

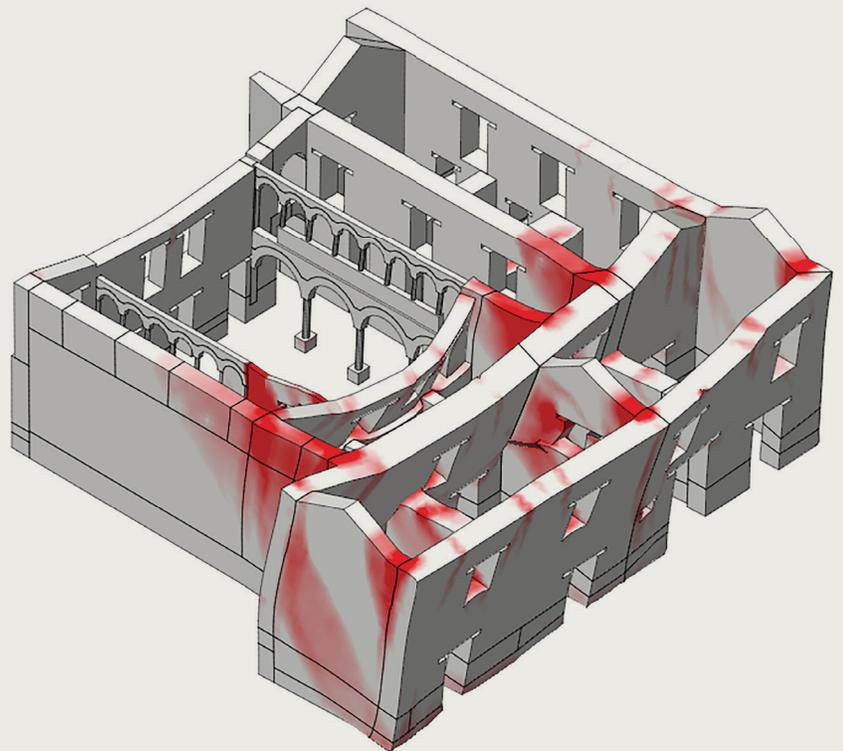
Proyecto de Estabilización Sismorresistente

Modelado de edificios tipo

Informe de investigación

Paulo B. Lourenço, Federica Greco,
Alberto Barontini, Maria Pia Ciocci y
Giorgos Karanikoloudis

En colaboración con Daniel Torrealva y
Claudia Cancino



Proyecto de Estabilización Sismorresistente

Modelado de edificios tipo

Paulo B. Lourenço, Federica Greco, Alberto Barontini,
Maria Pia Ciocci y Giorgos Karanikoloudis

En colaboración con Daniel Torrealva y Claudia Cancino

GETTY CONSERVATION INSTITUTE

LOS ÁNGELES

TECMINHO – UNIVERSIDADE DO MINHO

GUIMARÃES, PORTUGAL

© 2020 J. Paul Getty Trust and TecMinho – Universidade do Minho

Getty Conservation Institute
1200 Getty Center Drive, Suite 700
Los Ángeles, CA 90049-1684
Estados Unidos
Teléfono: (+1) 310 440 7325
Fax: (+1) 310 440 7702
Correo electrónico: gciweb@getty.edu
www.getty.edu/conservation

TecMinho – Universidade do Minho
Campus de Azurém
Alameda da Universidade
P-4800-058 Guimarães
Portugal
Teléfono: (+351) 253 510 590
Fax: (+351) 253 510 591
Correo electrónico: tecm@tecminho.uminho.pt
www.tecminho.uminho.pt

El Getty Conservation Institute (GCI) trabaja internacionalmente para avanzar la práctica en la conservación de las artes visuales—incluyendo objetos, colecciones, arquitectura y sitios patrimoniales. El Instituto asiste a la comunidad de conservadores a través del desarrollo de investigaciones científicas, programas de educación y capacitación, proyectos de campo modelos y la difusión de información. En todas sus iniciativas el GCI crea y transfiere conocimientos que contribuyen a la conservación del patrimonio cultural mundial.

Fundada en 1990, TecMinho es una asociación privada sin fines de lucro financiada por la Universidade do Minho y la Associação de Municípios do Vale do Ave, Portugal. Su misión es conectar la Universidade do Minho con la sociedad, especialmente en las áreas de ciencia y tecnología, y contribuir con el desarrollo regional mediante el mejoramiento de la competitividad de las organizaciones y de las habilidades de los individuos.

ISBN: 978-1-937433-77-2 (recurso en línea)

ISBN: 978-1-937433-78-9 (impresión)

Imagen de portada: © J. Paul Getty Trust, 2019. Modelo: Federica Greco



Conservation
Research
Foundation
Museum



Universidade do Minho



TecMinho
Interface da Universidade do Minho

Índice

Participantes del proyecto	v
Grupo de revisión de pares del SRP	vii
CAPÍTULO 1	
Introducción	
El Proyecto de Estabilización Sismorresistente	1
Objetivos	2
CAPÍTULO 2	
Breve descripción de los casos de estudio	
Templo de Santiago Apóstol de Kuñotambo	5
Catedral de Ica	8
Casa Arones	12
Hotel El Comercio	16
CAPÍTULO 3	
Enfoque del modelado	
Modelo de materiales	20
<i>Total Strain Rotating Crack model</i>	20
<i>Modelo de von Mises</i>	20
Propiedades de los materiales	21
<i>Mampostería</i>	22
<i>Madera</i>	23
<i>Quincha</i>	24
Evaluación de seguridad	24
Análisis de sensibilidad	26
CAPÍTULO 4	
Casos de estudio de estructuras reforzadas y no reforzadas: Templo de Santiago Apóstol de Kuñotambo y Catedral de Ica	
Estructura no reforzada del Templo de Santiago Apóstol de Kuñotambo	27
Análisis numérico	28

Conclusiones	31
Estructura reforzada del Templo de Santiago Apóstol de Kuñotambo	32
<i>Descripción del reforzamiento</i>	32
<i>Características del modelo numérico</i>	35
<i>Análisis numérico</i>	36
<i>Análisis de sensibilidad</i>	38
<i>Conclusiones</i>	40
Estructura no reforzada de la Catedral de Ica	41
<i>Análisis numérico</i>	41
<i>Conclusiones</i>	44
Estructura reforzada de la Catedral de Ica	44
<i>Descripción del reforzamiento</i>	44
<i>Características del modelo numérico</i>	47
<i>Análisis numérico</i>	47
<i>Conclusiones</i>	51
 CAPÍTULO 5	
Casos de estudio de estructuras no reforzadas: Casa Arones y Hotel El Comercio	
Características del modelo numérico de la Casa Arones	53
<i>Contribución de los diafragmas horizontales</i>	54
<i>Análisis numérico</i>	58
<i>Análisis de sensibilidad</i>	60
<i>Conclusiones</i>	64
Características del modelo numérico del Hotel El Comercio	66
<i>Análisis numérico</i>	67
<i>Análisis de sensibilidad</i>	69
<i>Conclusiones</i>	72
 CAPÍTULO 6	
Conclusiones	75
Referencias	77

Participantes del proyecto

Proyecto de Estabilización Sismorresistente: Fase de modelado

DIRECTORES DEL PROYECTO

Paulo B. Lourenço

Profesor, Ingeniero, Universidad del Minho, Portugal

Claudia Cancino

Especialista Senior de Proyectos, Arquitecta, Getty Conservation Institute, Los Ángeles

PARTICIPANTES

Alberto Barontini

Asistente de Investigación, Ingeniero, Universidad del Minho, Portugal

Cindy Calbimonte

Residente Postgraduada (2018–19), Arquitecta, Getty Conservation Institute, Los Ángeles

María Pía Ciocci

Asistente de Investigación, Ingeniera, Universidad del Minho, Portugal

Nicole Declat

Residente Postgraduada (2017–18), Arquitecta, Getty Conservation Institute, Los Ángeles

Federica Greco

Asistente de Investigación (2015–16), Arquitecta Ingeniera, Universidad del Minho, Portugal

Residente Postgraduada (2016–17), Getty Conservation Institute, Los Ángeles

Giorgos Karanikoloudis

Asistente de Investigación, Ingeniero, Universidad del Minho, Portugal

Elena Macchioni

Especialista Asociada de Proyectos, Arquitecta, Getty Conservation Institute, Los Ángeles

Susan Macdonald

Directora del Departamento de Edificios y Sitios, Getty Conservation Institute, Los Ángeles

João M. Pereira

Investigador Asociado de Postgrado, Ingeniero, Universidad del Minho, Portugal

Kelly Wong

Especialista de Proyectos (2015–17), Arquitecta, Getty Conservation Institute, Los Ángeles

Grupo de revisión de pares del SRP

Los siguientes profesionales, bajo la organización del Getty Conservation Institute (GCI) como parte del Proyecto de Estabilización Sismorresistente (SRP, por sus siglas en inglés), participaron en reuniones de revisión de pares en Lima del 18 al 21 de julio del 2011 y en Cusco del 23 al 27 de enero del 2017. El grupo de revisión de pares del SRP está compuesto por profesionales experimentados en estabilización sismorresistente, modelado analítico de estructuras de mampostería histórica y conservación de la arquitectura de tierra. Las reuniones, que incluyeron charlas formales y visitas, se diseñaron para proporcionar la máxima oportunidad de un debate informal entre un grupo selecto de expertos.

El objetivo de la primera reunión fue revisar la evaluación de la construcción de los edificios tipo seleccionados del SRP. La reunión también incluyó una revisión de la propuesta del SRP para la fase de ensayos y modelado, que fue desarrollada en colaboración con el GCI por la Escuela de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP, socia del SRP) y por el Departamento de Arquitectura e Ingeniería Civil de la University of Bath (socio del SRP del 2011 al 2014), respectivamente. El objetivo de la segunda reunión fue revisar los resultados de los ensayos llevados a cabo por la PUCP y los resultados del modelado de los edificios tipo del SRP reforzados y no reforzados, diseñados y elaborados por TecMinho de la Universidad del Minho (asesora de GCI del 2015 al 2018).

Antes de ambas reuniones, los revisores recibieron una amplia documentación del trabajo realizado por el equipo del SRP. Los comentarios de los revisores fueron altamente valiosos para el equipo del SRP y enriquecieron la metodología y los resultados del proyecto. Esta publicación sirve como legado de su voz e influencia.

Ing. Rafael Aguilar **

Profesor Asociado, Pontificia Universidad Católica del Perú

Arq. Andrés Aninat Jolly **

Director, Taller de Proyectos de Conservación Sostenible, Fundación Altiplano Msv, Chile

Ing. Carlos Casabonne **

Director, Gallegos, Casabonne, Arango, Ingenieros Civiles SAC

Arq. Mariana Correia **

Presidente, ESG/Escuela Superior Gallaecia, Portugal y Expresidente, PROTERRA Iberian–American Network

Ing. Matthew DeJong ***

Profesor Titular, University of Cambridge

Ing. Carmen Kuroiwa *

Gerente de Investigación y Normalización, Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO)

Arq. Philippe Garnier ***

Director, Asentamientos Humanos, CRAterre–ENSAG

Arq. Ing. Stephen J. Kelly ***

Secretario General, Comité Científico Internacional de Análisis y Restauración de Estructuras del Patrimonio Arquitectónico (ISCARSAH, por sus siglas en inglés)

Ing. Terrence Paret **

Director Senior, Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc.

Ing. Pere Roca **

Profesor, Universidad Politécnica de Cataluña

Ing. Nicola Tarque **

Profesor Asociado, Pontificia Universidad Católica del Perú

Ing. Julio Vargas Neumann ***

Miembro, Comité Científico Internacional de Patrimonio Arquitectónico de Tierra (ISCEAH, por sus siglas en inglés) y Programa del Patrimonio Mundial de Arquitectura de Tierra (WHEAP, por sus siglas en inglés)

Ing. Humberto Varum *

Profesor, Universidad de Porto, Miembro de ISCEAH

Ing. Fred Webster *

Exmiembro, Proyecto de Adobe Sísmico del Getty (GSAP, por sus siglas en inglés)

* = Asistió a la primera reunión (julio del 2011)

** = Asistió a la segunda reunión (enero del 2017)

*** = Asistió a ambas reuniones

CAPÍTULO 1

Introducción

El ladrillo de barro, comúnmente conocido como adobe, es uno de los materiales naturales más antiguos y más ampliamente utilizados, y representa una parte significativa del patrimonio arquitectónico. Se asocia a las primeras técnicas de construcción, a una amplia disponibilidad de material y a una construcción de bajo costo. Los edificios de adobe tienen bajas propiedades mecánicas, uniones insuficientes entre las partes estructurales, un comportamiento frágil y una resistencia crítica a las acciones fuera del plano. Por esta razón, cuando se ven sometidos a acciones sísmicas, suelen tener rápidamente daños estructurales, incluidos agrietamiento, separación de elementos estructurales y, a menudo, colapso de grandes partes estructurales. Aspectos tales como la falta de mantenimiento y la ausencia de técnicas de estabilización sismorresistente adecuadas contribuyen aún más a la pérdida de edificios históricos (Cancino y Lardinois 2012).

El Proyecto de Estabilización Sismorresistente

Durante la década de 1990, el Getty Conservation Institute (GCI) realizó el Proyecto de Adobe Sísmico de Getty (GSAP, por sus siglas en inglés), un importante programa de ensayos de laboratorio e investigación que estudió el desempeño de estructuras históricas de adobe durante terremotos y desarrolló métodos de estabilización económicamente viables que preservan, en gran medida, la autenticidad de estos edificios. Los resultados de esta investigación se han diseminado en una serie de publicaciones, tanto en inglés como en español (Tolles, Kimbro y Ginell 2002).

En el año 2006, la Iniciativa de Arquitectura de Tierra del GCI convocó el Coloquio del Proyecto de Adobe Sísmico del Getty y la reunión Nuevos Conceptos de Reforzamiento Antisísmico para Estructuras Históricas de Adobe. Ambos encuentros se realizaron en el Getty Center de Los Ángeles y se centraron en la implementación del GSAP. Los trabajos presentados en el coloquio, así como las conclusiones principales de los debates de la mesa redonda, se publicaron como parte de las actas del mismo (Hardy, Cancino y Ostergren 2009). Los participantes del coloquio concluyeron que la metodología del GSAP era excelente y efectiva. Sin embargo, su dependencia de materiales de alta tecnología y experiencia profesional fue un factor que evitó que se implementara más ampliamente.

Después del coloquio, el 15 de agosto del 2007, un terremoto de magnitud 8.0 e intensidad local máxima de VII-VIII en la escala modificada de Mercalli tuvo lugar con epicentro cerca de la costa de Pisco (Perú) y dejó un saldo de 519 muertos y 1366 heridos. Un total de 650 000 personas se vieron afectadas y 80 000 viviendas resultaron dañadas. Del 28 de octubre al 2 de noviembre del 2007, un equipo multidisciplinario de expertos nacionales e internacionales convocados por el GCI realizó una evaluación rápida de los daños ocurridos en quince edificios históricos de tierra para comprender mejor sus fallas. Los resultados de la evaluación, organizada en respuesta a una solicitud de asistencia del ex-Instituto Nacional de Cultura del Perú (INC, actualmente Ministerio de Cultura del Perú), también fueron publicados (Cancino 2011).

Luego de las conclusiones del GSAP y los hallazgos de la evaluación del terremoto de Pisco, en el año 2009 el GCI inició el Proyecto de Estabilización Sismorresistente (SRP, por sus siglas en inglés)

con el objetivo de adaptar mejor las técnicas del GSAP a los equipos, materiales y conocimientos técnicos que están disponibles en muchos países con construcciones de tierra. Mediante cuatro edificios históricos de tierra peruanos, representativos de tipologías características de América Latina, el GCI, en colaboración con el Ministerio de Cultura del Perú, la Escuela de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) y la Universidad del Minho, está diseñando, probando e implementando técnicas de estabilización sismorresistente y programas de mantenimiento con materiales disponibles localmente para mejorar el desempeño estructural y la seguridad de los edificios de tierra y, a la vez, minimizar la pérdida de materia histórica. El Departamento de Arquitectura e Ingeniería Civil de la University of Bath y el Departamento de Ingeniería Civil, Ambiental y Geomática del University College London también estuvieron asociados al SRP del 2010 al 2012 y del 2013 al 2014, respectivamente.

Del 2015 al 2017 la Universidad del Minho usó el modelado como método para entender el comportamiento estructural de los edificios tipo del SRP y validar las técnicas de estabilización diseñadas para estas construcciones. La forma en la que se ha utilizado el modelado es bastante innovadora, ha fomentado avance en el campo del análisis estructural de las construcciones de tierra y merece ser publicada.

El SRP se subdividió en cuatro fases:

- Fase I: Viabilidad e investigación;
- Fase II: Metodología;
- Fase III: Ensayos y modelado; y
- Fase IV: Diseminación e implementación.

Como resultado de la fase I del proyecto, se seleccionaron cuatro edificios históricos de tierra peruanos, representativos de tipologías características: el Templo de Santiago Apóstol de Kuñotambo (Templo de Kuñotambo), cerca de Cusco; la Catedral de Ica; la Casa Arones, en Cusco; y el Hotel El Comercio, en Lima. La primera fase tuvo como objetivos finales la inspección visual y la identificación de daños y resultó en una publicación en dos volúmenes: *Seismic Retrofitting Project: Assessment of Prototype Buildings* (Cancino y Lardinois 2012). La fase II del proyecto consistió en la evaluación del estado actual de los edificios tipo mediante ensayos y modelado numérico de los componentes y materiales estructurales principales (Torrealva, Vicente y Michiels 2018). La fase III incluyó el diseño de las soluciones de estabilización sismorresistente, los ensayos de las técnicas y el modelado de los edificios tipo, junto con las soluciones de estabilización sismorresistente diseñadas. Finalmente, la fase IV, en curso, consiste en la diseminación y la implementación de los proyectos de estabilización sismorresistente de los sitios.

Objetivos

Esta publicación presenta los resultados principales del modelado numérico llevado a cabo para los cuatro edificios tipo. Los edificios han sido estudiados en su estado actual (fase II) y en su configuración reforzada (fase III). La finalidad de este informe es la diseminación en la comunidad de ingenieros de los enfoques de modelado numérico avanzado utilizados en las estructuras históricas de adobe. El capítulo 2 proporciona una descripción breve de los casos de estudios y el capítulo 3 ofrece una descripción detallada del enfoque adoptado para las estrategias del modelado numérico avanzado. Se presta especial atención a la caracterización de los materiales estructurales y a la definición de los niveles de seguridad para los edificios históricos. Luego de la evaluación de la capacidad sísmica de las estructuras estudiadas, se presentan las soluciones de estabilización sismorresistente para aquellas estructuras que necesitan un reforzamiento significativo y donde además se ha planeado intervenir.

El capítulo 4 aborda el comportamiento del Templo de Kuñotambo y de la Catedral de Ica a través de modelos numéricos reforzados y no reforzados. Finalmente, en el capítulo 5 se presentan los estudios realizados en la Casa Arones y el Hotel El Comercio en su estado actual. Están disponibles directrices sobre el uso de cálculos avanzados para ingenieros estructurales, así como sobre el uso de enfoques simplificados para la evaluación de seguridad y el diseño de reforzamientos destinados a profesionales (ingenieros estructurales y arquitectos técnicos) (Lourenço y Pereira 2018).

Los modelos numéricos 3D de las estructuras, la caracterización de las propiedades de los materiales y la comparación de los daños se basan en la inspección visual de los cuatro edificios tipo y en el programa de ensayos llevado a cabo en las fases anteriores del SRP (Cancino y Lardinois 2012; Torrealva, Vicente y Michiels 2018; Lourenço, Karanikoloudis y Greco 2016).

Breve descripción de los casos de estudio

Templo de Santiago Apóstol de Kuñotambo

El Templo de Santiago Apóstol de Kuñotambo (Templo de Kuñotambo) es una estructura religiosa del siglo diecisiete, que data de 1681, representativa de las iglesias construidas en los Andes durante el período del virreinato español. Constituye un ejemplo típico de las iglesias o capillas del altiplano peruano y consta de una nave única que lleva a un presbiterio y un altar elevados, con una sacristía y un baptisterio adyacentes (fig. 2.1a y 2.1b). Los muros y los contrafuertes son de mampostería de adobe, con un techo de dos aguas con estructura de madera. El edificio está construido sobre una base de mampostería de piedra irregular con mortero de tierra, encima de una roca natural en pendiente, con capas variables de arcilla compactada. El significado histórico de la iglesia reside en el hecho de que ha conservado gran parte de su autenticidad, con un número limitado de intervenciones en el pasado, y que conserva pinturas murales en su interior (fig. 2.2).

La iglesia se caracteriza por una geometría relativamente simple que incluye dos muros longitudinales y dos muros hastiales, con una altura máxima de 6.6 m desde el nivel del suelo (fig. 2.3).

FIGURAS 2.1A, 2.1B.

Templo de Kuñotambo: (a) vista aérea (adaptado de Cancino y Lardinois 2012); (b) vista de la fachada principal (orientada al este) (fotografía: Scott S. Warren para el GCI, 2011).



(a)



(b)

FIGURA 2.2.

Pinturas murales en el interior del muro lateral norte del Templo de Kuñotambo (Percy et al. 2013).



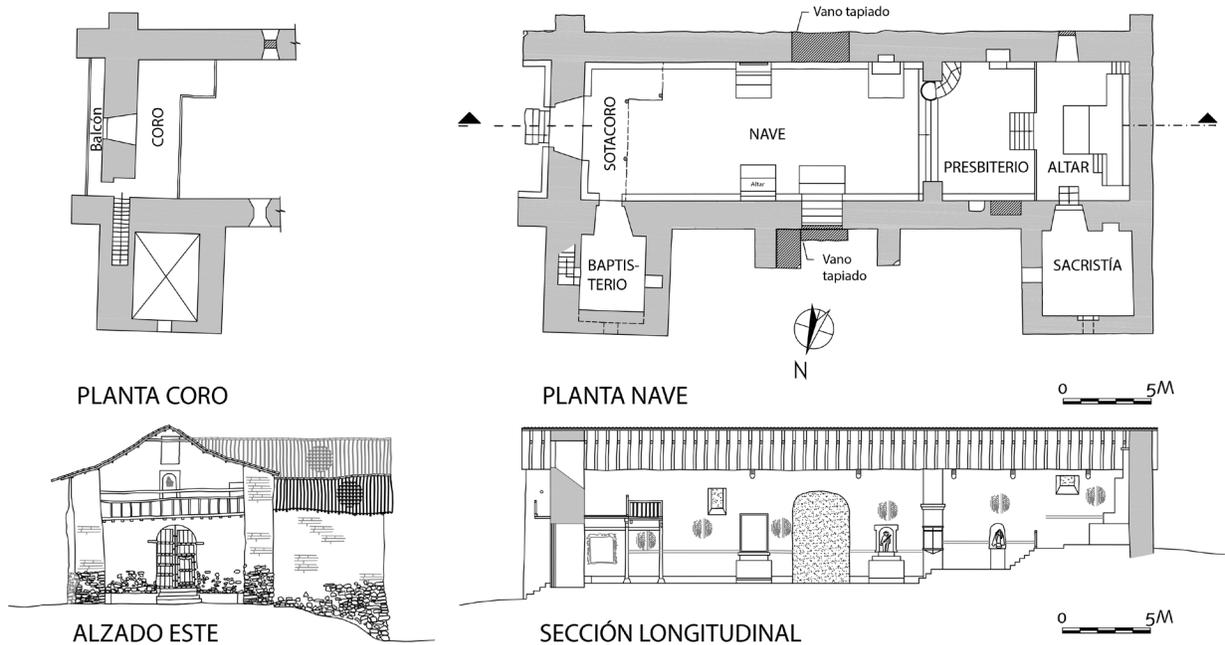


FIGURA 2.3.
Plantas y elevaciones del
Templo de Kuñotambo
(el norte está indicado en
la planta del primer piso)
(Cancino y Lardinois 2012).

Debido al terreno inclinado, la mampostería de piedra irregular del sobrecimiento tiene una altura variable entre 1.2 m y 1.5 m, con una altura máxima de 3.5 m en la esquina noreste del baptisterio. Los muros laterales se reforzaron con contrafuertes de mampostería de adobe colocados a ambos lados de los vanos actualmente rellenos; sin embargo, parece que los contrafuertes en la fachada sur hayan colapsado y solo quedan partes de sus sobrecimientos. Las extensiones de los muros más allá de las intersecciones de las esquinas también actúan como contrafuertes.

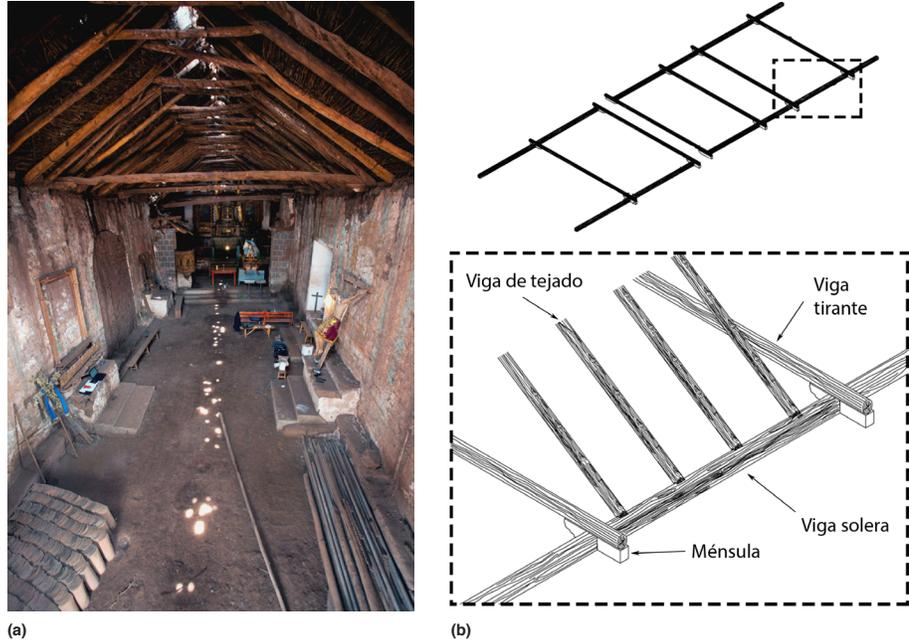
El sistema de techos es de dos aguas, con armaduras de madera compuestas por dos vigas de tejado (hechas de troncos) unidas con nudillos mediante clavos y tiras de cuero. En la parte superior las armaduras están unidas muy débilmente a una viga cumbreira (con sección transversal pequeña y no continua) con tiras de cuero, cuerdas y clavos de hierro forjado. La cubierta del techo está compuesta de cañas, una capa de tierra y paja, y tejas de arcilla cocida. Las vigas solera de madera embebidas se extienden a lo largo de los muros laterales y funcionan, en parte, como soporte de los extremos de las vigas de tejado. Estas vigas solera no son continuas y en partes son inexistentes. En total, seis vigas de amarre de madera se extienden a lo largo de la luz de la nave a nivel del alero de los muros laterales. Están colocadas sobre ménsulas embebidas entre las vigas solera de madera. El sistema es discontinuo y no actúa como una viga cadena. Dos vigas de amarre de madera adicionales, en los extremos orientales de los muros laterales y en la viga de madera del coro, parecen contribuir a reforzar el techo de la nave (fig. 2.4a y 2.4b). En los techos del baptisterio y la sacristía no hay vigas solera; las vigas de tejado se asientan directamente sobre los muros de adobe. El coro se encuentra adyacente a la cara interna de la fachada oriental. También hay un balcón externo, con viguetas de madera contrapuestas al muro de la fachada oriental (Cancino y Lardinois 2012).

Se observó que el daño estructural fue agravado por la unión incorrecta entre las partes y por la erosión a causa de un drenaje y un mantenimiento incorrectos (Cancino y Lardinois 2012). La fachada principal presenta grietas verticales en ambos extremos, visibles desde el exterior y el interior, como se muestra en las figuras 2.5a a 2.5c.

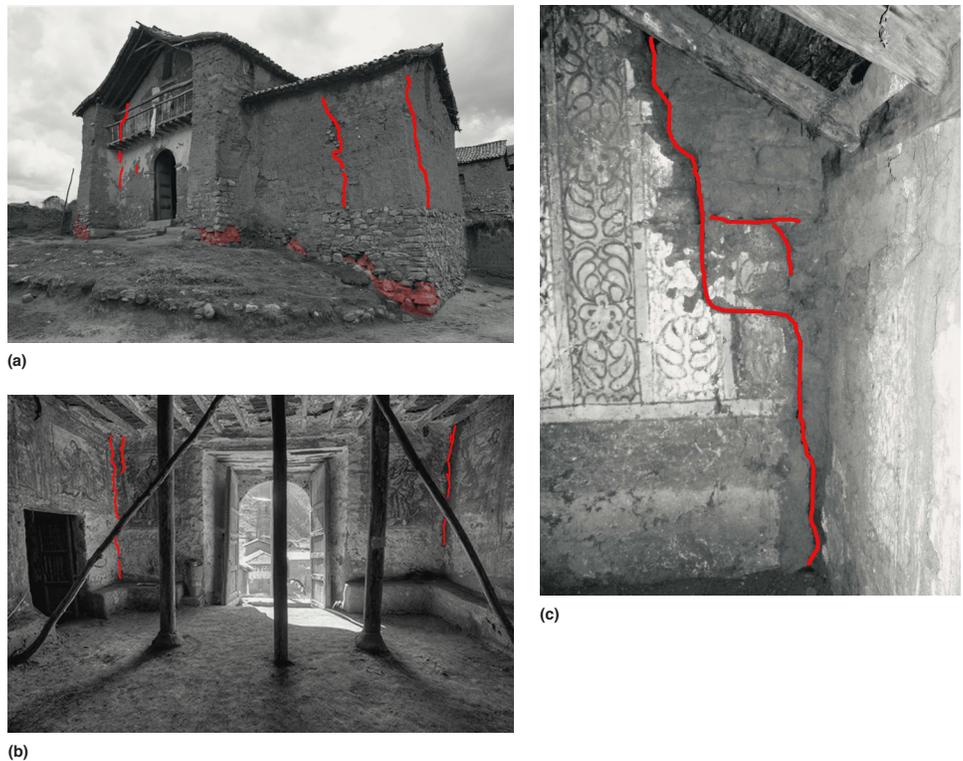
El tamaño y la propagación de estas grietas son indicativos de la escasa unión entre los muros, pero no se observan grietas horizontales. Además, el baptisterio presenta grietas en las esquinas y en la mitad de la longitud de los muros (Cancino y Lardinois 2012). Los muros laterales presentan

FIGURAS 2.4A, 2.4B.

Sistema de techos de madera del Templo de Kuñotambo: (a) vista interior de la nave principal, mirando hacia el oeste (fotografía: Scott S. Warren para el GCI, 2011); (b) esquema estructural de las vigas solera, las ménsulas y las vigas tirante, con ampliación que muestra la unión entre las vigas de tejado y las vigas solera (adaptado de Cancino y Lardinois 2012).

**FIGURAS 2.5A-C.**

Fotografías de la inspección de daños en la estructura de la iglesia que muestran los patrones de grieta o su propagación (en rojo): (a) patrones de grieta y áreas de pérdida de material en la fachada principal y el baptisterio; (b) patrones de grieta en el interior de la fachada principal (adaptado de De Corso 2013); (c) propagación de grietas en la esquina sur del coro (fotografía: Scott S. Warren para el GCI, 2011).



indicios de erosión en las superficies externas y muchas alteraciones, como la abertura o el relleno de puertas y hornacinas.

El muro lateral sur presenta desplazamientos al exterior. En el muro lateral norte, cerca del lado este, hay varias grietas verticales. El daño hallado se puede relacionar con los asentamientos del sobrecimiento, empeorado por la humedad ascendente, la pérdida de mortero o la erosión debajo del sobrecimiento, además de posibles sismos anteriores (Cancino y Lardinois 2012). En muchas áreas,

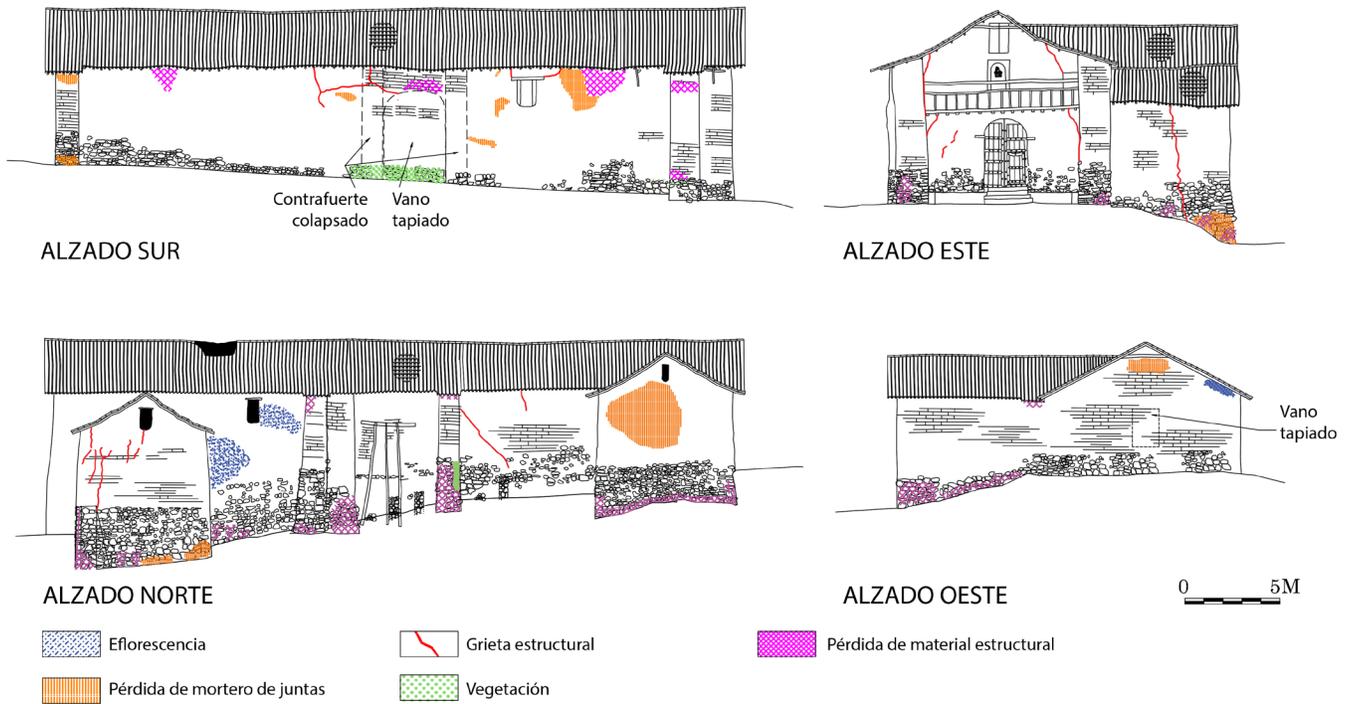


FIGURA 2.6.
Elevaciones del Templo de Kuñotambo que indican los diversos tipos de daños observados (Zanotti 2015).

el sobrecimiento muestra signos evidentes de erosión y deterioro, con piedras sueltas y falta de mortero en las juntas. El levantamiento de condiciones de las fachadas se muestra en la figura 2.6.

Catedral de Ica

La Catedral de Ica, considerada un monumento nacional desde 1982, es representativa de las iglesias construidas durante el virreinato del Perú (fig. 2.7a y 2.7b). Ubicada en el centro histórico de Ica, en la esquina de jirón Libertad y jirón Bolívar, la catedral está adyacente a un claustro y a una construcción de adobe de un solo piso hacia el sur, mientras que una estructura de ladrillo cocido y hormigón de tres pisos está ubicada en su lado oeste (Cancino y Lardinois 2012).

FIGURAS 2.7A, 2.7B.
Fotografía de la Catedral de Ica en su estado actual: (a) fachada principal; (b) nave, mirando hacia el altar.

La catedral tiene dos puertas de acceso, una en la fachada principal y otra en el muro norte; la planta es rectangular, con un coro por encima de la entrada principal, adjunto a dos extensiones laterales; consta de una nave principal con cuatro crujías rectangulares, dos naves laterales compuestas por cuatro crujías cuadradas cada una, transepto y altar adjunto a dos capillas (fig. 2.8).

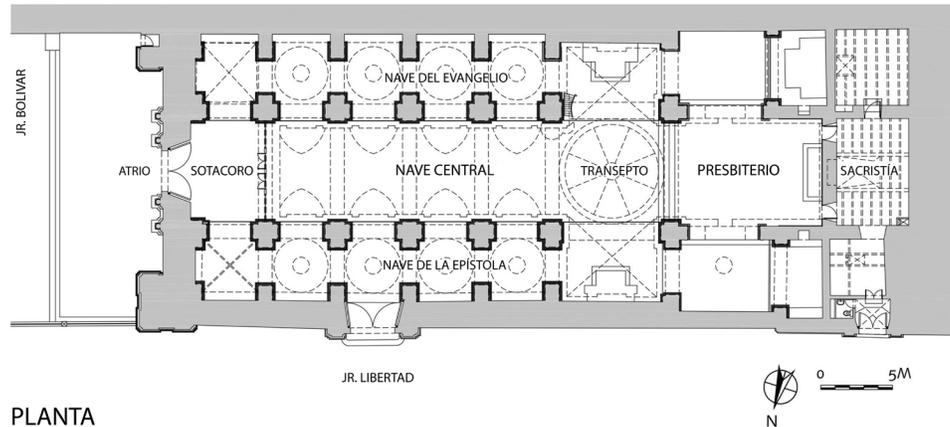


(a)

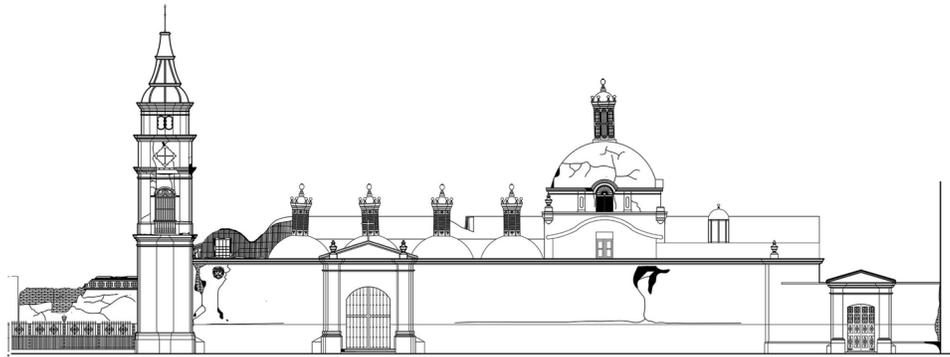


(b)

FIGURA 2.8.
Planos arquitectónicos de la
Catedral de Ica (Cancino y
Lardinois 2012).



PLANTA

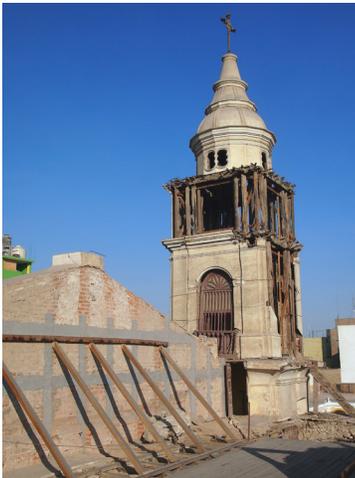


ALZADO NORTE (Jr. Libertad)

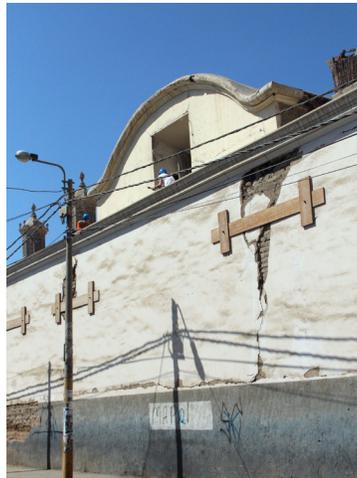
Existen otros espacios en la parte posterior del edificio, como una sacristía, un área de recepción, un depósito, oficinas y un patio interior.

El sistema estructural de la catedral se puede dividir en dos partes principales: muros perimetrales de mampostería y estructura interna de madera. La envolvente de mampostería portante consta de la fachada principal con dos campanarios, dos muros laterales y la fachada posterior, que no está visible externamente (fig. 2.9a-c). La fachada principal neoclásica de 21 m de largo está construida con mampostería de ladrillo cocido de un espesor que varía según la altura, entre 2.25 m en la base y aproximadamente 0.60 m en la parte superior. Los campanarios están contruidos con marcos de

FIGURAS 2.9A-C.
Fotografías de la envolvente
de mampostería de la catedral:
(a) campanario sur; (b) muro lateral
norte; (c) detalle del muro lateral
norte con los diferentes materiales
de la mampostería.



(a)



(b)



(c)

madera hechos de postes que descansan sobre vigas solera de madera embebidas en la mampostería de las bases.

Ambos muros laterales están contruidos de mampostería de adobe, con una relación de esbeltez de aproximadamente 3.35 (consulte la fig. 2.9b). El muro lateral norte, orientado hacia la calle, descansa sobre un sobrecimiento de mampostería de ladrillo cocido de 0.90 m encima de un muro de mampostería de piedra irregular de 0.40 m (consulte la fig. 2.9c). La altura del sobrecimiento en el muro lateral sur es de 0.60 m, mientras que el muro de piedra irregular tiene una profundidad de 0.48 m. Una serie de pilares de adobe, unidos a los muros laterales mediante uniones de ladrillo cocido, soporta las vigas de la estructura interna de madera (Cancino y Lardinois 2012).

El espacio interior de la Catedral de Ica está dividido por una serie de pilares que soportan el complejo sistema de marcos de techo (fig. 2.10a–c). Los elementos de madera, hechos de diferentes especies y unidos mediante diversos tipos de empalmes de madera, se construyeron con la técnica de la quincha. La quincha se utilizó originalmente para construir chozas primitivas con marcos hechos de ramas y troncos de árboles pequeños que se ataban con fibras vegetales y se cubrían con barro. Actualmente, el término se emplea para una variedad de sistemas tradicionales que utilizan madera y tierra en América Latina (Ciocci, Sharma y Lourenço 2018).

FIGURAS 2.10A–C.

Fotografías de la estructura de madera de la catedral: (a) pilares; (b) bóveda de cañón; (c) cúpula.



(a)



(b)



(c)

Los pilares están compuestos de numerosos postes con una viga solera de madera embebida en la base de ladrillo cocido. Los elementos de madera horizontales y diagonales se utilizan para arriostrar estos postes.

Estas estructuras huecas están envueltas con caña chancada, que se une a los listones mediante tiras de cuero clavadas y se reviste con revoque de barro y yeso. El complejo sistema de techos consta de varios sistemas estructurales, como cúpulas, bóvedas de cañón y techos planos. El intradós y el extradós del marco del techo abovedado están acabados respectivamente con caña chancada y caña brava (caña acabada con capas de revoque de barro), mientras que el techo plano de madera está cubierto con capas de mampostería de ladrillo cocido, arena, cal y mortero de cemento. En Cancino y Lardinois (2012), se proporciona una descripción detallada del sistema de madera. La figura 2.11, muestra la geometría de una crujía representativa de la catedral.

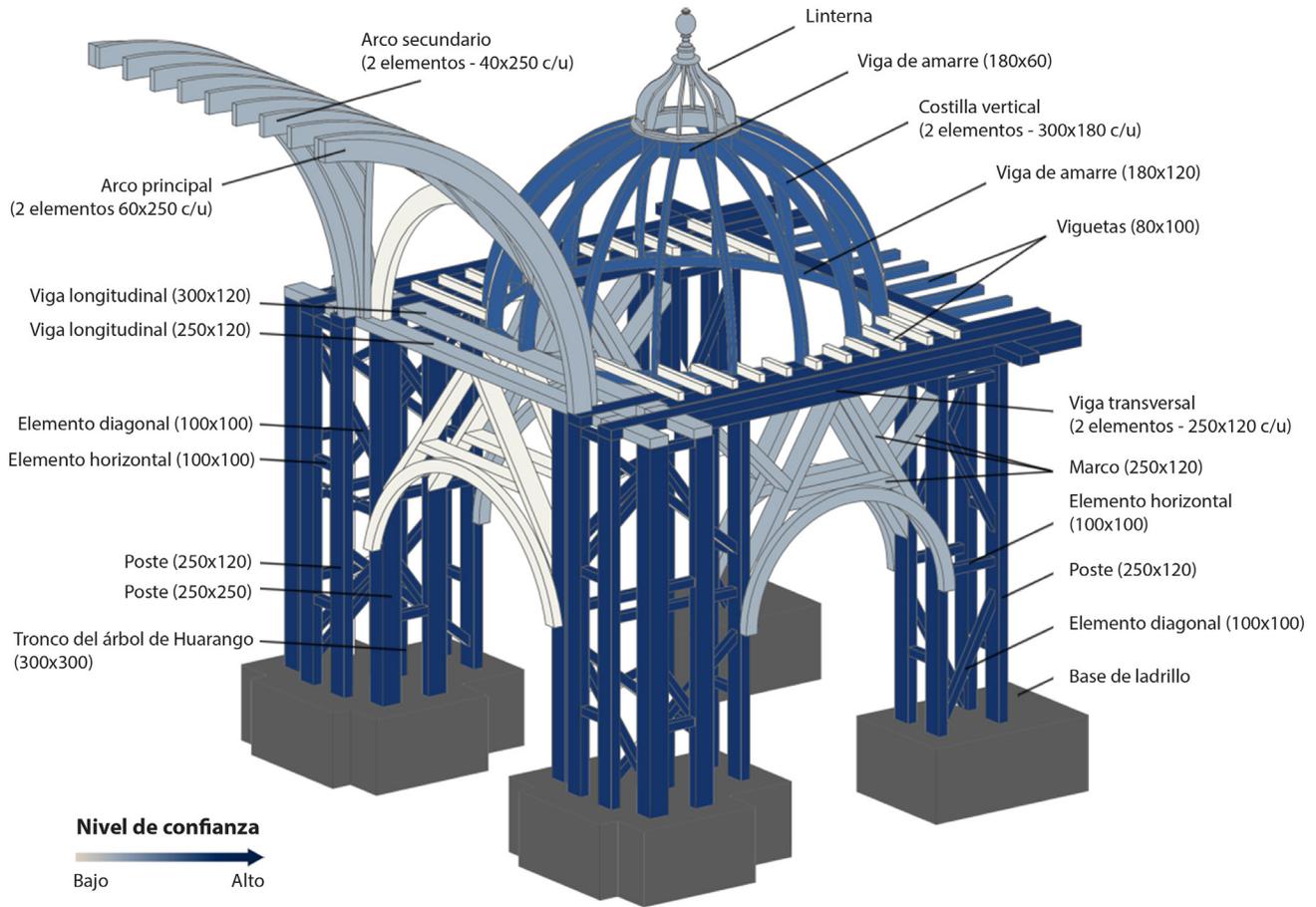


FIGURA 2.11.

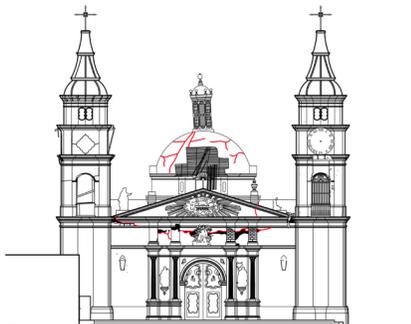
Dibujo que muestra los elementos principales de una cruzía representativa de la catedral. Las dimensiones están en mm.

FIGURA 2.12.

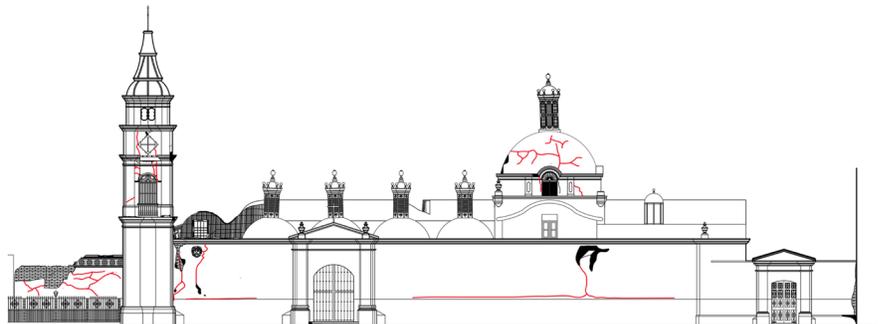
Mapas de daños de la catedral que muestran el agrietamiento estructural (en rojo) luego del sismo de Pisco del 2007. Adaptado de Cancino y Lardinois (2012).

Históricamente, la Catedral de Ica ha sufrido daños graves, principalmente debido al gran número de sismos que afectaron esta área.

Actualmente la catedral no está en uso, como consecuencia de los colapsos parciales del sismo de Pisco del 2007 (fig. 2.12), posteriormente agravados por otro evento sísmico en el año 2009. Los colapsos del marco interno de madera de la catedral se produjeron en su mayoría en la estructura del techo, específicamente en la cúpula central, las bóvedas de cañón que cubren la nave principal y el techo sobre una de las cruzías cerca de la nave lateral sur (fig. 2.13a–d). Además, en todo el interior y en la estructura del techo, se observa un agrietamiento extenso, desplazamientos, pérdida de unión entre los elementos estructurales y otros daños. Durante el sismo de Pisco del 2007, se



ALZADO ESTE (Jr. Bolívar)



ALZADO NORTE (Jr. Libertad)

FIGURAS 2.13A–2.13D.

Fotografías de los daños actuales de la catedral: (a) colapso de la cúpula central; (b) colapsos parciales del sistema de techos; (c) grietas que separan el frontón de la parte inferior (fotografía: Scott S. Warren para el GCI, 2011); (d) grietas horizontales y verticales en el muro norte.



(a)



(b)



(c)



(d)

observó un mecanismo de volteo de los pilares con pérdida de unión entre los pilares y su base, y entre los pilares y la estructura de madera superior. No obstante, la falla de las vigas en la parte superior de las lunetas se considera el motivo principal del colapso del sistema de techos (Cancino y Lardinois 2012).

También se puede observar agrietamiento, pérdida de unión y deformaciones fuera del plano en los muros perimetrales de mampostería, particularmente en la fachada principal y en el muro norte. La fachada principal se caracteriza por grietas horizontales entre el frontón y la parte inferior (consulte la fig. 2.13c). También se observan importantes daños en la unión de los campanarios con la fachada principal y los muros laterales. El muro lateral norte presenta grietas horizontales en la interfaz entre los diferentes tipos de mampostería, así como grietas verticales en la unión con la estructura interna de madera (consulte la fig. 2.13d) (Cancino y Lardinois 2012).

Casa Arones

La Casa Arones es un ejemplo representativo de una casona de dos pisos ubicada en el corazón de Cusco, en la esquina de calle Arones y calle Nueva Alta (fig. 2.14). Se calcula que el edificio fue construido a fines del siglo dieciséis (Cancino y Lardinois 2012). El edificio, originalmente de uso residencial con espacios comerciales en el primer piso, sufrió importantes modificaciones hasta convertirse en una vivienda multifamiliar. Como se muestra en las figuras 2.15a y 2.15b, el edificio está sobre una pendiente.

El volumen principal del edificio está construido con forma de L, con dos galerías paralelas a calle Nueva Alta, un patio interior y un muro longitudinal junto a calle Arones, que es el único resto del área posterior colapsada (fig. 2.16). Se accede por un portal en calle Arones (lado este) que conduce al patio interior a través de un arco de mampostería. La pendiente externa de la calle define el nivel del piso de las habitaciones del piso principal.

El acceso al segundo piso es a través de una escalera y un balcón voladizo de madera.

FIGURA 2.14.
Vista de la Casa Arones (© 2018
Google).



FIGURAS 2.15A, 2.15B.
Elevaciones de la Casa Arones:
(a) vista desde calle Nueva Alta;
(b) vista desde calle Arones
(Cancino y Lardinois 2012).

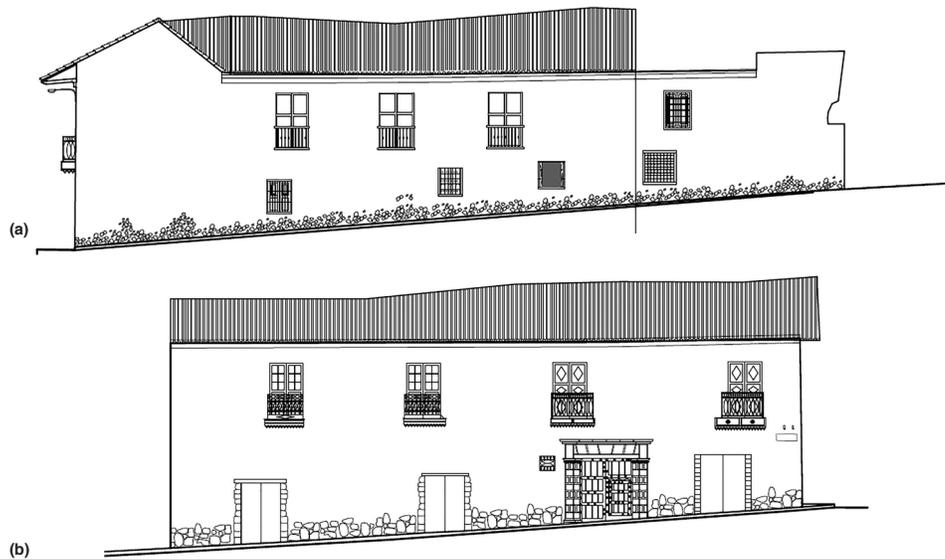
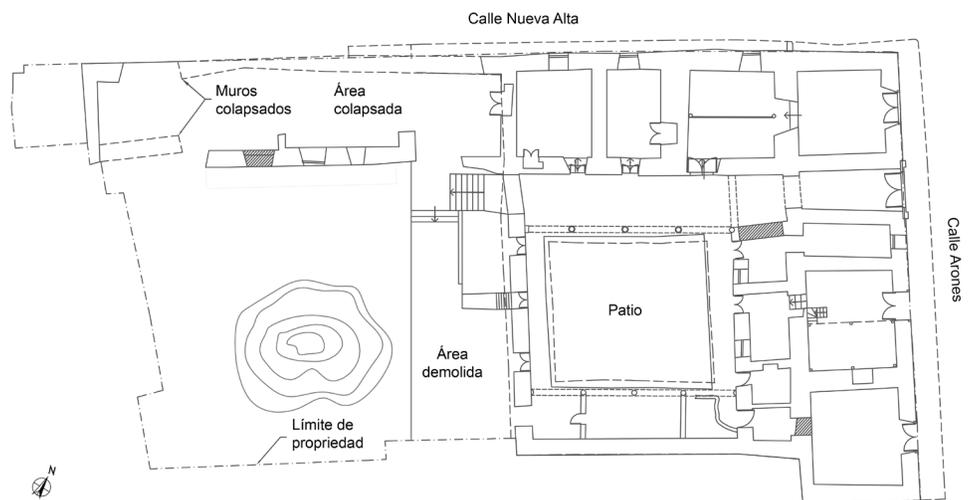


FIGURA 2.16.
Planta del piso principal de la Casa
Arones (Cancino y Lardinois 2012).

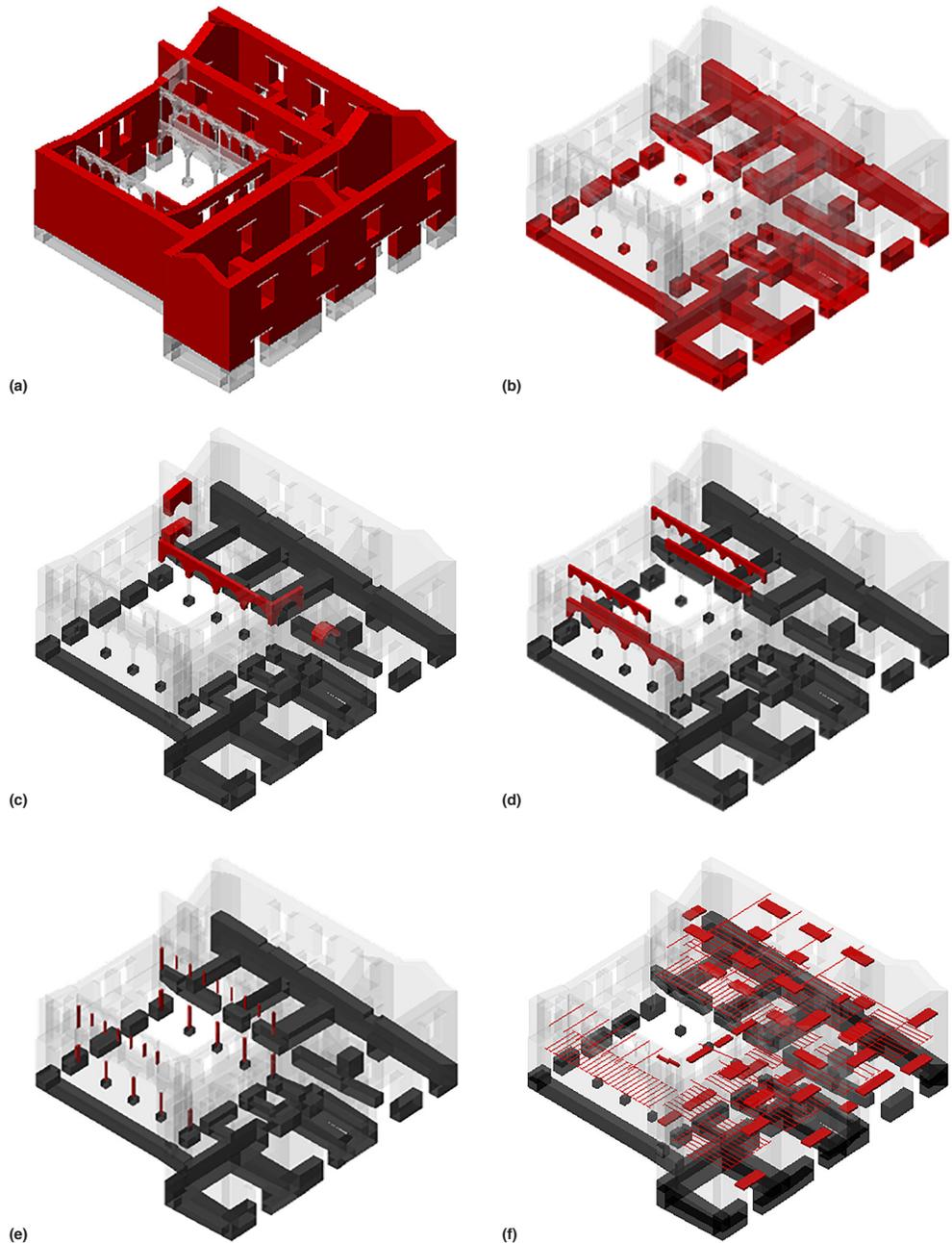


La condición ampliamente dañada de la casa parece ser el resultado del abandono, la falta de mantenimiento y, posiblemente, los sismos pasados. La parte posterior del edificio colapsó y está en reconstrucción parcial (actualmente detenida). Existe una presencia masiva de apuntalamiento temporal para soportar los pisos y los techos hundidos, y evitar el movimiento fuera del plano de las galerías.

La presencia de revoque y empapelado dificulta la identificación de los materiales de los muros y el estado precario del edificio complica el acceso para los ensayos in situ. Sin embargo, la estructura está compuesta principalmente de muros de mampostería portante de adobe (fig. 2.17a–f), juntos con algunas divisiones internas y galerías de mampostería de piedra y ladrillo. Las divisiones internas, perpendiculares a los muros principales, son de quincha y no están unidas estructuralmente a los

FIGURAS 2.17A–F.

Diagramas que identifican las áreas (en rojo) de materiales estructurales en la Casa Arones: (a) mampostería de adobe en los muros de la estructura; (b) mampostería de piedra irregular en el sobrecimiento; (c) mampostería de ladrillo cocido en el primer nivel de la galería que da a calle Nueva Alta y en los arcos internos; (d) mampostería de piedra en las galerías del patio; (e) piedra en las columnas del patio; (f) madera en los dinteles sobre los vanos y en las estructuras del piso y el techo.



FIGURAS 2.18A-E.

Fotografías que muestran las grietas principales (en rojo) en el segundo piso: (a) muro sur; (b) muro longitudinal en calle Arones; (c) muro transversal central en calle Arones; (d) muro transversal sur en calle Arones; (e) muro transversal oeste en calle Nueva Alta.



muros (Cancino y Lardinois 2012). La esbeltez de los muros de mampostería de adobe oscila entre 6 y 8, con un espesor de aproximadamente 1 m (Cancino y Lardinois 2012). En el segundo piso, las habitaciones presentan grandes luces debido a la ausencia de muros transversales. Los muros incluyen varios vanos que, por lo general, no están alineados entre el primer y segundo nivel, con un dintel de madera sobre cada vano. Los muros de adobe descansan sobre un sobrecimiento y una cimentación de mampostería de piedra irregular (consulte la fig. 2.17b), aunque su morfología no se conoce a fondo (Cancino y Lardinois 2012).

Las dos galerías presentan una estructura similar, con arcos más anchos en el piso principal y arcos con una luz más corta en el primer piso. El primer piso es representativo de la estructura típica de las casonas, con viguetas de madera paralelas embebidas en la mampostería de adobe y cubiertas con varias capas gruesas de barro y paja (Cancino y Lardinois 2012). La estructura del techo del volumen principal en L del edificio está construida mediante el sistema tradicional de pares y nudillos, muy popular en América Latina.

Hay varias grietas importantes, como se muestra en las figuras 2.18a a 2.18e. Las grietas diagonales se observan en la unión entre el muro externo sobre calle Arones y los muros transversales. El muro sur muestra varias grietas verticales, y se descubrieron grietas por corte en el muro transversal occidental sobre calle Nueva Alta.

El muro longitudinal sobre calle Arones también presenta varias grietas. Los bloques de piedra están en buen estado, aunque hay una pérdida significativa de mortero en las uniones, además de agrietamientos y deformaciones de las galerías (fig. 2.19a y 2.19b). Existe un sistema de apuntalamiento temporal, pero el extremo occidental de las galerías permanece inestable.

Hay otros daños importantes, como los ocasionados por la humedad ambiental, la humedad ascendente a nivel de la cimentación y la erosión de la capa externa de los muros de adobe. La

FIGURAS 2.19A, 2.19B.

Fotografías que identifican los daños (en rojo) en las galerías entre el primer y segundo piso: (a) grieta en el parapeto cerca del lado norte; (b) grietas en el arco del segundo piso en el lado norte.



estructura del techo presenta una gran deformación, pérdida de material y elementos de madera deteriorados. Esta condición permite que la lluvia dañe aún más el edificio. Como se dijo anteriormente, la mayoría de los pisos están muy deformados, lo que compromete la seguridad y el uso de las habitaciones.

Hotel El Comercio

El Hotel El Comercio es una casona típica de tres pisos situada en Lima en la esquina de jirón Carabaya y jirón Ancash, cerca del Palacio de Gobierno y la plaza Mayor (fig. 2.20a y 2.20b). El sitio data de mediados del siglo diecinueve y es el resultado de una reconstrucción tras el sismo del 28 de octubre de 1746. En la actualidad, el edificio pertenece al Ministerio de Cultura del Perú, está mayormente deshabitado y en estado de deterioro, a excepción de unas pocas actividades comerciales que se llevan a cabo en el primer piso (Cancino y Lardinois 2012).

El Hotel El Comercio está construido en forma de L alrededor de dos patios interiores, con el ala más larga flanqueada por un edificio de hormigón de cuatro pisos sobre jirón Carabaya y una casona de adobe y quincha de dos pisos sobre jirón Ancash. El ala más corta, que da a jirón Carabaya (conocida como ala izquierda), es la única parte que continúa en uso. El extremo alberga El Cordano, un bar de interés histórico y social. De los seis portales sobre jirón Carabaya, una puerta doble de madera en el extremo oeste da paso al zaguán y, a través de este, al primer patio. Ambos patios están rodeados por galerías abiertas en el segundo y tercer piso.

Como resultado de la inspección, se reconocieron materiales y técnicas uniformes, lo que confirma una fase única de construcción para la totalidad del edificio, a excepción de algunas intervenciones localizadas que se reconocieron fácilmente y que son relevantes para el comportamiento estructural (Cancino y Lardinois 2012). El área del bar El Cordano sufrió las alteraciones principales,

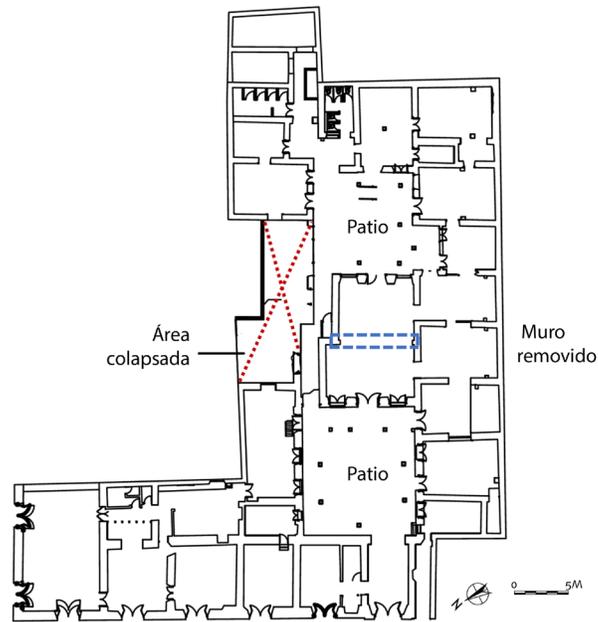
FIGURAS 2.20A, 2.20B.

Vistas del Hotel El Comercio: (a) vista noreste (Cancino y Lardinois 2012); (b) imagen satelital de la estructura en el centro histórico de Lima (© 2018 Google).



FIGURA 2.21.

Planta del primer piso del Hotel El Comercio. La línea punteada indica el área colapsada. Adaptado de Cancino y Lardinois (2012).

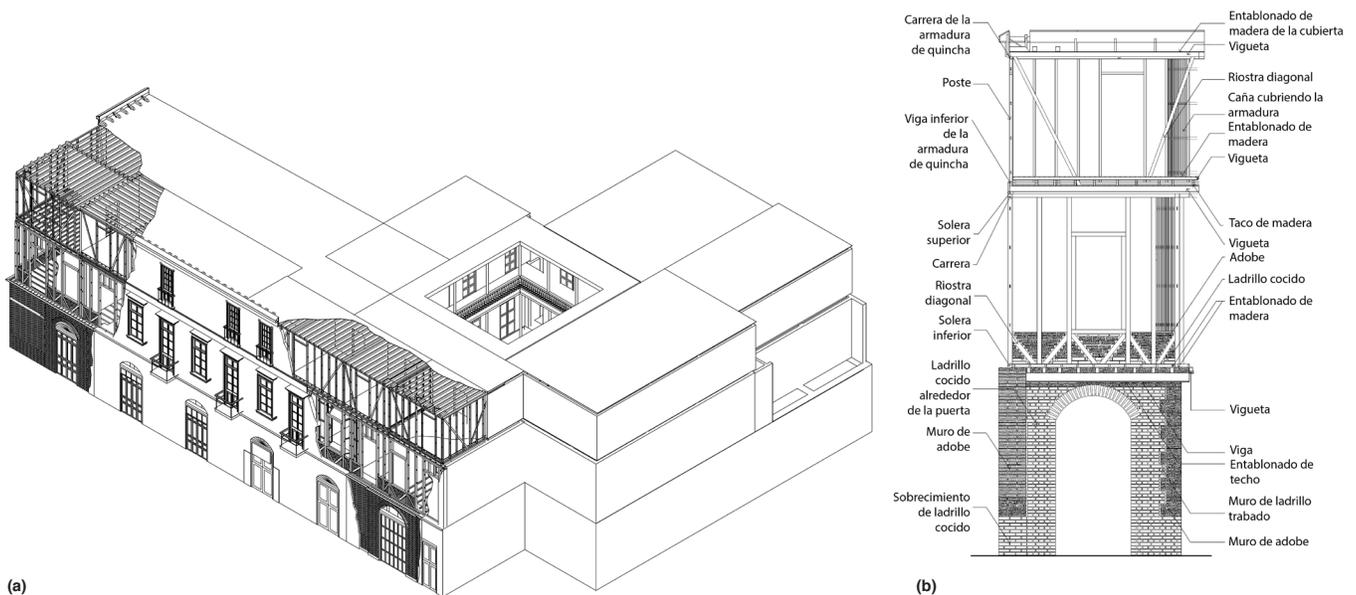


ya que algunos de los muros de adobe se cortaron o reemplazaron por columnas de metal o madera y por dinteles reforzados. Se determinó que los elementos de apuntalamiento existentes reemplazaron un muro demolido entre los patios, que se indica en la figura 2.21.

El Hotel El Comercio descansa en suelo húmedo que contiene una gran cantidad de canto rodado. La cimentación está compuesta de mampostería de piedra irregular mezclada con un mortero de cal y arena, y tiene una profundidad de 0.5 m debajo del nivel del suelo del patio. Sobre la cimentación descansa un sobrecimiento de mampostería de ladrillo cocido, que se eleva hasta una altura entre 0.7 y 1.0 m sobre el nivel del piso terminado. Ladrillos cocidos también rodean el vano arqueado de la puerta al patio y a las calles, con un ancho que oscila entre 0.4 y 1.0 m en toda la profundidad del muro. El primer piso está hecho de muros de adobe, mientras que el segundo y tercero tienen muros de quincha; estos son más altos y gruesos en el segundo piso que en el tercero (Cancino y Lardinois 2012). Los elementos estructurales se muestran en las figuras 2.22a y 2.22b.

FIGURAS 2.22A, 2.22B.

(a) Axonometría del Hotel El Comercio que muestra la estructura general y (b) elevación que muestra los elementos estructurales (Cancino y Lardinois 2012).



FIGURAS 2.23A, 2.23B.

Fotografías que muestran el área colapsada en el Hotel El Comercio: (a) vista noroeste; (b) vista sudeste.



(a)



(b)

El segundo y tercer piso están contruidos con varias capas de tablas de madera sobre viguetas de madera. Los durmientes de madera descansan sobre estos elementos elevando el nivel del piso y, en el segundo piso, acogiendo una mezcla a base de barro y cal. Las viguetas del segundo piso están cubiertas de tablas de madera que proporcionan un techo acabado para las habitaciones que están debajo, mientras que las viguetas del tercer piso están expuestas. El techo está construido de la misma manera, con viguetas expuestas (excepto por varias capas de barro y paja) sobre el entarimado de madera hasta una altura de 0.11 m (Cancino y Lardinois 2012).

La falta de mantenimiento llevó a daños localizados en los paneles de quincha, con grietas, desprendimientos de revoque y exposición al deterioro de la estructura interna de madera. La sección entre los dos patios, adyacente a la casona de dos pisos, colapsó (fig. 2.23a y 2.23b; consulte la fig. 2.21). Es probable que los danos localizados en el adobe hayan sido causados por la humedad debido a una instalación sanitaria o a un drenaje del sitio incorrectos.

Enfoque del modelado

En la mayoría de las aplicaciones de ingeniería, la mampostería se considera como un material continuo y homogéneo para fines de modelado y, por lo general, con un comportamiento isotrópico (Lourenço y Pereira 2018). El comportamiento de la mampostería se ve afectado por las características de sus componentes (unidades, mortero e interfaz), incluso si no están representados de una forma discreta. Esta estrategia es la más apropiada para modelos a gran escala y permite una optimización del tiempo y de los requisitos de almacenamiento necesarios para desarrollar el modelo (implementación de la geometría y generación de la malla), a la vez que proporciona resultados adecuados para los análisis (Lourenço 1996). El software comercial DIANA, con el pre/postprocesador personalizado Midas FX+ versión 3.3.0, se utilizó para la discretización de elementos finitos y para el análisis no lineal, sobre la base de un modelo desarrollado en 3D CAD (DIANA 2014).

Los cuatro edificios tipo seleccionados del SRP—el Templo de Santiago Apóstol de Kuñotambo (Templo de Kuñotambo), la Catedral de Ica, la Casa Arones y el Hotel El Comercio—se representan en su configuración actual. Su geometría incluye algunas de las alteraciones llevadas a cabo a lo largo de los años, así como las partes colapsadas, cuando estos datos fueran relevantes para el comportamiento sísmico global. Cabe señalar que estos son edificios representativos de diferentes tipologías en el Perú; es decir, su estudio apunta a proporcionar una representación del comportamiento estructural de construcciones similares bajo carga horizontal, dando por hecho que están en uso y razonablemente bien mantenidas. Por lo tanto, los edificios se modelan en sus condiciones sin daños. Esto refleja el hecho de que, siguiendo una estrategia de mínima intervención, los edificios se deben reparar teniendo en cuenta su estado original.

El enfoque adoptado también permite la comparación del daño obtenido en los modelos numéricos no reforzados luego de la aplicación de carga con los daños observados durante las inspecciones. La comparación entre los resultados analíticos y la realidad permite la validación del modelo.

Los modelos numéricos del Templo de Kuñotambo, la Catedral de Ica y la Casa Arones se caracterizan por una discretización similar del modelo de elementos finitos. El sobrecimiento, la cimentación, los muros y los dinteles se representaron mediante elementos tipo sólido 3D, mientras que para la representación de los elementos de madera se utilizaron elementos de tipo lineal (armaduras o vigas). Según las necesidades, se introdujeron elementos tipo resorte a fin de replicar las condiciones de contorno de los edificios adyacentes.

Para el Hotel El Comercio se utilizó un enfoque diferente, en consideración de su tamaño considerable y de su configuración estructural. En este caso, los muros de adobe, los paneles de quincha y los pisos se representaron con elementos tipo cáscara; las columnas internas de madera y de acero, y el poste de los paneles de quincha con elementos de tipo lineal (vigas).

En este capítulo, se brinda una descripción detallada de la malla de elementos finitos de cada edificio tipo.

El comportamiento del material seleccionado para los diferentes materiales estructurales se describe en la sección a continuación, seguida de la sección sobre propiedades de los materiales.

Modelo de materiales

Se especificaron modelos de materiales no lineales para los edificios tipo (Lourenço y Pereira 2018). Para la mampostería (piedra, ladrillo cocido o adobe), se utilizó el Total Strain Rotating Crack model (DIANA 2014), que se detalla a continuación. El modelo de von Mises también se utilizó como un limitador de esfuerzo simple en los muros de madera y quincha.

Total Strain Rotating Crack model

El comportamiento físico y no lineal a tracción y a compresión de la mampostería se describe a través de un Total Strain Rotating Crack model (TSRC), que replica la fase elástica mediante la degradación de los materiales hasta la pérdida total de resistencia (fig. 3.1). Esta ley constitutiva considera un enfoque distribuido para la energía de fractura y describe el esfuerzo σ como una función de la deformación ε , además de evaluar una relación en las direcciones principales del vector de deformación. El modelo TSRC requiere, como entrada, dos conjuntos de propiedades: un primer conjunto recopila las propiedades mecánicas elásticas básicas (módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson); un segundo conjunto define el comportamiento inelástico a tracción y a compresión, con una resistencia a tracción de f_{ty} una resistencia a compresión de f_c , respectivamente. El agrietamiento se cuantifica mediante la integral del diagrama de esfuerzo-deformación, que se indica como energía de fractura g_f para la tracción y g_c para la compresión. Se asume que los esfuerzos de tracción disminuyen exponencialmente (degradación o “softening”), mientras que la compresión combina una fase parabólica de endurecimiento o “hardening” y una fase parabólica de degradación o “softening”.

Modelo de von Mises

El modelo de esfuerzo de von Mises se utiliza para predecir la fluencia de los materiales bajo cualquier condición de carga a partir de los resultados de ensayos simples de tracción uniaxial. La figura 3.2 muestra la relación de esfuerzo-deformación adoptada para el modelo de von Mises (plasticidad ideal).

FIGURA 3.1.
Relación de esfuerzo-deformación para el modelo TSRC (DIANA 2014).

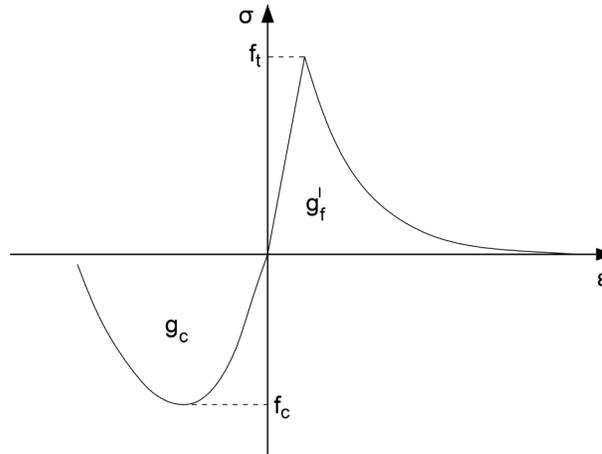
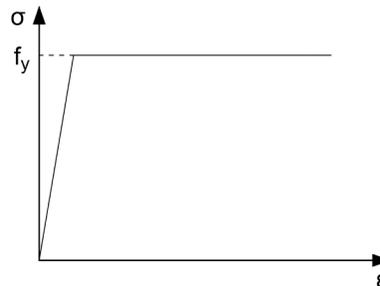


FIGURA 3.2.
Relación de esfuerzo-deformación para el modelo de von Mises (plasticidad ideal) (DIANA 2014).



Este modelo fue usado como límite de esfuerzo, principalmente en elementos de madera, con un esfuerzo máximo en tracción o compresión de f_y , conocido como esfuerzo de fluencia.

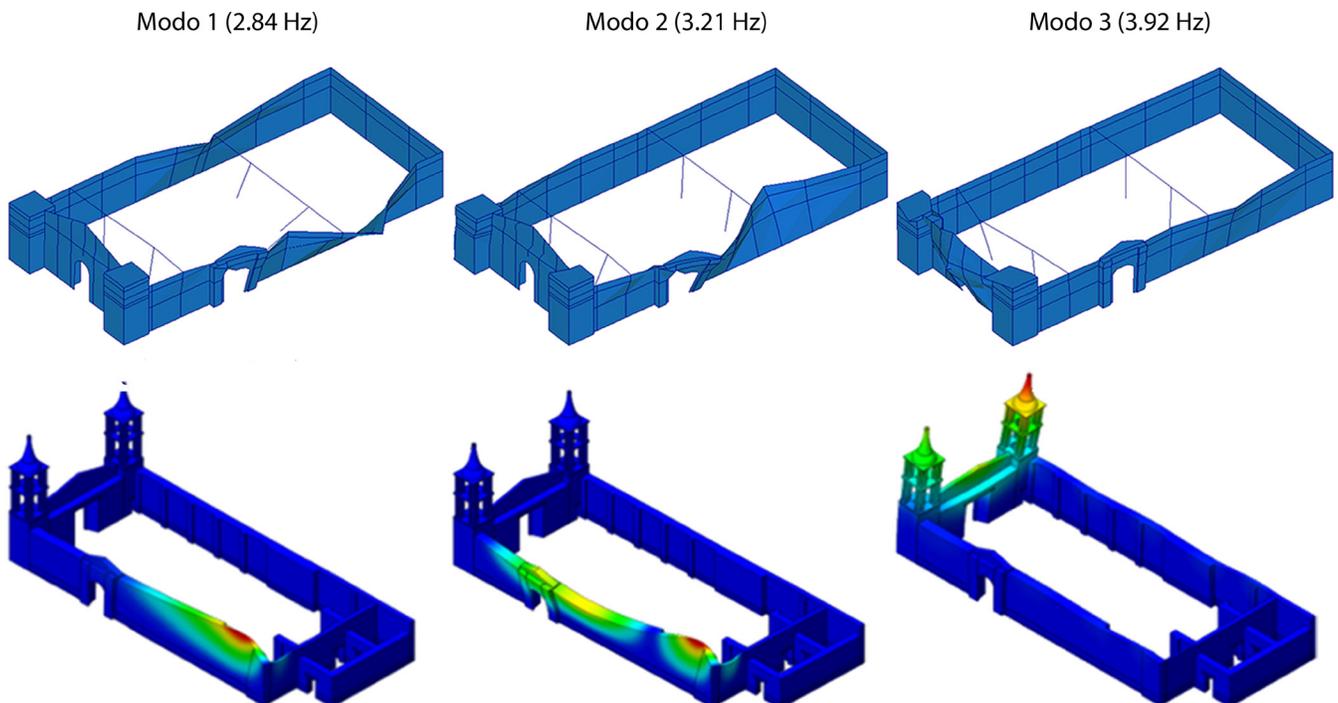
Propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales para los edificios tipo se determinaron a partir de la literatura, la normativa, la campaña experimental conducida por la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) en el 2011 y 2012, así como la campaña de ensayos in situ conducida por la Universidad del Minho en mayo del 2015 (NTC 2008; EC6 2005; FEMA 306 1998; IS 13827 1993; Torrealva, Vicente y Michiels 2018; Lourenço, Karanikoloudis y Greco 2016; Angelillo, Lourenço y Milani 2014). Las secciones a continuación presentan el enfoque adoptado para la definición de las propiedades elásticas y no lineales de los materiales.

Por lo general, los valores de resistencia de diseño para los elementos estructurales se derivan de los valores característicos de las propiedades de resistencia, que corresponden a un fractil del 5%. En las estructuras históricas suelen utilizarse valores de seguridad parciales más bajos (NTC 2008). Para las propiedades mecánicas bajas de la mampostería de adobe y el uso de propiedades tales como la resistencia a la tracción (residual), que normalmente se considera cero para diseño, se utilizan valores nominales. En el caso del análisis estructural no lineal, la respuesta general debería, de todas formas, basarse en valores de resistencia medios sin reducciones (Tomažević y Lutman 2007).

Además de la inspección visual en Cancino y Lardinois (2012), se llevaron a cabo pruebas sísmicas y ensayos de identificación dinámica en los edificios tipo. Las pruebas sísmicas permiten obtener el módulo de elasticidad sobre la base de lecturas locales. Los ensayos dinámicos pueden ayudar a determinar el comportamiento estructural real y las condiciones de daño. Una vez que las propiedades dinámicas de una estructura sean conocidas experimentalmente (frecuencias y formas modales), las propiedades mecánicas del modelo numérico (masa y rigidez) se pueden ajustar a fin de asemejarse a las propiedades observadas. Este proceso se conoce como actualización del modelo y proporciona una medida del módulo de elasticidad global de la estructura (Lourenço et al. 2012).

FIGURA 3.3. Comparación de las formas modales obtenidas experimental y numéricamente para la Catedral de Ica (Ciocci, Sharma y Lourenço 2018).



Se llevó a cabo una calibración del modelo numérico de la Catedral de Ica y del Templo de Kuñotambo. Como ejemplo, la figura 3.3 muestra la comparación de las formas modales obtenidas experimental y numéricamente para la Catedral de Ica. Hay que tener en cuenta que la evaluación de seguridad de la Catedral de Ica se realizó utilizando el modelo actualizado; para obtener más detalles, consulte Ciocchi, Sharma y Lourenço (2018). La actualización del modelo para el Templo de Kuñotambo fue extremadamente compleja debido a las interfaces entre numerosas grietas verticales, y se utilizó solo para comprender el nivel actual de daño y la unión entre las partes. También se emplearon ensayos dinámicos disponibles de las campañas de ensayos realizadas anteriormente en el Hotel El Comercio (Aguilar et al. 2012).

Mampostería

La mampostería de adobe es el material estructural principal en los edificios tipo. Las propiedades mecánicas de la mampostería de adobe poseen un amplio rango de variación que depende de las características del suelo y la mano de obra. La resistencia a la compresión depende en mayor medida de las propiedades de los bloques de adobe y del espesor de las juntas de mortero (Paulay y Priestley 1992). Sin embargo, la heterogeneidad y la gran dispersión de las propiedades mecánicas de la mampostería de adobe son evidentes incluso en un mismo sitio (Lourenço y Pereira 2018). A través de ensayos de compresión en muretes de adobe, construidos con unidades tomadas de la Catedral de Ica y de dos sitios en el centro de Lima, se obtuvo una resistencia a la compresión media de 0.45 MPa (Torrealva, Vicente y Michiels 2018) y un valor E del módulo de elasticidad entre 70 y 100 MPa. Teniendo en cuenta los valores bajos de los resultados de la identificación dinámica llevada a cabo en el Templo de Kuñotambo y en la Catedral de Ica, así como los resultados de las pruebas sónicas, se adoptaron valores entre 250 y 275 MPa. Para la mampostería de adobe, se consideró un valor de resistencia a la tracción de 0.05 MPa (Lourenço y Pereira 2018).

La cimentación de los edificios se caracteriza por una mampostería de piedra irregular que, en algunos de los edificios, está presente hasta una determinada altura y define el nivel del sobrecimiento. Las propiedades mecánicas se especificaron con los valores mínimos de referencia para la mampostería de piedra irregular (OPCM 3431 2005) como 0.6 MPa para la resistencia a la compresión. El valor E del módulo de elasticidad suele asociarse con la resistencia a la compresión f_c por $E = 550f_c$ (Lumantarna, Biggs e Ingham 2014), lo que corresponde a un valor de 300 MPa. Aun así, un valor de 690 MPa, especificado para el Hotel El Comercio, se utilizó por ser el valor mínimo recomendado en el código italiano para la mampostería de piedra irregular (NTC 2008). Después de la calibración de los modelos del Templo de Kuñotambo y la Catedral de Ica, se obtuvieron valores de 1570 MPa y 720 MPa, respectivamente. Esto confirma la dificultad para calcular el módulo de elasticidad, aunque este valor tenga una influencia muy baja en la capacidad máxima del cortante basal de estas estructuras, que resulta definida en gran parte por su geometría. En cambio, la influencia de este parámetro en los desplazamientos es obviamente muy alta. Si se considera la adherencia de la mampostería de piedra irregular, la resistencia a la tracción asignada es ligeramente superior que para la mampostería de adobe y corresponde a 0.06 MPa.

La mampostería de ladrillo cocido caracteriza el sobrecimiento del Hotel El Comercio, la Catedral de Ica y partes de las galerías de la Casa Arones. Para definir la capacidad mecánica de la mampostería de ladrillo cocido se consideraron los ensayos realizados en los muretes de mampostería hechos con unidades extraídas del Hotel El Comercio (Torrealva, Vicente y Michiels 2018). Por lo tanto, se adoptó un valor de resistencia a la compresión de 1.7 MPa. Los resultados del módulo de elasticidad obtenidos de la campaña experimental muestran una dispersión muy alta y, por consiguiente, no se tuvieron en cuenta. Un valor cercano al límite inferior del rango de los valores sugeridos por Tomažević (1999) es 340 MPa. Nuevamente, después de la actualización del modelo, se utilizó un valor de 850 MPa para la mampostería de ladrillo cocido de la Catedral de Ica. La resistencia de adherencia

de la mampostería de ladrillo cocido con mortero débil suele ser muy baja, ya que oscila entre 0.1 y 0.2 MPa (Pluijm 1999; Rots 1997), y en el modelo numérico se asume una resistencia a la tracción de 0.1 MPa.

Finalmente, en las galerías de la Casa Arones se puede observar sillería de piedra. El valor de la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad de la mampostería de piedra se tomaron del rango prescrito por la OPCM 3431 (2005). Los valores asumidos corresponden a una resistencia a la compresión de 3 MPa y a un módulo de elasticidad de 2340 MPa. Para la capacidad de tracción de la mampostería de piedra, se consideró un valor de 0.2 MPa.

Madera

Las propiedades mecánicas de la madera dependen de parámetros como densidad, forma, tamaño, contenido de humedad y presencia de defectos. Las diferentes especies madereras se identificaron en los edificios tipo (Cancino y Lardinois 2012). Tres especies madereras principales componen la estructura interna de la Catedral de Ica, los dinteles y el marco de las torres: huarango (*Prosopis* sp.), cedro (*Cedrela odorata* L.) y sapele (*Entandrophragma* sp.). En el Hotel El Comercio, el sapele, el ciprés (*Cupressus* sp.) y el pino de Oregón (*Pseudotsuga menziesii*) caracterizan las estructuras de los pisos, los muros de quincha y el techo, respectivamente.

Los valores de densidad y de módulo de elasticidad de la madera existente adoptados en el modelo numérico se basan en los resultados obtenidos en la campaña experimental llevada a cabo por el Centro de Producción Forestal de la Universidad Nacional Agraria La Molina (UNALM) (Custodio, Mallque y Delgado 2012). La tabla 3.1 muestra un resumen de las propiedades de los materiales adoptadas para los diferentes tipos de madera. Cabe mencionar que, donde fuera necesario, los valores de densidad asignados a los elementos de madera en los modelos numéricos se incrementaron para representar el peso de las capas de quincha que los cubren (Ciocci, Sharma y Lourenço 2018). Las capacidades de carga se asumen considerando las clases estructurales de madera recomendadas por el código peruano (E.010 2006). En particular, el huarango corresponde a la clase A, mientras que el sapele y el cedro corresponden a la clase B. En la Catedral de Ica, se asumió la clase estructural B para los elementos de reforzamiento. En el Templo de Kuñotambo, se empleó eucalipto (*Eucalyptus globulus*) para los elementos de reforzamiento, que también corresponde a la clase B.

TABLA 3.1.

Propiedades de los materiales de las diferentes especies de madera adoptadas en los modelos numéricos, de acuerdo con la UNALM y el código peruano.

Propiedades	Huarango (Clase A)	Pino de Oregón (Clase B)	Eucalipto (Clase B)	Cedro (Clase C)	Sapele (Clase C)	Ciprés (Clase C)
Densidad [kg/m ³]	1040	600	560	380	490	470
Módulo de elasticidad [MPa]	16 900	10 680	9806	9380	8610	5470
Coefficiente de Poisson [-]	0.3 (para todos los casos)					

El criterio de fluencia del modelo de von Mises se aplicó a los siguientes elementos de reforzamiento de madera: en la Catedral de Ica, a los elementos de unión entre la estructura interna de madera y el reforzamiento embebido en los muros perimetrales de mampostería; en el Templo de Kuñotambo, al sistema de madera embebido y a las vigas tirante. Para aplicar el criterio de von Mises y verificar los elementos de madera de reforzamiento, los valores medios previstos de las capacidades de carga de las especies de madera se derivaron mediante la aplicación del código peruano (E.010 2006) y el código de modelos probabilísticos del JCSS (JCSS 2006).

Quincha

En los muros de quincha del Hotel El Comercio se tuvieron en cuenta dos conjuntos diferentes de propiedades de materiales. El test data model (modelo basado en la caracterización mecánica de los materiales) tiene en cuenta las propiedades de los materiales de la campaña de ensayos de la PUCP y de las campañas de ensayos de la University of Bath y, posteriormente, del University College London; el modal data model (modelo basado en la identificación modal) tiene en cuenta las propiedades de los materiales de la actualización del modelo de parte de la estructura mediante el uso de los resultados del ensayo de identificación dinámica (Aguilar et al. 2012). Esto afecta en gran medida a los muros de quincha con graves consecuencias en términos del módulo de elasticidad. En el test data model, se implementan no solo los paneles de quincha, sino también los postes, que se consideran hechos de ciprés. Las leyes constitutivas adoptadas para los paneles y los postes se basan en el criterio de von Mises y los valores de las propiedades de los materiales se asumen de los ensayos de los elementos estructurales (Torrealva, Vicente y Michiels 2018). Por el contrario, en el modal data model, los paneles de quincha de ambos pisos asumieron un modelo elástico lineal en compresión y con plasticidad perfecta, con el límite en la capacidad dado por el modelo TSRC en tracción (tabla 3.2).

TABLA 3.2.

Propiedades de los materiales de los paneles de quincha para el Hotel El Comercio.

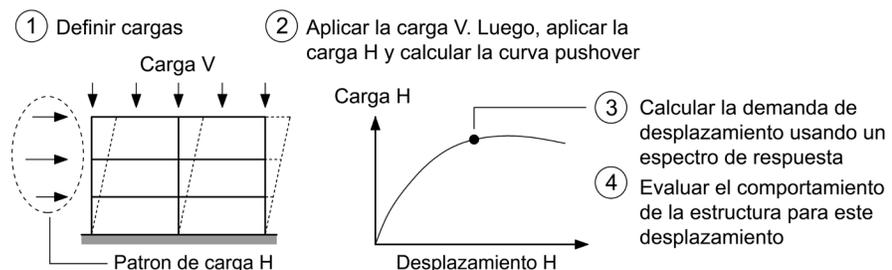
Material	Segundo piso		Tercer piso	
	Modal Data	Test Data	Modal Data	Test Data
Módulo de elasticidad	2.7 GPa	0.05 GPa	4.2 GPa	0.05 GPa
Coefficiente de Poisson	0.2		0.2	
Densidad	1160 kg/m ³		1160 kg/m ³	
Modelo constitutivo	Total Strain Rotating Crack	Plasticidad de von Mises	Total Strain Rotating Crack	Plasticidad de von Mises
Comportamiento a tracción	Plasticidad perfecta		Plasticidad perfecta	
Resistencia a la tracción	200 kPa	125 kPa	200 kPa	125 kPa
Comportamiento a compresión	Lineal elástico	Plasticidad perfecta	Lineal elástico	Plasticidad perfecta
Resistencia a la compresión	n.a.	125 kPa	n.a.	125 kPa

Evaluación de seguridad

La mejor representación del comportamiento sísmico de un edificio de tierra histórico se obtiene mediante el análisis dinámico no lineal. No obstante, este proceso es complejo y, en general, no resulta práctico (Lourenço y Pereira 2018). El análisis pushover es una herramienta consolidada para la evaluación sísmica (fig. 3.4). Este método estático no lineal representa el comportamiento inelástico y los efectos dinámicos de una manera simplificada y se describe en muchas normativas nacionales e internacionales, como el Eurocódigo 8, parte 3 (EC8-3 2005) y el ASCE-SEI 41-06 (2007). El nivel de comportamiento del edificio se define mediante la comparación de la demanda requerida por el

FIGURA 3.4.

Resumen del proceso del análisis pushover para la evaluación sísmica.



código con la capacidad de la estructura. Esto guarda relación con el tipo de sismo considerado durante el análisis, así como el desplazamiento, la deriva de piso y la rotación en sección transversal.

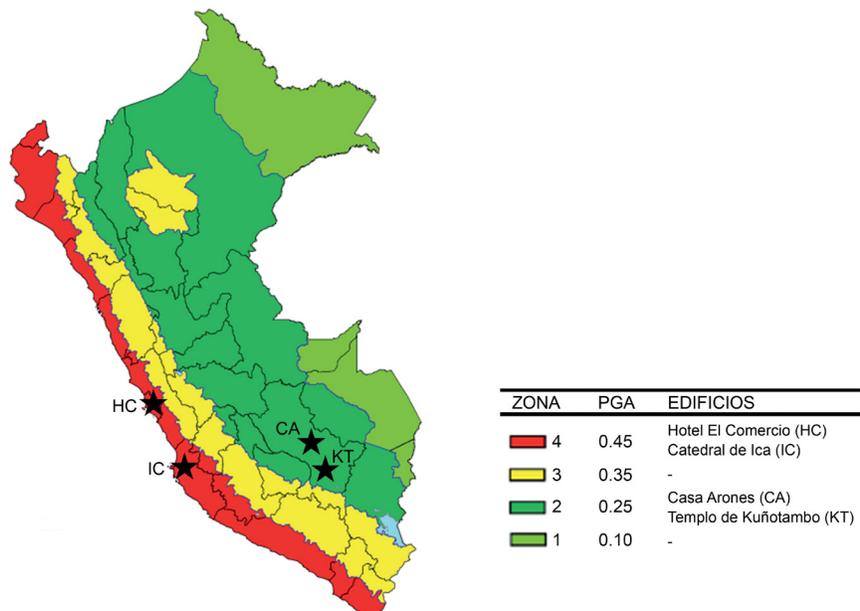
La cortante basal (o el factor de carga aplicado) frente a la curva de desplazamiento superior de la estructura, normalmente llamada curva de capacidad, se obtiene mediante el análisis pushover. Existen diferentes formas de definir el patrón de carga: (a) proporcional a la masa, (b) proporcional al primer modo y (c) triangular invertido; para las estructuras históricas de mampostería se recomienda la definición proporcional a la masa (Lourenço y Pereira 2018). Una vez que se obtiene la curva de capacidad, se puede definir el comportamiento en términos de desplazamientos (EC8-3 2005; ASCE-SEI 41-06 2007); este enfoque es menos confiable para las estructuras en las que el módulo de elasticidad y, por lo tanto, los desplazamientos y los períodos, parecen exhibir una gran dispersión.

Por el contrario, la capacidad máxima en términos de fuerza suele basarse principalmente en la geometría y es menos sensible al módulo de elasticidad. Por esta razón, se adopta un criterio de evaluación sísmica basado en la fuerza. Si resulta difícil definir la aceleración máxima que una estructura puede soportar y no se ha llegado a un consenso, el uso de la aceleración máxima del suelo (PGA, por sus siglas en inglés) parece el valor más adecuado y fue el que se utilizó en este caso. Se permite un nivel de seguridad menor para los edificios existentes (consulte JCSS 2006, por ejemplo), lo que significa que se podría aplicar una reducción del valor de PGA del código para los edificios nuevos. Por esta razón, en este caso no se utilizó ningún factor de amplificación del suelo. Finalmente, hay que enfatizar que pueden observarse valores de desplazamiento exageradamente elevados en algunos de los análisis cuando los valores del módulo de elasticidad de la mampostería de adobe son muy bajos. Esto es cuestionable, no solo debido a la formulación de elementos finitos habitual, sino también porque la estructura no podría soportar desplazamientos tan grandes sin colapsar. Se trata de algo inherente al enfoque y a los datos adoptados y no representa un problema en términos de la evaluación de seguridad basada en el equilibrio, que es controlada principalmente por la geometría.

La definición de un valor de PGA depende del período de retorno de un sismo máximo probable y de un nivel de comportamiento determinado. Para este estudio, se consideraron directamente los valores de PGA especificados por el código peruano (E.030 2016). El código identifica cuatro zonas sísmicas en el territorio, como se muestra en la figura 3.5; en cada zona, establece una aceleración máxima del suelo, con una probabilidad del 10% de ser excedida en cincuenta años.

FIGURA 3.5.

Mapa que muestra las zonas sísmicas identificadas por el código peruano, así como las ubicaciones de los cuatro edificios tipo.



Los edificios tipo deberán entonces tener una capacidad mayor que la requerida por el código peruano (E.030 2016). Se realizaron análisis en las dos direcciones principales de los edificios, definidas como X e Y. En cada dirección, el sismo se aplicó en las direcciones positiva y negativa. Los diferentes análisis ayudan a evaluar no solo la capacidad de la estructura bajo cargas laterales en términos de curvas de carga-desplazamiento (curvas de capacidad), sino también la progresión del daño y los modos de falla correspondientes. Por lo tanto, los resultados más relevantes se presentarán en términos de curvas de capacidad, desplazamientos y gráficos de la distribución de las grietas (DIANA 2014). Siempre que fue posible, el modelo se evaluó también con la correlación entre el daño observado in situ y el daño en los modelos numéricos sometidos a un análisis pushover.

Análisis de sensibilidad

A diferencia del estudio de los edificios nuevos, el enfoque de la evaluación estructural de los edificios históricos incluye varias suposiciones sobre los parámetros relacionados con el conocimiento de los edificios en términos de alteraciones, interacciones estructurales, materiales y tecnología constructiva. El estudio de cómo el resultado de un sistema matemático responde a diferentes parámetros de entrada se denomina análisis de sensibilidad. Un enfoque de este tipo es altamente recomendable a fin de verificar la confiabilidad de los resultados y la importancia de los parámetros para la respuesta estructural. El análisis de sensibilidad se utilizó en varios parámetros de los cuatro edificios tipo, como se muestra en la tabla 3.3.

TABLA 3.3.

Resultados del análisis de sensibilidad para los cuatro edificios tipo.

Casa Arones	Hotel El Comercio	Catedral de Ica	Templo de Kuñotambo
<ul style="list-style-type: none"> • Presencia y anclaje de viga tirante • Presencia de piso • Módulo de elasticidad del adobe • Empuje horizontal del techo • Presencia de vigas tirante del techo 	<ul style="list-style-type: none"> • Módulo de elasticidad • Unión entre los muros de adobe y quincha • Carga vertical • Rigidez e isotropía del piso 	<ul style="list-style-type: none"> • Unión entre la envolvente de mampostería y el marco interno de madera 	<ul style="list-style-type: none"> • Módulo de elasticidad • Modelo con daños frente al modelo sin daños • Presencia de tirantes

Casos de estudio de estructuras reforzadas y no reforzadas: Templo de Santiago Apóstol de Kuñotambo y Catedral de Ica

Estructura no reforzada del Templo de Santiago Apóstol de Kuñotambo

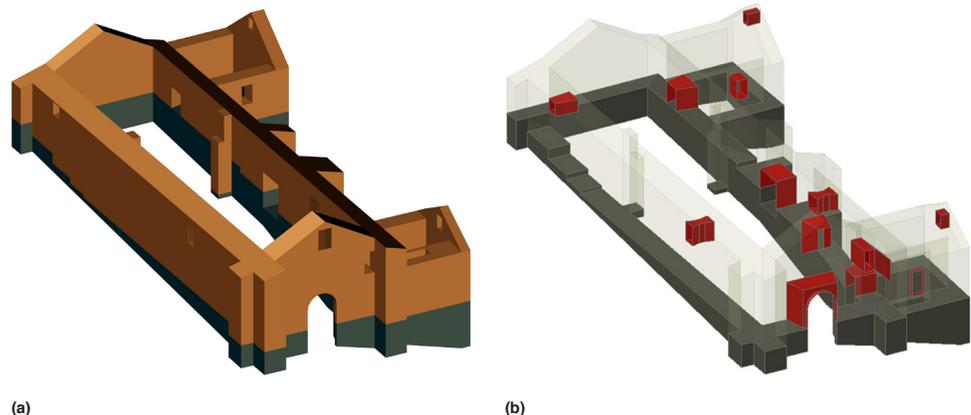
El modelo numérico del Templo de Santiago Apóstol de Kuñotambo (Templo de Kuñotambo) se caracteriza por una geometría 3D simplificada del edificio. Como se muestra en las figuras 4.1a y 4.1b, los muros de mampostería de adobe, representados en color marrón claro, descansan sobre una base y una cimentación de mampostería de piedra irregular, representadas en gris. Los vanos en los muros de adobe se replicaron de acuerdo con los planos arquitectónicos (Cancino y Lardinois 2012) y las inspecciones in situ. Se colocaron dinteles de madera 3D sobre los vanos. A pesar de tener limitada información sobre su geometría y las propiedades mecánicas, la inspección visual indicó ausencia de daños cerca de los vanos.

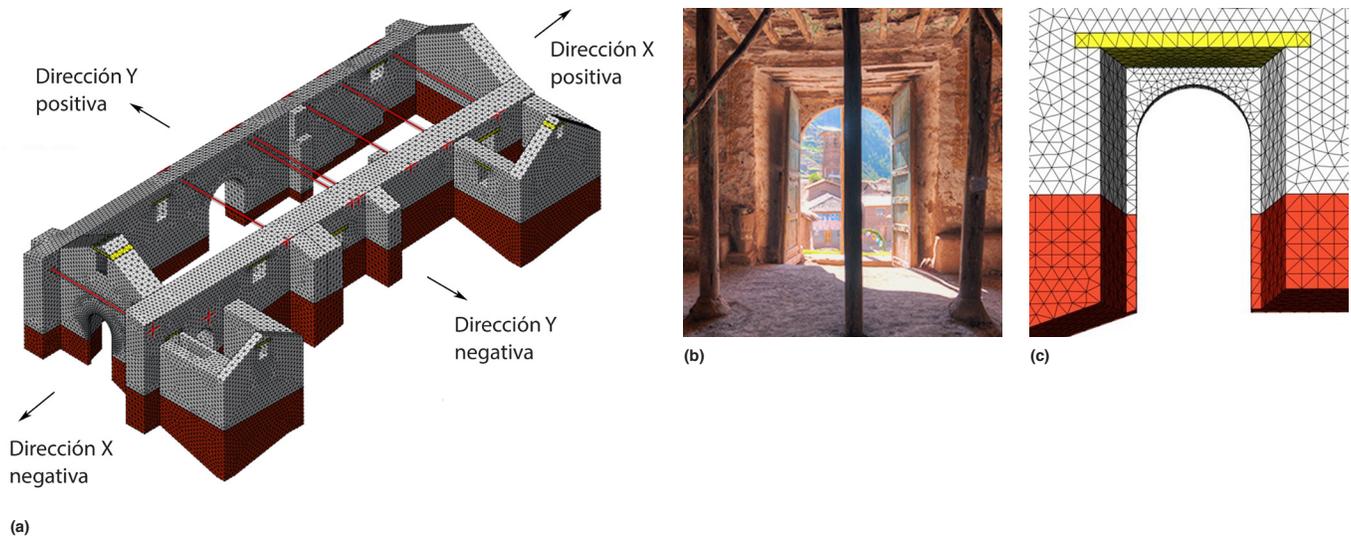
Las vigas tirante a nivel del techo se diseñaron como inactivas en la estructura no reforzada en consideración de los daños en los elementos de madera, la mampostería de baja calidad en las uniones y la ausencia de la mayoría de las llaves de madera exteriores. Los resultados de los ensayos de identificación dinámica realizados en la iglesia muestran la ausencia de un comportamiento de caja con movimientos independientes de los muros externos, lo que confirma la falta de uniones entre los muros longitudinales. No obstante, la contribución de las vigas tirante se tendrá en cuenta en el modelo reforzado, ya que la unión será restablecida.

El techo no forma parte del modelo de elementos finitos (FEM, por sus siglas en inglés), pero el empuje lateral y la carga vertical resultantes son soportados por los muros laterales. Por lo tanto, se asignó una carga uniformemente distribuida a los muros longitudinales para representar el peso vertical del techo y el empuje lateral resultante. Una cantidad significativa de suelo, utilizado para nivelar el piso de la iglesia, está presente en el baptisterio y en la sacristía con alturas variables de hasta 4.0 m. Por esta razón, la influencia del relleno se modeló como una carga de superficie distribuida, de acuerdo con la teoría de Coulomb sobre la presión del suelo.

FIGURAS 4.1A, 4.1B.

Modelo del Templo de Kuñotambo: (a) perspectiva del edificio con muros de mampostería de adobe (en marrón claro), base y cimentación de mampostería de piedra irregular (en gris); (b) vanos en los muros de adobe (en rojo).





FIGURAS 4.2A-C.

(a) Vista del modelo de elementos finitos del Templo de Kuñotambo que muestra el sobrecimiento y la cimentación (en marrón) y las vigas (en rojo); (b) fotografía de la entrada principal desde el interior (De Corso 2013); (c) modelado de la entrada principal.

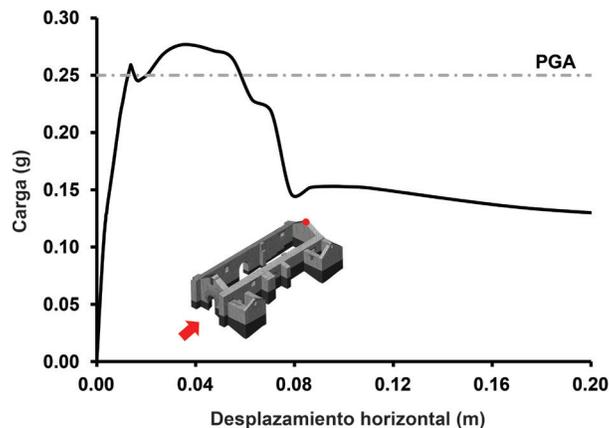
Análisis numérico

El modelo numérico del Templo de Kuñotambo se presenta en las figuras 4.2a a 4.2c. Incluye la nave, con los contrafuertes adjuntos; la sacristía y el baptisterio; el sobrecimiento correspondiente, con sus diferentes alturas; y el sistema de anclajes y tirantes de madera (no considerado en el modelo no reforzado). La malla de elementos finitos creada está compuesta de 321 827 elementos tetraédricos lineales isoparamétricos y 374 828 elementos en total.

Se llevaron a cabo cuatro análisis pushover, con las cargas laterales aplicadas en los ejes principales X e Y, en las direcciones positiva y negativa (consulte la fig. 4.2a). Con respecto al análisis pushover en la dirección X positiva, la carga lateral máxima aplicada es de 0.28 g (fig. 4.3). Después del pico, la estructura adopta un comportamiento con degradación o "softening", con grandes valores de desplazamiento registrados en el muro hastial occidental y en el muro adyacente de la sacristía. Se observan importantes disminuciones de carga en el diagrama de carga-desplazamiento como resultado de la falla localizada y la redistribución de fuerzas internas, con un grave daño por tracción y pérdida de rigidez en algunas partes. El mecanismo de falla consiste en separaciones por grietas verticales en las esquinas de la parte oeste de la iglesia. Mientras que el daño por tracción se propaga en el espesor y en la elevación de los muros, con líneas de rótulas horizontales en la parte inferior del sobrecimiento y la cimentación, la parte occidental vuelve estructuralmente independiente. El mecanismo de falla consiste en el vuelco fuera del plano del muro hastial y de los muros laterales occidentales. En las figuras 4.4a y 4.4b, se presentan los gráficos de las grietas para la etapa última de carga. Tal patrón de daños no se pudo identificar en el estado actual, ya que no existe un patrón de grietas específico en las esquinas de la parte occidental de la estructura.

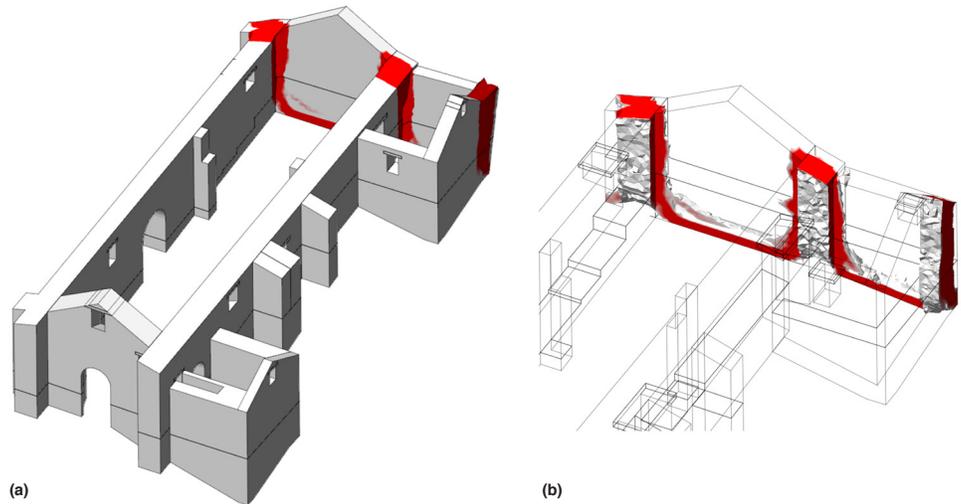
FIGURA 4.3.

Diagrama de carga-desplazamiento en la dirección X positiva para el Templo de Kuñotambo.



FIGURAS 4.4A, 4.4B.

Gráficos de los patrones de grieta (en rojo) para la etapa última de carga en la dirección X positiva del Templo de Kuñotambo: (a) perspectiva del edificio; (b) detalle del agrietamiento entre el muro posterior y los muros longitudinales.

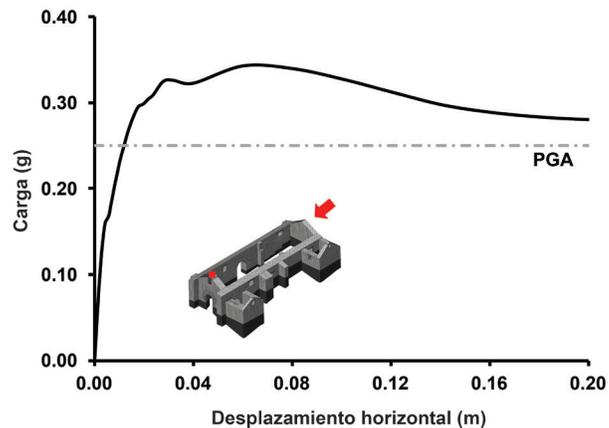


Cuando la carga lateral se aplica en la dirección X negativa, el modo de falla consiste principalmente en el vuelco fuera del plano de la fachada este, junto con las partes desconectadas adyacentes de los muros laterales. De las curvas de capacidad obtenidas, la capacidad lateral en la dirección X negativa del modelo es de 0.34 g (fig. 4.5). El desplazamiento máximo se registra hacia el exterior de la parte superior del muro hastial este.

En el gráfico de grietas para la etapa última de carga es evidente que la estructura sufrió importantes daños estructurales, con zonas de falla por tracción en ambas esquinas de la fachada este en la totalidad de la elevación y del espesor. También aparecen grietas por corte en el plano en el extremo frontal de los muros laterales y en la esquina noreste del muro hastial del baptisterio (fig. 4.6a–c). Existen grietas similares en la estructura (fig. 4.7a y 4.7b).

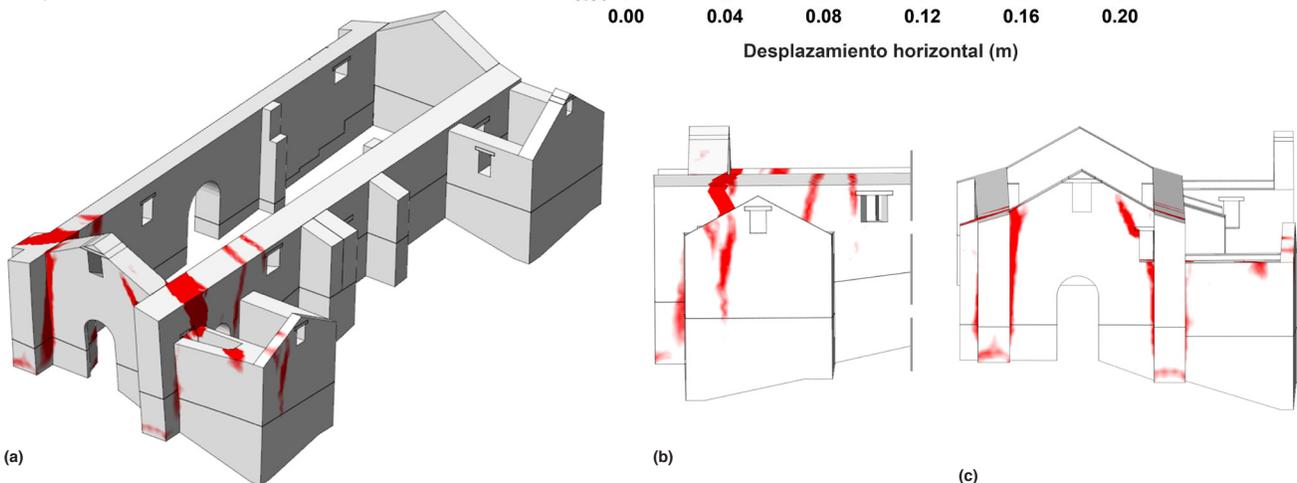
FIGURA 4.5.

Diagrama de carga-desplazamiento en la dirección X negativa para el Templo de Kuñotambo.



FIGURAS 4.6A–C.

Gráficos de los patrones de grieta (en rojo) para la etapa última de carga en la dirección X negativa: (a) vista noreste; (b) muro hastial norte del baptisterio; (c) fachada principal.



FIGURAS 4.7A, 4.7B.

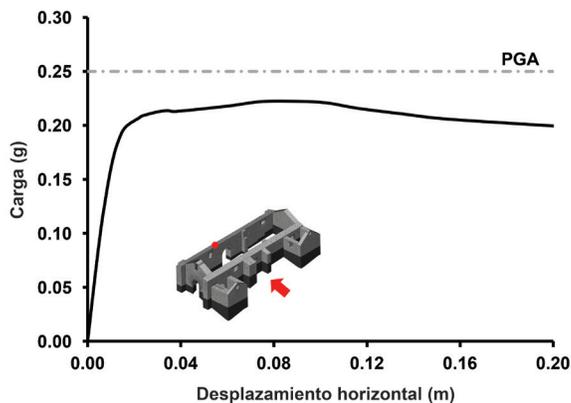
Fotografías de la correlación de patrón de grieta (en rojo): (a) patrón de grieta en la fachada este; (b) patrón de grieta en el muro hastial norte del baptisterio.



Para el análisis pushover en la dirección Y positiva, el mecanismo de falla consiste en la separación y en el vuelco fuera del plano del muro lateral sur, con grandes deformaciones en la luz media de los aleros superiores e importantes zonas de falla por tracción en las intersecciones con las fachadas este y oeste. La capacidad lateral de la estructura alcanza los 0.22 g con desplazamientos máximos registrados hacia el exterior de la parte superior media del muro lateral sur (fig. 4.8). Las grietas comienzan a formarse en el sudeste y se propagan diagonalmente en la unión, seguidas por grietas en la esquina sudoeste. En etapas posteriores, se forma una grieta por flexión continua en la interfaz entre el sobrecimiento y la cimentación, donde el muro adopta un movimiento de cuerpo rígido fuera del plano, con grandes desplazamientos incrementales (fig. 4.9a y 4.9b). Se pueden encontrar grietas similares en la estructura.

FIGURA 4.8.

Diagrama de carga-desplazamiento en la dirección Y positiva para el Templo de Kuñotambo.



FIGURAS 4.9A, 4.9B.

Gráficos de los patrones de grieta (en rojo) para la etapa última de carga en la dirección Y positiva: (a) muro lateral sur; (b) detalle del agrietamiento en el muro lateral sur.

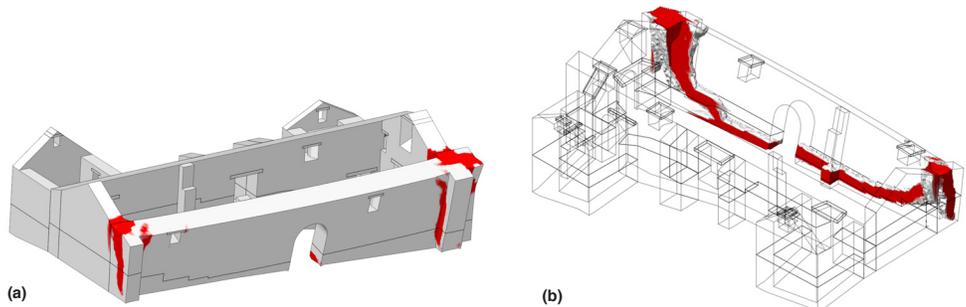
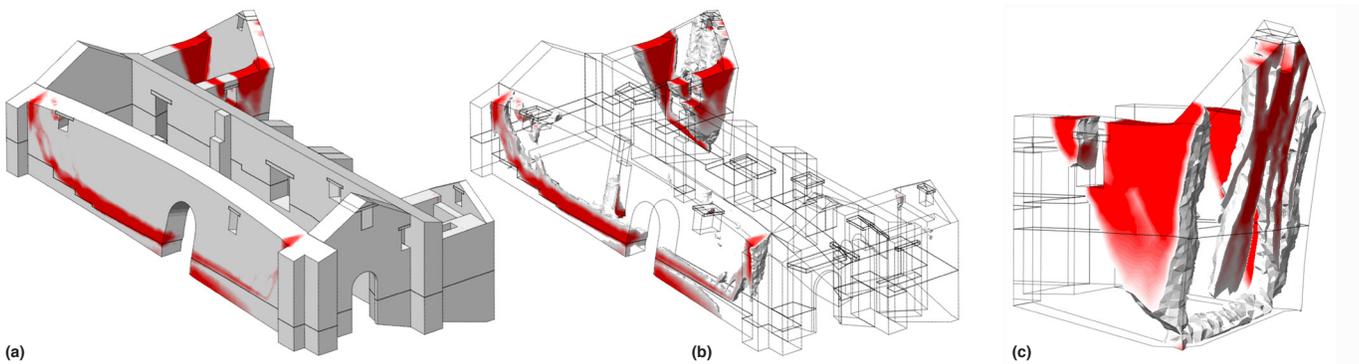
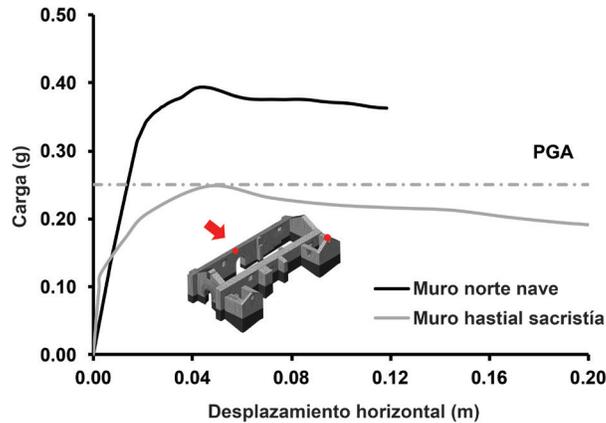


FIGURA 4.10.
Diagrama de carga-desplazamiento en la dirección Y negativa para el Templo de Kuñotambo.



FIGURAS 4.11A–C.
Gráficos de los patrones de grieta (en rojo) para la etapa última de carga en la dirección Y negativa: (a, b) vistas sudeste; (c) sacristía.

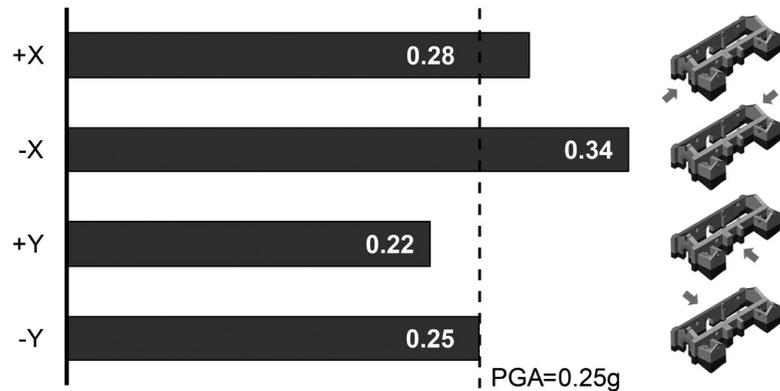
Finalmente, la figura 4.10 presenta los resultados del análisis pushover en la dirección Y negativa. La capacidad lateral es controlada por la falla inicial del muro hastial de la sacristía que, en este caso, es de 0.25 g. La capacidad del muro lateral sur es mucho mayor que en la dirección Y positiva (0.39 g) debido a las partes laterales y a los contrafuertes externos que contribuyen a la rigidez general de la nave. El daño por tracción se concentra principalmente en la sacristía, con zonas verticales de falla por tracción en las esquinas de los muros laterales y hastiales, tal como se aprecia en la distribución de las grietas principales en el estado último de carga (fig. 4.11a–c).

Conclusiones

Mediante análisis pushover, se obtuvieron patrones de grieta que se correlacionaron con los patrones observados, lo que indica que el daño actual podría haber sido inducido, en parte, por acciones sísmicas pasadas. En el estado actual, a partir de la inspección visual y los resultados de los ensayos de identificación dinámica, el sistema de tirantes se considera inactivo. El modelo numérico fue capaz de reproducir razonablemente bien el estado de daño de la estructura.

Una de las deficiencias estructurales del Templo de Kuñotambo es la distribución asimétrica de la rigidez en la dirección transversal de la nave. Los muros y contrafuertes alineados a lo largo del muro norte tienen una respuesta más rígida y una mayor capacidad de deformación lateral cuando se llega a activar su resistencia por compresión diagonal. El modo de falla con la menor capacidad es el vuelco fuera del plano del muro lateral sur, que es el modo de falla control con un valor mínimo de 0.22 g. Según los análisis pushover, se requiere un reforzamiento en varias direcciones, dado que la capacidad general no alcanza la aceleración máxima del suelo (PGA, por sus siglas en inglés) para la región de Cusco (0.25 g) (E.030 2016), como se muestra en la figura 4.12. Las direcciones más débiles, que tienen una capacidad lateral muy baja para la estructura, son norte-sur (Y+) y este-oeste

FIGURA 4.12.
Capacidad lateral máxima (g) de los análisis pushover en cada dirección para el Templo de Kuñotambo.



(X+). Con un sistema adecuado de tirantes y contrafuertes, la capacidad de la estructura en la dirección norte-sur (Y+) puede aumentar significativamente. Además, se deben abordar cuestiones como la unión en las intersecciones de los muros transversales y los medios de anclaje eficaz en los elementos de reforzamiento de madera. Para obtener más información sobre la evaluación del estado no reforzado del Templo de Kuñotambo, consulte Karanikoloudis y Lourenço (2018).

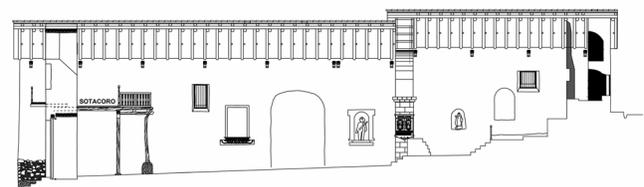
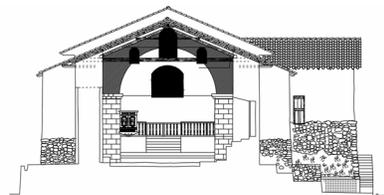
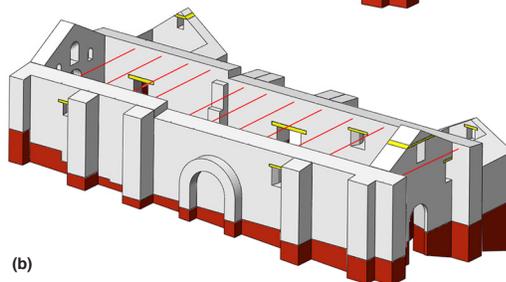
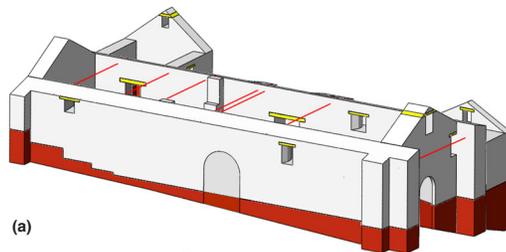
Estructura reforzada del Templo de Santiago Apóstol de Kuñotambo

Descripción del reforzamiento

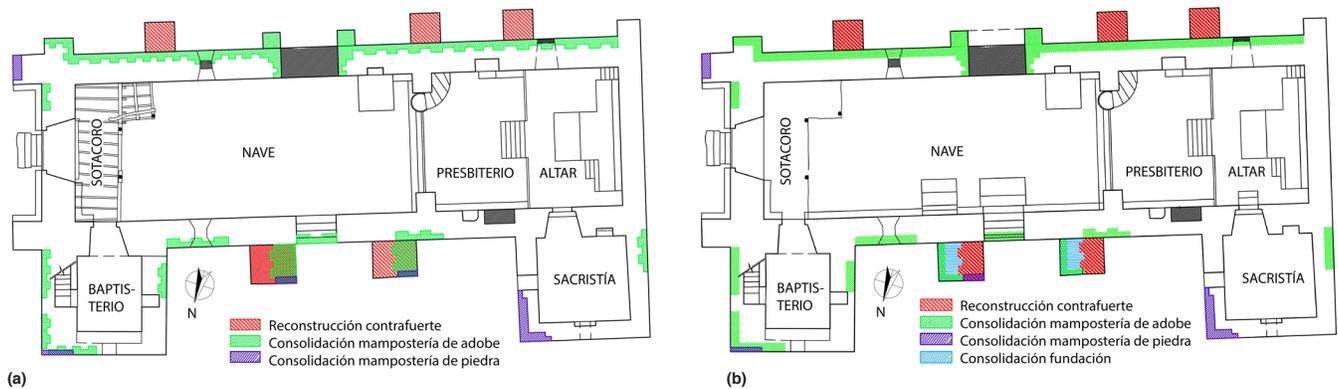
El objetivo general del reforzamiento sísmico del Templo de Kuñotambo es mejorar la resistencia lateral de la estructura y, idealmente, su capacidad de disipación de la energía. Con este fin, el desempeño global de la estructura debe simular un comportamiento global de caja (o integral) a fin de que el edificio pueda disipar la energía mediante la redistribución de las cargas sísmicas y así evitar la aparición de mecanismos de colapso local fuera del plano (Lourenço et al. 2011). Se pueden identificar dos grupos específicos de medidas de reforzamiento: (1) la adición de contrafuertes adecuadamente unidos a los muros adjuntos mediante llaves de madera horizontales y (2) la sujeción de los muros y el aseguramiento de su conectividad con elementos de madera (vigas cadena o vigas solera, tirantes anclados y esquineros). Para información detallada sobre el proyecto consulte Getty Conservation Institute y Dirección Desconcentrada de Cultura–Cusco (2017).

Los elementos de madera, introducidos o restablecidos en el sistema estructural existente de mampostería de adobe, pueden mejorar sustancialmente la capacidad bajo fuerzas laterales

FIGURAS 4.13A–C.
Planos del Templo de Kuñotambo: (a) estado actual; (b) después del reforzamiento; (c) secciones transversales y longitudinales de la estructura reforzada. Adaptado de Moscoso et al. (2015).



0 5M



FIGURAS 4.14A, 4.14B.

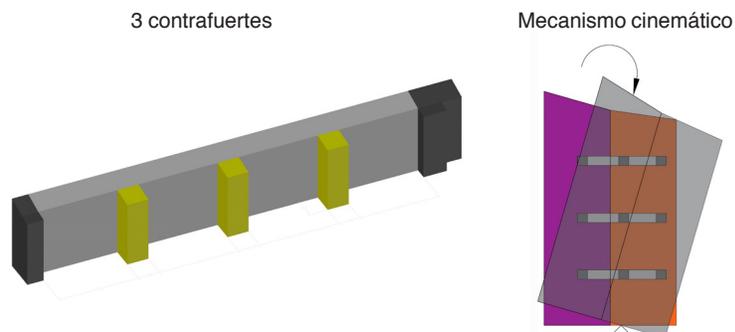
Plantas que muestran áreas de reconstrucción y consolidación en la iglesia (a) en el nivel de la mampostería de adobe y (b) en el nivel del sobrecimiento y de la cimentación. Adaptado de Torrevalva y Vicente (2016).

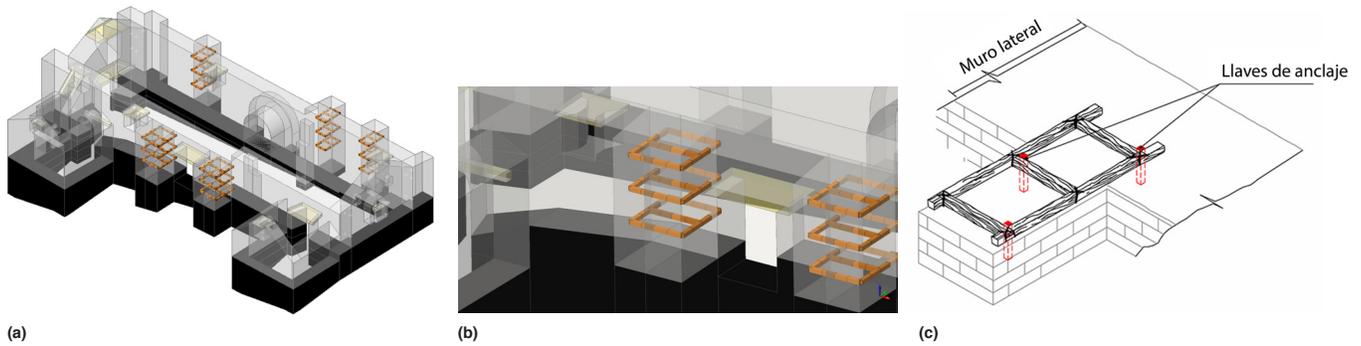
(Tomažević 1999; Vintzileou 2008). Para que el sistema nuevo funcione, los elementos de madera necesitan desarrollar una adherencia por fricción suficiente dentro de la mampostería. El reforzamiento propuesto debe respetar los principios de conservación para los edificios de patrimonio cultural, concretamente: preservar la autenticidad, proponer una intervención mínima, mínimamente invasiva y reversible (AIC 1994; ICOMOS 2003).

Para abordar la escasa capacidad fuera del plano del muro lateral sur de la nave, se propusieron tres contrafuertes adicionales distribuidos a lo largo del muro. El pilar de adobe en forma de arco, en lugar de la puerta lateral rellena, es solo un elemento arquitectónico (fig. 4.13a–c). Los bloques de adobe trabados garantizan una conexión con los muros existentes. Se propuso consolidar las áreas deterioradas del adobe y del sobrecimiento de mampostería de piedra existentes y reemplazar las áreas gravemente dañadas por bloques de adobe y de piedra nuevos hasta la mitad del espesor actual (fig. 4.14a y 4.14b). El proyecto incluye la reconstrucción del arco de quincha semicircular colapsado, que divide la nave del presbiterio y el altar, de acuerdo con la documentación disponible sobre iglesias con una tipología similar. Según esta misma documentación, el arco triunfal no tiene una función estructural y no se incluyó en el modelo. La parte posterior de los muros laterales se eleva en 0.65 m mediante la adición de más hiladas de adobe (consulte las fig. 4.13b y 4.13c). Finalmente, se propuso el diseño de un techo nuevo, compuesto de armaduras de doble par de madera, que descansan sobre vigas solera, unidas por un nudillo tirante y una viga cumbrera en la parte superior. Nuevamente, el techo no influye en el comportamiento global de la estructura y por ello no se incluyó en el modelo.

Una capacidad lateral mínima para la falla fuera del plano del muro lateral sur de la nave controla la respuesta estructural. Por esta razón, se desarrolló un diseño preliminar de los contrafuertes sobre la base de las recomendaciones para los edificios de tierra proporcionadas por la Oficina de Normalización de la India (IS 13827 1993). Tres contrafuertes de planta cuadrada y de dimensiones mínimas equivalentes al espesor del muro adjunto están distribuidos a lo largo del muro (fig. 4.15). A partir de los mecanismos cinemáticos aplicables bajo fuerzas sísmicas horizontales equivalentes, la

FIGURA 4.15.
Diseño de los contrafuertes a lo largo del muro lateral sur.





FIGURAS 4.16A-C.

Representaciones esquemáticas de las llaves de madera horizontales en los contrafuertes: (a) vista 3D; (b) contrafuertes existentes en el muro lateral norte; (c) detalle de la llave de madera que muestra la posición de los anclajes. Los elementos de madera se presentan en un tamaño más grande que el real para una mejor comprensión visual de su ubicación.

capacidad máxima α_0^* del estado límite último (ULS, por sus siglas en inglés) es de 0.33 g, que es un valor mayor al de diseño especificado para la región de Cusco (PGA de 0.25 g).

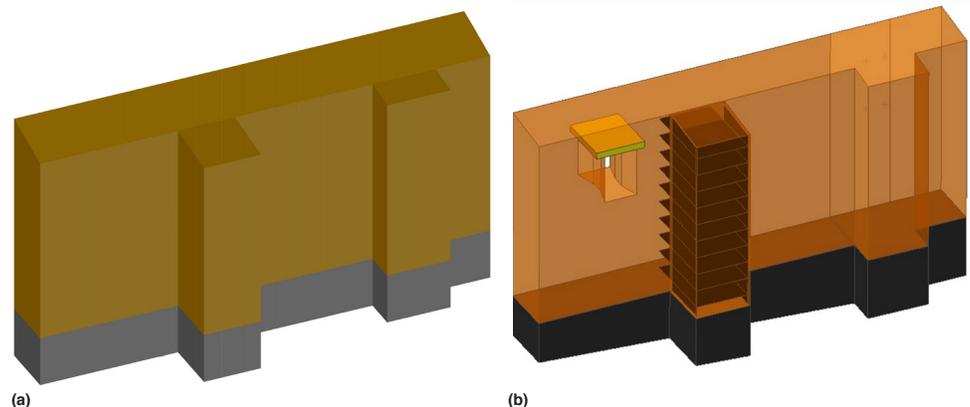
Para un diseño eficiente de los contrafuertes, se debe garantizar la unión con el muro adyacente. Las llaves de madera horizontales se colocan en cada contrafuerte (existente y nuevo) en tres niveles; una se coloca a una altura media en el muro de mampostería de adobe, con distancias de 1.20 m y hasta 1.50 m entre las demás. La longitud de inserción de estas llaves se extiende hasta la mitad del espesor del muro adjunto. La configuración de las llaves horizontales se presenta en las figuras de 4.16a a 4.16c.

Parte de la propuesta de reforzamiento para el Templo de Kuñotambo es la colocación de capas de geomalla en los contrafuertes de los muros laterales de la nave. El objetivo es mejorar el confinamiento bajo importantes esfuerzos de compresión, a fin de aumentar la ductilidad de la mampostería de adobe y evitar la desintegración bajo cargas sísmicas. Las superficies externas de los contrafuertes se envuelven con capas de geomalla en toda su elevación. En los planos horizontales, la geomalla se coloca cada cuatro hiladas de adobe. En los planos verticales y horizontales, las capas se unen con tiras de nailon para formar un marco de refuerzo 3D embebido (fig. 4.17a y 4.17b).

A fin de aumentar la conexión en esquinas y uniones, se propuso colocar en planos horizontales de diversas elevaciones unas llaves de maderas ortogonales, compuestas de dos conjuntos de vigas de madera conectadas transversalmente con tacos del mismo material. Como consecuencia de la formación de grietas en el modelo no lineal y del daño documentado in situ, las llaves se extienden hasta entrecruzar las grietas cerca de las esquinas. Dada la presencia del sistema compuesto de vigas de amarre y vigas cadena en la parte superior de los muros, los esquineros se ubican en niveles más bajos, respectivamente entre 1.0 m y 2.5 m desde el borde superior del muro (borde exterior), como se muestra en las figuras 4.18a y 4.18b. Se seleccionó una configuración continua de los esquineros, que cubre partes del muro hastial y los muros laterales de la sacristía y el baptisterio, así como la esquina sudeste de la nave (consulte la fig. 4.18b).

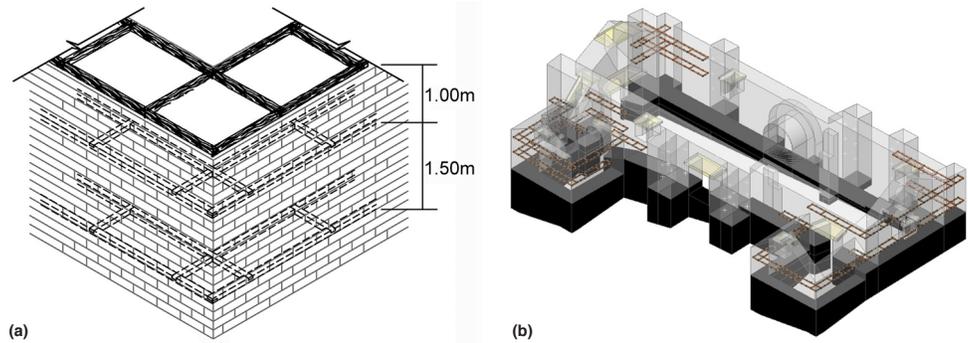
FIGURAS 4.17A, 4.17B.

Representaciones esquemáticas del muro sur: (a) sin capas de geomalla; (b) con capas de geomalla verticales y horizontales.



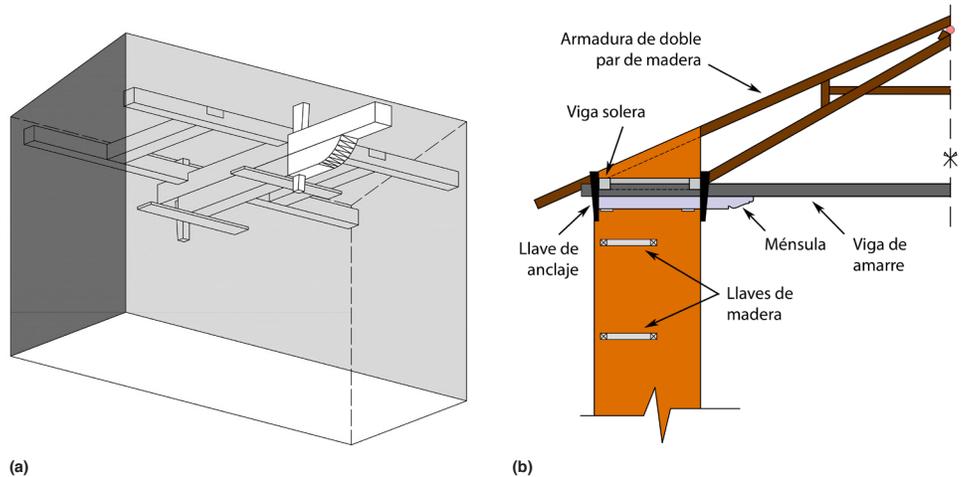
FIGURAS 4.18A, 4.18B.

Representación esquemática de los esquineros: (a) esquema general; (b) extremos frontal y posterior del modelo de elementos finitos. Los elementos de madera se muestran en un tamaño más grande que el real para una mejor comprensión visual de su ubicación.



FIGURAS 4.19A, 4.19B.

Representaciones esquemáticas 3D (a) y 2D (b) del sistema de anclaje. Observe el sistema doble de anclajes verticales de madera unidos a las superficies interiores y exteriores del muro de adobe.



Sobre los muros laterales, se propuso implementar un sistema combinado de arriostamiento interno y externo con elementos para el reforzamiento de madera. El sistema de vigas de amarre diseñado ofrece una contención lateral, principalmente al muro lateral sur de la nave, que es más débil. Para que los tirantes funcionen en el caso de un sismo, tanto en tracción como en compresión, se diseñó un sistema de anclaje adecuado (fig. 4.19a y 4.19b). Las armaduras de madera del techo descansan sobre el sistema de vigas cadena, con cada viga de tejado unida a las vigas internas y externas.

Características del modelo numérico

El nuevo modelo numérico incorpora los contrafuertes adicionales en el muro lateral sur, el incremento en la altura de los muros laterales en el presbiterio y el altar, además de los nuevos elementos de

FIGURAS 4.20A, 4.20B.

Modelo de elementos finitos del Templo de Kuñotambo: (a) vista global, que muestra la configuración de elementos de reforzamiento de madera; (b) acercamiento de la viga collar, la viga tirante y la caja de madera sobre la elevación de los muros laterales. Los elementos de madera se muestran en un tamaño más grande que el real para una mejor comprensión visual de su ubicación.

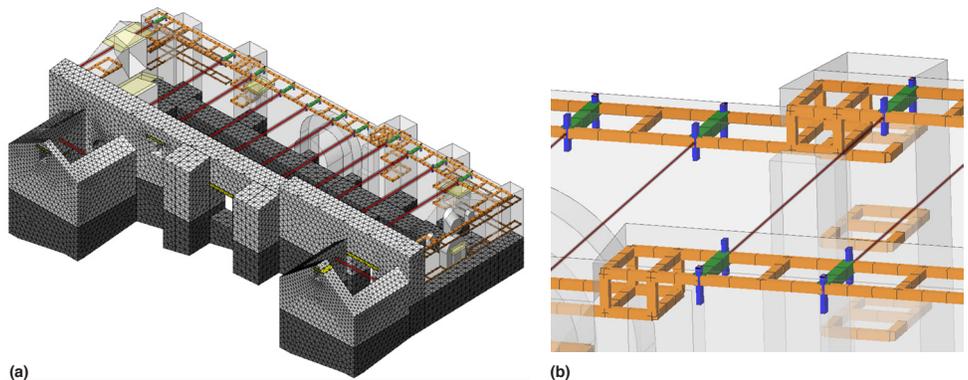
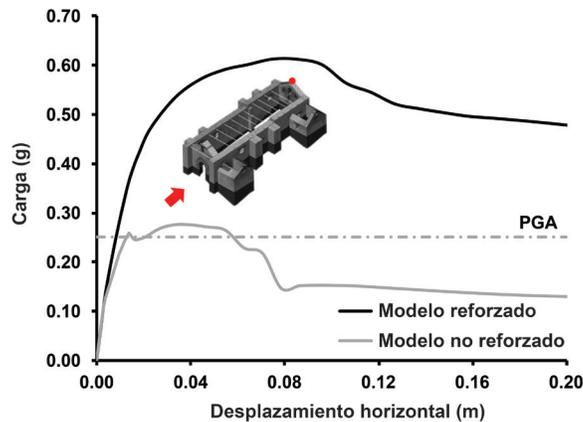


FIGURA 4.21.
Diagrama de carga-desplazamiento para el modelo reforzado y no reforzado en la dirección X negativa.



reforzamiento de madera (fig. 4.20a y 4.20b). La malla de elementos finitos creada ahora está compuesta de 239 298 elementos tetraédricos de 10 nodos (debido a su compatibilidad con los elementos de viga cuadráticos) para la rigidez a cortante y a flexión considerada. En total, el modelo de elementos finitos contiene 354 134 nodos.

Análisis numérico

Con respecto al análisis pushover en la dirección X positiva, la carga lateral máxima obtenida es de 0.61 g (fig. 4.21) y el mecanismo de falla se determina mediante el colapso fuera del plano del muro hastial oeste del altar. La capacidad obtenida es el doble del estado actual, proporcionando un nivel de seguridad adecuado. La estructura adopta un comportamiento con degradación o “softening”, con grietas relevantes y valores grandes de desplazamiento al colapso. Se identifica cierta disminución de la carga luego de la capacidad máxima como resultado de la propagación de las grietas y la reorganización de las fuerzas internas, con una pérdida moderada de resistencia.

La falla se indica mediante la separación por grietas verticales en las esquinas y en la parte media del muro hastial, que cubren la totalidad de la elevación y el espesor, con una línea de rótula horizontal en la interfaz del sobrecimiento de adobe. Además, se observan grietas por corte diagonales en el muro hastial del baptisterio y en el muro lateral norte de la nave, cerca del muro lateral de la sacristía (fig. 4.22a y 4.22b). La flexión fuera del plano del muro hastial oeste ocurre en el modelo reforzado, frente a la separación directa y al colapso fuera del plano de la totalidad de la parte oeste, que se observa en el modelo no reforzado (consulte las fig. 4.4a y 4.4b).

Debido a la configuración paralela de las vigas tirante, la contribución real de los elementos de reforzamiento se encuentra en la viga collar y en los esquineros del extremo posterior. Con relación

FIGURAS 4.22A, 4.22B.
Gráficos de los patrones de grieta (en rojo) para la etapa última de carga en la dirección X positiva del modelo del Templo de Kuñotambo reforzado: (a) muro hastial del altar; (b) detalle del agrietamiento del muro posterior.

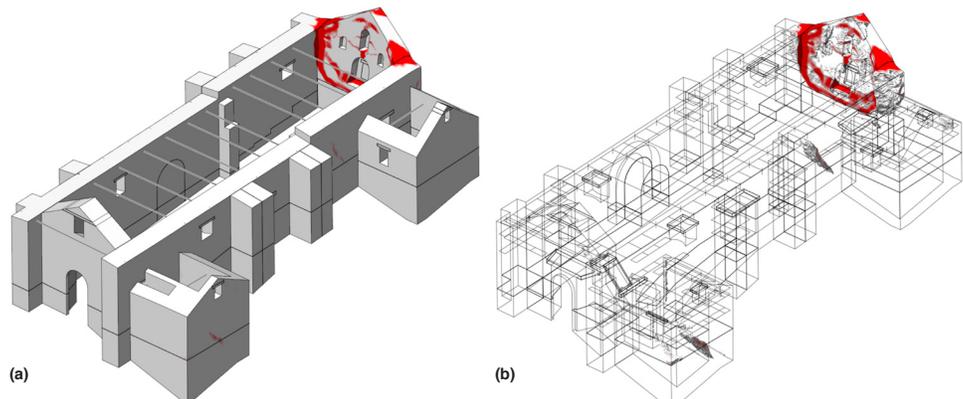


FIGURA 4.23. (IZQUIERDA)
Diagrama de carga-desplazamiento en la dirección X negativa para el modelo del Templo de Kuñotambo reforzado.

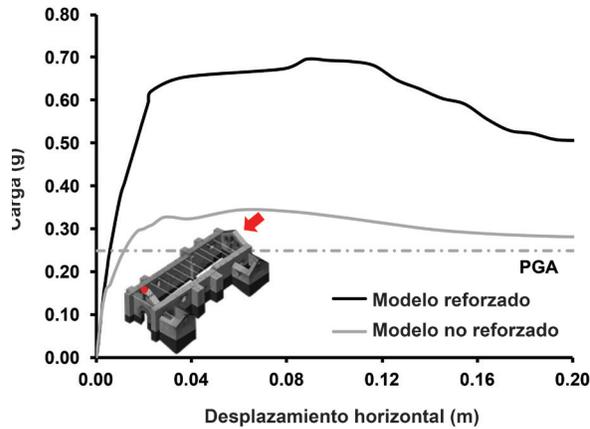
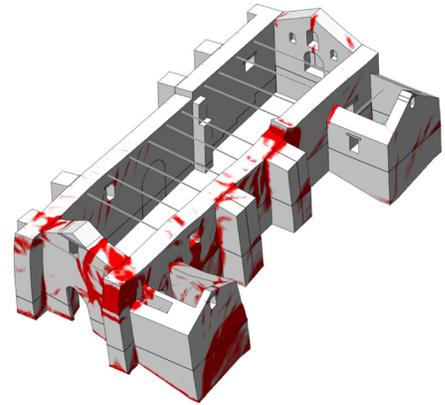


FIGURA 4.24. (DERECHA)
Gráfico de los patrones de grieta (en rojo) para la etapa última de carga en la dirección X negativa del modelo del Templo de Kuñotambo reforzado.



al nivel de esfuerzo de los elementos de madera embebidos, la parte de la viga collar en el extremo posterior se activa principalmente en tracción, flexión y corte. En la capacidad máxima, no se obtiene ninguna falla local en los elementos de madera.

La capacidad lateral de la iglesia en la dirección X negativa, después del rango elástico, es de 0.69 g, el doble que para el modelo de elementos finitos del estado actual (fig. 4.23). Los desplazamientos máximos hacia el exterior se registran en la parte superior del muro hastial de la sacristía y el daño por tracción se concentra en la parte noreste de la iglesia. La presencia de más vanos y huecos en la parte noreste, junto con la falta de continuidad en la configuración de los esquineros, da como resultado una menor resistencia y mayores deformaciones. Debido al efecto tirante en las intersecciones generado por los elementos de madera embebidos, el modo de falla consiste principalmente en grietas por corte (en los muros alineados en la dirección de la fuerza sísmica) y en grietas por flexión fuera del plano (en los muros transversales), lo que difiere del modelo en el estado actual (fig. 4.24). Ambos muros laterales de la nave experimentan grietas por corte diagonales. Partes de la fachada principal, la sacristía y el baptisterio, así como los contrafuertes de la parte norte, también experimentan fallas, principalmente en los modos de flexión fuera del plano. Este daño estructural se puede asociar con la falta de uniformidad de la planta del edificio, principalmente debido a una distribución irregular de los elementos estructurales, lo que cambia el centro de masa y rigidez, provoca excentricidades y redirecciona parcialmente las fuerzas de inercia.

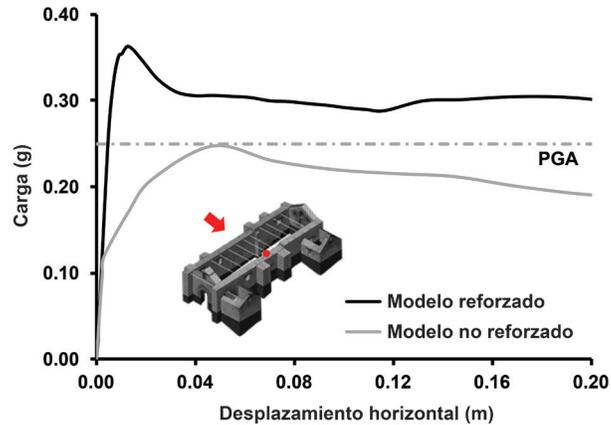
Cerca del colapso, las fuerzas axiales máximas se registran en las vigas collar de la parte media de la nave, que tienen esfuerzos cerca de la capacidad de tracción máxima, con falla por flexión, y cerca de la falla por corte.

En relación con el análisis pushover en la dirección Y negativa, la carga lateral máxima aplicada es un 44% mayor y equivalente a 0.36 g (fig. 4.25) y el mecanismo de falla se debe principalmente a la flexión fuera del plano de los muros laterales de la nave, hacia la dirección de la fuerza sísmica. El comportamiento estructural mejora notablemente con el reforzamiento dado que, en el estado actual, el mecanismo de falla principal es la falla fuera del plano del delgado muro hastial de la sacristía (fig. 4.26a y 4.26b). Las vigas cadena de madera en cada uno de los muros laterales se deforman como una viga única, sujeta en ambos extremos.

Las grietas por flexión en los muros laterales de la nave están generalizadas y forman un patrón diagonal; la curvatura más alta se observó en la parte superior y en la luz media de los muros. Se forman líneas de rótulas de flexión en la base y los muros laterales se fragmentan formando una especie de patrón circular. Los muros en la dirección transversal presentan grietas por corte, con daños más severos en los muros laterales del baptisterio y la sacristía. Además, los contrafuertes de la elevación norte están agrietados diagonalmente en la base, mientras que los de la elevación sur siguen la flexión fuera del plano del muro lateral sur, con grietas grandes por tracción en la interfaz

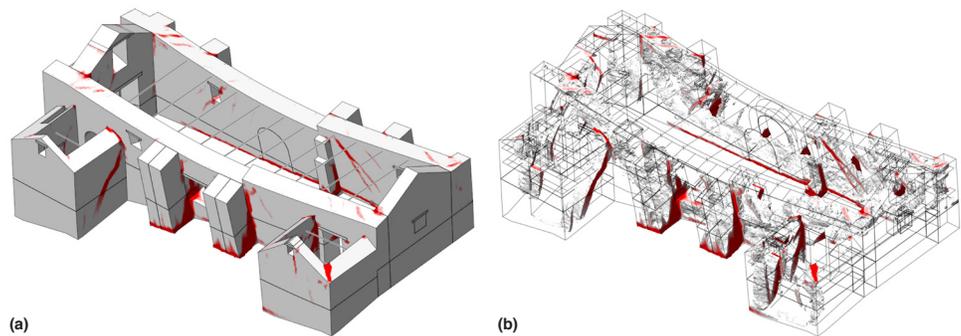
FIGURA 4.25.

Diagrama de carga-desplazamiento en la dirección Y negativa para el modelo del Templo de Kuñotambo reforzado.



FIGURAS 4.26A, 4.26B.

Gráficos de los patrones de grieta (en rojo) para la etapa última de carga en la dirección Y negativa del modelo del Templo de Kuñotambo reforzado que muestran (a) ambos muros laterales, el baptisterio y la sacristía, (b) detalle de las áreas agrietadas.



del sobrecimiento. La fachada este experimenta grietas que exhiben una falla cónica alrededor de los esquineros en la unión norte (consulte las fig. 4.26a y 4.26b).

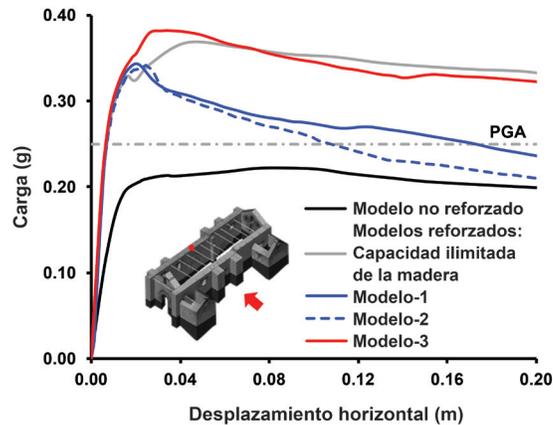
Las vigas tirante parecen proporcionar una contribución marginal a la respuesta general con fuerzas axiales moderadas, principalmente porque ambos muros laterales se deforman de manera similar. Las fuerzas en los elementos de madera embebidos son moderadas, con amplios márgenes de seguridad en la capacidad máxima.

Análisis de sensibilidad

Para el análisis pushover no lineal, en la dirección positiva del eje Y, se llevó a cabo un análisis paramétrico a fin de evaluar la efectividad de la propuesta de reforzamiento en la dirección de la capacidad más débil.

En primer lugar, el equipo de investigación analizó la posibilidad de que la puerta rellena en el muro lateral sur no formara parte del sistema estructural. Se señaló que, para la evaluación del estado actual, la puerta rellena se consideró como un sistema estructural separado, debido a la ausencia de trabado con el resto del muro lateral sur. La consolidación y el reemplazo de las partes dañadas de la mampostería de adobe en las superficies externas incluyen partes de la puerta sur rellena; de consecuencia se espera que haya un cierto trabado (modelo 1). De todas formas, también se consideró una hipótesis conservadora sin interacción o trabado entre las dos partes (modelo 2). Las curvas de capacidad del modelo de elementos finitos reforzado, con (modelo 1) y sin (modelo 2) la puerta sur rellena, se presentan en la figura 4.27. La carga lateral máxima aplicada es de 0.34 g en ambos casos y el mecanismo de falla consiste en la flexión fuera del plano de los muros laterales norte y sur de la nave, con desplazamientos máximos hacia el exterior registrados en la parte superior media del muro lateral sur.

FIGURA 4.27.
Diagrama de carga-desplazamiento en la dirección Y positiva para el Templo de Kuñotambo (análisis de sensibilidad).

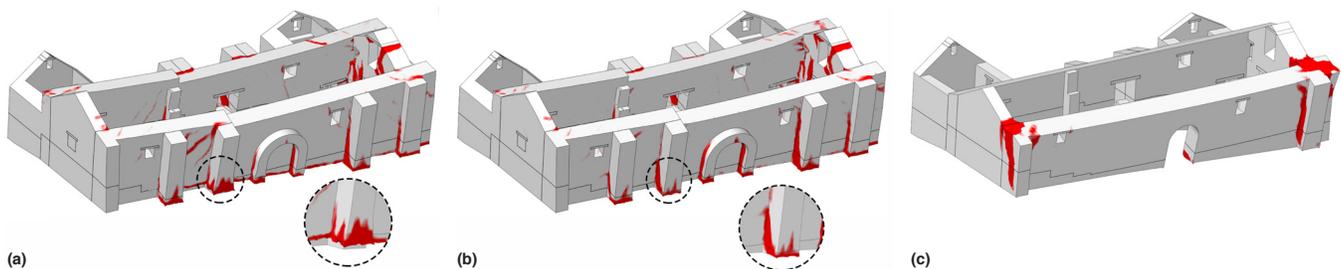


En segundo lugar, el equipo de investigación abordó la falla de los elementos de madera. La limitación de la capacidad de los elementos de reforzamiento de madera resulta en una disminución de la pendiente en el comportamiento post-pico. El área debajo del diagrama de carga-desplazamiento, en comparación con la respuesta del modelo con capacidad ilimitada de los elementos de madera, disminuye entre un 22% y un 28% para el modelo 1 y el modelo 2, respectivamente. Para el modelo 2, la capacidad residual se aproxima a la respuesta del estado actual (consulte la fig. 4.27). Sin embargo, para ambos modelos, el esquema de reforzamiento presenta una capacidad sustancialmente mayor que cumple con la demanda sísmica de 0.25 g. La participación de la puerta rellena, en términos de masa y rigidez, afecta principalmente la capacidad durante la fase post-pico.

La viga cadena y los esquineros aumentan la rigidez de las uniones entre los elementos estructurales y permiten la deformación de los muros laterales en flexión fuera del plano, a la vez que activan los muros transversales. De manera similar al comportamiento en la dirección Y negativa, la viga cadena en cada uno de los muros laterales se deforma como una viga única, conectada transversalmente y sujeta prácticamente en ambos extremos. Las fuerzas de tracción y compresión axiales máximas de la viga cadena están ubicadas en la luz media y también tienen niveles moderados.

En comparación con la estructura no reforzada, el daño por tracción en la estructura reforzada, cerca al colapso, presenta anchos de grieta más pequeños que configuran el plano de rotación del muro lateral norte. El mecanismo de falla en evolución completa consiste en grietas por flexión en los muros laterales de la nave, estas se presentan generalizadas y forman un patrón diagonal hacia las esquinas (fig. 4.28a-c). Una gran parte de la fachada este está fragmentada y exhibe una falla cónica de la viga collar y de los esquineros embebidos. Partes de los muros laterales del baptisterio y de la sacristía presentan separaciones por grietas verticales; se observa una zona de tracción en un plano diagonal, con separaciones por grietas verticales que se generan en la base del muro lateral norte.

FIGURAS 4.28A-C.
Gráficos de los patrones de grieta (en rojo) para la etapa última de carga en la dirección Y positiva en el momento del colapso: (a) modelo reforzado (con puerta rellena); (b) modelo reforzado (con contrafuertes más resistentes y mayor ductilidad en la compresión); (c) modelo no reforzado.



Cuando se aborda el comportamiento local de la estructura reforzada, el contrafuerte central sur falla por compresión en la interfaz entre el adobe y el sobrecimiento (ver los detalles en las figuras 4.28a y 4.28b). Esta falla inicial tiene una influencia directa en la estabilidad y el comportamiento post-pico general de la estructura, como se evidencia por la disminución de la pendiente en la curva de capacidad del post-pico. Por esta razón, el equipo de investigación analizó la posibilidad de mejorar las características del material de la mampostería de adobe. Se señaló que la capacidad lateral de la estructura en un punto de gran deformación está por debajo del límite objetivo de 0.25 g. Posteriormente, se debe obtener una estructura más robusta con un comportamiento más dúctil. Además, el proceso de degradación, ya sea químico, físico o mecánico, puede escalar en presencia de grietas estructurales y fallas mecánicas, llevando a una reducción del desempeño y la durabilidad. En relación con la mampostería de adobe, el objetivo fue aumentar la resistencia a la compresión de los nuevos bloques de adobe en la parte inferior de los nuevos contrafuertes, a fin de mejorar el comportamiento de la rotación fuera del plano y evitar el aplastamiento temprano.

La solución propuesta incluye la introducción de un sobrecimiento más alto de mampostería de piedra para los contrafuertes nuevos, lo que incrementaría la resistencia a la compresión y la energía de fractura de compresión (mediante el uso de capas de geomalla horizontales). El modelo con el nuevo material (modelo 3) muestra un comportamiento post-pico significativamente mejorado (consulte la fig. 4.28b), similar a la respuesta del modelo con capacidad ilimitada de la madera (consulte la fig. 4.27).

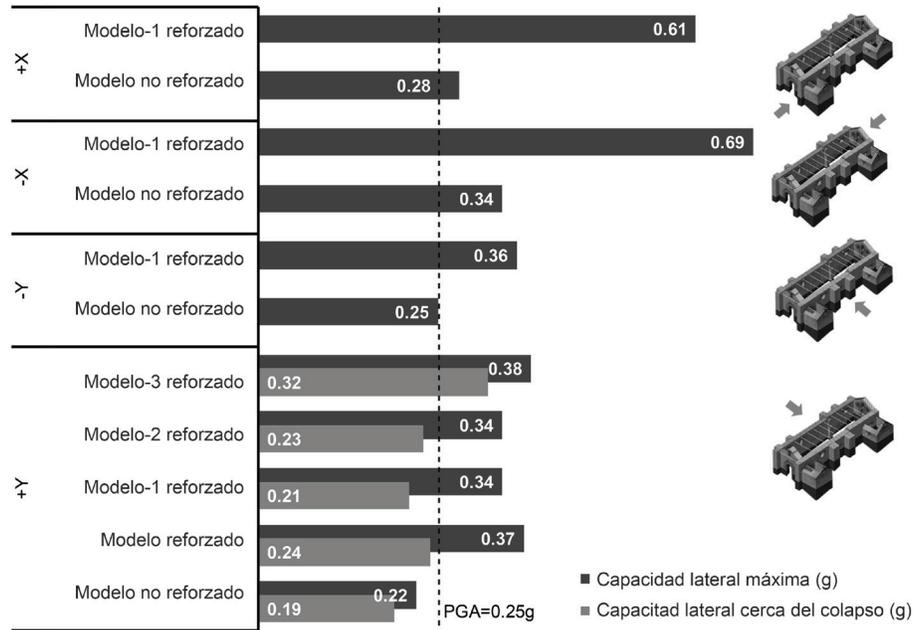
Conclusiones

La inspección, el levantamiento, los ensayos in situ y los análisis estructurales en el estado actual determinaron que la principal deficiencia estructural en el Templo de Kuñotambo es la falta de continuidad entre los elementos estructurales. Esto se debe a la baja capacidad de la mampostería de adobe y a la fragmentación en las esquinas. La correlación entre los patrones de grieta documentados y los obtenidos en el modelado numérico muestra que el nivel actual de daño podría haber sido inducido, en parte, por sismos pasados, junto con los movimientos del suelo y el deterioro de los materiales. Dadas las propiedades mecánicas de la mampostería de adobe, la falta de mantenimiento y las alteraciones estructurales a lo largo del tiempo, es cierto que la estructura tendrá un comportamiento inadecuado en un sismo futuro si no se aplican medidas correctivas.

El esquema de reforzamiento se diseñó a fin de proporcionar integridad a la estructura con rios-tras internas y externas y así alcanzar un comportamiento estructural integral favorable. La construcción de contrafuertes nuevos, en combinación con un sistema de elementos de reforzamiento de madera embebidos en los muros como vigas collar, anclajes y esquineros, todos unidos con vigas tirante, mejoró el comportamiento con carga lateral y permitió la redistribución de las cargas sísmicas entre los muros transversales y longitudinales. La capacidad de las esquinas se incrementó sustancialmente, se activaron los muros transversales y, por lo tanto, se modificó el comportamiento estructural desde un movimiento de cuerpo rígido fuera del plano de las partes individuales hacia una combinación de flexión fuera del plano (muros longitudinales) y flexión y corte en el plano (muros transversales). De esta forma, en comparación con el estado actual, el daño resultante en términos de grietas durante un sismo fuerte se distribuye con grietas más pequeñas. Problemas de durabilidad y comportamiento estructural a largo plazo en áreas que rigen la falla local inicial se abordan mediante el mejoramiento de los criterios de desempeño bajo carga de compresión.

De los resultados de los análisis pushover no lineales se obtuvieron curvas de capacidad, junto con las características de propagación de los daños y el comportamiento estructural post-pico, que se resumen en la figura 4.29. En todas las direcciones principales, la capacidad alcanzada es mayor que el requisito de diseño del código peruano (E.030 2016).

FIGURA 4.29. Capacidad lateral máxima (g) en cada dirección para el modelo del Templo de Kuñotambo con y sin refuerzo.



Estructura no reforzada de la Catedral de Ica

Análisis numérico

Debido a la complejidad de la Catedral de Ica, se crearon varios modelos para estudiar las diferentes partes de la estructura de forma independiente, concretamente una crujía representativa, el marco interno de madera y los muros perimetrales de mampostería. Esto permitió un incremento gradual y controlado en la sofisticación del modelado numérico que culminó en un modelo final completo que incorporó toda la catedral. Es interesante señalar que los resultados obtenidos de estos análisis preliminares demostraron que el edificio se ve significativamente influenciado por la interacción de las estructuras de madera y mampostería. Se puede encontrar más información en Ciocci, Sharma y Lourenço (2018).

El modelo de la catedral se construyó con elementos tipo sólido isoparamétricos 3D para los muros y los campanarios de mampostería, y elementos tipo viga para los elementos de madera (fig. 4.30a). La sacristía, la recepción y las oficinas no se incluyeron en el modelo, ya que se determinó que son independientes de la estructura; sin embargo, el efecto del claustro se simuló mediante resortes calibrados ubicados en el muro lateral sur, a nivel del techo del claustro (fig. 4.30b y 4.30c). La rigidez de estos resortes se calculó a fin de representar el efecto de contrafuerte de las columnas, así como del techo del claustro.

FIGURAS 4.30A-C.

Vistas de la Catedral de Ica: (a) modelo de elementos finitos; (b) fotografía del claustro adyacente al muro lateral sur; (c) resortes que simulan el claustro en el modelo de elementos finitos.



Un aspecto crucial del modelado fue la definición de la unión entre los dos sistemas estructurales, sobre los que prácticamente no hay información disponible (Cancino y Lardinois 2012). A fin de llevar a cabo el estudio, se asumió la existencia de uniones entre las vigas de madera de la parte superior del coro, la fachada de ladrillo cocido y los muros de mampostería laterales; entre las vigas de madera transversales de las crujías y los muros de mampostería laterales; y entre las vigas de madera que soportan las bóvedas de cañón de las capillas y el altar, así como los muros de mampostería (fig. 4.31). Estas uniones se modelaron mediante el uso de elementos tipo viga y la fusión de sus nodos con los elementos tipo sólido. Finalmente, se asignaron dinteles de madera a todos los vanos, ya que no pudo observarse ningún daño en la estructura durante las inspecciones in situ (Cancino y Lardinois 2012).

Los análisis pushover se llevaron a cabo mediante la aplicación de las cargas laterales en la dirección X negativa y la dirección Y negativa del modelo numérico, ya que los mecanismos de falla identificados en estas dos direcciones para los muros perimetrales de mampostería probaron ser los más relevantes. Se debe tener en cuenta que los mecanismos de falla solo se estudiaron en la envolvente de mampostería, ya que se asumió que la madera es un material elástico lineal. El marco de madera se estudió con la ayuda de modelos específicos que se detallan en Ciocci, Sharma y Lourenço (2018).

Como se muestra en la figura 4.32, la carga lateral máxima que se puede aplicar al modelo numérico en la dirección X negativa es de 0.45 g. El gráfico de la figura 4.33a muestra los valores de desplazamientos elevados que se observan en la fachada, los campanarios adjuntos y la cúpula central. Además, los muros transversales entre el altar y las capillas experimentan una gran deformación. El patrón de grieta de la figura 4.33b muestra el mecanismo de falla, que se identificó como la falla fuera del plano tanto de la fachada principal como de los campanarios. Esta falla fuera del plano también muestra una alta concentración de daño por tracción en la unión entre el coro y la fachada, así como entre los campanarios y los muros laterales. Por otra parte, se observan grietas por flexión en la base de los campanarios y en la fachada principal. Es interesante notar como las separaciones por grietas entre el frontón y la parte inferior de la fachada confirman el daño observado luego del sismo de Pisco ocurrido el 15 de agosto del 2007 (consulte el capítulo 2, fig. 2.12 y 2.13a–d).

La carga lateral máxima para la dirección Y negativa es de 0.28 g (fig. 4.34). Tal como se muestra en la figura 4.35a, se registraron valores de desplazamientos elevados en el muro norte, el transepto

FIGURA 4.31. Diagrama del modelo numérico de la Catedral de Ica que muestra los detalles de las uniones entre la envolvente de mampostería y el marco interno de madera.

Vigas de madera en la parte alta del coro conectadas con la fachada de ladrillo cocido y los muros laterales

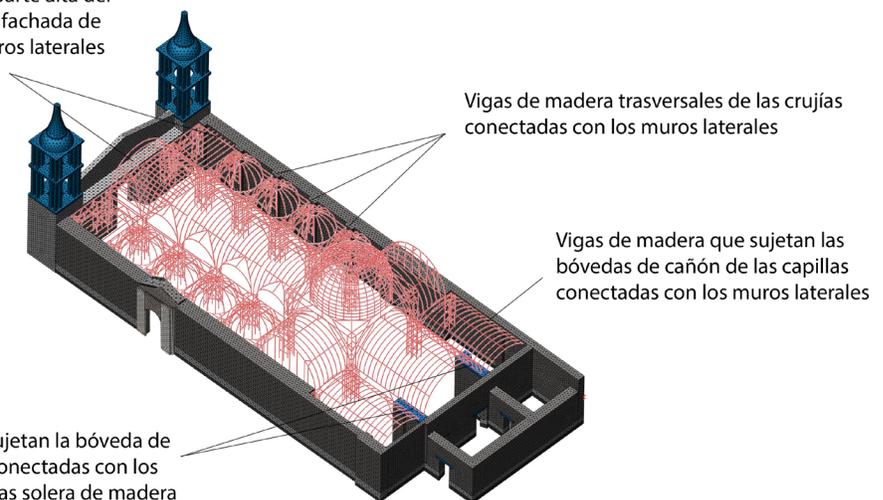
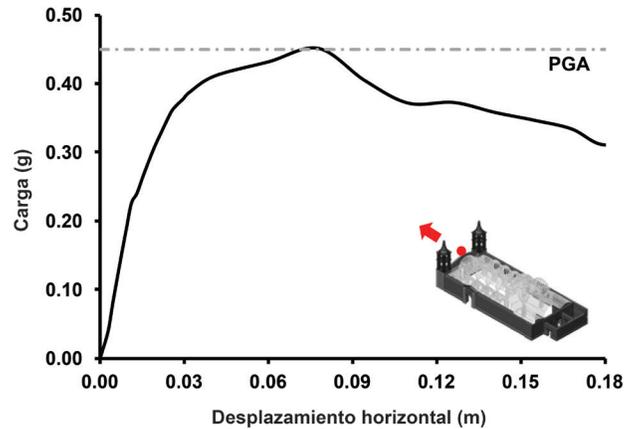


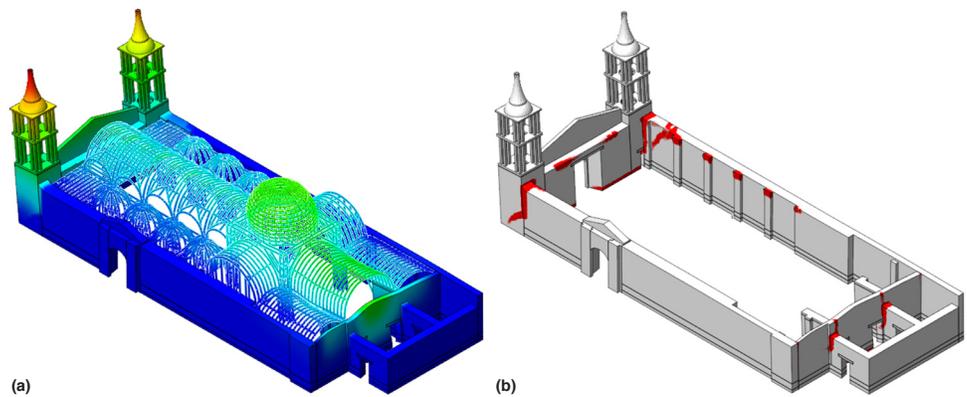
FIGURA 4.32.

Diagrama de carga-desplazamiento en la dirección X negativa para la Catedral de Ica.



FIGURAS 4.33A, 4.33B.

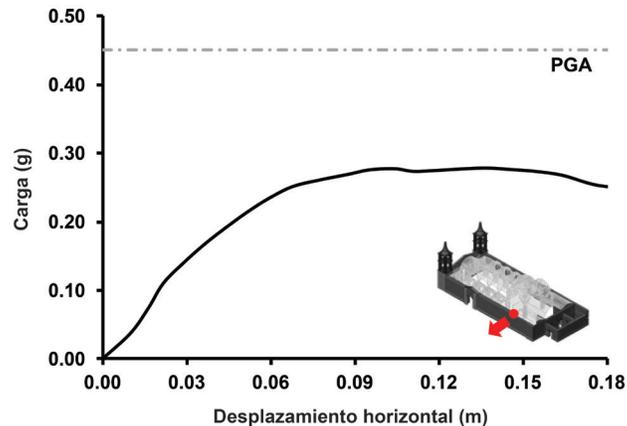
Análisis pushover en la dirección X negativa para la etapa última de carga de la Catedral de Ica: (a) malla deformada del modelo numérico que indica el desplazamiento máximo (en rojo) y el desplazamiento mínimo (en azul); (b) patrones de grieta (en rojo) en la envolvente de mampostería.

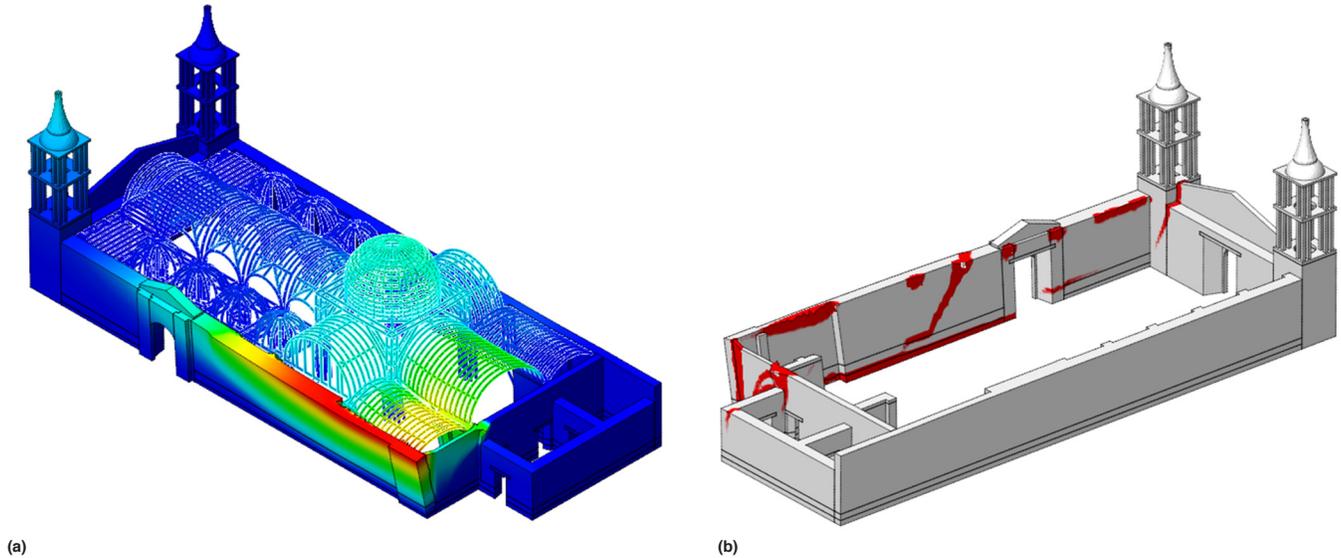


y las bóvedas de cañón que cubren el altar y la capilla del lado de la calle. El mecanismo de falla en la mampostería bajo esta carga se identificó como la falla fuera del plano de todo el muro lateral sur (fig. 4.35b). Este modo de falla también incluye la falla fuera del plano y la separación del campanario norte de la fachada de ladrillo, así como de una parte del muro transversal del altar. Por otra parte, hay grietas por flexión en la base del muro norte y en la interfaz entre la mampostería de adobe y el sobrecimiento de ladrillo cocido, que concuerdan con el daño observado in situ (consulte el capítulo 2,

FIGURA 4.34.

Diagrama de carga-desplazamiento en la dirección Y negativa para la Catedral de Ica.





FIGURAS 4.35A, 4.35B.

Análisis pushover en la dirección Y negativa para la etapa última de carga de la Catedral de Ica: (a) malla deformada del modelo numérico que indica el desplazamiento máximo (en rojo) y el desplazamiento mínimo (en azul); (b) patrones de grieta (en rojo) en la envolvente de mampostería.

fig. 2.12 y 2.13a–d). Además, se observan separaciones por grietas verticales entre el muro lateral y la capilla en la esquina noroeste del edificio.

Conclusiones

Los análisis realizados en el modelo de la Catedral de Ica demostraron que el edificio se ve influenciado por la interacción del marco de madera con la envolvente de mampostería. Por otra parte, los análisis permitieron al equipo de investigación estimar la capacidad de la estructura en las dos direcciones más críticas, con una buena correlación con el daño existente causado por eventos sísmicos recientes. La capacidad obtenida con el análisis pushover en la dirección X negativa es igual a 0.45 g, lo que corresponde al límite requerido por el código peruano (E.030 2016). En la dirección Y negativa, la capacidad máxima de la estructura corresponde a un valor de 0.28 g y es significativamente menor que la exigida por el código peruano. Por lo tanto, los resultados obtenidos en los análisis pushover señalaron la necesidad de reducir las vulnerabilidades fuera del plano de la estructura, especialmente en la esquina noroeste de la catedral.

Estructura reforzada de la Catedral de Ica

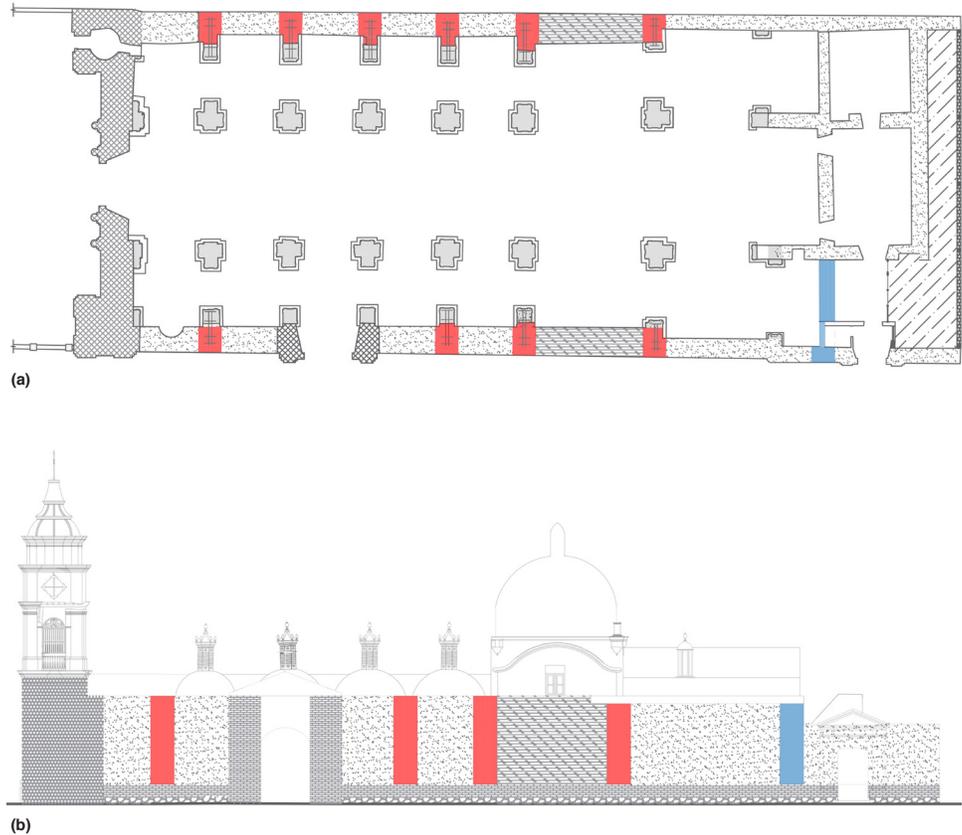
Descripción del reforzamiento

El reforzamiento propuesto para los muros perimetrales de mampostería de la catedral incluye lo siguiente: (a) mampostería de ladrillo nueva a sustitución de la mampostería existente en partes seleccionadas; (b) sistemas de anclaje de madera; (c) viga collar de madera en la esquina noroeste de la catedral; y (d) sistemas de anclaje de acero que unen la estructura interna de madera con la fachada principal. Se pueden encontrar más detalles en Ciocci, Sharma y Lourenço (2017) y en Lourenço et al. (2018).

El equipo de investigación propuso el reemplazo de algunas secciones de la estructura de mampostería existente para reforzar la unión entre la estructura de madera existente y los muros perimetrales de mampostería, a fin de mejorar la integridad de la envolvente y limitar el deterioro a largo plazo. Las figuras 4.36a y 4.36b muestran la ubicación de las columnas de mampostería de ladrillo

FIGURAS 4.36A, 4.36B.

(a) Planta y (b) elevación de la Catedral de Ica que muestran la propuesta de nuevas columnas de mampostería de ladrillo (en rojo) y de un nuevo muro de mampostería (en azul).



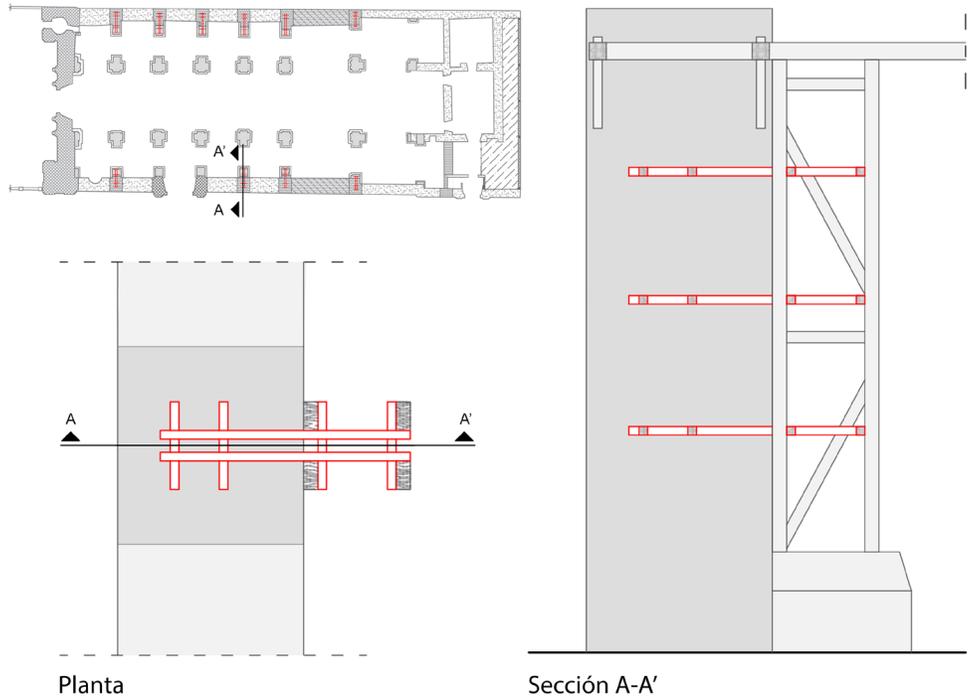
nuevas en los muros longitudinales laterales y el muro de mampostería de ladrillo nuevo en la esquina noroeste de la catedral. Es importante mencionar que la inclusión de mampostería de ladrillo en los muros de adobe, particularmente en los vanos, como se ve en el Hotel El Comercio, fue una técnica tradicional empleada durante el período del virreinato español. Las uniones entre el reforzamiento y la estructura existente se deben garantizar mediante el trabado de la mampostería de ladrillo nueva con la mampostería existente. Se propuso la instalación de un arco de descarga en el espesor del muro a fin de dejar espacio para mantener la ubicación del baño existente que se encuentra adyacente al muro de mampostería de ladrillo nuevo.

Los sistemas de anclaje de madera están embebidos en estas columnas de ladrillo nuevas a lo largo de los muros longitudinales laterales a fin de mejorar la unión entre el marco interno de madera y los muros perimetrales de mampostería. En general, cada sistema de anclaje de madera está compuesto de llaves y tirantes unidos por empalmes clavados a media madera; cada uno posee cuatro niveles a lo largo de la altura de los muros laterales (fig. 4.37a y 4.37b). Se debe tener en cuenta que los sistemas de anclaje del nivel superior tienen llaves verticales para mejorar el mecanismo resistente.

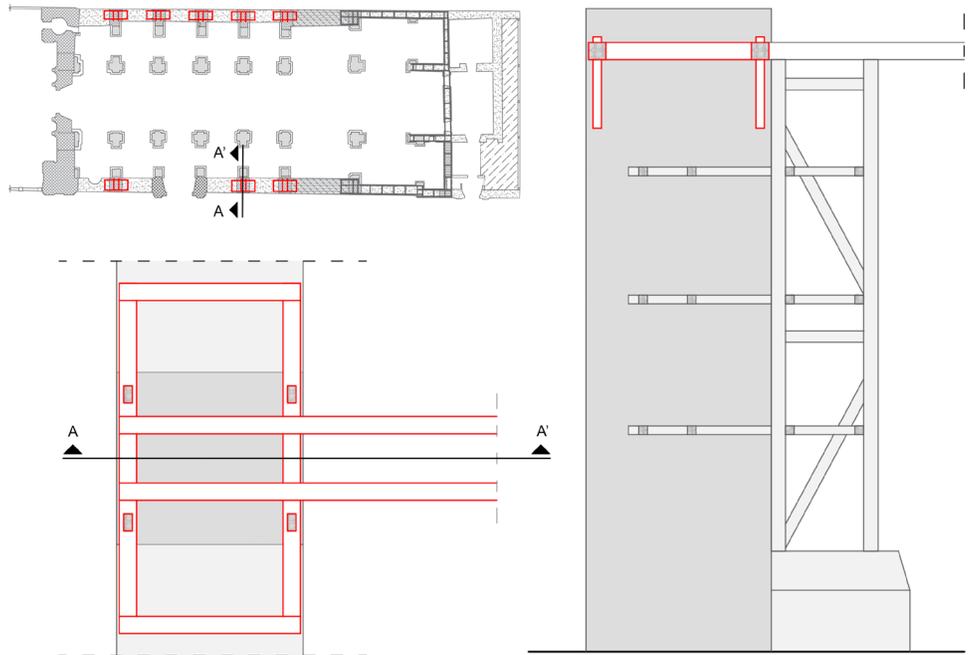
El equipo de investigación propuso incorporar una viga collar de madera en forma de U en la parte posterior de la catedral, alrededor del altar y de las capillas, con un marco compuesto de elementos de madera empalmados mediante uniones clavadas a media madera (fig. 4.38). Con ello se pretende evitar el mecanismo fuera del plano del muro en la esquina noroeste de la catedral y mejorar la integridad estructural. La viga collar está unida al marco interno de madera cerca del transepto y los muros transversales que flanquean el altar.

FIGURAS 4.37A, 4.37B.

Sistemas de anclaje de madera propuestos para la Catedral de Ica: detalles de (a) los niveles inferiores y (b) el nivel superior.



(a)

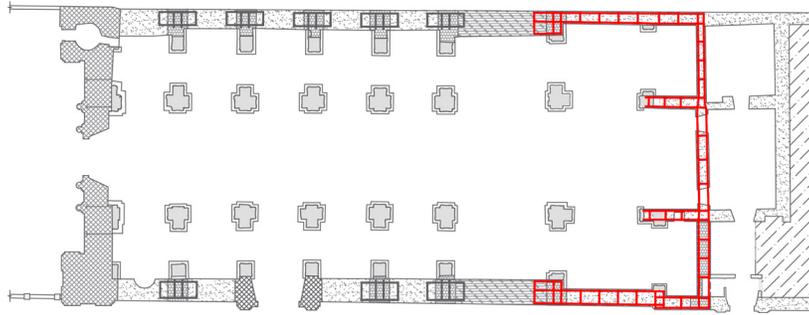


(b)

Finalmente, se propusieron cuatro sistemas de anclaje de acero para abordar el mecanismo fuera del plano de la fachada principal a fin de mejorar su unión con la estructura interna de madera. Cada sistema de anclaje está compuesto por los elementos siguientes: tirantes de acero que atraviesan el espesor de la fachada principal de ladrillo; una viga solera de acero cuadrada con elementos rigidizantes; perfiles de acero con pernos y soleras que garantizan la unión con la estructura interna de madera (fig. 4.39a y 4.39b).

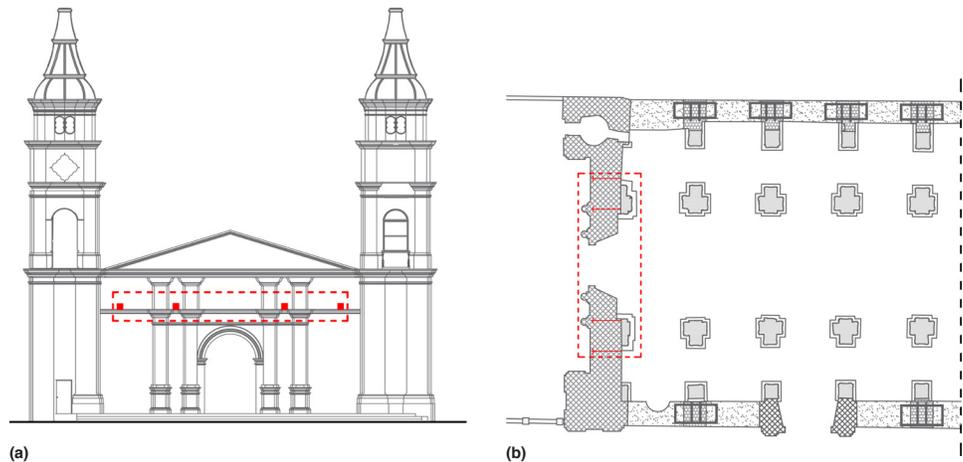
FIGURA 4.38.

Planta de la Catedral de Ica que muestra la ubicación de la viga collar de madera (en rojo) propuesta en la parte posterior de la catedral.



FIGURAS 4.39A, 4.39B.

(a) Elevación y (b) planta de la Catedral de Ica que muestran los sistemas de anclaje de acero propuestos para la fachada principal.



Características del modelo numérico

El modelo de elementos finitos de la estructura reforzada siguió el enfoque usado para el modelo anterior (fig. 4.40). En relación con el reforzamiento, se utilizaron elementos de viga embebidos en la mampostería para modelar los sistemas de anclaje de madera, así como los elementos de madera de la viga collar (fig. 4.41). Es importante señalar que se asumió una perfecta unión entre estos elementos de viga y los elementos sólidos lineales, ya que las deformaciones de los primeros se calculan a partir del campo de desplazamiento de los últimos. Las vigas solera de acero de la fachada principal se modelaron mediante elementos tipo cáscara con un comportamiento isotrópico homogéneo y lineal. Los elementos de armadura, así como los elementos de viga, se utilizaron para modelar la unión de los componentes de madera embebidos en la estructura interna (fig. 4.42). En particular, para estos elementos de unión se aplicó el criterio del modelo de von Mises.

Análisis numérico

Dado que el reforzamiento proporciona una unión más fuerte entre la estructura de madera y la envolvente de mampostería, se llevó a cabo un análisis de sensibilidad en relación con el modelado de los elementos de unión.

En este estudio, el modelo de la estructura, sin reforzamiento, se comparó con un modelo que solo difería en el uso de elementos de armadura mejorados para estos componentes de unión. Aunque no se observaron diferencias significativas en términos de mecanismos de falla, los valores de capacidad obtenidos para este modelo fueron inferiores a los presentados anteriormente en la sección "Estructura no reforzada de la Catedral de Ica". Por lo tanto, se asumió que la versión actualizada del modelo que utiliza elementos de armadura mejorados brinda un escenario más conservador y se adopta como el modelo no reforzado.

FIGURA 4.40.
Modelos de elementos finitos de la estructura reforzada de la Catedral de Ica, que siguen el mismo enfoque usado para el modelo anterior.

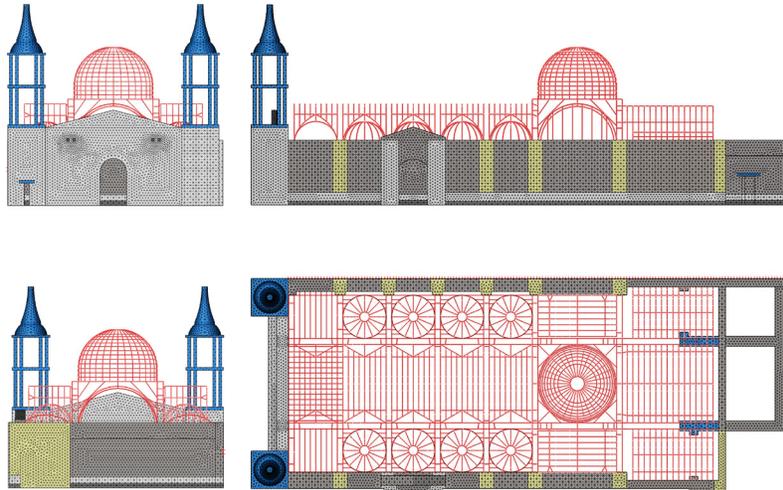


FIGURA 4.41.
Diagrama del modelo numérico de la Catedral de Ica que muestra los componentes de viga embebidos.

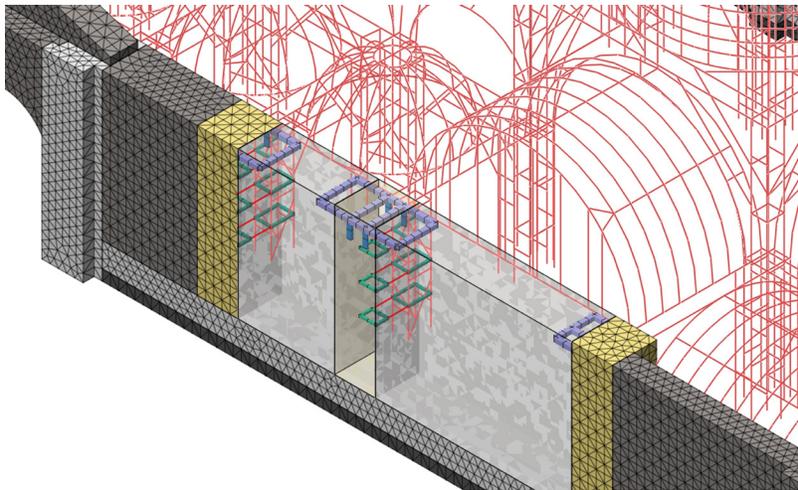
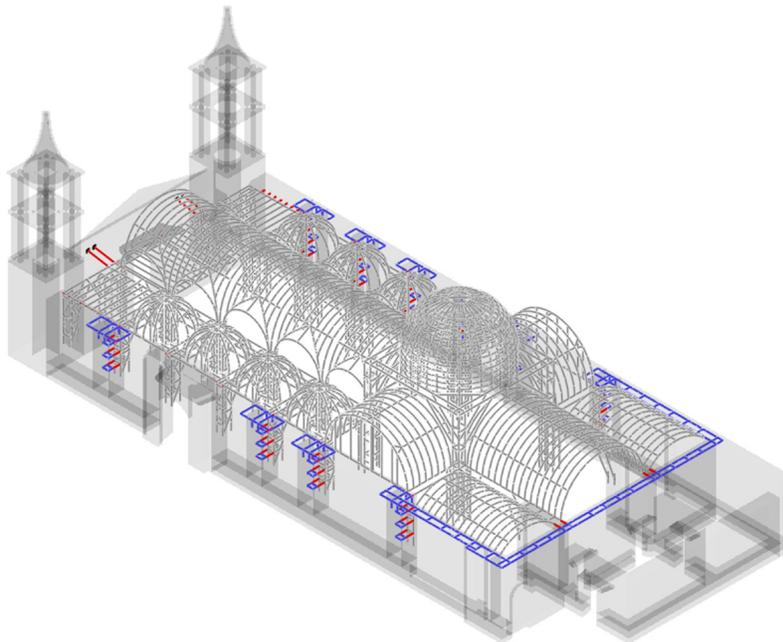


FIGURA 4.42.
Diagrama que muestra los elementos de armadura mejorados (en rojo) y los componentes de viga embebidos (en azul) de la Catedral de Ica.



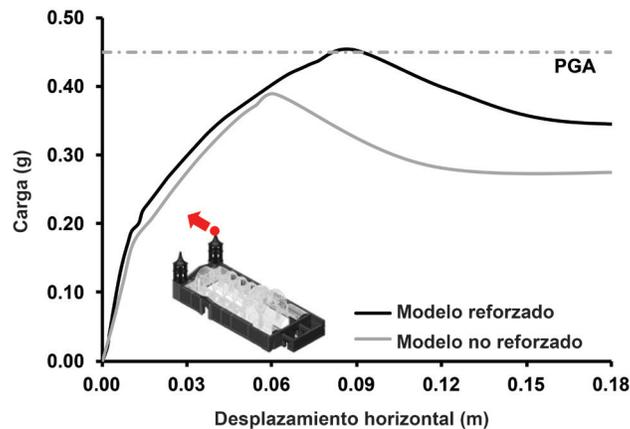
En la figura 4.43 se resume el comportamiento de los modelos reforzados y no reforzados, en términos de diagramas de carga-desplazamiento, con carga lateral en la dirección X negativa. Mientras que la carga lateral máxima que se puede aplicar al modelo no reforzado es de 0.39 g, se calcula una capacidad máxima de 0.45 g para el modelo reforzado. Es interesante señalar que este mayor valor de capacidad de carga lateral se obtiene para desplazamientos más grandes y que la ductilidad de la estructura no se ve comprometida por el reforzamiento.

Con la carga máxima, se observa una mayor deformación en el campanario sur en comparación con el campanario norte en el modelo reforzado (fig. 4.44a); se observan desplazamientos similares en los campanarios del modelo no reforzado (consulte la fig. 4.33). También ocurren grandes deformaciones en la fachada principal, los campanarios norte y los muros que rodean el altar y la cúpula central.

Cuando el modelo reforzado alcanza la capacidad de carga máxima, muestra un patrón de grieta similar al modelo no reforzado (fig. 4.44b). Ocurren separaciones por grietas verticales en la unión entre los campanarios y los muros longitudinales laterales. Por otra parte, el agrietamiento diagonal se propaga a través del muro de adobe adjunto al campanario sur. Además, se observan grietas por flexión en la base de los campanarios y en la fachada principal. También existe un mayor daño por tracción en las regiones en las que los muros transversales del altar están unidos a los muros adjuntos en la parte posterior de la catedral. En relación con los elementos de reforzamiento, los valores máximos de fuerzas axiales y de corte son menores que sus capacidades. La parte más crítica del reforzamiento de madera está representada por la viga collar con altos valores de fuerzas axiales y de corte biaxial.

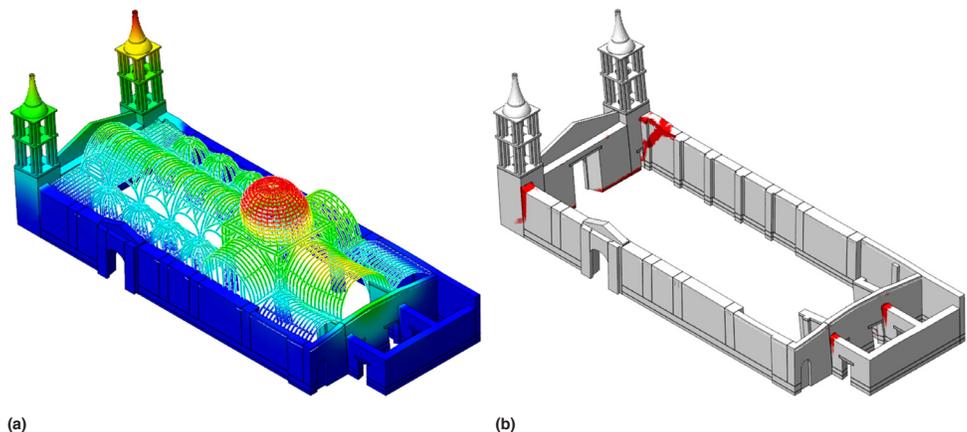
FIGURA 4.43.

Diagrama de carga-desplazamiento para los modelos de la Catedral de Ica con y sin refuerzo, cargados en la dirección X negativa.



FIGURAS 4.44A, 4.44B.

Análisis pushover en la dirección X negativa para la etapa última de carga de la Catedral de Ica reforzada: (a) malla deformada del modelo numérico que indica el desplazamiento máximo (en rojo) y el desplazamiento mínimo (en azul); (b) patrones de grieta (en rojo) en la envolvente de mampostería.



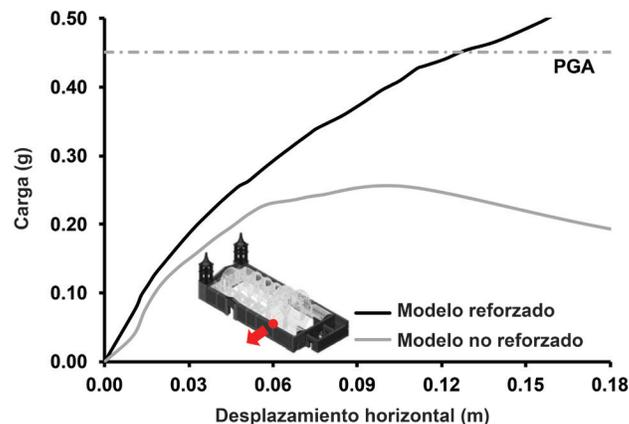
Cuando la estructura ingresa en la parte post-pico de la curva de capacidad, el daño por tracción aumenta principalmente en la unión entre el campanario sur y el muro longitudinal lateral. Por otra parte, el mecanismo de falla del modelo reforzado se identifica únicamente como el mecanismo fuera del plano del campanario sur. Para la etapa última de carga se observa un fuerte incremento en la fuerza de tracción axial para el tirante de acero cercano al campanario sur. Aun así, las fuerzas internas máximas calculadas para los elementos de reforzamiento de acero son menores que las capacidades correspondientes.

En la figura 4.45, se resume el comportamiento de los modelos reforzados y no reforzados, en términos de diagramas de carga-desplazamiento, con carga lateral en la dirección Y negativa. En comparación con el modelo no reforzado, que tuvo una carga lateral máxima de 0.25 g, el modelo reforzado muestra un incremento en la capacidad y mantiene su rigidez aún bajo la acción de cargas mucho más grandes.

En la figura 4.46a se muestra la forma deformada observada para el modelo reforzado con una carga lateral equivalente a la PGA recomendada por el código peruano. Valores de desplazamiento elevados pueden ocurrir en el campanario norte, en los muros laterales y en la cúpula central. Es interesante señalar que ambos muros longitudinales muestran una deformación significativa, que no se observa en el modelo no reforzado. Con esta carga, el agrietamiento en los muros perimetrales de mampostería ocurre en una región más distribuida en comparación con el modelo no reforzado (consulte la fig. 4.35) que muestra grietas en la misma ubicación, pero con una concentración más localizada; por lo tanto, el modelo reforzado exhibe una mayor integridad estructural (fig. 4.46b). Por otra parte, un agrietamiento diagonal ocurre en ambos muros longitudinales involucrados en el mecanismo resistente del modelo reforzado bajo esta carga. También se observan grietas entre el campanario norte y la fachada principal, que avanzan desde la parte superior hasta la base del primero. Se puede notar un daño adicional en la unión del muro transversal del altar con los muros adjuntos y a lo largo de la base de los muros longitudinales laterales (consulte la fig. 4.46b).

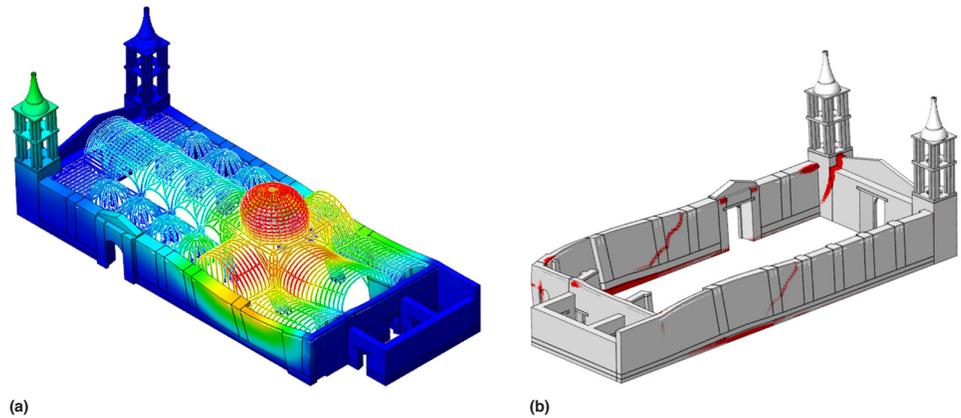
En el modelo reforzado, los valores más altos de fuerzas internas ocurren en la viga collar. Los elementos del lado sur de la viga collar están principalmente sometidos a fuerzas de compresión axial elevadas, mientras que la mayoría de los elementos del otro lado soportan fuerzas de tracción axial importantes. Existe un corte biaxial significativo en la unión de la viga collar con el muro transversal que divide el altar y la capilla norte. Sin embargo, cuando se aplica al modelo una carga lateral equivalente a la demanda recomendada por el código peruano, la fuerza de tracción axial máxima y el corte máximo que ocurren en la viga collar son menores que la capacidad máxima de la madera.

FIGURA 4.45.
Diagrama de carga-desplazamiento para los modelos de la Catedral de Ica con y sin refuerzo, cargados en la dirección Y negativa.



FIGURAS 4.46A, 4.46B.

Análisis pushover en la dirección Y negativa ante una carga lateral equivalente a la PGA recomendada del modelo de la Catedral de Ica reforzada: (a) malla deformada del modelo numérico que indica el desplazamiento máximo (en rojo) y el desplazamiento mínimo (en azul); (b) patrones de grieta (en rojo) en la envolvente de mampostería.



Conclusiones

La evaluación de seguridad llevada a cabo para la Catedral de Ica en su estado actual determinó lo siguiente: (1) las uniones entre las dos estructuras constituyen un factor significativo que influye en el comportamiento estructural; (2) el mecanismo fuera del plano de la fachada principal y los campanarios ocurre para la carga lateral en la dirección X negativa; y (3) el mecanismo fuera del plano de la esquina noroeste y el campanario norte se observa para la carga lateral en la dirección Y negativa. Por lo tanto, se definieron medidas de reforzamiento adecuadas para abordar las principales vulnerabilidades de la estructura.

En relación con el análisis pushover, la comparación de los resultados obtenidos en los modelos reforzados y no reforzados mostró una reducción significativa de los desplazamientos y un daño más distribuido en el modelo reforzado. Se investigó el comportamiento estructural del modelo reforzado mediante una carga lateral de 0.45 g, que corresponde a la PGA recomendada por el código peruano para la región (fig. 4.47). El modelo reforzado mostró una capacidad sísmica mayor que este valor de carga lateral en ambas direcciones analizadas. En la dirección X negativa, el mecanismo fuera del plano de la fachada principal observado en el modelo reforzado involucra principalmente el campanario sur. En la dirección Y negativa, el mecanismo fuera del plano observado para la esquina noroeste en el modelo no reforzado se sustituyó por un mecanismo de flexión que involucra ambos muros longitudinales laterales.

En conclusión, cuando se comparan los resultados obtenidos con el análisis pushover en el modelo reforzado con los del modelo no reforzado, el primer modelo muestra un mejor comportamiento sísmico global de la estructura, con una mayor capacidad y ductilidad.

FIGURA 4.47.

Capacidad lateral máxima (g) en cada dirección para el modelo de la Catedral de Ica con y sin refuerzo.



Casos de estudio de estructuras no reforzadas: Casa Arones y Hotel El Comercio

Características del modelo numérico de la Casa Arones

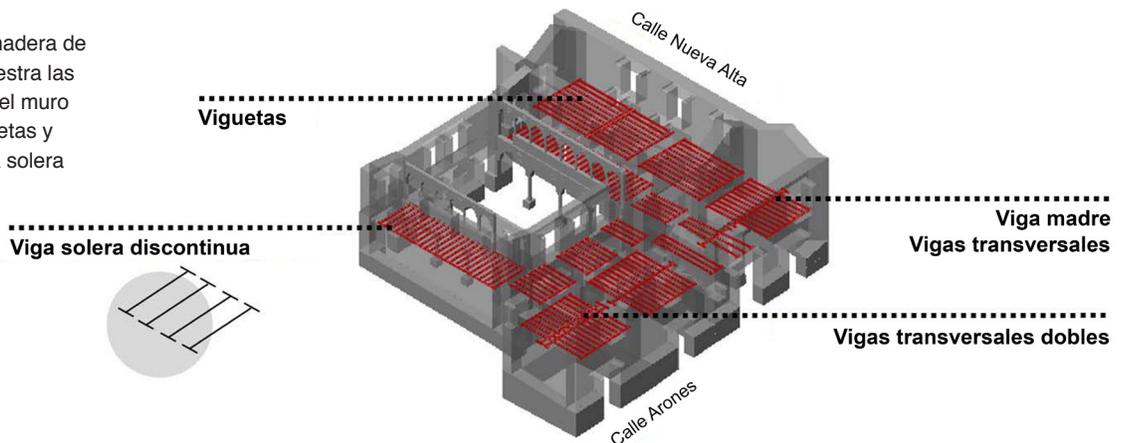
El modelo numérico de la Casa Arones se caracteriza por una geometría 3D simplificada del edificio. Debido a la escasa unión y ductilidad de los muros de quincha, se asumió que estos no contribuyen al comportamiento global de la estructura y, por lo tanto, no se incluyeron en el modelo numérico. Las vigas de madera de los pisos se representaron en la geometría del modelo, mientras que el peso de las capas que descansan sobre las vigas se consideró a través de un incremento en la densidad de las vigas.

Los pisos de la Casa Arones están hechos de acuerdo con un sistema de viguetas de madera paralelas embebidas en el muro de mampostería. Se asumió que existen algunas uniones entre las viguetas y los muros, que se representaron en el modelo como una solera discontinua unida a cada viga y embebida en el muro (fig. 5.1). Este enfoque se adoptó después de evaluar el efecto de diferentes tipos de uniones entre las viguetas de madera y la mampostería de adobe (consulte la sección "Contribución de los diafragmas horizontales" a continuación).

En el lado del edificio frente a calle Arones, dos muros longitudinales principales soportan los pisos. Una viga principal de madera se extiende en la dirección transversal, debido a la luz significativa entre los muros y/o al hundimiento de los pisos durante la vida de la estructura. Por el contrario, los pisos del edificio en el lado frente a calle Nueva Alta descansan sobre los muros transversales. Los pisos de las galerías del patio y de las habitaciones internas en calle Arones están compuestos por un sistema de viguetas de madera siempre perpendiculares al patio.

A excepción de los tirantes de madera, el techo no se incluyó en el modelo numérico. Los tirantes se consideraron anclados al exterior de los muros con llaves verticales. Tal como se observó durante la inspección (Cancino y Lardinois 2012), las llaves de anclaje se ubican en la superficie externa de los muros, dispuestas verticalmente. La acción de la estructura del techo se representó en el modelo numérico como una carga (presiones verticales y horizontales en la superficie superior del muro). La

FIGURA 5.1.
Estructura del piso de madera de la Casa Arones que muestra las viguetas embebidas en el muro y la unión entre las viguetas y los muros mediante una solera discontinua.



estructura del techo de los pasillos es muy ligera e insignificante en términos del comportamiento global del edificio, por lo que tampoco se tuvo en cuenta en el modelo.

Los resultados de la identificación de daños proporcionada por la fase anterior del proyecto (Cancino y Lardinois 2012) se emplearon para verificar los resultados obtenidos con el modelo numérico. Finalmente, se realizó un análisis de sensibilidad en la estructura a fin de entender la influencia de los parámetros seleccionados en el comportamiento global.

Contribución de los diafragmas horizontales

Las incertidumbres relacionadas con la inserción de las viguetas de madera en la mampostería de adobe se abordan en esta sección. Se ensayaron diferentes configuraciones posibles mediante modelos representativos con dimensiones y propiedades de materiales similares a los de la Casa Arones. A partir de un modelo de referencia, se crearon otros cinco modelos en los que se asumieron diferentes inserciones de las uniones de las vigas tirante del muro al piso y del muro al techo (fig. 5.2). Se realizaron análisis estáticos no lineales en la dirección en la que los diafragmas horizontales ofrecen su contribución.

El modelo consiste en un edificio de dos pisos de 9 m de altura que posee una cimentación de mampostería de piedra irregular de 1 m de altura. Los muros de adobe, con un espesor de 1 m para los muros longitudinales y de 0.7 m para los muros transversales, definen un espacio en el plano de 5×7 m. La mampostería está modelada con elementos tetraédricos lineales de cuatro nodos con un tamaño de malla de 0.3 m. Se asumió que el techo transfiere cargas a los muros longitudinales y esto se definió como una presión vertical equivalente a 5.6 kN/m^2 y un empuje horizontal de 3 kN/m^2 . La base del modelo era fija y se especificaron propiedades no lineales para la mampostería (consulte la sección “Mampostería” en el capítulo 3).

Para el análisis del modelo 1, se utilizó un análisis límite de equilibrio con macrobloques (consulte Lourenço, Torrealva y Pereira, próxima publicación), siguiendo el enfoque cinemático a fin de proporcionar un rango de valores de la respuesta estructural. Si el material es continuo en toda la altura, la falla debería aparecer en la base y la posición de la articulación está regida por la capacidad de compresión del material. En este caso, la cimentación y el muro están hechos de materiales diferentes, lo que significa que se deben comprobar ambas ubicaciones posibles. Debido a la menor capacidad de compresión de la mampostería de adobe, la articulación se mueve para adentro, lo que da como resultado una configuración más desfavorable para este material. Sobre la base de estos hallazgos, se consideraron cuatro subcasos para el modelo 1 (fig. 5.3): los dos primeros consideran

FIGURA 5.2. Modelos representativos considerados en el estudio (geometría y malla) para la Casa Arones, basados en un modelo de referencia.

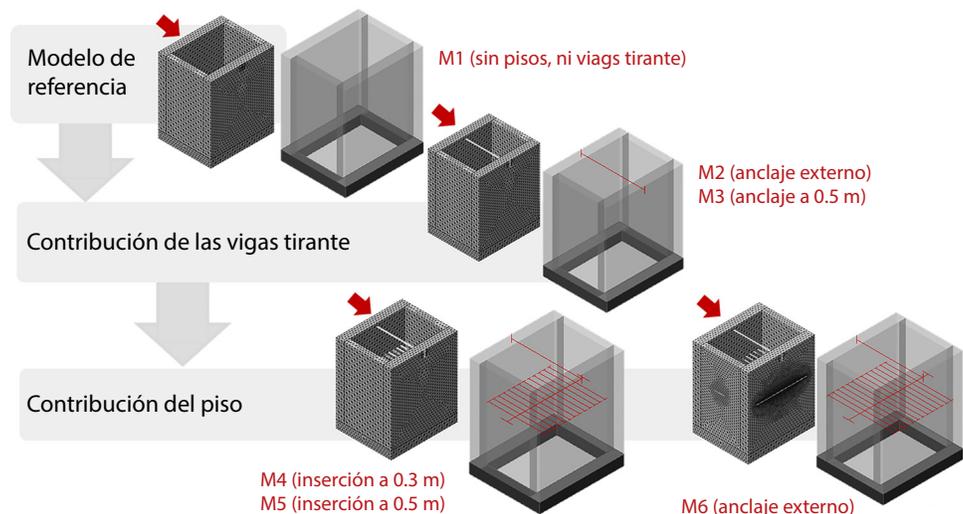
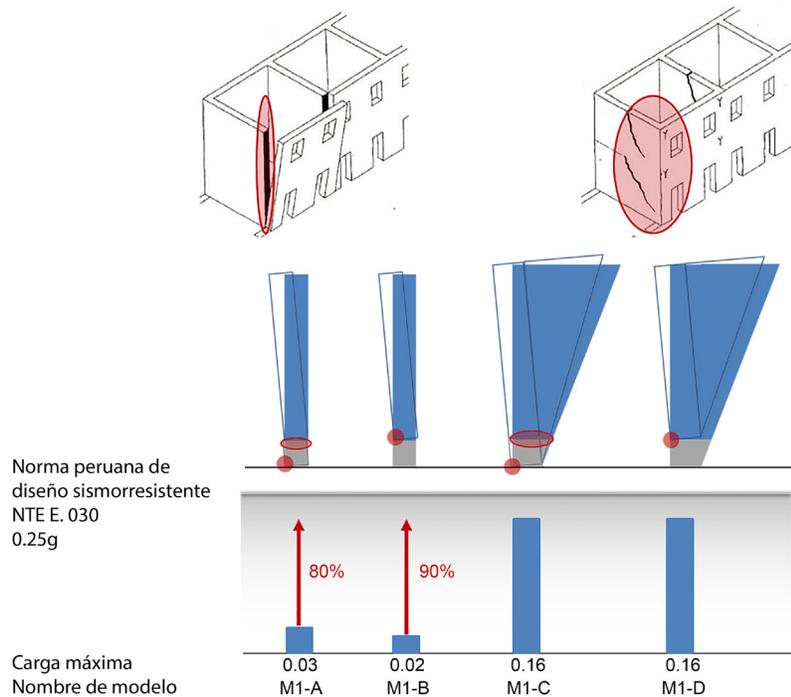


FIGURA 5.3.

Modelos del edificio de dos pisos de la Casa Arones, considerando cuatro subcasos. Se compararon las capacidades de los cuatro mecanismos del modelo 1 para un muro con espesor de 1 m y altura total de 10 m.



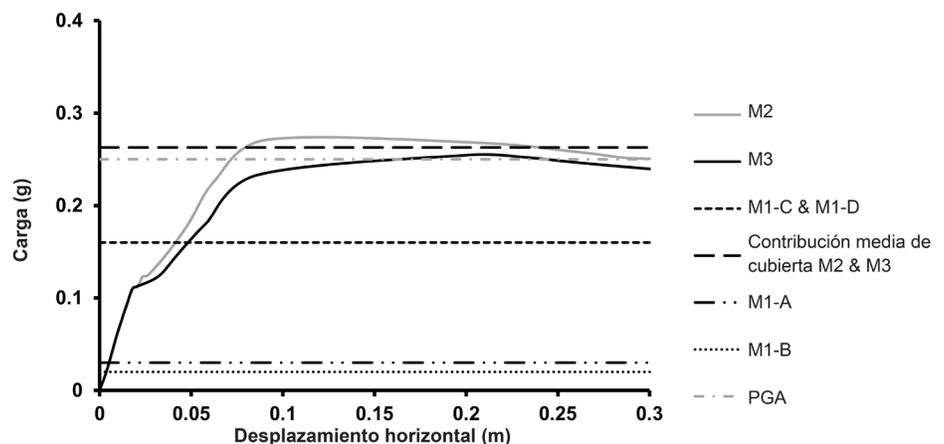
una unión débil con los muros transversales, con la formación de la articulación en la base o en la sección inferior de adobe; y los dos restantes consideran la contribución del muro transversal, también con la formación de la articulación en la base y en la sección inferior de adobe. Cuando se garantiza una buena unión, la capacidad del muro aumenta enormemente, con una carga lateral máxima de 0.16 g (consulte la fig. 5.3). A fin de garantizar este mecanismo de falla en la construcción de adobe, se deberían insertar llaves de madera en las esquinas de los muros.

Los modelos 2 y 3 (consulte la figura 5.2) se basan en el modelo 1, con la adición de una viga de amarre de madera a nivel del techo, anclada hasta el exterior o hasta la mitad del espesor del muro. La viga tiene un diámetro de 0.1 m y está anclada a los muros con un esquinero de madera de diámetro de 0.06 m y 0.8 m de largo. El modelo 2 considera la viga de amarre anclada desde afuera, mientras que en el modelo 3 el anclaje se encuentra a 0.5 m, lo que corresponde a la mitad del espesor del muro.

La carga lateral máxima que se puede aplicar al modelo 2 en la dirección X corresponde a 0.27 g (fig. 5.4), lo que demuestra un significativo aumento de la capacidad de la estructura debido a la viga

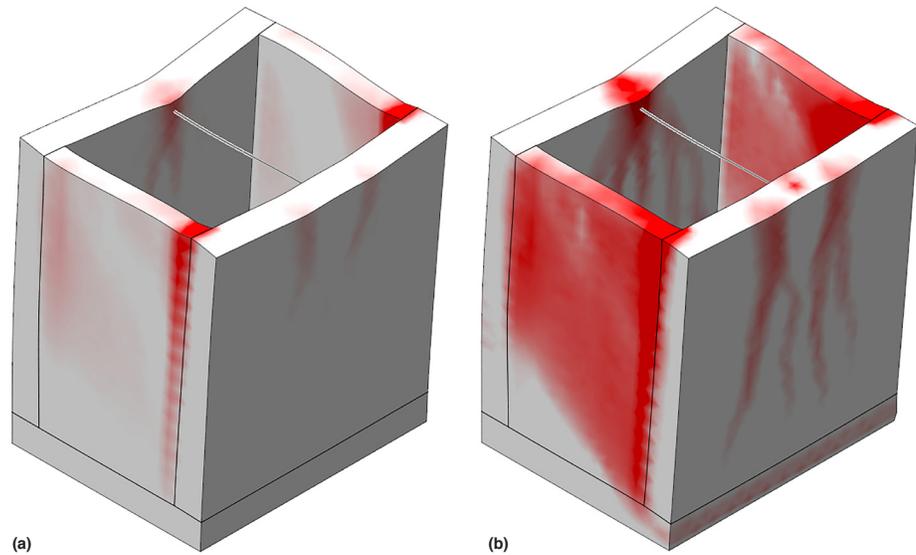
FIGURA 5.4.

Diagrama de carga-desplazamiento para los modelos 2 y 3 del edificio de dos pisos de la Casa Arones comparado con los resultados obtenidos en el modelo 1 y el límite que impone el código peruano (E.030 2016).



FIGURAS 5.5A, 5.5B.

Patrones de grieta (en rojo) para los modelos del edificio de dos pisos de la Casa Arones con la adición de una viga tirante en el techo: (a) carga máxima; (b) carga última. Solo se muestra el modelo 3.

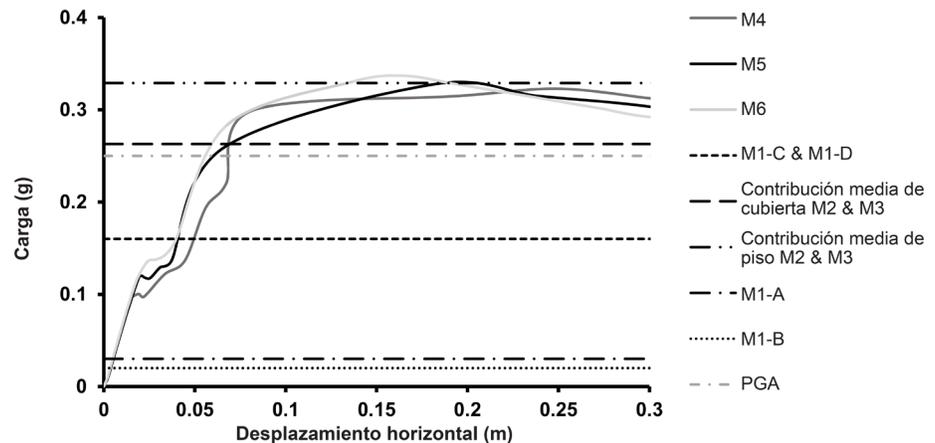


de amarre a nivel del techo. Como es de esperar, la capacidad del modelo 3 es ligeramente menor, y corresponde a 0.25 g. Por lo tanto, la presencia de una viga tirante bien unida incrementa la capacidad del modelo en un 40% respecto del modelo original. El mecanismo de falla cambia con la presencia de la viga de madera que transfiere parte del peso del muro longitudinal frontal al muro longitudinal posterior (fig. 5.5a y 5.5b). Luego esto es resistido por corte de los muros transversales. La unión débil entre la mampostería de adobe de los muros transversales da como resultado un agrietamiento en las esquinas cuando se llega al máximo valor de carga. En esta etapa es posible que la viga de amarre aún no esté activada, aunque lo estará posteriormente. Finalmente, grietas verticales de flexión aparecen en la luz media del muro longitudinal alrededor de la viga de amarre y se agrietan los muros transversales.

Los modelos 4, 5 y 6 (consulte la fig. 5.2) poseen además el sistema de pisos con un anclaje a 0.3 m dentro del muro, a mitad del muro o externamente. El piso está representado por una serie de viguetas de diámetro de 0.15 m con un espaciado de 0.5 m, en parte o completamente embebidas en la mampostería. Estas se unen totalmente con una viga transversal de diámetro de 0.2 m que cruza en dirección perpendicular y está embebida en los muros transversales. Se consideró una solera discontinua en los extremos de las viguetas. El peso del piso se introdujo como un incremento en la densidad de las viguetas de madera.

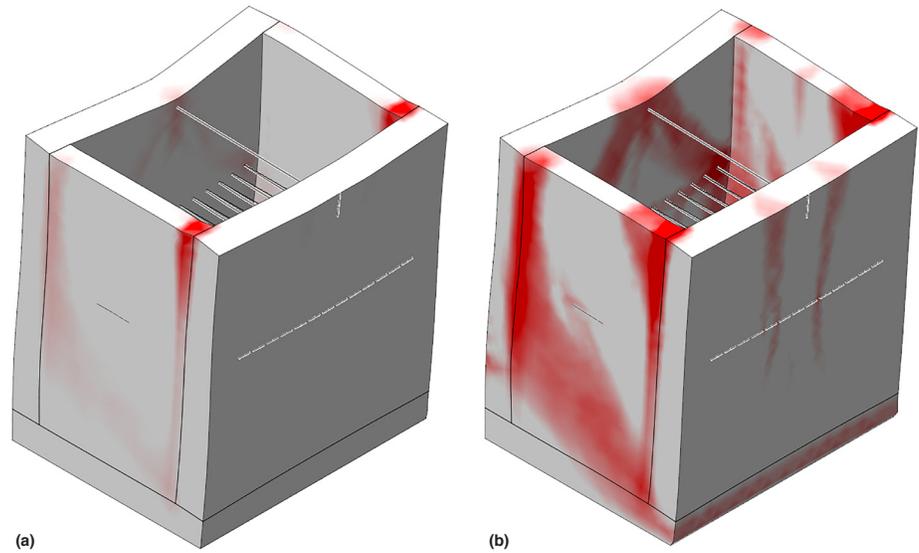
FIGURA 5.6.

Diagrama de carga-desplazamiento para los modelos 4, 5 y 6 del edificio de dos pisos de la Casa Arones comparado con los resultados obtenidos en el modelo 1 y el límite que impone el código peruano (E.030 2016).



FIGURAS 5.7A, 5.7B.

Patrones de grieta (en rojo) para los modelos del edificio de dos pisos de la Casa Arones con la adición de tirantes en el piso y en el techo: (a) carga máxima; (b) carga última. Solo se muestra el modelo 6.

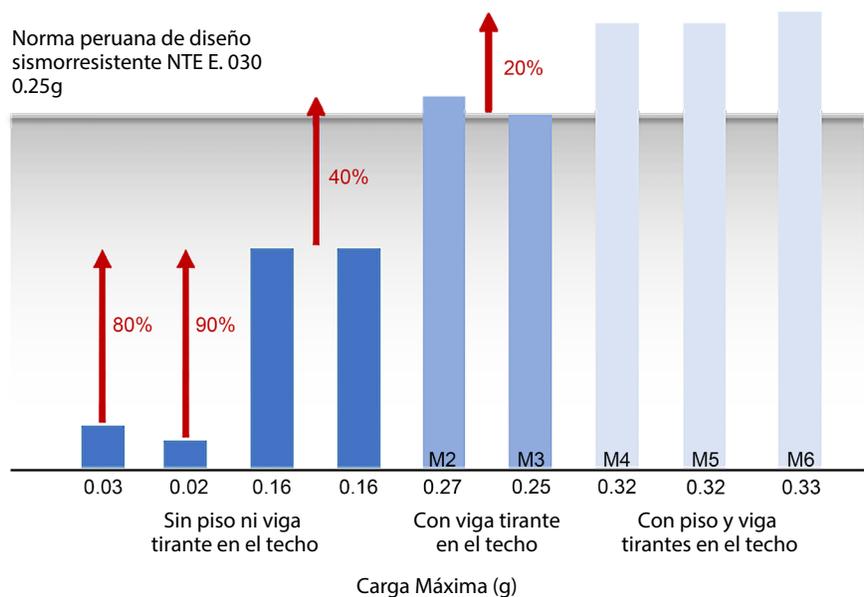


Las diferentes uniones influyeron solo marginalmente en la capacidad de los modelos (fig. 5.6). La capacidad máxima de los tres modelos se incrementa en comparación con los modelos anteriores. A pesar de que la capacidad de los modelos no es tan sensible al tipo de unión presente entre el muro y el piso, el incremento en la rigidez no lineal de la estructura proporcionado por las diferentes uniones influye en el mecanismo de falla en la fase post-pico. Las figuras 5.7a y 5.7b muestran los resultados típicos en términos de ancho de la grieta.

En el caso de las vigas de amarre a nivel del piso, la presencia del piso cambia la transferencia de carga para la carga sísmica. Esto crea un segundo nivel de unión entre los muros longitudinales, que comprimirán el muro longitudinal posterior y provocarán una falla de corte de los muros transversales. Los modelos exhiben un incremento al corte en los muros transversales, lo que plantea un mecanismo de volteo global de la estructura en la falla. El movimiento combinado de los dos muros longitudinales también se demuestra a través de grandes fuerzas de tracción desarrolladas en los amarres en el rango no lineal.

FIGURA 5.8.

Gráfico que muestra la comparación entre las capacidades máximas de los modelos del edificio de dos pisos de la Casa Arones.



Los resultados obtenidos del análisis pushover de los modelos se presentan en la figura 5.8. Los tirantes del techo son mayormente responsables del incremento en la capacidad de la estructura, aproximadamente en el 40%, en comparación con el modelo original de muros transversales con conexiones adecuadas. La adición de un piso de madera unido contribuye en menor medida, con un incremento en la capacidad de un 20%. El piso parece garantizar un movimiento combinado completo de los dos muros longitudinales, particularmente en los modelos que poseen un anclaje más profundo y externo. Este comportamiento parece ser demasiado optimista para la adecuada representación del desempeño de estructuras históricas, si se consideran las suposiciones realizadas en el modelado. Por lo tanto, el anclaje del piso sobre una profundidad de 0.3 m se adoptó como representativa del modelado de los diafragmas horizontales de Casa Arones, que representa un valor típico para nuevos pisos de madera para este tipo de edificaciones en el Perú.

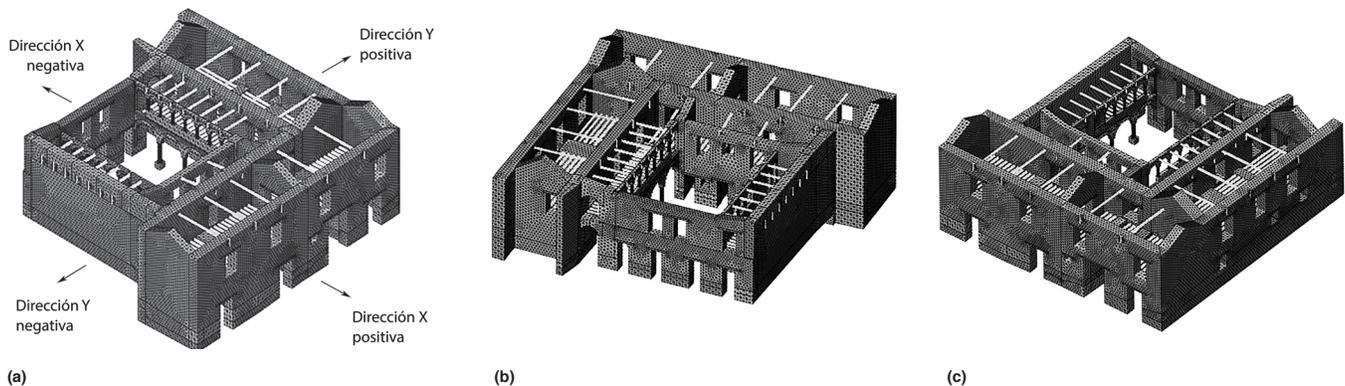
Análisis numérico

Las figuras 5.9a a 5.9c presentan la geometría considerada en el modelo numérico. El modelo incluye el volumen principal con forma de L del edificio, las dos galerías y el muro longitudinal junto al área colapsada, el sistema de vigas de madera del piso y los tirantes de anclaje del techo. La carga del techo se aplicó a los nodos en la parte superior de los muros de mampostería. El número total de nodos fue de 112 451.

La presencia del edificio universitario al lado y, consecuentemente, su efecto rigidizante en el muro sur no se tuvo en cuenta. La acción de confinamiento del edificio adyacente depende de sus características morfológicas, no disponibles. En general, el efecto de bloque debido a los edificios adyacentes otorga un efecto benéfico (Ramos y Lourenço 2004).

La capacidad de Casa Arones se estudió a partir del análisis pushover y se comparó con la capacidad requerida en el código para el área de Cusco, que equivale a 0.25 g (E.030 2016). Los análisis se realizaron en las direcciones X positiva y negativa del modelo numérico (consulte la fig. 5.9a). Los análisis pushover se realizaron en la dirección positiva del eje Y, debido a la presencia del edificio universitario adyacente en la dirección negativa.

FIGURAS 5.9A–C.
Modelo de elementos finitos de la Casa Arones: (a) vista este; (b) vista sur; (c) vista norte.



La capacidad de la estructura bajo carga horizontal en la dirección X positiva del modelo se presenta en la figura 5.10 en términos de diagrama de carga-desplazamiento. La capacidad de carga máxima es igual a 0.33 g, lo que representa un valor superior al límite establecido en el código peruano (E.030 2016). Los resultados, expresados en términos de desplazamiento total y ancho de la grieta principal para la etapa final, se presentan en la figura 5.11. El mecanismo de falla consiste en el movimiento fuera del plano del muro externo longitudinal frente a calle Arones. Con el incremento de la carga horizontal, la deformación de este muro activa el muro longitudinal paralelo debido a la presencia de los amarres. Esto, a su vez, transfiere parte de la carga horizontal al otro muro paralelo

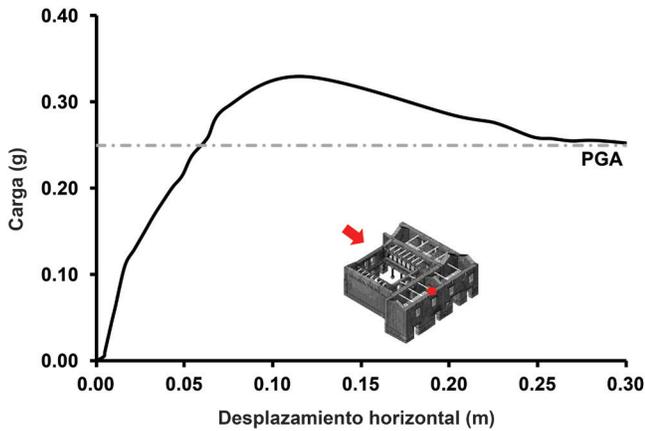
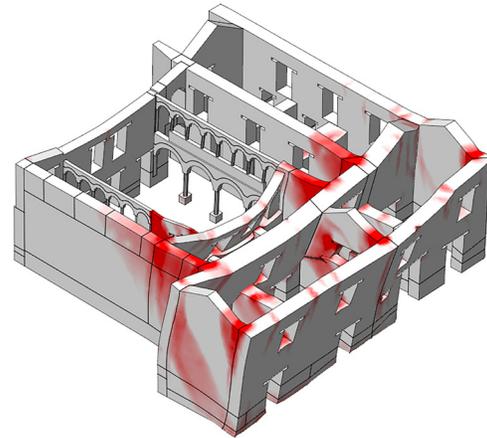


FIGURA 5.10. (IZQUIERDA)
Diagrama de carga-desplazamiento en la dirección X positiva para el modelo de elementos finitos de la Casa Arones.

FIGURA 5.11. (DERECHA)
Patrones de grieta (en rojo) para la etapa última de carga en la dirección X positiva de la Casa Arones.

FIGURA 5.12. (IZQUIERDA)
Diagrama de carga-desplazamiento en la dirección X negativa para el modelo de elementos finitos de la Casa Arones.

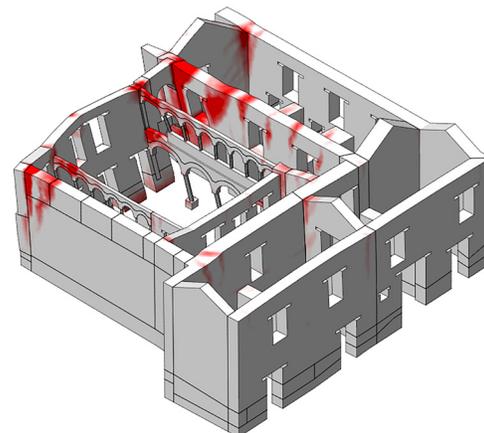
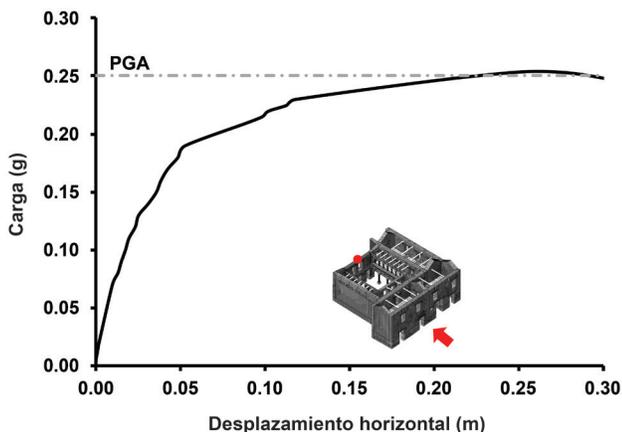
FIGURA 5.13. (DERECHA)
Patrones de grieta (en rojo) para la etapa última de carga en la dirección X negativa de la Casa Arones.



(interno). La compresión de los muros longitudinales en la parte trasera genera una falla de corte en la etapa post-pico de los muros transversales. Se desarrollan grietas verticales a lo largo de la altura de estos muros longitudinales, en las uniones con los muros transversales. Las grietas más relevantes aparecen en la unión entre el muro longitudinal externo en calle Arones y los muros transversales, como se detectó en el estudio del edificio (Cancino y Lardinois 2012). En la galería sur, la sección del muro de mampostería de adobe y la galería de mampostería de piedra están separadas debido a la gran diferencia de rigidez entre los dos materiales.

A continuación, la capacidad de la estructura bajo carga horizontal en la dirección X negativa del modelo se resume en la figura 5.12 en términos de diagrama de carga-desplazamiento. La carga máxima aplicada es de 0.25 g, lo que corresponde al valor definido en el código peruano. El modelo numérico ingresa al comportamiento post-pico luego de la aplicación de esta carga, con un valor grande de desplazamiento registrado en el muro libre ubicado en el lado oeste adyacente al área colapsada (fig. 5.13). Debido al movimiento fuera del plano de este muro, las grietas verticales se desarrollan a lo largo de la altura del muro en las uniones con las galerías y en los bordes. En particular, el daño en las galerías parece concentrarse en el primer arco del lado norte. Cuando se aplica la carga máxima, la grieta más relevante aparece en la unión entre el muro posterior independiente y el muro sur.

La capacidad de la estructura bajo carga horizontal en la dirección Y positiva del modelo se resume en la figura 5.14 en términos de diagrama de carga-desplazamiento. La carga máxima aplicada es de 0.37 g. El modelo numérico ingresa el comportamiento post-pico luego de aplicar esta



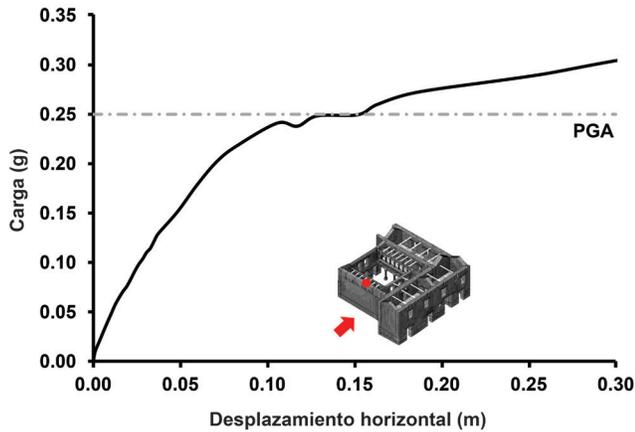
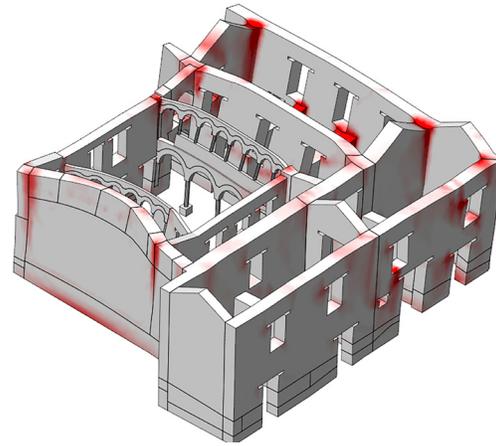


FIGURA 5.14. (IZQUIERDA)
Diagrama de carga-desplazamiento en la dirección X positiva para la Casa Arones.

FIGURA 5.15 (DERECHA)
Patrones de grieta (en rojo) para la etapa última de carga en la dirección Y positiva de la Casa Arones.



carga, con un valor considerable de desplazamiento registrado en el muro sur adyacente al edificio universitario (fig. 5.15). El modo de falla consiste en el movimiento fuera del plano del muro sur. Se observó que estos desplazamientos significativos fuera del plano también ocurren en la galería norte y en el muro externo frente a calle Nueva Alta. Las grietas verticales aparecen en el muro sur, en la unión con los muros transversales, como se detectó en el levantamiento. Sin embargo, se observó un patrón de grieta relevante en la parte norte del edificio en el lado de calle Nueva Alta: el movimiento fuera del plano de los muros longitudinales unidos por vigas de amarre genera la falla de corte de los muros transversales. Esto es más intenso en el muro longitudinal frente a calle Arones y en el último muro transversal adyacente al área colapsada. También se observó que los arcos de ladrillos que unen el muro posterior libre con el muro longitudinal en calle Nueva Alta experimentan una relevante deformación en el plano.

Análisis de sensibilidad

Unos de los desafíos del estudio de este edificio es la incertidumbre respecto a su morfología, geometría y propiedades de los materiales, debido a que la estructura experimentó numerosos cambios a lo largo de los años.

Por este motivo, se realizó un análisis de sensibilidad en la estructura, como se explicó en el capítulo 3.

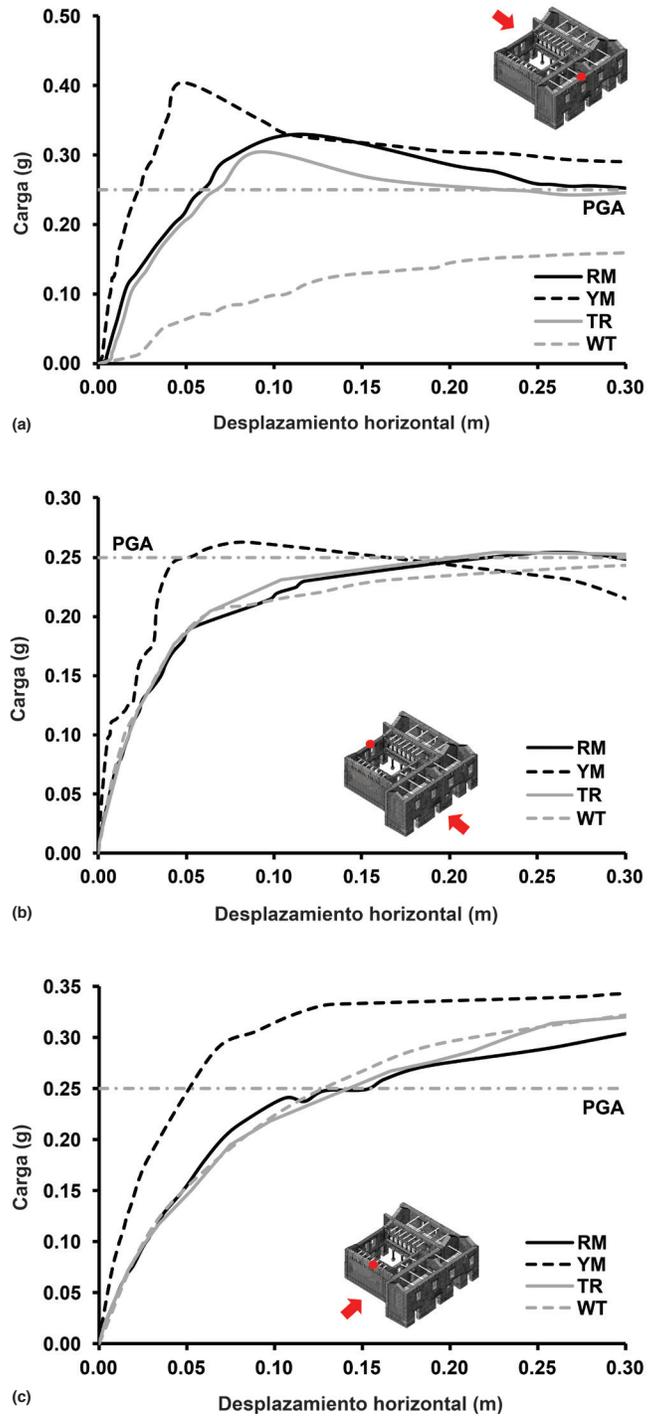
Los diagramas de carga-desplazamiento para este caso de estudio muestran valores de desplazamiento muy altos, con valores extremos para los resultados del análisis pushover en la dirección Y positiva. De hecho, la estructura ya muestra un desplazamiento significativo en el rango elástico. Por lo tanto, se adoptó un valor más alto del módulo de elasticidad para el adobe (245 MPa). Se hará referencia al nuevo modelo como YM (módulo de Young, o módulo de elasticidad), mientras que al modelo anterior, o modelo de referencia, se lo reconocerá como RM.

A fin de lograr una mejor comprensión del efecto del sistema del techo en la estructura de Casa Arones, se consideraron dos parámetros. En primer lugar, se tuvo en cuenta el efecto de empuje en el techo de la estructura de Casa Arones. El modelo de TR (con empuje del techo) considera el valor doble del empuje horizontal en comparación con el RM, lo que indica soportes completamente rígidos. En segundo lugar, se estudió el efecto de la presencia de vigas tirante del techo. En este contexto, se consideró un modelo sin la presencia de vigas tirante del techo (WT, o sin amarres), a fin de simular las condiciones en las cuales no hay vigas o no hay unión entre estas.

Los resultados del análisis pushover en las direcciones X negativa y positiva y en la dirección Y positiva se presentan en las figuras 5.16a a 5.16c en términos de diagramas de carga-desplazamiento

FIGURAS 5.16A–C.

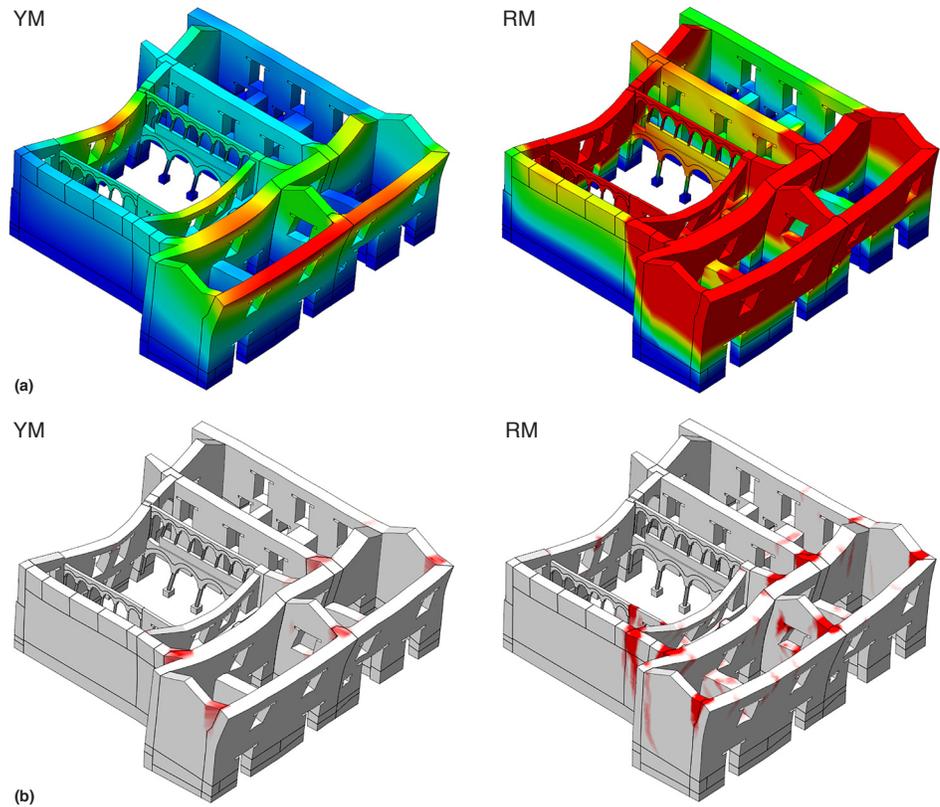
Los resultados del análisis de sensibilidad en la Casa Arones se compararon con los resultados obtenidos en el RM: (a) dirección X positiva; (b) dirección X negativa; (c) dirección Y positiva.



comparados con los resultados del RM. La rigidez de la estructura es bastante sensible a las propiedades del material del adobe (YM) con una reducción de la amplitud del desplazamiento de un orden de magnitud. El único cambio en la capacidad máxima se obtiene cuando la estructura se carga en la dirección X positiva. En particular, la estructura posee una capacidad máxima de 0.4 g en comparación con los 0.33 g del RM. El mecanismo de falla no fue sensible al cambio en las propiedades del material del adobe (YM). A pesar de que el ancho de grieta principal presentado no se puede comparar

FIGURAS 5.17A, 5.17B

Comparación entre la respuesta de YM (izquierda) y RM (derecha) en la dirección X positiva: (a) malla deformada en la carga máxima, con indicación del desplazamiento máximo (en rojo) y mínimo (en azul); (b) patrones de grieta (en rojo) en la malla deformada en la carga máxima.



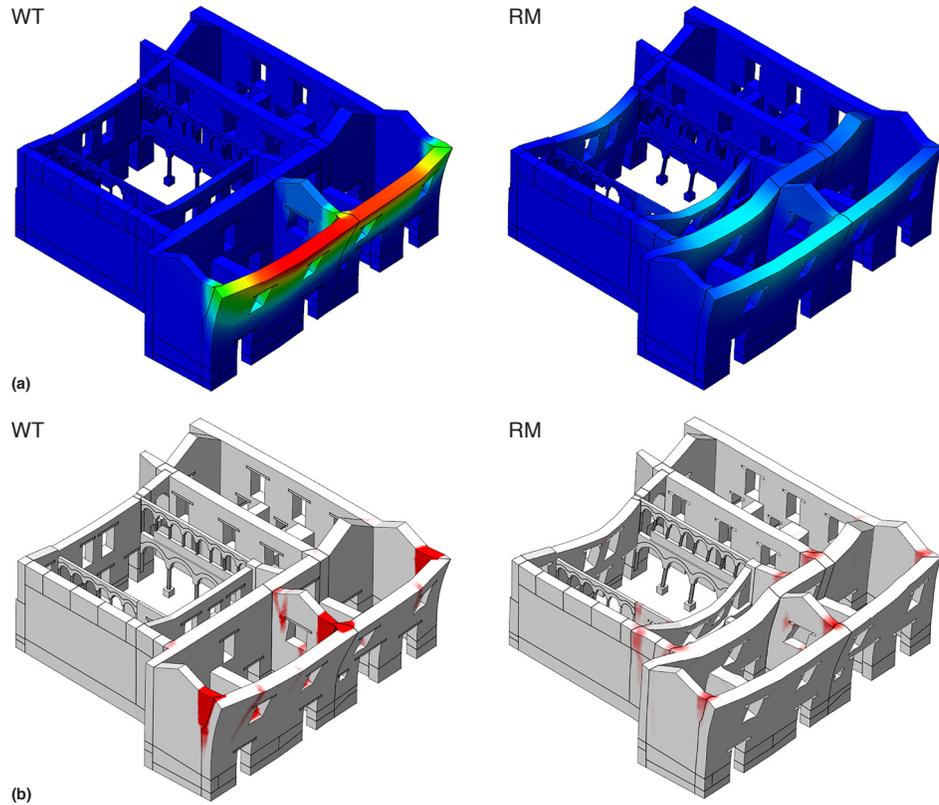
visualmente debido a diferentes desplazamientos, está claro que el RM experimenta una mayor distribución del daño a causa de una menor rigidez de la estructura (fig. 5.17a y 5.17b).

La capacidad de la estructura es ligeramente sensible al empuje horizontal del techo. Específicamente, se puede ver la comparación entre el RM y el TR, en los que la única diferencia está en la capacidad máxima obtenida, que es igual a 0.3 g para el TR y a 0.33 g para el RM (consulte las figuras 5.16a a 5.16c). Luego de eso, las curvas convergen hacia el mismo comportamiento post-pico. El mecanismo de falla no es sensible a este parámetro. Debido a un mayor empuje, las grietas más relevantes aparecen en la unión entre el muro longitudinal en calle Arones y los muros transversales. La capacidad de la estructura es muy sensible a la presencia de vigas tirante del techo cuando la estructura se carga en la dirección X positiva. Cuando se considera la estructura WT, el modelo presenta una rigidez significativamente menor en las etapas iniciales de carga a causa de la falta de restricción que proveen los amarres. La carga lateral máxima aplicada es de 0.16 g; para el modelo de referencia, es 0.32 g. El modelo numérico ingresa el comportamiento post-pico luego de aplicar estas cargas, con un gran valor de desplazamiento registrado en el muro longitudinal en calle Arones. La deformación del modelo numérico se presenta en las figuras 5.18a y 5.18b. El mecanismo de falla todavía consiste en la falla fuera del plano del muro longitudinal externo en calle Arones; sin embargo, en comparación con la falla del RM, el movimiento de los muros longitudinales es más uniforme a lo largo de la luz debido a la ausencia de la restricción generada por los amarres. Gracias a las características de los mecanismos de falla, la capacidad de la estructura bajo carga horizontal en la dirección X negativa y la dirección Y positiva del modelo WT no se modifica.

Los resultados presentados se obtuvieron considerando la madera como un material elástico lineal. Esto parece adecuado para el material asignado a los dinteles y al suelo, pero se debe realizar

FIGURAS 5.18A, 5.18B.

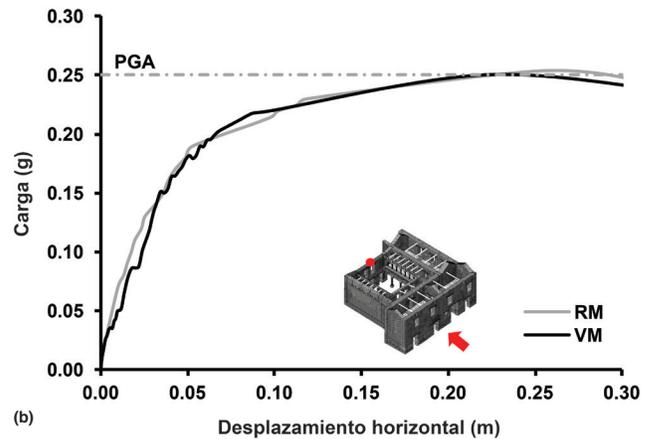
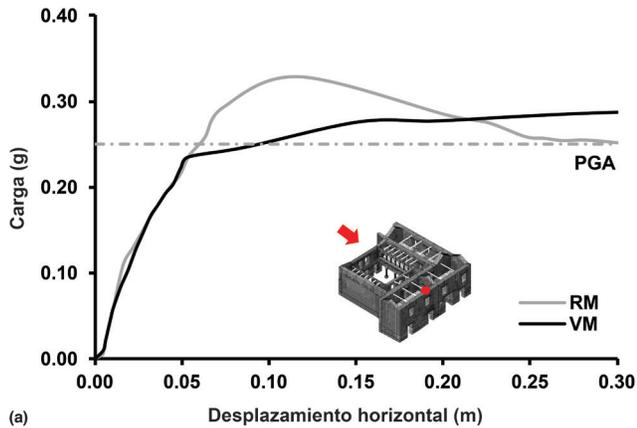
Comparación entre la respuesta del modelo WT (izquierda) y RM (derecha) en la dirección X positiva: (a) malla deformada en la carga máxima, con indicación del desplazamiento máximo (en rojo) y mínimo (en azul); (b) patrones de grieta (en rojo) en la malla deformada en la carga máxima.



una evaluación de la capacidad de los amarres, dada su relevancia en el comportamiento global de la estructura. Si se sigue un enfoque general normalmente tomado para el diseño de las vigas de anclaje (Vinci 2014), la capacidad de los amarres se evalúa en términos de tres contribuciones: la capacidad de tracción de la misma viga, la capacidad de la mampostería (a flexión y a corte) y la capacidad de la llave (a flexión y a corte). La fuerza de tracción que causaría la falla del anclaje se calculó en 30 kN. La capacidad máxima obtenida se asignó al modelo, con adopción del criterio de falla de von Mises para los amarres.

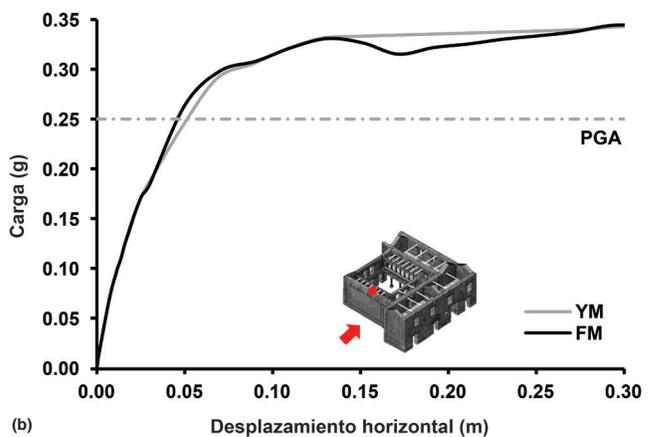
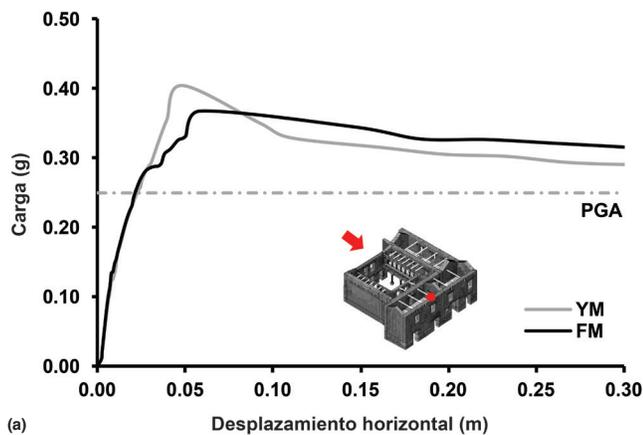
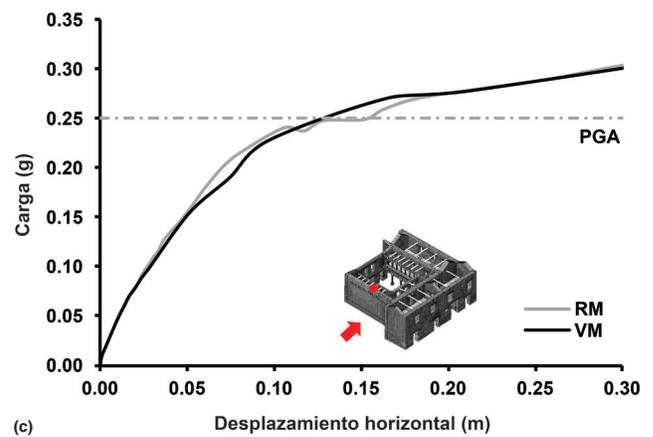
Los resultados se presentan en las figuras 5.19a a 5.19c en términos de diagramas de carga-desplazamiento. La introducción de un límite en la capacidad de tracción de los amarres de madera no cambia los mecanismos de falla de la estructura. Los análisis pushover en las direcciones X negativa e Y positiva no presentan diferencias en términos de capacidad máxima horizontal cuando se compara con el RM. Para el comportamiento post-pico, la fase de degradación o "softening" parece ser más pronunciada debido a la plasticidad impuesta en los amarres de madera. En la dirección X positiva, el modelo es más sensible a la presencia de los tirantes del techo y la capacidad máxima horizontal del modelo de von Mises disminuye el 22% hasta un valor de 0.28 g, lo que indica un comportamiento más dúctil.

En función de los diferentes resultados obtenidos, se eligió un modelo final (FM). Este modelo es considerado el más representativo y con una mejor estimación del comportamiento de la estructura, si se considera un módulo de elasticidad incrementado de 245 MPa y un límite en la capacidad de tracción de los tirantes del techo de madera del modelo de von Mises. Como se presenta en las figuras 5.20a y 5.20b, la respuesta del FM en la dirección X positiva muestra una capacidad inferior igual a 0.36 g, mientras que la respuesta en la dirección Y positiva coincide con los resultados obtenidos en los modelos YM.



FIGURAS 5.19A-C.

Comparación entre la respuesta del modelo de von Mises y el RM en análisis pushover en términos de diagramas de carga-desplazamiento: (a) dirección X positiva; (b) dirección X negativa; (c) dirección Y positiva.



FIGURAS 5.20A, 5.20B.

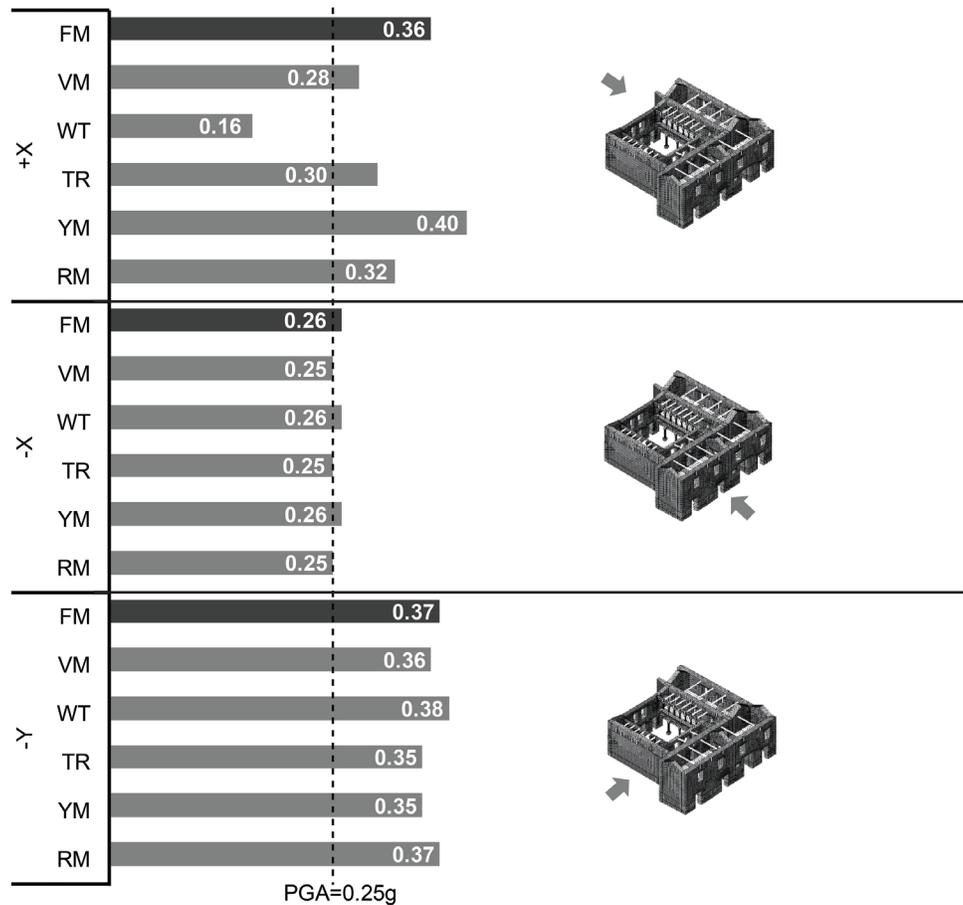
Comparación entre la respuesta del FM y el YM en los análisis pushover en términos de diagramas de carga-desplazamiento: (a) dirección X positiva; (b) dirección Y positiva.

Conclusiones

En la Casa Arones se llevaron a cabo análisis pushover para estudiar el comportamiento sísmico del edificio. Se analizaron diferentes tipos de uniones para comprender la influencia de los diafragmas horizontales en las construcciones de tierra. Los resultados muestran cómo diafragmas de madera con conexiones adecuadas pueden mejorar significativamente la capacidad de la estructura frente a los mecanismos de falla fuera del plano. Debido al perfil de desplazamiento asociado con este meca-

FIGURA 5.21.

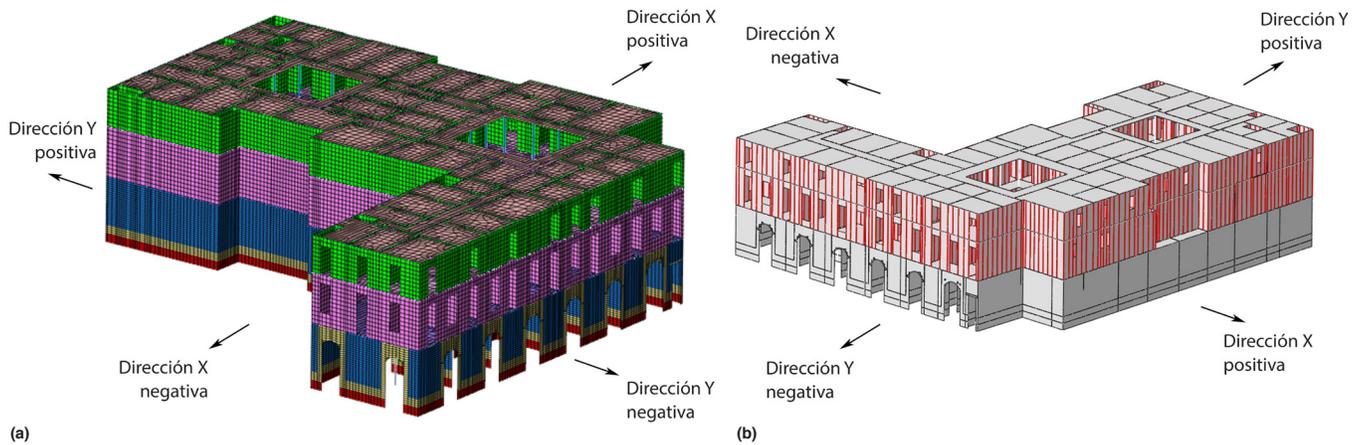
Capacidad de los modelos de la Casa Arones. FM = modelo final, una combinación del criterio de von Mises para las vigas de amarre con módulo de elasticidad incrementado; VM = modelo con criterio de von Mises para las vigas de amarre; WT = modelo sin considerar las vigas de amarre; TR = modelo con empuje del techo incrementado; YM = modelo con módulo de elasticidad incrementado; RM = modelo de referencia.



nismo de falla, el efecto tirante es más efectivo a nivel del techo. También se tuvo en cuenta que la estructura estudiada no era muy sensible a la longitud de la inserción de la unión del piso de madera dentro del muro de adobe.

La falta de mantenimiento se considera la causa principal de la actual condición de daño de la Casa Arones. Se realizó un análisis de sensibilidad para evaluar la influencia de los parámetros seleccionados en el comportamiento global. Específicamente, se consideró un módulo de elasticidad diferente para la mampostería de adobe, se aplicó el empuje total del techo y se analizó el efecto de la ausencia de amarres de madera, además de su capacidad. Por último, se definió un modelo final. Los resultados en términos de capacidad de los análisis pushover son más altos que los valores establecidos en el código peruano, con la excepción del modelo donde no se consideró la acción de los tirantes del techo en la dirección X positiva (fig. 5.21).

Las principales vulnerabilidades de la Casa Arones se caracterizan por el movimiento fuera del plano de varios elementos verticales muy altos y falta de restricciones transversales. En general, los resultados del análisis en la dirección X negativa y la dirección Y positiva mostraron que la capacidad era prácticamente insensible a las asunciones de modelado. En su lugar, la capacidad horizontal máxima del edificio en la dirección X positiva parece ser sensible a los parámetros considerados. En particular, el efecto de restricción de las vigas de amarre juega un papel importante en la capacidad máxima de la estructura, que presenta una reducción de aproximadamente el 65% si se quitan los amarres. Esta importante disminución en la capacidad también se debe a la falta de muros transversales en las dos habitaciones frente a calle Arones.



FIGURAS 5.22A, 5.22B.
Vistas del modelo de elementos finitos del Hotel El Comercio: (a) modal data model; (b) test data model, con postes verticales (en rojo).

Características del modelo numérico del Hotel El Comercio

La definición de las propiedades del material y la representación del comportamiento de los paneles de quincha son los principales desafíos de este caso de estudio. A partir de la revisión de la literatura y de la campaña de ensayos, se presentan aquí dos modelos de elementos finitos con diferentes conjuntos de propiedades de los materiales. El primer modelo numérico (fig. 5.22a) considera las propiedades de los materiales encontradas en la calibración de un modelo parcial (modal data model) del Hotel El Comercio elaborado por de Aguilar et al. (2012), que proporciona un módulo de elasticidad muy grande. El segundo modelo (fig. 5.22b) tiene en cuenta los resultados de las campañas de ensayos (test data model) a cargo de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), la University of Bath y el University College London (consulte la sección “Quincha” en el capítulo 3). Dada la diferencia considerable en las propiedades elásticas, se decidió de utilizar ambos enfoques para llevar a cabo la evaluación de seguridad del edificio. Los paneles de quincha se modelaron con elementos tipo cáscara 2D. En el test data model, se incluyeron los postes verticales (consulte la fig. 5.22b), mediante el uso de elementos de viga para garantizar un adecuado comportamiento fuera del plano, debido a que la ecuación constitutiva propuesta se ajusta solo al comportamiento bajo carga horizontal en el plano.

Las cimentaciones del Hotel El Comercio se componen de mampostería de piedra irregular con mortero de cal. La profundidad de estos elementos por debajo del nivel real del piso varía (Cancino y Lardinois 2012), pero aquí se asumió una profundidad media constante, dado que la información es limitada. La inspección de la parte colapsada del edificio reveló una configuración diferente con hiladas alternadas de mampostería de piedra irregular y mampostería de ladrillo cocido, incluso por encima de la cimentación. Como se explicó en el capítulo 2, el sobrecimiento se eleva sobre la cimentación hasta una altura que oscila entre 0.7 y 1.0 m desde el nivel del piso acabado y está hecho de mampostería de ladrillo cocido. En los modelos, el sobrecimiento se eleva hasta una altura constante de 0.8 m, cerca del valor más bajo, para evitar una sobreestimación del impacto favorable de este elemento en el comportamiento estructural. Tras la inspección, también se observó un trabado adecuado entre los ladrillos cocidos y el adobe; por lo tanto en los modelos estos elementos están totalmente unidos. Las propiedades de los elementos alrededor del arqueado de la puerta son las mismas de la mampostería de ladrillo cocido y el ancho es de 0.5 m.

Los muros del primer piso están hechos de mampostería de adobe y se elevan hasta una altura de 5.3 m desde el nivel del piso acabado, con un espesor constante de 0.8 m. La cimentación, el sobrecimiento y los dinteles por encima del vano tienen el mismo espesor. El segundo piso se carac-

teriza por muros de quincha con una altura de 4.8 m. En el test data model, se incluyen los postes verticales del marco de 0.12×0.12 m, con un espaciado entre 0.5 y 0.9 m. Los muros de quincha del tercer piso se elevan hasta una altura de 3.5 m con elementos de menor altura y espesor; en el mismo modelo se incluyen postes verticales de 0.07×0.07 m.

A causa de la falta de alineación de muros y columnas, la representación de los pisos en modelos numéricos debe permitir llevar las cargas verticales hasta la cimentación. Las capas de tierra en las losas del piso incrementan la carga; sin embargo, si todos los sistemas de piso contribuyeran estructuralmente, también aumentarían la rigidez en el plano. Dado que no fue posible predecir, a priori, si la carga vertical tiene un efecto positivo, el análisis inicialmente consideró solo una carga permanente de 1 kN/m^2 , sin contemplar el mortero de tierra y cal entre las traviesas. Se realizó un análisis de sensibilidad bajo una carga vertical mayor.

Se determinó que los pisos y el techo tuvieran un comportamiento elástico lineal, usando el módulo elástico de las especies de madera. Las columnas en los patios corresponden al diseño original del edificio y exhiben una falta de alineación vertical y materiales diferentes. Las columnas de madera y metal son más recientes, y en el primer piso fueron substituidas por muros. En los modelos, se introdujeron todas las columnas; los elementos de apuntalamiento se omitieron, excepto en las habitaciones entre los dos patios, en los que la gran luz de separación previene un comportamiento estructural apropiado. Como no es posible prever la conformación futura de esta área, el equipo de investigación decidió dejar los elementos actuales de apuntalamiento temporal en los modelos.

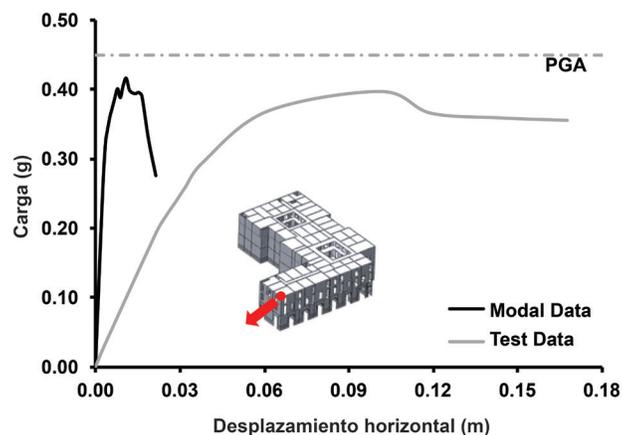
La caracterización de la unión entre los elementos es esencial para representar el comportamiento estructural. En especial, la unión entre la quincha y el adobe parece bastante débil y está garantizada principalmente por fricción.

Análisis numérico

Los análisis no lineales realizados permiten la evaluación de la seguridad estructural, además de una mejor comprensión de la influencia en el comportamiento global de los parámetros, como las uniones entre los muros del primer y segundo piso, la rigidez de piso en el plano, la isotropía del piso y la cantidad de carga vertical.

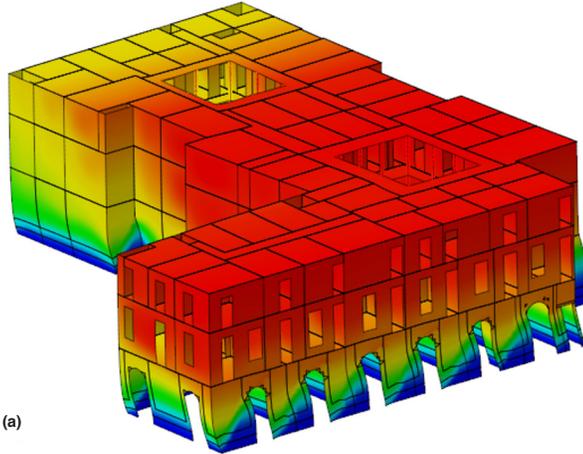
El análisis de sensibilidad, informado a continuación, permite definir dos modelos de referencia (modal data model y test data model), que proporcionan los resultados mostrados en la figura 5.23 en términos de la curva de carga-desplazamiento en la dirección X negativa. El modelo con la menor rigidez presenta un desplazamiento mucho mayor. La capacidad es de aproximadamente 0.4 g y es evidente una falla de corte en la base, tanto desde los desplazamientos como desde los patrones de grieta (fig. 5.24a y 5.24b).

FIGURA 5.23.
Diagrama de carga-desplazamiento en la dirección X negativa para el Hotel El Comercio, que muestra el modal data model y el test data model.

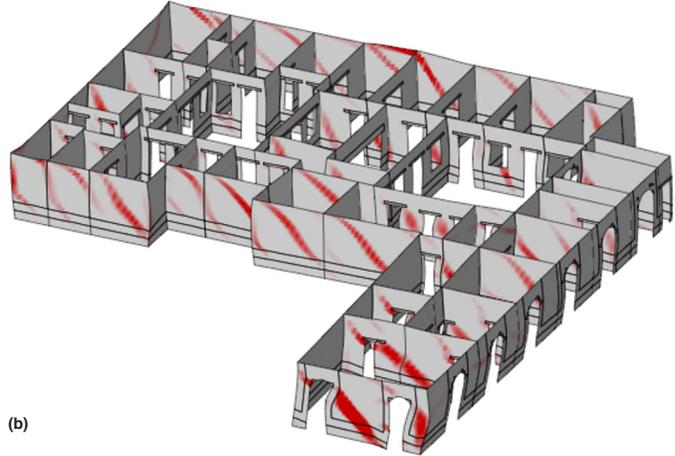


FIGURAS 5.24A, 5.24B.

Análisis pushover en la dirección X negativa para la etapa última de carga del Hotel El Comercio: (a) malla deformada, con indicación del desplazamiento máximo (en rojo) y mínimo (en azul); (b) patrones de grieta (en rojo) en los muros de adobe. Solo se muestra el modal data model.



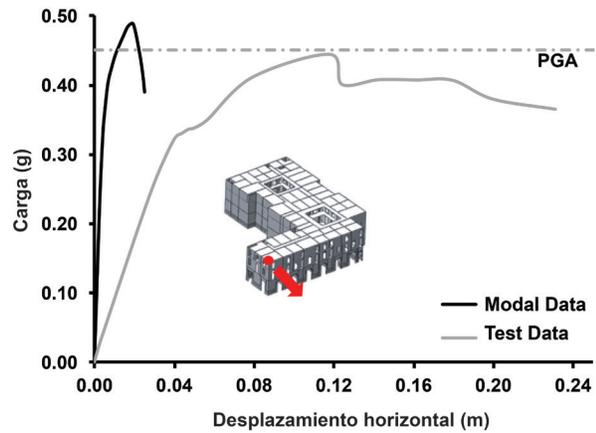
(a)



(b)

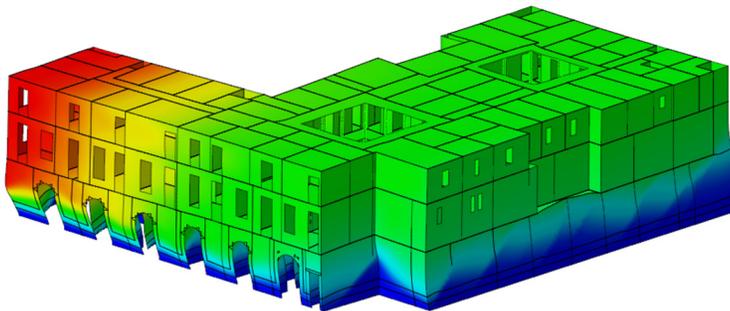
FIGURA 5.25.

Diagrama de carga-desplazamiento en la dirección Y negativa para el Hotel El Comercio, que muestra el modal data model y el test data model.

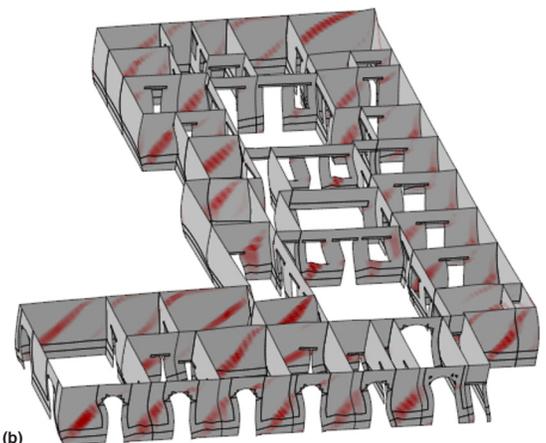


FIGURAS 5.26A, 5.26B.

Análisis pushover en la dirección Y negativa para la etapa última de carga del Hotel El Comercio: (a) malla deformada, con indicación del desplazamiento máximo (en rojo) y mínimo (en azul); (b) patrones de grieta (en rojo) en los muros de adobe. Solo se muestra el modal data model.



(a)



(b)

Análisis de sensibilidad

A través de un análisis de sensibilidad se investigó la influencia de los siguientes parámetros en el comportamiento estructural: (a) unión entre los muros de adobe del primer piso y los muros de quincha del segundo piso; (b) rigidez de piso en el plano; (c) isotropía del piso; y (d) cantidad de carga vertical. La dirección de carga más importante del análisis fue la del movimiento fuera de plano de la fachada principal; es decir, la dirección Y negativa. Por lo tanto, los resultados se muestran principalmente en esta dirección. El movimiento fuera del plano de la otra fachada, la dirección X negativa, también es importante, pero omite la interacción con los edificios adyacentes.

A fin de investigar la influencia de la unión entre el primer y segundo piso de la estructura, se analizaron tres configuraciones de la conexión: rígida, articulada e interfaz.

Dada la incertidumbre respecto de las propiedades de la interfaz, se especificaron tres configuraciones diferentes, con la intención de representar una unión típica o una unión de mampostería muy débil. Aquí, k_n es la rigidez normal y k_t es la rigidez a corte (tabla 5.1). Como se muestra en las figuras 5.27a y 5.27b, los valores adoptados no afectan en gran medida el comportamiento estructural, aun cuando, luego de reducir la rigidez, el desplazamiento en la etapa máxima se incrementa en hasta el 50% en el test data model. Los muros de adobe rigen el comportamiento global (fig. 5.28) y el mecanismo de colapso no cambia.

TABLA 5.1.

Propiedades de la interfaz para el Hotel El Comercio, con especificación de tres categorías: interfaz rígida, interfaz normal e interfaz flexible.

	Interfaz rígida	Interfaz normal	Interfaz flexible
k_n	5 N/mm ³	5 N/mm ³	0.5 N/mm ³
k_t	0.5 N/mm ³	0.05 N/mm ³	0.05 N/mm ³

De igual modo, casi no se encuentra ninguna diferencia cuando se compara una unión rígida, articulada o interfaz. Cuando se permite la rotación alrededor del plano medio del elemento, se observa un incremento muy pequeño en el desplazamiento. También se produce un incremento muy pequeño en el desplazamiento si se considera una interfaz deformable entre los materiales. La figura 5.29 presenta una comparación de los resultados del análisis en la dirección Y negativa. Este diagrama de carga-desplazamiento muestra resultados casi iguales en términos del factor de carga máxima y, por lo tanto, la estructura parece ser débilmente sensible a la unión entre el primer y segundo piso.

En varios estudios, se reconoce la influencia de la rigidez en el plano de los pisos flexibles respecto a la capacidad de carga de edificios de mampostería bajo cargas laterales. Están disponibles

FIGURAS 5.27A, 5.27B.

Influencia de la rigidez en la unión entre el primer y segundo piso en los diagramas de carga-desplazamiento para el Hotel El Comercio, con carga en la dirección Y negativa: (a) modal data model; (b) test data model.

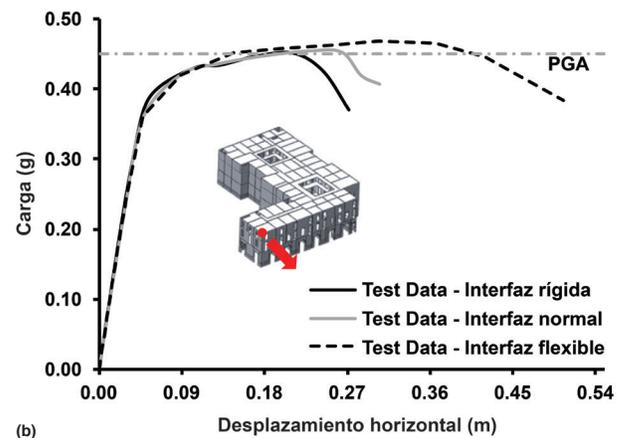
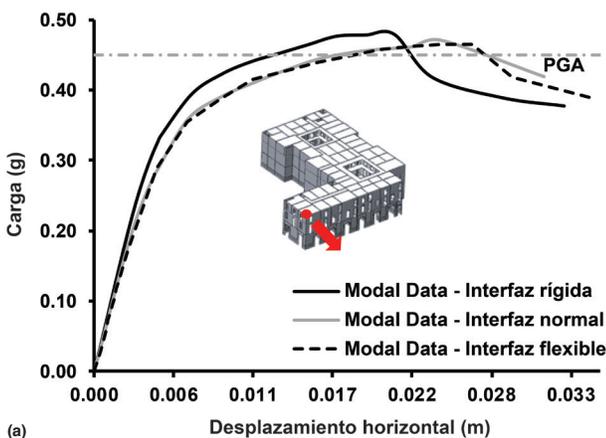


FIGURA 5.28.

Análisis pushover en la dirección Y negativa para la etapa última de carga del Hotel El Comercio, que muestra patrones de grieta típicos (en rojo). Solo se muestra el modal data model.

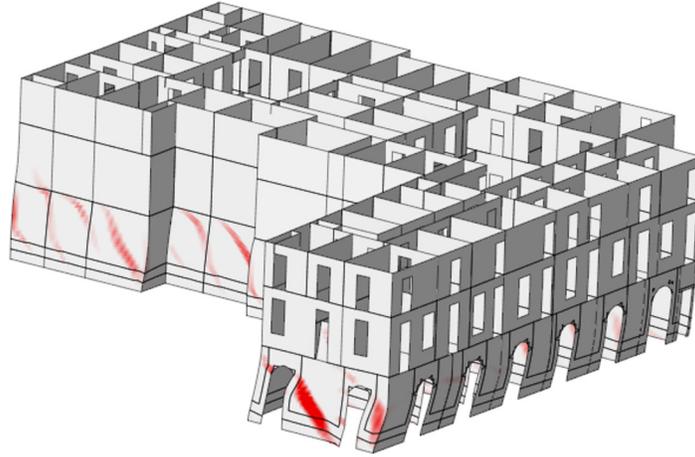
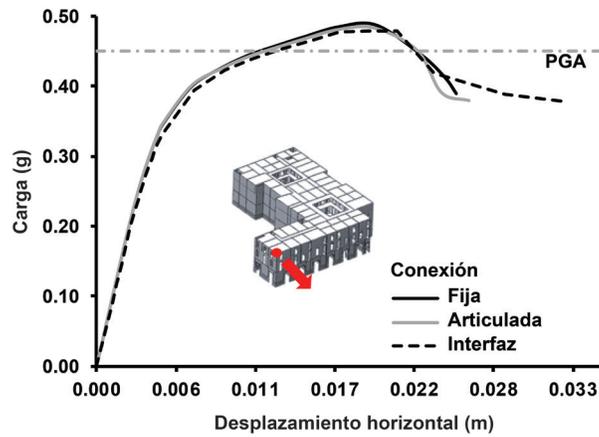


FIGURA 5.29.

Diagrama de carga-desplazamiento en la dirección Y negativa para el Hotel El Comercio, que muestra la influencia de la unión entre el primer y segundo piso (rígida, articulada o interfaz). Solo se muestra el modal data model.



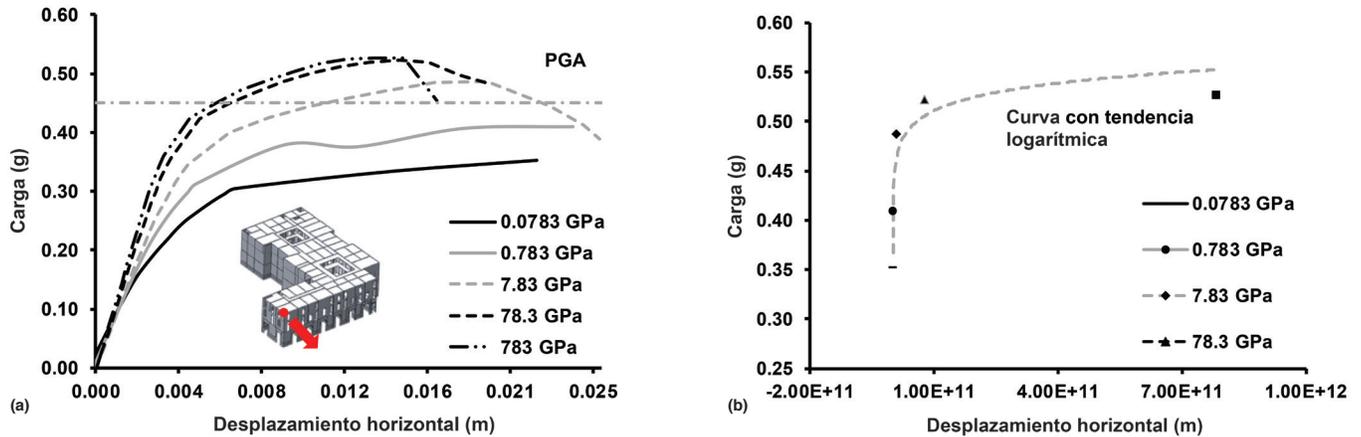
estrategias para evaluar las propiedades de los diafragmas de madera (consulte ASCE-SEI 41-06 2007; NZSEE 2011). Dado que muchas incertidumbres afectan la rigidez del diafragma, se utilizaron dos enfoques. En primer lugar, se asumió el comportamiento isotrópico del diafragma, mientras que la rigidez varía debido a la reducción o el incremento del módulo de elasticidad (tabla 5.2). Aquí, el módulo de elasticidad originalmente estimado se divide y multiplica por 10 y 100. Se observa que el factor de mayor influencia elimina efectivamente la presencia del piso (división por 100) o asume un diafragma rígido (multiplicación por 100).

TABLA 5.2.

Valores del módulo de elasticidad de cada diafragma en los cinco casos analizados.

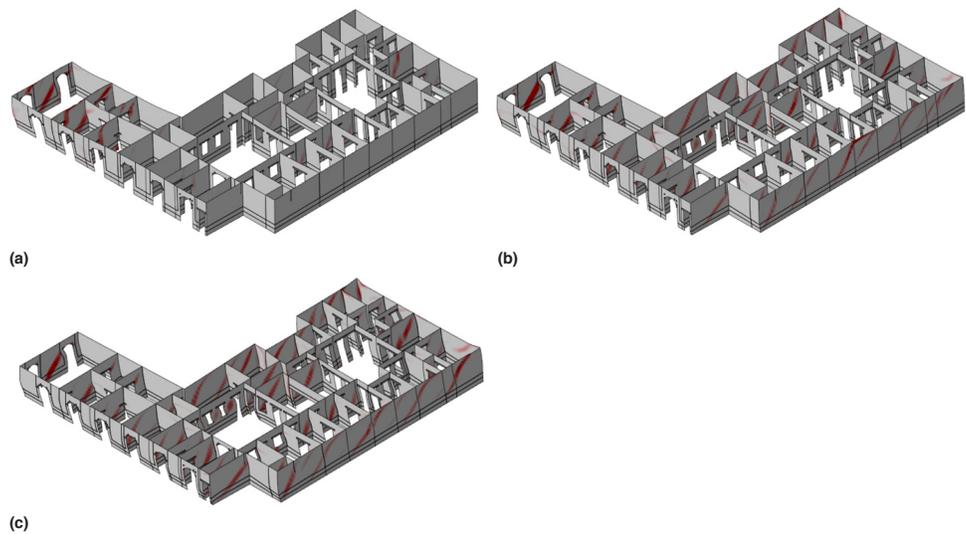
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5
Módulo de elasticidad	0.0783 GPa	0.783 GPa	7.83 GPa	78.3 GPa	783 GPa

Como era de esperar, la capacidad de carga depende significativamente del módulo de elasticidad del piso (fig. 5.30a y 5.30b). La reducción de la rigidez del piso en el plano provoca un comportamiento de caja menos eficiente e incrementa la torsión del edificio, lo que lleva a una concentración del daño en el ala izquierda (fig. 5.31a–c) donde se encuentra el bar El Cordano, tal como se describe en el capítulo 2. La relación entre el módulo de elasticidad y la capacidad de carga dentro del rango adoptado pasa a ser logarítmica, lo que indica que la estimación original de la rigidez en el plano es sufi-



FIGURAS 5.30A, 5.30B.

Análisis pushover en la dirección Y negativa del Hotel El Comercio, que muestra la influencia de la rigidez del piso: (a) diagrama de carga-desplazamiento, modal data model; (b) capacidad de carga como función del módulo de elasticidad del piso. Solo se muestra el modal data model.



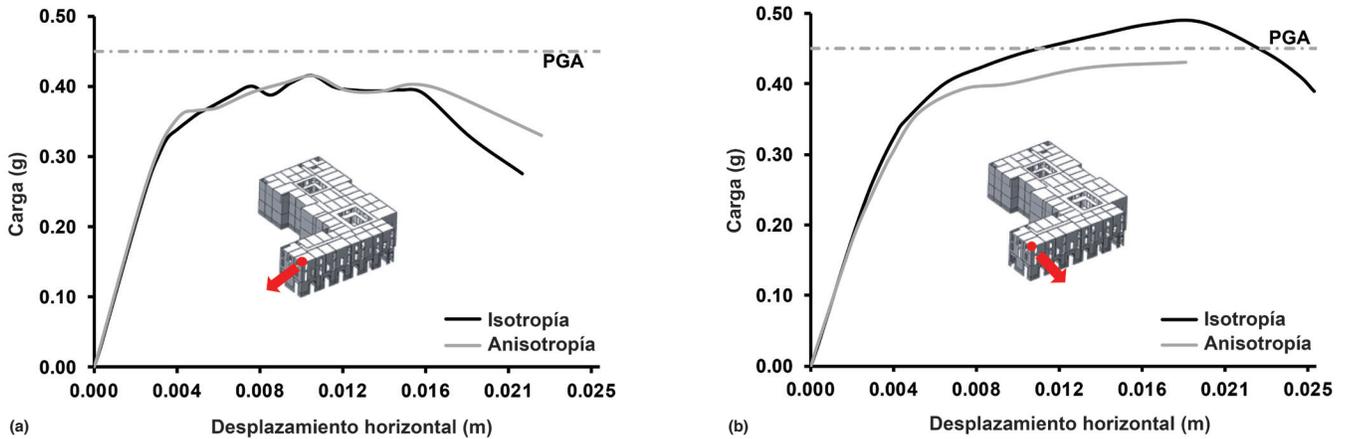
FIGURAS 5.31A-C.

Análisis pushover en la dirección Y negativa para la etapa última de carga del Hotel El Comercio, que muestra patrones de grieta (en rojo) en muros de adobe, con influencia del módulo de elasticidad del piso: (a) piso más blando; (b) RM; (c) piso más rígido. Solo se muestra el modal data model.

ciente para asegurar el comportamiento de caja, es decir, la parte de la curva casi constante (consulte la fig. 5.30b). Los valores inferiores a este umbral pueden reducir la capacidad significativamente.

Para analizar la sensibilidad de un comportamiento ortotrópico del piso en el plano, en cada habitación se eligió la luz más pequeña como la dirección rígida y ortogonalmente se asumió una rigidez casi nula. Se asumió que el módulo de elasticidad para la dirección rígida fuera de 7.83 GPa y el módulo de elasticidad para la dirección menos rígida fuera de 0.0783 GPa. Se compararon los modelos con isotropía y anisotropía de las losas mediante análisis en las direcciones X e Y negativas, dado que la dirección de la luz más corta varía y que podría introducir un efecto direccional. En la dirección X negativa, tanto la capacidad de carga como el desplazamiento máximo están afectados marginalmente por la diferencia en la rigidez (fig. 5.32a) y, por lo tanto, el comportamiento en los dos modelos parece ser insensible a este parámetro. La capacidad de carga y el desplazamiento máximo disminuyen en la dirección Y negativa (fig. 5.32b). En este caso, cuando se asumen diafragmas anisotrópicos, se produce una torsión del edificio mucho mayor y el daño tiende a concentrarse en el ala izquierda, reduciendo la capacidad.

El cambio final en los parámetros considera un incremento en la carga vertical. Todos los componentes de la carga se consideran en la evaluación de la masa sísmica para el análisis pushover; como tal, las cargas adicionales por el uso del edificio se introducen actualizando la densidad de los



FIGURAS 5.32A, 5.32B.

Influencia de la anisotropía del piso para el Hotel El Comercio: (a) diagrama de carga-desplazamiento en la dirección X negativa; (b) diagrama de carga-desplazamiento en la dirección Y negativa. Solo se muestra el modal data model.

elementos. En particular, luego de adoptar la carga casi permanente que proveen los códigos europeos (EC0 2005), la nueva carga impuesta es igual a 4.9 kN/m^2 . El piso del tercer nivel no tiene relleno de tierra y, por lo tanto, la carga es diferente (3.4 kN/m^2). El comportamiento del edificio es moderadamente sensible a la nueva carga vertical más alta, con una ligera reducción de la capacidad de carga a 0.44 g (fig. 5.33).

Conclusiones

Se presentaron dos modelos diferentes del Hotel El Comercio, debido a que se siguieron dos enfoques distintos en la caracterización de las propiedades de los materiales. El test data model consideró las propiedades mecánicas encontradas en los ensayos de laboratorio. El modal data model consideró las propiedades del material de la calibración del modelo numérico parcial del edificio juntos con los resultados de la prueba de identificación dinámica. El modelo con los datos experimentales es mucho más flexible y proporciona el límite superior de los desplazamientos bajo carga lateral. Si se utiliza el modelo más rígido, la capacidad de carga y los mecanismos de colapso se mantienen sin alteraciones. Este modelo más rígido permite una mayor reducción en los costos computacionales, dado que se determinó que la convergencia es mucho más simple.

Los modelos numéricos representan la estructura en la condición actual no reforzada, excepto para la reparación indispensable de los elementos estructurales dañados y la reconstrucción de un área colapsada. Los muros de adobe rigen el comportamiento global del edificio y la falla afecta su capacidad. El mecanismo de colapso no cambia si se modifican las restricciones adoptadas para los muros. Los paneles de quincha parecen ser capaces de soportar más carga que los pisos inferiores,

FIGURA 5.33.

Diagrama de carga-desplazamiento en la dirección Y negativa para el Hotel El Comercio, en el que se asume un peso propio y una combinación de cargas verticales de acuerdo con la verificación de estado de límite último. Solo se muestra el modal data model.

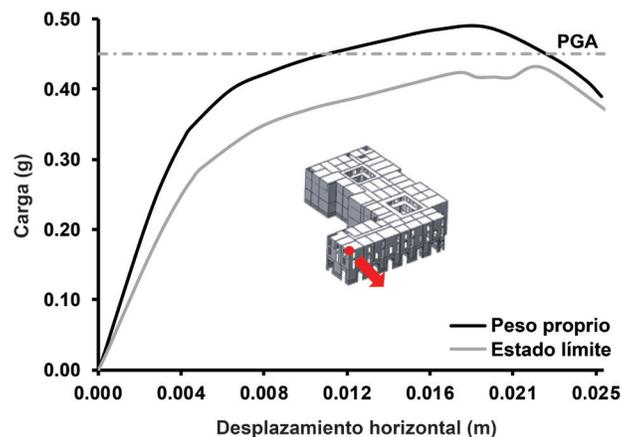
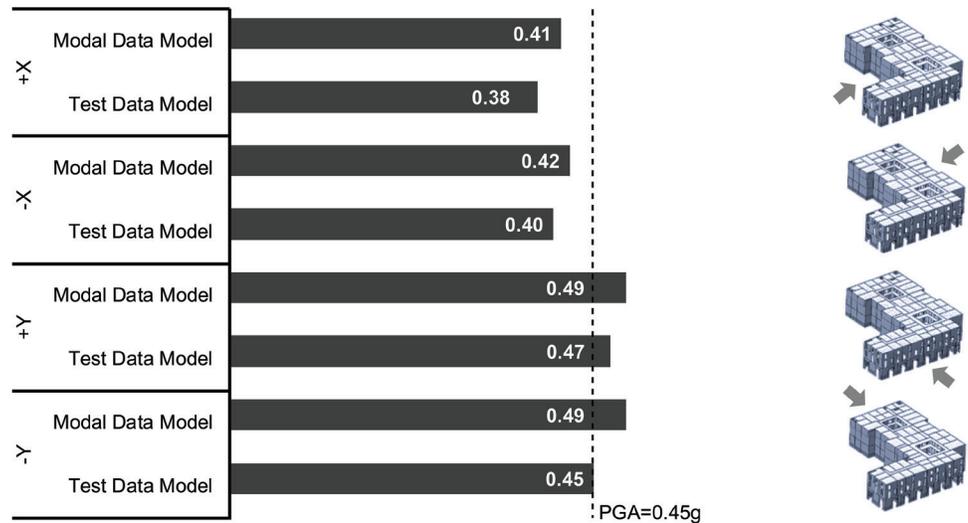


FIGURA 5.34.

Capacidad lateral máxima (g) en cada dirección para el Hotel El Comercio, tanto para el modal data model como para el testa data model.



sin causar daños severos, tanto para el modelo más rígido como para el modelo más flexible. Del mismo modo, la reducción de la rigidez global del modelo incrementa la torsión, con concentración del daño en el ala izquierda del edificio. Esta parte del edificio parece ser sensible a la acción horizontal y sufrió algunas modificaciones del sistema estructural en el último siglo, especialmente en el esquema de vigas. Por consiguiente, se deberían llevar a cabo análisis locales antes de realizar una intervención completa del edificio.

La rigidez de las losas en términos del módulo de elasticidad es difícil de estimar y afecta la capacidad de carga. La rigidez estimada del piso es suficiente para proporcionar un comportamiento de caja, pero la reducción de la rigidez lleva a una pérdida en la capacidad de carga hasta un máximo del 25% (cuando se divide la rigidez original por un factor de 100). Si se considera el comportamiento ortotrópico para las losas (de acuerdo con la orientación de las viguetas principales), el comportamiento parece más sensible para aplicar una carga en la dirección Y que en la dirección X. Sin embargo, esto no cambia de manera significativa.

La capacidad de carga depende solo moderadamente de las cargas verticales. Aun así, el uso del edificio para cargas verticales excesivas (depósitos o áreas de ensamblado) probablemente requeriría medidas de reforzamiento global.

Como se indica en la figura 5.34, el RM (es decir, con uniones completas entre muros y propiedades mecánicas provenientes de la identificación dinámica) muestra un factor de carga máxima en la dirección Y, ligeramente por encima del requisito del código peruano en términos de aceleración máxima del suelo. El factor de carga máxima en la dirección X está ligeramente por debajo del valor del código, pero se omite el "efecto de bloque" que realizan los edificios adyacentes. En función de las diferentes suposiciones consideradas, la capacidad obtenida es de aproximadamente 0.4 a 0.5 g , lo que queda dentro del rango del actual código peruano (E.030 2016).

Conclusiones

Este informe es parte de una serie de publicaciones dentro del Proyecto de Estabilización Sismorresistente, bajo el auspicio del Getty Conservation Institute (GCI). Esta publicación describe la evaluación de seguridad sísmica de cuatro edificios históricos de tierra peruanos, representativos de tipologías características: el Templo de Santiago Apóstol de Kuñotambo (Templo de Kuñotambo), la Catedral de Ica, la Casa Arones y el Hotel El Comercio. Los edificios se estudiaron en su condición actual mediante la información disponible sobre geometría, identificación de daños y pruebas de materiales de las fases anteriores del proyecto (Cancino y Lardinois 2012; Torrealva, Vicente y Michiels 2018). Luego de la evaluación de la capacidad sísmica de las estructuras en su condición actual, se evaluó un diseño sismorresistente para el Templo de Kuñotambo y la Catedral de Ica.

En este informe, se proporciona una descripción del enfoque seguido para el modelado numérico de los edificios tipo. Se presta especial atención a la caracterización de los principales materiales estructurales y a la definición del nivel de seguridad para estos edificios históricos. Los edificios se estudiaron con el análisis pushover y los resultados revelan las vulnerabilidades de las estructuras, sus mecanismos de falla y el rendimiento sísmico sobre la base de los requisitos de PGA del código nacional peruano (E.030 2016). A fin de validar aún más las suposiciones consideradas, también se realizaron análisis de sensibilidad.

Se resalta el comportamiento de los principales elementos estructurales durante un sismo y se explica a través de los resultados del análisis pushover. Las estructuras de adobe históricas están caracterizadas como muy vulnerables a los movimientos fuera del plano si no cuentan con restricciones apropiadas a nivel del piso y del techo. Se debe proporcionar una adecuada conexión entre la mampostería de adobe y la madera. Si no se distribuyen las conexiones de forma adecuada en la mampostería, puede resultar una unión local muy frágil y el comportamiento dependerá únicamente de las propiedades del adobe. La presencia de vigas de amarre bien ancladas es un factor clave y estos amarres se pueden utilizar como parte de una técnica de estabilización sismorresistente cuando no existen muros transversales suficientes. De otro modo, esquineros y contrafuertes con uniones apropiadas representan probablemente las soluciones más eficientes.

Son disponibles directrices sobre el uso de cálculos avanzados para ingenieros estructurales (Lourenço y Pereira 2018), así como sobre la adopción de enfoques simplificados destinados a la evaluación de seguridad y el diseño del reforzamiento para profesionales, como ingenieros estructurales y arquitectos técnicos (Lourenço, Torrealva y Pereira, próxima publicación).

Referencias

- Aguilar, R., D. Torrealva, L. F. Ramos, y P. B. Lourenço. 2012. "Operational Modal Analysis Tests on Peruvian Historical Buildings: The Case Study of the 19th Century Hotel Comercio." En *Proceedings of the 15th World Conference in Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, September 24–28*, editado por Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES). Red Hook, NY: Curran Associates.
- AIC (American Institute for Conservation of Historic and Artistic Works). 1994. *Code of Ethics and Guidelines for Practice*. American Institute for Conservation of Historic and Artistic Works, Washington, DC.
- Angelillo, M., P. B. Lourenço, y G. Milani. 2014. "Masonry Behavior and Modeling." En *Mechanics of Masonry Structures*, vol. 551, editado por M. Angelillo, 1–26. Vienna: CISM International Centre for Mechanical Sciences.
- ASCE-SEI 41-06. 2007. *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- Cancino, C. 2011. *Damage Assessment of Historic Earthen Buildings after the August 15, 2007, Pisco Earthquake: Research Report*. En colaboración con Stephen Farneth, Philippe Garnier, Julio Vargas Neumann, and Frederick Webster. Los Angeles: Getty Conservation Institute. (Disponible en inglés y español).
- Cancino, C., y S. Lardinois. 2012. *Seismic Retrofitting Project: Assessment of Prototype Buildings: Research Report*. En colaboración con D. D'Ayala, C. Fonseca Ferreira, D. Torrealva Dávila, E. Vicente Meléndez, y L. Villacorta Santamato. Los Angeles: Getty Conservation Institute. (Disponible en inglés y español).
- Ciocchi, M. P., S. Sharma, y P. B. Lourenço. 2017. "Ica Cathedral, Peru: Safety Assessment and Strengthening." Ponencia en 13th Canadian Masonry Symposium, Halifax, Canada, 4–7 de junio.
- . 2018. "Engineering Simulations of a Super-Complex Cultural Heritage Building: Ica Cathedral in Peru." *Meccanica* 53 (7): 1931–58.
- Custodio, J. C. C., M. A. Mallque, y M. C. Delgado. 2012. *Estudio anatómico e identificación de especies forestales. Evaluación estructural y especificaciones técnicas de las maderas de la catedral de Ica*. Centro de Producción Forestal, Universidad Nacional Agraria la Molina.
- De Corso, N. 2013. "Peru Field Notebook: An Update from Kuño Tambo." *The Iris* (blog). Disponible en <http://blogs.getty.edu/iris/peru-field-notebook-an-update-from-kuno-tambo/>
- DIANA. 2014. *Displacement method ANAlyser User's Manual*, Release 9.4. Disponible en <https://dianafea.com/DIANA-manuals>
- E.010. 2006. *Reglamento nacional de edificaciones, Título III.2: Estructuras, Norma E.010: Madera*. Instituto de la Construcción y Gerencia, Perú.
- E.030. 2016. *Reglamento nacional de edificaciones, Título III.2: Estructuras, Norma E.030: Diseño Sismorresistente*. Instituto de la Construcción y Gerencia, Perú.
- EC0 (EN 1990). 2005. *Eurocode 0: Basis of Structural Design*. European Committee for Standardization.

- EC6 (EN 1996-1-1). 2005. *Eurocode 6: Design of Masonry Structures, Part 1-1: General Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry Structures*. European Committee for Standardization.
- EC8-3 (EN 1998-3). 2005. *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings*. European Committee for Standardization.
- FEMA 306. 1998. *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings—Basic Procedures Manual*. Applied Technology Council (ATC-43 Project).
- Getty Conservation Institute y Dirección Desconcentrada de Cultura—Cusco. 2017. "Case Study: Kuñotambo." Seismic Retrofitting Project. Disponible en www.getty.edu/conservation/our_projects/field_projects/seismic/case_study_kunotambo.html
- Hardy M., C. Cancino, y G. Ostergren. 2009. *Proceedings of the Getty Seismic Adobe Project, 2006 Colloquium*. Los Angeles: Getty Conservation Institute.
- ICOMOS (International Council of Monuments and Sites). 2003. *ICOMOS Charter: Principles for the Analysis, Conservation and Structural Restoration of Architectural Heritage*. Ratificado por ICOMOS 14th General Assembly, Victoria Falls, Zimbabwe.
- IS 13827. 1993. *Improving Earthquake Resistance of Earthen Buildings: Guidelines*. Bureau of Indian Standards, New Delhi.
- JCSS. 2006. *Probabilistic Model Code, Part 3.5: Timber*. Joint Committee on Structural Safety (JCSS). Disponible en https://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code
- Karanikoloudis, G., y P. B. Lourenço. 2018. "Structural Assessment and Seismic Vulnerability of Earthen Historic Structures." *Engineering Structures* 160: 488–509.
- Lourenço, P. B. 1996. "Computational Strategies for Masonry Structures." Tesis doctoral, Delft University of Technology, Países Bajos.
- Lourenço, P. B., M. P. Ciocci, F. Greco, G. Karanikoloudis, C. Cancino, D. Torrealva, y K. Wong. 2018. "Traditional Techniques for the Rehabilitation and Protection of Historic Earthen Structures: The Seismic Retrofitting Project." *International Journal of Architecture Heritage*. DOI: 10.1080/15583058.2018.1497232
- Lourenço, P. B., G. Karanikoloudis, y F. Greco. 2016. "In situ Testing and Modeling of Cultural Heritage Buildings in Peru." En *Structural Analysis of Historical Constructions: Anamnesis, Diagnosis, Therapy, Controls: Proceedings of the 10th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC, Leuven, Belgium, 13–15 September 2016)*, editado por K. Van Belen y E. Verstrynghe, 850–57. Leuven: CRC Press.
- Lourenço, P. B., N. Mendes, L. F. Ramos, y D. V. Oliveira. 2011. "Analysis of Masonry Structures without Box Behaviour." *International Journal of Architectural Heritage* 5 (4–5): 369–82.
- Lourenço, P. B., N. Mendes, L. F. Ramos, y A. Trujillo. 2012. "Seismic Performance of the St. George of the Latins Church: Lessons Learned from Studying Masonry Ruins." *Engineering Structures* 40: 501–18.
- Lourenço, P. B., y J. M. Pereira. 2018. *Seismic Retrofitting Project: Recommendations for Advanced Modeling of Historic Earthen Sites: Research Report*. En colaboración con G. Karanikoloudis, F. Greco, y C. Cancino. Los Angeles: Getty Conservation Institute. (Disponible en inglés y español).
- Lourenço, P. B., D. Torrealva, y J. M. Pereira. Próxima publicación. *Seismic Retrofitting Project: Simple Calculations for Historic Earthen Sites*. En colaboración con F. Greco y C. Cancino. Los Angeles: Getty Conservation Institute.
- Lumantarna, R., D. T. Biggs, y J. M. Ingham. 2014. "Uniaxial Compressive Strength and Stiffness of Field-Extracted and Laboratory-Constructed Masonry Prisms." *ASCE Journal of Materials* 26 (4): 567–75.
- Moscoso, H. C., M. R. Candia, H. R. Rossell, P. C. Ocampo, D. Torrealva, R. Q. Cardenas, R. Z. Gutierrez, M. S. Alvarez, y P. R. Calla. 2015. *Proyecto: Expediente técnico de recuperación del monumento virreinal Templo Santiago Apóstol Kuño Tambo, CORTE A-A (Plano Núm. PR-04)*,

- CORTE D–D (Plano Núm. PR–05)*. Cusco: Ministerio de Cultura; Los Angeles: J. Paul Getty Trust.
- NTC. 2008. *Norme tecniche per le costruzioni* (D.M. 14 de enero 2008) y *Circolare n. 617* (2 de febrero 2009). Ministero delle Infrastrutture, Italia.
- NZSEE (New Zealand Society for Earthquake Engineering). 2011. *Assessment and Improvement of Unreinforced Masonry Buildings for Earthquake Resistance*. New Zealand Society for Earthquake Engineering, Wellington.
- OPCM 3431. 2005. *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri della Repubblica Italiana (O.P.C.M.) 20 de marzo 2003, núm. 3274, modif. con O.P.C.M. 3 de mayo 2005, núm.3431.
- Paulay, T., y M. J. N. Priestley. 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Wiley & Sons.
- Percy, K., C. Hanley, M. Santana Quintero, S. Fai, C. Ouimet, C. Cancino, L. Rainer, y L. Villacorta Santamato. 2013. "Recording Earthen Architecture at the Peruvian Andes: The Case of Kuñotambo Church's Historic Wall Paintings." Ponencia en 24th International CIPA Symposium, Strasbourg, Francia, 2–6 de septiembre.
- Pluijm, R. van der. 1999. "Out-of-Plane Bending of Masonry: Behavior and Strength." Tesis doctoral, Eindhoven University of Technology, Países Bajos.
- Ramos, L. F., y P. B. Lourenço. 2004. "Advanced Numerical Analysis of Historical Centers: A Case Study in Lisbon." *Engineering Structures* 26: 1295–1310.
- Rots, J. G. 1997. *Structural Masonry: An Experimental/Numerical Basis for Practical Design Rules*. CUR Report 171. Abingdon, UK: Taylor & Francis Group.
- Tolles, E. L., E. E. Kimbro, y W. S. Ginell. 2002. *Planning and Engineering Guidelines for the Seismic Retrofitting of Historic Adobe Structures: Research Report*. Los Angeles: Getty Conservation Institute. (Disponible en inglés y español).
- Tomažević, M. 1999. *Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings*. Innovation in Structures and Construction, vol. 1. Editado por A. S. Elnashai y P. J. Dowling. London: Imperial College Press.
- Tomažević M., y M. Lutman. 2007. "Heritage Masonry Buildings in Urban Settlements and the Requirements of Eurocodes: Experience of Slovenia." *International Journal of Architectural Heritage* 1 (1): 108–30.
- Torreálva, D., y E. Vicente. 2016. *Proyecto: Expediente técnico de recuperación del monumento virreinal Templo Santiago Apóstol Kuño Tambo, Consolidación de muros y contrafuertes (Plano Núm. E–02), Intervención y consolidación de cimentación–Primer nivel–Planta (Plano Núm. E–01)*. Cusco: Ministerio de Cultura; Los Angeles: J. Paul Getty Trust.
- Torreálva, D., E. Vicente, y T. Michiels. 2018. *Seismic Retrofitting Project: Testing of Materials and Building Components of Historic Adobe Buildings in Peru: Research Report*. En colaboración con F. Greco, C. Cancino, y K. Wong. Los Angeles: Getty Conservation Institute. (Disponible en inglés y español).
- Vinci, M. 2014. *I tiranti in acciaio nel calcolo delle costruzioni in muratura*. Palermo: Dario Flaccovio Editore.
- Vintzileou, E. 2008. "Effect of Timber Ties on the Behavior of Historic Masonry." *Journal of Structural Engineering* 134 (6): 961–72.
- Zanotti, S. 2015. "Seismic Analysis of the Church of Kuño Tambo (Peru)." Tesis de maestría SAHC, University of Minho, Portugal.

Getty
Conservation
Institute