



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE LA GEOMETRÍA DE TEMPLOS TÍPICOS
DE LA EPOCA COLONIAL”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

GILBERTO MORENO CRUZ

TUTOR:

DR. ROBERTO MELI PIRALLA



MÉXICO, D.F. 2011



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I. LUIS CANDELAS RAMÍREZ

Secretario: ING. MARCOS TREJO HERNÁNDEZ

Vocal: DR. ROBERTO MELI PIRALLA

1^{er}. Suplente: M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ

2^{do}. Suplente: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVÉZ

Lugar donde se realizó la tesis:
INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. ROBERTO MELI PIRALLA

AGRADECIMIENTOS:

A mi madre:

Por brindarme su amor sin reservas, por ser la persona maravillosa que es.

A mi padre:

Por estar a mi lado, y saber sonreír en todo momento.

A mi hermano Isaias:

Alguien sin el cual este mundo no tendría sentido.

A mi hermana Ma. de Lourdes:

Que llena de alegría todos los días de mi vida.

A mis hermanos:

Por brindarme palabras de aliento en todo momento.

Agradezco a mi tutor Dr. Roberto Meli Piralla, por la oportunidad, confianza y dedicación.

Agradezco al Dr. Marcos Mauricio Chávez Cano, por el conocimiento brindado, la asesoría y paciencia.

Agradezco al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por su apoyo a lo largo de este trabajo.

Agradezco a mis sinodales por sus comentarios y sugerencias que sirvieron para mejorar este trabajo.

A la UNAM, a la Facultad de Ingeniería y los mexicanos que hicieron posible este sueño.

Aquellas personas que sin saberlo me impulsaron gracias.

PENSAMIENTOS

La soledad es un monstruo de siete pieles, ya nada pasa a través de ella...

No la duda, la certeza es lo que mata...

Friedrich Nietzsche.

Los amorosos (fragmento).

Los amorosos callan.

El amor es el silencio más fino,
el más tembloroso, el más insoportable.

Los amorosos buscan
los amorosos son los que abandonan,
son los que cambian, los que olvidan.
Su corazón les dice que nunca han de encontrar,
no encuentran buscan...

Los amorosos juegan a coger el agua,
a tatuar el humo, a no irse.
Juegan el largo, el triste juego del amor...

Los amorosos se ponen a cantar entre labios
una canción no aprendida.
y se van llorando, llorando
la hermosa vida.

Jaime Sabines

Contenido

Introducción	i
Objetivo y alcance	i
1. Aspectos generales de los monumentos históricos	1
1.1. Materiales estructurales.....	1
1.1.1. Barro	1
1.1.2. Mortero	2
1.1.3. Mampostería	2
1.1.4. Madera	4
1.1.5. Metales.....	5
1.2. Componentes típicos de un templo colonial.....	5
1.3. Elementos estructurales.....	6
1.3.1. Columnas	7
1.3.2. Muros	7
1.3.3. Arcos.....	9
1.3.4. Bóvedas	10
1.3.5. Cúpulas	10
1.3.6. Contrafuertes.....	12
2. Simulación numérica	13
2.1. El modelo a escala 1:8	13
2.2. Modelos de análisis	15
2.2.1. Modelo MD-01	16
2.2.2. Modelo MD-02	17
2.2.3. Modelo MD-03	18
2.3. Métodos de análisis.....	18
2.4. Acciones sísmicas	19
2.5. Amortiguamiento de Rayleigh.....	20
2.6. Simulación numérica	21
3. Análisis de resultados	23
3.1. Principales daños.....	23
3.2. Análisis de los periodos fundamentales de vibrar.....	27
3.3. Desplazamientos y aceleraciones.....	31

3.4.	Comportamiento histerético	37
3.4.1.	Cortante basal	41
3.4.2.	Distorsiones máxima en los modelos	41
3.4.3.	Rigidez de ciclo	43
3.4.4.	Amortiguamiento.	43
4.	Conclusiones y recomendaciones	45
	Bibliografía.....	46

Introducción

Objetivo y alcance

Los factores más importantes que inciden en la estabilidad de un edificio histórico son su peso propio y el efecto de las fuerzas sísmicas. Debido al evidente comportamiento no lineal de este tipo de estructuras, para evaluar de manera cuantitativa su seguridad, ha sido necesario buscar herramientas de análisis que representen de manera adecuada la respuesta que se ha observado ante el efecto de sismos fuertes. Como parte de un programa de investigación sobre este tema, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se han construido y ensayado modelos a escala de templos coloniales con la finalidad de obtener datos básicos experimentales para la calibración de modelos analíticos a base de mampostería de piedra. Además se han probado algunos sistemas de refuerzo convencional que buscan minimizar el daño en los elementos más susceptibles. Suponiendo que la mampostería pueda idealizarse como un concreto ciclópeo de baja anisotropía, la modelación matemática se realizó empleando la ley constitutiva del concreto simple, que permite modelar los mecanismos de falla de agrietamiento y aplastamiento del material. Los resultados obtenidos fueron satisfactorios y se logró reproducir hasta en un 80% la respuesta observada experimentalmente.

Con base en estos resultados, utilizando el mismo modelo matemático, el objetivo de este trabajo es hacer un análisis paramétrico de la influencia de algunas características geométricas de los templos del siglo XVI, tomando como base la respuesta observada en el prototipo ensayado en la mesa vibradora (Chávez, 2010).

Siendo más específicos, se determinará la influencia de la altura y de la geometría de los contrafuertes de los templos, en la respuesta ante el efecto de la acción de las fuerzas sísmicas y de su peso propio.

Monumentos históricos

La concepción de monumento histórico es la de un bien, valorado desde el punto de vista histórico y desde el punto de vista estético y que corresponde a ciclos históricos concluidos que no se pueden prolongar o revivir (Rivera 1997).



Figura 1.0. Basílica de la Soledad, Oaxaca

No es sino hasta el siglo XVIII a partir del proceso político de la Revolución Francesa, que se comienzan a plantear en Francia los criterios para conservar y restaurar los edificios antiguos.

Hacia la tercera década del siglo XIX, durante la monarquía de Luis Felipe, se iniciaron los primeros esfuerzos por la conservación de los monumentos, sin tener frutos inmediatos. En 1830

Ludovic Vitet fue nombrado Inspector General de Monumentos y en 1834 éste fue seguido en el cargo por Prosper Merimée. La importancia de estos dos hombres radica en que su trabajo y sus ideas establecieron los antecedentes para la actividad de Viollet-le-Duc (Molina, 1975:14)

A partir de la obra de Viollet-le-Duc se identifica la restauración con la reconstrucción en estilo, su idea fundamental radica en la consecución de la forma prístina, entendido por tal lo referente al estilo arquitectónico y no a algún monumento en concreto. Promovió con ello la reconstrucción de un monumento tal y como debería haber sido en su completa idea formal, dando valor a la coherencia interna de la lógica arquitectónica.

Restaurar un edificio, dirá, no significa conservarlo, repararlo, rehacerlo, sino obtener su completa obra prístina, incluso aunque nunca hubiera sido así, (Capitel, 1988)

Por otro lado y en oposición a Viollet tenemos a Ruskin, escritor, poeta y crítico de arte, el cual en su obra “La lámpara de la memoria”, expresa que la reconstrucción es la destrucción absoluta y por lo tanto es un concepto equivocado. Es decir Ruskin hace la analogía de un edificio con un organismo biológico, que cumplen un ciclo vital y al que resulta imposible restituirle vida. Por lo tanto él propone conservar antes que restaurar.

Esta perspectiva propuesta por Ruskin fue compartida por los arqueólogos, ya no por motivaciones románticas, sino por la visión que estos tenían de los monumentos como documentos históricos auténticos y por el riesgo de su alteración por las intervenciones restaurativas (Borrero, 1973)

A Camilo Boito (1836-1914), italiano, arquitecto, crítico e historiador de la arquitectura, se le considera el iniciador de la escuela moderna de la restauración (Rivera, 1997): uno de sus principales aportes fue el proponer la necesidad de reconocer la obra arquitectónica en su doble valor, histórico y estético. (Fontenla, 1996)

Las propuestas de Boito, que pueden definirse como de mínima intervención, fueron planteadas en el III Congreso de Ingenieros y Arquitectos (Roma, 1883), resumidas en los siguientes puntos.

- Los monumentos deben ser consolidados antes que reparados y reparados antes que restaurados.
- En caso de que las intervenciones de restauración sean inevitables, estas deben de ser distinguibles, a la vez que no deben contrastar con el conjunto intervenido.
- Uso de materiales distintos a los originales de la edificación en los casos que deban completarse partes faltantes.
- Las intervenciones de consolidación deben de ser mínimas en aquellos conjuntos con atributos artísticos y estéticos relevantes.
- Los agregados de valor que se hubiesen hecho al edificio original forman parte del monumento y deben ser tratados como tales.
- Debe haber un registro detallado del proceso de intervención.

La restauración científica en el siglo XX

Gustavo Giovanoni (1873-1948) puede considerarse el sucesor de Boito y por su actuación tuvo una influencia fundamental en lo que podría considerarse una moderna teoría de la restauración científica (Rivera, 1997:141).

Giovanoni participó en el Congreso Internacional de Restauración de Monumentos, realizado en Atenas en 1931, en donde se redactó la Carta de Atenas, cuyos fundamentos fueron incorporados a la Carta Italiana de Restauo.

A partir de la destrucción de numerosos monumentos en Europa durante la Segunda Guerra Mundial, los principios y criterios asumidos por estas Escuelas de restauración no resultaron prácticos para dar las respuestas ideológicas y políticas que la postguerra exigía. De esta manera surge la teoría o escuela de la restauración crítica, representada por Cesare Brandi y Roberto Pane.

Esta nueva línea de restauración reclama la necesidad de la valoración estética de los monumentos y no sólo la valoración de carácter histórico; es decir, se concibe la valoración de los monumentos en su doble polaridad, histórica y estética (Fontenla, 1996:129). Además se le otorga gran importancia al contexto o entorno de los monumentos. Estas ideas se expresan en la Carta de Venecia, firmada en 1964, que recoge el pensamiento sobre restauración que prevalecía para la época.

Historia y restauración de monumentos

Desde los inicios del desarrollo histórico de la teoría de la restauración de monumentos, hasta la contemporánea, es recurrente la prescripción de proceder a una documentación de los monumentos antes de ser intervenidos.

Para recuperar el sentido histórico del monumento se requiere el estudio del marco social y tecnológico en que se produjo la obra arquitectónica.

Arqueología y restauración de documentos

Un enfoque distinto es el que además de la investigación histórico-documental, incluye y sintetiza la investigación arqueológica, la investigación histórico-artística y la investigación histórico-constructiva. En esta se trata a la edificación como un documento-memoria, entendido por tal "...aquel que desde el punto de vista sociológico se reconoce como tal por sus valores históricos y artísticos, por su antigüedad y, a través de ella por la conciencia que se tiene de que nuestros antepasados fueron capaces de crear y transmitir" (Lacuesta, 1997)

Los conceptos y criterios sobre la intervención restaurativa de los monumentos históricos, buscan llevar a los monumentos a sus supuestas condiciones originales, con una mínima intervención.

Monumentos históricos religiosos en México

Ahora bien en nuestro caso particular nos ocuparemos de los monumentos históricos religiosos y a continuación se da una pequeña perspectiva del número y disposición geométrica de los mismos.

El número de obras de arquitectura religiosa realizadas es de más de 3000, de las cuales 2300 son templos católicos. Si tomamos en conjunto los templos nuevos cuyas características conocemos, más de 68% ocupa en planta un simple rectángulo y menos de 27% tienen un espacio interno en cruz latina.

Las divisiones de la nave en planta pueden ser desde rectángulos muy alargados a lo ancho de la nave hasta áreas cuadradas. Las naves pueden tener desde dos hasta siete divisiones.

Las formas perimetrales para la construcción de los templos se prefirieron en el orden siguiente (Israel Katzman ,2002):

1. En cruz latina	45.1%
2. Rectangular de una nave	42.6%
3. Basílica de 3 naves	8.5%
4. Circular u octagonal	2.5%
5. En cruz griega	1.3%

En cuanto a los campanarios tenemos las siguientes características.

1. Una torre lateral	33.5%
2. Dos torres en posición simétrica	28.3%
3. Espadaña, una o varias	14.9%
4. Una torre central	14.3%
5. Diseñada para dos torres, construida para una	4.6%
6. Diseñada para dos torres, no fueron construidas	2.3%
7. Una torre separada del templo	1.1%
8. Tres torres	0.1%

Criterios de rehabilitación

La instancia encargada de la conservación, protección y difusión de patrimonio prehistórico, antropológico, histórico y paleontológico de México es el Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH), y este organismo establece los procedimientos básicos para la restauración y conservación de los monumentos históricos.

Para la reparación de cada edificio se debe tener cuidado en no alterar significativamente la arquitectura original, adecuando las soluciones constructivas con un mínimo de afectación. En primer término lo que se desea es restablecer el equilibrio del sistema estructural original y posteriormente, si es posible, proporcionar un mejoramiento en el comportamiento del conjunto o de los elementos que lo componen.

Existen muchas y muy variadas técnicas para la rehabilitación estructural de los elementos de mampostería de piedra. Como ejemplo se describen a continuación tres de las más comunes.

Para restituir la integridad de los elementos estructurales, la técnica que se emplea se llama consolidación de la mampostería, que consiste en inyectar en las grietas un mortero cal-arena y un aditivo estabilizador de volumen. Si se da el caso que las grietas sean muy grandes se sustituyen las piezas dañadas y se juntan con mortero, o bien se “rajuelean” con piedra similar a la existente.

Para disminuir el nivel de daño ante deformaciones importantes, e incrementar la capacidad del conjunto estructural para soportar las fuerzas de inercia debidas a un sismo, se recubren los muros o bóvedas con membranas a base de aplanados de mortero de cemento-cal-arena reforzados con malla electrosoldada, anclada por medio de conectores de varilla a la mampostería existente.

Cuando la falta de rigidez es considerada la principal causas de los daños, al presentarse grandes deformaciones diferenciales y/o totales, entonces se pueden incorporar nuevos elementos estructurales que pueden ser de mampostería, metálicos o de concreto reforzado.

Estos métodos pueden aplicarse a los monumentos históricos de manera aislada o en conjunto de acuerdo a las necesidades de cada caso específico.

CAPITULO 1

1. Aspectos generales de los monumentos históricos

1.1. Materiales estructurales

En años recientes la ingeniería estructural se ha dedicado al estudio del comportamiento de los templos históricos ante las acciones de peso propio y sismo, para conocer mejor el comportamiento de sus materiales, y de sus elementos estructurales, así como la modelación de su conjunto para análisis estructural, y de esta manera contribuir en las tareas de conservación y restauración de estas construcciones.

Los avances en la tecnología permiten que los procesos de análisis numéricos se vuelvan más refinados y permiten obtener resultados cada vez más aproximados a la realidad.

Un aspecto importante que hay que resaltar de estos templos se encuentra en sus materiales que los constituyen. En su mayoría son construcciones a base de mampostería, cuyo material predominante es la piedra y el ladrillo, unidos con morteros de cal y arena, con elementos de madera y metal, todos en su conjunto forman magníficas construcciones. A continuación se da una pequeña descripción de los materiales que constituyen un templo histórico colonial.

1.1.1. Barro

Se comenzó a usar en las construcciones como tierra apisonada o como recubrimiento de entramados de madera o caña. Sus principales debilidades son la degradación por intemperie y el agrietamiento por secado.

Con la finalidad de reducir el problema de contracción, se evolucionó hacia la preparación de piezas de tamaño manejable que previamente eran secadas al sol, y de esta manera completar su contracción por secado antes de ser colocadas en los elementos constructivos definitivos. Los bloques o ladrillos de barro secado al sol se conocen como adobes y se emplean principalmente en la construcción de muros, unidos con mortero del mismo lodo.

Su resistencia a compresión puede variar entre 5 y 20 $\frac{Kg}{cm^2}$, y la resistencia a tensión entre 0.25 y 1.0 $\frac{Kg}{cm^2}$. Las resistencias bajas no suelen ser críticas para la capacidad estructural de las construcciones, como lo son el problema de degradación del material y las dificultades de conectar las paredes de estos materiales entre sí y con los techos.

Un avance importante se dio con la aparición del ladrillo, resultado de la cocción de piezas similares a los adobes, a una temperatura cercana a los 1000 °C, con lo cual se logra una mejor estabilidad dimensional y una mayor resistencia al intemperismo. El ladrillo se utilizó primordialmente para la construcción de muros, arcos y bóvedas.

Las propiedades del ladrillo cocido varían en relación al tipo de suelo usado, el procedimiento de fabricación y la temperatura de cocción. Pueden encontrarse resistencias a la compresión desde 20 hasta $150 \frac{Kg}{cm^2}$.

1.1.2. Mortero

El mortero surge por la necesidad de llenar los huecos entre piedras y para proporcionar adherencia y continuidad entre ellas. El más elemental fue el barro cuya debilidad es la degradación ante la intemperie. Posteriormente el mortero de cal y arena permitió la construcción de elementos más resistentes y más durables, debido a su mayor capacidad como cementante.

La cal adquiere resistencia debido a un proceso de carbonatación, al entrar en contacto con el aire; el proceso es lento y actúa de afuera hacia dentro del material, requiriendo de años para que el proceso llegue a su fin.

Los morteros de cal y arena llegan a alcanzar resistencias de compresión de 5 y $20 \frac{Kg}{cm^2}$. Aunque son mucho más durables que los morteros de barro, son también afectados por el intemperismo.

Los romanos lograron un gran avance al agregar puzolana al mortero de cal, con ello se facilitó el desarrollo del primer concreto, antecesor del actual con el que se construyen grandes obras como: puentes, acueductos, bóvedas con grandes claros, etc.

1.1.3. Mampostería

La mampostería es la combinación de ladrillos o piedras unidas con mortero, además de lo que ya sea dicho sobre el mortero, cumple con la función de transmitir adecuadamente la distribución de cargas en el elemento constructivo y permite el posicionamiento adecuado de las piedras.

Es importante mencionar aquí que las propiedades estructurales dependen en gran medida del arreglo de los materiales que componen la mampostería, además de las propiedades mecánicas de los mismos.

La mampostería tiene un intervalo amplio de variación en sus propiedades mecánicas, las cuales dependen en gran medida de la calidad de la piedra y del mortero. Ahora bien la interacción de ambos materiales depende del aparejo, o la distribución interna de los mismos. Además hay que tomar en cuenta que el deterioro también afecta su comportamiento.

Una manera simple de analizar el comportamiento de la mampostería sometida a compresión es visualizando el llamado efecto de Poisson, por el cual al ser la mampostería sometida a un estado de esfuerzos de compresión, el conjunto experimentará un acortamiento en la dirección en que se le aplica la fuerza y además un alargamiento en la dirección transversal.

La interacción entre los dos materiales produce una contracción transversal del mortero y una expansión de la piedra, lo cual implica la aparición de esfuerzos de compresión en el mortero y de tensión en la piedra. Recordando que la resistencia de la piedra a esfuerzos en tensión es muy baja, el resultado será un agrietamiento que aumentará en proporción a la carga aplicada, siendo esta resistencia a la tensión la que gobierna la capacidad del conjunto para resistir cargas axiales. Esto nos arroja como consecuencia que la resistencia del conjunto es menor a la de la piedra.

Existe una gran dificultad para proponer valores típicos de sus propiedades mecánicas, debido a que existe una amplia gama de condiciones en estos elementos. Únicamente para la mampostería de ladrillo la información de su resistencia a compresión puede variar entre 5 y $50 \frac{Kg}{cm^2}$.

Por otro lado la resistencia en tensión es muy baja, por lo que para cálculos se suele considerar igual a cero, sin embargo puede alcanzar valor entre 1 y $2 \frac{Kg}{cm^2}$.

La fuerza cortante que se presenta en los muros introduce esfuerzos de tensión en dirección diagonal. Por tanto la resistencia de los muros, y de las construcciones, ante las fuerzas laterales que se presentan en los sismos dependerá de la resistencia a tensión de la mampostería que como se ha dicho es muy baja.

La mampostería tiene un comportamiento estructural frágil, lo que quiere decir que el material falla bruscamente una vez que alcanza su capacidad de carga, sin presentar deformaciones visibles antes del colapso.

Para fines de cálculo de este tipo de estructuras es de suma importancia conocer el módulo de elasticidad del material, que tiene un intervalo amplio de variaciones. Su módulo de elasticidad lo podemos encontrar entre valores que van de 5,000 a 20,000 $\frac{Kg}{cm^2}$, para mamposterías irregulares con altos contenidos de mortero y para mamposterías con piedras de buena calidad con juntas de mortero muy delgadas, respectivamente.

La mampostería sufre cambios volumétricos debido a los siguientes fenómenos.

- Por contracción.
- Por flujo plástico

Las deformaciones por flujo plástico son proporcionales al volumen de mortero presente en la mampostería, por lo cual las mamposterías irregulares son las de menor módulo de elasticidad, y pueden llegar a tener hasta 60% de mortero, por lo que experimentan deformaciones diferidas mucho mayores.

En elementos de mampostería la condición más común de cargas es la carga axial combinada con el momento flexionante (debido a la excentricidad con que actúa la carga). Para determinar su capacidad se deben considerar factores de reducción con el fin de considerar los fenómenos de excentricidad y de esbeltez.



Figura 1.0. Iglesia de San José, Oaxaca

1.1.4. Madera

La madera ha sido desde tiempos remotos un material utilizado con mucha frecuencia en la construcción. Su bajo peso y buena resistencia a esfuerzos de tensión, así como su disponibilidad han hecho de este un material muy demandado, principalmente como elemento estructural de techos y pisos.

Fue empleada en columnas, como elemento rigidizante de paredes, y como refuerzo en estructuras de mampostería. Su principal función en estos casos es permitir la liga entre los elementos estructurales. Ya que la mampostería no puede lograr la continuidad por su baja capacidad de resistencia a tensión, ésta se puede tener en la madera con uniones apropiadas.

Los inconvenientes que la madera presenta, son su poca durabilidad, los incendios, el intemperismo y el ataque biológico. Estas condiciones han causado que pocas construcciones con este material hayan logrado sobrevivir al paso del tiempo. Esto se puede evitar con un mantenimiento constante y reposición de los elementos dañados.

Al estar hablando de un material natural, se nos presenta automáticamente el problema de las propiedades ya que son muy variables, dependen de muchos factores; desde la especie de madera, las condiciones climáticas, y la forma en que se da su desarrollo.

Las propiedades que definen la calidad estructural de la madera están en función del peso específico, el cual varía entre 600 y $1,000 \frac{Kg}{m^3}$. La resistencia a tensión para la dirección de las fibras es típicamente entre 100 y $120 \frac{Kg}{cm^2}$, en dirección normal a las fibras es tan baja que generalmente se desprecia en los cálculos. La resistencia en compresión en la dirección de las fibras está entre 80 y $100 \frac{Kg}{cm^2}$, menor que a tensión. La resistencia en compresión normal a las fibras es de entre 15 y $30 \frac{Kg}{cm^2}$, y el esfuerzo cortante resistente entre 15 y $20 \frac{Kg}{cm^2}$, el módulo de elasticidad típico es de $100,000 \frac{Kg}{cm^2}$.

1.1.5. Metales

Los metales no fueron usados masivamente como elemento estructural, ya que existían problemas para obtener uno que cumpliera con características óptimas para su empleo, y fue hasta el siglo XVIII con el hierro colado al cual se le pudieron dar características uniformes y una alta resistencia, cuando este material llegó a ser lo suficientemente económico para que fuera considerado en el empleo como elemento estructural a una escala importante.

Un inconveniente del hierro colado fue su baja resistencia a esfuerzos de tensión, por lo cual solo podía ser usado en elementos que trabajaran a compresión, tales como postes, columnas y arcos.

A finales del siglo XIX se comenzó a utilizar el acero; la trabajabilidad del acero permitió el desarrollo de formas más eficientes y sencillas. La tecnología de las estructuras de acero es propia de las construcciones modernas.

Las principales desventajas que encontramos en el hierro y el acero se derivan de su sensibilidad a las altas temperaturas (fuego) y a la corrosión; estas debilidades propiciaron que muchas de las estructuras antiguas que estaban constituidas con este material no sobrevivieran hasta nuestros días. Aunado a ello está el robo de este material, debido principalmente a su alto costo y la facilidad para ser rehusado.

1.2. Componentes típicos de un templo colonial

Aun cuando la configuración de un templo varía por diferentes razones, existen elementos estructurales comunes a casi todos los templos que existen en la actualidad. En la Figura 2.2 se presentan estos elementos.

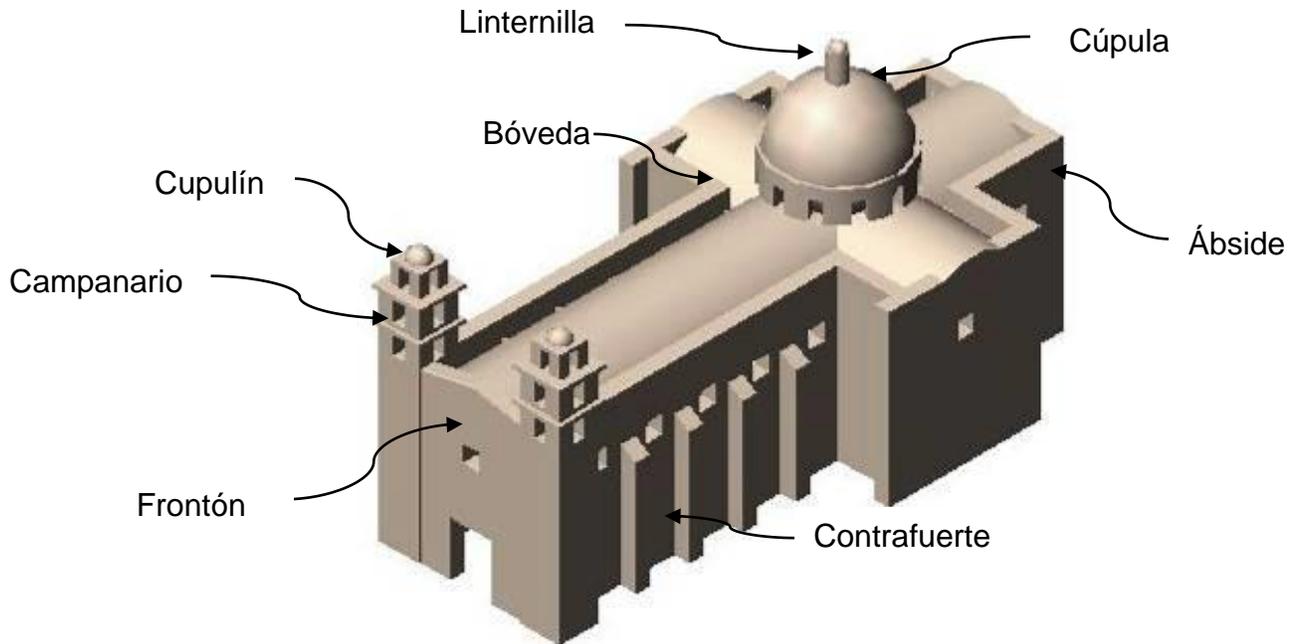


Figura 1.1 Componentes típicos de un templo colonial (Chávez, 2010)

1.3.Elementos estructurales

Como en toda estructura los elementos básicos que la componen son de vital importancia, a continuación se describirán a groso modo; se explicará su función y comportamiento ante cargas, además de dar un panorama general de las situaciones críticas que los llevan a la falla.

Para ello se enlistan a continuación los elementos que serán tratados:

- Columnas
- Muros
- Vigas y arcos
- Bóvedas
- Cúpulas
- Contrafuertes y arbotantes

Como se verá más adelante estos elementos son en esencia los constituyentes de un templo típico colonial; por ello es de suma importancia conocer de ellos, ya que los modelos presentados aquí están contruidos a partir de estos elementos.

1.3.1. Columnas

El elemento columna cumple con la función primordial y básica de soportar la estructura, y transmitir el peso de está hacia los niveles inferiores, hasta llegar a la cimentación. Constituye un elemento estructural simple, que recibe las cargas en la dirección de su eje principal y está sujeto a esfuerzos de compresión.

Su capacidad de carga está definida por la resistencia del material del que está constituida, sin dejar de lado que esta se puede ver afectada por factores que reducen significativamente la resistencia con respecto a la del material base.

Otro punto importante a tener en consideración se presenta cuando en la columna existe excentricidad en la aplicación de la carga, ya sea por desviación de las fuerzas transmitidas por el sistema de techo o bien por irregularidades en la forma de la columna, y posibles desplomos debido al asentamiento de su cimentación.

En lo que respecta a la seguridad en este elemento, el factor de seguridad que debe emplearse es muy elevado, ya que con el paso del tiempo tiende a disminuir, debido al deterioro de los materiales o por la aparición de condiciones de carga más desfavorables. Para saber cuál es nuestro factor de seguridad actual es necesario cuantificar la influencia de estos factores.

Las columnas tienen un tipo de falla frágil, ya que solo muestran signos de daño visibles cuando están cerca del colapso. Por lo tanto es necesario prestar mucho cuidado a pequeños cambios que muestren signos de deterioro en una columna. Una de las características más evidentes de que esto ocurra es que aparece un sistema de grietas verticales que indican que la expansión lateral del material alcanza niveles elevados y se puede presentar el desprendimiento del material y de esta manera la falla del elemento.

La problemática de las columnas radica en que al ser elementos sometidos a carga axial, por su flexibilidad no absorben fuerzas laterales o momentos flexionantes significativos, por lo tanto no son eficaces para resistir cargas laterales por sismo ni efectos de asentamientos diferenciales de edificio.

1.3.2. Muros

Al igual que las columnas tienen como función el soportar al edificio, adicionalmente cumplen otras funciones estructurales, como la de absorber los empujes laterales debidos al coceo de arcos y bóvedas, viento y, algo muy importante para el problema que nos ocupa, al efecto del sismo.

Como se ha mencionado el material típico para muros es la mampostería. La resistencia a carga axial se rige por los mismos factores comentados para las columnas. En este caso el pandeo no suele ser crítico, debido a que los espesores empleados en su construcción son generosos, la relación altura-

espesor no excede de 6, si esto pasa entran en escenario los contrafuertes de los que hablaremos más adelante.

En muros interiores la descarga es aproximadamente axial, sin embargo en muros exteriores no sucede lo mismo, ya que el componente horizontal de descarga puede ser significativo y esto induce a que se tengan problemas ya no de resistencia sino de rigidez al movimiento normal a su plano, ya que si debido al coceo, el muro se desplaza hacia fuera, la bóveda del techo se abre y se agrieta, lo que nos llevaría a una pérdida de estabilidad.

Un efecto importante que daña estas estructuras son los sismos, y dicho efecto es resistido principalmente por los muros. Ya que como habíamos visto la mampostería tiene baja resistencia a esfuerzos en tensión, se puede presentar en los muros una grieta diagonal perpendicular a la dirección de los esfuerzos en tensión. Como los movimientos del sismo se alternan en ambas direcciones horizontales, su efecto se hace notorio por la aparición en los muros de grietas diagonales cruzadas.

Si por otra parte el edificio sufre de hundimientos diferenciales en distintas partes de su cimentación, estas producirán distorsiones en los muros que dan lugar a la aparición de un estado de esfuerzos similar al inducido por las fuerzas laterales del sismo pero en un solo sentido, por lo que las grietas producidas se dan en una sola diagonal.

Adicionalmente el muro puede sufrir agrietamientos en los muros de mampostería debido a la contracción por secado del material, sobre todo del mortero de adobe.



Figura 1.2 Iglesia de San Pedro Pochutla, Oaxaca

1.3.3. Arcos

Para solucionar el problema que presentaba cubrir las estructuras con techos, se recurrió a las vigas y losas de cantera, sin embargo debido a su baja capacidad para resistir esfuerzos a tensión los claros que se podían librar eran muy cortos.

Surge de esta manera la concepción de una geometría circular para la distribución de las piedras, acuñándolas una contra la otra; de esta manera surge el arco circular, en el cual las cargas se transmiten hacia los apoyos mediante esfuerzos de compresión que son resistidos eficientemente por la mampostería. Por ello los arcos son la forma natural de cubrir claros grandes con mampostería, lo mismo que la bóveda.

Una particularidad de cómo trabaja un arco es el coceo, que es el empuje horizontal que transmite a sus apoyos y tiende a voltearlos hacia afuera. Este punto reviste gran importancia en lo que se refiere a muros y columnas, al igual que para el arco, ya que pueden perder estabilidad estos elementos. La magnitud del coceo depende del peso propio del arco, la forma del mismo y en particular la relación que guardan su flecha y su claro.

Un arco falla generalmente por movimiento de los apoyos debidos principalmente al coceo, aunque también por asentamientos diferenciales en la cimentación, o movimientos sísmicos.



Figura 1.3. Iglesia de Juquila, Oaxaca

1.3.4. Bóvedas

La bóveda es la extensión natural del arco, y puede ser definida como una sucesión de los mismos con la finalidad de formar una techumbre completa. Para poder estudiar su comportamiento y modo de falla solo basta con tomar una franja de la bóveda es decir un arco (solo para una bóveda cilíndrica).

Como ya vimos en el arco el aspecto crítico para la estabilidad de las bóvedas es la rigidez de sus apoyos. Por lo que es necesario evitar el movimiento hacia afuera de la bóveda en toda su longitud. Un problema que se presenta es la entrada de luz al recinto, ya que si bien por una parte debe de existir continuidad por la otra se requiere de ventanas, para remediar esto se perforan en los muros los orificios necesarios, generalmente en forma de arco.

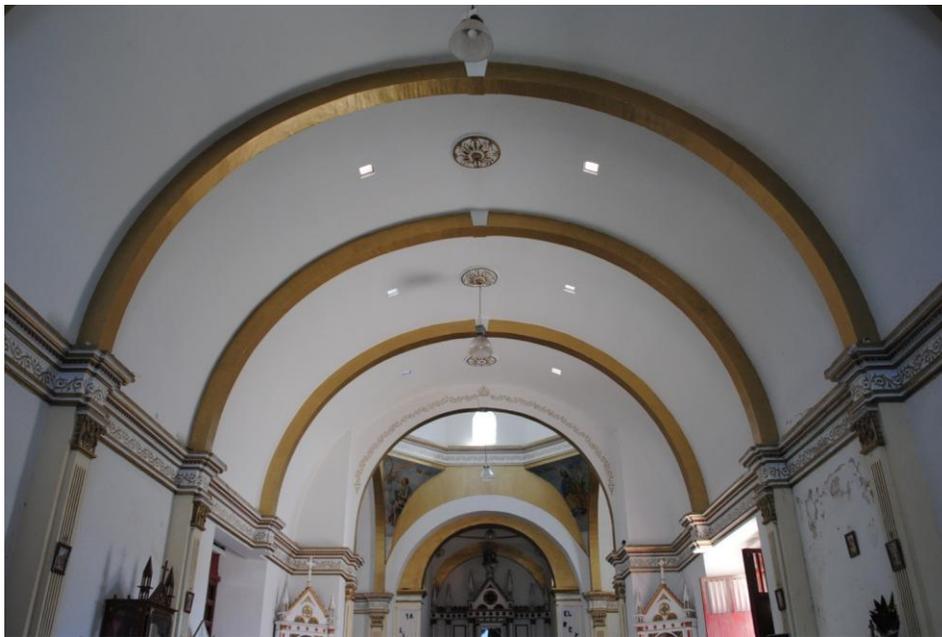


Figura 1.4. Iglesia de San Pedro Pochutla, Oaxaca

Es importante mencionar que las bóvedas intersecadas y las nervadas transmiten el peso del techo en un número reducido de puntos de apoyo, lo cual da como consecuencia que la carga vertical se vuelva crítica, pero más importante es el coceo que se ejerce en los puntos de apoyo, esto generó la aparición de los contrafuerte y de los arbotantes, por la necesidad de neutralizar esta problemática.

1.3.5. Cúpulas

La construcción de las cúpulas requiere de piedra con una geometría bien definida y compleja, esto con el fin de dar la forma espacial a la cúpula, estas formas difícilmente se hallan en la naturaleza, por lo tanto se recurrió al uso de ladrillo, o bien de concreto de mortero de cal y aditivos puzonálicos.

Para llevar a cabo estas obras se tuvo que idear la manera de construirlas sin que en el proceso fallaran por lo cual toda cúpula requiere de cimbra y apuntalamiento parcial o total.

Este elemento cambia radicalmente la distribución de los espacios en los templos, al proporcionar alturas libres y espacios que antes no se imaginaban posibles.

Estructuralmente las cúpulas pueden ser vistas como estructuras espaciales delgadas que transmiten las cargas debidas sobre todo a su peso propio, de manera que los esfuerzos presentan son de compresión en dos direcciones principales.

La transmisión de carga vertical hacia los apoyos suele ser crítica, debido a que no se puede dar apoyo a toda la circunferencia por lo que la carga se concentra generalmente en cuatro columnas por lo que se requiere de elementos que transmitan dicha carga, como lo son arcos y pechinas.

Se pueden presentar daños en las cúpulas debido a esfuerzos de tensión tangencial en la parte superior de la cúpula, los que se transmiten hasta la base y se generan agrietamientos a lo largo de los meridianos. Esto hace que el domo se separe en una serie de secciones que funcionan como arcos adyacentes. Luego estos arcos transmiten las cargas por esfuerzos normales de compresión impidiendo de esta manera que la cúpula pierda estabilidad.



Figura 1.5. Iglesia de San Dionisio Ocotlán, Oaxaca

1.3.6. Contrafuertes

Los contrafuertes surgen por la necesidad de rigidizar los muros de mampostería y evitar de esta manera el posible volteo, además de que intervienen otros factores desfavorables en dicho elemento como lo son el coceo por la cúpula y la bóveda. Si bien es cierto que una solución alterna consistiría en engrosar el muro, muchas de las veces es una solución poco eficiente debido al grosor que alcanzarían los muros para mantener una estabilidad estructural.

La geometría del contrafuerte puede tener forma rectangular o trapezoidal, esta última le da mayor estabilidad. Para su construcción debe contar con un soporte rígido sobre el terreno para que no tienda a girar hacia afuera y pierda su objetivo estructural.

Hay ocasiones en que la colocación del contrafuerte produce hundimientos en la base del muro que desea estabilizar, debido a su gran peso. Una manera de disminuir dicho peso sin que esto afecte su funcionamiento es abrir un hueco central, que además sirve como circulación a través del él.

Como se puede ver un templo se compone principalmente de los elementos antes descritos por lo que el conocimiento de los mismos es primordial, y ellos en conjunto nos dan la concepción de estructuras tan impresionantes como lo son los templos coloniales que vamos a estudiar en este trabajo.



Figura 1.6. Iglesia de San Dionisio Ocotlán, Oaxaca

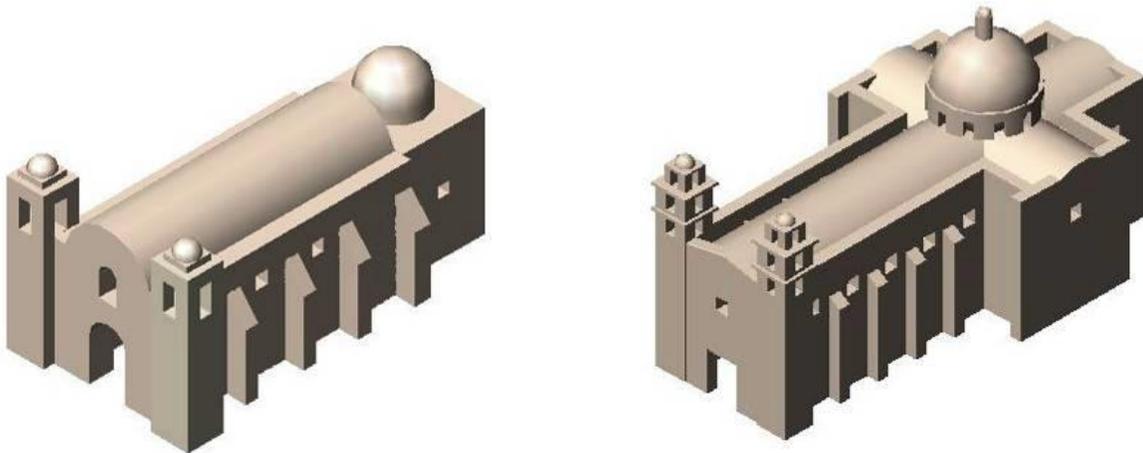
CAPITULO 2

2. Simulación numérica

Antes de describir los modelos creados en este trabajo, es importante conocer el antecedente del mismo que son los experimentos realizados en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM, de un modelo a escala 1:8 del cual se da una pequeña descripción a continuación.

2.1.El modelo a escala 1:8

Para la elaboración de dicho experimento se tomaron como base dos tipos de templos ubicados en el estado de Oaxaca y en el estado de Puebla. Ya que es ahí donde estas construcciones revisten gran importancia y se encuentran en zonas de una importante actividad sísmica. La configuración de dichos templos se ilustra en la Figura 2.0



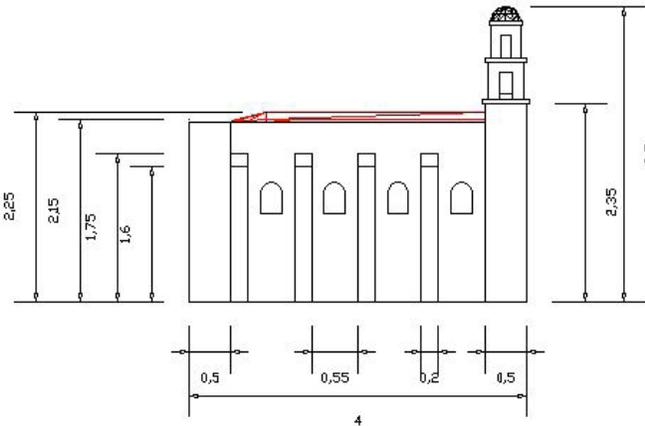
a) Estado de Oaxaca

b) Estado de Puebla

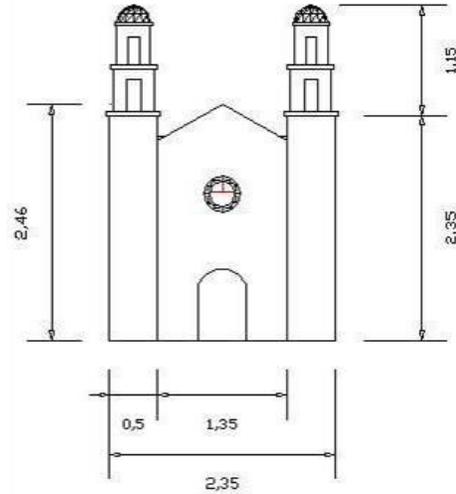
Figura 2.0. Templos típicos de la región sudoeste (Chávez y Meli)

Para la construcción del modelo a escala se tomó como prototipo los templos del estado de Puebla, debido a que son más vulnerables a fenómenos sísmicos, dadas sus características geométricas, pues son altos con torres esbeltas y espesores de muros menores a los del estado de Oaxaca. Además, debido a las limitaciones de espacio de la mesa vibradora, tuvo que ser modificado el prototipo para limitar al mínimo el factor de escala, considerando que esto no afecta su comportamiento para los modos básicos de falla estudiados, los cuales son: la falla de la fachada y sus torres, y la crujía típica de la nave.

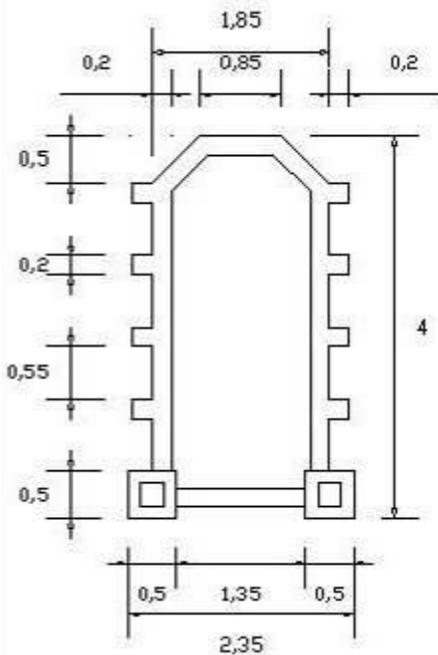
La escala geométrica elegida (FE: factor de escala) fue de 1:8, de esta manera las dimensiones del modelo fueron las siguientes: una longitud de 4.00 [m] por 2.35 [m] de ancho, una altura de bóveda de 2.15 [m] y de las torres de 3.50 [m]; el espesor de la bóveda quedó en 0.10 [m] y el de los muros de 0.20 [m], como lo muestra la Figura 2.1.



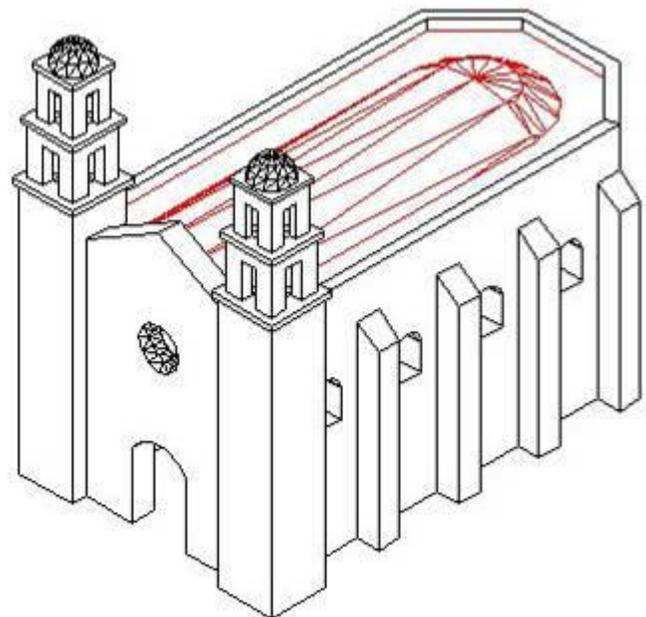
a) Vista longitudinal (Acot. en m)



b) Vista Frontal (Acot. en m)



c) Visita en Planta (Acot. en m)



d) Vista tridimensional

Figura 2.1. Características geométricas del modelo a escala (Chávez y Meli)

Con base en los resultados experimentales de este estudio, se realizó la calibración de un modelo matemático que produjo adecuadamente el comportamiento observado. Teniendo como antecedente estos resultados se pensó en estudiar los efectos que le impondría a un templo histórico, el cambio de la geometría de algunos de sus elementos que son susceptibles a sufrir daños con regularidad.

2.2. Modelos de análisis

Los modelos de análisis fueron tomados partiendo del prototipo del modelo analizado en Chávez, 2011. Los modelos estudiados para este trabajo fueron tres. El primero, denominado MD-01, que es el prototipo original, sin modificaciones, y es el modelo con el cual se compara la respuesta con la obtenida de los modelos modificados. Las propiedades mecánicas de los materiales se incluyen en la Tabla 2.0 y 2.1 (Chávez, 2010).

Tabla 2.0. Propiedades mecánicas de las mamposterías de piedra

Contenido de piedra y mortero	Piedra		Mortero		Mampostería		
	P	f'c	P	f'c	ρ	f'c	E
	Kg/m ³	MPa	Kg/m ³	MPa	Kg/m ³	MPa	MPa
44% mortero; 56% piedra	1900	6.5	1656	0.98	1664	1.3	240
35% mortero; 65% piedra			1598	0.79	1627	1.3	265

Tabla 2.1. Propiedades mecánicas de las mamposterías de ladrillo

Ladrillo		Mortero		Mampostería			
ρ	f'c	ρ	f'c*	ρ	f'c*	E*	Resistencia a Cortante*
Kg/m ³	MPa	Kg/m ³	MPa	Kg/m ³	MPa	MPa	MPa
1612	11.7	1683	0.79	1541	3.9	471	2.8

*Valores obtenidos en especímenes ensayados a la edad de 56 días

Para la creación de los modelos se realizó un mallado por capas de los elementos estructurales del templo en 3D con el programa de diseño Auto-CAD. Posteriormente, estas mallas fueron importadas en el programa ANSYS, donde se finalizó con el proceso y se obtuvieron los modelos presentados a continuación.

2.2.1. Modelo MD-01

El modelo MD-01 mostrado en la Figura 2.2, es el prototipo en escala 1:1, del modelo ensayado en la mesa vibradora. Está formado por 28,625 elementos sólidos. La bóveda y la parte alta de los campanarios se consideraron como elementos de mampostería de ladrillo, el resto del modelo como elementos de mampostería de piedra. A continuación se mencionan las dimensiones de sus elementos más importantes;

Tabla 2.2. Dimensiones de los elementos estructurales del MD-01

Elemento	Altura [m]	Ancho [m]	Largo [m]
Muros	12.4	1.6	21.0
Contrafuertes	12.4	1.6	1.6
Fachada	19.7	1.55	10.8
Bóveda	4.9	0.8	22.4
Campanarios	7.5	Variable	Variable
Cupulín	1.8	3.4	3.4
Torres	18.8	4.0	4.0
Ábside	12.4	14.8	7.0

La configuración en planta sería aproximadamente de 19 x 32 m.

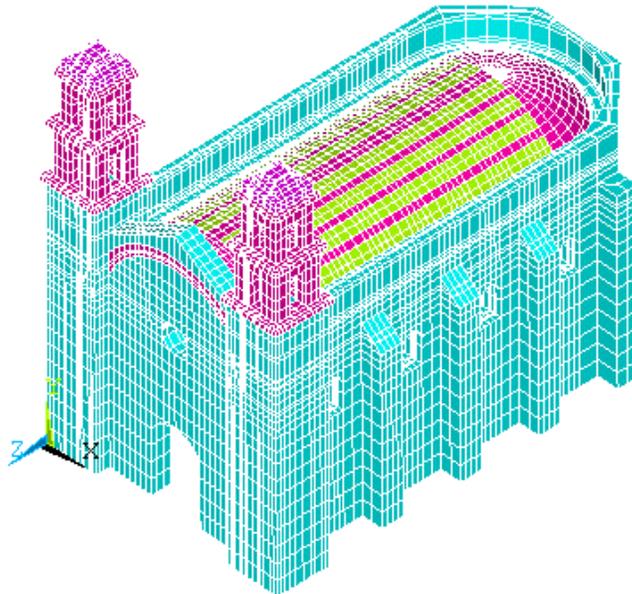


Figura 2.2. Modelo MD-01

2.2.2. Modelo MD-02

El modelo MD-02 es una variante del modelo anterior sólo se modificó la geometría de sus contrafuertes, cambiando de una forma rectangular en toda su altura a una forma trapezoidal como se muestra en la Figura 2.3. El resto de los elementos conservaron las características citadas en la Tabla 2.2.

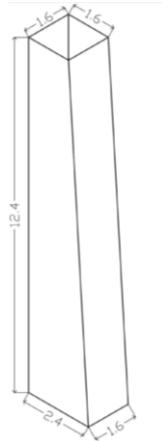


Figura 2.3. Configuración del contrafuerte (Acot. en m)

El MD-02 que se muestra en la Figura 2.4, está formado por 28959 elementos sólidos.

El cambio introducido en la geometría de los contrafuertes fue con el objetivo de incrementar la resistencia del modelo ante el efecto del empuje producido por la bóveda sobre los muros. Se considera que los daños serían menores que en el modelo MD-01.

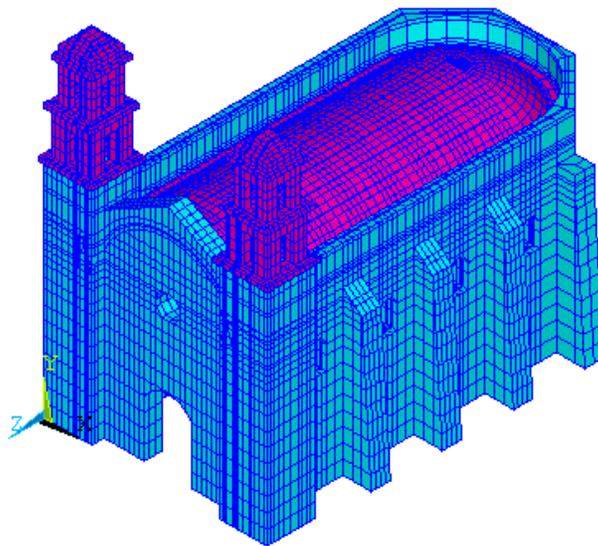


Figura 2.4. Modelo MD-02

2.2.3. Modelo MD-03

El modelo MD-03, también es una variante del MD-01; fue modificado en su altura en todo el perímetro pasando de 12.4 metros a 9.0 metros de la base al arranque de la bóveda, lo que representa un acortamiento en cuanto al original del 27.4%, sin modificar los demás elementos estructurales. Esto con el objetivo de revisar el cambio del comportamiento del modelo al ser de menor altura, pero conservando los mismos espesores de los muros. Los materiales estructurales son los mismos que el MD-01. El modelo numérico está formado por 26703 elementos sólidos prismáticos.

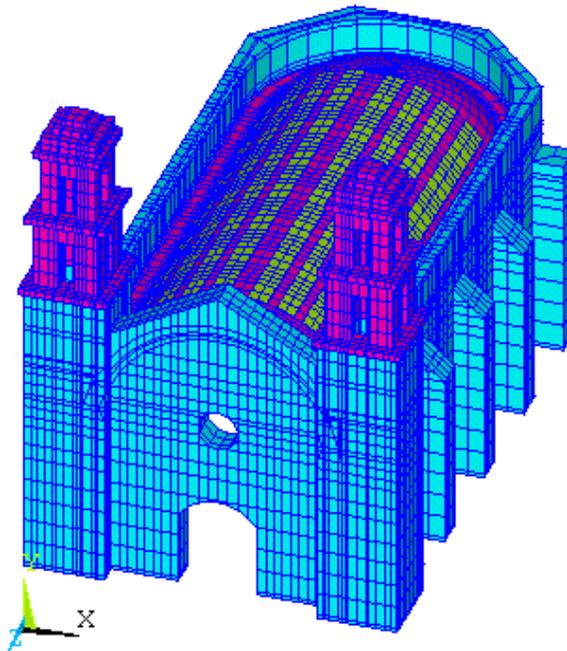


Figura 2.5. Modelo MD-03

2.3. Métodos de análisis

Debido a que en la mampostería histórica el comportamiento es no lineal aún ante bajos niveles de sollicitación, se limita el uso de métodos lineales al estudio general de su comportamiento. Para un mejor entendimiento del comportamiento de este tipo de estructuras resulta más conveniente el uso de métodos de análisis no lineales, que a pesar de ser más complejos y de que requieren una caracterización más amplia de las propiedades de los materiales de construcción, el avance acelerado de la tecnología está permitido desarrollar métodos no lineales para analizar la respuesta detallada de este tipo de estructuras.

La mampostería de bloques (ladrillos, sillares) es un material anisotrópico, esto debido a que las juntas de mortero forman planos de debilidad por su baja capacidad para resistir tensiones. Ahora bien

en el caso de mampostería de conglomerado, donde la piedra está cubierta en todas direcciones por mortero es aceptable considerarla como un material isotrópico, cuyo comportamiento sería similar al de un concreto ciclópeo.

Para poder simular el comportamiento de la mampostería en un intervalo no lineal, se requiere definir el grado de fineza que se desea en los resultados. Con el avance de la tecnología se han llegado a desarrollar herramientas de análisis que ayudan a comprender el comportamiento estructural de las construcciones de mampostería, tales como el método de los elementos finitos, método de elementos discretos, método de los elementos rígidos, etc., que se emplean para solucionar problemas con cualquier tipo de geometría y que abarcan un gran número de disciplinas de la ingeniería.

En la actualidad la técnica de análisis más utilizada es la de los elementos finitos, ya que permite discretizar geometrías complejas y obtener resultados muy detallados para cualquier condición de carga, sin embargo, no dejar de ser un método aproximado de cálculo debido a las hipótesis del método.

La idea general del método de los elementos finitos es la división de la estructura en un conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos, de los que se puede conocer la solución. Se plantean las ecuaciones de compatibilidad de esfuerzos y, con ello, se encuentra la solución en términos de esfuerzos de la estructura en cada uno de los nodos.

El modelado numérico del comportamiento no lineal de las estructuras de mampostería con elementos finitos se ha realizado desde los siguientes enfoques.

- Micromodelo; en este enfoque los bloques y las juntas se definen con elementos continuos y en las fronteras entre el mortero y los bloques se utilizan elementos finitos de interfaz, conocidos como discontinuos.
- Micromodelo simplificado; en este casos los bloques se especifican como modelos continuos, mientras que las juntas y la frontera entre el mortero y las unidades sólidas se concentran en elementos de interfaz. La que lo diferencia del Micromodelo es que aquí no se toma la junta como elemento continuo lo que simplifica el problema y la demanda de recursos computacionales.
- Macromodelo; en este tipo de enfoque los bloques, las juntas y las interfaces entre éstas últimas y las unidades sólidas se agrupan como un solo material con propiedades homogeneizadas.

2.4. Acciones sísmicas

El comportamiento de los monumentos históricos ante movimiento sísmicos es uno de los más críticos que pueden afectar su estabilidad. En este trabajo los modelos fueron analizados bajo el efecto de la aplicación de acelerogramas previamente modificados para inducir el mayor daño posible en los modelos.

Los acelerogramas, son diagramas que relacionan la magnitud de las aceleraciones que se van registrando en el suelo durante un sismo.

El sismo que se eligió para las pruebas experimentales fue el registro **Cal** del sismo del 19 de septiembre de 1985 con magnitud de 8.1 (Ms, registrado en Michoacán, en la estación Caleta de Campos, con aceleraciones máximas de 0.12 g ($1.17 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$) en la dirección horizontal y 0.099 g ($0.97 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$) en la dirección vertical, y es el mismo que se tomó como base para analizar los modelos numéricos. Este movimiento fue modificado en su escala de tiempo para que el periodo de los modelos se localizara en la parte ascendente de los respectivos espectros de respuesta de los acelerogramas.

La Figura 2.6 muestra los acelerogramas y los espectros de respuesta respectivos.

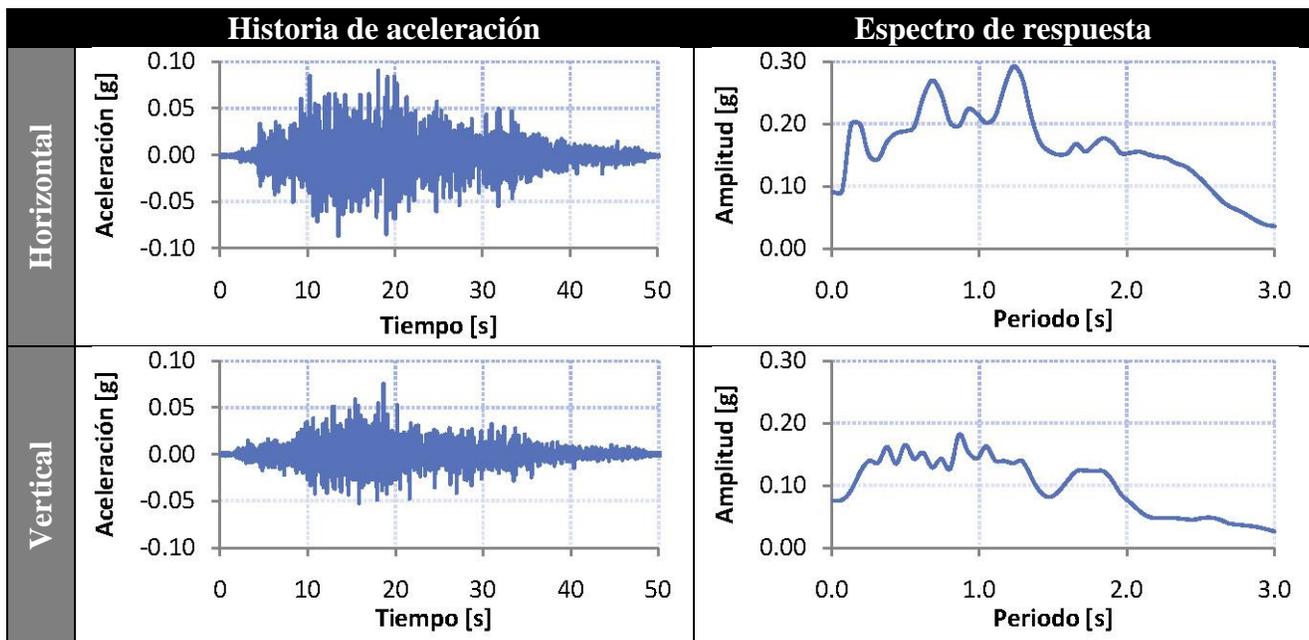


Figura 2.6. Registros del Sismo Cal

2.5. Amortiguamiento de Rayleigh

Para el análisis de una estructura sometida a solicitaciones dinámicas, se requiere definir parámetros cuyo valor sólo puede ser estimado por medio de estudios experimentales. Uno de dichos parámetros es el coeficiente de amortiguamiento con respecto al crítico (ξ), que representa el efecto de los mecanismos de disipación de energía que provocan que el movimiento inducido en la estructura tienda a disminuir con el tiempo.

Debido a que en análisis no lineales las formas modales no pueden ser constantes al estar cambiando la matriz de rigidez, el amortiguamiento no puede ser expresado en términos del porcentaje del amortiguamiento crítico. Por lo tanto es necesario definir la matriz de amortiguamiento.

La manera más sencilla de formular una matriz de amortiguamiento (C) consiste en hacerla proporcional a la matriz de masa (M) y a la de rigidez (K), ya que las formas modales son ortogonales respecto a cada uno de éstos. Esta matriz puede calcularse considerando las constantes de proporcionalidad α y β cuyas unidades son s^{-1} y s , respectivamente. A esto se le conoce como amortiguamiento de Rayleigh.

Para el cálculo de las constantes α y β se utilizaron los valores de frecuencia obtenidos en los análisis modales de los modelos analizados. La Figura 2.7 muestra la gráfica que describe el amortiguamiento de Rayleigh.

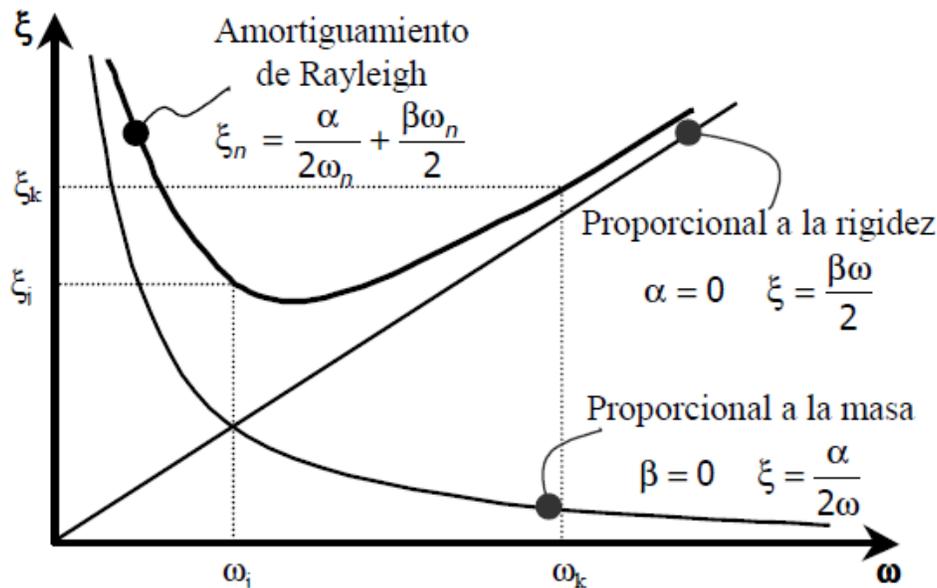


Figura 2.7. Amortiguamiento de Rayleigh

2.6. Simulación numérica

La simulación numérica se realizó con el programa de análisis no lineal avanzado ANSYS MULTIPHYSICS 11.0 que utiliza el método de los elementos finitos.

Las mallas de los modelos fueron creadas con elementos prismáticos de forma regular con 8 nodos y elementos cuña de 6 nodos, con una relación de aspecto no mayor de 20, como se recomienda en el manual del programa. Es importante mencionar que los elementos cuña no son recomendables, sin embargo debido a la gran complejidad del modelo se tuvo que recurrir a su uso.

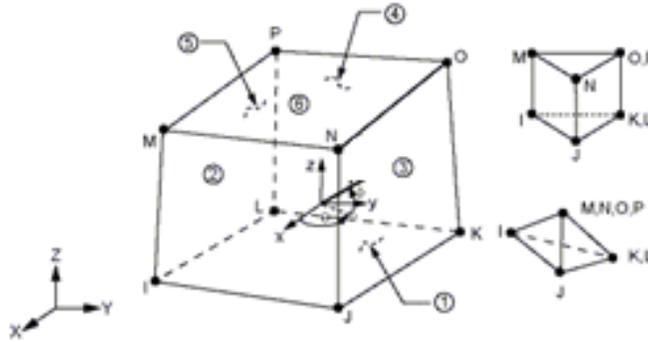


Figura 2.8. Geometría del elemento SOLID65 (ANSYS 11.0)

Para realizar la simulación numérica de los modelos se consideró a la mampostería como un concreto ciclópeo de baja anisotropía, de esta manera, fue posible utilizar el modelo constitutivo del concreto simple, SOLID65 incluido en ANSYS, como se ha estudiado en trabajos previos (Chávez, 2010). Este elemento tiene la capacidad de modelar la falla tanto por agrietamiento como por aplastamiento del material, además del comportamiento plástico.

SOLID65 considera al material como elástico-lineal en su estado no dañado del concreto, para el agrietamiento o el aplastamiento, el matriz esfuerzo-deformación se ajusta al modo de falla.

Para modelar el comportamiento frágil de la mampostería, este elemento requiere que al menos dos parámetros sean definidos y que son:

$f_t \Rightarrow$ Resistencia a tensión uniaxial.

$f_m \Rightarrow$ Resistencia a compresión uniaxial.

Con estas propiedades se puede definir la superficie de la falla.

Dado que lo análisis no lineales requieren de la ejecución de una gran cantidad de operaciones por nodo, es necesario el empleo de un, equipo de cómputo avanzado. Teniendo en consideración esto y que los modelos cuentan con un número elevado de nodos, se recurrió a la ejecución de una subrutina que reduce los tamaños de los archivos de resultados al sólo guardar la información de los nodos de interés. También, sólo para los nodos seleccionados, el programa almacena la historia completa de los desplazamientos y las aceleraciones.

Con ello el manejo de los resultados y los tiempos de ejecución quedan reducidos sustancialmente. Los análisis fueron ejecutados en una estación de trabajo Dell Precision T7400 con las siguientes características: cuenta con un procesador Intel Xeon X5482 a 3.2 GHz. y 4 Gb de RAM, el tiempo empleado en cada análisis fue de aproximadamente 336 horas.

CAPITULO 3

3. Análisis de resultados

A continuación se presentan los resultados obtenidos de la respuesta de los tres modelos para el mismo evento sísmico. A través del análisis modal se obtuvieron las principales formas modales y con el análisis paso a paso los daños sufridos por los modelos y sus historias de desplazamientos y aceleraciones. De la interpretación de éstas últimas se obtuvieron los ciclos de histéresis y las funciones de transferencia. Con estos datos se comparó la respuesta de los tres modelos.

La gran demanda de equipo de cómputo limitó el análisis de puntos específicos en el modelo. La Figura 3.0 muestra la posición de los nodos analizados en los tres modelos.

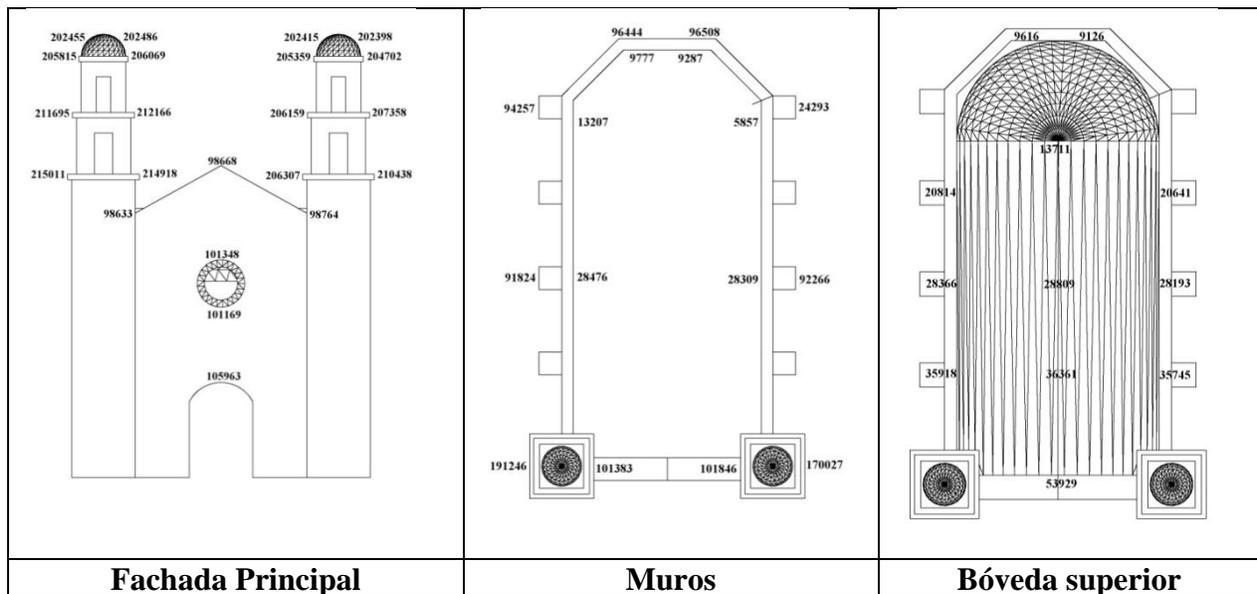


Figura 3.0. Puntos analizados en los modelos

3.1.Principales daños

Para visualizar los daños ocasionados al modelo, el programa cuenta con una opción dentro del menú General Postproc/ Plot Results/ Concrete Plot/ Crack-Crush, la cual permite visualizar el agrietamiento y el aplastamiento del elemento SOLID65, con pequeños círculos se representa el concreto agrietado (en rojo en la Figura 3.1), y con pequeños octógonos el aplastamiento del mismo (en verde en la Figura 3.1).

En la Figura 3.1 se muestran los daños sufridos en los modelos por sismo más peso propio, al finalizar los análisis.

En la fachada se observa que los daños en los modelos se concentraron en los lados próximos de las torres, indicando que estas últimas tendieron a separarse de la fachada; de la deformada se aprecia que las torres someten a esfuerzos de compresión y tensión a la fachada, ocasionando que esta sufra daños considerables. El rosetón y el arco de la entrada principal sufren daños en menor medida, sin embargo en el MD-03 los daños más representativos se dan en esta zona, con líneas casi verticales del rosetón al arco de la entrada principal y del rosetón hacia arriba, lo que se explica por la reducción del área de la mampostería existente en esta zona del modelo, que produce una zona más débil comparada con la de los otros modelos.

En los muros las configuraciones de agrietamiento son similares en los tres casos, se presentan de forma vertical con pequeñas inclinaciones y terminan en los arcos de las ventanas, otras continúan hasta diferentes alturas, el índice de daño fue mayor en el MD-01, que es el modelo más alto y más esbelto. Los modelos MD-02 y MD-03 presentan menor daño.

En la bóveda se presentan grietas longitudinales en la clave y a la altura de los riñones, las cuales fueron consecuencia de la abertura de la misma, debida al empuje y a la acción del movimiento sísmico; otras grietas con trayectorias casi verticales se presentan a la altura de los contrafuertes y se extienden hasta la parte superior, debido posiblemente a concentración de esfuerzo debido al peso de los contrafuertes, cuando se presenta el movimiento por el sismo principalmente en los MD-02 y 03, y que son los que tienen contrafuertes más resistentes, dado a su baja altura y geometría trapecial comparados con el modelo MD-01. En el interior de la bóveda la línea de falla se prolonga a lo largo de toda su longitud por el centro y es similar para los tres modelos, adicionalmente se producen líneas de agrietamiento perpendiculares a estas, a la altura de los contrafuertes. Los mayores daños se presentaron en el MD-01 a la altura de los riñones y en el interior de la bóveda en toda su longitud.

En los campanarios del modelo MD-01 aparecieron grietas horizontales en la base de los pilares de los campanarios, mientras que en los de los modelos MD-02 y 03 no presentaron agrietamientos visibles.

Los daños más importantes ocurrieron en el modelo MD-01, que es el más alto y esbelto comparado con los otros que presentan modos de falla similares pero menos severos.

En la Figura 3.2 se muestran los daños debido al peso propio, se observa que la fachada no presenta daños apreciables en ninguno de los tres modelos, mientras que en los muros y bóveda los modelos MD-01 y MD-02 presenta un comportamiento similar pero de menor magnitud a los observados en la Figura 3.1, el modelo más dañado es el MD-01. Ahora bien se puede deducir que las acciones del sismo imponen los mayores daños a la fachada de los tres modelos e incrementan los daños en los muros y bóveda. El modelo MD-03 no presenta daños apreciables por lo que se puede concluir que las acciones del sismo son las que le imponen los mayores daños a este modelo.

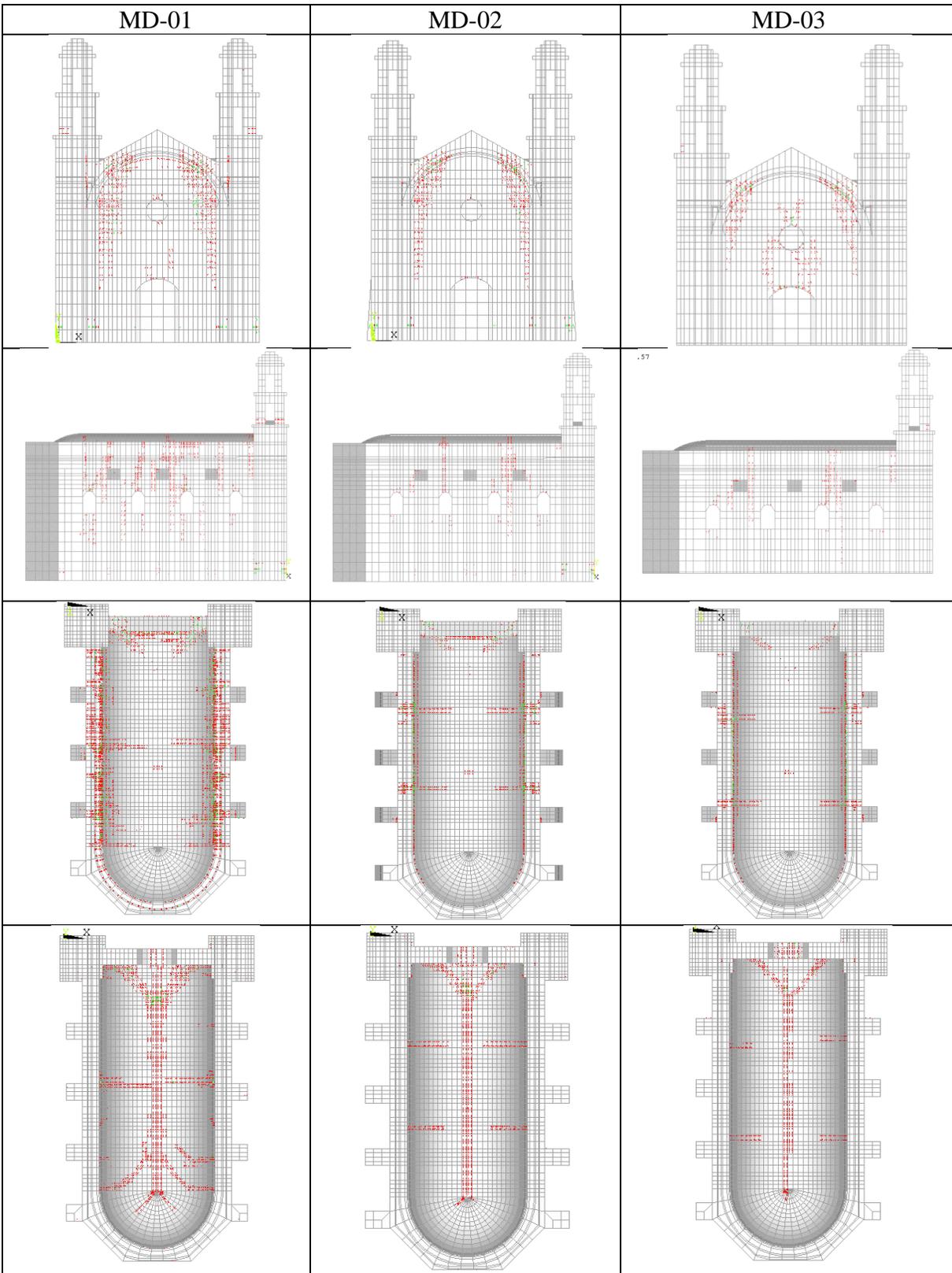


Figura 3.1. Daños ocasionados a los modelos por sismo más peso propio

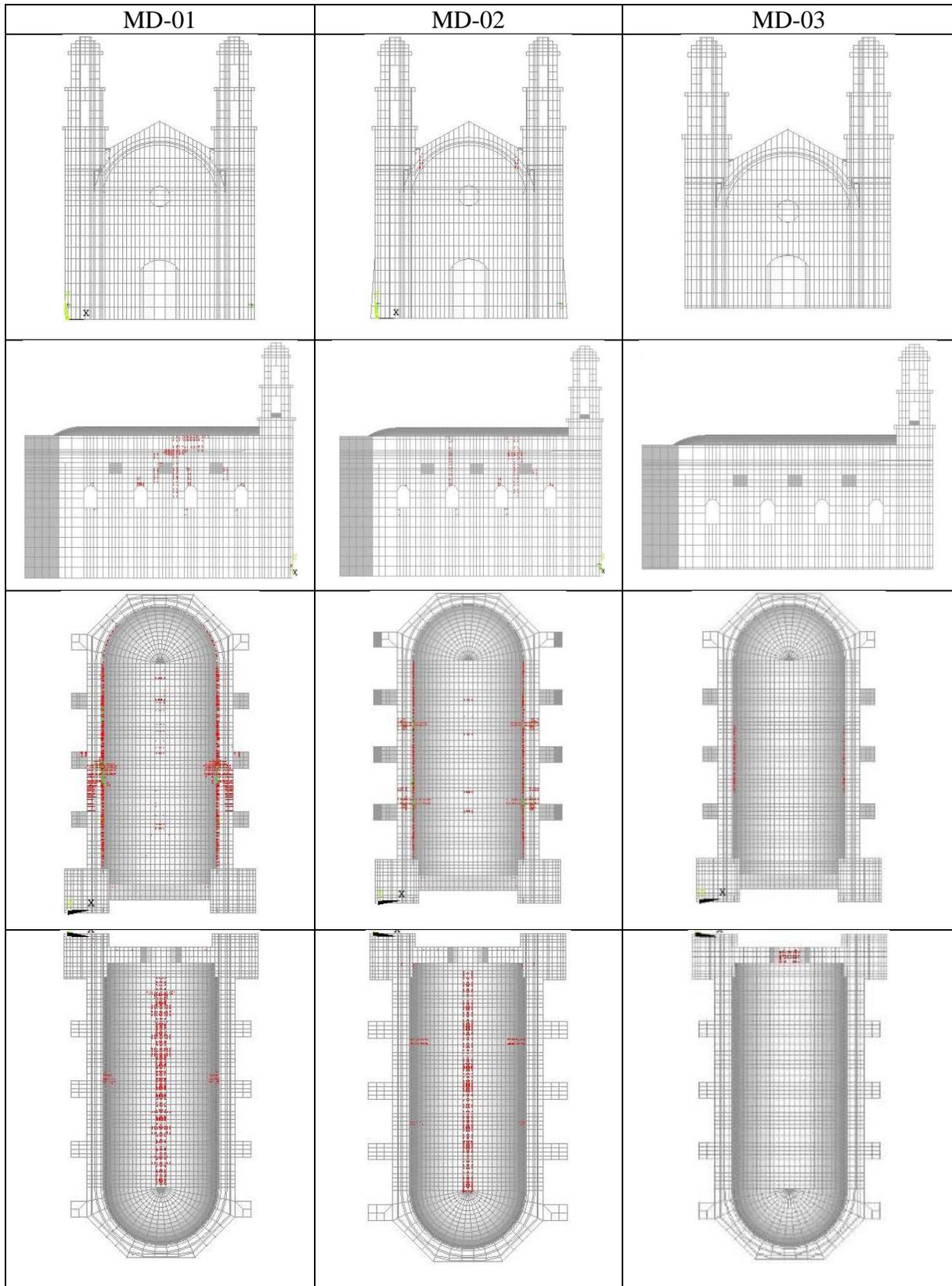


Figura 3.2. Daños ocasionados a los modelos por peso propio

3.2. Análisis de los periodos fundamentales de vibrar

Para hallar los modos fundamentales de vibrar se recurrió a un análisis modal, utilizando el método de eigenvalores. Se consideraron los primeros 100 modos de vibrar, con los que se logró una participación modal de casi el 100%. El programa genera un archivo donde se muestran los 100 modos y sus respectivas frecuencias, así como sus periodos y el factor de participación.

En la Figura 3.3 se indican las principales formas modales de los modelos analizados en las direcciones horizontal y vertical. El primer modo corresponde al movimiento transversal de la nave, se observa que aunque gran parte del modelo se mueve en esta dirección, al ábside no se mueve tanto como el resto del modelo. Para el vertical el séptimo modo es común a los tres modelos, donde se puede observar que los modelos presenta torsión en los campanarios el otro modo vertical registrado es el 15 para los modelos MD-01 y MD-02 y el modo 16 para el modelo MD-03, esta diferencia puede deberse al cambio de altura en este último, en estos modos se puede observar una torsión considerable en los campanarios, además de una empuje de la bóveda sobre los muros que tienden a separarse. En la Tabla 3.0 se presenta un resumen de los modos fundamentales iniciales calculados para cada modelo en la dirección horizontal.

Tabla 3.0. Periodos fundamentales

	Frecuencia [Hz]	Periodo [s]
MD-01	1.67	0.60
MD-02	1.89	0.53
MD-03	2.13	0.47

La relación del periodo que guardan sus modelos es la siguiente: el periodo del MD-01 es 1.13 mayor que el MD-02 que a su vez es 1.13 mayor que el MD-03, lo que indica incrementos iguales en sus periodos. La diferencia que se presenta en sus periodos se debe principalmente a la variación en la geometría de los modelos, lo que trae por consecuencia cambios de rigidez en sus elementos estructurales. A mayor rigidez de los modelos, el periodo disminuye. La modificación de los contrafuertes indujo un incremento de la rigidez del modelo lo que redujo el periodo fundamental de vibrar en 11.6%, al reducir la altura de la nave el incremento fue casi el 22% más que la del modelo original. Por otro lado, en la deformada que se muestra en la Figura 4.4, se aprecia la tendencia del volteo de los campanarios y de la fachada para los tres modelos. Medir el periodo de una estructura después de que esta fue sometida a una sollicitación importante y compararlo con su valor inicial es una medida cualitativa de medir los daños que la sollicitación le indujo. De esta manera, mediante un análisis espectral de las aceleraciones calculadas en determinados puntos de interés del modelo, fue como se calcularon los periodos fundamentales de los modelos al final de cada análisis transitorio. En la Figura 4.5 se muestran las gráficas de las funciones de transferencia y los espectros de Fourier obtenidas de los

modelos. Las relaciones de transferencia se calcularon para los siguientes puntos del modelo: el cupulín, al centro de la clave de la bóveda y la torre a la altura del muro. En la Tabla 3.1 se muestran las frecuencias (Fi, Ff) y periodos (Pi, Pf) iniciales y finales para los modelos en los tres puntos analizados y en la Figura 3.3 se presenta la comparación de las frecuencias y periodos iniciales y finales.

Tabla 3.1. Periodos y Frecuencias iniciales y finales

	CUPULÍN					BÓVEDA					MUROS				
	Fi	Ff	Pi	Pf	RT	Fi	Ff	Pi	Pf	RT	Fi	Ff	Pi	Pf	RT
MD-01	1.67	1.33	0.60	0.75	8.64	1.67	1.34	0.60	0.75	2.72	1.67	1.33	0.60	0.75	1.97
MD-02	1.89	1.55	0.53	0.65	6.50	1.89	1.49	0.53	0.67	1.45	1.89	1.55	0.53	0.65	1.09
MD-03	2.13	1.78	0.47	0.56	9.63	2.13	1.71	0.47	0.58	2.36	2.13	1.74	0.47	0.57	1.20

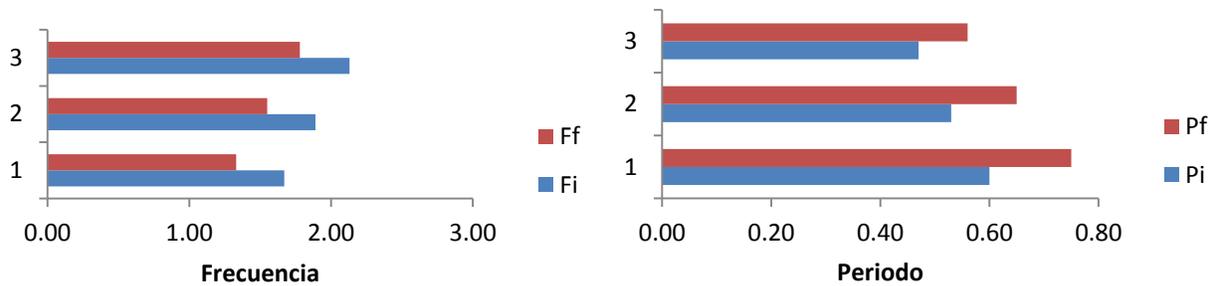


Figura 3.3. Graficas comparativas de frecuencia y periodo

De la Tabla 3.1 se observa que la frecuencia disminuye del estado inicial al estado final de los modelos, por lo que el periodo aumenta. Las frecuencias finales obtenidas para los tres diferentes puntos son muy similares lo que indica un comportamiento casi uniforme entre sus elementos. El MD-01 incremento su periodo en 25%, el MD-02 incremento en 23% y el MD-03 incremento en 21%. Esto también indica que el modelo MD-01 fue el que mayor daño tuvo y que el modelo MD-03, fue el menos dañado. La Tabla 3.2 muestra la relación entre los periodos finales registrados en los modelos. En ella se aprecia que la relación entre el periodo fundamental de vibrar del modelo MD-01 con el del modelo MD-03 es más grande, lo que demuestra que al reducir la altura del templo, tuvo un mayor impacto en las propiedades dinámicas del modelo, que el de modificar los contrafuertes.

Tabla 3.2. Relación de los periodos finales.

	Periodo [s]		
	Cupulín	Bóveda	Muro
MD-01/MD-02	1.17	1.11	1.17
MD-01/MD-03	1.34	1.28	1.31
MD-02/MD-03	1.15	1.15	1.12

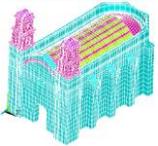
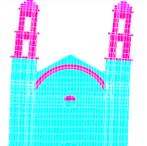
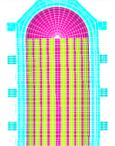
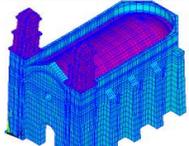
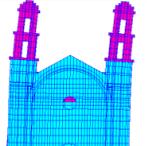
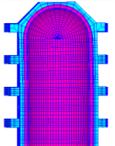
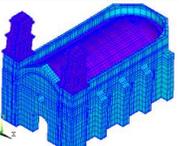
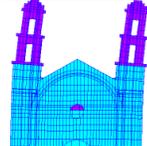
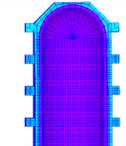
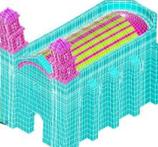
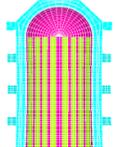
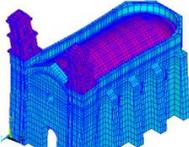
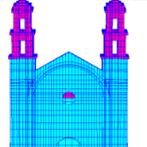
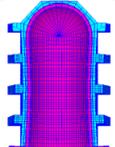
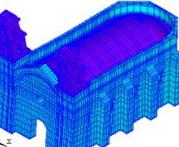
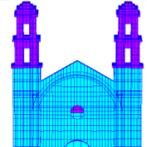
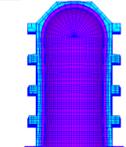
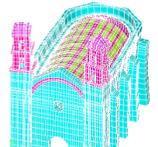
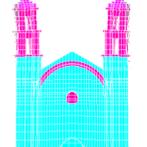
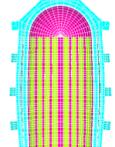
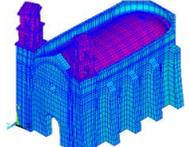
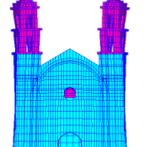
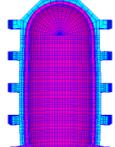
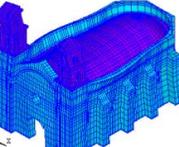
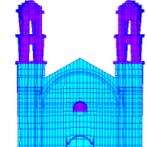
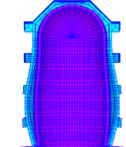
HORIZONTAL								
MD-01			MD-02			MD-03		
Forma modal 1			Forma modal 1			Forma modal 1		
F=1.67 [Hz]	P=0.60 [s]	%Masa=59%	F=1.89 [Hz]	P=0.53 [s]	%Masa=53	F=2.13 [Hz]	P=0.47 [s]	%Masa=42%
								
VERTICAL								
Forma modal 7			Forma modal 7			Forma modal 7		
F=3.21 [Hz]	P=0.31 [s]	%Masa=40%	F=3.56 [Hz]	P=0.28 [s]	%Masa=27%	F=4.23 [Hz]	P=0.24 [s]	%Masa=56%
								
Forma modal 15			Forma modal 15			Forma modal 16		
F=6.09 [Hz]	P=0.16 [s]	%Masa=36%	F=6.79 [Hz]	P=0.15 [s]	%Masa=30%	F=7.86 [Hz]	P=0.13 [s]	%Masa=31%
								

Figura 3.4. Principales formas modales

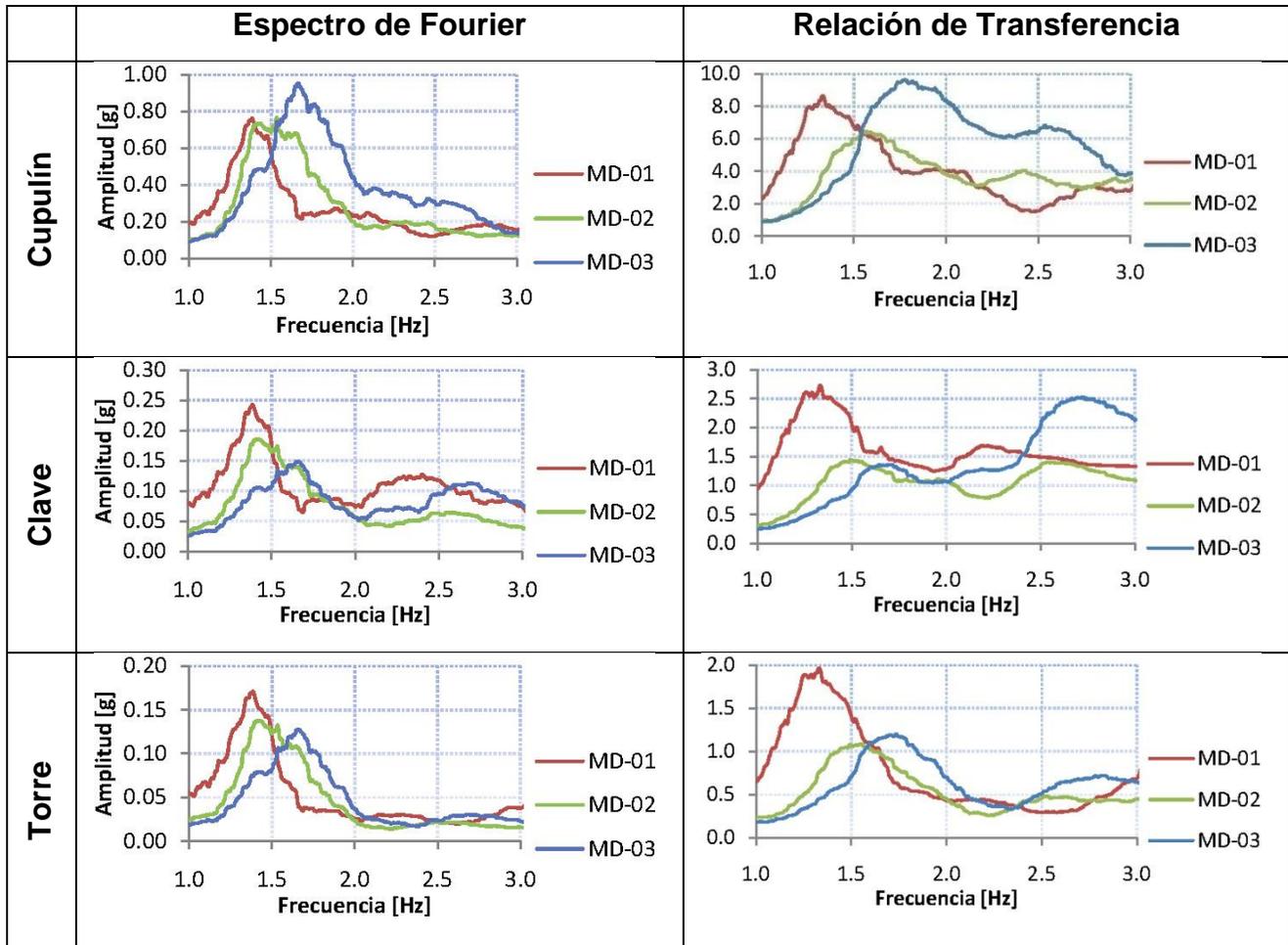


Figura 3.5. Relaciones de Transferencia entre los modelos analizados

3.3. Desplazamientos y aceleraciones

A continuación se presentan los resultados de los desplazamientos y aceleraciones relativos que se obtuvieron en la bóveda, en la fachada y en los muros. Se compara simultáneamente el comportamiento de los tres modelos. La razón de analizar estos elementos es que son los más sensibles a la falla y por ello es de un gran interés su comportamiento.

En la Figura 3.6 se muestran las gráficas obtenidas en la bóveda, donde se analizaron tres puntos en la clave: a la altura de la fachada, en el centro de la clave y en el ábside. Los resultados obtenidos indican un comportamiento no lineal al presentarse deformaciones permanentes, principalmente en el MD-01. En los modelos MD-02 y el MD-03 tienen un comportamiento similar tanto en sus desplazamientos como en sus aceleraciones aunque con menores amplitudes, esto demuestra que las modificaciones hechas en los modelos proporcionan mayor estabilidad. Otro punto importante es que siempre es mayor la respuesta cuando se combinan las componentes horizontal y vertical pues los desplazamientos y las aceleraciones son mayores que si solo se toma en cuenta el componente horizontal.

En la Tabla 3.3 se presentan los desplazamientos y aceleraciones máximas y mínimas para el componente horizontal y el horizontal-vertical, registrados en la bóveda.

Tabla 3.3. Desplazamientos y aceleraciones máximas y mínimas en la bóveda

	MD-01				MD-02				MD-03			
	δ [mm]		a [g]		δ [mm]		a [g]		δ [mm]		a [g]	
	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV
Mín	13.10	18.40	0.13	0.16	7.10	9.10	0.06	0.08	5.30	10.60	0.09	0.09
Máx	13.10	8.20	0.11	0.10	6.50	4.70	0.08	0.07	5.10	3.20	0.09	0.08

La Tabla 3.4 muestra la relación que guardan los modelos, para los desplazamientos y aceleraciones de la bóveda en su componente horizontal. Se confirma que los modelos MD-02 y MD-03, presentaron un comportamiento similar y la respuesta en desplazamientos fue dos veces mayor en el modelo MD-01 con respecto a los otros modelos.

Tabla 3.4. Relaciones de desplazamientos y aceleraciones en la bóveda

Modelos	Desplazamientos	Aceleraciones
MD-01/MD-02	2.0	1.8
MD-01/MD-03	2.5	1.3
MD-02/MD-03	1.3	≈ 1.0

En la fachada se analizaron tres puntos: en el cupulín; en el arranque del campanario y en el cuerpo principal de la torre, como lo muestra la Figura 3.7, de estas gráficas se observa que siguen un mismo patrón de comportamiento tanto las de desplazamiento como las de aceleración, aquí es importante resaltar que como se esperaba todos los modelos presentan los desplazamiento y aceleraciones máximas en el cupulín y campanario. Con estos resultados sigue confirmándose el comportamiento general de los modelos, siendo el MD-01 el más afectado, mientras que los modelos MD-02 y MD-03 siguen un comportamiento casi idéntico. En la Tabla 3.5 se presentan los desplazamientos y aceleraciones máximas y mínimas para el componente horizontal y el horizontal-vertical, registrados en la fachada.

Tabla 3.5. Desplazamientos y aceleraciones máximos y mínimos en la fachada

	MD-01				MD-02				MD-03			
	δ [mm]		a[g]		δ [mm]		a [g]		δ [mm]		a [g]	
	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV
Mín	48.80	51.00	0.51	0.56	28.20	29.30	0.30	0.30	25.80	26.90	0.38	0.39
Máx	32.00	34.10	0.53	0.50	20.00	21.10	0.21	0.23	22.10	23.10	0.27	0.28

La Tabla 3.6 muestra la relación que guardan los modelos, para los desplazamientos y aceleraciones de la fachada en su componente horizontal.

Tabla 3.6. Relaciones de desplazamientos y aceleraciones en la fachada

Modelos	Desplazamientos	Aceleraciones
MD-01/MD-02	1.7	2.1
MD-01/MD-03	1.7	1.7
MD-02/MD-03	1.0	≈1.0

En los muros se analizaron tres puntos: en la torre, en la mitad del muro y en la parte del ábside, como ya se comentó las gráficas muestran que el comportamiento de los modelos es similar, así también se puede observar que en el ábside se presenta el menor efecto de desplazamientos y aceleraciones, y como se ve en los daños es la parte del ábside el menos afectado en los tres modelos.

En la Tabla 3.7 se presentan los desplazamientos y aceleraciones máximas y mínimas para el componente horizontal y el horizontal-vertical, registrados en los muros.

Tabla 3.7. Desplazamientos y aceleraciones máximos y mínimos en los muros

	MD-01				MD-02				MD-03			
	δ [mm]		a[g]		δ [mm]		a [g]		δ [mm]		a [g]	
	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV	H	HV
Mín	12.30	17.50	0.12	0.12	5.20	6.00	0.08	0.08	2.60	2.80	0.08	0.07
Máx	16.30	12.90	0.14	0.14	7.10	8.30	0.06	0.07	6.70	8.00	0.08	0.09

En las Tablas de desplazamientos y aceleraciones, se observa que los mayores desplazamientos y aceleraciones se registraron en la fachada, y siempre para el MD-01. Mientras que el MD-03 registra los mínimos valores para ambos casos y muy cercanos a los registrados en el modelo MD-02.

La Tabla 3.8 muestra la relación que guardan los modelos, para los desplazamientos y aceleraciones de los muros en el componente horizontal únicamente.

Tabla 3.8. Relaciones de desplazamientos y aceleraciones muros

Modelos	Desplazamientos	Aceleraciones
MD-01/MD-02	2.3	2.0
MD-01/MD-03	3.5	1.6
MD-02/MD-03	1.5	≈1.0

De las Tablas que muestran la relación entre los modelos, se observa que el modelo MD-01 se desplaza aproximadamente el doble que los MD-02 y MD-03, para todos los casos, lo mismo ocurre con las aceleraciones. Esto indica que los contrafuertes en el MD-02 le proporcionan mayor estabilidad ante el movimiento impuesto por el sismo, lo que ocurre también en el MD-03 al disminuir su altura, sin embargo la relación que guardan los modelos MD-02 y MD-03 es muy parecida, con desplazamientos y aceleraciones cercanos a la igualdad.

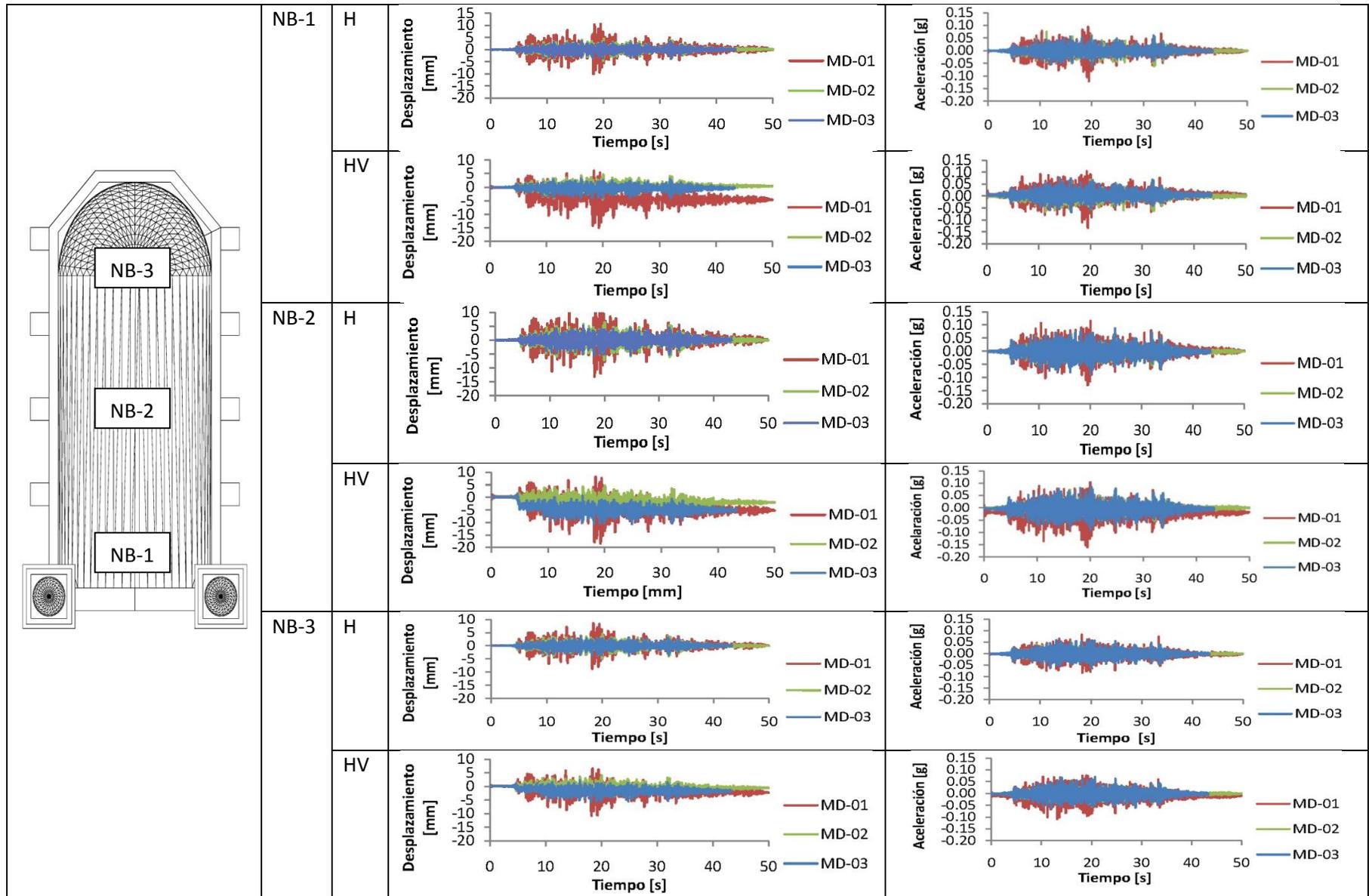


Figura 3.6. Historia de desplazamientos y aceleraciones en Bóveda

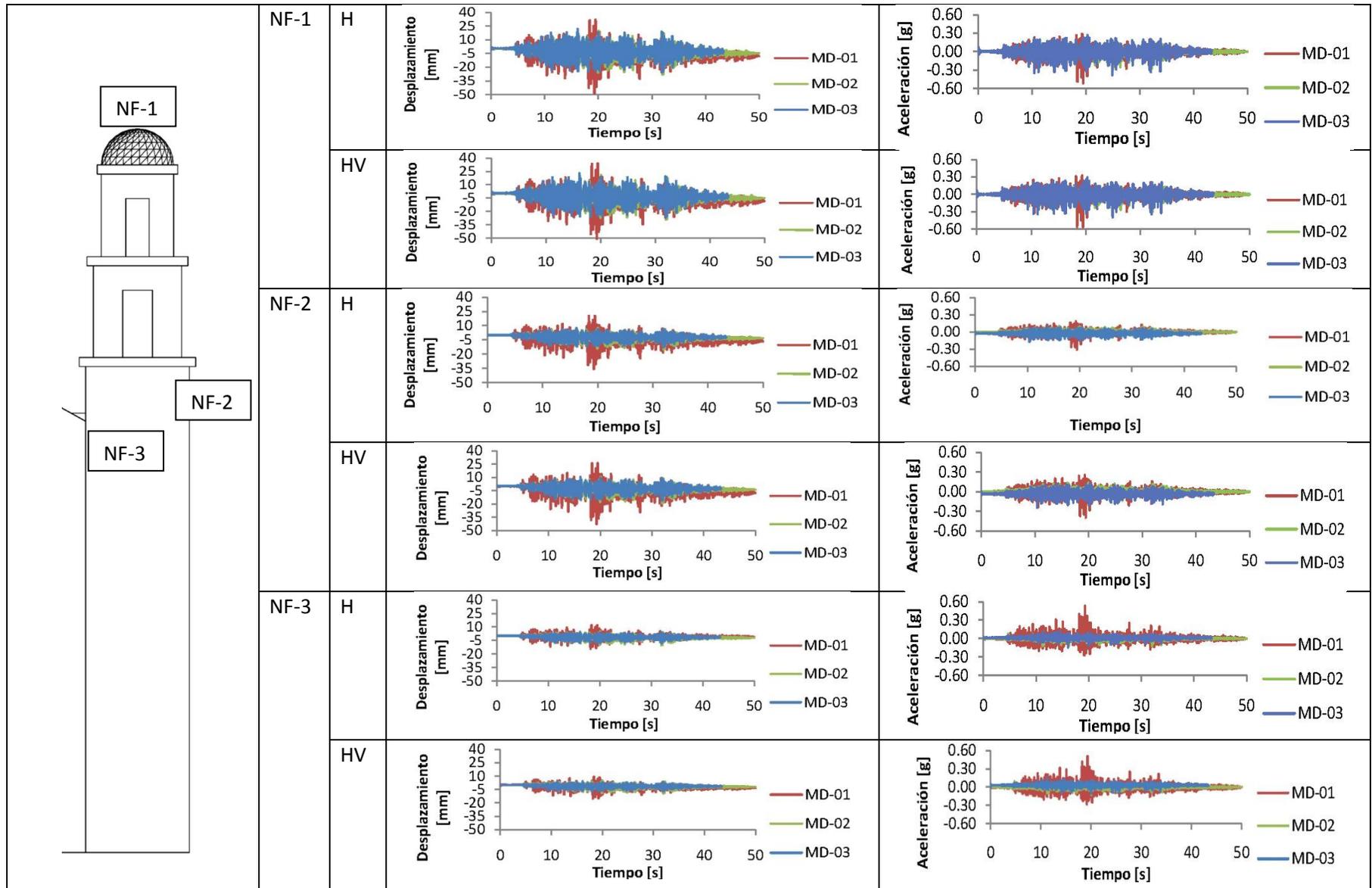


Figura 3.7. Historia de desplazamientos y aceleraciones en Torres y Campanarios

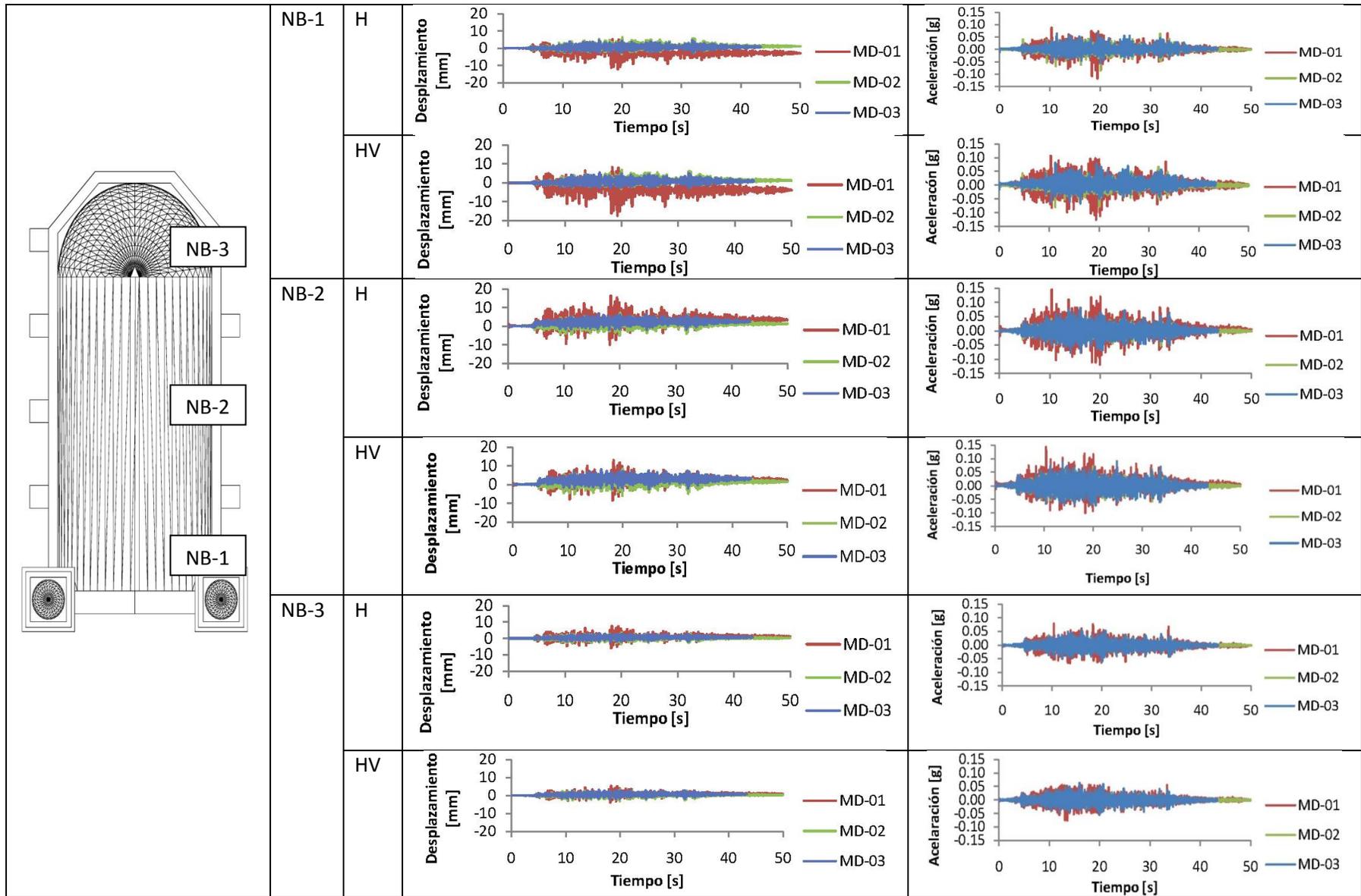


Figura 3.8. Historia de desplazamientos y aceleraciones en Muros

3.4. Comportamiento hysterético

Con las gráficas de histéresis se puede comparar la rigidez de los modelos sometidos a las mismas acciones, así como la forma en que disipan la energía.

En las figuras se observa una tendencia muy similar entre el comportamiento de los lazos hysteréticos para los puntos analizados, y es evidente la diferencia que existe entre el MD-01 y los otros dos modelos modificados; estos últimos tienden a comportarse de manera similar en las gráficas presentadas.

Los lazos hysteréticos del modelo MD-01 resultaron mayores que los presentados en los modelos MD-02 y MD-03, por lo que las deformaciones sufridas por el MD-01 son las máximas en todo el análisis, su rigidez disminuye y la disipación de energía aumenta.

La Figura 3.9 muestra los puntos analizados en la bóveda, se observa que la clave de la bóveda es la que mayores deformaciones experimenta, con un comportamiento de los lazos de histéresis similar para los tres modelos, la pérdida de rigidez que sufre la bóveda en este punto es de gran importancia. En el punto donde la bóveda se une con la fachada, para los modelos MD-02 y MD-03, las deformaciones son mínimas, no así para el modelo MD-01 las cuales son de consideración, registrando desplazamientos incluso mayores que en la clave. Al inicio de la cúpula las deformaciones que sufren los modelos son similares y la pérdida de rigidez no es importante.

En la Figura 3.10 muestra que el cupulín es el elemento que mayores desplazamientos registra, por lo que su pérdida de rigidez es de gran consideración, la disipación de energía es la máxima en este punto. Los campanarios tienen un comportamiento similar al cupulín sin embargo sus lazos hysteréticos son más cerrados que los del cupulín, lo que los vuelve más estables que éstos.

Para los modelos MD-02 y MD-03 en la bóveda y los muros el comportamiento es similar, pese a que no se encuentran a la misma altura, la rigidez del MD-03 se compensa en el MD-02 con el incremento de los contrafuertes, la disipación de energía que experimentan ambos modelos es similar.

Cabe destacar que a mayor altura los desplazamientos aumentan y la pérdida de rigidez es más severa, esto se evidencia en el comportamiento del cupulín y los campanarios.

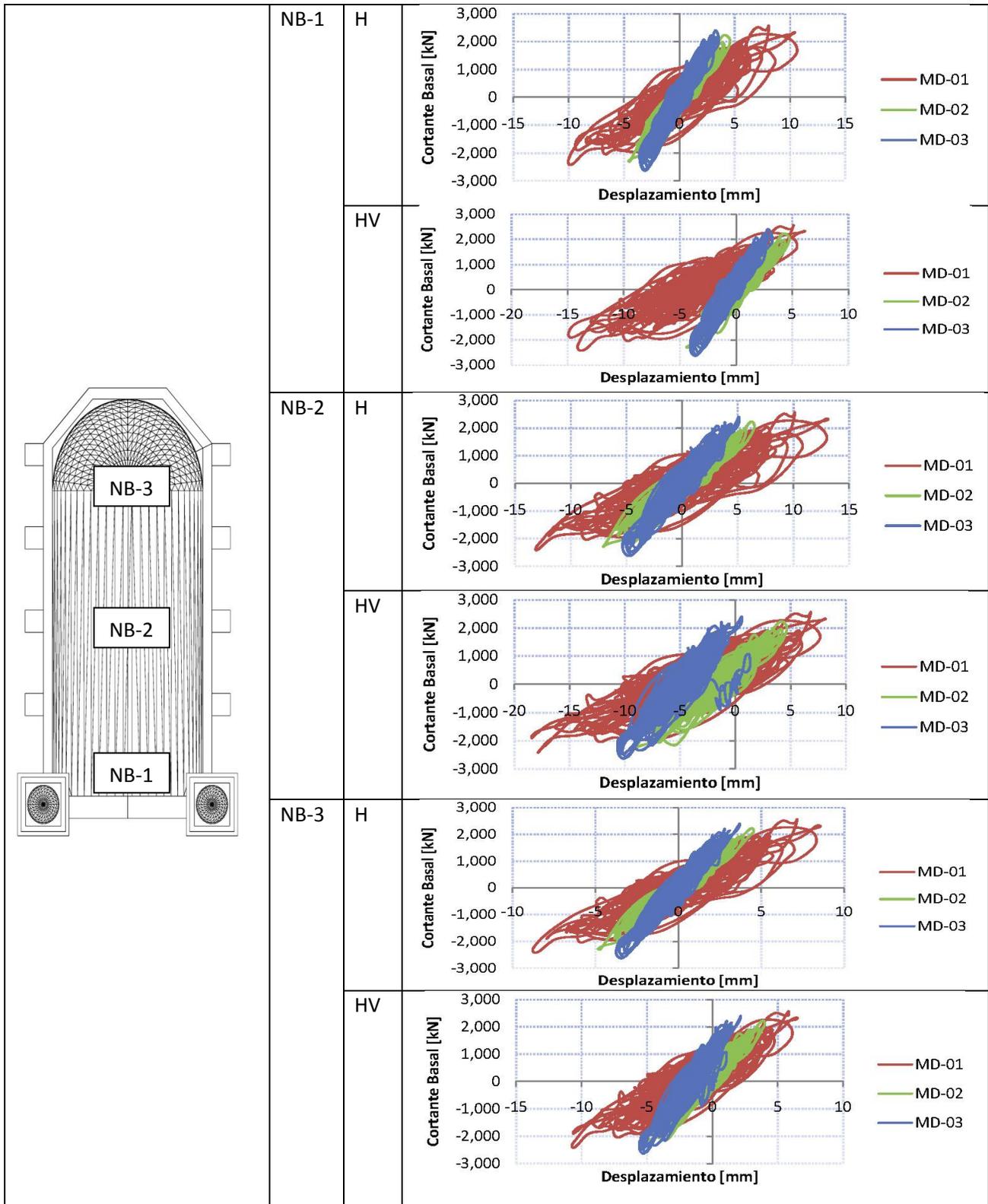


Figura 3.9. Ciclos de Histéresis en Bóveda

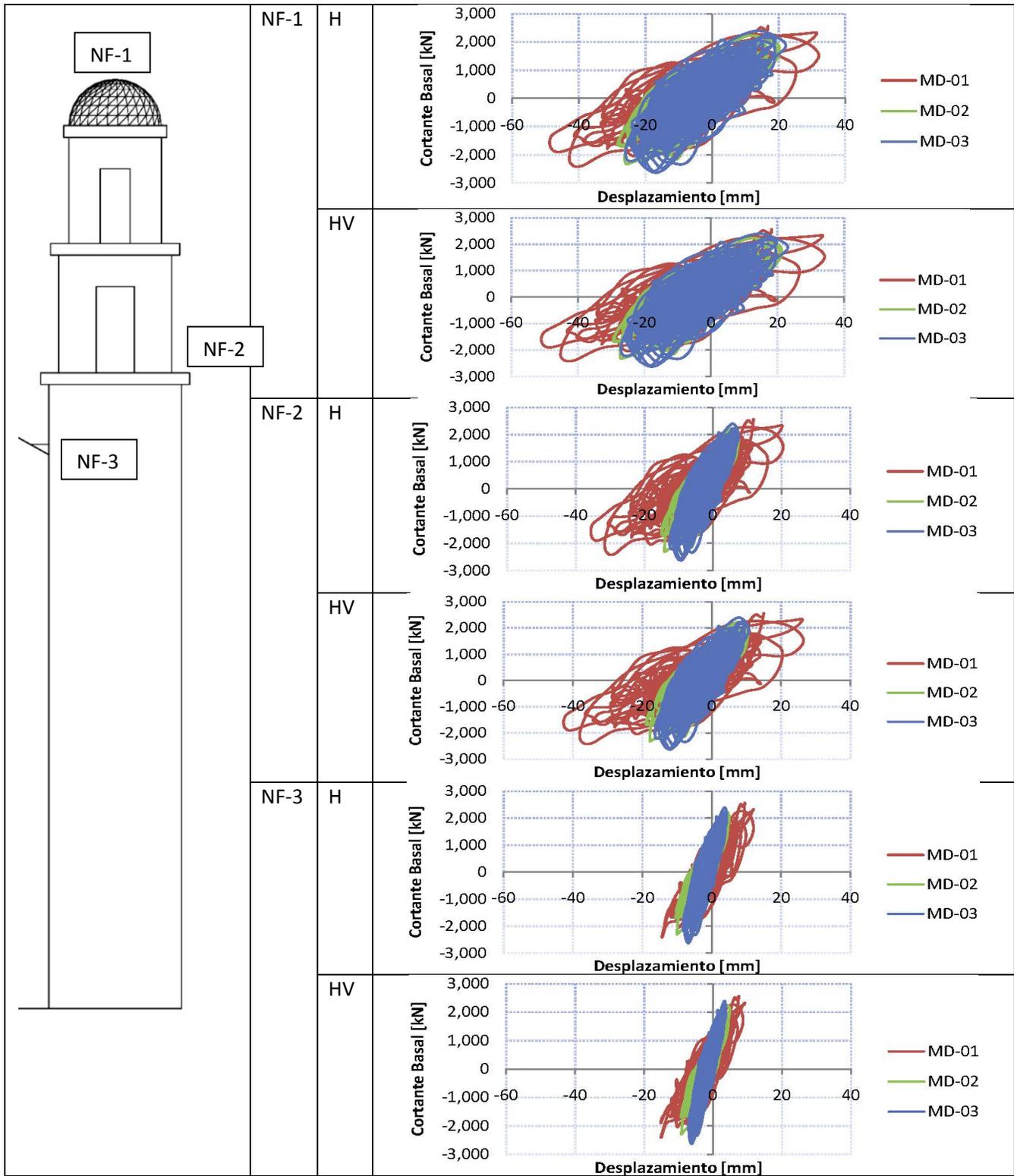


Figura 3.10. Ciclos de Histéresis en Torres y Campanarios

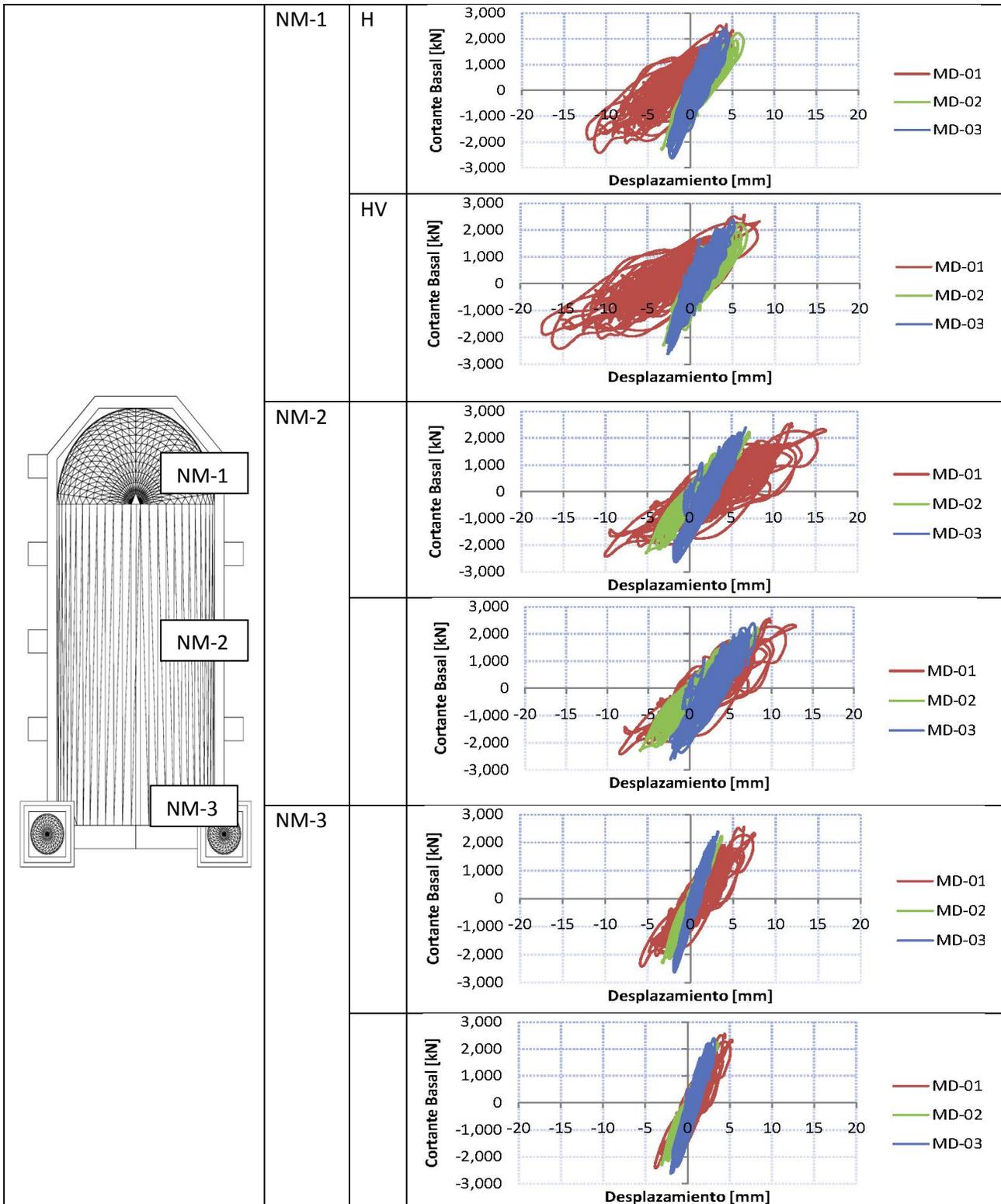


Figura 3.11. Ciclos de Histéresis en Muros

3.4.1. Cortante basal

El cortante basal fue obtenido a partir del análisis no lineal con ANSYS, en la Tabla 3.9 se presentan los valores máximos y mínimos para los tres modelos. En la Figura 3.12 se observa el comportamiento de las historias del cortante basal para los tres modelos, se observa que se reprodujo adecuadamente, y los resultados son congruentes para los modelos estudiados.

Tabla 3.9. Cortante basal aplicado

	Cortante basal [kN]	
	Máximo	Mínimo
MD-01	2,564	2,418
MD-02	2,216	2,297
MD-03	2,390	2,630

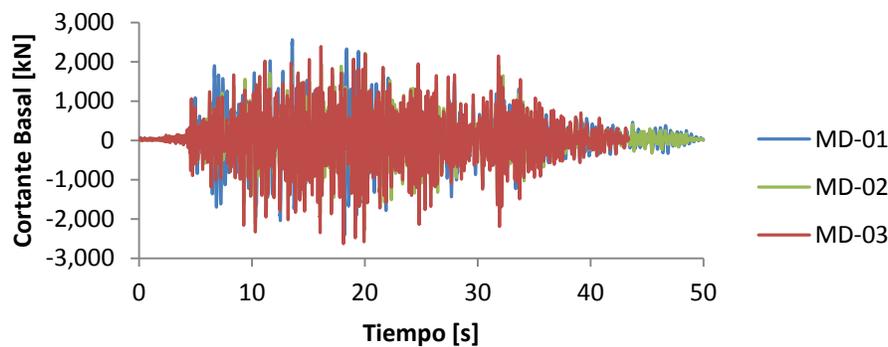


Figura 3.12. Historia del cortante basal

3.4.2. Distorsiones máxima en los modelos

La Tabla 3.10 muestra las distorsiones que sufren los modelos en los muros, los puntos que se analizaron así como sus gráficas se observan en la Figura 3.13. Analizando los resultados para el muro derecho que son los que presentan mayores distorsiones se observa que la mayor distorsión la presenta el modelo MD-01 en el punto NM-2, con un valor de 0.0013 el cual representa un incremento del 127% en relación con el modelo MD-02 y un 76% comparado con el MD-03, los cuales también presentan las mayores distorsiones en este punto. Las distorsiones calculadas en el punto NM-1 tienen un comportamiento similar con distorsiones semejantes, para el punto NM-3 el modelo MD-01 tiene una mayor distorsión que los otros dos modelos para ambos muros.

Tabla 3.10. Distorsiones máximas en los muros

	Altura	NM-1	NM-2	NM-3	NM-4	NM-5	NM-6
		Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo	Máximo
MD-01	12.40	0.00041	0.00131	0.00061	0.00020	0.00066	0.00051
MD-02	12.40	0.00051	0.00058	0.00030	0.00025	0.00038	0.00027
MD-03	9.00	0.00051	0.00074	0.00036	0.00023	0.00026	0.00028

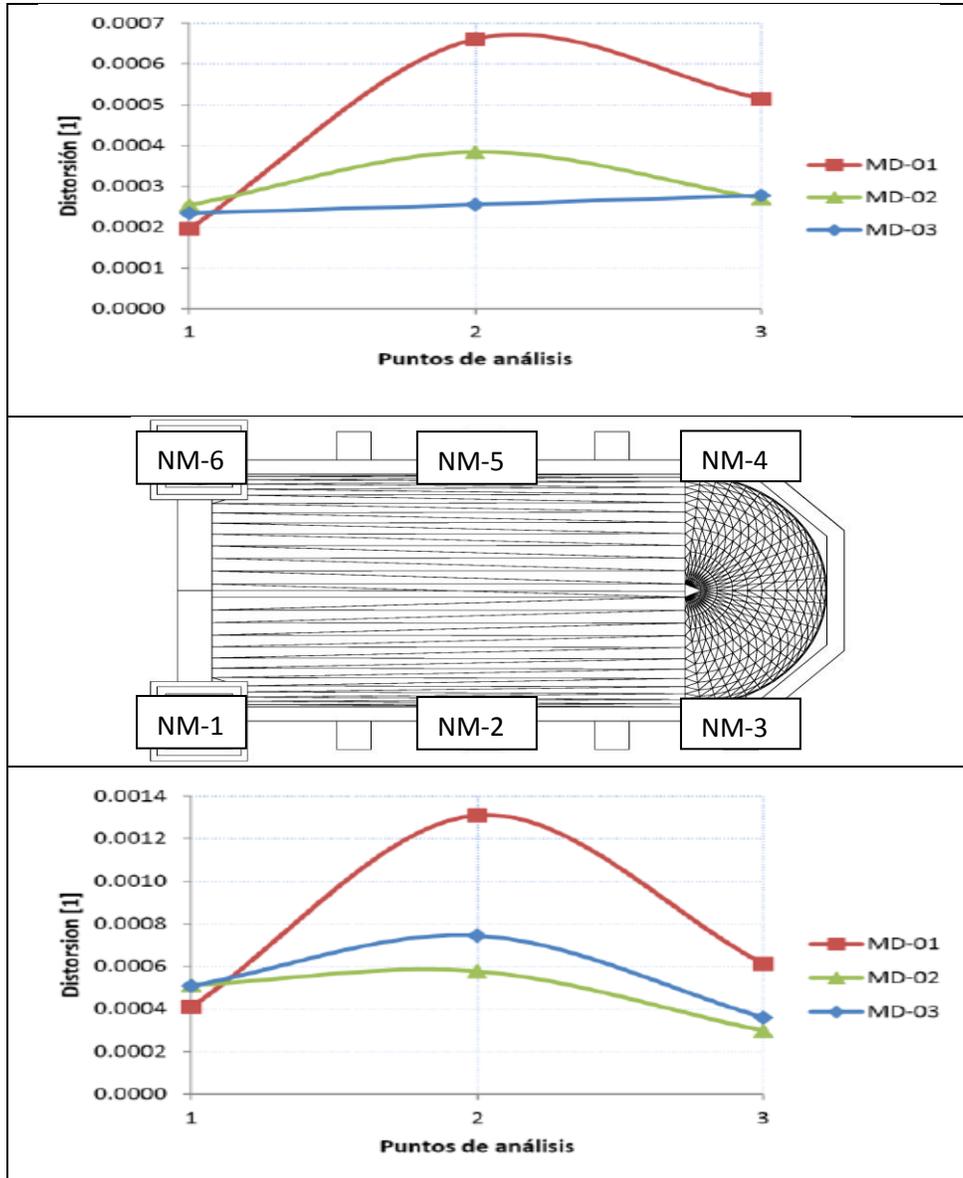


Figura 3.13. Distorsiones en los muros

3.4.3. Rigidez de ciclo

La rigidez de ciclo para los elementos analizados en los modelos se determinó ajustando una línea recta al comportamiento histerético. En la Tabla 3.11 se muestran los valores de rigidez de ciclo que presenta cada modelo, se observa en la tabla que el MD-02 y MD-03 son más rígidos que el MD-01, por lo que su comportamiento resulta más eficiente, de la Tabla 3.12 en donde se muestran las relaciones que guardan dichos modelos se observa que el MD-03 es 170% veces más rígido que el MD-01 en la bóveda, las mayores diferencias las presenta el MD-03 con el MD-01 para los tres elementos analizados. Mientras que las rigideces de ciclo de los modelos MD-02 y MD-03 presentan cambios muy similares en sus tres elementos siendo el mayor el de la bóveda donde el incremento de rigidez que presenta el MD-03 es del 37% en relación al MD-02. El elemento que menor rigidez presenta en la fachada es el cupulín, que en todo el estudio ha sido el elemento más susceptible al movimiento impuesto por el sismo.

Tabla 3.11. Rigidez de ciclo

	Bóveda [KN/mm]	Muros [KN/mm]	Fachada [KN/mm]
MD-01	216.93	226.42	90.36
MD-02	426.64	443.59	128.85
MD-03	585.30	580.51	166.05

Tabla 3.12. Relaciones de rigidez entre los modelos

	Bóveda	Muros	Fachada
MD-01/MD-02	97%	96%	43%
MD-01/MD-03	170%	156%	84%
MD-02/MD-03	37%	31%	29%

3.4.4. Amortiguamiento.

El amortiguamiento durante cada simulación se estimó para cada modelo utilizando el método propuesto por Rinawi. El ancho de la función de transferencia en el rango de la frecuencia se tomó de manera que pudiera considerarse como un grado de libertad. Cuando el modelo sufre daños severos, el ancho de frecuencia debe de reducirse al mínimo para obtener resultados satisfactorios y la función de transferencia calculada con el método se ajuste lo más aproximada a la medida. En las gráficas de la Figura 3.14 se muestran las funciones de transferencia obtenidas para el centro de la clave en la bóveda para los tres modelos, para la estimación del amortiguamiento.

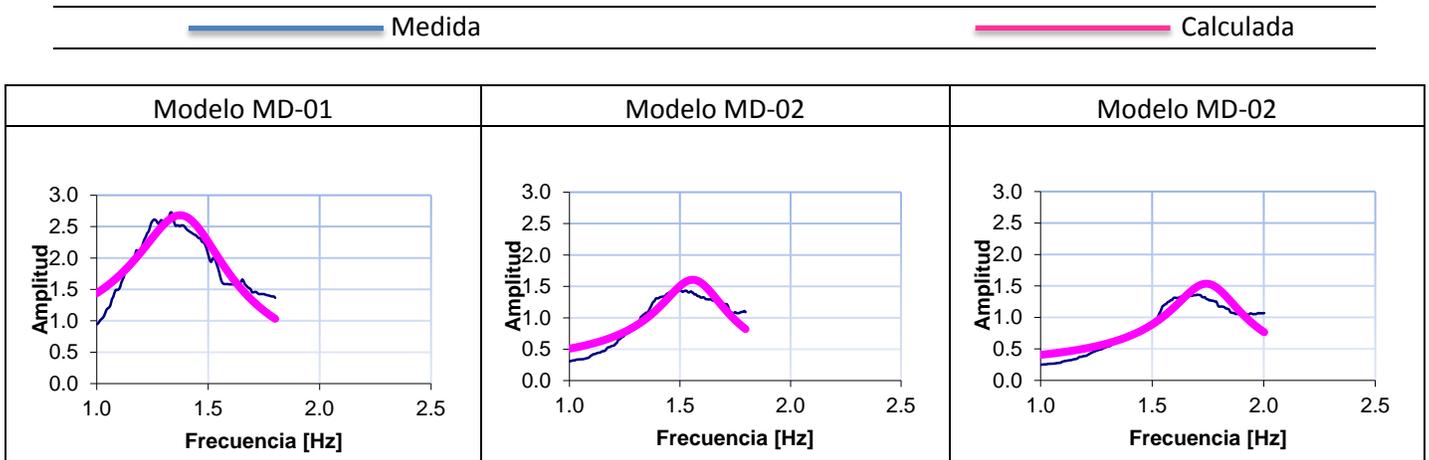


Figura 3.14. Funciones de transferencia

En la Tabla 3.13 se presentan los resultados del amortiguamiento calculado para los tres modelos. La diferencia de amortiguamiento del MD-01 con el modelo MD-02 y 03 son del 49% y 59% respectivamente. Lo que indica que el modelo que mayor cantidad energía liberó fue el MD-01, mientras que los modelos MD-02 y MD-03 liberaron casi la misma cantidad de energía con una diferencia de un 7%.

Tabla 3.13. Amortiguamiento calculado

Modelo	ξ [%]	P [s]
MD-01	14.5	0.71
MD-02	9.7	0.64
MD-03	9.1	0.57

4. Conclusiones y recomendaciones

1. El modelo MD-01 al ser el más alto y esbelto registró los mayores daños, siendo los elementos más afectados la fachada y la bóveda, lo mismo se cumplió para los modelos MD-02 y 03 pero en menor magnitud.
2. Los daños que presenta la fachada, en los tres modelos, son similares a los observados en los templos de este tipo afectados por sismos.
3. Al haber modificado geometría de los contrafuertes en el modelo MD-02, indujo un incremento en su rigidez de 11.6% con respecto al modelo MD-01. Esto redujo los daños y demuestra que con esta modificación se puede mejorar la respuesta de este tipo de templos. Sin embargo, requiere de que exista el espacio suficiente para hacer esta modificación de los contrafuertes. Al reducir la altura de la nave como se hizo en el modelo MD-03, se redujo de manera apreciable el periodo fundamental de vibrar lo que se tradujo en un aumento en su rigidez del 22%. Esto demuestra que la altura es el factor que más influye en la respuesta de este tipo de templos.
4. Al analizar los desplazamientos pudo comprobarse el comportamiento no lineal de este tipo de estructuras; los mayores desplazamientos y aceleraciones se presentaron en el cupulín para los tres modelos y siempre fueron mayores para el efecto conjunto de los componentes horizontal y vertical.
5. En base a los resultados de las distorsiones y la rigidez de ciclo se puede concluir que el modelo MD-01 es el que presenta las mayores distorsiones y la mayor pérdida de rigidez, siendo el cupulín, el centro de la bóveda y muros donde se encontraron las mayores distorsiones para los tres modelos.

Recomendaciones sobre estudios adicionales.

1. Realizar una modelación numérica más detallada de los templos, con modelos más representativos del comportamiento del conjunto piedra-mortero, para predecir de una manera más adecuada el comportamiento de este tipo de edificios.
2. Instrumentar monumentos históricos con el fin de obtener datos que sirvan de base para una mejor modelación numérica.

Bibliografía

Bazán y Meli, (1999). “Diseño sísmico de edificios”, Editorial Limusa, México.

Chávez y Meli, (2007). “Ensaye en mesa vibradora de un templo típico colonial”. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa-Zihuatanejo Guerrero.

Chávez y Meli, (2009). “Simulación numérica no lineal del comportamiento sísmico de un templo típico colonial construido a escala 1:8 y ensayado en mesa vibradora”. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, Puebla.

Chávez, M. (2005). “Estudio experimental de las propiedades mecánicas de mampostería de monumentos históricos”. Tesis de maestría. Facultad de Ingeniería. UNAM.

Chávez, M. (2003). “Técnicas de consolidación de grietas en mamposterías de monumentos históricos”, Tesis de licenciatura. Facultad de Ingeniería. UNAM.

Chávez, M. (2010). “Validación experimental de métodos analíticos para el estudio del comportamiento sísmico de estructuras históricas”. Tesis de doctorado, UNAM.

De la Torre, O; López R; Salazar, A; Roldán J. (2004). “Evaluación estructural y comportamiento de las reparaciones efectuadas a edificaciones históricas”. Revista de Ingeniería Sísmica, No. 70.

Gómez H. (2006). “Comparación de la respuesta sísmica del prototipo de un templo colonial contra su modelo a escala 1:8”. Tesis de maestría, UNAM.

INAH. (2000). Memoria FONDEN 2000. Rehabilitación de inmuebles históricos dañados por los sismos de junio y septiembre de 1999 en los estados de Guerrero, Estado de México, Morelos, Oaxaca, Puebla, Tlaxcala y Veracruz.

Katzman, I. (2002). “Arquitectura Religiosa en México”. Fondo de Cultura Económica, México, D.F.

Lourenço, P. (2004). “Structural Analysis of Historical Constructions, Possibilities of Numerical and Experimental Techniques, Volume 1”. Proceedings of the fourth international seminar on structural analysis of historical constructions. Padova, Italia.

Meli, R; Hernández, O. (1975). “Efectos de hundimientos diferenciales en construcciones a base de muros de mampostería confinada”. Serie No. 350, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Meli, R. (1998). “Ingeniería estructural de los edificios históricos”. Fundación ICA, México D.F.

Molina, L. “Arqueología y restauración de monumentos históricos, Museo Arqueológico de la Universidad de los Andes Mérida”. Venezuela.

Morales H. (2004). “Análisis de la Respuesta Sísmica de un Templo Colonial Típico en Cruz Latina”. Tesis de maestría, UNAM.

Ordaz, M., Montoya C., (1991). “DEGTRA”, Ver. 5.1.0. Programa para computadora, Instituto de Ingeniería, UNAM.