

Proyecto de Estabilización Sismorresistente

Ensayo de materiales y componentes
de la construcción de edificios
históricos de adobe de Perú

Informe de investigación

Daniel Torrealva, Erika Vicente,
y Tim Michiels

En colaboración con Federica Greco,
Claudia Cancino, y Kelly Wong



Proyecto de Estabilización Sismorresistente

Ensayo de materiales y componentes
de la construcción de edificios históricos
de adobe de Perú

Daniel Torrealva, Erika Vicente y Tim Michiels

En colaboración con
Federica Greco, Claudia Cancino y Kelly Wong

THE GETTY CONSERVATION INSTITUTE
LOS ÁNGELES
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
LIMA

© 2019 J. Paul Getty Trust

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

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.

ISBN 978-1-937433-65-9 (recurso en línea)
ISBN 978-1-937433-66-6 (impresión)

Todas las imágenes tienen © de J. Paul Getty Trust y la Escuela de Ciencias de Ingeniería en la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) a menos que se indique lo contrario.

Imagen de portada: © J. Paul Getty Trust, 2011. Fotografía: Scott Warren.



The Getty Conservation Institute



Índice

Participantes del proyecto	v
Grupo de revisión de pares del SRP	vii
CAPÍTULO 1	
Antecedentes del proyecto	
Introducción	1
Antecedentes institucionales y socios del proyecto	1
Acerca de esta publicación	2
Referencias	3
CAPÍTULO 2	
Propiedades de los materiales de la mampostería de adobe y de ladrillo	
Introducción	5
Análisis del suelo	6
Bloques de adobe	9
Muretes de adobes	11
Mampostería de ladrillo	16
Conclusiones	19
Referencias	19
CAPÍTULO 3	
Caracterización de los elementos de madera	
Introducción y metodología	21
Distribución de la madera	21
Características mecánicas	26
Discusión y conclusión	28
Referencias	29

CAPÍTULO 4**Ensayos de la quincha**

Introducción a los sistemas de quincha	31
Metodología del ensayo	32
Resultados	38
Discusión y conclusión	47
Referencias	50

CAPÍTULO 5**Ensayos de las uniones de madera en la Catedral de Ica**

Uniones seleccionadas y metodología del ensayo	51
Unión entre el poste y la riostra horizontal (pasador)	52
Unión entre el poste y la riostra diagonal (clavada)	53
Unión entre arcos y vigas (empalme a caja y espiga)	56
Conclusiones	59
Referencias	59

CAPÍTULO 6**Técnicas tradicionales para la estabilización sismorresistente**

Ensayo de tracción de las vigas de amarre	61
Ensayos de los esquineros	71
Conclusiones	78
Referencias	78

CAPÍTULO 7

Conclusiones	79
Bibliografía	81

Participantes del proyecto

Proyecto de Estabilización Sismorresistente: Fase de ensayos

DIRECTORES DEL PROYECTO

Claudia Cancino

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

Daniel Torrealva

Profesor, Ingeniero, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima

PARTICIPANTES

Nicole Declat

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

Charlotte Deschamps

Estudiante de Intercambio (2013), Arquitecta, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima

Federica Greco

Asesora, Arquitecta Ingeniera, Getty Conservation Institute, Los Ángeles

Susan Macdonald

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

Tim Michiels

Asesor, Ingeniero, Getty Conservation Institute, Los Ángeles

Juan Carlos Parra

Ingeniero, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima

Erika Vicente

Ingeniero, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima

Kelly Wong

Especialista de Proyectos (2015–2017), Arquitecta, Getty Conservation Institute, Los Ángeles

Grupo de revisión de pares del SRP

Los siguientes profesionales, bajo la organización del Getty Conservation Institute (GCI, por sus siglas en inglés) 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 Cuzco 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 en tierra. Las reuniones, que incluyeron charlas formales y visitas al sitio, 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 construcción de los edificios tipo seleccionados por el SRP. La reunión también incluyó una revisión de la Propuesta del SRP para la etapa de ensayos y modelado, que se desarrolló en colaboración con el GCI a través de la Escuela de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP, socia del SRP) y 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 completados que desarrolló la PUCP y los resultados de modelado de los edificios tipo reforzados y no reforzados del SRP, que diseñó y desarrolló 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 que realizó 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. André Aninat Jolly **

Director del Taller del Proyecto de Conservación Sustentable, Fundación Altiplano Msv, Chile

Ing. Carlos Casabonne **

Director, Gallegos, Casabonne, Arango, Ingenieros Civiles SAC

Arq. Mariana Correia **

Presidente, ESG/Escuela Superior Gallaecia, Portugal y Ex-Presidente, 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 sobre Análisis y Restauración de Estructuras de 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 *

Ex Miembro, 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

Antecedentes del proyecto

Introducción

Durante casi dos décadas, se ha reconocido al Getty Conservation Institute (GCI, por sus siglas en inglés) como líder en el desarrollo de metodologías y el establecimiento de estándares para la conservación del patrimonio arquitectónico en tierra del mundo.

Los edificios en tierra, generalmente clasificados como estructuras de mampostería no reforzadas, son extremadamente vulnerables a terremotos y pueden colapsar repentinamente durante un evento sísmico, especialmente si un edificio no cuenta con un mantenimiento adecuado y frecuente. Los sitios históricos en tierra ubicados en áreas sísmicas están en riesgo de sufrir daños graves y aun peor, de ser destruidos. Durante la década de 1990, el GCI implementó el Proyecto de Adobe Sísmico del Getty (GSAP, por sus siglas en inglés), un importante programa de ensayos de laboratorio e investigación que estudió el comportamiento de estructuras históricas de adobe durante terremotos y desarrolló métodos de estabilización sismorresistente 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 et al. 1996, 2000, 2002).

En 2006, la Iniciativa de Arquitectura en Tierra del GCI convocó dos reuniones: el Coloquio del Proyecto de Adobe Sísmico del Getty y Nuevos Conceptos de Estabilización Sismorresistente de Estructuras Históricas de Adobe. Las reuniones 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. Los participantes del coloquio concluyeron que la metodología del GSAP era excelente y efectiva. Sin embargo, la dependencia de materiales de alta tecnología y profesionales expertos fue un factor que evitó que se implementara más ampliamente (Hardy, Cancino y Ostergren 2009).

Antecedentes institucionales y socios del proyecto

Sobre la base de las conclusiones realizadas durante el coloquio del GSAP, en 2009 el GCI creó el Proyecto de Estabilización Sismorresistente (SRP, por sus siglas en inglés) con el objetivo de adaptar las líneas guía del GSAP para países en los que equipos, materiales y capacidades técnicas no están inmediatamente disponibles; proporcionando técnicas de estabilización sismorresistente económicamente viables y de tecnología simple, y programas de mantenimiento fáciles de implementar para edificios históricos en tierra que podrían mejorar el comportamiento sísmico y, a la vez, preservar su significado histórico.

El SRP fue concebido para ser llevado a cabo en cuatro etapas: (1) selección y evaluación constructiva de edificios tipo; (2) investigaciones experimentales y analíticas de edificios tipo seleccionados, incluidos ensayos de laboratorio y modelo numérico; (3) ensayos y modelado de estrategias de estabilización sismorresistente diseñadas para cada edificio tipo; e (4) implementación y diseminación de los resultados y métodos. Durante esta última etapa, el fin del SRP es proporcionar orientación

para las personas a cargo de la implementación (por ej., arquitectos, ingenieros y conservadores) y colaborar con las autoridades para asegurar la aceptación de las técnicas diseñadas. Por último, el SRP desarrollará un proyecto modelo en el que estas técnicas se podrían implementar como caso de estudio.

Perú fue la ubicación seleccionada para el proyecto debido al conocimiento adquirido y la experiencia en construcción en tierra y técnicas de estabilización sismorresistente para edificios históricos que allí se poseen; la existencia en ese país de socios potenciales para la implementación de estas técnicas en proyectos de conservación modelos; y trabajos anteriores llevados a cabo por el GCI (Cancino 2014).

Consecuentemente, en 2011, el GCI se asoció con el Ministerio de Cultura del Perú y la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) para desarrollar el SRP en Perú. El Departamento de Arquitectura e Ingeniería Civil de la University of Bath y el Departamento de Ingeniería Civil, Ambiental y Geomática de University College London (UCL) se asociaron al SRP del 2010 al 2012 y del 2013 al 2014, respectivamente. En 2014, la Universidad del Minho en Guimares, Portugal, se unió al SRP para asesorar en el refinamiento y mayor desarrollo del análisis numérico de los cuatro edificios tipo.

El personal de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la PUCP inició el estudio, los ensayos y la publicación de las construcciones en tierra sismorresistentes en la década de 1970 y ha sido una pieza clave en la promoción de la seguridad en este tipo de construcciones en el mundo. La colaboración del GCI y la PUCP se estableció durante la década de 1990 (Tolles, Kimbro y Ginell 2002). No obstante, fue la asociación en 2006 entre el GCI y la PUCP para un ensayo preliminar y estudio sobre el uso de la geomalla para reforzar construcciones en tierra que condujo a una serie de publicaciones (Vargas-Neumann, Torrealva y Blondet 2007).

Acerca de esta publicación

Durante la primera etapa del SRP, se identificaron, inspeccionaron y evaluaron cuatro edificios de tipo residencial y religioso de Perú. Cada edificio seleccionado es representativo de tipologías que necesitan soluciones de estabilización específicas con el potencial de aplicarse ampliamente en Perú y otras regiones sísmicas de América Latina. Los datos adquiridos a través de investigación histórica e inspecciones en el sitio produjeron una evaluación del sistema constructivo de cada tipología y están disponibles para que profesionales de conservación puedan consultarlas en el sitio web del GCI como parte de las publicaciones del SRP (Cancino y Lardinois 2012).

La segunda etapa se inició en 2011 y se enfocó en investigaciones experimentales y analíticas, incluidos los ensayos de laboratorio y el modelo numérico. Esta etapa demandó una cercana interacción entre las evaluaciones de construcción desarrolladas en la primera etapa, los ensayos experimentales y los análisis numéricos. Los modelos numéricos para los cuatro edificios tipo se desarrollaron primero en la University of Bath para representar el estado actual de cada uno de los edificios tipo. El desarrollo de los modelos se transfirió de Bath a UCL, que publicó una serie de estudios con la descripción de los resultados parciales (Ferreira et al. 2013; Ferreira y D'Ayala 2014; Fonseca y D'Ayala 2012a, 2012b). Actualmente, el GCI está trabajando con la Universidad del Minho como asesor para desarrollar modelos numéricos que ayuden a guiar la siguiente etapa del proyecto.

La presente publicación incluye el resumen y las conclusiones de los más de trescientos ensayos experimentales llevados a cabo de 2011 a 2014 en la PUCP para caracterizar los materiales y los

componentes estructurales de los cuatro edificios tipo. Los ensayos realizados se diseñaron y condujeron bajo la dirección de los autores principales de este informe de investigación como socios del SRP. Algunos de estos ensayos se realizaron por primera vez en materiales en tierra y/o componentes estructurales, lo que proporcionó información valiosa para el campo.

Los ensayos también proporcionan información valiosa para los modelos parciales y globales de cada uno de los edificios tipo que están actualmente en fase de mayor desarrollo. Los resultados parciales del programa de ensayos se publicaron en varias conferencias internacionales (Torrealva y Vicente 2012, 2014), sin embargo este informe pretende otorgar una descripción general y una comprensión más profunda del comportamiento mecánico de los materiales y los componentes estructurales de edificios históricos en tierra de Perú.

Referencias

- Cancino, Claudia. 2014. Estudio de daños a edificaciones históricas de tierra después del terremoto del 15 de agosto del 2007 en Pisco, Perú. Los Ángeles: Getty Conservation Institute. http://hdl.handle.net/10020/gci_pubs/damage_assess_esp
- Cancino, Claudia, y Sara Lardinois. 2012. Seismic Retrofitting Project: Assessment of Prototype Buildings. 2 vols. Los Ángeles: Getty Conservation Institute. http://hdl.handle.net/10020/gci_pubs/assess_prototype
- Ferreira, C. F., y D. D'Ayala. 2014. "Structural Analysis of Timber Vaulted Structures with Masonry Walls." En *Proceedings of the SAHC 2014 9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, Mexico City, Mexico, 14–17 October 2014*. Breslavia, Polonia.
- Ferreira, C. F., D. D'Ayala, J. L. Fernandez Cabo, y R. Díez. 2013. "Numerical Modeling of Historic Vaulted Timber Structures." *Advanced Materials Research*, 778, 517–25.
- Fonseca, C., y Dina D'Ayala. 2012a. "Numerical Modelling and Structural Analysis of Historical Ecclesiastical Buildings in Peru for Seismic Retrofitting." En *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, 15–17 October 2012*. Breslavia, Polonia.
- _____. 2012b. "Seismic Assessment and Retrofitting of Peruvian Earthen Churches by Means of Numerical Modeling." En *Proceedings of the Fifteenth World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa.
- Hardy, Mary, Claudia Cancino, y Gail Ostergren, eds. 2009. Proceedings of the Getty Seismic Adobe Project 2006 Colloquium: Getty Center, Los Angeles, April 11–13, 2006. Los Ángeles: Getty Conservation Institute. http://hdl.handle.net/10020/gci_pubs/gsap
- Tolles, E. Leroy, Edna E. Kimbro, y William S. Ginell. 2002. Planning and Engineering Guidelines for the Seismic Retrofitting of Historic Adobe Structures. GCI Scientific Program Reports. Los Ángeles: Getty Conservation Institute. http://hdl.handle.net/10020/gci_pubs/seismic_retrofitting_english
- Tolles, E. Leroy, Edna E. Kimbro, Frederick A. Webster, y William S. Ginell. 2000. Seismic Stabilization of Historic Adobe Structures: Final Report of the Getty Seismic Adobe Project. GCI Scientific Program Reports. Los Ángeles: Getty Conservation Institute. http://hdl.handle.net/10020/gci_pubs/seismic_stabilization
- Tolles, E. Leroy, Frederick A. Webster, Anthony Crosby, y Edna E. Kimbro. 1996. Survey of Damage to Historic Adobe Buildings after the January 1994 Northridge Earthquake. GCI Scientific Program Reports. Los Ángeles: Getty Conservation Institute. http://hdl.handle.net/10020/gci_pubs/damage_adobe_structures
- Torrealva Dávila, Daniel y Erika Vicente Meléndez. 2012. Proyecto de Reforzamiento Sísmico: Evaluación Experimental del Comportamiento Sísmico de Muros de Quincha del Centro Histórico de Lima—Perú. En *11th International Conference on the Study and Conservation of Earthen Architectural Heritage*. Lima, Perú.

- _____. 2014. "Experimental Behavior of Traditional Seismic Retrofitting Techniques in Earthen Buildings in Peru." En *Proceedings of the SAHC 2014 9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, Mexico City, Mexico, 14–17 October 2014*. Breslavia, Polonia
- Vargas-Neumann, Julio, Daniel Torrealva, y Marcial Blondet. 2007. *Construcción de casas saludables y sismorresistentes de adobe reforzado con geomallas—Zona de la costa* (1st-ed.). Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

CAPÍTULO 2

Propiedades de los materiales de la mampostería de adobe y de ladrillo

Introducción

Este capítulo presenta la metodología de los ensayos y los resultados de la investigación de las propiedades mecánicas de la mampostería de adobe y de ladrillo que se utilizan en algunos de los edificios tipo evaluados en el Proyecto de Estabilización Sismorresistente (SRP, por sus siglas en inglés). Los bloques de adobe y el mortero de tierra se utilizan como los principales materiales de construcción en las paredes de los cuatro edificios tipo. La mampostería de ladrillo con el mortero de cal se encuentra en la base del muro del Hotel El Comercio, así como alrededor de las puertas y las ventanas de la Catedral de Ica y el Hotel El Comercio. El objetivo de este conjunto de ensayos fue caracterizar las propiedades mecánicas de los materiales originales utilizados en los edificios tipo. No obstante, dada la dificultad de obtener materiales históricos originales de todos los sitios, los datos de ensayos de material histórico están complementados con ensayos de materiales nuevos, pero similares.

El material se obtuvo de tres de los cuatro edificios tipo (Catedral de Ica, Hotel El Comercio y Templo Santiago Apóstol de Kuñotambo); no se obtuvieron materiales de la Casa Arones de Cuzco. Además del Hotel El Comercio, se obtuvieron materiales de otros dos edificios en el centro histórico de Lima: la casa junto al Hotel El Comercio en Jr. Ancash (en adelante, Casa Ancash) y la Casa Welsch (fig. 2.1).

Los procedimientos de ensayo se ejecutaron siguiendo los estándares internacionales siempre que estos estuviesen disponibles. Debido a la fragilidad de los especímenes de adobe para ensayo, fue repetidamente necesario modificar el protocolo para realizar los ensayos de manera satisfactoria.

FIGURA 2.1.

Vista aérea del centro histórico de Lima, que indica las ubicaciones del Hotel El Comercio (1), la Casa Ancash (2) y la Casa Welsch (3). © 2013 Google. Imagen: © 2013 Digital Globe.



Por lo tanto, a continuación se presenta una breve descripción de cada ensayo, seguida de sus resultados y una breve conclusión.

Análisis del suelo

Las muestras de suelo se recogieron de los bloques de adobe en el Templo de Kuñotambo, la Catedral de Ica y el Hotel El Comercio. También se obtuvieron muestras de suelo del mortero de la Catedral de Ica y el Hotel El Comercio, pero no de Kuñotambo. No se realizaron análisis de suelo en el adobe o el mortero para la Casa Arones dado que no se pudo obtener material. Además, se recogieron muestras de suelo de otros dos edificios en Lima (Casa Welsch y Casa Ancash), cuyos resultados se proporcionan con fines comparativos. Para obtener una descripción general del tipo y la cantidad de muestras de suelo probadas por edificio, consulte la tabla 2.1.

TABLA 2.1.
Cantidad de ensayos realizados y origen del material sometido a ensayo para muestras de suelo.

Origen del material	Número de ensayos	
	Adobe	Mortero de barro
Templo de Kuñotambo	1	–
Catedral de Ica	2	2
Hotel El Comercio	1	1
Otros edificios en Lima	3	3

Distribución del tamaño de las partículas

DESCRIPCIÓN Y METODOLOGIA DE LOS ENSAYOS

La distribución del tamaño de las partículas del suelo de los bloques de adobe y el mortero de barro se identificó mediante un análisis de tamiz e hidrométrico. El análisis de tamiz se realizó para determinar la distribución de las partículas con un diámetro superior a 74 μm , y el método hidrométrico se utilizó para determinar la distribución de las partículas más finas. Los ensayos se realizaron siguiendo el Método de Ensayo Estándar de ASTM para el Análisis del Tamaño de las Partículas de los Suelos (ASTM D422).

RESULTADOS

Se proporcionan curvas granulométricas para la Catedral de Ica (fig. 2.2), el Hotel El Comercio (fig. 2.3) y los otros edificios de Lima (fig. 2.4). La figura 2.5 combina curvas granulométricas de los bloques de adobe; la figura 2.6 combina todas las curvas granulométricas para el suelo del mortero original.

DISCUSIÓN Y CONCLUSIÓN

En general, la composición del suelo de los bloques de adobe y los morteros presenta arcillas de baja plasticidad. Los suelos de la Catedral de Ica contienen más limo. Las cantidades de partículas gruesas y finas fueron similares en todos los casos (consulte las fig. 2.5 y 2.6): 30 a 40% para material grueso y 60 a 70% para material fino. La similitud de la distribución del tamaño de los granos del suelo que se utilizó para mortero y adobes en cada sitio confirma que tradicionalmente se utilizó el mismo suelo para hacer el mortero de barro y los adobes.

Las muestras de ensayo de Kuñotambo y el Hotel El Comercio poseen un bajo contenido de arcilla (10%), que es el límite inferior recomendado para bloques de adobe en la literatura (el Código de Adobe de Perú sugiere contenidos de arcilla del 10% al 20%) (Ministerio de Transportes 2000). El suelo de los otros edificios de Lima contiene aproximadamente del 15 al 20% de arcilla. Las mediciones del contenido de arcilla del suelo en los materiales de construcción de la Catedral de Ica variaron del 12% al 16%.

FIGURA 2.2.

Curva granulométrica para la Catedral de Ica, que muestra el mortero de barro (naranja) y el adobe (azul).

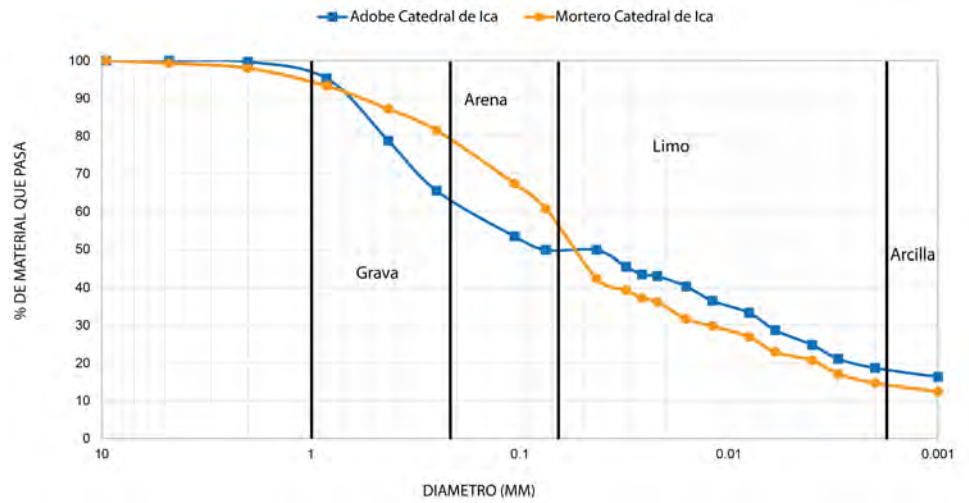


FIGURA 2.3.

Curva granulométrica para el Hotel El Comercio, que muestra el mortero de barro (verde) y el adobe (rojo).

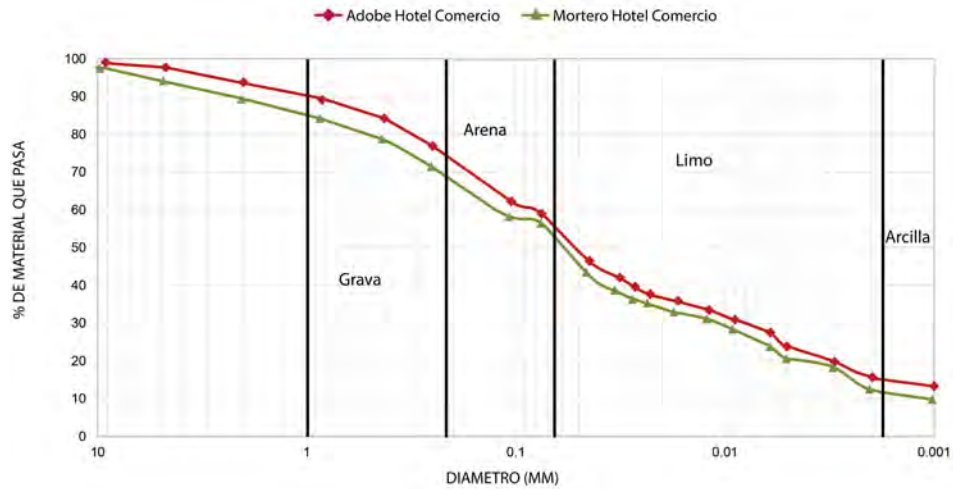


FIGURA 2.4.

Curvas granulométricas combinadas para la Casa Ancash, la Casa Welsch y el Hotel El Comercio.

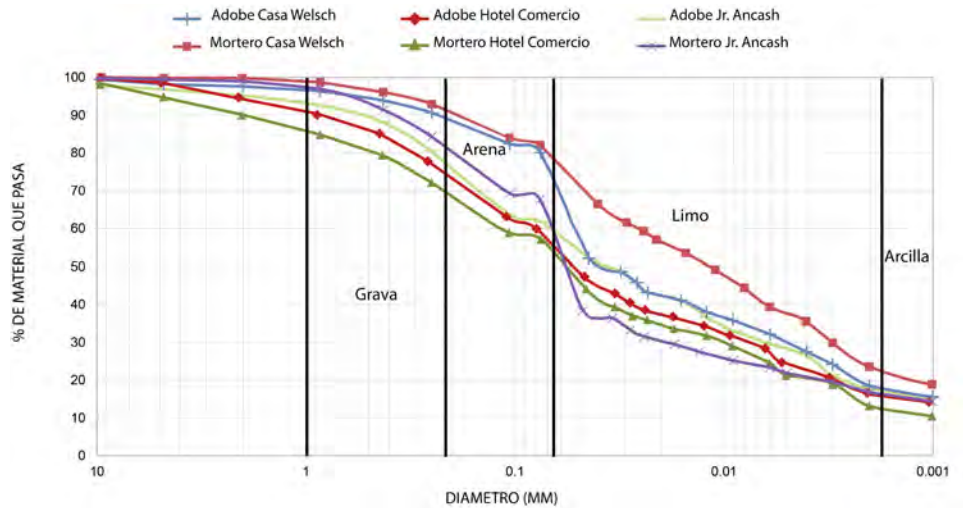


FIGURA 2.5.

Curvas granulométricas combinadas para todos los bloques de adobe.

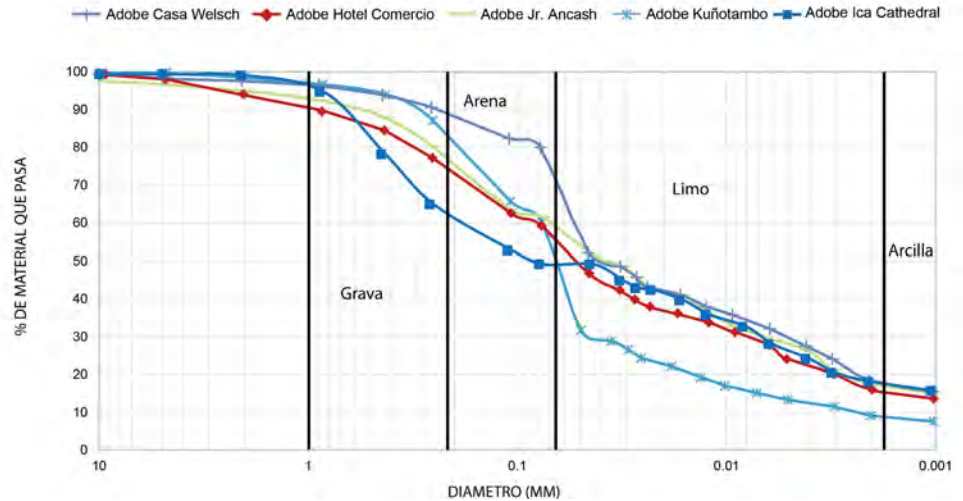
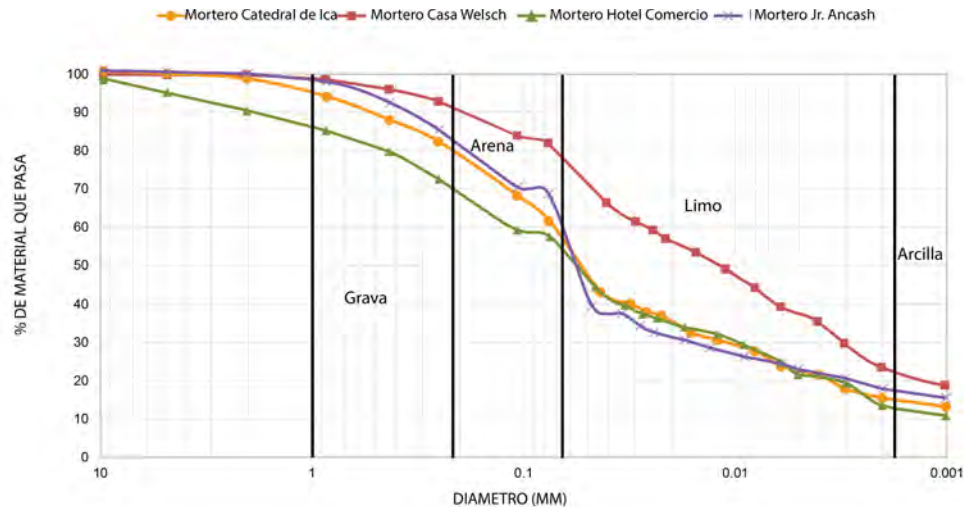


FIGURA 2.6.

Curvas granulométricas combinadas para el suelo del mortero original.



Límites de Atterberg

DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

Se determinaron los límites plástico, líquido y de contracción de un suelo de grano fino, también conocidos como límites de Atterberg. El límite plástico (PL, por sus siglas en inglés) es el contenido de agua, en porcentaje, de un suelo en el límite entre los estados plástico y semisólido. El límite líquido (LL, por sus siglas en inglés) es el contenido de agua, en porcentaje, de un suelo en el límite arbitrariamente definido entre los estados plástico y semilíquido. El límite de contracción (SL, por sus siglas en inglés) es el contenido de agua en el que una mayor pérdida de humedad no conducirá a una mayor reducción del volumen. Además, se determinaron el contenido de humedad inicial de las muestras y la gravedad específica del suelo. La gravedad específica es la relación de la masa de un volumen unitario de los sólidos del suelo respecto de la masa del mismo volumen de agua destilada libre de gases a 20 °C.

Los ensayos se realizaron mediante el Método de Ensayo Estándar de ASTM para el Límite Líquido, el Límite Plástico y el Índice de Plasticidad de los Suelos (ASTM D4318), y el Método de Ensayo Estándar de ASTM para Factores de Contracción de Suelos según el Método de Mercury (ASTM D427).

TABLA 2.2.

Resultados relacionados a los límites de Atterberg, el contenido de humedad, y la gravedad específica de suelo de grano fino.

Origen	Edificio	Fuente de material	UCSC	Contenido de humedad w %	Limite liquido LL	Limite plástico PL	Índice de plasticidad PI	Limite de contracción SL	Gravedad específica SG
Lima	Hotel el Comercio	Adobe	CL	0.06	0.32	0.2	0.12	0.15	2.65
	Casa Ancash			0.095	0.3	0.17	0.13	–	2.66
	Casa Welsh			0.041	0.27	0.16	0.11	0.13	2.64
Ica	Catedral de Ica	Mortero	CL-ML	0.038	0.26	0.19	0.07	0.15	2.66
Cuzco	Templo de Kuñotambo		CL	0.039	0.3	0.19	0.11	0.14	2.58
Lima	Hotel El Comercio		CL	CL	0.059	0.3	0.19	0.11	0.14
	Casa Ancash	0.115			0.32	0.18	0.14	0.12	2.64
	Casa Welsh	0.05			0.3	0.18	0.12	0.15	2.65
Ica	Catedral de Ica			0.037	0.27	0.18	0.09	0.15	2.67

RESULTADOS

En la tabla 2.2, se muestran los resultados relacionados con los límites de Atterberg, el contenido de humedad y la gravedad específica del suelo de grano fino.

CONCLUSIONES

Todos los suelos fueron catalogados como arcillas inorgánicas con una plasticidad baja a media (consulte la tabla 2.2), excepto para el suelo de la Catedral de Ica, que se ubica entre el grupo de arcillas inorgánicas y limos inorgánicos según la clasificación de suelos de Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS, por sus siglas en inglés) (ASTM International 2006, 8).

Bloques de adobe

FIGURA 2.7.

(a) Cubos de muestra de adobe.
(b) Resistencia a la compresión uniaxial de las muestras en una máquina MTS bajo desplazamiento controlado.

Metodología y descripción de los ensayos

La resistencia a la compresión uniaxial de los bloques de adobe se probó en cubos de aproximadamente 10 × 10 × 10 cm (fig. 2.7). Los cubos fueron ensayados mediante una máquina de sistema de ensayo de materiales por control de desplazamiento (MTS, por sus siglas en inglés). Las partes superiores e inferiores de los cubos se cubrieron con una fina capa de yeso para asegurar una



superficie de ensayo nivelada. Los bloques se recogieron dentro de los edificios históricos, pero se desconoce su origen exacto, antigüedad y estado de deterioro. Los bloques de la Catedral de Ica se obtuvieron de una pila de escombros dentro de la catedral; los bloques del Hotel El Comercio se recogieron del área colapsada en la parte posterior del edificio. Un bloque de adobe se encontró en la sacristía de Kuñotambo. Ninguno de los bloques históricos de adobe contenía paja. La tabla 2.3 proporciona el número de ensayos realizados para cada edificio. Además, se debe tener en cuenta que fue necesario cortar los bloques de adobe para obtener muestras de ensayo relevantes, lo que pudo haber afectado los resultados. No se registró ninguna deformación.

TABLA 2.3.
Cantidad de ensayos realizados en los cubos y origen del material.

Origen del material	Numero de ensayos
Templo de Kuñotambo	4
Catedral de Ica	5
Hotel El Comercio	5
Otros edificios en Lima	5

Resultados y conclusión

La resistencia a la compresión de los bloques de adobe difiere según la ubicación geográfica. Los bloques de adobe de la Catedral de Ica presentan los valores más bajos, con una resistencia a la compresión media de 0.59 MPa. Este valor es significativamente inferior al promedio obtenido para los bloques de los tres edificios en el centro de Lima, de aproximadamente 1.51 MPa. Sin embargo, se debe tener en cuenta que, excepto por las muestras del Hotel El Comercio, las demás eran de solo 7 cm de alto, lo que pudo incrementar levemente su resistencia a la compresión.

La resistencia a la compresión media de los bloques de adobe de Kuñotambo es de 0.71 MPa. No obstante, este valor se debe tratar con gran cuidado, dado que puede no ser representativo. Existen dos motivos: primero, todas las muestras de ensayo se obtuvieron de un único bloque de adobe, y segundo, los resultados para el mismo bloque varían enormemente, de 0.48 a 0.87 MPa. Esta variación posiblemente es el resultado de imperfecciones del bloque o del daño a ciertos elementos debido al corte de las muestras.

En general, las diferencias entre los valores obtenidos de los diferentes sitios se pueden atribuir a una variedad de factores, tales como la composición del suelo, el proceso de producción, el deterioro en el tiempo o el tamaño de la muestra. Por ejemplo, la ciudad de Ica experimentó varias inundaciones a lo largo de la historia que afectaron grandes porciones de los muros de adobe. Sin embargo, se desconoce si las muestras estuvieron efectivamente expuestas a estas inundaciones repetidas. Por lo tanto, no es posible vincular certeramente las diferencias en la resistencia con la composición del suelo o las condiciones ambientales.

El Código de Adobe de Perú para los nuevos edificios de adobe, el Reglamento Nacional de Construcciones (E.080), establece la resistencia a la compresión del bloque de adobe mínima para una construcción nueva en 1.20 MPa (Ministerio de Transportes 2000). Los bloques de adobe ensayados en las distintas ubicaciones de Lima cumplen con este criterio mínimo, mientras que las muestras de la Catedral de Ica y Kuñotambo promedian solo la mitad de este valor de resistencia a la compresión. Sin embargo, los ensayos de materiales similares realizados en bloques de adobe cortados extraídos de edificios históricos de Ecuador mostraron una resistencia a la compresión en el mismo intervalo bajo, con resistencias de 0.4 a 0.6 MPa (Haesebrouck y Michiels 2011). La resistencia a compresión de los bloques de adobe tanto de la Catedral de Ica como de Kuñotambo está en el límite más bajo, comparada con valores referidos a adobes nuevos que se encuentran en la literatura (Ottazzi et al. 1989).

Muretes de adobe

La mampostería de adobe está compuesta de bloques de adobe y mortero de barro; por lo tanto, se cuantifican también las propiedades de la mampostería en su conjunto. Se realizaron ensayos de compresión axial en pilas de adobe para determinar la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad de la mampostería (tablas 2.4 y 2.5). Asimismo, se realizaron ensayos de compresión diagonal en muretes de adobes para analizar la capacidad de esfuerzo cortante y el módulo de corte de la mampostería. Los ensayos de corte-compresión en tripletes se llevaron a cabo para determinar los valores de cohesión y ángulo de fricción de la mampostería de adobe, en la interfaz entre adobe y ladrillo, y en la interfaz entre adobe y piedra.

TABLA 2.4.

Resultados del ensayo de compresión axial para determinar la resistencia a la compresión media de la mampostería.

N°	Origen	Dimensiones					Área cm ²	Carga máxima kN	Resistencia a la compresión MPa	Resistencia a la compresión media MPa
		a cm	x	b cm	x	h cm				
01	Catedral de Ica	9.5	x	10.0	x	9.0	95.0	6.20	0.65	0.59
02		9.8	x	9.9	x	9.0	97.0	5.70	0.59	
03		9.8	x	10.0	x	8.9	98.0	6.39	0.65	
04		9.9	x	9.9	x	8.9	98.0	6.06	0.62	
05		9.8	x	9.9	x	8.9	97.0	4.21	0.43	
01	Hotel El Comercio	9.9	x	10.0	x	8.7	99.0	16.34	1.65	1.67
02		9.9	x	9.9	x	8.8	98.0	14.97	1.53	
03		10.0	x	10.0	x	8.9	100.0	15.90	1.59	
04		9.8	x	9.9	x	8.8	97.0	17.81	1.84	
05		9.9	x	9.9	x	8.8	98.0	17.09	1.74	
01	Otros edificios en Lima	10.1	x	10.0	x	7.1	101.0	14.65	1.45	1.35
02		10.0	x	9.9	x	7.1	99.0	12.57	1.27	
03		9.9	x	10.0	x	7.0	99.0	14.20	1.43	
04		10.0	x	9.9	x	7.1	99.0	12.70	1.28	
05		10.0	x	10.0	x	7.1	100.0	13.28	1.33	
01	Templo de Kuñotambo	13.3	x	13.0	x	14.3	172.9	14.61	0.84	0.71
02		13.6	x	13.8	x	14.7	187.7	12.23	0.65	
03		13.4	x	13.2	x	14.5	176.9	8.51	0.48	
04		13.5	x	13.5	x	14.6	182.3	15.90	0.87	

TABLA 2.5.

Resultados del ensayo de compresión axial para determinar el módulo de elasticidad.

Especimen	Origen	Dimensiones					Área mm ²	Resistencia a la compresión			Módulo de elasticidad	
		a mm	x	b mm	x	h mm		Carga kN	Esfuerzo MPa	Esfuerzo MPa	MPa	MPa
01	Catedral de Ica	200	x	150	x	435	30000	14.0	0.47		57.1	64.0
02	Catedral de Ica	200	x	150	x	430	30000	14.4	0.48	0.46	65.1	
03	Catedral de Ica	200	x	150	x	435	30000	13.3	0.44		69.7	
04	Casa Welsch	200	x	180	x	500	36000	14.1	0.39	0.49	38.3	38.8
05	Casa Welsch	155	x	135	x	410	20925	12.2	0.58		39.4	
06	Hotel El Comercio	200	x	145	x	520	29000	12.2	0.42	0.39	57.5	50.2
07	Hotel El Comercio	200	x	145	x	20	29000	10.6	0.36		42.8	
08	Casa Ancash	205	x	150	x	515	30750	23.3	0.76	0.76	94.3	94.3

Ensayos de compresión axial de los muretes de adobes

DESCRIPCIÓN Y METODOLOGÍA DE LOS ENSAYOS

Se realizaron ensayos de compresión axial en pilas de mampostería de adobe para determinar la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad de los muretes de adobes. Se colocó una capa de yeso en la superficie de las pilas para evitar concentraciones de esfuerzos debidas a la irregularidad de la mampostería. Los ensayos de compresión se llevaron a cabo en una máquina MTS por control de fuerza a una velocidad de carga de 1.5 kN/min. La deformación vertical se midió mediante un transformador diferencial de variación lineal (LVDT, por sus siglas en inglés), que es un instrumento para medir desplazamientos. Se calculó el módulo de elasticidad, o módulo E, de la mampostería mediante la división del nivel de esfuerzo a un tercio del esfuerzo máximo por la deformación correspondiente.



FIGURA 2.8. Ensayo de compresión en la pila de adobe. Se observan grietas verticales en las unidades y en el mortero.

RESULTADOS Y CONCLUSIÓN

El modo de falla para todos los especímenes fue un patrón de grietas verticales extendido a través de los bloques y el mortero, como se puede observar en la figura 2.8. Las pilas de la Catedral de Ica proporcionaron resultados consistentes (variación de menos del 10%), con una resistencia a compresión media de 0.46 MPa. La resistencia a compresión media de la mampostería del Hotel El Comercio fue de 0.39 MPa. La mampostería de los otros edificios de Lima tenía una resistencia a compresión de 0.39 a 0.76 MPa. En general, los valores obtenidos para las pilas de mampostería estuvieron en el mismo rango. El valor admisible de la resistencia a compresión en el Código de Adobe de Perú E-080 es de 0.2 MPa, mientras los valores de análisis experimentales para la mampostería de adobe nueva de Perú están entre 0.77 y 3.72 MPa (Vargas y Ottazzi 1981; Vargas, Bariola y Blondet 1983; Vargas et al. 1986).

Los valores de la resistencia a compresión de las pilas de mampostería fueron significativamente más bajos que los valores medios de los bloques individuales. Para la Catedral de Ica, la resistencia a compresión de las pilas de mampostería fue el 22% más baja que la resistencia a compresión media de los bloques individuales. Los valores de resistencia a compresión para la mampostería de Lima fueron aproximadamente el 75% más bajos que los valores medios de los bloques individuales. Estas grandes reducciones en la resistencia se pudieron atribuir en parte a las diferentes alturas de las muestras, dado que las pilas más altas y delgadas tienen menos confinamiento lateral. Estos resultados dan a entender que se debe tener gran cuidado al extrapolar los valores de ensayos de compresión de los bloques para las propiedades de la mampostería de adobe, dado que los ensayos de compresión de los bloques pueden proporcionar sobrestimaciones significativas de la resistencia actual a la compresión de la mampostería.

El módulo de elasticidad, o módulo E, muestra valores dispersos, con los valores más bajo (38 MPa) y más alto (94 MPa) correspondientes a los edificios de Lima. Los valores obtenidos para E se deben manejar con gran cuidado dado que el material histórico es extremadamente frágil y la deformación elástica de las pilas de adobe es muy pequeña, lo que complica severamente una estimación precisa de su valor. Sin embargo, para la Catedral de Ica, se obtuvieron resultados bastante consistentes con un módulo de elasticidad medio de 64 MPa. Para el Hotel El Comercio, se obtuvo un módulo de elasticidad medio de 50 MPa. Estos valores caen en el rango inferior de los valores informados en la bibliografía, que varían enormemente de 33 a 448 MPa.

Ensayos de corte-compresión de los tripletes de mampostería

DESCRIPCIÓN Y METODOLOGÍA DE LOS ENSAYOS

Se probaron la cohesión y el ángulo de fricción de la mampostería a través de un ensayo combinado de compresión y corte. En este procedimiento, se aplicó primero una fuerza vertical en el triplete, seguida

de una fuerza horizontal ejercida en el bloque central hasta que ocurrió la falla (fig. 2.9). Se consideraron tres tipos de tripletes, todos los cuales utilizaron el mismo mortero de barro obtenido del suelo de la Catedral de Ica, mezclado con arena y paja (1 parte de arena, 3 partes de suelo, 1 parte de paja):

- Adobe/adobe: se realizaron tres tripletes de los bloques originales de adobe de Ica; doce tripletes fueron hechos de bloques de adobe nuevos.
- Adobe/ladrillo: estos tripletes fueron hechos de bloques originales de adobe y ladrillos obtenidos del Hotel El Comercio.
- Adobe/piedra: estos tripletes se realizaron con de piedras originales del Hotel El Comercio.

FIGURA 2.9.

Ensayo de corte-compresión realizado en tres tipos de tripletes: (a) adobe/adobe; (b) adobe/ladrillo; (c) piedra/adobe.



Las dimensiones de los bloques de adobe fueron de $13 \times 30 \times 10$ cm (fig. 2.7). El grosor de las juntas del mortero de barro fue de 2 cm. La velocidad de carga horizontal fue de 150 N/s, de acuerdo con el Estándar Británico BS EN 1052-3 (Institución de Estándares Británicos 2002).

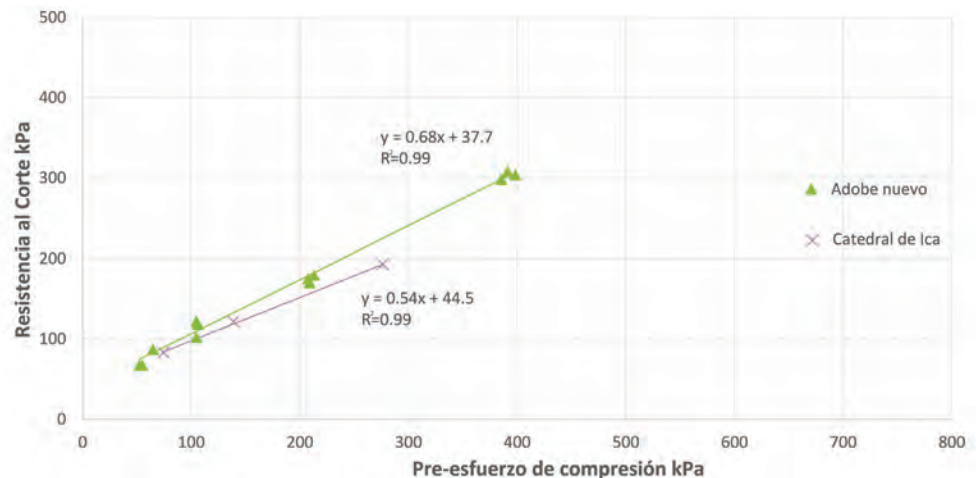
Los valores de cohesión y ángulo de fricción se obtuvieron a partir de la medición del esfuerzo normal (σ) y el esfuerzo al cortante (τ) en la falla para los varios conjuntos de tripletes. Cada triplete probado proporcionó un punto de datos, que luego se trazó en un gráfico de esfuerzo normal frente al esfuerzo al cortante. La pendiente de la línea de regresión a través de estos puntos de datos corresponde al ángulo de fricción de la interfaz, mientras la intersección corresponde a la cohesión.

RESULTADOS Y CONCLUSIÓN

Los ensayos de corte-compresión en los tripletes proporcionaron resultados consistentes que permiten estimaciones claras a realizarse a partir de la cohesión y del ángulo de fricción de la mampostería. Los bloques de adobe/adobe y adobe/ladrillo exhibían un patrón de falla similar: un deslizamiento en la interfaz entre el mortero de barro y el adobe. Esto se refleja en los valores obtenidos para cohesión y ángulo de fricción, que son similares. Los valores de cohesión y ángulo de fricción para la mampostería nueva de adobe son de 38 kPa y de 34.38 grados, respectivamente. Los especímenes con material histórico de la Catedral de Ica poseen un valor de cohesión de 45 kPa y un ángulo de fricción de 28.65 grados. Los valores de cohesión y ángulo de fricción obtenidos para los tripletes de adobe/ladrillo fueron de 38 kPa y de 36.67 grados, respectivamente; estos son casi idénticos a los valores obtenidos para la mampostería nueva de adobe/adobe. Se puede notar además que las líneas de regresión se ajustan a las muestras extremadamente bien, con valores R^2 del 98% y más altos (fig. 2.10, 2.11).

FIGURA 2.10.

Gráfico que muestra la curva de corte-compresión para los tripletes de adobe/adobe.



Los tripletes de adobe/piedra fallaron en la interfaz entre el adobe y la piedra, lo que generó valores de cohesión y ángulo de fricción de 65 kPa y de 25.78 grados, respectivamente. Este ángulo de fricción de la mampostería de adobe/piedra es de esta manera inferior al observado en las interfaces de adobe/adobe y adobe/ladrillo porque la interfaz de falla ya no se encuentra entre el adobe y el mortero de barro sino a lo largo del mortero de barro y la piedra. La adherencia inferior del mortero de barro respecto de la piedra, comparada con el adobe o el ladrillo, se puede explicar a través de la baja porosidad de la piedra. También se puede observar en la figura 2.12 que la curva de regresión no coincide con los puntos de datos para la interfaz de mortero de barro-adobe, mayormente debido a los valores bajo una compresión previa más alta que distorsiona el trazado. Ignorar estos puntos de datos podría conducir a un valor de cohesión inferior más realista, como el observado para otros tripletes (fig. 2.13).

FIGURA 2.11.
Gráfico que muestra la curva de corte-compresión para los tripletes de adobe/ladrillo.

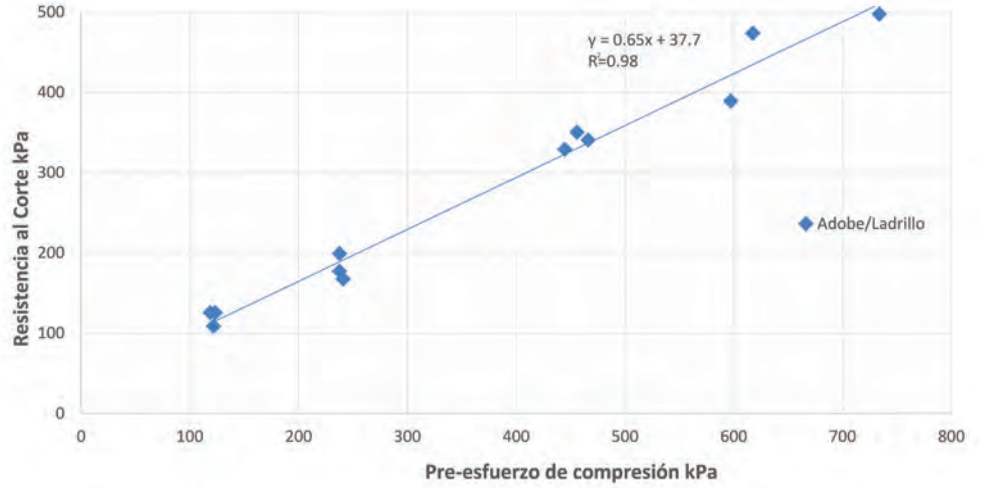


FIGURA 2.12.
Gráfico que muestra la curva de corte-compresión para los tripletes de piedra/adobe.

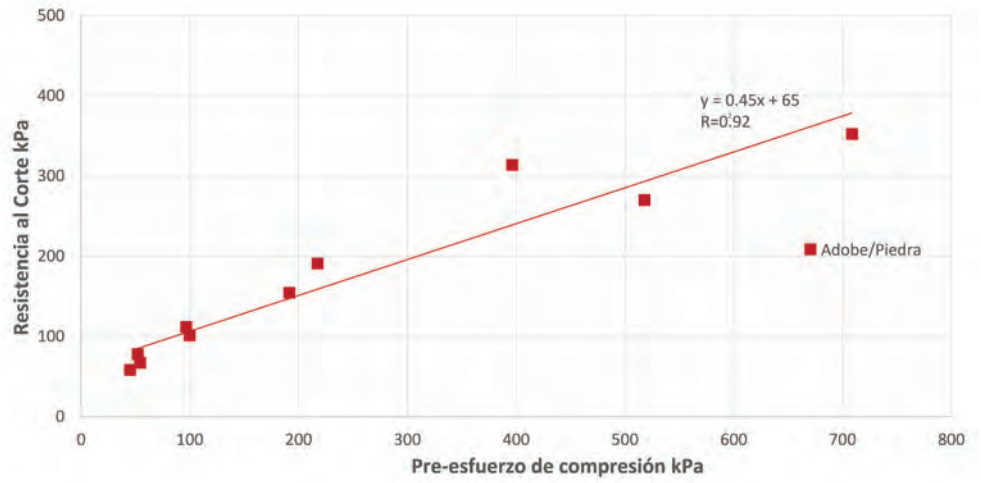
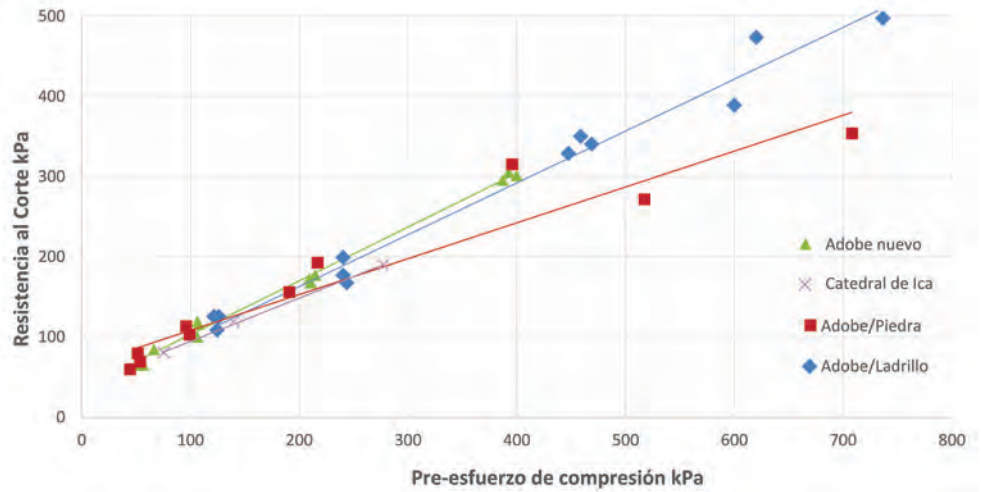


FIGURA 2.13.
Gráfico que muestra la comparación de los resultados para todos los tripletes.



Ensayos de compresión diagonal de los muretes de adobes

Los ensayos de compresión diagonal se ejecutaron en muretes de adobes que habían sido rotados de manera que las juntas del mortero estuvieran inclinadas a 45 grados respecto del eje horizontal; los resultados se muestran en la tabla 2.6. Estos ensayos probaron no ser concluyentes debido a la extrema fragilidad de los especímenes, lo que causó que varios fallaran cuando se los ubicó en posición de ensayo. Asimismo, no hubo consistencia en el mecanismo de falla, aun cuando el ensayo está diseñado para generar un patrón de grietas de extensión vertical desde el ángulo superior hasta el ángulo inferior. Por lo tanto, los resultados de estos ensayos variaron enormemente, con valores registrados para una resistencia a la compresión-corte de 0.01 a 0.05 MPa (una variación del 500%). Estos valores caen dentro de un amplio rango de resistencia a corte para material original de adobe que varía entre 0.026 y 0.109 MPa (Vargas y Ottazzi 1981; Vargas et. al. 1986; Torres y Alva 1983; Varum et al. 2006; Yamin et al. 2004; Ottazzi et al. 1989; Vargas, Bariola y Blondet 1983). La resistencia a corte prescrita en el Código de Adobe de Perú para nuevos edificios es de 0.025 MPa.

TABLA 2.6.

Resultados del ensayo de compresión diagonal en muretes de adobes.

N°	Origen	Dimensiones					Área mm ²	Resistencia a corte	
		a mm	x	b mm	x	e mm		Carga kN	Esfuerzo MPa
01	Otros edificios en Lima	425	x	415	x	190	112862.24	3.757	0.033
02	Otros edificios en Lima	410	x	420	x	200	117388.24	5.868	0.050
03	Hotel El Comercio	425	x	400	x	155	90462.79	1.240	0.014
04	Catedral de Ica	415	x	375	x	150	83899.49	0.858	0.010
05	Catedral de Ica	416	x	375	x	145	81210.49	3.464	0.043
06	Catedral de Ica	410	x	430	x	150	89120.70	2.639	0.030

Mampostería de ladrillo

Ensayos de bloques de ladrillo

La resistencia a compresión de los bloques de ladrillo obtenidos del Hotel El Comercio se determinó sobre la base del Estándar Peruano E-070, Norma Técnica de Edificación E.070 de Albañilería de Perú (Ministerio de Transportes 2006a). Se realizaron cinco ensayos en ladrillos de aproximadamente 25 × 13 × 5 cm (fig. 2.14). La resistencia a compresión media fue de 12.51 kN (tabla 2.7). Esta resistencia a compresión de los bloques originales de ladrillo es similar a los valores prescritos en el código peruano para los ladrillos industriales.

Ensayos de compresión axial de las pilas de ladrillo

También se realizaron ocho ensayos de compresión axial de las pilas de ladrillo. Cinco de estas pilas se extrajeron directamente de una base expuesta del Hotel El Comercio; las tres pilas restantes se construyeron con ladrillos del Hotel El Comercio usando un nuevo mortero de cal. El mortero tenía una relación de arena y cal de 1:2 y una resistencia a la compresión media de 3.66 MPa (medida en 9 muestras).

La resistencia a la compresión promedio para las pilas de ladrillo histórico fue de 1.7 MPa, un valor muy bajo comparado con la resistencia a compresión media de las pilas reconstruidas (6 MPa) (tabla 2.8). Las pilas originales del Hotel El Comercio consistían en ladrillos en un buen estado de conservación, pero el mortero de arena y cal era heterogéneo y frágil y tenía poca adherencia al

FIGURA 2.14.

Bloques de ladrillo del Hotel El Comercio usados en el ensayo de resistencia a la compresión.



TABLA 2.7.

Resultados del ensayo de compresión axial en bloques de ladrillo del Hotel El Comercio.

N°	Origen	Dimensiones				Carga kN	Resistencia a la compresión		
		a cm	x	b cm	x		h cm	MPa	Promedio MPa
01	Hotel El Comercio	26.6	x	13.4	x	5.3	403.8	11.3	12.5
02		26.9	x	13.4	x	5.2	409.3	11.4	
03		26.3	x	13.5	x	5.4	490.6	13.9	
04		25.9	x	13.2	x	4.8	434.1	12.7	
05		26.4	x	13.5	x	5.5	471.4	13.8	

TABLA 2.8.

Resultados del ensayo de compresión axial en ocho pilas de ladrillo adicionales, comparando el ladrillo histórico con las pilas con mortero nuevo.

N°	Origen	Dimensiones				Área mm ²	Resistencia a la compresión			Módulo de elasticidad MPa	
		a mm	x	b mm	x		h mm	Carga kN	Esfuerzo MPa		Esfuerzo medio MPa
01	Hotel El Comercio	130	x	300	x	378	39000	47.1	1.21	1.70	99
02		150	x	300	x	370	45000	65.4	1.45		38
03		140	x	300	x	385	42000	63.6	1.52		199
03		160	x	300	x	265	48000	87.8	1.83		199
05		140	x	300	x	254	42000	103.7	2.47		99
07	Nuevo mortero	255	x	128	x	420	32640	211.1	6.47	6.04	579
07		260	x	130	x	420	33800	166.2	4.92		455
08		260	x	130	x	420	33800	227.5	6.73		642



FIGURA 2.15.

Pila de ladrillo (a) recortada de una parte del muro de mampostería; pila de ladrillo (b) extraída del Hotel El Comercio para ensayo de compresión axial.

ladrillo, lo que daba como resultado una compresión baja (fig. 2.15). El código peruano E-070 para mampostería establece que la resistencia a la compresión de las pilas con mortero de cemento varía entre 3.5 y 11.0 MPa en función del tipo de ladrillo, lo cual es consistente con los resultados obtenidos. El módulo de elasticidad de las pilas de mampostería histórica no se pudo medir exactamente, dado que las mediciones variaron de 38 a 199 MPa (más del 500%). El módulo de elasticidad de las nuevas pilas de ladrillo construidas fue de 558 MPa.

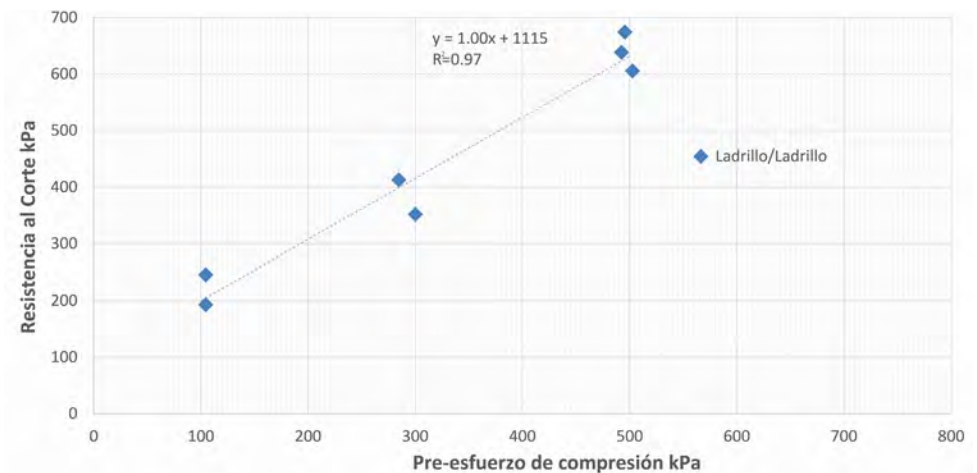
Los valores de la resistencia a la compresión de la mampostería original fueron inferiores en comparación con los valores establecidos en el código peruano para mampostería nueva. Los especímenes reconstruidos con ladrillos originales y nuevos cumplen con los criterios mínimos especificados en el código peruano. Se puede concluir que la calidad de la mampostería está determinada por la calidad del mortero. Dado que el mortero de la mampostería original estaba severamente deteriorado, esto afectó los resultados significativamente.

Ensayos de corte-compresión de la mampostería de ladrillo

Los ensayos de corte-compresión se llevaron a cabo para obtener valores de cohesión y ángulo de fricción, dado que los ensayos de compresión diagonal no fueron concluyentes para la mampostería de adobe. Se construyeron nueve especímenes, cada uno consistente en tres ladrillos del Hotel El Comercio y el mismo mortero de cal utilizado para el ensayo de compresión axial. Los especímenes

FIGURA 2.16.

Gráfico que muestra la curva de corte-compresión para los tripletes de ladrillo.



se probaron sesenta y cinco días después de la construcción. El valor de cohesión obtenido fue de 111 kPa y el ángulo de fricción fue de 57.30 grados, como se ve en la figura 2.16.

Conclusiones

Se realizó una variedad de ensayos para caracterizar la mampostería de adobe y sus componentes para sitios históricos de Perú. Se obtuvieron correctamente los datos sobre la resistencia de la mampostería a la compresión, sobre la cohesión y el ángulo de fricción. Resultó difícil lograr una medición precisa del módulo de elasticidad de la mampostería de adobe, y varios intentos fueron fallidos debido a la inherente fragilidad del material adobe. No obstante, el programa de ensayos proporcionó un rango de valores estimativos para el módulo de elasticidad.

Dado que se probaron pilas de adobe así como bloques individuales de adobe en compresión uniaxial, fue posible comparar los resultados de ambos conjuntos de ensayos. Mientras que la resistencia de los bloques de adobe correspondió a los valores esperados de la literatura, los valores mucho más bajos de resistencia a la compresión de las pilas de mampostería de adobe indican que los ensayos de bloques de adobe pueden conducir a una subestimación de la resistencia a la compresión de la mampostería. Sin embargo, se debe tener en cuenta que las pilas de mampostería eran muy delgadas y no estaban confinadas, lo que pudo impactar significativamente en los resultados.

Los ensayos de corte-compresión en los tripletes de adobe y ladrillo se llevaron a cabo por primera vez en Perú. Los ensayos proporcionaron datos consistentes que permitieron la extracción de valores de cohesión y ángulo de fricción de la mampostería. Los ensayos también indicaron que el vínculo más débil en los tripletes de adobe fue la interfaz entre los bloques de adobe y el mortero de barro. La consistencia de estos resultados contrasta completamente con los datos obtenidos del ensayo de compresión diagonal tanto para la mampostería de adobe como de ladrillo. En el ensayo de compresión diagonal, los valores medidos así como los mecanismos de falla observados variaron excesivamente, haciendo imposible extraer datos confiables. Por lo tanto, se sugiere que los investigadores consideren utilizar el ensayo de corte-compresión en lugar del ensayo de compresión diagonal en una investigación posterior.

También se probó la resistencia a la compresión de la mampostería histórica de ladrillo obtenida del Hotel El Comercio. Los resultados indicaron que la resistencia de la mampostería está determinada por la calidad del mortero, que estaba muy deteriorado para las muestras de ensayo obtenidas del Hotel El Comercio.

Finalmente, se debe tener en cuenta que la variación en los resultados de la mampostería de adobe fue relativamente grande en varios ensayos. Esto se debió a la heterogeneidad inherente del material y el suelo, así como a la fragilidad del material adobe. Esto afectó particularmente los valores obtenidos del módulo de elasticidad. Dado que este valor tiende a ser un parámetro importante en el modelo numérico, se aconseja a los investigadores *no* confiar únicamente en los datos obtenidos en este informe y, en su lugar, realizar un análisis paramétrico para evaluar el efecto de la variación de este parámetro. Los valores informados, provenientes de los ensayos y la bibliografía, se pueden utilizar como puntos de partida.

Referencias

- ASTM International. 2006. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). ASTM D2487. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM International. 2007. Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils (Withdrawn 2016), ASTM D422-63(2007) e2. West Conshohocken, PA: ASTM International.

- ASTM International. 2017. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils, ASTM D4318-17e1. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM International. 2018. Standard Classification of Peat Samples by Laboratory Testing, ASTM D4427-18. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- British Standards Institution. 2002. Methods of Test for Masonry, Part 3: Determination of Initial Shear Strength. BS EN 1052-3. Londres: BSI Group.
- Haesebrouck, L., y T. Michiels. 2011. "Improving Durability of Adobe: A Case Study for Cuenca, Ecuador." Tesis de master, Universidad de Leuven, Bélgica.
- Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción. 2000. ININVI: Adobe Construction. Technical Standard for Adobe Building. Special Disposition for Seismic-resistant Adobe Building. NTE E-080. Lima: Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción.
- _____. 2006a. Albañilería. NTE E-070. Lima: Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción.
- Ottazzi, G. P., J. F. L. Yep, M. S. Blondet, M. G. Villa-García, y J. F. Ginocchio. 1989. Ensayos de simulación sísmica de viviendas de adobe. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Departamento de Ingeniería.
- Torres, R., y J. Alva. 1983. Propiedades físico-mecánicas de adobes no estabilizados utilizados en el Perú. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, Departamento de Estructuras y Construcción.
- Vargas, J., y G. Ottazzi. 1981. Investigaciones en adobe. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Departamento de Ingeniería, Sección Ingeniería Civil.
- Vargas, J., J. Bariola, y M. Blondet. 1983. Informe final del proyecto resistencia sísmica de la mampostería de adobe. Convenio AID-PUCP. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Departamento de Ingeniería, Sección Ingeniería Civil.
- Vargas, J., J. Bariola, M. Blondet, y P. K. Mehta. 1986. "Seismic Strength of Adobe Masonry." *Materials and Structures* 19 (4): 253–58. <https://doi.org/10.1007/BF02472107>
- Varum, H., A. Costa, H. Pereira, y J. Almeida. 2006. "Comportamento estrutural de elementos resistentes em alvenaria de adobe." Artículo presentado en TerraBrasil 2006: I Seminário Arquitetura e Construção com Terra no Brasil / IV Seminário Arquitetura de Terra em Portugal, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil, Noviembre 2006.
- Yamin, L., C. Phillips, D. Reyes, y D. Ruiz. 2004. "Seismic Behavior and Rehabilitation Alternatives for Adobe and Rammed Earth Buildings." En *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, BC. Bogotá: CITEC, Universidad de Los Andes.

CAPÍTULO 3

Caracterización de los elementos de madera

Introducción y metodología

Los principales componentes estructurales del Hotel El Comercio y la Catedral de Ica son la mampostería y madera. En el Hotel El Comercio, el segundo y el tercer piso están hechos de quincha, un sistema de construcción aligerado que está compuesto por una estructura de madera rellena con caña y barro. En la Catedral de Ica, la estructura del techo está hecha en su totalidad de madera con una cobertura en tierra y una capa exterior de mampostería de adobe y ladrillo cocido. La madera es una parte vital de estas estructuras; por lo tanto, es importante identificar las especies utilizadas y cuantificar sus propiedades mecánicas. Los ensayos descritos en este capítulo fueron llevados a cabo por un equipo de expertos en madera en el Laboratorio de Anatomía e Identificación de la Madera y el Laboratorio de Tecnología de la Madera de la Universidad Nacional Agraria La Molina (UNALM), con la participación de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).

Las muestras de ensayo se recogieron dentro del Hotel El Comercio y la Catedral de Ica. Solo se seleccionaron las muestras sin deterioro o daño visible. La identificación anatómica de la madera se realizó de acuerdo con los siguientes estándares: Normas de Procedimientos en Estudios de Anatomía de la Madera—Angiospermas (Coradin y Bolzon de Muniz 1991), Lista de las Características Microscópicas para la Identificación de Madera Duras (Baas, Gasson y Wheeler 1989), y Norma de la Comisión Panamericana de Normas Técnicas (COPANT 1974): “Método para la Descripción de las Características Generales, Macroscópicas y Microscópicas de la Madera Angiospermas Dicotiledóneas”. Además, se ejecutaron los ensayos de laboratorio para identificar las propiedades mecánicas según ASTM D143-09, Métodos de Ensayo Estándar para Pequeños Especímenes Limpios de Madera (ASTM 2009).

Distribución de la madera

Catedral de Ica

Como se mencionó anteriormente, la Catedral de Ica posee un perímetro de mampostería, pero toda la estructura de pilares, bóvedas y cúpulas sostenidas con vigas está completamente construida con elementos de madera. Una capa de caña cubierta con un revoque de barro y cal está clavada a estos elementos de madera. Las dos torres de la iglesia también están hechas de madera sostenida por una base de ladrillo. La figura 3.1 muestra el esquema estructural general de la Catedral de Ica, incluidos los elementos de madera. La investigación mostró que tres especies de madera fueron empleadas predominantemente en la catedral: huarango (*Prosopis sp.*), sapele (*Entandrophragma sp.*) y cedro (*Cedrela odorata L.*). La distribución está determinada por la utilización de las diferentes especies por cada elemento estructural:

- Las vigas y las columnas de las torres están hechas de huarango.
- Los postes centrales y los conectores diagonales y transversales de los pilares también están hechos de huarango. Los postes del centro están hechos de sapele.

FIGURA 3.1.
Esquema estructural general de la Catedral de Ica, con los elementos de madera resaltados.

- Las vigas longitudinales de la nave central y la nave lateral están hechas de sapele. Los arcos de ambas naves están hechos de cedro.
- La cúpula principal, así como las cúpulas de la nave lateral, están hechas de cedro.

Una típica crujía de la catedral se muestra en la figura 3.2 como ejemplo.

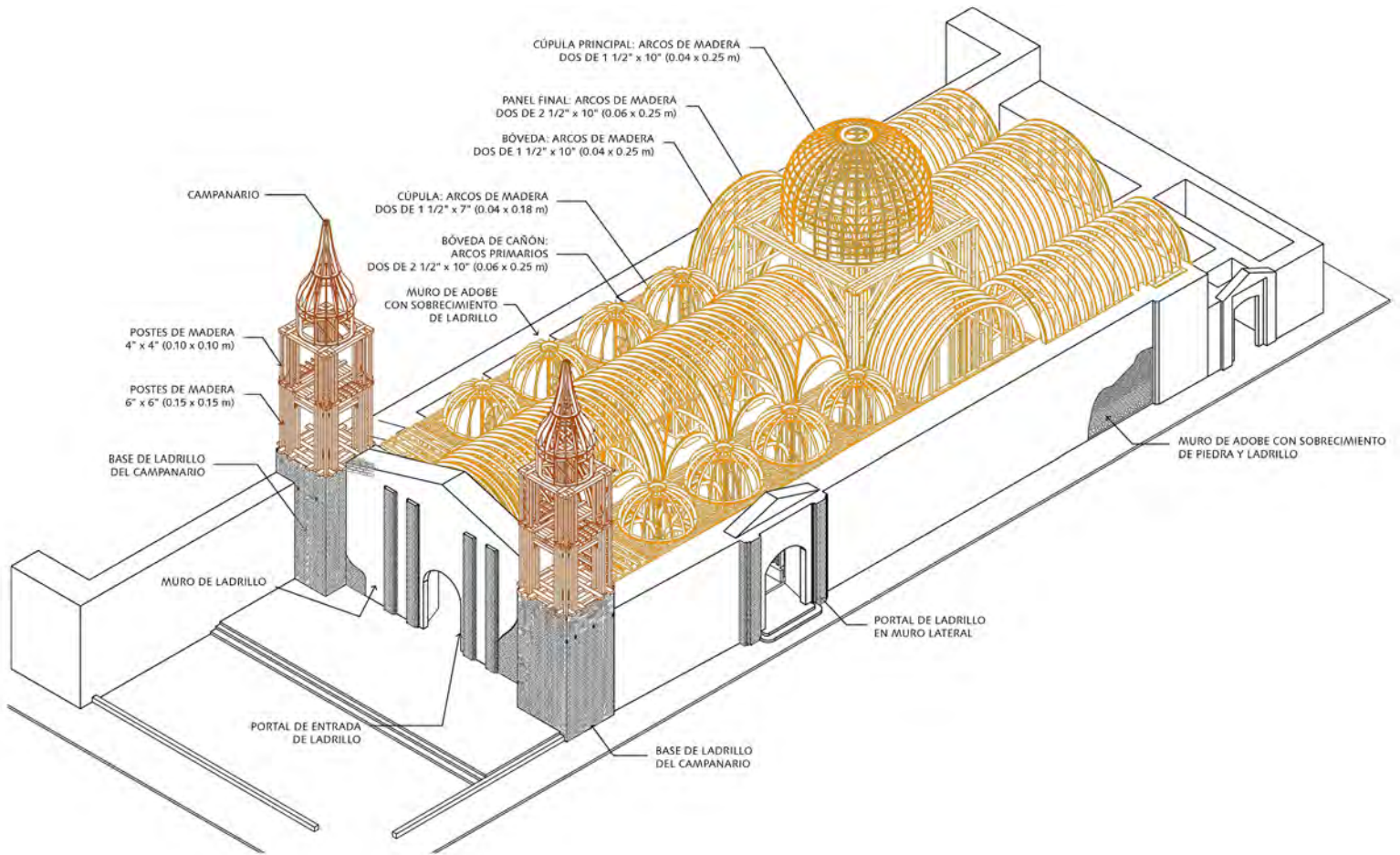
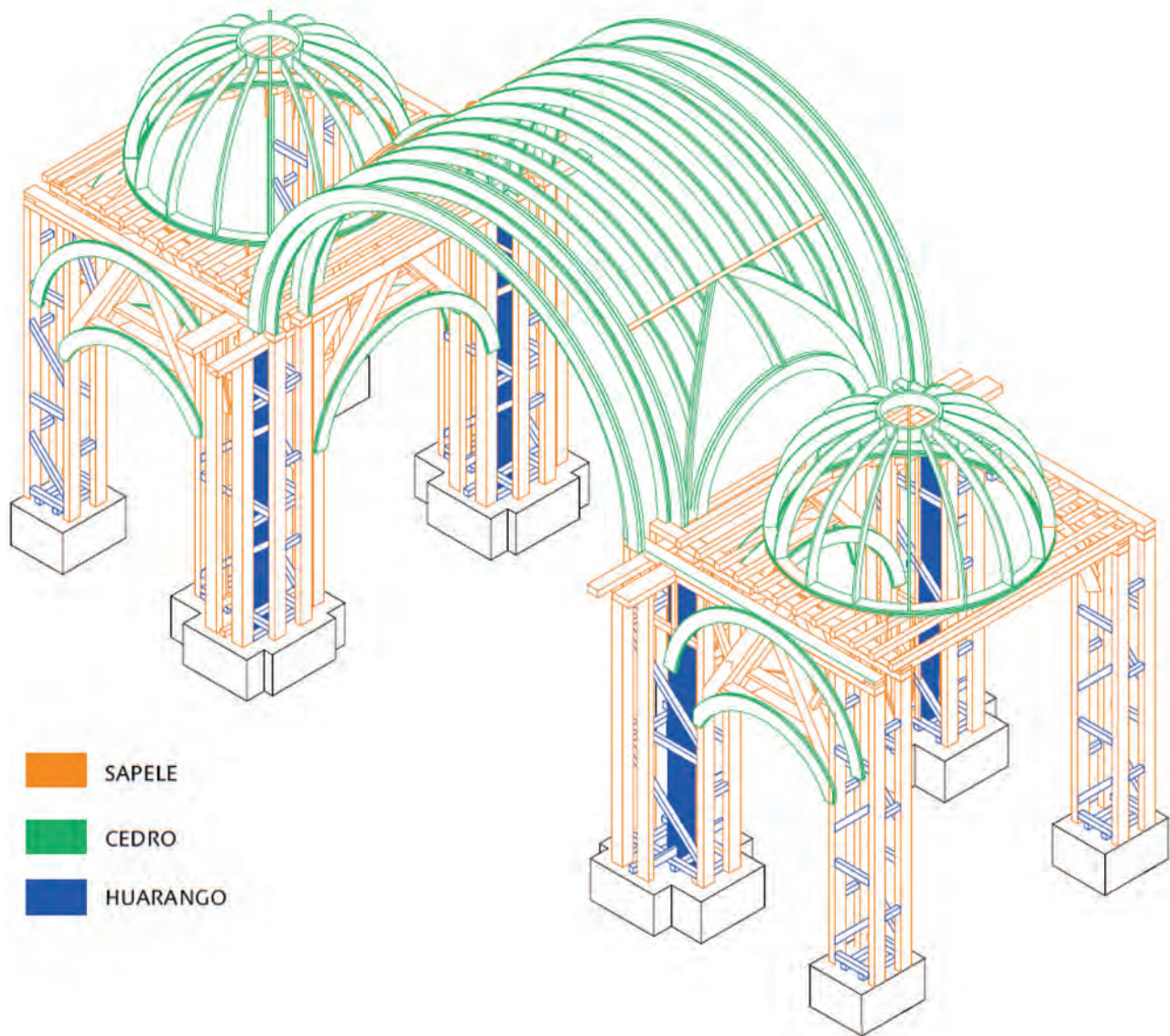


FIGURA 3.2.
Distribución de las especies madereras en una crujía típica de la Catedral de Ica.

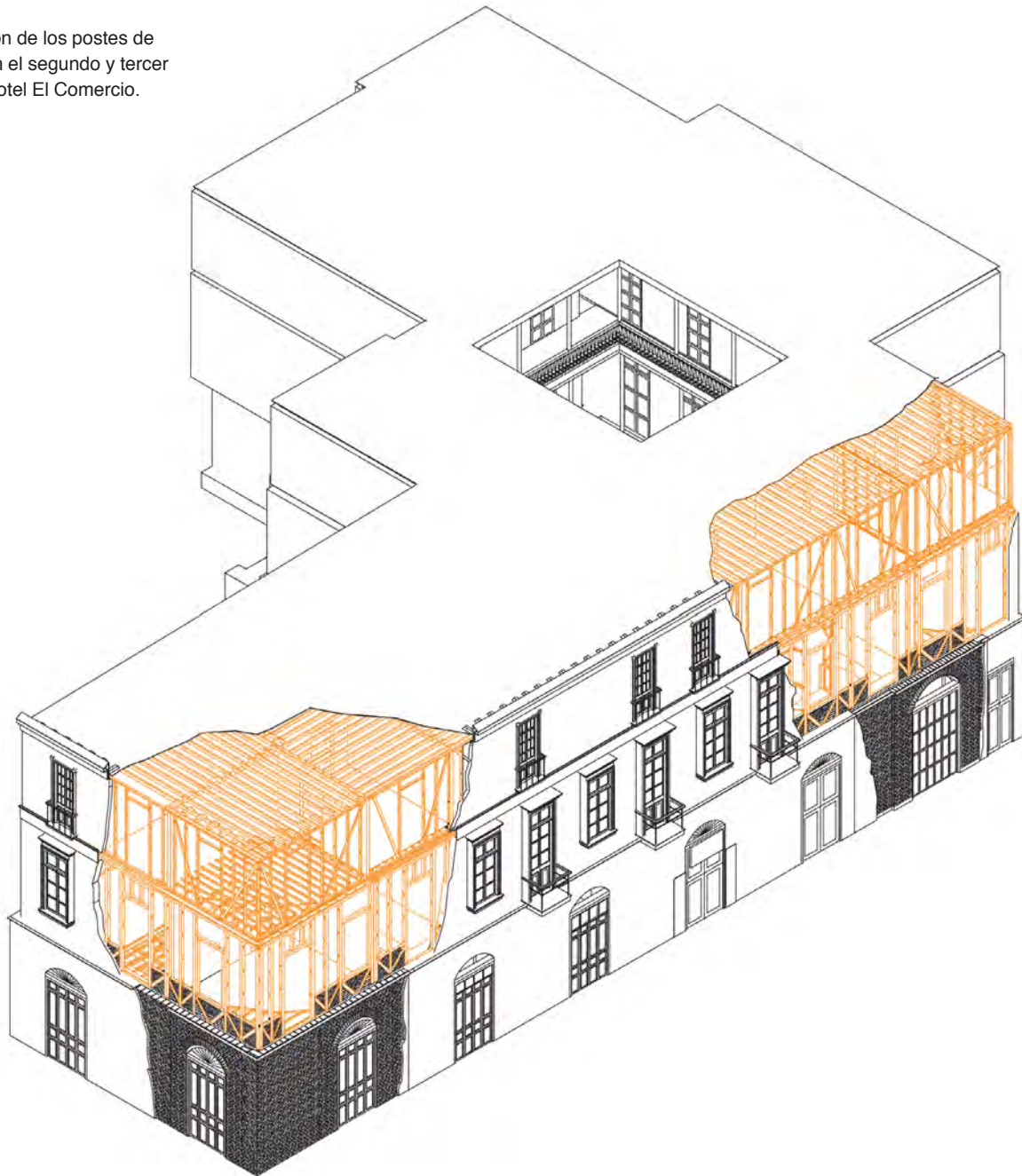


Hotel El Comercio

Una porción importante de los elementos estructurales del Hotel El Comercio está hecha de madera. Los paneles de la quincha tienen marcos de madera, y los pisos y techos tienen vigas, correas y travesaños de madera (fig. 3.3). Como en la Catedral de Ica, el sapele es una especie de madera recurrente. Las otras dos especies más prominentes son el ciprés (*Cupressus sp.*) y el pino de Oregon (*Pseudotsuga menziesii*). La madera está distribuida de la siguiente manera:

- Las columnas del patio interior del primer piso están hechas de sapele.
- Las vigas y las correas del primer y el segundo piso están hechas de sapele; el entarimado es de ciprés; y las traviesas (madera utilizada para soporte) y el piso son de pino de Oregon.

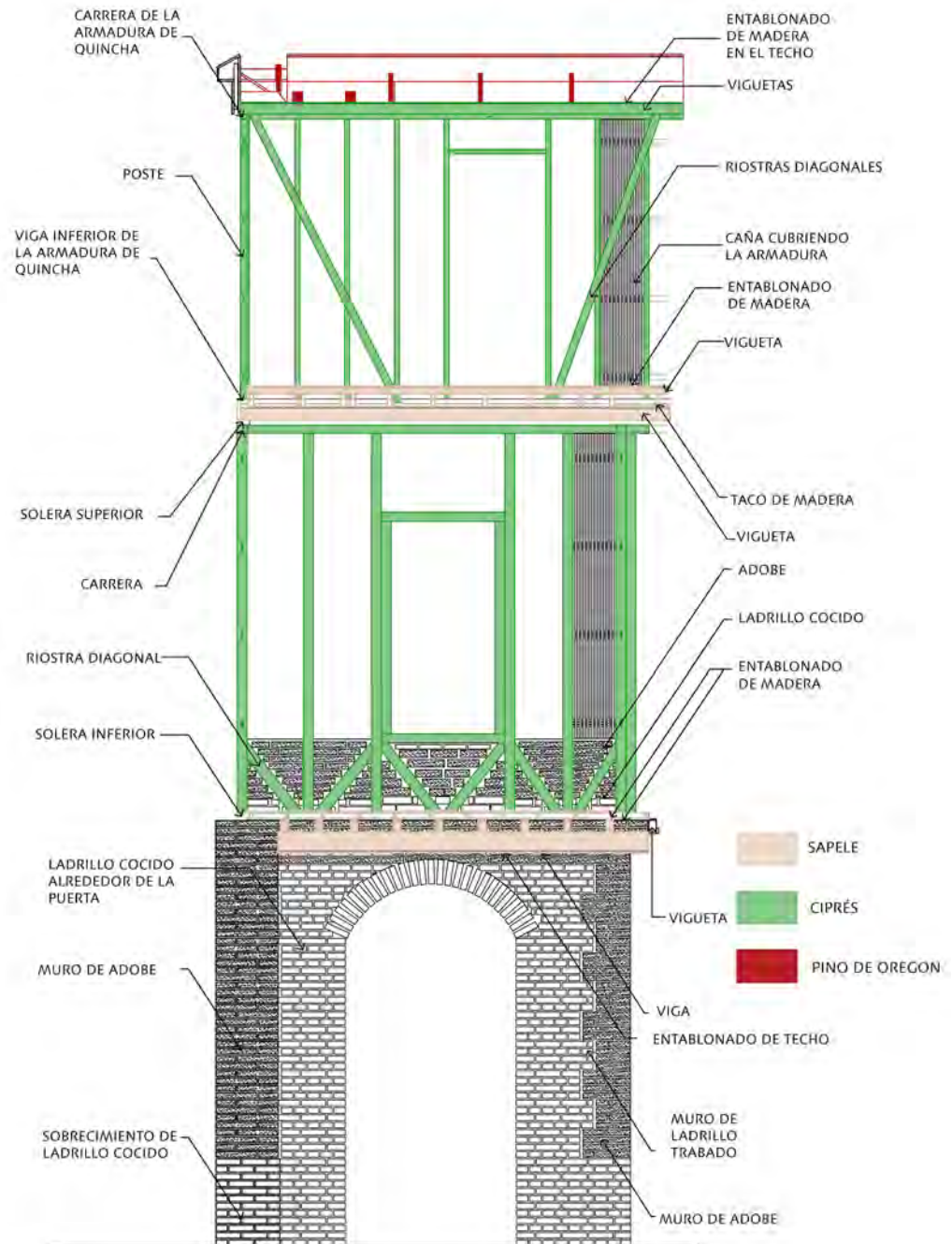
FIGURA 3.3.
Distribución de los postes de madera en el segundo y tercer piso del Hotel El Comercio.



- Las vigas inferiores y superiores de los paneles de la quincha en el segundo piso están hechas de sapele; y los postes y las diagonales son de ciprés.
- Las vigas inferiores de los paneles de la quincha en el tercer piso están hechas de sapele; y las vigas superiores, los postes y las diagonales son de ciprés.
- Las vigas y las tarimas del techo están hechas de pino de Oregón.

Como se muestra en la figura 3.4, el sapele se encuentra mayormente en los patios del primer y el segundo piso, que son las partes más antiguas del Hotel El Comercio. El ciprés y el pino de Oregón se encuentran en el tercer piso y el techo, que muy probablemente se agregaron después. La

FIGURA 3.4.
Distribución de las especies madereras en los paneles de quincha del segundo y tercer piso del Hotel El Comercio.



presencia de pino de Oregón en algunas de las traviesas y tarimas del primer piso probablemente se puede atribuir a una reparación y reemplazo de estas partes en algún punto de la vida útil del edificio.

Características mecánicas

Se puede ver una descripción general de las características mecánicas de las especies madereras en la tabla 3.1. Todas las propiedades mecánicas se determinaron según el contenido de humedad de la densidad absoluta del aire.

TABLA 3.1.

Descripción general de las características mecánicas de las especies madereras cedro, huarango, sapele, pino de Oregón y ciprés.

Cedro						
PROPIEDADES	CEDRO (<i>Cedrela odorata</i>)		ESPECIAS SIMILARES JUNAC*		VALORES DE "B" GRUPO EN EL CÓDIGO PERUANO DE MADERA E.010	GRUPO DE CEDRO DE ACUERDO A E.010
	DE LA CATEDRAL DE ICA (SRP)	DE LAS REFERENCIAS AITIM**	MANCHINGA (<i>Brosimum uleanum</i>)	HUAYRURO (<i>Ormosia coccinea</i>)		
Densidad Básica (g/cm ³)	0.33	0.45–0.60	0.68	0.6	0.56–0.70	B
M.O.R. (MPa)	75.77	69.0–72.0	78.2–104.4	84.3–109.5	150	
M.O.E. (MPa)	9380	7420–7930	11700–14000	13400–14800	7500–10000	
Compresión Paralela (MPa)	27.26					
Compresión Perpendicular (MPa)	4.1					
Cortante Paralelo (MPa)	8.67					
Tensión Paralela (MPa)	21.19					
Tensión Perpendicular (MPa)	0.88					
Densidad Verde (g/cm ³)	0.66	al 100.7%	contenido de humedad			
Densidad Absoluta del Aire (g/cm ³)	0.38	al 11.7%	contenido de humedad			
Huarango						
PROPIEDADES	HUARANGO (<i>Prosopis sp.</i>)		ESPECIAS SIMILARES JUNAC*		VALORES DE "A" GRUPO EN EL CÓDIGO PERUANO DE MADERA E.010	GRUPO DE HUARANGO DE ACUERDO A E.010
	DE LA CATEDRAL DE ICA (SRP)	DE LAS REFERENCIAS UNALM***	ESTORAQUE (<i>Myroxylon peruiferum</i>)	PUMAQUIRO (<i>Aspidosperma macrocarpon</i>)		
Densidad Básica (g/cm ³)	0.91	1.07	0.78	0.67	0.71–0.90	A
M.O.R (MPa)	152.96	105.8	164.8–129.9	95.5–114.0	21	
M.O.E. (MPa)	16880	13200	16700–18600	14800–14500	9500–13000	
Compresión Paralela (MPa)	92,18					
Compresión Perpendicular (MPa)	22,55					
Cortante Paralelo (MPa)	20,79					
Tensión Paralela (MPa)	61,86					
Tensión Perpendicular (MPa)	1,91					
Densidad Verde (g/cm ³)	1,15	al 25.6%	contenido de humedad			
Densidad Absoluta del Aire (g/cm ³)	1,04	al 10.9%	contenido de humedad			

TABLA 3.1. (CONTINUACIÓN)

Descripción general de las características mecánicas de las especies madereras cedro, huarango, sapele, pino de Oregón y ciprés.

Sapele						
PROPIEDADES	SAPELE (<i>Entandrophagma</i> sp.)		ESPECIES SIMILARES JUNAC*		VALORES DE "C" GRUPO EN EL CÓDIGO PERUANO DE MADERA E.010	GRUPO DE SAPELE DE ACUERDO A E.010
	DEL HOTEL EL COMERCIO (SRP)	DE LAS REFERENCIAS AITIM**	TORNILLO (<i>Cedrelinga catanaeformis</i>)	DIABLO FUERTE (<i>Podocarpus</i> sp.)		
Densidad Básica (g/cm ³)	0.4	0.64–0.70	0.44	0.53	0.40–0.55	C
M.O.R (MPa)	61.47	85.0–142.0	57.9–69.3	60.8–90.4	10	
M.O.E. (MPa)	7830	10300–13800	9900–10900	9900–11500	5500–9000	
Compresión Paralela (MPa)	33.39					
Compresión Perpendicular (MPa)	4.71					
Cortante Paralelo (MPa)	6.29					
Tensión Paralela (MPa)	47.87					
Tensión Perpendicular (MPa)	1.64					
Densidad Verde (g/cm ³)	1.13	al 183.5%	contenido de humedad			
Densidad Absoluta del Aire (g/cm ³)	0.49	al 17.3%	contenido de humedad			
Pino de Oregón						
PROPIEDADES	PINO DE OREGÓN (<i>Pseudotsuga menziesii</i>)		ESPECIES SIMILARES JUNAC*		VALORES DE "C" GRUPO EN EL CÓDIGO PERUANO DE MADERA E.010	GRUPO DE PINO DE ACUERDO A E.010
	DEL HOTEL EL COMERCIO (SRP)	DE LAS REFERENCIAS AITIM**	TORNILLO (<i>Cedrelinga catanaeformis</i>)	DIABLO FUERTE (<i>Podocarpus</i> sp.)		
Densidad Básica (g/cm ³)	0.49	0.47–0.52	0.44	0.53	0.40–0.55	C
M.O.R (MPa)	75.85	70–100	57.9–69.3	60.8–90.4	10	
M.O.E. (MPa)	10680	11000–13200	9900–10900	9900–11500	5500–9000	
Compresión Paralela (MPa)	38.12					
Compresión Perpendicular (MPa)	6.31					
Cortante Paralelo (MPa)	10.07					
Tensión Paralela (MPa)	64.12					
Tensión Perpendicular (MPa)	1.83					
Densidad Verde (g/cm ³)	1.13	al 130%	contenido de humedad			
Densidad Absoluta del Aire (g/cm ³)	0.6	al 16%	contenido de humedad			

TABLA 3.1. (CONTINUACIÓN)

Descripción general de las características mecánicas de las especies madereras cedro, huarango, sapele, pino de Oregon y ciprés.

PROPIEDADES	Ciprés					VALORES DE "C" GRUPO EN EL CÓDIGO PERUANO DE MADERA E.010	GRUPO DE CIPRÉS DE ACUERDO A E.010
	CIPRÉS (<i>Cupressus</i> sp.)		ESPECIES SIMILARES JUNAC*				
	DEL HOTEL EL COMERCIO (SRP)	DE REFERENCIAS AITIM**	TORNILLO (<i>Cedrelinga catanaeformis</i>)	DIABLO FUERTE (<i>Podocarpus</i> sp.)			
Densidad Básica (g/cm ³)	0.39	0.40–0.60	0.44	0.53	0.40–0.55	C	
M.O.R (MPa)	48.82	103	57.9–69.3	60.8–90.4	10		
M.O.E. (MPa)	5470	7500	9900–10900	9900–11500	5500–9000		
Compresión Paralela (MPa)	31.69						
Compresión Perpendicular (MPa)	4.83						
Cortante Paralelo (MPa)	7.79						
Tensión Paralela (MPa)	60.96						
Tensión Perpendicular (MPa)	2.96						
Densidad Verde (g/cm ³)	0.86	al 120.8%	contenido de humedad				
Densidad Absoluta del Aire (g/cm ³)	0.47	al 15%	contenido de humedad				

*JUNAC: JUNTA DE ACUERDO DE CARTAGENA PADT REFORD

**AITIM: ASOCIACIÓN DE INVESTIGACIÓN TÉCNICA DE LAS INDUSTRIAS DE LA MADERA, MADRID

***UNALM: UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

Discusión y conclusión

La identificación de la madera y la investigación de sus propiedades proporcionaron el primer conjunto de datos disponibles sobre especies de madera en edificios históricos de Perú. El proceso de identificación reveló que el sapele, una especie nativa de África, estaba presente tanto en la Catedral de Ica como en el Hotel El Comercio. Este sorprendente hallazgo—que una madera africana sea frecuente en edificios históricos de la costa peruana—no se pudo explicar fácilmente. Se consultó a historiadores especializados en la era colonial respecto de este tema, pero dado que el comercio con África era casi inexistente durante este periodo, cómo llegó el sapele a la costa peruana sigue siendo una pregunta abierta. Las muestras de sapele encontradas en la Catedral de Ica estaban en un estado de deterioro avanzado, pero se obtuvieron muestras sin daños adecuadas para ensayos del Hotel El Comercio.

La comparación de las características mecánicas de la madera encontrada en el lugar con los valores informados en la literatura mostraron que el cedro obtenido poseía un módulo de elasticidad (módulo E) mucho mayor que el esperado. No obstante, el valor encontrado en la literatura se obtuvo con un contenido muy alto de humedad, lo que puede explicar esta diferencia. En todos los otros casos, los valores de las propiedades mecánicas de la madera de los sitios históricos fueron más bajos que los valores obtenidos en la literatura. El huarango tenía, por mucho, las mejores propiedades mecánicas y, por lo tanto, se usó en los elementos estructurales más críticos de la Catedral de Ica. Todos los otros especímenes históricos de madera tenían propiedades mecánicas con valores aproximadamente un 40% inferiores a los informados en la literatura. Los valores de resistencia del sapele, en particular la resistencia a corte, fueron inferiores a los esperados. En cambio, los valores obtenidos para el ciprés y el pino de Oregon correspondieron a los valores de la madera nueva.

Se identificaron tres especies madereras no nativas en los elementos estructurales principales del Hotel El Comercio: ciprés y pino de Oregón de América Central y, como se mencionó previamente, sapele de África. La madera africana se encontró en el primer piso del edificio y se supone que es la más antigua. El ciprés y el sapele se encontraron en las paredes de quincha del segundo y tercer piso. El pino de Oregón se introdujo en Lima entre fines del siglo diecinueve y principios del siglo veinte, y se habría usado para reparar y reemplazar la madera más antigua.

El Código de Diseño Peruano E-010 clasifica las especies madereras en tres categorías sobre la base de sus propiedades mecánicas, donde la categoría A es de mayor calidad que las categorías B y C (Ministerio de Transportes 2006b). Sobre la base de los ensayos realizados en las muestras de madera original, se puede hacer la siguiente clasificación: el huarango pertenece al grupo A; el cedro, al grupo B; y el sapele, el ciprés y el pino de Oregón, al grupo C.

Referencias

- ASTM International. 2007. *Standard Test Methods for Density and Specific Gravity (Relative Density) of Wood and Wood-based Materials*. ASTM 2395-07a. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- _____. 2009. *Standard Test Methods for Small Clear Specimens of Timber*. ASTM D143-09. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- Baas, Pieter, Peter E. Gasson, Elisabeth A. Wheeler, y International Association of Wood Anatomists. 1989. "IAWA List of Microscopic Features for Hardwood Identification: With an Appendix on Non-anatomical Information." *IAWA Journal* 10(3): 219–332.
- Cancino, C., S. Lardinois, D. D'Ayala, C. Fonseca, D. Torrealva, E. Vicente, y L. Villacorta. 2012. *Seismic Retrofitting Project: Assessment of Prototype Buildings*. 2 vols. Los Ángeles: Getty Conservation Institute.
- COPANT (Comisión Panamericana de Normas Técnicas). 1974. *Maderas: Método para la descripción de las características generales, macroscópicas y microscópicas de las maderas angiospermas y dicotiledóneas: anteproyecto de Norma*. COPANT 30:1-019. Caracas, Venezuela, 25pp.
- Coradin, V. T. R., y G. I. Bolzon de Muniz. 1991. *Normas de procedimientos em estudos de anatomia de madeira I. Angiospermae. II. Gimnospermae*. Serie Técnica 15. Brasília: IBAMA, DIRPED, Laboratório de Produtos Florestais.
- Hidayat, S., y W. T. Simpson. 1994. *Use of Green Moisture Content and Basic Specific Gravity to Group Tropical Woods for Kiln Drying*. Nota de investigación FPL-RN-0263. Madison, WI: US Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory.

Ensayos de la quincha

Introducción a los sistemas de quincha

La quincha, un sistema de construcción aligerado que está compuesto por una estructura de madera rellena con caña y barro, es un componente de construcción principal de muchos edificios en el centro histórico de Lima, incluido el Hotel El Comercio. La casa histórica típica en Lima tiene una planta baja de gruesos muros de mampostería de adobe, y los muros de los pisos superiores están hechos de quincha.

En el Hotel El Comercio se pueden encontrar dos tipos de paneles de quincha. Los muros del segundo piso son de quincha con una base de bloques de adobe llamada citara (fig. 4.1). Estos muros tienen una altura de 4.80 m, y los elementos están contruidos con postes de madera y vigas de madera superiores e inferiores. Una citara de 90 cm de altura está situada en la parte inferior del muro del segundo piso y se caracteriza por un conjunto de puntales diagonales de madera (con sección transversal de 10 x 10 cm) relleno con mampostería de adobe, lo que proporciona un arriostramiento cruzado para la base de la pared. Las vigas y los postes tienen dimensiones similares, con secciones transversales de 10 x 10 cm. La distancia horizontal entre los postes varía entre 50 y 80 cm, pero suele ser de 60 cm. Los postes están unidos a las vigas superiores e inferiores mediante empalmes

FIGURA 4.1. Diagrama que muestra la caracterización estructural del Hotel El Comercio de tres pisos.

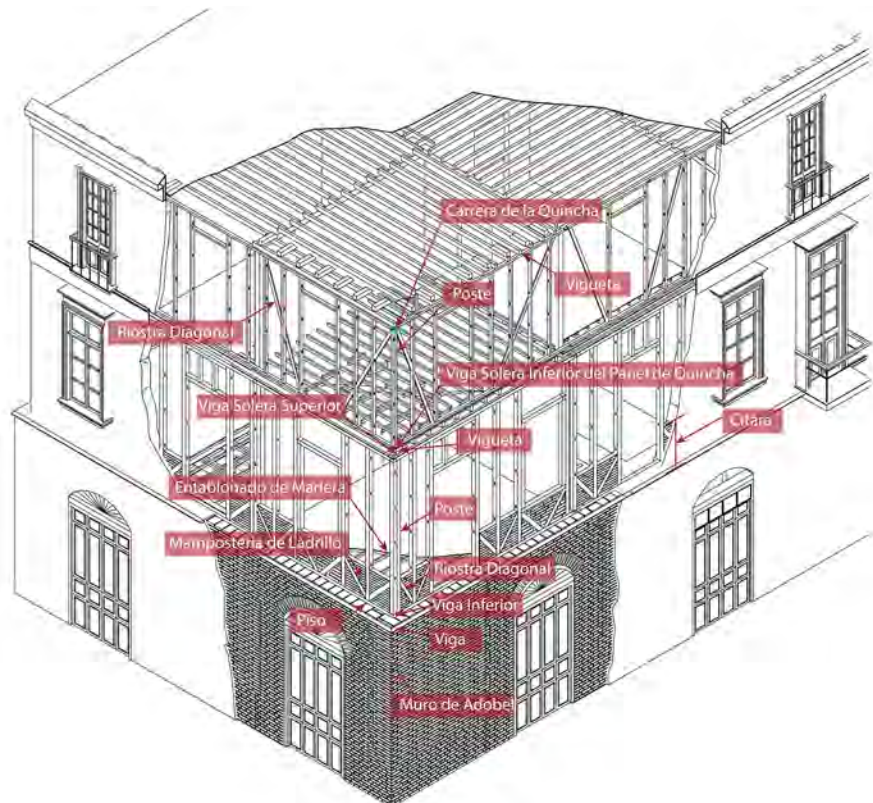


FIGURA 4.2.

Esquema (a) y fotografía (b) de una unión típica a caja y espiga. Estas uniones conectan los postes a las vigas superiores e inferiores en el Hotel El Comercio.

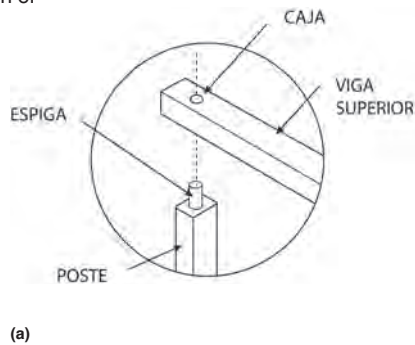
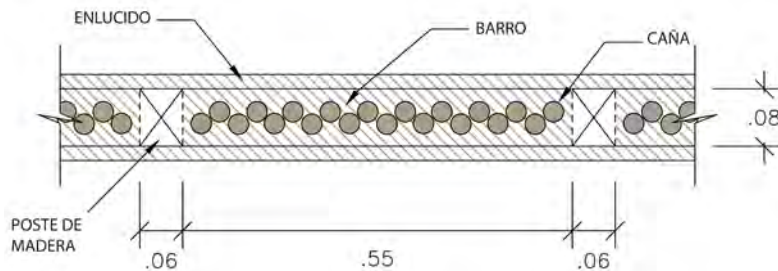


FIGURA 4.3.

Sección transversal de un muro de quincha en el tercer piso del Hotel El Comercio, que muestra la caña tejida y el mortero de barro.



a caja y espiga (fig. 4.2). Mientras que la citara está rellena de mampostería de adobe, el resto del muro está relleno de caña tejida y mortero de barro. La superficie del muro está recubierta con capas adicionales de revoque de barro y una capa fina de enlucido de yeso.

En el tercer piso del Hotel El Comercio, los muros son de quincha con elementos diagonales, pero sin citara. Estos muros son de 3.20 m de altura y tienen una composición similar de postes de madera y vigas superiores e inferiores, que poseen una sección transversal más pequeña (8×6 cm) que las del segundo piso. En lugar de una citara, los elementos de la quincha tienen un elemento diagonal de madera (3×9 cm) que cruza todo el panel y funciona como una riostra cruzada para toda la altura de la pared. En general, la distancia entre los postes es de 60 cm, al igual que en el segundo piso. Los paneles de quincha del tercer piso están rellenos de caña tejida y mortero de barro, recubiertos con capas de revoque de barro, y terminados con una capa fina de yeso (fig. 4.3).

Las reproducciones a escala real de ambos tipos de paneles de quincha fueron construidas y ensayadas bajo carga lateral cíclica para evaluar su resistencia y rigidez al cortante en el plano.

Metodología del ensayo

Se probaron trece paneles de quincha: de estos, doce recién construidos, y un panel original (fig. 4.4) que fue tomado del segundo piso del Hotel El Comercio. La viga superior del panel original estaba gravemente dañada y fue reemplazada por una viga existente que se encontró en el sitio. Los doce nuevos paneles de quincha fueron construidos con madera y caña nuevas de acuerdo con el diseño original de los muros existentes. Seis paneles coincidían con la configuración hallada en el segundo piso (quincha con citara), denominados especímenes MA (fig. 4.5); los seis restantes coincidían con la configuración hallada en el tercer piso con la diagonal que cruza transversalmente el panel, denominados especímenes MB (fig. 4.6).

FIGURA 4.4.
Diagrama que muestra la configuración del panel de quincha original.

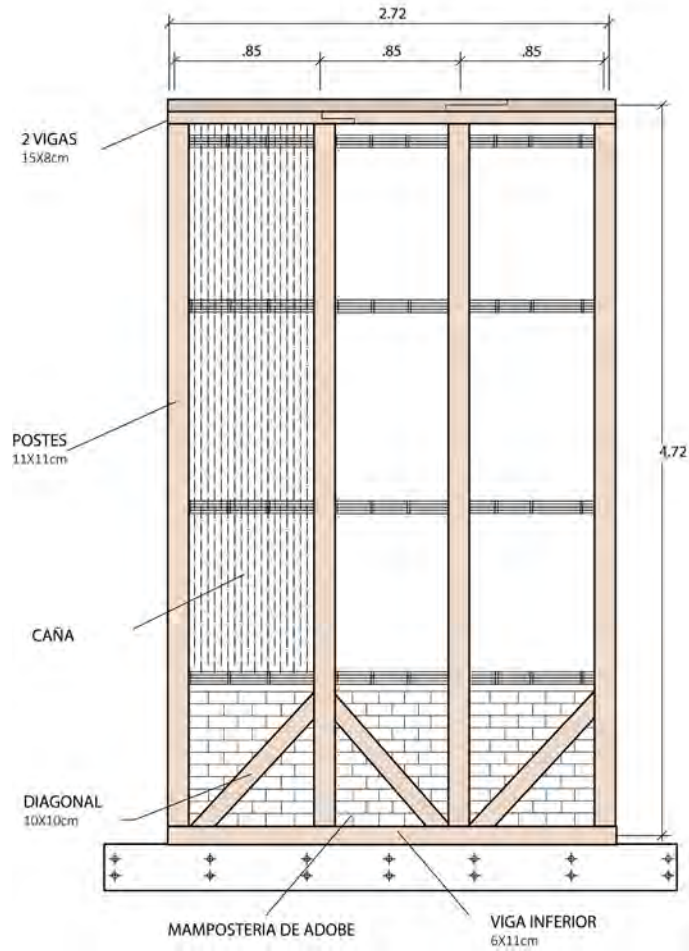


FIGURA 4.5.
Diagrama que muestra la configuración de los seis paneles que corresponden al segundo piso, denominados especímenes MA.

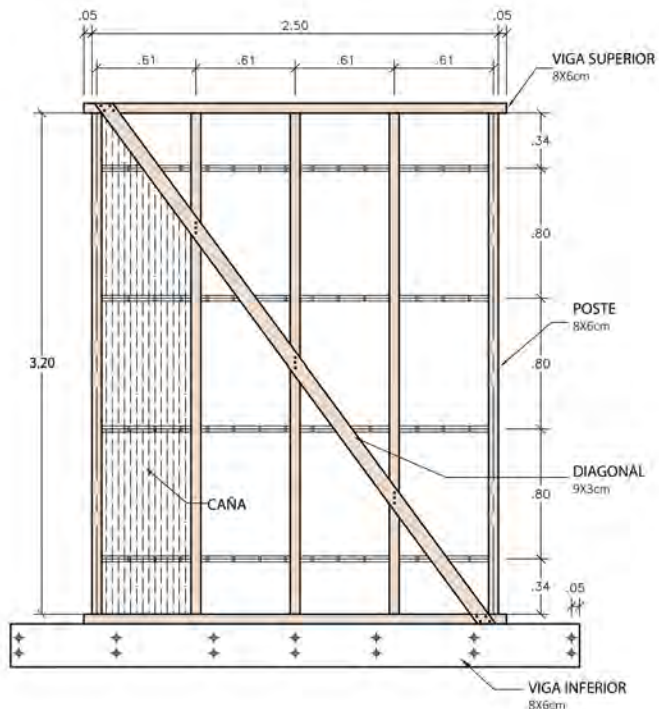
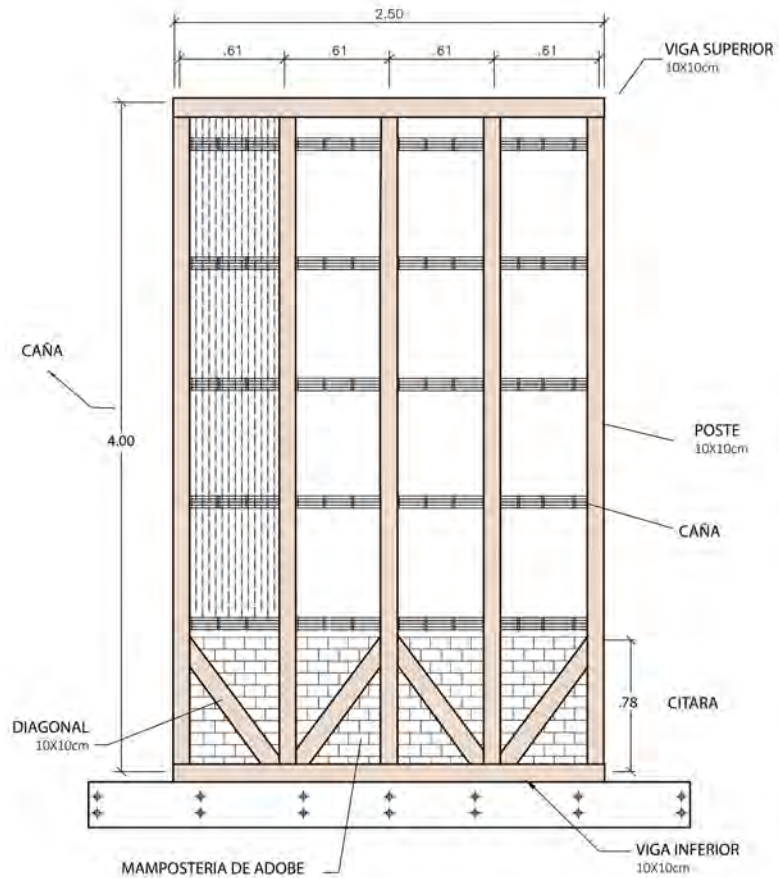


FIGURA 4.6.

Diagrama que muestra la configuración de los seis paneles que corresponden al tercer piso, denominados especímenes MB.



Las vigas del panel original eran de sapele, y los postes y diagonales eran de ciprés. Para la construcción de los doce paneles nuevos, se usaron dos especies madereras: moena alcanfor (*Ocotea costulata*) y moena amarillo (*Aniba sp.*) (tabla 4.1); sus propiedades mecánicas se muestran en la tabla 4.2.

Las uniones de madera se ejecutaron como se indica a continuación: las vigas y los postes se unieron mediante uniones de empalme a caja y espiga, y los elementos diagonales de la citara fueron clavados. Las cañas horizontales pasan a través de orificios en los postes. Por lo general, la mampostería usada para rellenar la citara de los paneles de quincha (MA) consistía en bloques de adobe (o ladrillos, en algunos casos) y mortero de barro. La función principal de la citara es proporcionar una base más rígida que el relleno de caña y barro de la parte superior otorgando al material de relleno específico (adobe o ladrillo) una importancia secundaria. Durante el ensayo, se usaron dos hileras de bloques de ladrillos nuevos y siete hileras de bloques de adobe nuevos con juntas de

TABLA 4.1.

Especies madereras usadas para la construcción de especímenes MA y MB.

Elementos estructurales	Especies madereras		
	Original	Segundo piso (MA)	Tercer piso (MB)
Viga Inferior	Sapele	Moena Alcanfor	Moena Alcanfor
Viga Superior	Sapele	Moena Alcanfor	Moena Alcanfor
Postes	Ciprés	Moena Alcanfor	Moena Alcanfor
Puntales diagonales (Citara)	Ciprés	Moena Amarillo	–
Diagonal entera	–	–	Moena Alcanfor

TABLA 4.2.
Propiedades mecánicas de las especies madereras usadas para la construcción de especímenes MA y MB.

Propiedades	Moena alcanfor	Moena amarilla
Densidad (g/cm ³)	0.55	0.47
Contenido de humedad en el momento del ensayo (%)	19.00	16.80
Módulo de elasticidad en flexión MOE (×1000 MPa)	10.92	9.93
Ensayo de resistencia a la flexión paralela a la fibra (MPa)	76.67	75.43
Ensayo de compresión paralela a la fibra (MPa)	44.37	40.57
Ensayo de compresión perpendicular a la fibra (MPa)	6.20	6.95
Ensayo de resistencia al cortante paralelo a la fibra (MPa)	10.03	10.04
Ensayo de tensión paralela a la fibra (MPa)	52.81	62.92
Ensayo de tensión perpendicular a la fibra (MPa)	4.37	3.80

mortero de barro de una pulgada de espesor para el panel de quincha original; para los seis paneles de quincha nuevos, todo el relleno de mampostería consistió en bloques de adobe nuevos. La figura 4.7 muestra el proceso de construcción de los paneles de quincha recién construidos. El panel de quincha original se desmanteló y reconstruyó en el laboratorio, como se detalla en la figura 4.8.



FIGURA 4.7.
Construcción de un panel nuevo de quincha para ensayo: (a) sujeción de la citara (elemento diagonal en el zócalo), representativa de la estructura del segundo piso (MA); (b) inserción de las cañas transversales en los postes; (c, d) construcción del panel del tercer piso (MB) con elemento de madera diagonal; (e) relleno del panel (MA) con mortero de barro; (f) panel de quincha que muestra el agrietamiento por contracción en la primera capa del revoco de barro; (g) panel de quincha después de la aplicación de una segunda capa de revoco de barro.

FIGURA 4.8.

Preparación del panel de quincha original para ensayo: (a) panel de quincha original en la ubicación existente (segundo piso del Hotel El Comercio); (b) reconstrucción del panel; (c) inserción de relleno de mampostería en la base de la citara; (d) panel antes del acabado de revoque de barro, con mortero de barro sobre las cañas y relleno total en el zócalo.



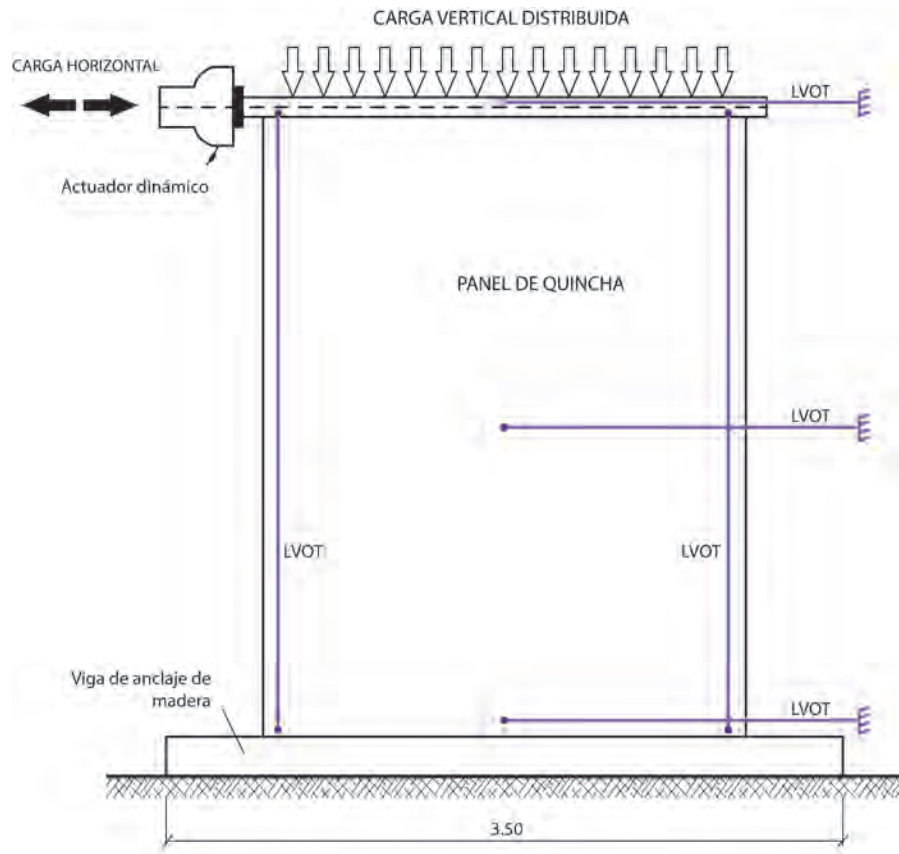
Configuración del ensayo

Los paneles de quincha se sometieron a una carga lateral cíclica ejercida por un actuador servo hidráulico con una capacidad de desplazamiento máxima de 150 mm en dos direcciones. La configuración del ensayo se muestra en la figura 4.9. Cada panel se fijó a una viga de madera en la base, que a su vez se fijó a la losa de reacción del laboratorio.

Se colocaron cargas verticales sobre un conjunto de paneles para simular las cargas verticales (del techo, o la planta alta). Se probaron cinco paneles, el panel original del Hotel El Comercio, dos especímenes MA (MA1 y MA2), y dos especímenes MB (MB1 y MB2) sin ninguna carga vertical adicional. Los especímenes MA3, MA4, MB3 y MB4 se cargaron con el peso esperado de los paneles de una pared exterior del Hotel El Comercio (40 kN para el tipo A y 16 kN para el tipo B). Los especímenes MA5, MA6, MB5 y MB6 se cargaron con el peso esperado de los paneles de una pared interior del Hotel El Comercio (80 kN para el tipo A y 32 kN para el tipo B). El peso ejercido sobre el tipo A fue mayor que el ejercido sobre el tipo B, ya que el tipo A corresponde al segundo piso y el tipo B corresponde al tercer piso. La carga vertical se aplicó antes de la primera fase del desplazamiento cíclico y se controló manualmente con una celda de carga durante el ensayo completo. Las tablas 4.3 a 4.6 proporcionan una descripción general del historial de carga para cada tipo de panel.

El panel original se sometió a tres fases cíclicas simétricas y a una fase final en la que el centro del actuador se movió para proporcionar un mayor desplazamiento en una dirección (consulte la tabla 4.3). Los paneles MA se sometieron a cuatro fases cíclicas simétricas con un desplazamiento

FIGURA 4.9.
Diagrama de configuración del ensayo para los paneles de quincha.



horizontal máximo de ± 150 mm y, de forma similar, a una fase final donde el centro del actuador se movió para permitir un desplazamiento mayor en una dirección (excepto para el panel MA1; consulte la tabla 4.4). El desplazamiento unilateral adicional se impuso porque en la fase cíclica simétrica hubo un daño mínimo en los paneles, lo que hizo necesario incrementar el desplazamiento relativo en una dirección. Los paneles MB1 a MB4 se sometieron a solo cuatro fases cíclicas simétricas (tabla 4.5) hasta alcanzar un desplazamiento máximo de ± 150 mm. Los paneles MB5 y MB6 también se sometieron a la fase adicional, que proporcionó un desplazamiento máximo de 300 mm en una dirección.

TABLA 4.3.
Fases de carga del panel de ensayo de quincha original.

FASE	ESPÉCIMEN ORIGINAL
Fase 0 Carga vertical (kN)	0
Fase 1 Máx. despl. (mm)	± 30
Fase 2 Máx. despl. (mm)	± 60
Fase 3 Máx. displ. (mm)	± 140
Fase 4 Máx. despl. (mm)	+300

TABLA 4.4.
Fases de carga de los especímenes MA.

Fases	Especímenes MA					
	1	2	3	4	5	6
Fase 0 Carga vertical (kN)	0	0	40	40	80	80
Fase 1 Máx. despl. (mm)	+/-25	+/-25	+/-25	+/-25	+/-25	+/-25
Fase 2 Máx. despl. (mm)	+/-50	+/-50	+/-50	+/-50	+/-50	+/-50
Fase 3 Máx. despl. (mm)	+/-100	+/-100	+/-100	+/-100	+/-100	+/-100
Fase 4 Máx. despl. (mm)	+/-140	+/-140	+/-140	+/-140	+/-140	+/-140
Fase 5 Máx. despl. (mm)	-	+200/-100	+250/-50-	+230/-70-	+220/-80	+230/-70

TABLA 4.5.
Fases de carga de los especímenes MB.

Fases	Especímenes MB					
	1	2	3	4	5	6
Fase 0 Carga vertical (kN)	0	0	16	16	32	32
Fase 1 Máx. despl. (mm)	+/-25	+/-25	+/-25	+/-25	+/-25	+/-25
Fase 2 Máx. despl. (mm)	+/-50	+/-50	+/-50	+/-50	+/-50	+/-50
Fase 3 Máx. despl. (mm)	+/-100	+/-100	+/-100	+/-100	+/-100	+/-100
Fase 4 Máx. despl. (mm)	+/-140	+/-140	+/-140	+/-140	+/-140	+/-140
Fase 5 Máx. despl. (mm)	-	-	-	-	+300/-0	+300/-0

Resultados

La máxima fuerza cortante mantenida por los especímenes MA y MB y la rigidez lateral correspondiente se presentan en la tabla 4.6. Los especímenes con citara (MA) tenían una rigidez lateral promedio de 0.23 kN/mm, mientras que los especímenes con una diagonal tenían una rigidez promedio de 0.47 kN/mm. La fuerza máxima sostenida dependía, en gran parte, de la carga vertical y oscilaba entre 8 y 13 kN para los especímenes MA y entre 12.5 y 17 kN para los especímenes MB.

Todos los paneles de quincha probados mostraron grandes desplazamientos laterales sin perder capacidad de carga, y ninguno de los elementos colapsó. Los postes y las vigas, que son los elementos estructurales principales, no presentaron daños significativos, aunque siempre se formaron grietas en el barro en la interfaz entre los elementos de madera flexibles y el mortero de barro, más rígido y quebradizo. A continuación se proporciona una descripción detallada de la propagación de las grietas para cada uno de los tres tipos de paneles.

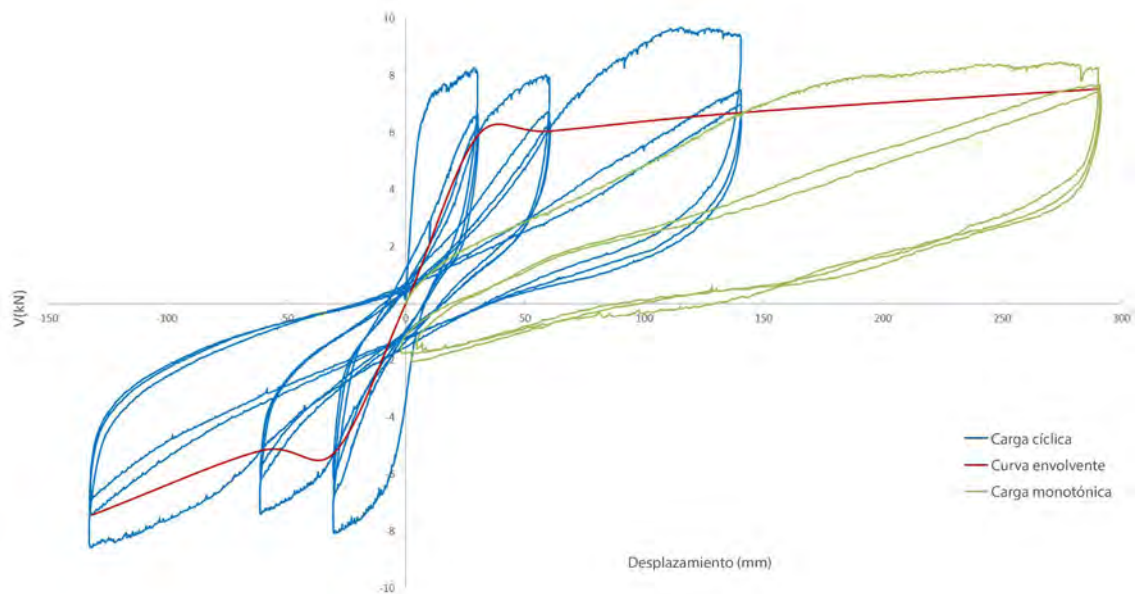
Panel original del Hotel El Comercio

El panel original del Hotel El Comercio mostró un agrietamiento en los postes y las columnas, así como un alzamiento de la base de la pared de 1 a 2 cm, pero no se identificaron signos de daño estructural durante los ensayos.

TABLA 4.6.
Fuerza máxima y rigidez lateral alcanzadas por los doce paneles de quincha recién construidos.




Tipo	Espécimen	Fuerza máxima (kN)	Rigidez lateral (kN/mm)
MA (quincha con base de adobe)	Original	8.01	0.23
	MA1	7.09	0.19
	MA2	9.14	0.23
	MA3	9.14	0.23
	MA4	12.95	0.25
	MA5	12.38	0.24
	MA6	13.00	0.23
MB (solo quincha)	MB1	12.50	0.40
	MB2	13.06	0.40
	MB3	14.50	0.50
	MB4	13.66	0.45
	MB5	17.00	0.56
	MB6	14.95	0.50

FIGURA 4.10.
Gráfico que muestra la curva de histéresis del ensayo del panel de muestra original (carga monotónica).



Los ciclos de histéresis para el panel bajo carga cíclica se muestran en la figura 4.10. Cada valor máximo del ensayo corresponde a un ciclo de histéresis asociado con los desplazamientos que se muestran en la tabla 4.3. La curva envolvente (naranja) muestra que la capacidad lateral máxima obtenida antes del ingreso al rango inelástico es de 7.17 kN. La mayor fuerza lateral medida es 9.53 kN. La deformación máxima en el rango elástico es aproximadamente 9.8 mm cuando el desplazamiento forzado es 150 mm. Debido a la aplicación del desplazamiento monotónico unidireccional de 290 mm, las grietas se ensancharon y se desprendieron partes de barro en las vigas superiores e inferiores, así como en los postes (fig. 4.11). La parte inferior izquierda de la pared se levantó 7 cm.

FIGURA 4.11.
Descripción de las condiciones
del panel original del Hotel El
Comercio después del ensayo.

	Panel original	Descripción
Fase 1 – Máx. D = 30mm		Aparecieron grietas cerca de la posición de los postes y la viga superior, debido al agrietamiento del barro seco. Solo se detectaron grietas pequeñas.
Fase 2 – Máx. D = 60mm		Se incrementó el ancho de las grietas observadas en la primera fase cerca de los elementos de madera. También aparecieron grietas en los puntales en el nivel de la citara.
Fase 3 – Máx. D = 140mm		El ancho de las grietas existentes continuó aumentando. Además, se observó un pequeño desprendimiento de barro en la parte superior del muro junto al segundo poste de la izquierda. Se observó un alzamiento de 1 cm en la parte inferior derecha y de 2 cm en la parte inferior izquierda de la base del muro.

Paneles de quincha con citara (especímenes MA)

Los paneles de quincha con citara mostraron un patrón de daños similar al panel original: grietas concentradas cerca de los elementos de madera que se ensancharon con el incremento del desplazamiento. Cuando ocurrió el desplazamiento máximo, la espiga se levantó de la caja.

El comportamiento de los seis paneles se cuantifica en curvas de desplazamiento de la carga del panel sometido a fuerza de corte cíclica horizontal (fig. 4.12). Las curvas azules en cada gráfico representan el comportamiento de los desplazamientos cíclicos de hasta 150 mm en dos direcciones. La línea roja en cada gráfico representa la curva envolvente de las cargas elásticas. Finalmente, la línea verde representa la parte del ensayo de carga cuando el desplazamiento total de 300 mm se aplicó en la dirección positiva. Este desplazamiento unidireccional se aplicó porque el ensayo cíclico normal provocó un daño pequeño, y no se observaron signos de disminución de la fuerza. No obstante, incluso después de aplicar el desplazamiento adicional, los paneles de quincha estaban aún lejos del punto de colapso (figs. 4.13 y 4.14).

FIGURA 4.12.

Gráficos que muestran las curvas de histéresis de los especímenes de paneles de quincha (a) MA1, (b) MA2, (c) MA3, (d) MA4, (e) MA5 y (f) MA6.

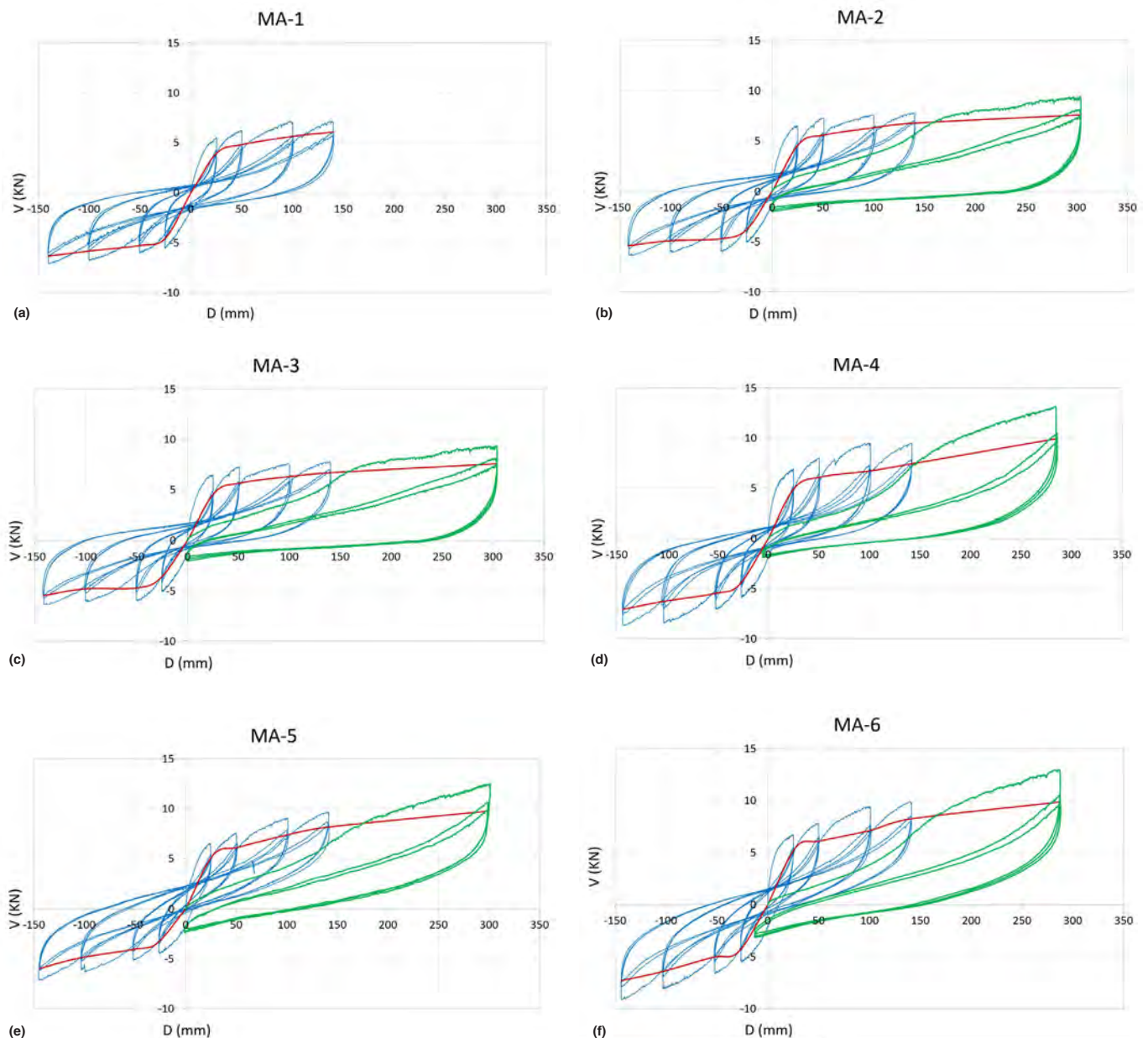


FIGURA 4.13.
Descripción del panel MA del Hotel
El Comercio después del ensayo
con diferentes cargas.





Panel MA	Descripción	
Fase 1 – Máx. D = 50mm		El daño debido a la carga cíclica en el panel con citara se limita al deterioro del acabado del revoque de barro y al desarrollo de grietas en el relleno de mampostería de la citara. Debido a este agrietamiento de la citara, la rigidez lateral se reduce en cada ciclo. La espiga en la base del poste también salió de la caja (consulte la fig. 4.14 anterior) debido al movimiento hacia adelante y hacia atrás, pero la unión no falló. En conclusión, el ensayo no mostró la falla de ningún elemento estructural.
Fase 2 – Máx. D = 100mm		
Fase 3 – Máx. D = 140mm		
Fase 4 – Máx. D = 300mm		

FIGURA 4.14.

Imagen que muestra la espiga levantándose de la caja (círculo rojo) en el desplazamiento horizontal máximo del espécimen MA.



Paneles de quincha con diagonal (especímenes MB)

Los especímenes MB1 a MB6 se agrietaron principalmente en las ubicaciones de los elementos de madera, tal como se observó en los otros paneles de quincha. No obstante, dado que estos elementos también tienen elementos de madera diagonales, se observaron grietas adicionales en estas diagonales (consulte la descripción detallada de cada panel en las figs. 4.15 a 4.17). Además, la unión del elemento diagonal con el resto de la estructura falló, lo que disminuyó la rigidez de los paneles, como se refleja en las curvas de histéresis (fig. 4.18).

FIGURA 4.15.
Descripción de las condiciones de los paneles MB1 y MB2 del Hotel El Comercio después del ensayo.

	MB1	MB2	Descripción
Fase 1 – Máx. D = 25mm D/H = 0.0078			Aparecieron grietas en el revoque alineadas con los postes y la base. Nota: La diagonal estaba ubicada en el lado opuesto del que se muestra en las imágenes.
Fase 2 – Máx. D = 50mm D/H = 0.0156			El ancho de la grieta se incrementó y aparecieron grietas nuevas de forma aleatoria en la superficie del panel. Las espigas en la parte inferior de los postes comenzaron a desprenderse de las cajas. Los clavos que unen la diagonal con los postes comenzaron a doblarse, y apareció una grieta en el elemento diagonal.
Fase 3 – Máx. D = 100mm D/H = 0.0313			Aumentó el ancho de las grietas. Las espigas inferiores se levantaron 1 cm de las cajas. La diagonal de madera (no se muestra) se agrietó en los puntos de las uniones con clavos. Los clavos de las uniones intermedias se doblaron. En MB1, el revoque comenzó a desprenderse.
Fase 4 – Máx. D = 140mm D/H = 0.0438			Desprendimiento importante del revoque en MB1. Desprendimiento del revoque de los postes en MB2. La diagonal de madera se desprendió en ambos extremos, y los clavos de las uniones intermedias se doblaron más aún. Las espigas en la parte inferior se levantaron 2.5 cm de las cajas. Ambos paneles mantuvieron la capacidad de carga lateral.

FIGURA 4.16.
Descripción de las condiciones de los paneles MB3 y MB4 del Hotel El Comercio después del ensayo.









	MB3	MB4	Descripción
Fase 1 – Despl. = 25mm D/H = 0.0078			Aparecieron algunas grietas en la sección superior del panel debido a la aplicación de la carga vertical. También aparecieron grietas en la diagonal de madera y en la base. Nota: En estos paneles, la diagonal estaba en el frente.
Fase 2 – Despl. = 50mm D/H = 0.0156			Se formaron grietas en los postes y en la diagonal de madera, distribuidas por todo el panel. Las espigas inferiores comenzaron a levantarse de las cajas. Las uniones con clavos de la diagonal comenzaron a desprenderse.
Fase 3 – Despl. = 100mm D/H = 0.0313			El revoque se desprendió en los postes y en la diagonal. Aumentaron las grietas y las espigas se levantaron 1 cm de las cajas inferiores. La diagonal de madera se desprendió casi totalmente de los extremos, y los clavos de las uniones intermedias comenzaron a doblarse.
Fase 4 – Despl. = 140mm D/H = 0.0438			En esta etapa, ocurrió un desprendimiento severo del revoque y del relleno de barro cerca de la diagonal. La diagonal de madera se rompió en ambos extremos, y los clavos de las uniones intermedias se doblaron más aún. Las espigas inferiores se levantaron 3 cm de las cajas en cada ciclo de carga y descarga.

FIGURA 4.17.
Descripción de las condiciones de los paneles MB5 y MB6 del Hotel El Comercio después del ensayo.

	MB5	MB6	Descripción
Fase 1 – Despl. = 25mm D/H = 0.0078			Aparecieron algunas grietas en la parte superior debido a la aplicación de la carga vertical. También aparecieron grietas en la diagonal de madera y en la base. Nota: En estos paneles, la diagonal estaba en el frente.
Fase 2 – Despl. = 50mm D/H = 0.0156			Aumentaron las grietas en los postes y en la diagonal de madera. Las espigas inferiores comenzaron a levantarse de sus cajas. Las uniones con clavos de la diagonal comenzaron a desprenderse en ambos extremos. El revoque comenzó a desprenderse en la diagonal.
Fase 3 – Despl. = 100mm D/H = 0.0313			El revoque se desprendió en los postes y en la diagonal. Aumentaron los anchos de las grietas y las espigas se levantaron de las cajas inferiores. La diagonal de madera se desprendió casi totalmente de los extremos, y los clavos de las uniones intermedias comenzaron a doblarse.
Fase 4 – Despl. = 140mm D/H = 0.0438			Aumentó el desprendimiento del revoque y las uniones de la diagonal fallaron casi totalmente. Las espigas inferiores se levantaron 3 cm de las cajas. En MB5, también ocurrió una pérdida del relleno.

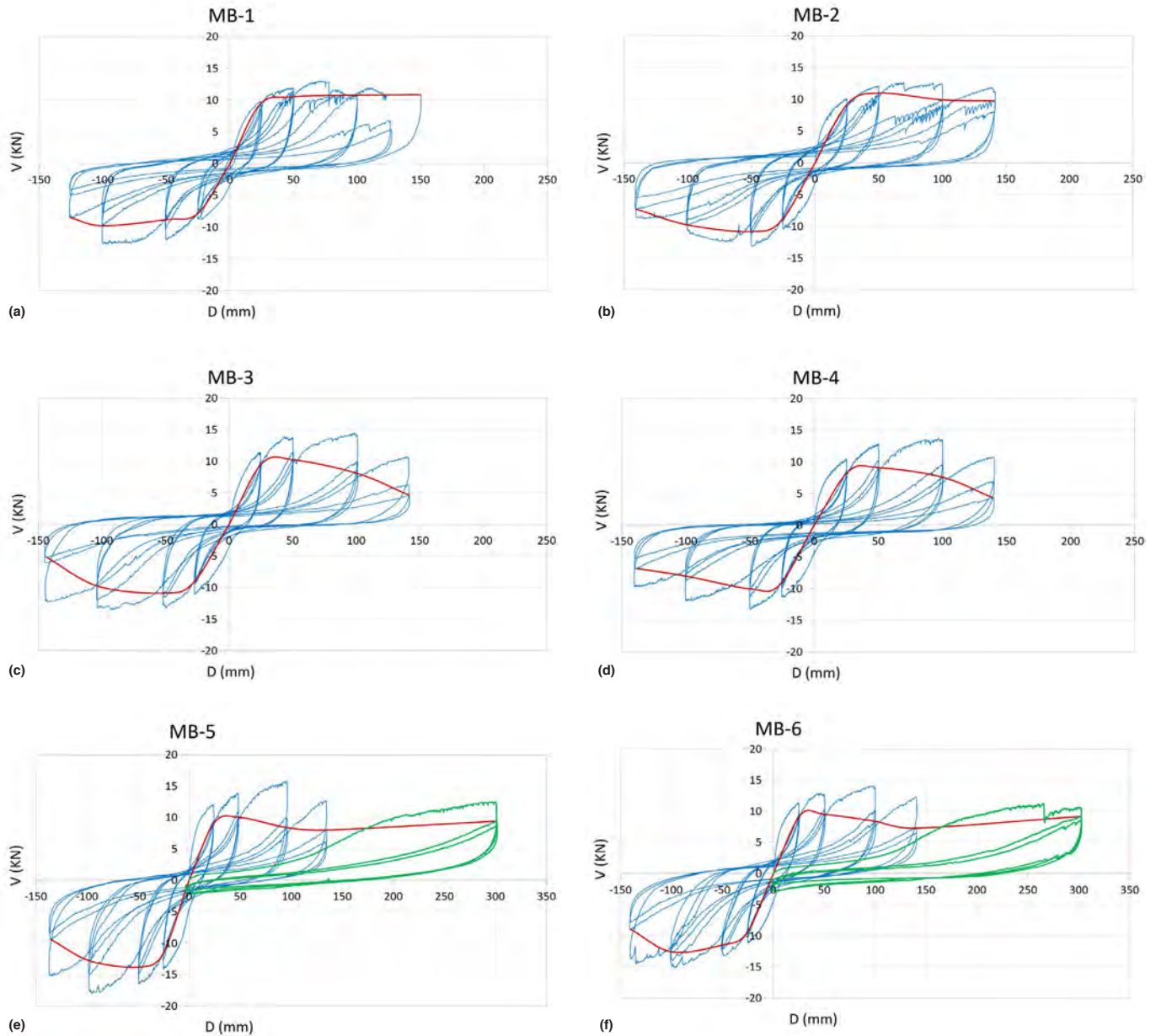


FIGURA 4.18.

Gráficos que muestran las curvas de histéresis de los paneles de quincha (a) MB1, (b) MB2, (c) MB3, (d) MB4, (e) MB5 y (f) MB.

Discusión y conclusión

Ninguno de los paneles probados sufrió daños estructurales, lo que se puede atribuir ampliamente a la flexibilidad del sistema de quincha debido a las uniones de empalme a caja y espiga de los postes y las vigas. Estas uniones funcionan como pasadores, que permiten grandes deformaciones sin causar fallas. Mientras que el comportamiento global de todos los elementos de quincha fue similar, la diferencia más importante entre los paneles con citara (MA) y los paneles sin citara (MB) es que la rigidez de los paneles MB es casi el doble que la de los paneles MA. El comportamiento del panel original es muy similar al de los paneles MA, ya que comparten la misma tipología.

FIGURA 4.19.
Curvas envolventes combinadas para los paneles MA.

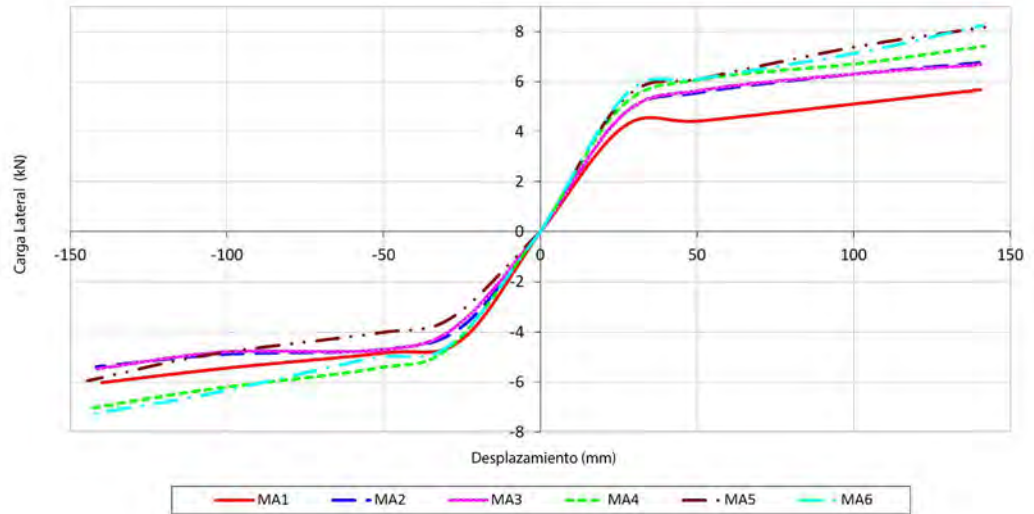


FIGURA 4.20.
Gráfico que muestra las curvas envolventes para todos los paneles MB.

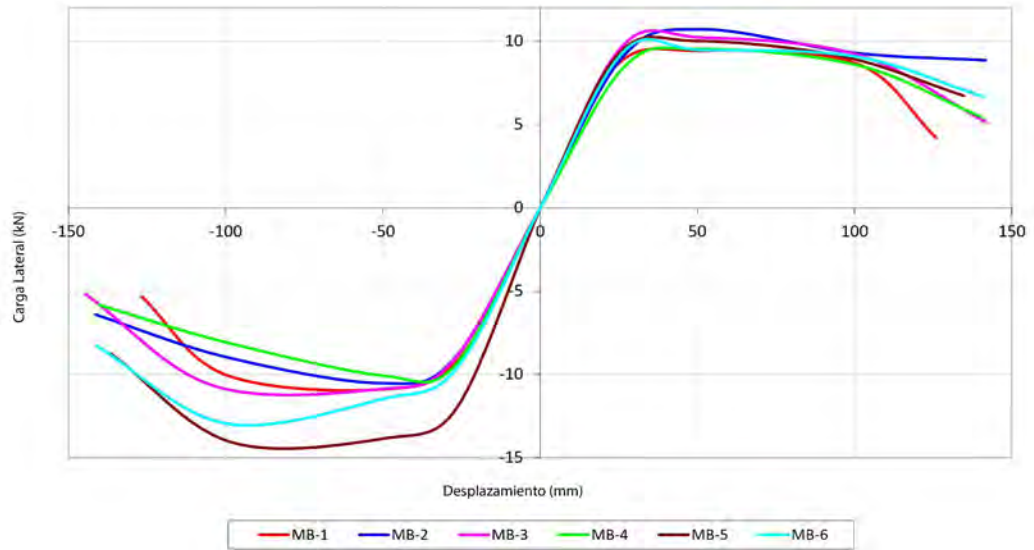
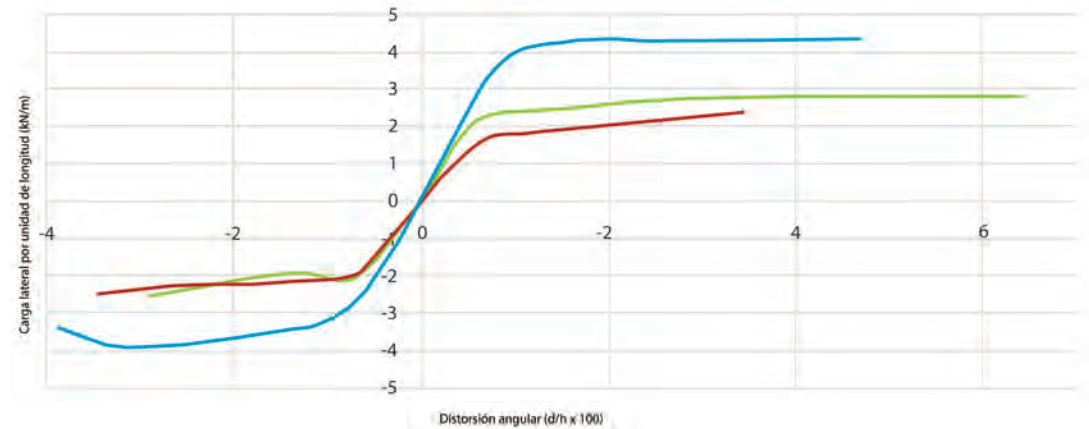


FIGURA 4.21.
Corte por unidad de longitud frente a la distorsión angular para los tres tipos de paneles de quincha.



La rigidez de los paneles MA (0.23 kN/mm) se ve influenciada por la presencia de la citara. Este elemento reduce la altura libre de los postes y, por lo tanto, proporciona una rigidez adicional si se compara con los sistemas sin una base de relleno. Aun así, la rigidez es menor que la de los paneles con diagonal; sin embargo la rigidez no proporciona información sobre la capacidad máxima de los paneles. Las curvas de histéresis para los paneles MA muestran que después de lograr el desplazamiento máximo en ambas direcciones, los paneles no alcanzaron su capacidad de desplazamiento máximo durante estos ensayos. Esto se ilustra en la figura 4.19, que combina todas las curvas envolventes obtenidas para los especímenes MA. Dado que todas las curvas envolventes tienen una pendiente positiva, no hay un comportamiento de degradación de los paneles, lo que implica que la capacidad máxima de los paneles aún no ha sido alcanzada. Por lo tanto, se puede concluir que los paneles tienen una gran flexibilidad en el plano, lo que les permite deformarse sin sufrir daños significativos.

En la figura 4.20, se muestran curvas similares para todos los especímenes con diagonal (MB). El elemento diagonal en estos paneles incrementa la rigidez inicial. La capacidad máxima se alcanza cuando el desplazamiento superior es aproximadamente ± 100 mm, punto en el que fallan las uniones clavadas entre el elemento de madera diagonal y los postes. En este punto, la rigidez disminuye significativamente. Sin embargo, los paneles permanecen estables y, dado que la riostra diagonal se pierde, los paneles comienzan a comportarse como muros MA, apoyándose, de manera similar, solo en los postes verticales unidos a las vigas horizontales y en el relleno de caña y barro.

La figura 4.21 compara el comportamiento de los tres tipos de paneles de quincha. Los paneles MB tienen la mayor resistencia lateral, que se puede atribuir a la riostra diagonal. El panel de quincha original mostró un comportamiento ligeramente mejor que los paneles MA de construcción reciente. Es probable que esto se deba a la presencia de una viga superior doble (unida con un pasador más largo a los postes), lo que incrementa la rigidez del panel y proporciona una mayor capacidad de carga.

Las figuras 4.22 y 4.23 muestran las curvas de desplazamiento de carga para MA6 y MB6, respectivamente. Estas curvas corresponden a los paneles sometidos a mayores cargas verticales. En ambas figuras, las líneas rojas discontinuas representan la deriva lateral máxima permitida por el Código de Diseño Peruano (NTE E-010) para el diseño de madera de construcción nueva (Ministerio de Transportes 2006b). El código especifica que el desplazamiento lateral máximo permitido para las estructuras de madera es la altura del muro multiplicada por 0.01, lo que representa una deriva admisible de 42 mm para los paneles MA y de 35 mm para los paneles MB. Los paneles ensayados alcanzaron valores de desplazamiento siete veces más altos que la deriva máxima permitido especificado en el estándar (300 mm para MA y 250 mm para MB) sin colapsar. Por lo tanto, se puede

FIGURA 4.22. Comparación de la curva MA6, que muestra la deriva lateral máxima (líneas rojas discontinuas) para las estructuras de madera de acuerdo con el Código de Diseño Peruano (E-010).

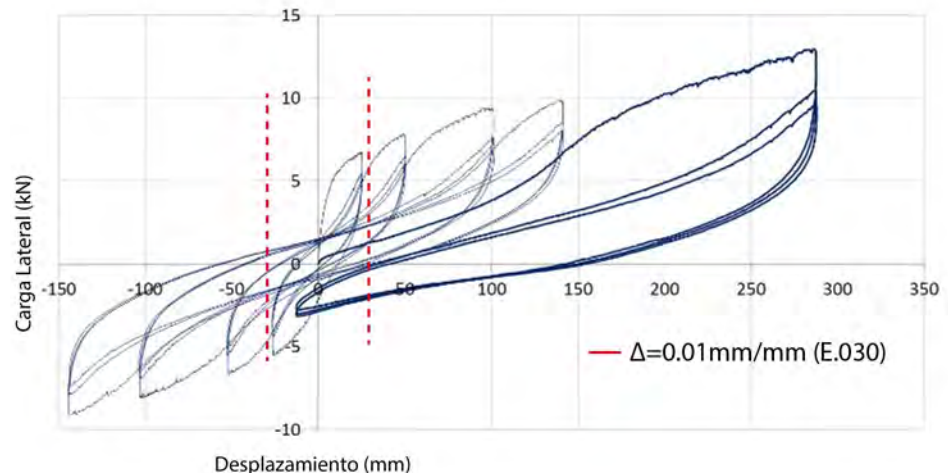
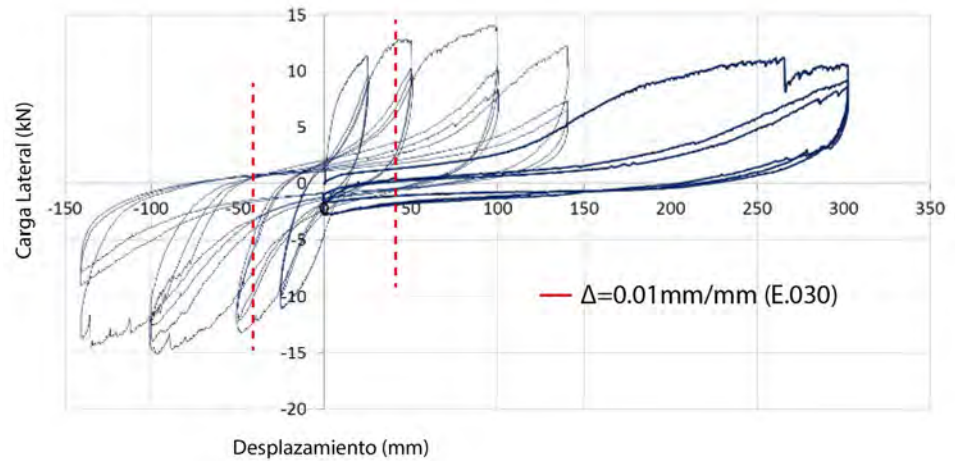


FIGURA 4.23.
Comparación de la curva MB6, que muestra la deriva lateral máxima (líneas rojas discontinuas) para las estructuras de madera de acuerdo con el Código de Diseño Peruano (E-010).



concluir que el límite de deformación lateral impuesto por el estándar peruano es muy conservador cuando se aplica a los paneles de quincha tradicionales.

Referencias

Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción. 2006b. *Normativa de madera*. NTE E-010. Lima: Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción.

Ensayos de las uniones de madera en la Catedral de Ica

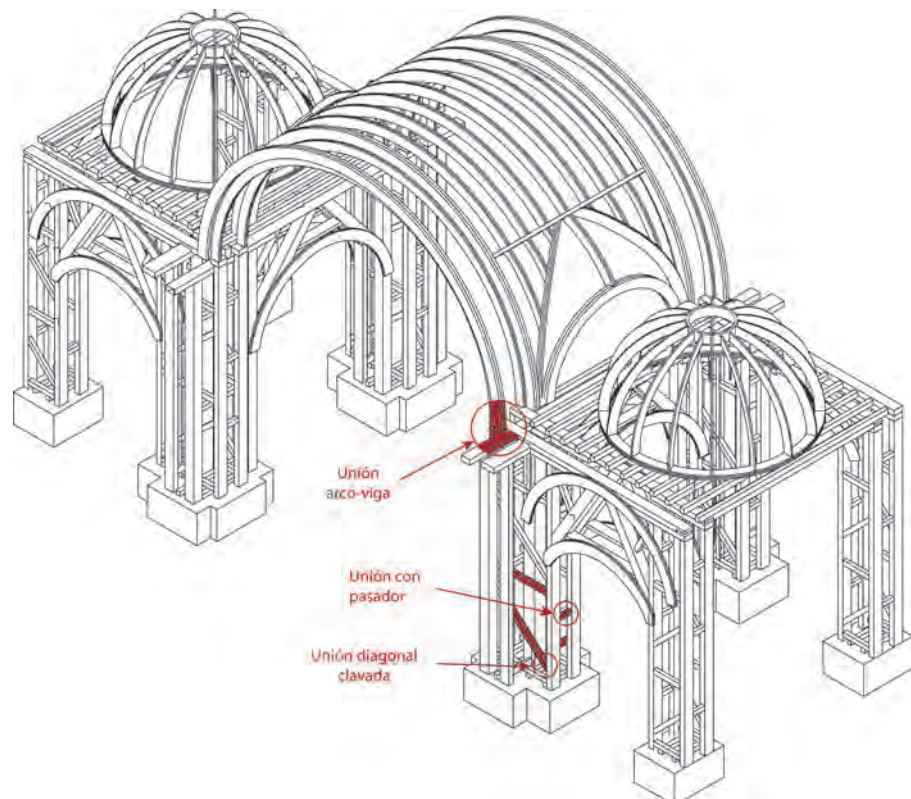
Uniones seleccionadas y metodología del ensayo

La Catedral de Ica es una estructura sofisticada de madera compuesta de pilares, vigas, cúpulas, bóvedas, arcos y torres. Por lo tanto, el comportamiento sísmico de la estructura depende probablemente del comportamiento de las uniones de madera que sujetan estas piezas. Se identificaron tres tipos principales de uniones para ensayo e investigación adicional:

1. Unión entre el poste y la riostra horizontal (con pasadores). Los elementos horizontales tienen dos pasadores en los bordes, que encajan en dos orificios en los postes.
2. Unión entre el poste y la riostra diagonal (clavada). La riostra diagonal está clavada a los postes verticales.
3. Unión entre arcos y vigas (empalme). Por lo general, esta unión es de empalme a caja y espiga, donde la viga de soporte posee un orificio rectangular y el elemento del arco tiene una espiga que encaja en este orificio.

Las ubicaciones de las tres uniones se muestran en la figura 5.1. Las fotografías de la unión con pasadores y la configuración de su ensayo se muestran en las figuras 5.2 y 5.3.

FIGURA 5.1. Diagrama de la Catedral de Ica, que muestra las ubicaciones de tres uniones tipo estudiadas: con pasadores, con clavos y con caja y espiga.



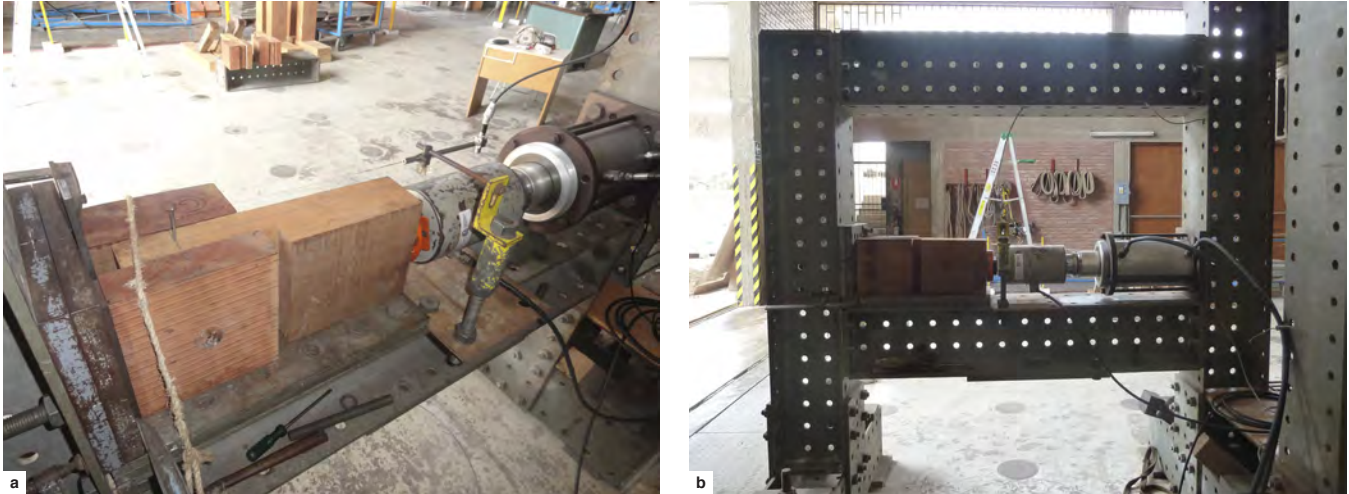
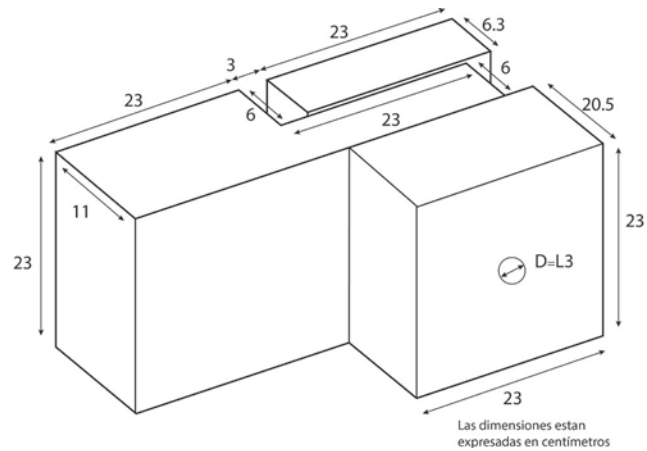


FIGURA 5.2. Unión con pasadores entre el poste y la riostra horizontal: (a) vista del espécimen; (b) vista de la configuración del ensayo.

FIGURA 5.3. Diagrama que muestra las dimensiones de la unión con pasadores entre el poste y la riostra horizontal del espécimen construido en el laboratorio.



El objetivo principal del ensayo fue identificar si estas uniones actúan como uniones articuladas, o si permiten la transferencia de momentos de flexión.

Se desarrolló un ensayo para cada una de las tres uniones que se muestran en la figura 5.1. Cada ensayo reproducía elementos similares en tamaño a los hallados en el sitio, y se construyeron especímenes a escala real usando madera nueva con propiedades similares a las presentes en el sitio. Las acciones mecánicas que cada unión estaba prevista a soportar se imitaron de la mejor forma posible.

Unión entre el poste y la riostra horizontal (pasador)

Configuración del ensayo

Se construyeron tres especímenes con quinilla colorada (*Manilkara bidentata*), que pertenece a la misma categoría de madera (tipo A) que la madera original huarango (*Prosopis pallida*) según el Código de Diseño Peruano (NTE E.010) (Ministerio de Transportes 2006b). En la actualidad, el huarango es una especie maderera protegida. Las propiedades mecánicas se muestran en la tabla 5.1.

TABLA 5.1.

Caracterización de las propiedades mecánicas de la quinilla colorada, usada para construir los especímenes de ensayo.

Valores presentados	Contenido de humedad	Flexión			Compresión		
		Límite del comportamiento lineal elástico	Capacidad máxima	Módulo de elasticidad	Límite del comportamiento lineal elástico	Capacidad máxima	Módulo de elasticidad
	%	MPa	MPa	GPa	MPa	MPa	GPa
Promedio	46	69.8	118	18.1	46.7	59.6	19.2
Característica		15.7	15.8	1.76	9.41	8.53	3.82
Coefficiente de variación		25.5	1.05	1.08	2.25	1.57	2.25

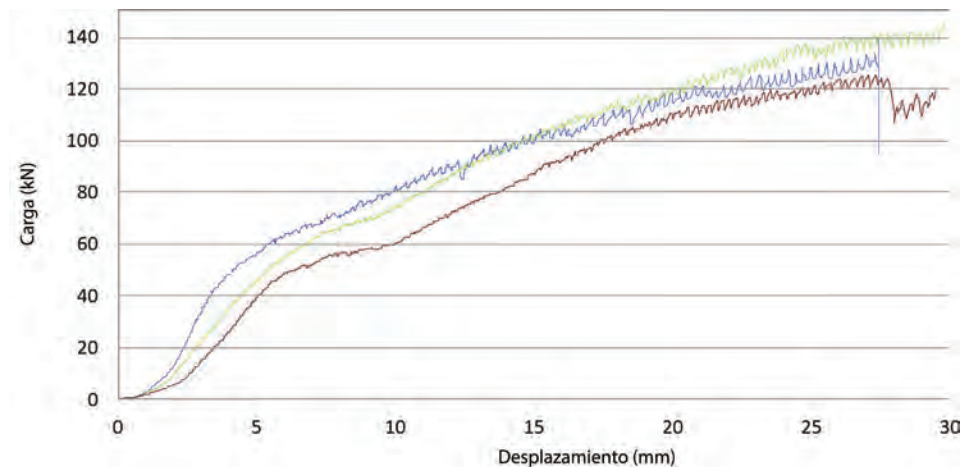
Resultados y conclusión

En todos los ensayos ejecutados, el pasador se dobló y aplastó las áreas adyacentes de los soportes sin romperse. Esto confirmó la observación de campo de que ninguno de estos pasadores había fallado durante el terremoto de Pisco en 2007 experimentado por la Catedral de Ica. Las cargas máximas soportadas por las tres muestras fueron 140 kN, 144 kN y 125 kN, respectivamente. Los resultados mostraron que la capacidad de la unión con pasadores es muy alta y que se mantendrá elástica bajo las cargas previstas. Esto está ilustrado por las curvas de carga-desplazamiento en la figura 5.4.

En conclusión, la capacidad de carga máxima de la unión es muy alta: una carga máxima promedio de 132 kN asociada con un desplazamiento de 27 mm, que es poco probable que sea excedida durante la acción sísmica. Por lo tanto, se puede asumir con seguridad que la unión no fallará durante eventos sísmicos fuertes y que continuará comportándose como un pasador.

FIGURA 5.4.

Gráfico que muestra las curvas carga-desplazamiento para los tres especímenes con uniones con pasadores.



Unión entre el poste y la riostra diagonal (clavada)

Configuración del ensayo

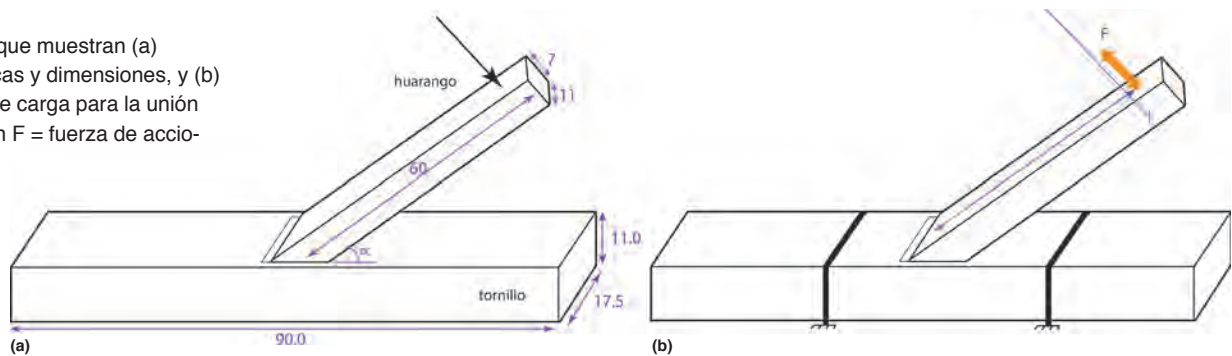
También se construyeron tres especímenes para conocer mejor el comportamiento de las uniones clavadas entre los postes y la riostra diagonal. Originalmente, en la Catedral de Ica, se usó sapele (*Entandrophragma cylindricum*) para los postes y huarango (*Prosopis pallida*) para las diagonales. Dado que el sapele también es una especie maderera exótica, fue reemplazado por el tornillo

(*Cedrelinga catanaeformis*), de la misma clase maderera tipo C especificada en el código peruano. Se recogieron piezas originales de madera de huarango en buenas condiciones del material que colapsó en la Catedral de Ica y se usaron en los ensayos. La diagonal se unió a la base con un clavo original. El ensayo se realizó de manera cíclica, controlando el desplazamiento y midiendo la fuerza. La fuerza se aplicó en el extremo de la diagonal, perpendicular a su eje. Los tres especímenes se probaron en tres fases de desplazamiento máximo de 20, 40 y 80 mm, respectivamente. Se realizaron tres ciclos para cada fase. La configuración del ensayo se muestra en las figuras 5.5 y 5.6.

FIGURA 5.5.
Configuración del ensayo para la unión clavada entre el poste y la riostra diagonal.



FIGURA 5.6.
Diagramas que muestran (a) características y dimensiones, y (b) aplicación de carga para la unión clavada, con F = fuerza de accionamiento.



Resultados y conclusión

La figura 5.7 muestra la posición del clavo y su distancia desde el centro de rotación en el ensayo cíclico. Estos centros de rotación están en ambos extremos del área de contacto entre los dos elementos. Cuando la fuerza de accionamiento (F) tira de la diagonal hacia afuera, la distancia al centro de rotación en los tres especímenes es mayor (10, 10 y 7.5 cm) que cuando F actúa en la dirección opuesta (6, 4 y 7 cm). Esta asimetría de los centros de rotación, combinada con la asimetría del clavo, resulta en cargas bastante mayores por parte de la unión en una dirección que en la otra (fig. 5.8). La figura 5.9 muestra las curvas de carga-desplazamiento asimétricas obtenidas para los tres especímenes. Este gráfico es proporcional a la curva de momento-rotación, ya que los valores mostrados en el eje son momento = fuerza \times d ; y ángulo de rotación = desplazamiento / d .

FIGURE 5.7.

Distancia entre el clavo y el centro de rotación. Cuando F tira de la diagonal hacia afuera, la distancia es mayor (a) que cuando F tira en la dirección opuesta (b).

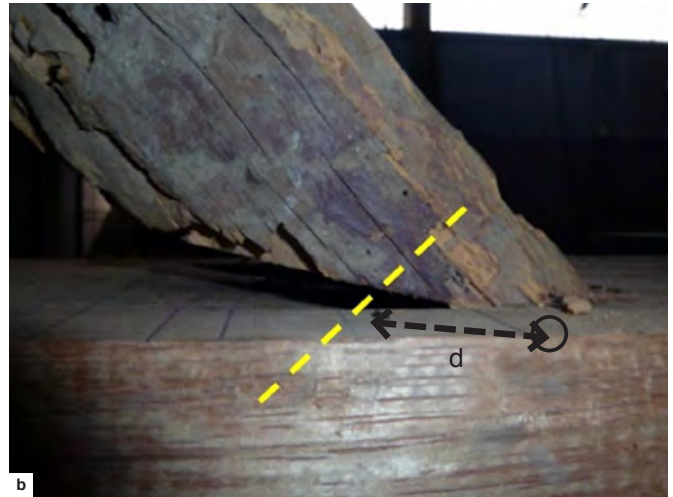
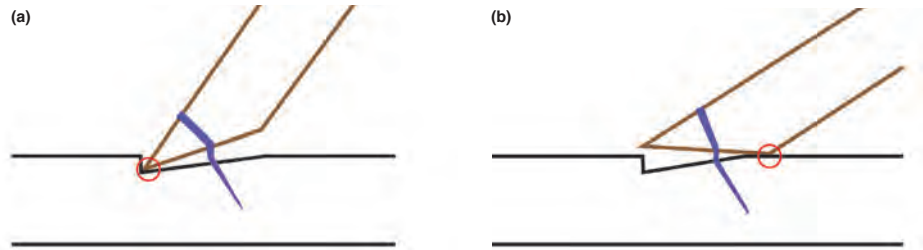


FIGURA 5.8.

(a) Dirección de F (flecha amarilla) y distancia al centro de rotación (flecha roja doble). (b) Detalle que muestra la rotación de la diagonal a la distancia, (c) desde el centro cuando la fuerza de tracción (línea amarilla discontinua) está actuando.

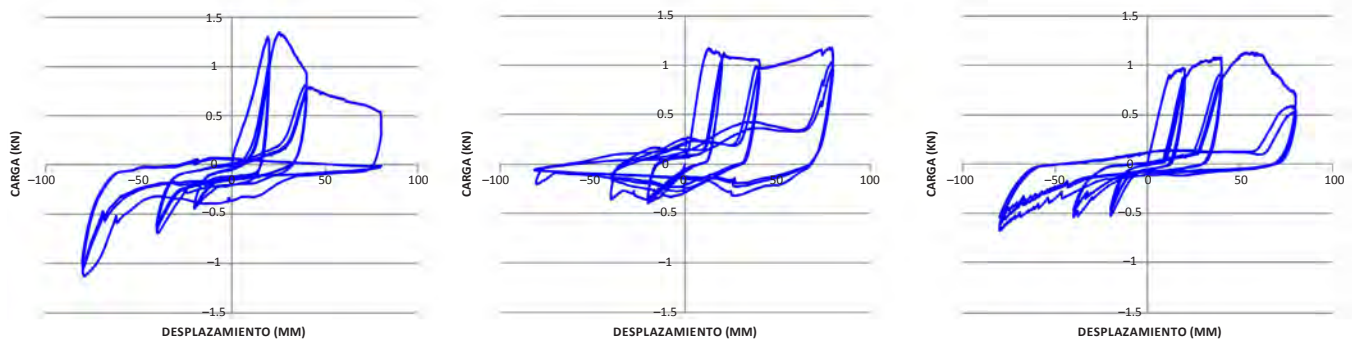


FIGURA 5.9.

Curvas de carga-desplazamiento para las uniones con clavos entre el poste y la diagonal.

La rigidez rotacional de la unión es prácticamente cero después de la primera aplicación de carga, ya que el clavo se extrae casi de inmediato, lo que permite la separación de las dos piezas de madera. A partir de este punto, la diagonal solo rota alrededor del clavo hasta que alcanza la base en un extremo o en el otro. Cuando la diagonal toca la base, se genera una resistencia de momento adicional.

El ensayo cíclico muestra que el comportamiento de la unión es asimétrico, ya que el clavo que une ambos elementos no está en el centro de la superficie de contacto. Debido a las diferentes distancias desde ambos extremos hasta el clavo, ocurren momentos de resistencia distintos cuando la diagonal rota. Desde las curvas de carga-desplazamiento, se puede concluir que la unión perderá su resistencia a momento y comenzará a comportarse como un pasador una vez que se exceda un momento de flexión de 0.72 kNm.

Unión entre arcos y vigas (empalme a caja y espiga)

Configuración del ensayo

Se probaron seis especímenes que reproducen la unión entre arcos y vigas. En la vigas se usó tornillo (*Cedrelinga catanaeformis*) para reemplazar la madera de sapele no disponible. Para los arcos se usó cedro (*Cedrela odorata*), como en la estructura original. El ensayo se configuró de manera que la espiga estaba en el medio de la dirección longitudinal de la viga. La carga se aplicó cíclicamente en el extremo del elemento que representa el arco. Tres de los seis especímenes se sometieron a una fuerza paralela a la dirección longitudinal de la viga; los tres especímenes restantes se sometieron a una fuerza perpendicular a la dirección longitudinal de la viga (figs. 5.10 y 5.11). En la dirección transversal, sin embargo, la espiga se ubicó descentrada, creando una configuración asimétrica (fig. 5.12). El ensayo se llevó a cabo bajo desplazamiento controlado mientras se medía la fuerza. Cada ensayo se sometió a tres fases de desplazamiento máximo: ± 20 , ± 25 y ± 50 mm.

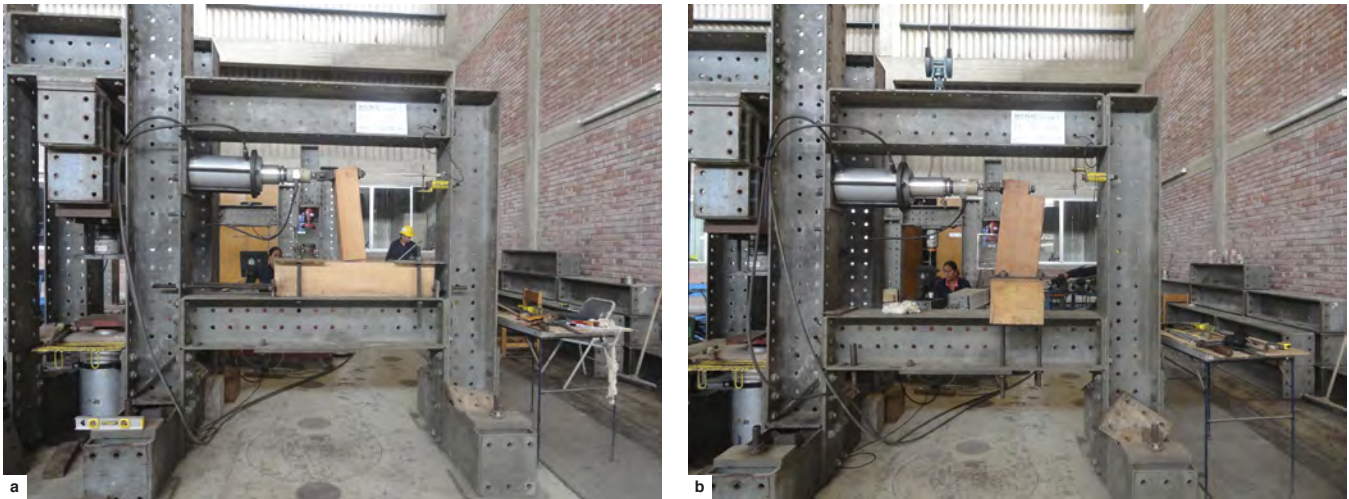


FIGURA 5.10.

Configuración del ensayo para la unión entre los arcos y las vigas (caja y espiga): (a) ensayo paralelo a la viga; (b) ensayo perpendicular a la viga.

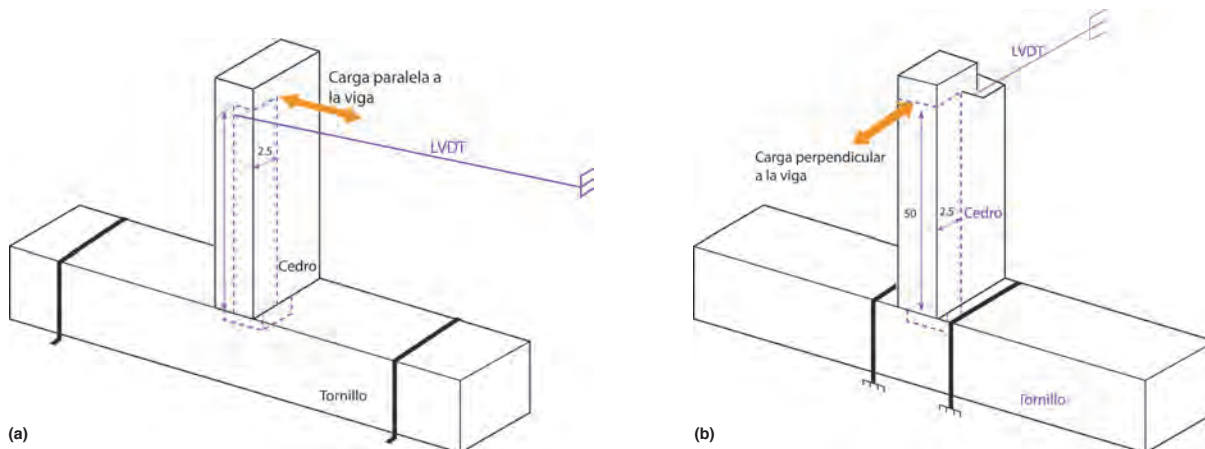
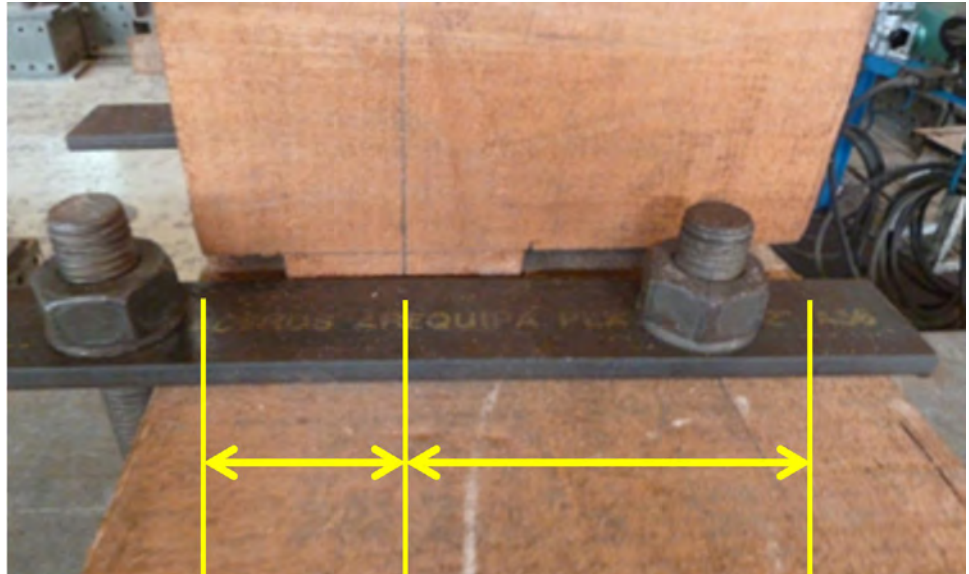


FIGURA 5.11.

Esquema del ensayo que muestra la carga (a) paralela a la viga; (b) perpendicular a la viga.

FIGURA 5.12.

Configuración de la dirección transversal, que muestra la espiga descentrada, creando una configuración asimétrica.



Resultados y conclusión

Las curvas de carga-desplazamiento para la carga paralela (especímenes 1, 2 y 3) y la carga perpendicular (especímenes 4, 5 y 6) a la dirección longitudinal de la viga se muestran en las figuras 5.13 y 5.14, respectivamente. Cuando la unión está cargada en la dirección paralela, su comportamiento es ligeramente asimétrico. De hecho, aunque la espiga está ubicada simétricamente, ejerce una fuerza de tracción en la caja y vuelve completamente a su posición inicial debido a la fricción. Para calcular

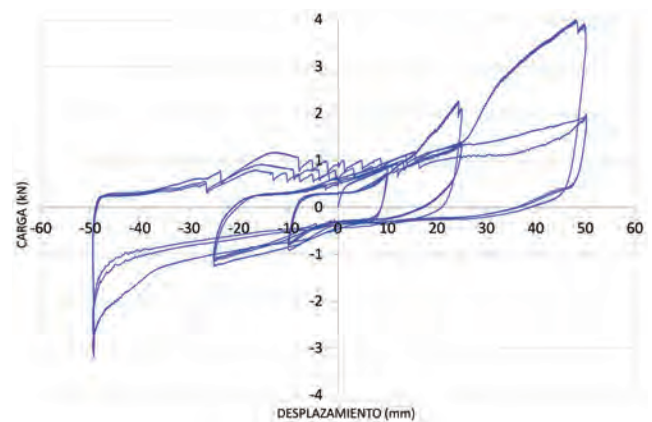
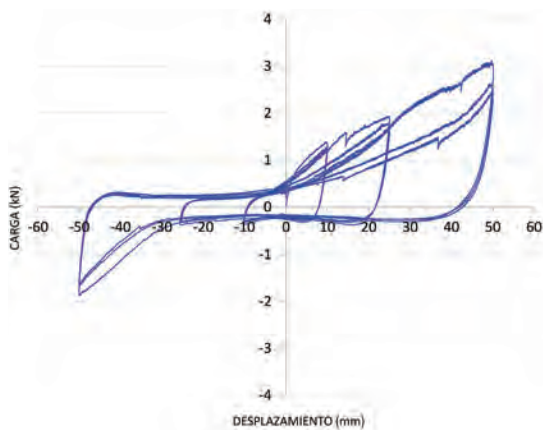
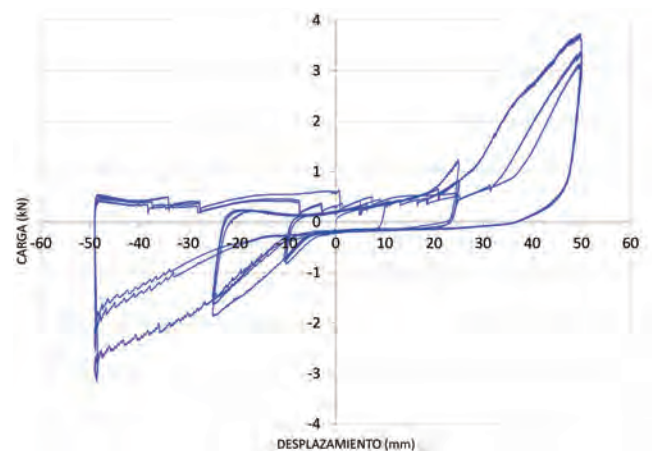


FIGURA 5.13.

Curvas de carga-desplazamiento para la unión del arco y la viga para los especímenes 1, 2 y 3 (carga paralela).



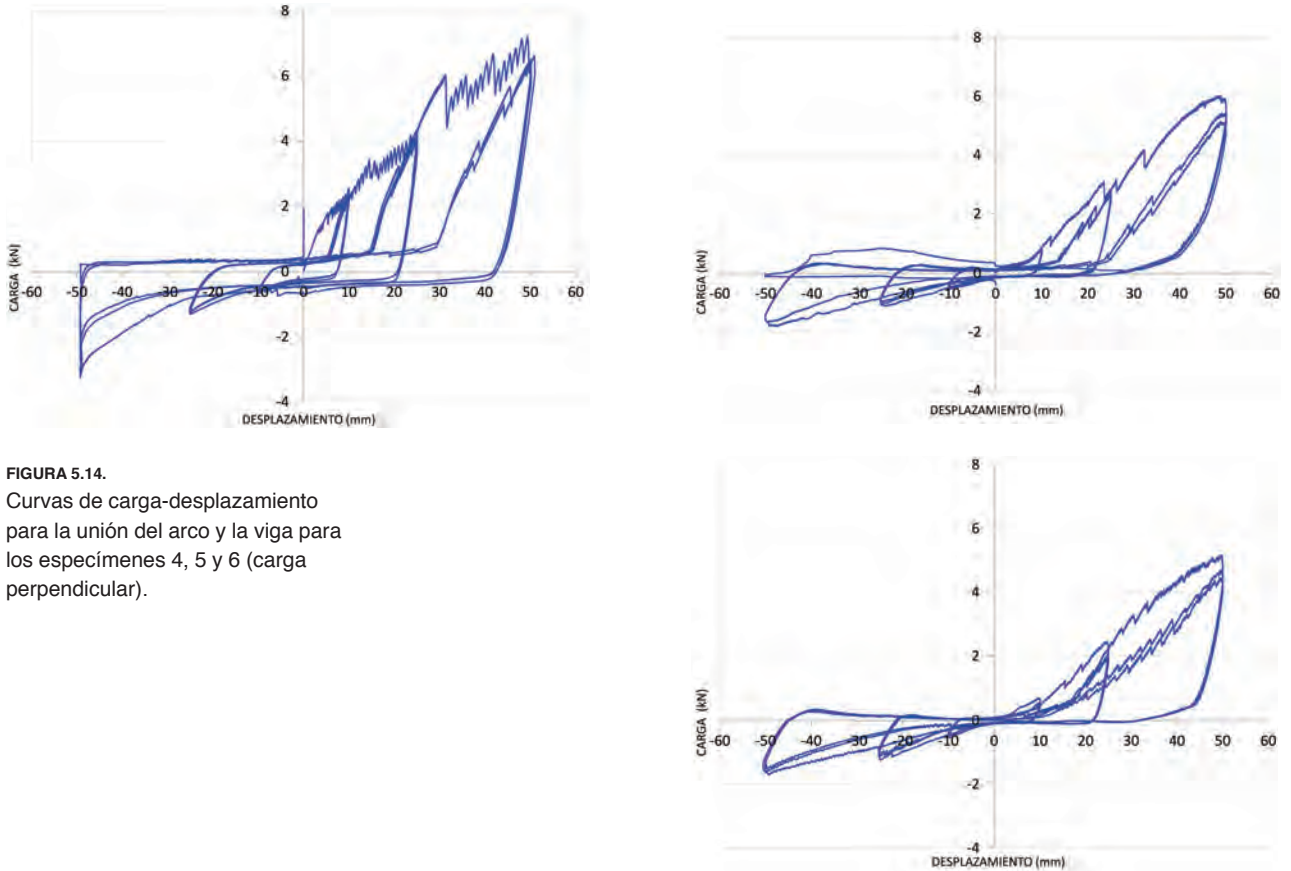


FIGURA 5.14.
Curvas de carga-desplazamiento para la unión del arco y la viga para los especímenes 4, 5 y 6 (carga perpendicular).

la resistencia a momento de la unión, se multiplican las fuerzas obtenidas en cada dirección (promedio de 3 kN y 3.6 kN) por la distancia a la base (0.50 m). Los momentos de resistencia a flexión de la unión en la dirección alineada con la viga resultan así de 1.5 kNm y 1.8 kNm, dependiendo si la fuerza se ejerce en una dirección positiva o negativa en la viga. La parte central de la curva de desplazamiento de la carga para todos los especímenes cargados paralelamente a la viga muestra una pendiente casi horizontal, lo que indica que la rigidez a flexión es prácticamente cero. Por lo tanto, la rigidez rotacional también es prácticamente inexistente, y la unión se comporta como una bisagra. La unión no falló y la espiga no se soltó de la caja.

En el caso de las cargas perpendiculares, las cargas medidas fueron altamente asimétricas. Esto se debe a la posición asimétrica de la espiga en relación con el eje de la viga. Cuando el elemento de madera que representa el arco rota, la distancia al centro de la espiga cambia. Para calcular el momento a flexión, se multiplican las fuerzas ejercidas por la distancia vertical a la base (0.50 m). Así, los valores para el momento de flexión máxima resultan de 2.5 kNm en una dirección y 0.75 kNm en la otra. También en la carga perpendicular, la parte central de la curva de carga-desplazamiento muestra una pendiente casi horizontal con una fuerza de prácticamente cero y demuestra, una vez más, que la rigidez es cercana a cero. Por lo tanto, la rigidez rotacional es cercana a cero. Nuevamente, podemos concluir que la unión se comporta como una bisagra. La unión no falló ni se soltó entre la espiga y la caja.

Además, la unión entre el arco y la viga se puede considerar una unión con pasadores.

Conclusiones

Los ensayos de las uniones de madera permitieron identificar un claro comportamiento estructural para las tres uniones. Ninguna de las uniones mostró un comportamiento frágil, y ninguna unión falló durante los ensayos. Todas las uniones se pueden representar como con pasadores: en el caso de la diagonal clavada y de las uniones de arco y viga, hay una pequeña capacidad inicial para transferir los momentos de flexión; no obstante, una vez que el clavo y la espiga se deslizan de su ubicación original, ya no resisten la rotación.

Referencias

Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción. 2006b. *Normativa de madera*. NTE E-010. Lima: Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción

Técnicas tradicionales para la estabilización sismorresistente

Las técnicas tradicionales que mejoran la estabilidad de los edificios de adobe han sido parte del patrimonio arquitectónico de adobe durante siglos. Las técnicas de estabilización principales que han sido utilizadas tradicionalmente son las vigas cadena, las vigas de amarre de madera (que interconectan paredes paralelas), los esquineros de madera y los contrafuertes (Michiels 2015). Estas técnicas han sido utilizadas para la estabilización, pero también han sido incorporadas en las estructuras de adobe históricas en el momento de la construcción. Este capítulo describe los ensayos físicos de dos de estas técnicas: las vigas de amarre de madera y los esquineros de madera.

Ensayo de tracción de las vigas de amarre

Las vigas de amarre, elementos horizontales que unen los muros paralelos y permiten la transferencia de cargas horizontales, son un elemento de construcción recurrente en muchas iglesias de adobe. Estas vigas, generalmente hechas de madera, forman una parte esencial de muchos edificios de mampostería de adobe, ya que unen muros paralelos y, por lo tanto, mejoran el comportamiento de caja de las estructuras y contribuyen a la resistencia fuera del plano de los muros (Michiels 2015). Por lo general, las vigas de amarre se emplean donde hay pocos muros transversales. Pueden servir como elementos estructurales complementarios de los contrafuertes, pero, por lo general, se usan en lugar de los contrafuertes.

El anclaje de las vigas de amarre a los muros de adobe suele ser un factor crítico a la hora de determinar la eficacia de las vigas (fig. 6.1). Por lo tanto, el objetivo de los ensayos de tracción es entender el comportamiento de un sistema de viga de amarre y llave de anclaje que está unido a un muro de mampostería de ladrillo sin cocer (como sustituto de los bloques de adobe). Los ensayos se

FIGURA 6.1.

(a) Vigas de amarre tal como se ven en el muro exterior de una casa en Cuzco. (b) Vigas de amarre visibles en el nivel del techo dentro del Templo de Kuñotambo.



llevaron a cabo mediante el análisis del modo de fallo del sistema y la definición de la capacidad máxima de la unión.

Antes del programa de ensayo en el laboratorio, se llevó a cabo un estudio de campo en el área de Cuzco, en Perú, para identificar las dimensiones, los detalles y materiales de construcción usados típicamente para las vigas de amarre. En el centro histórico de Cuzco, el espesor de los muros de adobe varía entre 0.60 y 1.20 m en las casas, y entre 1.00 y 2.00 m en las iglesias. En las casas, las vigas de amarre suelen tener un diámetro de 15 cm y se pueden encontrar en el nivel del techo, así como entre el primer y segundo piso de las casas de dos pisos. En las iglesias, el diámetro de la sección transversal de la viga de amarre es de entre 20 y 25 cm. El espaciado entre las vigas de amarre varía entre 2 y 5 m, y las llaves de anclaje suelen ser de 50 cm de largo y 10 cm de diámetro.

Metodología

Para los ensayos, se construyeron nueve muros con vigas de amarre embebidas siguiendo el esquema que se muestra en la figura 6.2. Cada uno de los nueve muros tenía un ancho de 1.90 m y una altura de 1.50 m (fig. 6.3). Los muros se dividieron en tres grupos de ensayo; las tres paredes de cada grupo tenían un espesor de 0.26, 0.54 y 0.84 m, respectivamente (fig. 6.4). Se colocó una carga vertical grande (w) en las dos muestras de mayor espesor de cada grupo (0.54 y 0.84 m) (fig. 6.5). El ancho, la altura, el espesor y la carga para los nueve muros de muestra se proporcionan en la tabla 6.1. Cada muro se sujetó en la parte inferior y en la parte superior. La ubicación de una sujeción en la parte superior impedía la rotación sobre la articulación inferior. Se aplicó una fuerza de tracción (P) en el extremo de la viga de amarre mediante un gato hidráulico, a la vez que se registró el desplazamiento horizontal mediante un transformador diferencial de variación lineal (LVDT, por sus siglas en inglés).

Los muros de mampostería se construyeron con ladrillos artesanales sin cocer como sustituto de los bloques de adobe. Estos ladrillos de arcilla sin cocer se fabricaron siguiendo un proceso similar

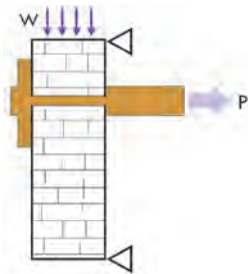


FIGURA 6.2.

Esquema usado para la construcción de los nueve muros del ensayo, con w = carga vertical y P = fuerza de tracción.

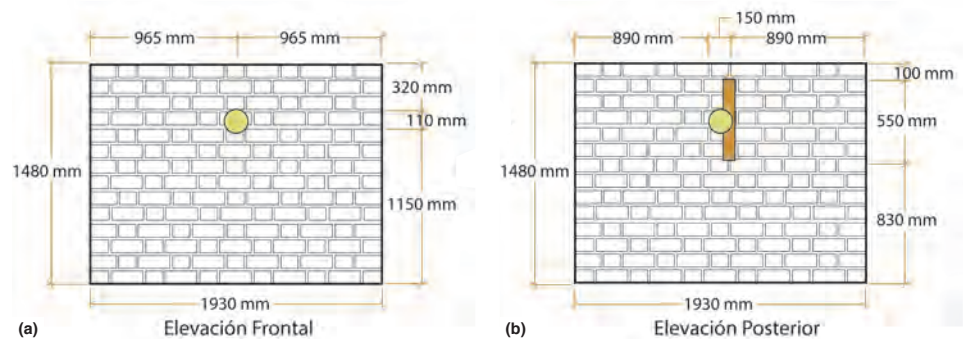


FIGURA 6.3.

(a) Vistas frontal y (b) posterior de los muros de ensayo, que muestran las dimensiones principales.

FIGURA 6.4.

Vistas laterales del muro de ensayo, que muestran los tres espesores diferentes: (a) 0.26 m, (b) 0.54 m y (c) 0.83 m.

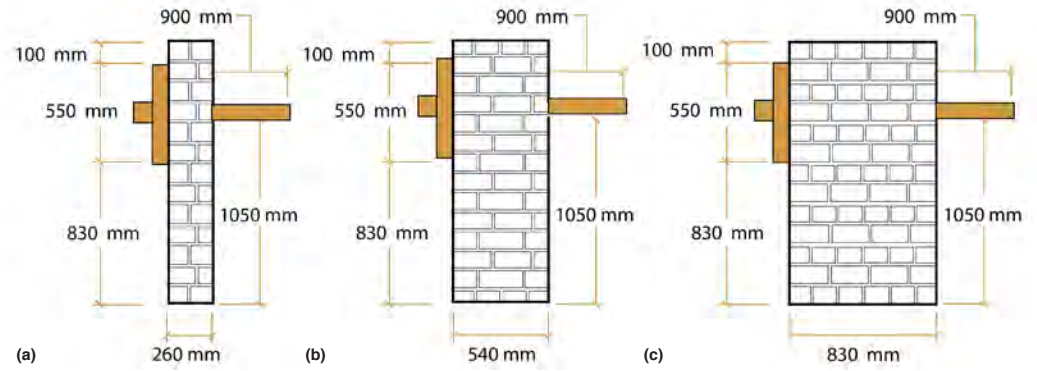


FIGURA 6.5.

Fotografía de la configuración del ensayo, que muestra la aplicación de la carga vertical en una muestra del muro del ensayo.



TABLA 6.1.

Características (ancho, altura, espesor y carga) de los nueve muros construidos para el ensayo de tracción.

Muro	Ancho m	Altura m	Espesor m	Carga en la parte superior kN
M1	1.90	1.50	0.26	3.5
M2	1.90	1.50	0.26	3.5
M3	1.90	1.50	0.26	0
M4	1.90	1.50	0.54	7.0
M5	1.90	1.50	0.54	7.0
M6	1.90	1.50	0.54	0
M7	1.90	1.50	0.84	10.5
M8	1.90	1.50	0.84	10.5
M9	1.90	1.50	0.84	0

a la producción de adobe y se moldearon a mano y secaron al sol. No obstante, los elementos tienen dimensiones más pequeñas ($203 \times 118 \times 92$ mm) y un mayor contenido de arcilla que los bloques de adobe típicos. La resistencia a la compresión promedio de los bloques resultó de 2 MPa, un valor alto comparado con los valores obtenidos para los bloques de adobe histórico. El mortero de barro usado para la mampostería estaba compuesto de 3 partes de suelo, 1 parte de arena y 1 parte de paja por volumen. El espesor de las juntas de mortero horizontal y vertical era aproximadamente de 20 mm. También se realizaron los ensayos de resistencia a la compresión uniaxial en las pilas, y se midió una resistencia a la compresión promedio de 1.13 MPa y un módulo de elasticidad de 246 MPa (sobre la base de tres especímenes de ensayo). La fuerza de corte de la mampostería se obtuvo correctamente mediante ensayos de compresión diagonal y midió un valor de 0.044 MPa. Las paredes se revistieron con una lechada de cal delgada que permitió visualizar más fácilmente el desarrollo de las grietas.

Resultados

Las curvas de carga-desplazamiento y las formaciones de grietas correspondientes en las superficies exteriores de las paredes se muestran en la figura 6.6. Todos los muros experimentaron una falla cónica por corte que se inició en el esquinero y se desarrolló hacia el muro interior (fig. 6.7). Los muros de 0.26 m de espesor (M1 a M3) primero experimentaron una flexión fuera del plano, pero a medida que se incrementó la carga, el mecanismo de falla se convirtió en una falla de corte por punzonamiento. Los muros de 0.54 y 0.83 m de espesor (M4 a M6 y M7 a M9, respectivamente) también fallaron debido a un cortante por punzonamiento (fig. 6.8). En los muros de 0.83 m de espesor, la superficie de falla no alcanzó la cara frontal del muro; en cambio, aparecieron grietas en las caras laterales.

La fuerza de tracción máxima aplicada a los nueve especímenes de muro se muestra en la tabla 6.2. Se puede observar que los muros de 0.26 m de espesor (M1 a M3) alcanzaron valores que son independientes de la carga vertical, mientras que para los muros restantes, la fuerza de tracción máxima se incrementó aproximadamente un 20% cuando se aplicó una carga vertical. La fuerza de corte para los muros de 0.54 y 0.83 m de espesor se calculó suponiendo una superficie de falla cónica que cruzaba todo el ancho del muro. No obstante, este cono de falla solo se desarrolló en el muro con un espesor de 0.54 m. Se observó que para este espesor, el valor calculado de fuerza de corte sin carga vertical fue 0.043 MPa, un valor muy cercano al obtenido en los ensayos de compresión diagonal (0.044 MPa). El cono al cortante (consulte la fig. 6.7) no se pudo desarrollar totalmente en los otros ensayos debido a la configuración geométrica.

TABLA 6.2.
Fuerza de tracción y fuerza vertical máximas aplicadas a los nueve muros de muestra.

Muro	Espesor m	Carga vertical kN/m	Carga máxima kN	Esfuerzo de corte asociado MPa
M1	0.26	1.83	16.04	–
M2	0.26	1.83	17.46	–
M3	0.26	0	16.60	–
M4	0.54	3.67	34.28	0,053
M5	0.54	3.67	35.69	0,055
M6	0.54	0	28.21	0,043
M7	0.83	5.50	52.35	0,034
M8	0.83	5.50	49.40	0,032
M9	0.83	0	41.83	0,027

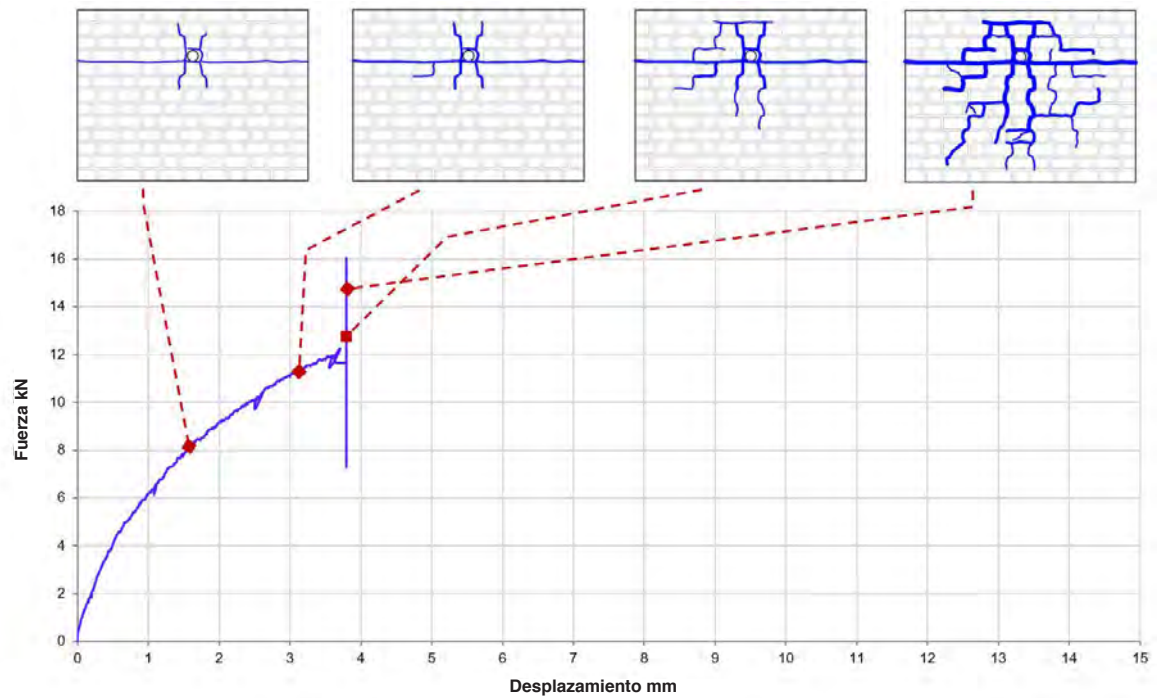
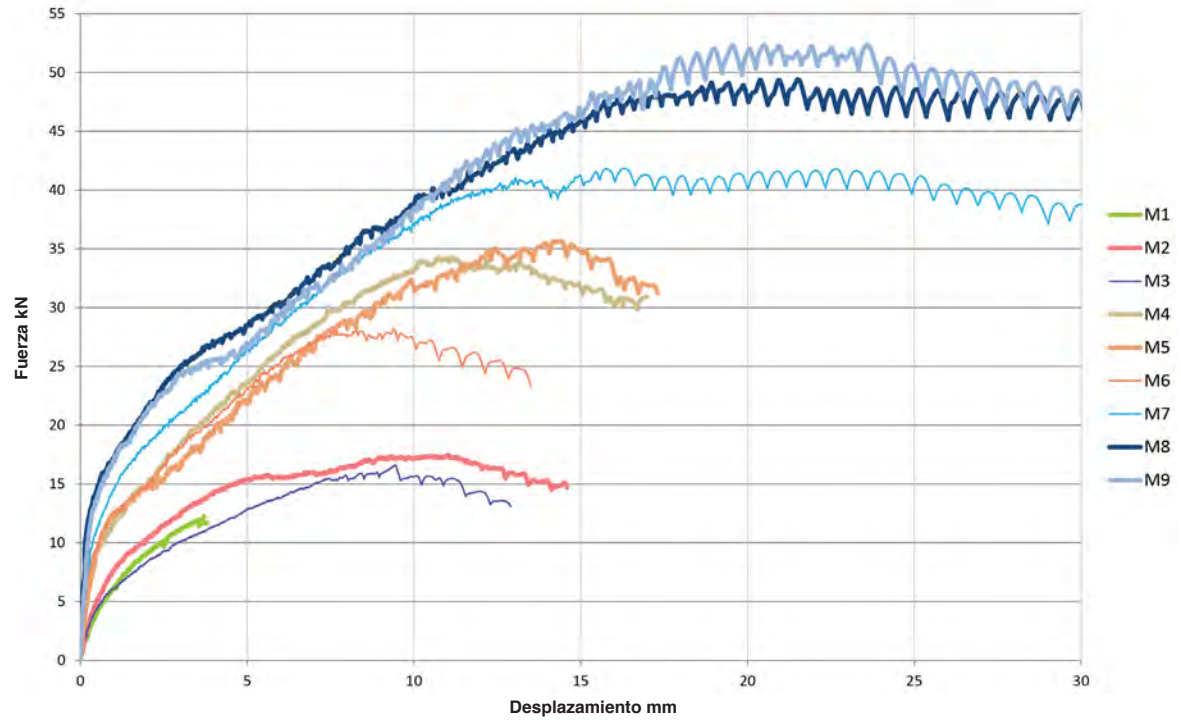


FIGURA 6.6. (SIGUE)

Gráfico que muestra las curvas de carga-desplazamiento y las formaciones de grietas correspondientes en el plano exterior de las nueve muestras de muros.

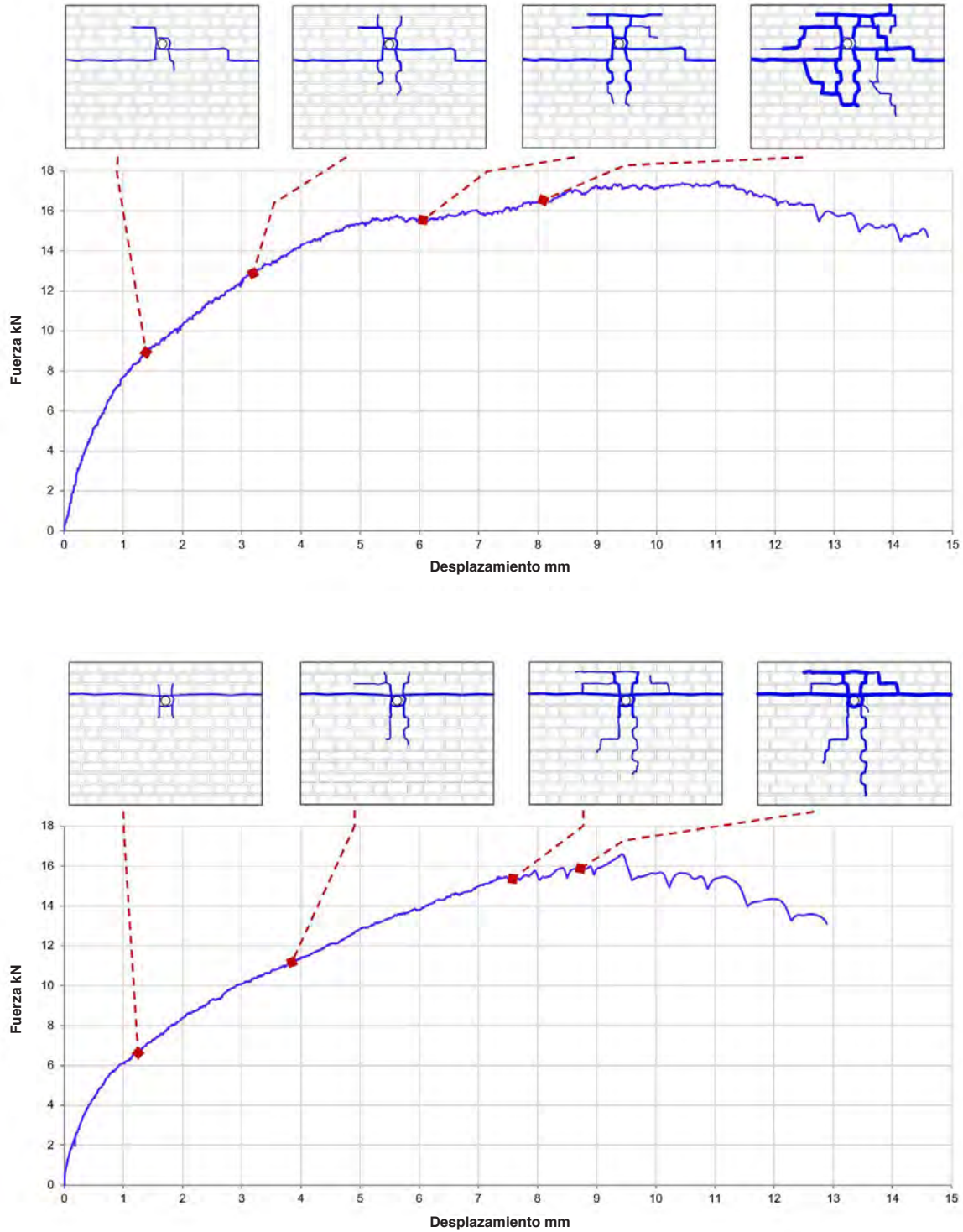


FIGURA 6.6. (SIGUE)

Gráfico que muestra las curvas de carga-desplazamiento y las formaciones de grietas correspondientes en el plano exterior de las nueve muestras de muros.

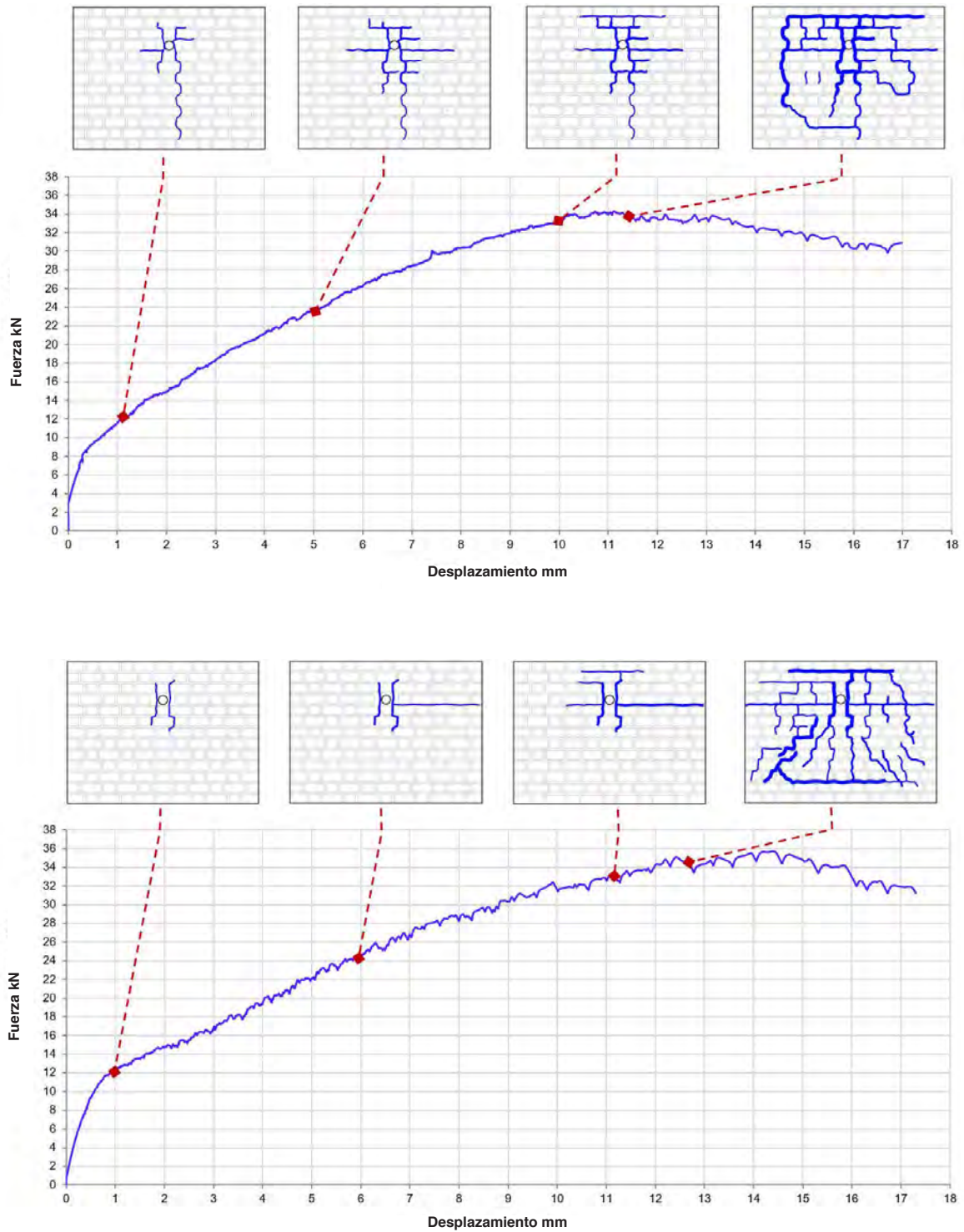


FIGURA 6.6. (SIGUE)

Gráfico que muestra las curvas de carga-desplazamiento y las formaciones de grietas correspondientes en el plano exterior de las nueve muestras de muros.

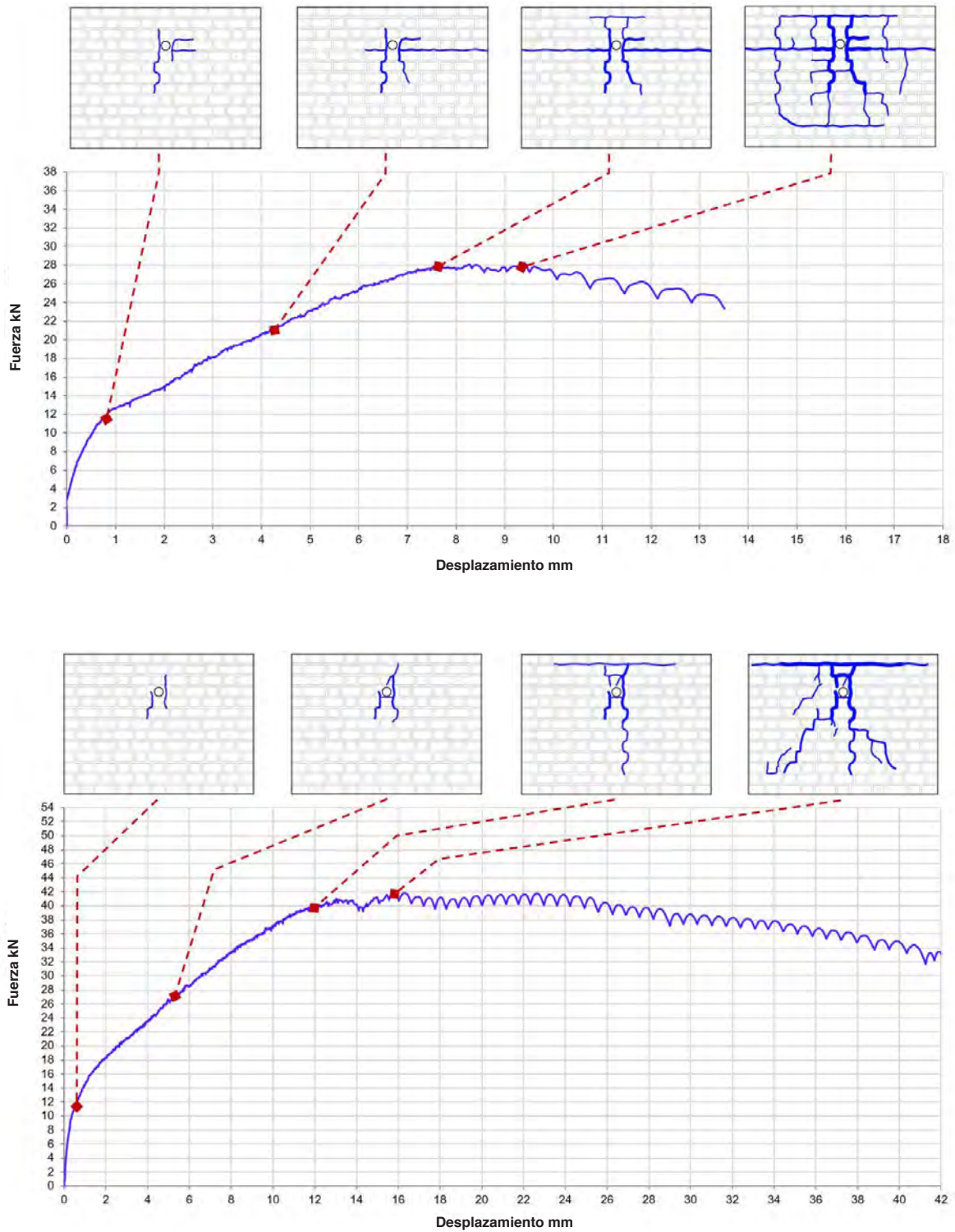


FIGURA 6.6. (SIGUE)

Gráfico que muestra las curvas de carga-desplazamiento y las formaciones de grietas correspondientes en el plano exterior de las nueve muestras de muros.

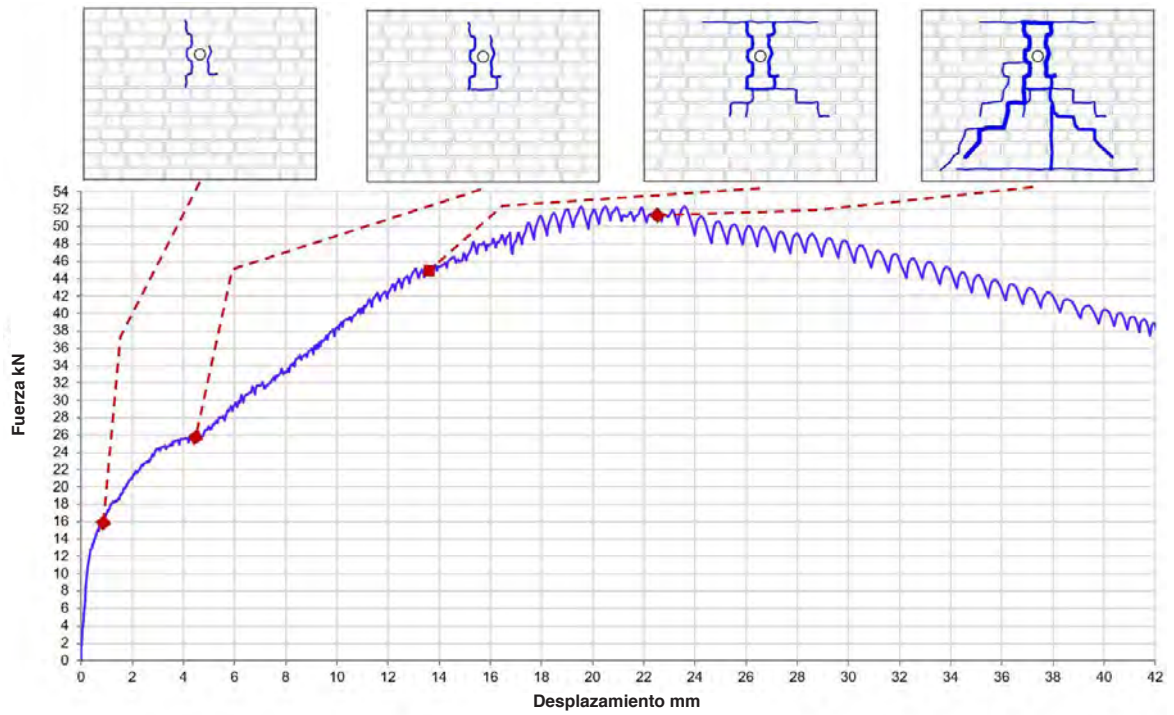
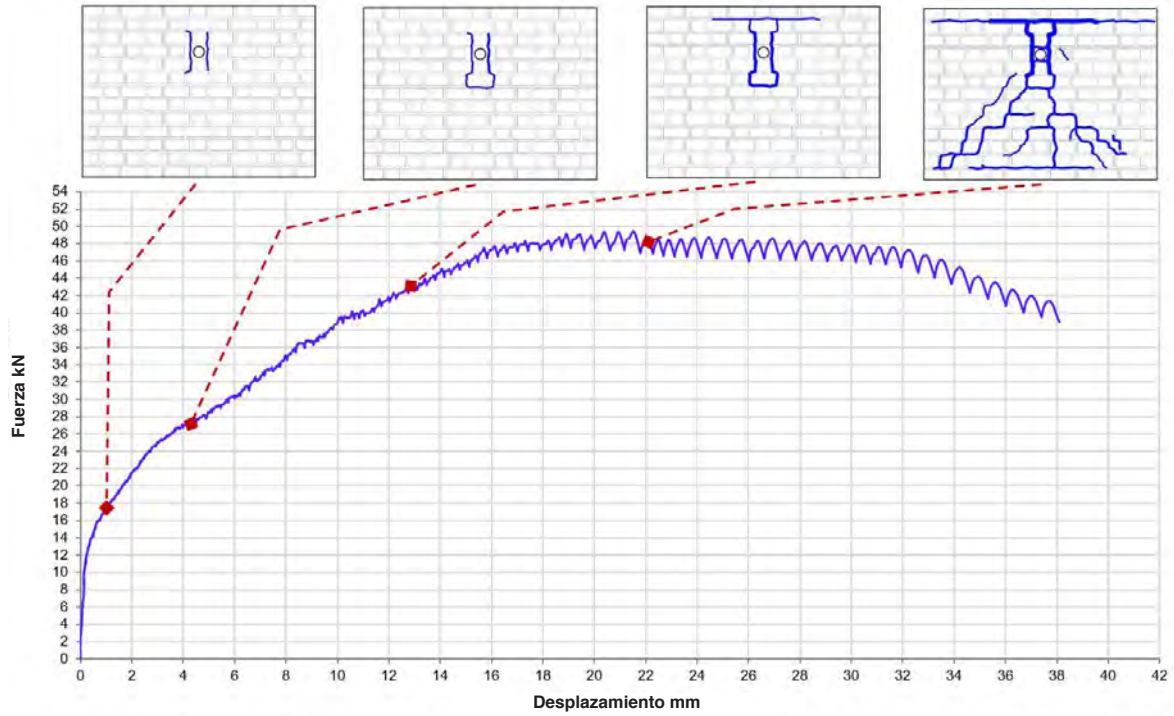


FIGURA 6.6. (SIGUE)

Gráfico que muestra las curvas de carga-desplazamiento y las formaciones de grietas correspondientes en el plano exterior de las nueve muestras de muros.

FIGURA 6.7.

Diagramas que muestran (a) la vista frontal y (b) la vista lateral de las superficies de falla.

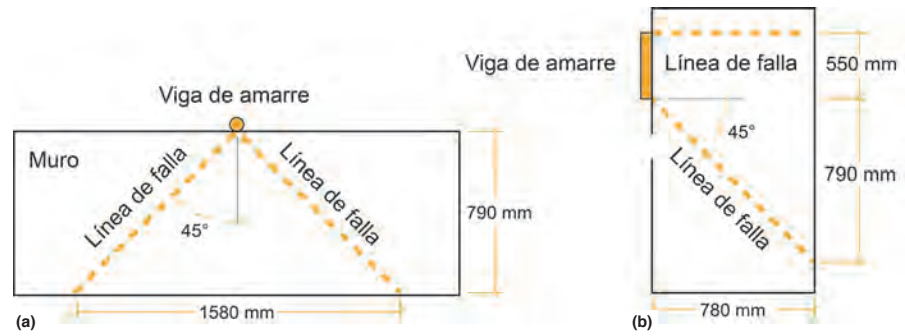


FIGURA 6.8.

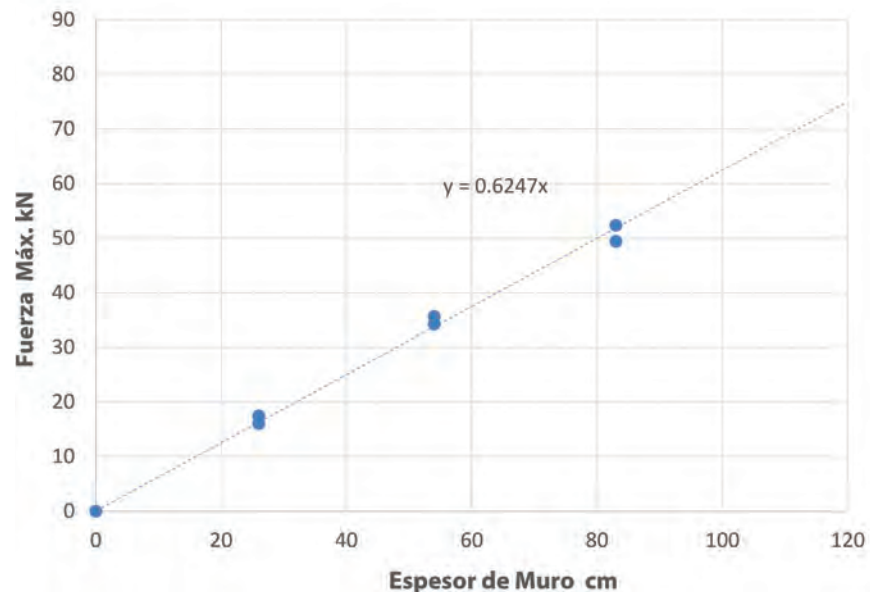
Fotografías de los especímenes de pared (a) M5 y (b) M8, que muestran el modo de falla debido al cortante por punzonamiento de la viga de amarre a través de la mampostería.

El trazado de la fuerza de tracción máxima frente al espesor del muro mostró una clara relación lineal, como se observa en la figura 6.9. Este dato no sorprende, dado que la falla de corte del muro rige la interacción entre la viga de amarre y el muro en este ensayo (consulte la fig. 6.8). En consecuencia, el espesor del muro tiene una relación directa con la carga y el mecanismo de la falla.



FIGURA 6.9.

Gráfico que muestra la correlación entre la capacidad de tracción máxima de las vigas de amarre y el espesor de los muros.



Conclusiones

En este programa, los ensayos de tracción se ejecutaron en muros de adobe de diferentes espesores. La falla ocurrió por un cortante por punzonamiento de la viga de amarre a través de la mampostería de adobe, ya que la configuración del ensayo impidió la falla de vuelco. Se pudo discernir una clara relación lineal entre la capacidad de carga máxima de la viga de amarre y el espesor del muro. A su vez, esta relación puede atribuirse a un cálculo de fuerza de corte basado en un cono de falla de 45 grados. No obstante, debido a la presencia del soporte superior, el muro no pudo rotar sobre un punto de su base. Por lo tanto, la falla debido a la flexión, o el comportamiento combinado de corte y flexión, se descartaron mediante la configuración del ensayo, mientras que estos mecanismos de falla, o incluso la falla del elemento de madera, probablemente ocurran durante un evento sísmico real.

Ensayos de los esquineros

Los esquineros son elementos de madera que se emplean en diferentes alturas de los muros perpendiculares para unirlos. Es común que se produzcan grietas entre los muros ortogonales debido a las diferencias en el movimiento fuera del plano y en el plano; en consecuencia, los esquineros se instalan para permitir que los miembros trabajen juntos (fig. 6.10).

La instalación de los esquineros es una técnica tradicional en Perú con el objetivo de proporcionar arriostamiento interior adicional para mejorar la resistencia lateral durante la actividad sísmica. Una de las principales vulnerabilidades de las estructuras de tierra es la unión entre los muros ortogonales. Un mecanismo de falla común durante un terremoto es la formación de una grieta vertical que comienza en la parte superior de la unión de la pared y separa ambos muros debido al movimiento fuera del plano del muro longitudinal.

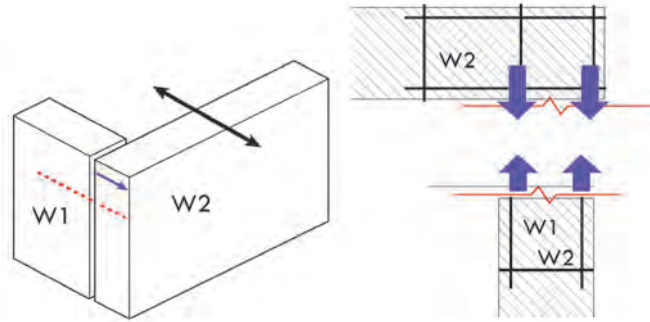
Para proporcionar la unión de los muros ortogonales, se coloca un esquinero de madera compuesto de un conjunto a 90 grados con dos miembros longitudinales y transversales en las esquinas de los edificios, que se embebe en los muros de adobe. Por lo general, cada esquinero se ubica en cada tercio de la altura del muro comenzando desde la parte superior, y se inserta desde el interior. Originalmente, los esquineros estaban hechos de cedro. En la actualidad, el eucalipto es la madera más ampliamente usada. Aunque no existen dimensiones predefinidas para los esquineros de Cuzco, estos suelen estar contruidos con secciones de madera cuadradas con lados de aproximadamente 13 a 15 cm y se extienden sobre los muros entre 1.20 y 2.00 m desde la unión de los muros.

FIGURA 6.10.

(a) Conjunto del esquinero de madera; (b) trabajador instalando un esquinero en el muro.



FIGURA 6.11.
Esquema estructural del mecanismo de un esquinero típico.



La figura 6.11 muestra un esquema del mecanismo de un esquinero típico. Cuando las grietas se activan entre los muros perpendiculares, suelen aparecer en un plano que pertenece al muro perpendicular al que tiende a volcarse hacia afuera. El muro W2 es el que tiende a fallar, y la grieta vertical se desarrollará en el muro W1.

Metodología

Para el ensayo fueron necesarios seis muros de mampostería con esquineros embebidos. Estos muros se construyeron con el mismo tipo de ladrillos sin cocer que se usaron para las vigas de amarre (dimensiones 90 × 115 × 205 mm, resistencia a la compresión 2 MPa). La composición del mortero fue de 1 parte de suelo, 1/4 parte de arena y 1/20 parte de paja. La especie maderera usada fue el tornillo (*Cedrelinga catenaeformis*). Las uniones se realizaron semitraslapadas con clavos. Para ver una fotografía de la configuración completa del ensayo, consulte la figura 6.12.

Se construyeron tres configuraciones geométricas diferentes de los especímenes de muro (tipos A, B y C), a fin de representar el comportamiento del esquinero. Se llevaron a cabo dos ensayos para cada configuración. La primera configuración, tipo A, consistió en un conjunto de madera en el que el esquinero estaba embebido en el muro longitudinal W1 y realizaba una fuerza de tracción en la dirección paralela al muro (fig. 6.13). En cambio, en la segunda configuración, tipo B, parte del esquinero estaba embebido en el muro W2 y realizaba una fuerza de tracción en la dirección perpendicular al muro (fig. 6.14). Un tercer conjunto de ensayos, tipo C, se configuró de manera similar al tipo B, pero con un esquinero adicional agregado en el extremo exterior del conjunto en un intento de incrementar la capacidad de carga (fig. 6.15). Se aplicó una fuerza de tracción en incrementos constantes

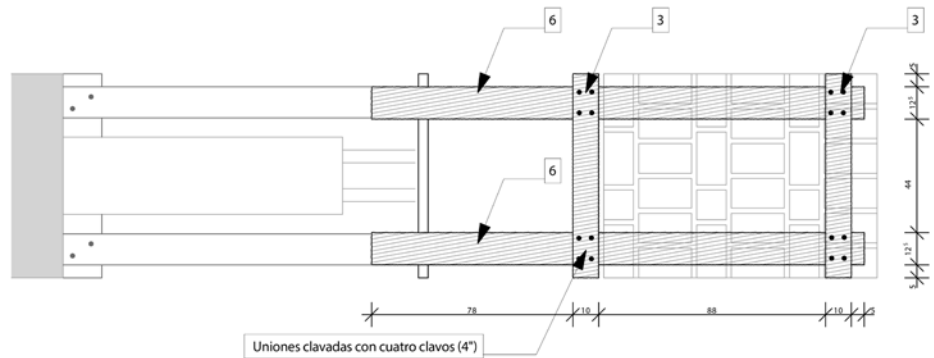
FIGURA 6.12.
Configuración completa del ensayo del esquinero.



de 2 kN/min mediante un gato hidráulico hasta la falla. Se restringió el desplazamiento de las partes superior e inferior del muro, simulando una viga cadena o un esquinero superior arriba y abajo del esquinero. Se instalaron LVDTs para registrar el desplazamiento del conjunto de madera.

FIGURA 6.13.

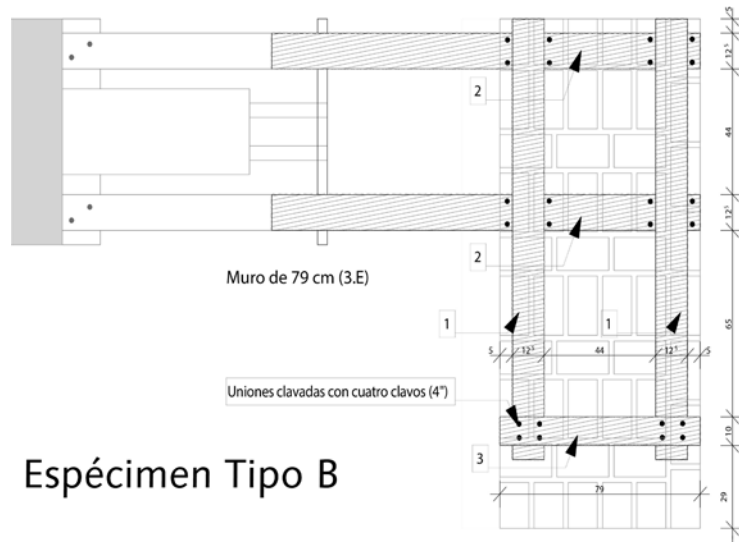
Espécimen tipo A (conjunto de madera), donde la pieza está embebida en el muro longitudinal (W1) y ejerce una fuerza de tracción paralela al muro.



Espécimen Tipo A Muro de 79 cm (3.E)

FIGURA 6.14.

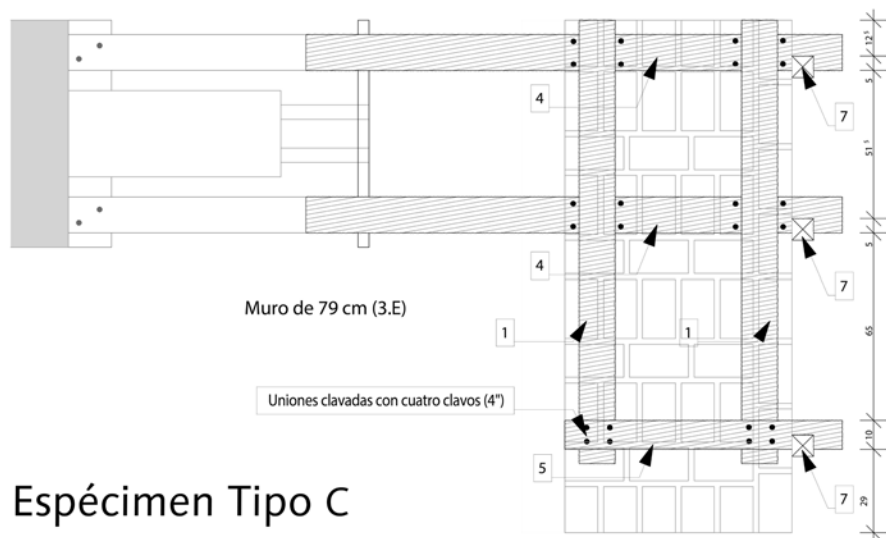
Espécimen tipo B, donde parte de la pieza está embebida en el muro y ejerce una fuerza de tracción perpendicular al muro.



Espécimen Tipo B

FIGURA 6.15.

Espécimen tipo C, similar al tipo B, excepto por una pieza de anclaje adicional agregada para incrementar la capacidad de carga.



Espécimen Tipo C

TABLA 6.3.

Fuerza de tracción máxima aplicada a los seis especímenes.

Especímen	Dimensión del muro longitud x altura m x m	Carga máxima kN	Esfuerzo de corte asociado MPa
A1	1.05 x 2.00	26.97	0.023
A2	1.05 x 2.00	26.91	0.023
B1	1.75 x 2.00	30.57	0.015
B2	1.75 x 2.00	32.78	0.016
C1	1.75 x 2.00	37.13	0.018
C2	1.75 x 2.00	37.20	0.018

Resultados

La tabla 6.3 muestra la fuerza de tracción máxima para los seis especímenes. Las figuras 6.16 y 6.17 muestran las curvas de desplazamiento de la carga para los especímenes tipo A y los especímenes tipo B y C, respectivamente. Las figuras 6.18, 6.19 y 6.20 muestran el desarrollo de los patrones de agrietamiento durante los ensayos. La fuerza de tracción máxima está regida por la falla de corte en el muro de mampostería, en un plano inclinado aproximadamente 45 grados con respecto al plano horizontal del esquinero. Las curvas de desplazamiento de la carga indican un comportamiento elastoplástico hasta que el esquinero de madera se desprende del muro de adobe.

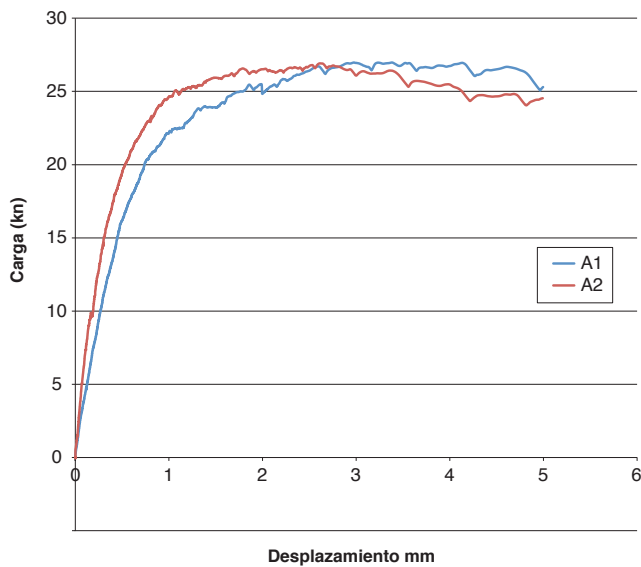


FIGURA 6.16.

Gráfico que muestra las curvas de carga-desplazamiento para los especímenes tipo A.

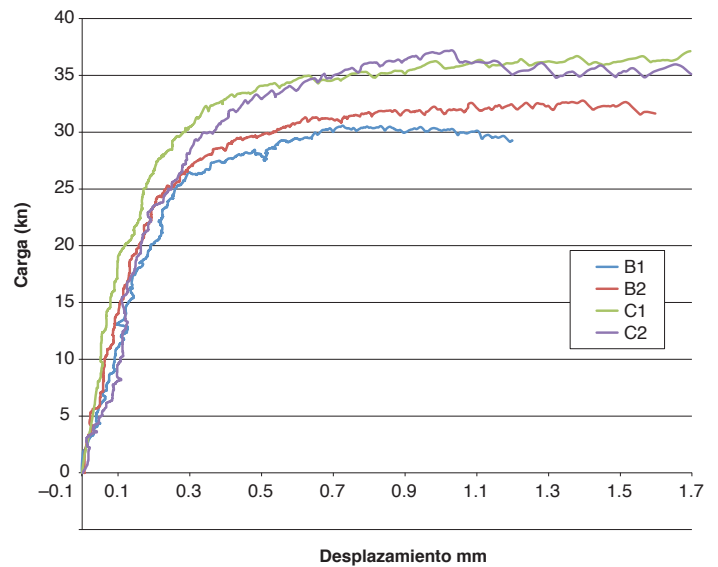


FIGURA 6.17.

Gráfico que muestra las curvas de carga-desplazamiento para los especímenes tipo B y C.

FIGURA 6.18.
Propagación de grietas durante
los ensayos de los especímenes
tipo A.

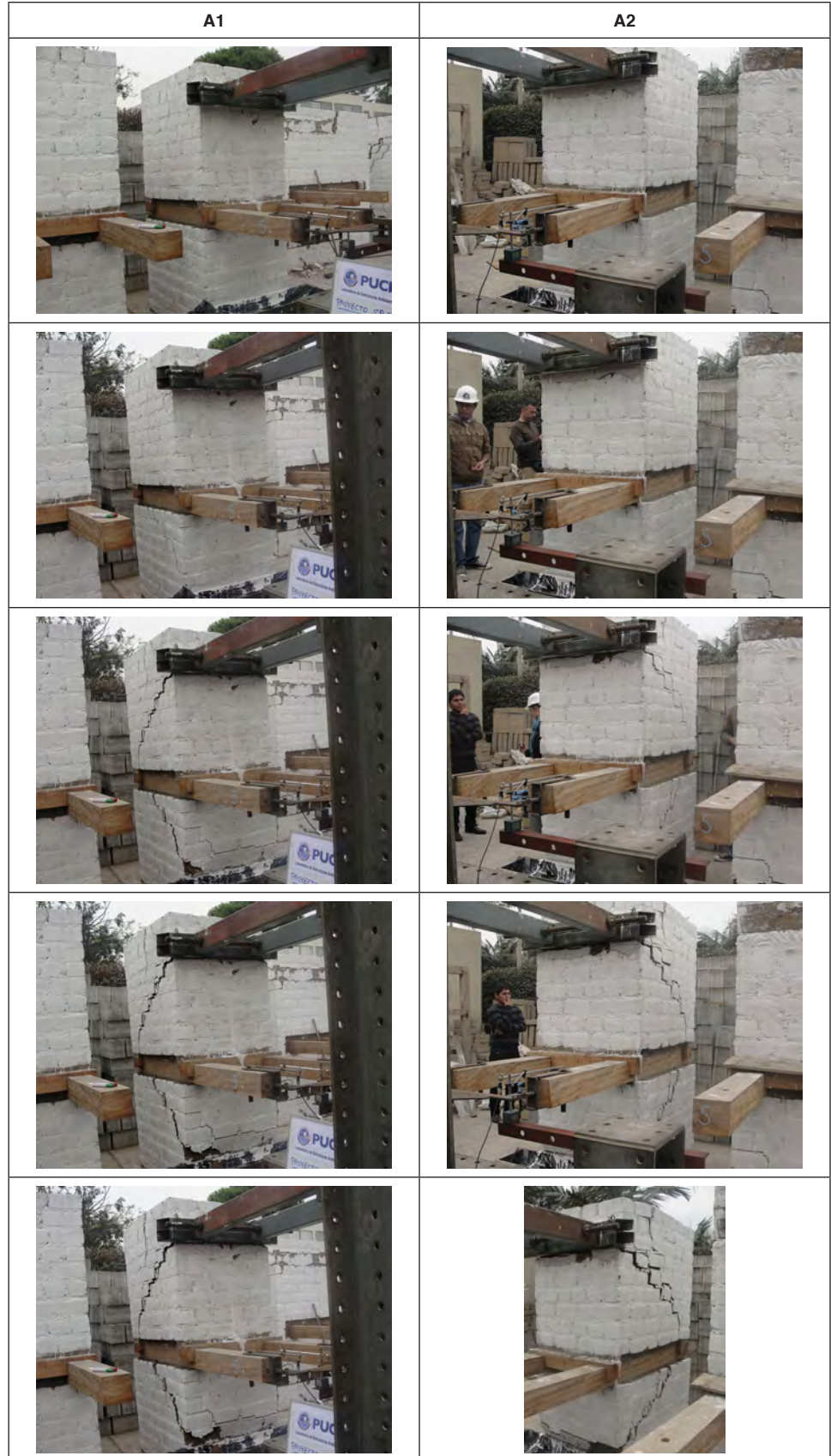


FIGURA 6.19.
Propagación de grietas durante
los ensayos de los especímenes
tipo B.

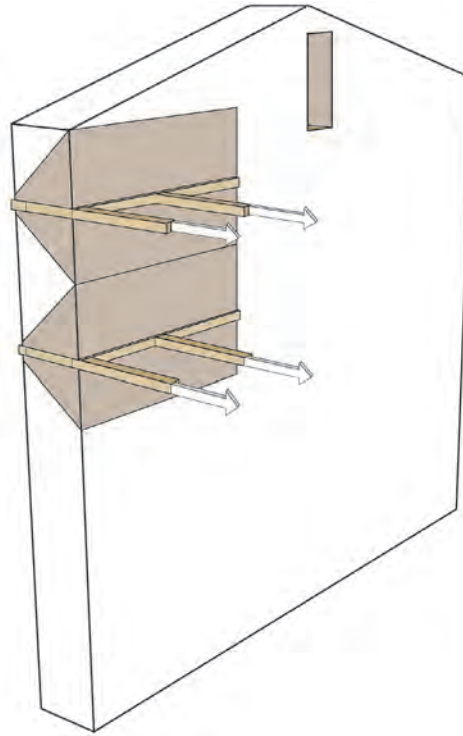


FIGURA 6.20.
Propagación de grietas durante los ensayos de los especímenes tipo C.



FIGURA 6.21.

Diagrama que muestra el cono de corte que se activa mediante la tracción de los esquineros, que pueden inferir la distancia vertical entre los mismos.



Conclusiones

En esta configuración de ensayo, la falla del esquinero se rige por la sección embebida en el muro W1, ya que la mampostería en este muro falla cuando se somete a una fuerza de tracción (27 kN, tipo A) menor que la fuerza de tracción necesaria para causar una falla de corte en el muro transversal (31 kN, tipo B). La capacidad de esfuerzo cortante global del muro W1 es menor que la capacidad de esfuerzo cortante del muro transversal (W2); esta última tiene un área mayor para desarrollar el cono de falla de corte (fig. 6.21). Calculando el esfuerzo al cortante asociado de los especímenes tipo A, y suponiendo un plano de fallo de 45 grados, resulta un esfuerzo de corte-compresión de 0.023 MPa, cerca de la mitad de resistencia a corte medida en los ensayos de compresión diagonal. Para los especímenes tipo B y C, el plano de falla no es uniforme en la sección debido al hecho que la fuerza se aplica descentrada, lo que genera un patrón de carga asimétrico. Suponiendo un plano de falla uniforme para el cálculo del esfuerzo al cortante asociado en los tipos B y C, esto da como resultado valores de esfuerzo cortante aún más bajos. La incorporación de anclajes verticales en el extremo del esquinero de los especímenes tipo C incrementó la fuerza máxima en un 20%. El desarrollo del plano de falla comienza en la pieza transversal del esquinero, embebida en el muro W1 ubicada más lejos de la intersección de los muros. Por lo tanto, la capacidad de carga máxima está directamente relacionada con la longitud del esquinero.

Referencias

Michiels, T. L. G. 2015. "Seismic Retrofitting Techniques for Historic Adobe Buildings." *International Journal of Architectural Heritage* 9 (8): 1059–68.

Conclusiones

El objetivo de este programa de investigación fue comprender mejor las propiedades mecánicas y el comportamiento estructural de los materiales y componentes de construcción tradicionales usados en las estructuras de adobe histórico de Perú. Este objetivo se cumplió mediante la realización de una serie de ensayos en materiales originales recogidos en edificios históricos, así como imitando los sistemas de unión y estabilización sísmica tradicionales mediante el uso de materiales nuevos.

La recolección de materiales originales de edificios históricos probó ser un esfuerzo extremadamente complejo. Dado que no está permitido, desde la perspectiva de la conservación, extraer grandes porciones de material no dañado de los sitios históricos, el tamaño de la muestra para los ensayos del material original fue pequeño. Además, documentar el origen exacto, la antigüedad o el historial de deterioro de las muestras fue complejo. Por lo general, para los ensayos se emplearon elementos adicionales presentes en los edificios, por ejemplo, un bloque de adobe sin usar hallado en la sacristía del Templo de Kuñotambo. Después de recoger las muestras, en ocasiones fue necesario manipular un material muy frágil. El lector debe tener en cuenta que estos factores podrían haber tenido un impacto en los resultados. Dada la variación de los valores obtenidos en algunos ensayos, los datos presentados se deberían usar con precaución. Sin embargo, se obtuvieron resultados valiosos mediante los ensayos de la madera original, los bloques de adobe y los paneles de quincha históricos.

La caracterización de las propiedades de los materiales de los elementos básicos de los sitios históricos se realizó mediante el ensayo exhaustivo de los materiales de la mampostería de adobe y ladrillo, así como mediante amplios ensayos de caracterización de la madera. La investigación confirmó que la resistencia a la compresión de los bloques de adobe histórico puede ser considerablemente menor que la resistencia de sus equivalentes nuevos y puede variar enormemente de un sitio a otro. Además, dado que las pilas de adobe mostraron una capacidad de compresión significativamente menor que los bloques de adobe, la resistencia a la compresión de la mampostería de adobe no se debería predecir sobre la única base de la resistencia a la compresión de los bloques. Esto podría dar como resultado una sobrestimación de la resistencia a la compresión de la mampostería. Se comprobó que la aplicación de los ensayos desarrollados para la mampostería tradicional presenta un desafío para el adobe, que es mucho más quebradizo y débil. Lo más importante fue que la fragilidad del adobe impidió una estimación precisa del módulo elástico y de corte de la mampostería en las configuraciones de los ensayos empleados. Dado que la estimación del comportamiento elástico del adobe es clave para incrementar la precisión del modelo numérico, se recomienda mejorar las metodologías de ensayo en la investigación futura.

No obstante, una de las grandes revelaciones de los ensayos del material adobe fue la eficacia de los ensayos de corte-compresión en los triplete para caracterizar el comportamiento de corte de la mampostería de adobe. La confiabilidad de estos ensayos contrastó fuertemente con los resultados obtenidos con los ensayos de compresión diagonal, que probaron ser poco confiables, ya que las muestras de ensayo de adobe eran, con frecuencia, tan frágiles que ni siquiera podían ser colocadas en el dispositivo de ensayo sin romperse. Por lo tanto, se recomienda que los investigadores

consideren la posibilidad de reemplazar o complementar los ensayos de compresión diagonal con ensayos de corte-compresión en tripletes.

Se identificaron las especies madereras presentes en dos edificios históricos en la costa peruana y se detallaron sus propiedades mecánicas. Esta fue la primera vez que se realizó una investigación de este tipo en Perú. Sorprendentemente, una especie maderera del Norte de África llamada sapele se encontró tanto en el Hotel El Comercio como en la Catedral de Ica. En la Catedral de Ica se encontraron huarango, una madera dura tropical, y cedro, mientras que en el Hotel El Comercio, el ciprés y el pino de Oregón de complemento al sapele. Se reportaron las propiedades mecánicas de cada una de estas especies y se clasificó cada especie maderera sobre la base del estándar peruano (NTE E-010).

Dado que los paneles de quincha son una característica esencial de muchas casas en Lima, se estableció un amplio programa de ensayo a escala real para caracterizar la respuesta dinámica en el plano de estos paneles. Por primera vez, se probó un panel de quincha histórico a escala real para caracterizar su capacidad y ductilidad en el plano. Los resultados de los ensayos en este panel original se compararon con los resultados de los paneles de quincha de construcción reciente con una tipología idéntica a la hallada en el Hotel El Comercio. Los ensayos demostraron que el panel original había sufrido poco deterioro con el tiempo, ya que obtuvo mejores resultados que algunas de las muestras de construcción reciente. En general, los ensayos establecieron que es improbable que la capacidad en el plano de los paneles de quincha sea superada durante los eventos sísmicos, ya que ninguno de los componentes estructurales del panel falló durante los ensayos. Se podría concluir que las estructuras de madera de la quincha, y el relleno relativamente liviano de caña y barro, son muy flexibles y, por lo tanto, pueden soportar grandes desplazamientos sin sufrir daños significativos. Sin embargo, solo se caracterizó el comportamiento en el plano de la quincha y, aunque es poco probable que el comportamiento fuera del plano cause problemas, sería interesante detallar más este comportamiento fuera del plano.

Tres tipos de uniones de madera de la Catedral de Ica se sometieron a ensayos de carga cíclicas para identificar sus propiedades. La conclusión más importante de estos ensayos es que todos los tipos de uniones considerados funcionan efectivamente como uniones con pasadores. Además, ninguna de las uniones tiene la posibilidad de fallar incluso bajo carga extrema (suponiendo que están correctamente ejecutadas y no han sido afectadas por el deterioro de la madera).

Finalmente, se llevaron a cabo dos ensayos a escala real de los componentes del edificio mediante la investigación de la interacción de los muros de mampostería con las vigas de amarre y los esquineros. En ambos casos, los ensayos se configuraron para reproducir la falla por fuerza cortante del material. La mampostería de adobe gobernó la falla, más que las vigas de amarre o los esquineros. Estos ensayos podrían capturar un modo de falla posible de los sistemas de manera precisa, y mostrar el gran potencial para realizar ensayos a escala real en elementos de mayor tamaño. En el futuro, podría ser valioso repetir los ensayos mediante la reproducción de otros mecanismos de falla.

En general, el programa de ensayos detallado en este informe arroja nueva luz sobre varios aspectos de los materiales y componentes de construcción usados en las estructuras de tierra históricas en Perú. Aunque los nuevos conocimientos conducen inevitablemente a más preguntas, este informe constituye una base para una mejor comprensión de estas estructuras de tierra y, por lo tanto, aportarán soluciones para la mayor seguridad y mejor conservación de los monumentos.

Bibliografía

- ASTM International. 2006. *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. ASTM D2487. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- _____. 2007. *Standard Test Methods for Density and Specific Gravity (Relative Density) of Wood and Wood-based Materials*. ASTM 2395-07a. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- _____. 2007. *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils (Withdrawn 2016)*, ASTM D422-63(2007) e2. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- _____. 2009. *Standard Test Methods for Small Clear Specimens of Timber*. ASTM D143-09. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- _____. 2017. *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*, ASTM D4318-17e1. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- _____. *Standard Classification of Peat Samples by Laboratory Testing*, ASTM D4427-18. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- Baas, Pieter, Peter E. Gasson, Elisabeth A. Wheeler, e International Association of Wood Anatomists. 1989. "IAWA List of Microscopic Features for Hardwood Identification: With an Appendix on Non-anatomical Information." *IAWA Journal* 10(3): 219–332.
- British Standards Institution. 2002. *Methods of Test for Masonry, Part 3: Determination of Initial Shear Strength*. BS EN 1052-3. Londres: BSI Group.
- Cancino, Claudia. 2014. Estudio de daños a edificaciones históricas de tierra después del terremoto del 15 de agosto del 2007 en Pisco, Perú. Los Ángeles: Getty Conservation Institute. http://hdl.handle.net/10020/gci_pubs/damage_assess_esp
- Cancino, Claudia, y Sara Lardinois. 2012. Seismic Retrofitting Project: Assessment of Prototype Buildings. 2 vols. Los Ángeles: Getty Conservation Institute. http://hdl.handle.net/10020/gci_pubs/assess_prototype
- Cancino, C., S. Lardinois, D. D'Ayala, C. Fonseca, D. Torrealva, E. Vicente, y L. Villacorta. 2012. *Seismic Retrofitting Project: Assessment of Prototype Buildings*. 2 vols. Los Ángeles: Getty Conservation Institute.
- COPANT (Comisión Panamericana de Normas Técnicas). 1974. *Maderas: Método para la descripción de las características generales, macroscópicas y microscópicas de las maderas angiospermas y dicotiledóneas: anteproyecto de Norma*. COPANT 30:1–019. Caracas, Venezuela, 25pp.
- Coradin, V. T. R., y G. I. Bolzon de Muniz. 1991. *Normas de procedimientos em estudos de anatomia de madeira I. Angiospermae. II. Gimnospermae*. Serie Técnica 15. Brasília: IBAMA, DIRPED, Laboratório de Produtos Florestais.
- Ferreira, C. F., y D. D'Ayala. 2014. "Structural Analysis of Timber Vaulted Structures with Masonry Walls." En *Proceedings of the SAHC 2014 9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, Mexico City, Mexico, 14–17 October 2014*. Breslavia, Polonia.
- Ferreira, C. F., D. D'Ayala, J. L. Fernandez Cabo, y R. Díez. 2013. "Numerical Modeling of Historic Vaulted Timber Structures." *Advanced Materials Research*, 778, 517–25.
- Fonseca, C., y Dina D'Ayala. 2012a. "Numerical Modelling y Structural Analysis of Historical Ecclesiastical Buildings in Peru for Seismic Retrofitting." En *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, 15–17 October 2012*. Breslavia, Polonia.

- _____. 2012b. "Seismic Assessment and Retrofitting of Peruvian Earthen Churches by Means of Numerical Modeling." En *Proceedings of the Fifteenth World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa.
- Haesebrouck, L., and T. Michiels. 2011. "Improving Durability of Adobe: A Case Study for Cuenca, Ecuador." Tesis de master, Universidad de Leuven, Bélgica.
- Hardy, Mary, Claudia Cancino, y Gail Ostergren, eds. 2009. *Proceedings of the Getty Seismic Adobe Project 2006 Colloquium: Getty Center, Los Ángeles, April 11–13, 2006*. Los Ángeles: Getty Conservation Institute. http://hdl.handle.net/10020/gci_pubs/gsap
- Hidayat, S., y W. T. Simpson. 1994. *Use of Green Moisture Content and Basic Specific Gravity to Group Tropical Woods for Kiln Drying*. Nota de investigación FPL-RN-0263. Madison, WI.
- US Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory.
- Hurtado, P. 2011. "Bóvedas encamionadas: Origen, evolución, geometría y construcción entre los siglos XVII y XVIII en el Virreinato del Perú, dirigida por E. Nuere y J. Fernández." Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Arquitectura.
- International Council on Monuments and Sites (ICOMOS). 1999. *Principles for the Preservation of Historic Timber*. Paris: ICOMOS.
- Michiels, T. L. G. 2015. "Seismic Retrofitting Techniques for Historic Adobe Buildings." *International Journal of Architectural Heritage* 9 (8): 1059–68.
- Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción. 2000. *ININVI: Adobe Construction. Technical Standard for Adobe Building. Special Disposition for Seismic-resistant Adobe Building*. NTE E-080. Lima: Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción.
- _____. 2006a. *Albañilería*. NTE E-070. Lima: Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción.
- _____. 2006b. *Normativa de madera*. NTE E-010. Lima: Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción.
- Ottazzi, G. P., J. F. L. Yep, M. S. Blondet, M. G. Villa-García, y J. F. Ginocchio. 1989. *Ensayos de simulación sísmica de viviendas de adobe*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Departamento de Ingeniería.
- Quinn, N., y D. D'Ayala. 2013. "Assessment of the Realistic Stiffness and Capacity of the Connections in Quincha Frames to Develop Numerical Models." *Advanced Materials Research*, 778: 526–33.
- _____. 2014. "In-plane Experimental Testing on Historic Quincha Walls." En *Proceedings of the SAHC 2014 9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, Mexico City, Mexico, 14–17 October 2014*. Breslavia, Polonia.
- Quinn, N., D. D'Ayala, y D. Moore. 2012. "Numerical Analysis and Experimental Testing of Quincha under Lateral Loading." En *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, 15–17 October 2012*. Breslavia, Poland.
- Tolles, E. Leroy, Edna E. Kimbro, y William S. Ginell. 2002. *Planning and Engineering Guidelines for the Seismic Retrofitting of Historic Adobe Structures*. GCI Scientific Program Reports. Los Ángeles: Getty Conservation Institute. http://hdl.handle.net/10020/gci_pubs/seismic_retrofitting_english
- Tolles, E. Leroy, Edna E. Kimbro, Frederick A. Webster, y William S. Ginell. 2000. *Seismic Stabilization of Historic Adobe Structures: Final Report of the Getty Seismic Adobe Project*. GCI Scientific Program Reports. Los Ángeles: Getty Conservation Institute. http://hdl.handle.net/10020/gci_pubs/seismic_stabilization
- Tolles, E. Leroy, Frederick A. Webster, Anthony Crosby, y Edna E. Kimbro. 1996. *Survey of Damage to Historic Adobe Buildings after the January 1994 Northridge Earthquake*. GCI Scientific Program Reports. Los Ángeles: Getty Conservation Institute. http://hdl.handle.net/10020/gci_pubs/damage_adobe_structures
- _____. 2014. "Experimental Behavior of Traditional Seismic Retrofitting Techniques in Earthen Buildings in Peru." En *Proceedings of the SAHC 2014 9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, Mexico City, Mexico, 14–17 October 2014*. Breslavia, Polonia.

- Torrealva Dávila, Daniel y Erika Vicente Meléndez. 2012. Proyecto de Reforzamiento Sísmico: Evaluación Experimental del Comportamiento Sísmico de Muros de Quincha del Centro Histórico de Lima—Perú. En *11th International Conference on the Study and Conservation of Earthen Architectural Heritage*. Lima, Perú.
- Torres, R., y J. Alva. 1983. *Propiedades físico-mecánicas de adobes no estabilizados utilizados en el Perú*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, Departamento de Estructuras y Construcción.
- Vargas, J., J. Bariola, y M. Blondet. 1983. *Informe final del proyecto resistencia sísmica de la mampostería de adobe*. Convenio AID-PUCP. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Departamento de Ingeniería, Sección Ingeniería Civil.
- Vargas, J., J. Bariola, M. Blondet, y P. K. Mehta. 1986. Seismic Strength of Adobe Masonry. *Materials and Structures* 19 (4): 253–58. <https://doi.org/10.1007/BF02472107>
- Vargas, J., y G. Ottazzi. 1981. *Investigaciones en adobe*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Departamento de Ingeniería, Sección Ingeniería Civil.
- Vargas-Neumann, Julio, Daniel Torrealva, y Marcial Blondet. 2007. Construcción de casas saludables y sismorresistentes de adobe reforzado con geomallas—Zona de lacosta (1st ed.). Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Varum, H., A. Costa, H. Pereira, y J. Almeida. 2006. “Comportamento estrutural de elementos resistentes en alvenaria de adobe.” Paper presented at TerraBrasil 2006: I Seminário Arquitetura e Construção com Terra no Brasil / IV Seminário Arquitetura de Terra em Portugal, Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil, November 2006.
- Yamakawa, R. 2013. “Investigation and Analysis of Wood Pathologies in Quincha Construction at Hotel Comercio in Lima, Peru; with Recommendations for Its Treatment.” Tesis de master, University of Pennsylvania, Philadelphia.
- Yamin, L., C. Phillips, D. Reyes, y D. Ruiz. 2004. “Seismic Behavior and Rehabilitation Alternatives for Adobe and Rammed Earth Buildings.” En *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC*. Bogotá: CITEC, Universidad



The Getty Conservation Institute