



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

**ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA
DE UN TEMPLO COLONIAL TÍPICO
EN CRUZ LATINA**

TESIS QUE PRESENTA:
HÉCTOR MORALES MIRANDA

PARA OBTENER EL GRADO DE:
**MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

TESIS DIRIGIDA POR:
DR. ROBERTO MELI PIRALLA

CODIRECTOR DE TESIS:
DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la
UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el
contenido de mi trabajo *opcional*.
NOMBRE: HECTOR MORALES
MIRANDA
FECHA: 22-OCT-2004
FIRMA: 

*A mi esposa Ángeles
Por todo su amor*

*A mi familia
Que siempre esta conmigo*

*A mis amigos Arturo y Miguel
Por todo su apoyo*

*Y sobre todo y por todo
Dios.*

ÍNDICE

I. INTRODUCCIÓN	5
<i>I.1 Objetivos</i>	6
<i>I.2 Alcances</i>	6
II. ASPECTOS GENERALES	9
<i>II.1 Las Construcciones Históricas</i>	9
<i>II.1.1 Aspectos Simbólicos de los Templos en Cruz Latina</i>	12
<i>II.2 Los Macroelementos y los Mecanismos de Falla Típicos</i>	14
<i>II.3 Propiedades de la Mampostería</i>	29
III. CARACTERÍSTICAS DEL TEMPLO Y DEL MODELO	35
<i>III.1 Descripción de la Iglesia Tipo y su Modelo</i>	35
<i>III.1.1 Descripción de la Iglesia Tipo</i>	35
<i>III.1.2 Descripción de los Modelos</i>	38
<i>III.2 Acciones Aplicadas al Modelo</i>	45
IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS	49
<i>IV.1 Características Dinámicas de los Modelos</i>	49
<i>IV.1.1 Modos de vibración del Modelo Completo</i>	50
<i>IV.1.2 Modos de Vibración del Macroelemento De Nave I</i>	58
<i>IV.1.3 Modos de Vibración del Macroelemento De Nave II</i>	64
<i>IV.2 Comportamiento Sísmico del Templo</i>	70
<i>IV.3 Análisis de la Respuesta Sísmica de la Torre</i>	87
<i>IV.4 Comportamiento Sísmico de la Nave en el Modelo Completo</i>	102
<i>IV.5 Comportamiento Sísmico del Macroelemento de Nave</i>	117
<i>IV.6 Comparación entre Nave del Modelo Completo y del Macroelemento</i>	131
V. CONCLUSIONES	147
VI. BIBLIOGRAFÍA	155

I. INTRODUCCIÓN

En este trabajo se presenta el análisis de la respuesta sísmica de un templo colonial típico, con planta en cruz latina, localizado en el estado de Puebla. El modelo del templo estudiado posee características comunes y similares en cuanto a estructuración, materiales, dimensiones y arquitectura, con otros ubicados en Puebla; así, el análisis de un modelo tipo, permite cubrir gran parte de este tipo de templos. Se utilizará un modelo elástico de elementos finitos para conocer el comportamiento sísmico de estos templos; así como sus posibles modos de falla. En este trabajo se estudia, de manera particular, la respuesta de la torre y de una sección de nave.

Los modelos elásticos presentan algunas limitaciones cuando se utilizan para el estudio de la respuesta sísmica de este tipo de construcciones. Principalmente, sobrestiman las fuerzas y subestiman los desplazamientos (Meli y Peña, 2004). Sin embargo, los análisis elásticos permiten obtener información útil, de modo sencillo y rápido, del comportamiento sísmico de estas estructuras. Además, la información obtenida de estos análisis permite tener una guía para realizar análisis más complejos. La información principal que se puede obtener de los análisis elásticos es: a) modos de vibrar, b) zonas débiles de la estructura, c) elementos con un comportamiento indeseable, etc (Meli y Peña, 2004).

Es una práctica común, construir modelos más sencillos de partes específicas de la estructura, conocidos comúnmente como macroelementos o subestructuras. (Lagomarsino, 1998; Guerreiro et al, 2000; Doglioni et al 1994; Casolo et al, 2000). En este trabajo, se estudiará un macroelemento de la nave principal. Los resultados obtenidos con este modelo se compararán con los del modelo de la iglesia completa. Esto permitirá evaluar el grado de aproximación que se tiene al usar modelos de subestructuras. Con estos análisis simplificados, se tendrán de una manera más rápida resultados para la evaluación de la vulnerabilidad de estructuras complejas.

Este trabajo, forma parte de las investigaciones realizadas, por el grupo de Monumentos Históricos del Instituto de Ingeniería de la UNAM. El objetivo principal de estas investigaciones es desarrollar procedimientos sencillos y confiables para el estudio de la vulnerabilidad sísmica de edificios históricos; y para proponer métodos de conservación y rehabilitación.

I.1 OBJETIVOS

Analizar la respuesta sísmica de un templo típico en cruz latina (ubicado en el estado de Puebla), por medio de un modelo de elementos finitos sometido a acciones sísmicas.

Estudiar y analizar el comportamiento sísmico de las torres, a través del modelo completo del templo.

Estudiar y analizar el modo de falla de nave o bóveda, a través del modelo completo de la iglesia y por medio de un macroelemento, para comparar su comportamiento sísmico.

I.2 ALCANCE

Se desarrollará un modelo de elementos finitos para un templo típico de cruz latina por medio del programa "SAP NL 2000". Se realizarán análisis bajo el efecto de la acción sísmica y se harán interpretaciones de su comportamiento y propiedades dinámicas, asociándolos con los modos de falla característicos de estos templos.

Se efectuará un análisis y descripción del comportamiento sísmico general del templo, y se ubicarán sus zonas más débiles.

Se llevará a cabo un análisis del comportamiento sísmico de las torres y se relacionará, con el modo de falla típico de este elemento.

Se realizará también, un análisis del comportamiento de la nave o bóveda para estudiar el modo de falla típico de este elemento. Además de un análisis del mismo modo de falla por medio de macroelementos. Los resultados se compararán con el modelo completo del templo.

II. ASPECTOS GENERALES

II.1 LAS CONSTRUCCIONES HISTÓRICAS

El diseño y la construcción de edificios sagrados es el arte a su máxima escala. Ya que los seres humanos pretenden recrear el reino de los dioses en la tierra, en un espacio tridimensional en el que los devotos puedan entrar tanto física como espiritualmente.

CAROLINE HUMHREY

Los edificios que a lo largo de los años el ser humano ha ido creando y edificando para satisfacer sus necesidades han pasado a ser parte de su herencia e identidad, testimonio vivo de sus tradiciones y autenticidad. Son edificaciones que han sido parte de los logros propios de cada pueblo, creados a través de sus generaciones y que hoy en día son valorados como éxitos propios de la unidad que forma la humanidad. Se les considera patrimonio común, invaluable para las generaciones futuras, el cual debe ser salvaguardado y transmitido.

Algunos sitios arqueológicos e históricos son el único testigo de civilizaciones y tiempos que se han ido, y que han sido asociados a ideas y creencias que han formado la historia de la humanidad desde tiempos inmemorables; su valor ha traspasado los límites de las naciones y los pueblos. Ejemplos de ellos son: El Coliseo Romano, la torre de Pisa (Fig. II.1), los centros ceremoniales mayas, las catedrales (Fig. II.2), etc.

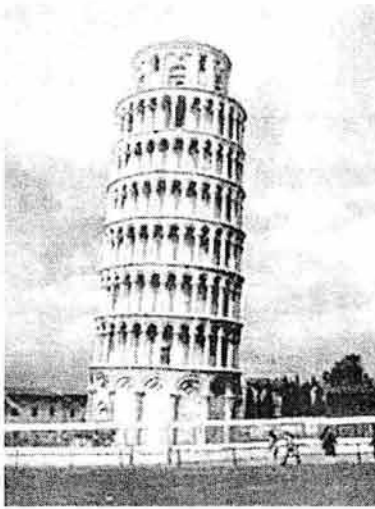


Fig. II.1 Torre de Pisa considerado Monumento Histórico

Estas construcciones han sido llamadas monumentos históricos, por los organismos nacionales e internacionales que han emprendido la tarea de salvaguardar la herencia cultural de la humanidad, como lo es la Organización de Naciones Unidas (ONU), a través de la Organización de Naciones Unidas para la Educación, La Ciencia y la Cultura (UNESCO) a nivel internacional (UNESCO, 2004).



Fig. II.2 Catedral de la Ciudad de México catalogado como Monumento Histórico

En México se han llevado a cabo catálogos del legado monumental. Para los efectos de la Ley de 1934 de Protección de Monumentos Arqueológicos e Históricos, Poblaciones Típicas y Lugares de Belleza Natural (INHA, 2004), son monumentos históricos aquellos muebles o inmuebles posteriores a la consumación de la conquista y cuya conservación sea de interés público. Se tienen también como antecedentes los estudios sobre las construcciones religiosas que realizó, entre la tercera y cuarta década del siglo pasado, la Dirección de Bienes Nacionales de la Secretaría de Hacienda, que en aquella época era la instancia que velaba por la salvaguarda del Patrimonio Federal. Más tarde, a raíz de la promulgación de la Ley Federal sobre Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticas e Históricas de 1972, el Instituto Nacional de Antropología e Historia asume, entre otras tareas sustantivas, realizar el inventario, registro y catálogo de los bienes culturales. Entre 1984 y 1992, la entonces Dirección de Monumentos Históricos del INAH, levanta los Catálogos de Monumentos Históricos (INHA, 2004). Por ejemplo el estado de Puebla, cuenta con 8,082 catalogados de un universo de 11,500. Los catálogos tienen como finalidad levantar edificios, inmuebles y conjuntos, así como un seguimiento de su evolución y salvaguardar la información histórica que le acompañe (INHA, 2004).

La restauración y conservación de monumentos históricos es una actividad multidisciplinaria, en donde interactúan arquitectos, conservadores, historiadores e ingenieros. Dentro de los estudios de ingeniería, los monumentos históricos han cobrado importancia debido a la necesidad de garantizar su seguridad y conservación del valor intrínseco de estos inmuebles.

El comportamiento estructural de estos edificios difiere de los edificios modernos, debido a las técnicas y naturaleza de los elementos con los que fueron formados. La estructuración consiste de sistemas de gravedad en los que las cargas externas se transmiten por compresión de la techumbre y pisos a los muros, columnas y contrafuertes y de estos al suelo. Por lo que la respuesta sísmica también es diferente. Estos edificios, al ser constituidos como sistemas que trabajan a esfuerzos de compresión, y debido a la naturaleza de sus materiales, tienen la peculiaridad de no poseer suficiente capacidad de resistir esfuerzos a tensión, además del hecho de ser estructuras masivas.

que los hace diferentes a las estructuras actuales, presentando diferentes mecanismos de falla ante las acciones sísmicas.

II.1.1 ASPECTOS SIMBÓLICOS DE LOS TEMPLOS EN CRUZ LATINA

Los primeros cristianos se reunían en casas, en las que el rito central era la comida compartida (la eucaristía) en conmemoración de la última cena de Cristo. Este rito ha sido central para el diseño de la mayoría de iglesias posteriores. Después de que el cristianismo se convirtiera en la religión oficial del Imperio Romano en el año 313, los cristianos adoptaron la basílica, una sala pública romana. Las connotaciones reales de esa palabra (de basileus rey) quedaban reflejadas en el uso del edificio, en el que se adoraba a dios como emperador del cielo. El sentido de la nave conducía al altar pero también al trono que se encontraba por detrás, donde se sentaba el obispo, práctica que solo se abandono en la Edad Media.

En Europa occidental la planta más elemental era la cruz latina, que representaba la cruz de Cristo. Una larga nave conducía desde el oeste hacia el presbiterio en el este, donde se encontraba situado el altar; los brazos de la cruz estaban formados por el crucero. Las iglesias grandes y las catedrales fueron incorporando capillas laterales, deambulatorios y zonas para los monjes y los peregrinos. En torno al trazo básico fue desarrollándose cierto simbolismo. El brazo norte del crucero, asociado con la oscuridad, el frío y la maldad, se decoraba con escenas de las escrituras Hebreas (el Antiguo Testamento); el brazo sur asociado con la luz y el calor, representaba escenas del Nuevo Testamento. La nave que iba de oeste a este y que culminaría en el altar (el símbolo de la vida de Cristo) representaba el pasaje de un espacio a otro más sagrado, o de la muerte a la vida eterna. Este simbolismo se reforzó con la colocación de la pila bautismal, el simbólico inicio de la vida cristiana, en el extremo oeste junto al acceso a la nave.

En el Mediterráneo oriental, el trazado de la iglesia bizantina centró la arquitectura y la adoración en la cúpula, que representaba la bóveda de los cielos. La cúpula solía estar centrada, generalmente sobre una planta de cruz griega, en la

cual los cuatro brazos tienen igual longitud. El altar siguió siendo importante pero se colocó tras una pantalla o iconostasis. A esa posición escondida se le atribuyó mucho simbolismo místico, al ser inaccesible a los creyentes legos; así mismo en estas iglesias la nave representa el cuerpo humano, el presbiterio el alma y el altar el espíritu. La cúpula resulta apropiada para la arquitectura sagrada de esas zonas porque tanto el cristianismo como el Islam conciben el cielo como la morada de dios

Hasta hace pocos siglos, casi todos los grandes edificios poseían o una función sagrada o una función real. Movilizar la riqueza y la mano de obra necesarias para la construcción requería la autoridad del estado y de su rey divinizado. En las civilizaciones antiguas las categorías de secular y sagrado, templo y palacio no estaban tan lejanos entre sí como lo están hoy en occidente. Por ello las técnicas de la arquitectura sagrada, fueron las técnicas de cualquier estructura a gran escala y los principales retos técnicos consistieron en la lucha por alcanzar altura y tamaño superando a la fuerza de gravedad. La arquitectura sagrada expresa ideas sobre lo divino mediante una forma material, de tal modo que cualquier aspecto de estilo y estructura tiende a encontrarse fuertemente imbuido de significado teológico.

II.2 LOS MACROELEMENTOS Y LOS MECANISMOS DE FALLA TÍPICOS

El comportamiento sísmico de las iglesias antiguas hechas de mampostería de los siglos XVI al XVIII se puede comprender, por las características que presentan sus daños y los mecanismos de colapso de estos edificios. Estas modalidades de daño se pueden agrupar por las características que poseen estos mismos daños, y sus mecanismos de colapso, en ciertas partes o en ciertos elementos arquitectónicos, que pueden denominarse macroelementos o subestructuras (Fig. II.2.1), y se definen porque puede suponerse, que su comportamiento estructural es casi autónomo del resto del templo.

Un macroelemento es una parte reconocible y completa del templo, que corresponde a un elemento de él y puede identificársele desde un punto de vista arquitectónico, funcional o estructural, como una parte unitaria del edificio, al que esta conectada y no es independiente de él (Doglioni, 1992). Es decir, un macroelemento pretende definir y describir enteramente el comportamiento local de una parte del templo. La cual permite describir el fenómeno de daño con un grado de complejidad menor que el de la estructura en su conjunto; también se le puede asociar a un mecanismo específico de falla.

Una ventaja de los macroelementos, es que estos permiten apreciar más claramente las diferencias o analogías de su comportamiento, cuando se tienen características arquitectónicas diferentes. Por ejemplo, en el macroelemento de fachada, permite ver los diferentes mecanismos de falla, cuando la fachada es esbelta o "gruesa"; se tiene una o tres puertas; hay una, dos, o ninguna torre en la fachada, etc.

Este método permite, asociar las grietas y deformaciones observadas con un mecanismo particular de colapso. Por lo que la asociación del daño que presenta la estructura con los modos de falla provee, en una primera interpretación, información sobre

su comportamiento, así como sobre la causa de la inestabilidad o debilidad de la estructura. De esta manera se puede llevar a cabo un diagnóstico de los efectos del sismo sobre el templo.

Dentro de estos diagnósticos, un estado de agrietamiento leve o moderado, que no ponga en peligro la estabilidad de la estructura, puede evidenciar el inicio de un mecanismo de colapso. El cual puede presentarse durante otro evento sísmico.

El estudio de los macroelementos también ha permitido la interpretación de daños en las estructuras que no se deben a la acción de alguna fuerza sísmica, como sucede cuando se deben a la baja calidad de la mampostería o al deterioro por falta de mantenimiento (Doglioni, 1992).

Los macroelementos típicos que identificó Doglioni para las iglesias comunes en el noreste de Italia (Fig. II.2.1) son:

1. Fachada
2. Torres
3. Ábside
4. Nave
5. Muro Lateral
6. Arco Triunfal
7. Capilla Lateral

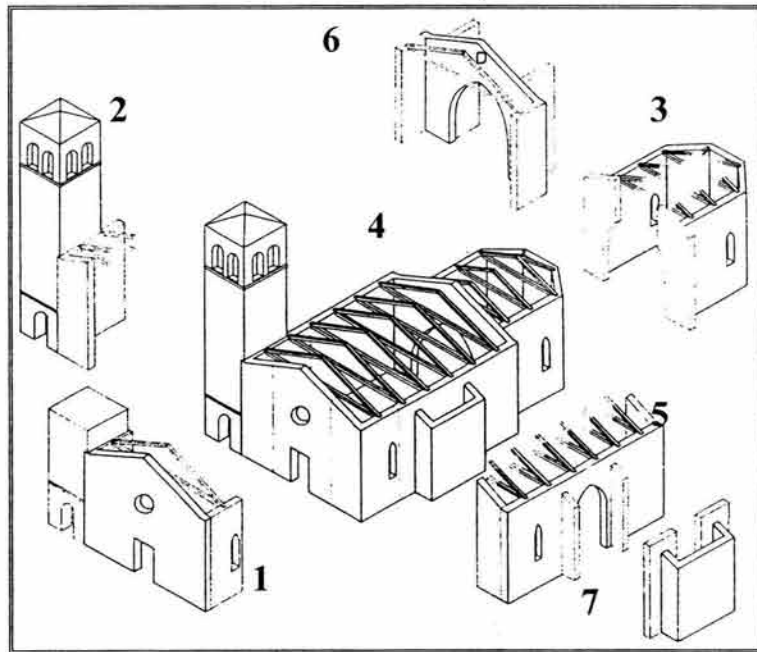


Fig. II.2.1 Macroelementos o subestructuras (Doglioni et al, 1990)

Lagomarsino (1998), ha catalogado 18 modos de falla asociados a macroelementos, los que se presentan a continuación (Fig. II.2.2):

1. *VOLTEO DE FACHADA.* Esta falla se debe al pobre anclaje que existe entre la fachada y los muros de la nave, por falta de encadenamiento o apoyo longitudinal, mientras que también su falla se debe a fuerzas cortantes, cuando se presentan grietas longitudinales en los muros.

2. *DAÑO EN FRONTÓN DE FACHADA.* Falla o volteo por flexión, donde se presentan grietas en la parte alta de la fachada, generalmente donde existen aperturas y falta de conexión con la cubierta.

3. *FALLA POR CORTANTE EN FACHADA.* Aparición de grietas inclinadas que cruzan la fachada en ambas direcciones y verticales, debido a excesivas aperturas.
4. *VIBRACIÓN TRANSVERSAL DE LA NAVE* Se caracteriza por la presencia de grietas a lo largo del cuerpo, por la inclinación de muros; esto puede ser debido a muros poco robustos o a la presencia de cargas concentradas en la cubierta.
5. *DESPLAZAMIENTO DE SOPORTES.* Se presentan grietas sobre bóvedas y arcos por el desplazamiento de su soporte, debido a fuerzas laterales.
6. *AGRIETAMIENTO EN BÓVEDA DE NAVE.* Aparición de grietas en arranque o en la longitud de la bóveda, debido a que su espesor es delgado o a la presencia de cargas concentradas en la cubierta, como por ejemplo los candelabros.
7. *AGRIETAMIENTO EN BÓVEDA CON LUNETOS.* Presencia de grietas en extradós de lunetos y/o en unión de bóveda con lunetos, debido a un espesor delgado o la presencia de cargas concentradas.
8. *DAÑO EN ARCO TRIUNFAL.* Su deterioro se debe a grietas en clave y riñones, debido la apertura de los muros por cargas verticales o la mala calidad de la mampostería, así como a la fuerza lateral inducida por sismo.
9. *DAÑO EN CÚPULA.* Presencia de grietas en cúpula, tambor y cupulín, debido a ventanales a todo lo largo del tambor, así como a la apertura del claro por peso propio o carga lateral, que origina agrietamiento en los meridianos de la cúpula y la flexión a la que es sometido el cupulín por carga lateral que ocasiona agrietamientos en su base.
10. *VOLTEO DE ÁBSIDE.* El daño se presenta por la aparición de grietas verticales o en forma de arco a lo largo de los

muros del ábside debido a la falta de conexión o enganche con los muros y/o a la presencia de grandes aperturas por ventanales, donde se concentran los agrietamientos, así como también por la existencia de fuerzas cortantes.

11. *DAÑO EN BÓVEDA EN EL PREBISTERIO O ÁBSIDE.* Agrietamiento en la bóveda debido al su espesor delgado o a la presencia de cargas concentradas, así como la posible apertura de muros por carga lateral
12. *VOLTEO DE MUROS DE FRONTERA.* Separación de muros de borde debido a la falta de sujeción o enganche con sus muros transversales o al ineficiente trabajo o ausencia de los contrafuertes.
13. *FALLA POR CORTANTE EN MUROS.* La falla es originada por la aparición de grietas de cortante debido a la mala calidad de la mampostería, a su pobre espesor, o a la discontinuidad local por la presencia de aperturas para ventanales.
14. *COLPETEO DE LA CUBIERTA.* Este comportamiento produce agrietamiento o desprendimiento de muros, por el deslizamiento de la cubierta, debido a la desconexión de las vigas con la mampostería de los muros, que produce un empuje por peso propio o por fuerzas laterales debidas al sismo, cuando las cubiertas son muy pesadas o rígidas.
15. *FALTA DE CONTINUIDAD EN MUROS.* Este estado produce la presencia de movimiento en uniones, o la desconexión del muro, debido a la gran diferencia de rigidez entre las dos partes o a la falta de sujeción, enganche y/o encadenamiento.
16. *DAÑO EN TORRES.* Su daño se debe a la flexión a que es sometida, por fuerzas laterales producidas por eventos sísmicos, que originan grietas en la unión con el cuerpo de la iglesia y su posible separación de ella, o grietas a la

altura donde inicia el campanario. También se presentan concentraciones de agrietamiento en aperturas, o por la mala calidad de la mampostería, o a un pobre espesor de los muros que la forman.

17. AGRIETAMIENTO EN CAMPANARIOS. Estos elementos presentan concentraciones de agrietamientos en aperturas, rotación de pilares, deslizamiento y/o corrimiento, debido a peso propio o al empuje que la cubierta ejerce por fuerzas laterales, así como a su altura y esbeltez de los elementos que la forman.

18. VOLTEO DE FRONTALES O ADORNOS. Este daño es debido a la flexión que origina el volteo o deslizamiento debido a fuerzas laterales, así como por su altura y esbeltez que presentan.

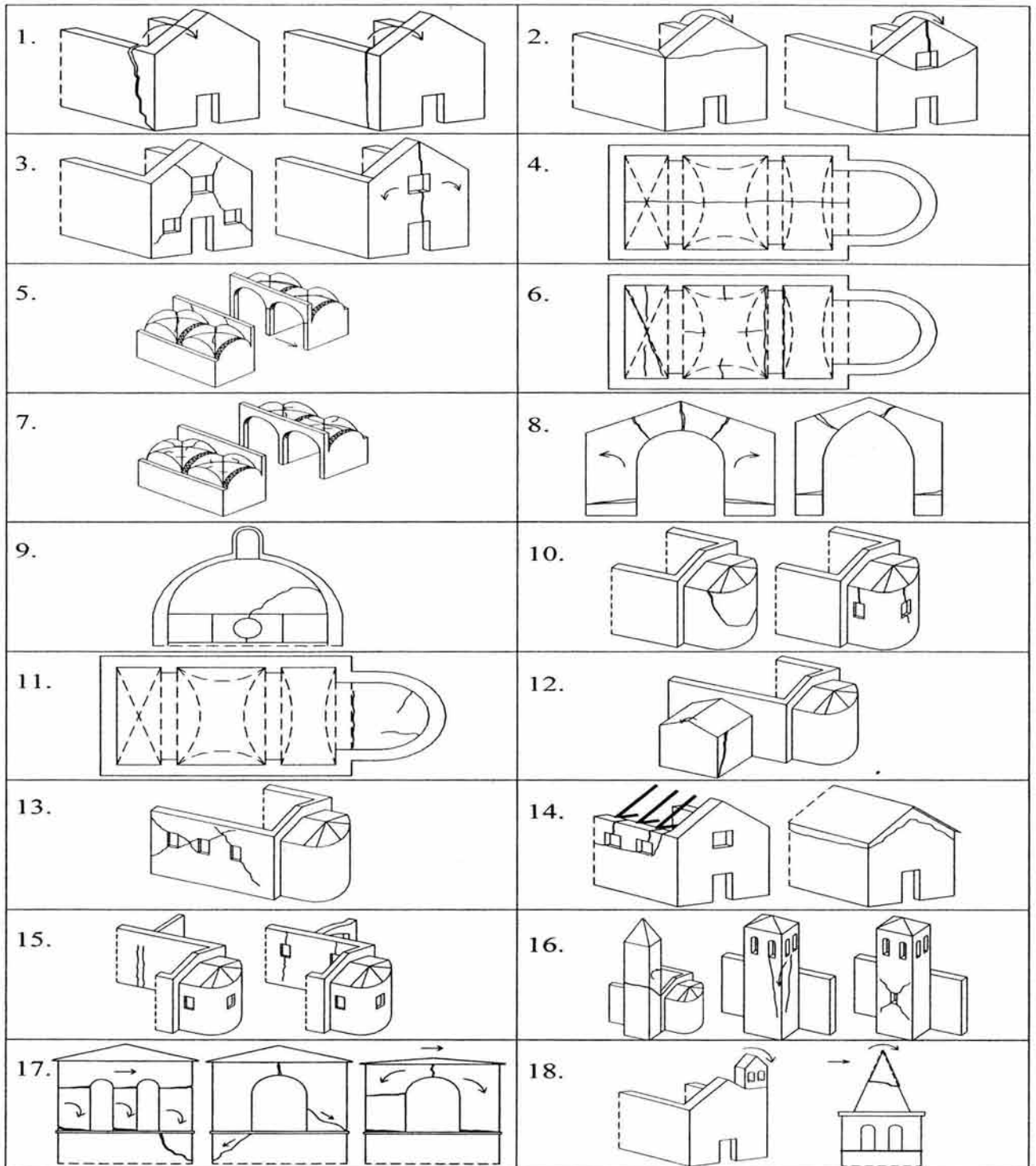


Fig. II.2.2 Mecanismos de falla y los macroelementos (Lagomarsino, 1998)

Como se puede observar, cada mecanismo de daño asociado con un macroelemento, revela un esquema o tipología de daño identificable y asociable a varias formas en las que se puede atender el problema dependiendo del contexto y el estado en que se encuentre la iglesia en cuestión. La presencia de uno o varios mecanismos de falla y su asociación con un macroelemento o subestructura facilitará el diagnóstico particular para conocer la vulnerabilidad de la iglesia debido a los efectos sísmicos y catalogar el daño como se ha hecho en varios estudios (Lagomarsino, 1998; Guerreiro et al, 2000; Doglioni et al 1994; Casolo et al, 2000), sobre su gravedad o nivel del daño.

Con el uso de las subestructuras o macroelementos se pueden realizar diagnósticos con relativa rapidez para evaluar el peligro a los usuarios de los edificios dañados.

Los macroelementos presentados hasta ahora, son resultado de estudios de estructuras que ha realizado Doglioni, entre otros, en templos generalmente con techos de dos aguas, mientras que en México, las iglesias difieren sobre todo en la cubierta, por el uso de la bóveda.

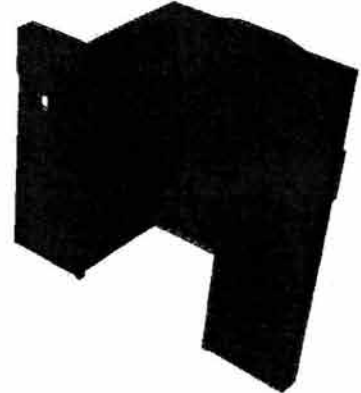
En este trabajo, se han utilizado los macroelementos de las iglesias típicas en cruz latina, derivados de las investigaciones realizadas, por el grupo de Monumentos Históricos del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Los macroelementos de estas iglesias típicas en México son (Fig.11.2.3):

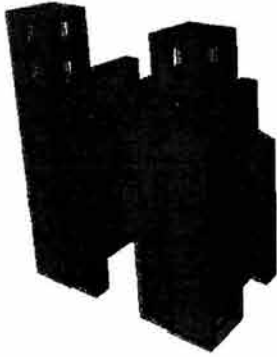
1. Fachada
2. Nave o Bóveda
3. Torres
4. Cúpula
5. Ábside



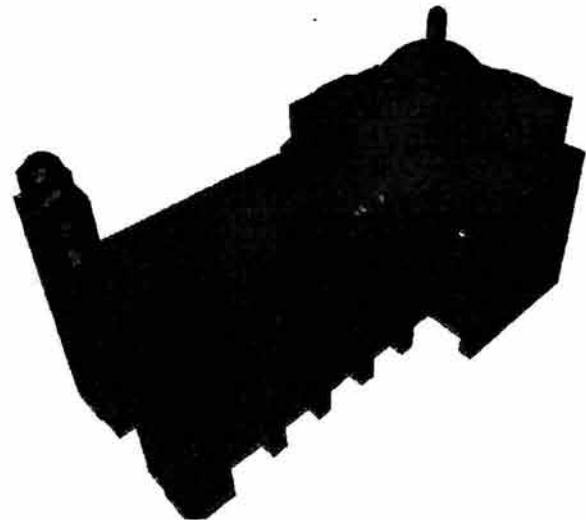
4. CÚPULA



5. ABSIDE



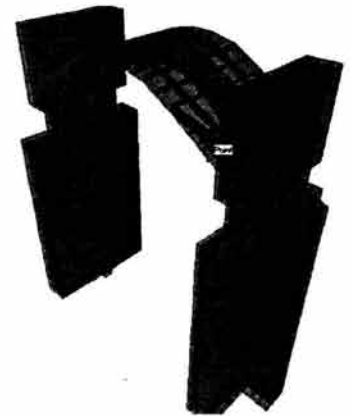
1. FACHADA



IGLESIA EN CRUZ LATINA



3. TORRE



2. NAVE O BÓVEDA

Fig. II.23 Macroelementos de iglesias en México

A continuación se presentan algunos daños que registran estas iglesias típicas y se asocian con sus macroelementos.

Daños asociados al macroelemento de fachada

La figura 11.2.4 presenta daños en fachadas debido a movimientos sísmicos; se aprecian concentración de grietas alrededor de los huecos en muros como ventanales y accesos. Se presenta desprendimiento de las torres con la fachada del cuerpo de la iglesia, por la flexión que experimenta o debido a la falta de sujeción.

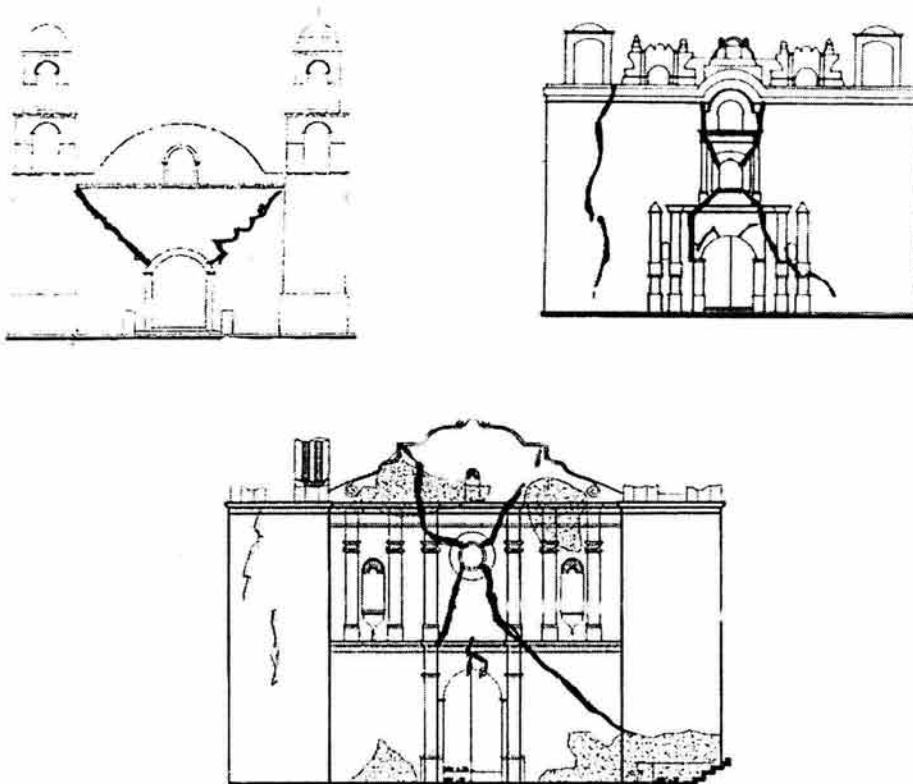


Fig. 11.2.4 Daño en fachadas (Celestino, 2004)

Daños asociados al macroelemento de nave o bóveda

La figura 11.2.5 presenta daños en bóvedas debido a fuerzas laterales que originan la apertura de muros, produciendo agrietamientos en la clave y en los riñones de la bóveda.

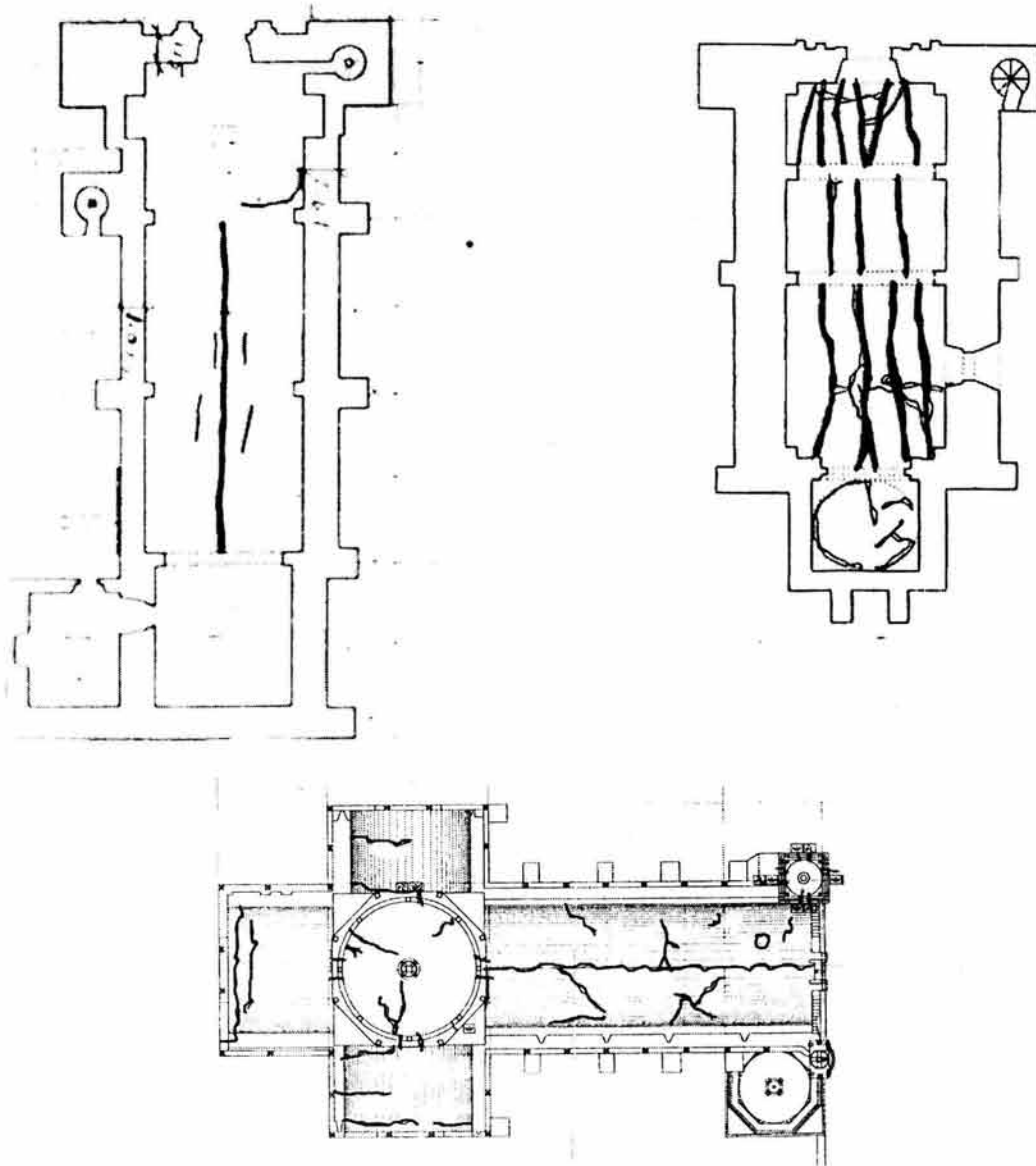


Fig. 11.2.5 Daño en bóveda (Celestino, 2004)

Daños asociados al macroelementos de torre.

La figura II.2.6 presenta daños en torres, donde se aprecia concentración de grietas en la parte baja de las mismas, separación con la fachada y grietas de flexión a la altura de los muros, así como en campanarios. Estos daños se deben a la flexión que experimenta la torre.

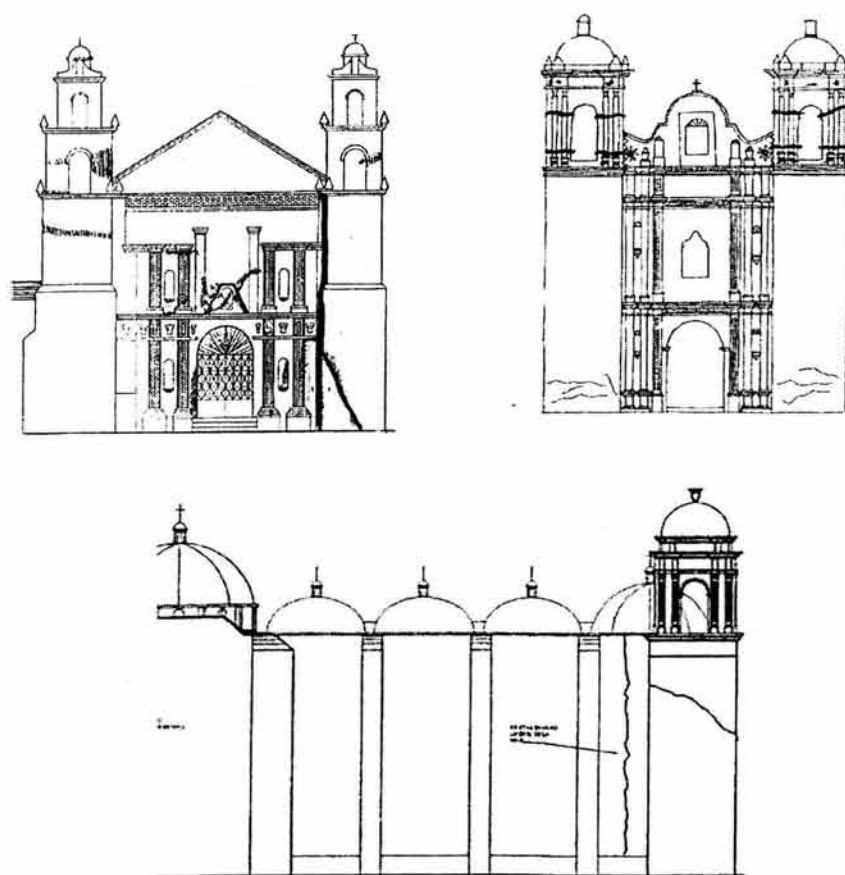


Fig. II.2.6 Daño en torres (Celestino, 2004)

Daños asociados al macroelemento de cúpula.

La figura II.2.7 presenta el agrietamiento en cúpulas, donde se aprecia su concentración en el tambor en zonas de huecos de ventanas y en los meridianos de la cúpula. Estos agrietamientos se deben a la altura que posee la cúpula, a la apertura de su claro por peso propio o por las fuerzas laterales inducidas por eventos sísmicos.

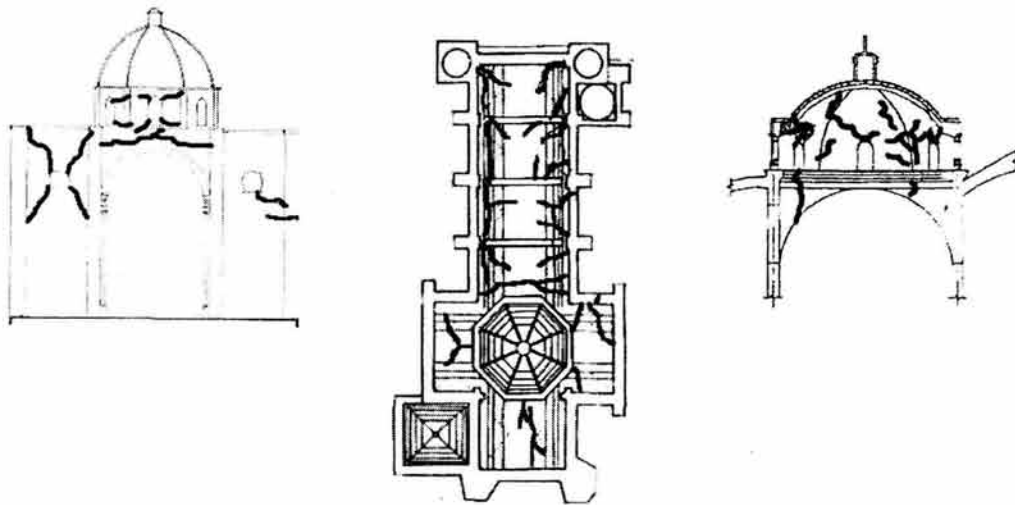


Fig. II.2.7 Daño en cúpulas (Celestino, 2004)

Daños asociados al macroelemento de ábside

En la figura 11.2.8 se observan los daños que presenta el ábside: grietas verticales en el centro de la fachada posterior y separación del ábside del cuerpo de la iglesia. Este debido a la falta de una buena conexión con el resto del templo.

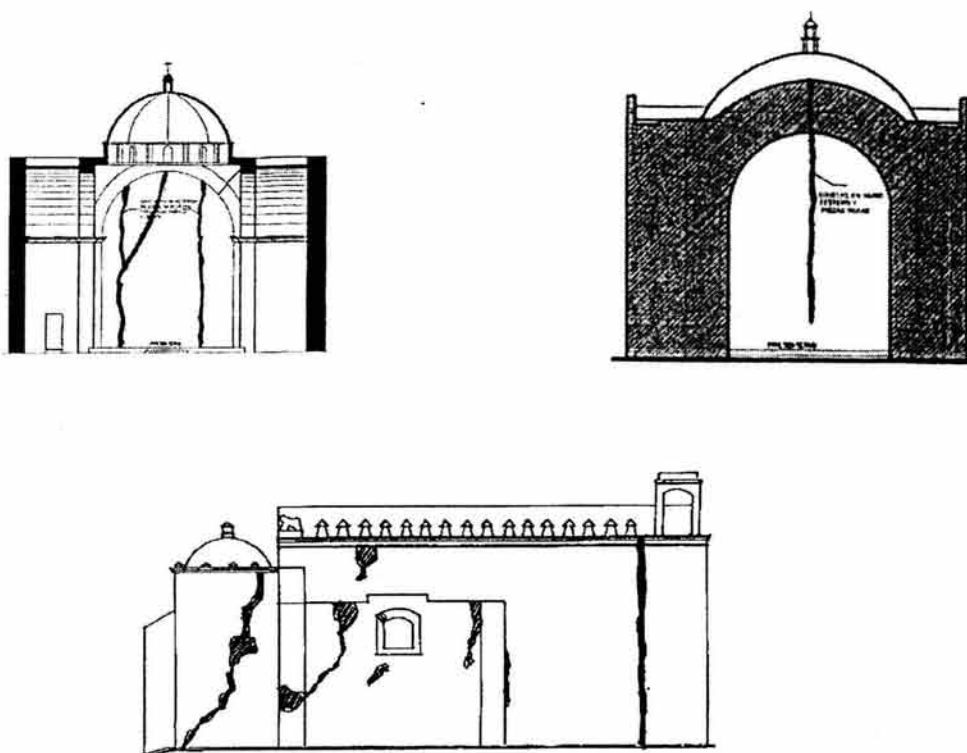


Fig. 11.2.8 Daño en ábside (Celestino, 2004)

Los macroelementos presentados son utilizados por el grupo de Monumentos Históricos del Instituto de Ingeniería de la UNAM, para realizar modelos simplificados y estudiar el comportamiento de estos elementos para conocer la vulnerabilidad del templo en estudio. En este trabajo se utilizará sólo el macroelemento de nave o bóveda, para comparar la respuesta sísmica obtenida con esta

subestructura, con la obtenida del modelo completo del templo en cruz latina.

Es importante mencionar que estos macroelementos presentan algunas limitaciones como son: la influencia de la continuidad del elemento con el resto del templo, debido a las condiciones de frontera que presenta, ya que el tamaño a considerar del resto del templo que debe tener influencia en el macroelemento es variado, y puede depender del tipo de edificación. También las condiciones dinámicas del macroelemento, ya que al variar el tamaño del templo completo y reducir a un macroelemento, varia su rigidez y su masa, afectando de manera importante sus propiedades dinámicas que se ven reflejadas en sus periodos, que son responsables directos de la respuesta sísmica.

II.3 PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERÍA

A través de la historia de las construcciones, los tipos de materiales utilizados han sido muy variados. Cada construcción ha sido elaborada de acuerdo a las condiciones del lugar, tiempo y técnica.

Los materiales presentan, de esta manera, una gama de variedad de propiedades, aún dentro de una misma construcción. En algunas ocasiones han sido edificadas por partes, con diferencia de años y en ocasiones hasta de siglos. De igual manera, las calidades de los materiales que forman la mampostería no son uniformes y el deterioro también afecta a la estructura.

Otro matiz interesante dentro de la mampostería que forman los edificios históricos son las modalidades en la forma en que esta constituida la mampostería. A veces hasta en una misma estructura se llega a encontrar mampostería de una manera organizada e irregular, o muros en que la piedra de las caras está colocada a especie de cimbra y en el interior es de tipo ciclópeo (Fig. 11.3.1).

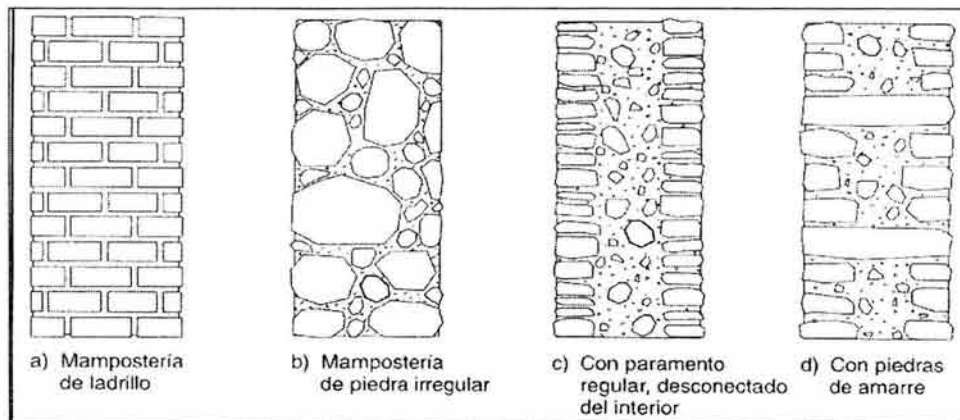


Fig. II.3.1 Tipos de mampostería (Meli, 1998)

La piedra natural es el principal elemento de este tipo de mampostería y cuenta con la propiedad de ser un material durable y que puede ser trabajado para darle la forma deseada. Las piedras utilizadas, son las rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas. Las primeras son aquellas formadas por la consolidación del magma, siendo las más duras; las segundas son las formadas por la descomposición y reconsolidación de las ígneas y las últimas son las que se formaron por la transformación química, por calor o debido a la presión, de las ígneas y sedimentarias.

La resistencia a compresión de las piedras en la construcción varía entre 100 y 1000 Kg/cm² y la resistencia a tensión, es del orden de una décima de la de compresión (Meli, 1998). Existe además un efecto de escala, es decir a medida que crecen las dimensiones del elemento disminuye su resistencia. Cuando se apilan las piedras en sillares para la formación de columnas, sobre todo si los materiales no son trabajados para eliminar sus imperfecciones y realizar el contacto en una superficie lo más extensa posible, se presentan concentraciones de carga que reducen la capacidad del elemento respecto a la de la piedra. Este problema se reduce con la presencia de morteros en las juntas de los elementos.

El mortero es un material que sirve para proporcionar adherencia entre las piedras y a su vez rellenar los huecos entre ellas, siendo el barro uno de los primeros materiales utilizados

para este fin. En los edificios de cierta importancia, se han utilizado morteros de cal y arena. La cal es un material que bajo un proceso de carbonización adquiere resistencia a la intemperie, en un proceso que se prolonga aún a través de los años. El mortero formado por cal alcanza resistencias de compresión que varían entre 5 y 20 Kg/cm² (Meli, 1998).

El comportamiento en conjunto de la piedra y el mortero, es decir de la mampostería, cuando se encuentra colocada de manera organizada bajo esfuerzos de compresión está regido por el efecto de Poisson: un acortamiento en la dirección de los esfuerzos y un alargamiento en la dirección transversal. El mortero es mucho menos rígido que la piedra y presenta deformaciones mayores. Así, la interacción de ambos materiales produce una contracción transversal del mortero bajo esfuerzos de compresión y una expansión de la piedra bajo esfuerzos de tensión, ambos en dirección transversal. Debido a que, la piedra tiene poca capacidad a tensión se producen grietas transversales a medida que la carga aumenta, no así en el mortero que permanece confinado.

Un fenómeno importante que le ocurre a la mampostería es el del flujo plástico, el cual se debe a la presencia constante de carga sobre el elemento estructural, lo que da origen a una deformación inicial elástica, que se incrementa debido a la permanencia de la carga, siendo este fenómeno importante en la distribución de cargas entre distintos elementos de una misma estructura.

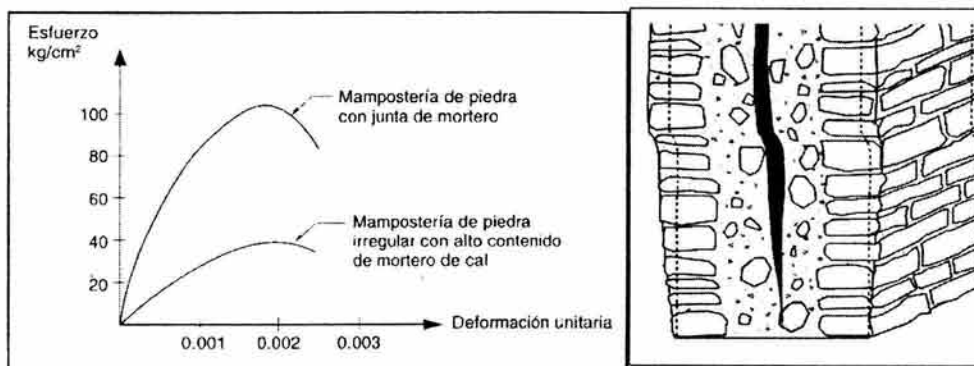


Fig. II.3.2 Gráficas esfuerzo deformación (Meli, 1998)

El comportamiento de la mampostería colocada de manera irregular falla por la separación de las piedras que la forman, produciéndose el pandeo (Fig. II.3.2), y siendo su comportamiento esencialmente frágil. Así, la resistencia y rigidez de la mampostería con arreglo irregular de piedras, es menor respecto a los que se alcanzan en la mampostería formada por piedras colocadas con arreglos regulares.

La figura II.3.3, muestra que la mampostería, posee un comportamiento no lineal, con alta capacidad de resistencia a la compresión y baja a la tensión. Los templos en estudio, presentan secciones muy robustas, por lo que el esfuerzo actuante no suele rebasar un décimo de la resistencia a compresión. Por lo que es común hacer la hipótesis de que el material es elástico lineal, debido a que los esfuerzos no abandonan la zona lineal del material.

Al presentarse esfuerzos de tensión, que superen la resistencia de la mampostería, se forman grietas en el material, hecho que sucede de manera muy frecuente por las fuerzas a que son sometidos los elementos debido a sismo o a hundimiento diferencial.

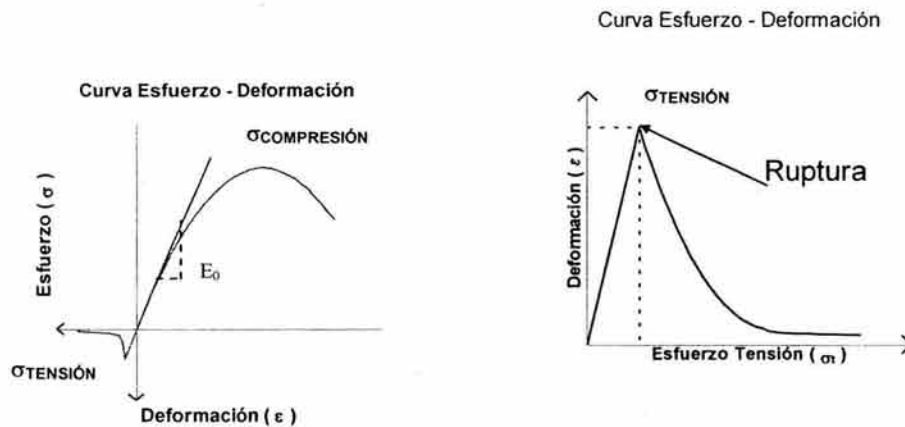


Fig. II.3.3 Gráficas esfuerzo deformación (Castellanos, 2004)

En el presente trabajo se utilizaron las propiedades mecánicas de la mampostería (Tabla II.3.1), obtenidas directamente de especímenes extraídos de un muro del Ex-Arzobispado ubicado en el Centro Histórico de la Ciudad de México (Sánchez et al, 1998).

Tabla II.3.1 Propiedades de la mampostería (Sánchez et al, 1998)

MATERIAL	Módulo de Elasticidad (t/m²)	Coefficiente de Poisson	Peso Volumétrico (t/m³)	Resistencia a la compresión (kg/cm²)	Resistencia a la tensión (kg/cm²)
Mampostería de piedra	200000	0.2	1.6	30	0.6
Mampostería de tabique rojo	52500	0.2	1.6	15	0.3

La resistencia a tensión es del 2% de la resistencia a compresión.

III. CARACTERÍSTICAS DEL TEMPLO Y DEL MODELO

III.1 DESCRIPCIÓN DE LA IGLESIA TIPO Y SU MODELO

*Expresar lo divino en los
Materiales sólidos de las
Estructuras, es una hazaña
Sorprendente de la creatividad Humana.*

CAROLINE HUMPHREY

III.1.1 DESCRIPCIÓN DE LA IGLESIA TIPO

A la llegada de los españoles, los Dominicanos (1526) se dedicaron a evangelizar las regiones mixtecas y zapotecas del actual estado de Oaxaca y de zonas de los estados de Puebla y Morelos. Por esta razón la actividad arquitectónica religiosa estuvo en auge en los siglos XVI al XVIII (Sánchez, et al 1998).

En el estado de Puebla, la mayoría de las iglesias posee una configuración en planta en forma de cruz latina. En el crucero, la nave principal y transversal se intersecan y esta intersección es cubierta por una cúpula que la cubre y es la principal. Se tiene un frontón en la fachada que puede tener nichos, relojes, almenas u otros elementos decorativos. En este frente se pueden tener una o dos torres a los lados, en las que se aloja la estructura del campanario. El último cuerpo de las torres, se encuentra rematado por un cupulín, sobre el cual generalmente hay una cruz metálica o de mampostería.

Estas iglesias, que van del siglo XVI hasta algunas de construcción más recientes, están cubiertas por bóvedas cilíndricas de cañón corrido trabajando a gravedad y con la inclusión de lunetos, para permitir la iluminación de la nave central.

La bóveda cuenta con arcos, llamados fajones con una separación regular. Así, la nave se puede considerar dividida en espacios entre arco y arco, llamados crujías, en el primero de las cuales se encuentra el coro. Los empujes de arcos y bóvedas son resistidos por contrafuertes que sobresalen del cuerpo principal y por columnas adosadas a los muros por el interior del templo que cargan a los arcos. La cúpula está sostenida por medio de un tambor con geometría circular u octagonal con ventanas, y éste a su vez por arcos que se intersecan en el crucero. La rigidez lateral del templo está dada por los muros y contrafuertes, así como también por la fachada y el ábside. Las torres resisten por sí mismas las fuerzas verticales y transversales, debido a su geometría (Fig. III.1.1.1).

Las pechinas, que se tienen en la intersección de los arcos en el crucero, son núcleos sólidos de mampostería que sirven para contrarrestar el empuje de la cúpula. Las partes masivas de la estructura, como muros, contrafuertes y torres, son de mampostería de piedra, mientras que las cúpulas y bóvedas, son de mampostería de ladrillo. En ambos casos se unieron con mortero de cal y arena.

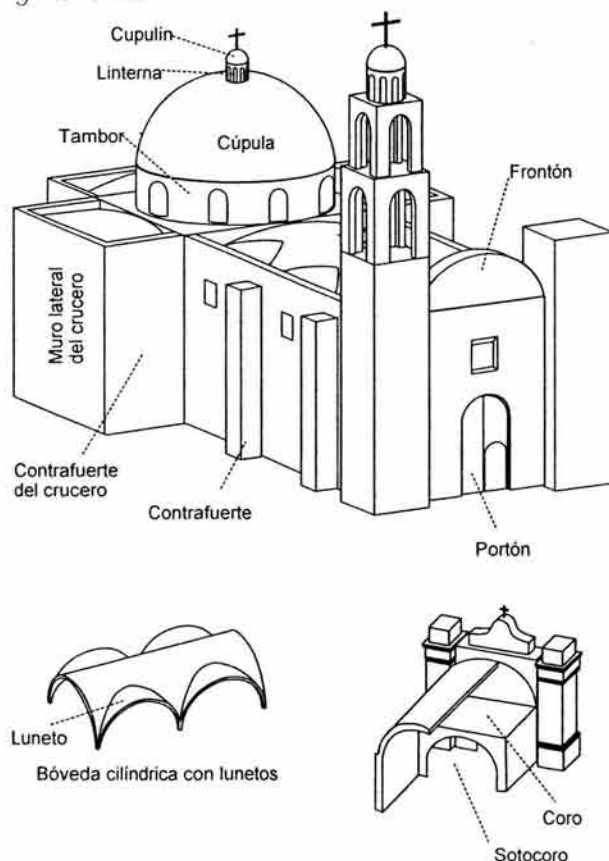


Fig. III.1.1.1 Iglesia tipo (Meli, 1998)

Estas estructuras, fueron edificadas como sistemas de gravedad, por lo que las fuerzas externas y su peso propio, se transmiten por compresión a la base del edificio. Debido a la aparición de fuerzas sísmicas o hundimientos, se inducen esfuerzos a tensión que propician la aparición de agrietamientos en la estructura. Debido a que su capacidad a tensión es muy baja en comparación con la de compresión. Estas grietas disipan la energía inducida por el sismo, pero pueden crecer y propagarse hasta volverse un problema de inestabilidad para el edificio, pudiéndolo llevar a la falla total o parcial. Por ello, estos templos fueron construidos con elementos que colaboran en su resistencia ante las fuerzas sísmicas, como son: la fachada principal y posterior que resisten las fuerzas laterales, así, como los muros de crucero y los contrafuertes a lo largo del cuerpo principal de la iglesia. Estos contrafuertes contrarrestan también la fuerzas de coceo inducidas por el peso propio de la bóveda y el movimiento de los muros, normal a su plano. Los muros suelen concentrar esfuerzos de tensión en sus aperturas para ventanales y accesos, por lo que son susceptibles de agrietamientos a cortante en estas partes. En cambio ante fuerzas longitudinales al templo, se posee una mayor resistencia y rigidez; ya que, los muros longitudinales del cuerpo principal y del crucero resisten las fuerzas inducidas en esta dirección. Aunque, las fachadas, sobre todo la fachada principal, pueden sufrir desprendimiento del cuerpo de la iglesia.

Por otro lado, las torres debido a su gran altura y esbeltez, en comparación con el resto del templo, amplifican la acción de las aceleraciones inducidas por sismo, sufriendo flexiones importantes, que pueden originar problemas de volteo y agrietamiento en las secciones del campanario, que es donde disminuye su sección. El cupulín es otro elemento que por su altura y gran esbeltez sufre grandes flexiones y desplazamientos. En cambio, el tambor y la cúpula, son elementos que sufren apertura de su claro debido al movimiento de los muros en el crucero, así como a efectos de torsión, por lo que llegan a sufrir agrietamientos en los meridianos de la cúpula y en las aperturas de ventanales en el tambor. La bóveda sufre agrietamientos debido a su peso propio en su clave por el extradós y en los riñones por el intradós, así como también debido a las fuerzas laterales, que generan la apertura y cierre del claro entre muros. En el ábside, que es un elemento muy rígido, también se presentan este tipo de daño en su bóveda, así como al posible desprendimiento de la fachada posterior.

III.1.2 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS

El modelo completo utilizado en este estudio tiene las características generales de un templo típico del Estado de Puebla: posee una planta en cruz latina, con una longitud total de 58.20 m y un ancho máximo en el crucero de 30.00 m; el espesor de sus muros es de 1.60 m con contrafuertes a cada 4.30 m en el cuerpo principal de la iglesia, con un ancho de 1.60 m por 1.70 m de largo; las columnas interiores que soportan el arco son de 0.40 x 0.60 m. Los muros poseen un espesor constante en todo el cuerpo, la fachada principal presenta una longitud de 15.20 m, al igual que la fachada posterior. Las torres son de sección cuadrada de 4.40 m por lado y un espesor constante de 0.60 m; la altura máxima de las torres es de 28.80 m en tres cuerpos (Fig. III.1.2.1).

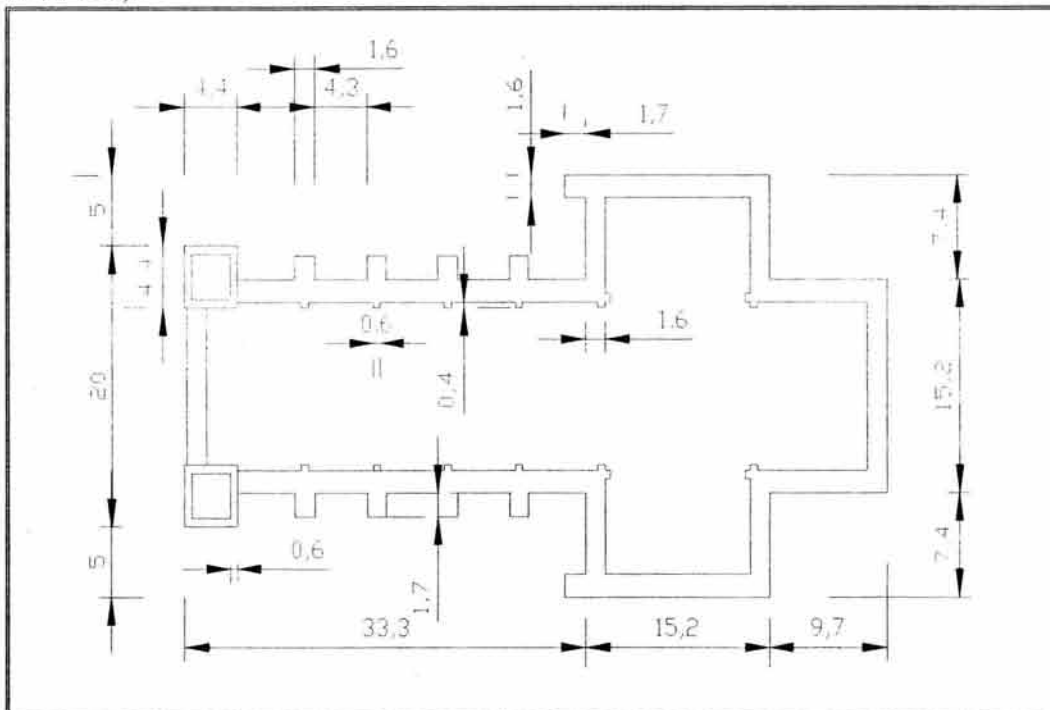


Fig. III.1.2.1 Planta de iglesia en cruz latina (m)

El ábside es de 9.70 m de largo por 15.20 m de ancho, y el crucero donde se encuentra soportada la cúpula por cuatro arcos es de 15.20 x 15.20 m; la cúpula esta soportada por un tambor circular de 12.40 m de diámetro, 3.50 m de altura y un espesor constante de 0.40 m, el mismo espesor y diámetro que la cúpula que sostiene. (Fig. III.1.2.2).

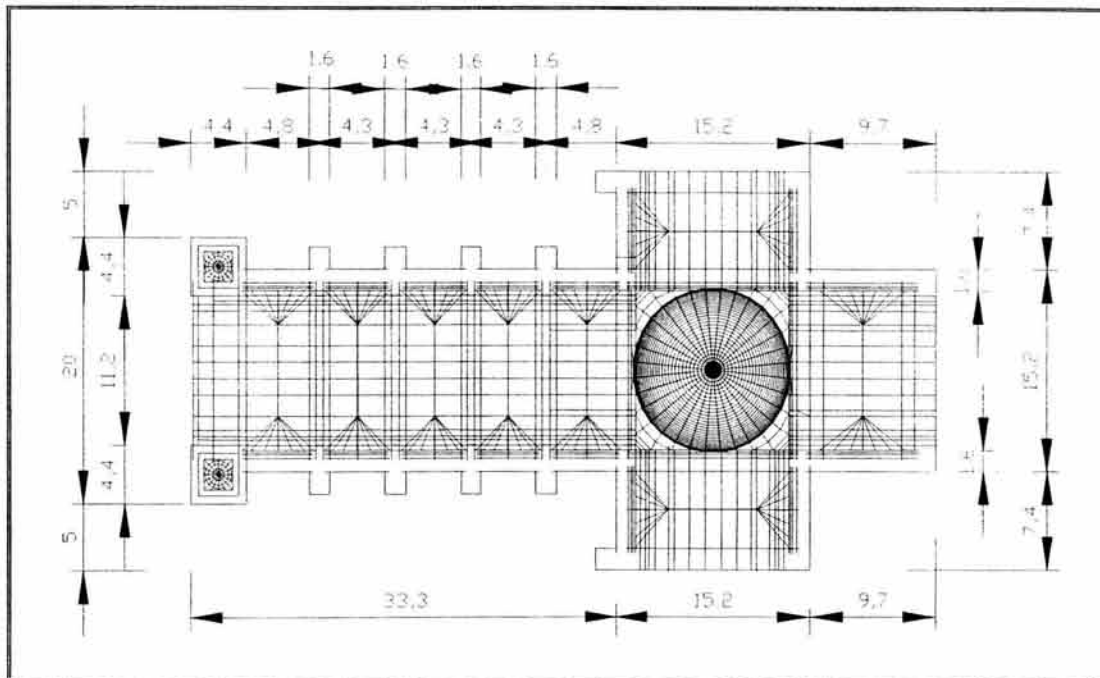


Fig. III.1.2.2 Planta cubierta de iglesia en cruz latina (m).

La bóveda principal contiene lunetos entre cada claro de arcos; éstos penetran al centro de la bóveda hasta una longitud de 2.50 m y poseen un diámetro de 2.15 m; es este el lugar del muro bajo los lunetos es donde se alojan las ventanas, las cuales tienen 1.80 m de ancho por 1.90 m de largo. (Fig. III.1.2.3).

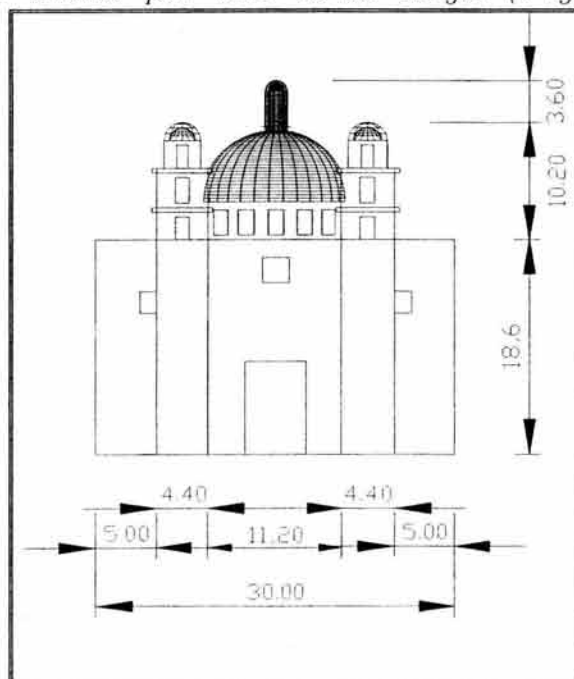


Fig. III.1.2.3 Corte transversal de iglesia en cruz latina (m).

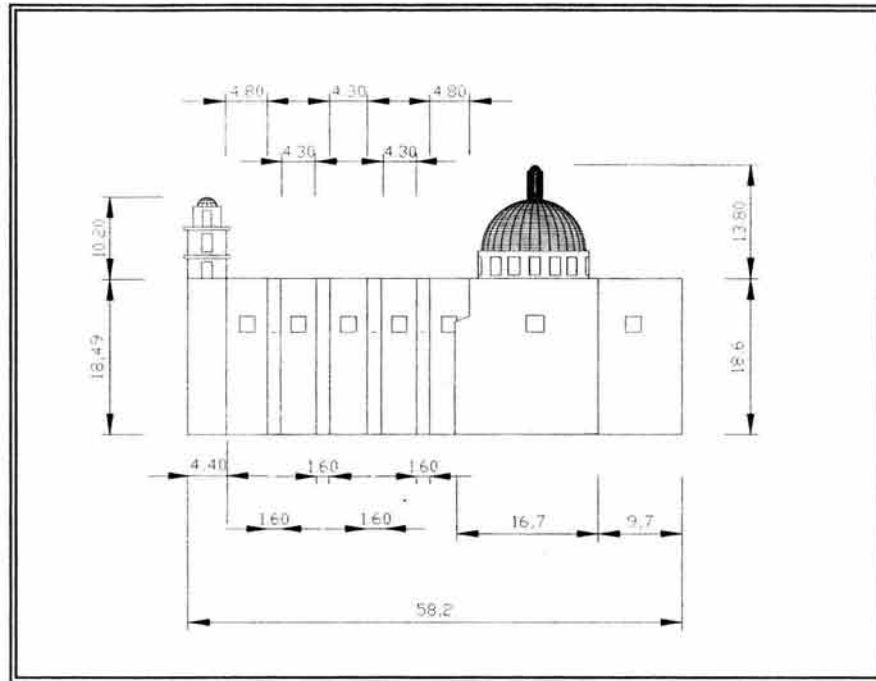


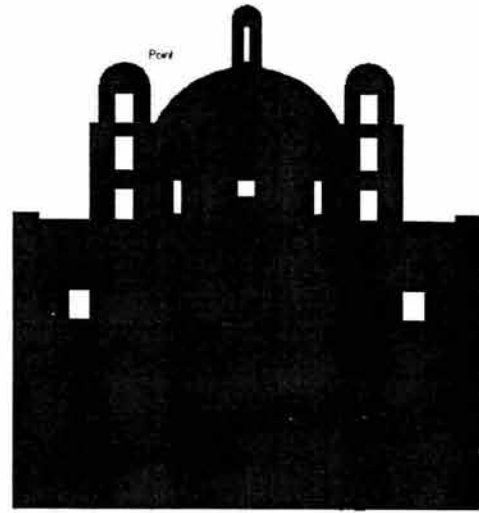
Fig. III.1.2.4 Corte longitudinal de iglesia en cruz latina (m).

La fachada principal es de 5.30 m de ancho por 8.00 m de alto. Las partes altas de torres, el campanario, se divide en tres cuerpos con una altura total de 10.20 m y un cupulín con una bóveda cilíndrica. El cupulín, tiene 1.20 m de diámetro por 0.30 m de espesor y una altura de 3.50 m. (Fig. III.1.2.4).

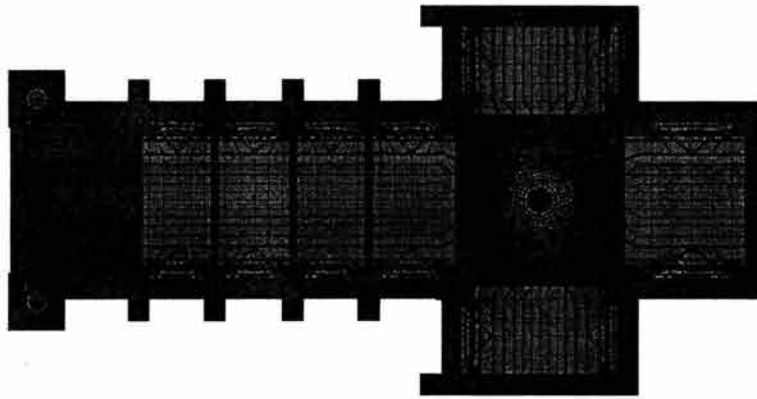
El modelo de elementos finitos fue hecho con elementos sólidos rectangulares de ocho nodos, para modelar toda la estructura, con un total de 30 787 elementos y 44 655 nudos. El modelo tridimensional tiene todos los elementos anteriormente expuestos que dan forma a la iglesia en cruz latina, como son las dos torres con sus tres cuerpos, la bóveda con sus lunetos, la fachada con su ventanal, acceso y frontón, la cúpula con su tambor y cupulín, así como el coro que se encuentra en la parte interior de la iglesia en la primer cruzía (Fig. III.1.2.5).



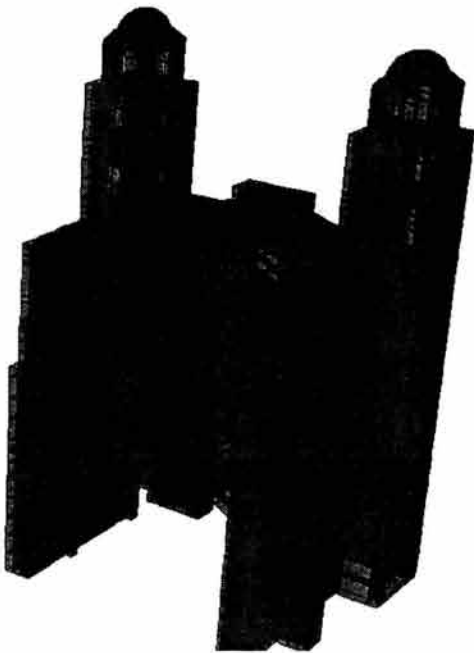
VISTA GENERAL DE IGLESIA EN CRUZ LATINA



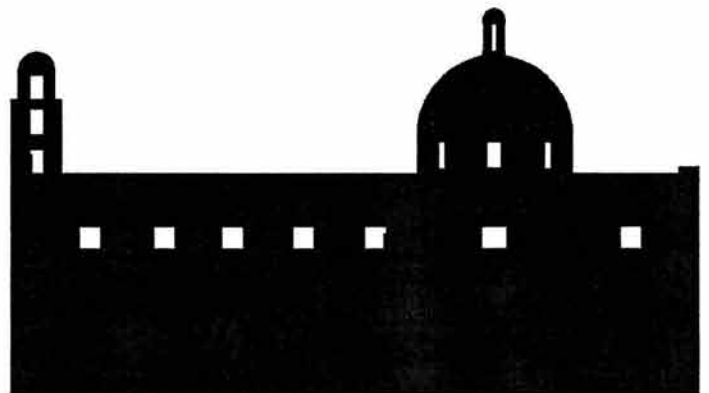
FACHADA DE IGLESIA EN CRUZ LATINA



PLANTA GENERAL DE IGLESIA EN CRUZ LATINA



VISTA DE CORO DE LA IGLESIA



VISTA LATERAL IGLESIA EN CRUZ LATINA

Fig. III.1.2.5 Modelo de templo en cruz latina

Se realizaron además, dos modelos del macroelemento de la nave, para el análisis y comparación con el modelo completo de la iglesia; estos se denominaron como modelos de macroelemento de nave I y II. Estos fueron hechos también con elementos sólidos rectangulares de ocho nodos. Para el modelo de macroelemento de nave I, se tuvieron un total de 2 647 elementos sólidos y 3 976 nudos. Este modelo es la parte de la bóveda soportada sobre un arco con el área tributaria entre dos arcos continuos, en la que se localiza la mitad de dos lunetos y un contrafuerte por lado (Fig. III.1.2.6 y III.1.2.7).

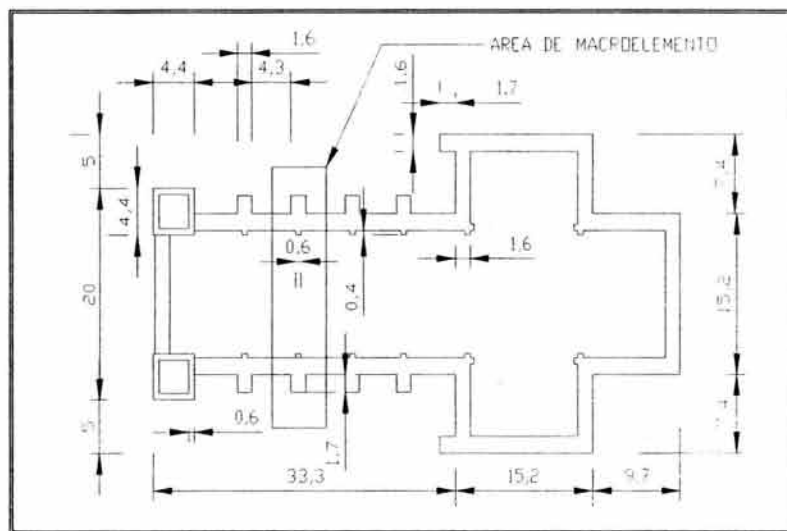
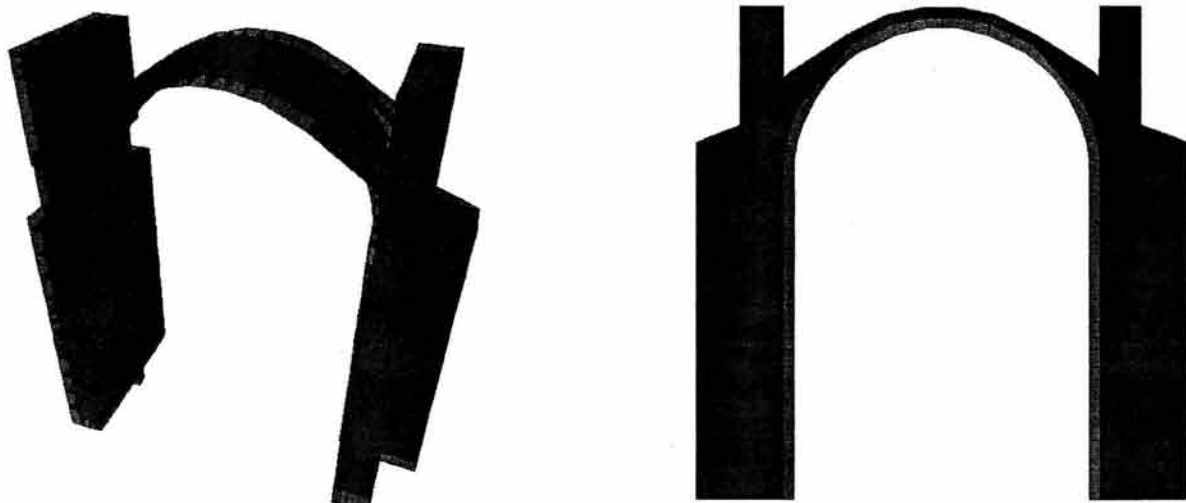


Fig. III.1.2.6 Vista de planta correspondiente a macroelemento de nave I en iglesia de cruz latina (m).



VISTA GENERAL DE MACROELEMENTO

VISTA FRONTAL DE MACROELEMENTO

Fig. III.1.2.7 Modelo de macroelemento de nave I

Por último, un modelo de macroelemento de nave II, más grande que el anterior se preparó para el análisis y comparación con el modelo completo y con el modelo simplificado de macroelemento de nave I. Este también se realizó con elementos sólidos rectangulares de ocho nodos con un total de 7 641 elementos sólidos y 10 926 nudos. Este modelo es la parte de la bóveda soportada sobre tres arcos, con tres contrafuertes con el área tributaria entre dos arcos continuos, para los arcos extremos, donde se localiza la mitad de dos lunetos y un contrafuerte por lado (Fig. III.1.2.8 y III.1.2.9).

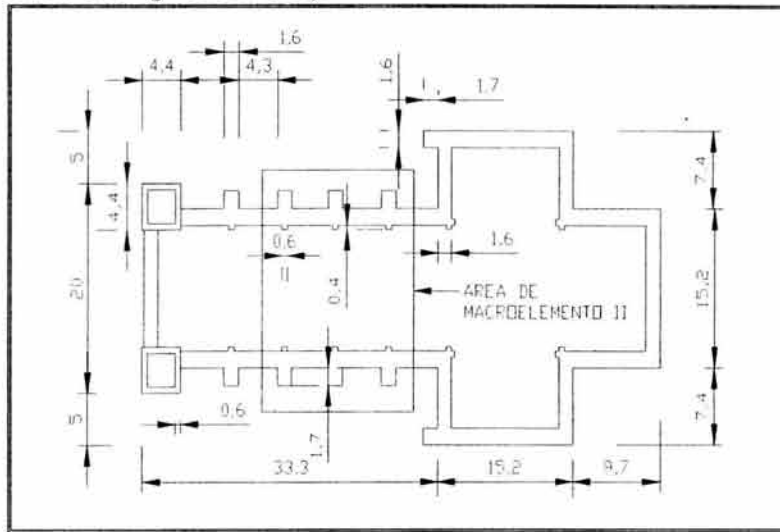
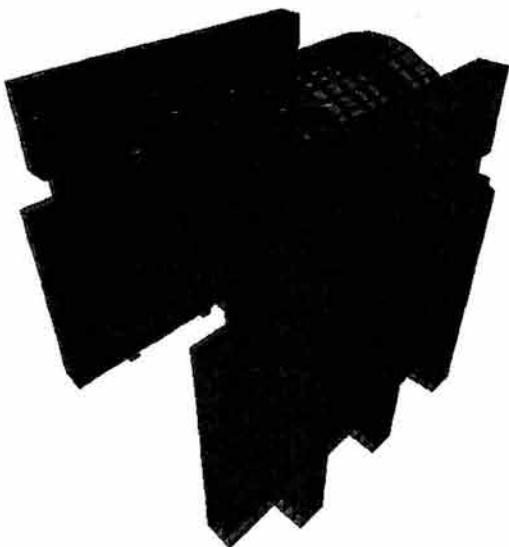
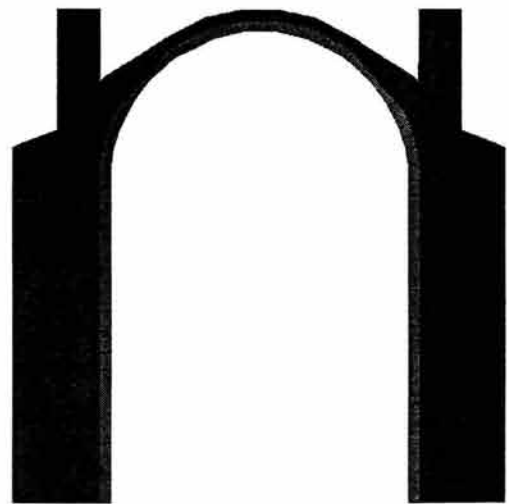


Fig. III.1.2.8 Vista de planta correspondiente a macroelemento de nave II en iglesia de cruz latina (m).



VISTA GENERAL DE MACROELEMENTO II



VISTA FRONTAL DE MACROELEMENTO II

Fig. III.1.2.9 Macroelemento de nave II

El elemento sólido utilizado para la modelación del templo, está basado en una formulación isoparamétrica. Cada elemento puede ser cargado por gravedad (en cualquier dirección); presión de superficie en las caras; presión de poro dentro del elemento y cargas debido a cambios de temperatura. Cada elemento sólido tiene seis caras cuadriláteras, con un nudo localizado en cada una de las ocho esquinas. Este elemento activa los tres grados de libertad traslacionales en cada uno de sus nodos. Los grados de libertad rotacionales no son activados.(Wilson, 2000).

Se asignaron a los elementos finitos las propiedades correspondientes a la mampostería de piedra, en muros, contrafuertes, torres y tambor; mientras que se usaron las correspondientes a la mampostería de tabique rojo en bóvedas, lunetos, cúpula y cupulín (Fig. III.1.2.10).



Fig. III.1.2.10 Materiales que componen el modelo

III.2 ACCIONES APLICADAS AL MODELO

Se utilizó la historia de aceleraciones del sismo de Acapulco de 1989, el cual fue un evento de subducción ocurrido en la costa de Guerrero. El registro utilizado es el de "La Unión", localizado en Clerra de Piedra, Guerrero; en un suelo rocoso a 30.92 km del epicentro. Este registro sísmico se nombrará en este trabajo como sismo de Acapulco de 1989. Este sismo se utilizó debido a que su componente vertical es importante y del mismo orden que la componente horizontal (Fig. III.2.1).

Los datos del sismo utilizados en este estudio se presentan en la Tabla III.2.1:

Tabla III.2.1 Datos generales del sismo de Acapulco de 1989

<i>REGISTRO</i>	<i>ACAPULCO</i>
<i>ACELERACIÓN MÁXIMA (m/s²)</i>	<i>VERTICAL 0.92</i> <i>HORIZONTAL 0.97</i>
<i>FECHA</i>	<i>25- ABRIL-1989</i>
<i>HORA EPICENTRO</i>	<i>14:29:00.4</i>
<i>MAGNITUD (Ms)</i>	<i>6.90</i>
<i>COORDENADAS DEL EPICENTRO</i>	<i>16.603° LAT. NORTE</i> <i>99.400° LONG. OESTE</i>
<i>PROFUNDIDAD FOCAL (km)</i>	<i>19</i>

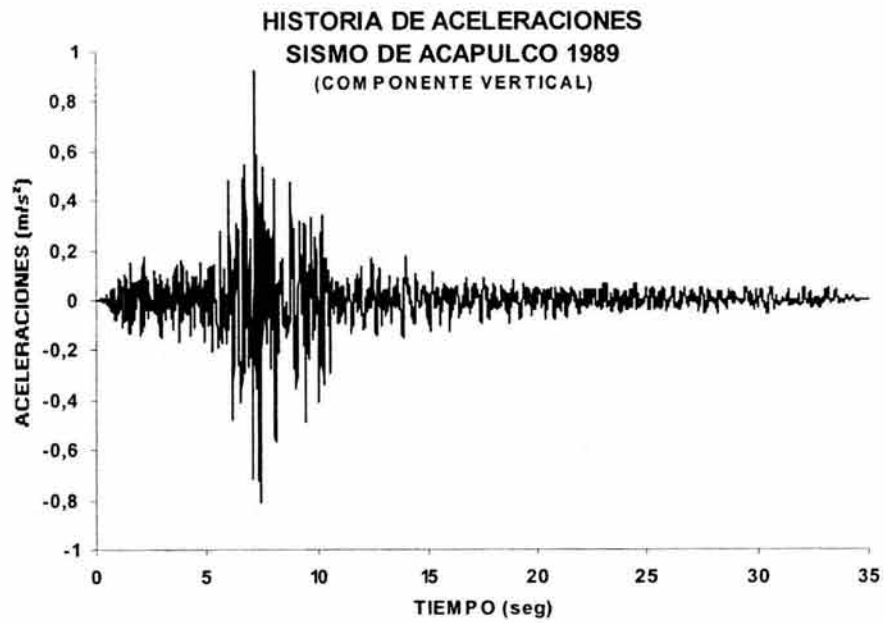
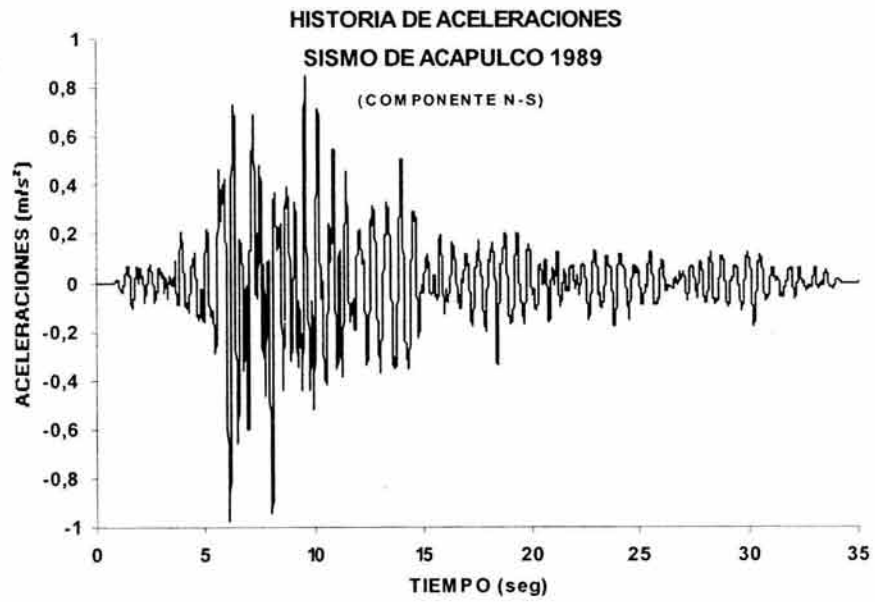


Fig. III.2.1 Historia de aceleraciones sismo de Acapulco de 1989

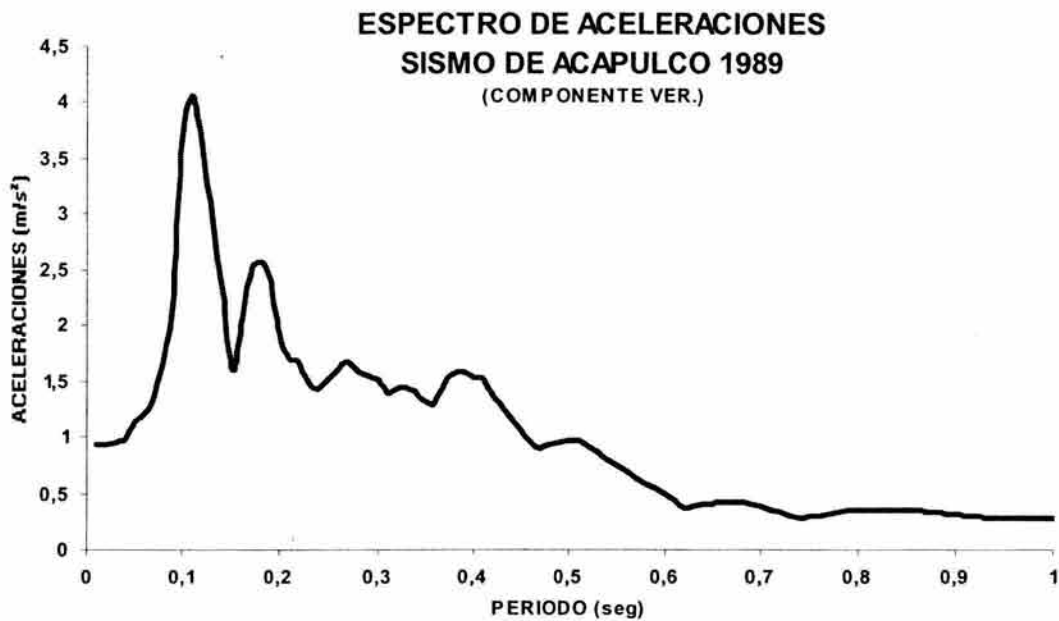
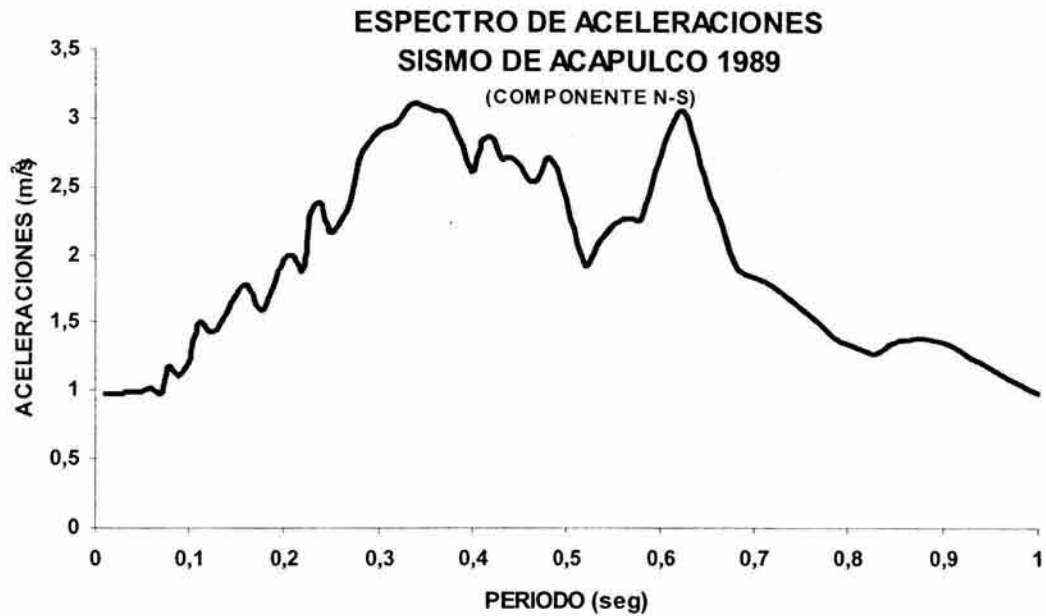


Fig. III.2.2 Espectros de respuesta sismo de Acapulco de 1989

La componente vertical del sismo, en su espectro de respuesta, presenta aceleraciones elevadas en un rango de 0.2 a 0.7 segundos mientras que en la componente vertical de 0.1 a

0.25 segundos (Fig. III.2.2). Los templos presentan por lo general periodos principales de vibración que van de 0.1 a 0.4 segundos (Meli 1998), dependiendo de la geometría y flexibilidad de los mismos. Lo anterior muestra que ambas componentes del sismo empleado pueden ser críticas para los templos en cuestión.

Los daños a los edificios históricos de esta naturaleza no solo dependen de la intensidad del sismo, definida por sus aceleraciones máximas y por el contenido de frecuencias; sino también por el estado en que se encuentra el edificio en el momento del sismo. Debido a que éste, podría presentar daños acumulados por eventos anteriores o por la falta de mantenimiento a su estructura, lo que conduce a la pérdida progresiva de su rigidez.

En este estudio se utilizó la componente de aceleraciones norte-sur debido a que posee los valores más altos de aceleración con respecto a la dirección este-oeste. Por otro lado, se estudió únicamente la dirección transversal del templo, debido a que ésta es la más vulnerable. La señal inducida al templo en estudio, fue la combinación de ambas componentes, la vertical y la horizontal.

El amortiguamiento utilizado en este estudio es del 5%, el cual es conservador respecto al que se ha obtenido experimentalmente, ya que el amortiguamiento depende entre otras cosas del nivel de agrietamiento, y se han hallado valores de amortiguamiento de hasta 10% en templos agrietados de mampostería (Rivera, 2000).


IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS

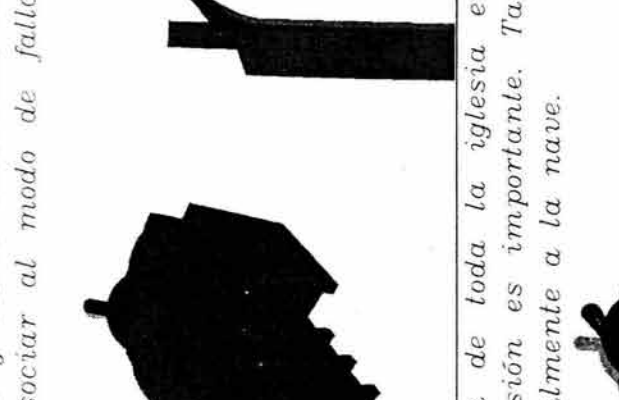

IV.1 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LOS MODELOS




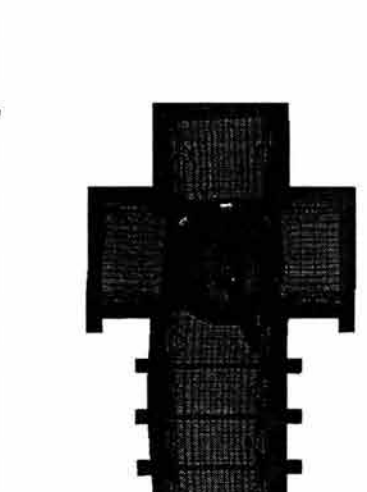
Los tres modelos, fueron analizados modalmente para conocer, su periodo fundamental de vibración y sus modos de vibrar. Para el modelo completo el primer modo de vibración es de $T=0.39$ segundos, mientras que para el modelo de macroelemento de nave I y II ese periodo es de $T=0.64$ y de $T=0.65$ segundos, respectivamente. Estos dos últimos periodos muestran la gran flexibilidad de los modelos de macroelementos, ya que no se consideran las fachadas, el crucero y el ábside, que aportan gran rigidez lateral a la estructura.



Las características dinámicas de los tres modelos se pueden obtener de sus modos de vibración, ya que su respuesta a un movimiento del terreno se puede calcular de la combinación de sus respuestas modales. Con estas formas modales es posible identificar el comportamiento dinámico, el cual se puede asociar a un mecanismo de falla. A continuación se presentan los diez primeros modos de vibración de los tres modelos.



IV.1.1 MODOS DE VIBRACIÓN DEL MODELO COMPLETO.

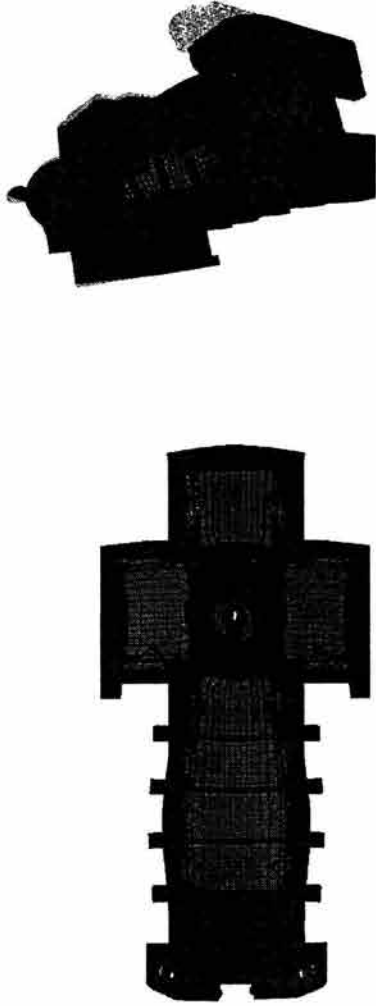
MODO	T	COMPORTAMIENTO
I	0.396	<p>Este primer modo presenta un desplazamiento transversal de la nave principal de la iglesia en flexión simple. Este movimiento se debe a la notable longitud del cuerpo, lo que le da una mayor flexibilidad. Este modo corresponde al modo fundamental de vibración y tiene una participación modal del 40%.</p> 

COMPORTAMIENTO	
<p>MODO II</p>	<p>T 0.334</p> <p>Aquí se presenta un movimiento de los muros laterales de la nave, desde la fachada hasta el crucero; por este movimiento de apertura y cierre sucesivos, la bóveda desciende y sube verticalmente. Este movimiento se puede asociar al modo de falla más común de la bóveda.</p> 
<p>III 0.294</p>	<p>En este modo se observa una doble flexión de toda la iglesia en el que las torres participan en su desplazamiento y donde la torsión es importante. También es notorio el movimiento de la cúpula al desplazarse transversalmente a la nave.</p> 

MODO	T	COMPORTAMIENTO	
IV	0.267		<p data-bbox="208 976 357 1621"><i>En este caso se observa un movimiento semejante al del modo anterior, donde se observa una flexión simple de la nave principal, que se encuentra entre el crucero y la fachada; sumada a esta flexión, se presenta una torsión y desplazamiento de las torres y el desplazamiento transversal de la cúpula.</i></p> 
V	0.265		<p data-bbox="729 976 843 1621"><i>Se observa una ligera flexión de todo el cuerpo de la iglesia y de uno de los cruceros, así como el movimiento principal de la cúpula y el tambor; también un desplazamiento de las torres y una ligera torsión de las mismas.</i></p> 

		<i>COMPORTAMIENTO</i>	
<i>MODO</i>	<i>T</i>		
<i>VI</i>	0.243		<p><i>Se presenta una doble curvatura de la nave con la torsión del crucero y un desplazamiento de las torres; el movimiento principal es de cúpula y un movimiento a modo de apéndice por parte del cupulín.</i></p>
<i>VII</i>	0.233		<p><i>Se aprecia un desplazamiento en torres en direcciones opuestas, lo que generaría un modo de falla típico de torres por la apertura de las mismas, y la apertura de los muros que puede dar lugar a la caída de la bóveda; así mismo se aprecia que los muros del crucero sufren un desplazamiento de apertura y cierre del claro entre ellos, que podría ocasionar un desprendimiento con el muro del crucero.</i></p>

MODO	T	COMPORTAMIENTO
VIII	0.224	<p data-bbox="247 218 393 1738"><i>En este modo se presenta un movimiento a lo largo del eje longitudinal de la iglesia, con lo que se podría generar un desprendimiento de las torres con la fachada; o de la sola fachada. También es apreciable que la parte del crucero sufre una apertura en sus muros longitudinales cercanos al cuerpo principal.</i></p> 
IX	0.219	<p data-bbox="807 218 953 1738"><i>Es evidente un movimiento desfasado de las torres longitudinalmente con relación al cuerpo de la iglesia, así como una doble curvatura en la nave y una torsión del crucero, este movimiento generaría que las torres se desprendan de la fachada.</i></p> 

MODO	T	COMPORTAMIENTO
X	0.217	<p data-bbox="274 357 415 1753"><i>Existe un movimiento de las torres entre sí en direcciones opuestas transversales con respecto al cuerpo de la iglesia, sumado con un movimiento de las fachadas, principal y posterior de la iglesia que comprimen al cuerpo principal y comprimen a su vez al tambor y la cúpula, así como al crucero.</i></p> 

Los factores de participación, de los distintos modos para el modelo completo se presentan en la tabla IV.1.1.1.

Tabla IV.1.1.1 Modos de vibración, periodos y factores de participación del modelo completo del templo en cruz latina.

MODO	PERIODO (SEG)	FACTOR DE PARTICIPACION DIR. X (%)	FACTOR DE PARTICIPACION DIR. Y (%)	FACTOR DE PARTICIPACION DIR. Z (%)
1	0.396	1.97 E-04	40.70	1.87 E-05
2	0.334	8.85 E-03	3.24 E-04	0.130
3	0.294	2.77 E-03	8.26	2.77 E-04
4	0.267	2.83	3.00	4.47 E-04
5	0.265	5.76	2.03	6.40 E-03
6	0.243	0.03	5.04	1.95 E-03
7	0.233	0.41	1.15 E-03	9.19 E-03
8	0.224	17.87	7.05 E-04	0.02
9	0.219	1.51 E-06	1.20 E-02	5.34 E-05
10	0.217	0.24	2.33 E-04	1.25 E-03
SUMA		27.15	59.04	0.17

El templo en cruz latina, presenta un gran peso de 9796 ton, y una distribución de rigideces y masas compleja, que se ve reflejada en la diferencia entre los periodos de sus modos de vibración y en sus factores de participación. En este caso, su primer modo no posee un factor de participación alto, como en el caso de estructuras reticulares, donde su primer modo es fundamental en su respuesta.

Para el análisis modal cuando se incluyeron 100 modos, solo se obtuvo un factor de participación de alrededor de 80% en la dirección transversal y longitudinal, mientras que en la vertical fue de 38% (Tabla IV.1.1.2). En este estudio se consideró un 99% de la masa actuante en la dirección del análisis, donde los resultados son suficientemente representativos. Los análisis dinámicos se realizaron con vectores de Ritz, en los que solo se incluyen los modos que tienen relevancia en la dirección del análisis; además, esta forma de proceder es la recomendada en los análisis sujetos a historias de aceleraciones (Wilson, 2000).


Tabla IV.1.1.2 Factores de participación totales de los análisis efectuados



Factores de participación con eigenvalores.

TIPO DE ANALISIS	MODOS INCLUIDOS	FACTORES DE PARTICIPACIÓN		
		X	Y	Z
EIGENVALORES	100	0.826	0.838	0.383
RITZ	300	0.999	0.999	0.999



Es interesante notar que el modo de vibración VIII con un periodo de 0.224 segundos, es el fundamental en la dirección longitudinal del templo, y posee un factor de participación del 17.87 %, que es pequeño en comparación con el modo de vibración I en la dirección transversal; este modo longitudinal, se debe principalmente al comportamiento de las torres, la cúpula y el cupulín, que son los que contribuyen a esta forma modal.



IV.1.2 MODOS DE VIBRACIÓN MACROELEMENTO DE NAVE I.



MODO	T	COMPORTAMIENTO
I	0.647	<p>El primer modo de vibración presenta una deformada transversal de conjunto donde la flexión de la bóveda se vuelve evidente debido a la rigidez de la misma en comparación con la rigidez de los muros que componen a la estructura; estos muros a su vez se flexionan de manera conjunta en su dirección transversal. Este primer modo es el fundamental de este macro elemento, su factor de participación asociado a este modo es de 60% en la dirección transversal.</p> 


<i>COMPORTAMIENTO</i>	
<i>MODO</i>	<i>T</i>
<p data-bbox="189 247 335 1696"><i>Se presenta la deformación del conjunto debido a la apertura de los muros, los cuales realizan un movimiento contrario entre sí, lo que origina la apertura del claro. Este modo tiene un factor de participación modal en la dirección vertical de 5.78 %.</i></p> 	<p data-bbox="189 1724 221 1801">II</p> <p data-bbox="189 1801 221 1822">0.451</p>
<p data-bbox="711 247 857 1696"><i>Este tercer modo de vibración presenta el movimiento dominante asimétrico de la bóveda debido a su flexibilidad en comparación con la rigidez de los muros que también presentan una flexión en dirección opuesta que contribuye al movimiento de la bóveda.</i></p> 	<p data-bbox="711 1724 743 1801">III</p> <p data-bbox="711 1801 743 1822">0.180</p>

COMPORTAMIENTO


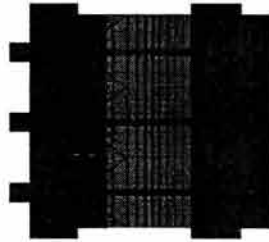
MODO	T	
IV	0.138	<p data-bbox="274 252 392 1680">Este modo de vibración, al igual que el del segundo modo, presenta un movimiento de muros en dirección opuesta entre sí, pero que en este caso sufren una flexión importante ocasionando la apertura del claro.</p> 
V	0.133	<p data-bbox="752 252 870 1680">Este modo presenta una deformada transversal de la bóveda, en la cual el movimiento de los muros se realiza de una manera más marcada a partir del nacimiento de la bóveda, que experimenta una deformación vertical asimétrica.</p> 

		<i>COMPORTAMIENTO</i>	
<i>MODO</i> VI	<i>T</i> 0.105	<p><i>Este modo presenta la flexión vertical simétrica de la bóveda ante el cierre y apertura de los muros en su parte superior.</i></p> 	
<i>MODO</i> VII	<i>T</i> 0.092	<p><i>La bóveda muestra movimientos de flexión a lo largo de su longitud transversal en los lugares donde no se encuentra rigidizada por el arco, con poca contribución de los muros</i></p> 	

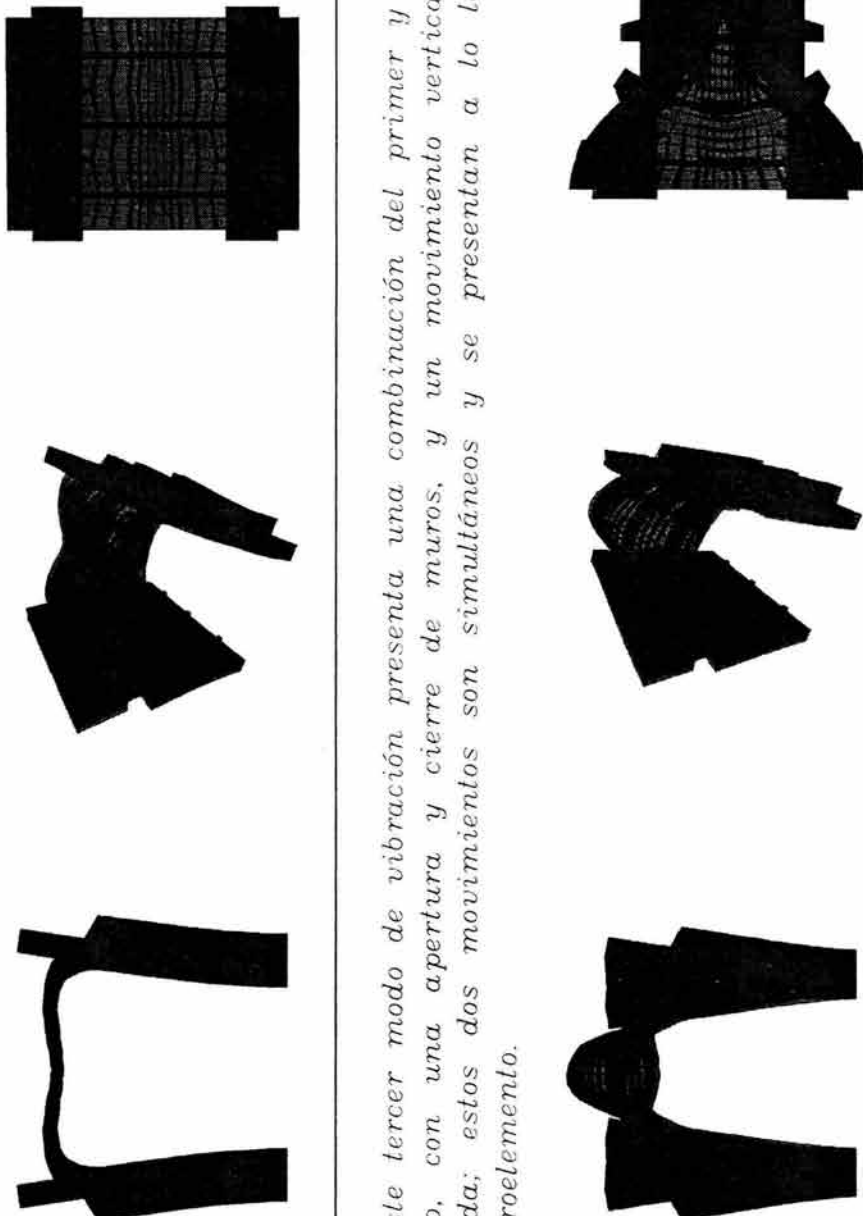
		<i>COMPORTAMIENTO</i>	
<i>MODO</i>	<i>T</i>	<i>0.083</i>	<p><i>La bóveda experimenta movimientos verticales de descenso y ascenso en la parte donde no se encuentra rigidizada por el arco.</i></p> 
<i>IX</i>	<i>0.082</i>	<p><i>La bóveda experimenta un descenso y ascenso con varios puntos de inflexión, siendo un movimiento local de bóveda.</i></p> 	



<i>MODO</i>		<i>COMPORTAMIENTO</i>
<i>X</i>	<i>0.078</i>	<p data-bbox="196 262 274 1690"><i>Se presenta una flexión de la bóveda, girando alrededor del arco sobre el que está apoyada, con un cierre en un extremo y una apertura en el otro.</i></p> 



IV.1.3 MODOS DE VIBRACIÓN MACROELEMENTO DE NAVE II




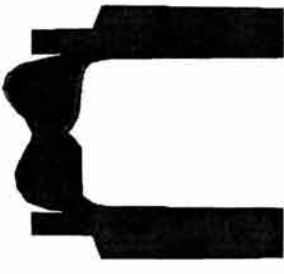


MODO	T	COMPORTAMIENTO
I	0.659	<p><i>Este primer modo presenta una deformada transversal de conjunto similar a la del macroelemento I, donde aparece una flexión en la bóveda, debido a su baja rigidez. El factor de participación asociado a este modo es de 61% en la dirección transversal.</i></p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;">   </div>


<i>COMPORTAMIENTO</i>	
<p data-bbox="200 254 351 1692"> <i>Se presenta la deformación del conjunto debido a la apertura de los muros, los cuales realizan un movimiento en dirección contraria entre sí, lo que origina la apertura del claro de manera similar al segundo modo del macroelemento I. Este modo tiene un factor de participación modal en la dirección vertical de 3.00 %.</i> </p>	<p data-bbox="122 1751 153 1814"><i>T</i></p> <p data-bbox="200 1724 232 1814">0.453</p>
<p data-bbox="765 254 915 1692"> <i>Este tercer modo de vibración presenta una combinación del primer y segundo modo, con una apertura y cierre de muros, y un movimiento vertical de la bóveda; estos dos movimientos son simultáneos y se presentan a lo largo del macroelemento.</i> </p>	<p data-bbox="765 1871 796 1919"><i>III</i></p> <p data-bbox="765 1724 796 1814">0.255</p>



		<i>COMPORTAMIENTO</i>	
<i>IV</i>	<i>T</i> 0.232	<p><i>Este modo de vibración presenta la deformación de la bóveda en doble curvatura, con una deformación a torsión de la nave, así como el movimiento transversal de los muros en ambas direcciones a lo largo del macroelemento.</i></p> 	
<i>V</i>	<i>T</i> 0.179	<p><i>Este modo presenta una deformada asimétrica, transversal de la bóveda; es decir posee un movimiento local, ya que los muros no sufren desplazamientos grandes y es sólo la bóveda la que presenta flexiones y desplazamientos en su longitud.</i></p> 	

MODO	T	COMPORTAMIENTO
VI	0.157	<p data-bbox="404 235 478 1701"><i>Este modo presenta la flexión vertical de la bóveda, siendo un movimiento local de bóveda.</i></p> 
VII	0.136	<p data-bbox="895 235 1003 1701"><i>La bóveda experimenta movimientos verticales a lo largo de su longitud, con la flexión de los muros a lo largo de toda su altura, lo que origina la apertura del claro.</i></p> 

MODO	T	COMPORTAMIENTO		
VIII	0.132			<p data-bbox="415 262 486 1690"><i>La bóveda experimenta movimientos transversales, de flexión de manera asimétrica, así como una flexión en muros a partir de su mitad superior.</i></p> 
IX	0.115			<p data-bbox="901 262 972 1690"><i>La bóveda experimenta un descenso y ascenso con varios puntos de inflexión, siendo este comportamiento local de bóveda.</i></p> 

MODO	T	COMPORTAMIENTO
X	0.111	<p data-bbox="373 256 482 1696"><i>Se presenta una flexión de la bóveda, girando alrededor del arco sobre la que está apoyada, con un cierre de la bóveda en un extremo y una apertura en el otro.</i></p> 

IV.2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL TEMPLO

Para conocer el comportamiento sísmico del templo en su conjunto, se realizó el análisis paso a paso con la combinación de la componente horizontal y vertical del sismo de Acapulco.

En la figura IV.2.1, se presentan 12 puntos que se utilizaron en la interpretación de resultados; los puntos están localizados a lo largo de la nave principal, en el ábside y transversalmente en el crucero.

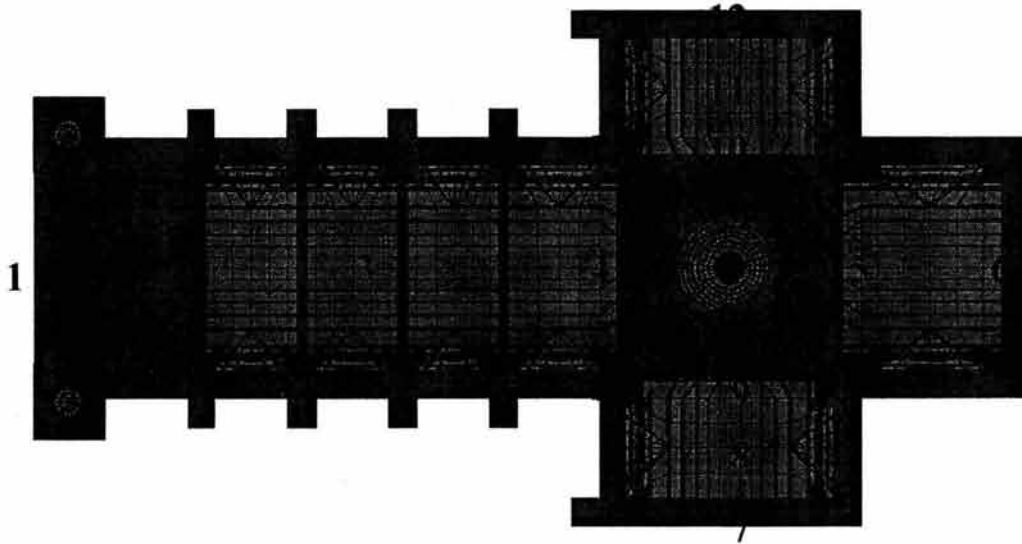


Fig. IV.2.1 Puntos estudiados del templo en cruz latina

La figura IV.2.2, muestra las aceleraciones máximas de los puntos 1, 2, 3, 4, 5 y 6. Es notable que el punto 3, presenta la mayor amplitud de la respuesta, con una aceleración de 5.18 m/s^2 , mientras que el punto 6 es el menor con 1.71 m/s^2 . Considerando que la aceleración máxima que presenta el sismo es de 0.97 m/s^2 , la amplificación de los puntos 3 y 6 es de 5.34 y 1.76 veces, respectivamente.

AMPLITUD DE ACELERACIONES A LO LARGO DEL TEMPLO

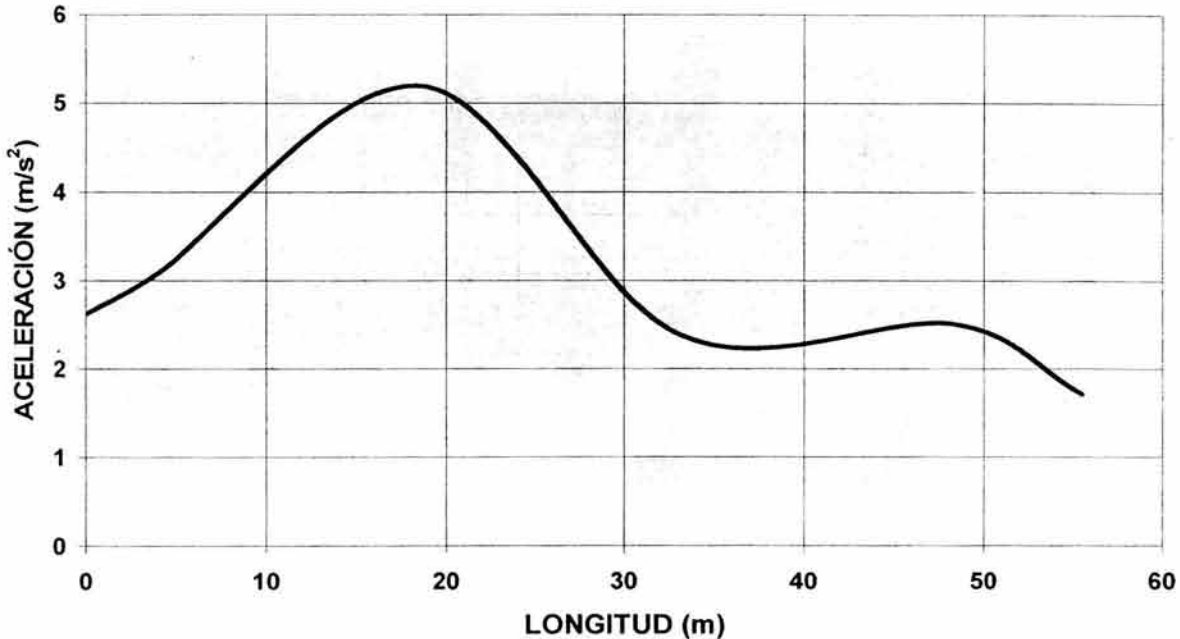


Fig. IV.2.2 Aceleraciones máximas de los puntos 1 a 6.

En la figura IV.2.3, se observan los desplazamientos máximos que se presentan a lo largo del templo (puntos 1 a 6). El punto 3 presenta el mayor desplazamiento que es de 1.91 cm., mientras que en el punto 6 es de 0.29 cm. siendo el menor de los seis. Es importante notar que, el punto 1, que se encuentra ubicado sobre la fachada presenta un desplazamiento de 0.78 cm., superior al del punto 6 que se encuentra ubicado cerca de la fachada posterior en el ábside; esto es debido, a que el ábside cuenta con los muros del crucero muy cercanos a él, lo que le proporciona una mayor rigidez, que al muro de fachada.

AMPLITUD DE DESPLAZAMIENTOS TRANSVERSALES A LO LARGO DEL TEMPLO

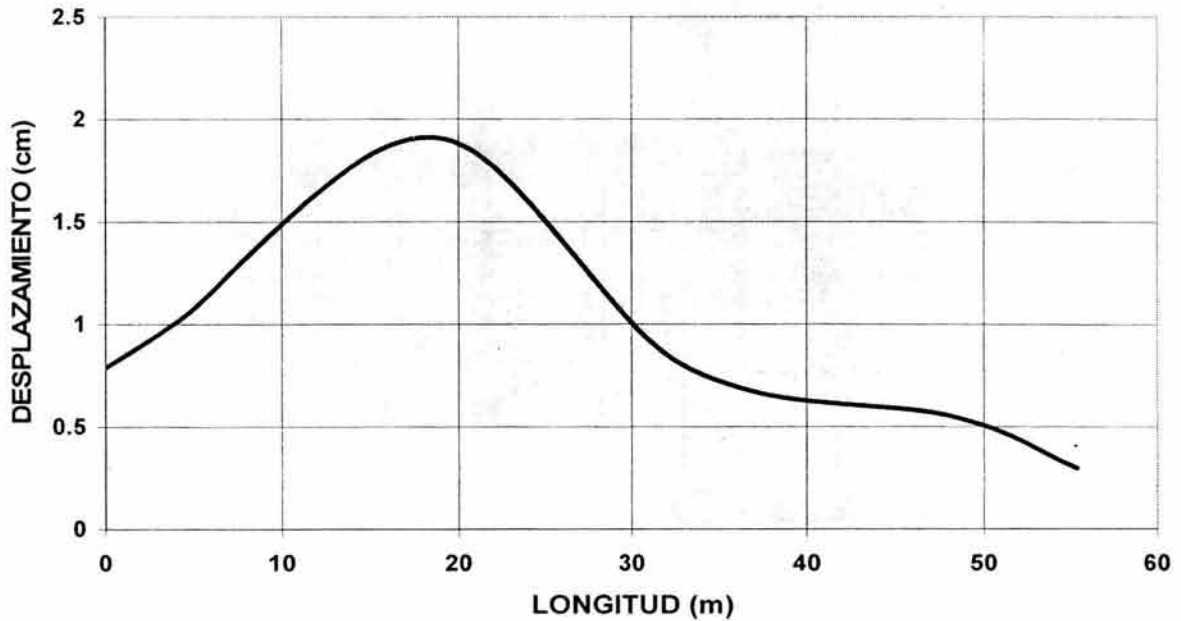


Fig. IV.2.3 Desplazamientos máximos de los puntos 1 a 6.

En la figura IV.2.4, se presenta la deformada del templo en el momento en que la aceleración es máxima en el punto 3; se aprecia que la deformación se concentra en el centro de la nave, donde los elementos que contrarrestan el movimiento transversal son sólo los contrafuertes y arcos, mientras que el crucero, la fachada principal y posterior contrarrestan este movimiento, por lo que sus deformaciones son menores.

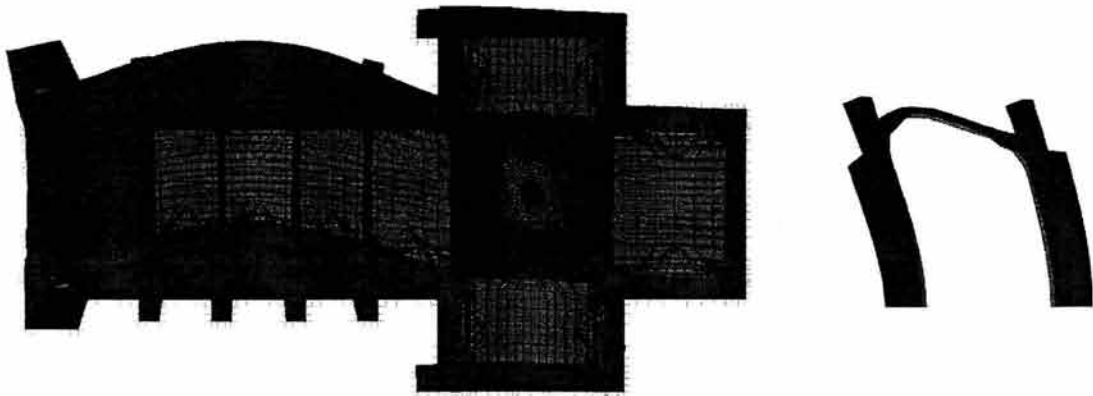


Fig. IV.2.4 Deformada en el momento de la aceleración máxima en el punto 3

Para conocer el comportamiento del crucero en sentido longitudinal del templo por efectos de torsión, se utilizan los puntos del 7 al 12 (Fig. IV.2.1). Las aceleraciones máximas para estos puntos en el sentido longitudinal del templo se presentan en la figura IV.2.5. El punto 9 es el que presenta la mayor aceleración de 0.72 m/s^2 ; mientras que los puntos 7 y 12, ubicados en los muros; son los que presentan la menor aceleración de 0.42 y 0.38 m/s^2 respectivamente.

AMPLITUD DE ACELERACIONES

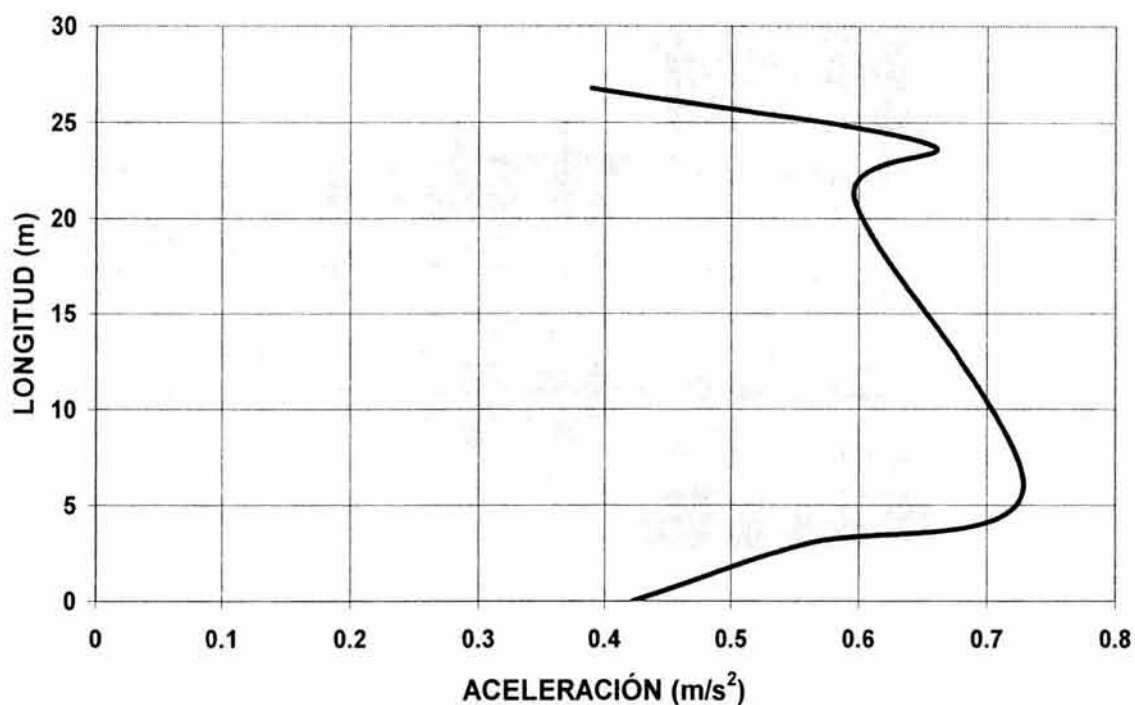


Fig. IV.2.5 Aceleraciones máximas longitudinales de los punto 7 a 12, a lo largo del crucero.

Los desplazamientos en sentido longitudinal se estudian con los puntos 7 a 12, a lo largo del crucero, donde se ubican los arcos que sostienen al tambor y a la cúpula (Fig. IV.2.6). En los puntos 9 y 10 se presenta el mayor desplazamiento que es de 0.10 cm , mientras que en los puntos 7 y 12, cercanos a los muros sus desplazamientos son de 0.01 cm .

Los efectos de torsión en la nave del crucero son significativos, ya que el sismo aplicado en dirección transversal, con una aceleración máxima de 0.97 m/s^2 , produce una aceleración longitudinal máxima en el crucero de 0.72 m/s^2 , que es solo 25% menor que la transversal. Además los desplazamientos longitudinales en el interior del crucero cercanos al tambor, son superiores a los que se presentan en los brazos del templo; debido a que el movimiento de la nave principal genera deformaciones en los arcos que soportan el tambor y la cúpula. En cambio los puntos ubicados cerca de los muros laterales, poseen una mayor rigidez.

AMPLITUD DE DESPLAZAMIENTOS

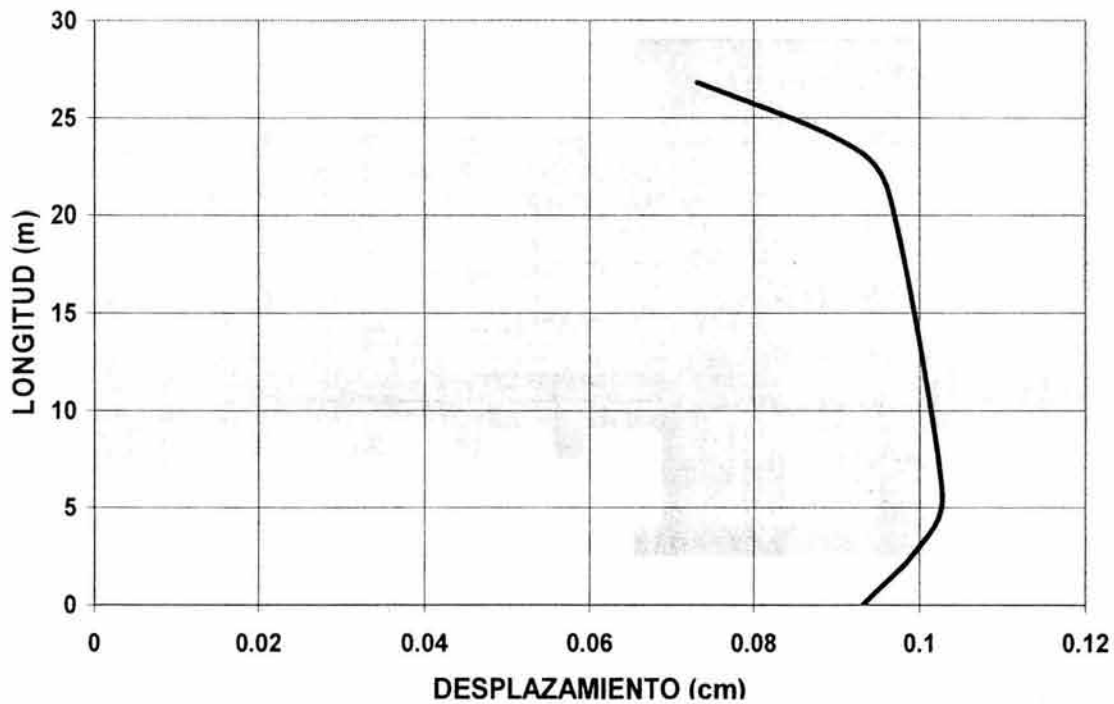


Fig. IV.2.6 Desplazamientos máximos longitudinales de los punto 7 a 12, a lo largo del crucero

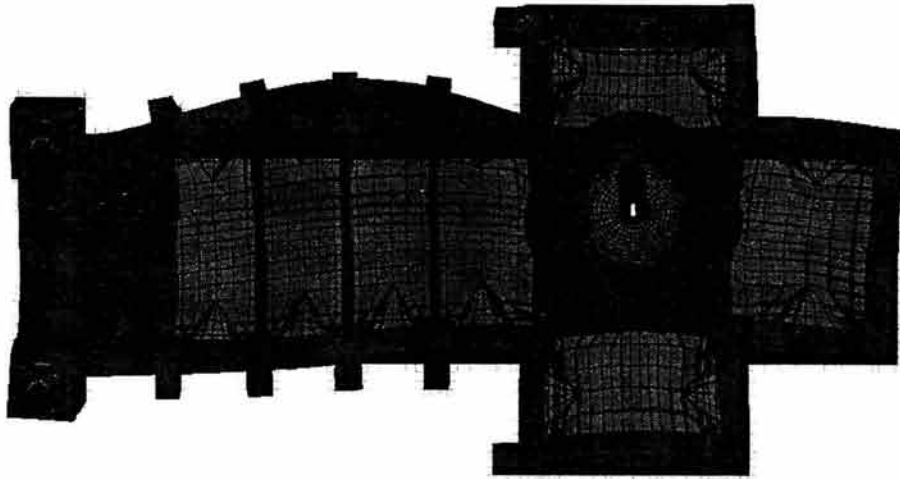


Fig. IV.2.7 Deformada en el instante de la máxima aceleración en el punto 9

La figura IV.2.7 presenta la deformada en el instante de máxima aceleración del punto 9, y se aprecia que la zona del crucero y brazos, no presenta grandes deformaciones, ya que estas se concentran en la zona de los arcos de soporte adyacentes al cuerpo principal del templo.

Dentro del estudio del comportamiento que experimenta la cúpula, se obtuvieron 4 puntos de análisis, los cuales se presentan en la figura IV.2.8. El punto 15 se ubica en la base del tambor, el punto 16 en la base de la cúpula, el punto 17 en la base del cupulín y el punto 18 en la cúspide del cupulín.

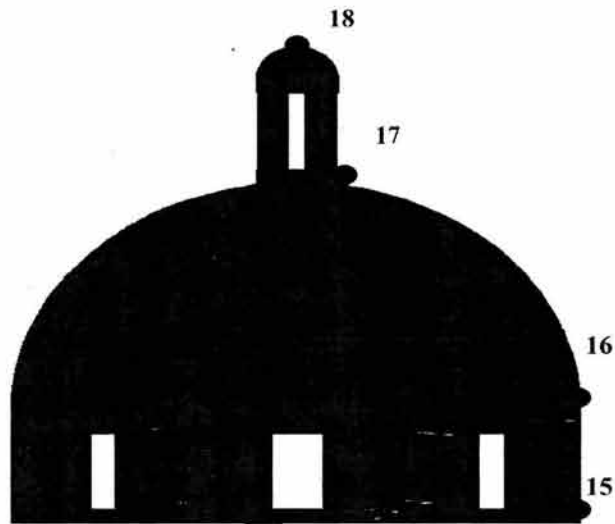


Fig. IV.2.8 Puntos de estudio en tambor, cúpula y cupulín.

AMPLITUD DE ACELERACIONES

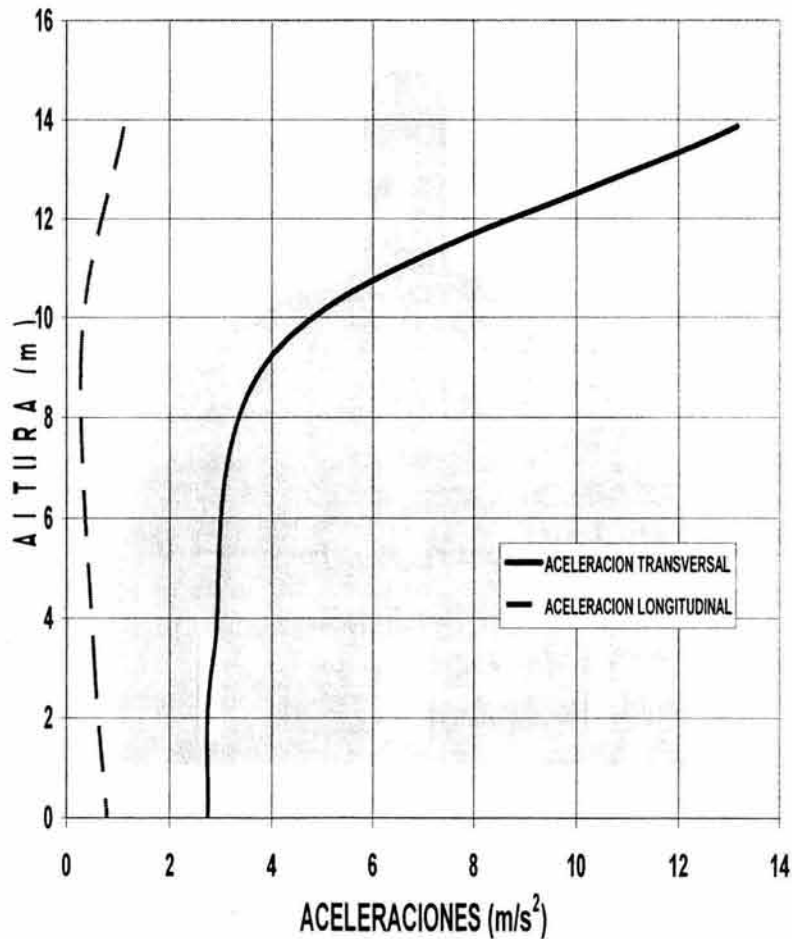


Fig. IV.2.9 Aceleraciones transversales y longitudinales de los puntos 15 a 18.

En la figura IV.2.9, se muestran las aceleraciones máximas de los cuatro puntos, en la dirección longitudinal y transversal. La aceleración máxima en el punto 18 es de 1.11 m/s^2 para la dirección longitudinal y de 13.17 m/s^2 para la transversal, considerando que la aceleración máxima del terreno es de 0.97 m/s^2 ; la amplificación de la aceleración es de 1.14 y 13.6 veces para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.

AMPLITUD DE DESPLAZAMIENTOS

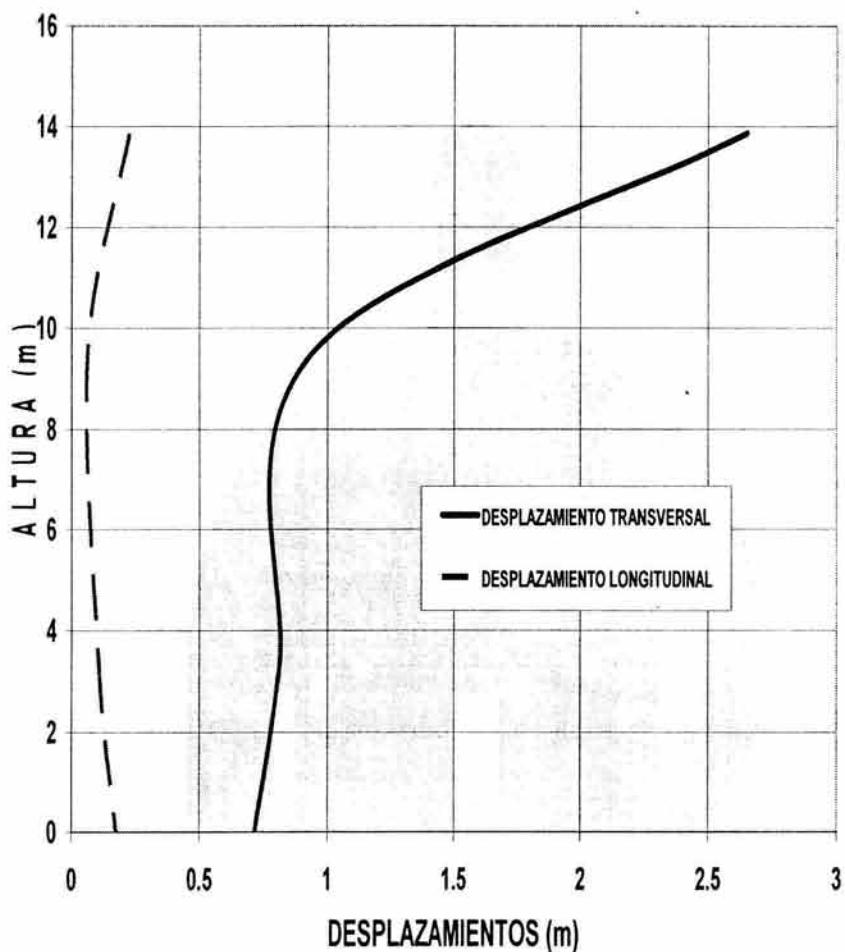


Fig. IV.2.10 Desplazamientos transversales y longitudinales de los puntos 15 a 18.

Los desplazamientos transversales y longitudinales de los puntos 15 a 18, se presentan en la figura IV.2.10. Se aprecia que los desplazamientos transversales, son lineales hasta la base del

cupulín, y se amplifican de manera importante a partir de este punto. De igual manera sucede con el desplazamiento longitudinal, pero el desplazamiento de la base del tambor (punto 15) es mayor, en comparación con el de los puntos 16 y 17, debido a la apertura que sufren sus arcos de carga, por los efectos de torsión, del crucero. El mayor desplazamiento ocurre en el punto 18 para ambas direcciones; 0.21 cm y 2.6 cm, longitudinal y transversalmente, siendo el menor desplazamiento el del punto 15 que es de 0.16 y 0.7 cm. La amplitud del incremento del desplazamiento entre ambos puntos es de 1.3 y 13.6 veces; en dirección longitudinal y transversalmente, respectivamente.

De los cuatro puntos anteriores se obtuvo el cociente espectral respecto a la aceleración del terreno (Fig. IV.2.11). El punto 18 es el que presenta la máxima amplificación de la respuesta; su pico en la gráfica posee una amplitud de 57.70, para una frecuencia de 3.96 hz, que corresponde a un periodo de 0.252 segundos. Este periodo se puede asociar al modo 6 (Fig. IV.2.12), en el que se aprecia la deformación del cupulín.

COCIENTE ESPECTRAL DE PUNTOS EN CUPULA, CUPULIN Y TAMBOR

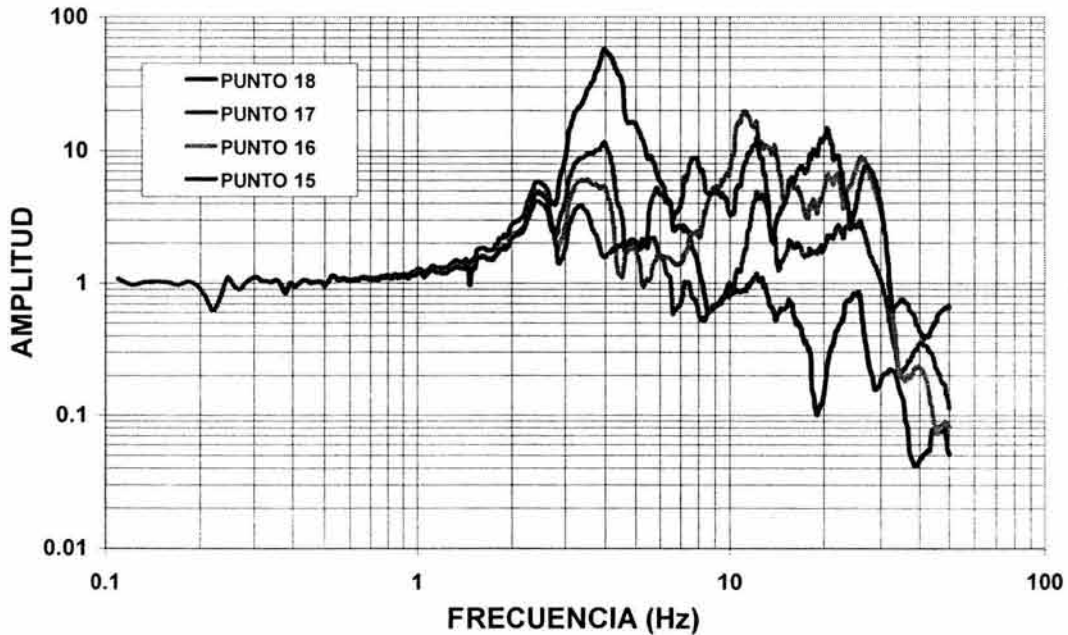


Fig. IV.2.11 Cocientes espectrales de los puntos 15 a 18 respecto al movimiento del terreno

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

El punto 17, presenta una amplitud menor en comparación con el punto 18, para la misma frecuencia, por lo que este punto también se asocia al modo 6 de vibración. Los puntos 16 y 15 presentan amplitudes máximas de 19.70 y 14.87, correspondientes a periodos de 0.099 y 0.048 segundos, que se pueden asociar a modos de vibración superiores: el modo No.48 para el punto 16 y un modo superior al modo 100 de vibración para el punto 15.

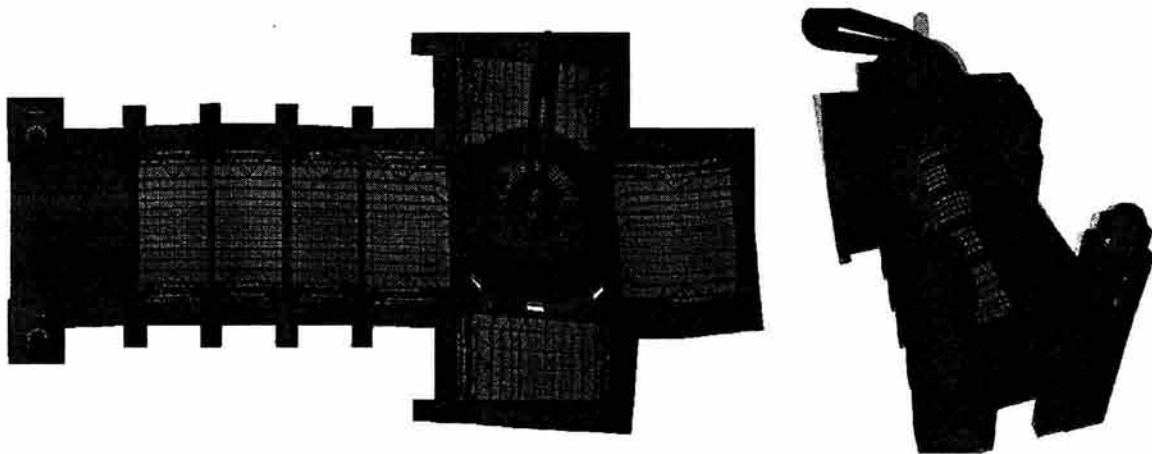


Fig. IV.2.12 Deformada del modo 6 de vibración del templo en cruz latina

Del comportamiento del cupilín, podemos concluir que existe una gran amplificación de su respuesta, con un comportamiento tipo apéndice.

Para el estudio del comportamiento de la sección del tambor y la cúpula, para conocer si los arcos de soporte de estos elementos sufren desplazamientos importantes, como la apertura y cierre de su claro, se estudió el desplazamiento relativo transversal, que sufren cuatro puntos, ubicados en los arcos del crucero (Fig. IV.2.13).

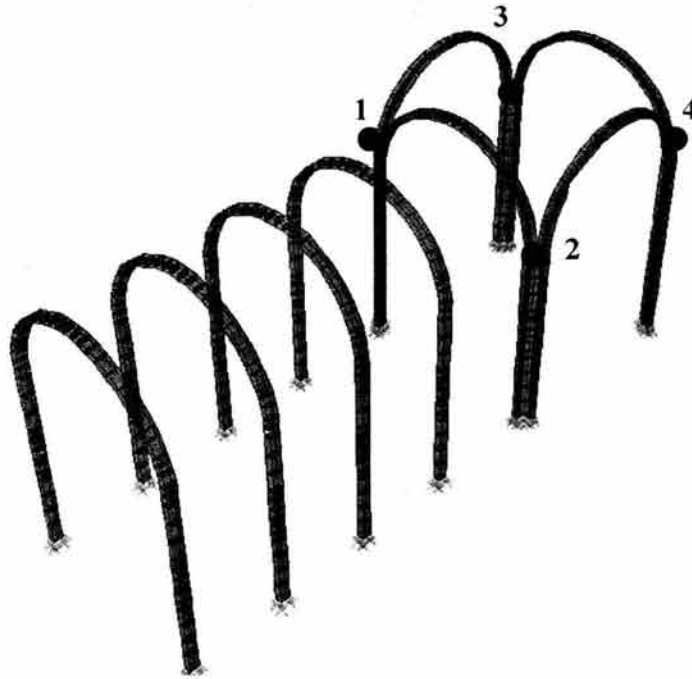


Fig. IV.2.13 Puntos en arco del crucero del templo en cruz latina

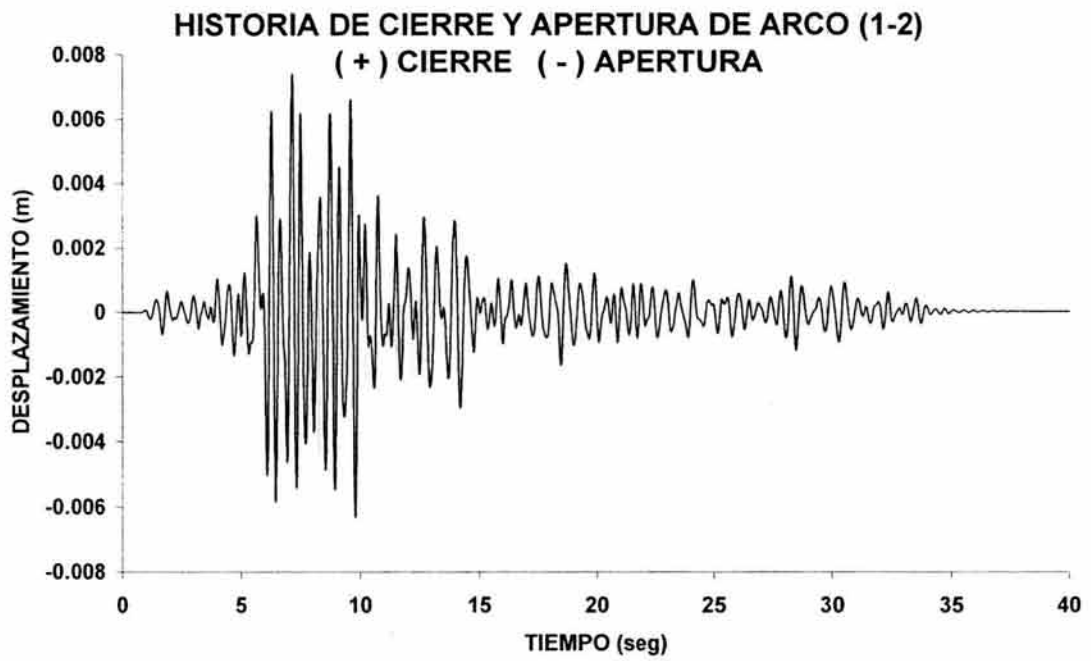


Fig. IV.2.14 Apertura y cierre del claro entre los punto 1 y 2 de los marcos de soporte del tambor y cúpula

La figura IV.2.14 muestra la historia de apertura y cierre del claro de los puntos 1 y 2; la apertura máxima es de 0.63 cm y el cierre es de 0.74 cm, que ocurren a los 13.78 y 11.16 segundos respectivamente.

La figura IV.2.15 muestra la misma historia para los puntos 3 y 4, para los que la apertura máxima del claro es de 0.36 cm y el cierre de 0.32 cm que ocurren a los 13.59 y 13.75 segundos respectivamente. El desplazamiento inicial por peso propio es prácticamente cero (0.04 cm), debido a la rigidez que aportan los muros en el crucero. Estos resultados nos muestran que los arcos sufren desplazamientos por la acción de las fuerzas sísmicas, a pesar de contar con la rigidez de los muros del crucero; además, la magnitud de su apertura y cierre en ambos arcos es diferente.

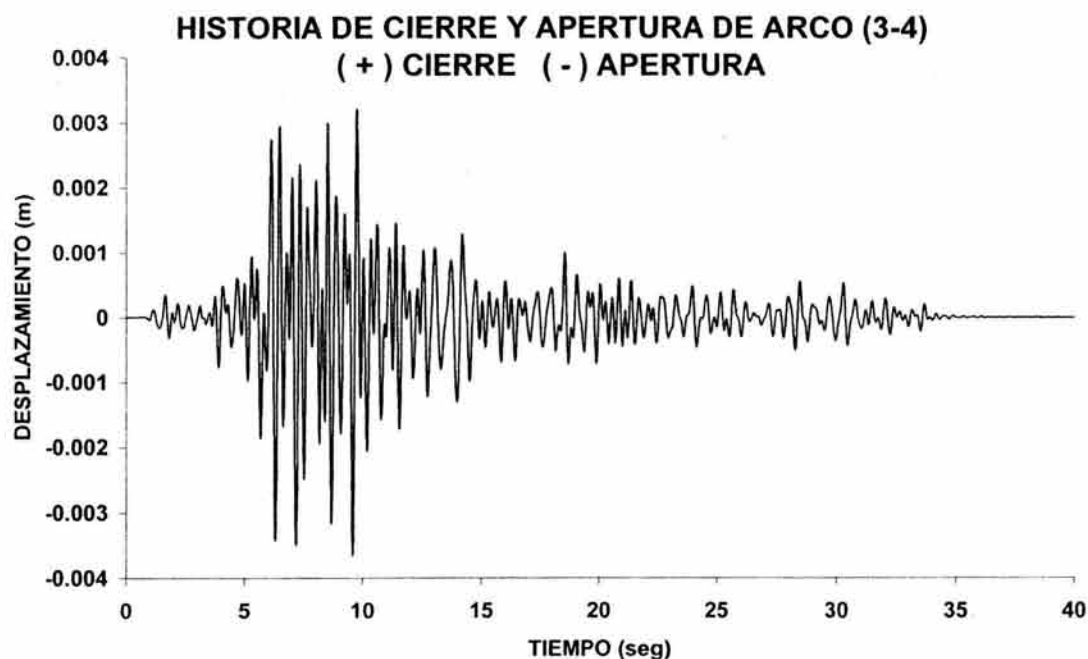


Fig. IV.2.15 Apertura y cierre del claro entre los punto 3 y 4 de los marcos de soporte del tambor y cúpula

Este comportamiento se puede atribuir a que en el caso del arco formado por los puntos 1 y 2, su desplazamiento es mayor debido a la flexión que sufre la nave principal del templo debido a su gran longitud y a los pocos elementos resistentes con los que cuenta (contrafuertes solamente), para contrarrestar este desplazamiento, que permite "arrastrar" estos puntos del arco. Por

otra parte, el arco formado por los puntos 3 y 4, cercanos al ábside no sufren la misma flexión, ya que cuentan con la rigidez del muro de la fachada posterior y de los muros del crucero, por lo que sus desplazamientos son menores.

Los esfuerzos transversales, que presenta el templo, en el instante de máxima aceleración vertical en el punto 3, son mostrados en la figura IV.2.16. Los esfuerzos de tensión se concentran en los arranques de los lunetos, y en las secciones de la bóveda de los brazos del templo unidas con los muros; así como en las secciones de intersección de muros y pechinas.

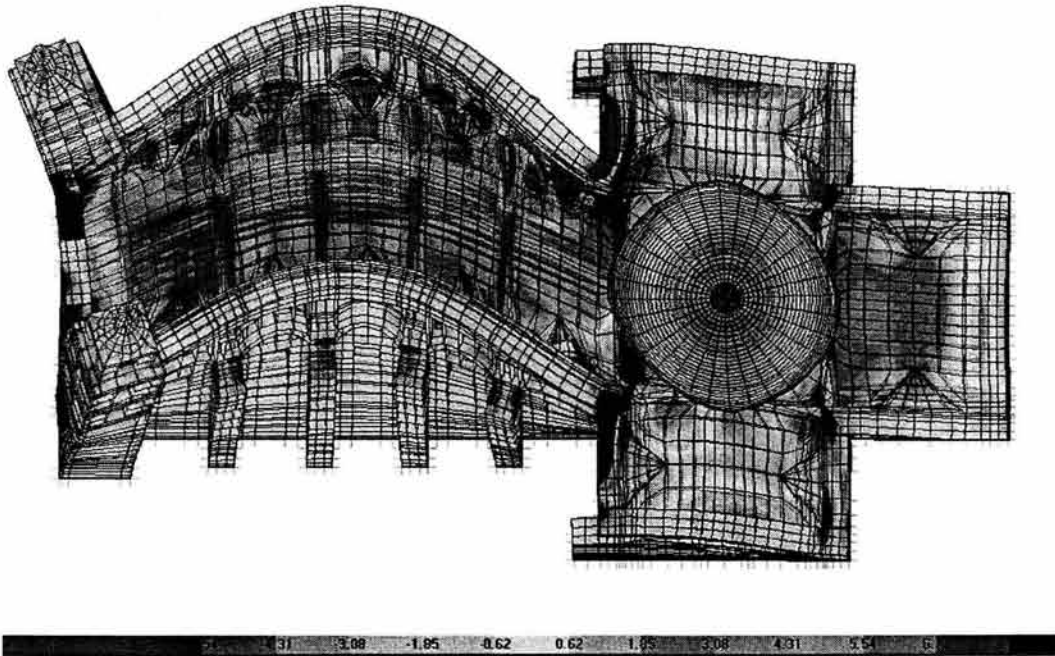


Fig. IV.2.16 Esfuerzos transversales en el instante de máxima aceleración transversal en templo en cruz latina (kg/cm²).

Los esfuerzos que se presentan en el arranque de los lunetos por el extradós, son de 6.75 kg/cm^2 en tensión y 6.74 kg/cm^2 en compresión. Estos esfuerzos se deben a la presencia de desplazamientos transversales de los muros; los cuales provocan una apertura del claro de la bóveda. Esto se manifiesta en los esfuerzos de tensión en el extradós de los lunetos, que provoca la tendencia de despegarse la cubierta de su unión con el muro. Por lo anterior, se espera la presencia de agrietamientos en los

arranques de los lunetos, ya que los esfuerzos de tensión son superiores a los resistentes (3 kg/cm^2).

Por otra parte, los esfuerzos que se presentan en el crucero sobre la bóveda en su unión con las paredes laterales, son de 1.56 y 1.08 kg/cm^2 , a tensión y compresión respectivamente. Estos esfuerzos de tensión superiores a los resistentes, se deben a los esfuerzos de torsión en el crucero que agrietarán la unión de la bóveda con el muro.

En cuanto a los esfuerzos que se presentan en la unión de muros con los rellenos de la pechinas, éstos son de 16.75 kg/cm^2 en tensión y 6.49 kg/cm^2 en compresión; estos esfuerzos de tensión superiores a los resistentes, nos indican que la unión del muro y el relleno de la pechina, se agrieta, separándose, debido a que el muro sufre flexiones importantes sumadas a la torsión que experimenta el crucero.

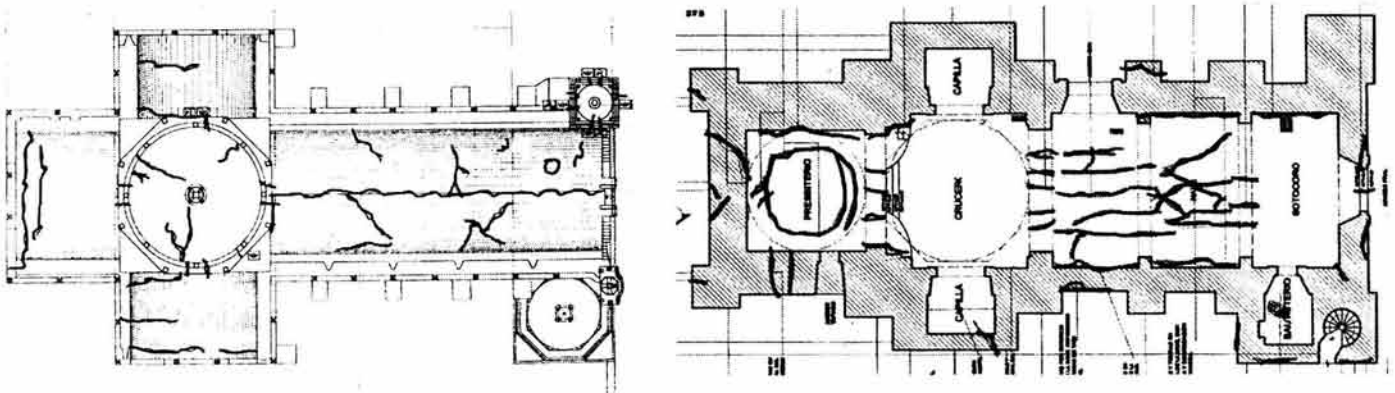


Fig. IV.2.16-A Daño en bóveda (Celestino, 2004)

Los esfuerzos de tensión que se ubican en la bóveda cerca de los muros laterales, provocarían agrietamientos, similares a los que se han registrado en los levantamientos de daños y que se pueden observar en la figura IV.2.16-A (Celestino, 2004).

En la figura IV.2.17, se presentan los esfuerzos verticales y horizontales en la sección de tambor, cúpula y cupulín, en el instante de máxima aceleración del punto 18. Se observa la concentración de esfuerzos verticales de tensión en la base del

cupulín, así como los esfuerzos horizontales en sus aperturas y en los ventanales de la cúpula, cargados hacia el centro de su cuerpo por los efectos de torsión. La magnitud de los esfuerzos máximos a través del tiempo, para la base del cupulín son de 7.08 kg/cm² en tensión y de 8.66 kg/cm² a compresión.

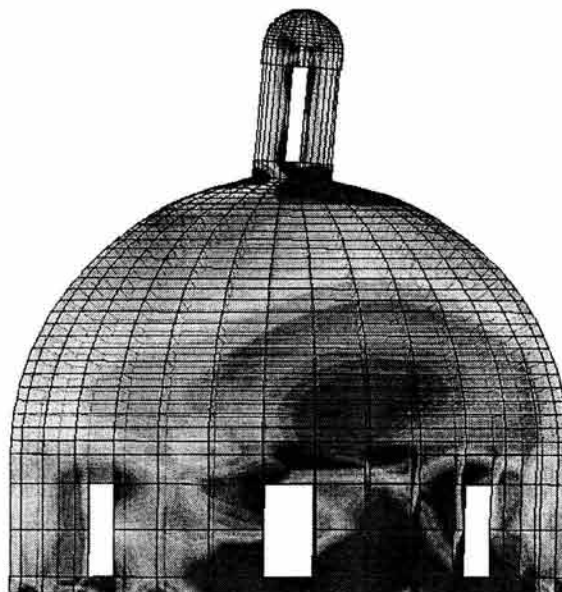


Fig. IV.2.17 Esfuerzos transversales en el instante de máxima aceleración transversal en tambor, cúpula y cupulín (kg/cm²).

En la sección del tambor donde se concentran los esfuerzos en los ventanales y centro de la cúpula, los esfuerzos máximos son de 3.79 kg/cm² en tensión y de 7.02 kg/cm² en compresión, lo que ocasionaría grietas en la base del cupulín, y en los ventanales del tambor siguiendo por el centro de la cúpula en dirección a la base del cupulín, similares a las observadas en levantamientos de daños hechos en templos similares (Celestino, 2004), como se observa en la figura IV.2.18.

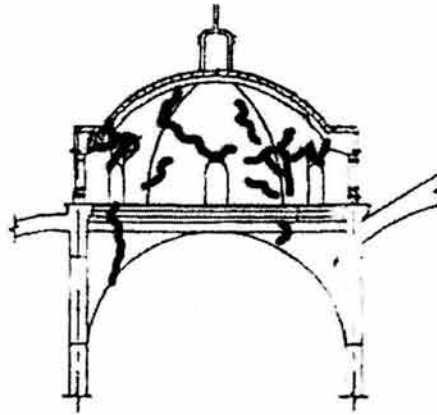


Fig. IV.2.18 Daño en cúpulas (Celestino, 2004)

Los esfuerzos transversales calculados en los arcos de soporte del tambor y la cúpula, indican tensiones en el centro del arco por el intradós. Para el arco que forma parte de la nave principal, estos esfuerzos están cargados un poco hacia un costado debido a los efectos de torsión que sufre el crucero (Fig. IV.2.19), mientras que el resto del arco solo presenta compresiones. El arco que forma parte del ábside presenta esfuerzos de tensión menores y concentrados en su centro del claro.

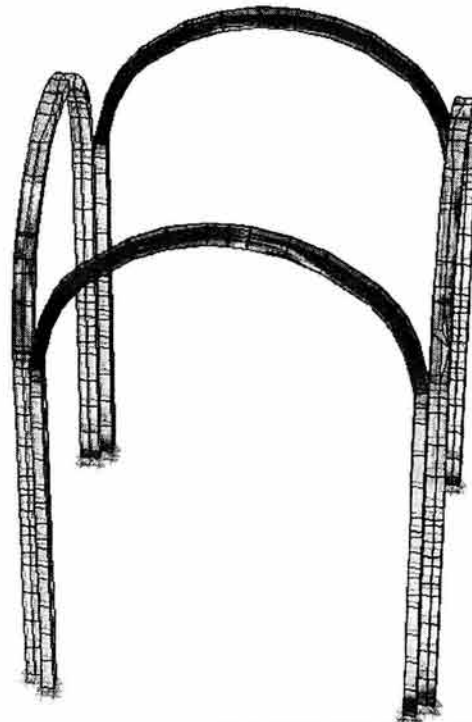


Fig. IV.2.19 Esfuerzos transversales en el instante de máxima aceleración transversal en arcos de soporte de tambor y cúpula (kg/cm²).

Los valores de los esfuerzos máximos a través del tiempo para el arco formado por los puntos 1 y 2, son de 5.01 kg/cm^2 en tensión y 8.57 kg/cm^2 en compresión, por lo que se generarán agrietamientos en la clave del arco. Mientras que el arco que contiene a los puntos 3 y 4 presenta esfuerzos máximos de tensión y compresión de 0.53 kg/cm^2 y 8.57 kg/cm^2 respectivamente, inferiores a los resistentes por lo que no se espera la presencia de agrietamientos.

De los análisis del templo el que respecta a las torres, que son elementos que generalmente sufren de daños por a causa de las fuerzas sísmicas, serán estudiadas en el siguiente capítulo con más detalle, así como la sección principal de la nave, la cual se estudiará dando un mayor énfasis en el comportamiento sísmico de su bóveda.

IV.3 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE LA TORRE

Dentro de los estudios de la respuesta sísmica realizados al modelo completo del templo, se llevó a cabo el análisis de la respuesta de la torre, ya que es uno de los elementos estructurales que se enfrentan a frecuentes daños, resultado de las fuerzas sísmicas a las que son sometidas; esto debido a la gran altura y esbeltez que poseen.

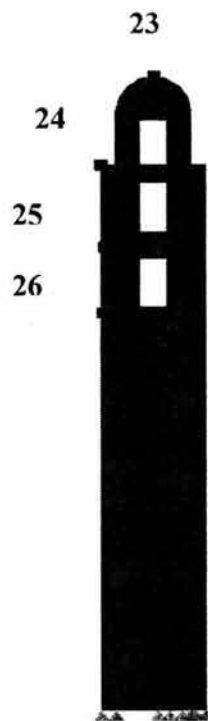


Fig. IV.3.1 Puntos estudiados de la torre del templo en cruz latina

La torre del templo está formada por cuatro cuerpos, y rematada por un cupulín. Para su estudio se recurrió a cuatro puntos localizados a diversas alturas (Figura IV.3.1). El punto 23 se localiza en el cupulín que remata al campanario. El punto 24 se encuentra en el tercer cuerpo de la torre. El punto 25 se

encuentra en el segundo cuerpo, mientras que el punto 26 en el lugar donde se terminan los muros del templo y nace el campanario.

Se obtuvieron las aceleraciones de los puntos antes mencionados; el punto 23, presenta una aceleración máxima de 6.89 m/s^2 a los 7.10 segundos de iniciado el sismo. Esta aceleración es 7.10 veces más grande que la aceleración inducida en el terreno por el evento sísmico de Acapulco de 1989, que es de 0.97 m/s^2 y ocurre a los 6.06 segundos.

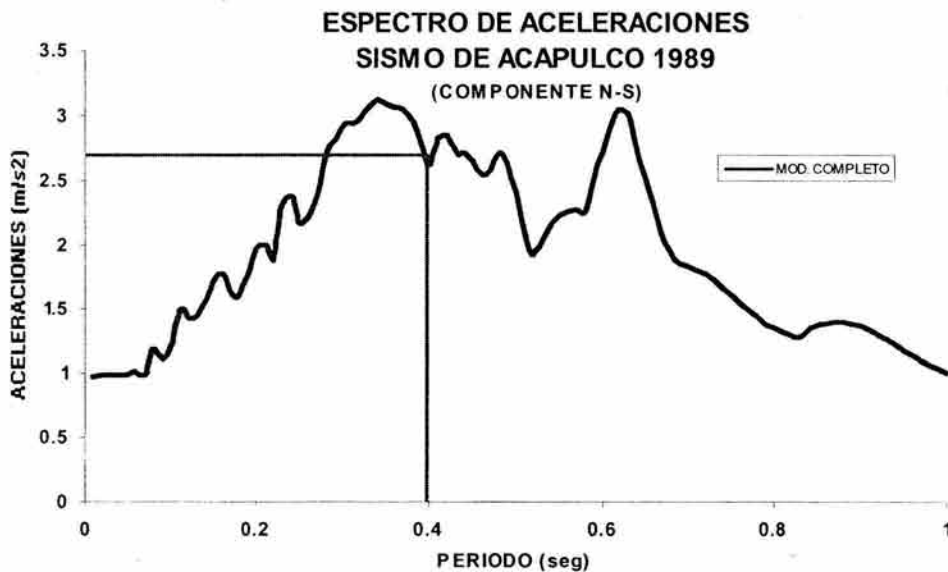


Fig. IV.3.2 Espectro de aceleración sismo de Acapulco de 1989

Del espectro de respuesta de aceleraciones del sismo de Acapulco de 1989 (Fig. IV.3.2), se aprecia que para el periodo del primer modo de vibración de la estructura en su conjunto, idealizada como de un solo grado de libertad se obtiene una respuesta aproximada de 2.7 m/s^2 , por lo que la torre presenta aceleraciones de 2.5 veces más grandes. Esta diferencia hace pensar en la posibilidad de que exista un comportamiento tipo apéndice de la torre, en su parte del campanario, por lo que la parte alta de la torre, respondería como un cuerpo que está sometido al movimiento de su base a la altura del punto 26 y ya no a la del terreno, que afecta al resto de la estructura.

Considerando que la aceleración máxima se presenta en el punto 23, las aceleraciones de los punto 24, 25 y 26 en ese

mismo instante, a los 7.10 segundos (Fig. IV.3.3), presentan un comportamiento lineal desde la base de la torre al punto 26, que es donde terminan los muros del templo, y a partir de allí, se incrementan de manera importante las aceleraciones en los tres cuerpos restantes de la torre.

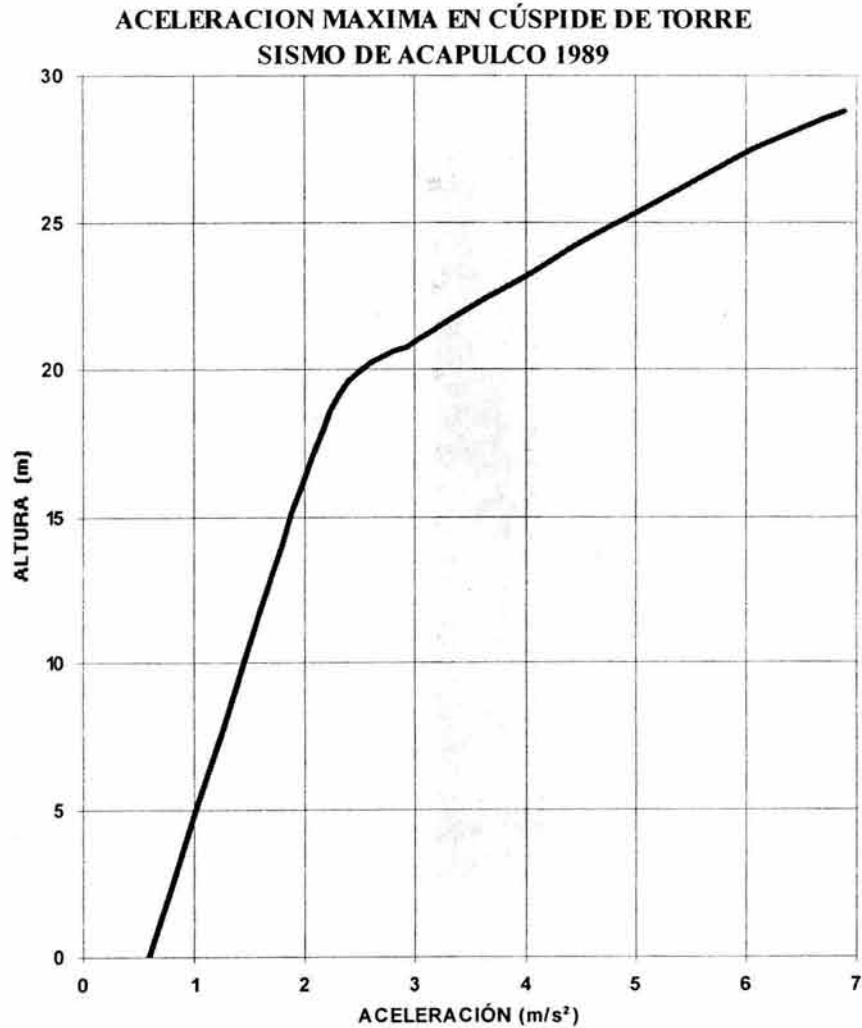


Fig. IV.3.3 Variación de la aceleración máxima de la torre.

Es evidente este comportamiento si se observan los incrementos que presentan las historias de aceleraciones a distintas alturas de la torre (Fig. IV.3.4). En el punto 26, donde todavía existen muros, se presenta una aceleración máxima de 2.87 m/s^2 , 3 veces superior a la del terreno, mientras que el punto 23 tiene una aceleración de 6.89 m/s^2 ; la diferencia entre ambos es de 2.4 veces.

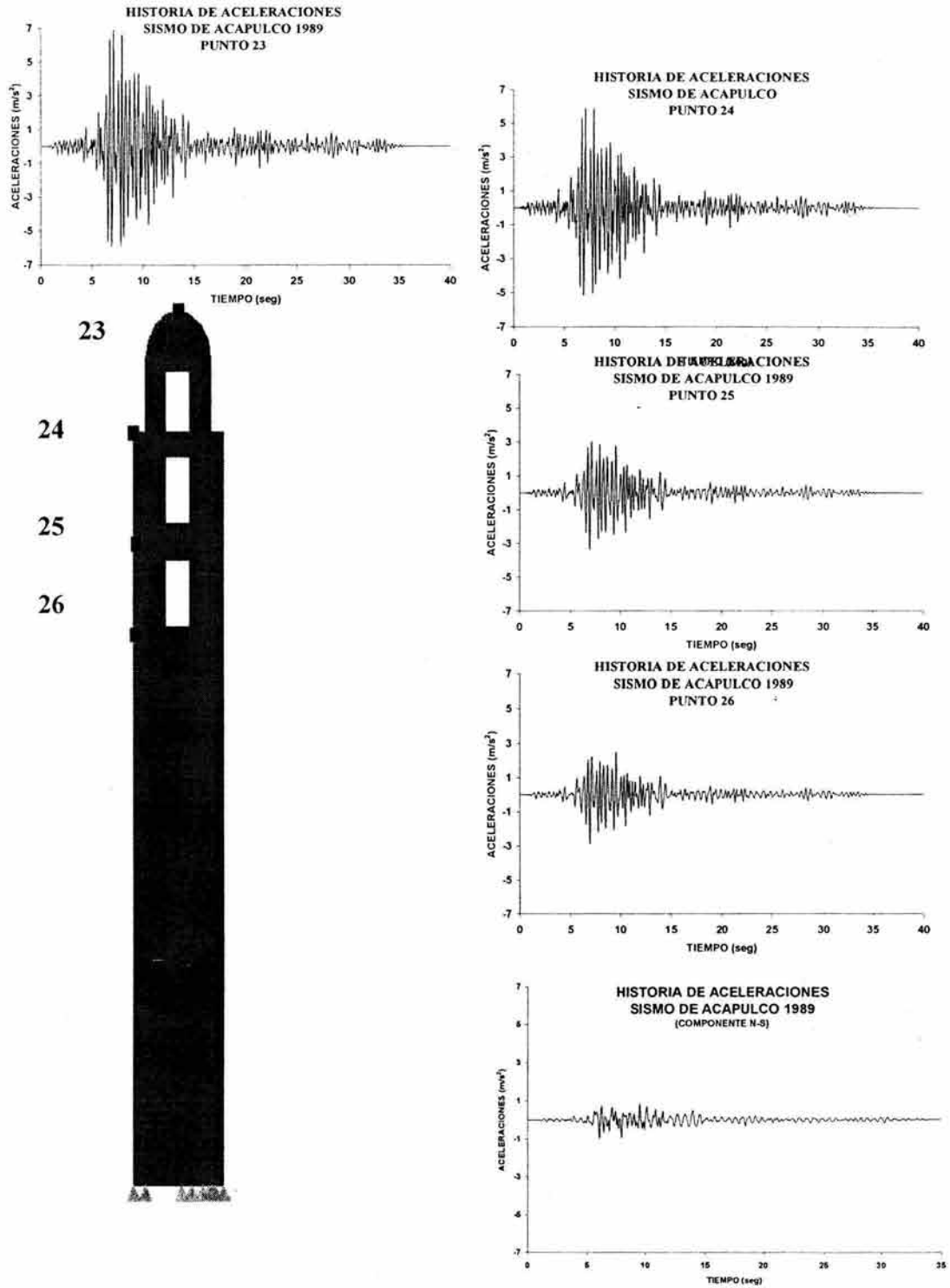


Fig. IV.3.4 Respuestas de aceleraciones debidas al sismo de Acapulco de 1989.

Por otro lado, se obtuvieron los cocientes espectrales entre la señal del sismo de Acapulco 1989 y las respuestas, para cada uno de los puntos en términos de aceleraciones (Fig. IV.3.5). Se aprecia que el primer incremento en amplitudes se presenta en los cuatro puntos para una misma frecuencia de 2.56 Hz, que corresponde a un periodo de $T= 0.39$ segundos que es el periodo del primer modo de vibración del conjunto.

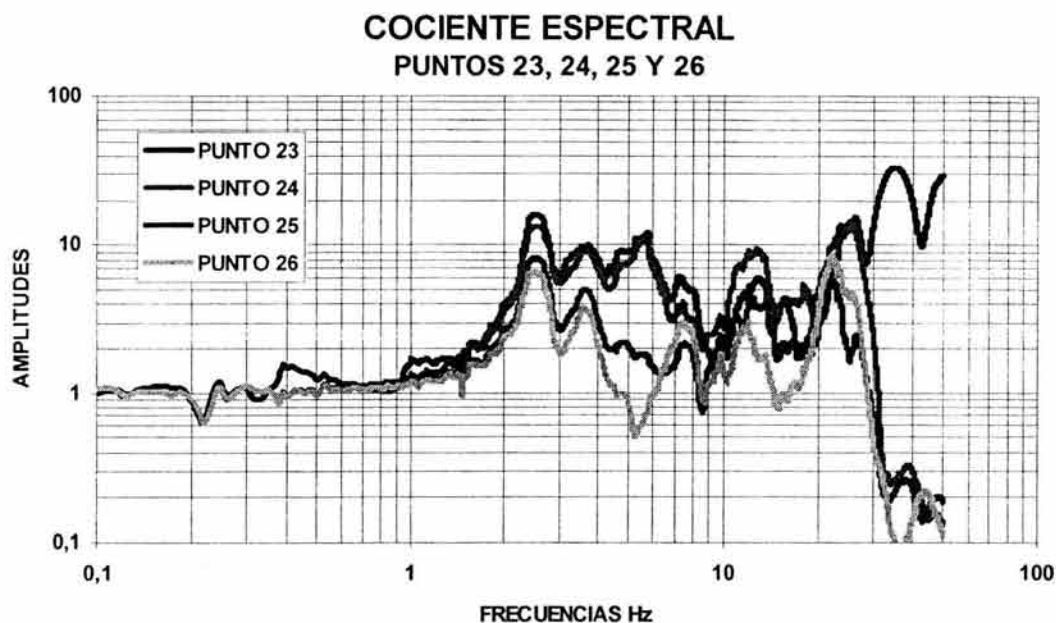


Fig. IV.3.5 Cocientes espectrales entre el sismo de Acapulco de 1989 y los puntos en estudio.

El punto 23 presenta una mayor amplificación de su respuesta, con una amplitud de 15.90 que corresponde a una frecuencia de 2.56 Hz y a un periodo de 0.39 segundos, que es el del primer modo de vibración de la estructura en conjunto. En este primer modo, cuya forma modal, se presenta en la figura IV.4.6; se aprecia el movimiento de las torres que es aproximadamente paralelo una de otra, además se aprecia una ligera torsión, así como una flexión del cuerpo principal del templo, por lo que la mayor contribución al movimiento de este primer modo se debe a la flexión del cuerpo principal y al movimiento de las torres.

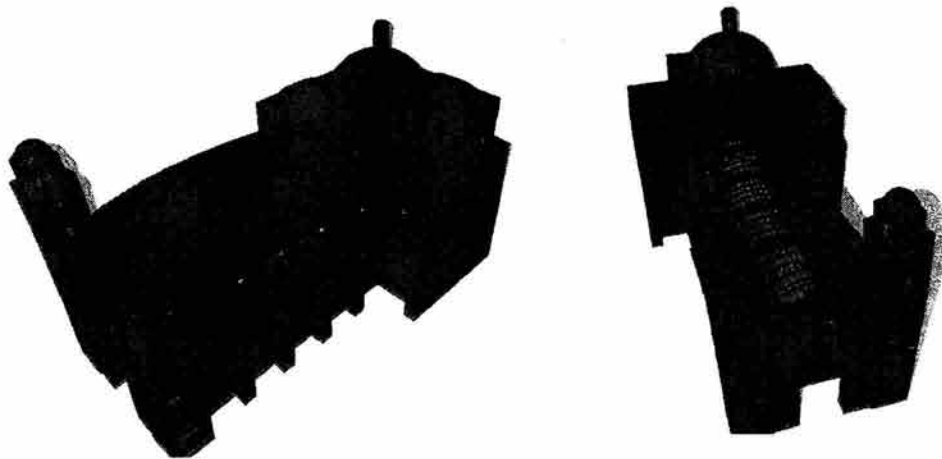


Fig. IV.3.6 Movimiento de torres debido al primer modo de vibración

Los valores máximos que presenta el punto 23, son 4 picos importantes, cuyos periodos se consignan en la tabla IV.3.1, junto a los modos de vibrar que les corresponden; en todos ellos la contribución del movimiento de torres es importante.

TABLA. IV.3.1 Valores máximos de frecuencia del cociente espectral para el punto 23

FRECUENCIA	PERIODO	MODO DE VIBRACIÓN	AMPLITUD
2.52	0.396	1	14.7
3.57	0.279	7	10.13
5.79	0.172	17	13.00
7.47	0.133	27	5.95

El segundo punto de mayor intensidad en el cociente espectral, se tiene para un periodo de 0.172 segundos que corresponde al modo de vibración 17 (Fig. IV.3.7), donde se observa, que en el movimiento de las torres ocurre una torsión y una inclinación a lo largo de la longitud de la nave, sumado a la flexión de la bóveda, de la fachada y de la parte delantera del cuerpo principal. En este modo se aprecia que las torres son la causa principal de la deformación de la parte frontal del templo, ya que la intersección del cuerpo principal con la cúpula y el ábside no se presenta ningún movimiento de importancia.

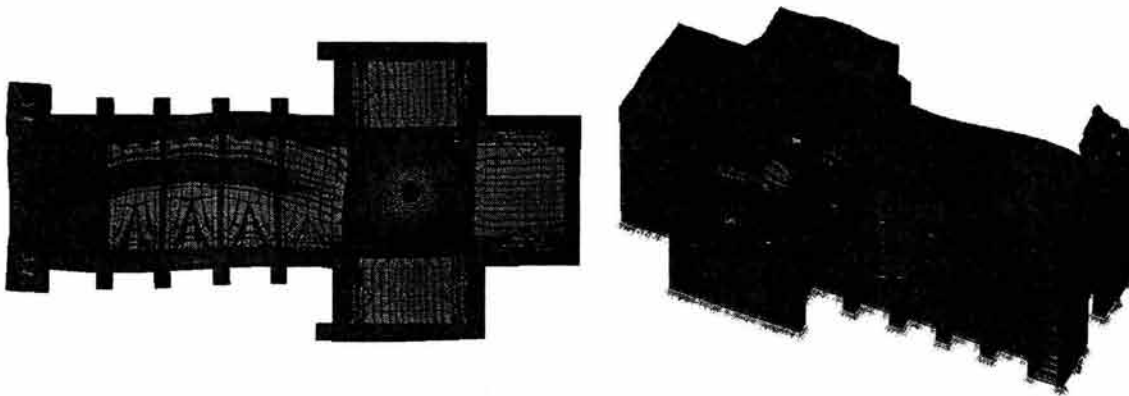
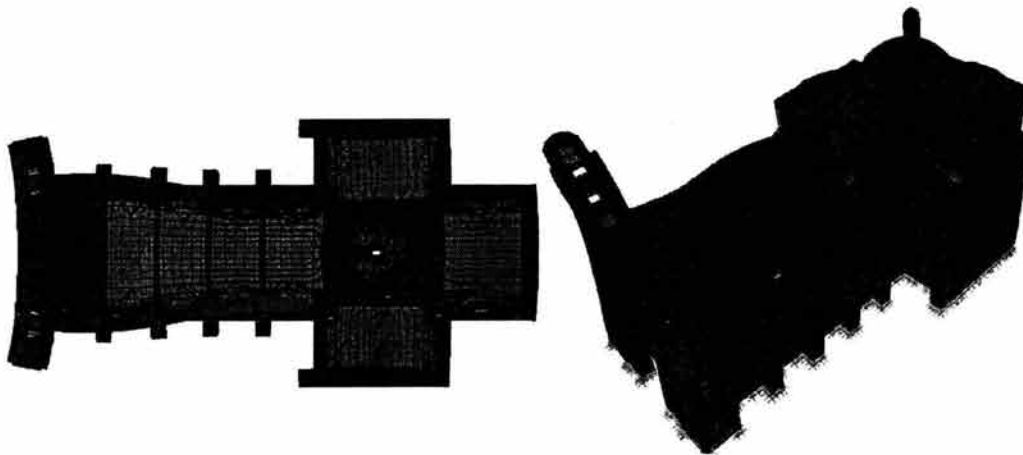


Fig. IV.3.7 Movimiento de las torres debido al modo de vibración No. 17 del templo en cruz latina.

Los otros dos modos de vibración, 7 y 27, de la tabla IV.3.1, presentan también, comportamientos en que las torres poseen una alta contribución: la apertura de claros entre torres, en el modo 7, y el movimiento en sentido longitudinal al cuerpo del templo, así como el de la fachada que podría producir el desprendimiento de los muros, en el modo 27 (Fig. IV.3.8).



Modo de vibración No.7

Modo de vibración No. 27

Fig. IV.3.8 Movimiento de las torres debido a los modos 7 y 27 de vibración del templo en cruz latina

Del análisis de la respuesta sísmica de la torre se obtuvo el desplazamiento máximo en el punto 23, y en ese mismo instante en el que se presenta, se obtuvieron los desplazamientos de los puntos 24, 25 y 26 (Fig. IV.3.9). El comportamiento es semejante al que se obtuvo para las aceleraciones y corresponde al de un apéndice a partir del campanario de las torres y es

diferente al comportamiento completo del templo, debido a su esbeltez y altura, ya que la altura en relación con su base es 7 veces más grande, así como también sus muros de 0.6 m de espesor, son 2.6 veces más esbeltos que los de cuerpo del templo.

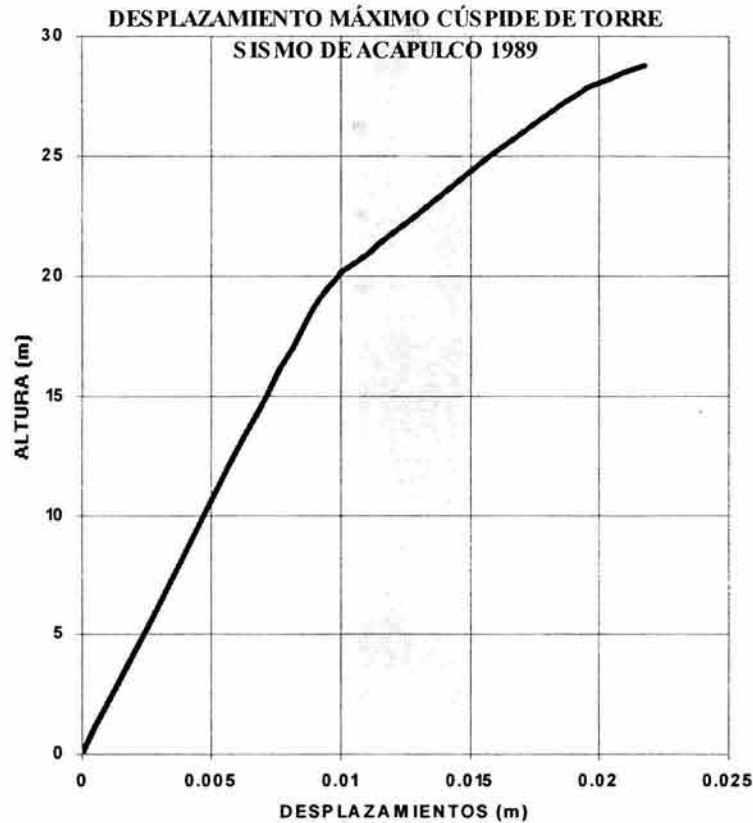


Fig. IV.3.9 Desplazamiento máximo de la cúspide de la torre y su variación a través de su altura

El desplazamiento máximo que experimenta el punto 23, es de 2.17 cm. La torre (Fig. IV.3.9), presenta un desplazamiento lineal desde la base al punto 26, que es donde se termina la influencia del cuerpo del templo y nacen los últimos cuerpos de la torre; después se incrementan los desplazamientos notablemente.

Se obtuvieron las historias de desplazamientos de los puntos 23, 24, 25 y 26 (Fig. IV.3.10); en ellas se observa el incremento de los desplazamientos.

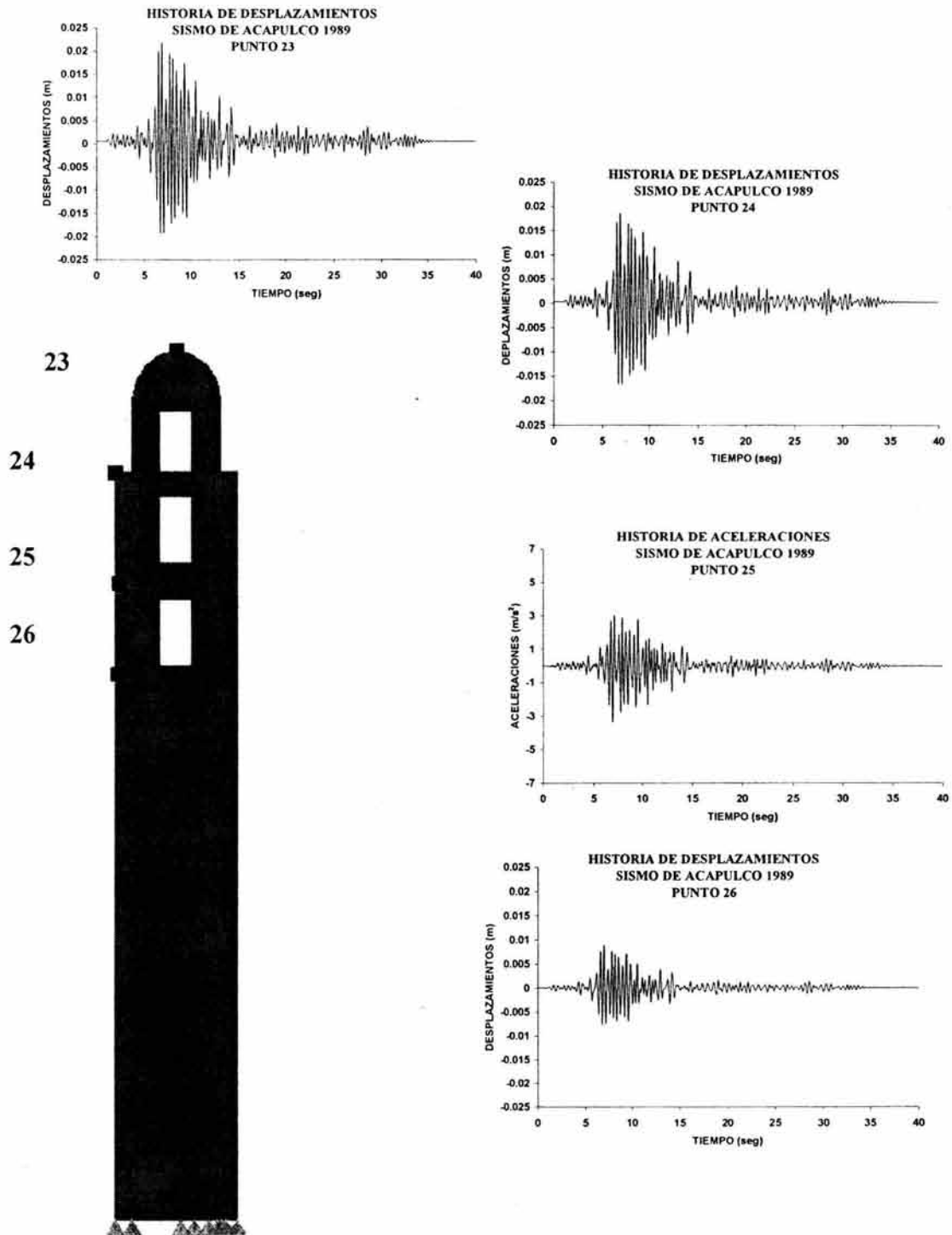


Fig. IV.3.10 Historia de desplazamientos del sismo de Acapulco de 1989

Como ya se comentó, el desplazamiento máximo del punto 23 es de 2.17 cm. y ocurre a los 6.92 segundos, y el de los puntos 24, 25 y 26 en ese mismo instante es de 1.85 cm., 1.11 cm. y 0.88 cm., respectivamente. Es notable que el desplazamiento en el punto 23, se incrementa en comparación con el punto 26 en 2.4 veces. El punto 26, se encuentra en la zona con la influencia de la rigidez de los muros de la fachada a una altura de 18.6 m, por lo que su amplificación es pequeña, comparada con el punto 23 que se encuentra a 28.70 m. De este modo las distorsiones que presentan ambos puntos son de 0.0473 para el punto 26 y de 0.129 para el punto 23



Fig. IV.3.11 Espectro sismo de Acapulco de 1989

Tomando el espectro de respuesta de desplazamientos del sismo de Acapulco 1989 (Fig. IV.3.11), se puede observar que el desplazamiento del punto 23, es de más del doble al esperado por el primer modo de vibración, que sería de alrededor de 1.00 cm, similar al del punto 26, lo que corrobora la teoría del apéndice.

La figura IV.3.12 presenta los esfuerzos verticales en el instante de máxima aceleración registrada, en la parte superior de la torre. Se observa un movimiento lateral de toda la fachada, incluidas las torres. Este movimiento provoca grandes

concentraciones de esfuerzos de tensión en la base de la torre, provocadas por la flexión.

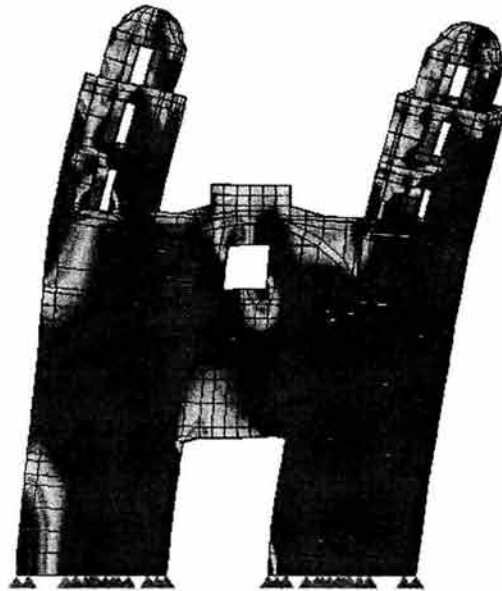


Fig. IV.3.12 Esfuerzos en torres en el instante de aceleración máxima del punto 23 (kg/cm²)

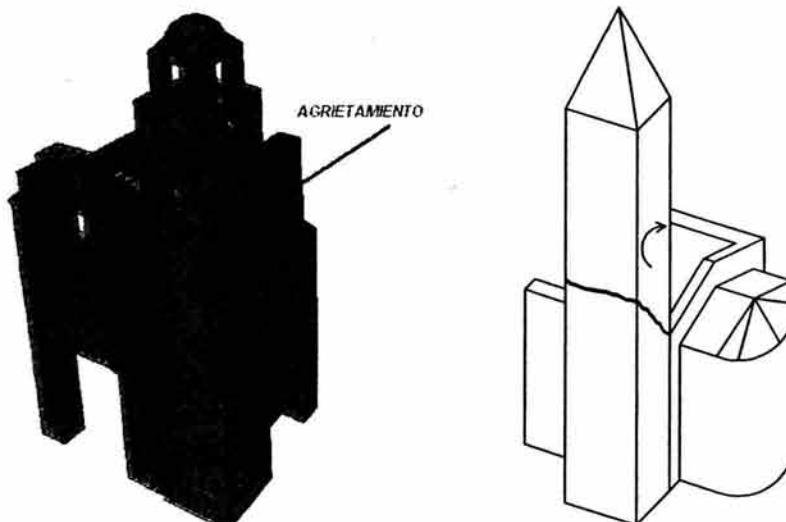


Fig. IV.3.13 Grietas debido a esfuerzos de tensión y la presencia de un modo falla característico de torres

Los esfuerzos de tensión que aparecen en la parte inferior de la torre izquierda de la figura IV.3.12, llegan a un máximo de 6.22 kg/cm^2 y de 3.40 kg/cm^2 en su parte inferior derecha en la sección de acceso al templo, mientras que en donde terminan los muros e inician los últimos tres cuerpos de la torre se tiene un esfuerzo de 4.06 kg/cm^2 en la torre izquierda y de 2.73 kg/cm^2 en la torre derecha, lo que provocará, la aparición de grietas y un modo de falla característico de torre (Fig. IV.3 .13). Las grietas en la parte inferior son debidas a la flexión del cuerpo de la torre.

Dentro del comportamiento que poseen las torres, se obtuvo la historia de apertura y cierres del claro entre ellas (Fig. IV.4.14), la cual presenta una apertura máxima de 4.03 cm , que sucede a los 6.73 segundos de iniciado el evento sísmico, mientras que las torres experimentan un cierre de 4.3 cm a los 6.91 segundos .

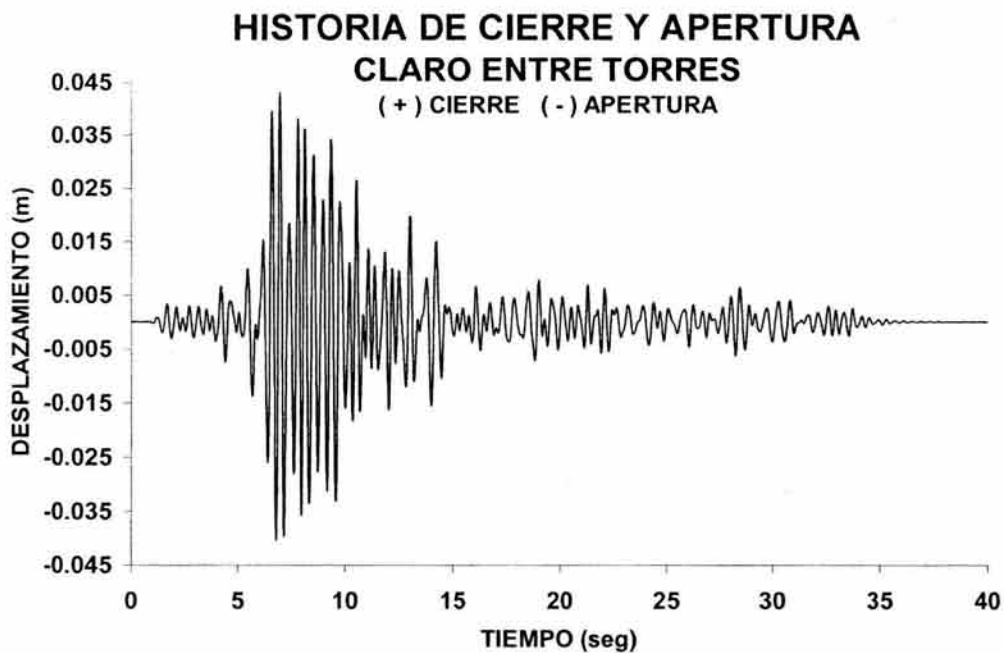


Fig. IV.2.14 Historia de apertura y cierre entre claro de torres.

Esta apertura y cierre que sufren las torres durante todo el evento sísmico, permite conocer de mejor manera que sus puntos más altos, sufren movimientos laterales desfasados, por lo que afecta a la distribución de esfuerzos en las torres, debido al mayor desplazamiento que sufre una con respecto de la otra.

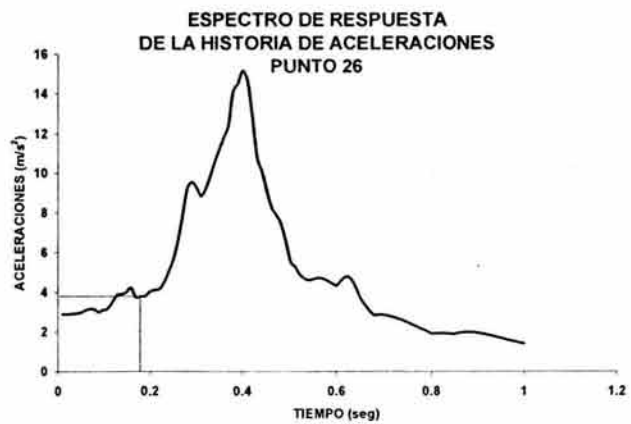
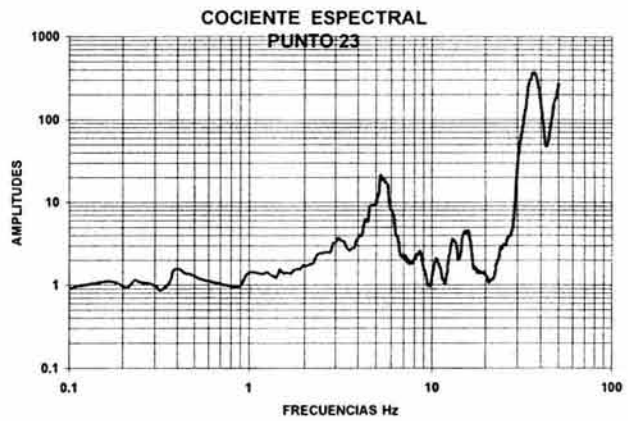
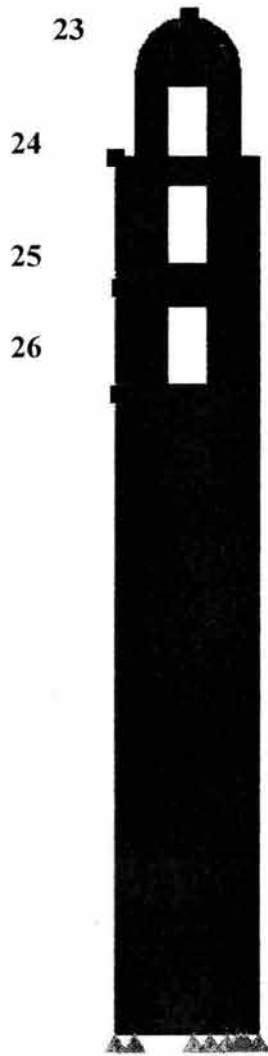
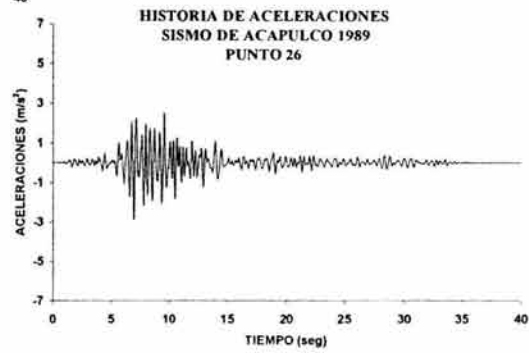
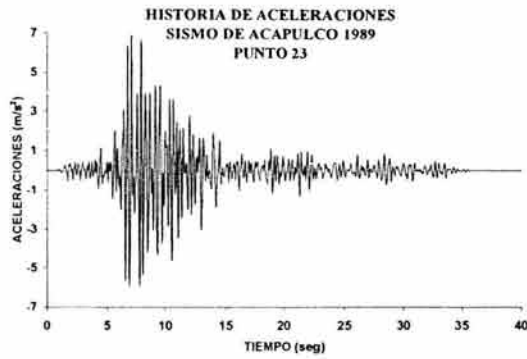


Fig. IV.3.15 Cociente espectral entre el punto 23 y 26

Considerando que las torres presentan un comportamiento tipo apéndice, y que responden a la aceleración inducida a partir del punto 26 donde nace el campanario como si fuera una estructura de un solo grado de libertad, se obtuvo su cociente espectral entre la aceleración del punto 26 donde existe todavía la influencia de la fachada, bóveda y muros, y la del punto 23 (Fig. IV.3.15). Se obtuvo una amplificación máxima de 20.90, con una frecuencia de 5.31 Hz, y que corresponde a un periodo de 0.18 segundos, el cual correspondería al modo de vibración No.15 (Fig. IV.3.16), cuyo comportamiento presenta como característica el movimiento predominante de las torres y la apertura y cierre de muros, que afectan a la bóveda.

Utilizando el espectro de respuesta del punto 26 (Fig. IV.3.15), se presenta que para ese periodo de 0.18 segundos, corresponde una aceleración de 3.8 m/s^2 , aún inferior a la respuesta del punto 23, que es de 6.89 m/s^2 , esto se debe a que la torre no sólo se vería afectada por la aceleración que le induce el punto 26, sino además por la flexión a la cual se ve sometida (Fig. IV.3.17), por el movimiento del terreno.

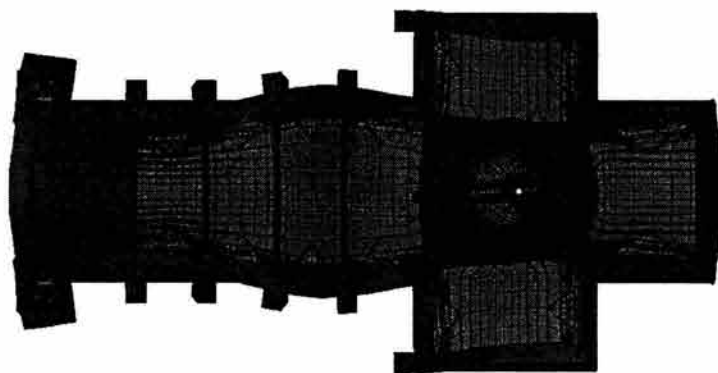


Fig. IV.3.16 Movimiento de las torres debido al modo de vibración No. 15 del templo en cruz latina

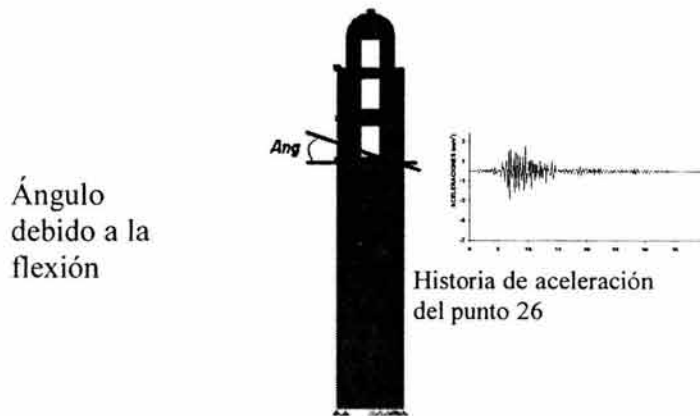


Fig. IV.3.17 Flexión y aceleración del punto 26 que afectan al campanario de la torre en su respuesta.

En resumen, el movimiento que la torre experimenta es tipo apéndice, ya que los desplazamientos y aceleraciones que presenta el punto 23 en su cúspide poseen un incremento superior respecto al punto 26, que se encuentra aún en el cuerpo grueso del templo. Así mismo, es evidente que el punto 26 no presenta la misma intensidad de desplazamientos ni aceleraciones debido a la rigidez que le aportan los muros laterales y la fachada. Se aprecia la presencia de esfuerzos de tensión, los cuales originarán grietas de flexión en la mampostería, al nivel de donde terminan los muros (punto 26). Así, es de gran influencia en su comportamiento la gran altura que posee la torre y su evidente esbeltez, provocando que las respuestas se intensifiquen y produzcan desplazamientos y vibraciones en su parte superior. Sumado a esto, este efecto podría en caso de existir grandes desplazamientos, producir problemas de volteo e inestabilidad (efectos $P-\Delta$) y cargas elevadas a la cimentación. El modo de falla más probable para las torres será un agrietamiento en la base del campanario, debido a la flexión y al movimiento tipo apéndice que sufre la torre; también podrá presentarse la separación entre las torres y el daño por desprendimiento con los muros de fachada (Fig. IV.3.13).

IV.4 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA NAVE EN EL MODELO COMPLETO

Del análisis del modelo completo de la iglesia (Fig. IV.4.1) se presentan a continuación los resultados que corresponden a una franja de la nave (Fig. IV.4.2), similar a la que se usó para el macroelemento de nave que se estudiará más adelante, con el objeto de conocer qué tan semejantes son en comportamiento. Los análisis se hicieron bajo la acción combinada de la componente horizontal, aplicada en la dirección transversal del modelo y de la componente vertical del sismo.

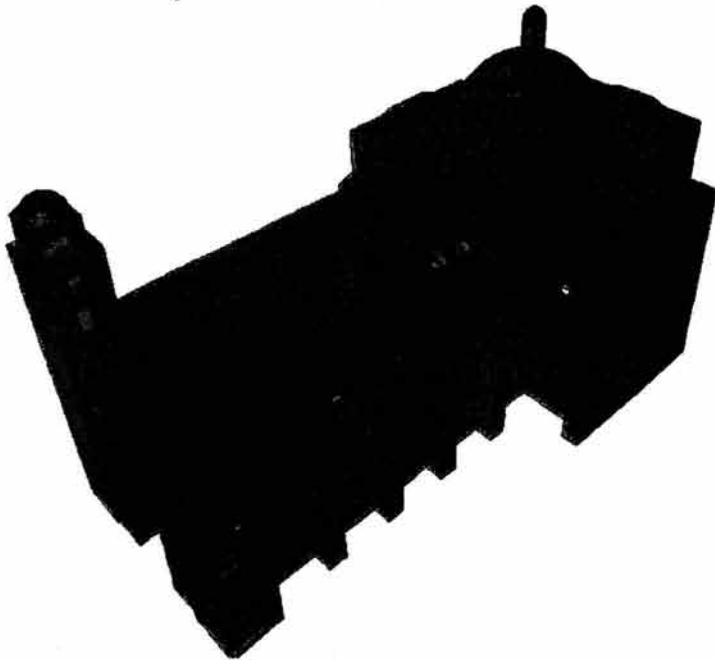


Fig. IV.4.1 Modelo completo de templo en cruz latina



Fig. IV.4.2 Franja de Bóveda analizada en templo en cruz latina

Se inició el estudio con la respuesta de la nave ante su peso propio. La figura IV.4.3 presenta la deformada por peso propio de la nave principal. Se observa que los muros se abren debido al coceo de la bóveda, lo que origina que esta última baje. Esto provoca que los riñones y la clave se flexionen, introduciendo tensiones por el intradós de la clave y por el extradós de los riñones (aproximadamente a 30 grados de la horizontal).

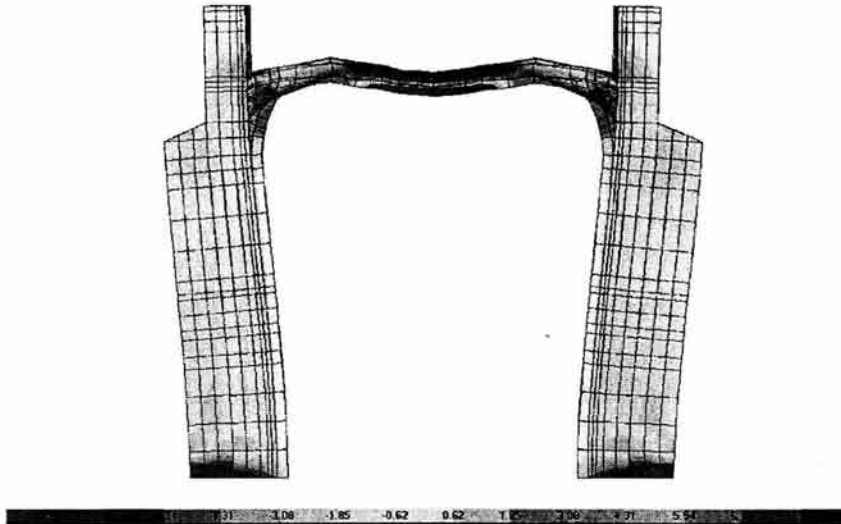


Fig. IV.4.3 Deformación y esfuerzos debido al peso propio. (kg/cm²)

El esfuerzo máximo de tensión que se presenta en la clave del arco es de 5.46 kg/cm², superior a la resistencia de la mampostería que es de 0.3 kg/cm², por lo que se espera la presencia de grietas en la clave del arco, por el intradós. En la zona de los lunetos se presentan en el arranque de la bóveda esfuerzos del orden de 3.23 kg/cm² de tensión, también superiores a la resistencia de la mampostería. En este caso, la presencia de grietas provocaría cierta separación de los muros con la bóveda. En los riñones de la bóveda por el extradós, (Fig. IV.4.4), se presenta un esfuerzo de tensión de 0.048 kg/cm², inferior a la capacidad de la mampostería, por lo que no se presentarán esfuerzos de tensión superiores a la capacidad de la mampostería, antes de iniciar la acción sísmica. Por otra parte, el arco se encuentra en un estado donde es probable la presencia de agrietamientos por concentraciones de esfuerzos de tensión superiores a los resistentes.

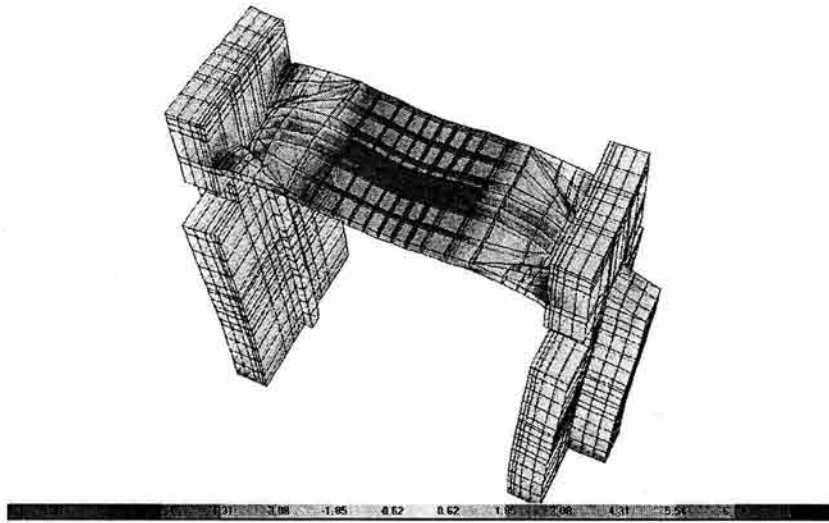


Fig. IV.4.4 Esfuerzos por peso propio en franja de bóveda. (kg/cm²)

A continuación se presentan los resultados de la respuesta sísmica de la nave ante el efecto del sismo de Acapulco de 1989. Las historias de aceleraciones de los puntos 1, 2 y 4 se presentan en la figura IV.4.5; estos puntos están ubicados en la clave de la bóveda, el arranque de la bóveda y en la parte superior del muro, respectivamente.

La aceleración máxima del terreno durante el sismo es 0.97 m/s^2 y se presenta a los 6.06 segundos, mientras que en la clave de la bóveda es de 4.62 m/s^2 y se presenta a los 6.52 segundos; o sea la aceleración máxima de la bóveda se incrementa en 4.8 veces respecto a la del terreno. Por otra parte en el arranque de la bóveda se presenta una aceleración de 4.42 m/s^2 es decir se tiene una amplificación de la señal de 4.5 veces. Cabe hacer notar que el punto 4 muestra una amplificación de la señal de 7.34 veces con una aceleración de 7.12 m/s^2 . Este gran incremento entre el arranque de la bóveda y la parte superior del muro hace pensar en un comportamiento tipo apéndice del pretel superior del muro.

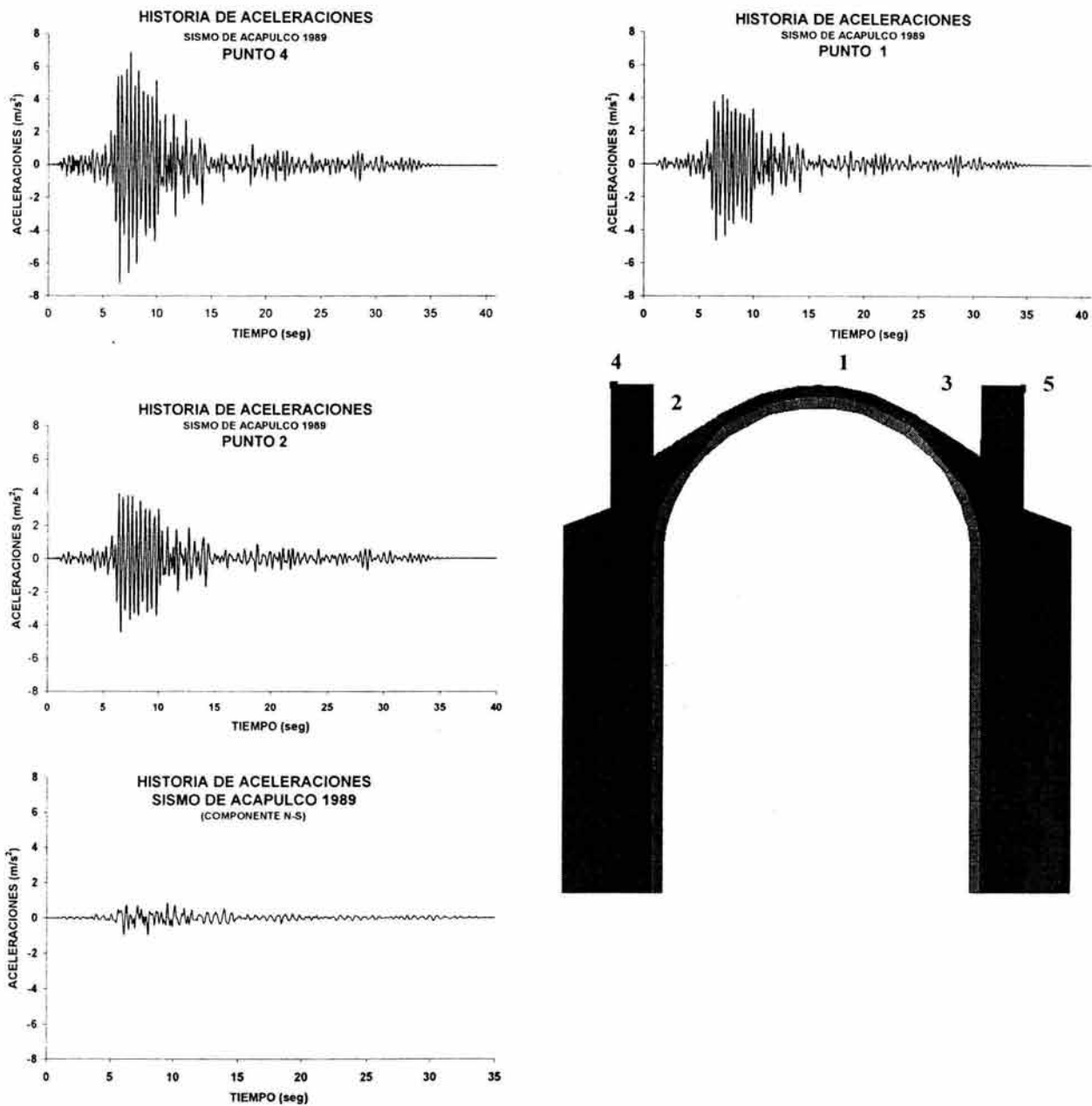


Fig. IV.4.5 Historia de aceleraciones horizontales.

Los cocientes espectrales entre las aceleraciones de los puntos 1, 2 y 4 respecto a la del terreno se presentan en la figura IV.4.6. El punto que posee la frecuencia más grande es el punto 4, donde el pico corresponde a un periodo de 0.39 segundos, que se puede asociar al modo de traslación de la nave en su conjunto, mientras que la segunda frecuencia corresponde a un periodo de

0.126 segundos que es del modo 27 (Fig. IV.4.7); por ello, todos los puntos de la bóveda y de su arranque presentan un pico para el periodo de 0.39 segundos. Debido a lo anterior es evidente que el primer modo de vibración es el que predomina en la respuesta.

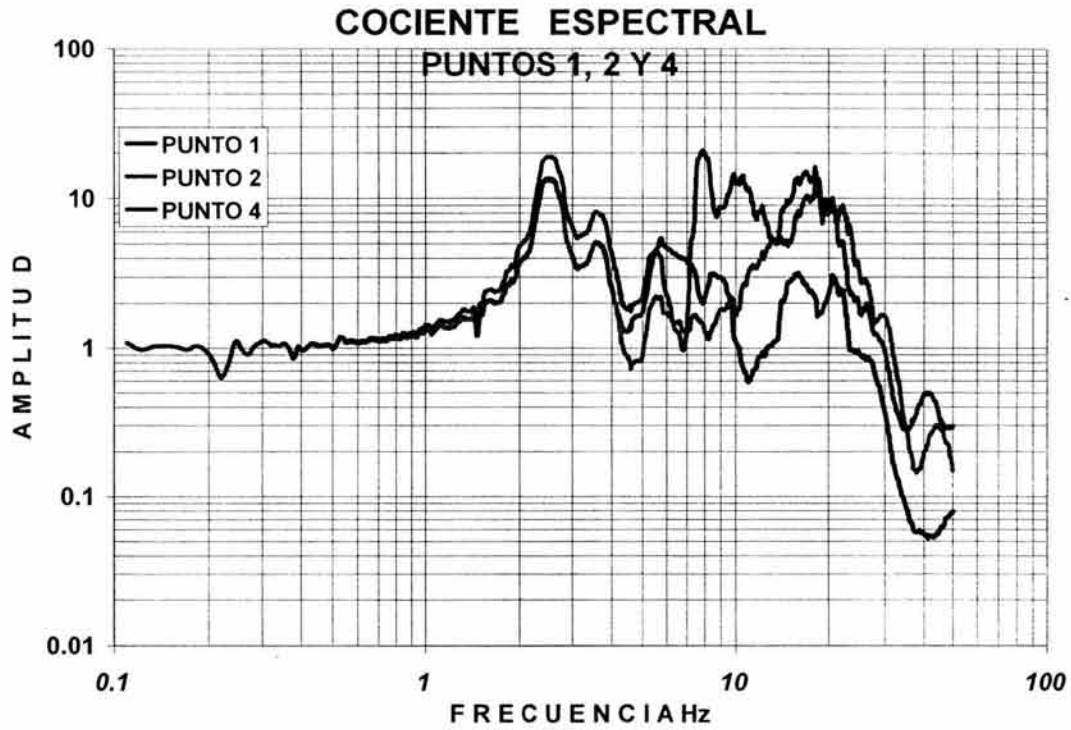


Fig. IV.4.6 Cociente espectral de los puntos 1, 2 y 4 con respecto al sismo de Acapulco de 1989

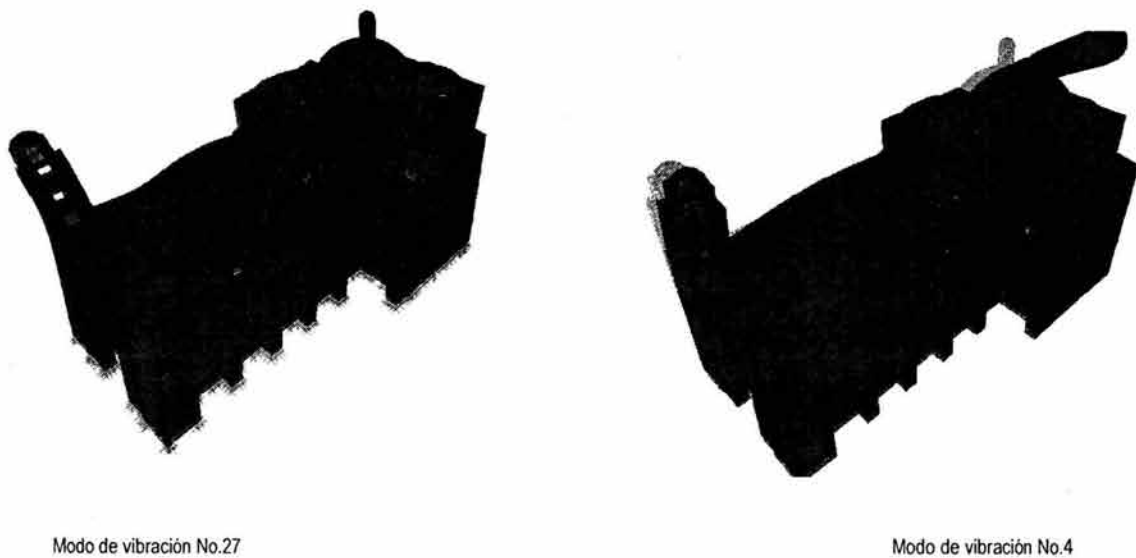


Fig. IV.4.7 Modo de vibración No. 27 y No.4

El pico con la cuarta amplitud más grande, corresponde a un periodo de 0.267 segundos, que se puede asociar al modo de vibración 4 para los puntos 1,2 y 4 (Fig. IV.4.7). Los puntos subsecuentes corresponden a modos superiores de vibración, como al modo de vibración 27 (Fig. IV.4.7), que presenta movimientos evidentes de apertura y cierre de muros que modifican la configuración geométrica de la bóveda.

Se realizó el análisis de la historia de desplazamientos transversales para los puntos 1, 2 y 4 (Fig. IV.4.8); de éste se obtiene que el desplazamiento máximo que presenta la clave de la bóveda es de 1.67 cm, y para el punto 4 y 2 es de 2.10 cm y 1.35 cm, respectivamente.

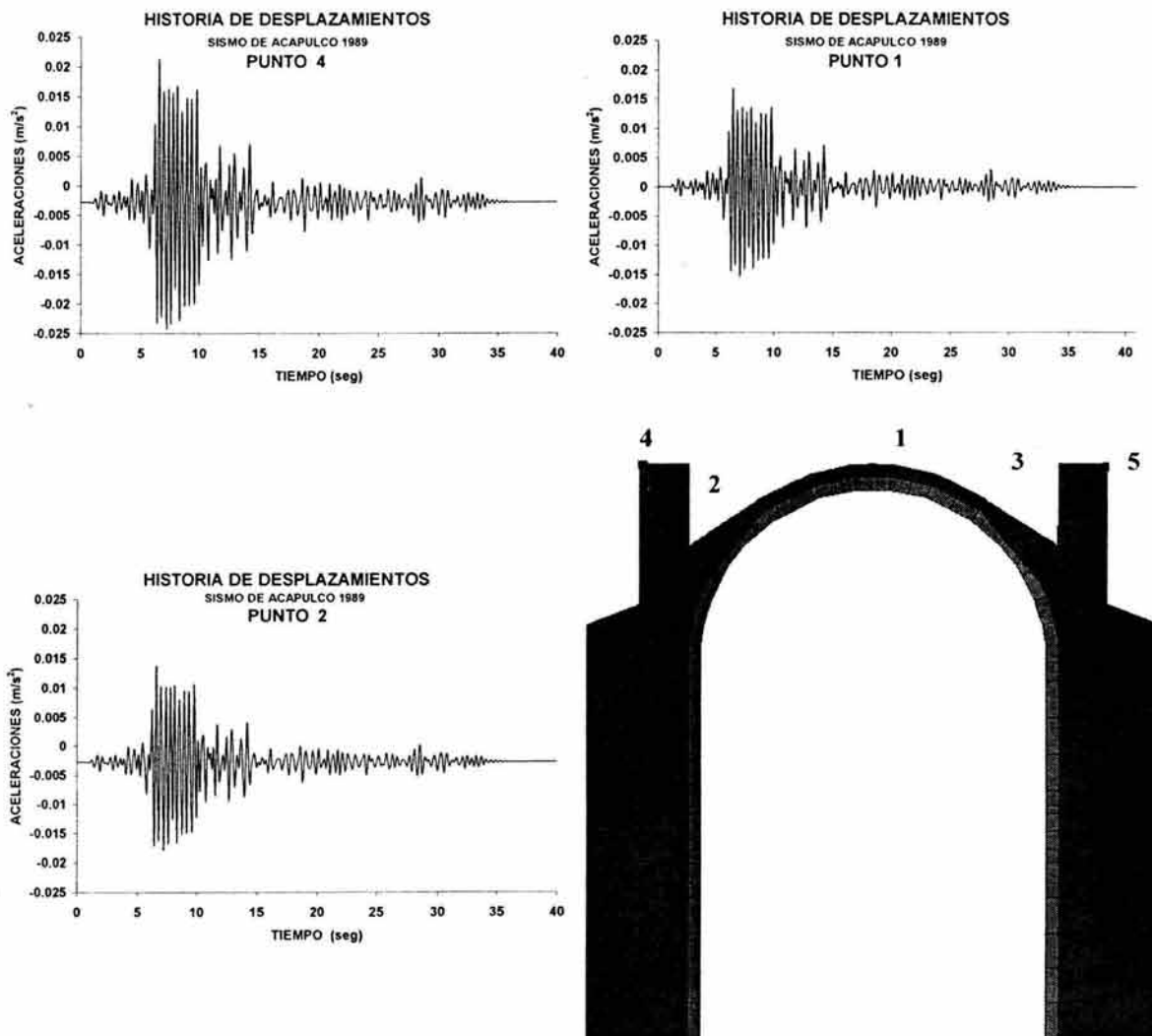


Fig. IV.4.8 Historia de desplazamientos transversales

Cabe hacer notar que las historias de desplazamientos que se muestran para los puntos 2 y 4 presentan un desplazamiento inicial debido a la presencia del peso propio de la bóveda que ejerce fuerzas de coceo en los muros.

El desplazamiento transversal muestra que la clave y el arranque presentan desplazamientos similares, no así el punto 4, el cual posee una amplificación de la aceleración y de desplazamiento, superior al de los puntos 1 y 2. Esto es debido a que el remate del muro tiene un comportamiento tipo apéndice.

La figura IV.4.9, muestra la deformada del templo, en su sección de la nave, que se tomó para la comparación con el macroelemento, en el instante donde la aceleración y desplazamientos son máximos en la clave de la bóveda; es evidente el desplazamiento lateral que sufre la sección debido a la acción de las fuerzas sísmicas y que corresponde esencialmente a la configuración del primer modo de vibración.

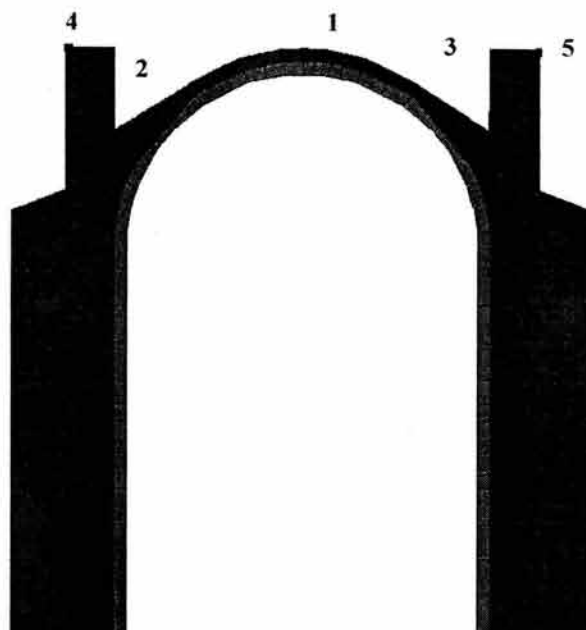
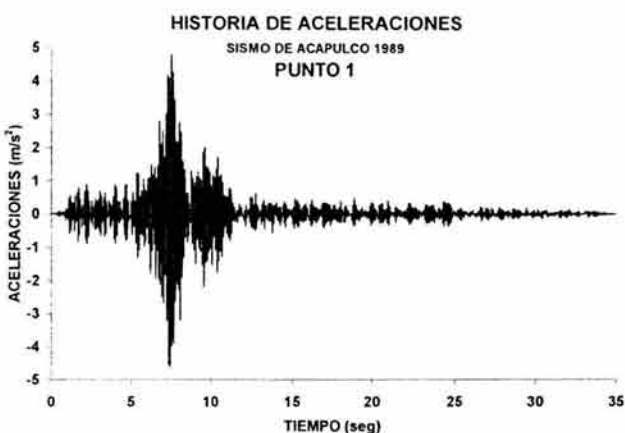


Fig. IV.4.9 Deformada en el instante de máximo desplazamiento en la clave de la bóveda.

De la historia de aceleraciones verticales que introduce la señal de sismo de Acapulco de 1989 (Fig. IV.4.10), se tiene que su aceleración máxima es de 0.92 m/s^2 que se presenta a los 7.10 segundos de iniciado el evento sísmico; en ese mismo instante la aceleración que presenta la clave de la bóveda, punto 1, es de 1.54 m/s^2 , mientras que su máximo es de 4.79 m/s^2 que sucede a los 7.45 segundos y es 5.20 veces más grande que el del acelerograma

inducido a la estructura, por lo que es evidente que la bóveda es susceptible de sufrir aceleraciones y desplazamientos importantes debido a la componente vertical del sismo.

A) ACELERACIONES



B) DESPLAZAMIENTOS

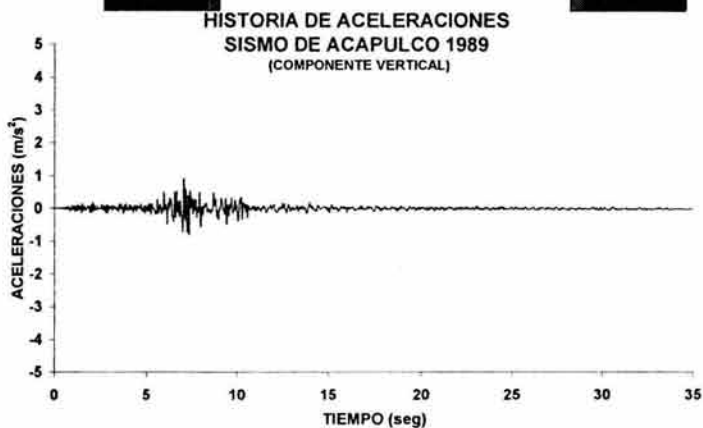
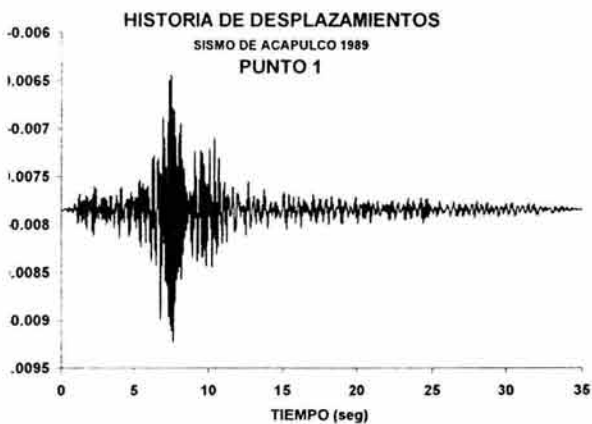
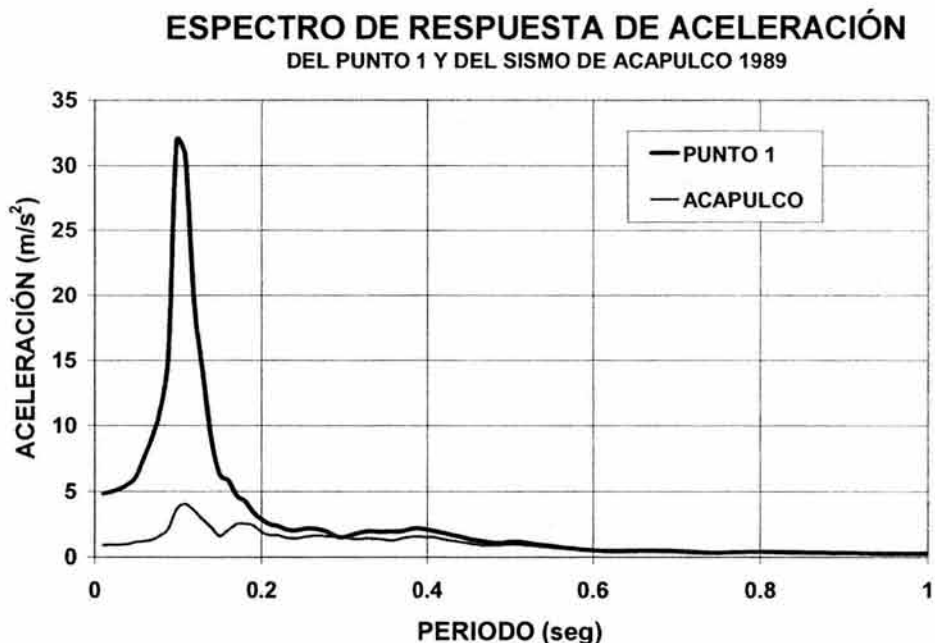


Fig. IV.4.10 Historia de desplazamientos y aceleraciones verticales de la clave de la bóveda

El desplazamiento vertical máximo de la bóveda es de 0.92 cm. Sin embargo; cabe recordar que en este desplazamiento está incluido el desplazamiento inicial por peso propio, que es de 0.79

cm, por lo que en realidad, el desplazamiento vertical máximo, debido al sismo es de únicamente 0.12 cm.

Tomando la historia de aceleraciones de la clave de la bóveda, y obteniendo su espectro de respuesta (Fig. IV.4.11), se observa que sólo se tiene un pico que corresponde a un periodo de 0.11 segundos, que es el mismo que posee el espectro de respuesta de aceleraciones del sismo de Acapulco de 1989 (Fig. IV.4.11) y cuyo periodo corresponde al del modo de vibración No.44 (Fig. IV.4.12).



IV.4.11 Espectro de respuestas de aceleraciones vertical del punto 1 Yy del sismo de Acapulco de 1989.

Este modo de vibración No. 44, como se observa en la figura IV.4.12, es un modo local de bóveda, que sufre amplificaciones importantes debido a que coincide con el periodo dominante del sismo de Acapulco, pero tiene un factor de participación muy bajo en la dirección vertical de 0.000978%, por lo que su contribución en la respuesta total es muy baja.

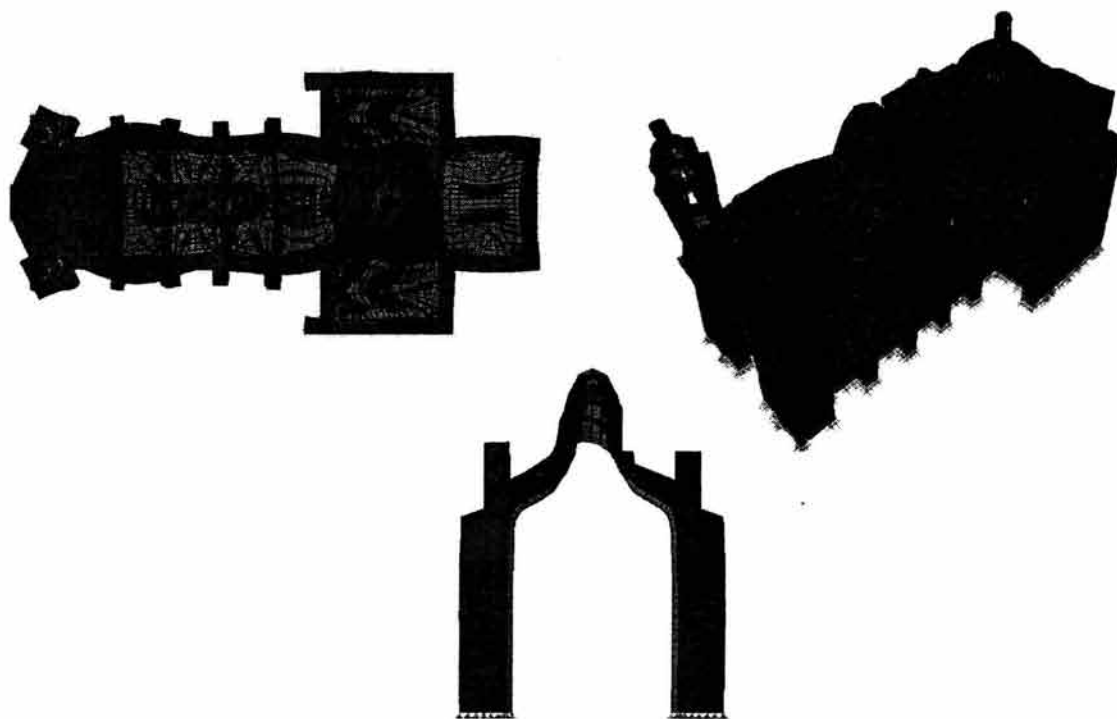


Fig. IV.4.12 Modo de vibración No. 44.

La figura IV.4.13, presenta la deformada en el instante de máxima aceleración vertical en la clave de la bóveda (punto 1); Es evidente que se combinan desplazamientos horizontales de los muros, acompañados de desplazamientos verticales en la clave de la bóveda, similares a los que se presentan en el segundo modo de vibración, donde aparecen deformaciones en clave y riñones, así como en muros, acompañados concentraciones de esfuerzos que pueden generar la aparición de grietas.

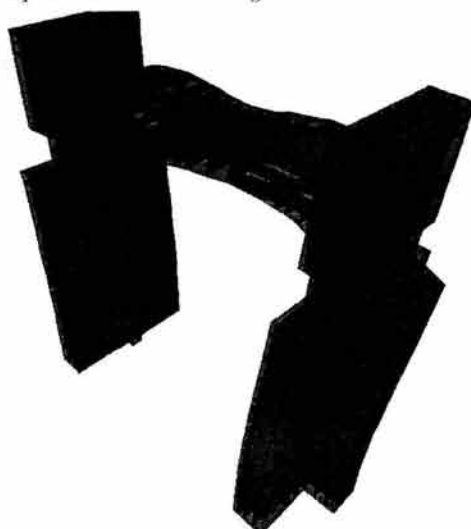


Fig. IV.4.13 Deformada en el instante de máxima aceleración vertical de la clave de la bóveda

La deformada de la bóveda de la figura IV.4.13, se debe a que los muros experimentan una apertura en su claro que permite el movimiento vertical de la bóveda. La historia de desplazamientos de apertura y cierre del claro de la bóveda entre los muros se muestra en la figura IV.4.14; este comportamiento es similar al modo de falla de bóveda observado en levantamientos de daños, donde aparecen grietas en la clave y riñones debido a la baja rigidez lateral de los muros que lleva a la apertura del claro.

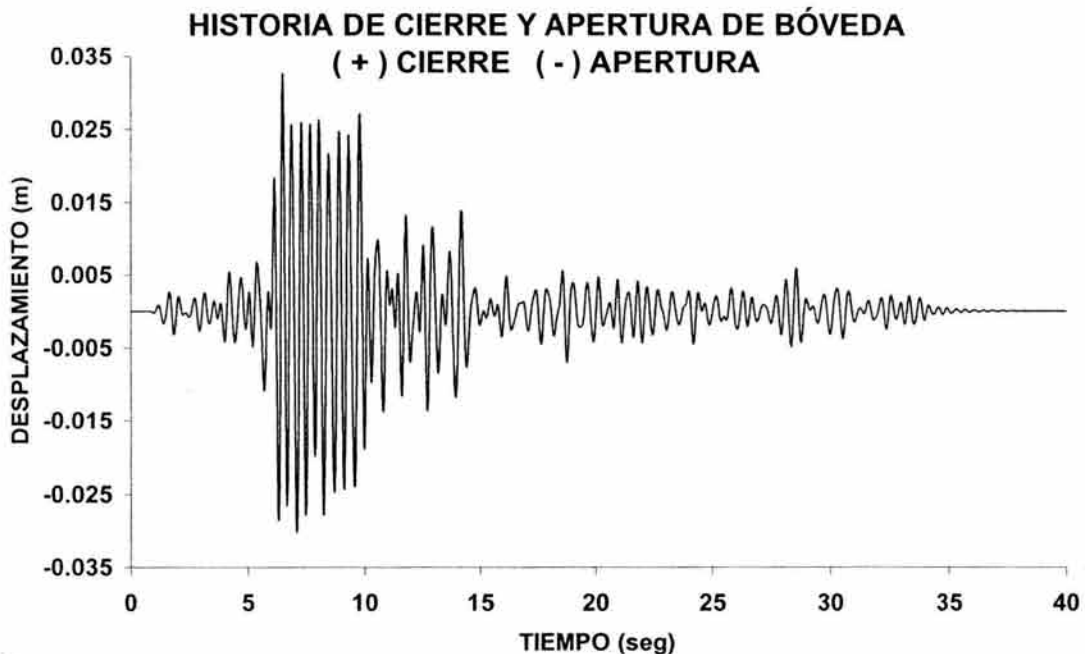


Fig. IV.4.14 Apertura y cierre de claro en muros de bóveda

La apertura máxima entre muros, es de 3.01 cm. y ocurre a los 6.52 segundos, que es el mismo instante en el que la clave de la bóveda presenta su aceleración máxima. El cierre máximo del claro es de 3.26 cm a los 7.14 segundos, cerca de cuando se presenta la máxima aceleración vertical del sismo, que sucede a los 7.10 segundos; aunque en relación con el claro de 1200 cm, el desplazamiento horizontal de apertura y cierre es solo de 0.25 %, los esfuerzos sufren modificaciones en la ubicación de sus máximos debido a esta apertura y cierre del claro; y aparecen configuraciones de deformaciones similares a las del modo de falla típico

Para conocer en mayor detalle el comportamiento de la bóveda respecto a sus posibles modos de falla, se revisan los

esfuerzos en la bóveda en dos instantes. El primero cuando se presenta la máxima aceleración horizontal y el segundo en la máxima aceleración vertical, ambas en la clave de la bóveda. Los esfuerzos en la estructura debido a la máxima aceleración horizontal de la clave de la bóveda (punto 1), a los 6.52 segundos, se observan en la figura IV.4.15.

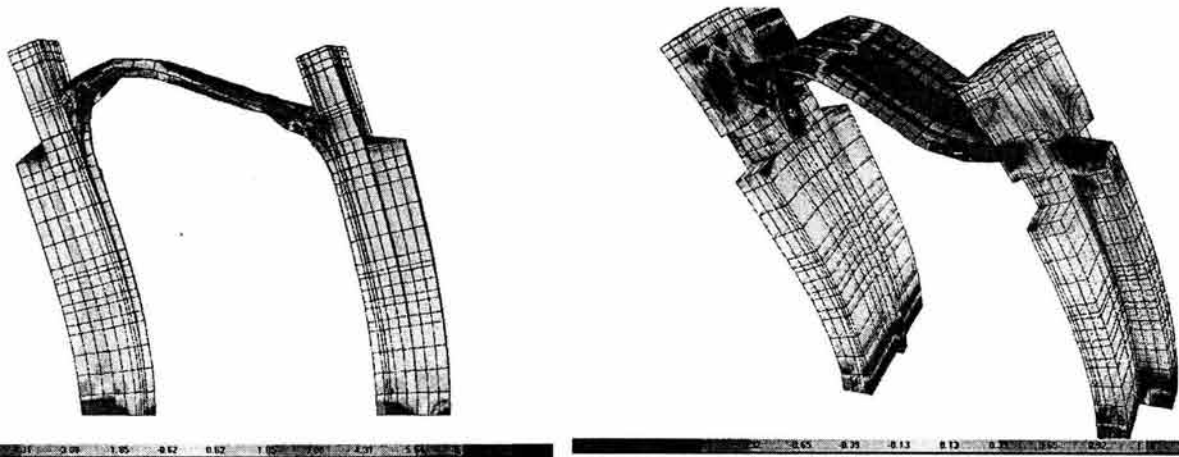


Fig. IV.4.15 Esfuerzos horizontales en el instante de la aceleración máxima horizontal de la clave de la bóveda (kg/cm²)

Se aprecia la presencia de esfuerzos de tensión en la parte del muro derecho, en el arco por el intradós desde los riñones a la clave; en el lado izquierdo se da el caso contrario y se presentan compresiones por el intradós del arco. Por el extradós de la bóveda, aparecen compresiones a la altura de las tensiones del arco y tensiones a la altura de las compresiones del arco.

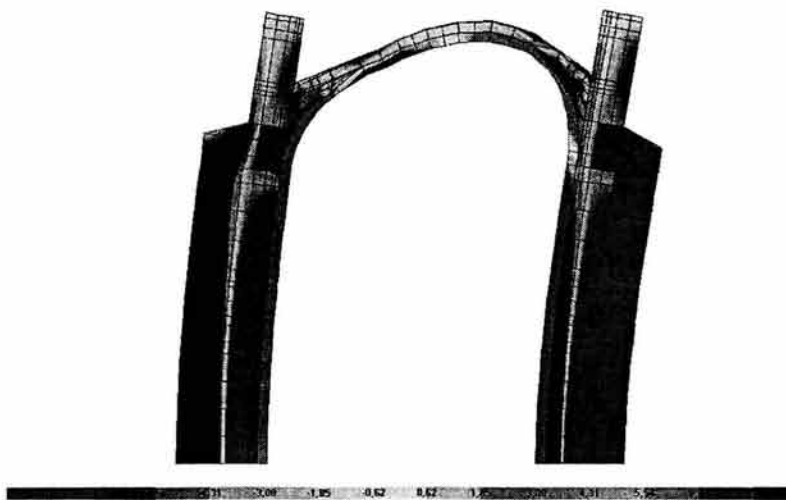


Fig. IV.4.16 Esfuerzos verticales en el instante de aceleración máxima horizontal en la clave de la bóveda (kg/cm²)

Los esfuerzos en los muros donde se apoya la bóveda, se observan en la figura IV.4.16, donde se aprecia que los esfuerzos de tensión se presentan en la parte exterior del muro en el contrafuerte, debido al alargamiento que sufre éste y en la parte interna del templo, en las columnas que soportan el arco, debido a la flexión que experimentan ambos elementos.

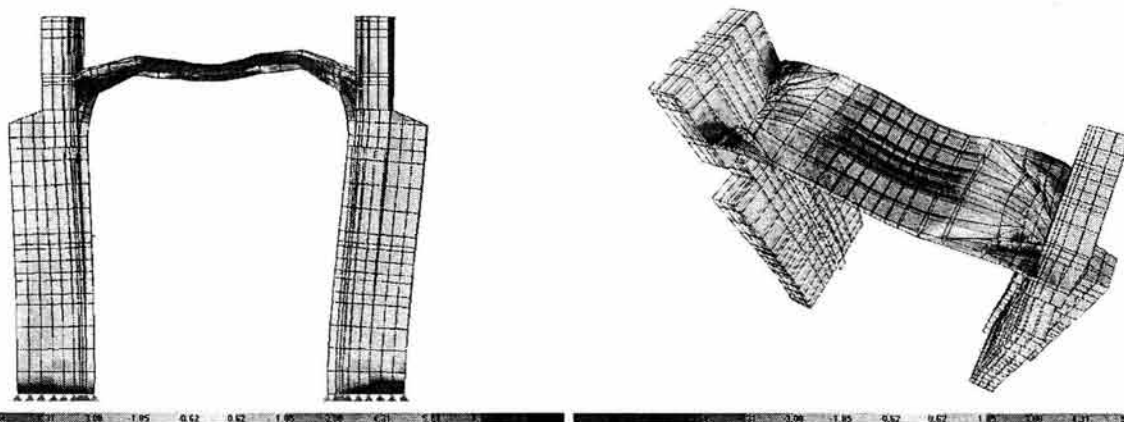


Fig. IV.4.17 Esfuerzo horizontales en el instante de aceleración máxima vertical de la clave de la bóveda (kg/cm²).

En el instante de la máxima aceleración vertical de la clave de la bóveda (Fig. IV.4.17), se presentan esfuerzos de tensión en la clave sobre el intradós, así como en los riñones de la bóveda, por el extradós. Estos esfuerzos, son debidos al movimiento vertical que sufre la bóveda

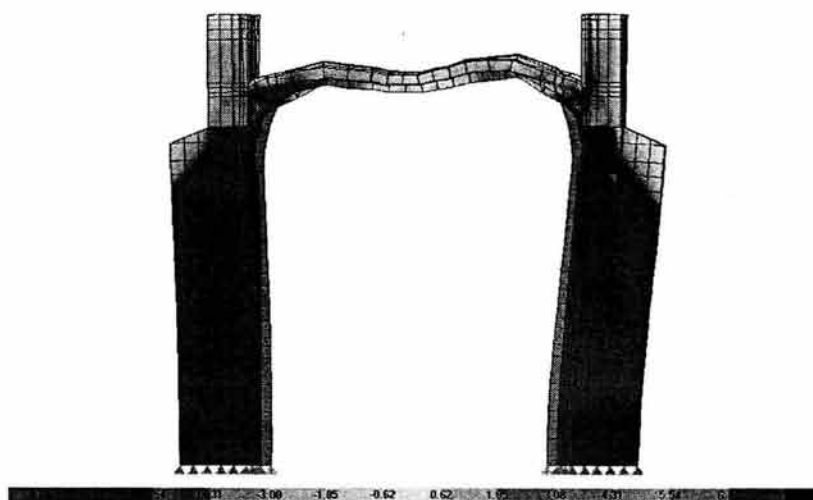


Fig. IV.4.18 Esfuerzos verticales en el instante de aceleración máxima vertical de en la clave de la bóveda (kg/cm²).

Se observa en la figura IV.4.18, que para este instante, existen esfuerzos de tensión, en las columnas que sostienen al arco en su parte inferior, así como compresiones en los muros.

Los esfuerzos que se presentaron en la clave, y en los riñones presentan un máximo de 8.57 kg/cm^2 de tensión en el riñón del arco por el intradós. En la clave por el intradós anteriormente se había encontrado que debido al peso propio el arco ya existía una concentración de esfuerzos de tensión, superior a la resistencia de la mampostería; debido al sismo aparecerán esfuerzos superiores a su resistencia a la altura de los riñones. En cuanto a la bóveda, por el extradós aparecen esfuerzos de tensión a la altura de los riñones y en sus arranques, cuya magnitud alcanzan valores de 0.6 y 1.7 kg/cm^2 , es decir se tienen también aquí esfuerzos superiores a la resistencia de la mampostería, por lo que se puede esperar la aparición de agrietamientos.

Los esfuerzos máximos de tensión en los contrafuertes y las columnas que sostienen los arcos son de 5.21 y 7.82 kg/cm^2 , respectivamente, por lo que se esperarían grietas horizontales en la base de muros y columnas. Mientras tanto, en la clave de la bóveda por el extradós, se presentan sólo esfuerzos de compresión, por lo que no se espera la aparición de grietas.

En resumen, debido a la acción del peso propio en la clave del arco se presentan esfuerzos de tensión, superiores a los de la resistencia de la mampostería, por lo que es de esperarse la aparición de grietas. Debido a la acción sísmica, el templo experimenta deformaciones en la bóveda y el arco, cuyo resultado tendrá como consecuencia la aparición de nuevos esfuerzos de tensión superiores a los que resiste la mampostería, en los riñones por el extradós; esto ocurre tanto en el arco, como en la bóveda, pero los esfuerzos de tensión iniciales por peso propio en la clave del arco nunca atraviesan el espesor de la bóveda aún con la presencia del sismo, es decir que a la altura de su clave, la bóveda no presentará agrietamientos, ni por el extradós ni por el intradós.

El esfuerzo superior al resistente que se presenta en el arco, no representa un peligro para la estructura, ya que el agrietamiento, no cruzaría el espesor de la bóveda. El resultado final del evento sísmico presenta un comportamiento que sugiere la probable aparición de tres articulaciones plásticas formadas en la bóveda y el arco, debido a los agrietamientos; esto, de acuerdo a lo anteriormente señalado, se puede identificar como un mecanismo de colapso, pero no se presentará la falla del elemento, ya que para que este se presente, es necesario la formación de cinco articulaciones, dos en los riñones, 2 en los apoyos y una mas en la clave. A pesar de la existencia de posibles agrietamientos en la base de los muros, estos no cruzan todo el espesor, ya que sólo se alojan en una sección de los contrafuertes y columnas, por lo que se puede considerar que estos agrietamientos no formarían articulaciones, que pongan en peligro la estabilidad de la estructura

Hay que considerar que, dado que éste es un análisis lineal, no representa realmente lo que sucede cuando se ha rebasado la capacidad de los materiales, ya que con los agrietamientos se producen redistribuciones de esfuerzos.

De acuerdo con lo comentado anteriormente, la presencia de agrietamiento, cambiaria la distribución de esfuerzos, por lo que para conocer la configuración mas precisa de los esfuerzos en los muros, se requiere de análisis no lineales que están fuera del objetivo de este estudio.

IV.5 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL MACROELEMENTO DE NAVE

El estudio y análisis por medio de macroelementos se realizó para conocer de una manera simplificada el comportamiento de la nave del templo en cruz latina y en particular de su bóveda. Se realizó el estudio por medio del macroelemento de nave I, debido a que se consideró que el comportamiento que presentaron ambos macroelementos de nave I y II, es similar, como se pudo observar en sus formas modales, que presentan un mismo comportamiento para los tres primeros modos de vibración, por lo que se puede estudiar solo el modelo más simplificado. Algunos datos para corroborar sus similitudes del modelo de macroelemento de nave II, se comparan con los del macroelemento de nave I y con el modelo completo más adelante.

La figura IV.5.1 presenta la deformada y los esfuerzos obtenidos por un análisis ante peso propio. La deformada muestra la apertura de los muros debido a la fuerza de coceo que origina la bóveda, lo que provoca desplazamiento vertical hacia abajo de la clave.

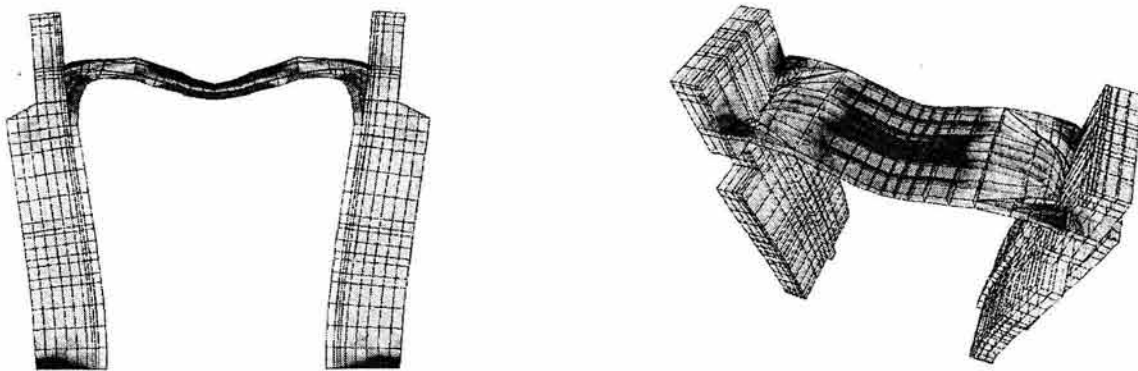


Fig. IV.5.1 Esfuerzos y deformada por peso propio del macroelemento de bóveda (kg/cm²)

Se presentan tensiones en la parte inferior de la clave del arco, no así en la clave de la bóveda; estos esfuerzos son de 8.4 kg/cm^2 . Los esfuerzos que se presentan en los riñones, varían del centro de la franja de bóveda del macroelemento hacia sus orillas, donde son del orden de 2.76 kg/cm^2 en su extremo en donde comienza el luneto, debido a que la geometría es diferente al arco que forma la bóveda. Estos esfuerzos de tensión son superiores a los de la resistencia de la mampostería.

En el centro de la franja de la bóveda, a la altura de los riñones por el extradós, los esfuerzos máximos son del orden de 0.1 kg/cm^2 , por lo que no superan a la resistencia de la mampostería. Los esfuerzos de compresión están comprendidos dentro de la capacidad de carga de la mampostería, por lo que no se tiene problemas a este respecto.

Se presenta en la figura IV.5.2, la respuesta dinámica encontrada para los mismos puntos 1, 2 y 4 de la bóveda, que se estudiaron en el modelo completo. Como se puede observar en el punto de la clave de la bóveda, la respuesta a la aceleración inducida por el sismo de Acapulco de 1989, se amplifica. La aceleración máxima que experimenta la bóveda es de 3.22 m/seg^2 que es de 3.3 veces más grande que la aceleración del terreno, esta aceleración no se presenta en el mismo momento en el que la aceleración del suelo es máxima ya que sucede a los 14.43 segundos, en lugar que a los 6.06 segundos.

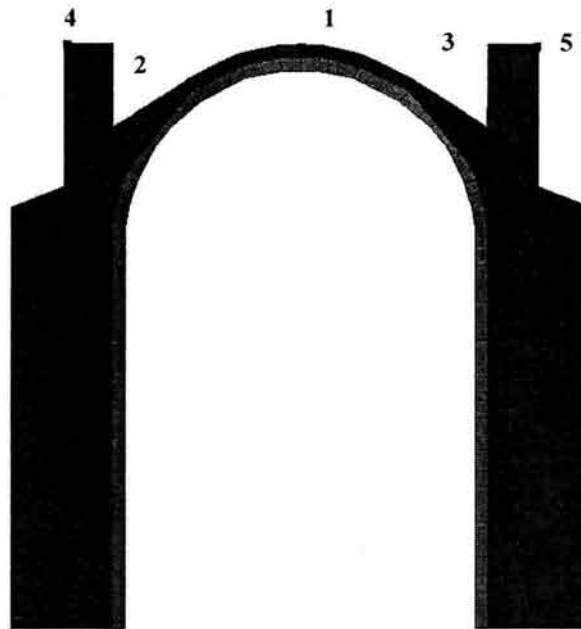
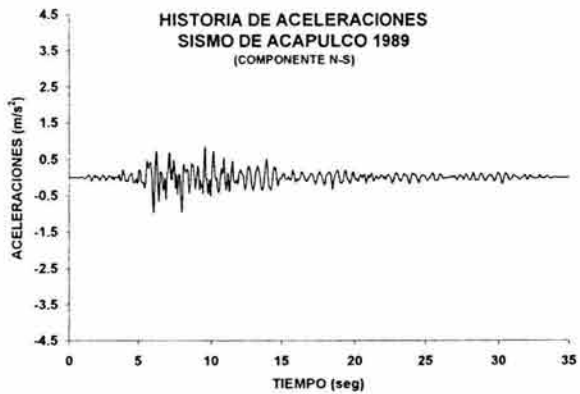
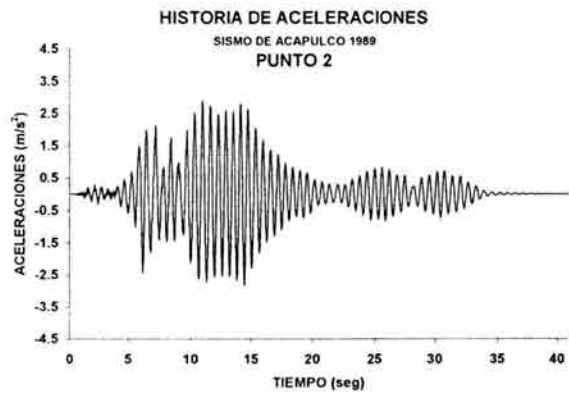
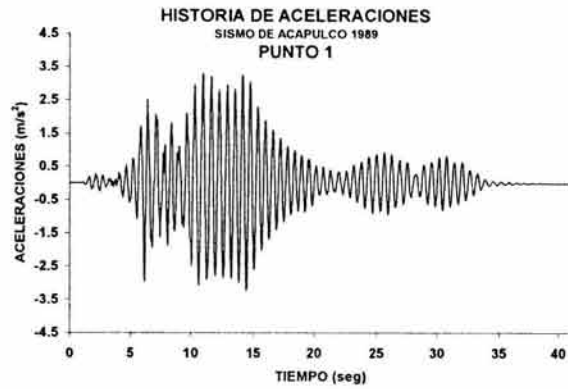
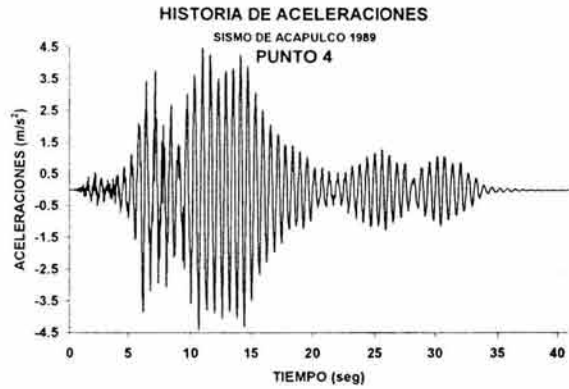


Fig. IV.5.2 Historia de aceleraciones de los puntos en estudio

Por otro lado el punto 2 presenta una aceleración máxima de 2.87 m/s^2 , y el punto 4 de 4.6 m/s^2 . Esto representa una amplificación de la aceleración máxima del suelo de 3 y 4.6 para los puntos 2 y 4, respectivamente.

COCIENTE ESPECTRAL PUNTOS 1, 2 Y 4

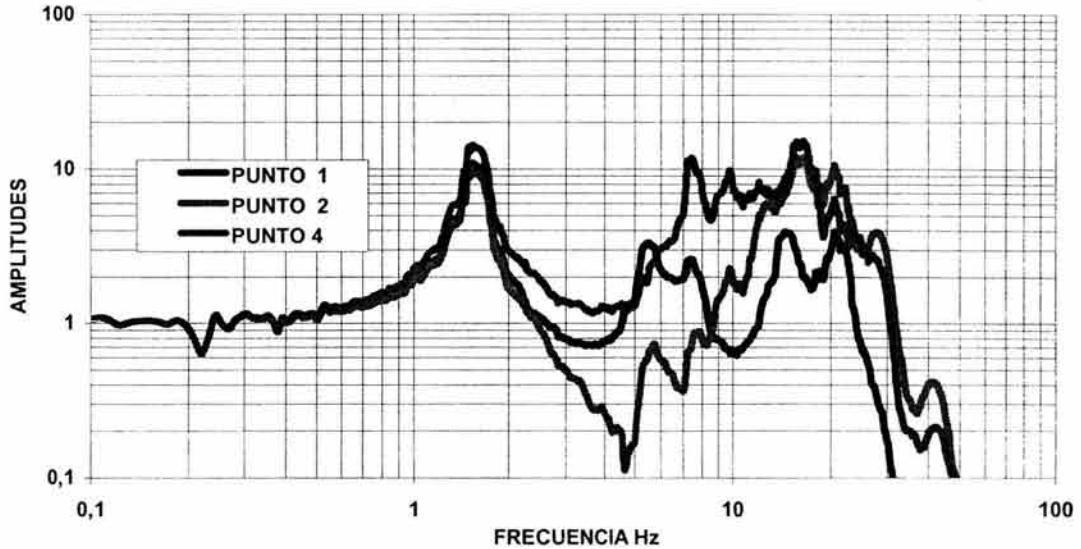


Fig. IV.5.3 Cociente espectral de los puntos 1, 2 y 4 con relación al sismo de Acapulco de 1989

Los cocientes espectrales de aceleración registrados en los puntos 1, 2 y 3 respecto a la del terreno se presentan en la figura IV.5.3. Se observa, para los tres puntos un pico para un periodo de 0.64 segundos que es el periodo del primer modo de vibración de la estructura.

Es apreciable que la señal que más se amplifica corresponde al punto 4 que se encuentra en el muro en su parte superior y cuyo punto de amplificación máxima corresponde a una frecuencia de 16.50 Hz, cuyo periodo es de 0.060 segundos que es el periodo del modo de vibración 17. El comportamiento de este punto 4, es similar al de un apéndice, con amplificaciones importantes debido a su esbeltez y altura. De igual forma el punto 2 posee su mayor amplificación con una frecuencia de 15.8 Hz, que corresponde al modo de vibración 21.

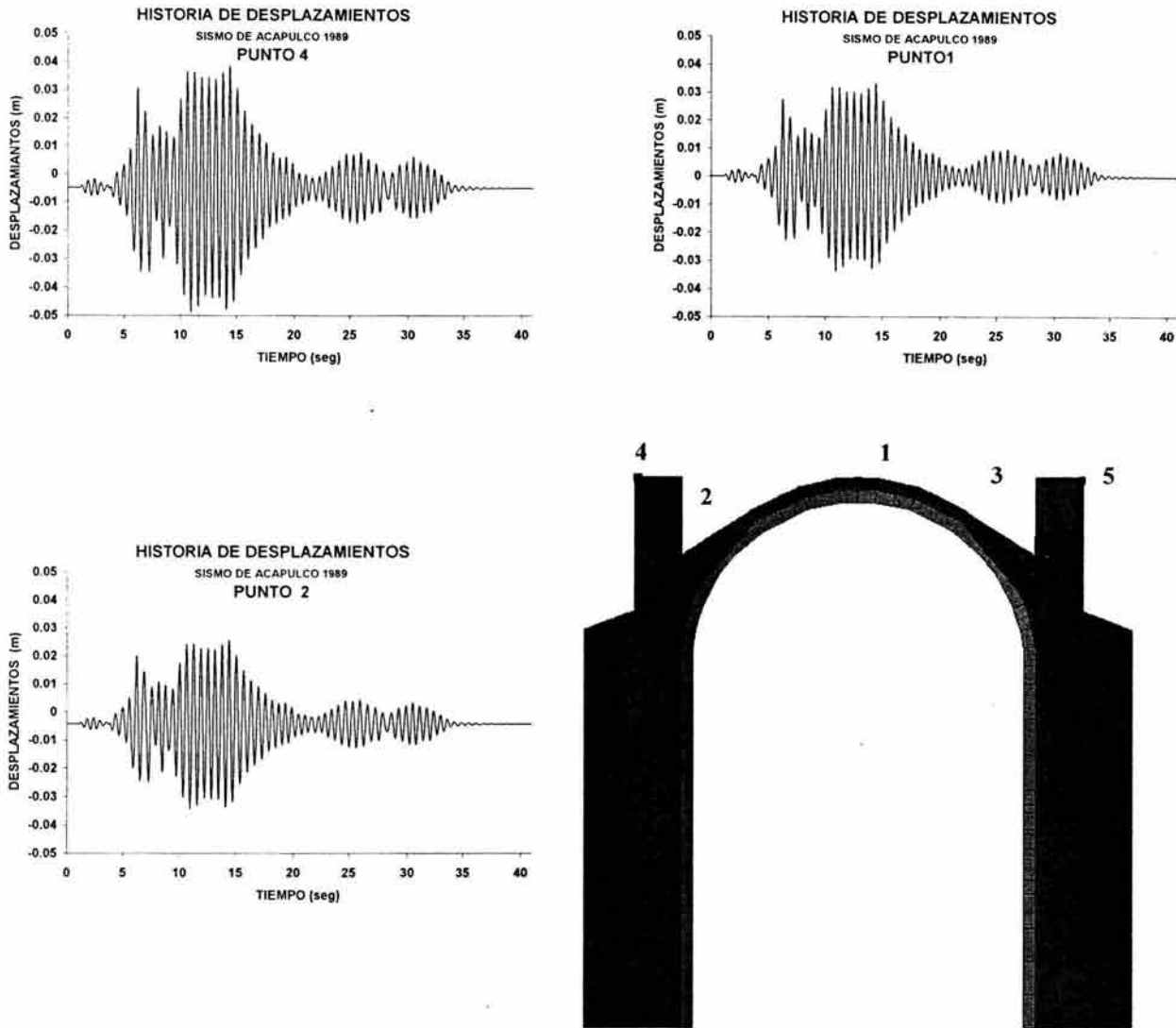


Fig. IV.5.4 Historia de desplazamientos de los puntos 1, 2 y 4

De los puntos 1, 2, y 4, se obtuvo su historia de desplazamientos (Fig. IV.5.4). Se puede observar la amplificación que sufren los desplazamientos de cada uno de ellos. El punto sobre la clave de la bóveda (punto 1) alcanza un desplazamiento máximo de 3.37 cm que se presenta a los 10.98 segundos. Los desplazamientos del punto 4 y del arranque de la bóveda (punto 2) son de 4.87 cm y 3.43 respectivamente.

Los puntos 2 y 4 presentan un desplazamiento lateral inicial de abertura, debido a las fuerzas de coceo por el peso propio de la bóveda. Cabe hacer notar, que el punto 1 no tiene un desplazamiento lateral inicial, pues la clave de la bóveda, únicamente baja por las acciones del peso propio

Se muestra en la figura IV.5.5 la deformada de la estructura en el instante en el que se presenta el desplazamiento máximo en el punto 1, y que es similar al modo fundamental de vibración, que es el dominante en el comportamiento de la estructura.

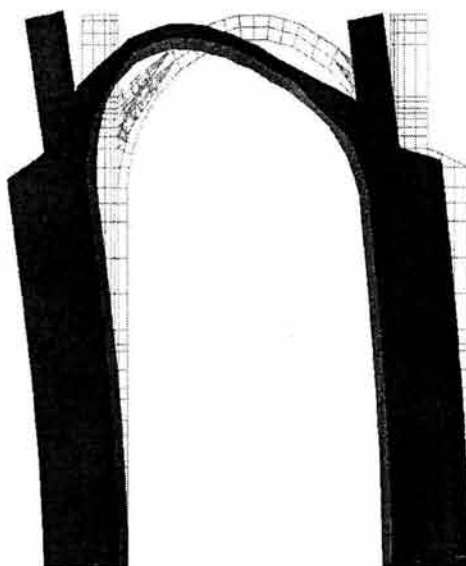


Fig. IV.4.5 Deformación horizontal máxima en la clave de la bóveda

De la historia de aceleraciones y desplazamientos verticales que experimenta la clave de la bóveda se aprecia, que la aceleración máxima vertical del punto 1 en la clave de la bóveda, es de 4.68 m/s^2 ; es decir 5 veces más grande que la de la señal inducida.

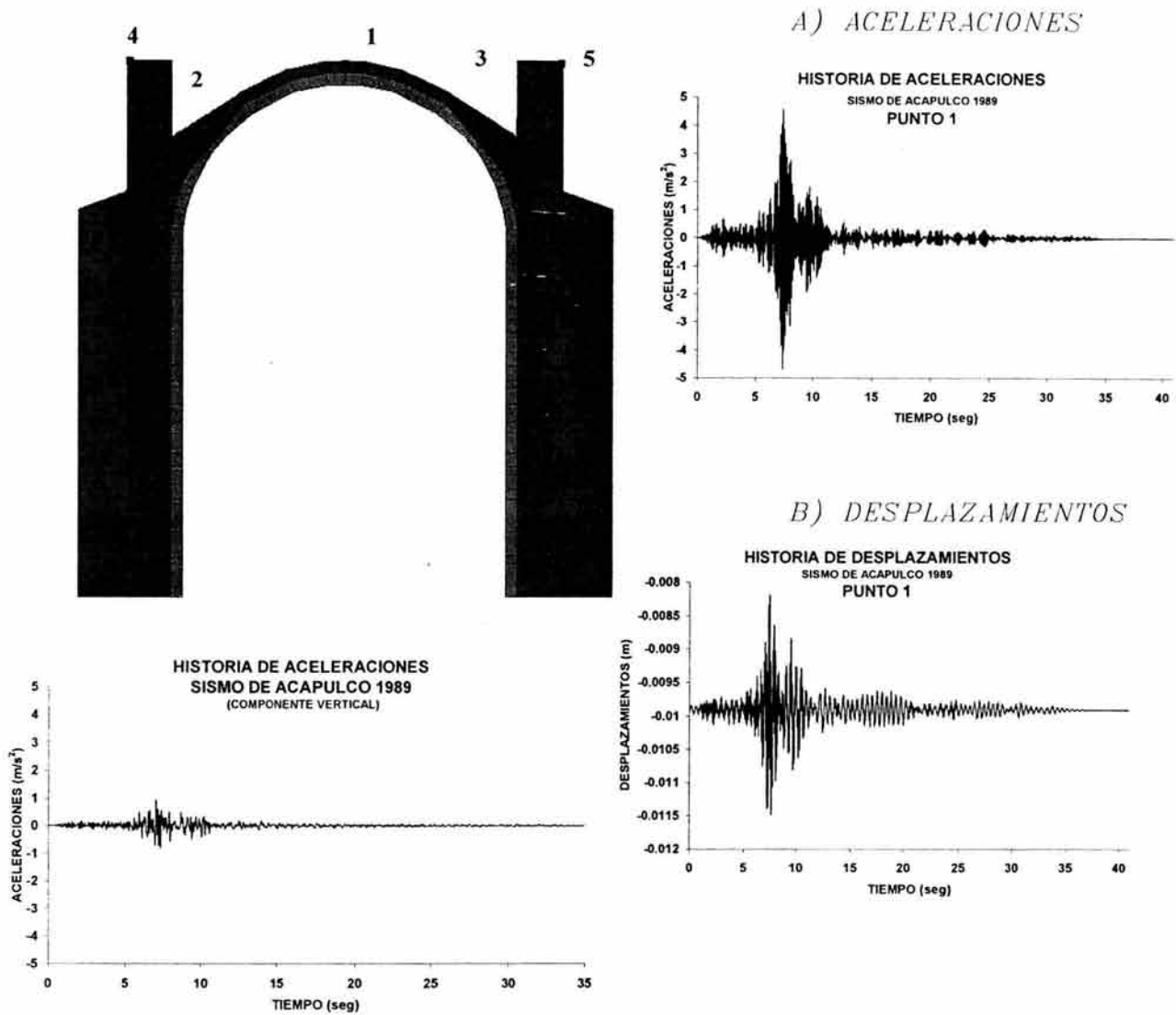


Fig. IV.5.6 Historia de aceleraciones y desplazamientos verticales del punto 1

Así mismo, el desplazamiento máximo ocurre a los 7.67 segundos y es de 1.14 cm. Cabe hacer notar que, la historia de desplazamientos tiene un valor inicial, el cual es producto del peso propio que posee la bóveda, y es de 1.00 cm, por lo que el desplazamiento vertical de la bóveda debido al sismo es de 0.14 cm.

De los resultados anteriores podemos observar que para el punto 1, la aceleración máxima vertical es superior a la que se presenta en sentido horizontal en un 40%, mientras que los

desplazamientos horizontales son superiores 22 veces a los verticales.

De la historia de aceleraciones verticales obtenidas del punto 1, se obtuvo su espectro de respuesta, (Fig. IV.5.7), donde se puede observar, que tiene un solo pico que corresponde a un periodo de 0.11 segundos, similar al espectro del mismo punto 1, en el modelo completo y a su vez similar al del espectro de respuesta de aceleraciones verticales del sismo de Acapulco de 1989 (Fig. IV.5.7).

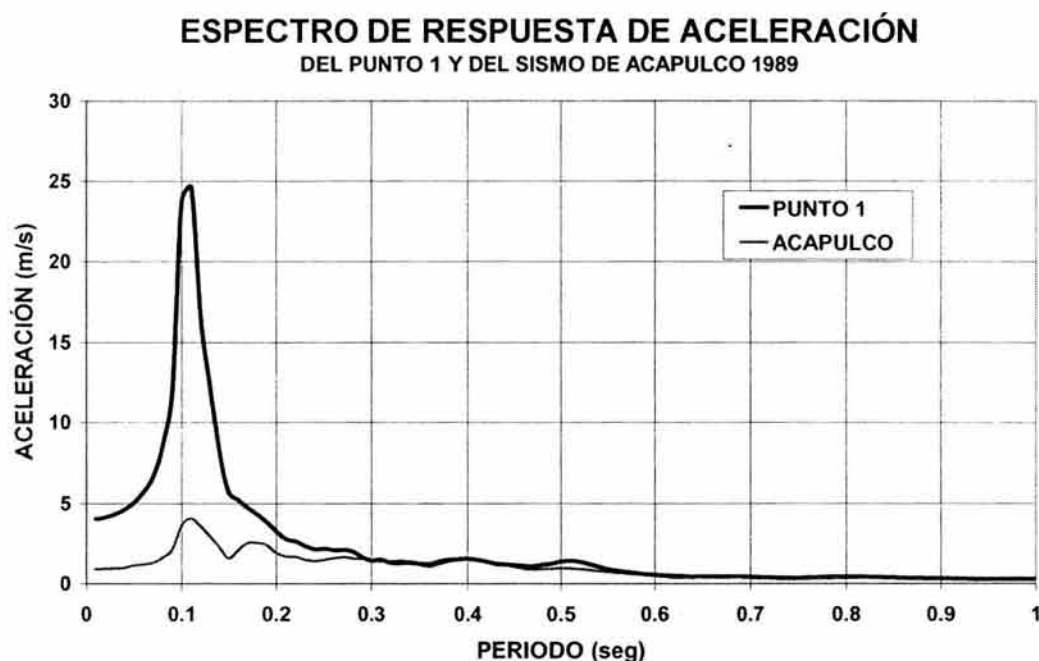


Fig. IV.5.7 Espectro de respuestas de aceleración vertical del punto 1 y sismo de Acapulco 1989

Este periodo corresponde al modo de vibración No.6 (Fig. IV.5.8), que evidentemente posee un movimiento local de bóveda y pretel de muro; con un factor de participación en la dirección vertical de 0.018%, y que sufre amplificaciones importantes debido a que coincide con un pico del espectro de respuesta del sismo de Acapulco, pero que debido a su pequeño factor de participación, poco contribuye a la respuesta total.

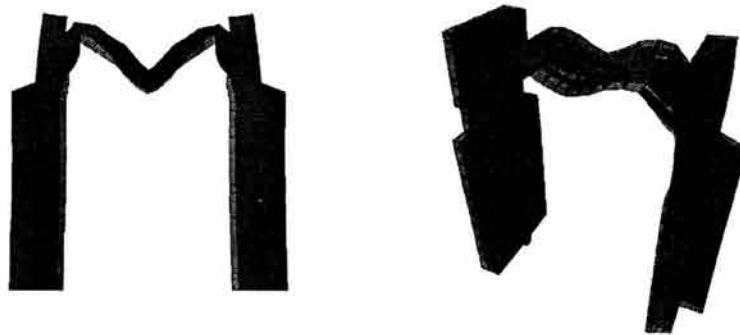


Fig. IV.5.8 Modo de vibración No. 6

La deformada que se presenta en el instante cuando la aceleración vertical es máxima en la clave de la bóveda (Fig. IV.5.9), muestra que ésta sufre un movimiento vertical el cual genera un desplazamiento similar a un modo de falla típico de bóveda. Esta deformada además es similar a la presentada por su segundo modo de vibración del macroelemento.



Fig. IV.5.9 Deformada de la bóveda en el instante de aceleración máxima vertical en la clave de la bóveda

El movimiento vertical de la bóveda va acompañado por una apertura en el claro entre muros. En la figura IV.5.10, se presenta la historia de desplazamientos de apertura y cierre del claro entre muros donde se apoya la bóveda.

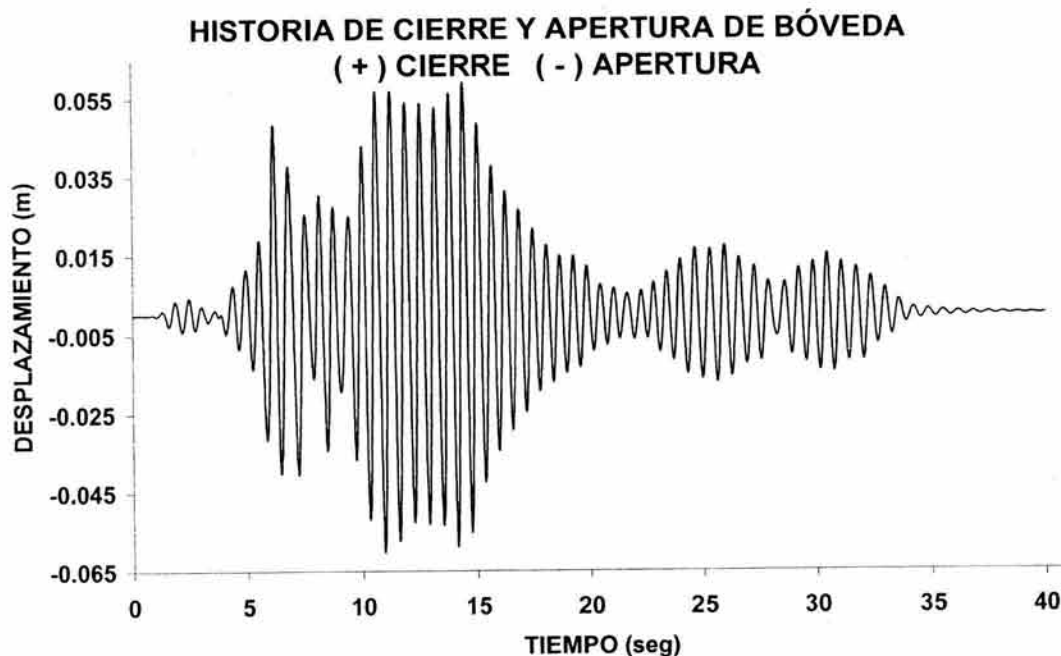


Fig. IV.5.10 Historia de apertura y cierre de claro de bóveda

La apertura máxima es de 6.02 cm. y ocurre a los 10.98 segundos; mientras que el cierre máximo es de 5.92 cm y ocurre a los 14.43 segundos. De todo lo anteriormente comentado se aprecia que el movimiento transversal de los muros es el que afecta directamente al comportamiento general de la bóveda. También los efectos de la componente vertical del sismo deben considerarse, ya que provocan su movimiento vertical (Castellanos, 2004). Así, esta apertura del claro es del orden del 0.5 % de su longitud total, y estos movimientos de apertura y cierre, influyen en la configuración de los esfuerzos que se presenta en la bóveda.

La Figura IV.5.11 presenta los esfuerzos horizontales, en el instante de la máxima aceleración horizontal, en la clave de la bóveda.

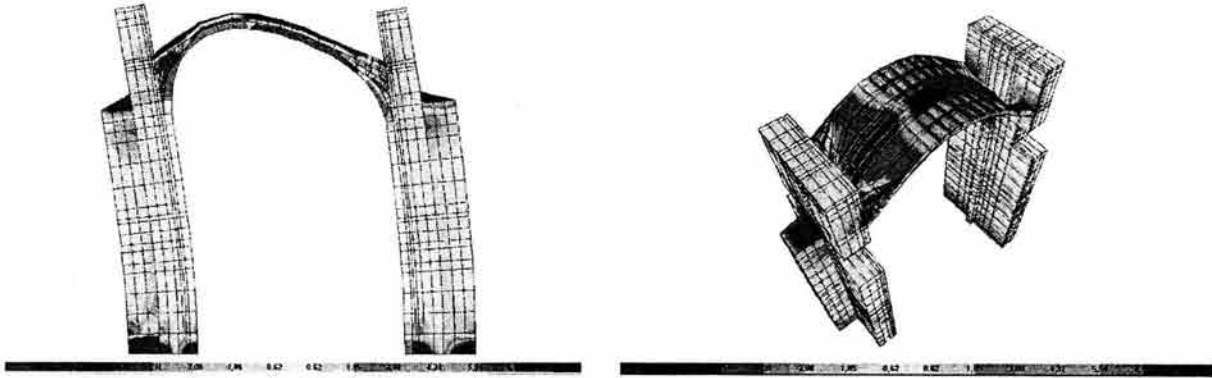


Fig. IV.5.11 Esfuerzos horizontales en el instante de máxima aceleración horizontal en la clave de la bóveda (Kg/cm²)

Estos esfuerzos se aprecian de mejor manera con la configuración de la deformada (Fig. IV.5.11), donde se muestra una flexión de la bóveda que le genera alargamientos y acortamientos, originando esfuerzos de compresión en las partes acortadas como en los riñones por el extradós, y tensiones en las partes sujetas a alargamientos como los riñones por el intradós.

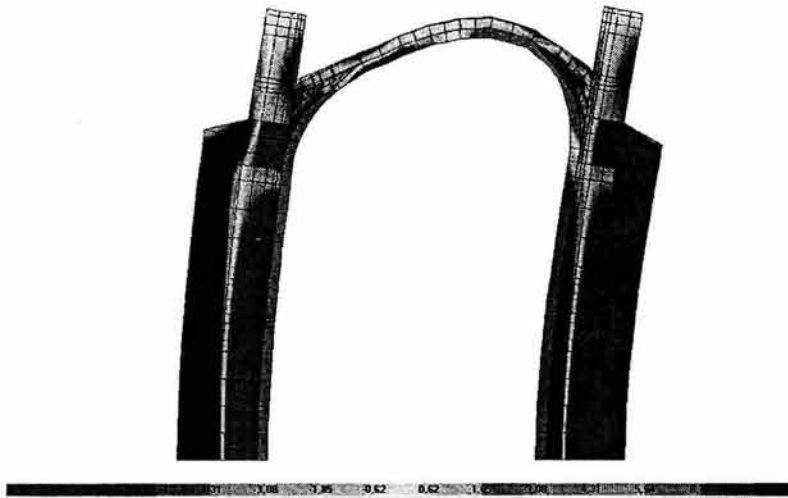


Fig. IV.5.12 Esfuerzos verticales en muros en el instante de máxima aceleración horizontal en la clave de la bóveda (Kg/cm²)

Así mismo la parte baja del muro presenta compresiones y tensiones (Fig. IV.5.12), por el movimiento lateral de los muros debido a las fuerzas de inercia que introduce el sismo. En este caso las fuerzas de tensión se presentan en la parte exterior de los

contrafuertes que son los encargados de dar rigidez y estabilidad a la estructura, además de las tensiones que se presentan en las columnas que sostienen al arco.

En la figura IV.5.13 aparecen la deformada y los esfuerzos del macroelemento, en el instante de máxima aceleración vertical sobre la clave de la bóveda.

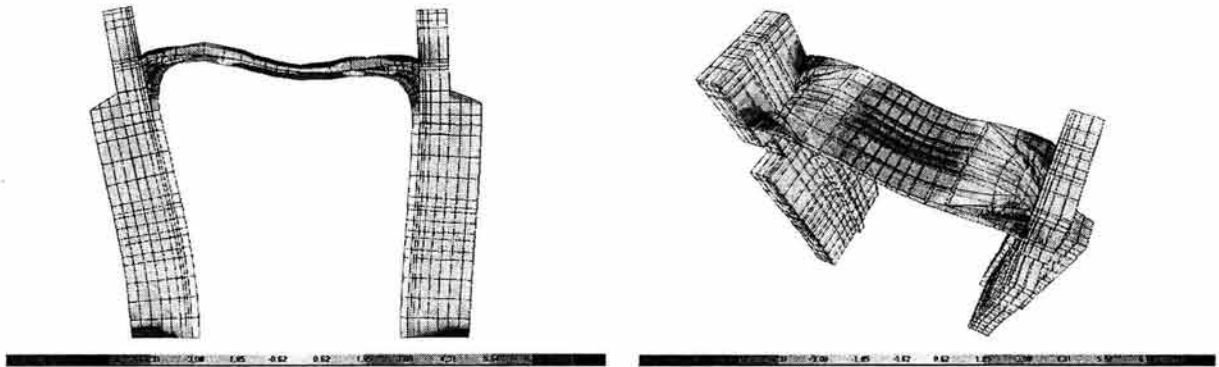


Fig. IV.5.13 Esfuerzos horizontales en el instante de máxima aceleración vertical en la clave de la bóveda (Kg/cm²).

Los esfuerzos muestran como la bóveda, debido a la apertura del claro tiene tensiones en el intradós de la clave, así como en ambos riñones en el extradós, lo que es típico de este tipo de estructuras, ya que siempre se asocian estos lugares a la aparición de grietas producidas por acciones sísmicas y de peso propio.

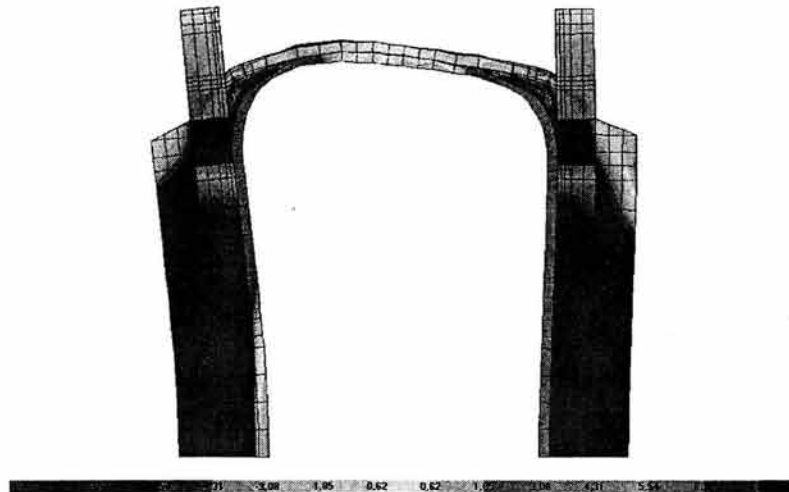


Fig. IV.3.14 Esfuerzos verticales en muros en el instante de máxima aceleración en la clave de la bóveda (Kg/cm²).

En el mismo instante en que ocurre la aceleración máxima vertical en la clave de la bóveda, se puede observar (Fig. IV.5.14), que los esfuerzos en los muros son exclusivamente de compresión. Por lo que los muros solo experimentan pequeñas zonas de esfuerzos de tensión debido a su apertura.

Se aprecia en las figuras IV.5.11 y 12, como en uno de los muros el desplazamiento lateral por el empuje del peso de la bóveda y el inducido por el sismo se suman, a diferencia del otro muro donde el coceo es contrario al desplazamiento debido al sismo, lo que da lugar a un menor desplazamiento. Esta deformada es similar a la del peso propio, pero con la presencia del desplazamiento producido por el sismo.

Recurriendo a la historia de esfuerzos, se tiene que en los riñones del arco se presentan tensiones cuya magnitud es de 17.95 kg/cm^2 . En la clave por el intradós anteriormente se había encontrado que debido al peso propio el arco ya tenía un esfuerzo superior al resistente de la mampostería; de igual manera debido al sismo aparecen estos esfuerzos a la altura de los riñones. En cuanto a la bóveda, se presentan tensiones en los riñones por el extradós de 2.10 kg/cm^2 , por lo que también es previsible la aparición de agrietamientos. Mientras tanto en la clave de la bóveda por el extradós, se presentan sólo esfuerzos de compresión, que no sobrepasan la resistencia de material.

En los muros, en los contrafuertes y en las columnas que soportan el arco, se presentan esfuerzos de tensión a lo largo de la historia de tiempo, con un máximo de 12.6 kg/cm^2 en los contrafuertes y de 12.71 kg/cm^2 , en la parte inferior de las columnas, lo que originaría la presencia de grietas. Es la apertura de muros la que produce estos grandes esfuerzos.

De los resultados obtenidos en el análisis de la respuesta sísmica del macroelemento, se puede concluir que su comportamiento depende en gran medida de su estado inicial, es decir, que, como la clave del arco presenta por peso propio esfuerzos superiores a los resistentes; con la aparición de las fuerzas sísmicas, estos esfuerzos se intensifican. Los esfuerzos

superiores al resistente en el arco, no parecen representar un peligro para la estructura, ya que el esfuerzo de tensión, o la posible grieta, no cruzan la bóveda en todo el evento sísmico, al menos en el análisis realizado, ya que es posible que al presentarse la grieta en el arco el estado de esfuerzos sufra distribuciones que puedan alterar los esfuerzos en la bóveda, pero como éste es un análisis lineal, no representa realmente lo que sucede cuando se ha rebasado la capacidad de los materiales.

Es interesante notar que las concentraciones de esfuerzos y deformaciones que presenta el macroelemento son similares a los que presenta el modelo completo, y de igual manera se identifica un mecanismo de colapso, pero sin la falla del elemento, ya que el arco presenta como resultado de las fuerzas sísmicas tres zonas de concentración de esfuerzos a tensión, lo que hace pensar en la posible formación de articulaciones, debidas a las grietas que se formarían en su clave y riñones, las cuales no llevan a la inestabilidad de la estructura, ya que para ello es necesario la presencia de cinco articulaciones, dos en los riñones, dos en los apoyos y una mas en la clave. De igual manera, como los esfuerzos de tensión se presentan solo en los contrafuertes y columnas y no en los muros, se puede concluir que no sería posible la existencia de articulaciones en estos puntos. Aunque, no es posible conocer, bajo el análisis realizado la distribución de esfuerzos después de que hayan aparecido agrietamientos en la base de las columnas. En cuanto a la bóveda, se presentó agrietamientos en los riñones, pero no en la clave, ya que los esfuerzos se concentran en el arco, por lo que la bóveda se encuentra en condiciones favorables de estabilidad.

IV.6 COMPARACIÓN ENTRE NAVE DEL MODELO COMPLETO Y DEL MACROELEMENTO

Uno de los objetivos del estudio de la respuesta sísmica del templo en cruz latina fue conocer si el comportamiento del macroelemento de bóveda, es representativo del obtenido por el modelo completo del templo, es decir si los resultados de un análisis simplificado son confiables para evaluar la bóveda.

De los análisis por peso propio de los dos modelos, se obtuvo el mismo comportamiento general, que se caracteriza por la presencia de esfuerzos de tensión en la clave del arco (Fig. IV.6.1). Los cuales, sobrepasan los esfuerzos que es capaz de soportar la mampostería, de tal manera que antes de recibir los efectos del sismo, la estructura deberá tener agrietamiento en la clave de la bóveda.

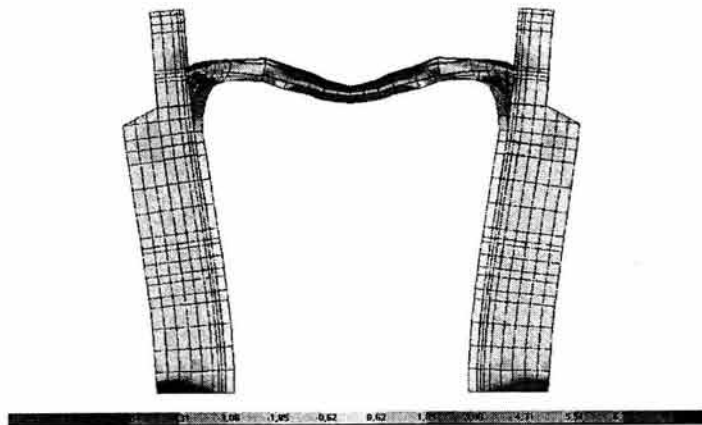


Fig. IV.6.1 Deformada y esfuerzos por peso propio (kg/cm²)

Tabla IV.6.1 Esfuerzos de tensión en la clave del arco

<i>MODELO COMPLETO</i>	<i>MACROELEMENTO I</i>	<i>MACROELEMENTO II</i>
<i>ESFUERZOS DE TENSION Kg/cm²</i>	<i>ESFUERZOS DE TENSION Kg/cm²</i>	<i>ESFUERZOS DE TENSION Kg/cm²</i>
5.6	8.4	8.4

Se tiene una diferencia en cuanto a los esfuerzos que se presentan (Tabla. IV.6.1); el modelo completo en la techumbre existen lunetos, los cuales generan una redistribución de esfuerzos, ya que se forman bóvedas cruzadas o intersecadas, dando lugar a una cubierta con un trabajo tridimensional, cuya mayor rigidez le permite una distribución más eficiente de las cargas verticales (Meli, 1998), pero la principal contribución a disipar estos esfuerzos, son las restricciones que le ofrecen los muros de fachada y los muros y arcos del crucero. Es interesante señalar que los esfuerzos en ambos macroelementos son iguales, esto atribuible también a la misma falta de restricciones en ambos modelos.

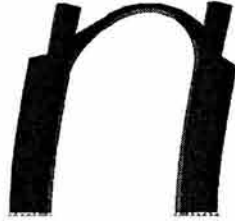
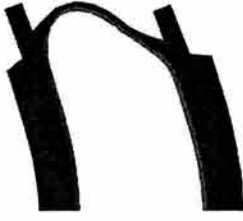




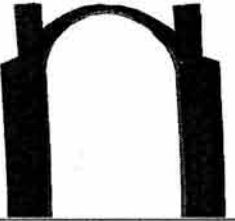


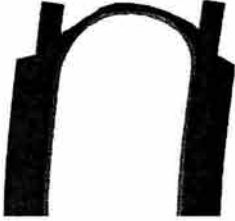

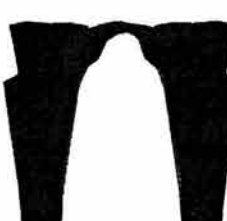
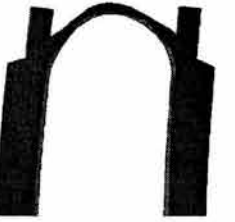

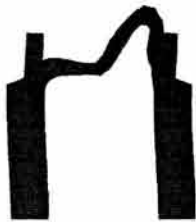
Primeramente a través de las características dinámicas de cada uno de los modelos, se pudo observar que el primer modo de vibración difiere en su periodo de manera significativa (Tabla IV.6.2). El modelo completo posee un periodo fundamental 1.8 veces menor que los macroelementos I y II, debido a que la estructura de los macroelementos es más flexible, por la falta de restricciones en muros transversales que posee el modelo completo, como son la fachada el crucero y el ábside. Otro punto notable es que los dos macroelementos, presentan un cambio brusco de su periodo a partir del modo 2; esto debido a que en los primeros dos modos, son modos globales de la estructura, mientras que los subsecuentes son modos locales de bóveda (Tabla IV.6.3).

Tabla. IV.6.2 Periodos de los modelos analizados (segundos)

<i>MODO DE VIBRACIÓN</i>	<i>MODELO COMPLETO (SEG)</i>	<i>MACROELEMENTO I (SEG)</i>	<i>MACROELEMENTO II (SEG)</i>
1	0.369	0.647	0.659
2	0.334	0.451	0.453
3	0.294	0.180	0.255
4	0.267	0.138	0.232
5	0.265	0.133	0.179
6	0.243	0.105	0.157
7	0.233	0.092	0.136
8	0.224	0.083	0.132
9	0.219	0.082	0.115
10	0.217	0.078	0.111

En el modelo completo y en los macroelementos I y II, los dos primeros modos presentan un comportamiento similar (Tabla IV.6.3), es decir, el primer modo es de flexión del cuerpo y bóveda y el segundo modo presenta un movimiento vertical de la bóveda, y a partir del tercer modo sus comportamientos difieren por se locales de bóveda.

Tabla. IV.6.3 Deformada de los primeros 5 modos de vibración.

<i>MODO</i>	<i>MODELO COMPLETO</i>	<i>MACROELEMENTO I</i>	<i>MACROELEMENTO II</i>
1			
2			
3			
4			
5			

Si se tuviera una iglesia cuyo cuerpo principal tuviera una longitud infinita (Fig. IV.6.2), su nave experimentarían una flexión y un periodo similar a la del macroelemento. En una situación más realista, la misma situación se tendría si los muros de fachada y crucero se hubieran separado de la nave debido a los efectos de sismos previos.

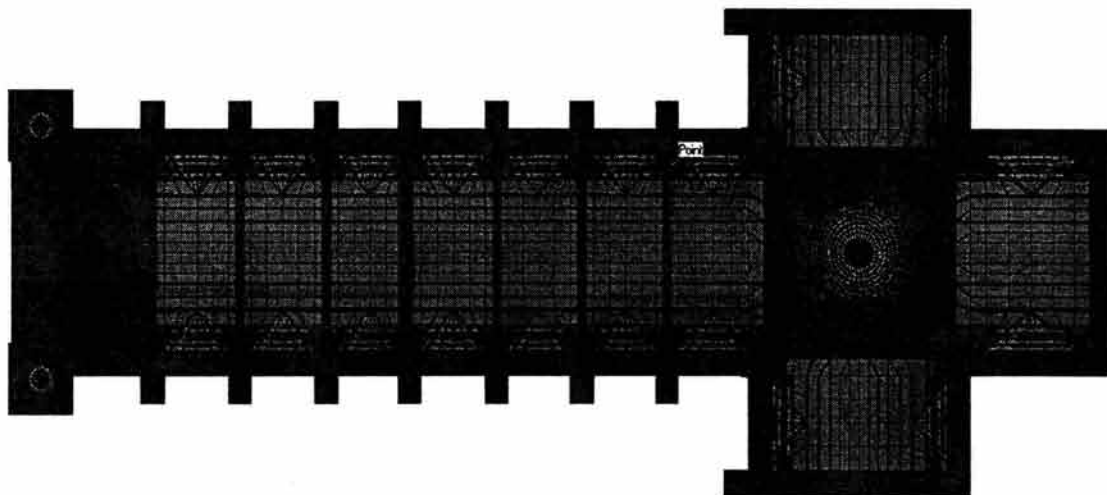


Fig. IV.6.2 Extensión idealizada del cuerpo del templo en cruz latina

Otro dato importante que se obtiene de los modos de vibración son los factores de participación (Tabla IV.6.4). El primer modo de vibración, de movimiento transversal es el modo dominante, en los tres casos, siendo esto más evidente para los macroelementos. En lo que respecta a los modos superiores de vibración, sus factores de participación se reducen de manera muy considerable. Es importante señalar que para llegar a representar el 99% de la masa total, se requiere mediar la participación de 300 modos para el modelo global por medio de los vectores de Ritz. Y para los eigenvalores se obtuvo un 80% con 100 modos (Tabla IV.1.1.2).

Tabla IV.6.4 Factores de participación de los 3 primeros modos de vibración

MODELO COMPLETO				MACROELEMENTO I				MACROELEMENTO II			
MODO	X %	Y %	Z %	MODO	X %	Y %	Z %	MODO	X %	Y %	Z %
1	1.97 E-4	40.7	1.87 E-5	1	8.46 E-9	60.7	2.19 E-8	1	2.89 E-8	61.88	1.50 E-6
2	8.85 E-2	3.24 E-4	0.13	2	1.47 E-6	6.78 E-5	0.35	2	3.12 E-6	2.09 E-5	0.38
3	2.77 E-3	8.26	2.77 E-4	3	3.56 E-6	4.8	2.71 E-4	3	6.30 E-3	1.79 E-6	6.61 E-6
4	2.83	3.00	4.47 E-4	4	9.97 E-7	4.24 E-4	0.69	4	5.91 E-6	1.15 E-4	4.64 E-5
5	5.76	2.03	6.40 E-3	5	2.10 E-6	13.9	8.37 E-5	5	1.10 E-6	4.10	1.57 E-4

De los datos presentados en la tabla IV.6.4, se puede observar que en los macroelementos I y II, se tienen resultados muy semejantes en su primer modo de vibración, su factor de participación y su periodo asociado a este modo, la diferencia entre ellos es del orden del 2%, en la dirección transversal (Y); que se puede considerar aceptable para considerar uno u otro modelo de macroelemento de nave. Es en esta dirección, donde el modelo completo presenta su mayor factor de participación.

Para la dirección vertical, se observa que el modelo completo y el macroelemento II, presentan en su segundo modo el mayor factor de participación dentro de sus primeros cinco modos, mientras que en el macroelemento I, se presenta hasta el cuarto modo. En la dirección longitudinal el modo cinco es el de mayor factor de participación en el modelo completo, mientras que en ambos macroelementos es el modo tres, aunque en realidad son de tan bajo valor que se podrían considerar nulos. Estos resultados nos muestran, la diferencia en comportamiento dinámico, que presentan los modelos, con base en sus características dinámicas debido a su geometría y distribución de masas, flexibilidad y rigidez.

Para evaluar la respuesta ante la acción sísmica de la historia de aceleraciones del sismo de Acapulco de 1989 en sus movimientos vertical y horizontal combinadas, se compararon los movimientos de una serie de puntos sobre la cubierta.

Enfocando el estudio al punto superior de la clave de la bóveda (Punto 1), se presentan a continuación sus aceleraciones máximas horizontales encontradas, debidas al sismo de Acapulco 1989 (Tabla IV.6.5).

Tabla. IV.6.5 Aceleraciones horizontales máximas en la clave de la bóveda

MODELO COMPLETO		MACROELEMENTO I		MACROELEMENTO II	
ACEL (m/s ²)	TIEMPO (seg)	ACEL (m/s ²)	TIEMPO (seg)	ACEL (m/s ²)	TIEMPO (seg)
4.62	6.52	3.22	14.43	3.03	11.00

Como se puede observar la mayor aceleración se presenta en el modelo completo y es del orden de 1.5 veces más grande que la aceleración máxima del macroelemento II que es la menor de las dos. Esta diferencia se debe a la diferencia entre los periodos de los modos de vibración que hay entre los modelos. La diferencia entre los macroelemento I y II, es del orden del 6%.

La Tabla IV.6.6 presenta los desplazamientos máximos horizontales de la clave de la bóveda. En este caso el mayor desplazamiento se presenta en los macroelementos y no en el modelo completo que es donde se tiene la aceleración máxima. La diferencia es del orden de 2 veces en magnitud. Entre los valores de los desplazamientos encontrados en los modelos de macroelemento I y II se encuentra una diferencia del orden del 8%. La diferencia en la respuesta de las tres estructuras es debida, al lugar donde se encuentran los modelos ubicados en los espectros de respuesta de aceleración y desplazamiento del sismo de Acapulco 1989 (Fig. IV.6.3 y IV.6.4).

Tabla. IV.6.6 Desplazamientos horizontales máximos en la clave de la bóveda

MODELO COMPLETO		MACROELEMENTO I		MACROELEMENTO II	
DESPL (cm)	TIEMPO (seg)	DESPL (cm)	TIEMPO (seg)	DESPL (cm)	TIEMPO (seg)
1.67	6.52	3.37	10.98	3.11	11.00

Ubicando a cada modelo de acuerdo a su primer periodo, se encuentra (Fig. IV.6.3), que se esperan aceleraciones superiores por parte del modelo completo e inferiores por parte de los macroelementos debido a que estos se encuentran en la parte descendente de la gráfica del espectro.

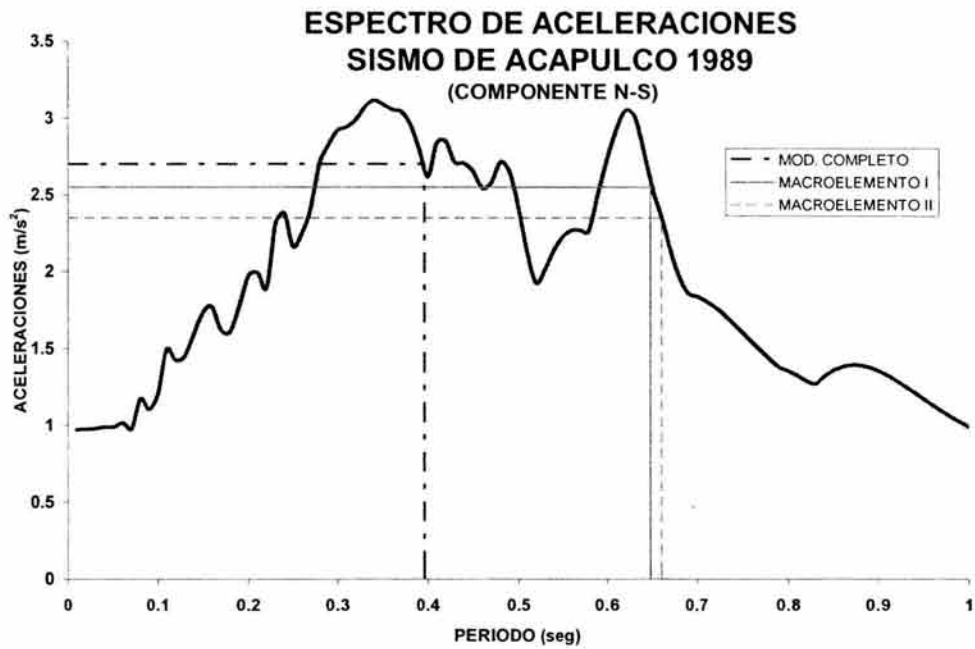


Fig. IV.6.3 Espectro de respuesta de aceleraciones del sismo de Acapulco de 1989

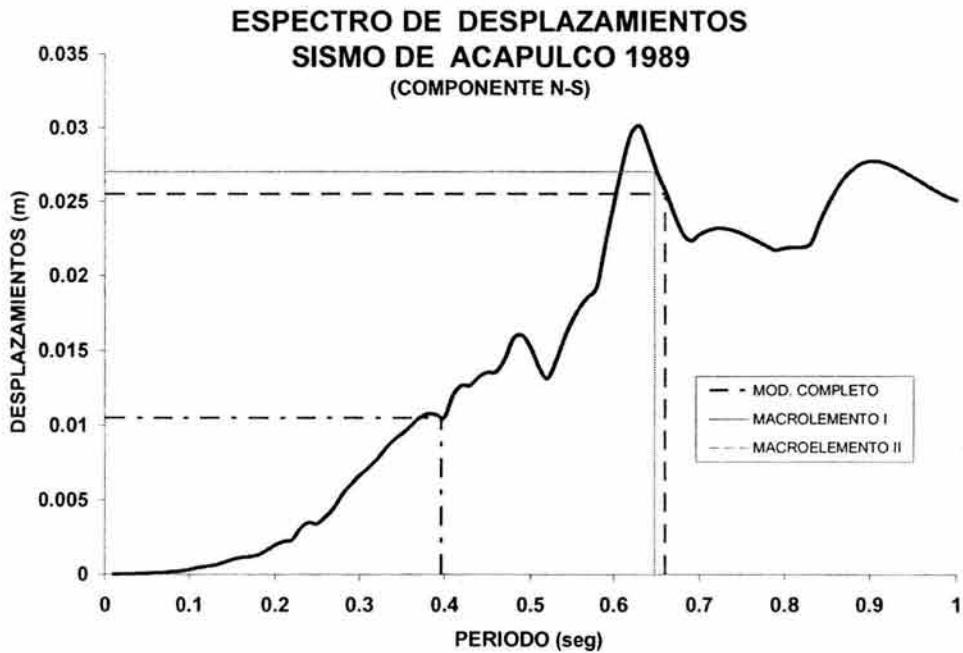


Fig. IV.6.4 Espectro de respuesta de desplazamientos del sismo de Acapulco de 1989

De igual manera si se buscan los periodos de los modelos en el espectro de respuesta de desplazamientos del sismo de Acapulco 1989 (Fig. IV.6.4), se obtiene que el modelo completo está ubicado en la zona ascendente del espectro, mientras que los macroelementos se encuentran cercanos al pico. Esta es la razón por la que se presenta un desplazamiento más grande a pesar de contar con aceleraciones más pequeñas que el modelo completo.

Utilizando como punto de referencia los desplazamientos, se podría concluir para este caso, que los resultados obtenidos por los macroelementos son conservadores, ya que presentan resultados del doble en magnitud en comparación con el modelo completo, pero, no se podría generalizar que los macroelementos posean desplazamientos conservadores, ya que si el sismo fuese otro, debe de localizarse en su espectro de respuesta de aceleraciones y desplazamientos el macroelemento, para saber el orden de los desplazamientos con respecto al modelo completo.

Se podría considerar utilizar el espectro de diseño del Estado de Puebla; para conocer, las respuestas de las magnitudes de aceleraciones y desplazamientos entre un modelo completo y el del macroelemento. Y estimar la vulnerabilidad de la estructura. El espectro de diseño se obtuvo del reglamento de construcciones del Estado de Puebla, para una estructura tipo A y un suelo tipo I (suelo firme). El espectro de diseño de aceleraciones se observa en la figura IV.6.5, donde tomando el periodo del primer modo de vibración del modelo completo y el del macroelemento, se observa que las aceleraciones son superiores en el modelo completo e inferiores en el macroelemento, de igual manera a lo que se obtuvo para el sismo de Acapulco de 1989. En el espectro de diseño de desplazamientos de la figura IV.6.6, se puede ver que los desplazamientos en el macroelemento son superiores, que los del modelo completo; semejante diferencia arrojó el análisis efectuado.

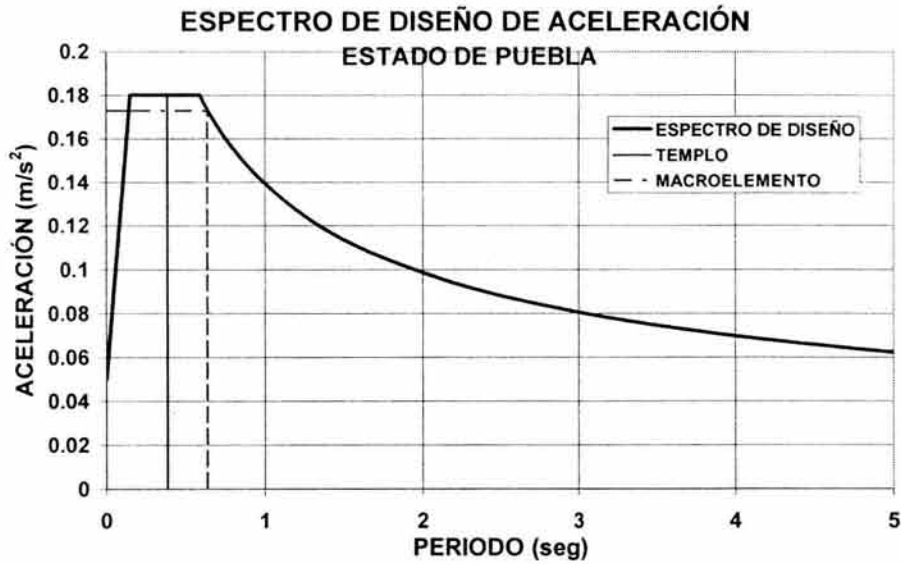


Fig. IV.6.5 Espectro de diseño de aceleraciones del reglamento de construcciones del Estado de Puebla

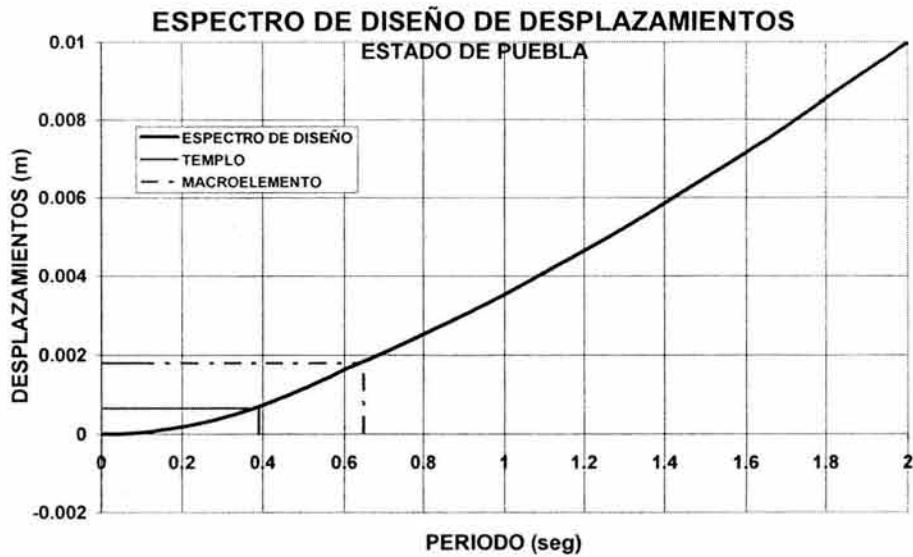


Fig. IV.6.6 Espectro de diseño de desplazamientos del reglamento de construcciones del Estado de Puebla

Considerando ahora la aceleración vertical máxima para el punto superior de la clave de la bóveda (Punto 1); se observa (Tabla IV.6.7), que la aceleración máxima se presenta en el modelo completo y no en los macroelementos, pero la diferencia en magnitudes es del orden del 5%, que es pequeño en comparación con las presentadas por la componente horizontal; es

notable que el macroelemento II, presenta su máxima aceleración en el mismo instante que el modelo completo, lo que sugiere que la aceleración vertical de la clave de la bóveda está muy bien representada por este macroelemento, aunque es notable que ambos macroelementos poseen una semejanza aceptable con una diferencia no mayor de 3%. Los desplazamientos verticales máximos que experimenta la clave de la bóveda, se muestran en la tabla IV.6.8.

Tabla IV.6.7 Aceleraciones verticales máximas en la clave de la bóveda

MODELO COMPLETO		MACROELEMENTO I		MACROELEMENTO II	
ACEL (m/s ²)	TIEMPO (seg)	ACEL (m/s ²)	TIEMPO (seg)	ACEL (m/s ²)	TIEMPO (seg)
4.79	7.45	4.681	7.40	4.54	7.45

Tabla IV.6.8 Desplazamientos verticales máximos en la clave de la bóveda

MODELO COMPLETO		MACROELEMENTO I		MACROELEMENTO II	
DESPL (cm)	TIEMPO (seg)	DESPL (cm)	TIEMPO (seg)	DESPL (cm)	TIEMPO (seg)
0.92	7.56	1.14	7.67	1.17	7.67
	RESTANDO	EL	PESO	PROPIO	
0.12	7.56	0.14	7.67	0.14	7.67

En este caso, el desplazamiento máximo se presenta en los macroelementos y no en el modelo completo que es donde se presentan las aceleraciones máximas y su diferencia es del orden de 1.2 veces. Es notable la semejanza entre los resultados de los macroelementos que no difieren entre sus magnitudes de desplazamiento.

Observando nuevamente los espectros de aceleración y desplazamiento de la componente vertical del sismo de Acapulco 1989, y considerando que debido a la gran influencia del segundo modo, se puede obtener con su periodo del espectro de respuesta vertical una respuesta aproximada, recordando que el espectro de respuesta es para una estructura de un solo grado de libertad; tomando esto, solo de referencia para comprender el comportamiento de los modelos analizados (Fig. IV.6.7 y IV.6.8).

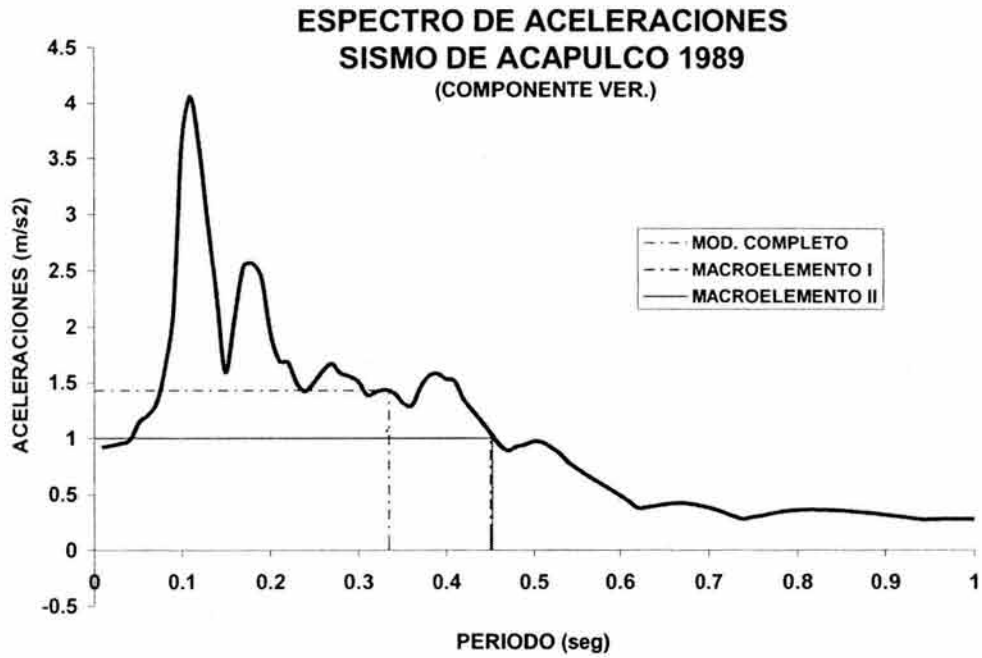


Fig. IV.6.7 Espectro de respuesta de aceleraciones del sismo de Acapulco de 1989

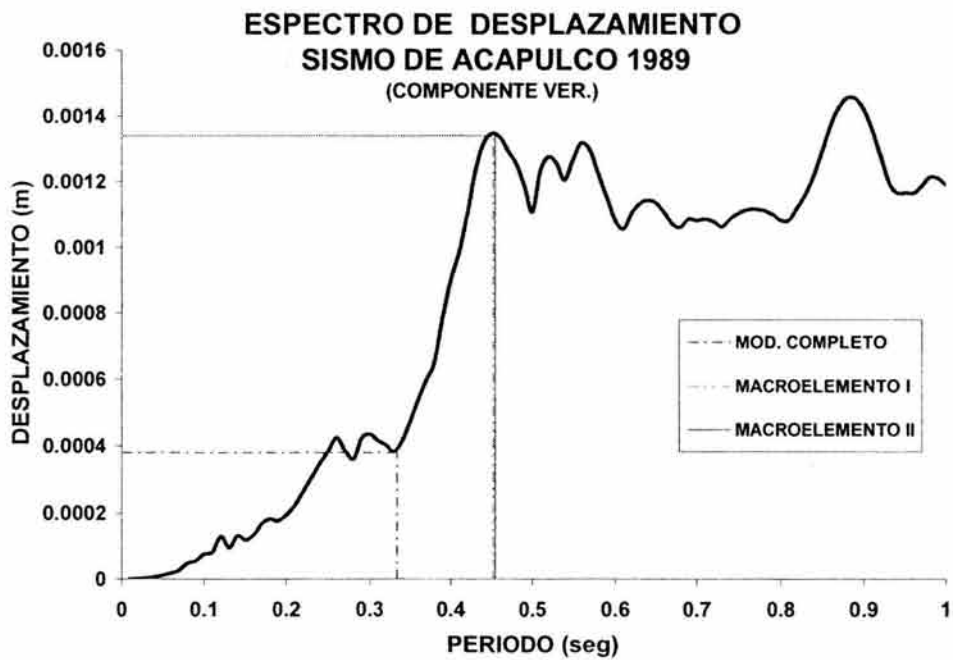


Fig. IV.6.8 Espectro de respuesta de desplazamientos del sismo de Acapulco de 1989

En la figura IV.6.7 se observa que las ordenadas que corresponden al periodo del modelo completo, son ser de mayor magnitud en comparación con la de los macroelementos. Se usó el periodo del segundo modo de vibración que es el que posee un importante movimiento vertical de la clave de la bóveda y que predomina en su comportamiento, aunque, como se vio con anterioridad, posee un factor de participación bajo. Además, cabe hacer notar que las respuestas son muy semejantes entre los modelos.

Para los periodos del segundo modo, se observa que los desplazamientos del modelo completo son aproximadamente un tercio en comparación con los de los macroelementos como es evidente en la figura IV.6.8. Pero en los resultados del análisis, se observa una diferencia en cuanto a la magnitud de estos desplazamientos de solo 1.2 veces. Esta diferencia se debe a las restricciones que no poseen los macroelementos, como son la fachada y el crucero, los que permiten un mayor movimiento vertical de la bóveda debido al peso propio.

De estos resultados se puede decir que el comportamiento vertical de la bóveda a través de los macroelementos es aceptablemente cercano al comportamiento general de la bóveda en el modelo completo, en las magnitudes de aceleración que presenta, y relativamente cercano también en los desplazamientos, ya que son superiores en una diferencia de 1.2 veces, pero esto no se podría generalizar para todos los casos, ya que depende de los periodos que posea la estructura.

De los datos presentados, es importante señalar, que entre los macroelementos I y II, hay una diferencia no mayor en las aceleraciones horizontales de 6% y de 3% en las verticales. En cuanto a los desplazamientos, se presentan diferencias no mayores de 8% para las horizontales y 3% para las verticales, las cuales son más grandes que las presentadas por las aceleraciones. Por lo que se podría considerar a los macroelementos, como representativos para el estudio del comportamiento de la bóveda.

La Tabla IV.6.9 muestra los desplazamientos máximos debidos a la abertura y cierre del claro, para los tres modelos. Las magnitudes de apertura del claro en los tres modelos difieren

del orden de dos veces, y de 1.8 veces en el cierre, de manera similar a lo que sucede con el desplazamiento horizontal de la clave de la bóveda.

Tabla IV.6.9 Apertura y cierre de muros

MODELO COMPLETO		MACROELEMENTO I		MACROELEMENTO II	
APERTURA (cm)	TIEMPO (seg)	APERTURA (cm)	TIEMPO (seg)	APERTURA (cm)	TIEMPO (seg)
3.01	6.52	6.02	10.98	5.56	10.99

MODELO COMPLETO		MACROELEMENTO I		MACROELEMENTO II	
CIERRE (cm)	TIEMPO (seg)	CIERRE (cm)	TIEMPO (seg)	CIERRE (cm)	TIEMPO (seg)
3.26	7.14	5.92	14.93	5.34	11.32

Esta relación de desplazamientos de apertura del claro es importante, ya que cuando la bóveda sufre su máximo desplazamiento horizontal la apertura de los muros es máxima también, pero no el desplazamiento vertical; es decir que el movimiento vertical, es independiente de los desplazamientos máximos horizontales de la bóveda.

De acuerdo con los análisis presentados con anterioridad, el daño de la bóveda se debe a dos movimientos principales que sufre: apertura de muros y su vibración vertical.

1. El primero de ellos, es la apertura de los muros debido a las fuerzas de inercia que introduce el sismo, y que origina desplazamientos laterales de la bóveda con los que son castigados los riñones en el extradós y en el intradós del arco, debido a la aparición de fuerzas de tensión (Fig. IV.6.9).

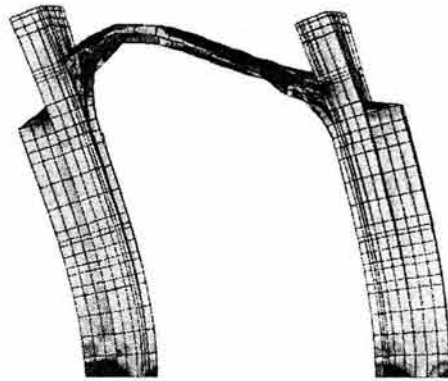


Fig. IV.6.9 Deformada debido al sismo y a la apertura del claro entre muros (kg/cm²).

2. El segundo movimiento; debido a su vibración vertical es de consideración, ya que la componente vertical del sismo es de gran importancia en este caso (Fig. IV.6.9), por la magnitud de la aceleración vertical del sismo. La deformación que presenta la bóveda, combinada con los movimientos horizontales de los muros y su apertura y cierre, castigan a la clave del arco, la cual sufre vibraciones y desplazamientos que le generan tensiones en el extradós y en el intradós; estas tensiones se presentan también a la altura de los riñones en la bóveda.

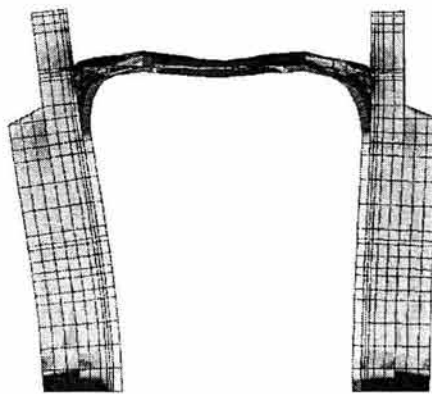


Fig. IV.5.8 Deformada en el instante de máxima aceleración vertical en clave de bóveda (kg/cm²).

Tabla IV.6.10 Esfuerzos horizontales en la estructura debidos al sismo de Acapulco de 1989

MODELO COMPLETO		MACROELEMENTO I		MACROELEMENTO II	
Riñón arco Kg/cm ²	Riñón bóveda Kg/cm ²	Riñón arco Kg/cm ²	Riñón bóveda Kg/cm ²	Riñón arco Kg/cm ²	Riñón Bóveda Kg/cm ²
8.57	1.76	17.95	2.10	16.64	2.01

MODELO COMPLETO	MACROELEMENTO I	MACROELEMENTO II
Muro Kg/cm ²	Muro Kg/cm ²	Muro Kg/cm ²
7.82	12.71	11.76

Como se observa en la tabla IV.6.10, los esfuerzos en el modelo completo y el de macroelemento de bóveda I y II, son distintos, ya que el macroelemento es más castigado. Esto se debe a que el modelo completo, sufre de menores desplazamientos y posee una estructura más rígida, por el efecto de los lunetos, la fachada y el crucero, por lo que los esfuerzos son menores. En cambio, en los macroelementos al no contar con las restricciones de la fachada, crucero y lunetos, sufre de mayores desplazamientos, que originan mayores concentraciones de esfuerzos. Aún así, los comportamientos son muy similares, ya que en ambos casos los esfuerzos de tensión son superiores a los esfuerzos resistentes, por lo que se puede pensar en la posible aparición de grietas debido a los dos comportamientos antes mencionados. También es importante hacer mención que en los modelos, la clave de la bóveda no presenta tensiones, por lo tanto no se esperan agrietamientos.

De todo lo anteriormente mencionado, podemos agregar que los comportamientos en ambos modelos son similares, pero que pueden tener diferencias importantes en cuanto a la magnitud de los resultados, ya que las características geométricas y de rigidez de cada modelo, les otorgan propiedades dinámicas diferentes.

Se puede decir, que para el caso estudiado, los resultados del macroelemento se pueden considerar como representativos del comportamiento de la nave del templo en su conjunto, siendo éstos conservadores en cuanto a aceleraciones y desplazamientos, y similares en cuanto a la concentración de esfuerzos.

V. CONCLUSIONES

Se realizó el estudio de la respuesta sísmica de un templo en cruz latina, ubicado en el estado de Puebla, con características típicas de materiales, estructuración y arquitectura; esto con el objeto de conocer su comportamiento sísmico, así como sus modos de falla. Se estudió, el comportamiento general del templo y de manera particular su torre, así como una sección de nave, poniendo especial atención en su bóveda. El estudio se realizó por medio de un modelo de elementos finitos y los análisis fueron realizados con del programa "SAP NL 2000".

Para el estudio del comportamiento de la sección de la nave principal del templo, se realizaron, además, dos modelos simplificados, llamados macroelementos de nave I y II. Estos modelos se estudiaron con la finalidad de conocer si pueden emplearse para estimar el comportamiento del templo completo.

Se realizó un análisis elástico lineal, para conocer dentro de las limitaciones de estos análisis, los modos de vibración de los modelos, sus zonas débiles, sus elementos de comportamiento indeseable etc. El análisis dinámico se realizó sometiendo a los modelos, al sismo de Acapulco de 1989.

Se realizó el análisis únicamente en la dirección transversal del templo, ya que esta es la dirección más crítica. Se incluyó, además, la componente vertical del sismo; ya que, para este caso su intensidad es del mismo orden que la horizontal, por lo que sus efectos no solo son de importancia en la zona de la nave, sobre todo en su bóveda.

De los estudios realizados se tienen los siguientes comentarios y conclusiones:

Para el modelo completo del templo estudiado, el periodo fundamental es de 0.39 segundos, por lo tanto estas estructuras son sensibles a sismos con epicentro cercano, con espectros con ordenadas altas para periodos cortos.

En esta clase de edificaciones, el primer modo de vibración no siempre es el crítico, como en la mayoría de los edificios modernos; ya que, los periodos modales y sus factores de participación son cercanos entre si. Esto lleva a que para tener una respuesta cercana a la respuesta total, se requiere considerar la contribución de muchos modos, haciendo que los análisis requieran más tiempo de solución.

Los modos de vibración de la estructura permiten entender las características básicas de su respuesta sísmica, e identificar y explicar, con un buen juicio, sus posibles modos de falla.

Los primeros dos modos de vibración del modelo completo, reflejan la flexibilidad de la nave, tanto horizontal como verticalmente, por lo que estos modos explican los modos de falla más comunes de la nave al ser excitados por sismos en que esas frecuencias son significativas. El segundo modo de vibración, es más crítico que el primero por el daño que puede ocasionar; ya que la apertura de muros es la que introduce tensiones a la bóveda. En el resto de los modos de vibración, su deformada muestra algunos modos de falla posibles de partes específicas del templo, como son la fachada, el ábside, la cúpula y las torres. Es importante mencionar que los efectos del agrietamiento inicial que posea la estructura, por sismos anteriores, puede cambiar los modos de vibración y sus frecuencias. Los modelos analizados no contemplan la presencia de ellas.

Del análisis del modelo completo del templo se observó que su respuesta se caracteriza por su amplificación en algunas zonas como son: el centro de la nave principal, que es muy sensible a la vibración transversal y a la flexibilidad de sus muros fuera de su plano; las torres y el cupulín, que sufren amplificaciones por sus características dinámicas, similares a las de un apéndice; la sección del crucero que sufre efectos de torsión

importantes en los arcos que soportan el tambor y la cúpula, y que permiten la apertura del claro del arco en la sección adyacente a la nave principal, mientras que en la sección adyacente al ábside los efectos son menores, debido a la rigidez de éste. El tambor y la cúpula, no presentan amplificaciones de la respuesta importantes.

La respuesta de la torre tiene una amplificación importante, en relación con la aceleración del terreno y del resto del edificio, lo que corresponde a un comportamiento tipo apéndice, a pesar de que sus desplazamientos son pequeños. Este comportamiento se debe a la esbeltez y altura que presenta la torre, a partir de donde nace el campanario, que es donde existe un gran cambio de rigidez en el elemento.

En la clave de la bóveda de la nave principal, existen amplificaciones considerables de la respuesta horizontal, respecto a la aceleración del terreno; aunque se presenten desplazamientos transversales pequeños. En los muros de la nave principal, a la altura del pretil, las amplificaciones son mayores, lo que revela un comportamiento tipo apéndice para esta parte del muro.

En la nave es de suma importancia el desplazamiento lateral de los muros, ya que el cambio en la longitud del claro, debido a su apertura y cierre, permite el desplazamiento vertical de la bóveda, lo que origina agrietamientos en la misma. Este desplazamiento se debe a la flexibilidad de los muros en la dirección normal a su plano, la que es reducida solo parcialmente con las columnas y, sobre todo, por los contrafuertes. La bóveda es muy flexible, por lo que no se comporta como un diafragma rígido.

En la clave de la bóveda se presentan amplificaciones de la aceleración vertical, del orden de cinco veces la del suelo; sin embargo, sus desplazamientos verticales son inferiores al centímetro. Es interesante que este punto sufra la amplificación de su modo de vibración No.44 que es local de bóveda, debido a que posee un periodo igual al pico del espectro de respuesta del sismo de Acapulco en su dirección vertical; sin embargo, como su

factor de participación es muy bajo no aporta mucho a la respuesta total.

El movimiento de las torres, ocasiona esfuerzos de tensión superiores a los esfuerzos resistentes, que hacen prever la presencia de agrietamiento en la mampostería, a la altura de donde nace el campanario, debido a la flexión a la que es sometida. Algo semejante pasa con el cupulín que presenta concentraciones de esfuerzos de tensión en su base, por lo que presentaría agrietamiento debido a su flexión. Estos daños son similares a los modos de falla típicos, observados en levantamientos de daños de estas edificaciones.

Hay que considerar en cuanto al agrietamiento, que debido al tipo de análisis efectuado (elástico lineal), sólo se puede detectar las zonas de posible agrietamiento; pero no es posible saber el desarrollo de las grietas, ni la redistribución de esfuerzos que ésta generaría.

En el tambor aparecen concentraciones de esfuerzos en sus ventanas, lo que provocaría la aparición de agrietamientos, que aparecerían también en la cúpula, debido a la apertura del claro de sus arcos de apoyo por los efectos de torsión. Estos agrietamientos son similares a los daños registrados.

En la sección de nave, debido al peso propio, se presentan configuraciones de esfuerzos de tensión superiores a los resistentes, lo que originaría grietas por el intradós del arco que sostiene a la bóveda.

Debido a las fuerzas sísmicas, y al desplazamiento lateral de los muros, aparecen concentraciones de esfuerzos de tensión en tres zonas de la bóveda y el arco, que son: la clave por el intradós y en los riñones por el extradós. Estas concentraciones de esfuerzos provocarían agrietamientos similares a los observados en este tipo de edificios. Así mismo, aparecen esfuerzos de tensión en las partes bajas de los muros debido a la flexión de éstos, originando grietas. Estos agrietamientos son similares a los que presenta el modo de falla típico de nave o bóveda y podrían

llegar a representar articulaciones que formen mecanismos de colapso; se requiere la presencia de cinco articulaciones, tres en la bóveda y arco, y dos en los apoyos de los muros, para volver inestable la estructura. En este caso se considera que las tensiones no agrietarían la totalidad del muro, por lo que no aparecerán las cinco articulaciones.

El análisis lineal efectuado presenta, en la distribución de esfuerzos obtenida, una gran semejanza con los tipos de daño observados en estas estructuras, así como con los modos de falla que se han considerado para estos edificios. Es importante mencionar, que estos análisis no permiten estimar la capacidad que posee la estructura en cuanto a la intensidad del sismo que causaría su falla, solo permite identificar los tipos de daño a los que es susceptible.

Dentro del estudio de los macroelementos I y II, se observó que sus propiedades dinámicas son muy similares entre sí. Es notable que la diferencia entre los resultados de los dos macroelementos sea inferior al 8%. Los macroelementos, al estar formados solo por una sección de la nave, son más flexibles que el modelo completo, pues no cuentan con las restricciones de las fachadas y el crucero que posee el modelo completo; por lo tanto sus periodos de vibración son más altos y sus repuestas dinámicas cambian en relación con el modelo completo.

En los macroelementos I y II, existen amplificaciones de la respuesta en la clave de la bóveda, con respecto a la aceleración del terreno y en sus desplazamientos transversales similares a lo obtenido en el modelo completo; pero en este caso las aceleraciones son inferiores y los desplazamientos superiores en comparación con el modelo completo. Por otro lado, se presentan amplificaciones importantes en el pretel del muro que al igual que en el modelo completo hace pensar en un comportamiento tipo apéndice.

Las razones de la diferencia entre el modelo completo y los macroelementos se evidencia si se observa el espectro de respuesta de aceleraciones del sismo de Acapulco, y se entra considerando a la estructura como un oscilador de un sólo grado

de libertad con el periodo de su primer modo de vibración. La respuesta obtenida, tanto para el modelo completo como para los macroelementos, concuerda con los resultados, ya que su posición en el espectro muestra que el modelo completo corresponde a una ordenada superior con relación a los macroelementos, mientras que en el espectro de desplazamientos sucede lo contrario.

En la clave de la bóveda se presentan ampliificaciones de la respuesta de la aceleración vertical del orden de 5 veces en ambos macroelementos, y los desplazamientos verticales son inferiores a un centímetro. Es interesante que este punto sufra la ampliificación de su modo de vibración No.6, que es local de bóveda, debido a que posee un igual periodo al del pico del espectro de respuesta del sismo de Acapulco en su dirección vertical, sin embargo, como su factor de participación es muy bajo no aporta mucho a la respuesta total. Este fenómeno es similar al que se presenta en el modelo completo.

Las concentraciones de esfuerzos de tensión en los macroelementos, son similares a los presentados por el modelo completo, por lo que su posible patrón de agrietamiento es semejante. Así mismo, el macroelemento es útil para representar el tipo de falla a la que es susceptible el elemento de nave, pero para valores de resistencia sísmica, su uso es limitado ya que depende del periodo, además, que habría de considerar el comportamiento no lineal.

La respuesta de los modelos es muy sensible a la forma del espectro del acelerograma con que se analicen, ya que depende de donde se ubiquen los periodos de sus modos críticos respecto a los picos del espectro. Por lo mismo, las diferencias importantes entre los periodos modales de los macroelementos y los del modelo completo, hacen que puedan dar diferencias importantes en la respuesta; éstas diferencias pueden ser menos importantes cuando se hacen análisis modales con una espectro de diseño, debido a lo amplio que suele ser su meseta de ordenada constante.

Debido a que los macroelementos presentan un comportamiento similar al del modelo completo, se puede considerar que su uso es representativo de la sección de nave del modelo completo y, debido a que el modelo de macroelemento 1 es

más sencillo que el macroelemento II, es recomendable el uso del primero para representar el comportamiento de la nave del modelo completo.

El alcance de este trabajo es solo un paso en el estudio del comportamiento sísmico de templos en cruz latina, y de sus análisis simplificados en su sección de nave con el uso de macroelementos. Este estudio se limitó a un comportamiento lineal, por lo que no se consideró el efecto del agrietamiento. Para profundizar más en estos estudios se recomienda el uso de otros registros sísmicos con diferentes contenidos de frecuencias, así como el análisis de otros macroelementos del templo, para conocer más a fondo por medio de modelos simplificados el comportamiento global de la estructura; los Dichos macroelementos pueden se estudiados considerando el efecto del agrietamiento, a través de análisis no lineales más complejos. También es posible el empleo de análisis lineales considerando concentraciones de agrietamiento predefinidas (Castellanos H., 2004), con configuraciones típicas, ya que los modelos constitutivos de comportamiento no lineal no están suficientemente comprobados. Es decir los parámetros no son fáciles de obtener para los modelos constitutivos, y en su obtención se hacen hipótesis, por lo que los modelos al ser muy sensibles pueden dar resultados distintos a los reales; por lo que los modelos poseen limitaciones en cuanto a la representación de la pérdida de rigidez bajo análisis dinámicos.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, por el apoyo otorgado en el curso de Maestría y la realización de este trabajo de tesis.

Agradezco al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por el apoyo en la realización y termino de esta tesis.

De manera especial, al Dr. Roberto Meli, por su orientación, consejos y paciencia en la asesoría de este trabajo.

En forma particular, quiero agradecer al Dr. Fernando Peña, por sus consejos y paciencia para llevar a este trabajo por un buen camino hacia un buen fin.

Agradezco al Dr. Luis Esteva Maraboto, Dr. José Alberto Escobar Sánchez y al Dr. Oscar López Batiz.; por sus sugerencias y comentarios acerca de esta tesis.

Finalmente, agradezco a todos los profesores que participaron en mi formación como Maestro en Ingeniería.

VI. BIBLIOGRAFÍA

- 1) *Alcocer S., Aguilar G., Lopez O. et al. (1999)*, "El Sismo de Tehuacan del 15 de Junio de 1999, Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).
- 2) *Bazán E. y Meli R. (2000)*, "Diseño Sísmico de Edificios", Limusa Noriega Editores, México. D.F.
- 3) *Binda L, Mirabella G., Abbaneo S. (1992)*, "The Diagnostic Research Project", Proceedings. Learning from practice. A Review of Architectural Design and Construction Experience After Recent Earthquakes. Orviero, Italy. October 1992. pp 177-198.
- 4) *Casolo S., Neumair S., Parisi M and Petrini V. (2000)*, "Analysis of Seismic Damage Patterns in Old Masonry Church Facades", Earthquake Spectra 16,4 Nov. 2000 pp 757-773
- 5) *Castellanos H. (2004)*, "Efecto del Agrietamiento en la Respuesta Sísmica de un Templo Colonial Típico", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- 6) *Celestino Z. (2004)*, "Comunicación personal", Estudiante de doctorado, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- 7) *Chopra K. (2001)*, "Dynamics of Structures", Prentice Hall. U.S.A.

- 8) *Doglioni F. (1992)*, "Knowledge of the Seismic Vulnerability of churches Through the Analysis of Damages Caused by the Seismic in Friuli (1976): Possible Utilizations in Planning Projects of Aseismic Improvement", *Proceedings. Learning from practice. A Review of Architectural Design and Construction Experience After Recent Earthquakes. Orviero, Italy. October 1992. pp 149-176*
- 9) *Doglioni F., Moretti A., Petrini V. (1994)*, "Le Chiese e il Terremoto", *Edizioni Lint Trieste, Trieste.*
- 10) *García N. (1999)*, "Recomendaciones para Intervenir Estructuralmente Edificios Históricos de la Ciudad y Puerto de Veracruz", *Tesis de Maestría, Instituto de Ingeniería, Universidad Veracruzana.*
- 11) *Guerreiro L., Azevedo J., Proenca J., Bento R., Lopes M. (2000)*, "Damage in Ancient Churches During the 9th of July 1998 Azores Earthquake", *12th World Conference on Earthquake Engineering 2000. No. 0780*
- 12) *Heyman J. (1995)*, "The Stone Skeleton", *Cambridge University Press, United Kingdom.*
- 13) *Humprey C. y Vitebsky P. (2002)*, "Arquitectura Sagrada", *Duncan Baird Publishers Ltd.*
- 14) *INHA (2004)*, Instituto Nacional de Antropología e Historia. *Página principal. <http://www.inha.org.mx>*
- 15) *Lagomasino S. (1998)*, "A New Methodology for the Post-earthquake Investigation of Ancient Churches", *11th European Conference on Earthquake Engineering 1998, Balkema, Rotterdam.*

- 16) Mele E., De Luca A., Giordano A. (2003), "Modeling and Analysis of a Basilica Under Earthquake Loading", *Universita Di Napoli "Federico II". Journal Cultural Heritage*. Vol. 4(2003) 355-367.
- 17) Meli R. (1998), "Ingenieria Estructural de Edificios Históricos", *Fundación ICA. México. D.F.*
- 18) Meli R., Rivera D., Miranda E. (2000), "Measure Seismic Response of The México City Cathedral. Historical Construction. Possibilities of Numerical and Experimental Thecniques. Universidade do Minho Guimaraes. P. Lourenço. P. Roca. Editores. pp 877-886.
- 19) Meli R., Peña F. (2004), "On Elastic Models for Evaluation of the Seismic Vulnerability of Masonry Churches". *International Seminar IV. Structural Analysis of Historical Construction Possibilities Of Numerical and Experimental Techniques. Padova.*
- 20) Moore F. (2000), "Comprensión de las Estructuras en Arquitectura", *Mcgraw Hill*
- 21) Peña F. (1995), "Comportamiento Estructural de la Catedral de la Ciudad de México Ante Hundimientos Diferenciales", *Tesis de Licenciatura, Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlan, UNAM.*
- 22) Sánchez R., Meli R., Arroyo L. (1998), «Propiedades Mecanicas de Materiales Empleados en la Construcción de Monumentos Históricos de la Ciudad de México». *Jornadas SAM 98, IBEROMET V.*
- 23) Rivera D. (1997), "Comportamiento de Elementos Estructurales de Construcciones Coloniales y Algunas

Aplicaciones". Tesis de Licenciatura, Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán, UNAM.

- 24) *Rivera D. (2000)*, "Análisis de la Respuesta Sísmica Registrada en la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

- 25) *Rodríguez G. (1997)*, "Estudio sobre el Comportamiento Estructural del Sagrario Metrolitano", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.

- 26) *Torroja E. (1997)*, "Razón y Ser de los Tipos de Estructuras" Consejo Superior de Investigaciones Científicas, Instituto de Ciencias de la Construcción, Madrid.

- 27) *UNESCO (2004)*, Organización de Naciones Unidas para la Educación la Ciencia y la Cultura. Pagina principal <http://www.unesco.org.mx>

- 28) *Wilson E. (2002)*, "Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures", Computer and Structures, Inc. Berkeley, California, USA. User Manual.