25	2.27	
1558-1567	Yauatepec (D)	50.30	8.15	13.60	0.70	3.20 (a)	1.40	1:6.0	1.67	2.30	
<b>Bóveda de cañón con lunetos</b>											
1529-1539	Jiutepec (F)	50.90	11.20	15.00	0.54	3.20 (a)	1.70	1:4.5	1.34	1.90	
1534-1541	Ocuituco (A)	39.50	10.30	12.00		2.60 (a)	1.20	1:3.8	1.17	2.17	
1534-1545	Totolapan (A)	33.70	10.00	13.60	0.58	5.30 - 7.30 (b)	1.90	1:3.4	1.36	2.80-3.84	
1570-1580	Hueyapan (D)	44.40	9.60	13.30	0.40	3.50 (a) 5.30 (*a)	1.50	1:4.6	1.39	2.30	
	Xochitepec (F)		8.60	11.45		2.00 (a)	1.00		1.33	2.00	
1570-1581	Tetela del Volcán (D)	36.20	10.50			5.20 (b)	1.20	1:3.4		4.30	
<b>Bóveda de nervaduras</b>											
1535	Oaxtepec (D)	56.40	11.20	15.47	0.80	3.25 (a)	1.35	1:5.0	1.38	2.40	

Dimensiones en metros

(A) agustino, (D) dominico, (F) franciscano

(a) contrafuerte adosado, (b) contrafuerte botarel, (\*a) contrafuerte adosado adicionado, (\*b) contrafuerte botarel adicionado

(\*aa) incremento de la sección de un contrafuerte ya existente

## 2.4.2 Contrafuertes y muros de los templos conventuales

Los templos de Totolapan y Tetela del Volcán son los únicos, dentro de la zona de estudio, que cuentan con contrafuertes botarel a lo largo de la nave. En el primero de ellos, los arcos se encuentran tapiados, pero se observa claramente el arco interior. En el resto de los templos los contrafuertes están adosados a los muros; excepto en la iglesia de Cuernavaca que además de los adosados, cuenta con un botarel construido en una etapa posterior. En la Tabla 2.1 se presentan los tipos y dimensiones de contrafuertes que tiene cada templo, clasificándolos según la etapa constructiva a la que pertenecen. Aunque en la mayoría de los templos no existen datos históricos para conocer las diferentes etapas constructivas, a partir de la inspección visual fue posible identificar algunas de ellas, particularmente en los contrafuertes. Se encontró que hay contrafuertes de diferentes dimensiones, como los mostrados en la figura 2.16, donde aparece un contrafuerte de gran volumen que se añadió posteriormente para reforzar la nave y el presbiterio, en el eje del arco triunfal del templo. Existe otro caso en el que, a contrafuertes ya existentes se les incrementaron sus dimensiones (figura 2.17). La figura 2.18 muestra de manera esquemática la adición y el cambio de sección de los contrafuertes en los templos de las últimas dos figuras mencionadas.



**Figura 2.16** Contrafuertes del templo de Tlaquiltenango

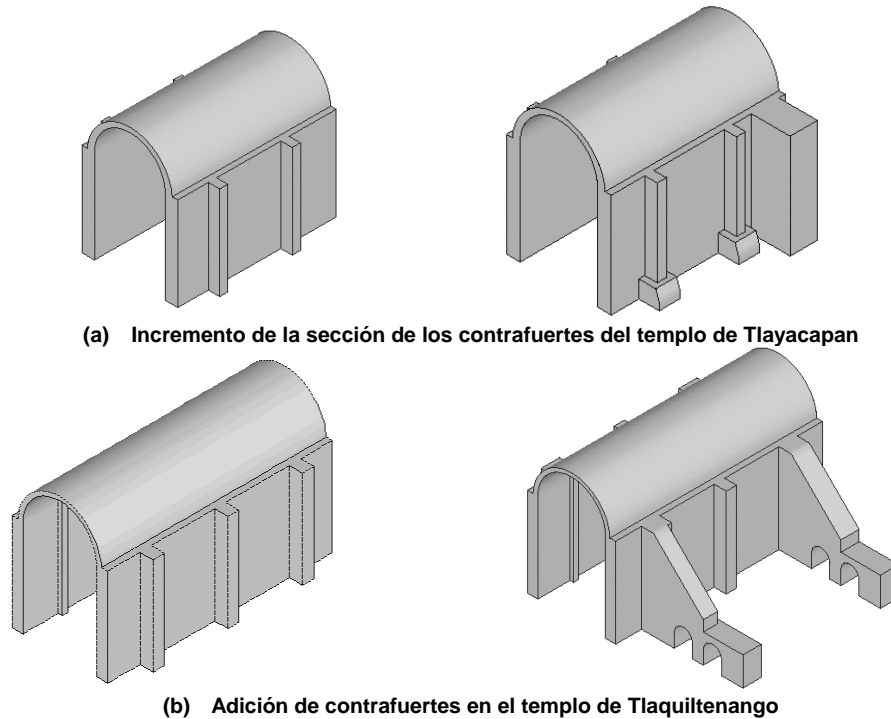


**Figura 2.17** Contrafuertes del templo de Tlayacapan



Al parecer, estas transformaciones en los contrafuertes no se dieron por problemas ante cargas gravitacionales, sino por algún problema de asentamiento del terreno, en la cabecera del templo. Estos cambios en los contrafuertes no se dieron en los que están a lo largo de la nave, sino en los cercanos al presbiterio o al coro, excepto en el templo de Hueyapan. Este es el único caso en el que fue posible

observar con claridad, que todos los contrafuertes fueron construidos en una etapa posterior a la terminación del templo, por lo que es muy probable que inicialmente haya tenido techumbre de madera. Esta iglesia no tiene convento y el movimiento de sus apoyos ha generado diversas grietas en la bóveda, que requirió del uso de tensores (figura 2.19); esta bóveda tiene la particularidad de que dos de sus crujías tienen lunetos y una, bóveda de cañón corrido.



**Figura 2.18 Geometría de templos con cambios en sus contrafuertes**

En la Tabla 2.1 también se muestra que la relación entre la profundidad del contrafuerte y el espesor del muro tiene un valor cercano a 2.0 en la mayoría de los templos con contrafuertes adosados al muro. Sólo cinco de ellos se alejan de este valor pero en ninguno de éstos se observa una relación con un tipo de bóveda en particular. Resulta de interés conocer las características de los muros longitudinales en función del tipo de cubierta que soportan; no se observan diferencias claras en el espesor de los muros según el tipo de bóveda. Lo que se logra apreciar es que la profundidad de los contrafuertes está en función del claro de la nave cuando los templos tienen bóveda de cañón corrido; pero para los otros tipos de bóveda esto no es muy claro.



**Figura 2.19 Bóveda de lunetos de Hueyapan**

### 2.4.3 Relación entre el tipo de bóveda y la altura de la nave

Otros aspectos que refiere la Tabla 2.1, son algunas características de las bóvedas y su relación con la altura de la nave. Una tercera parte de los templos está cubierta con bóveda de cañón; éstos son más altos y esbeltos que los templos con bóvedas de lunetos o de nervaduras, excepto la iglesia de Jonacatepec. En su mayoría, la altura de estos templos es aproximadamente de 20 m, y la relación de aspecto de la nave (relación altura-claro mostrada en la fig. 2.20) varía de 1.5 a 1.8. En particular, los edificios con mayor altura cuentan con contrafuertes construidos en épocas posteriores a la terminación del templo; en estos casos el convento está ubicado al norte, a diferencia de la disposición en la mayoría de los conjuntos conventuales.

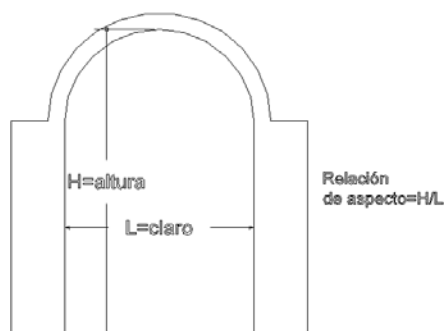


Figura 2.20 Relación altura claro de la nave

Los templos cubiertos con bóveda de cañón con arcos y bóveda de lunetos tienen poco más de 10 metros de altura, con excepción del templo de Tlayacapan, que rebasa los 20 m. De éstos, una tercera parte cuenta con bóvedas de lunetos y el resto tiene bóveda de cañón con arcos. En ambos casos la relación de aspecto es menor que en las bóvedas de cañón corrido, aunque existen algunas iglesias con bóveda de cañón con arcos que se acercan a las proporciones mencionadas en el párrafo anterior; en estos casos los arcos se colocaron posteriormente, por lo que originalmente fueron bóvedas de cañón corrido, tal es el caso de los templos de Yauatepec y Tlayacapan.

Solamente hay una iglesia cubierta totalmente con bóveda de nervaduras; en este caso la bóveda tiene curvatura convexa y acupulada; hay algunas crujías que presentan cambios de pendiente en el intradós, al llegar a las nervaduras. Esta bóveda es de gran peso y está formada por mampostería de conglomerado; tiene las características geométricas de las bóvedas construidas por Gil de Hontañón, que se describen en el capítulo 3. El extradós está cargado con mampostería, por lo que es una superficie ondulada poco pronunciada (figura 2.12a).

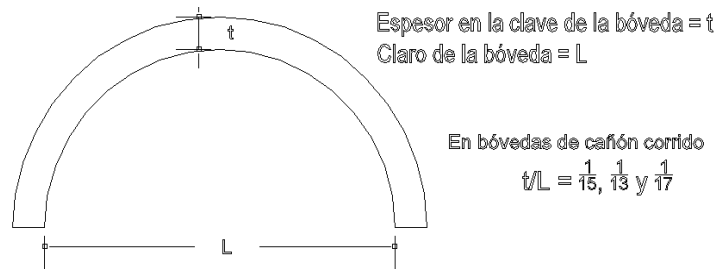
### 2.4.4 Características del espesor de la bóveda

En su gran mayoría, el intradós de las bóvedas es prácticamente semicircular; su espesor está en función del tipo de bóveda y del claro de la nave. Esto se observa en la Tabla 2.1, en la que aparece el espesor en la clave para cada tipo de bóveda. En las naves con bóveda de cañón corrido, el espesor está en relación con el claro; sin embargo, esta relación no es tan evidente para las naves cubiertas con otros tipos de bóveda, ya que en estos casos se tienen pocos datos que permitan hacer la comparación.

De acuerdo con los datos recabados, el espesor en la clave de las bóvedas de cañón corrido es de aproximadamente 1/15 del claro de la nave, excepto en las de Cuernavaca y Jonacatepec, con 1/13 y



1/17, respectivamente (figura 2.21). Los pocos datos del espesor en bóvedas de cañón con arcos nos permiten ver que en el caso de Tlayacapan, el espesor es menor que el de una bóveda de cañón corrido con el mismo claro, por lo que podría pensarse que quizás tomaron en cuenta la contribución del arco; sin embargo las dimensiones de los arcos y pilastras llevan a pensar que probablemente era una bóveda de cañón corrido a la que posteriormente adicionaron arcos, por algún problema estructural o para darle un aspecto de mayor modernidad en esa época. Aunque no se tiene certeza de cuáles de estos templos cuentan con arcos que fueron construidos posteriormente a la bóveda, a partir de la restauración que se ha realizado en algunos de ellos, se ha llegado a saber que los arcos y la bóveda están construidos con materiales que corresponden a diferentes etapas constructivas; por ejemplo, mampostería de tabique en los arcos, y de piedra de la región en la bóveda, como el caso del templo de Yautepec.



**Figura 2.21 Relación entre el espesor y el claro de la bóveda**

Se observa en particular, que las bóvedas de lunetos son las que tienen menor espesor en la clave. Comparando dos templos con el mismo claro, cubiertos con bóveda de cañón corrido y de lunetos (Tlaquiltenango y Jiutepec), hay una diferencia de aproximadamente 40% en su espesor. Esta disminución en el espesor se da en edificios que al parecer, inicialmente tuvieron otro tipo de techumbre; es decir, que algunas bóvedas de lunetos no corresponden a las primeras etapas constructivas de los templos conventuales, sino que pueden ser de finales del siglo XVI o de los siglos posteriores. Tal es el caso de los templos de Jiutepec, Ocuituco y Tetela del Volcán; en el primero de ellos un temblor colapsó la bóveda original de mampostería, de la que se desconoce de qué tipo era, y que posteriormente fue sustituida por la de lunetos actual. Por su parte, en Ocuituco un incendio provocó la destrucción de la techumbre de madera que obligó su cambio por una de mampostería de lunetos (Toussaint, 2004). En Tetela del Volcán se tiene evidencia (Martínez, 1968) de que la estructura no resistió el cambio de cubierta de madera a una bóveda de cañón de mampostería (1722), debido a que tenía paredes de poco espesor con malos materiales (el interior de lodo y la superficie de mampostería), por lo que se agrietaron los muros y la bóveda; si bien, existen elementos que indican que la estructura general del templo es del siglo XVI, en 1805 se inició la construcción de la bóveda de lunetos que tiene actualmente.

## 2.4.5 Otros cambios estructurales

Tanto la historia como la inspección visual de estos conventos arrojan datos importantes acerca de los cambios hechos en estas edificaciones. Uno de ellos es el mencionado en los párrafos anteriores, acerca de que algunos templos tuvieron cambio de techumbre de madera por una bóveda de mampostería, que se dio a lo largo del mismo siglo XVI o después. No se cuenta con fuentes documentales que evidencien cuáles son los casos en los que se dieron estos cambios, excepto los mencionados anteriormente: Jiutepec (Gutiérrez, 1994) y Tetela del Volcán (Martínez, 1968). Aunque se sabe que en éste último caso el cambio de cubierta dañó significativamente al edificio, es importante tomar en consideración lo mencionado en 2.3.1, acerca de que los primeros constructores tenían en cuenta el posible cambio de

cubierta para determinar la dimensión de sus muros, por lo que algunos casos no presentaron daños considerables como los que se dieron en Tetela del Volcán.

Otras variaciones realizadas en los templos durante los siglos posteriores son la adición de cúpulas, capillas laterales y torres. Los templos de Jonacatepec y Hueyapan (figura 2.22b) tienen cúpulas en la nave, y los templos de Jiutepec y Xochitepec, sobre el presbiterio; las más llamativas son las que tiene Jonacatepec debido a que la flecha de la cúpula, cercana al presbiterio, es prácticamente igual a la altura de la nave (Figura 2.22a); este templo ha sido modificado con el paso del tiempo; las cúpulas ocupan gran parte del templo, solamente el coro y una pequeña parte de la nave tienen bóveda de cañón corrido; es el único caso en el que la altura de la nave es menor que los dos niveles del convento.



(a) Convento de Jonacatepec



(b) Extradós de la bóveda de Hueyapan

Figura 2.22 Adición de cúpulas en la bóveda del templo de Jonacatepec

Los templos conventuales tienen convento, excepto los de Hueyapan, Tlayecac y Pazulco; como se comentó anteriormente, el primero de ellos, ubicado en las faldas del volcán Popocatepetl, tiene importantes agrietamientos en su bóveda que podrían haber sido causados por sismos (INAH Morelos, 1999) o asentamientos diferenciales del terreno; los otros dos templos mencionados, a pesar de no contar con la contribución del convento en su estabilidad se observan en buenas condiciones.

## 2.4.6 Material básico de construcción

Los elementos estructurales de los edificios históricos que se estudian aquí fueron construidos principalmente con mampostería irregular de conglomerado, formada por piedras de la región; entre éstas se encuentran diversos tipos de rocas volcánicas como el *tezontle*, andesita, basalto, piedra braza y canteras; o rocas sedimentarias como la piedra de río. Estas piedras se encuentran aglutinadas en una masa de mortero de cal. Los restauradores refieren que los antiguos constructores solían agregar elementos de tipo orgánico (baba de nopal) para mejorar la adherencia. En otras zonas del país, como Hidalgo o el norte de Puebla, en los que no hay bancos de piedra de *tezontle* cercanos, emplearon mampostería de *tezontle* en las bóvedas, por ser una piedra de poco peso, mientras que en los apoyos usaron piedra de la región, en los que incluso a veces tenían el núcleo de barro (Monterubio, 2000).

En los edificios conventuales se observa que hubo preferencia por las piedras más ligeras, debido a la facilidad de extracción y transporte. La constitución y el arreglo de las piezas en la mampostería dan lugar a un material similar a un concreto ciclópeo de baja resistencia, cuya composición depende de los

bancos de piedra más cercanos al sitio y del elemento estructural que se trate. Esta clase de mampostería suele ser más ligera que la mampostería de piedra usual, tiene mayor resistencia a tensión que la mampostería de ladrillos, ya que no contiene planos de debilidad bien definidos por las juntas de mortero.

Los edificios más tempranos fueron construidos en su totalidad con este tipo de mampostería, mientras que al final del siglo se prefirió el uso de ladrillos en bóvedas, cúpulas y arcos. Debido a que no fue posible hacer calas en los edificios elegidos, para conocer el tipo de mampostería que hay en el interior de muros y bóvedas, sirvieron como referencia las construcciones parcialmente derruidas, como algunas capillas posas de los primeros años de la Colonia, en las que es posible observar las características del conglomerado de mampostería en las bóvedas. Se observa gran variabilidad en cuanto a la calidad y los tipos de mampostería en los edificios conventuales morelenses, que está en función del tipo de piedras disponibles, mortero y calidad de mano de obra; los largos periodos de construcción y la interrupción de los trabajos generaron cambios en el tipo de material y por consiguiente de las propiedades estructurales resultantes.

## 2.5 Comentarios finales

A pesar de la diversidad constructiva de los edificios conventuales de la zona de estudio y de las intervenciones estructurales que algunos de ellos han tenido, el estudio de su geometría ha permitido identificar sus características originales y encontrar posibles patrones geométricos empleados para su construcción, principalmente de los elementos estructurales que constituyen la nave de los templos conventuales. Los datos recabados mostraron que los templos pueden diferenciarse por el tipo de cubierta de la nave, y en función de esto se clasificó la información obtenida. En los siguientes puntos se describen los aspectos relevantes de los principales elementos estructurales de la nave: bóveda, contrafuertes y muros, y su relación con las características geométricas de las naves.

- Se observó que existe relación entre las dimensiones de la nave y el tipo de bóveda que la cubre: los templos con bóveda de cañón corrido son de mayores dimensiones y tienen proporciones claro-largo más grandes, comparados con los techados con bóvedas de cañón con arcos o con lunetos.
- Las naves con mayor relación de aspecto ( $H/L$ ) están cubiertas con bóveda de cañón corrido, aún aquellas que fueron transformadas con la adición de arcos y pilastras. Es usual que estos templos cuenten con contrafuertes realizados en etapas constructivas posteriores a la terminación del templo.
- La relación entre el espesor de bóveda y el claro de la nave en bóvedas de cañón corrido es consistentemente cercana a  $1/15$ , con algunas excepciones.
- Las bóvedas de cañón corrido son las de mayor espesor en la clave, mientras que las de lunetos, tienen menor espesor. Esto lleva a pensar que las de cañón corrido son las más tempranas y las de lunetos son producto del cambio de cubierta que corresponde a la última parte del siglo XVI o posterior.
- La proporción entre la profundidad de contrafuertes y el espesor de muro varía de 1.80 a 2.40, no se observa relación entre estos valores y el tipo de cubierta que los cubre.

Al parecer, las características de las bóvedas que cubren la nave de los templos estudiados aquí están en función del periodo en el que fueron construidas. Muy probablemente, las primeras bóvedas edificadas

fueron las de mayor espesor, es decir, las de cañón corrido sin arcos y algunas que actualmente tienen arcos fajones; en este último caso los arcos fueron construidos en épocas posteriores a la terminación del templo. En la mayoría de los templos no se cuenta con fuentes documentales que permitan conocer cuáles de ellas son resultado de un cambio posterior de cubierta, ya que algunas naves tuvieron techumbre de madera en un inicio. Sin embargo, como se comentó en este capítulo, es altamente probable que los constructores hayan considerado de antemano el cambio de cubierta construyendo los apoyos necesarios para ello.

Sólo existe un templo con nave techada con bóveda de nervaduras; el gran espesor de la bóveda nervada de Oaxtepec lleva a concluir que las nervaduras no trabajan estructuralmente, sino que al parecer, tienen fines decorativos. Las bóvedas de nervaduras presentaron diversas variantes que las fueron haciendo más eficientes, hasta el punto que se llegaron a construir grandes bóvedas nervadas de poco espesor en forma de domos, cuyas nervaduras puedan tener una función estructural. Este tipo de bóvedas no fue analizado en este trabajo, y constituye un aspecto relevante que requiere abarcar una zona de estudio mayor a la elegida en este trabajo.

## Capítulo 3

# Estructuras abovedadas de mampostería y las reglas históricas de dimensionamiento

En este capítulo se describen algunos aspectos estructurales básicos de las bóvedas de mampostería, así como de las reglas contenidas en antiguos tratados de construcción, desarrolladas para determinar la dimensión de los contrafuertes que soportan estos sistemas de cubierta. Son de interés para este trabajo aquellas reglas usadas en periodos cercanos a la construcción de los edificios conventuales mexicanos del siglo XVI. Si bien, estas reglas fueron publicadas en siglos posteriores, forman un conjunto de conocimientos de diversas épocas que pudieron ser conocidos por los constructores de los edificios que se estudian aquí. Al inicio del capítulo, a manera de introducción, se mencionan algunos aspectos generales de los arcos y bóvedas, y al final se describen los resultados de aplicar algunas reglas históricas en los contrafuertes de los templos de la zona de estudio elegida en este trabajo.

### 3.1 Aspectos estructurales básicos de las bóvedas

#### 3.1.1 Arcos de mampostería

La forma más simple ideada por el hombre primitivo para realizar aperturas en los muros de mampostería fue mediante el uso de dinteles de piedra (figura 3.1a). Estos elementos fueron empleados también para cubrir espacios horizontales, como en el centro ceremonial de Stonehenge o el Partenón de Atenas. La baja resistencia a tensión de las piedras que forman los linteles (bloques de una sola pieza), limita su uso para cubrir sólo pequeños claros. Otra solución que les permitía techar claros estrechos fue el uso de mampostería de piedras o ladrillos secados al sol, formando hileras en voladizo. De esta manera construyeron arcos falsos o acartelados en los que no se generan empujes hacia sus apoyos, sino sólo acciones verticales; en este caso las piedras en voladizo están colocadas de tal manera que existe suficiente contrapeso para evitar el volteo de la mampostería (figura 3.1b).

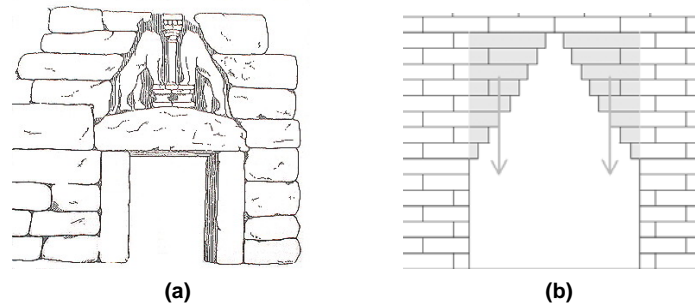


Figura 3.1 Esquema de (a) un dintel y (b) de la transmisión de fuerzas en un arco acartelado

El empleo de los arcos constituyó un avance significativo en el campo de la construcción. Con el uso de piedras o ladrillos, se forma una estructura curva que, bajo condiciones de carga usuales y con la geometría adecuada, se encuentra esencialmente bajo esfuerzos de compresión. A diferencia de los arcos acartelados, los arcos verdaderos se caracterizan por ejercer empuje hacia sus apoyos, cuya intensidad y dirección puede perturbar la estabilidad de la estructura. Este empuje es resultado de dos fuerzas: el peso y el empuje horizontal; la trayectoria del empuje dentro del elemento estructural se conoce como *línea de presiones* o *línea de empujes*. La directriz que tiene esta línea dentro de la estructura, depende de las cargas aplicadas y de la geometría del arco; de tal manera que teóricamente, la línea de presiones de un arco sometido sólo bajo su peso propio, adopta la forma de una catenaria; si soporta una carga uniformemente distribuida, su forma será de una parábola (figura 3.2). Esto se basa en el postulado de Hooke, alrededor de 1670, acerca del comportamiento de los arcos, basado en los funiculares: *“del mismo modo que cuelga el hilo flexible, así, pero invertido, se sostendrá un arco rígido”*. Posteriormente, Gregory en 1698, menciona que un arco es estable si en su espesor se encuentra contenida una catenaria.

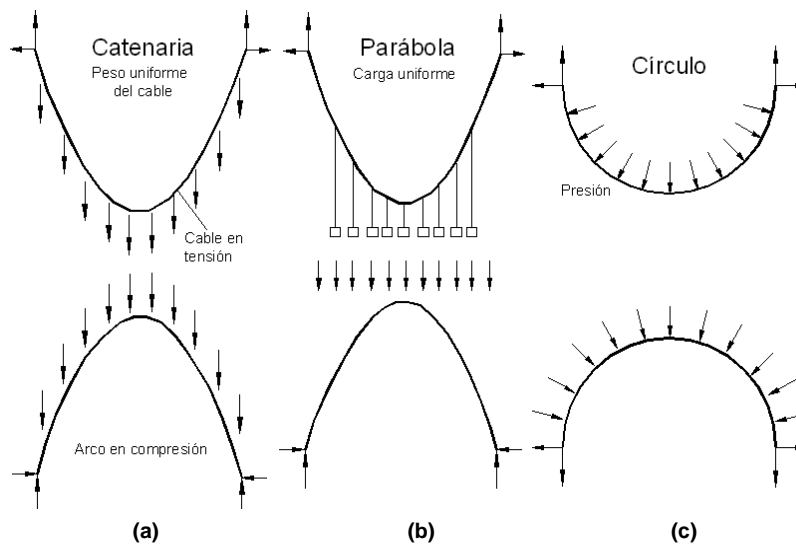
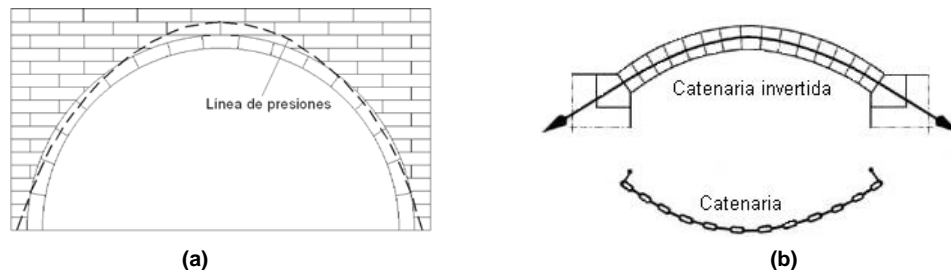


Figura 3.2 Analogía de cables y arcos sometidos ante (a) su peso propio, (b) una carga uniformemente repartida y (c) presión

La figura 3.2 muestra que la catenaria y la parábola tienen geometrías semejantes, mientras que la forma semicircular está muy distante de ellas. Los arcos antiguos de la arquitectura occidental son semicirculares, aunque ésta no es una directriz adecuada para arcos exentos (arcos que no tienen tímpanos o muros alrededor de ellos). Gracias a su gran espesor, estos arcos construidos en la

antigüedad son capaces de incluir en su espesor la línea de presiones generada por las cargas impuestas.

En el caso de arcos semicirculares no exentos, la mampostería que los rodea contribuye a contrarrestar el empuje (figura 3.3a). Por su parte, los arcos rebajados pueden contener más fácilmente una parábola o una catenaria en el espesor de un arco de directriz circular (figura 3.3b). En general cualquier arco puede contener la línea antifunicular de las cargas, dependiendo principalmente de su espesor; si el espesor es grande no se aprovecha toda su sección y de todas maneras se presentan flexiones debidas a la excentricidad de la línea de presiones respecto de la directriz, de tal manera que el arco está sometido a una combinación de esfuerzos de compresión y tensión.



**Figura 3.3 Esquema de la línea de presiones de (a) un arco semicircular no exento y (b) de un arco rebajado.**

Si la línea de presiones está en el centro del arco, éste se encontrará bajo esfuerzos de compresión uniformes. Sin embargo, esto prácticamente no sucede, a menos que se trate de un arco en forma de catenaria. Cuando los apoyos del arco tienen pequeños movimientos y su espesor es suficiente para contener la línea de presiones resultante, el arco se agrieta y existe una redistribución de esfuerzos, sin que necesariamente se presente el colapso. El modo de falla típico que puede presentarse en un arco semicircular simétrico es por la formación de un mecanismo de colapso de cinco articulaciones plásticas (figura 3.4); cuando las cargas o las condiciones de apoyo no son totalmente simétricas, el mecanismo consta de cuatro articulaciones. Si las cargas concentradas impuestas en el arco son elevadas, se pueden presentar mecanismos por fallas locales o por esfuerzo cortante en las juntas (Meli, 1998).

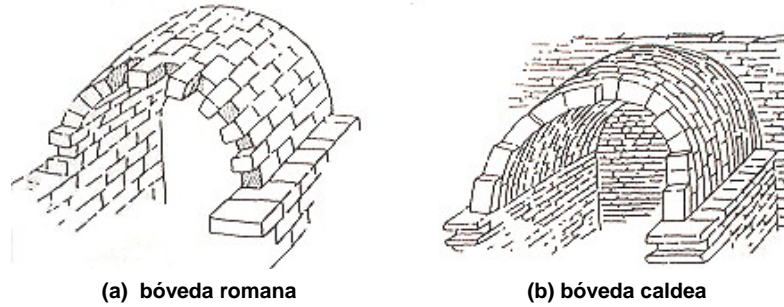


**Figura 3.4 Mecanismo de falla de un arco semicircular simétrico**

### 3.1.2 Bóvedas de mampostería

Las bóvedas de cañón corrido se generan geoméricamente por la traslación de un arco a lo largo de una directriz rectilínea. Su continuidad a lo largo de su eje longitudinal, hace que la estructura sea resistente a flexión en esa dirección. Antiguamente, las bóvedas de cañón corrido fueron construidas de dos formas principalmente; en una de ellas no hay necesidad de cimbra, ya que daban una inclinación al arco, respecto del plano vertical (figura 3.5b); la otra forma sí requiere de

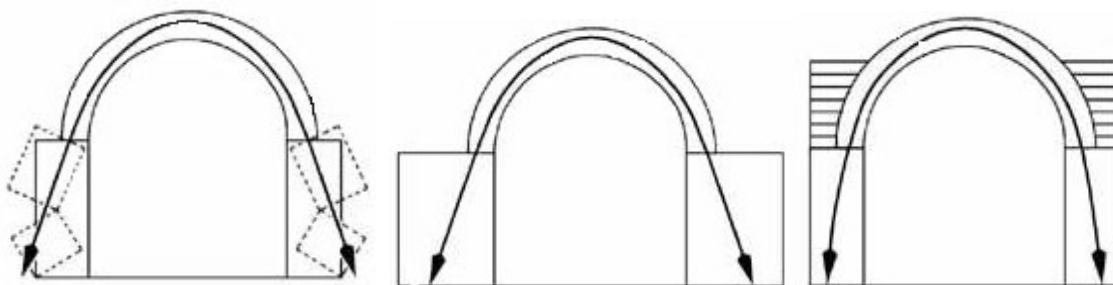
cimbra y fueron construidas principalmente por los romanos; se hacían de manera radial, con cuatrapeo de las piedras entre un arco y otro (figura 3.5a).



**Figura 3.5 Bóvedas de cañón corrido**

Tanto los arcos como las bóvedas se caracterizan por el empuje que ejercen sobre sus apoyos; éstos últimos deben tener suficiente volumen para absorber dicho empuje en sus bordes inferiores. En general, los arcos y las bóvedas de cañón corrido pueden tratarse como casos equivalentes, aunque cuando existen arcos fajones que rigidizan la bóveda existen algunas diferencias. Si los soportes se mueven ligeramente hacia fuera y la bóveda tiene espesor suficiente, ésta se agrieta longitudinalmente y se presenta una redistribución de esfuerzos. Las grietas longitudinales indican un incremento en el claro, mientras que las grietas transversales a lo largo de la curvatura puede indicar movimiento en el extremo de sus soportes, debido al probable asentamiento del suelo. El comportamiento de este tipo de bóvedas depende en gran medida, de la condición de sus apoyos.

Del mismo modo que en los arcos, el estado de esfuerzos de la bóveda puede describirse por la posición de la línea de presiones dentro de la estructura. Para evitar que esta línea salga de la sección de la estructura, sus apoyos deben contar con suficiente espesor para contrarrestar el empuje o bien, el relleno sobre sus riñones puede inducir la verticalidad del empuje (figura 3.6); pero si la carga del relleno no es significativa, su contribución es mínima. La adición de relleno en una bóveda de cañón corrido puede contribuir a la disminución del empuje generado por el peso de la bóveda, ya que la carga adicional sobre los riñones tiende a dar verticalidad a la inclinación del empuje.



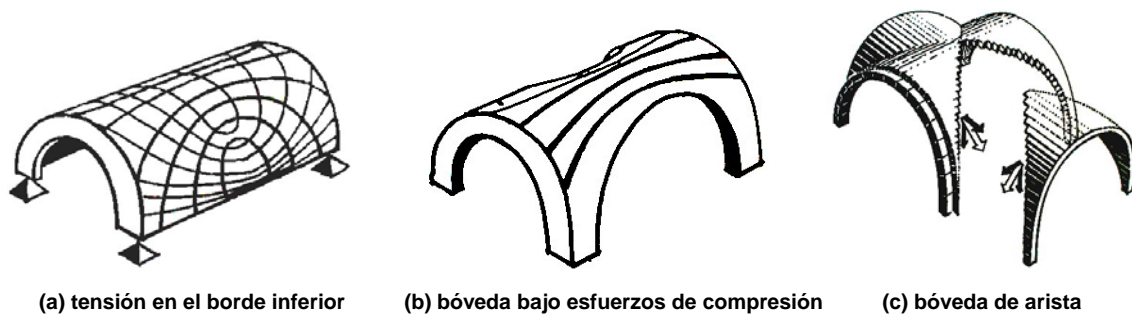
**Figura 3.6 Línea de presiones en una bóveda de cañón con apoyos continuos**

Si una bóveda de cañón corrido está soportada continuamente a lo largo de su eje longitudinal, se comporta como una serie de arcos independientes paralelos (Baratta y Corbi, 2006). En cambio si la bóveda está soportada sólo en sus bordes, actuará como una viga, en la que existen esfuerzos de compresión en la clave y de tensión en la base (figura 3.7a). El cortante producido por las cargas aplicadas en este caso, se puede tomar por muros de borde, arcos o domos.



Por otra parte, las bóvedas de cañón con arcos tienen mayor rigidez que las bóvedas de cañón corrido sin arcos. Aunque el empuje es continuo a lo largo de los muros, los arcos hacen que el empuje generado por la bóveda se dirija en gran medida hacia esta zona de mayor volumen y rigidez; esto hace que el espesor de los muros pueda ser menor y gracias a la rigidez que dan los arcos, es posible la reducción del espesor de la bóveda.

Los antiguos constructores lograron hacer estructuras más eficientes cuando cambiaron las bóvedas de cañón corrido que requerían de soportes continuos de gran volumen, por bóvedas que concentran la carga en puntos específicos de apoyo. Las bóvedas de arista, formadas por la intersección de dos bóvedas de cañón corrido son un ejemplo de este comportamiento estructural. En estas bóvedas el empuje y las cargas se concentran en cuatro puntos de apoyo, que permite la reducción en la cantidad del material necesario para su construcción. Acland (1972) presenta el ejemplo de una bóveda de cañón corrido soportada en sus cuatro extremos, actuando como una viga, con esfuerzos de tensión en sus bordes inferiores; si se elimina esta zona de concentración de esfuerzos de tensión, obtenemos una bóveda sometida sólo a esfuerzos de compresión, en la zona de corte se crea un perfil rígido, a través del cual se conducen los empujes y la carga vertical, como se observa en la figura 3.7b.



**Figura 3.7 Bóveda sostenida en cuatro apoyos (Acland, 1972)**

La intersección entre dos bóvedas de cañón de sección semicircular, es de forma elíptica; debido a que la elipse es una forma estructural de mayor debilidad comparada con la circular, antiguos constructores del norte de Italia emplearon bóvedas con intersecciones de bóvedas de forma semicircular para cubrir espacios más grandes. De esta forma crearon bóvedas de características semejantes a los domos, con nervaduras diagonales de directriz semicircular; creando superficies con doble curvatura de mayor rigidez (figura 3.7c).

### 3.1.3 Bóvedas de diferentes periodos arquitectónicos

Para contar con algunos antecedentes que dieron origen al desarrollo de las reglas históricas que se estudian en este capítulo, en esta sección se describen de manera muy general, las características de la estructuras generadas por la construcción romana, románica y gótica, como antecedentes de la construcción renacentista, época en la que se construyeron los conventos mexicanos, y periodo en el que se desarrollaron algunos de los tratados donde aparecen las reglas que se estudian en este trabajo.

#### Construcción romana:

Su estructura estuvo basada en apoyos sólidos, homogéneos y de gran cohesión que resistían el peso y el empuje de las bóvedas. Repartían el peso y los empujes, haciendo que todos los elementos trabajaran a compresión gracias a que sus elementos estructurales son muy masivos y el concreto romano, hecho a base de piezas pequeñas unidas con mortero de buena calidad, tenía gran cohesión. Emplearon la bóveda de cañón, la bóveda de arista (sobre espacios cuadrados) y cúpulas soportadas por muros circulares. Violet-Le-Duc (1996), comenta que el método constructivo de los romanos les permitía construir sus edificios con rapidez y necesitaban pocas personas para dirigir una gran cantidad de trabajadores.

**Construcción románica:**

Los constructores románicos hicieron bóvedas de tipo romano, pero tenían menos recursos comparados con los que tuvieron aquéllos. Por esta razón no emplearon el concreto romano; en sus bóvedas usaron piedras sin labrar embutidas en el mortero, dispuestas como dovelas. Colocaron arcos transversales o fajones en el intradós de las bóvedas de cañón corrido, puesto que sus apoyos no eran tan masivos como los de la construcción romana (figura 3.8b). Estos arcos se ubican en el eje de los contrafuertes. También emplearon la bóveda de arista romana a la que adicionaron arcos fajones y formeros, pero en este caso cubrían espacios rectangulares.

**Construcción gótica:**

Los constructores romanos ya sabían obtener la planta a partir de las bóvedas, pero fue hasta el siglo XII cuando los primeros constructores góticos diseñaban sus edificios obteniendo la planta a partir del tipo de bóveda que cubriría al edificio (Violet-Le-Duc, 1996). Usaron el arco apuntado, arbotantes, botareles de gran longitud para contener los empujes de la cubierta y pilares de sección transversal reducida. Sus constructores equilibran las fuerzas dentro de la estructura y concentran el peso de las bóvedas en apoyos aislados, por lo que la estructura es mucho más ligera y eficiente (figura 3.8c).

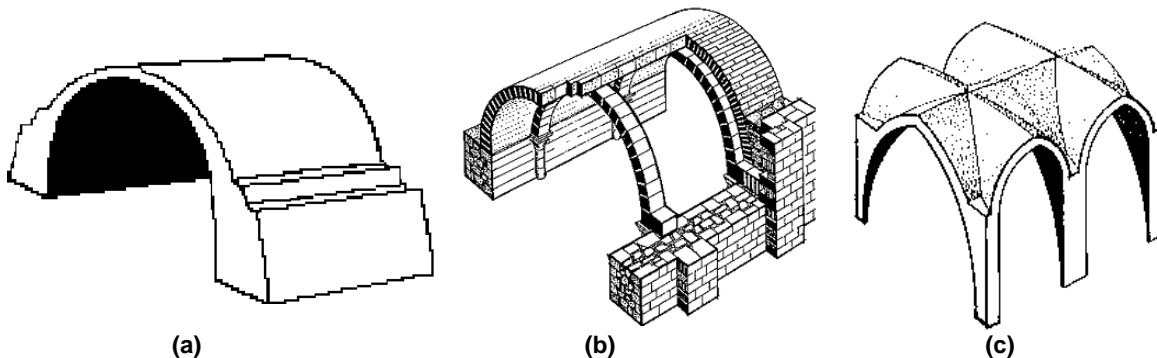


Figura 3.8 Bóvedas características de los periodos: (a) romano, (b) románico, (c) gótico (Acland, 1972)

**Construcción renacentista:**

En el Renacimiento ya no se usaron las bóvedas góticas de nervaduras, sino que se retornó a las formas clásicas mediante el empleo de cúpulas, bóvedas de cañón con o sin lunetos, y bóvedas de arista, entre otras; todas ellas basadas nuevamente en el arco de medio punto. En este periodo se emplearon de manera habitual las bóvedas tabicadas, de gran resistencia y rigidez; su poco espesor le da ligereza, por lo que permite reducir los empujes sobre los muros. Estas bóvedas no son monolíticas ni de conglomerado, y por su poco espesor, están limitadas para soportar sobrecargas accidentales. En España las técnicas constructivas no cambiaron, se siguieron

usando técnicas medievales; las bóvedas de nervaduras, que aún se seguían construyendo, tenían arcos de medio punto, con forma de cúpula, en la que los nervios no separan los cascos de las enjutas sino que están integrados a la superficie de la bóveda (figura 2.9d).

### 3.2 Aspectos generales de las reglas históricas

Diversos autores han abordado el tema de la práctica constructiva anterior a la aparición de la teoría de las estructuras. Uno de ellos es Straub (1952), quien menciona que los primeros constructores se basaron en su experiencia e intuición y en el método de “prueba y error”. Considera que las “reglas matemáticas y geométricas” que empleaban los constructores medievales fueron usadas sólo para fines de composición formal, pero no estructural. Estas apreciaciones quizás se deban a lo poco que conocemos acerca de las bases de dichas reglas y acerca de la aplicación que tuvieron en las construcciones antiguas. Resulta de interés conocer los casos reales de aplicación, ya que constituyen un factor importante para comprender la concepción de su estructura y lograr un mejor entendimiento de su funcionamiento, requisito esencial para contribuir a la preservación de su seguridad.

Aunque no existe evidencia de que los antiguos constructores hayan empleado algún método que tuviera cierta racionalidad en sus planteamientos, como los que se usan actualmente para el cálculo de estructuras, tampoco tenemos evidencia de que hayan sido menos racionales o menos competentes intuitivamente que los constructores de hoy en día (Addis, 1990). Ha sido de especial interés, para diversos autores, el estudio de la estructura de las catedrales góticas, en las que se observa la habilidad de sus constructores y el conocimiento adquirido a través de generaciones sobre el funcionamiento de estructuras de mampostería. A pesar de que no conocieron la regla del paralelogramo, lograron estructuras de gran complejidad y ligereza que transmiten las fuerzas adecuadamente.

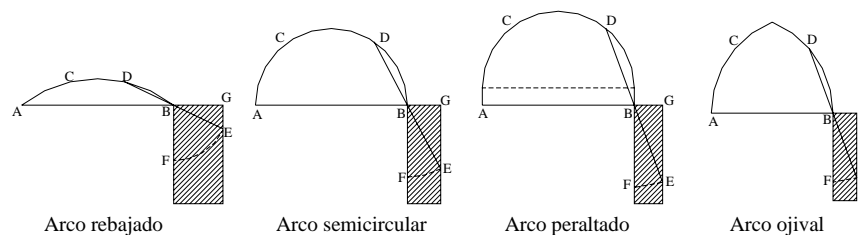
Los antiguos tratados de construcción son una fuente importante de conocimientos acerca de la práctica constructiva de épocas pasadas; algunos de ellos contienen reglas de dimensionamiento para elementos estructurales de mampostería. Estos documentos son de los pocos que han llegado hasta nuestros días que pueden acercarnos a las bases estructurales de antiguas construcciones. A través de los tratados de construcción se sabe que los constructores de épocas pasadas tenían como base la proporción para el diseño de sus edificaciones. Vitrubio en su obra *De architectura*, del siglo I a. C., recopiló los conocimientos que habían adquirido los griegos y los romanos acerca de la proporción, conocimientos usados durante todo el primer milenio de nuestra era (Gil, 1951). Otro tratado que tuvo gran influencia en la práctica constructiva, no sólo de su época, es el de Alberti, que contiene algunas reglas estructurales y sobre todo diversas cuestiones constructivas que fueron citadas en otros tratados hasta del siglo XIX (Huerta, 1990).

De acuerdo con Martínez (1987), la escasez de documentos y planos constructivos puede atribuirse a la importancia que los constructores daban a la secrecía de su trabajo dentro de su gremio y a que no tenían necesidad de hacer los trazos del edificio, porque para ellos tenía más importancia la proporción y la elección de un módulo de medida, que las dimensiones del edificio. Esta misma autora comenta que el trazo de los conventos Benedictinos partía del claustro, y el constructor debía memorizar el “Cuadrado de San Benito” para establecer las proporciones del largo del templo con relación a su ancho:

“La medalla de San Benito presenta en el anverso la imagen del santo que correspondería al largo del templo, el ancho del santo en el borde inferior de su hábito corresponde al ancho interior de la nave del templo y el nicho que delimita la imagen corresponde a la envolvente de los contrafuertes. En el inverso, la medalla presenta una cruz, la Cruz de San Benito, que

corresponde en su crucero al centro del claustro y en cuyo trazo está implícito el trazo del convento.”

Aunque esto pudo ser la base del trazo inicial de los conventos Benedictinos, este tipo de reglas nos dice nada acerca del dimensionamiento de los elementos estructurales. Sin embargo, da indicios acerca de la importancia que los antiguos constructores daban a la proporción de sus edificios. De hecho, las reglas geométricas históricas fueron formuladas dentro del marco de las proporciones, cuyo fundamento es cierto si la escala no modifica apreciablemente su seguridad. Heyman(1995) menciona que la estabilidad de una estructura de mampostería puede asegurarse con la proporción adecuada de los elementos que la integran: “su seguridad depende de la estabilidad, y la estabilidad depende de la proporción”. Son raros los ejemplos en los que la resistencia del material tiene influencia en la estabilidad de una estructura antigua de mampostería, algunos de ellos son los puentes de claros muy grandes (Heyman, 1995), pero en estructuras con dimensiones usuales esto no es así. Los antiguos constructores se dieron cuenta que una geometría adecuada podía garantizarles la construcción de una estructura estable, teniendo cuidado de que los materiales tuvieran una calidad aceptable.



La longitud del arco ACDB se divide en tres partes iguales mediante los puntos C y D.  
DB se prolonga hasta hacer DB = BE. El punto E define el borde exterior del estribo.

**Figura 3.9 Blondel (1683) Diferentes formas de arcos con sus respectivos estribos**

A partir de los diferentes tratados de construcción podemos darnos cuenta que los constructores de épocas pasadas tenían procedimientos que daban resultados intuitivamente correctos. Por ejemplo, conocían la diferencia del empuje producido por un arco rebajado y por un arco ojival, determinando la profundidad de su contrafuerte, acorde con el tipo de arco. Alberti, en su tratado iniciado entre 1435 y 1440 (Huerta, 1990), menciona que un arco rebajado produce mayor empuje que uno de medio punto. Aunque consideraba que el arco de medio punto es el más estable y resistente, por otra parte destacaba la importancia de equilibrar la estructura mediante una proporción adecuada de sus elementos. Del mismo modo, la regla de Blondel del siglo XVII, también se nos presenta como lógica, al dar una profundidad de contrafuerte mayor para un arco rebajado, que para un arco ojival (figura 3.9), a pesar de que no toma en cuenta el espesor del arco ni la altura de los contrafuertes.

### 3.3 Tipos de reglas históricas

En los antiguos tratados de construcción que han podido llegar hasta nuestros días, publicados a partir del siglo XV, se encuentran algunas fórmulas y descripciones gráficas para obtener la dimensión de elementos de estructuras de mampostería; principalmente arcos, bóvedas, contrafuertes, torres y puentes. Estas reglas históricas son conocidas también como reglas geométricas o reglas de proporción. Algunas son aplicables a una tipología determinada y otras fueron elaboradas para casos más generales. Tienen como base la geometría, y autores como

Sanabria (1982) y Huerta (1990), las clasifican en dos tipos: *reglas gráficas* y *fórmulas racionales*. El primer tipo consiste en construcciones gráficas, relacionadas con los métodos de trazos góticos. El segundo, corresponde a fórmulas que proporcionan la dimensión de algún elemento estructural como una fracción de las dimensiones de otros elementos que conforman la estructura; estas fórmulas tienen su origen en la tradición romana, que fue retomada por la construcción románica y posteriormente por los métodos renacentistas.

Sanabria (1982) destaca que estas reglas sintetizan los métodos de proporción góticos y clásicos, y considera que están basadas tanto en la experimentación como en la aplicación de procedimientos geométricos del gótico. Es decir, se aplicaban fórmulas aritméticas en bóvedas clásicas, de medio punto y métodos gráficos, en las construcciones góticas. Es probable que iniciaran con métodos sencillos que progresivamente fueron refinando con las enseñanzas obtenidas de obras ya construidas.

### 3.4 Recopilación de reglas históricas

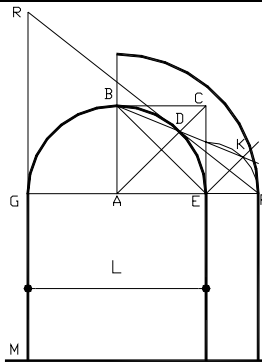
En este trabajo se hizo una revisión de las reglas históricas contenidas en algunos antiguos tratados de construcción, García (1991) y Gil (1951); así como de trabajos recientes de autores que han estudiado este tema; entre ellos se encuentran Huerta (1990), Cabrera (1999) y Martínez (1987). Existe una gran variedad de reglas que indican la forma de obtener las dimensiones de arcos, bóvedas, contrafuertes, pilastras, torres y puentes. Para este trabajo sólo interesan aquéllas enmarcadas dentro de la arquitectura religiosa desarrolladas antes del siglo XVII, debido a que tienen mayor probabilidad de haber sido conocidas por los constructores de los conventos mexicanos estudiados aquí. Aunque los tratados mencionados fueron publicados después del siglo XVI, su contenido forma parte de la práctica constructiva en España en la época que llegaron los frailes mendicantes a México.

En los tratados de construcción hay un número importante de reglas para determinar la profundidad de los contrafuertes; esto revela la conciencia que los antiguos constructores tenían acerca de la importancia de contrarrestar adecuadamente los empujes de bóvedas y arcos. Las reglas se atribuyen a Gil de Hontañón (1544-1555), Martínez de Aranda (1550-1600), Hernán Ruiz y Fray Lorenzo de San Nicolás (1639 y 1664). Aunque el tratado de éste último autor es del siglo XVII, la regla que da para el contrafuerte de bóvedas de mampostería de piedra, ya es mencionada por Palladio en el siglo XVI.

En la figura 3.10 se describen diez reglas históricas de los tratadistas mencionados en el párrafo anterior; son reglas que en su formulación emplean diferentes características geométricas para determinar la profundidad del contrafuerte. Se encuentran tanto las denominadas reglas gráficas como las fórmulas racionales. La altura de la nave sólo es tomada en cuenta por las reglas 3, 4 y 5. Las reglas 4, 7 y 8 pueden aplicarse a cualquier tipo de arco, pero las restantes sólo en arcos de medio punto. Solamente las reglas 3 y 8 toman en cuenta el espesor de la bóveda. Las reglas de Fray Lorenzo mencionan explícitamente que pueden ser empleadas para obtener la profundidad de contrafuertes que sustentan bóvedas, separados a una distancia determinada (regla 9) y el resto de las reglas indican que están desarrolladas para contrafuertes que soportan arcos; sin embargo, algunos autores señalan que fueron empleadas tanto para arcos como para bóvedas. Otro aspecto que las reglas no toman en cuenta es la separación longitudinal entre contrafuertes, excepto la regla 11 de Fray Lorenzo.

**Regla 1:** Regla que consiste en obtener el espesor del contrafuerte (punto F) y "la altura de la carga" (punto R). Este último aspecto corresponde a la altura de un muro o relleno que es capaz de soportar el contrafuerte

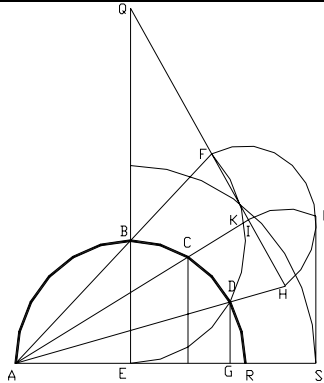
**Gil de Hontañón**



(Sanabria, 1982)  $EF = 0.586 AE$   
 $EF/L = 1/3.414$   
 $GR = 2.081 EF$

**Regla 2:** Regla geométrica en la que se obtienen el espesor del contrafuerte (punto L) y "la altura de la carga" (punto Q) o altura de un muro o relleno.

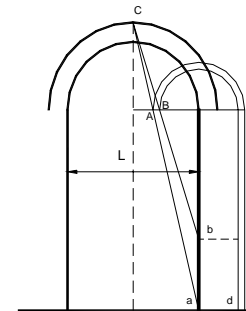
**Gil de Hontañón**



(Sanabria, 1982)  $RS = 0.626 AE$   
 $RS/L = 1/3.25$   
 $QE = 2.894 RS$

**Regla 3:** La regla determina el espesor y la luz de un arco de medio punto, y la profundidad y la altura del contrafuerte. Hace un tanteo para un arco apuntado, por lo que se considera que es un primer intento de la regla 5 (Sanabria, 1982).

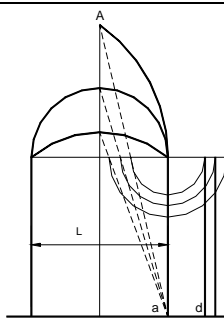
**Gil de Hontañón**



(Addis, 1990)  $ad = 0.33 L$

**Regla 4:** Análoga a la regla 3 para tres tipos de arcos: apuntado, de medio punto y rebajado. No considera el espesor del arco.

**Gil de Hontañón**



(Addis, 1990)  $ad = 0.36 L$

**Regla 5:** Fórmula para encontrar el contrafuerte de un arco semicircular a una altura determinada. (Gil de Hontañón)

E = espesor del contrafuerte;  
H = altura del contrafuerte;  
C = longitud de la semicircunferencia.

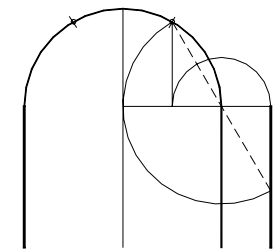
$$E = \sqrt{H + \frac{C}{2}}$$

**Regla 6:** Formula para iglesias de tres naves, cubiertas por bóvedas de nervaduras y extradós cupuliforme; requiere el cálculo de la longitud de las nervaduras que llegan a él, después divide dicha longitud entre tres y al resultado le suma la altura de la nave hasta las impostas, en forma algebraica (Gil de Hontañón)

$$E = \frac{2}{3} \sqrt{H + \frac{2}{3} \sum N}$$

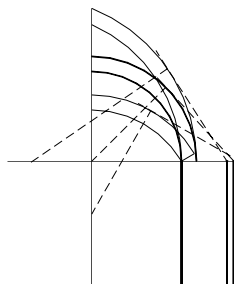
**Regla 7:** Esta regla consiste en dividir el intradós del arco en tres partes iguales y proyectar una de ellas sobre el diámetro. Esta regla está presente en un tratado del padre Derand en 1643, también es conocida como regla de Blondel.

**Martínez de Aranda**



**Regla 8:** Divide el extradós en dos partes iguales, traza en el punto medio del arco una tangente, la intersección de la tangente con la línea horizontal del arranque del arco da el espesor del contrafuerte.

**Hernán Ruiz**



Reglas para bóvedas				
Fray Lorenzo de San Nicolás				
Regla 9				
L = Claro de la nave	Tipo de material	Muro de sección constante	Muro y Contrafuerte	
			Muro	Muro y contrafuerte
	Piedra	L/3	L/6	L/3 o mayor
Ladrillo	L/4	L/7	L/3 o mayor	
Tabicada	L/5	L/8	L/4 o mayor	
Regla 10		Regla 11		
Ancho de los contrafuertes		Separación entre contrafuertes		
Espesor del muro	Ancho del contrafuerte	Luz del templo mas espesor de los muros	Separación entre contrafuertes	
t	2t/3	S	S/2	

Figura 3.10 Reglas históricas para obtener la profundidad de los contrafuertes

Cinco de las reglas anteriores pertenecen a Rodrigo Gil de Hontañón, constructor de gran experiencia que realizó un número importante de edificios en España, durante el siglo XVI. Cada una de sus reglas proporciona diferentes valores de la profundidad del contrafuerte. Para Sanabria (1982) esto indica que Gil de Hontañón fue mejorando su método a través de su experiencia constructiva o inclusive, mediante el posible ensayo de modelos a escala. Por ejemplo, las reglas 1 y 2, además de la profundidad del contrafuerte, dan la altura de una carga que al parecer, corresponde a la altura del muro que podría soportar el arco. La regla 2 da una profundidad mayor que la regla 1, debido a que el muro que carga tiene mayor altura; esto podría indicar que aumentaba la carga en los modelos para obtener el contrafuerte; sin embargo, el método es muy diferente en ambos casos. Por otra parte, Gil de Hontañón comenta que la regla 5 es la más racional de todas las que desarrolló, y sólo es aplicable en arcos de medio punto.

La regla 6 de Gil de Hontañón fue desarrollada para obtener el contrafuerte necesario para bóvedas de nervaduras. Como se mencionó en el capítulo 2, este tipo de bóvedas en los conventos mexicanos tiene características semejantes a las construidas por Gil de Hontañón en España. Este autor describe en su tratado este tipo de bóvedas diferenciando la nervaduras en: nervios cruceros, transversales y terceletos, mostrados en la figura 3.11. En este tratado se indica que los nervios cruceros u ojivos refuerzan a la bóveda diagonalmente; los transversales o fajones ejercen el mayor empuje; y los nervios terceletos son los que parten de la imposta a la clave de la bóveda.

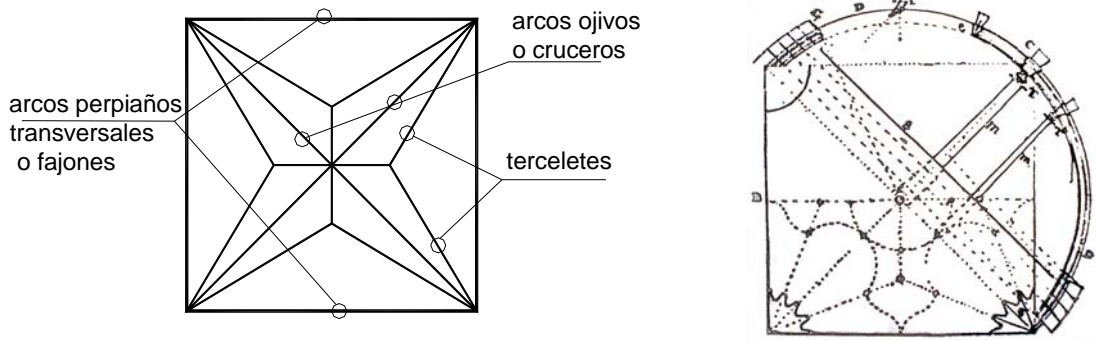


Figura 3.11 Trazos para la construcción de bóvedas de nervaduras (Gil, 1951)

### 3.5 Reglas históricas en los templos conventuales mexicanos

Cabrera (1999) menciona que los templos conventuales mexicanos del siglo XVI tuvieron su concepción de diseño en el “recuerdo” de los modelos españoles, pero sin el seguimiento exacto de un trazo que siguiera las normas de algún tratado de arquitectura. Aunque esto es muy probable, es difícil pensar que la concepción estructural de los casi 300 conventos que construyeron las órdenes mendicantes haya sido posible sólo por lo que recordaban los frailes, quienes, según Kubler (1993) probablemente dirigieron estas construcciones. No es posible saber cuáles fueron los conocimientos constructivos de los frailes, sólo contamos con algunas referencias de su participación en casos dispersos. Por su parte, algunos estudios que se están realizando por restauradores les han llevado a contemplar la posibilidad de la participación de constructores experimentados provenientes de España, en número suficiente para la realización de esta cantidad de edificios en un periodo de tiempo relativamente corto (Rocha, 2003), esto sólo después de 1550. En este trabajo se considera la posibilidad de que sus constructores hayan tomado algún patrón o regla que les garantizara la estabilidad de sus edificios.

Aunque se sabe que fueron frecuentes las fallas estructurales en las obras de construcción de diversos edificios conventuales (Kubler, 1993), los que permanecen hasta nuestros días son una muestra de la experiencia adquirida por los frailes o por la intervención de personal especializado dirigiendo los trabajos. Como se comentó anteriormente, los tratados de construcción escritos en Europa durante los siglos XV y XVI, son de los pocos documentos existentes que nos pueden conducir a un mejor entendimiento de las construcciones antiguas. A continuación se compara la profundidad del contrafuerte de los templos (incluyendo el espesor del muro), con la profundidad que se obtiene al aplicar las reglas descritas en la figura 3.10 en cada templo. Los datos geométricos necesarios para aplicar estas reglas se presentan en la Tabla 2.1 del capítulo 2; entre ellos están principalmente: claro y altura de la nave, flecha y espesor de la bóveda, y altura del contrafuerte. Como se mencionó anteriormente, la mayoría de las bóvedas son prácticamente semicirculares por lo que puede aplicarse la mayoría de las reglas de la figura 3.10 propuestas por los tratadistas.

En la Tabla 3.1 se presentan los resultados de aplicar las diez reglas de la figura 3.10. Los datos se clasifican de acuerdo con el tipo de bóveda que cubre la nave de los templos y de la profundidad del contrafuerte. El contrafuerte considerado en esta tabla corresponde a las primeras fases de construcción del templo, ya que como se mencionó anteriormente, en algunos casos el cambio de cubierta o problemas estructurales, propiciaron la modificación de los contrafuertes, incrementando su sección o adicionando otros nuevos que suelen ser de gran volumen. Tal es el caso de los templos de Atlatlahucan, Tlayacapan, Tlaquiltenango, Cuernavaca y Hueyapan, que tienen contrafuertes adicionados en épocas posteriores a la terminación del templo. Por otra parte, debido a que las iglesias de Totolapan y Tetela del Volcán tienen contrafuertes tipo botarel, no se contemplaron para esta tabla. El resto de los templos tienen contrafuertes adosados al muro, excepto el de Jonacatepec, que por la poca longitud de su nave sólo tiene un contrafuerte en el eje del arco triunfal del presbiterio, por lo que el dato que aparece en la tabla, corresponde al espesor de muro solamente.

<b>Tabla 3.1 Profundidades de contrafuerte* resultantes de la aplicación de las reglas históricas (m)</b>									
Convento	Profundidad real	Regla 1	Regla 2	Regla 3	Regla 4	Regla 5	Regla 7	Regla 8	Regla 9
<b>Iglesias con bóveda de cañón corrido sin arcos</b>									
Tepoztlán (D)	5.20	3.80	4.00	4.35	4.40	4.80	3.25	3.85	4.35
Cuernavaca (F)	4.25	3.95	<b>4.20</b>	<b>4.35</b>	<b>4.50</b>	4.90	3.27	3.85	<b>4.50</b>
Yecapixtla (A)	3.85	3.50	<b>3.70</b>	4.10	4.30	4.80	3.25	<b>3.70</b>	<b>4.00</b>
Tlaquiltenango (F)	3.80	3.30	3.40	<b>3.90</b>	<b>4.00</b>	4.85	3.10	2.75	<b>3.75</b>
Atlatlahucan (A)	3.30	<b>3.20</b>	3.80	<b>3.35</b>	<b>3.45</b>	4.95	2.40	<b>3.25</b>	<b>3.40</b>
Jonacatepec (A)	3.00	<b>2.87</b>	<b>3.10</b>	2.50	2.70	3.70	2.45	<b>3.10</b>	<b>3.25</b>
<b>Iglesias con bóveda de cañón con arcos</b>									
Tlayacapan (A)	4.00	3.45	<b>3.80</b>	<b>4.10</b>	<b>4.20</b>	4.90	2.90	3.60	<b>3.90</b>
Tlaltizapán (D)	3.40	2.50	2.80	3.00	<b>3.20</b>	4.40	1.80	2.70	2.85
Jantetelco (A)	3.40	2.50	2.65	2.80	3.00	<b>3.60</b>	2.12	2.60	2.83
Yautepec (D)	3.20	2.40	2.55	2.70	2.90	<b>3.00</b>	2.00	2.50	2.70
Tlayecac (A)	3.10	2.64	2.80	<b>3.00</b>	<b>3.24</b>	3.82	2.25	2.64	<b>3.00</b>
Zacualpan (A)	2.60	3.00	3.10	<b>2.80</b>	3.00	3.85	<b>2.50</b>	<b>2.80</b>	3.35
<b>Iglesias con bóveda de lunetos</b>									
Hueyapan (D)	3.50	2.80	2.90	3.10	2.50	4.00	2.50	2.60	3.20
Jiutepec (F)	3.20	<b>3.30</b>	<b>3.40</b>	3.80	3.65	4.20	<b>3.10</b>	2.75	3.75
Ocuituco (A)	2.60	3.00	3.10	2.90	<b>2.80</b>	4.15	<b>2.50</b>	3.10	3.40
Xochitepec (F)	2.00	2.52	2.70	2.60	2.75	3.70	<b>2.20</b>	<b>2.00</b>	2.85
<b>Iglesias con bóveda de nervaduras</b>									
		<b>Regla 6</b>							
Oaxtepec (D)	3.74	<b>3.98</b>							

\*la profundidad total incluye el espesor del muro

Nota: las dimensiones más cercanas a la profundidad real de los contrafuertes están en negritas



En la Tabla 3.1 se observa que las reglas 3 y 9 son las más cercanas a la profundidad real del contrafuerte de la mayoría de los templos. En particular, las reglas 2, 3, 4, 8 y 9 se aproximan a la profundidad real de las iglesias techadas con bóveda de cañón corrido sin arcos; el templo de Tepoztlán cuenta con contrafuertes de profundidad poco común y son mucho mayores que los contrafuertes obtenidos con cada regla. Un menor número de reglas se asemejan a la profundidad real del contrafuerte de los templos cubiertos con bóvedas de cañón con arcos y bóvedas de lunetos. Para esta clase de bóvedas no se observa una regla en particular que se acerque de manera consistente a la profundidad real de los contrafuertes. Para el caso de las iglesias con bóveda de cañón con arcos, las reglas 3 y 9 son más aproximadas en dos casos; y la regla 7 se acerca en dos templos techados con bóveda de lunetos.

La regla 6 se aplicó al templo dominico de Oaxtepec, única iglesia techada completamente con bóveda de nervaduras. Esta regla, desarrollada para bóvedas nervadas que cubren templos de tres naves, da una profundidad de contrafuerte aproximado al real. La bóveda de Oaxtepec, de gran espesor (Tabla 2.1), tiene características semejantes a las construidas por Gil de Hontañón en España y sus nervaduras tienen la configuración de sus trazos originales.

### **3.6 Comentarios finales**

Las reglas estructurales desarrolladas antes de la aparición de la teoría de las estructuras son una fuente valiosa de conocimientos sobre la práctica constructiva de otras épocas. Su estudio es de gran importancia para la conservación de los edificios históricos, puesto que ayuda a tener un mejor conocimiento de su concepción estructural. Aunque no son numerosas las reglas históricas estructurales en los antiguos tratados de construcción, las que se estudian en este capítulo han permitido acercarnos a los procedimientos que se empleaban en tiempos cercanos a la construcción de los edificios conventuales mexicanos del siglo XVI. Si bien, no puede afirmarse con certeza que las reglas históricas estudiadas en este capítulo fueron empleadas para determinar la profundidad del contrafuerte en estos templos, sí existen indicios para pensar en la posibilidad de su aplicación en algunos de ellos.

El posible uso de estas reglas se muestra más claramente en las iglesias cubiertas con bóveda de cañón corrido sin arcos, en las que consistentemente la regla 9 y, en menor grado las reglas 2, 3, 4 y 8, se acercan al contrafuerte real de estos edificios. En las naves con bóveda de cañón con arcos, las reglas 3 y 4 son las más cercanas, pero no en todos los casos. Los contrafuertes de los templos techados con bóveda de lunetos son los de menor dimensión y están cercanos a la regla 7, que proporciona la menor profundidad de todas las reglas descritas aquí. Aunque este tipo de bóvedas tiende a concentrar el empuje en la base de los lunetos, el menor espesor que suele tener este tipo de bóvedas genera menos empuje y por tanto requiere de un contrafuerte de menor dimensión; además de que son los edificios con menor altura.

La regla 5 es la más conservadora y está alejada de la profundidad real de los contrafuertes en todos los templos escogidos para este estudio. Solamente en el templo de Yautepec esta regla proporciona una profundidad menor a la que tiene el templo, debido a que el claro de la nave es menor al resto de las iglesias. Al clasificar los resultados según la orden que construyó el templo, se obtiene que las iglesias dominicas son la más alejadas de las reglas, mientras que los templos franciscanos y de manera más clara los agustinos, se asemejan al menos a una de las reglas para obtener la profundidad del contrafuerte; las reglas 3, 8, 7 y 9 son las más cercanas a los templos de la orden de San Agustín.

## Capítulo 4

# Comportamiento mecánico de la mampostería y métodos de análisis para evaluar la seguridad de estructuras históricas

Una de las actividades desarrolladas para alcanzar los objetivos planteados en este trabajo consistió en elegir un método de análisis adecuado para conocer el comportamiento estructural y la capacidad de carga de los templos conventuales mexicanos. En este capítulo se describen algunos de los aspectos más relevantes del comportamiento mecánico de la mampostería, y de los métodos de análisis más destacados. Se describe con mayor detalle la herramienta de análisis empleada para el desarrollo de este trabajo que incluye un ejemplo de aplicación.

### 4.1 Aspectos generales

La mampostería es un material que ha sido ampliamente usado desde los inicios de la construcción, prueba de ello son los numerosos edificios históricos que permanecen hasta nuestros días. Estas construcciones suelen tener elementos estructurales de gran volumen y geometría compleja, que hacen difícil la idealización de su estructura mediante esquemas sencillos para su análisis. Otro aspecto relevante que dificulta el análisis de este tipo de construcciones es la complejidad del comportamiento mecánico de la mampostería, material compuesto y heterogéneo, con baja resistencia a tensión, que presenta comportamiento no lineal aún en intervalos de pequeñas deformaciones (Tomažević y Lutman, 1996). La gran diversidad de materiales y técnicas que pueden ser empleados en la elaboración de la mampostería, así como la calidad de mano de obra, edad y daños, son factores relevantes que complican su estudio. Estas edificaciones, y particularmente las de mayores dimensiones, cuentan con diferentes etapas constructivas, a consecuencia de la interrupción de las obras o de los largos periodos de construcción; generalmente se desconoce la secuencia de estas etapas, así como los cambios

efectuados en cada una de ellas. Estas son limitaciones importantes para contar con información adecuada de la estructura y de las características internas de los elementos que la conforman.

Se han desarrollado diversos modelos constitutivos para representar el comportamiento de la mampostería (Lourenço, 1996; Creazza et al. 2001; Rotts, 1991). Estos modelos requieren de un número importante de propiedades de material que en muchas ocasiones son difíciles de determinar experimentalmente. Esto es un aspecto primordial, ya que los procedimientos de análisis son confiables si se cuenta con una descripción detallada del material, junto con una adecuada validación mediante un número significativo de resultados experimentales (Lourenço, 1996). A continuación se presentan algunas de las principales características del comportamiento mecánico de la mampostería y de sus componentes.

## 4.2 Tipos de mampostería y su importancia en la modelación de su comportamiento

La mampostería es un material heterogéneo y anisótropo, formado por un conjunto de piezas sólidas y mortero que se compactan entre sí por acción de la gravedad; puede clasificarse en función del arreglo existente entre sus elementos constituyentes en dos tipos: *mampostería regular* y *mampostería irregular* (Meli, 1998 y Acary, 2001). El primer tipo está compuesto por elementos ordenados, a veces tallados en escuadra, de tal manera que cada uno ocupa un lugar bien determinado. Por su parte, la mampostería irregular es un conglomerado que cuenta con elementos de diferentes tamaños, dispuestos en desorden dentro de una mezcla de mortero (figura 4.1). Esta clasificación es de suma importancia, ya que el arreglo entre las piezas y el mortero tiene gran influencia en el comportamiento mecánico de las estructuras de mampostería y resulta ser un factor relevante para elegir el tipo de modelación más adecuado de este material.



figura 4.1 Mampostería de tipo (a) regular e (b) irregular

El carácter anisótropo de la mampostería se debe principalmente a las juntas de mortero, por lo que la relativa homogeneidad y baja anisotropía que presentan algunas mamposterías irregulares de conglomerado pueden hacer que se encuentre mejor adaptada a una modelación macromecánica, de manera semejante al concreto no reforzado (Acary, 2001); esto a diferencia de las mamposterías regulares, en las que la fuerte heterogeneidad y acentuada anisotropía requieren de un estudio más cercano a la micro-estructura del material.

### 4.3 Características del comportamiento mecánico de la mampostería

Diversos autores han realizado ensayos experimentales con el objeto de conocer con mayor aproximación el comportamiento mecánico de la mampostería. A continuación se presentan los resultados de algunos de estos trabajos, en los que se muestran las características más importantes de las propiedades de la mampostería como material compuesto, y algunas características del comportamiento de los materiales que constituyen a la mampostería. La mayoría de los trabajos experimentales está basada en estudios que consideran a la mampostería de manera global, en los que no toman en cuenta la micro-estructura del material, sino que se basan en una descripción macroscópica fenomenológica. Aunque estos estudios dan poca información acerca de los fenómenos inelásticos del material y son limitados en la definición del criterio de ruptura (Acary, 2001), son muy útiles para determinar leyes con las que pueden construirse modelos macroscópicos de la mampostería. Por otra parte, cuando la mampostería se estudia dentro de un marco más general y se considera como un geomaterial cuasi-frágil, permite tomar en cuenta los fenómenos inelásticos. La dificultad para obtener experimentalmente algunos parámetros en el rango post-pico ha hecho que las pruebas experimentales no sean muy numerosas en este intervalo.

#### 4.3.1 Características de los materiales constituyentes de la mampostería

Los elementos sólidos que conforman a la mampostería de los edificios antiguos son principalmente piedras, ladrillos y adobes. Sus propiedades dependen de la naturaleza de la piedra o de la composición y cocido de los ladrillos y secado de los adobes. Su comportamiento suele describirse mediante sus características elásticas y sus resistencias a compresión y a tensión. Como se comentó en el párrafo anterior, se han realizado pocos estudios acerca del comportamiento no lineal de los materiales componentes y del compuesto, debido a que la determinación experimental de las propiedades en este rango es muy laboriosa. En este intervalo aparece el ablandamiento, fenómeno característico de los geomateriales, que consiste en la disminución gradual de las propiedades resistentes del material conforme se incrementan las deformaciones impuestas sobre él.

<b>Piedra</b>	<b>Densidad (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Módulo de elasticidad (GPa)</b>	<b>Resistencia a tensión (MPa)</b>	<b>Resistencia a compresión (MPa)</b>
Mármol <sup>(a)</sup>	2600-2900	50-100	10-20	50-180
Caliza <sup>(a)</sup>	2000-2600	20-70	25-30	20-200
Chiluca <sup>(b)</sup>	2000-2600	9.60	2.16	46
Cantera gris <sup>(b)</sup>	1750-2400	2.64	0.69	6.6

(a) Gere y Timoshenko (1990)

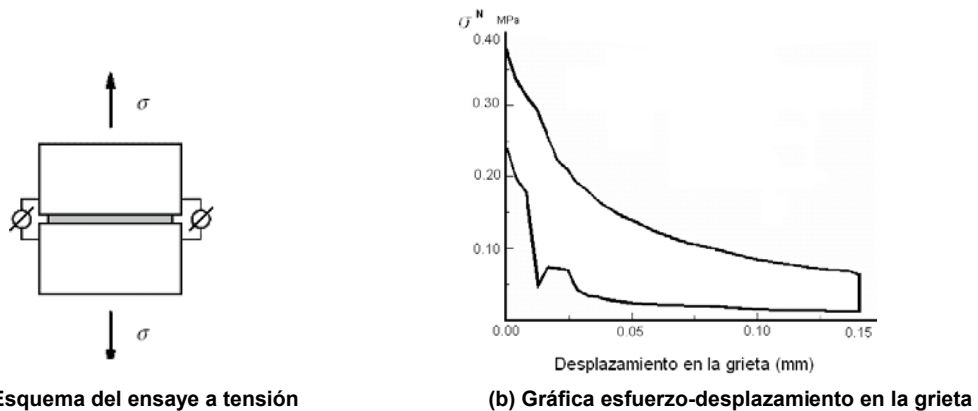
(b) Chávez (2005)

Las rocas son de interés para este trabajo, ya que los edificios que se estudian aquí están construidos con mampostería de piedra. De acuerdo con la Tabla 4.1, su resistencia a compresión varía de manera importante; algunas tobas volcánicas pueden llegar a tener resistencias muy bajas (Meli, 1998), como el caso de la cantera gris. La resistencia a tensión varía entre el 5 y el 15% de su resistencia a compresión en los casos que se presentan en la Tabla 4.1.

El mortero es empleado como elemento de unión entre las piezas que les da continuidad y ayuda a repartir de manera uniforme las cargas. Dentro de la mampostería, el mortero está bajo un estado triaxial de esfuerzos, ya que por ser más deformable que la piedra, está sujeto a compresiones en las dos

direcciones transversales. Es un material manejable al momento de su colocación que va adquiriendo mayor resistencia y durabilidad con el paso del tiempo; esto sucede particularmente con los morteros de cal y arena, en los que el fraguado total se da después de varios años en el interior de un elemento de gran volumen. Estos morteros alcanzan resistencias a compresión que varían en un intervalo de 0.5 a 1.95 MPa (Meli, 1998); su lento fraguado y las deformaciones por flujo plástico permiten que los elementos estructurales de mampostería sean capaces de deformarse y adaptarse a pequeños movimientos. Este fenómeno de flujo plástico se refiere a los cambios de volumen del material cuando se encuentra sometido bajo una carga permanente de compresión, por lo que en este caso, después de la deformación elástica inicial, el mortero continúa deformándose bajo dicha carga.

Generalmente la zona más débil de la mampostería es la unión entre las unidades sólidas y el mortero. Esta zona está vinculada con el comportamiento no lineal de la mampostería; en ella se presentan dos fenómenos característicos; uno de ellos asociado con la falla a tensión y el otro, con la falla a cortante. Por la dificultad para obtener las propiedades mecánicas de la interfase, se han realizado pocas de pruebas de laboratorio. Un ejemplo es el trabajo realizado por Pluijm (1992) en piezas sólidas de arcilla y silicato cálcico, sometidas a ensayos de deformación controlada. La figura 4.3a presenta un esquema del ensaye. En estas pruebas Pluijm obtuvo una curva exponencial del ablandamiento por tensión, para una energía de fractura ( $G_f^I$ ) de 0.005 a 0.02 Nmm/mm<sup>2</sup>, como la mostrada en la figura 4.3b. La energía de fractura se define como la cantidad de energía para crear un área unitaria de grieta a lo largo de la interfase unidad-mortero.

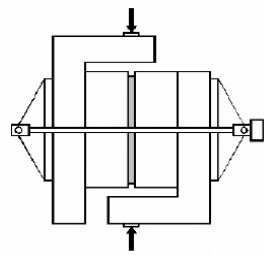


**figura 4.3** Ensayo a tensión desarrollado por Pluijm (1992) en piezas de arcilla y silicato cálcico

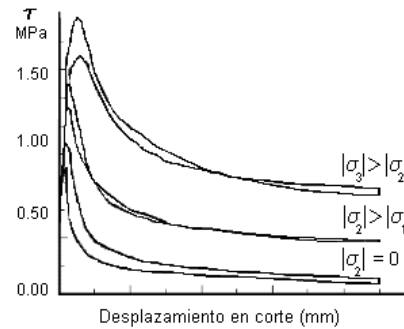
Pluijm encontró que el área de contacto entre las piezas estaba concentrada en el centro de la probeta, a causa de la contracción del mortero o al proceso de elaboración. Esto produce discontinuidades en los esfuerzos de la gráfica de la figura 4.3. Por consiguiente, la superficie neta de contacto de un muro debe disminuirse según un factor de corrección.

Por su parte, el comportamiento a cortante es el que gobierna el tipo de falla en muros de mampostería sometidos a esfuerzos biaxiales, y está altamente influenciado por el nivel de esfuerzos de compresión normales a las juntas horizontales. La realización de este ensaye es compleja porque se requiere que los esfuerzos de compresión en las juntas horizontales sean uniformes, evitando que aparezcan esfuerzos de flexión significativos. La figura 4.4a muestra el esquema del ensaye a cortante desarrollado por Pluijm, que consiste de una probeta formada por dos piezas y una junta, unida a elementos metálicos con los que se aplica una carga monótona. Los resultados de este ensaye de la figura 4.4b, consisten de un diagrama exponencial de ablandamiento a cortante con fricción residual para tres niveles de esfuerzos normales. Se aprecia que la curva esfuerzo-deformación es prácticamente lineal hasta la carga máxima,

después de lo cual ocurre una caída brusca del esfuerzo. La magnitud de esta caída se reduce a medida que crece el esfuerzo normal aplicado.



(a) Esquema del ensayo a cortante



(b) Gráfica esfuerzo-desplazamiento con diferentes niveles de esfuerzo normal

figura 4.4 Ensayo a cortante desarrollado por Pluijm (1992) de las juntas de unidades arcilla

### 4.3.2 Comportamiento uniaxial de la mampostería

La mayor información experimental disponible se refiere al comportamiento en ensayos de compresión uniaxial de la mampostería; uno de los primeros autores que estudiaron este comportamiento fue Hilsdorf (1969), quien realizó pruebas en prismas de mampostería sujetos a cargas verticales. En sus ensayos observó que tanto el mortero como las piezas se deforman vertical y horizontalmente; las piezas se encuentran bajo esfuerzos de compresión verticales y esfuerzos de tensión en el plano transversal. Concluyó dado que, ambos materiales tienen diferente rigidez y deformabilidad, cuentan con la misma deformación transversal; el mortero, que es el material más deformable, presenta compresión en ambas direcciones transversales y por tanto se encuentra bajo un estado de compresión triaxial. Por otra parte, en sus ensayos experimentales Binda (1994) observó que la compresión resistida por la mampostería es superior a la resistencia a compresión uniaxial del mortero ya que en el material compuesto éste se encuentra confinado; esto se muestra en la figura 4.5, en la que se observa la diferencia entre las curvas esfuerzo-deformación de las piezas, el mortero y la mampostería.

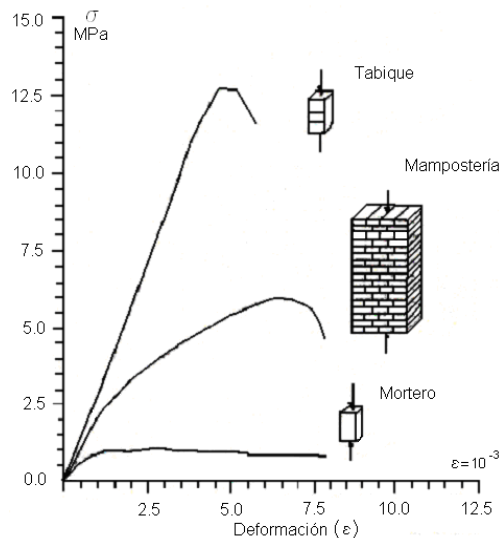


figura 4.5 Gráficas esfuerzo-deformación de prismas de mortero, tabique y mampostería (Binda, 1994)

En general, los modos de falla en muretes de mampostería bajo compresión uniaxial, se deben principalmente al agrietamiento vertical de las piezas, generado por las deformaciones transversales que acompañan a la deformación longitudinal, y que posteriormente llevan a la falla. También puede darse por el aplastamiento de las piezas, a causa de los esfuerzos de compresión axial; si el aplastamiento se da sólo en el mortero, no es determinante en la estabilidad del conjunto, ya que usualmente es de poco espesor y generalmente no lleva a la inestabilidad del elemento (Meli, 1978).

En el caso de mampostería irregular los mecanismos de falla no se dan por el agrietamiento en las piezas sino por la separación entre ellas. Es decir, se presenta abultamiento debido a que se separan franjas verticales (figura 4.6), lo que hace que la estructura colapse por pandeo. En este caso la resistencia del conjunto depende del tipo de aparejo y de la calidad del mortero (Meli, 1998).

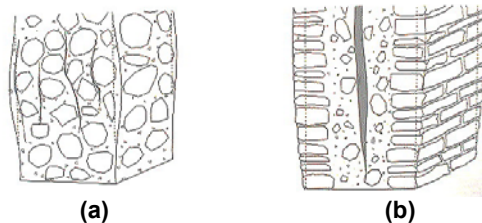


figura 4.6 Falla por (a) abultamiento y (b) separación por plano débil (Meli, 1998)

En experimentos con muretes de mampostería sometidos a esfuerzos de tensión (Lourenço, 1996) se ha observado que la falla puede darse por la pérdida de cohesión entre las interfases de las piezas sólidas y el mortero, o por el agrietamiento de las piezas. El primer tipo de falla se muestra en la figura 4.7a, en la que se observa una primera fase gobernada por la energía de fractura del modo I en las juntas verticales y en la curva post-pico, por el modo II de las juntas horizontales. En la figura 4.7b, la pérdida súbita de rigidez de las piezas hace que la curva tenga cambios bruscos en el intervalo post-pico (Lourenço, 1996).

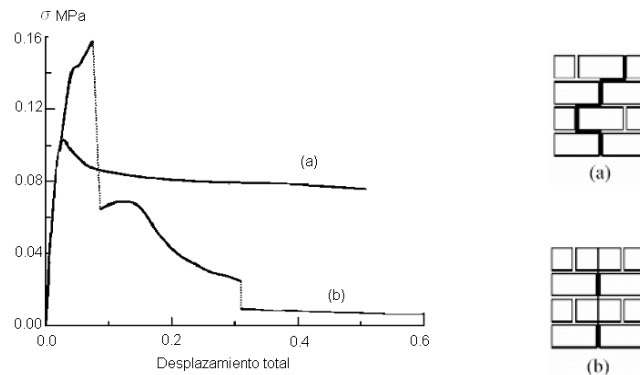


figura 4.7 Gráfica esfuerzo-deformación típica de ensayos a tensión de muretes de mampostería (a) falla por debilidad de las juntas y (b) por debilidad de las piezas (Lourenço, 1996)

### 4.3.3 Comportamiento biaxial de la mampostería

Los experimentos realizados por diversos autores, como Page (1981) o Dhanasekar *et al.* (1985), entre otros, están dirigidos primordialmente a mamposterías de tipo regular, construidas con tabiques. Este último autor concluyó que los patrones de falla en el plano de muretes de mampostería pueden describirse con tres tipos; el primero de ellos por la separación entre las piezas y las juntas de mortero

horizontales y verticales; el segundo por la falla de las piezas y la desunión de éstas con las juntas verticales; y la última configuración se refiere a la combinación de las dos anteriores. Los experimentos realizados por Page (1981) en muretes de mampostería de ladrillo, bajo estados de compresión biaxial y de tensión-compresión, demostraron que la orientación de las juntas respecto de los esfuerzos principales tiene influencia importante en su comportamiento. En compresión biaxial obtuvo dos tipos de falla en función de los esfuerzos principales. Uno de ellos se produce repentinamente en el plano paralelo a las superficies libres de los paneles; este tipo de falla es característico de materiales cuasi-frágiles y de muros que tienen relleno en su interior, en los que se crean capas mecánicamente débiles. El segundo tipo de falla se da en el plano perpendicular al murete, cuando uno de los esfuerzos principales es dominante.

Los ensayos de mampostería sujeta a estados de esfuerzos biaxiales ponen en evidencia su anisotropía, puesto que la resistencia es sumamente dependiente de la orientación de los esfuerzos principales respecto de las juntas. En mamposterías que tienen cierta homogeneidad, como las elaboradas con bloques de concreto (Hegemier, 1978) o mamposterías de tipo irregular, se obtienen criterios de falla isotrópos parecidos a los del concreto (figura 4.8). A diferencia de las mamposterías regulares, que como se mencionó al inicio de este capítulo, la anisotropía está mucho más acentuada, debido a que las juntas son planos de debilidad mucho más definidos, por la baja resistencia del mortero respecto de las piezas sólidas.

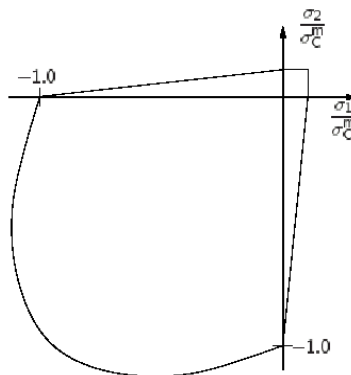


figura 4.8 Criterio de falla biaxial isotrópico de mamposterías irregulares o de bloques de concreto

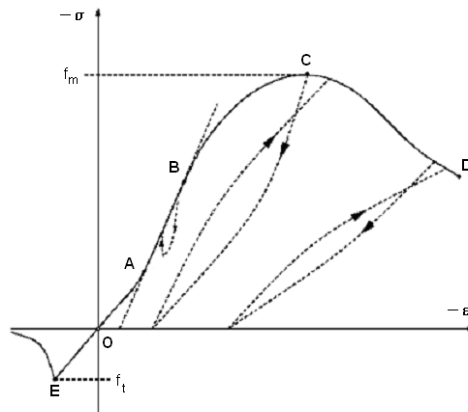
#### 4.3.4 La mampostería como un material cuasi-frágil

El estudio de la mampostería como un material cuasi-frágil lleva a considerar la respuesta mecánica de este material de manera más detallada, más allá de los criterios de ruptura. La mampostería, al igual que las rocas, los materiales granulares, el concreto y los morteros, entre otros, es un geomaterial en el que se presenta el fenómeno de ablandamiento, definido en 4.3.1. El ablandamiento se presenta por la degradación creciente de las micro-grietas que hay en el material desde el proceso de formación o de elaboración, hasta que se convierten en macro-grietas que llevan al colapso. Los geomateriales tienen numerosas características mecánicas, que revelan un comportamiento físico similar y es frecuente que las modelaciones de estructuras de mampostería sean adaptaciones de métodos desarrollados para otros geomateriales, como las rocas o el concreto, puesto que los estudios inelásticos en elementos de mampostería son raros.

Una gráfica esfuerzo-deformación típica de los materiales cuasi-frágiles se muestra en la figura 4.9, en la que se observa el comportamiento de este tipo de materiales a compresión y a tensión. La fase OA corresponde al cierre de micro-fisuras que comúnmente presentan estos materiales por los esfuerzos de



tensión inducidos por la contracción del mortero. La fase AB es la respuesta lineal del material; si se descarga y se vuelve a cargar, incrementa su rigidez inicial. La fase BC indica la propagación estable de grietas, y el comportamiento deja de ser lineal. La última fase corresponde a la propagación inestable de grietas cercana a la falla del material, es decir, se desarrollan macro-grietas que conducen al deterioro total. Por su parte, en los ensayos de tensión no hay cierre de micro-fisuras (fase OE) y la propagación estable de grietas cede lugar rápidamente a la propagación inestable que lleva a la falla.



**figura 4.9 Curva esfuerzo-deformación típica de los materiales cuasi-frágiles (Acary, 2001)**

Los fenómenos físicos que se presentan en el comportamiento a compresión de un material cuasi-frágil son dos principalmente: un mecanismo de apertura, cierre y propagación de micro-grietas, y el flujo plástico (Acary, 2001). El primer fenómeno produce degradación de las características elásticas del material, que puede ser reversible cuando las micro-grietas vuelven a cerrarse; en el momento que actúan las cargas, las grietas pueden propagarse o reorientarse. Este fenómeno puede describirse por la mecánica de fractura del material. En el segundo fenómeno interviene la plasticidad de los agregados y el deslizamiento de los bordes de las micro-grietas. La plasticidad de los agregados es una plasticidad no asociada (descrita posteriormente en 4.5.1.4), en la que se presentan los fenómenos de dilatación y ablandamiento del material.

## 4.4 Métodos de análisis de estructuras de mampostería

La complejidad del comportamiento mecánico de la mampostería y la geometría de los edificios históricos son algunos de los aspectos que han llevado al empleo de diferentes métodos para analizar el comportamiento de su estructura. Podemos mencionar que existen tres tipos de métodos para analizar el comportamiento estructural de edificios históricos de mampostería: análisis elástico lineal, análisis no lineal y análisis límite (Lourenço, 2002). Cada uno de estos métodos tiene diferente aproximación y su uso depende tanto de la información con que se cuenta, como del nivel de refinamiento buscado y del tipo de resultados que interesa obtener. La disponibilidad del método en cuestión y la capacidad de cómputo, son otros factores que influyen en la elección de la herramienta de análisis. Los métodos más sofisticados son más completos, pero sus resultados son más sensibles a los datos iniciales, los cuales usualmente no son de fácil obtención. Estos métodos son más demandantes en cuanto a la capacidad de cómputo y a los datos necesarios para su uso, por lo que Lourenço (2002) recomienda el uso de aquellos que el usuario puede validar y evaluar. A continuación se presentan, a grandes rasgos, las características de los métodos de análisis mencionados anteriormente, haciendo hincapié en los que son de interés para el desarrollo de este trabajo.

#### 4.4.1 Método de elementos finitos: elasticidad lineal

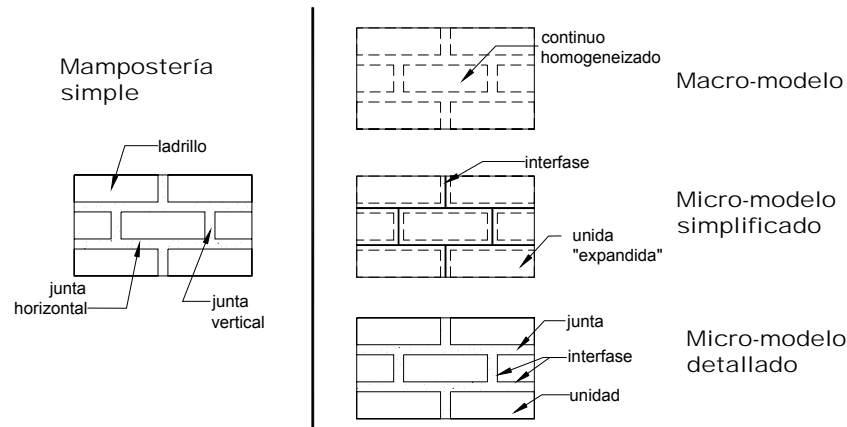
El uso del método de elementos finitos en el análisis de construcciones antiguas tiene ventajas importantes; entre ellas está la posibilidad de estudiar modelos detallados y de geometría compleja, con diversas condiciones de carga. Cuando se intenta simular el comportamiento no lineal, los métodos se vuelven muy demandantes desde el punto de vista computacional, y los pocos datos experimentales confiables hacen difícil la calibración de modelos numéricos. Por tal razón, aunque el uso de la elasticidad lineal es limitado en el análisis de edificios antiguos de mampostería, ha sido ampliamente usado mediante programas de cómputo de elementos finitos. El análisis de tipo elástico lineal es de gran utilidad como un primer acercamiento al estudio de una estructura de mampostería antigua. Permite conocer las zonas con mayor concentración de esfuerzos y localizar las que son potencialmente sensibles de presentar esfuerzos de tensión importantes, así como las zonas débiles de la estructura y los elementos que pueden tener mal comportamiento; este tipo de análisis puede servir como guía para construir modelos de las partes críticas de una estructura y estudiarlos separadamente con análisis más complejos (Meli y Peña, 2004).

Bajo cargas gravitacionales los elementos estructurales de estos edificios están sujetos prácticamente a esfuerzos de compresión. Esta característica puede llevarnos a suponer que un comportamiento elástico lineal e isotrópico no está lejos de la realidad, sin embargo, aún bajo su peso propio estos edificios pueden presentar agrietamientos. Como se mencionó anteriormente, la mampostería presenta comportamiento no lineal desde niveles bajos de carga, por tal razón, su utilidad para conocer la seguridad de la estructura es limitada. Una alternativa es realizar una distribución de esfuerzos suponiendo que las zonas totalmente agrietadas tienen rigidez reducida o nula en los elementos donde existen grietas o donde un análisis elástico lineal previo indicó que existen esfuerzos de tensión altos. Sin embargo, estos métodos tienen el inconveniente de que no siempre es posible conocer a priori todas las zonas donde realmente pueden aparecer esfuerzos de tensión (Lourenço, 2002), además de que implica una serie de análisis, cambios de modelos e iteraciones de los análisis que los hacen poco atractivos para aplicaciones prácticas (Orduña, 2003).

#### 4.4.2 Método de elementos finitos: aproximación no lineal

El uso del método de elementos finitos para el análisis no lineal de construcciones antiguas da la posibilidad de incorporar un modelo constitutivo para simular los principales fenómenos que están asociados con la falla del material. Dentro del marco del método de elementos finitos, los procedimientos de análisis pueden basarse en tres escalas de estudio, mediante el empleo de *macro-modelos*, *micro-modelos simplificados* o *micro-modelos detallados*. Estos modelos se muestran de manera esquemática en la figura 4.10.

Los *macro-modelos* incorporan los mecanismos fundamentales que se dan en la mampostería sin hacer distinción entre unidades y juntas, consideran a la mampostería como un continuo homogéneo isotrópico o anisótropo. Los *micro-modelos* se clasifican en simplificados y detallados. En los primeros, las unidades se modelan con elementos continuos “geométricamente expandidos”; las juntas y la frontera unidad-mortero, mediante elementos discontinuos o interfases. Por su parte, los *micro-modelos detallados* modelan las piezas y las juntas en forma convencional como elementos continuos, y la frontera unidad-mortero, mediante elementos discontinuos o elementos de interfase (Lourenço, 1996).



**figura 4.10 Modelación de la mampostería con el método de elementos finitos**

Los *macro-modelos* son útiles cuando la estructura está compuesta por elementos sólidos de gran dimensión, de manera que los esfuerzos son prácticamente uniformes; permiten modelar estructuras de grandes dimensiones, ya que suelen ser mucho más prácticos por el reducido tiempo y memoria requerida. Por su parte, los *micro-modelos* pretenden aproximarse más al comportamiento real de la mampostería, sin embargo, la necesidad de discretizar la estructura de manera mucho más densa hace que el esfuerzo de cómputo se incremente de manera considerable. Esto restringe su campo de aplicación al estudio de elementos individuales o al estudio de efectos locales de una estructura, especialmente donde existen estados de esfuerzos y deformaciones de gran heterogeneidad (Creazza et al., 2002). A continuación se detallan algunos aspectos relevantes de los tipos de modelación señalados, poniendo énfasis en los macro-modelos, que son de interés para este trabajo.

#### 4.4.2.1 Modelos continuos o macro-modelos

La necesidad de contar con un método que sea sencillo, objetivo y rápido para analizar el comportamiento global de una estructura de mampostería, ha motivado el desarrollo de los *macro-modelos* o *modelos continuos*. Debido a que no pueden simular la separación de planos débiles discretos, tratan la no linealidad del material mediante leyes constitutivas que representan los fenómenos que se dan en un material anisótropo. Algunos *macro-modelos* han sido desarrollados específicamente para la mampostería y otros son adaptaciones de modelos usados para otros materiales, como el concreto o el acero. En los trabajos de Anthoine (1992) se encuentran algunos modelos formulados para mampostería de ladrillo a partir de modelos empleados para el concreto. Del mismo modo, Rots (1991) usó modelos de agrietamiento distribuido, basados en la descomposición de deformaciones, para el estudio global de estructuras de mampostería.

Con el uso de las técnicas de homogeneización es posible definir, mediante una aproximación numérica, las características del comportamiento global de la mampostería, a partir de las propiedades de las piezas y del mortero. Mediante estas técnicas se puede definir un medio homogéneo de la mampostería para estudiar su comportamiento lineal y no lineal (Anthoine, 1997). Debido a que estas técnicas suponen cierta regularidad en el material, la que usualmente no se encuentra en las estructuras históricas, se han desarrollado algunas que consideran un aparejo irregular de la mampostería, como la propuesta por Cluni y Gusella (2004). Sin embargo es frecuente recurrir a las aproximaciones fenomenológicas, basadas en pruebas experimentales bajo estados de esfuerzos homogéneos.

Dentro del contexto de la aproximación *macro-mecánica* las estrategias numéricas que suelen emplearse están basadas principalmente en las teorías de plasticidad, de propagación de agrietamiento, agrietamiento distribuido y modelos de daño (Creazza et al., 2002). Los *macro-modelos* deben tomar en consideración la fragilidad del material y la plasticidad no asociada (Acaray, 2001) que a menudo se presentan acoplados en la mampostería. Cada una de las estrategias numéricas mencionadas se aproxima a ellos haciendo diferentes consideraciones; en los siguientes párrafos se describen a grandes rasgos, dos de ellas por resultar de interés para este trabajo.

## **Agrietamiento distribuido**

En un medio continuo el agrietamiento puede modelarse con grietas discretas o mediante la técnica de *agrietamiento distribuido* (Rashid, 1968). El primer tipo ha sido empleado por diversos autores, en concreto reforzado primordialmente (Bazant y Ho, 1983); en este caso la grieta se presenta cuando la fuerza nodal, normal a la frontera del elemento, excede la fuerza de tensión máxima; en ese momento se crean nuevos grados de libertad y se supone una discontinuidad geométrica entre el nodo “antiguo” y el nuevo nodo creado. Cuando existe una gran cantidad de grietas, el número de grados de libertad se incrementa y la malla puede cambiar significativamente para poder representar el nuevo patrón de grietas (Pruettha, 2000). Por su parte, el agrietamiento distribuido aplicado en concreto y mampostería (Rots, 1991; Lofti y Shing, 1991) supone que las grietas están distribuidas dentro del continuo y se modelan mediante una modificación apropiada de las propiedades del material en los puntos de integración de los elementos finitos (Zienkiewicz, 1980), considerando la degradación de rigidez y resistencia que acompaña al agrietamiento; es decir, se toma en cuenta el fenómeno conocido como ablandamiento. Este método es atractivo cuando se requiere analizar una estructura de grandes dimensiones. A continuación se presentan algunas características del *agrietamiento distribuido*, de interés para el desarrollo de este trabajo.

El *agrietamiento distribuido* puede ser de dos tipos (Maekawa et al., 2003):

- Agrietamiento distribuido fijo
- Agrietamiento distribuido de rotación

El primero considera que una vez que se genera la grieta, ésta queda fija geoméricamente. La anisotropía se toma en cuenta porque los esfuerzos normales y los de transferencia de cortante se modelan independientemente; y los esfuerzos principales no necesariamente coinciden con las deformaciones principales. El segundo tipo supone que la dirección de la grieta coincide con la dirección principal de la deformación promedio, de manera que la grieta puede cambiar o girar siguiendo la condición de los esfuerzos. En este caso, sólo se requieren relaciones esfuerzo-deformación en la dirección normal y paralela a la grieta, ya que los esfuerzos cortantes se anulan al actualizar continuamente los planos principales. Esto simplifica los cálculos y es razonablemente aproximado ante cargas monotónicas y cíclicas donde los esfuerzos principales tienen poca rotación. Aunque este método es más atractivo que el agrietamiento distribuido fijo, pierde generalidad por la actualización constante de las grietas. Esto hace que no pueda tomarse en cuenta la anisotropía del material, cuando ésta es de consideración.

Con la técnica de agrietamiento distribuido no es posible representar las deformaciones localizadas en un plano dado; los elementos finitos contiguos a las grietas también tienen perturbaciones, puesto que la modelación se hace mediante funciones de desplazamiento continuas. Esto hace necesario que las zonas críticas requieran de una malla más fina. La dependencia de la malla y las dificultades de calibración del modelo son algunas de las limitaciones del agrietamiento distribuido. Existen diversas

alternativas para evitar los problemas del mallado; una de ellas es asociar la energía de fractura con una longitud característica de difusión de la energía, es decir, una longitud de la parte dañada del material. Esta longitud es una medida que corresponde con una dimensión representativa del tamaño del elemento, que tiene relación con el tamaño característico de la malla.

## **Modelos de plasticidad**

Aunque inicialmente la teoría de la plasticidad se desarrolló para materiales dúctiles como el acero, gracias a que es suficientemente general para aplicarse en modelos isótropos y anisótropos, su uso se ha extendido a los geomateriales, como rocas, suelos o concreto (Lourenço, 1996). Los modelos de plasticidad pretenden simular el comportamiento de los cuerpos sólidos que se deforman permanentemente bajo la acción de cargas externas (Mendelson, 1968). Con base en el comportamiento observado en ensayos experimentales se define un esfuerzo límite de la plasticidad  $\sigma_y$ , de manera que cuando el estado de esfuerzos del material está por debajo de este límite, el comportamiento es elástico y cuando lo rebasa, aparecen las deformaciones irreversibles o plásticas. Un elemento admite esfuerzos inferiores a  $\sigma_y$ , pero cuando alcanza ese valor, cede y se crean deformaciones inelásticas. El problema se reduce a determinar cuándo se supera el límite de fluencia  $\sigma_y$ ; es decir, cuándo se crean deformaciones plásticas y cuantificar su evolución en función de la magnitud de la carga que se aplica (Neal, 1977).

En el marco de la teoría de la plasticidad, se han aplicado a la mampostería diversos modelos constitutivos desarrollados para los geomateriales (Fenestra et al. 1996, Ottosen, 1977). Sin embargo, el carácter anisótropo de la mampostería ha llevado a varios autores a desarrollar modelos específicos para este material (Dhanasekar et al., 1985; Lofti y Shing, 1991, Lourenço, 1998), de tal manera que los criterios isótropos tradicionalmente adoptados para el concreto (criterio de Drucker-Prager en compresión y criterio de Rankine en tensión) se reemplazan por criterios ortotrópicos (Acary, 2001). Uno de los enfoques para formular un *macro-modelo* para la mampostería consiste en ampliar las formulaciones convencionales para materiales cuasi-frágiles isótropos con el fin de describir el comportamiento ortótropo, mediante un criterio de falla tipo Hill para compresión y otro tipo Rankine para tensión.

### **4.4.2.2 Modelos discontinuos o micro-modelos**

A través de diversas campañas experimentales, se ha observado que el daño de la mampostería se da en forma localizada y que la mayor fuente de no linealidad es la debilidad en las juntas; se han evidenciado fenómenos que se pueden dar en las juntas, en las unidades o en ambas. Esto ha llevado a que diversos autores dediquen sus esfuerzos en modelar este material a un nivel detallado mediante el uso de los micro-modelos (Lourenço, 1996). Estos son una herramienta más rigurosa dentro del método de elementos finitos, en la que se modela cada elemento que conforma la mampostería.

Debido a que estos modelos requieren una gran capacidad de cómputo, tienen aplicación en el estudio del comportamiento local de detalles estructurales de mampostería (Giordano, 2002). Son adecuados también para el análisis de pequeñas estructuras sujetas a estados de esfuerzos y deformaciones con fuerte heterogeneidad, en las que ésta tiene gran influencia en el comportamiento global (Acary, 2001). En estos modelos las grietas se representan explícitamente mediante la separación de los nodos. Cuando los esfuerzos o la deformación en un nodo o en el promedio de los elementos adyacentes excede un valor determinado, el nodo se redefine como dos nodos y los elementos se separan.

### 4.4.3 Método de elementos discretos

Aunque es posible obtener información adecuada de soluciones basadas en la idealización de la mampostería como un medio continuo, resulta más natural el tratamiento de este material mediante el uso de elementos discontinuos. Este tipo de análisis fue desarrollado por Cundall (1971) mediante una aproximación numérica denominada *Método de Elementos Discretos* o *Elementos Distintos*. Esta técnica fue desarrollada inicialmente para aplicaciones geotécnicas y de flujo granular. Consiste en simular el comportamiento mecánico de estructuras compuestas por bloques que interactúan entre sí mediante contactos. Es aplicable en problemas donde una parte sustancial de las deformaciones se presenta en las juntas o puntos de contacto. Las discontinuidades entre las unidades sólidas se tratan como condiciones de frontera que permiten grandes desplazamientos y rotaciones de las piezas. El contacto entre las unidades sólidas no se basa en elementos de interfase, sino en una serie de puntos de contacto. Este método toma en cuenta la separación total entre las piezas y reconoce nuevos contactos automáticamente conforme avanza el cálculo. Esto elimina las dos principales dificultades que tiene el método de elementos finitos, la generación de mallas compatibles entre las piezas y las juntas, y la falta de una metodología de remallado que mejore el tamaño de los contactos o que haga nuevos contactos cuando se presentan movimientos relativos grandes. Las mayores desventajas de este método se encuentran en la incertidumbre de elegir valores apropiados para los parámetros de entrada del material.

### 4.4.4 Análisis límite

El análisis límite se basa en un modelo de material rígido y perfectamente plástico, que calcula la capacidad de carga y los mecanismos de colapso de estructuras que continúan deformándose, mientras las cargas permanecen constantes (Hodge, 1959). El análisis límite fue desarrollado inicialmente para estructuras de acero y posteriormente Heyman definió las bases para poder aplicarlo en estructuras de mampostería. En la teoría clásica del análisis límite hay dos enfoques para conocer el factor de carga de colapso de una estructura: los métodos estático y cinemático. Cuando una estructura presenta un suficiente número de secciones que fluyen de manera simultánea, puede llegar al colapso plástico (Neal, 1977). Comúnmente la fluencia se define matemáticamente mediante una función  $\phi$  en términos de esfuerzos, que describe la condición del material de la siguiente manera (Orduña, 2003):

<b>Función</b>	<b>Estado del material</b>
$\phi < 0$	el material permanece rígido (sin daño)
$\phi = 0$	el material es plástico (superficie de fluencia)
$\phi > 0$	el material está en un estado de esfuerzos inadmisibles

De acuerdo con la Tabla 4.2, la *condición de fluencia* se cumple cuando  $\phi \leq 0$ , es decir, cuando todos los puntos caen dentro o sobre la superficie de fluencia; en cambio los que están fuera de esta superficie son considerados como inadmisibles. Cuando el material es plástico, es decir, cuando el estado de esfuerzos en una sección de la estructura está sobre la superficie de fluencia es necesario conocer la *dirección del flujo*. En la teoría del análisis límite se considera que la dirección del flujo es normal a la superficie de fluencia; de esta manera el flujo está asociado con la función de fluencia, y se denomina *flujo asociado*. Esto se conoce como *condición de normalidad*, la cual supone que la energía disipada por el flujo da la resistencia máxima contra la deformación. Sin embargo la evidencia experimental indica que los sólidos como el concreto o la mampostería no se comportan de acuerdo con esta condición (Lourenço y Ramos, 2004).

En el análisis límite clásico de estructuras de mampostería, Heyman considera tres hipótesis básicas para definir el comportamiento de este material, al que considera frágil a tensión y elasto-plástico a

compresión. Las hipótesis parten del hecho de que las estructuras históricas de mampostería fueron construidas para trabajar casi exclusivamente bajo fuerzas de compresión, y son las siguientes:

- 1) La mampostería no resiste esfuerzos de tensión
- 2) No puede presentarse la falla por deslizamiento
- 3) La mampostería tiene resistencia a compresión infinita

La primera hipótesis indica que las juntas son planos de debilidad importantes que no pueden transmitir fuerzas de tensión de una pieza a otra. La segunda hipótesis supone que las cargas son lo suficientemente grandes como para que la fricción permita la interconexión necesaria que impida el deslizamiento. Esta hipótesis se remonta a los trabajos de Coulomb, quien notó que el límite de la fricción raramente se sobrepasa en estructuras de mampostería. La última hipótesis señala que la falla por aplastamiento no puede llegar a presentarse porque las estructuras de mampostería generalmente alcanzan condiciones de inestabilidad cuando se encuentran bajo esfuerzos de compresión relativamente bajos.

La hipótesis de la resistencia a compresión infinita puede llegar a ser insegura, debido a que ocurren concentraciones de esfuerzos en el estado de colapso (Orduña, 2003). Por su parte, en arcos muy rebajados o en estructuras de grandes claros cubiertos por arcos, que generan empujes muy grandes, tampoco sería válida la hipótesis mencionada (Heyman, 1982), por lo que resulta más realista considerar que los esfuerzos de compresión son limitados. Esto es tomado en cuenta en trabajos recientes como el de Orduña (2003).

## **4.5 Herramienta de análisis elegida para estimar la capacidad de carga de estructuras de mampostería ante acciones verticales**

La elasticidad lineal con el método de elementos finitos ha sido ampliamente usada para el análisis de estructuras de mampostería. Aunque tiene grandes beneficios, su utilidad es limitada cuando se requiere determinar la seguridad de la estructura ante el colapso. La principal desventaja de este método es su incapacidad para simular el comportamiento del material cerca del agrietamiento, por lo que cuando se quiere estudiar la capacidad de carga de estructuras complejas es necesario recurrir a otros métodos que consideran la no linealidad del comportamiento del material. Por su parte, el criterio de análisis límite basado en las condiciones de equilibrio y en la formación de mecanismos de falla, da aproximaciones aceptables de la carga de colapso de la estructura, sin embargo, para este estudio se descartó su uso por la falta de una herramienta de análisis que facilite resolver el gran número de variaciones geométricas de los modelos. Si bien los métodos de análisis no lineal requieren de un número mayor de parámetros de entrada del material, así como grandes requerimientos de cómputo, existen algunos de menor sofisticación que, con una definición adecuada de los materiales, pueden ser de utilidad para conocer la seguridad de una estructura histórica.

En su mayoría, las estructuras que se estudian en este trabajo están construidas con conglomerados de mampostería irregular cuyas características se asemejan más a las del concreto simple, que por su relativa homogeneidad y baja anisotropía, puede estar mejor adaptada a una modelación *macro-mecánica* (ver 4.4.2.1). De acuerdo con Giordano et al. (2002), los modelos desarrollados para el concreto son razonablemente adecuados para simular el comportamiento de la mampostería bajo cargas monótonas, siempre que se cuente con una definición apropiada del material.

Para estimar la capacidad ante cargas gravitacionales de los templos conventuales bajo estudio, se eligió una herramienta de análisis no lineal con un modelo constitutivo desarrollado para el concreto e implementado en el programa comercial de elementos finitos ANSYS, versión 8.0 (ANSYS, 2003). Este programa de cómputo se desarrolló para el análisis lineal o no lineal de estructuras constituidas por diversos tipos de materiales y elementos. Se ha empleado en diversas ramas de la ingeniería, tales como, eléctrica, mecánica, aeroespacial o biomédica, entre otras. En las siguientes secciones se describen sus características, y se da un ejemplo de calibración que permite conocer sus ventajas y limitaciones.

## 4.5.1 Descripción del modelo de material

### 4.5.1.1 Aspectos generales

El modelo constitutivo para el concreto implementado en ANSYS simula la respuesta no lineal de materiales frágiles. Emplea elementos finitos tridimensionales llamados SOLID65. Estos elementos sólidos isoparamétricos cuentan con ocho nudos y ocho puntos de integración; cada nudo tiene tres grados de libertad de traslación, en la dirección de los ejes  $x$ ,  $y$  y  $z$ .

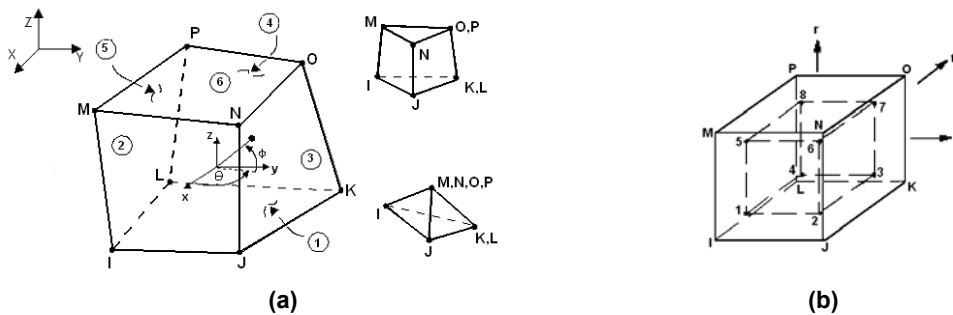


figura 4.11 Características del elemento SOLID65: (a) geometría y (b) puntos de integración (ANSYS, 2003)

El material inicialmente es isótropo y tiene comportamiento elástico lineal; puede presentar agrietamiento en tensión o aplastamiento bajo compresión con base en la ley de falla definida por la ecuación (4.1). Adicionalmente puede también simular el comportamiento plástico, mediante alguno de los criterios de falla contenidos en el programa ANSYS; el más comúnmente usado es el de Drucker-Prager. En este caso la plasticidad se da antes de que inicie el agrietamiento o aplastamiento del material (ANSYS, 2003).

$$\frac{F}{f_m} - S \geq 0 \quad (4.1)$$

donde:

$F$  = función del estado de esfuerzos principales ( $\sigma_{xp}$ ,  $\sigma_{yp}$ ,  $\sigma_{zp}$ )

$S$  = superficie de falla definida en función de cinco parámetros del material (ver Tabla 4.3)

$f_m$  = resistencia a compresión uniaxial

$\sigma_{xp}$ ,  $\sigma_{yp}$ ,  $\sigma_{zp}$  = esfuerzos principales en las direcciones principales



Tanto la función F, como la superficie de falla S, se expresan en función de los esfuerzos principales  $\sigma_1, \sigma_2$  y  $\sigma_3$ . Donde  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ ,

$$\sigma_1 = \max(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp})$$

$$\sigma_3 = \min(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp})$$

(4.2)

La falla del material puede presentarse en cualquiera de los cuatro dominios siguientes

1.  $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$  (compresión - compresión - compresión)
2.  $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$  (tensión - compresión - compresión)
3.  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$  (tensión - tensión - compresión)
4.  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$  (tensión - tensión - tensión)

En cada uno de estos dominios hay una función independiente que describe la función F y otra a la superficie S, que se describen en el Anexo 1.

#### 4.5.1.2 Superficie de falla de Willam-Warnke (1975)

Willam y sus co-autores han desarrollado diversos modelos para el concreto, entre ellos Willam y Warnke (1974), Pramono y Willam (1989), Etse y Willam (1994). El primero de ellos consiste en una superficie de falla triaxial usada para regímenes de tensión y bajas compresiones, cuenta con meridianos en forma de rectas y sección transversal no circular en el plano. Este modelo fue refinado posteriormente con la adición de dos parámetros más, que describen meridianos con forma curva y extienden su aplicación a estados de esfuerzos de compresión altos (Willam y Warnke, 1975). La idea básica de este criterio es representar los meridianos extremos (de tensión y compresión) con dos parábolas, y los meridianos intermedios con interpolaciones de una función suave relacionada con el ángulo  $\eta$  (figura 4.12). Este ángulo  $\eta$ , describe las magnitudes relativas de los esfuerzos principales. La sección transversal no es circular y se toma como base para el desarrollo de una superficie de falla cónica con el eje hidrostático como eje de revolución.

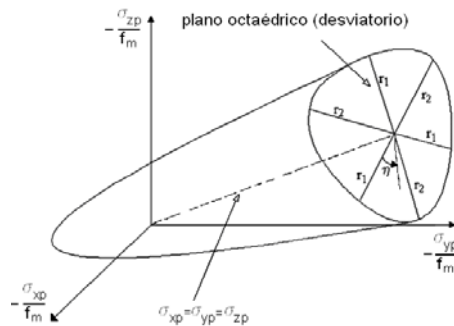


Figura 4.12 Superficie de falla de Willam-Warnke (Chen, 1982)

El modelo del concreto de ANSYS, modela las propiedades del material con el uso de la superficie de falla de Willam-Warnke (1975) mediante los cinco parámetros de la Tabla 4.3. Esta superficie puede definirse solamente con dos de los cinco parámetros cuando los esfuerzos triaxiales ( $\sigma_h$ ) no son altos, es decir, cuando  $|\sigma_h| \leq \sqrt{3}f_m$ , donde  $\sigma_h = \frac{1}{3}(\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp})$ . En este caso sólo se requieren las resistencias a tensión y a compresión uniaxial,  $f_t$  y  $f_m$ , respectivamente. De acuerdo con Willam y Warnke (1975), los otros tres parámetros del material están dados por las ecuaciones 4.3.

$$f_{cb} = 1.20 f_m$$

$$f_1 = 1.450 f_m$$

$$f_2 = 1.725 f_m$$

(4.3)

Tabla 4.3 Parámetros del material necesarios para el criterio de falla de Willam-Warnke (1975) implementado en ANSYS	
$f_t$	Resistencia a tensión uniaxial
$f_m$	Resistencia a compresión uniaxial
$f_{cb}$	Resistencia a compresión biaxial
$f_1$	Resistencia última a compresión bajo un estado biaxial sobrepuestos a un estado de esfuerzos triaxiales.
$f_2$	Resistencias últimas a compresión bajo un estado uniaxial sobrepuestos a un estado de esfuerzos triaxiales.

#### 4.5.1.3 Agrietamiento

Para modelar el agrietamiento del material y hacer las modificaciones necesarias a la matriz de rigidez, ANSYS emplea la técnica de agrietamiento distribuido fijo, comentada en 4.4.2.1. Las grietas pueden desarrollarse en cualquiera de los ocho puntos de integración de los elementos SOLID65 (figura 4.11b) y en tres direcciones ortogonales. El agrietamiento está determinado por la superficie de falla  $S$  de la ecuación 4.1; una vez que ésta es superada, el material se agrieta si alguno de los esfuerzos principales es de tensión (ANSYS, 2003). Esto se hace con la modificación de la relación esfuerzo-deformación en cada punto de integración, la cual inicialmente es isotrópica (ecuación 4.4). Con la introducción de planos de debilidad en la dirección perpendicular a la del esfuerzo principal de tensión, se modifica la ecuación 4.4, y se obtiene la ecuación 4.5 (ANSYS, 2003), que representa el agrietamiento del material en una sola dirección. De esta manera las grietas se desarrollan en la dirección perpendicular a los esfuerzos principales que exceden la resistencia, produciendo una redistribución local de esfuerzos.

$$[D] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

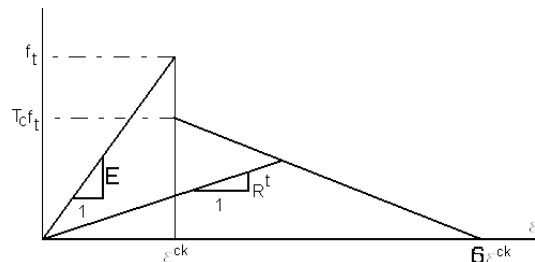
$$[D^{ck}] = \frac{E}{(1+\nu)} \begin{bmatrix} \frac{R^t(1+\nu)}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{1}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

donde:

- $[D]$  = matriz de rigidez del material isotrópico
- $[D^{ck}]$  = matriz de rigidez del material agrietado en una dirección (en el Anexo 2 aparecen las ecuaciones cuando el agrietamiento se da en dos y tres direcciones)
- $E$  = módulo de elasticidad
- $\nu$  = módulo de Poisson

En los puntos de integración que están agrietados, la componente de rigidez normal al plano de la grieta se anula o se libera, y los esfuerzos de cortante a lo largo de la grieta disminuyen. La cantidad de transferencia de cortante a través de la grieta puede variarse desde una transferencia total hasta una transferencia nula. Para esto se requiere conocer los coeficientes de transferencia de cortante:  $\beta_t$  para grietas abiertas, y  $\beta_c$  para grietas cerradas. Posterior a la formación de una primera grieta, los esfuerzos tangenciales a la cara de la grieta pueden producir el desarrollo de una segunda o tercera grieta en un punto de integración (Fanning, 2001).

El factor  $R^t$  de la ecuación 4.5, es la pendiente que aparece en la figura 4.13, la cual define la resistencia de tensión en la condición de agrietamiento del material. Por su parte, el multiplicador  $T_c$  permite obtener la relajación de la resistencia a tensión.



**Figura 4.13 La resistencia a tensión en la condición agrietada (ANSYS, 2003)**

A menos que se consideren las deformaciones plásticas, el material tiene comportamiento elástico lineal hasta que se alcanza la resistencia del material. La falla a tensión consiste en un criterio de esfuerzos de tensión máximos sin ablandamiento en tensión, ni en compresión; es decir, cuando la superficie de falla es alcanzada, los esfuerzos en esa dirección tienen un repentino descenso a cero.

#### 4.5.1.4 Criterio de falla de Drucker-Prager

Para tener mayor acercamiento al comportamiento real de las estructuras de mampostería y calcular los efectos multiaxiales de los esfuerzos, es necesario considerar las deformaciones plásticas. De otra manera no es posible simular los mecanismos de colapso de estructuras de mampostería. Para esto, se adoptó la superficie de falla de Drucker-Prager, en la cual la superficie de fluencia es definida mediante los parámetros que representan la cohesión  $c$  y el ángulo de fricción  $\phi$ . Si el flujo es no asociado se debe definir además el ángulo de dilatación  $\eta$ . El modelo constitutivo de Drucker-Prager es representativo de un comportamiento elástico y perfectamente plástico.

Para explicar el significado físico del valor de la dilatación se presenta la figura 4.15, donde se traza la función de fluencia representada en el plano de esfuerzos  $\tau - \sigma$ . Cuando la regla de flujo es asociada, la deformación plástica es normal a la superficie de fluencia y habrá una expansión del volumen del material con deformaciones plásticas. Si  $\phi$  es menor que  $\eta$ , la expansión volumétrica será menor. Si  $\phi$  es cero, no habrá expansión del volumen. La superficie de fluencia no cambia conforme progresa la fluencia, por lo que no hay una regla de endurecimiento y el material es elástico y perfectamente plástico.

De acuerdo con Eshghi (2003), mediante esta aproximación, la función  $F$  de la ecuación 4.1 está dada por el criterio de falla de Drucker-Prager y la superficie de falla  $S$  corresponde a la de Willam-Warnke (1975), como aparecen en el Anexo 1.

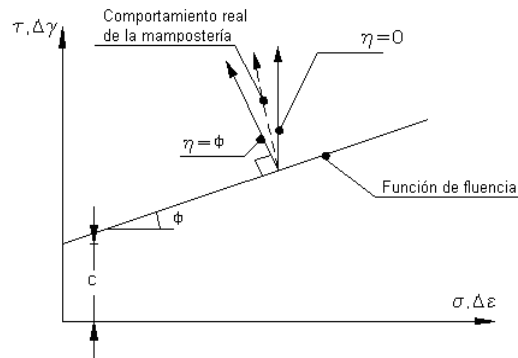


Figura 4.15 Regla de flujo para la mampostería: comportamiento en fricción ( $\phi$ ) y dilatación ( $\eta$ )

#### 4.5.2 Ejemplo de calibración

El puente de mampostería de Bridgemill, localizado en Girvan, Escocia, fue ensayado en 1984 (Hendry et al., 1985) como parte de un programa realizado en el Reino Unido para estudiar el comportamiento de los puentes de mampostería. El ensaye consistió en aplicar una carga concentrada a un cuarto del claro del arco hasta llegar al colapso. La carga máxima alcanzó 3000 kN al momento de formarse un mecanismo de colapso de cuatro articulaciones plásticas. En el ensaye la carga se aplicó mediante una viga de concreto reforzado de 0.75 m de ancho, colocada en toda la anchura del puente (Molins, 1996). Las características geométricas del puente, y particularmente su gran claro, han motivado a que diversos autores lo tomen como base para calibrar sus modelos analíticos (Choo et al., 1991; Molins, 1996; Brencich y De Francesco, 2003; Sima, 2004; Clemente, 2004). En estos trabajos se ha considerado que la carga está distribuida uniformemente a lo largo del extradós del arco, y que se distribuye con una pendiente de 1:2, con el fin de simular el efecto de dispersión de la carga a través del relleno. La figura 4.16 muestra las características geométricas del puente y de la carga aplicada.

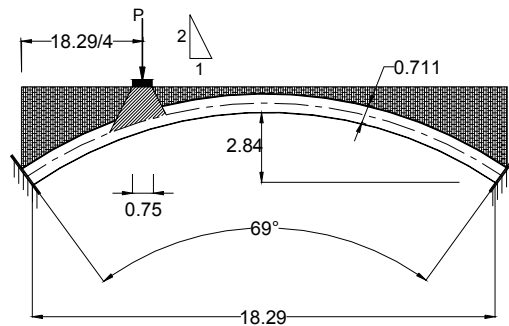


Figura 4.16 Geometría del puente de Bridgemill (cotas en metros).

En este trabajo se realizó el análisis de este puente y los resultados se compararon con los experimentales y los obtenidos por dos autores: Choo et al. (1991) y Clemente (2004). Choo usó elementos finitos lineales sin resistencia a tensión, con comportamiento elasto-plástico en compresión y con un área efectiva que decrece conforme incrementan los esfuerzos de tensión; Clemente usó una herramienta de elementos finitos llamada COMET, que está basada en un modelo de daño acoplado con otro de comportamiento viscoelástico. Para el análisis con ANSYS se tomaron como base las propiedades del material usadas por Clemente (2004) y Sima (2004). Ambos utilizan los mismos parámetros para la mampostería, pero en el primero de ellos la resistencia a tensión es del 2% de la resistencia a compresión y en el segundo, del 7%.

Tabla 4.4 Propiedades del Material .Puente de Bridgemill			
Parámetro del material (MPa)	Choo	COMET	ANSYS
Módulo de elasticidad piedra	15 000		-
Resistencia a compresión piedra	43.8		-
Módulo de elasticidad mampostería	5 000	4000	4 000
Resistencia a compresión mampostería	6.5	15	15
Densidad mampostería (kg/m <sup>3</sup> )	-	2160	2160
Módulo de elasticidad relleno	100	0.1	0.8
Densidad relleno (kg/m <sup>3</sup> )	-	2200	2200
Resistencia a tensión mampostería		0.3	1.07
Ángulo de fricción (grados)			32
Cohesión			1.07

Del mismo modo que en el análisis de Clemente (2004), se empleó un relleno con comportamiento elástico lineal, de baja rigidez, que transmite los efectos de su peso propio, pero no contribuye como elemento portante de la estructura. El modelo de elementos finitos del puente consta de 960 elementos y 1435 nudos; el relleno tiene 480 elementos y 847 nudos (figura 4.17). Las condiciones de frontera consisten en impedir el movimiento horizontal de los lados extremos del relleno y empotramiento en las bases del arco.

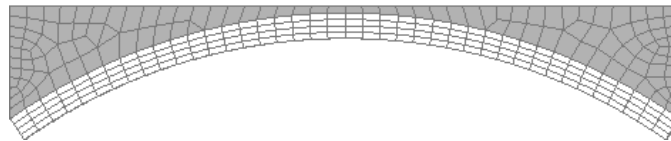


Figura 4.17 Discretización del arco y relleno del puente de Bridgemill

Se consideraron dos formas de aplicar la sobrecarga; la primera de ellas fue tomada de los trabajos de referencia mencionados anteriormente, que consiste en distribuirla directamente sobre el arco, suponiendo un ángulo de inclinación para considerar la dispersión de la carga a través del relleno (figura 4.18a). La segunda consistió en imponerla sobre el relleno de manera directa (figura 4.18b).

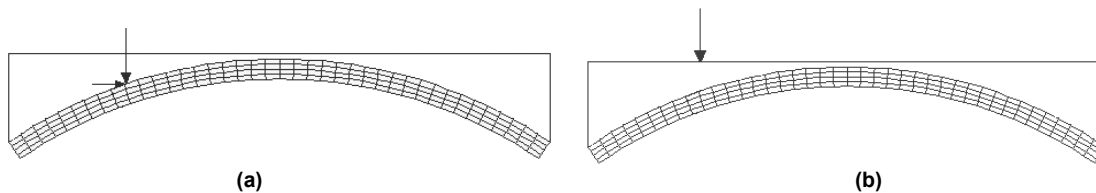


Figura 4.18 Discretización del arco y relleno del puente de Bridgemill

Los resultados del ensayo se visualizan mediante la curva carga-desplazamiento de la sobrecarga y los desplazamientos bajo el punto de aplicación de la misma. En la figura 4.19 se compara esta curva con las obtenidas en este trabajo, aplicando la carga en las dos formas descritas previamente en la figura 4.18. También se muestran los resultados que obtuvieron Choo y Clemente.

La curva ANSYS(a) corresponde a la carga aplicada directamente sobre el arco, mientras que la curva ANSYS(b) se refiere a la sobrecarga impuesta sobre el relleno. Se observa en la figura 4.19 que tres de las cuatro aproximaciones analíticas dan predicciones razonables respecto de la carga última obtenida experimentalmente (Tabla 4.5); sin embargo la diferencia entre la respuesta predicha y la experimental se incrementa conforme progresa el mecanismo de colapso. La curva ANSYS(a) es la más alejada de la carga última experimental, no obstante es la única cuya trayectoria tiende a acercarse a la obtenida en el

ensayo del puente. La curva ANSYS(b) es semejante a la de COMET y tiene mayor aproximación con la carga última del experimento.

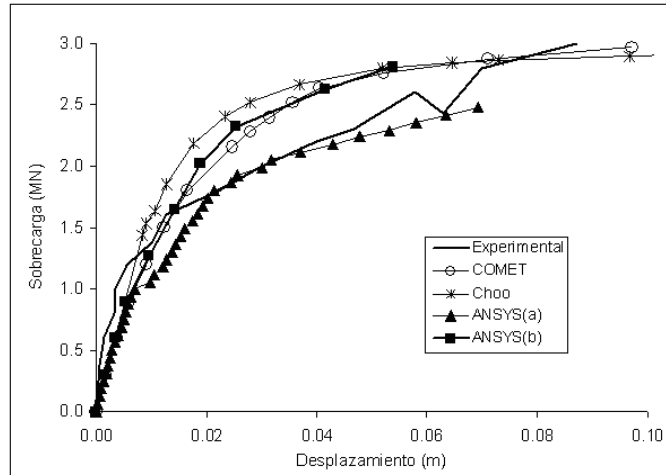


Figura 4.19 Curva carga-desplazamiento analítica y experimental del puente de Bridgemill

Tabla 4.5 Carga de última con diferentes métodos de análisis	
Autor	Carga última (kN)
Experimental	3000
Choo	2950
Clemente	2970
ANSYS(a)	2480
ANSYS(b)	2810

La figura 4.20 muestra el agrietamiento generado bajo diferentes porcentajes de la sobrecarga hasta que llega a formarse el mecanismo de colapso con cuatro articulaciones plásticas. Se observa que con el 50% de la sobrecarga, se agrieta el extremo izquierdo del arco y el intradós, bajo la zona donde se aplica la carga. Con el 77% de la sobrecarga, aparece una tercera zona agrietada en el extradós del arco. Finalmente se forman cuatro áreas agrietadas que representan la formación del mecanismo de colapso obtenido en la prueba experimental.

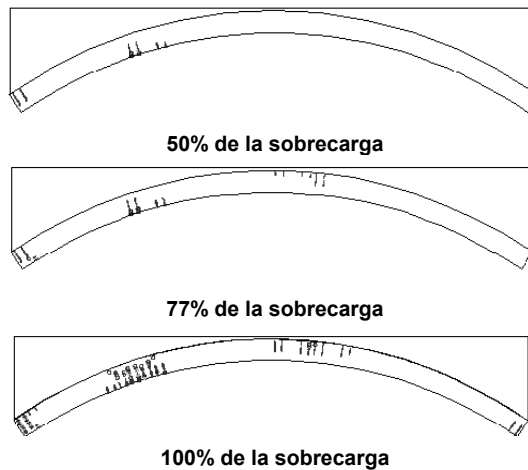


Figura 4.20 Agrietamiento producido por diferentes niveles de la sobrecarga (análisis ANSYS(b))

Para la metodología usada en este estudio la diferencia respecto de la respuesta experimental es más grande que para los otros dos modelos analíticos (Tabla 4.5) indicando que la reducción de rigidez debida al agrietamiento está sobreestimada y se requiere una descripción del comportamiento no lineal más adecuada del material para representar adecuadamente la redistribución de esfuerzos en la estructura; sin embargo, se considera que estos resultados dan alguna confianza en el uso de la metodología elegida para estimar la capacidad de carga vertical de los modelos simplificados de los templos que se estudian en este trabajo.

## 4.6 Comentarios finales

La complejidad del comportamiento mecánico de la mampostería y de las estructuras antiguas han conducido al desarrollo de diversos métodos y modelos constitutivos, con el fin de tener un mejor acercamiento al comportamiento real. Aunque el análisis elástico lineal se ha usado ampliamente para el estudio de edificios históricos de mampostería y tiene gran utilidad como una primera aproximación al comportamiento global de estas estructuras, tiene limitaciones importantes para conocer la seguridad de una estructura antigua. Por su parte el análisis límite es un método que da buenas estimaciones de la carga de colapso de este tipo de estructuras. Las hipótesis de Heyman son particularmente ciertas en mamposterías compuestas por bloques rígidos sin mortero y en mamposterías antiguas con morteros que, con el paso del tiempo, han perdido su capacidad inicial a tensión. La ventaja del análisis límite es que, gracias a que las hipótesis en que se basa simplifican el comportamiento del material, se requieren pocos parámetros para caracterizarlo. La hipótesis principal es la condición de normalidad, que implica la no existencia de deslizamientos y que la resistencia a compresión es ilimitada. Esta última hipótesis es insegura, sin embargo ya existen estudios que solventan este aspecto. En este trabajo se descartó su uso por la falta de una herramienta de análisis que facilite un gran número de variaciones geométricas de los modelos.

Aunque los métodos de análisis no lineal requieren de un número mayor de parámetros de entrada del material, y exigen más requerimientos de cómputo, hay métodos de mediana sofisticación que pueden ser de utilidad para conocer la seguridad de una estructura antigua de mampostería con una definición adecuada del material. El arreglo que existe entre los materiales que conforman a la mampostería tiene influencia importante en la elección del tipo de modelo y método de análisis más apropiado. Tenemos por una parte, que la heterogeneidad de la mampostería de tipo regular puede modificar de manera importante el comportamiento global de una estructura, mientras que en las mamposterías de tipo irregular esto no necesariamente es así. Esto permite que el estudio de una estructura construida con mampostería de conglomerado, pueda adaptarse mejor a un modelo macroscópico. Los edificios estudiados en este trabajo, en su mayoría están construidos con mamposterías de conglomerado, por lo que se considera que una modelación macromecánica permite modelar adecuadamente el material de estas construcciones, mediante un modelo desarrollado para el concreto. El método de análisis elegido para el desarrollo de este trabajo permite modelar el comportamiento del material con relativamente pocos parámetros del material. Si bien existen otros métodos de mayor aproximación, que modelan mejor los fenómenos inelásticos que se dan en el material, se considera que su aproximación es aceptable para los objetivos de este trabajo.

## Capítulo 5

### **Procedimiento para determinar la seguridad de los templos conventuales ante cargas verticales**

En este capítulo se describen los modelos de elementos finitos que servirán como base para el análisis de la nave de los templos conventuales de la zona de estudio descrita en el capítulo 2, y para la validación de las reglas históricas que se hará en el siguiente capítulo. Estos modelos consisten de la sección de una nave típica, que comprende el área tributaria de los contrafuertes, con la parte de la bóveda y muros correspondientes. Se realizaron modelos de naves cubiertas con bóveda de cañón corrido con y sin arcos, así como bóvedas de lunetos. En estos modelos se buscó simplificar la estructura de la nave, de manera que fuera factible realizar estudios paramétricos en ellos, por lo que no se tomó en consideración la contribución del convento, ni la carga sobre los riñones que hay en algunas bóvedas o el remate de los contrafuertes.

En este capítulo también se define la metodología para determinar la seguridad de la nave de cargas verticales. Mediante el método de análisis que se describió en 4.5, se estima la capacidad de carga de los modelos; de esta manera se obtiene un factor de carga que representa la relación entre la carga aplicada y el peso de la bóveda. Con esta base, se estudia el efecto de diversas variables que influyen en la capacidad de carga de las naves, tales como las propiedades del material, el tipo de bóveda y las dimensiones de los elementos estructurales que la conforman. Para conocer la eficiencia de los tipos de bóveda que cubren la nave de los templos conventuales, se estudia el empuje producido sobre sus apoyos por cada una de ellas, haciendo distinción entre el empuje transmitido a los muros y a los contrafuertes.



## 5.1 Análisis de naves típicas

### 5.1.1 Propiedades de la mampostería

No existe información acerca de las propiedades mecánicas de la mampostería empleada en los conventos de la zona de estudio. No obstante, puede hacerse una aproximación de sus propiedades con base en los estudios de Sánchez y Meli (1991), y Chávez (2005) acerca de conglomerados de mampostería de piedra, semejantes a los que forman parte de las iglesias que se estudian en este trabajo. La Tabla 5.1 muestra los resultados de dos tipos de mampostería obtenidos de los trabajos mencionados. El material tipo I corresponde a la mampostería de un edificio colonial de la ciudad de México, usada frecuentemente en muros y contrafuertes; está constituida principalmente por mortero de cal, *tezontle*, y en menor grado, por piedras sólidas de mayor peso. La mampostería tipo II se refiere a especímenes construidos en laboratorio, que simulan los conglomerados de mampostería de edificios de la época colonial. La resistencia a compresión de los dos materiales es muy similar, sin embargo el módulo de elasticidad de la mampostería tipo II es mucho menor que el otro, probablemente debido a la diferencia de edad de los especímenes ensayados.

Tipo	Peso volumétrico (kg/m <sup>3</sup> )	Módulo de Elasticidad (MPa)	Resistencia de compresión (MPa)	Referencia
I	1600	1961	2.94	(Sánchez y Meli, 1991)
II	2000	480	3.14	(Chávez, 2005)

En este trabajo se consideró que las propiedades de la mampostería tipo I pueden servir como base para los análisis de los templos conventuales morelenses; son los únicos datos disponibles de una mampostería que pertenece a un edificio de la época y cuyas características son semejantes a la de los edificios que se estudian aquí. Adicionalmente a estas propiedades se requieren los valores de la cohesión y del ángulo de fricción. Para éste último se adoptó el valor de 40°, después de realizar algunos casos de análisis variando este parámetro en un intervalo de valores típicos en la mampostería. Se supuso que la regla de flujo es no asociada, con un ángulo de dilatación de 0°. Por otra parte, con base en las propiedades usadas en otros trabajos con mamposterías semejantes (Roeder, 2003), se consideró una resistencia a tensión de 0.07  $f_m$ , es decir, el 7% de la resistencia a compresión. El valor de la cohesión se supuso de la misma magnitud que la resistencia a tensión.

### 5.1.2 Modelos de naves típicas

Con base en la tipología de la estructura de los templos conventuales, su comportamiento bajo cargas gravitacionales fue evaluado mediante un modelo que consiste de la sección transversal de una nave característica de un templo conventual. El modelo está constituido por la porción de muros y bóveda que corresponde a la mitad de una crujía entre contrafuertes (figura 5.1). Las dimensiones de este modelo básico se obtuvieron de la iglesia de Yecapixtla, edificio que no tiene cambios estructurales en sus muros y contrafuertes, por lo que puede considerarse como una estructura original. Con estas dimensiones se consideraron tres tipos de bóvedas típicas en los edificios de estudio: bóveda de cañón corrido sin arcos, bóveda de cañón con arcos y bóveda de lunetos.

Los modelos se crearon en el programa de elementos finitos ANSYS descrito en el capítulo anterior, y para su análisis se consideraron las propiedades mecánicas del material mencionadas en 5.1.1. Tanto el modelo como las condiciones de carga son simétricas y todos los grados de libertad están restringidos en la base. Debido a que la densidad de malla de elementos finitos es un factor que influye en la aproximación de los resultados, se realizaron diferentes mallados hasta que la respuesta obtenida no tiene cambios respecto de una malla más fina. Las dimensiones y la discretización de los modelos para cada tipo de bóveda se muestran en las figuras 5.1 y 5.2. En las siguientes secciones de este capítulo se realizaron estudios paramétricos del modelo de la figura 5.2a para estudiar la influencia en el comportamiento y en la capacidad de carga de las propiedades de los materiales y de las dimensiones de los elementos estructurales. Posteriormente se hacen estudios del empuje ejercido por la bóveda en los tres modelos de la figura 5.2, y se incluye en ese estudio un modelo con bóveda de nervaduras.

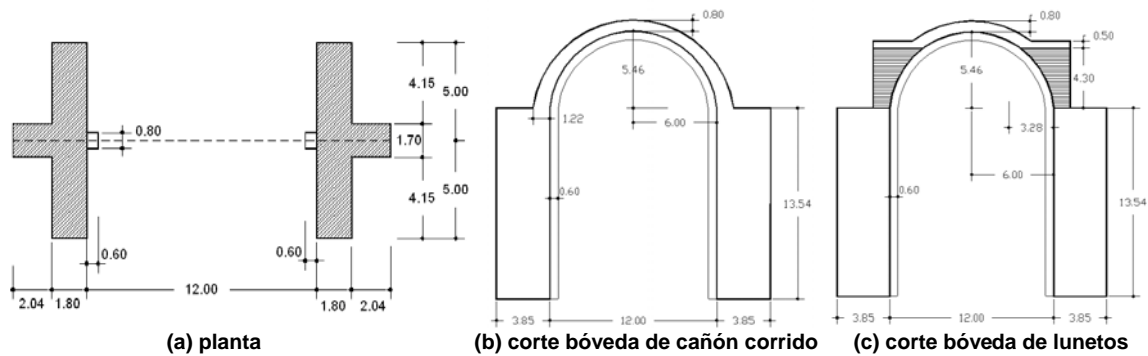


Figura 5.1 Características geométricas del modelo de nave base (dimensiones en metros)

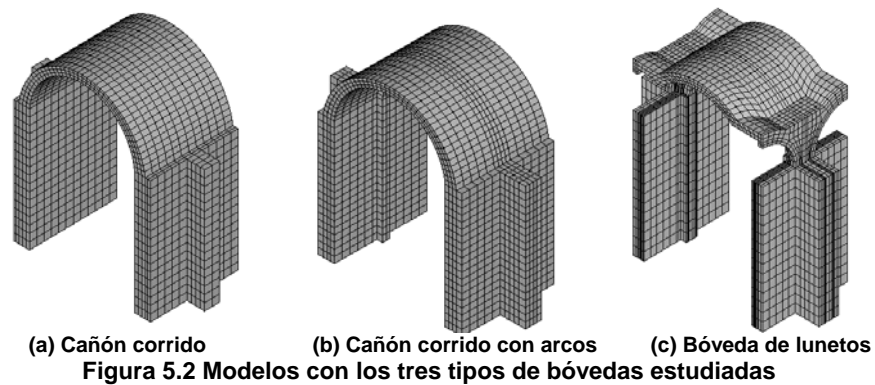
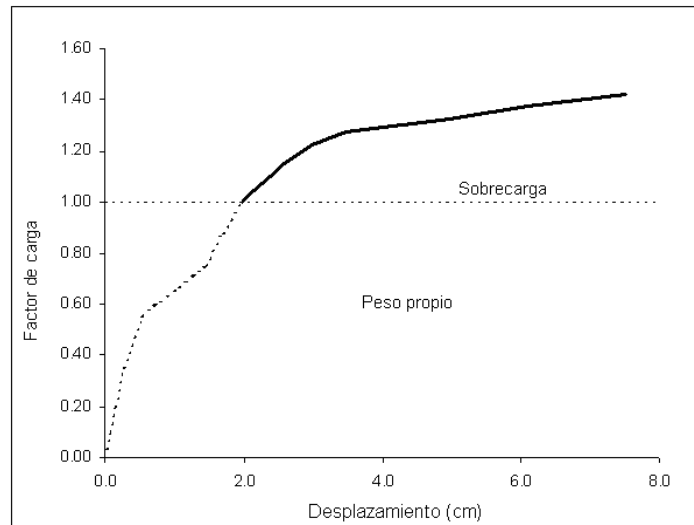


Figura 5.2 Modelos con los tres tipos de bóvedas estudiadas

### 5.1.3 Metodología para determinar la seguridad bajo cargas verticales

El peso propio de la bóveda fue tomado como referencia para evaluar la seguridad de la estructura bajo cargas gravitacionales. El procedimiento consistió en aplicar el peso propio de la estructura en diez intervalos de carga, definidos por incrementos de fracciones de la densidad del material hasta llegar a su magnitud total. Posteriormente se aplicó una carga equivalente a fracciones del peso de la bóveda, distribuidas sobre ella en intervalos del 0.03% del total del peso hasta que la estructura alcanzó la condición de falla, ya sea por inestabilidad o por aplastamiento de la mampostería. La relación de la carga total aplicada con el peso de la bóveda se denominó factor de carga y su valor máximo fue tomado como un índice básico de la capacidad de carga del modelo, sobre el cual fue basada la validación de las reglas geométricas, que será discutida en el capítulo 6.

En la figura 5.3 se muestra la curva que relaciona el factor de carga correspondiente a cada intervalo de carga con el desplazamiento vertical en la clave de la bóveda de cañón corrido del modelo de la figura 5.2a. Se aprecia que ocurre una reducción de la pendiente antes de aplicar el total del peso propio de la estructura, indicando la presencia de agrietamiento en la bóveda. El primer cambio no es muy pronunciado y se presenta cuando inicia el agrietamiento en la clave de la bóveda. El segundo cambio, se produce cuando se agrietan los riñones de la bóveda; posteriormente se observa el incremento en la pendiente de la curva porque la carga sobre los riñones incrementa la rigidez de la estructura después de que se agrietan éstos.



**Figure 5.3 Gráfica carga-desplazamiento del modelo de la nave con bóveda de cañón corrido**

La secuencia real de la construcción de los templos generará una historia de carga diferente de la que se obtiene en la forma descrita anteriormente, principalmente porque en realidad los muros y contrafuertes están ya cargados con su peso total antes de construir la bóveda, mientras que en nuestro análisis el peso es incrementado al mismo tiempo en todas las partes de la estructura; es decir, no se está considerando la secuencia constructiva de la nave. Se observa en la figura 5.4, la diferencia del comportamiento en los dos casos (el caso "a" no toma en cuenta la secuencia de la construcción y el "b", sí). En ambas curvas el cambio de pendiente, debido al agrietamiento en los riñones de la bóveda, se da para un factor de carga de 0.75; a partir de este nivel de carga, la pendiente de las curvas tiene diferencias, de tal forma que cuando se toma en consideración la secuencia constructiva, el factor de carga tiene un 9% más que en el otro caso. Se optó por realizar el análisis con el primero dado que las diferencias en la capacidad de carga no son muy importantes como para alterar la comparación de los efectos de las diferentes variables en estudio.

Por otra parte, la carga adicional aplicada en el análisis no puede ser considerada como representativa de una condición de carga específica que podría ocurrir en la construcción, sino que únicamente es una forma de definir la reserva de capacidad disponible en el edificio cargado con su peso propio. Tal capacidad adicional es necesaria para contrarrestar la reducción de la resistencia del material debida a la degradación y, principalmente, por los empujes adicionales inducidos por los sismos en el sistema resistente lateral constituido por los muros y contrafuertes. Los efectos de estos factores en la seguridad estructural de los templos no serán tratados en este trabajo.

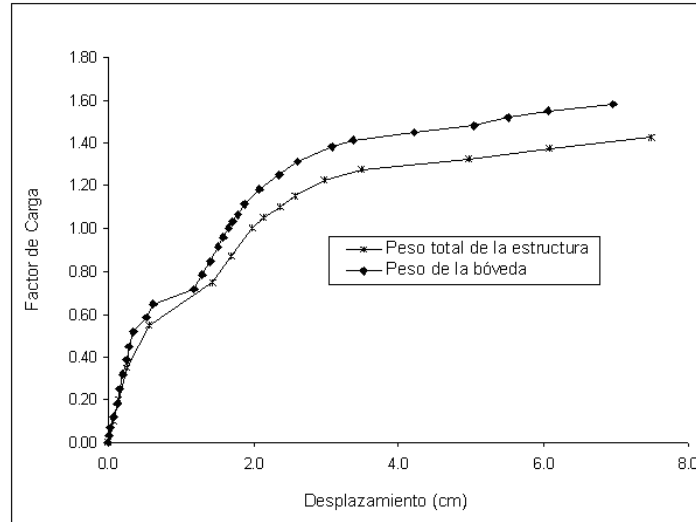


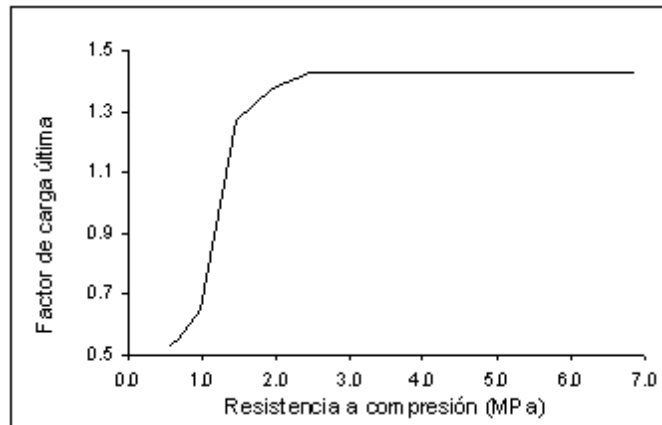
Figure 5.4 Gráfica carga-desplazamiento aplicando el peso (a) sin tomar en cuenta la secuencia constructiva y (b) tomándola en consideración

## 5.2 Efecto de las principales variables en la capacidad de carga de las naves

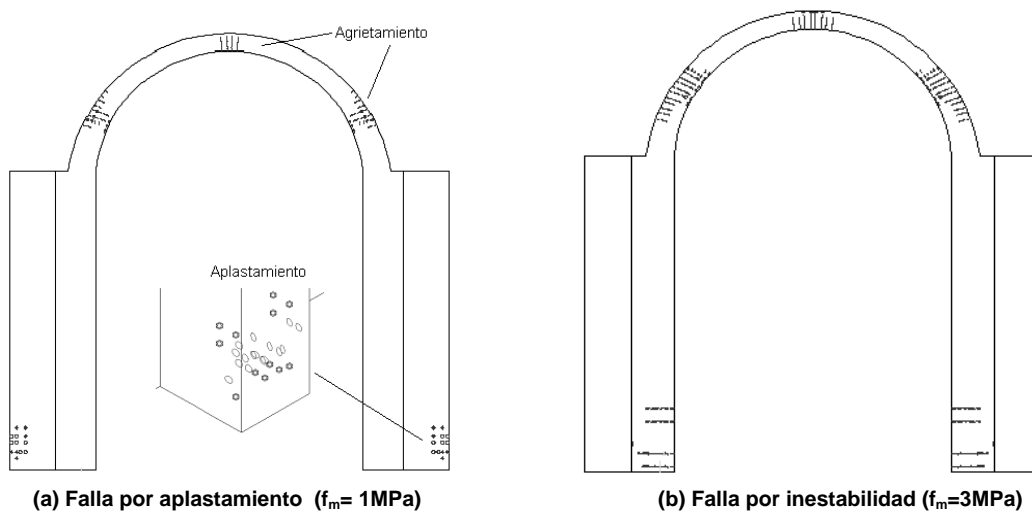
### 5.2.1 Efecto de las propiedades del material

Para conocer la influencia de la resistencia a compresión del material ( $f_m$ ) en la capacidad de carga de las naves, se realizaron diversos casos de análisis al modelo de la figura 5.2a. Se consideró una resistencia a tensión constante de 0.196 MPa, y se varió la resistencia a compresión. La figura 5.5 muestra los resultados de estos análisis. Se observa que para resistencias menores a 2.16 MPa, la resistencia a compresión influye en el colapso de la estructura y en este intervalo la capacidad de carga se incrementa prácticamente de manera lineal conforme aumenta la resistencia a compresión del material. En estos casos, la mampostería presenta aplastamiento en la parte baja de los contrafuertes, además de agrietamiento en la clave y en los riñones de la bóveda, como se observa en la figura 5.6a. Para resistencias menores a 1.0 MPa no hay agrietamiento en los riñones, y se presenta un cambio en la pendiente de la curva. La resistencia de la zona con aplastamiento está totalmente degradada y no contribuye en la rigidez del elemento (ANSYS, 2003), por lo que conforme se incrementan los puntos de integración que presentan aplastamiento, después de varios incrementos de la carga, se pierde el equilibrio en la estructura.

En la figura 5.5 se observa que a partir de resistencias que exceden el límite mencionado anteriormente de 2.16 MPa, la resistencia a compresión ya no tiene influencia en la capacidad de carga de la nave, por lo que no hay incrementos en el factor de carga último cuando se incrementa la resistencia a compresión. A partir de 2.16 MPa ya no se presenta aplastamiento del material en los contrafuertes, sino agrietamiento en la parte interior de la nave, a todo lo largo de los muros, de tal manera que, junto con el agrietamiento en la clave y en los riñones de la bóveda, se desarrollan cinco zonas agrietadas que forman un mecanismo de colapso de la estructura (figura 5.6b). Es decir, que para valores mayores a 2.16 MPa, la falla de la estructura no se da por aplastamiento del material, sino que está regida por la formación de un mecanismo de colapso.



**Figura 5.5 Influencia de la resistencia a compresión ( $f_m$ ) en la capacidad de carga**



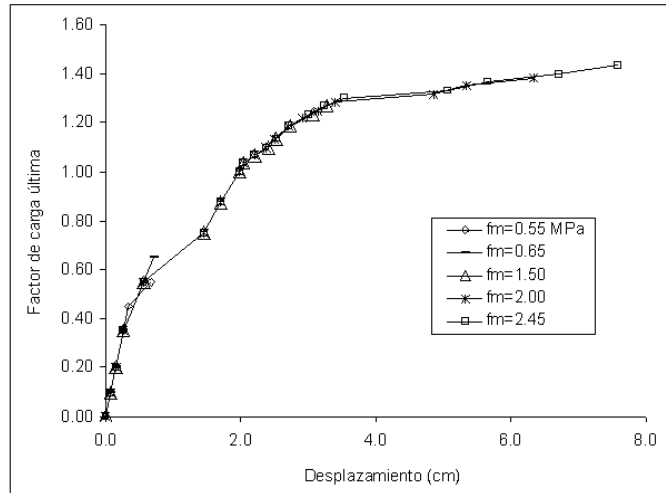
**(a) Falla por aplastamiento ( $f_m= 1MPa$ )**

**(b) Falla por inestabilidad ( $f_m=3MPa$ )**

**Figura 5.6 Patrones de agrietamiento y aplastamiento**

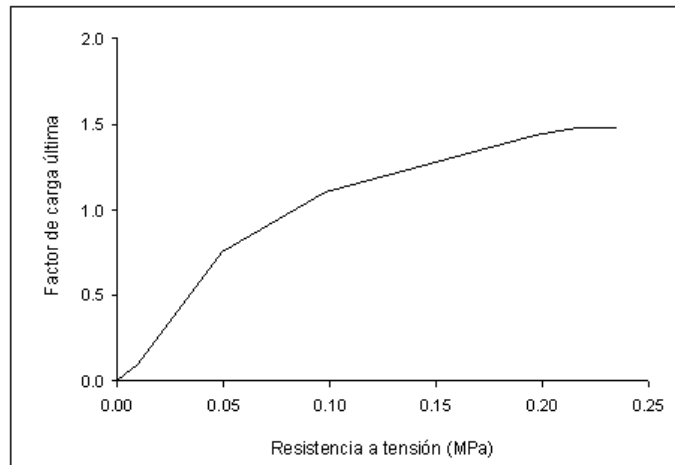
En la figura 5.7 se grafican las curvas carga-desplazamiento obtenidas de análisis en los que se varió la resistencia a compresión del material ( $f_m$ ). Se muestra que estas curvas prácticamente siguen la misma trayectoria, y que en cada caso la capacidad de carga última se incrementa conforme aumenta la resistencia a compresión. Cuando  $f_m= 0.65$  MPa la falla de la estructura se da al mismo tiempo que se agrietan los riñones de la bóveda, es decir, en el cambio de pendiente de la curva, por lo que sale ligeramente de la trayectoria que llevan el resto de las curvas.

De acuerdo con los resultados mostrados en las figuras 5.5 y 5.7, la resistencia a compresión mínima con la que el edificio soporta su peso propio es de 1.26 MPa, resistencia que todavía influye en la capacidad de carga de la nave. Esta resistencia mínima y la que corresponde al límite a partir del cual la resistencia a compresión no influye en la capacidad de carga (2.16 MPa), son valores inferiores a las resistencias usuales en los edificios estudiados en este trabajo, como las mostradas en la Tabla 5.1. Por tal razón, se considera que este parámetro del material no tiene influencia en la capacidad de carga de las construcciones que se estudian aquí, a menos que la estructura sea particularmente débil o tenga degradación importante.



**Figura 5.7 Influencia de la resistencia a compresión en la curva carga-desplazamiento**

Otro parámetro que se estudia aquí, es la resistencia a tensión del material ( $f_t$ ) y su influencia en la capacidad de carga de la nave. Con este fin se analizaron diversos casos del modelo de la figura 5.2a, en los que se varió la resistencia a tensión, y se tomó un valor constante de 2.94 MPa para la resistencia a compresión. Los resultados obtenidos se muestran en la figura 5.8; en ella se observa que la capacidad de carga aumenta con la resistencia a tensión del material y que la tasa de crecimiento de la capacidad va disminuyendo conforme se incrementa la resistencia. En la figura 5.8 también puede observarse que la hipótesis de resistencia a tensión nula no es aplicable en estos análisis.



**Figura 5.8 Influencia de la resistencia a tensión en la capacidad de carga**

En la figura 5.9 se comparan las curvas carga-desplazamiento obtenidas para diferentes valores de la resistencia a tensión. Se observa que cada una de ellas sigue una trayectoria semejante, cuando la resistencia es mayor a 0.15 MPa. Para valores menores, las curvas salen de esta trayectoria, particularmente cuando el factor de carga está cerca de la capacidad última de la nave. Se observa que la resistencia a tensión afecta la capacidad de carga de manera significativa para valores menores que 0.15 MPa; resistencias mayores que ésta, presentan poco incremento en el factor de carga última. Tal es el caso de la resistencia considerada para los análisis de las naves, que corresponde a  $0.07f_m$  (0.196 MPa).

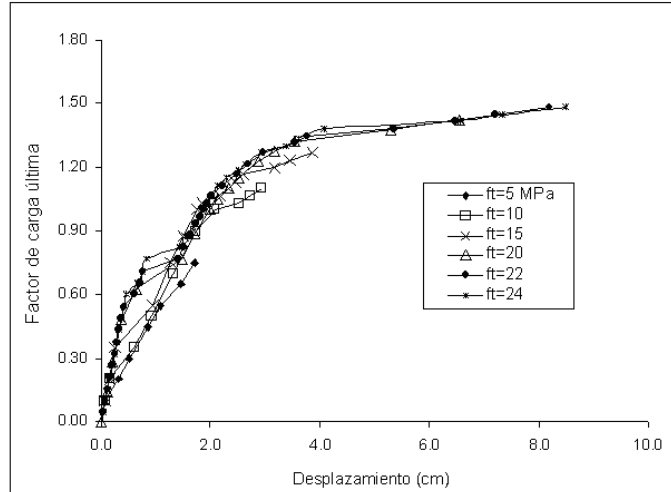


Figura 5.9 Influencia de la resistencia a tensión en la curva carga-desplazamiento

### 5.2.2 Capacidad de carga de naves con diferentes tipos de bóveda

En la figura 5.10 se comparan las curvas carga-desplazamiento de naves con diferente tipo de cubierta: bóveda de cañón corrido con y sin arcos, y bóveda de lunetos. Las dimensiones del modelo y de cada uno de sus elementos estructurales se conservaron constantes y corresponden a las del modelo de la nave tomada como base en la sección anterior (figura 5.2). Puede apreciarse que inicialmente el desplazamiento vertical en la clave de la bóveda es el mismo en los tres casos, por lo que su rigidez inicial es similar. Aproximadamente cuando la carga corresponde a la mitad del peso propio de la bóveda, se empieza a observar una reducción en la rigidez generada por el agrietamiento. El modelo con arcos mantiene la rigidez más grande después del agrietamiento; el modelo con lunetos empieza a agrietarse con una carga más baja pero recobra la rigidez, la cual no está lejos de la del modelo con arcos. Reducciones adicionales en la pendiente de las curvas reflejan la formación de nuevas zonas de rotación plástica generadas por el agrietamiento de la mampostería. La capacidad de carga de los tres modelos es muy similar, sin embargo, dos de ellas tienen un comportamiento más frágil debido a la inclusión de arcos o lunetos.

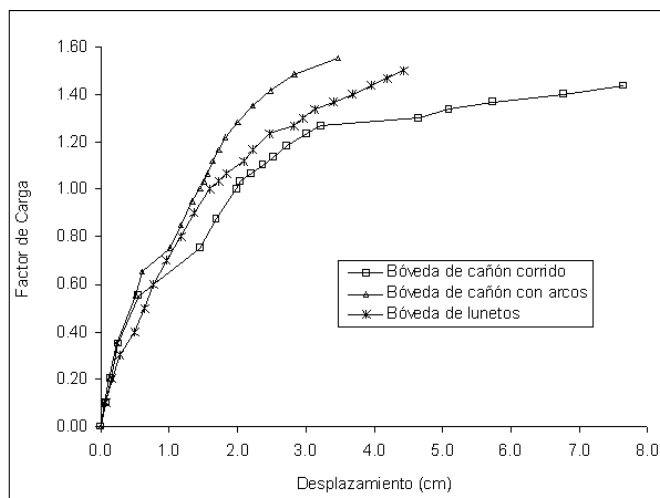
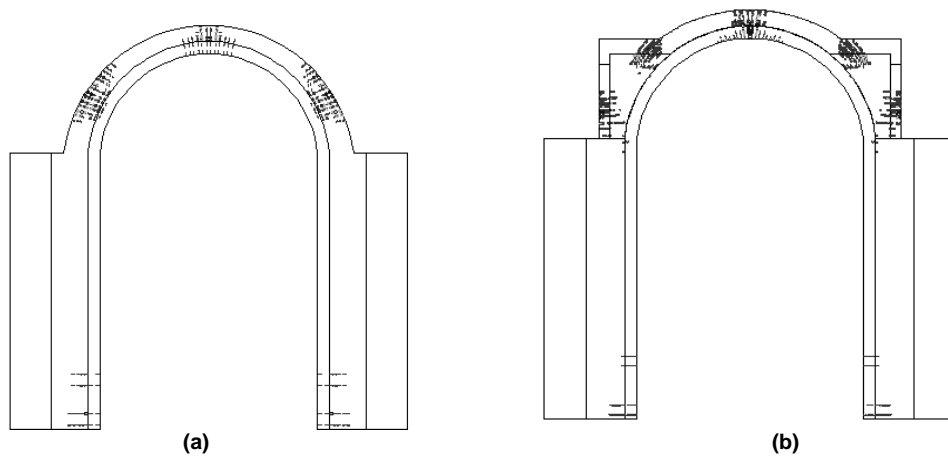
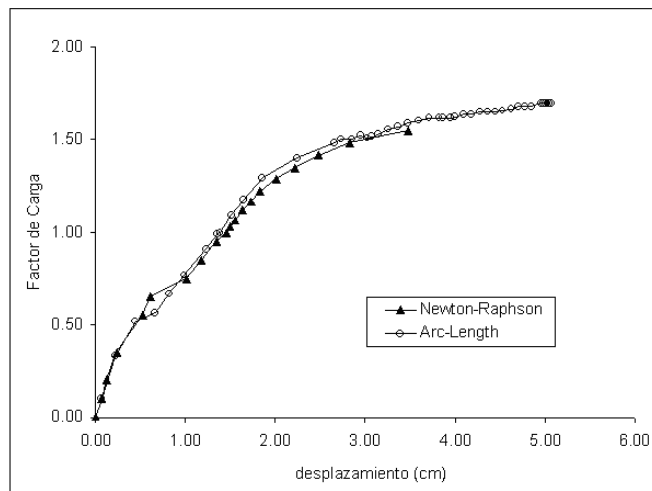


Figura 5.10 Gráfica carga-desplazamiento para los tres tipos de bóvedas

El patrón de agrietamiento de las naves cubiertas con cada tipo de bóveda, se muestra en las figuras 5.6b y 5.11. Se observa que la nave con bóveda de cañón con arcos tiene el mismo patrón que la bóveda de cañón corrido sin arcos, descrita anteriormente en 5.2.1. La diferencia entre estas dos bóvedas radica en que la bóveda sin arcos muestra una curva carga-desplazamiento de mayor extensión y muy poca pendiente (figura 5.10), mientras que en la bóveda con arcos, la falla se presenta con un desplazamiento mucho más bajo, con algunos problemas de convergencia, debido a que se da la separación entre el arco y la bóveda. Por su parte, la nave con bóveda de lunetos presenta también una falla frágil, se forman cinco zonas agrietadas en la bóveda y dos en la parte baja de los muros y contrafuertes; se presenta la formación del mecanismo de cinco articulaciones plásticas que la llevan al colapso.



**Figura 5.11 Patrón de agrietamiento de los modelos de naves con bóveda (a) de cañón con arcos y (b) con lunetos**



**Figura 5.12 Gráfica carga-desplazamiento de la nave con bóveda de cañón con arcos usando dos métodos de iteración**

Otra estrategia numérica implementada en ANSYS que permite solventar los problemas de convergencia, es usar el método iterativo de *arc-length*, en lugar del método de Newton-Raphson, que se ha venido usando en los análisis. Este método permite que las iteraciones de equilibrio de Newton-Raphson converjan a lo largo de un arco (ver Anexo 3), sin embargo, los requerimientos de tiempo y cómputo son mayores; esto hace preferir el método iterativo de Newton-Raphson. En



la figura 5.12 se muestra la gráfica carga-desplazamiento de la nave con bóveda de cañón con arcos, empleando las dos estrategias de iteración. Se observa que con *arc-length* se obtienen desplazamientos mayores; la diferencia del factor de carga última es del 8%; por lo que ambos métodos iterativos proporcionan factores de carga última con poca diferencia entre ellos. Por otra parte, la figura 5.13 muestra la dirección del agrietamiento generado en la clave de la bóveda de cañón con arcos, que genera la separación de la bóveda y del arco.

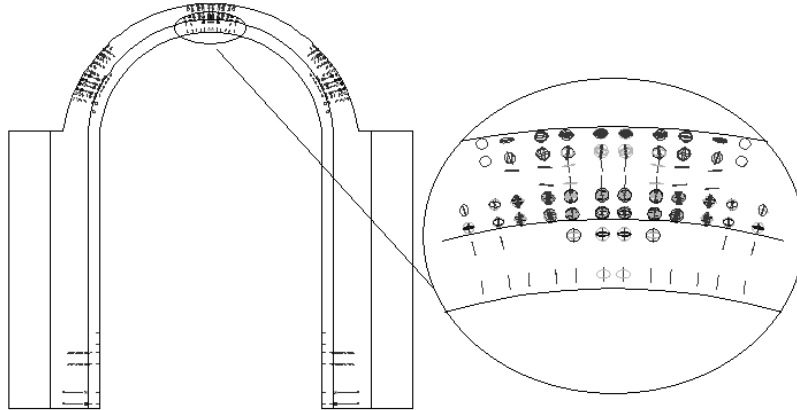


Figura 5.13 Agrietamiento en la clave de la bóveda de cañón con arcos

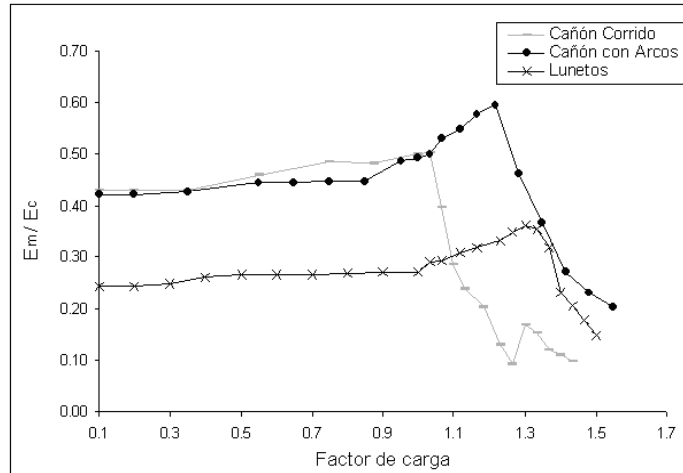
### 5.2.3 Transmisión del empuje de la bóveda a sus apoyos y su efecto en la capacidad de carga de la nave

La manera en que se transmite el empuje de una bóveda a sus apoyos depende de la geometría de la bóveda y de la rigidez de los elementos de soporte o contrarresto (ver capítulo 3). En esta sección se estudia la forma en que cada uno de los tres tipos de bóvedas de la figura 5.2, transmiten el empuje hacia sus apoyos, y su influencia en la capacidad de carga de la nave. Con base en la metodología expuesta en 5.1.3 y bajo las cargas descritas en esa sección, se estudia cómo se reparte el empuje de la bóveda hacia los muros y contrafuertes. Con este fin, se obtiene la relación entre el empuje en los muros ( $E_m$ ) y el empuje en los contrafuertes ( $E_c$ ), es decir, se calcula la relación  $E_m/E_c$ . Esta relación constituye, a su vez, una forma de conocer la eficiencia estructural de cada tipo de bóveda, en función del empuje generado en cada una de ellas.

En la figura 5.14 se muestra la relación  $E_m/E_c$  conforme se aplica el peso propio de la estructura y la sobrecarga en la bóveda. Se observa que en las primeras fases de la carga, antes de aplicar el 50% del peso propio de la estructura, la relación  $E_m/E_c$  es prácticamente horizontal y no presenta variaciones importantes en ninguno de los tres tipos de bóvedas analizadas. En estas primeras fases de carga el empuje se concentra en mayor medida en los contrafuertes, aún en la bóveda de cañón corrido sin arcos, cuya geometría podría indicar una repartición del empuje de manera más uniforme. Por otra parte, se observa que los muros de la bóveda de lunetos reciben un empuje de menor magnitud que los otros dos tipos de cubiertas, ya que la relación  $E_m/E_c$  es menor en este caso; este tipo de bóvedas tiende a dirigir el empuje a puntos de descarga.

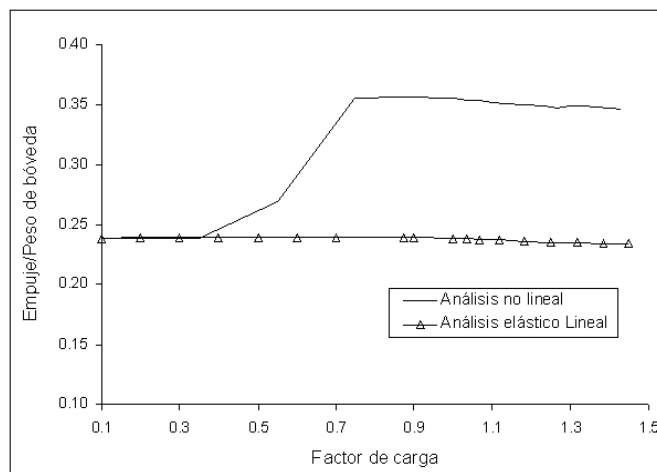
La curva de la nave con bóveda de cañón corrido sin arcos presenta un ligero incremento en la pendiente, después de la horizontalidad inicial. Esto indica que se inicia el agrietamiento en la clave de la bóveda, lo que genera una redistribución de esfuerzos en la estructura y el incremento

del empuje en los muros. Se observa que el índice de crecimiento en la pendiente es prácticamente constante hasta que se aplica la totalidad del peso propio de la bóveda. La curva muestra un descenso repentino cuando se empieza a aplicar la sobrecarga, esto indica el inicio del agrietamiento en los muros, por lo que el empuje en los contrafuertes aumenta y en los muros permanece prácticamente constante. Posteriormente se observa un incremento en la pendiente cuando el factor de carga es de 1.3, en el cual se incrementa el empuje en los muros, aunque a su vez, aumenta el agrietamiento en ellos. Posterior a esto se presenta otro descenso en la pendiente por el incremento del agrietamiento en los muros hasta que la estructura falla por la formación del mecanismo de colapso mostrado anteriormente en la figura 5.6b.



**Figura 5.14 Gráfica de la relación  $E_m/E_c$  (empuje en los muros /empuje en los contrafuertes)**

En el caso de la nave con bóveda de cañón con arcos se observa que la curva es prácticamente horizontal hasta poco antes de aplicar todo el peso propio, pero después muestra un incremento considerable en la pendiente. Esto se debe a que los muros permanecen intactos y sólo las pilastras se agrietan. Posteriormente, cuando inicia el agrietamiento en los muros la curva muestra un descenso repentino en la pendiente que continúa hasta que la estructura falla por la formación de un mecanismo de colapso. Por su parte, la bóveda con lunetos tiene un comportamiento muy similar a la bóveda de cañón con arcos, pero se observa que el empuje está más concentrado en los contrafuertes y no tanto en los muros como en los dos casos anteriores.



**Figura 5.15 Variación del empuje en función del peso aplicado**

En la figura 5.15 se muestra cómo varía el empuje ejercido por una bóveda de cañón corrido conforme se incrementa su peso. Se comparan los resultados obtenidos de un análisis elástico lineal con otro no lineal. Se observa que para porcentajes de carga menores al 3% aproximadamente, el empuje no tiene cambios en ambos tipos de análisis; en cambio, para valores mayores de la carga, se inicia el agrietamiento en la bóveda y el incremento del empuje sobre sus apoyos; por consiguiente, el empuje lateral puede ser muy superior al que se calcula con el análisis elástico lineal. La diferencia en la ordenada entre los dos tipos de análisis es del 32% para la condición de colapso.

### 5.3 La capacidad de carga en función de las características geométricas de los elementos que conforman la nave

En esta sección se estudia el efecto de algunas de las principales variables geométricas que afectan la capacidad de carga de la nave de un templo conventual, tales como, la profundidad del contrafuerte, la relación de aspecto de la nave (relación altura-claro,  $H/L$ ) y el espesor de la bóveda en función del claro de la nave. Con este fin se toma como modelo de estudio la nave cubierta con bóveda de cañón corrido sin arcos, mostrada en las figuras 5.1 y 5.2a. La tendencia es similar cuando la nave está cubierta por los otros dos tipos de bóvedas, como se verá en el capítulo siguiente. En este estudio nuevamente los resultados se obtienen en términos del factor de carga de colapso, que se llamará factor de carga última o simplemente capacidad de carga de la estructura; el modelo está sometido a una carga vertical, siguiendo la metodología descrita en la sección 5.1.3.

Para conocer la influencia de la profundidad del contrafuerte en la capacidad de carga de la nave, se analizan diversos casos en los que se mantienen constantes todas las dimensiones del modelo, excepto la profundidad del contrafuerte. En la figura 5.16 se grafica el factor de carga última obtenido con cada profundidad de contrafuerte considerado. Se observa que el contrafuerte incluye el espesor del muro y que este último tiene un espesor constante, igual al del modelo tomado como base (figura 5.1). Cada curva mostrada en la figura 5.16 corresponde, a su vez, a diferentes relaciones de aspecto de la nave, que varían de 1.4 a 1.8, la cuales corresponden a las dimensiones comunes de los edificios elegidos en este estudio, que están cubiertos con bóveda de cañón corrido.

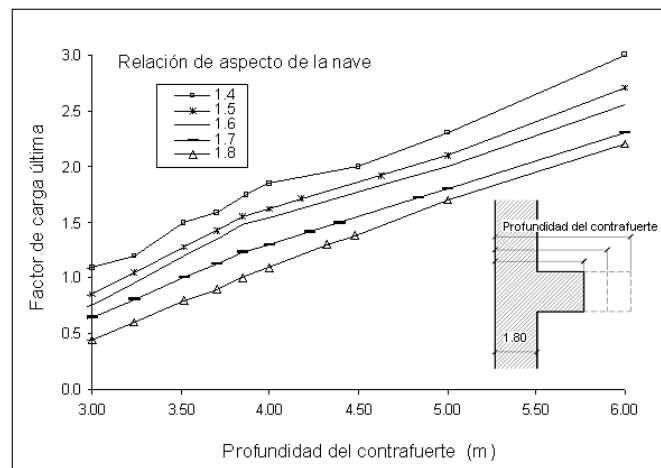


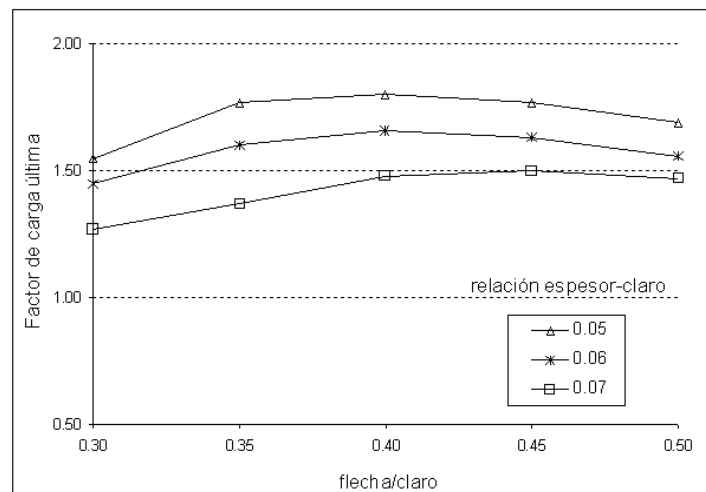
Figura 5.16 Influencia de la profundidad del contrafuerte y de la relación de aspecto de la nave en la capacidad de carga.

Se observa en la figura 5.16 que el incremento de la capacidad con la profundidad del contrafuerte es aproximadamente lineal. Esto se da para todas las relaciones de aspecto de la nave estudiadas aquí. Por otra parte, la capacidad de carga decrece conforme aumentan las relaciones de aspecto de la nave y para profundidades de contrafuerte menores que 3 m, el factor de carga última es menor que uno. Cuando la nave no tiene contrafuertes, todas las curvas tienden a converger con un factor de carga de 0.7; este caso no aparece en la figura para mayor claridad en la presentación de los resultados.

Otras características geométricas que influyen en la capacidad de carga de la nave son el espesor y la relación entre la flecha y el claro de la bóveda. Se analizaron diversos casos en los que se varió la relación flecha-claro, y se consideraron tres espesores de bóveda. Nuevamente se emplea el modelo de la nave con bóveda de cañón corrido sin arcos y se consideran los espesores típicos en las naves de los templos estudiados en este trabajo. En la figura 5.17 se grafica el factor de carga última conforme incrementa la relación flecha-claro. Cada curva indica un espesor diferente de la bóveda, donde la relación espesor-claro de 0.05, 0.06 y 0.07 corresponde a 60, 70 y 80 cm de espesor, respectivamente.

La tendencia del factor de carga última, al variar las características geométricas de la bóveda, se explica considerando que la falla del modelo está gobernada por la magnitud y dirección del empuje producido por la bóveda. Al aumentar el espesor de la bóveda crece su peso y por tanto el empuje lateral en los apoyos se incrementa, por lo que se reduce la capacidad de carga del modelo. Esto se puede observar en las tres curvas que aparecen en la figura 5.17, donde existe una diferencia promedio de 8% en el factor de carga última entre cada uno de los espesores de bóveda considerados.

Por otra parte, la variación de la capacidad de carga de la estructura al aumentar la relación flecha-claro de la bóveda está gobernada por dos aspectos que actúan en sentido opuesto. Por una parte, crece el peso de la bóveda y por otra disminuye la relación entre empuje lateral y peso de la bóveda. El segundo patrón domina hasta relaciones flecha-claro de 0.4, por tanto la capacidad crece; el primero para relaciones mayores de 0.4, aunque la capacidad disminuye en este caso.



**Figura 5.17 Influencia de la relación espesor-claro en la capacidad de carga**

## 5.4 Comentarios finales

El método de análisis adoptado para el estudio de los edificios conventuales tiene la ventaja de su disponibilidad en un código de amplio uso, además del relativo corto tiempo requerido para obtener la solución de una gran cantidad de casos que fue necesario analizar para alcanzar los objetivos planteados en este trabajo. Aunque la aproximación de la capacidad de carga obtenida en los casos específicos analizados aquí es aceptable, se considera que aplicando un procedimiento que permita reproducir mejor el comportamiento de la mampostería, es posible determinar la respuesta estructural con mayor precisión; y sobre todo es necesario contar con una definición más completa del material que conforma la estructura de estas construcciones conventuales. La metodología empleada tiene algunas desventajas respecto de otros procedimientos desarrollados para reproducir la respuesta de estructuras de mampostería; primordialmente por que considera un comportamiento frágil sin reproducir el ablandamiento progresivo del material. Adicionalmente, algunos problemas de convergencia aparecen cuando se presenta el aplastamiento en compresión, junto con el agrietamiento del material.

A partir del estudio de la influencia de las propiedades del material, se obtuvo que la capacidad de los modelos de naves típicas no es afectada de manera significativa por las resistencias a compresión y tensión del material, a menos que estos parámetros se encuentren fuera de los intervalos usuales encontrados en la mampostería; si bien, esta situación podría ocurrir cuando la mampostería está altamente degradada por filtraciones de agua o intemperismo, entre otros factores. Por otra parte, la capacidad de carga es altamente dependiente de tres parámetros geométricos: profundidad de los contrafuertes, relación de aspecto de la nave y espesor de la bóveda. Los tres tipos de bóvedas analizados en este capítulo dan aproximadamente la misma capacidad de carga de la nave; sin embargo la naves cubiertas con bóvedas de cañón corrido son capaces de alcanzar grandes desplazamientos antes de la falla, mientras que las bóvedas de cañón con arcos o con lunetos tienen mayor rigidez pero presentan una falla mucho más frágil, debido a la inclusión de arcos fajones o lunetos.

Por otra parte, el estudio de las bóvedas permitió concluir que el empuje que generan y la forma en que es transmitido a sus apoyos depende de su geometría y del peso de la misma. Las naves con bóveda de lunetos transmiten su peso y las cargas impuestas, a ciertos puntos de descarga que permiten disminuir el espesor de los muros de la nave. Algo semejante sucede con las bóvedas de cañón con y sin arcos, pero el empuje tiende a distribuirse más uniformemente sobre los muros longitudinales, especialmente en las naves con bóveda de cañón sin arcos. En estos casos la parte de los apoyos de mayor rigidez está sometida a un empuje mayor que el resto.

En el siguiente capítulo se emplearán algunos de los conceptos aquí expuestos con el fin de validar las reglas históricas presentadas en el capítulo 3. Se emplean los mismos modelos y la misma metodología presentada en estas secciones.

## Capítulo 6

### Validación de las reglas geométricas y su relación con los templos conventuales mexicanos

Las reglas históricas definidas en el capítulo 3 tienen como objetivo principal determinar la profundidad del contrafuerte necesario para contrarrestar adecuadamente el empuje de un arco o bóveda de mampostería. Estas reglas proporcionan diferentes resultados, y algunas de ellas dan valores muy cercanos a la profundidad del contrafuerte de los templos que se estudian en este trabajo. Cada regla considera diferentes aspectos geométricos, y algunas de ellas no toman en cuenta algunos que tienen influencia importante en la capacidad de carga de la nave. Para conocer la racionalidad de las reglas mencionadas y la posibilidad de su aplicación en edificios abovedados mexicanos, en este capítulo se estudia su validez a la luz de las técnicas de análisis actuales. Se hace distinción en el tipo de bóveda que cubre la nave, considerando que, de acuerdo con los datos presentados en el capítulo 2, las dimensiones de la nave y de algunos elementos estructurales están relacionados con el tipo de bóveda que la cubre.

#### 6.1 Criterio de validación

Para conocer si las reglas históricas descritas en el capítulo 3 tienen una base racional en su formulación, se ha evaluado la consistencia del factor de carga último ante acciones verticales de modelos de naves tipo, semejantes a las estudiadas en el capítulo anterior, siguiendo la metodología adoptada en la sección 5.1.3. Se realizó un estudio paramétrico de dichas naves, considerando como base las dimensiones y los tres tipos de cubiertas que aparecen en las figuras 5.1 y 5.2. La propiedad geométrica básica considerada para la evaluación de la seguridad de cada modelo fue la profundidad del contrafuerte obtenida con cada regla geométrica de la figura 3.10. También se estudió el efecto de algunas otras propiedades geométricas y su dependencia con las reglas históricas, tales como la relación de aspecto de la nave o la separación entre contrafuertes. Adicionalmente, se desarrollaron modelos y se realizaron análisis similares para cada iglesia de los conventos morelenses, con el propósito de evaluar la uniformidad de su capacidad de carga y su

ajuste con las reglas geométricas. En estos modelos se tomaron en consideración los cambios que presentaron sus contrafuertes, como la adición de nuevos contrafuertes o el incremento de su sección.

## 6.2 Validación de las reglas para tres tipos de bóvedas

De acuerdo con los resultados obtenidos en la sección 5.4, la profundidad del contrafuerte es el aspecto geométrico que más influye en la capacidad de carga de la nave de un templo conventual. Con las reglas históricas se obtienen diferentes profundidades del contrafuerte, según sea la geometría de la nave y de los aspectos geométricos que cada regla tome en consideración. Para evaluar estas reglas, primeramente se obtuvo la profundidad del contrafuerte necesaria para que la estructura tenga un factor de carga última igual a 1.0; esto implica que la nave colapsa teóricamente bajo su peso propio. La relación entre la profundidad del contrafuerte dada por una regla y la que corresponde a un factor de carga unitario, representa una medida del factor de seguridad de la regla ante efectos gravitacionales. El análisis se realizó para los tres tipos de bóveda, considerando diferentes relaciones de aspecto ( $H/L$ ) típicas en las naves de los templos elegidos en este estudio.

En la figura 6.1 se muestran los resultados para las naves con bóveda de cañón corrido sin arcos, bóveda de cañón con arcos y bóveda de lunetos. En esta figura se observan tres curvas que delimitan tres áreas sombreadas, correspondientes a la zona en que el factor de carga última es menor que la unidad, y que se ha llamado zona de colapso. Estas áreas sombreadas representan los casos en los cuales la profundidad del contrafuerte no es suficiente para que la estructura cuente con una capacidad de carga mayor a uno. Se observa que las naves con bóvedas que tienen arcos o lunetos cuentan con una capacidad de carga mayor; por lo que el tamaño de la zona de colapso es menor en estas naves que el de bóvedas sin arcos. Como se vio en la sección 5.2.2, la adición de arcos o lunetos en la bóveda dan un comportamiento de mayor rigidez y resistencia a la nave.

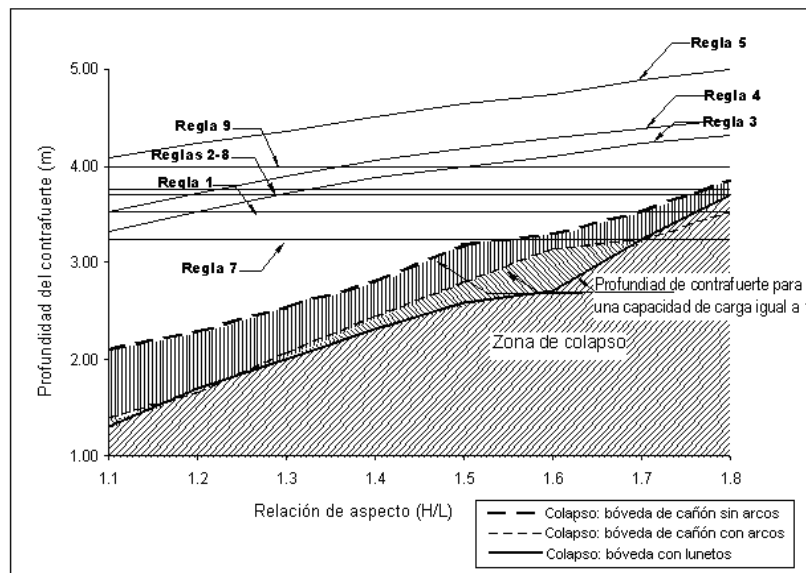


Figura 6.1 Profundidad de contrafuerte ( que incluye espesor del muro) para cada regla histórica. Zona de colapso de naves con tres tipos de bóveda.

En la figura 6.1 también se grafica la profundidad del contrafuerte obtenida con cada una de las reglas que aparecen en la figura 3.10, considerando diferentes relaciones de aspecto de la nave (la regla 6 es aplicable sólo a bóvedas de nervaduras, por lo que no está considerada en esta gráfica). Las reglas que no toman en cuenta la altura de la nave forman cuatro líneas horizontales; entre ellas sólo la regla 9 se encuentra fuera de la *zona de colapso* para cualquier relación de aspecto que se contempla en este estudio. Se aprecia que las reglas 1 y 7 son las más inseguras; la regla 7 de manera particular, es más desfavorable al no garantizar teóricamente la estabilidad de naves con relación de aspecto mayores que 1.5 cubiertas con bóveda de cañón sin arcos, y mayores de 1.7, con bóveda de lunetos y de cañón con arcos. Por otra parte, las reglas 3, 4 y 5, cuya formulación toma en consideración la altura de la nave, se encuentran uniformemente distantes de la zona de colapso de la estructura, obtenida con la metodología aplicada. Estas tres reglas dan seguridad más uniforme y mayor en las naves cubiertas con los tres tipos de bóvedas estudiadas aquí.

### 6.2.1 Las reglas históricas en función de la relación de aspecto de la nave

En esta sección se estudia cómo varía la capacidad de carga con la relación de aspecto cuando se aplican las reglas históricas en naves con bóveda de cañón corrido sin arcos. En la figura 6.2 se grafica el factor de carga última conforme se varía la profundidad del contrafuerte. Se observan diversas curvas, cada una de ellas corresponde a una relación de aspecto de la nave. La zona sombreada nuevamente corresponde a la naves que tienen factores de carga última menores a uno, es decir, aquellas en las que sus contrafuertes teóricamente no permiten que la estructura soporte su peso propio.

En esta figura también se grafica el factor de carga última para tamaños de contrafuertes obtenidos con las reglas geométricas de la figura 3.10. Las reglas que no toman en cuenta la altura de la nave forman las cuatro líneas rectas verticales; la mayoría de ellas son desfavorables cuando la relación de aspecto de la nave es mayor que 1.6. La regla 7 se aleja de la *zona de colapso* sólo cuando  $H/L$  es menor que 1.4. Por su parte, las reglas que en su formulación consideran la altura de la nave, nuevamente son las más alejadas de la *zona de colapso*; se observa que la capacidad de carga está cercana a esta zona cuando la nave tiene relaciones de aspecto mayores a 1.7.

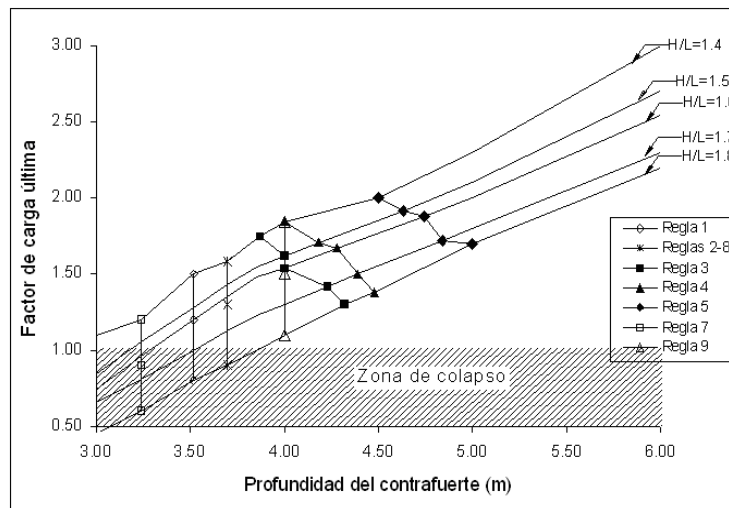
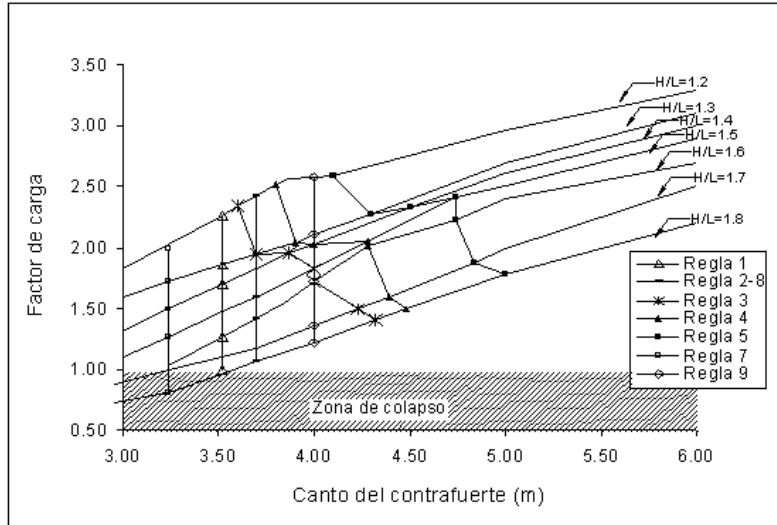


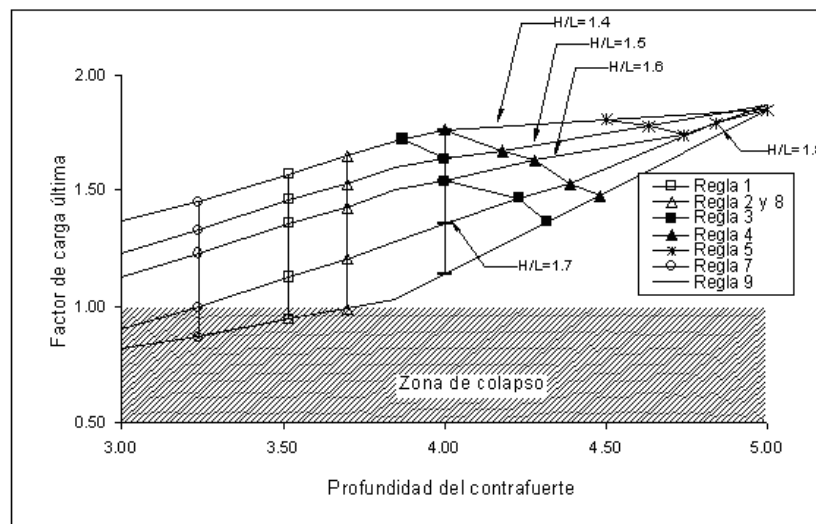
Figura 6.2 Influencia de la profundidad del contrafuerte y la relación de aspecto de la nave en la capacidad de carga de naves con bóveda de cañón sin arcos.





**Figura 6.3 Influencia de la profundidad del contrafuerte y la relación de aspecto de la nave en la capacidad de carga de naves con bóveda de cañón con arcos.**

En el caso de los templos con bóveda de cañón con arcos, el comportamiento es similar al de bóvedas sin arcos. En la figura 6.3 se grafica nuevamente el factor de carga última correspondiente a naves que tienen diferente profundidad del contrafuerte. Esto se hace considerando diversas relaciones de aspecto de la nave. Se observa que el factor de carga última se incrementa con la profundidad del contrafuerte prácticamente de manera lineal, como sucedió en el caso anterior de naves con bóveda de cañón sin arcos; pero en este caso la capacidad de carga es mayor, ya que los arcos en la bóveda proporcionan mayor resistencia. En la figura 6.3 también se muestra la capacidad de carga de naves con contrafuertes que resultan de aplicar las reglas históricas, cubiertas con bóveda de cañón con arcos. Estas naves se encuentran más lejanas de la *zona de colapso*, que las naves de la figura 6.2; sin embargo, las reglas que no toman en cuenta la altura de la nave (1, 2, 7, 8 y 9) aún están próximas o dentro de la zona insegura, particularmente cuando la relación de esbeltez es mayor que 1.6.



**Figura 6.4 Influencia de la profundidad del contrafuerte y la relación de aspecto de la nave en la capacidad de carga de naves con bóveda de lunetos**

En la figura 6.4 se muestran los resultados de análisis semejantes a los descritos anteriormente, pero ahora en naves con bóveda de lunetos. Se observa que la capacidad de carga varía linealmente cuando la profundidad del contrafuerte es menor que 3.80 m, posteriormente todas las líneas tienden a converger, debido a que el incremento en la profundidad del contrafuerte no influye en la capacidad de carga de la nave, sino que predomina la influencia del agrietamiento en los lunetos, que conduce a la falla de la bóveda. En la figura aparecen además, los factores de carga obtenidos al aplicar las reglas históricas en naves con bóveda de lunetos. Se observa que las reglas tienen niveles de seguridad semejantes a los de naves con bóvedas de cañón sin arcos, pero tienden a ser más desfavorables conforme se incrementa la profundidad del contrafuerte para las relaciones de aspecto menores que 1.6, es decir, las reglas que toman en consideración la altura de la bóveda dan profundidades de contrafuerte que hacen que la nave tenga un factor de carga última menor que los de cañón corrido sin arcos.

Para observar más claramente el comportamiento de las reglas conforme se incrementa la relación de aspecto de la nave, en las figuras 6.5, 6.6 y 6.7 se grafica el factor de carga última de las naves con la profundidad del contrafuerte obtenida mediante cada una de las reglas históricas; en las figuras mencionadas se presentan los resultados de naves con bóveda de cañón sin arcos, bóveda con arcos y bóveda de lunetos, respectivamente.

En la figura 6.5 se grafica la capacidad de carga de naves cubiertas con bóveda de cañón corrido sin arcos. Se observa que la curva de la regla 5 muestra cierta consistencia en el factor de carga último, respecto del obtenido con las demás reglas. Esta regla es la más conservadora, con un factor de carga que se acerca a 2 en todos los casos. La diferencia máxima entre los factores de carga de esta regla, para distintas relaciones de aspecto, es del 15%; en las otras reglas la diferencia es mayor; por ejemplo, en la regla 7 llega a ser del 50%. En esta figura también se grafican los factores de seguridad de algunas profundidades de contrafuerte (4.0, 5.0 y 6.0 metros), sólo como curvas de referencia para las curvas obtenidas con las reglas.

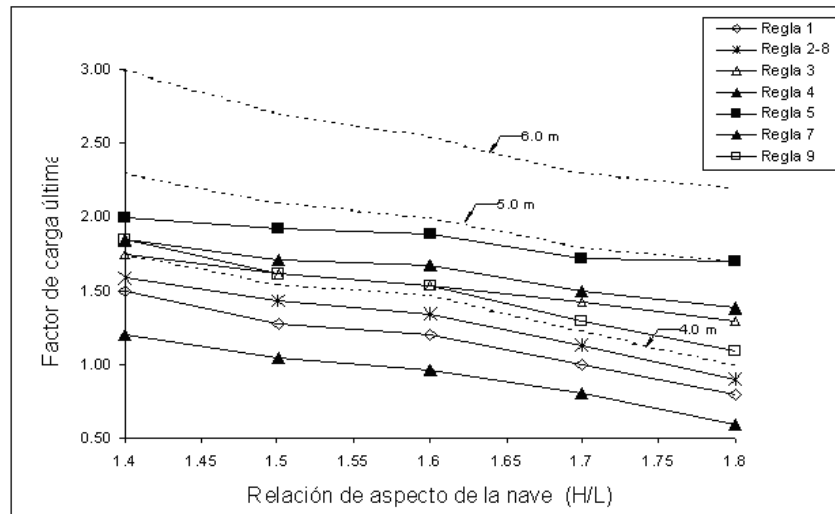


Figura 6.5 Factor de carga última de naves con bóveda de cañón corrido para diversas relaciones H/L

Las reglas históricas aplicadas en bóvedas de cañón con arcos dan lugar a mayor capacidad de carga que en el caso anterior. En la figura 6.6 se observa la influencia que tiene la relación de aspecto de la nave para cada una de las ocho reglas históricas. En ninguna de estas reglas se observa consistencia en el factor de carga última.

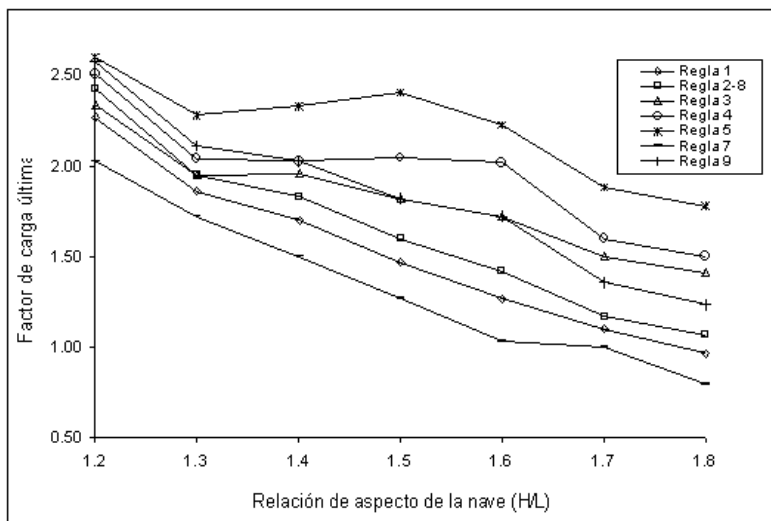


Figura 6.6 Factor de carga última para naves con bóveda de cañón con arcos y diversas relaciones  $H/L$

Por otra parte, en el caso de las bóvedas con lunetos, en la figura 6.7 se observa que tampoco existe alguna regla consistente en su factor de carga último conforme se incrementa la relación de aspecto, pero hay mayor consistencia que en las bóvedas con arcos. Las reglas que en su formulación toman en cuenta la altura de la nave (reglas 3, 4 y 5), incrementan la capacidad de carga con la relación de aspecto. En cambio, en el resto de las reglas, el factor de carga último disminuye al aumentar  $H/L$ , debido a que no toman en cuenta la altura de la nave.

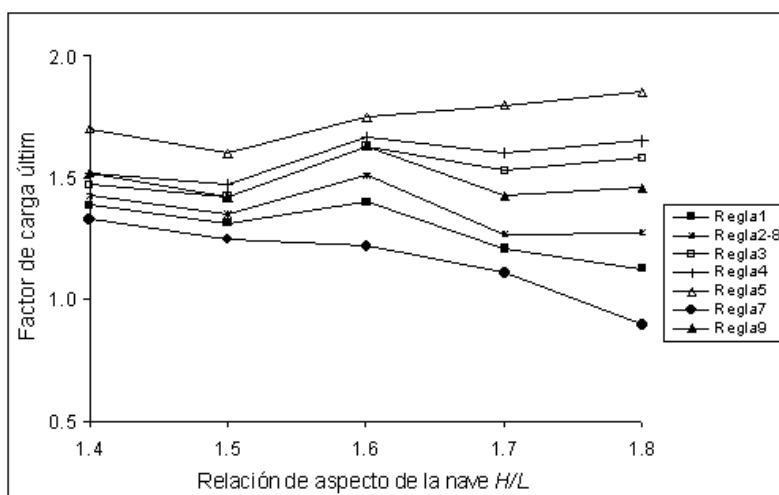
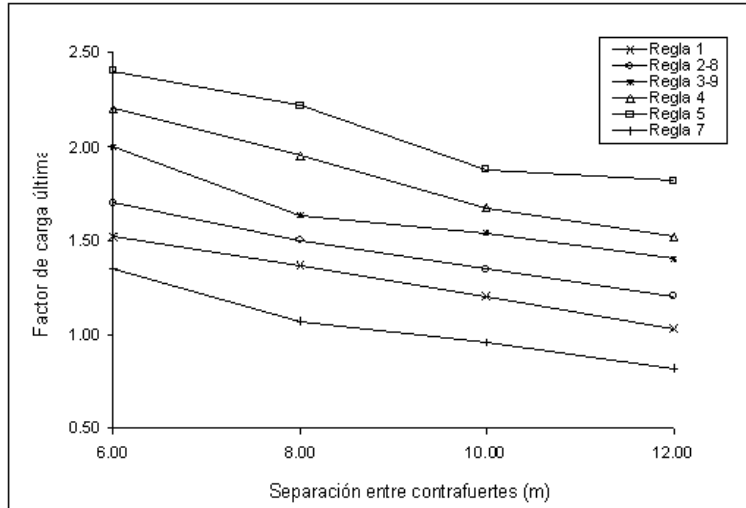


Figura 6.7 Factor de carga última para naves con bóveda de lunetos con diversas relaciones  $H/L$

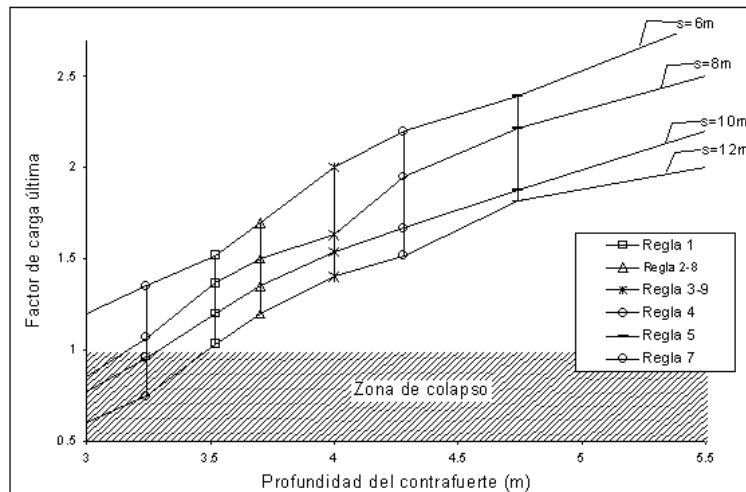
## 6.2.2 Las reglas históricas y su relación con la separación longitudinal entre contrafuertes

Las reglas históricas no toman en consideración la separación longitudinal entre los contrafuertes, excepto la regla 11 (figura 3.10), la cual menciona que la separación está en función del claro del templo y del espesor de sus muros. Para conocer el efecto de la separación entre contrafuertes en las ocho reglas estudiadas aquí, se presenta la figura 6.8, en la que se grafica el factor de carga última obtenido para cuatro separaciones de contrafuertes usuales en los edificios conventuales de

la zona de estudio (6, 8 y 10 m). Cada curva corresponde a la capacidad de carga de las naves con contrafuertes obtenidos mediante cada una de las reglas. Se observa que ninguna de las curvas es consistente en su factor de carga último, conforme varía la separación entre contrafuertes, debido a que la mayoría de las reglas no contemplan esta característica geométrica. La regla 7 es desfavorable prácticamente para todas las separaciones entre contrafuertes consideradas en la gráfica, ya que con la profundidad de contrafuerte obtenida con esta regla, la nave no soportaría su propio peso.



**Figura 6.8** Factor de carga última de cada regla en naves con bóveda de cañón sin arcos en función de la separación entre contrafuertes



**Figura 6.9** Factor de carga última de cada regla en naves con bóveda de cañón sin arcos en función de la separación entre contrafuertes (s = separación entre contrafuertes)

La figura 6.9 muestra cómo varía el factor de carga último conforme se incrementa la profundidad del contrafuerte, considerando diversas separaciones en sentido longitudinal entre los contrafuertes (s). Estas curvas son prácticamente paralelas; entre ellas hay una diferencia promedio en la magnitud del factor de carga de 15%. Las reglas históricas que aparecen en esta figura forman seis líneas paralelas debido a que ninguna de ellas toma en consideración la separación entre contrafuertes. Se observa que las reglas cuya formulación toma en cuenta la altura de la nave están lejos de la *zona insegura*, para cualquier separación entre los contrafuertes.

### 6.2.3 Influencia de la relación flecha-claro de la bóveda

La figura 6.10 muestra la capacidad de carga de naves con bóveda de cañón corrido sin arcos, para diferentes relaciones flecha-claro de la bóveda. Solamente se estudian las reglas 4 y 7 por que, a diferencia del resto de las reglas, éstas pueden aplicarse en arcos o bóvedas rebajadas. Se observa que las curvas adoptan una forma cóncava, de manera semejante a la figura 5.13; las bóvedas rebajadas, tienen mayor capacidad de carga a pesar de que generan un empuje superior que las semicirculares. Esto se debe a que el peso de la bóveda es el parámetro que sirve como base para la aplicación de la sobrecarga. Las bóvedas de mayor flecha son más pesadas, por lo que su capacidad es menor en este caso.

Se observa que la curva que corresponde a la regla 4 incrementa su pendiente con la relación flecha-claro hasta que ésta alcanza un valor de 0.40; a partir de ahí la pendiente desciende a pesar de que el empuje de estas bóvedas es menor, ya que las bóvedas tienen mayor peso en estos casos. Por su parte, la curva de la regla 7 tiene un descenso de pendiente continuo debido a la influencia del peso de la bóveda.

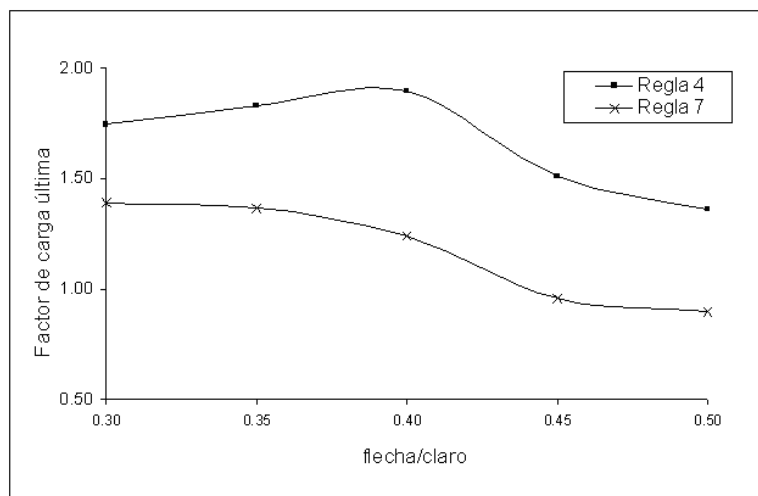


Figura 6.10 Capacidad de carga aplicando las reglas 4 y 7 según la relación flecha-claro de la bóveda

### 6.3 Evaluación de los niveles de seguridad de los templos

Para conocer si existe uniformidad en la capacidad de carga de las naves de los templos conventuales y evaluar qué tan ajustados están con las reglas históricas, se determinó el factor de carga última de la nave de trece templos conventuales de la zona de estudio, siguiendo el procedimiento descrito en 5.1.3. En cuatro de estos templos se tomaron en cuenta las etapas constructivas en las que adicionaron o incrementaron la sección de los contrafuertes; es decir, se realizó un modelo considerando los contrafuertes iniciales y otro del mismo templo al que se agregaron los contrafuertes de un etapa de construcción posterior.

Los modelos estudiados corresponden a aquellos templos de la Tabla 2.1, a los que fue posible medir el espesor de la bóveda; en tres de ellos, el espesor se obtuvo a partir de medidas indirectas, mediante la altura interior y exterior de la nave. Los modelos son semejantes a los descritos en los capítulos 5 y 6, consistentes en una sección de nave, pero ahora con las

características geométricas de cada templo. Cuando fue necesario se incrementó la longitud del modelo para poder tomar en cuenta los contrafuertes adicionales.

En la figura 6.11 se grafican los factores de carga última de los templos mencionados. La gráfica ilustra que todas las iglesias están consistentemente arriba de la zona de colapso, y que el tipo de bóveda tiene influencia relevante en su capacidad de carga. Los templos con menor factor de carga última son los cubiertos con bóveda de cañón corrido sin arcos; incluso algunos de ellos, en su primera etapa constructiva, tienen factores de carga cercanos a la unidad. Estos edificios más desfavorables cuentan con contrafuertes adicionales o incrementos en su sección realizados en periodos de construcción posteriores, que proporcionan mayor resistencia a la estructura. La capacidad, considerando los contrafuertes adicionales se indica en cada caso. Como puede apreciarse esta resistencia adicional no es tan significativa en algunos de ellos; el incremento está en un intervalo comprendido entre el 15 y 40%. Los templos con resultados más desfavorables corresponden a naves con una relación de aspecto mayor que la usual, de  $H/L = 1.7$  ó  $1.8$ . Uno de éstos es el templo de Tlayacapan, que cuenta con contrafuertes adicionales en forma de grandes rampas, cuya profundidad es de poco más de 15 metros, adicionados en respuesta a problemas estructurales relacionados probablemente con la bóveda, originados por posibles asentamientos diferenciales del suelo o acciones sísmicas, tal y como se mencionó ya en el capítulo 3. Esta iglesia es la única con bóveda de cañón con arcos que tiene bajos niveles en su capacidad de carga, y que originalmente su bóveda probablemente no tuvo los arcos.

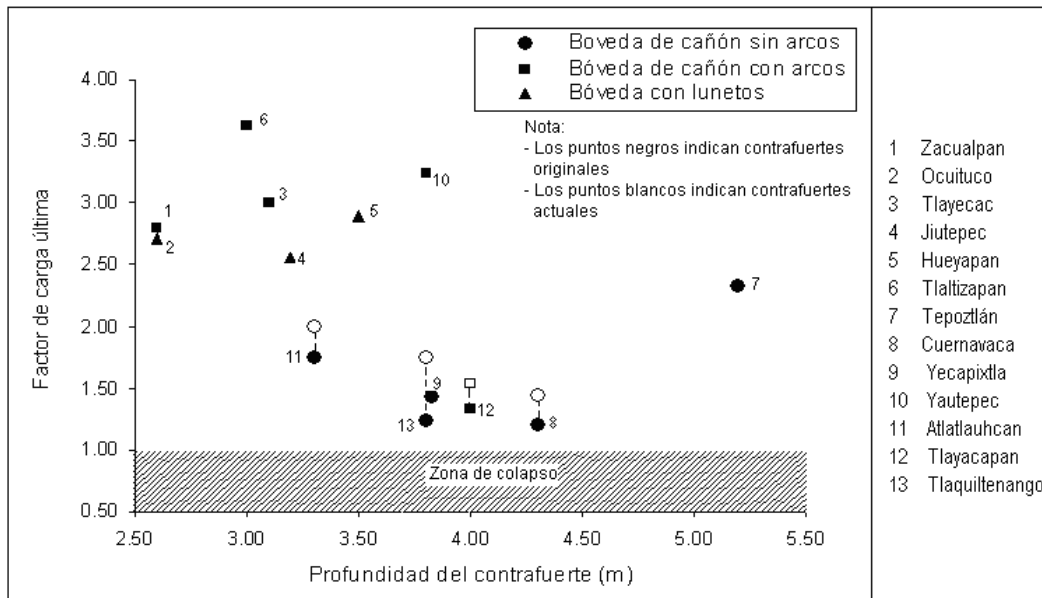


Figura 6.11 Factores de carga última de los templos de la zona de estudio

En la figura 6.11 se observa además que las naves con bóveda de lunetos o de cañón con arcos son los edificios que tienen mayor capacidad de carga. En general, estas iglesias tienen menores profundidades de contrafuerte, y relaciones de aspecto menores a las de templos con bóveda sin arcos. En la Tabla 6.1 se presentan los datos y factores de carga última de las iglesias que aparecen en la figura 6.11; están colocados en orden descendente respecto de la relación de aspecto de la nave.

Tabla 6.1 Factores de carga última de los templos conventuales de la zona de estudio					
Tipo de bóveda	Templo	Contrafuerte	Relación de aspecto	Factor de carga última	
				Contrafuertes originales	Contrafuertes actuales
Bóveda de cañón corrido sin arcos	Tlaquiltenango	3.80	1.80	1.23	1.75
	Atlatlauhcan	3.30	1.70	1.75	2.00
	Yecapixtla	3.83	1.60	1.43	
	Cuernavaca	4.30	1.50	1.20	1.44
	Tepoztlán	5.20	1.50	2.33	
Bóveda de cañón con arcos	Tlayacapan	4.00	1.80	1.33	1.54
	Yautepec	3.80	1.70	3.24	
	Tlaltizapan	3.00	1.40	3.63	
	Tayecac	3.10	1.30	3.00	
	Zacualpan	2.60	1.20	2.79	
Bóveda de lunetos	Hueyapan	3.50	1.40	2.90	
	Jiutepec	3.20	1.30	2.56	
	Ocuituco	2.60	1.20	2.72	

Con el fin de evaluar las reglas históricas y el grado de aplicación de éstas en los templos conventuales elegidos, se presenta la figura 6.12, en la que se compara la profundidad del contrafuerte obtenida de las reglas, con la de los templos conventuales. Esta gráfica está basada en la figura 6.1, en la que se muestran las curvas que indican el colapso de la estructura para tres tipos de bóvedas. Se muestran las curvas que corresponden al contrafuerte obtenido con cada regla, para diferentes relaciones de aspecto y junto a ellas se ubican los templos conventuales de la zona de estudio elegida en este trabajo. En esta gráfica la profundidad del contrafuerte está dividida entre el claro de la nave, con el fin de obtener una relación adecuada con la relación de aspecto. En la figura 6.12 se observa que todos los templos se encuentran lejos de las curvas de colapso, excepto en los templos con relaciones de aspecto mayores que 1.7. Los templos con bóveda de cañón sin arcos están cercanos a las reglas 2, 3, 8 y 9. El Templo de Tepoztlán, con relación de aspecto de 1.5, resultó el más conservador, entre los que tienen bóveda de cañón con arcos.

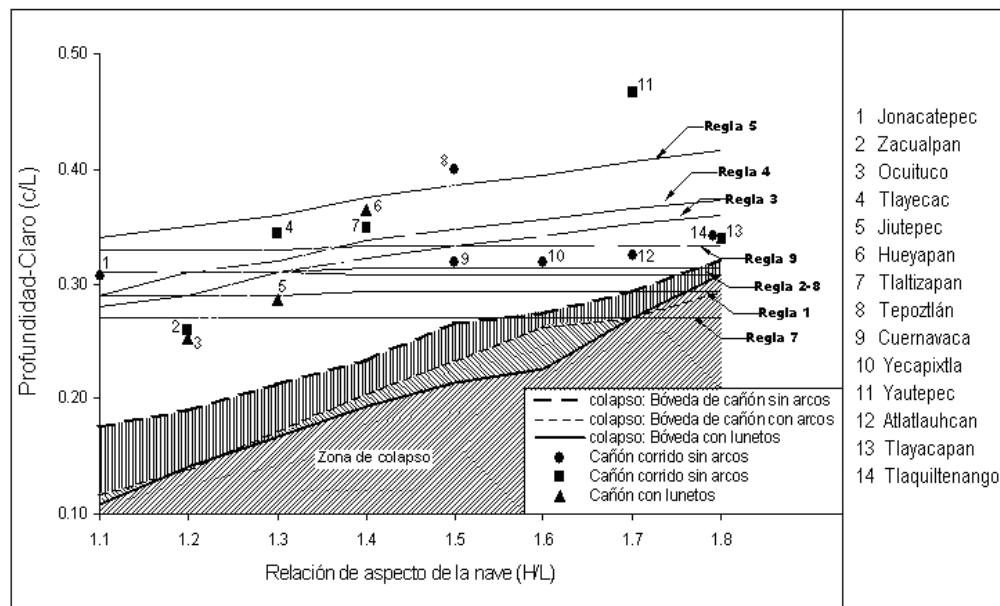


Figura 6.12 Relación de las características geométricas de los templos y las reglas históricas

No se observa consistencia con alguna de las reglas en el caso de templos con bóveda de lunetos y bóveda de cañón con arcos. Los niveles de seguridad de naves con estas bóvedas son mayores, pero no se observa consistencia con alguna de las reglas que se muestran en la figura.

## 6.4 Comentarios finales

El criterio de validación propuesto para evaluar la racionalidad de la formulación de las reglas históricas que fueron descritas en el capítulo 3, ha permitido conocer la influencia de diversas propiedades geométricas que no son tomadas en cuenta en su formulación. Si bien, cada una de ellas proporciona diferentes valores de la profundidad de los contrafuertes, las que toman en consideración la altura de la nave, tienen cierta uniformidad en su distancia con la zona de colapso definida en este capítulo. Estas reglas son más seguras que aquéllas en las que se toman en consideración otros aspectos geométricos de la nave, pero no su altura.

La capacidad de carga obtenida aplicando las reglas 1 y 7 es la más desfavorable; de manera particular, la regla 7 está dentro de la zona de colapso cuando se emplea en naves con bóveda de cañón corrido sin arcos, particularmente con relaciones de aspecto altas, por lo que probablemente esta regla fue desarrollada exclusivamente para arcos y no para bóvedas. Si bien, la profundidad del contrafuerte obtenido con esta regla está muy cercana a las de los templos en estudio, cubiertos con bóveda de lunetos (Tabla 3.1), es importante considerar que en este tipo de bóvedas, el empuje se transmite a sus apoyos hacia ciertos puntos de descarga y no tanto hacia los muros (ver 5.2.3).

Por otra parte, la regla 5 es la de mayor consistencia en su factor de carga última para diferentes relaciones de aspecto. Esta regla es la más alejada de la zona de colapso en prácticamente todos los casos, incluso sin importar la separación entre contrafuertes. Según su autor (Gil de Hontañón), de todas las reglas desarrolladas por él para obtener la profundidad del contrafuerte, ésta es la de mayor precisión y confianza. Las otras dos reglas que toman en cuenta la altura de la nave (reglas 3 y 4) dan valores más cercanos a los contrafuertes de los templos, pero no son consistentes en la capacidad de carga al variar algunas propiedades geométricas de la nave.

Por otra parte, la capacidad de carga de los templos que se estudian en este trabajo está fuera de la zona de colapso definida en este capítulo. Los que tienen naves con bóveda de cañón con arcos o con lunetos son los de mayor seguridad, debido a que la esbeltez de la nave no es alta. Los casos cercanos a la zona de colapso tienen naves de mayor altura y son edificios que al menos tienen dos etapas constructivas en sus contrafuertes, que si bien, los cambios hechos en los contrafuertes dan mayor resistencia a la nave, en algunos casos el aumento no es significativo. La adición de contrafuertes o el incremento de sección generalmente no se da en los contrafuertes de la nave propiamente, sino en zonas cercanas al presbiterio o al coro, por lo que estos cambios pudieron tener otros motivos diferentes a problemas de diseño o proporción adecuada de los elementos que conforman la nave para soportar su peso propio.



# CAPITULO 7

## Conclusiones

Los templos conventuales bajo estudio muestran algunas similitudes en las proporciones de los elementos constituyentes que están relacionados con sus seguridad estructural. Como ejemplos están la relación entre el tipo de bóveda que cubre la nave y la altura de esta última, o la proporción entre el espesor y el claro de la bóveda. Estos aspectos sugieren la posible adopción de patrones de proporción para dimensionar los elementos estructurales de la nave.

Otro aspecto relevante es que los templos de mayor dimensión y de proporciones más grandes están cubiertos con bóveda de cañón corrido sin arcos. El gran espesor de estas bóvedas sugiere que fueron de las primeras que se construyeron para cubrir las naves, y que probablemente algunas sustituyeron a las cubiertas de madera originales. Las bóvedas renacentistas de lunetos son posteriores y es frecuente que se colocaran para sustituir bóvedas anteriores dañadas por sismos, o más frecuentemente para reemplazar cubiertas de madera, por considerarlas de menor calidad arquitectónica o porque habían sido destruidas por incendios. En la mayoría de los casos no se cuenta con información que permita conocer cuáles de las bóvedas son producto de un cambio de cubierta. A partir del estudio de las proporciones de la nave, se pudo conocer que los arcos de algunas naves con bóveda de cañón fueron adicionados en épocas posteriores.

Por otra parte, los templos con bóvedas de nervaduras constituyen un tipo estructural de gran importancia que requiere ser estudiado en una zona en que tenga mayor presencia que la considerada en este trabajo. El gran espesor de la bóveda nervada del templo de Oaxtepec lleva a concluir que las nervaduras no tienen una función estructural, sino más bien fines decorativos. De acuerdo con la información recabada, se tiene evidencia documental de que el cambio de cubierta afectó de manera severa un templo (Tetela del Volcán). No se tienen indicios de que esto haya sucedido en otras iglesias con la misma gravedad.

La adición de contrafuertes en la nave no se dio de forma frecuente en los templos de estudio, los cambios se dieron primordialmente cerca del presbiterio o del coro, pero no a lo largo de la nave. Esto puede sugerir que la profundidad de los contrafuertes probablemente fue pensada desde un inicio para contrarrestar el empuje de una cubierta abovedada, aun en los casos que la techumbre

original fue de madera y que la adición de nuevos contrafuertes pudo tener su origen en problemas de hundimientos diferenciales o deslizamientos del terreno.

Las reglas estructurales estudiadas en este trabajo constituyen una fuente valiosa de conocimientos de la época, que permitió acercarnos a los procedimientos constructivos del periodo de construcción de los edificios conventuales en estudio. Aunque no es posible asegurar que algunas de las reglas históricas fueron usadas para determinar la profundidad de los contrafuertes de los templos conventuales bajo estudio, la mayoría de estos edificios tienen profundidades cercanas a las que resultan de las reglas. Los templos agustinos y en menor medida los franciscanos, son los que más se aproximan a las reglas; sin embargo no se observa que alguna de ellas haya sido usada de manera constante por una orden específica. Es notable que los templos cubiertos con bóveda de cañón sin arcos, están muy cercanos consistentemente a la regla 9, que aparece en el tratado de Fray Lorenzo de San Nicolás, y que es de las más antiguas, mencionada ya en el tratado de Palladio. Las reglas 2, 3, 4 y 8 también tienen similitud con la profundidad de contrafuertes de algunos templos con bóveda de cañón corrido con o sin arcos. Para el caso de las naves con lunetos, sólo la regla 7 produce resultados cercanos a la profundidad real. Esto se debe a que las proporciones de las naves con bóveda de lunetos requieren profundidades de contrafuerte menores que en el resto de los templos porque tienen menor relación de aspecto.

El estudio paramétrico de las naves mostró que las características geométricas que no se toman en consideración en la formulación de las reglas, tienen influencia relevante en la capacidad de carga de la estructura. La altura de la nave, el espesor de la bóveda o la separación longitudinal entre contrafuertes, son factores relevantes en la capacidad de carga. A partir de la validación de las reglas históricas se encontró que las que toman en cuenta la altura de la nave (reglas 3, 4 y 5) dan profundidades de contrafuerte con mayor consistencia en la capacidad de carga de la nave. Específicamente cuando las naves están cubiertas con bóveda de cañón sin arcos la regla 5 tiene mayor consistencia en su factor de carga último para diferentes relaciones de aspecto de la nave.

De las reglas que no consideran la altura, la 9 tiene mayor seguridad aún para relaciones de aspecto grandes. Aunque las reglas 1 y 7 no son aplicables en iglesias con bóveda de cañón corrido que tienen relaciones de aspecto mayores a 1.5, pueden emplearse en bóvedas con lunetos; por lo que es altamente probable que estas reglas hayan sido usadas exclusivamente para arcos o bóvedas con arcos y no para bóvedas de cañón corrido. En conclusión podemos mencionar que las reglas 3, 4 y 5 pueden ser consideradas como las más racionales de acuerdo al conocimiento actual. En general se encontró que las reglas no son muy conservadoras, es decir, que el factor de carga último más grande es poco mayor que 2. Aunque valores de ese orden pueden considerarse muy adecuados para el sólo efecto de las cargas verticales, no necesariamente lo son cuando se considera además los efectos sísmicos y de posibles hundimientos diferenciales.

En cuanto al procedimiento y metodología empleada para el análisis, se considera que los niveles de seguridad encontrados para los templos son predicciones aproximadas que sólo pueden servir como referencia y pretenden servir para fines comparativos y no como factores de seguridad reales, ya que cada edificio tiene una problemática particular compleja que queda fuera de los alcances de este trabajo. Aunado a esto se encuentran las limitaciones de la metodología para reproducir la respuesta cercana a la falla, y las diferencias entre los modelos simplificados que fueron estudiados, y la estructura real de los templos, que es de mayor complejidad. Se considera, sin embargo, que en términos de la capacidad relativa de los diferentes modelos, dan resultados

suficientemente aproximados para evaluar el efecto de las variables más importantes y, por tanto, para evaluar la aproximación de las reglas históricas.

La capacidad de carga de los modelos de las naves está influenciada por sus propiedades geométricas, y principalmente por la profundidad de los contrafuertes, por la altura de la nave y por el espesor de la bóveda. No hay diferencia significativa en la capacidad de carga de los tres tipos de bóveda consideradas en el estudio; sin embargo, las naves con bóveda de cañón corrido alcanzan desplazamientos más grandes antes de la falla, mientras que en las bóvedas de cañón con arcos o lunetos la falla es más frágil. Adicionalmente, se encontró que, para propiedades del material cercanas a aquellos encontradas en los conventos bajo estudio, la capacidad de carga está gobernada por la formación de mecanismos de falla que no son afectados significativamente por los cambios en las resistencias a compresión o tensión de la mampostería; de aquí que el análisis límite clásico daría resultados muy similares a aquellos obtenidos con el procedimiento no lineal usado en este trabajo.

De acuerdo con el procedimiento aplicado para determinar la capacidad de carga de los modelos bajo su peso propio, todas las iglesias conventuales están del lado de la seguridad; en particular, los templos con bóveda de cañón corrido tienen factores de seguridad menores que aquellos con bóvedas de lunetos o con arcos. Esto es así principalmente porque las iglesias con bóveda de cañón sin arcos tienen relaciones de aspecto más grandes, así como bóvedas de mayor espesor y por consiguiente de mayor peso que los otros dos casos. Estos edificios más desfavorables tienen contrafuertes de grandes dimensiones, adicionales a los originales, construidos en periodos posteriores a la terminación del templo, que dan mayor resistencia a la nave, sin embargo este incremento no es muy importante.

Finalmente, la seguridad sísmica no fue tratada en este estudio, porque se supuso que estas acciones no fueron consideradas por los constructores originales y también porque en los templos de la zona de estudio, la mayoría de las modificaciones estructurales realizada en tiempos coloniales estuvo dirigida principalmente para proveer capacidad adicional por otros tipos de problemas. La situación fue totalmente diferente para conventos ubicados en regiones que fueron afectados por sismos importantes desde los primeros años de la Colonia, y que fueron modificados en varias ocasiones para reducir su vulnerabilidad sísmica.

## **Recomendaciones para investigaciones futuras**

Existen diversos aspectos de gran relevancia relacionados con el estudio del comportamiento estructural de los edificios conventuales, que es conveniente abordar en trabajos posteriores. Uno de ellos es el estudio de los diferentes tipos de bóvedas de nervaduras que se encuentran comúnmente en los conventos y templos del siglo XVI. Para representar correctamente este tipo de bóveda se requiere tomar una zona de estudio mayor o diferente a la de este trabajo; además estas bóvedas deben evaluarse en función del periodo en el que fueron construidas, de sus características geométricas y de los elementos que contrarrestan el empuje generado por ellas; investigar en qué casos las nervaduras actúan estructuralmente y cuándo tienen sólo fines decorativos o sirvieron como una especie de cimbra. Es recomendable seguir un estudio semejante al realizado en este trabajo para investigar posibles patrones estructurales o la aplicación de reglas geométricas para su construcción.

Otro tema importante que se sugiere para investigaciones futuras es el estudio de los claustros, en cuanto a sus características estructurales y su capacidad para resistir las fuerzas sísmicas, ya que en este tipo de eventos los pasillos del claustro han tenido problemas relevantes, particularmente los que están cerca del templo; esto posiblemente se deba a un problema de estructuración.

Por otra parte, ya que fue común la construcción de los conventos sobre plataformas conformadas a base de rellenos, y en ocasiones sobre ruinas prehispánicas, suelen encontrarse problemas por asentamientos diferenciales o deslizamientos del terreno, que generan problemas de agrietamiento en los templos y posiblemente, a futuro, daños mayores. Este tema ha sido poco abordado y requiere un estudio de los sistemas que se emplearon para realizar las plataformas, así como de los desplomes generados, principalmente en los muros laterales de algunos templos.

En los edificios conventuales construidos al sur del país, como Oaxaca o Chiapas, sus constructores adaptaron las técnicas que solían emplear, conforme se fueron presentando problemas por daños sísmicos; por tal razón resulta de gran importancia conocer el proceso seguido en estos casos, mediante el estudio de los cambios estructurales y de las características geométricas de los edificios, en función de los sismos a los que se vieron sometidos.

# Anexo 1

(ANSYS, 2003)

En ANSYS el criterio de falla para un estado de esfuerzos multiaxiales se expresa en la forma:

$$\frac{F}{f_m} - S \geq 0 \quad (1)$$

donde:

F = función del estado de esfuerzos principales ( $\sigma_{xp}$ ,  $\sigma_{yp}$ ,  $\sigma_{zp}$ )

S = superficie de falla

$f_m$  = resistencia de compresión uniaxial

$\sigma_{xp}$ ,  $\sigma_{yp}$ ,  $\sigma_{zp}$  = esfuerzos principales en las direcciones principales

La falla del material puede darse en cualquiera de los siguientes dominios

$0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$	compresión-compresión-compresión
$\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$	tensión-compresión-compresión
$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$	tensión-tensión-compresión
$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$	tensión-tensión-tensión

donde  $\sigma_1 = \max(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp})$   
 $\sigma_3 = \min(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp})$

En cada uno de los dominios anteriores hay funciones independientes que describen la función F y la superficie de falla S, que se describen a continuación.

## 1. $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$

$$F = F_1 = \frac{1}{\sqrt{15}} \left[ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^{1/2} \quad (2)$$

$$S = S_1 = \frac{2r_2(r_2^2 - r_1^2) \cos \eta + r_2(2r_1 - r_2) \left[ 4(r_2^2 - r_1^2) \cos^2 \eta + 5r_1^2 - 4r_1r_2 \right]^{1/2}}{4(r_2^2 - r_1^2) \cos^2 \eta + (r_2 - 2r_1)^2} \quad (3)$$

donde

$$\cos \eta = \frac{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{2} \left[ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^{1/2}} \quad (4)$$

$$r_1 = a_0 + a_1 \xi + a_2 \xi^2$$

$$r_2 = b_0 + b_1 \xi + b_2 \xi^2$$

$$\xi = \sigma_h / f_c$$

$$\sigma_h = 1/3(\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{pz})$$

## 2. $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$

$$F = F_2 = \frac{1}{\sqrt{15}} \left[ (\sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3)^2 \right]^{1/2} \quad (5)$$

$$S = S_2 = \left(1 - \frac{\sigma_1}{f_t}\right) \frac{2p_2(p_2^2 - p_1^2) \cos \eta + p_2(2p_1 - p_2) \left[4(p_2^2 - p_1^2) \cos^2 \eta + 5p_1^2 - 4p_1p_2\right]^{1/2}}{4(p_2^2 - p_1^2) \cos^2 \eta + (p_2 - 2p_1)^2} \quad (6)$$

$$p_1 = a_0 + a_1 \chi + a_2 \chi^2$$

$$p_2 = b_0 + b_1 \chi + b_2 \chi^2$$

$$\chi = 1/3(\sigma_2 + \sigma_3)$$

Si el criterio de falla se satisface, el agrietamiento se presenta en el plano perpendicular al esfuerzo principal  $\sigma_1$ .

### 3. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$

$$F = F_3 = \sigma_i, \quad i=1,2 \quad (7)$$

$$S = S_3 = \frac{f_t}{f_m} \left(1 + \frac{\sigma_3}{f_m}\right); \quad i=1,2 \quad (8)$$

Si el criterio de falla se satisface para  $i=1,2$ , el agrietamiento se presenta en los planos perpendiculares a los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ .

### 4. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$

$$F = F_4 = \sigma_i, \quad i=1,2,3 \quad (9)$$

$$S = S_4 = \frac{f_t}{f_m} \quad (10)$$

El agrietamiento se da en los tres o en alguno de los planos perpendiculares de los esfuerzos principales en los que se cumple el criterio de falla.

## Descripción de las variables usadas:

$\eta$  = ángulo de similitud que describe las magnitudes relativas de los esfuerzos principales.

Todos los estados de esfuerzos multiaxiales tienen ángulos de similitud de  $0^\circ \leq \eta \leq 60^\circ$

Si  $\eta=0^\circ$  el estado de esfuerzos es  $\sigma_3 = \sigma_2 > \sigma_1$  (compresión uniaxial, tensión biaxial) y  $S_1 = r_1$ , es decir, que  $r_1$  representa la superficie de falla de todos los estados de esfuerzos. Cuando  $\eta=60^\circ$ ,  $S_1 = r_2$ .

Si  $\eta=60^\circ$  el estado de esfuerzos es  $\sigma_3 > \sigma_2 = \sigma_1$  (tensión uniaxial, compresión biaxial)

La función  $r_1$  está determinada por  $a_0$ ,  $a_1$  y  $a_2$ , tal que  $f_t$ ,  $f_{cb}$  y  $f_1$  todas caen sobre la superficie de falla. Los valores apropiados para estos coeficientes están determinados a través de la solución de las ecuaciones simultáneas siguientes

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{F_1}{f_m} (\sigma_1 = f_t, \sigma_2 = \sigma_3 = 0) \\ \frac{F_1}{f_m} (\sigma_1 = 0, \sigma_2 = \sigma_3 = -f_{bc}) \\ \frac{F_1}{f_m} (\sigma_1 = -\sigma_h^a, \sigma_2 = \sigma_3 = -\sigma_h^a - f_1) \end{array} \right\} = \begin{bmatrix} 1 & \xi_t & \xi_t^2 \\ 1 & \xi_{cb} & \xi_{cb}^2 \\ 1 & \xi_1 & \xi_1^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{Bmatrix}$$

$$\xi_t = \frac{f_t}{3f_m}, \xi_{cb} = -\frac{2f_{cb}}{3f_m}, \xi_1 = -\frac{\sigma_h^a}{f_m} - \frac{2f_1}{3f_m}$$

La función  $r_2$  es calculada con  $b_0$ ,  $b_1$  y  $b_2$  para satisfacer las condiciones

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{F_1}{f_m} (\sigma_1 = \sigma_2 = 0, \sigma_3 = -f_m) \\ \frac{F_1}{f_m} (\sigma_1 = \sigma_2 = -\sigma_h^a, \sigma_3 = -\sigma_h^a - f_2) \\ \frac{F_1}{f_m} (0) \end{array} \right\} = \begin{bmatrix} 1 & -\frac{1}{3} & \frac{1}{9} \\ 1 & \xi_2 & \xi_2^2 \\ 1 & \xi_0 & \xi_0^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \end{Bmatrix}$$

$$\xi_2 = -\frac{\sigma_h^a}{f_m} - \frac{f_2}{3f_m}$$

$\xi_0$  es la raíz positiva de la ecuación

$$r_2(\xi_0) = a_0 + a_1\xi_0 + a_1\xi_0^2 = 0$$

La Tabla 1 presenta las funciones que describen a F y S de la ecuación (1), para cada uno de los cuatro dominios que se describieron anteriormente, empleando el criterio de Drucker-Prager y la superficie de falla de Willam-Warnke (1975), en ANSYS.

Tabla 1. Funciones que describen F y S utilizando el criterio de Drucker-Prager (Eshghi, 2003)		
Dominio	Función (Drucker-Prager)	Superficie de falla (Willam-Warnke)
1. $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$	$F_1 = \frac{1}{\sqrt{15}} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{1/2}$	$S_1 = \frac{2r_2(r_2^2 - r_1^2) \cos \eta + r_2(2r_1 - r_2) [4(r_2^2 - r_1^2) \cos^2 \eta + 5r_1^2 - 4r_1r_2]^{1/2}}{4(r_2^2 - r_1^2) \cos^2 \eta + (r_2 - 2r_1)^2}$
2. $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$	$F_2 = \frac{1}{\sqrt{15}} [(\sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3)^2]^{1/2}$	$S_2 = \left(1 - \frac{\sigma_1}{f_t}\right) \frac{2p_2(p_2^2 - p_1^2) \cos \eta + p_2(2p_1 - p_2) [4(p_2^2 - p_1^2) \cos^2 \eta + 5p_1^2 - 4p_1p_2]^{1/2}}{4(p_2^2 - p_1^2) \cos^2 \eta + (p_2 - 2p_1)^2}$
3. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$	$F_3 = \sigma_i, i=1,2$	$S_3 = \frac{f_t}{f_m} \left(1 + \frac{\sigma_3}{f_m}\right); i=1,2$
4. $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$	$F_4 = \sigma_i, i=1,2,3$	$S_4 = \frac{f_t}{f_m}$

## Anexo 2

La relación de esfuerzo-deformación del material agrietado en dos y tres direcciones:

$$[D^{ck}] = E \begin{bmatrix} \frac{R^t}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{R^t}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} \end{bmatrix}$$

Si la grieta cierra, entonces todos los esfuerzos normales al plano de agrietamiento son transmitidos a través de la grieta mediante el uso de coeficiente de agrietamiento  $\beta_c$  para grietas cerradas. En este caso la matriz puede expresarse de la siguiente forma

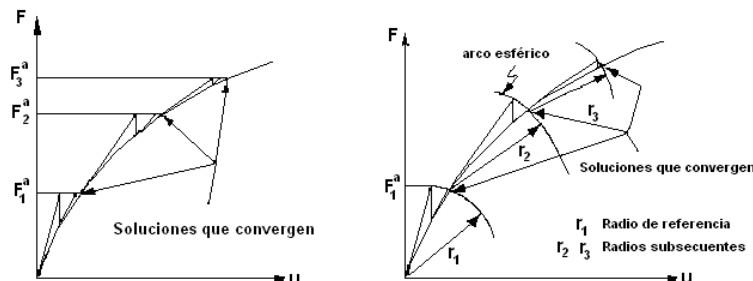
$$[D^{ck}] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix}$$

## Anexo 3

(ANSYS, 2003)

Antes de cada solución, el método de Newton-Raphson evalúa el vector de carga no balanceada, el cual es la diferencia entre las fuerzas restauradoras (las cargas correspondientes a los esfuerzos del elemento) y las cargas aplicadas. El programa desarrolla una solución lineal, usando las cargas no balanceadas y verifica la convergencia. Si el criterio de convergencia no se satisface, el vector de carga no balanceada es reevaluado, la matriz de rigidez se actualiza y se obtiene una nueva solución. Este procedimiento iterativo continúa hasta que el problema converge.

Existen diversas estrategias para ayudar a resolver los problemas de convergencia en ANSYS. Por ejemplo, en algunos análisis estáticos no lineales, que sólo emplean el método de Newton-Raphson, la matriz de rigidez tangente puede llegar a ser singular (o no única), causando severos problemas de convergencia. En estos casos puede usarse el método iterativo *Arc-Length*. Este método hace que las iteraciones de equilibrio de Newton-Raphson converjan a lo largo de un arco, que puede prevenir la divergencia. La figura siguiente muestra el método tradicional de Newton-Raphson y el método *Arc-Length*.





# Referencias

- Acary, V. 2001. "Contribution a la modelisation mecanique et numerique des edifices machones". Tesis Doctoral. Université de Aix-Marseille II.
- Acland, J. H. 1972. "Medieval structure: the gothic vault". Toronto University. Canada.
- Addis, W. 1990. "Structural Engineering: the nature of the theory design". E. Horwood. New York.
- ANSYS Release 8.0. 2003. Theory Manual.
- Anthoine, A. 1992. "In-plane behaviour of masonry: a literature review", Commission of the European Communities, Final Report.
- Anthoine, A. 1997. "Homogeneization of periodic masonry: plane stress, gneralizad plane strain or 3D modelling". Numerical Methods in Engineering, Vol. 13, 319-326.
- Anthoine, A. 1998. "Derivation of the in-plane elastic characteristics of masonry through homogeneization theory", International Journal of Solids and Structures, 32(2), pp. 137-163.
- Artigas, B. H. 1982. "Capillas abiertas aisladas de México". Facultad de Arquitectura. UNAM.
- Baratta, A. y Corbi O. 2006. "Análisis of masonry vaulted systems: the barrel vaults". Structural Analysis of Historical Construccions, New Delhi. Eds. P.B. Lourenco, P. Roca, C. Modena, S. Agrawal.
- Bazant, Z. P. y Oh, B. H. 1983. "Deformation of progressively cracked reinforced concrete beams", ACI Journal, 81 (3), 268-278.
- Binda, L., Mirabella R. M., Tira-Boschi C., Abbaneo S., 1994. "Measuring masonry material properties". Proc. U.S.-Italy Workshop on Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings, section VI, pp. 6.3-6.24.
- Cabrera, A. 1999. "Configuración constructiva y estructural de cinco templos conventuales franciscanos fundados en la zona histórica perépecha". Tesis de Maestría. Universidad de Michoacán, México.
- Cáseres, G. 1995. "La predicación dominica en el siglo XVI. El caso de sus monasterios en el actual Estado de Morelos". Tesis de Licenciatura. Facultad de Filosofía y Letras, UNAM. México, D. F.
- Clemente, O. 2004. "Localización Vía Modelos Constitutivos Locales. Aplicación al Estudio de Edificios Históricos". Memoria descriptiva de la actividad investigadora. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Cluni, F. y Gusella, V. 2004. "Homogeneization of non-periodic masonry structures". International Journal of Solids and Structures 41 1911–1923.
- Creazza et al. 2000. "Analyses of masonry vaulted structures by using 3-D damage model". European Congress on Computational Methods in Applied Sciencies and Engineering ECCOMAS. Barcelona, España.
- Creazza, G.; Saetta, A.; Matteazzi, R.; Vitaliani, R. 2002. "Analysis of masonry vaulted structures by using 3-D damage model. European Congress on Computational Methods in Applied Sciencies and Engineering ECCOMAS. Barcelona, España.
- Cundall, P.A. 1971. "A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems". Proc. Of the Symposium of the International Society of Rock Mechanics, Vol. 1, II-8, Nancy, France.
- Chanfón, O. C. 1978. "Curso de historia de la arquitectura mexicana del siglo XVI". Material didáctico, UNAM.
- Chávez, M. 2005. "Estudio experimental de las propiedades mecánicas de mamposterías de piedra natural". Tesis de maestría. UNAM, México, D.F.
- Chen, W. 1982. "Plasticity in reinforced concret". McGraw Hill Inc.,USA.

- Choo, B. S. y Coutie, M. G. 1991. "Finite-element analysis of masonry arch bridges using tapered elements". Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, No. 91, pp. 755-770.
- Dhanasekar, M., Kleeman, P.W., Page, A. W. 1985. "Biaxial stress-strain relations for brick masonry", Journal of Structural Engineering, 111 (5): 1085-1100.
- Eshghi, S. y Farrokhi, H. 2003. "Seismic vulnerability analysis of airport traffic control towers". JSEE: Spring 2003, Vol. 5, No. 1.
- Espinoza, G. 1988. "Arquitectura de la conversión y evangelización en la Nueva España durante el siglo XVI". Universidad de Almería, España.
- Etse G. y Willam K. 1994. "Failure conditions and localization in concrete". Reporte técnico, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, Univeristy of Colorado at Boulder. Structural Engineering and Structural Mechanics Research Series, CU/SR-94/2.
- Fanning, P. 2001. "Nonlinear models of reinforced and post-tensioned concrete beams". Electronic Journal of Structural Engineering. Website: [www.civag.unimelb.edu.au/ejse](http://www.civag.unimelb.edu.au/ejse)
- Fenestra, P. H. Y Borst R. 1996. "A composite plasticity model for concrete". Internal. Journal for Solids and Structures". 33, pp. 707-730.
- García, S. 1991. "Compendio de arquitectura y de simetría de los templos". Colegio oficial de arquitectos en Valladolid, España.
- Gere, J. M. y Timoshenko, S. P. 1990. "Mechanics of materials". PWS-KENT Publishing Co., Boston, Massachusetts, 3a. edición.
- Gil, H. 1951. "Rodrigo Gil de Hontañón. Selección y estudio de Manuel Pereda de la Reguera". Librería Moderna, México.
- Giordano, A. et al., 2002. "Modelling of historical masonry structures: comparison of different approaches through a case study". J. Struct. Engrg. Elsevier, 24 (2002) 1057-1069.
- Gómez, O. F. 1953. "El convento franciscano de Cuernavaca". Centro de estudios franciscanos. México, D.F.
- Gutiérrez, Y. 1978. "La reutilización de la capilla de indios". Ediciones del Centro Regional Morelos Guerrero. Cuernavaca, Morelos. México.
- Gutiérrez, Y. 1994. "Conventos coloniales de Morelos. Instituto de Cultura de Morelos". Miguel Ángel Porrúa, México.
- Gutiérrez, Y. 2006. Plática con el arquitecto Rafael Gutiérrez Yánez.
- Hegemier, G. A., et al., 1978. "On the Behavior of Joints in Concrete Masonry", Proc. North American Conference, Masonry Society, USA, pp. 4.1-4.21.
- Hendry, A. W., Davies, S. R. Y Royles, R. 1985. "Test on stone masonry arch at Bridgemill-Girvan". Transport and Road Research Laboratory, Dept. of Transport, Contractor Report 7, TRL, Crowthorne.
- Heyman, J. 1982. "The masonry arch". Jhon Wiley & Sons. Gran Bretaña.
- Heyman, J. 1995. "The stone skeleton: Structural Engineering of masonry architecture", Cambridge University Press.
- Hilsdorf, H. K. 1969. "Investigation into the failure of brick masonry loaded in axial compression". Designing Engineering and constructing with masonry products", Publicaciones Gulf.
- Hodge, P. 1959. "Plastic análisis of structures". McGraw Hill, USA.
- Horne, M. R. 1950. "Critical loading conditions in engineering structures". PhD. Thesis, Cambridge University.
- Huerta, S. 1990. "Diseño estructural de arcos, bóvedas y cúpulas de España". Tesis Doctoral. Escuela Superior de Arquitectura de Madrid.

INHA Morelos, 1999. Libros Blancos. Programa para la rehabilitación de inmuebles históricos de daños por el sismo del 15 de junio de 1999.

Kubler, G. 1993. "Arquitectura mexicana del siglo XVI". México, D.F. Fondo de Cultura Económica.

Lofti, H. R., and Shing, P. B. 1991. "An Appraisal of Smeared Crack Models for Masonry Shear Wall Analysis", *Computers and Structures*, Vol. 41, No 3, pp. 413-425.

Lourenço, P.B. 1996. "Computational strategies for masonry structures". Tesis doctoral. Delft University Press. Delft, The Netherlands.

Lourenço, P. B. 1998. "Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behaviour of masonry. Structural Analysis of Historical Constructions II. Editado por P. Roca, J.L. González, E. Oñate y P.B. Lourenço. CIMNE, Barcelona, España. pp. 57-91.

Lourenço, P. B. 2002. "Computations on historic masonry structures". Universidad de Minho, Portugal.

Lourenço, P. B. y Ramos, L. F. 2004. "Characterization of the cyclic behavior of dry masonry joints". *J. Struct. Eng.*, accepted for publication.

Lubliner, J. 1990. "Plasticity theory". Macmillian Publishing Company. USA.

Macchi, G. 1993. "Monitoring Medieval Structures in Pavia". *Structural Engineering International*, 1/93.

Maekawa, K. Pimanmas, A. Okamura, H. y Streissler, E. 2003. "Nonlinear mechanics of reinforced concrete". Spon Press, London.

Martínez, C. 1987. "Los conventos franciscanos del siglo XVI en el Estado de Puebla". Tesis Doctoral, Facultad de Arquitectura. UNAM, México.

Martínez, M. 1968. "Tetela del Volcán. Su historia y su convento". Instituto de Investigaciones Históricas. UNAM.

Meli, R. P. 1978. "Propiedades mecánicas de la mampostería". Instituto de Ingeniería, UNAM. México.

Meli, R. P. 1998. "Ingeniería estructural de los edificios históricos". Fundación ICA. México, D. F.

Meli, R. P., Peña, F. 2004. "On elastic models for evaluation of the seismic vulnerability of masonry churches". 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.

Mendelson, A. 1968. "Plasticity: Theory and application". Editorial Robert E. Krieger. Malabar, Florida.

Mendieta, G. 1997. "Historia eclesiástica indiana". Consejo Nacional para la Cultura y las Artes. México, D. F.

Mollins, C. 1996. "Un modelo para el análisis del comportamiento resistente de construcciones de obra de fábrica". Tesis doctoral Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.

Monterrubio, A. 2000. "Convento de la frontera Chichimec, Chichicxtla. Arquitectura del siglo XVI. Historia y Restauración: la irrupción de la soledad". Tesis de Maestría, Facultad de Arquitectura. UNAM, México, D.F.

Neal B. G. 1977. "The plastic methods of structural analysis". Science Paperbacks, New York.

Orduña A. 2003. "Seismic assessment of ancient masonry structures by rigid blocks limit analysis". Tesis doctoral, Universidad del Minho, Portugal, noviembre, 154 pp.

Ottosen, N. 1977. "A failure criterion of concrete". *J. Eng. Mech. Div. ASCE*103(4), 527-535.

Page, A. W. 1981. "The biaxial compressive strength of brick masonry", *Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2*, Vol. 71, 893-906.

Page, A. W. 1983. "The strength of brick masonry under biaxial tension compression". *International Journal of Masonry Construction*, 3(1), 26-31.

Pluijijm, R. 1992. "Material properties of masonry and its components under tension and shear", Sexto Simposio de Mampostería Canadiense, Editorial V.V. Neis, Saskatoon, Saskatchewan, Canada.

- Pramono E. y Willam K. 1989. "Implicit integration of composite yield surface with corners". Eng. Computational, 6, 186-197.
- Pruettha, N. 2000. "Finite Element análisis of cracking localization: the smeared crack approach with a mixed formulation". Thammasat Int. J. Sc. Tech., Vol 5, No.3, September-December.
- Rashid, Y. R. 1968. "Analysis of prestressed concrete pressure vessels". Nuclear Eng. Des. 7, 334-344.
- Rocha, R. 2003. Plática con el arquitecto Rubén Rocha Martínez, profesor de la Escuela Nacional de Restauración.
- Roeder, G. 2003. "Simulación numérica del comportamiento mecánico de la mampostería". Tesis de Doctorado. DEPEFI-UNAM, México, D. F.
- Rots, J. G. 1991. "Numerical Simulation of Cracking in Structural Masonry", HERON 36(2), pp. 49-63.
- Sanabria, L. 1982. "The mechanization of design in the 16<sup>th</sup> century: structural formulae of R. Gil de Hontañón". J. Soc. of Architectural Historians.
- Sánchez, R. y Meli, R. 1991. "Propiedades mecánicas de las mamposterías utilizadas en la construcción de los monumentos históricos de la ciudad de México". Memorias del Segundo Simposio Nacional sobre materiales de construcción. Mérida, Yucatán.
- Sima, F. 2004. "Un modelo para el análisis dinámico no lineal en el tiempo de estructuras de hormigón armado y obra de fábrica". Proyecto de Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.
- Straub, H. 1952. "A history of civil engineering: an outline from ancient to modern times". Cambridge, mass: M.i.t. press.
- Tomažević, M. Y Lutman, M. 1996. "Seismic behavior of masonry walls: modeling of hysteretic rules", Journal of Structural Engineering, ASCE, 122(9), pp. 1048-1054.
- Toussaint, M. 1948. "Arte colonial en México". UNAM. México, D. F.
- Toussaint, A. 2004. Plática con el arquitecto Alfonso Toussaint, Director del Instituto de Cultura del Estado de Morelos.
- Violet-Le-Duc, E. 1996. "La construcción medieval". Instituto Juan de Herrera. Madrid, España.
- Willam, K. J. y Warnke, E. P. 1974. "Constitutive Model for Triaxial Behaviour of Concrete," Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses, International Association of Bridge and Structural Engineering Conference, Bergamo, Italy, p.174.
- Willam, K. J. y Warnke, E. P. 1975. Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete. Bergamo, Italy: International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol. 19, ISMES, p. 174.
- Zienkiewicz, O. C., et al. 1980 "Computational Models for the Transient Dynamic Analysis of Concrete Dams", Dams and Earthquake, Inst. of Civil Engineers, London.