UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

Estudio experimental del comportamiento fuera del plano de la fachada de un templo típico colonial construido escala 1:8

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero civil

P R E S E N T A

Roberto Reyes Guzmán

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Marcos Mauricio Chávez Cano

Ciudad Universitaria, Cd. Mx., Mayo 2017

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

VNIVERSIDAD NACIONAL
AVTONOMA DE
MEXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/004/17

Señor
ROBERTO REYES GUZMÁN
P r e s e n t e

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. MARCOS MAURICIO CHÁVEZ CANO, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO FUERA DEL PLANO DE LA FACHADA DE UN TEMPLO TÍPICO COLONIAL CONSTRUIDO ESCALA 1:8"

RESUMEN
INTRODUCCIÓN
I. ANTECEDENTES
II. DISEÑO DEL EXPERIMENTO
III. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL
IV. RESULTADOS EXPERIMENTALES
V. COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA MEDIDA EN LA DIRECCIÓN LOGITUDINAL CON RESPECTO A LA MEDIDA EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL DEL MODELO
VI. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 18 de enero del 2017.
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

JURADO ASIGNADO:

Presidente:	**M.I. MIGUEL ANGEL RODRIGUEZ VEGA**
Vocal:	**DR. MARCOS MAURICIO CHAVEZ CANO**
Secretario:	**ING. MARCOS TREJO HERNANDEZ**
1er. Suplente:	**DR. ADRIAN POZOS ESTRADA**
2do. Suplente:	**M.I. RODRIGO TAKASHI SEPULVEDA HIROSE**

Tesis realizada en:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. MARCOS MAURICIO CHÁVEZ CANO

A mi Madre Ma. Alejandra, por ser ella
quien abonó día a día mi corazón.

A mi Padre Antonio, pues me enseñó
a ser el hombre que quiero ser.

A mi hermano Adrián a quien agradezco que
creciera conmigo en todos los aspectos.

A mi hermano J. Antonio que en todos los
momentos ha sido una luz en mi camino.

Agradecimientos

A mi tutor de tesis, el Dr. Marcos Mauricio Chávez Cano que me dio la oportunidad de realizar este proyecto.

A la UNAM, a la Facultad de Ingeniería y al instituto de Ingeniería pues les debo con mucha gratitud mi formación académica.

Al M.I. Roberto Duran Hernández por el apoyo brindado en el laboratorio de la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería

A los técnicos del Instituto de Ingeniería, Salomón Trinidad y Raymundo Mondragón quienes siempre auxiliaron la ejecución del proyecto.

A mis compañeros de generación, pues fue con ellos con quienes resolví una ecuación a la vez.

A mis amigos de generación, en especial a Edgar Domínguez, a Jorge C. de la Luz y a Ramsés G. Meza, con quienes pasé la mejor parte mis días en la Facultad.

A mis compañeros de cubículo, Daniel, Saúl, Jordán, y Rigoberto con los que atravesé la inolvidable experiencia de laborar en el edifico 3 del Instituto de Ingeniería.

Contenido

Resumen VIII

Abstract VIII

Introducción 1

Objetivos y alcances 2

1. Antecedentes 4

1.1 Características de los templos coloniales 4

1.2 Daños típicos observados en templos coloniales 5

1.3 Ensaye de templos en mesas vibradoras 8

1.4 Ensaye de un templo típico colonial escala 1:8 11

2. Diseño del experimento 16

2.1 Características del espécimen 16

2.2 Rehabilitación del espécimen 16

2.3 Definición de las acciones sísmicas de prueba 18

3. Descripción del programa experimental 19

3.1 Instrumentación del modelo 19

3.1.1 Transductores de desplazamiento (potenciómetros) 19

3.1.2 Acelerómetros 23

3.2 Calibración de la mesa vibradora 25

3.3 Programa experimental 25

4. Resultados experimentales 28

4.1 Descripción de daños 28

4.2 Desplazamientos y aceleraciones 30

4.3 Variación de los periodos de la estructura 39

4.4 Cálculo del porcentaje de amortiguamiento crítico 42

4.5 Comportamiento histerético 45

4.5.1 Pérdida de rigidez 50

4.5.2 Capacidad de deformación 51

5. Comparación de la respuesta dinámica del modelo medida en la dirección longitudinal con respecto a la medida en la dirección transversal 53

5.1 Comparación de daños 53

5.2 Desplazamientos y aceleraciones 55

5.3 Variación de los periodos de la estructura 58

5.4 Cálculo del porcentaje de amortiguamiento crítico 59

5.5 Comportamiento histerético 60

6. Conclusiones 67

Referencias 68

Resumen

El presente trabajo muestra los resultados obtenidos del ensaye de un templo típico colonial construido a escala 1:8 que fue realizado en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería UNAM, para evaluar la falla fuera del plano de su fachada. Este templo fue ensayado anteriormente para evaluar su comportamiento sísmico y diferentes técnicas de reforzamiento estructural. Debido al daño ocasionado durante la primera etapa de ensayes, fue necesario realizar una rehabilitación del mismo. Esta consistió en el sellado de grietas mediante la inyección de una lechada por medio de gravedad. Una vez rehabilitado el modelo, se implementó un programa de pruebas en la mesa vibradora aplicando movimientos en la dirección longitudinal y vertical del modelo a distintas intensidades. Los movimientos aplicados corresponden a los mismos aplicados en la primera etapa de pruebas. La respuesta del modelo fue medida con acelerómetros y transductores de desplazamiento ubicados en distintos puntos del modelo. Para estudiar el comportamiento fuera del plano de la fachada, el modelo fue colocado de tal manera que el movimiento horizontal de la mesa vibradora coincidiera con el sentido longitudinal del mismo. Con la información registrada, se obtuvieron varios parámetros de la respuesta dinámica del modelo, que además de servir para comprender mejor el comportamiento de la fachada, también, se utilizó para comparar la respuesta dinámica entre las direcciones longitudinal y transversal obtenidas en ensayes previos. Los resultados muestran claramente que el comportamiento fuera del plano de la fachada está estrechamente relacionado con los elementos que la bordean como lo son: las torres de los campanarios y la bóveda de la nave, que restringen este comportamiento, haciendo que este tipo de falla no sea tan representativo en estos templos.

Abstract

The present work shows the results obtained in a test of a typical colonial temple built to scale 1:8 performed at the shaking table of “Instituto de Ingeniería UNAM”, to evaluate the failure out of plane of its facade. This temple was tested previously to evaluate the seismic behavior and different structural reinforcement techniques. Due to the damage caused in the first test stage, it was necessary to make a rehabilitation process. This was done by the sealing of cracks through the injection of a grout by gravity. Once the model was restored, a test program was implemented at the shaking table applying movements in the longitudinal and vertical directions of the model with different intensities. These movements were the same as those applied in the first test stage. The response of the model was measured with accelerometers and displacement transducers located in different points of the model. To study behavior out of plane of the facade, the model was positioned in such a way that the horizontal movement of the shaking table matched with the longitudinal direction of the same. With the gathered information, several dynamic response parameters were obtained for the model, that not only were useful to better understand the facade behavior, but also, were used to compare the dynamic response

between the longitudinal and transversal directions obtained in previous tests. The results clearly show that the out of plane behavior of the facade is closely related with its bordering elements such as: the towers of the bells and the nave's vault, that these elements restrict this behavior, making it uncommon for these temples to fail out of plane.

Introducción

El patrimonio histórico, en muchas ocasiones ha sido edificado en zonas de alta sismicidad como China, India o Italia. El caso mexicano no es ajeno a esta particularidad, pues el territorio, en su costa sur del pacifico y el altiplano puede registrar sismos de magnitud 7 una vez cada dos años y de magnitud 8 una vez cada 15 años, este comportamiento sísmico no ha sufrido cambios significativos en los últimos cinco siglos (incluso mucho antes), por tal motivo, las construcciones que se realizaron en el periodo colonial desde el siglo XVI, estuvieron expuestas a acciones sísmicas equivalentes a las de hoy en día.

Los primeros frailes que llegaron a la Nueva España se enfrentaron con el reto de construir templos en zonas que a diferencia de su país de origen, se encontraban expuestas a una alta actividad sísmica. Estos frailes trataron de llevar a la Nueva España las técnicas y estilos constructivos que habían desarrollado en sus lugares de origen, pero debido a las nuevas circunstancias, tuvieron que ser modificadas de muchas maneras, comenzando por los materiales, que en las primeras construcciones fueron la piedra, la cal, la madera o la paja, siendo los mismos que fueron empleados durante la época prehispánica. Todos los cambios que se efectuaron, tanto de material o de geometría, llevaron al desarrollo de una nueva arquitectura característica de la región.

El impacto que los sismos generan en las distintas construcciones depende de la forma en que las ondas sísmicas llegan al sitio, es decir, de la frecuencia, la amplitud y la duración de las mismas. Los templos que se edificaron en el periodo colonial, estuvieron geográficamente ubicados en zonas de alto riesgo sísmico, como los valles centrales y los actuales territorios de los estados de Michoacán y Oaxaca.

Debido a que los edificios construidos durante el virreinato son muy rígidos, estos se ven más afectados en las zonas cercanas al epicentro del movimiento, donde las ondas son de alta frecuencia, que es la razón por la que estas estructuras han sido severamente dañadas en la costa del pacifico, a este factor, hay que añadir que el movimiento vertical (despreciable en construcciones modernas) afecta de manera importante a estos edificios, aumentando sus efectos, principalmente en los que su cubierta es abovedada como la mayoría de los templos. Lejos del epicentro, este movimiento vertical se va disipando y las ondas pasan a ser de baja frecuencia, representando un menor riesgo para las construcciones coloniales.

La evolución estructural de los edificios coloniales se dio durante el periodo virreinal con el fin de adoptar nuevos estilos arquitectónicos para lograr un mayor refinamiento, pero también con la idea de mitigar los efectos producidos por los sismos, así es como se da el cambio de adobe por la mampostería de piedra, y de esta al ladrillo en las bóvedas. En este sentido, las estructuras se hicieron más robustas, rígidas y pesadas para soportar las fuerzas que se ejercían sobre ellas, pero no se hizo nunca lo contrario, es decir, hacer elementos más ligeros que redujeran las fuerzas de inercia. En cuanto a la fachada, esta pasó a ser de manera plana, a integrar torres robustas laterales formando junto con los muros laterales un cinturón perimetral rígido con buena resistencia sísmica. Estas torres, hasta el siglo XVI no contaban con campanarios, de manera que eran más estables, la adición de los campanarios trajo como consecuencia la separación entre la fachada y las torres.

Los templos coloniales, por su valor histórico y arquitectónico, deben ser preservados en su forma más cercana a la de sus orígenes. Hay partes de estas estructuras que en particular presentan un alto grado de detalle en su ornamentación como el caso de las fachadas.

Objetivos y alcances

En los últimos años, la investigación acerca de los monumentos históricos ha ido cobrando relevancia en el campo de la ingeniería civil, misma que debe garantizar la seguridad estructural de cualquier edificación. Debido a la escasa homogeneidad con que fueron construidos este tipo de edificios, tanto en sus materiales como en sus elementos, su estudio ha resultado más complicado, pues no presentan comportamiento elástico-lineal como las construcciones modernas. A través de la experiencia acumulada por algunos investigadores, se ha podido determinar daños característicos de los templos (Fig.1), y desarrollar métodos de análisis para su estudio, que toman en cuenta la no linealidad de los materiales. Aunque muchos de estos métodos no son del todo prácticos.

Figura 1 Daño característico en las fachadas de templos mexicanos (Alcocer, et al., 1999).

El estudio experimental de modelos que reproduzcan las características de los templos históricos aporta claridad sobre algunos parámetros para su posterior inclusión en los métodos analíticos. En particular, los estudios desarrollados en mesa vibradora permiten estudiar el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras. Aunque por las características de estas, solo es posible probar modelos con una escala muy reducida. Sin embargo, los resultados obtenidos son de gran utilidad para la calibración de modelos analíticos.

En este trabajo se estudia el comportamiento fuera del plano de la fachada de un templo típico de la época Colonial. Este tipo de falla es muy común en iglesias de mampostería localizadas en regiones de Europa como la mostrada en la Figura 2. Sin embargo, en Latinoamérica y más específicamente en México, este tipo de falla es poco probable que se presente y solo se produce la separación de los muros laterales de la nave.

Para estudiar el por qué este tipo de falla no es representativa de los templos mexicanos, se ha implementado un programa de pruebas en mesa vibradora, empleando un modelo a escala 1:8 de un templo típico Colonial. Este modelo será sometido a movimientos sísmicos en su base en las direcciones longitudinal y vertical.

Figura 2 Falla fuera del plano de la fachada de un templo ubicado en Italia (Tizianok, 2012).

Capítulo 1

1. Antecedentes

En este capítulo se hace una breve descripción de las principales características de los templos virreinales. También se señalan los daños más usualmente observados en sismos que han afectado a estos templos. Para finalizar, se presentan algunos ensayes hechos en modelos a escala de templos antiguos en algunos lugares del mundo.

1.1 Características de los templos coloniales

Los templos virreinales de la parte central del país comparten en su mayoría características similares en cuanto a estructuración y materiales, lo que hace posible que con el análisis de un modelo tipo se pueda generalizar la mayoría de los casos.

En general, estos templos comparten las siguientes características: cuentan con una sola nave longitudinal y en ocasiones áreas laterales para baptisterio, sacristía o capillas, es frecuente una nave transversal para dar a la planta la forma de una cruz latina. La fachada principal, es una pared gruesa con pocas aberturas rematada en la parte superior por un frontón que en muchas ocasiones sobresale del nivel de la cubierta. En los extremos de la fachada se encuentran las torres (en uno o dos lados) que se componen de un cuerpo cerrado y robusto. En la parte superior de éstas se encuentran los campanarios con uno o dos niveles, y tienen aberturas que dan forma a postes verticales que sirven de columnas con arcos en dintel. En la parte superior los campanarios se encuentran rematados por la linternilla y el cupulín. La nave longitudinal está cubierta con una bóveda de cañón interceptada por lunetos que por medio de ventanas, dan iluminación. También tiene arcos que rematan en engrosamientos de los muros longitudinales, donde dan forma a columnas por el interior y contrafuertes por el exterior. La función estructural de los arcos se puede poner en duda, pues sus dimensiones son pequeñas en comparación con el espesor de la bóveda (estable por si sola). (INAH, 2000)

Los muros laterales son ciegos excepto por las aperturas de los lunetos. Los ejes de los arcos de la techumbre suelen ser esbeltos y poco efectivos para contribuir a las cargas sísmicas.

Los arcos y columnas dividen la nave en crujías; en la primera, se encuentra el coro arriba de una estructura abovedada. La última crujía es el ábside, la anterior es el crucero, cubierta por la cúpula apoyada en un tambor y que reparte sus cargas por pechinas.

El material de construcción es mampostería de piedra, con distintas calidades y dimensiones. El mortero es a base de cal y arena, aunque a veces, se han encontrado en construcciones más elementales, donde las piedras se unen con lodo. Las bóvedas y arcos son de ladrillo, aunque también pueden ser de mampostería de piedra (INAH, 2000).

1.2 Daños típicos observados en templos coloniales

A partir de las observaciones realizadas después de la ocurrencia de sismos como el sucedido en el año 1999 en la ciudad de Puebla, se han podido registrar las formas más comunes en la que fallan los distintos elementos estructurales que componen estos templos, siendo los de mayor relevancia los mostrados en la Figura 1.1 y citados a continuación (INAH, 2000).

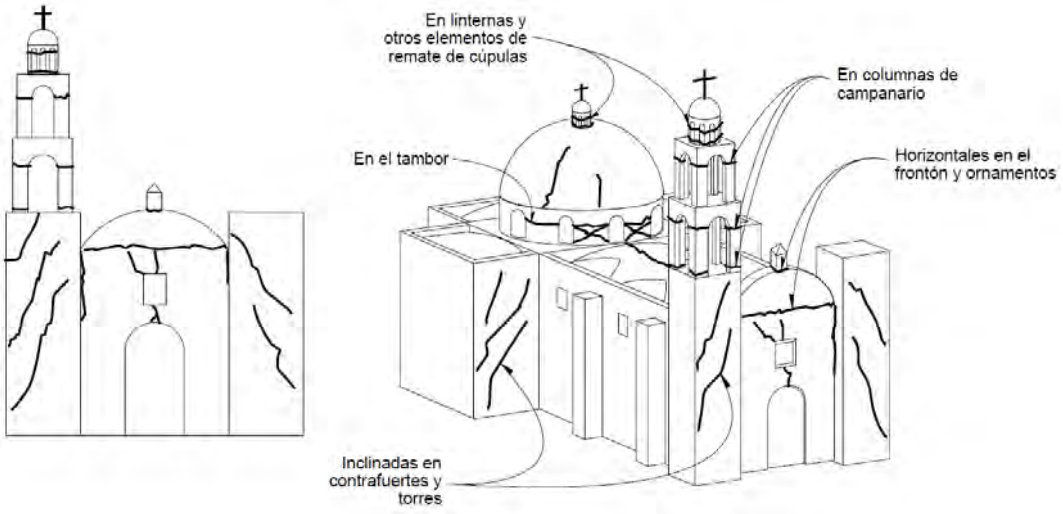

Figura 1.1 Daños comunes en templos debido a acciones sísmicas (Alcocer, et al., 1999).

- Campanarios: debido a su esbeltez y su gran altura presentan grandes fuerzas laterales. Las grietas se presentan en columnas que limitan las aberturas y en los arcos que sirven de dintel sobre dichas aberturas, agrietamiento horizontal en las partes bajas de las columnas y agrietamiento diagonal del cuerpo bajo de la torre (integrado a la fachada) que produce un deslizamiento sobre la grieta, que puede producir el colapso de la parte superior a la grieta. En ocasiones, el agrietamiento diagonal se produce en la parte central de la fachada (debilitada por la puerta de acceso y el rosetón). También es frecuente encontrar grietas verticales en la unión con la fachada.
- Fachada: agrietamiento por flexión horizontal en la base del frontón a nivel de cubierta. En ocasiones, separación entre la fachada y el resto del templo. También grietas por efecto de fuerzas cortantes por la vibración de las torres y muros, principalmente cuando hay buena conexión entre ellos.
- Muros: se ha observado el desplome de los muros hacia afuera debido al empuje que ejerce la bóveda (esto, debido al efecto acumulado de sismos) y suelen presentar agrietamientos horizontales. De igual forma tienen agrietamientos verticales o ligeramente diagonales a partir de la zona superior de unión con muros adyacentes.

- Contrafuertes: en ocasiones, agrietamiento diagonal por empujes laterales. También, suele haber una separación entre el contrafuerte y el muro, debido a su gran peso que provoca un asentamiento en el suelo.
- Cubierta: como los muros que le sirven de apoyo son muy flexibles a vibraciones perpendiculares a su plano, esto induce movimientos que generan grietas en la clave de las bóvedas por el intradós, en los riñones por el extradós y en el desplante. Igualmente se presentan en el tambor de la cúpula por el peso de estas (fallas diagonales por cortante).

En la Figura 1.2 se observan los daños sufridos tras el sismo de Tehuacán de 1999.

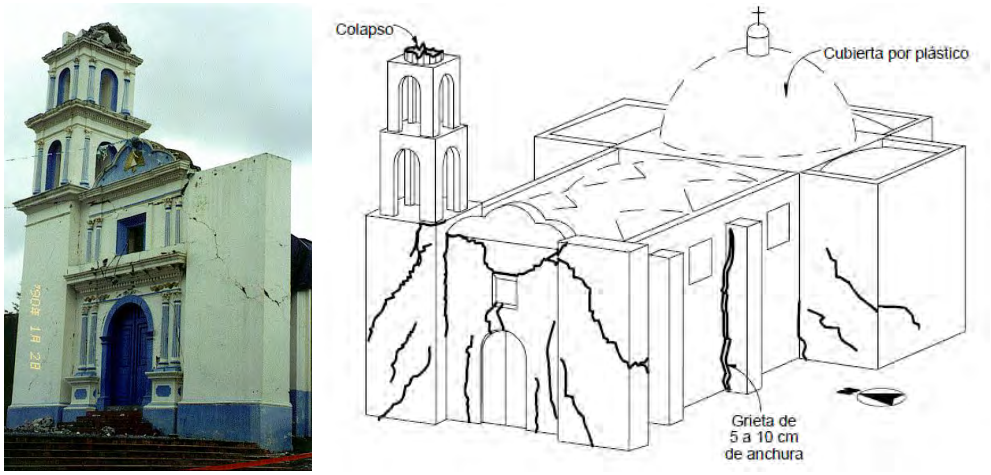

Figura 1.2 Daños sufrido a la iglesia de Cosamaloapan en Ciudad Serdán, Puebla (Alcocer, et al., 1999).

Se han realizado estudios en los que con ayuda de algún programa de computo se simula la manera en que los sismos afectan a esta clase de estructuras y los resultados revelan que la dirección transversal es la más desfavorable, en este caso, el daño en la fachada presenta agrietamiento diagonal pero también vertical en su unión con las torres, esto debido a las fuerzas de inercia que producen los campanarios en esta dirección, las pilastras de los campanarios también sufren daño y ocasionan su colapso. Por otra parte, la bóveda resulta seriamente dañada en la parte cercana a la fachada. El parapeto de los muros laterales también sufre daño, causado por el empuje de la bóveda sobre los muros. Estos últimos también se ven afectados y las grietas se forman principalmente al centro de la nave. En la dirección longitudinal, el único daño observado fue en los campanarios. También, las torres tienden a separarse de la nave, pero no alcanzan a ser una condición de inestabilidad estructural. (Peña y Chávez, 2016)

El comportamiento estructural depende tanto de la geometría como de los materiales empleados, se ha observado que los templos carentes de torres en los laterales de la fachada y sin bóveda de ladrillo, presentan comúnmente una falla fuera del plano de su fachada al ser sometidos a acciones sísmicas. Los templos con bóveda de madera y sin las torres laterales de la fachada son comunes en Europa, y en zonas con una alta

actividad sísmica como lo es Italia, este tipo de templos son altamente vulnerables. Esto ha sido evidente en el sismo de L´Aquila de 2009 o más recientemente en agosto de 2016 con el sismo del centro del país, donde se ha presentado frecuentemente la falla fuera del plano. Casos similares pueden encontrarse en otros lugares del mundo como Chile o Nueva Zelanda donde también hay alta sismicidad y los templos comparten ciertas tipologías como las bóvedas de madera y la carencia de torres. La Figura 1.3 expone lo anterior.

Curicó, Chile, 2010

(Juan Carlos Romo y Harold Castillo, 2010)

Chistchurch, Nva. Zelanda, 2011

(João Leite, 2011)

Centro de Italia, 2016

(Tiberio Barchielli., 2016)

Figura 1.3 Falla fuera del plano en distintas regiones del mundo.

1.3 Ensaye de templos en mesas vibradoras

Se tienen algunos registros de ensayes en mesa vibradora de templos de mampostería alrededor del mundo, aunque estos son escasos. Uno de los primeros modelos ensayados fue el realizado en el laboratorio de Skopje, Macedonia, en 1995. Se trata del modelo de la iglesia de St. Nikita, construido a escala 1:2.75. Este es un modelo representativo de las iglesias de estilo bizantino de Macedonia (Fig. 1.4).

Figura 1.4 Iglesia de St. Nikita. Prototipo y modelo escala 1:2.75 (Shendova, et al., 2012).

A este primer ensaye le siguieron otros en el periodo de 2006 a 2009, cuyo propósito fue estudiar la protección contra sismos de monumentos históricos mediante tecnologías reversibles, el plan de trabajo incluía mezquitas, catedrales e iglesias.

La estructura que fue elegida como representativa de las mezquitas fue la de Mustafa Pasha en la ciudad de Skopje (Fig.1.5).

Figura 1.5 Mezquita de Mustafa Pasha. Prototipo y modelo (Shendova, et al., 2012).

Este es uno de los más grandes y mejor preservados ejemplos de la arquitectura sacra Otomana. El programa de ensayes fue dividido en tres partes. En la primera, el modelo fue sometido a un movimiento de baja intensidad causando daños superficiales. En la segunda, el objetivo fue hacer fallar la estructura rehabilitada y reforzada. La tercera prueba se realizó con el modelo rehabilitado después de haber sufrido severo daño. El sismo seleccionado fue el de Petrovac, Montenegro, de 1979, con una intensidad de 6 en la escala Mercalli.

Con este estudio se pone en evidencia el mejoramiento de la resistencia sísmica del monumento después de haber sido rehabilitada y reforzada.

En otro estudio para evaluar el comportamiento de catedrales, se eligió la de Fossanova, ubicada en la provincia de Latina, Italia (Fig. 1.6). Con estilo arquitectónico gótico.

Figura 1.6 Catedral de Fossanova Abey. Prototipo y modelo escala 1:5.5 (Shendova, et al., 2012).

El modelo fue diseñado como una réplica muy detallada para conservar los factores de escala, sobre todo en términos de respuesta dinámica. Fue construida a escala 1:5.5. Después de haber sometido el modelo a la primera prueba, las fracturas fueron reparadas con un mortero a base de cemento y aluminio. Posteriormente, incorporando algunos refuerzos en el modelo como barras presforzadas, se procedió a una prueba final. Se concluyó que el reforzamiento mejoró la estabilidad de la estructura en aceleraciones casi 3 veces mayores.

En ambos casos, en las pruebas en mesa vibradora de la mezquita de Mustafa Pasha y la catedral de Fossanova, las acciones sísmicas fueron aplicadas solo en la dirección horizontal.

Otro ensaye de este tipo es el que se realizó en la República de Macedonia. El modelo es representativo de la iglesia de St. Nikola (Fig. 1.7), ubicada a 150 km de la ciudad de Skopje. El modelo fue diseñado a escala 1:3.5.

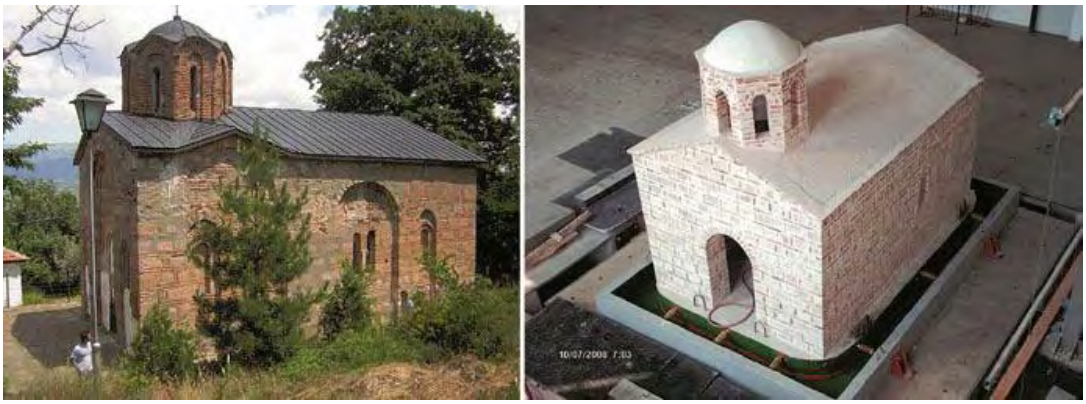

Figura 1.7 Iglesia de St. Nikola. Prototipo y modelo. Escala 1:3.5 (Shendova, et al., 2012).

De manera similar que en los ensayes anteriores, el programa de pruebas fue dividido en dos partes: la primera consistió en montar el modelo sobre una base móvil deslizante, mientras que en la segunda parte, el modelo estuvo montado sobre una base fija. Este ensaye se hizo porque se esperaba que el modelo sobre la base móvil no sufriera daños. Esta suposición fue confirmada al someterlo a la máxima capacidad de aceleración de la mesa vibradora mediante pruebas escaladas. En este experimento, se demostró la efectividad de la base deslizante frente a la fija, pues también redujo la amplificación de las aceleraciones en las partes más altas del modelo. El sismo elegido en este modelo fue el ocurrido el 1979 en Petrovac, Montenegro.

En Estambul, Turquía, se realizó un programa para la conservación de estructuras históricas similar al realizado en Macedonia. El objetivo fue comparar la respuesta dinámica entre un modelo sin ninguna clase de refuerzo y el mismo modelo, rehabilitado y reforzado. Para este estudio, se eligió la iglesia de Sta. Irene (Fig. 1.8), ubicada en Estambul por ser débil estructuralmente en la dirección transversal.

Figura 1.8 Iglesia de Sta. Irene. Prototipo y modelo. Escala 1:10 (Croci, et al., 2012).

El modelo fue construido en escala 1:10. La prueba se realizó en dos etapas: la primera con el modelo sin ninguna clase de refuerzo, mientras que en la segunda se encontraba rehabilitado y reforzado.

El modelo, sufrió algunas simplificaciones y fue construido con tres materiales diferentes, mientras que dos fueron ocupados para simular la mampostería, otro más fue para diseñar un muro equivalente al ábside.

1.4 Ensaye de un templo típico colonial escala 1:8

En México, en el año 2007, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se realizó el ensaye en mesa vibradora de un templo típico Colonial escala 1:8 para estudiar el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras.

El espécimen es un versión simplificada de los templos poblanos, cuenta con una sola nave cubierta con bóveda de cañón corrido, dos torres y contrafuertes relativamente altos (Chávez, 2010). La construcción de este prototipo está hecha a base de mampostería de piedra para sus muros, fachada y torres, para la bóveda y campanarios se usó mampostería de ladrillo, para todo el modelo se usó como cementante un mortero hecho a base de cal y arena. La Tabla 1.1 muestra las propiedades mecánicas de la mampostería de piedra empleada, mientras que la Tabla 1.2 lo hace para la mampostería de ladrillo.

Tabla 1.1 Propiedades mecánicas de la mampostería de piedra (Chávez, 2010).

	Piedra		**Mortero**		**Mampostería**		
Contenido de piedra y mortero	**Densidad**	**Resistencia a la compresión**	**Densidad**	**Resistencia a la compresión**	**Densidad**	**Resistencia a la compresión**	**Módulo de elasticidad**
	Kg/m3	**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 1.2 Propiedades mecánicas de la mampostería de ladrillo (Chávez, 2010).

Ladrillo		Mortero		Mampostería		
Densidad	Resistencia a la compresión	Densidad	Resistencia a la compresión	Densidad	Resistencia a la compresión	Módulo de elasticidad
Kg/m3	MPa	Kg/m^3	MPa	Kg/m^3	MPa	Mpa
1612	11.7	1683	0.79	1541	3.9	471

Las dimensiones del modelo son las siguientes: longitud de 4 m, ancho de la nave de 2.35 m, una altura de 2.15 m en la bóveda y de 3.5 m en los campanarios. El espesor de los muros es de 0.2 m y el de la bóveda de 0.1 m. Su peso total es de 105 kN (10.74 t). La Figura 1.9 muestra más detalladamente el diseño geométrico.

La elección del factor de escala (1:8) estuvo dado por las limitaciones de la mesa vibradora (tanto en capacidad de carga como en espacio). Para la elaboración de un prototipo que se asemeje más a los templos reales se requeriría aumentar el factor de escala, lo que implicaría que el modelo ya no fuera representativo. Así, lo que se obtuvo fue una versión simplificada pero que conserva las características básicas de los templos reales.

Para la interpretación, ensaye, diseño y modelaje de prototipos a escala, se hace uso de la teoría de modelación y las leyes de similitud, pero a causa del tamaño de estas estructuras virreinales y la escala seleccionada, no fue posible cumplir estrictamente con los requisitos del análisis dimensional, entonces, para incrementar los esfuerzos estáticos, se colocó de manera distribuida sobre la bóveda un peso de 489 N (50 kg) (lingotes de plomo) hasta alcanzar los 19.6 kN (2 t), esto es equivalente al 16% del peso requerido para cumplir con los requisitos de similitud dinámica. Esto significa, que los resultados son cuestionables debido al incumplimiento de algunos requisitos para el análisis dimensional, entonces, el diseño del modelo y el criterio para su ensaye e interpretación se basaron en considerar al modelo como un prototipo (Chávez, 2010).

El programa experimental consideraba diferentes etapas con ausencia de refuerzo y daño, para después ser rehabilitado y sometido de nuevo a cargas sísmicas con el modelo reforzado. Los acelerogramas empleados en el programa experimental se presentan en la figura 1.10. A continuación, se describen las etapas del programa experimental.

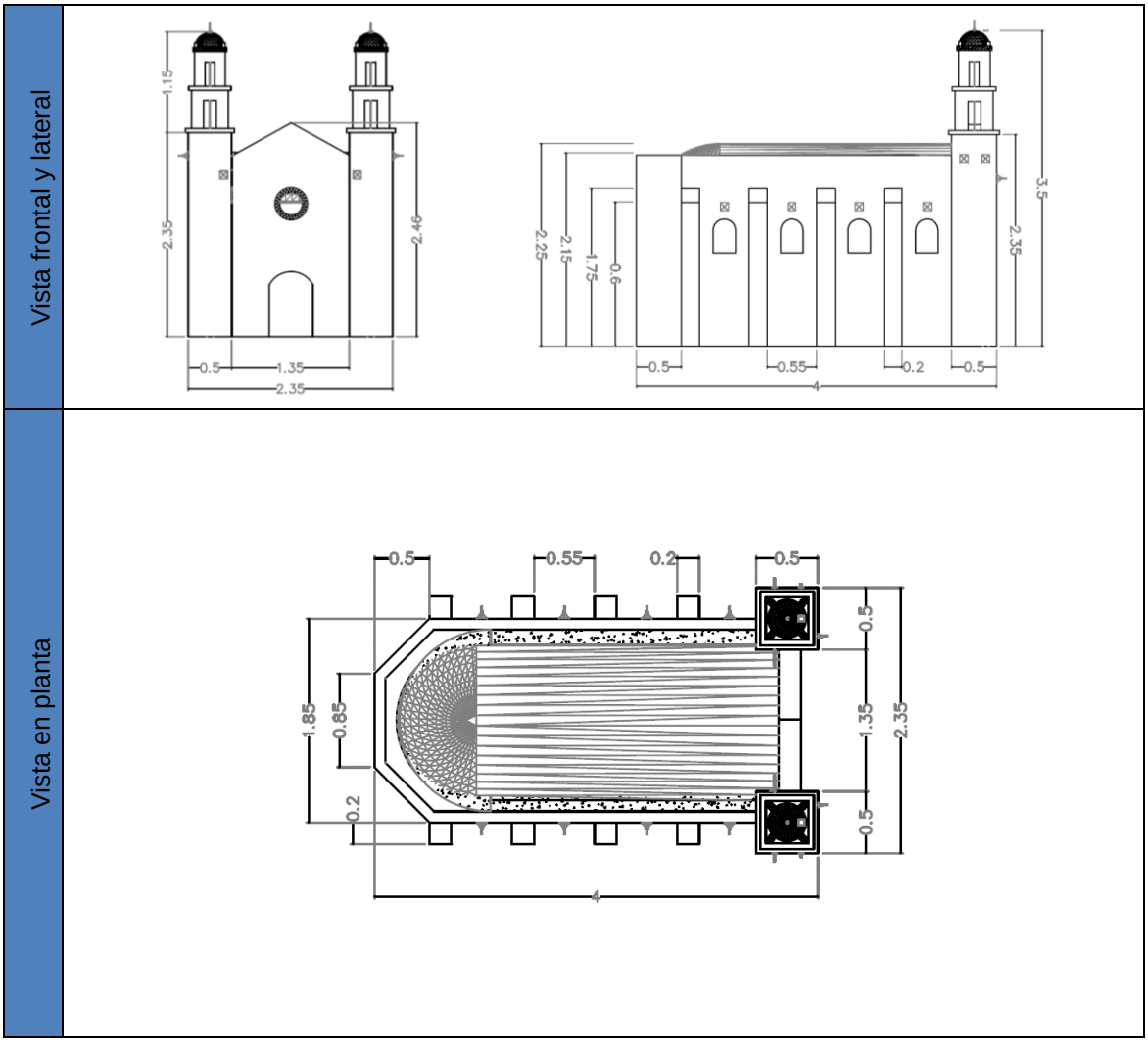

Figura 1.9 Diseño geométrico del modelo.

Primera etapa. El objetivo de la primera etapa era determinar el comportamiento del modelo en su estado original. Se trataba del modelo MVTEMP-00 que no presentaba ningún daño previo. Sin embargo, tuvo que ser cancelada, pues al inicio de la prueba, antes de aplicar la primera señal sísmica, el sistema de control de la mesa vibradora presentó una falla produciendo un movimiento súbito que produjo daños significativos en el modelo. La fachada presentó grietas de hasta 50 mm de espesor y el frontón quedó completamente dañado, una de las torres tuvo un desplome de 40 mm y sufrió daños en toda la estructura, siendo aún más notables en el muro izquierdo. Debido a lo repentino del movimiento, no se pudo registrar información alguna sobre el comportamiento del modelo. Aun así, se decidió rehabilitar el modelo y seguir con el programa.

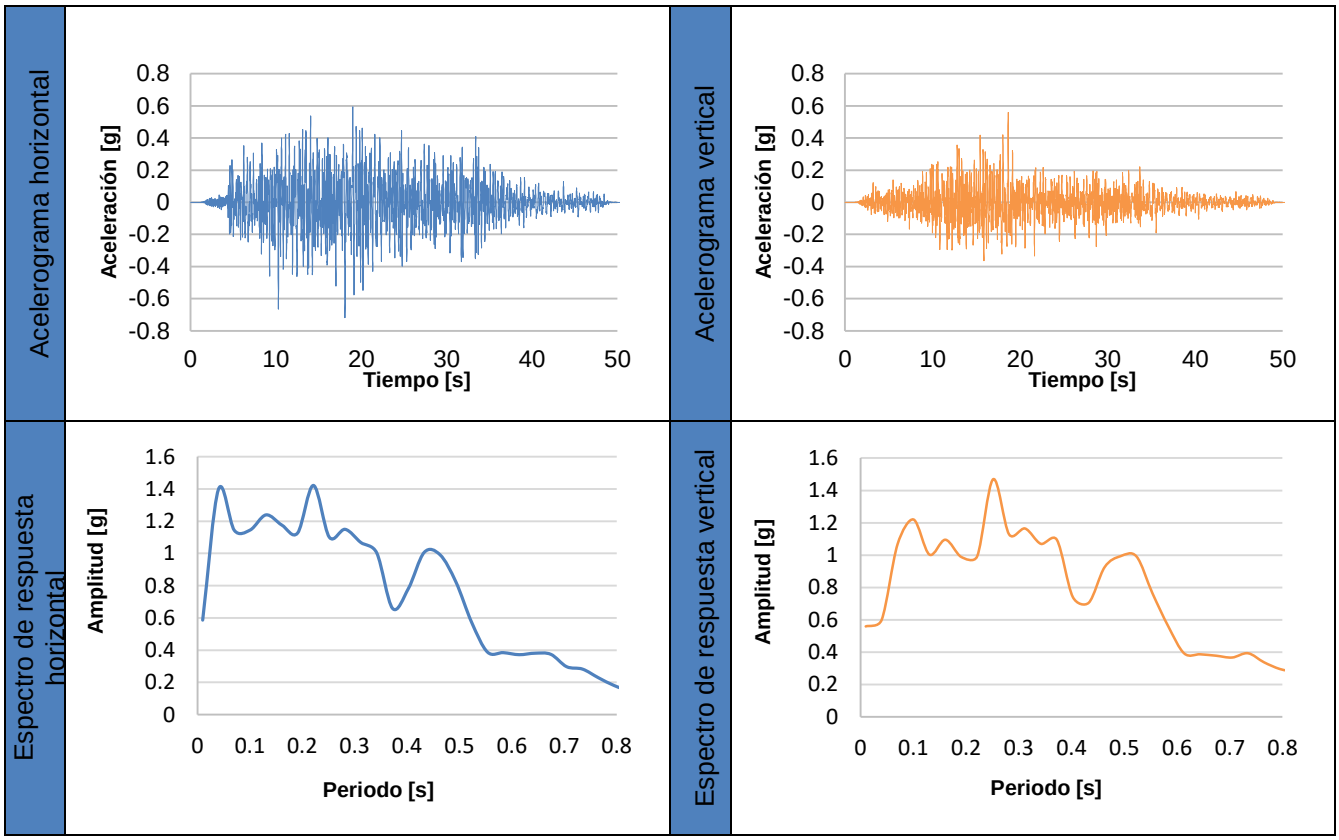

Figura 1.10 Acelerogramas y espectros de respuesta del sismo Cal.

Segunda etapa. Debido a los daños presentados en la etapa previa, se tuvo que corregir la geometría y estructura del modelo. Las grietas fueron consolidadas mediante la inyección de una lechada cementante y el modelo paso a ser denominado MVTEMP-01. El propósito de esta etapa fue observar el comportamiento del modelo rehabilitado. Al finalizar este ciclo de pruebas, el modelo presentó daños longitudinales en la bóveda, el colapso de ambos campanarios, el desprendimiento del muro y la fachada de una de las torres, así como también el agrietamiento del muro izquierdo. La máxima aceleración que presentó en la base del modelo fue de 0.47 g.

Tercera etapa. En esta etapa, la finalidad fue estudiar el comportamiento de la estructura rehabilitándola y empleando algunos sistemas de refuerzo convencionales y que no alteraban la estructura original de manera significativa. Se pudo comprobar la efectividad del refuerzo, que consistió en la inyección de lechada en las grietas, la colocación de barras de acero tipo ”cold rolled” de 5/16´´ postensadas de manera transversal en el arranque de la bóveda y una malla electrosoldada clavada y recubierta en las torres para evitar el colapso de los campanarios que fueron reconstruidos. El modelo fue denominado MVTEMP-02. Al término de la prueba, la fachada presentó una falla por cortante y los campanarios se dañaron justo donde terminaba la malla electrosoldada colocada. La máxima intensidad de movimiento soportada fue superior a la anterior etapa con un valor de 0.56 g. La Figura 1.11 muestra el refuerzo empleado en el modelo MVTEMP-02.

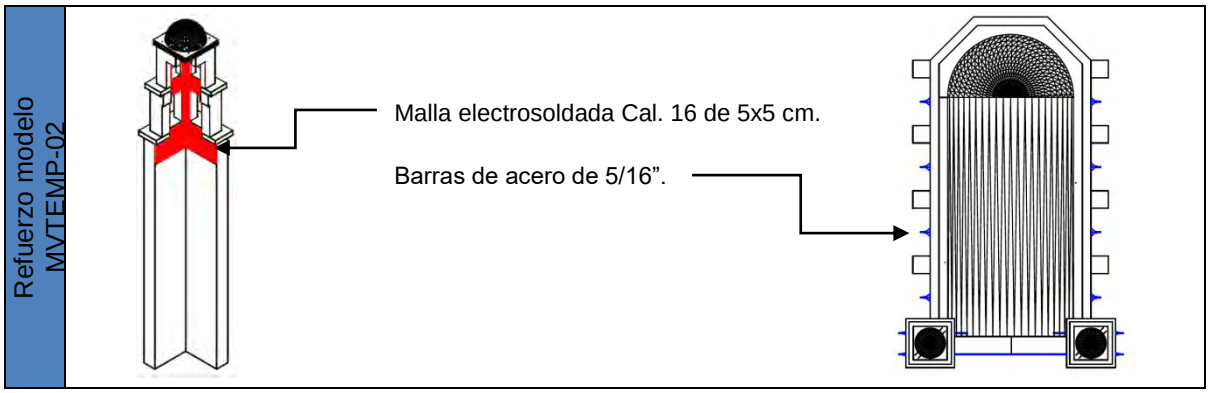

Figura 1.11 Refuerzo del modelo MVTEMP-02.

Cuarta etapa. El modelo fue rehabilitado nuevamente y fue denominado como MVTEMP-03, en este modelo, el refuerzo empleado fue más completo, se insertaron barras de acero postensadas verticalmente en las torres de los campanarios, se reconstruyeron los elementos dañados y se inyectaron nuevamente las grietas. También se colocó una cadena de concreto reforzado alrededor de la parte superior de la bóveda haciendo un cinturón de confinamiento. En esta etapa, los campanarios no presentaron daño alguno, aunque el ábside resultó severamente dañado. La bóveda presentó grietas longitudinales en el intradós y el trasdós, los muros sufrieron agrietamiento longitudinal en su base por la flexión y la fachada tuvo grietas pequeñas por cortante en forma diagonal. El objetivo fue la evaluación y comparación de la eficacia de un modelo con este tipo de refuerzo con respecto a un modelo carente de él. El refuerzo permitió incrementar los esfuerzos inducidos hasta 100 % en comparación al modelo MVTEMP-01con una intensidad máxima de movimiento de 0.89 g. La Figura 1.12 expone el refuerzo del modelo MVTEMP-03. Más detalles de este programa experimental se encuentran en Chávez, 2010.

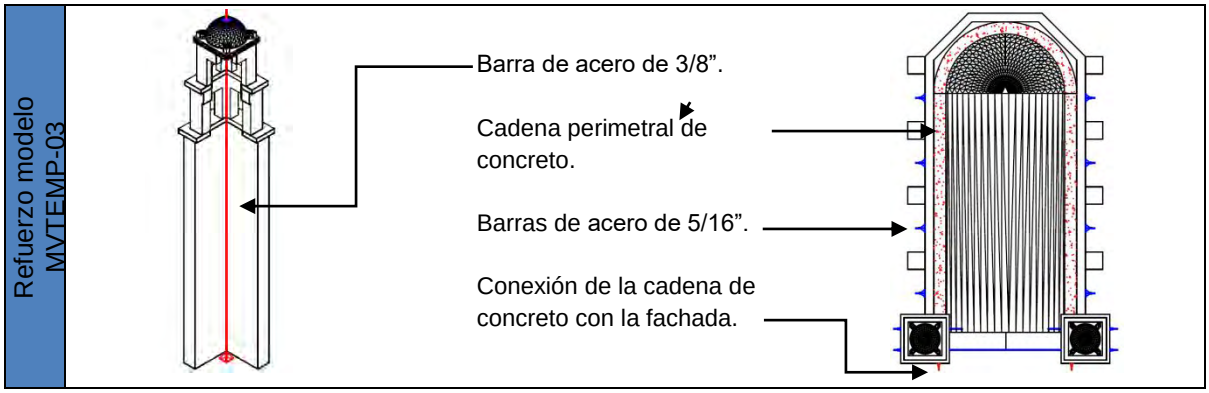

Figura 1.12 Refuerzo del modelo MVTEMP-03.

Capítulo 2

2. Diseño del experimento

En este capítulo se describen las principales características del modelo, exponiendo los materiales empleados y su geometría, así como el proceso de rehabilitación a que fue sometido. También se describe las características del sismo empleado para este programa experimental.

2.1 Características del espécimen

El espécimen seleccionado para este estudio fue el mismo que se utilizó en Chávez, 2010 descrito en el capítulo anterior. Este cuenta con características que pertenecen a los templos del estado de Puebla en la parte central de México. Se eligió este tipo de templo por ser uno de los más vulnerables ante la acción de los sismos.

La configuración típica de las iglesias poblanas está compuesta por una planta en forma de cruz latina con una nave principal que mide 20 m por 58 m en promedio, su bóveda es de cañón corrido y alcanza una altura de 18 m. Las torres adosadas a la fachada son esbeltas y con una altura promedio de 28 m. En la nave principal y transversal se encuentra un domo hemisférico apoyado en un tambor. Tiene pequeños contrafuertes a lo largo de la nave principal, el coro se ubica en la primera crujía (Morales, 2004).

La escala seleccionada del espécimen fue 1:8 por las limitaciones técnicas de la mesa vibradora (capacidad de carga y espacio de la misma mesa), el espécimen es una versión simplificada de un templo típico de Puebla.

Para poder hacer una comparación de la respuesta de este modelo con los ensayes previos, se conservaron los sistemas de refuerzo empleados en el modelo MVTEMP-03. Estos sistemas son: los tensores de acero, el postensado de las torres y la cadena perimetral de concreto.

2.2 Rehabilitación del espécimen

El espécimen, por tratarse del mismo al que se hace referencia en Chávez, 2010 como MVTEMP-03, tuvo que someterse a un exhaustivo proceso de rehabilitación para reparar los daños ocasionados durante el anterior programa de pruebas. Para propósitos de identificación en este nuevo programa de pruebas, el espécimen se ha denominado como MVTEMP-04.

La rehabilitación consistió en dos partes: la inyección de grietas mediante una lechada cementante, y la reconstrucción de partes severamente dañadas siendo la de mayor importancia la del muro del ábside.

La inyección consistió en dejar fluir por gravedad la lechada al interior de la grieta mediante tubos de 15 cm de longitud previamente colocados que penetraban hasta la mitad del espesor del muro. Cada tubo se coloca con separaciones de 20 cm entre uno y otro a lo largo de la grieta. Una vez colocados todos los tubos necesarios, se debía limpiar todo el material suelto de las grietas y lavarlas con agua corriente. Se continuaba con el sellado de las grietas aplicando una capa de mortero en el exterior de ellas. Lo anterior se observa en la Figura 2.1. Cuando este mortero había endurecido, se comenzaba con la inyección de agua para saturar todos los elementos de la mampostería aledaña a la grieta y también para detectar posibles fugas. El último paso consistió en la inyección de la lechada comenzando por la boquilla del tubo inferior de la grieta hasta el punto que comienza a fluir por el tubo inmediato superior, en ese momento se tapaba la boquilla y se continuaba con la inyección de la siguiente boquilla.

En ocasiones hubo grietas demasiado delgadas para ser inyectadas, en estos casos, se procedió a retirar el mortero original para ser reemplazado por la lechada con el procedimiento descrito. También, hubo grietas que no se pudieron localizar por ser demasiado pequeñas, mismas que quedaron sin el tratamiento adecuado.

Figura 2.1 Modelo MVTEMP-04 habilitado para ser inyectado con lechada.

La lechada empleada fue la misma con la que el modelo se rehabilitó en ocasiones anteriores, teniendo así una continuidad en las propiedades de los materiales y poder en el futuro comparar su respuesta con resultados de pruebas anteriores. Con este mismo motivo, se conservaron los tensores transversales de acero, el postensado de las torres y la cadena perimetral de concreto.

A continuación, en la Tabla 2.1 se muestra la composición y algunas propiedades de la lechada C-AE-AF que es presentada en Chávez, 2010. Es de resaltar que la lechada seleccionada es de una mayor resistencia que el mortero empleado como cementante para la unión de la piedra y los ladrillos. Esto para garantizar que no se presentara nuevamente la grieta en el mismo lugar.

Tabla 2.1 Características de la lechada C-AE-AF (Chávez, 2010).

Composición			Propiedades mecánicas		
Material	**% de peso en masa**	**Peso [kN]**	**Resistencia a la compresión [MPa]**	**Viscosidad relativa [s]**	**Contracción por secado [%]**
Cemento	94	0.14	49	122	1.71
Pozzolith 322,N	0.6	0.00083			
Flowcable	6	0.083			
Agua	36	0.052			

2.3 Definición de las acciones sísmicas de prueba

Las acciones sísmicas bajo las que se sometería el modelo fueron las mismas que se utilizaron en el modelo MVTEMP-03, con el objetivo de poder comparar la respuesta de este con la que se obtendría en el modelo MVTEMP-04.

El sismo seleccionado corresponde al registrado el 19 de septiembre de 1985 en la estación “Caleta de Campos” ubicada en el estado de Michoacán cuya magnitud es Ms= 8.1 con aceleración máxima horizontal de 1.17 m/s^2 y vertical de 0.97 m/s^2, es decir 0.12 g y 0.099 g respectivamente.

Este registro denominado Cal fue modificado para aprovechar las capacidades de la mesa vibradora. La escala de tiempo se redujo, quedando en ΔT=0.005 s con el fin de reproducir grandes amplitudes espectrales en un rango amplio y cercano al periodo fundamental de vibrar del modelo.

La componente horizontal del sismo Cal que se aplicó en la dirección transversal del modelo MVTEMP-03, en el caso del modelo MVTEMP-04 se aplicó en la dirección longitudinal del mismo.

La Figura 1.10 del capítulo anterior muestra los acelerogramas del sismo de 1985 registrado en la estación de Caleta de Campos (tanto en la componente vertical como horizontal), también, incluye sus respectivos espectros de respuesta.

Capítulo 3

3. Descripción del programa experimental

En este capítulo, se detalla en la preparación del modelo para su posterior ensaye en la mesa vibradora. Dado que la mesa vibradora no es capaz de reproducir movimientos en ambas direcciones horizontales, la orientación del modelo se seleccionó de la forma mostrada en la Figura 3.1 para someter a la fachada a movimientos más desfavorables.

El programa experimental contempló pruebas de ruido blanco para conocer las propiedades dinámicas del modelo, tanto al inicio como al final de dicho programa. Esto para poder determinar las propiedades dinámicas de la estructura e indirectamente, estimar el daño al finalizar el programa.

Figura 3.1 Orientación del modelo en la mesa vibradora.

3.1 Instrumentación del modelo

La instrumentación del modelo MVTEMP-04, estuvo compuesta por tres tipos de instrumentos: transductores de desplazamiento (potenciómetros) que registraron movimiento en la dirección longitudinal, transversal y vertical del modelo; acelerómetros que de igual forma tomaron lectura en las tres direcciones y deformímetros eléctricos ubicados en los tensores de refuerzo.

3.1.1 Transductores de desplazamiento (potenciómetros)

Los transductores de desplazamiento se distribuyeron de la siguiente manera: doce midiendo la dirección longitudinal, cuatro en la dirección transversal y cuatro en la

dirección vertical. A estos veinte transductores, hay que sumar uno en posición vertical y otro en posición longitudinal, ambos acoplados directamente en la superficie de la mesa midiendo los desplazamientos relativos de la mesa vibradora, dando así, un total de veintidós transductores de desplazamientos.

Las capacidades de los potenciómetros fueron las siguientes: 200 mm para los campanarios y parte alta del frontón (3), 100 mm para el interior de la bóveda, la fachada, las torres y los acoplados en la mesa (13), 25 mm para los colocados en la base del modelo junto a los contrafuertes y para la base de la fachada (6).

Los instrumentos que midieron la dirección longitudinal, se colocaron en las siguientes posiciones: cuatro midiendo los desplazamientos en la fachada, dos en las torres y dos en los campanarios. Estos ocho instrumentos fueron colocados sobre estructuras externas a la mesa vibradora, midiendo por tal motivo desplazamientos absolutos. También, se colocaron cuatro en la base de la fachada para medir la rotación de la misma.

En la dirección transversal se colocaron cuatro transductores en el interior de la bóveda (midiendo la apertura y cierre de la misma), es decir, dos en la parte izquierda y dos en la parte derecha.

Para los desplazamientos verticales, dos de los transductores fueron colocados en el interior de la bóveda (complementando la medición de apertura y cierre que realizaban aquellos colocados en dirección transversal) y dos más midiendo la rotación en la base de los muros (uno en la base de un contrafuerte izquierdo y otro en el derecho). En la Figura 3.2 se muestra el ejemplo de uno de los transductores de desplazamiento empleado.

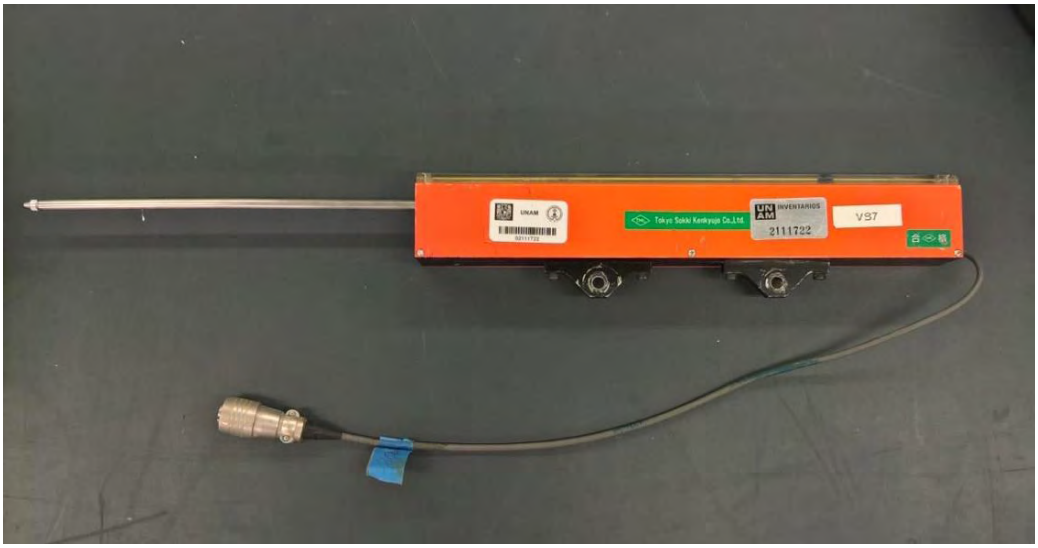

Figura 3.2 Transductor de desplazamiento .de 200 mm.

A continuación, en la Tabla 3.1 se muestra la nomenclatura que se utilizará para referirse a cada uno de los transductores en los siguientes capítulos.

Tabla 3.1 Transductores de desplazamiento con su respectiva nomenclatura.

Ubicación	Nomenclatura	Ubicación	Nomenclatura
Cupulín torre derecha	TR-1	Fachada base cto. izq.	TR-11
Cupulín torre izquierda	TR-2	Fachada base izq.	TR-12
Frontón	TR-3	Int. nave der. contrafuerte	TR-13
Torre derecha	TR-4	Int. nave cto. contrafuerte	TR-14
Frontón parte baja der.	TR-5	Int. nave izq. contrafuerte	TR-15
Frontón parte baja cto.	TR-6	Int. nave der. ventana	TR-16
Frontón parte baja izq.	TR-7	Int. nave cto. ventana	TR-17
Torre izq.	TR-8	Int. nave izq. ventana	TR-18
Fachada base der.	TR-9	Contrafuerte derecho	TR-19
Fachada base cto. der.	TR-10	Contrafuerte izquierdo	TR-20

En la Figura 3.3 se muestra la ubicación en el modelo de los transductores de desplazamiento, los números indicados en el esquema corresponden a los empleados en la nomenclatura de la Tabla 3.1.

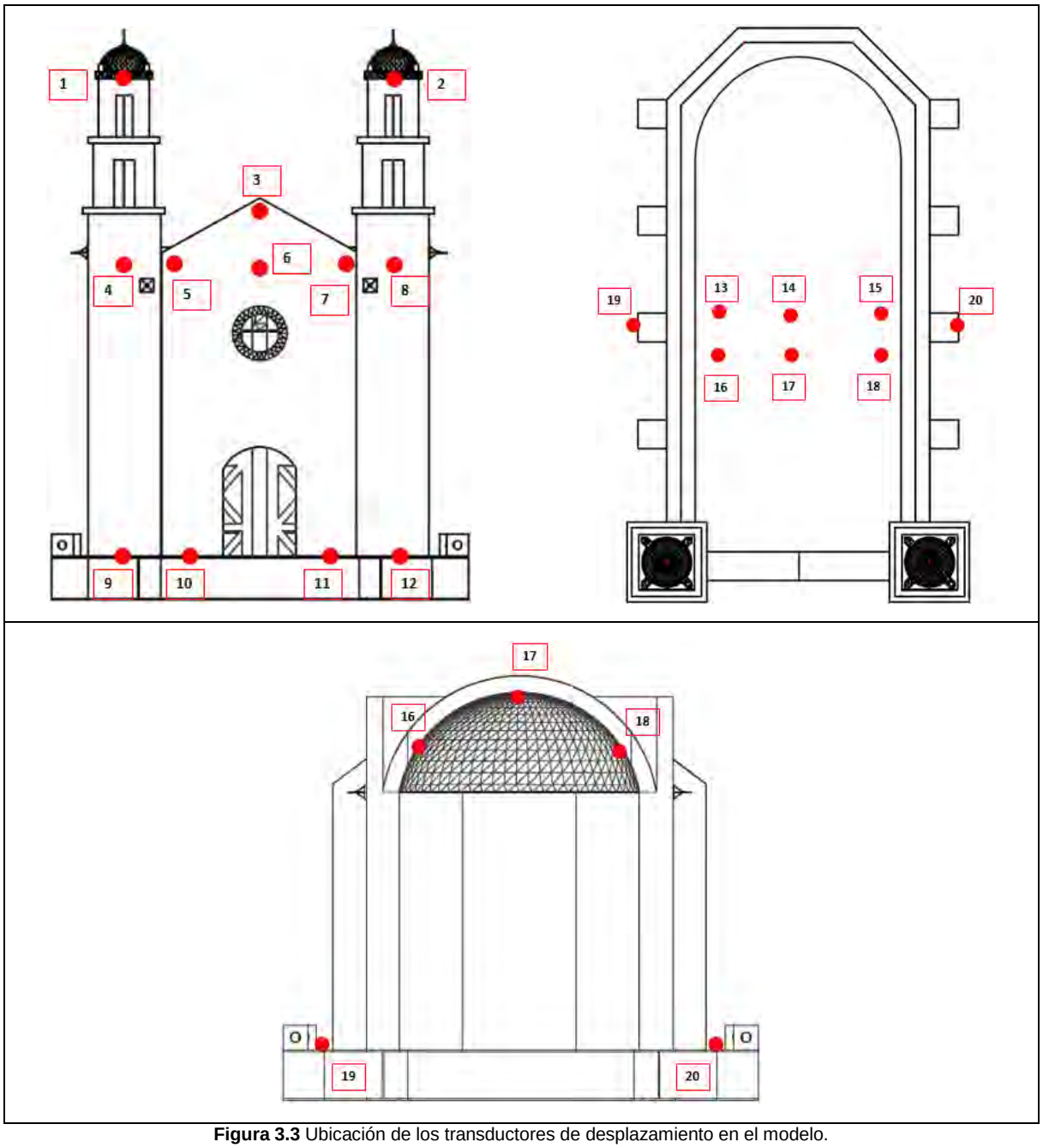

Figura 3.3 Ubicación de los transductores de desplazamiento en el modelo.

Los deformímetros eléctricos se colocaron en los tensores del interior de la torre derecha e izquierda, también se colocaron dos más en los tensores del interior de la nave siendo en total cuatro.

3.1.2 Acelerómetros

Los acelerómetros fueron colocados para medir principalmente la respuesta en la dirección longitudinal, aunque hay puntos en donde se colocaron instrumentos para medir la respuesta vertical y transversal como los campanarios o la bóveda.

Los acelerómetros fueron colocados de la siguiente manera: en la parte izquierda del modelo se colocó uno en el cuerpo de la torre, uno en el contrafuerte posterior y dos en el contrafuerte central a diferentes alturas, todos para medir en la dirección longitudinal. En el ábside también se colocó uno para medir la dirección longitudinal, mientras que en la clave de la bóveda se colocaron nueve acelerómetros divididos en grupos de tres, un grupo cercano a la fachada, otro grupo al centro y un grupo más cerca del ábside. Cada grupo constaba de un acelerómetro en la dirección vertical, otro en la dirección longitudinal y uno más en la dirección transversal. En el cupulín de los campanarios, también se colocaron acelerómetros, uno en la dirección longitudinal y otro en la dirección transversal esto fue tanto para el campanario izquierdo como el derecho. Además de estos instrumentos, se colocaron tres más en la base del modelo, uno para cada dirección del movimiento, dando así, un total de veintiún acelerómetros. La Figura 3.4 muestra los acelerómetros empleados.

Figura 3.4 Acelerómetro tipo SETRA.

La Tabla 3.2 muestra la nomenclatura con la que se referirá a cada uno de los acelerómetros en los próximos capítulos, de igual forma, la Figura 3.5 puntualiza la ubicación de cada uno de los aparatos.

Tabla 3.2 Acelerómetros empleados con su respectiva nomenclatura.

Ubicación	Nomenclatura	Ubicación	Nomenclatura
Campanario der. long.	Ac-1L	Bóveda clave A trans.	Ac-4T
Campanario der. trans.	Ac-1T	Bóveda clave A ver.	Ac-4V
Bóveda clave F long.	Ac-2L	Ábside longitudinal	Ac-5L
Bóveda clave F trans.	Ac-2T	Campanario izq. long.	Ac-6L
Bóveda clave F ver.	Ac-2V	Campanario der. trans.	Ac-6T
Bóveda clave M long.	Ac3L	Torre izq. Long.	Ac-7L
Bóveda clave M trans.	Ac-3T	Cuña izq. Long.	Ac-8L
Bóveda clave M ver.	Ac-3V	Contrafuerte cto. izq. Long.	Ac-9L
Bóveda clave A long.	Ac-4L	Contrafuerte posterior long.	Ac-10L

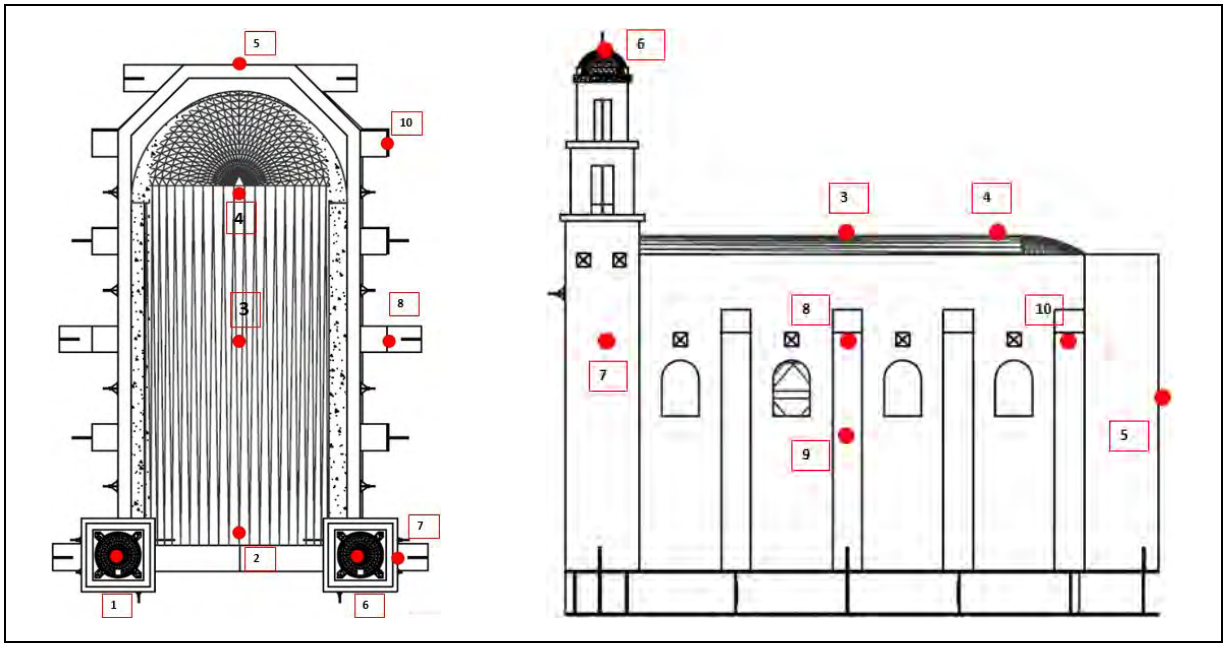

Figura 3.5 Ubicación de los acelerómetros en el modelo.

3.2 Calibración de la mesa vibradora

Antes de iniciar con el programa de ensayes, se realizó una calibración previa de la mesa vibradora para que la respuesta de esta fuera lo más aproximada al sismo de referencia Cal.

Una calibración adecuada es la que se realiza empleando el mismo espécimen que será probado. Sin embargo, durante la fase de calibración existe un alto riesgo de que la mesa pueda presentar un comportamiento inesperado que puede provocar daños irreversibles al espécimen. Por esta razón, en lugar de utilizar el propio espécimen, se coloca sobre la mesa una masa semejante a la de este. Lo deseable es que esta masa sea equivalente en distribución y magnitud. Por las características del modelo solo fue posible aproximarse a la magnitud de la masa empleando tres bloques de concreto de 39 kN (4 t).

La calibración de la mesa para los registros sísmicos se hace mediante un proceso iterativo en el que se ajustan tres factores: la magnitud de las señales, el periodo de muestreo de la señal y la ganancia que utiliza el sistema para el cálculo de la señal de control. Cuando la función de transferencia entre la señal de entrada (en este caso el sismo de Caleta) y la de salida (que ofrece la mesa) es plana en el rango de la frecuencia de interés y con una amplitud cercana a la unidad, la mesa estará calibrada para el movimiento elegido.

La mesa vibradora en la que se realizó la simulación es de tipo biaxial y permite controlar cinco grados de libertad (dos de desplazamiento y tres rotacionales). Sus características son las siguientes (Alcocer y Muriá, 1997):

- 4 m de longitud por cada lado (16 m^2)
- Capacidad máxima de carga de 195.6 kN (20 t)
- Desplazamiento máximo horizontal de +/- 150 mm y vertical de +/- 75 mm
- Aceleración máxima de 1 g. Tanto en dirección vertical como horizontal con modelos de 195.6 kN (20 t)
- Intervalo de frecuencia de 0.1 a 50 Hz

3.3 Programa experimental

Siendo el objetivo estudiar la falla fuera del plano de la fachada, el modelo fue colocado de tal manera que el movimiento horizontal de la mesa vibradora coincidiera con la dirección longitudinal del modelo. Así la fachada del prototipo se sometería a condiciones más desfavorables. Para fines de identificación de las direcciones del modelo, se ha denominado “L” a la dirección Longitudinal, “T” a la transversal y “V” a la vertical. En la Figura 3.6 se ubican estas direcciones.

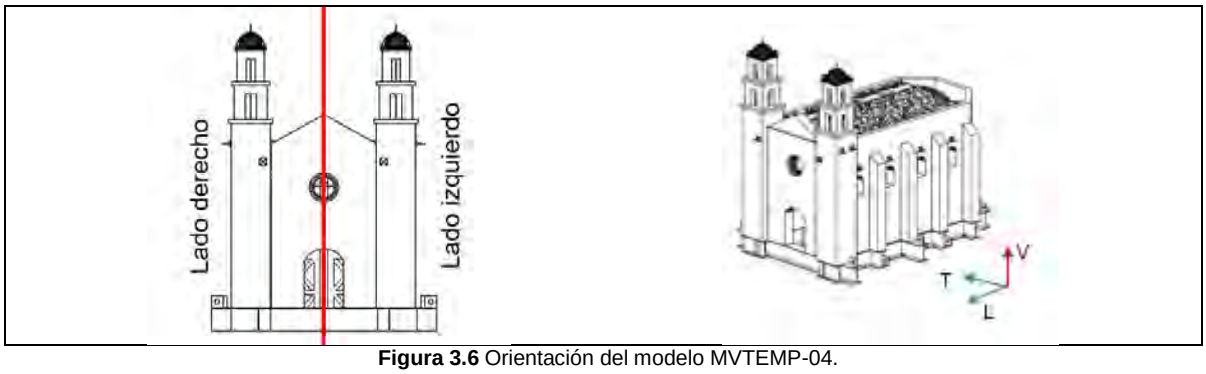

Figura 3.6 Orientación del modelo MVTEMP-04.

El programa experimental de ensayes estuvo compuesto por la aplicación de los siguientes movimientos en la base del modelo: una señal de ruido blanco y un sismo denominado “Cal”. El ruido blanco fue aplicado en la dirección L y V del espécimen de manera independiente para determinar las frecuencias fundamentales de vibrar de este al inicio y final del programa de ensayes. El sismo “Cal” fue aplicado utilizando ambas componentes de aceleración L y V actuando de manera simultánea. Este movimiento fue aplicado escalando su intensidad a cada 20% hasta llegar al movimiento final. El cual fue definido como el movimiento que ocasionaría el mayor daño posible pero sin llegar al colapso. Para fines de identificación de los movimientos aplicados, estos fueron nombrados de la siguiente manera: 0.2Cal-LV, siendo 0.2, el porcentaje en que fue escalado el sismo de referencia. El último movimiento aplicado fue 1.4Cal-LV. En la Tabla 3.3 se muestra a detalle el programa de ensayes.

Tabla 3.3 Aceleraciones máximas en cada etapa del programa de ensayes.

Prueba	Aceleración máxima	
	H	V
	[g]	
0.2Cal-LV	0.16	0.14
0.4Cal-LV	0.33	0.24
0.6Cal-LV	0.54	0.48
0.8Cal-LV	0.66	0.57
1.0Cal-LV	0.80	0.55
1.2Cal-LV	0.93	0.61
1.4Cal-LV	1.08	0.87

Capítulo 4

4. Resultados experimentales

A continuación se exponen los resultados experimentales del modelo MVTEMP-04 ensayado en la mesa vibradora Principalmente se describen: los daños al término del ensaye; las aceleraciones en la base; las amplificaciones de aceleración en la bóveda con respecto a la base; los desplazamientos a distinta altura de la fachada y de las torres; También, se muestra la variación del periodo fundamental de vibrar y el porcentaje de amortiguamiento; el comportamiento histerético y la pérdida de rigidez de la estructura por el daño sufrido.

4.1 Descripción de daños

El máximo movimiento aplicado en la base fue 1.4Cal-LV, teniendo una aceleración máxima de 1.08 g en la dirección longitudinal y de 0.88 g en la dirección vertical. Los daños en el modelo comenzaron a aparecer a partir del sismo 0.4Cal-LV (0.33 g).

Las fisuras y grietas comenzaron a formarse en el modelo una vez que finalizó la aplicación del sismo 0.4Cal-LV (0.33 g), en esta etapa, surgen pequeñas fisuras superficiales en el modelo con espesores menores a 1 mm, las fisuras se produjeron en la parte superior e inferior del rosetón, en la parte inferior de la torre izquierda y también en las ventanas del muro izquierdo.

Al finalizar la aplicación del sismo 0.6Cal-LV (0.54 g), surgen fisuras también de espesor muy pequeño en la parte superior de la puerta y el muro derecho. En cuanto a las fisuras formadas en la prueba anterior, solo aumentan su largo pero no su espesor, sin comprometer la estabilidad de la estructura.

Antes de iniciar con el programa de pruebas aparecieron algunas grietas sobre la bóveda. Estas fueron debidas al excesivo ajuste de los lingotes, pero incrementaron de espesor a partir la prueba 0.8Cal-LV (0.66 g). La máxima apertura de estas al culminar las pruebas fue alrededor de 1 mm. En cuanto al ábside comienzan a surgir fisuras menores a 1 mm de espesor de manera dispersa en su parte central, esto mismo ocurre en el muro del lado derecho.

Una vez terminada la aplicación de sismo 1.0Cal-LV (0.80 g) sigue sin formarse daño alguno que comprometa la seguridad estructural del modelo. En el ábside, nuevas fisuras se desarrollan de la misma manera dispersa que en la prueba anterior siendo estas muy pequeñas para ser tomadas en cuenta al igual que alrededor de las ventanas.

Después del sismo 1.2Cal-LV (0.93 g) algunas fisuras comienzan a formarse en grietas, pero sin ser demasiado profundas, como para ser tomadas en cuenta como un factor de riesgo, en la torre derecha comienza la formación de una grieta en su costado derecho y

en la parte superior de la segunda ventana del muro derecho se forma una grieta que corre verticalmente.

Al culminar la aplicación del sismo 1.4CAL-LV (1.08 g), es evidente la falla del campanario derecho, que aunque muestra un agrietamiento que delata una falla por cortante en su parte baja, no colapso debido al sistema de postensado con el que fue dotado el modelo en una reparación previa. Solo algunas fisuras de la fachada, de los muros y la de la torre derecha pasan a ser grietas que no llegan a ser demasiado profundas, y con espesores máximos de 5 mm en sus partes más críticas, al ser demasiado superficiales, ninguna grieta es lo suficientemente honda o gruesa para comprometer la seguridad del modelo. Los principales daños se presentan en la Figura 4.1.

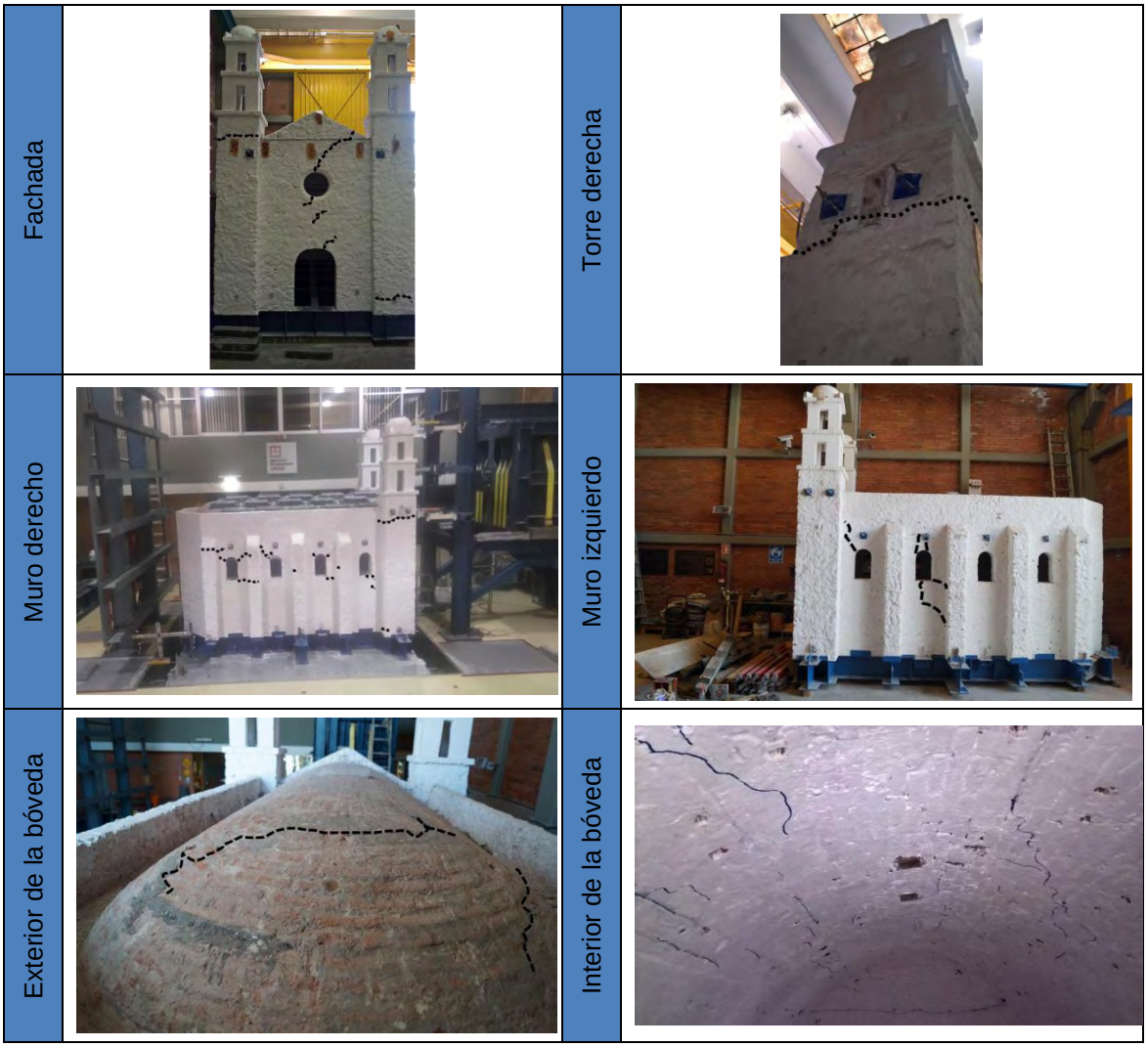

Figura 4.1 Principales daños en el modelo MVTEMP-04.

En resumen, al finalizar el programa de pruebas, la mayoría de las grietas que se formaron fueron en zonas donde previamente ya había aparecido daño. Esto fue

probablemente debido a una deficiente reparación. A pesar de esto, ninguna de estas grietas excepto la de la torre derecha es de consideración.

El recuento de los daños es el siguientes: en la fachada corre una grieta en la parte superior de la puerta y otra desde el rosetón hasta la parte superior izquierda del frontón, también en la base de la torre izquierda; el muro izquierdo tiene una grieta vertical en la parte central; en el muro derecho, solo se observan algunas grietas cercanas al ábside; la bóveda presenta daños longitudinales con fisuras muy delgadas en su parte del intradós, mientras que la parte del trasdós cercana al ábside comenzó a mostrar daños antes de iniciar los ensayes debido al exceso en el ajuste de los lingotes de plomo; el ábside solo presenta algunas fisuras menores sin relevancia estructural. La parte más crítica fue la torre derecha, que fallo completamente, evitando su colapso el sistema de postensado. Fuera de lo antes mencionado, todo lo demás son fisuras demasiado pequeñas e irrelevantes.

4.2 Desplazamientos y aceleraciones

Los desplazamientos y las aceleraciones se obtuvieron a partir de las lecturas correspondientes a los transductores de desplazamiento y acelerómetros.

Para obtener un análisis más acertado de los registros de los acelerómetros, se hizo la corrección de la línea base aproximándola a cero, y con ayuda del programa de computo DEGTRA A4 en sus versiones 5.1 y 9.3 (Ordaz y Montoya, 1991), se aplicó un filtro pasa alta de 0.5 Hz a cada uno de los registros de los acelerómetros, esto con el fin de eliminar el ruido de las señales.

Los desplazamientos máximos relativos medidos en el cupulín de ambas torres (TR-1 y TR-2) antes de que se presentara daño fueron aproximadamente 9 mm, equivalente a un 0.25 % de la longitud de las torres. Este desplazamiento se presentó, primero en el campanario derecho durante la aplicación del movimiento 1.0Cal-LV (0.80 g). El campanario izquierdo alcanzó este desplazamiento durante la aplicación del movimiento 1.2Cal-LV (0.93 g).

El desplazamiento máximo en la bóveda (TR-15), antes de que comenzaran a formarse fisuras fue de 0.8 mm en la parte izquierda, que representa el 0.04 % del claro.

Mientras que en la fachada (TR-3), el desplazamiento, antes de presentar daño fue de 1.36 mm, es decir 0.06 % de la altura total.

En la Tabla 4.1 se muestran los desplazamientos máximos medidos en la parte superior de la fachada, en la parte interna de la bóveda tanto en la parte izquierda, en la derecha y en la central, en el cuerpo de las torres y en ambos campanarios.

Tabla 4.1 Desplazamientos máximos relativos medidos en la fachada, bóveda y torres del modelo.

	Aceleración máx.		Fachada		Bóveda		Torre Der.		Torre Izq.	
Prueba	**Long.**	**Ver.**	**TR-3**	**TR-15**	**TR-14**	**TR-13**	**TR-1**	**TR-4**	**TR-2**	**TR-8**
	[g]		**[mm]**							
0.2Cal-LV	0.16	0.14	0.53	0.24	0.13	0.21	1.05	0.41	0.95	0.51
0.4Cal-LV	0.33	0.24	1.36	0.47	0.35	0.47	2.55	0.93	2.35	1.46
0.6Cal-LV	0.54	0.48	1.79	0.82	0.68	0.64	4.03	1.56	4.00	1.80
0.8Cal-LV	0.66	0.57	2.54	1.08	1.01	0.93	6.14	2.23	5.94	2.46
1.0Cal-LV	0.80	0.55	3.25	1.56	1.34	1.09	9.24	3.04	8.75	3.12
1.2Cal-LV	0.93	0.61	4.08	1.63	1.75	1.21	20.45	4.18	9.86	3.96
1.4Cal-LV	1.08	0.87	4.78	1.65	2.74	1.31	46.99	4.78	14.96	4.57

En el caso de los deformímetros eléctricos, se observa que el correspondiente a la torre izquierda tomó medidas mayores hasta la prueba 1.0Cal-LV (0.80 g), después de esta prueba se presenta la falla de la torre derecha y los valores de la deformación registrados aumentan significativamente. Para el interior de la bóveda, los valores son muy próximos durante las intensidades bajas del programa experimental, pero en el sismo 1.2Cal-LV (0.93 g) y 1.4Cal-LV (1.08 g), los valores también aumentan abruptamente en uno de los deformímetros. La Tabla 4.2 detalla las deformaciones registradas.

Tabla 4.2 Deformaciones medidas en los tensores de las torres y la bóveda.

Prueba	Aceleración base	Deformación			
	Long.	Torre Der.	Torre Izq.	Nave 1	Nave 2
	[g]	[με]			
0.2Cal-LV	0.16	6.8	25.8	9.2	6.6
0.4Cal-LV	0.33	25.9	78.3	17.9	11.8
0.6Cal-LV	0.54	52.9	130.4	23.2	21.6
0.8Cal-LV	0.66	104.2	158.3	33.7	32.4
1.0Cal-LV	0.80	125.9	242.4	43.4	45.4
1.2Cal-LV	0.93	373.8	303.9	57.3	141.9
1.4Cal-LV	1.08	612.7	382.3	84.4	145.0

Al graficar las aceleraciones máximas de cada una de las pruebas contra los desplazamientos relativos de los transductores ubicados en las torres, la bóveda y el frontón, se hace evidente el momento en que se incrementan los daños en el campanario derecho. Hasta la aplicación del sismo 1.0Cal-LV (0.80 g), ambos campanarios muestran un comportamiento bastante parecido, siendo hasta la aplicación del sismo 1.2Cal-LV (0.93 g) que los desplazamientos del campanario derecho comenzaron a aumentar significativamente. De igual forma, en la Figura 4.2 puede observarse el comportamiento similar de ambos cuerpos de las torres, así como el desplazamiento en otras zonas del modelo durante las distintas pruebas del programa experimental.

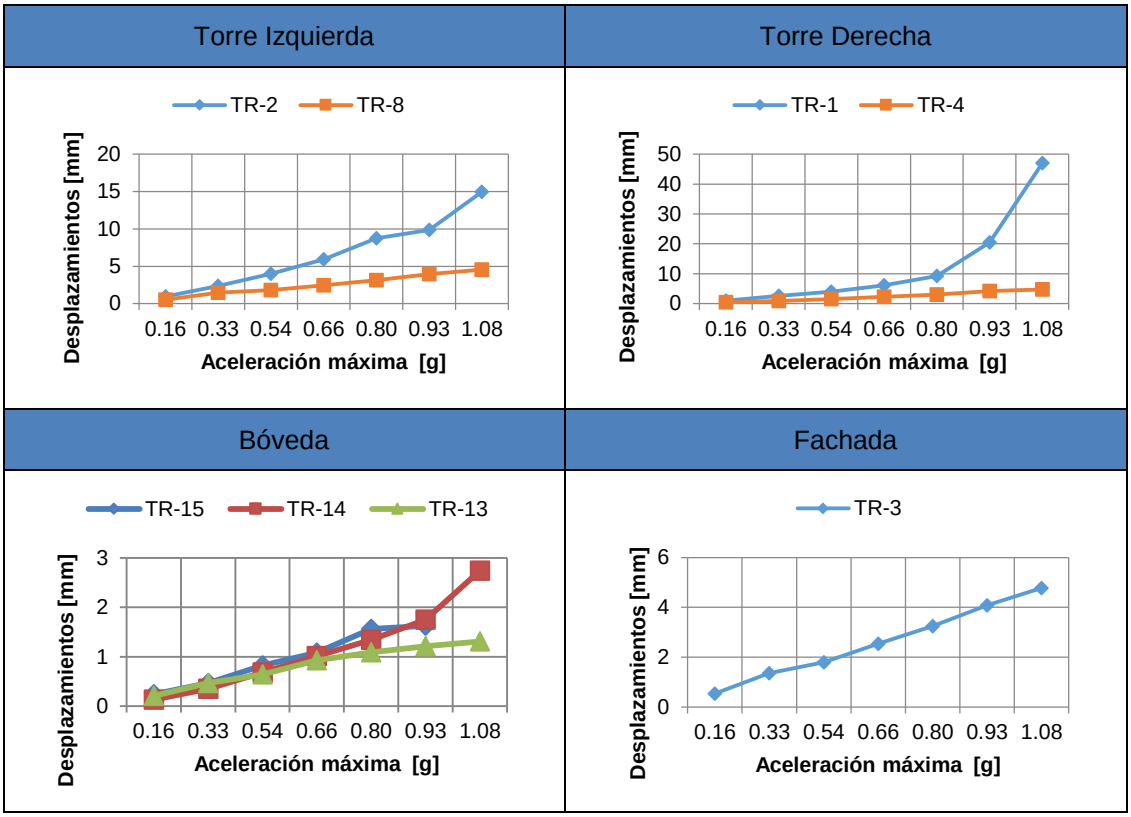

Figura 4.2 Respuesta en desplazamiento de torres, bóveda y fachada.

Los desplazamientos en la bóveda tienen una tendencia lineal en los puntos laterales TR-13 y TR-15, no así en su parte central que presenta un incremento a partir de la prueba 1.0Cal-LV (0.80 g).

La gráfica del punto TR-3 mantiene un comportamiento lineal y esto demuestra que durante las pruebas si se presentó un comportamiento fuera del plano de la fachada y que es proporcional a la aceleración en la base, aunque estos desplazamientos no fueron suficientes para comprometer la estabilidad de esta parte del modelo. En la Figura 4.3 se muestran las historias de desplazamientos en los campanarios, torres y frontón.

Los registros en los acelerómetros muestran que desde el inicio de las pruebas, la torre derecha (Ac-1L) presentó mayores aceleraciones que la izquierda (Ac-6L), siendo en algunos casos aproximadamente 50 % mayor. Con excepción de la prueba 1.0Cal-LV (0.80 g) que es el momento en el que se presenta la falla del campanario. Las mayores aceleraciones corresponden precisamente a los campanarios, siendo de 10.9 g para el derecho y 9.7 g para el izquierdo. La heterogeneidad de los materiales con que fue construido el modelo hace suponer que aunque geométricamente sean similares los campanarios, no necesariamente presenten el mismo comportamiento.

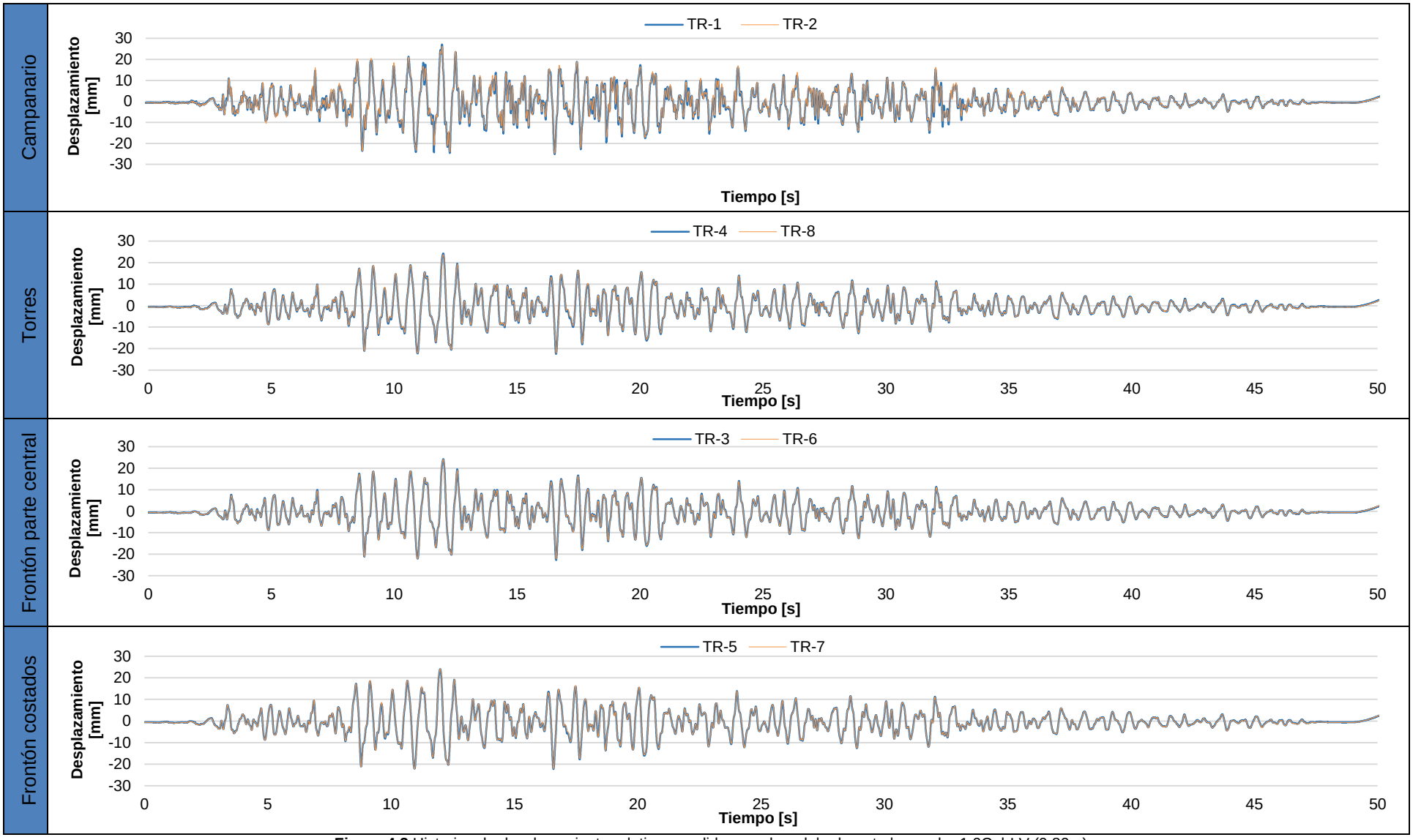

Figura 4.3 Historias de desplazamiento relativos medidos en el modelo durante la prueba 1.0Cal-LV (0.80 g).

En los demás puntos: centro de la bóveda (Ac-3L), muro izquierdo (Ac-9L) y ábside (Ac-5L), las aceleraciones son semejantes. Aun así, en las últimas dos pruebas, las aceleraciones del ábside aumentan de manera notable. Probablemente por el golpeteo de alguna pieza que se hubiera aflojado en estas últimas pruebas siendo su valor máximo de 2.9 g, que es muy elevado en comparación a la bóveda y el muro izquierdo. Para la bóveda en su parte central y para el muro izquierdo, las aceleraciones fueron de 1.5 g y 1.8 g respectivamente. La Tabla 4.3 muestra el cambio en las aceleraciones durante las distintas etapas del programa experimental en las partes antes mencionadas.

Tabla 4.3 Aceleraciones máximas medidas en las torres, bóveda, ábside y muro izquierdo.

	Aceleración base		**Ábside**	**Bóveda**	**Muro Izq.**	**Torre Der.**	**Torre Izq.**
Prueba	**Long.**	**Ver.**	**Ac-5L**	**Ac-3L**	**Ac-9L**	**Ac-1L**	**Ac-6L**
	[g]				**[g]**		
0.2Cal-LV	0.16	0.14	0.189	0.236	0.177	1.195	0.800
0.4Cal-LV	0.33	0.24	0.412	0.453	0.355	2.327	1.516
0.6Cal-LV	0.54	0.48	0.687	0.660	0.558	3.448	2.627
0.8Cal-LV	0.66	0.57	0.981	0.854	0.834	4.254	3.665
1.0Cal-LV	0.80	0.55	1.339	1.263	1.301	4.887	5.683
1.2Cal-LV	0.93	0.61	2.867	1.514	1.444	10.866	8.601
1.4Cal-LV	1.08	0.87	2.249	1.533	1.755	10.924	9.730

La amplificación de las aceleraciones, en distintos puntos de la estructura, con respecto a la base del modelo se muestra en la Figura 4.4. En la mayoría de los casos, las amplificaciones resultan ser alrededor del doble que en la base exceptuando el ábside

(Ac-5L), pues en la aplicación del sismo 1.2Cal-LV (0.93 g) resultó ser casi 4 veces mayor. Esto pudo ser debido al golpeteo de los lingotes que se aflojaron por las numerosas pruebas a que fue sometido el modelo, provocando picos en los registros de aceleración. El campanario derecho (Ac-1L) comenzó con una amplificación cercana a 8 en la prueba 0.2Cal-LV (0.16 g), que fue en descenso hasta llegar a 6 en la prueba 1.0Cal-LV (0.80 g). A partir de ese momento, los registros mostraron inconsistencias también por el golpeteo de las partes sueltas. En cuanto al campanario izquierdo (Ac-6L), las amplificaciones decrecen de 6 a 5 desde 0.2Cal-LV (0.16 g) hasta 0.6Cal-LV (0.54 g), a partir de ahí, comienza a crecer nuevamente hasta alcanzar un valor cercano a 12. Estas amplificaciones se dan por la relación de esbeltez de estos elementos, y la variación de las amplificaciones una respecto a la otra, puede atribuírsele a la naturaleza anisotrópica de la mampostería.

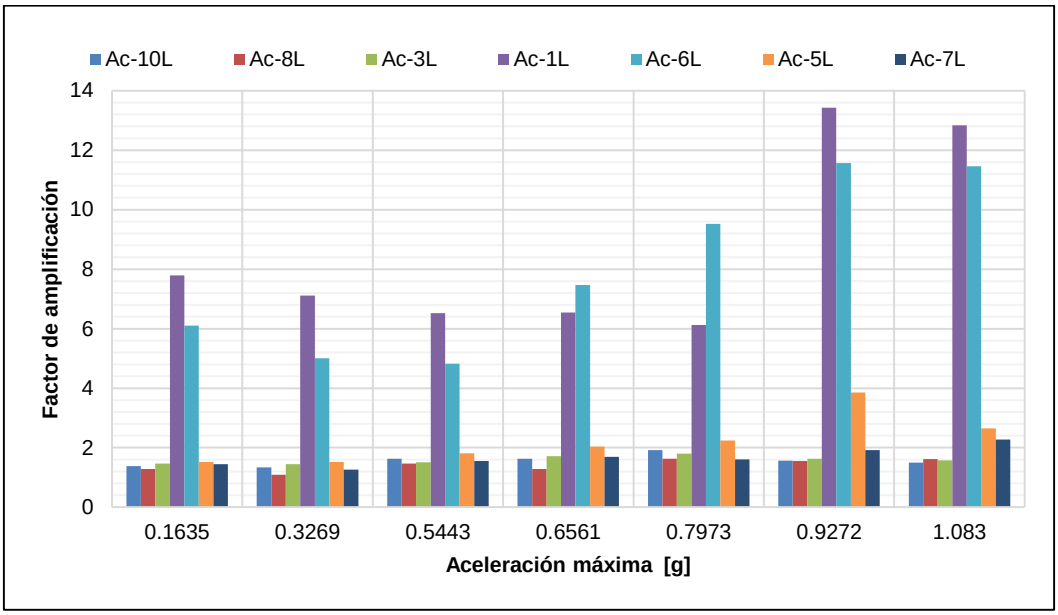

Figura 4.4 Amplificación de las aceleraciones en distintos puntos con respecto a la base del modelo.

Al centro de la bóveda y en la parte central del muro izquierdo, se observa una tendencia aproximadamente lineal que comienza a presentar algunas variaciones justo después de que comienzan a incrementarse los daños aunque estas variaciones no fueron representativas.

En el ábside, se aprecia un pico de 0.93 g en el registro correspondiente al acelerómetro Ac-5L que rompe con el esquema de comportamiento del registro durante todo el experimento. Sin embargo, como se comentó anteriormente, este pico se presenta en el momento en el que por la alta intensidad del movimiento, parte de los lingotes se aflojaron del modelo, siendo probablemente una medida errónea del instrumento. En la Figura 4.5 se observa más a detalle lo descrito anteriormente.

En la Figura 4.6, se presentan las historias de aceleración correspondientes para la bóveda (Ac-3L y Ac-3V), campanarios (Ac-6L y Ac-1L) y ábside (Ac-5L). Las figuras están

referidas al sismo 1.0Cal-LV (0.80 g) que es la prueba en la que el modelo sufre daños de consideración.

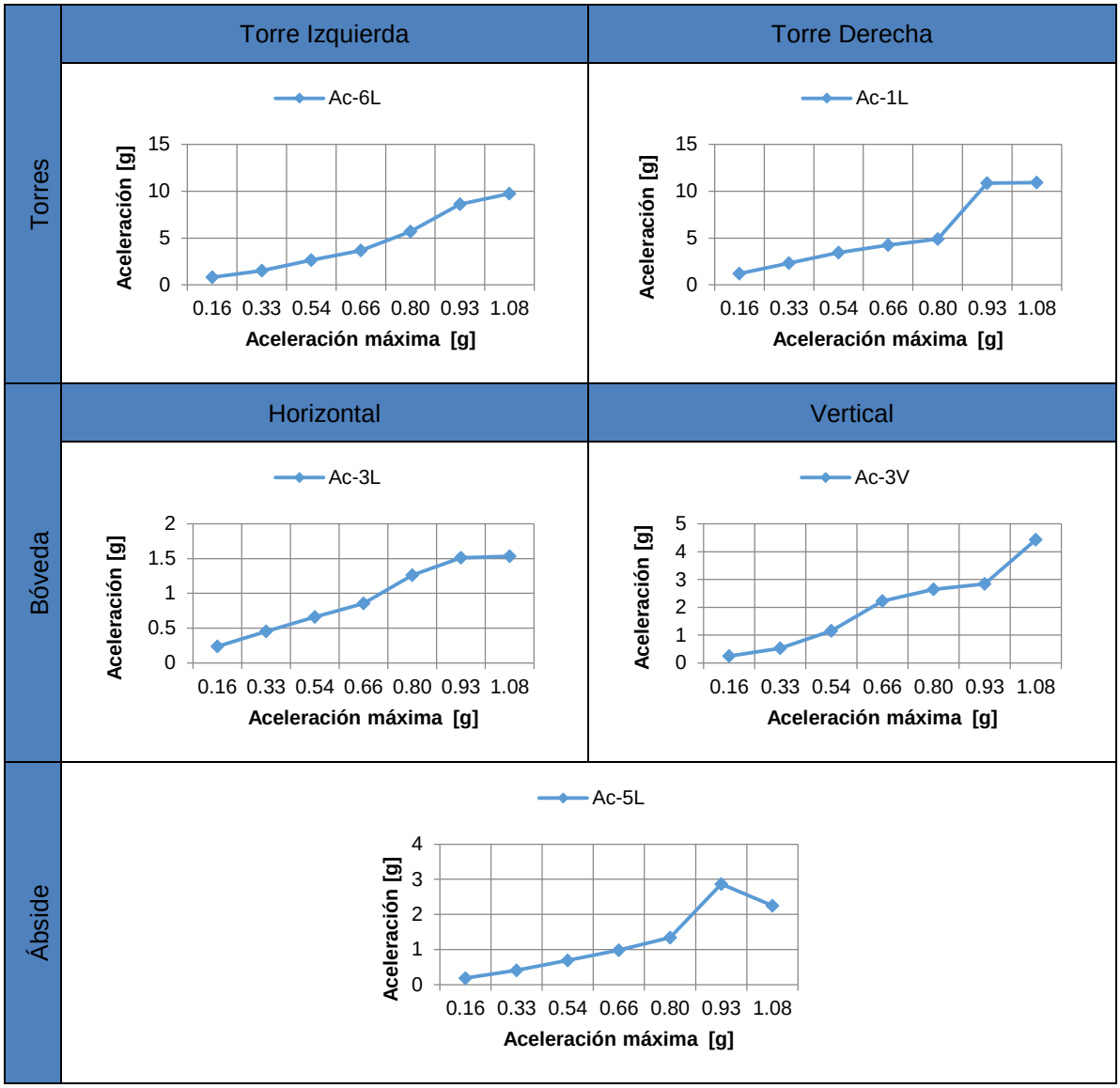

Figura 4.5 Aceleraciones máximas registradas en torres, bóveda y ábside.

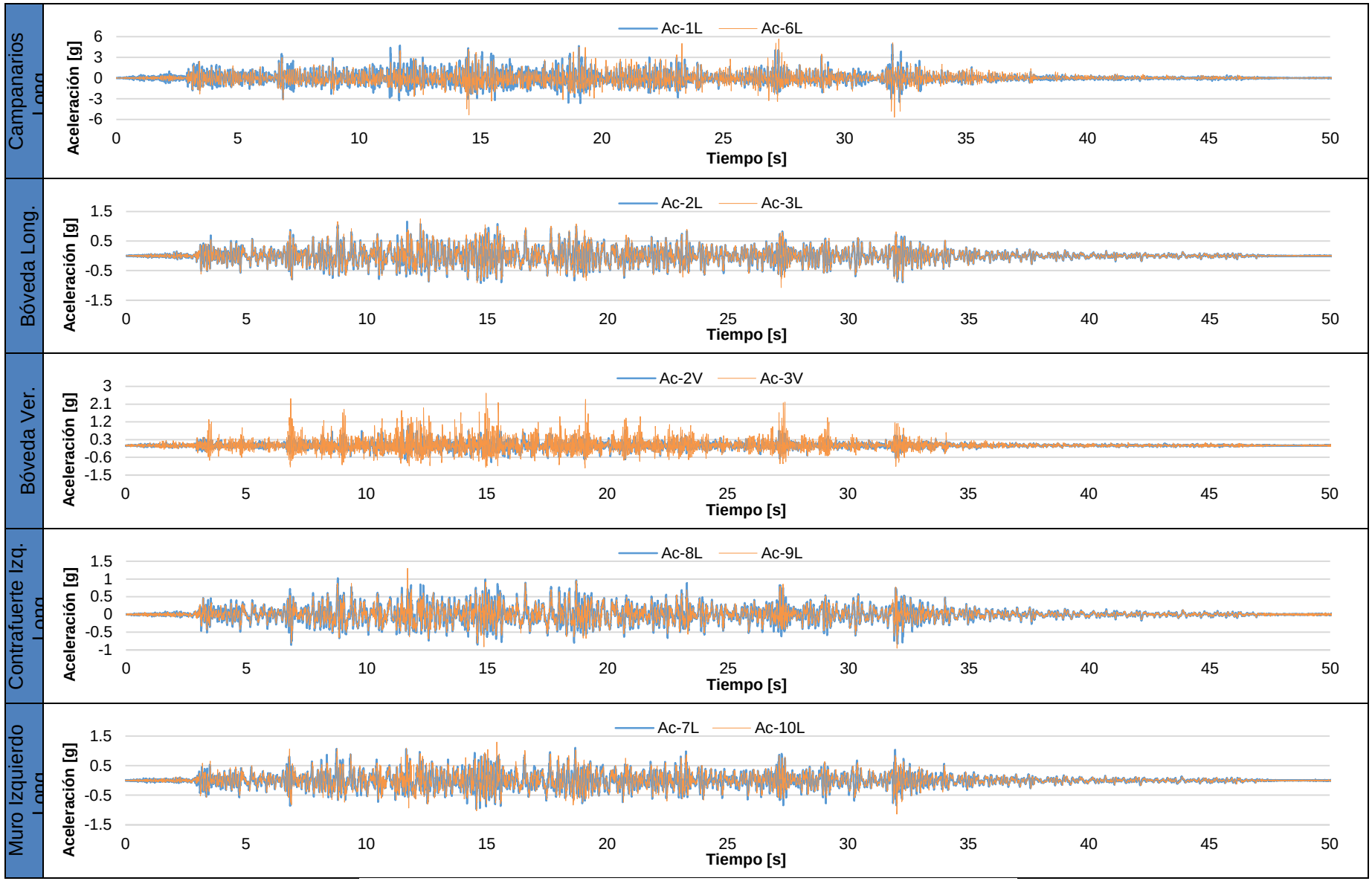

Figura 4.6 Historias de aceleraciones medidas en el modelo en el ensaye 1.0Cal-LV (0.80 g).

4.3 Variación de los periodos de la estructura

Para determinar los periodos de vibrar del modelo en las distintas etapas del programa de pruebas, se hizo un análisis en el dominio de la frecuencia empleado cocientes espectrales. Para esto se calcularon los respectivos espectros de Fourier de los registros de aceleración de los puntos ubicados en la parte central de la bóveda (Ac-3L, Ac-3T y Ac-3V) y en la base del modelo. Previo al cálculo de estos espectros fue necesario limpiar los registros aplicando una corrección de línea base y un filtro pasa alta, para eliminar las frecuencias que no eran de nuestro interés. Todo el manejo de los registros y la obtención de los espectros de Fourier y cocientes espectrales se hicieron empleando el programa de computo DEGTRA A4.

Tabla 4.4 Periodos medidos de los modos fundamentales de vibrar del modelo.

	Aceleración base		**Longitudinal**		**Vertical**		**Transversal**	
Prueba	**Long.**	**Ver.**	**Frec.**	**Periodo**	**Frec.**	**Periodo**	**Frec.**	**Periodo**
	[g]		**[Hz]**	**[s]**	**[Hz]**	**[s]**	**[Hz]**	**[s]**
RB (inicial)	0.03	0.02	14.4	0.069	23.8	0.042	9.827	0.102
0.2Cal-LV	0.16	0.14	12.6	0.079	23.1	0.043	8.621	0.116
0.4Cal-LV	0.33	0.24	11.4	0.087	20.9	0.048	7.904	0.127
0.6Cal-LV	0.54	0.48	10.5	0.095	19.6	0.051	7.706	0.130
0.8Cal-LV	0.66	0.57	10.1	0.099	17.7	0.056	7.462	0.134
1.0Cal-LV	0.80	0.55	9.3	0.107	16.8	0.060	7.462	0.134
1.2Cal-LV	0.93	0.61	9.3	0.108	16.2	0.062	7.095	0.141
1.4Cal-LV	1.08	0.87	9.3	0.108	16.2	0.062	6.226	0.161
RB (final)	0.03	0.01	10.6	0.094	19.1	0.052	8.618	0.116

Con las gráficas de los cocientes espectrales o también denominados funciones de transferencia, se obtuvieron los periodos fundamentales de vibrar al identificar el pico máximo. Para identificar el periodo en la dirección L, se emplearon los registros de los acelerómetros ubicados en la bóveda y en la base que estaban orientados en la dirección L. Un procedimiento similar se hizo para las direcciones T y V. En la Tabla 4.4 se resumen los resultados obtenidos.

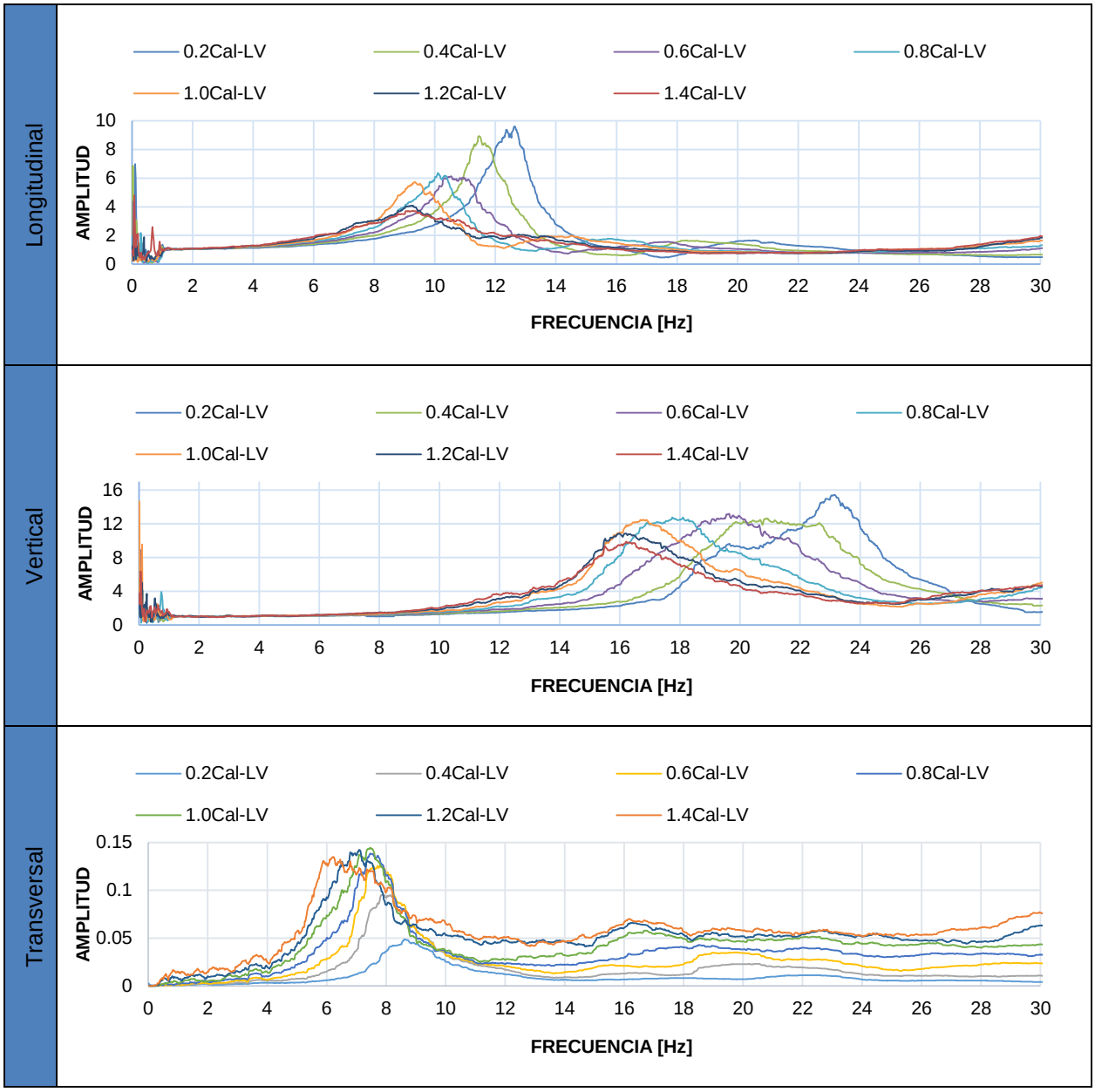

Figura 4.7 Función de transferencia para los acelerómetros ubicados en la parte central de la bóveda.

El periodo al inicio de las pruebas fue de 0.079 s en la dirección longitudinal, de 0.116 s en la dirección transversal y de 0.043 s en la dirección vertical, al final de las mismas fue de 0.108 s para la dirección longitudinal, de 0.161 s para la transversal y de 0.062 s en la vertical. En cuanto a los periodos de ruido blanco, se incrementaron 36% y 24% para las direcciones longitudinal y vertical respectivamente al final de los ensayes. Lo cual, parecen valores cuerdos, pues este aumento es un indicativo del daño sufrido a la estructura.

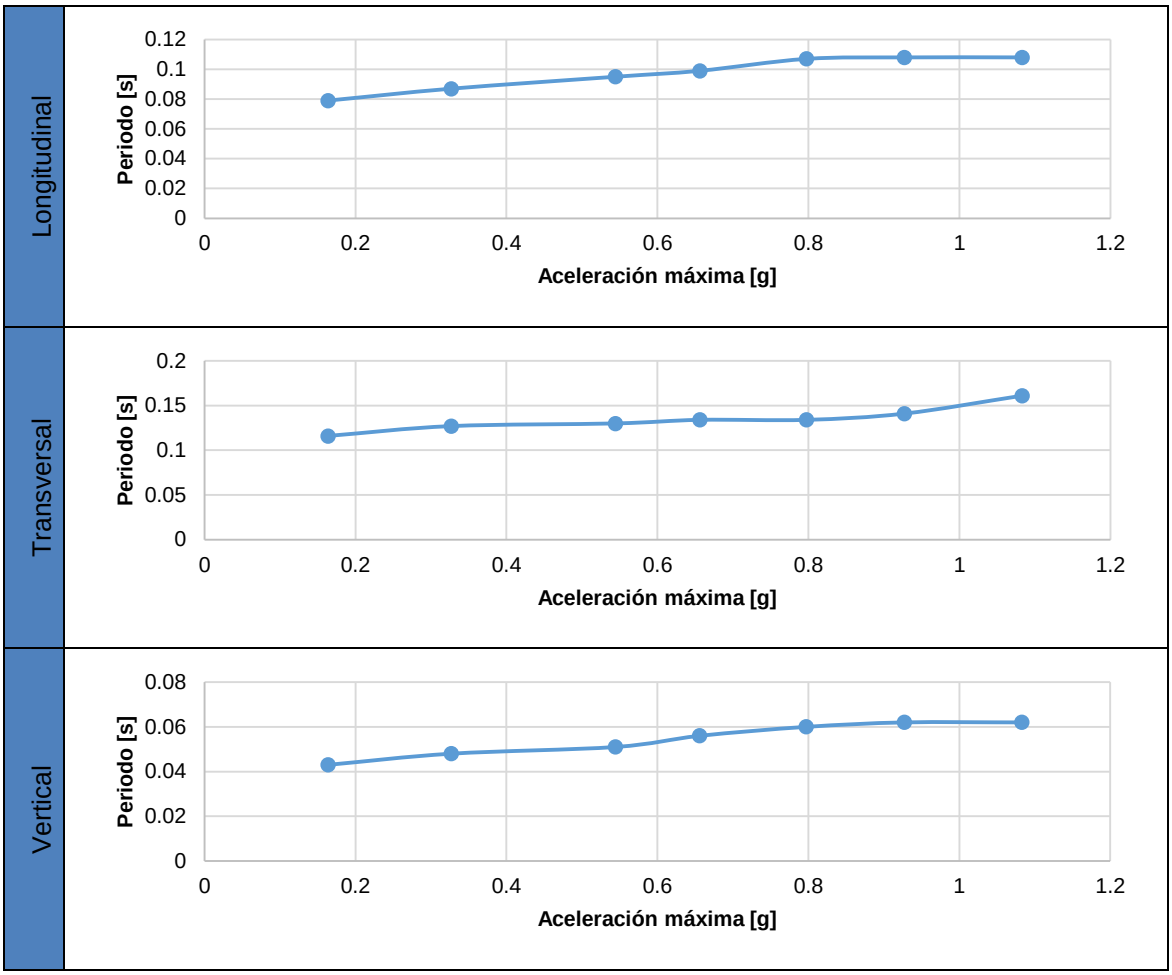

Figura 4.8 Evolución del periodo fundamental de vibrar en dirección longitudinal transversal y vertical.

Las funciones de transferencia entre los acelerómetros ubicados en la base del modelo y el centro de la bóveda (Ac-3L, Ac-3T y Ac-3V) se muestran en la Figura 4.7. Se observa que los demás modos de vibrar no afectan a los modos en la dirección longitudinal, vertical y transversal, lo que hace sencilla la identificación de estos. El periodo fundamental, en cada una de las distintas pruebas se expone en la Figura 4.8. El cambio de periodo en términos absolutos fue mayor en la dirección transversal, mientras que en términos relativos fue mayor en la dirección vertical. El cambio de periodo en la dirección transversal cambó 0.045 s que significa un 39 %. En la dirección longitudinal, se puede

observar un aumento con tendencia lineal hasta una aceleración de 0.66 g, El aumento del periodo para la dirección longitudinal fue de 0.029 s que equivale a un 37 %, mientras que para la dirección vertical el aumento es de 0.019 s correspondiente a un 44 %. En las tres gráficas, se observa un incremento progresivo en el periodo, señal del daño sufrido en la estructura durante cada una de las pruebas.

4.4 Cálculo del porcentaje de amortiguamiento crítico

Para el cálculo del porcentaje de amortiguamiento crítico, se utilizó la metodología propuesta por Rinawi y Clough (1992), que indica que un pico bien definido de una función de transferencia puede reproducirse de manera aproximada si se considera que tiene la respuesta de un oscilador de un grado de libertad:

$$\ddot{y} + 2\omega_n \xi_n \dot{y} + \omega_n^2 y = P_n e^{i\Omega t}$$

En donde ω_n, y ξ_n son la frecuencia y el porcentaje de amortiguamiento crítico para el modo particular n, P_n es el factor de participación para el modo considerado. En una frecuencia inicial Ω_k, el estado estacionario de la amplitud de la respuesta “y” está dado por:

$$A_k = \frac{P_n}{\sqrt{(\omega_n^2 - \Omega_k^2)^2 + (2\omega_n \xi_n \Omega_k)^2}} = \frac{P_n}{D_k}$$

Los parámetros desconocidos son ω_n, ξ_n y P_n. La ecuación anterior, después de algunas simplificaciones aritméticas, puede reescribirse como:

$$A_k^3 x_1 - A_k^3 \Omega_k^2 x_2 - A_k x_3 = -A_k^3 \Omega_k^4$$

En donde:

$$x_1 = \omega_n^4$$

$$x_2 = 4\xi_n^2 \omega_n^2 - 2\omega_n^2$$

$$x_3 = P_n^2$$

En un conjunto de frecuencias Ω_k desde *k=1* hasta *n*, la igualdad anterior forma una ecuación matricial de la forma AX=B que puede simplificarse de la manera siguiente:

$$\begin{bmatrix} \sum_{k=1}^{n} A_k^6 & \sum_{k=1}^{n} A_k^6 \Omega_k^2 & -\sum_{k=1}^{n} A_k^4 \\ \sum_{k=1}^{n} A_k^6 \Omega_k^2 & \sum_{k=1}^{n} A_k^6 \Omega_k^4 & -\sum_{k=1}^{n} A_k^4 \Omega_k^2 \\ -\sum_{k=1}^{n} A_k^4 & -\sum_{k=1}^{n} A_k^4 \Omega_k^2 & \sum_{k=1}^{n} A_k^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -\sum_{k=1}^{n} A_k^6 \Omega_k^4 \\ -\sum_{k=1}^{n} A_k^6 \Omega_k^6 \\ \sum_{k=1}^{n} A_k^6 \Omega_k^4 \end{bmatrix}$$

Una vez resuelta la ecuación anterior, los parámetros desconocidos pueden obtenerse de la siguiente manera:

$$\omega_n = (x_1)^{1/4}$$

$$\xi_n = \sqrt{\frac{x_2}{4\omega_n^2} + \frac{1}{2}}$$

$$P_n = \sqrt{x_3}$$

Para este caso, las funciones de transferencia son las desarrolladas a partir del registro de los acelerómetros colocados en la clave de la bóveda (Ac-3L, Ac-3T y Ac-3V) y la base del modelo.

Los amortiguamientos calculados, se presentan a continuación en la Tabla 4.5. En la Figura 4.9 se comparan las funciones de transferencia tanto medida como calculada que fueron empleadas para la obtención del amortiguamiento para cada una de las intensidades en las tres direcciones del movimiento.

Tabla 4.5 Porcentaje de amortiguamiento crítico calculado para el modelo MVTEMP-04.

Prueba	Aceleración base		Amortiguamiento (ξ)			Periodo		
	Long.	Ver.	L	T	V	L	T	V
	[g]		[%]			[s]		
0.2Cal-LV	0.16	0.14	5.0	6.2	8.6	0.080	0.112	0.044
0.4Cal-LV	0.33	0.24	5.6	7.6	9.0	0.086	0.122	0.047
0.6Cal-LV	0.54	0.48	8.0	7.7	9.1	0.093	0.127	0.050
0.8Cal-LV	0.66	0.57	8.0	7.9	9.3	0.099	0.130	0.055
1.0Cal-LV	0.80	0.55	8.9	10.0	9.7	0.106	0.133	0.058
1.2Cal-LV	0.93	0.61	14.9	12.5	10.1	0.108	0.129	0.059
1.4Cal-LV	1.08	0.87	19.4	14.8	11.1	0.100	0.1320	0.059

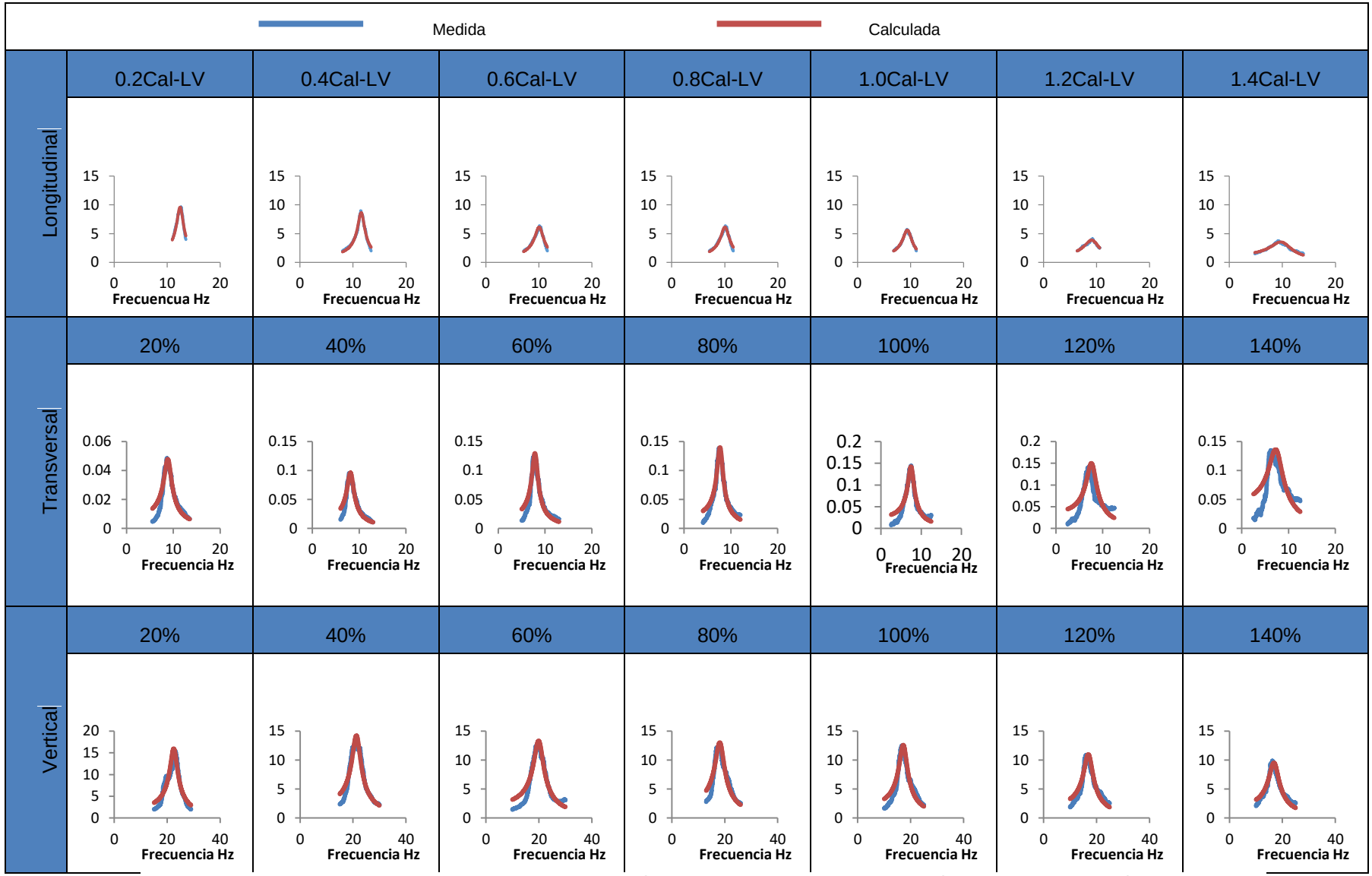

Figura 4.9 Funciones de transferencia medidas y calculadas por el método de RInawi empleadas en la obtención del amortiguamiento crítico en cada etapa.

El comportamiento del porcentaje de amortiguamiento crítico para cada dirección durante las pruebas realizadas en la mesa se presenta en la Figura 4.10. Se observa que incrementa notablemente a partir de la prueba 1.0Cal-LV (0.80 g). Esto coincide con el incremento de daños en toda la estructura.

El porcentaje de amortiguamiento al culminar la aplicación del sismo 0.2Cal-LV (0.16 g) resultó 0.05 para la dirección longitudinal, 0.062 para la transversal y 0.089 para la vertical. Al comparar las direcciones transversal y longitudinal, se aprecia que el modelo en la dirección transversal tiene un mayor amortiguamiento que en la dirección longitudinal. Esto es porque los muros longitudinales hacen que el modelo sea más rígido.

En cuanto a la dirección vertical, se observa una tendencia con cambios muy tenues ya que la bóveda no sufrió daños de consideración y las escasas fisuras y grietas que presentó no permitió una mayor disipación de energía.

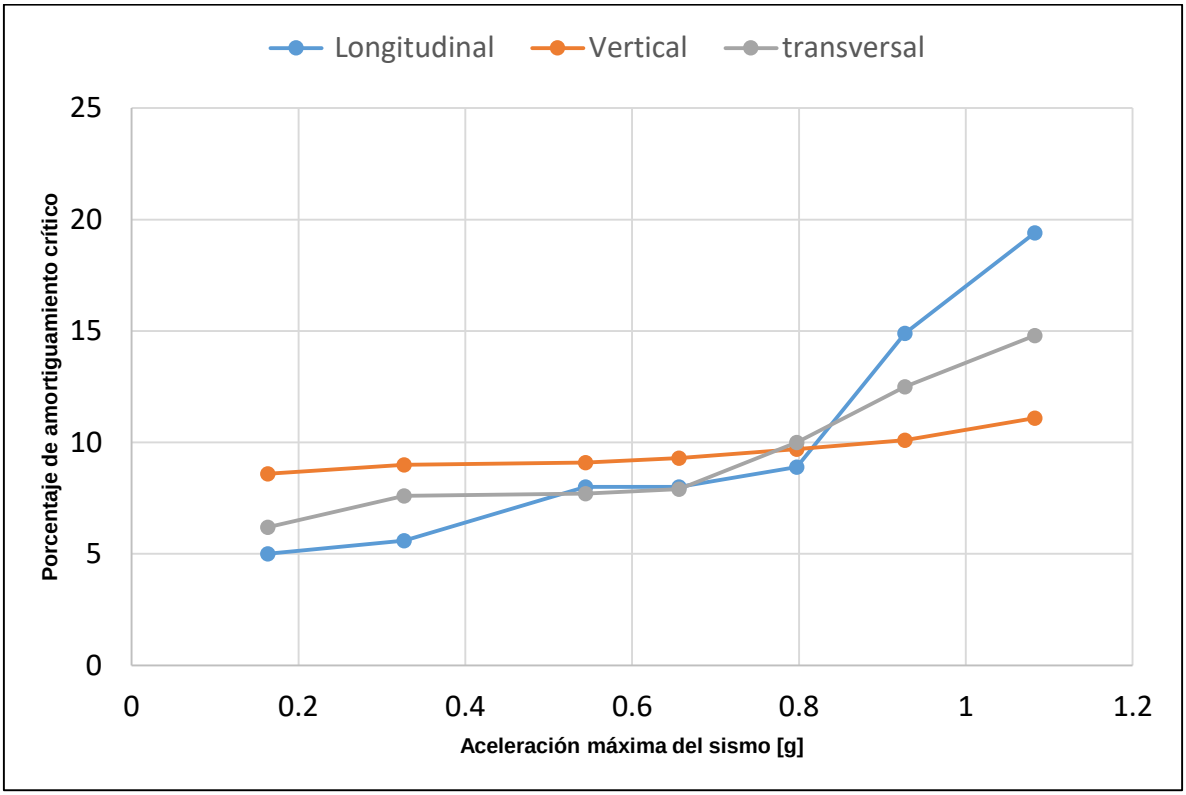

Figura 4.10 Progreso del porcentaje de amortiguamiento calculado por el método de Rinawi.

4.5 Comportamiento histerético

Las curvas histeréticas que se presentan en este apartado relacionan el cortante basal del modelo con los desplazamientos de la fachada en el punto TR-3 Estos últimos se presentan como una distorsión, calculada como el cociente entre el desplazamiento relativo entre el frontón y su altura a 2.46 m.

Para hacer el cálculo del cortante basal, fue necesaria la fragmentación del modelo en secciones debido a que la distribución de las masas en las estructuras de mampostería de piedra no es uniforme. La fragmentación del modelo se hizo de acuerdo a la cantidad de acelerómetros instalados. Una vez calculada la masa de cada una de los fragmentos, se hizo el cálculo de las fuerzas definiéndolas como el producto de dichas masas y las aceleraciones registradas a lo largo de toda la historia de los respectivos acelerómetros. El cortante basal es entonces la sumatoria de estas fuerzas inerciales que actúan en cada fragmento (calculado a cada 0.004 s que es el intervalo de tiempo en que los acelerómetros hacen cada uno de sus registros), y el cortante basal máximo es el máximo valor de la sumatoria. La Tabla 4.6 muestra el peso de la masa tributaria correspondiente a cada acelerómetro

Tabla 4.6 Masas asignadas a cada uno de los acelerómetros.

Acelerómetro	Peso [kN]
Ac-1L	1.48
Ac-6L	1.48
Ac-2L	18.28
Ac-3L	12.35
Ac-4L	12.35
Ac-7L	11.09
Ac-9L	8.41
Ac-10L	5.07
Ac-8L	25.3
Ac-5L	15.77
Base	12.65
Total	124.25

Con la información obtenida, se graficó el comportamiento histerético a lo largo de toda la historia en el tiempo para cada una de las etapas del programa experimental.

Una vez definido el cortante basal, se procedió con el cálculo de las distorsiones. Estas se obtuvieron realizando los cocientes entre el desplazamiento relativo del punto más alto del frontón (TR-3) y la altura del mismo quedando definidas a 2.46 m de la base del modelo.

Para este programa experimental, al aplicar el sismo 1.4Cal-LV (1.08 g), se obtuvo una fuerza cortante basal máxima de 133 kN y una distorsión de 0.194 %, así mismo, el coeficiente de cortante basal (que relaciona el cortante basal y el peso total de la estructura) máximo fue de 1.07 g. A continuación, en la Tabla 4.7 se muestra la síntesis del cortante basal, las distorsiones y el coeficiente sísmico que fue calculado como el cociente entre la fuerza basal y el peso total de la estructura durante todo el programa experimental del modelo MVTEMP-04.

Tabla 4.7 Porcentaje de amortiguamiento crítico calculado para del modelo MVTEMP-04.

Prueba	Aceleración base	Cortante basal (Vb)		Distorsiones		Coef. Sísmico (c)
	Long.	Max.	Min.	Max.	Min.	
	[g]	[kN]	[kN]	[%]	[%]	[g]
0.2Cal-LV	0.16	16	-15	0.018	-0.022	0.13
0.4Cal-LV	0.33	35	-31	0.035	-0.055	0.28
0.6Cal-LV	0.54	54	-47	0.059	-0.073	0.43
0.8Cal-LV	0.66	73	-60	0.084	-0.103	0.58
1.0Cal-LV	0.80	92	-70	0.114	-0.132	0.72
1.2Cal-LV	0.93	119	-84	0.144	-0.166	0.94
1.4Cal-LV	1.08	133	-89	0.178	-0.194	1.05

Las curvas histereticas de cortante basal-deformación del frontón que resultaron de cada una de las pruebas se exponen en la Figura 4.12. En general, el comportamiento en cada una de estas es similar, manteniéndose prácticamente la misma pendiente en todos los

casos y además, los ciclos se muestran simétricos durante todo el programa. Si bien los lazos fueron cada vez más amplios, esto es debido al aumento de las aceleraciones aplicadas en la base del modelo, que trae como consecuencia un aumento en el cortante basal y el aumento de las distorsiones debido al desplazamiento. Por las razones explicadas, el aumento de los lazos no es consecuencia directa de la perdida de rigidez del modelo.

Como el modelo no estuvo exento de daños, y estos comenzaron a formarse al finalizar la prueba 0.4Cal-LV (0.33 g). No es sino hasta las mayores intensidades, a partir del sismo 1.0Cal-LV (0.80 g) que estos daños comenzaron a hacerse notables, y es hasta la culminación de la prueba 1.4Cal-LV (1.08 g) que toman más relevancia, momento en que los ciclos comenzaron a formarse de manera más irregular.

Para entender mejor el comportamiento de la estructura, se hace uso de tres ciclos de histéresis: el de máxima rigidez, el de inicio de agrietamiento y último. Estos ciclos se muestran en la Figura 4.11.

El estado de máxima rigidez se presenta al inicio de las pruebas y corresponde a las condiciones iniciales en la prueba 0.2Cal-LV (0.16 g), el inicio de agrietamiento se considera, cuando estas comienzan a ser visibles, pero para este estudio, las fisuras que se forman en la prueba 0.4Cal-LV (0.33 g) son tan pequeñas que no afectan prácticamente el cambio de pendiente en los ciclos de histéresis, y es hasta la prueba 0.8Cal-LV (0.66 g) que comienza a cambiar la rigidez, siendo por este motivo el que mejor se ajusta. El último, se considera al aplicar el máximo cortante, que ocurrió en la prueba 1.4Cal-LV (1.08 g). Al hacer la comparación entre estas tres curvas, se observa lo señalado anteriormente: prácticamente la misma pendiente y forma en los tres casos.

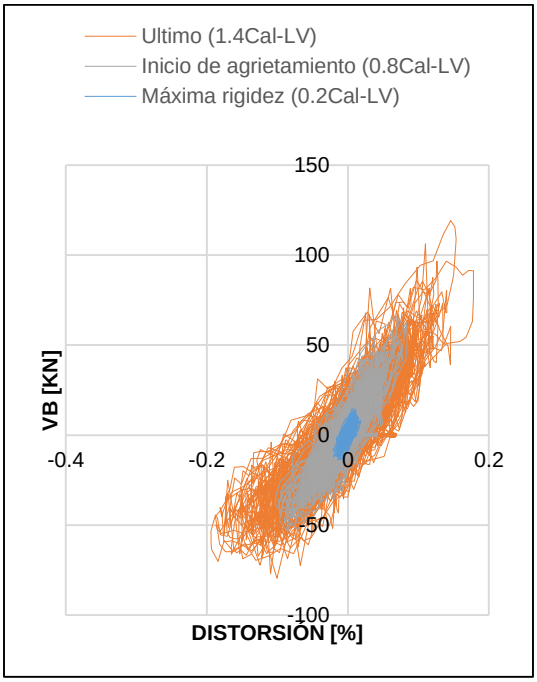

Figura 4.11 Curvas histeréticas para los estados de máxima rigidez, inicio de agrietamiento y último.

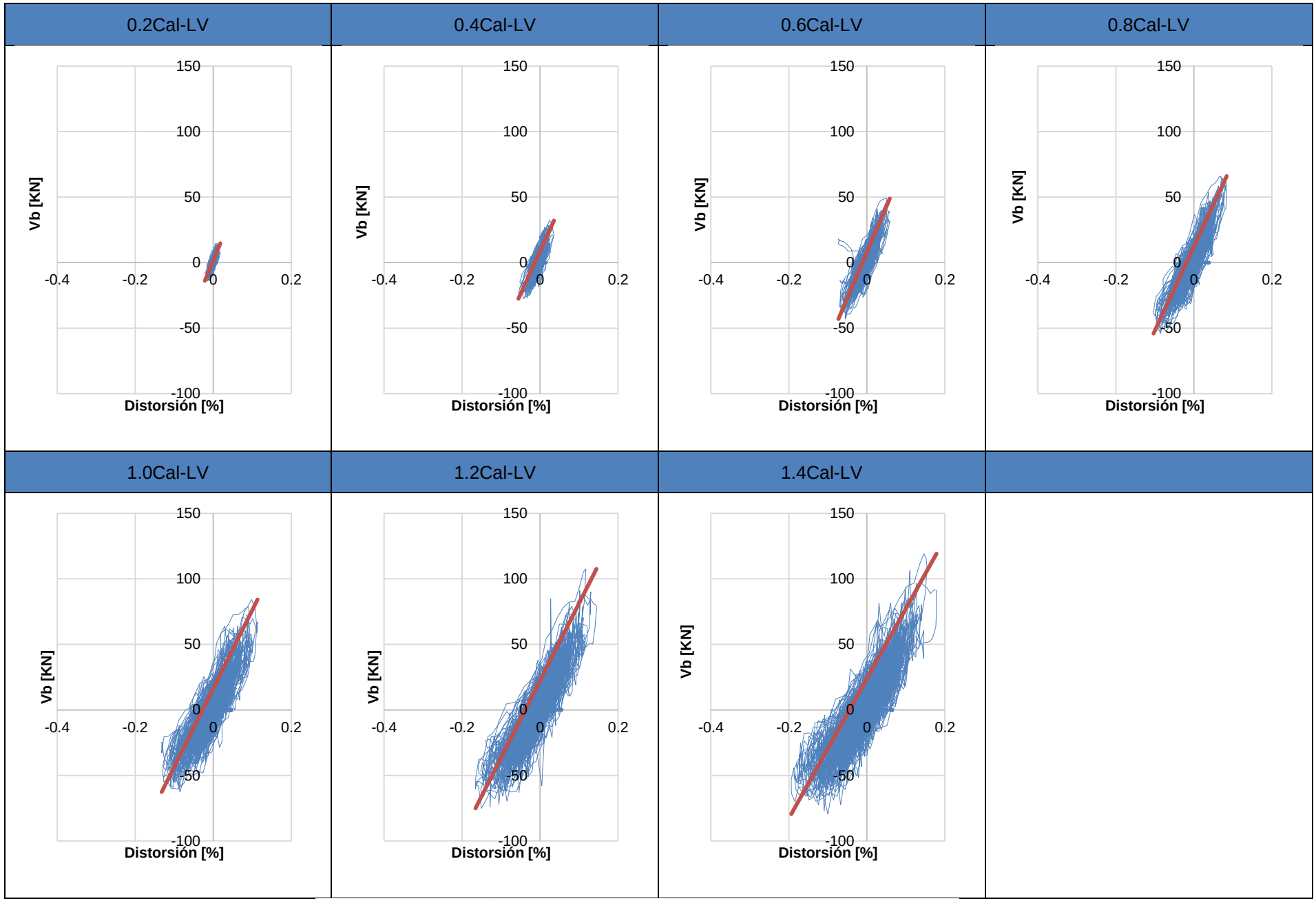

Figura 4.12 Ciclos de histéresis del modelo MVTEMP-04 en cada una de las etapas del programa.

4.5.1 Pérdida de rigidez

El cálculo de rigidez se realizó de dos maneras distintas, la primera consiste en el uso de las curvas histeréticas cortante basal-distorsión. En este caso, la rigidez es igual a la pendiente de la recta secante que une los puntos, tanto máximos como mínimos de cortante basal y distorsión en cada una de las pruebas. Esta recta, ya se ha presentado con anterioridad en la Figura 4.12. La segunda forma en la que se calculó la rigidez, fue empleando la expresión matemática $K = \frac{m}{(T/2\pi)^2}$ que relaciona la masa total del modelo con el periodo fundamental de vibrar. En la Tabla 4.8 se presentan los valores calculados con ambos métodos para cada una de las pruebas a las que se sometió el modelo MVTEMP-04.

Tabla 4.8 Rigidez calculada de dos maneras distintas.

Prueba	Aceleración base Long.	Rigidez equivalente	$\mathbf{K = \frac{m}{(T/2\pi)^2}}$
	[g]	[kN/mm]	[kN/mm]
0.2Cal-LV	0.16	29	77
0.4Cal-LV	0.33	27	67
0.6Cal-LV	0.54	28	57
0.8Cal-LV	0.66	26	50
1.0Cal-LV	0.80	24	44
1.2Cal-LV	0.93	24	42
1.4Cal-LV	1.08	22	42

La máxima rigidez equivalente del modelo se presentó durante la primer prueba 0.2Cal-LV (0.16 g) y fue de 29 kN/mm para una aceleración de 0.196 g. El mínimo valor que alcanzó la rigidez equivalente fue 22 kN/mm a una intensidad de 1.08 g. La pérdida de rigidez

durante la prueba fue tan solo 18.5 %. Esto se corrobora con el escaso daño que presentó el modelo al culminar el programa experimental.

Al momento de realizar los cálculos con la expresión matemática para determinar la rigidez, se aprecia que estos valores son mayores que las del caso anterior. Además, la perdida de rigidez al final del programa de pruebas es 45 %. Más del doble de lo que se obtuvo con la rigidez equivalente.

4.5.2 Capacidad de deformación

En la Figura 4.13 se presenta la envolvente que relaciona el cortante basal con la distorsión medida en el punto TR-3 durante el programa de pruebas del espécimen.

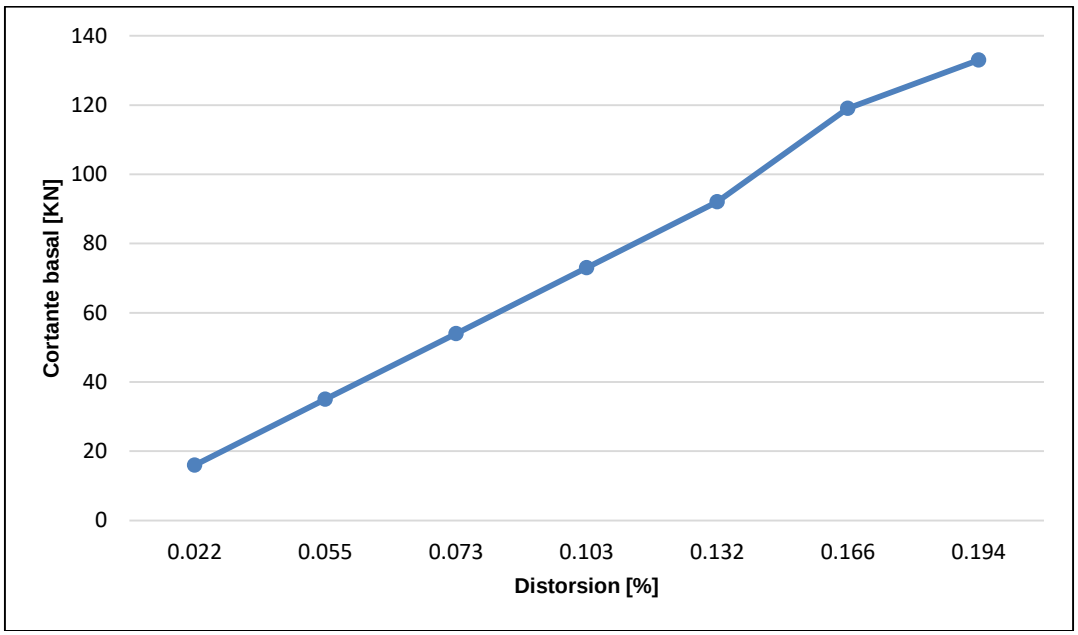

Figura 4.13 Comportamiento del cortante basal con respecto a las distorsiones.

Se observa que la gráfica muestra una tendencia casi lineal, esto es porque aún con la aplicación de los movimientos sísmicos en la dirección más vulnerable para la fachada, no lo es para las demás partes del modelo como lo son los muros laterales, que aportan más rigidez en este sentido longitudinal, que en el transversal.

El comportamiento de la gráfica muestra que si bien se presentaron esfuerzos más intensos debido al incremento de las aceleraciones aplicadas durante el programa de pruebas, esta curva mantiene la misma pendiente, y por tal motivo, el material muestra un comportamiento aproximadamente lineal, lo que significa que se conserva en el rango elástico. Solo en las últimas dos pruebas se aprecia una ligera variación de la pendiente que coincide con el agrietamiento de la torre derecha. Esto demuestra que los cuerpos de

las torres y la bóveda contribuyen a restringir los desplazamientos fuera del plano de la fachada.

Así, se hace visible que aun aplicando un esfuerzo cortante de 133 kN, este no es suficiente para inducir grandes desplazamientos en la fachada y la pérdida de rigidez debida a los ligeros agrietamientos que se producen no es representativa. Por lo tanto, se demuestra que si existe comportamiento fuera del plano de la fachada pero los elementos que bordean a esta lo restringen de modo que no llega a ser representativo.

Capítulo 5

5. Comparación de la respuesta dinámica medida en la dirección longitudinal con respecto a la medida en la dirección transversal del modelo

En este capítulo se compara el comportamiento medido entre el modelo MVTEMP-03 y el modelo MVTEMP-04. La diferencia entre ellos es que en el primero, el movimiento horizontal se aplicó en la dirección transversal del modelo y en el segundo, este movimiento se aplicó en la dirección longitudinal del mismo.

5.1 Comparación de daños

En la Figura 5.1 se presentan los daños tanto del modelo MVTEMP-03 como del MVTEMP-04 al final del programa de pruebas. A continuación, se comparan los daños ocasionados en los principales elementos estructurales.

Fachada. En el modelo MVTEMP-03 se presentó un agrietamiento en la base de la fachada que corre del cuerpo de la torre izquierda hacia el cuerpo de la torre derecha, siguiendo cierta pendiente. También, se presentaron una serie de agrietamientos diagonales en la parte superior justo debajo del frontón. En el modelo MVTEMP-04, solo se presentaron dos grietas significativas de menor longitud. Estas coinciden con la posición de las grietas que se presentaron en el modelo MVTEMP-03, por lo que su aparición pudo ser debida más a una reparación deficiente del modelo que a un sobreesfuerzo ocasionado por la acción del sismo en la dirección longitudinal.

Campanarios. Es de hacer notar que en el programa de pruebas del modelo MVTEMP-03, no colapsaron ni presentaron daño alguno los campanarios, y esto es debido al efectivo funcionamiento del sistema de postensado. En el modelo MVTEMP-04, se presenta una grieta diagonal en la torre derecha, que refleja la falla que se ha producido por cortante en este elemento, aun con esto, no llega al colapso pues el sistema de postensado sigue evitando este suceso.

Bóveda. Al finalizar las pruebas en el modelo MVTEMP-03, la bóveda, tanto en el intradós como en el trasdós tiene grietas longitudinales en gran parte del área, algunas de estas grietas corren ininterrumpidamente desde la fachada hasta el ábside, y varias tienen bifurcaciones en varios ramales. Para el modelo MVTEMP-04 la parte del intradós tiene daño longitudinal no tan severo, mientras que en el trasdós el agrietamiento inicio debido al ajuste de los lingotes de plomo, extendiéndose en la parte final del programa.

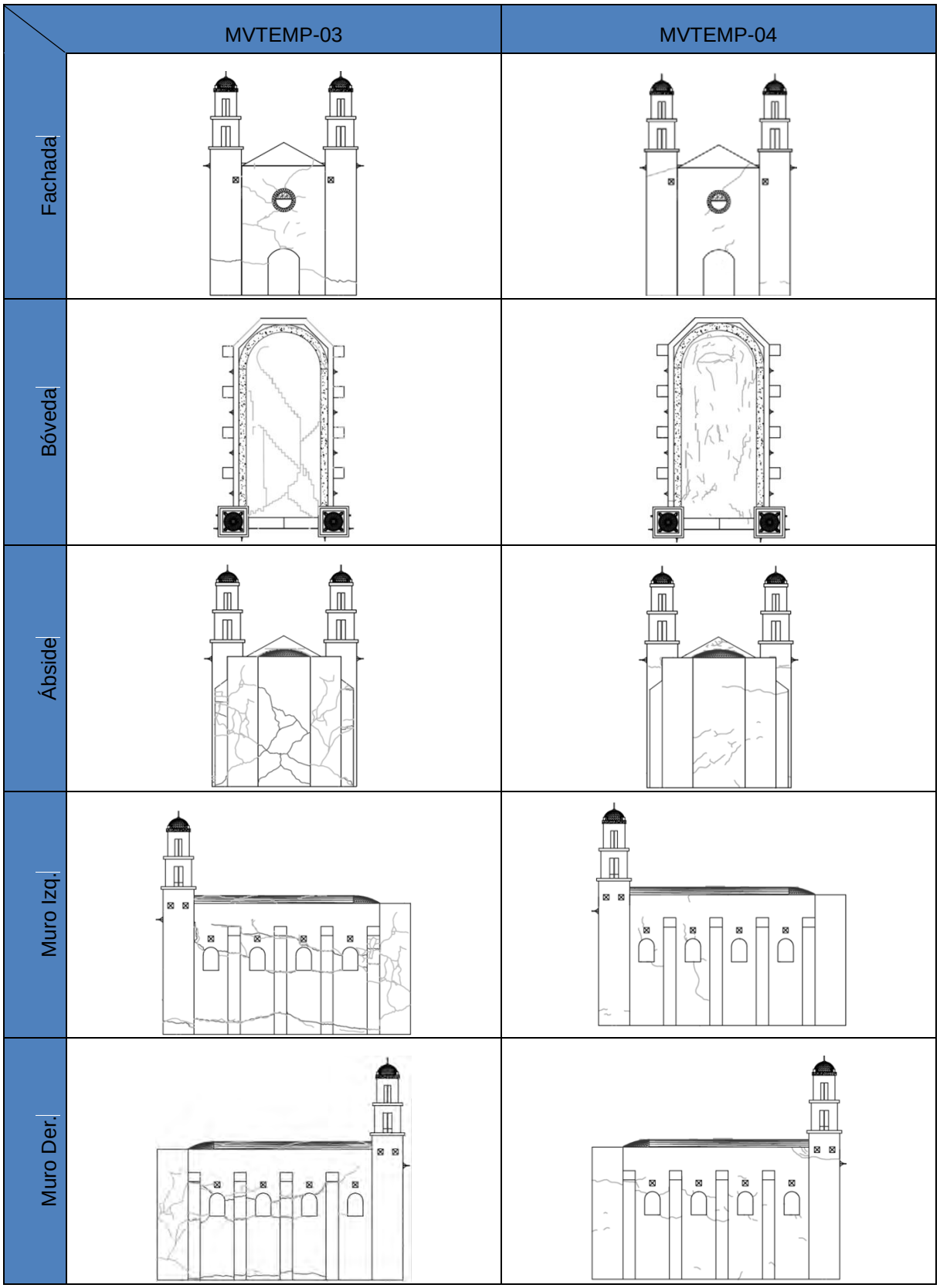

Figura 5.1 Comparación de los daños entre los modelos MVTEMP-03 y MVTEMP-04.

Ábside. Debido a la carencia de refuerzo, el ábside resulta con gran daño en el modelo MVTEMP-03, esta zona presenta grietas que corren desde el centro hasta los muros laterales que en algunos casos llegan hasta los contrafuertes posteriores. La parte central inferior del ábside presenta un colapso. En el modelo MVTEMP-04, las grietas comienzan a formarse hasta muy avanzado el programa experimental, y estas no son tan profundas ni tan largas para ser consideradas relevantes.

Como se observa en la Figura 5.1, los daños en el modelo MVTEMP-04 son significativamente menores y diferentes a los que se presentaron en el modelo MVTEMP-03. En ambos casos no se presentó una condición de colapso. Algunas de las grietas del modelo MVTEMP-04 aparecieron debido a una deficiente reparación. Además, estas grietas no representaron una condición de inestabilidad para el modelo.

Con estos resultados se corrobora que la dirección más vulnerable a la acción sísmica es la dirección trasversal del modelo.

5.2 Desplazamientos y aceleraciones

La ubicación de los acelerómetros y transductores de desplazamiento empleados para examinar el comportamiento de los desplazamientos y las aceleraciones entre el modelo MVTEMP-03 y MVTEMP-04 se muestran en la Figura 5.2.

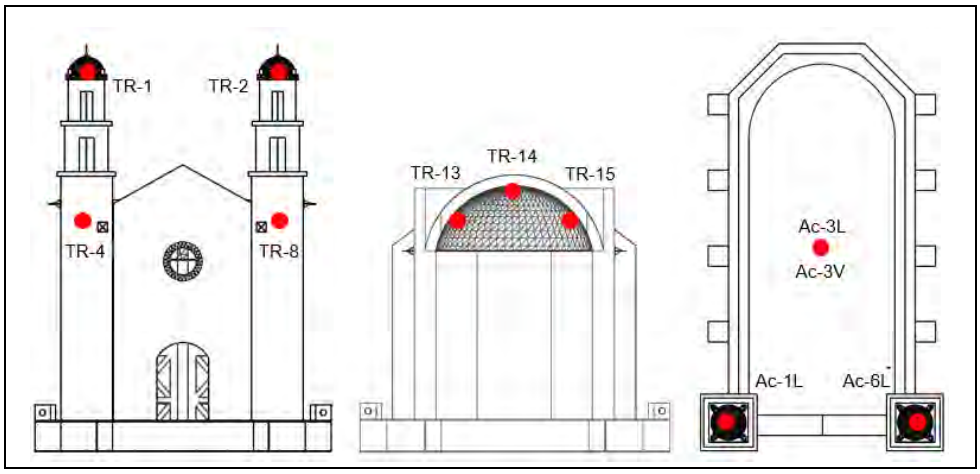

Figura 5.2 Ubicación de los instrumentos comparados en los modelos MVTEMP-03 y MVTEMP-04.

En la Figura 5.3 se compara el desplazamiento lateral y vertical de la bóveda medido en puntos cuya posición coincide en ambos modelos. Se aprecia que a pesar de que en la dirección transversal del modelo MVTEMP-04 no fue aplicado ningún movimiento en la base, la bóveda presentó desplazamientos en esta dirección. Llama la atención que para

intensidades bajas de movimiento, los desplazamientos en ambos modelos eran similares. Pero una vez que el modelo MVTEMP-03 dejó de tener un comportamiento lineal, la magnitud de los desplazamientos fue incrementándose. No así en el modelo MVTEMP-04, el cual más o menos mantuvo una tendencia aproximadamente lineal en el comportamiento de sus desplazamientos. Al finalizar ambos programas de ensayes, el desplazamiento vertical en el modelo MVTEMP-04 llego a ser casi 5 veces menor al medido en el modelo MVTEMP-03.

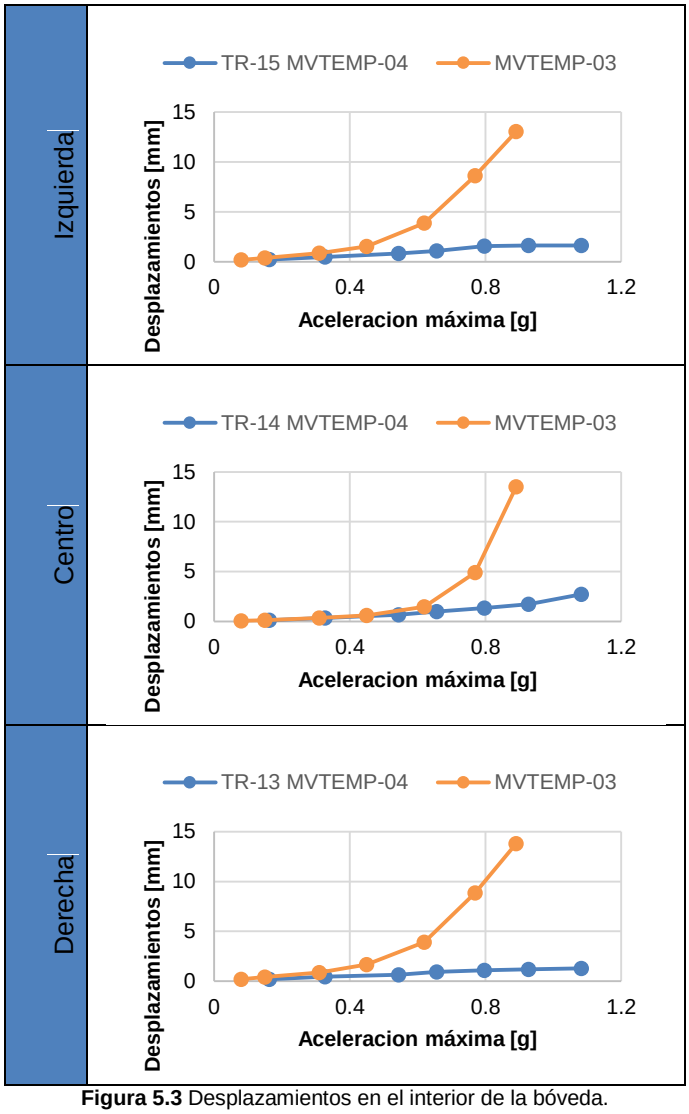

Figura 5.3 Desplazamientos en el interior de la bóveda.

El comportamiento de las torres y de los campanarios de ambos modelos se compara en la Figura 5.4. El campanario derecho muestra un comportamiento prácticamente idéntico en ambos modelos, solo con la diferencia de que al finalizar la prueba 1.4Cal-LV (1.08 g) del modelo MVTEMP-04, el desplazamiento de este fue superior. Esto fue debido a la mayor intensidad de movimiento en la base soportada que en el otro modelo. En la base

del campanario el comportamiento de los desplazamientos fue similar aunque la magnitud de estos en el modelo MVTEMP-04 fue menor.

En el caso del campanario izquierdo, los desplazamientos medidos en el modelo MVTEMP-04 resultaron de menor magnitud que los medidos en el modelo MVTEMP-03. Esto fue quizás a que las grietas en este elemento fueron de menor magnitud que las ocurridas en el modelo MVTEMP-03.

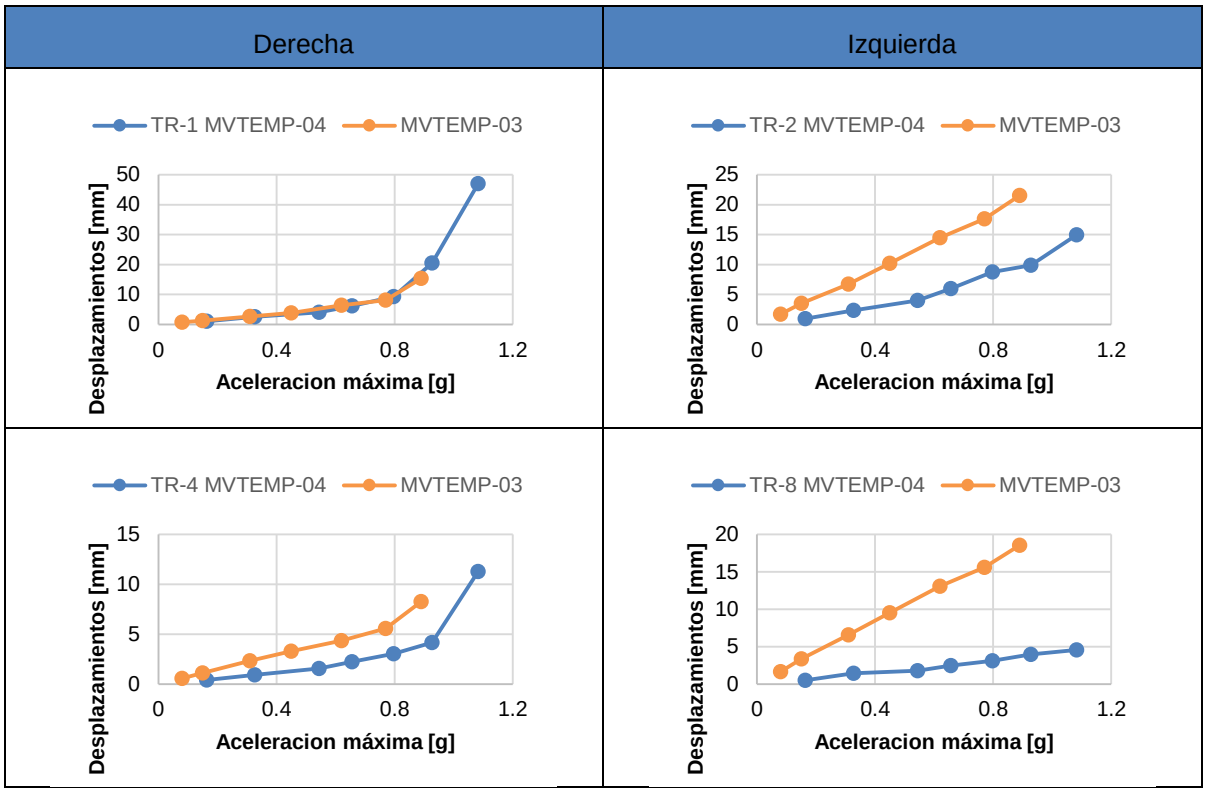

Figura 5.4 Desplazamientos en las torres y campanarios.

El comportamiento de la amplificación de la aceleración de la bóveda durante todo el programa de pruebas de ambos modelos se muestra en la Figura 5.5. Como se aprecia en esta figura, la amplificación de la aceleración en la bóveda del modelo MVTEMP-03 fue en promedio 2 y 2.3, para la componente horizontal (dirección T del modelo) y vertical, respectivamente. Para el modelo MVTEMP-04, las amplificaciones de aceleración fueron: 1.6 y 3.8, en su componente horizontal (dirección L del modelo) y vertical, respectivamente.

Con estos resultados se aprecia que en la dirección vertical, en el modelo MVTEMP-04 hay una mayor amplificación de la aceleración que en el modelo MVTEMP-03, esto coincide con el nivel de daños alcanzado que fue menor al producido en este último modelo.

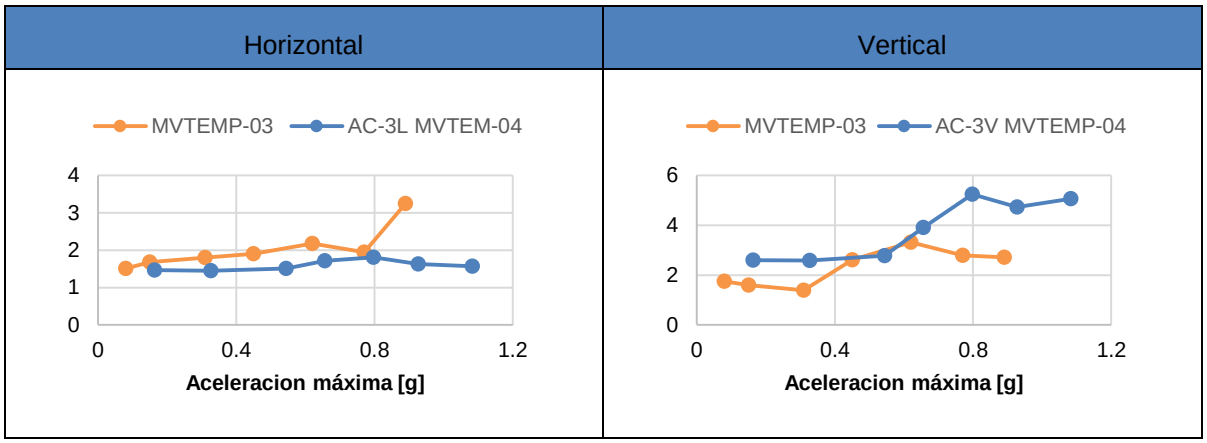

Figura 5.5 Factores de amplificación en la bóveda.

En cuanto a los campanarios, las amplificaciones calculadas durante el programa de ensayes de ambos modelos se muestran en la Figura 5.6. Como se aprecia, mientras el daño no era significativo, la amplificación fue aproximadamente la misma en ambos ensayes. Esto era de esperarse pues los campanarios son simétricos en el plano horizontal y el movimiento aplicado en esta plano fue el mismo en ambos modelos.

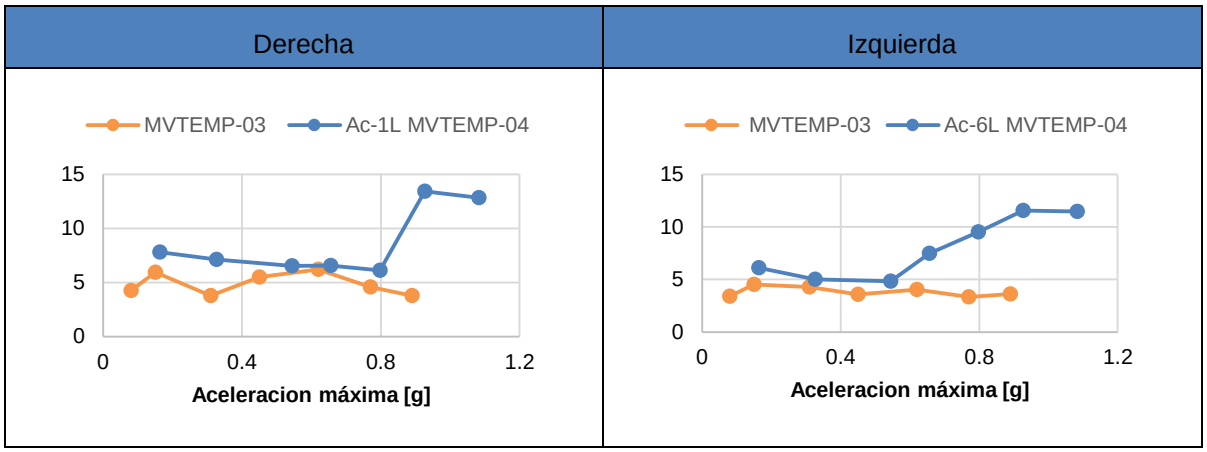

Figura 5.6 Factores de amplificación en los campanarios.

5.3 Variación de los periodos de la estructura

En la Figura 5.7 se detalla la evolución de los periodos fundamentales de vibrar en la direcciones T, V, para el caso del modelo MVTEMP-03 y T, V, L, para el modelo MVTEMP-04. No se presenta la evolución del periodo L del modelo MVTEMP-03 porque este no fue medido. Con base a esta figura se aprecia que el modelo MVTEMP-04 resultó ser menos rígido que el modelo MVTEMP-03, al tener periodos en T y V mayores que

este último. Esta pérdida de rigidez es debida al daño en forma de microfisuras que no son visibles y por lo tanto no se han reparado, estas, se han ido acumulando a lo largo de tantas pruebas a las que el modelo se ha sometido.

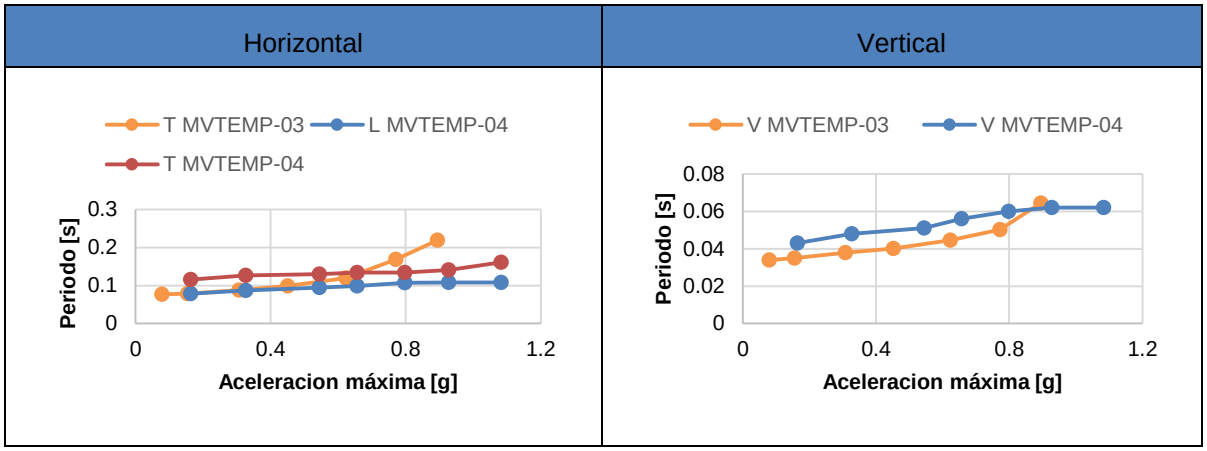

Figura 5.7 Periodos fundamentales de vibrar.

En ambos programas experimentales, el cambio de los periodos en la dirección vertical es menor que el presentado en las direcciones horizontales.

5.4 Cálculo del porcentaje de amortiguamiento crítico

Los porcentajes de amortiguamiento crítico calculados durante el programa de pruebas de ambos modelos se presentan en la Figura 5.8. Estos valores presentaron un comportamiento similar en ambos modelos durante todo el programa de pruebas, con excepción de los amortiguamientos calculados en la dirección T del modelo MVTEMP-03, pues este alcanzó mayores valores a menores intensidades de movimiento que el otro modelo. Probablemente por el mayor daño alcanzado en este.

Para la dirección vertical, el amortiguamiento en el modelo MVTEMP-04 mantiene un comportamiento prácticamente lineal, esto es reflejo del escaso daño producido en este modelo. Esto no sucede en el modelo MVTEMP-03, en donde la variación del amortiguamiento es mayor debido a la aparición de grietas y ancho de grietas.

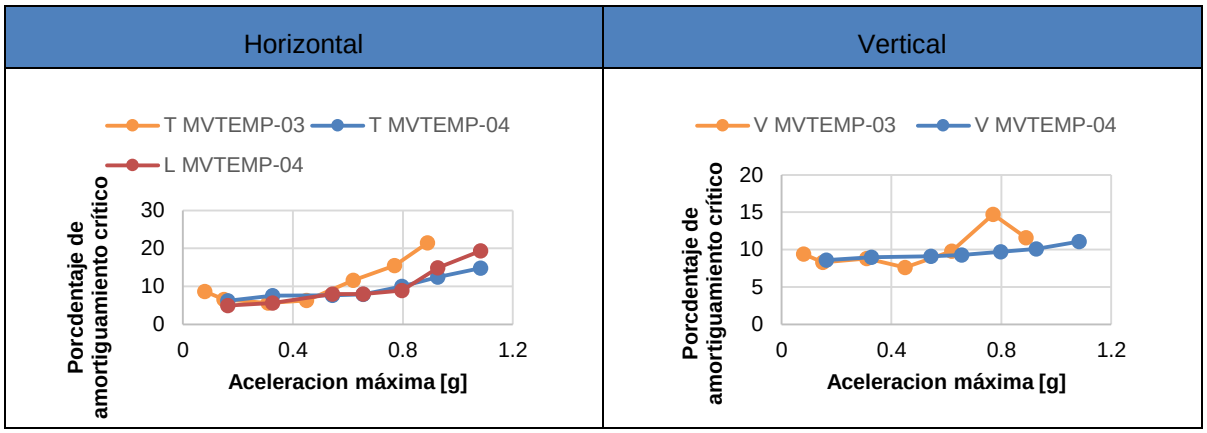

Figura 5.8 Porcentaje de amortiguamiento crítico.

5.5 Comportamiento histerético

Debido a que se colocaron transductores de desplazamiento a la altura del arranque en el interior de la bóveda de los modelos MVTEMP-03 y MVTEMP-04, se pudieron medir las distorsiones en ambos modelos en ese mismo punto. Además de estas distorsiones, en el modelo MVTEMP-04 también se midieron las producidas en el frontón. Al término del programa experimental, las distorsiones en el interior del modelo MVTEMP-03 resultaron 4 veces mayores que las medidas en el frontón del modelo MVTEMP-04, mientras que el incremento del periodo se redujo a la mitad en el caso del modelo MVTEMP-04 con respecto al MVTEMP-03. La Figura 5.9 presenta el comportamiento de la distorsión con respecto al periodo, en ambos casos, muestran la misma tendencia hasta la prueba 1.0Cal-LV (0.80 g).

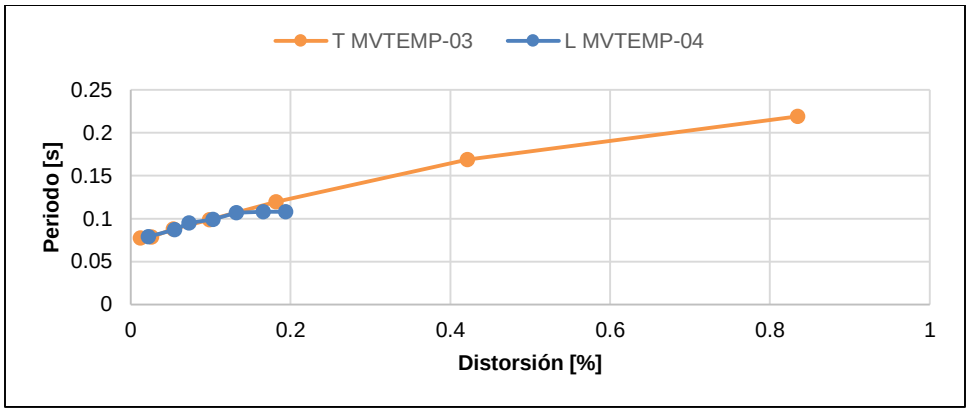

Figura 5.9 Periodos fundamentales de vibrar con respecto a la distorsión.

Por otra parte, la Figura 5.10 muestra la comparación entre las distorsiones medidas en el mismo punto para ambos modelos, es decir, al arranque de la bóveda y para este caso, se usó el periodo en la misma dirección, al comparar puntos iguales, la distorsión del modelo MVTEMP-03 resulta 8 veces más grande, todo lo anterior pone en evidencia la mayor vulnerabilidad del sentido transversal de este tipo de estructuras.

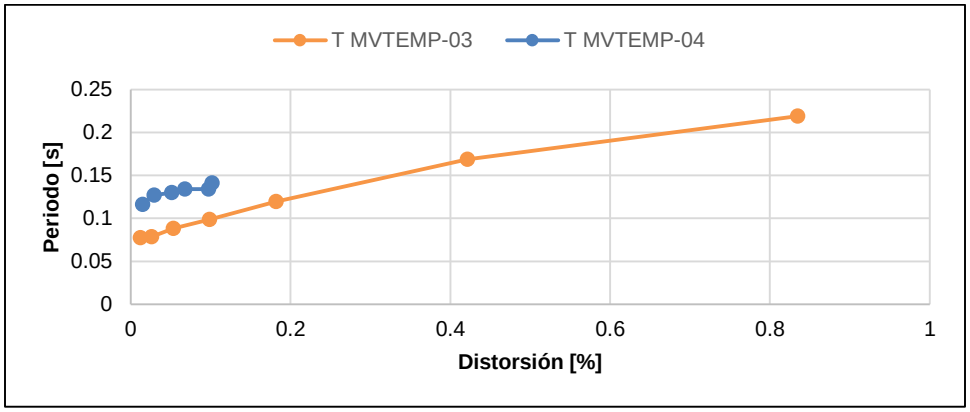

Figura 5.10 Periodos fundamentales de vibrar con respecto a la distorsión medida al arranque de la bóveda.

Como se ha indicado anteriormente, el aumento en el periodo es producido debido a la aparición de daño en el modelo. Así, el modelo MVTEMP-03, que resultó con mayor daño, presenta un periodo al final del sismo 1.2CAL-LV (0.93 g) de 0.22 s, mientras que para el modelo MVTEMP-04, el periodo en la dirección longitudinal es 0.11 s y en la transversal de 0.16 s, ambos para el sismo 1.4Cal-LV (1.08 g).

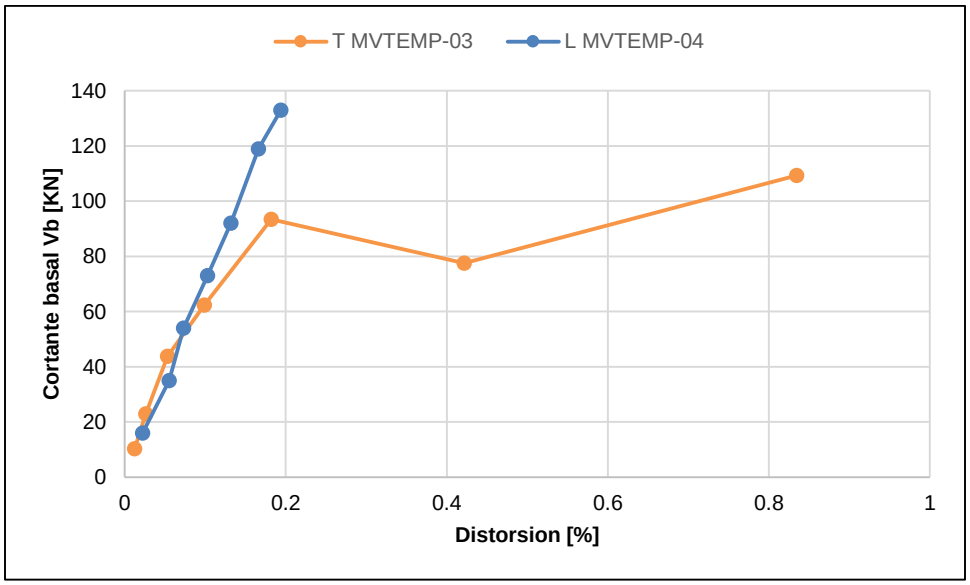

Figura 5.11 Cortante basal máximo.

Para alcanzar una máxima distorsión de 0.83 %, fue necesario aplicar una fuerza cortante basal de 109 kN en el modelo MVTEMP-03, mientras que en el modelo MVTEMP-04, el cortante basal de 133 kN apenas produjo una distorsión de 0.194 %. Por lo tanto, el cortante basal necesario para que las distorsiones longitudinales, específicamente las medidas a la altura del frontón alcancen valores similares a las transversales (medidas al arranque de la bóveda) deben ser mucho mayores. Lo anterior, si la gráfica del modelo siguiera con el comportamiento que se aprecia en la Figura 5.11.

Para el cálculo del coeficiente sísmico se hizo uso de los valores de cortante basal y peso total del modelo, siendo este coeficiente, el cociente entre estos dos datos.

El coeficiente sísmico en la dirección transversal (MVTEMP-03) tiene valores más elevados en prácticamente todo el programa experimental, solo invirtiéndose al finalizar la prueba 1.0Cal-LV (0.8 g), en el que el valor de este coeficiente presenta una repentina caída, al ser el coeficiente sísmico dependiente del cortante basal, y este de las aceleraciones registradas, esta caída del valor en el coeficiente puede entenderse con la aparición de daños que impidieron al modelo seguir acelerando.

En la dirección longitudinal del modelo (MVTEMP-04), el valor del coeficiente alcanza un máximo de 1.07 g, mientras que para la dirección transversal (MVTEMP-03) es de 0.87 g, aunque hay que recordar que el valor alcanzado en la dirección longitudinal corresponde a la prueba 1.4Cal-LV (1.08 g), mientras que en la dirección trasversal se trata del sismo 1.2Cal-LV (0.93 g). Lo anterior se muestra gráficamente en la Figura 5.12.

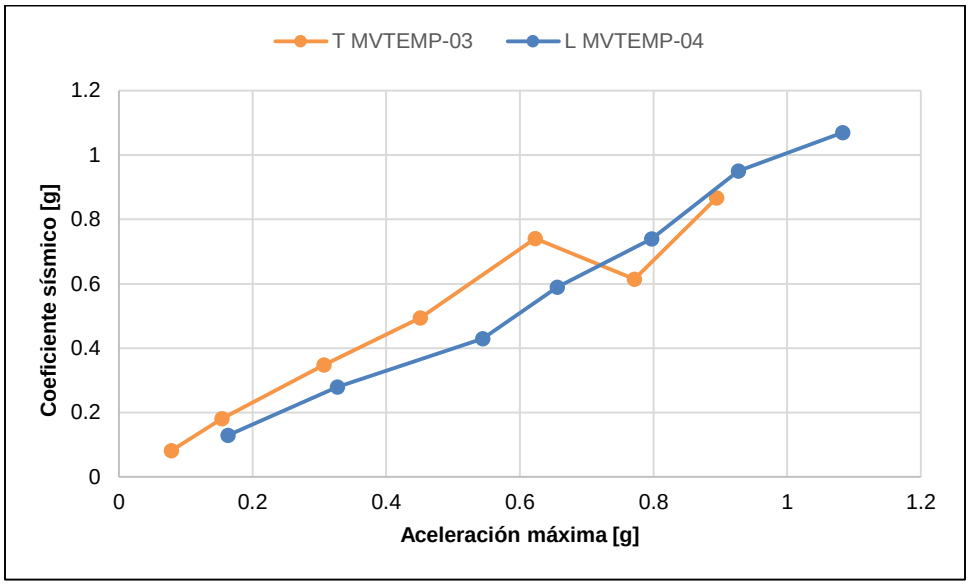

Figura 5.12 Coeficientes sísmicos.

En las primeras pruebas del modelo MVTEMP-03, se registra un aumento de la rigidez debido a la consolidación del mortero con el que estuvo construida, este aumento no es visible para el modelo MVTEMP-04 tal como se observa en la Figura 5.13.

El valor de la rigidez al inicio de las pruebas para el modelo MVTEMP-03 fue de 37kN/mm, que alcanzó un valor máximo de 44 kN/mm, a partir del cual comienza a decaer hasta llegar a un valor final de 7 kN/mm. El valor inicial de la rigidez para el modelo MVTEMP-04 es de 29 kN/mm, siendo este valor el máximo alcanzado por el modelo, el ultimo valor fue de 22 kN/mm, manteniéndose mucho más constante en comparación con el modelo MVTEMP-03 por la ausencia de daño y la escasa consolidación del mortero.

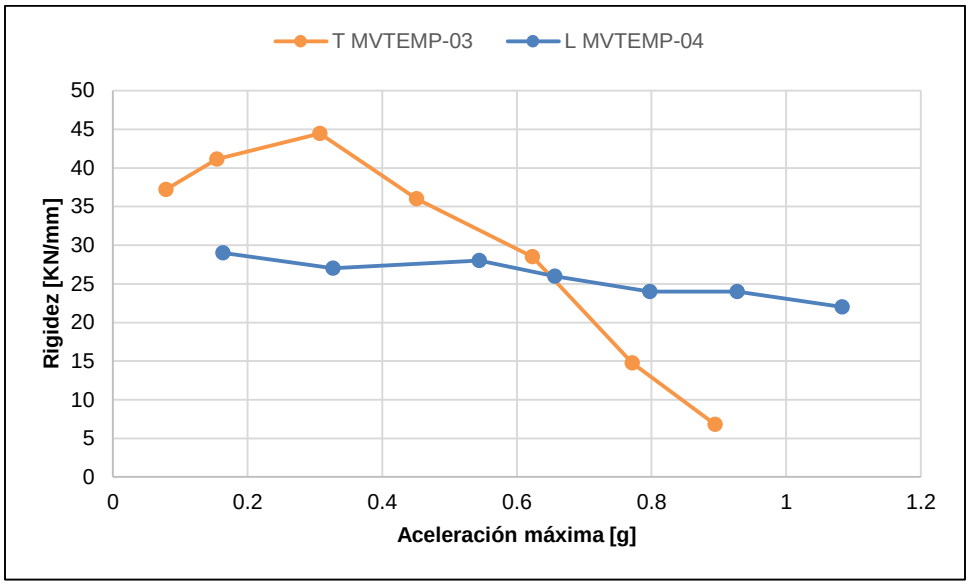

Figura 5.13 Comparación de rigideces.

Al comparar el comportamiento de la rigidez del modelo MVTEMP-03 con respecto a las distorsiones que alcanzó, se hace visible que en la etapa de consolidación del mortero, es decir, en las que la rigidez aumentaba, el cambio entre las distorsiones fue mucho menor en comparación con las registradas después de la etapa de consolidación, que es cuando la rigidez comienza a decaer. Además, en esta segunda etapa, las distorsiones con el aumento de la intensidad de los sismos aplicados, aumentaba drásticamente con el registro anterior, prácticamente duplicándose en cada nueva prueba.

En el caso del modelo MVTEMP-04, al no existir la etapa de consolidación, la rigidez cambia en franco decremento, aun cuando el cambio entre estado inicial y final es mucho menor que el del modelo MVTEMP-03. Además de presentarse en un rango de distorsiones, igualmente mucho menor. Lo anterior puede observarse gráficamente en la Figura 5.14.

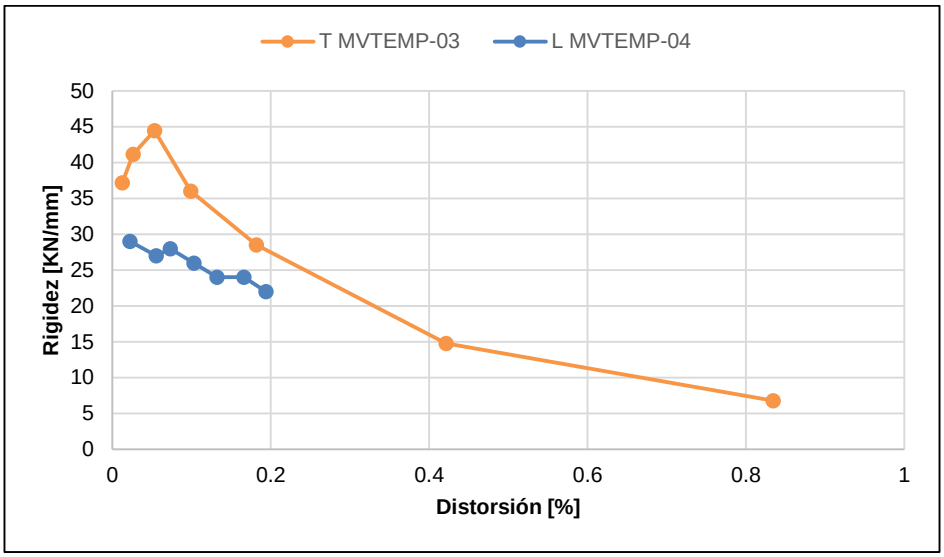

Figura 5.14 Rigideces con respecto a la distorsión.

La Figura 5.15 muestra los ciclos de histéresis calculados en el arranque de la bóveda para ambos modelos. A pesar de que los ciclos fueron calculados en el mismo punto y con el mismo evento sísmico, el cambio en la dirección de aplicación del sismo produjo curvas distintas. Las distorsiones son menores en el modelo MVTEMP-04 que reafirma el planteamiento de que la dirección transversal es más vulnerable.

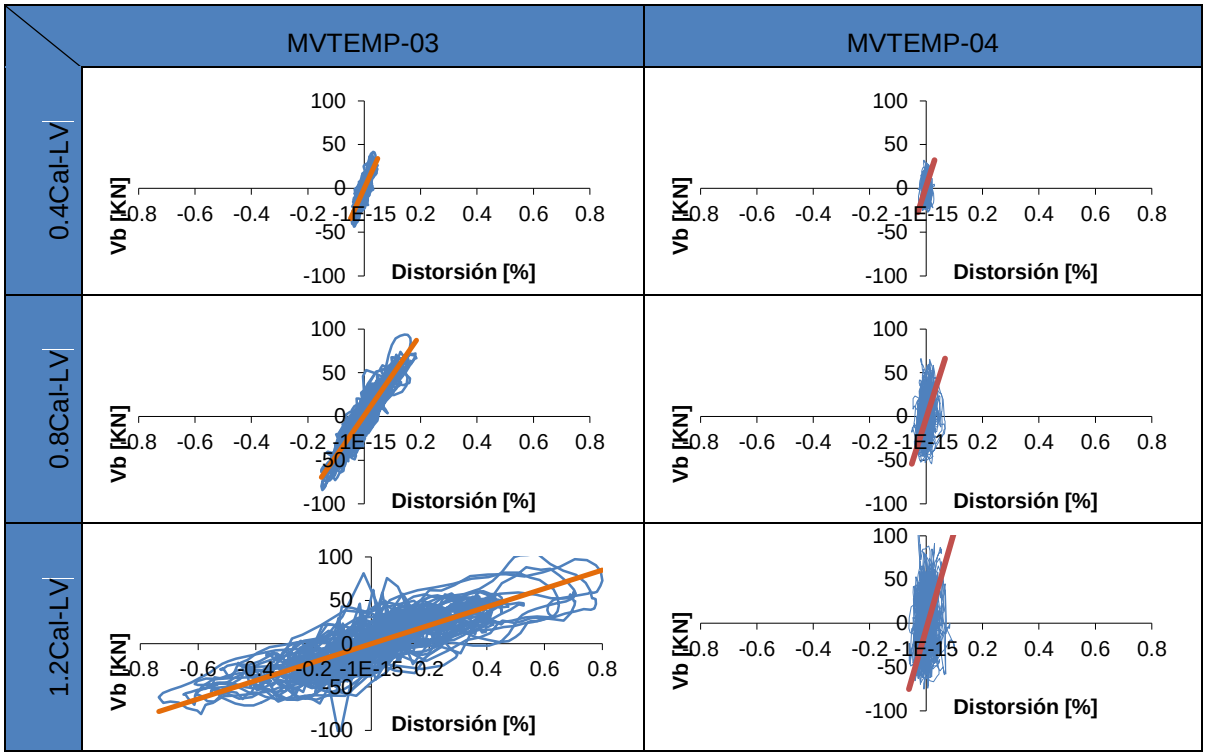

Figura 5.15 Ciclos de histéresis calculados al arranque de la bóveda en ambos modelos.

Para finalizar, en la Figura 5.16 se hace la comparación de los ciclos de histéresis del modelo MVTEMP-03, calculados en el arranque de la bóveda, con los del modelo MVTEMP-04 que fueron calculados en la parte del frontón. Estas curvas se realizaron con los datos obtenidos del cortante basal y de las distorsiones y muestran el distinto comportamiento del modelo en su dirección longitudinal (MVTEMP-04) y transversal (MVTEMP-03) para un mismo evento sísmico.

Los valores máximos, tanto para el cortante basal como para las distorsiones fueron en términos generales mayores en el modelo MVTEMP-03. En el caso de las distorsiones se observa que para un mismo evento, el definido como 1.2Cal-LV (0.93 g), estas llegaron a ser hasta 4 veces mayores que en modelo MVTEMP-04.

Otro aspecto que nos muestra la comparación de estas gráficas, es la evolución de la pendiente de estas curvas, el cambio más pronunciado de esta se da en el modelo MVTEMP-03, esto indica que el decremento de la rigidez fue mayor en este caso por el mayor daño alcanzado en comparación de las escasas grietas que se formaron en el modelo MVTEMP-04, y también, por la rigidez adicional que proporcionan los muros en su dirección longitudinal.

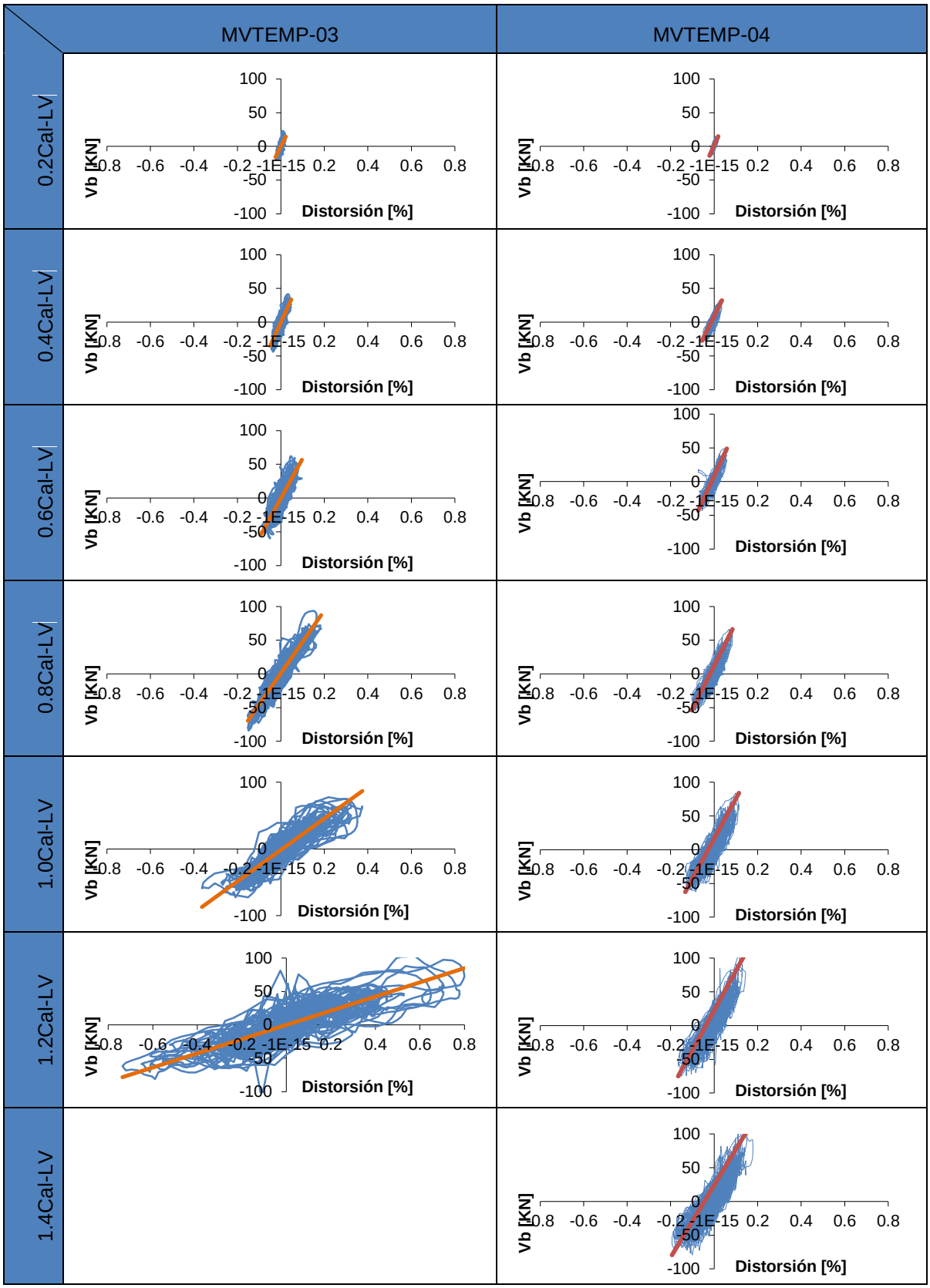

Figura 5.16 Ciclos de histéresis al arranque de la bóveda del modelo MVTEMP-03 y en el frontón del modelo MVTEMP-04.

Capítulo 6

Conclusiones

Siendo el interés y propósito de este trabajo, el estudio del comportamiento de la fachada fuera del plano, el modelo MVTEMP-04 se sometió a fuertes movimientos en su base, tanto en su dirección vertical como en la longitudinal simultáneamente, pues es esta la dirección más desfavorable para la estabilidad de la fachada.

Los desplazamientos medidos en la fachada corroboran que si existió movimiento fuera de su plano, pero no es un comportamiento que ocasionara algún daño, pues las torres y la bóveda de ladrillo, restringieron su desplazamiento, evitando deformaciones que alcanzaran el rango plástico. Este modelo en particular, tiene una serie de refuerzos como cadenas perimetrales de concreto o tensores de acero presforzado que evitan la apertura y cierre de la bóveda. El conjunto de estos elementos restringen aún más los desplazamientos y los daños.

La rehabilitación del modelo se efectuó de manera conveniente, aun así, al realizar las pruebas, se observan daños que muestran una probable existencia de fisuras imperceptibles que no fueron reparadas.

Al realizar las comparaciones de los modelos MVTEMP-03 y MVTEMP-04, se observa un comportamiento sísmico diferente en ambas direcciones, esto se hace más evidente al revisar los registros de los daños, siendo claramente la dirección transversal del modelo la más desfavorable pues muestra un deterioro mucho mayor que el observado en la dirección longitudinal en el que en su mayoría se formaron grietas que habían aparecido con anterioridad. Aun con esto, los campanarios muestran un comportamiento similar en ambas direcciones.

El amortiguamiento al inicio de las pruebas para el modelo MVTEMP-03 y MVTEMP-04, no fue igual. Los muros laterales aportan una rigidez al modelo en la dirección longitudinal haciendo que el amortiguamiento al inicio de ambos programas sea mayor en la dirección transversal.

El aumento en el periodo de una estructura puede usarse como una referencia indirecta del daño que experimenta dicha estructura. El incremento del periodo horizontal del modelo MVTEMP-03 fue mayor que el MVTEMP-04, confirmando analíticamente lo que una inspección visual mostraría.

Al concluir con el análisis de este programa experimental que contemplaba movimientos en la dirección longitudinal del modelo, fue posible cotejar estos nuevos resultados con los obtenidos en pruebas previas en las que se examinó el comportamiento en el sentido transversal. De esta manera, se confirma experimentalmente los resultados analíticos sobre el comportamiento de la fachada de este tipo de estructuras.

Para finalizar, con todo lo realizado anteriormente, se aporta mayor información acerca del comportamiento sísmico de estructuras históricas. Si bien, los resultados no pueden ser extrapolados debido al incumplimiento de las leyes de similitud, estos si pueden utilizarse para la calibración de modelos analíticos.

Referencias

Alcocer S. M. y Muriá D. (1997), *La nueva mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, informe final proyecto 6539, preparado para el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología.*

Alcocer S., Aguilar G. y Flores L. (1999). *El sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999, Informe realizado por investigadores del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).* México, D.F., 159 p.

Chávez, M. (2010). *Validación experimental de modelos analíticos para el estudio del comportamiento sísmico de estructuras históricas,* Tesis doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), México.

Croci G., Viskovik A., Herzalla A., Erdik M., Arkdoğan M., De Canio G. and Antonelli L. (2010). *Seismic assessment by numerical analyses and shaking table tests for complex masonry structures: the Hagia Irene case study.* 7th international conference on structural analysis of historic constructions.

Shendova V., Rakicevic Z. T., Krstevska L., Tashkov L. and Gavrilovic P. (2012).*Shaking table testing of models of historic buildings and monuments-IZIIS´experience.* En Fardis M. N. (Ed), Rakiecevic Z. T. (Ed). *Role of seismic testing facilities in performance-based earthquake engineering (pp. 221-254).* Atilla Ansal, Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute, Bogaziçi University, Istanbul, Turkey.

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.* FONDEN.

Meli P. R. (2011). *Los conventos mexicanos del siglo XVI, construcción, ingeniería estructural y conservación.* Instituto de Ingeniería UNAM.

Morales H. (2004). *Análisis de la respuesta sísmica de in templo colonial típico en cruz latina.* Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), México.

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

Peña F. (2010). *Estrategias para el modelado y el análisis sísmico de estructuras históricas.* Revista de Ingeniería Sísmica 83:43-63.

Peña F. and M. M. Chávez (2016). *Seismic behavior of Mexican colonial churches.*

Rinawi A. and Clough R. (1992). *Improved amplitude fitting for frequency and damping estimation*. Proceedings of 10th International Modal Analysis Conference, Society for Experimental Mechanics, Bethel, CT; 893-898.