

Proyecto de Estabilización Sismorresistente

Cálculos simplificados para el análisis
estructural de las construcciones
históricas de tierra

Informe de investigación

Paulo B. Lourenço, João M. Pereira
y Daniel Torrealva

En colaboración con Maria Pia Ciocci,
Federica Greco, Giorgos Karanikoloudis
y Claudia Cancino



Proyecto de Estabilización Sismorresistente

Cálculos simplificados para el análisis estructural de las
construcciones históricas de tierra

Paulo B. Lourenço, João M. Pereira
y Daniel Torrealva

En colaboración con Maria Pia Ciocci, Federica Greco, Giorgos
Karanikoloudis y Claudia Cancino

GETTY CONSERVATION INSTITUTE

LOS ÁNGELES

TECMINHO – UNIVERSIDAD DEL MINHO

GUIMARÃES

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

LIMA

© 2022 J. Paul Getty Trust, TecMinho – Universidad del Minho y Pontificia Universidad Católica del Perú

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

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

Pontificia Universidad Católica del Perú
Avenida Universitaria 1801
San Miguel, Lima 15088
Perú
Teléfono (+51) 626-2000
Correo electrónico: vrí@pucp.edu.pe
<https://www.pucp.edu.pe>

ISBN: 978-1-957939-04-9 (recurso en línea)

ISBN: 978-1-957939-03-2 (impresión bajo demanda)

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

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

La Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) es una comunidad académica plural inspirada en principios éticos, democráticos y católicos. Ofrece una educación integral, incluyendo los componentes cívico, humanístico y científico, que en su conjunto contribuyen a ampliar el saber mediante la investigación e innovación a nivel internacional. Promueve la creación y la difusión del arte y la cultura, reconociendo la naturaleza multicultural del país, y al mismo tiempo asume su compromiso con el desarrollo humano y sostenible.

Imagen de portada: Miembros del equipo del Proyecto de Estabilización Sismorresistente que estudian la estabilización provisional para la Catedral de Ica, Perú. Fotografía Scott Warren © 2011, J. Paul Getty Trust.

Getty Conservation Institute



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

Índice

Participantes del proyecto	v
CAPÍTULO 1	
Introducción	1
El Proyecto de Estabilización Sismorresistente	2
Objetivos	3
CAPÍTULO 2	
Propiedades de los materiales	5
Descripción general de las estructuras de mampostería	5
Índice de calidad de la mampostería	7
CAPÍTULO 3	
Evaluación del proyecto	12
Índices en el plano	12
<i>Proporción del área de muros</i>	12
<i>Proporción de área a peso</i>	13
<i>Proporción del cortante basal</i>	14
<i>Enfoque propuesto para la evaluación simplificada en el plano</i>	15
Ejemplos de aplicación	17
<i>Iglesias europeas</i>	17
<i>Iglesias de Nueva Zelanda después de los terremotos de Canterbury de 2010–11</i>	19
CAPÍTULO 4	
Evaluación límite con macrobloques	22
Análisis del equilibrio límite	22
Análisis cinemático lineal	24
Análisis cinemático no lineal	25
<i>Estimación de la curva de capacidad (SDOF)</i>	25

Verificación de seguridad	27
<i>Análisis cinemático lineal (control de fuerza)</i>	28
<i>Análisis cinemático no lineal (control de desplazamiento)</i>	29
Ejemplo de aplicación: Diseño de los contrafuertes para el Templo de Kuñotambo, Perú	30
<i>Mecanismo cinemático 1: Estado no reforzado</i>	34
<i>Mecanismo cinemático 2: Estado reforzado</i>	37
CAPÍTULO 5	
Enfoques simplificados de modelado con elementos finitos para la evaluación sísmica	44
Resumen de los tipos de análisis con elementos finitos	44
Análisis simplificado con elementos finitos	46
<i>Verificación de la seguridad estructural mediante el uso de áreas de concentración de esfuerzos</i>	47
<i>Verificación de la seguridad estructural mediante el uso de modos de vibración</i>	47
Ejemplos de análisis simplificado con elementos finitos	48
<i>Ejemplo de aplicación: El Templo de Kuñotambo, Perú</i>	48
<i>Ejemplo de aplicación: Análisis de subestructuras de la Catedral de Ica, Perú</i>	49
CAPÍTULO 6	
Ejemplos de cálculos de diseño	53
Evaluación sísmica de Casa Arones, Cusco, Perú	53
Propuesta de reforzamiento para la Catedral de Ica, Perú	56
CAPÍTULO 7	
Conclusiones y recomendaciones	61
Referencias	63

Participantes del proyecto

Proyecto de Estabilización Sismorresistente: Fase de modelado

DIRECTORES DEL PROYECTO

Claudia Cancino
Especialista Sénior de Proyectos, Getty Conservation Institute, Los  ngeles

Paulo B. Lourenço
Profesor, Universidad del Minho, Portugal

PARTICIPANTES

Alberto Barontini
Asistente de Investigación, Universidad del Minho, Portugal

María P a Ciocci
Asistente de Investigación, Universidad del Minho, Portugal

Federica Greco
Asistente de Investigación (2015–2016), Universidad del Minho, Portugal
Residente Postgraduada (2016–17), Getty Conservation Institute, Los  ngeles

Giorgos Karanikoloudis
Asistente de Investigación, Universidad del Minho, Portugal

Elena Macchioni
Especialista Asociada de Proyectos, Getty Conservation Institute, Los  ngeles

Susan Macdonald
Directora del Departamento de Edificios y Sitios, Getty Conservation Institute, Los  ngeles

João M. Pereira
Investigador Postdoctoral Asociado, Universidad del Minho, Portugal

Valerio Sabbatini
Residente Postgraduado (2019–20), Getty Conservation Institute, Los  ngeles

Daniel Torrealva
Profesor, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima

Introducción

El análisis estructural de las construcciones históricas de mampostería es una tarea compleja por varias razones: (a) falta de algunos datos geométricos, así como de información acerca del núcleo interno de los elementos estructurales que se están analizando (b) el proceso de caracterización de las propiedades mecánicas de los materiales utilizados es difícil y costoso; (c) existe una gran variabilidad en las propiedades mecánicas debido a la mano de obra y el uso de los materiales naturales; (d) largos periodos de construcción han resultado en cambios significativos a la construcción de los elementos estructurales; (e) se desconocen la secuencia de construcción y los daños existentes a la estructura; y (f) las regulaciones y códigos no son aplicables. Además, por lo general, se desconoce el comportamiento de las uniones entre los diferentes elementos de mampostería (muros, arcos y bóvedas) y entre los elementos de mampostería y elementos de madera (techos y pisos).

Al momento de trabajar con las construcciones existentes, la información acerca de la estructura es esencial, al igual que la definición conceptual de los diferentes niveles de conocimiento y los consecuentes factores de confianza para la evaluación. El código europeo (EC8 2004) aplica factores de confianza (FC) a los valores medios de las propiedades de materiales, los cuales se determinan como una función de los niveles de conocimiento (NC). Los NC dependen del número de ensayos e inspecciones llevados a cabo en el edificio existente. Sin embargo, en la definición racional de NC de edificios históricos de mampostería debe observarse que en la mayoría de los casos reales (a) no están disponibles los planos de construcción, diseños estructurales o informes de ensayo; (b) la estructura se construyó en ausencia de regulaciones de diseño, de acuerdo—en el mejor de los casos—con una «regla de arte» (Vitruvius 2005) a la cual no se puede aplicar ninguna simulación de diseño; y (c) frecuentemente la medición experimental directa de los parámetros del material no es factible o, si es técnica y económicamente factible para los edificios monumentales, no es por completo confiable (Sheppard 1985; Chiostrini, Galano y Vignoli 2003; Magenes y Penna 2009).

La norma italiana (NTC 2018) define los criterios específicos para la mampostería en relación con los diferentes NC. Se requiere un levantamiento geométrico completo y la información acerca de los detalles estructurales debe tratar específicamente lo siguiente:

- calidad de las uniones entre los muros verticales;
- calidad de las uniones entre el piso/techo y los muros;
- presencia de vigas collar u otros dispositivos de amarre;
- presencia de arquitrabes/dinteles estructuralmente eficaces arriba de las aberturas;
- presencia de elementos que pueden equilibrar los empujes horizontales;
- presencia de elementos estructurales o no estructurales de alta vulnerabilidad; y
- tipología de mampostería (piedra o ladrillo, unidades regulares o irregulares, una o varias hojas, con o sin amarres transversales)

Se definen tres categorías en lo que se refiere a la cuantificación de los parámetros del material: (1) investigaciones limitadas in situ, (2) investigaciones extensas in situ, e (3) investigaciones exhaustivas in situ (NTC 2018). En la primera categoría, las propiedades mecánicas del material se estiman después de las investigaciones visuales. Aquí, el acabado se retira en áreas seleccionadas con el fin de evaluar la adherencia (o textura) de la mampostería

y la unión entre los muros ortogonales. Se lleva a cabo una inspección visual por el espesor del muro para determinar el nivel de unión interno entre las hojas y la capacidad del muro de comportarse monolíticamente a través del espesor. A partir de esto, se hace una evaluación cualitativa de la consistencia de mortero. Esta evaluación de la tipología y la calidad del material, apoyada por el análisis histórico, se utiliza entonces para ayudar a cuantificar los parámetros mecánicos reportados en una tabla de referencia (ver cap. 4), la cual se compiló basado en los datos experimentales disponibles sobre las tipologías más comunes.

En la segunda categoría, investigaciones extensas in situ, las inspecciones visuales descritas en el nivel previo se llevan a cabo de manera extensa y sistemática con muestras superficiales e internas para cada tipo de mampostería presente. Se requieren ensayos con gatos planos dobles y ensayos para la caracterización del mortero (tipo de aglutinante, tipo de agregado, proporción de aglutinante/agregado, etc.) y posiblemente de la piedra y/o ladrillo (características físicas y mecánicas) para verificar la correspondencia de la mampostería con la tipología definida en la tabla de referencia. Se requiere un ensayo para cada tipo de mampostería presente en el edificio. Pruebas no destructivas (ensayos sínicos, ensayos con esclerómetro, ensayos con penetrómetro para mortero, termografía, radar de penetración de suelo, etc.) se pueden utilizar como complemento (NTC 2018).

Finalmente, las investigaciones exhaustivas in situ sirven para obtener información cuantitativa directa sobre la resistencia del material. Aparte de las inspecciones visuales de las muestras internas y los ensayos administrados en el primer y segundo nivel, se debe llevar a cabo una serie adicional, por cantidad y calidad, de ensayos experimentales, con el fin de estimar las características mecánicas de la mampostería. Los ensayos generalmente incluyen pruebas de compresión diagonal en paneles o pruebas combinadas de compresión y corte vertical. Se pueden utilizar ensayos no destructivos como complemento, pero no como sustituto (NTC 2018). Los resultados se deben utilizar refiriéndose a los valores reportados en las tablas disponibles en la literatura.

El Proyecto de Estabilización Sismorresistente

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

En el año 2006, la Iniciativa de Arquitectura en Tierra del GCI convocó dos reuniones: el Coloquio del Proyecto de Adobe Sísmico de Getty y el simposio “Nuevos Conceptos de Reforzamiento Antisísmico para Estructuras Históricas de Adobe.” La primera reunión, llevada a cabo del 11 al 13 de abril en el Getty Center, se centró en la implementación del GSAP. Los trabajos presentados en el coloquio, así como las conclusiones principales de los debates de la mesa redonda, se publicaron como parte de las actas del mismo (Hardy, Cancino y Ostergren, 2009). Los participantes del coloquio concluyeron que la metodología del GSAP era excelente y efectiva. Sin embargo, la dependencia de la metodología de materiales de alta tecnología y experiencia profesional fue un factor que evitó que se implementara más ampliamente.

El año siguiente, en agosto de 2007, un terremoto de magnitud (Mw) 8.0 y una intensidad local máxima de VII–VIII en la escala de Mercalli modificada (MMI) tuvo lugar cerca de la costa de Pisco, Perú. Hubo 519 muertes y se registraron 1,366 heridos, con un total de 650,000 personas afectadas y 80,000 viviendas dañadas. Del 28 de octubre al 2 de noviembre del 2007, un equipo multidisciplinario de expertos nacionales e internacionales convocados por el GCI en respuesta a una petición del Instituto Nacional de Cultura del Perú, ahora el Ministerio de Cultura del Perú, realizó una evaluación rápida de los daños de quince

construcciones históricas de tierra, para comprender mejor sus fallas. Los hallazgos del equipo se publicaron posteriormente (Cancino 2011).

Luego de los resultados las conclusiones del coloquio GSAP, en 2009 el GCI inició el Proyecto de Estabilización Sismorresistente (SRP, por su sigla en inglés), con el objetivo de adaptar mejor las técnicas del GSAP a los equipos, materiales y conocimientos técnicos disponibles en muchos países con construcciones de tierra. Mediante cuatro edificios históricos de tierra peruanos, representativos de tipologías características de América Latina, el GCI—en colaboración con el Ministerio de Cultura del Perú, la Escuela de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) y la Universidad del Minho— está diseñando, probando e implementando técnicas de estabilización sismorresistente y programas de mantenimiento con materiales disponibles localmente para mejorar el desempeño estructural y la seguridad de los edificios de tierra y, a la vez, minimizar la pérdida de materia histórica. El Departamento de Arquitectura e Ingeniería Civil de la Universidad de Bath y el Departamento de Ingeniería Civil, Ambiental y Geomática del University College London también estuvieron asociados al SRP del 2010 al 2012 y del 2013 al 2014, respectivamente.

Del 2015 al 2017, la Universidad del Minho usó el modelado como método para entender el comportamiento estructural de los edificios tipo del SRP y validar las técnicas de estabilización sismorresistente diseñadas posteriormente para estas construcciones. No solo la forma en la que se ha aplicado el modelado es bastante innovadora, sino que también ha fomentado avance en el campo del análisis estructural de las construcciones de tierra y merece ser publicada.

Objetivos

El presente documento tiene como objetivo ayudar a profesionales de la ingeniería que se ocupan de la evaluación de estructuras históricas de tierra mediante el uso de cálculos simplificados. Otros informes en la serie relacionados con el análisis estructural son *Seismic Retrofitting Project: Recommendations for Advanced Modeling of Historic Earthen Sites* (Lourenço and Pereira 2018) y *Seismic Retrofitting Project: Modeling of Prototype Buildings* (Lourenço et al., 2019), disponibles en inglés y español.

Después de este capítulo introductorio se encuentran seis secciones adicionales. El capítulo 2 recopila la información sobre las propiedades mecánicas de la mampostería. Debido a la naturaleza de los materiales, la dispersión en términos de propiedades mecánicas es considerable. Este capítulo resume las propiedades mecánicas estandarizadas e informadas disponibles para la mampostería de adobe. También se trata un método cuantitativo basado en un índice de cualidad que se pueda relacionar con estas propiedades.

El capítulo 3 presenta un enfoque simplificado para la evaluación sísmica de las estructuras de mampostería para diferentes índices geométricos simplificados. Estos simples datos geométricos toman en consideración el peligro sísmico local (tal como la máxima aceleración de suelo, o PGA, por su sigla en inglés) y se pueden utilizar como una técnica de investigación inicial (muy rápida) para ayudar a priorizar estudios adicionales con respecto a la vulnerabilidad sísmica. Esta técnica se puede implementar sin visitar los edificios, por lo que su precisión resulta baja. Es de esperarse que estos índices geométricos sean capaces de detectar casos de seria vulnerabilidad y de definir la prioridad de estudio. El empleo de estas técnicas se resalta por el uso de los ejemplos de aplicación.

En el capítulo 4 se trata la evaluación de los mecanismos de colapso local de las estructuras de mampostería usando el análisis límite con macrobloques. Se provee una explicación minuciosa de todos los pasos que se requieren para llevar a cabo el análisis, diseño y verificaciones de seguridad, seguida de un ejemplo detallado.

En el capítulo 5 se explica cómo utilizar el modelado con elementos finitos (FEM, por su sigla en inglés) simplificado para evaluar las estructuras de mampostería. Se ofrece un

resumen de los tipos de análisis disponibles, así como los métodos para evaluar la seguridad estructural. Se proporcionan ejemplos para mayor claridad.

En el capítulo 6 se presentan casos de estudio de los cálculos de diseño e intervenciones recomendadas que consideran los métodos de análisis y las técnicas de intervención que se abarcaron en los capítulos precedentes. Estos no tienen el propósito de aplicarse a edificios similares sin antes pasar por el proceso de análisis previamente descrito.

Finalmente, en el capítulo 7 se plantean conclusiones y recomendaciones en lo que se refiere a los cálculos simplificados para el análisis estructural de los edificios históricos de tierra y se revisan los problemas principales de la evaluación general de tales temas.

Propiedades de los materiales

Al estar compuesta de bloques y mortero, la naturaleza de los materiales de mampostería permite varias combinaciones diferentes de los materiales constitutivos, por disposición, forma y dimensión, perforación, relación de esbeltez, resistencia y demás (Zilch y Schatz, 2001). El resultado es una dispersión de los valores de referencia como se observa en la literatura. En este capítulo se reúnen tales fuentes de información disponibles y se presenta un análisis cualitativo basado en un índice de cualidad que se puede relacionar con estas propiedades de mampostería.

Descripción general de las estructuras de mampostería

Como ya se describió, la mampostería es un material heterogéneo que se compone de bloques y mortero. Las propiedades mecánicas de la mampostería dependen en gran medida de las propiedades físicas y mecánicas de estos componentes. El Eurocódigo 6 (EC6 2005) establece la siguiente relación para determinar la resistencia a la compresión característica, f_c , de la mampostería como un compuesto (ec. 2.1):

$$f_c = K f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3} \quad (2.1)$$

Aquí, K es una constante que depende de la combinación de bloques y mortero (por ejemplo, para bloques de piedra dimensionados, K es 0.45), f_{bc} es la resistencia a la compresión de un bloque y f_{mc} es la resistencia a la compresión del mortero de la mampostería. Este valor se debe multiplicar por 1.2 para obtener el valor promedio a falta de más información.

Algunos documentos normativos (por ejemplo, NZSEE 2017) sugieren valores de referencia para las propiedades mecánicas tanto del mortero como de los ladrillos, que se definen en diferentes clases de acuerdo con las inspecciones visuales y los ensayos manuales (tabla 2.1). La norma italiana, primero con la ordenanza OPCM 3431 (2005) y posteriormente con el código técnico de edificación NTC (2018) prescribe un rango de valores para las propiedades mecánicas de diferentes tipos de mampostería (tablas 2.2 y 2.3).

TABLA 2.1.
Parámetros de resistencia para mortero y ladrillo de acuerdo con NZSEE (2017).

Dureza		Probable resistencia a la compresión, f_c (MPa)	Probable resistencia a la tracción, f_t (MPa)	Probable cohesión, c (MPa)
Ladrillo	Suave (se raya con un palillo de aluminio)	14.0	1.7	-
	Mediana (se raya con una moneda de cobre)	26.0	3.1	-
	Dura (no se raya con las herramientas anteriores)	35.0	4.2	-
Mortero	Muy suave (se desgarrar con la presión de los dedos)	0.0–1.0	-	0.1
	Suave (se raya fácilmente con las uñas de las manos)	1.0–2.0	-	0.3
	Mediana (se raya con las uñas de las manos)	2.0–5.0	-	0.5
	Dura (se raya con un palillo de aluminio)	Por establecerse mediante ensayo	-	0.7
	Muy dura (no se raya con las herramientas anteriores)	Por establecerse mediante ensayo	-	Por establecerse mediante ensayo

TABLA 2.2.

Valores de referencia de los parámetros mecánicos (mínimo a máximo) para los diferentes tipos de mampostería, según lo establecido en OPCM 3431 (2005).

Tipología de mampostería	f_c (MPa)	τ (MPa)	E (MPa)	G (MPa)	ρ kg/m ³
	mín.–máx.	mín.–máx.	mín.–máx.	mín.–máx.	
Mampostería de piedras irregulares (cantos rodados, desordenada y piedras irregulares)	0.60–0.90	0.020–0.032	690–1050	115–175	1900
Mampostería de piedra en bruto con muros de revestimiento de espesor limitado y núcleo de relleno	1.10–1.55	0.035–0.051	1020–1440	170–240	2000
Mampostería de piedra tallada con buena adherencia	1.50–2.00	0.056–0.074	1500–1980	250–330	2100
Mampostería de piedra suave (toba volcánica, piedra caliza, etc.)	0.80–1.20	0.028–0.042	900–1260	150–210	1600
Mampostería de piedra rectangular de buen acabado	3.00–4.00	0.078–0.098	2340–2820	390–470	2200
Mampostería de ladrillo con mortero de cal	1.80–2.80	0.060–0.092	1800–2400	300–400	1800
Mampostería de bloques de ladrillo llenos a la mitad con mortero de cemento	3.80–5.00	0.240–0.320	2800–3600	560–720	1500
Mampostería de ladrillo hueco (perforaciones <45%)	4.60–6.00	0.300–0.400	3400–4400	680–880	1200
Mampostería de ladrillo hueco con juntas secas perpendiculares (perforaciones <45%)	3.00–4.00	0.100–0.130	2580–3300	430–550	1100
Mampostería de bloques de concreto (perforaciones entre 45% y 65%)	1.50–2.00	0.095–0.125	2200–2800	440–560	1200
Mampostería de bloques de concreto llenos a la mitad	3.00–4.40	0.180–0.240	2700–3500	540–700	1400

f_c – resistencia a la compresión promedio de la mampostería

τ – resistencia al corte promedio de la mampostería

E – valor promedio del módulo de elasticidad

G – valor promedio del módulo de corte

ρ – valor promedio de la masa específica

TABLA 2.3.

Valores de referencia de los parámetros mecánicos (mínimo a máximo) para los diferentes tipos de mampostería, según lo establecido en NTC (2018).

Tipología de mampostería	f_c (MPa)	τ (MPa)	E (MPa)	G (MPa)	ρ kg/m ³
	mín.–máx.	mín.–máx.	mín.–máx.	mín.–máx.	
Mampostería de piedra irregular (cantos rodados, desordenada, piedra irregular)	1.0–1.8	0.020–0.032	690–1050	230–350	1900
Mampostería de piedra irregular espesor con hojas externas de espesor limitado y relleno	2.0–3.0	0.035–0.051	1020–1440	340–480	2000
Mampostería de piedra regular con buena adherencia	2.6–3.8	0.056–0.074	1500–1980	500–660	2100
Mampostería de piedra suave (toba volcánica, calcarenitas, etc.)	1.4–2.4	0.028–0.042	900–1260	300–420	1600
Mampostería de piedra rectangular de buen acabado	6.0–8.0	0.090–0.120	2400–3200	780–940	2200
Mampostería de ladrillo sólido con mortero de cal	2.4–4.0	0.060–0.092	1200–1800	400–600	1800
Mampostería de ladrillo perforado (<40%) con mortero de cemento	5.0–8.0	0.240–0.320	3500–5600	875–1400	1500
Mampostería de ladrillo perforado (<45%)	4.0–6.0	0.300–0.400	3600–5400	1080–1620	1200
Mampostería de ladrillo perforado (<45%) con juntas perpendiculares sin rellenar	3.0–4.0	0.100–0.130	2700–3600	810–1080	1100
Mampostería de concreto y bloques de concreto ligero (huecos: 45%–65%)	1.5–2.0	0.095–0.125	1200–1600	300–400	1200
Mampostería de bloques de concreto (<45%)	3.0–4.4	0.180–0.240	2400–3520	600–880	1400

f_c – resistencia a la compresión promedio de la mampostería

τ – resistencia al corte promedio de la mampostería

E – valor promedio del módulo de elasticidad

G – valor promedio del módulo de corte

ρ – valor promedio de la masa específica

TABLA 2.4.
Propiedades mínimas de la mampostería (ASCE 41-06 2006).

Propiedad	Condición de la mampostería		
	Buena	Regular	Mala
Resistencia a la compresión (MPa)	6.21	4.14	2.07
Módulo de elasticidad	$550 f_c$	$550 f_c$	$550 f_c$
Resistencia a la tracción por flexión (MPa)	0.14	0.07	0.00
Resistencia al corte (MPa)			
Mampostería con aparejo de sogá	0.19	0.14	0.09
Mampostería totalmente rellena con aparejo diferente al de sogá	0.19	0.14	0.09
Mampostería parcialmente rellena o sin rellenar con aparejo diferente al de sogá	0.08	0.06	0.03

Estos valores se pueden ajustar al tomar en consideración factores tales como la calidad del mortero, el espesor de las juntas, la presencia de hiladas regulares de mampostería, elementos transversales (como piedras transversales, unidades de cabeza u otra uniones), o un núcleo interior excesivamente grueso. La norma estadounidense (ASCE 41-06 2006) define los valores mínimos predeterminados de las propiedades de la mampostería de acuerdo con su condición (tabla 2.4).

El módulo de elasticidad E normalmente se relaciona con la resistencia a la compresión f_c por $E = af_c$, con una amplia gama de variaciones del multiplicador a , que, de acuerdo con Tomazevic (1999), es entre 200 y 1000. En ASCE 41-06 (2006), la relación recomendada para la mampostería existente es $E = 550f_c$, mientras que en el Eurocódigo 6 (2005) la relación recomendada para la mampostería reciente es $E = 1000f_c$.

Un nivel de incertidumbre está presente en la relación entre resistencia a la tracción y a la compresión de la mampostería (Angelillo, Lourenço y Milani 2014). La resistencia flexional de la mampostería, como se establece en el Eurocódigo 6 (EC6 2005), que varía de $f_{xk1} = 0,05$ a $0,20$ MPa para una falla en el plano paralelo a las juntas horizontales y $f_{xk2} = 0,10$ a $0,40$ MPa para una falla en el plano perpendicular a las juntas horizontales, mientras que en ASCE 41-06 (2006) la resistencia esperada varía de 0.00 a 0.14 MPa.

Índice de calidad de la mampostería

El conocimiento de las propiedades mecánicas de la mampostería es de interés principalmente en la evaluación de los edificios existentes, particularmente cuando no es posible la implementación de ensayos in situ o de laboratorio. Los técnicos solo pueden llevar a cabo un análisis visual de la mampostería y consultar la información en la literatura para estimar las propiedades mecánicas de la mampostería.

El índice de calidad de la mampostería (MQI, por su sigla en inglés) es un método propuesto por Antonio Borri y Alessandro De Maria que ya se ha integrado a la normativa de la región italiana de Umbria (Regione Umbria, 2003) y refinado con el paso de los años (Borri y De Maria 2009; Borri et al., 2015). Consiste en evaluar la presencia, presencia parcial, o ausencia de ciertas características en la mampostería que, de ejecutarse durante la construcción de un muro, proveen un buen comportamiento y aseguran compactibilidad y una respuesta monolítica. Se requiere la examinación de siete parámetros, como se indica en la ecuación 2.2 y la lista de abajo, y el MQI se puede calcular de acuerdo con esta ecuación (Borri et al., 2015):

$$MQI = SM(SD + SS + WC + HJ + VJ + MM) \quad (2.2)$$

en donde

- SM criterios para las propiedades mecánicas y el estado de conservación de la piedra/ladrillo (tabla 2.5);
- SD criterios para las dimensiones de la piedra/ladrillo (tabla 2.6);
- SS criterios para la forma de la piedra/ladrillo (tabla 2.7);
- WC criterios para las uniones entre las hojas de muro (tabla 2.8);
- HJ criterios para la horizontalidad de las juntas horizontales (tabla 2.9);
- VJ criterios para las propiedades de las juntas verticales escalonadas (tabla 2.10); y
- MM criterios para las propiedades del mortero (tabla 2.11).

La examinación de dichos parámetros requiere un conocimiento profundo de los métodos históricos de construcción ya que se pide que el ingeniero clasifique cada parámetro bajo tres posibles condiciones. Satisfecho (F, por su sigla en inglés), parcialmente satisfecho (PF) y no satisfecho (NF) (Borri y De Maria 2009).

TABLA 2.5.

Criterios para las propiedades mecánicas y estado de conservación de la piedra/ladrillo (SM) (Borri et al. 2015).

Condición	Descripción
NF – No satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> Elementos degradados/dañados (>50% del número real de elementos) Ladrillos huecos (sólido <30%) Ladrillos de tierra Ladrillos no cocidos
PF – Parcialmente satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> Presencia de elementos degradados/dañados ($\geq 10\%$, $\leq 50\%$) Ladrillos huecos ($55\% \geq$ sólido $\geq 30\%$) Elementos de toba volcánica o piedra arenisca
F – Satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> Elementos no dañados de elementos degradados/dañados (<10%) Ladrillos cocidos sólidos Ladrillos huecos (sólido >55%) Bloques de concreto Piedra dura

TABLA 2.6.

Criterios para las dimensiones de la piedra/ladrillo (SD) (Borri et al. 2015).

Condición	Descripción
NF – No satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> Presencia de más del 50% de los elementos de grandes dimensiones (<20 cm) Patrón de unión de ladrillos hecho con solo las juntas verticales
PF – Parcialmente satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> Presencia de más del 50% de los elementos de grandes dimensiones (20–40 cm) Presencia conjunta de elementos de diferentes dimensiones
F – Satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> Presencia de más del 50% de los elementos de grandes dimensiones (>40 cm)

TABLA 2.7.

Criterios para la forma de la piedra/ladrillo (SS) (Borri et al. 2015).

Condición	Descripción
NF – No satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> Mampostería de piedra irregular, redondeada, canto rodado (predominante) en ambas hojas de la mampostería.
PF – Parcialmente satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> Presencia de piedras irregulares, redondeadas, o canto rodado, junto con piedras apenas cortadas o perfectamente cortadas y ladrillos en ambas hojas de la mampostería Una hoja de mampostería hecha con piedras perfectamente cortadas o ladrillos Mampostería hecha con piedras irregulares (irregular, redondeada, canto rodado), pero con la presencia de piedras de sujeción que llenan los espacios vacíos
F – Satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> Piedras apenas cortadas o perfectamente cortadas en ambas hojas de la mampostería (predominante) Obra de mampostería

TABLA2.8.

Criterios para las uniones de hoja de muro (WC) (Borri et al. 2015).

Condición	Descripción (análisis cualitativo)
NF – No satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> • Piedras pequeñas comparadas con el espesor del muro • Sin unidades de cabeza (tizón)
PF – Parcialmente satisfecho (Muros de doble hoja)	<ul style="list-style-type: none"> • Espesor del muro más grande que la dimensión más grande de piedra • Limitado número de unidades de cabeza (tizón)
F – Satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> • Espesor del muro similar a la dimensión más grande de las piedras • Presencia sistemática de unidades de cabeza (tizón)

TABLA2.9.

Criterios para la horizontalidad de las juntas horizontales (HJ) (Borri et al. 2015).

Condición	Descripción
NF – No satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> • Juntas horizontales no continuas
PF – Parcialmente satisfecho (Muros de doble hoja)	<ul style="list-style-type: none"> • Solo una hoja de muro con juntas horizontales continuas
F – Satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> • Juntas horizontales continuas • Muro de mampostería con hiladas de ladrillos (distancia entre las hiladas <60 cm)

TABLA2.10.

Criterios para las propiedades de las juntas verticales escalonadas (VJ) (Borri et al. 2015).

Condición	Descripción (análisis cualitativo)
NF – No satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> • Juntas verticales alineadas • Juntas verticales alineadas para al menos dos piedras grandes • Muro de ladrillo sólido hecho solo de unidades de cabeza (tizón)
PF – Parcialmente satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> • Juntas verticales parcialmente escalonadas (las juntas verticales entre los dos ladrillos no se colocan en medio de los ladrillos superior e inferior adyacentes)
F – Satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> • Juntas verticales propiamente escalonadas (las juntas verticales entre los dos ladrillos se colocan en medio de los ladrillos superior e inferior adyacentes)

TABLA 2.11.

Criterios para las propiedades de mortero (MM) (Borri et al. 2015).

Condición	Descripción
NF – No satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> • Mortero muy débil, mortero polvoriento sin cohesión • Sin mortero (irregular o canto rodado) • Juntas horizontales grandes hechas con mortero débil (espesor comparable con el espesor de piedra/ladrillo) • Piedras/ladrillos con débil adherencia al mortero
PF – Parcialmente satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> • Mortero de calidad media, con juntas horizontales mayormente no muescadas • Mampostería de piedra irregular y mortero débil, pero con la presencia de piedras de sujeción
F – Satisfecho	<ul style="list-style-type: none"> • Mortero de buena calidad y no degradado, espesor de juntas horizontales regular o grande hechas con mortero de muy buena calidad • Mampostería de piedras grandes perfectamente cortadas sin mortero o espesor de juntas horizontales muy delgado

El primer parámetro, SM, considera el estado de conservación y las propiedades mecánicas del ladrillo o piedra. Para los ladrillos no cocidos o de barro con una muy baja resistencia, el resultado por lo general en NF; para la mampostería hecha de toba volcánica o piedra arenisca (o cualquier piedra suave) el resultado esperado es PF. A partir de este punto, otros seis parámetros pueden contribuir con un factor de reducción, lo que permite que el índice represente la condición real de la mampostería. Todos los criterios se basan en un análisis cuantitativo. No obstante, para los dos parámetros WC y VJ se ha propuesto un criterio cuantitativo relacionado con unas mediciones que se pueden tomar en una sección del muro o superficie de una hoja del muro (Borri et al., 2015).

Debido a que un solo panel se puede someter a distintas condiciones de carga (fig. 2.1) y no todos los parámetros influyen en la respuesta del panel de manera similar dependiendo de las condiciones de la carga, el MQI (ec. 2.2, arriba) puede resultar en tres valores diferentes de acuerdo con la dirección de la carga (Borri et al., 2015). La evidencia muestra que estos parámetros afectan la calidad de la mampostería; por lo tanto, se deben asignar diferentes pesos (de valores de entre 0 y 3) a estos parámetros. Los valores de los pesos se dedujeron de un trabajo anterior (Mastrodicasa, 1978; Giuffre, 1999) y se basan en evidencia de casos de estudio y evaluaciones experimentales. La tabla 2.12 muestra los resultados para la carga vertical.

FIGURA 2.1.

Diagrama que muestra las condiciones de carga en un solo panel de pared: carga estática vertical (V), cargas estática y dinámica fuera del plano (O) y carga dinámica en el plano (I).

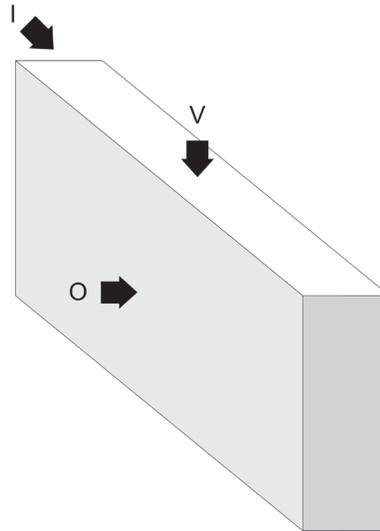


TABLA 2.12.

Parámetros para combinar la influencia de la carga vertical (Borri et al. 2015).

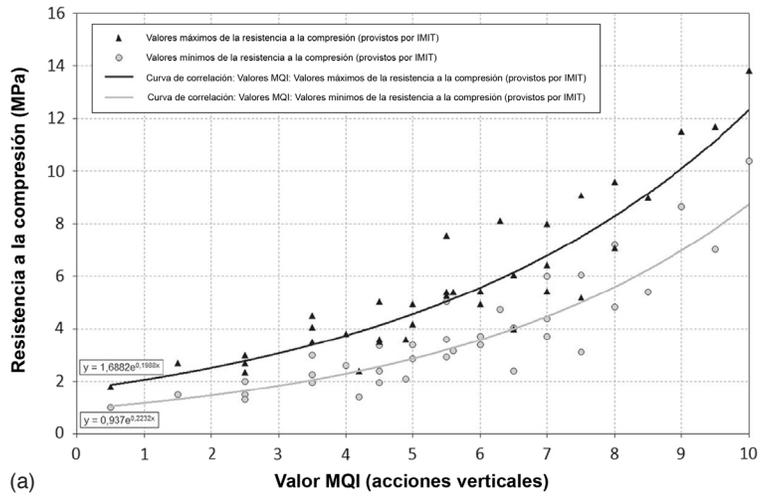
	Carga vertical (V)		
	NF	PF	F
HJ	0	1	2
WC	0	1	1
SS	0	1.5	3
VJ	0	0.5	1
SD	0	0.5	1
MM	0	0.5	2
SM	0.3	0.7	1

El MQI se puede utilizar para obtener la estimación de los parámetros mecánicos de los edificios existentes a través de los procedimientos de correlación. En un ejemplo, Borri et al. (2015), utilizaron en el código italiano (NTC 2018) y estudios experimentales (Borri et al., 2011; Corradi et al., 2014; Borri, Castori y Corradi, 2014) para establecer una relación entre el MQI y las propiedades mecánicas de la mampostería existente. La Figura 2.2 muestra la relación obtenida por la resistencia a la compresión, la resistencia al corte y el módulo de elasticidad de la mampostería como una función del MQI para las condiciones de carga vertical (V).

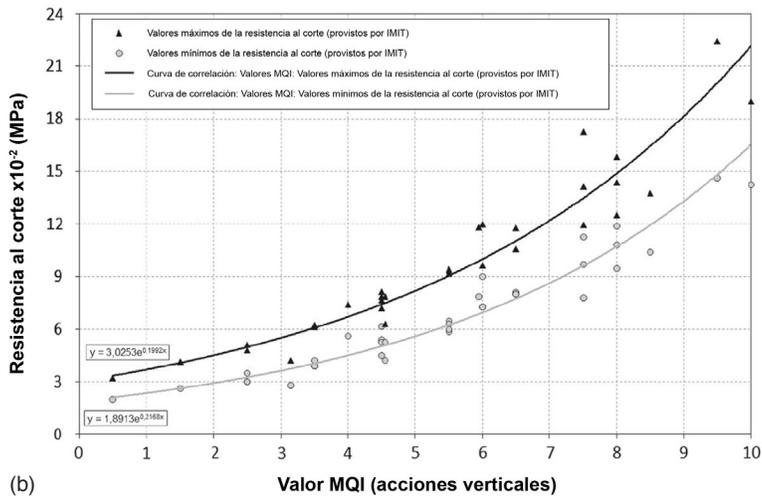
A pesar de la buena correlación obtenida, Borri et al. (2015) afirman que este índice solo se comparó y puso en relación con algunas tipologías de mampostería italianas. Se esperan algunas variaciones cuando se toman en cuenta las diferencias en el comportamiento de los morteros históricos, formas de la piedra y manera de ensamblaje. No obstante, si se cuenta con suficientes datos, es posible introducir ajustes en los pesos para el análisis cualitativo del MQI.

FIGURA 2.2.

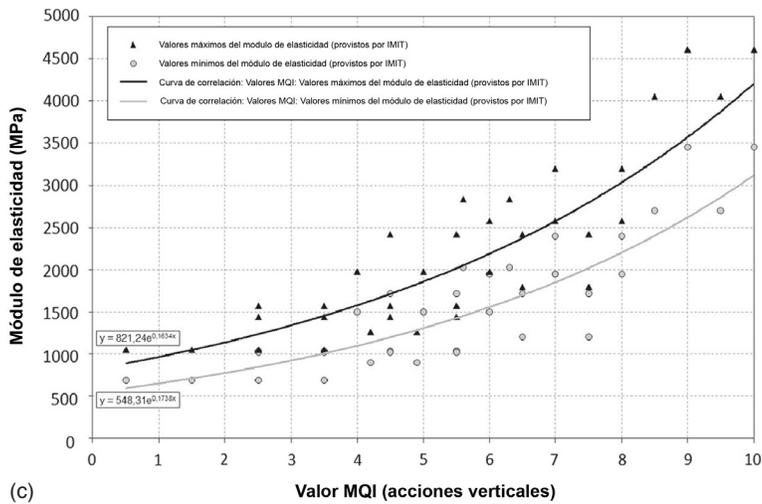
Las gráficas muestran valores de propiedades mecánicas de los edificios de mampostería existentes como una función de los valores MQI: (a) resistencia a la compresión; (b) resistencia al corte; y (c) módulo de elasticidad. Fuente: Adaptado de Borri et al. 2015.



(a)



(b)



(c)

Evaluación del proyecto

El análisis estructural de las construcciones de mampostería comprende varios enfoques diferentes; se provee una extensa evaluación en Lourenço y Pereira (2018). El enfoque propuesto por Lourenço y Roque (2006) tiene que ver con un procedimiento mucho más simple, más rápido y de menor costo que se basa en un enfoque geométrico simplificado para la exploración inmediata de un número elevado de edificios en riesgo. Los objetivos son comparar simples datos geométricos que toman en consideración el peligro sísmico local (como por ejemplo el PGA) y evaluar la posibilidad de adoptar índices simples (un indicador numérico deducido de las observaciones y utilizado para expresar un proceso o condición) relacionados con los datos geométricos como una técnica de exploración inicial (muy rápida) para ayudar a priorizar estudios adicionales con respecto a la vulnerabilidad sísmica. Este proceso simplificado se puede utilizar sin visitar los edificios, por lo que su precisión resulta baja. Es de esperarse que los índices geométricos sean capaces de detectar casos de seria vulnerabilidad y que puedan definir la prioridad de estudio.

La aplicación de un proceso simplificado de análisis normalmente requiere que la estructura sea regular y simétrica, que los pisos actúen como diafragmas rígidos y que el modo de colapso dominante sea en la falla por corte en el plano de los muros (Meli 1998). En general, las últimas dos condiciones no se verifican para las estructuras de mampostería históricas, lo que significa que el proceso simplificado se debe entender no como una evaluación de seguridad cuantitativa, sino meramente como un simple indicador del posible comportamiento sísmico del edificio. Los índices en el plano considerados para un proceso simplificado de análisis son (a) proporción del área de muros, (b) proporción de área a peso y (c) proporción del cortante basal (Lourenço y Roque 2006). Estos se tratan más adelante.

Índices en el plano

Los tres índices determinan los valores geométricos de los muros estructurales y producen un escalar. Debido a que los índices miden diferentes cantidades, su uso con una muestra grande de edificios refuerza su aplicabilidad. Como se afirmó anteriormente, se requiere una evaluación más rigurosa de las condiciones de seguridad reales del edificio con el fin de determinar los valores cuantitativos y definir las medidas correctivas de ser necesario.

Proporción del área de muros

El índice utilizado para evaluar la seguridad de las construcciones históricas es una proporción del área de muros, o sea la proporción entre el área de los muros resistentes a los terremotos en cada dirección principal (transversal x , longitudinal y) y el área total del edificio. De acuerdo con el Eurocódigo 8 (EC8 2004), los muros se deben considerar resistentes a los terremotos solo si su espesor es mayor a 0.35 m y la proporción entre la altura y el espesor es menor de 9. El primer índice, $\gamma_{1,i}$, se lee en la ecuación 3.1 como:

$$\gamma_{1,i} = A_{wi}/S \quad [-] \quad (3.1)$$

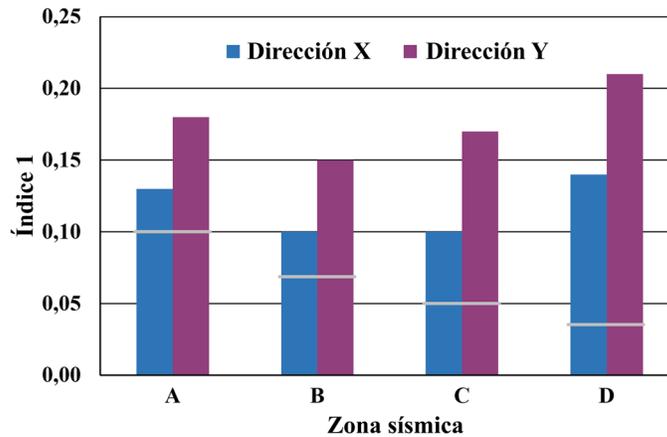
en donde A_{wi} es el área en el plano de los muros resistentes a los terremotos en dirección i y S es el área en el plano total del edificio.

El índice no dimensional $\gamma_{1,i}$ es el más simple, ya que se asocia con la resistencia al cortante basal. Se requiere de atención especial al momento de utilizar este índice, ya que ignora la proporción de esbeltez de los muros y el peso de la construcción. El Eurocódigo 8 (EC8 2004) recomienda valores de hasta 5%–6% para estructuras regulares con diafragmas de piso rígido, los cuales no se aplican a los edificios de tierra. En los casos de alta sismicidad, parece recomendarse un valor mínimo del 10% para los edificios históricos de mampostería (Meli, 1998). Por simplicidad, suelos con alta sismicidad se pueden suponer para el caso de suelos tipo roca y con aceleración de suelo de diseño mayor que 0.2 g (Lourenço y Roque 2006).

Lourenço y Roque (2006) aplicaron estos índices a un total de 58 iglesias portuguesas. Descubrieron que el índice $\gamma_{1,i}$ indicaba una variación inesperada para las iglesias, ya que los valores promedio mostraron menos diferencias de acuerdo con la sismicidad (fig. 3.1), contrario a la dependencia esperada ($\gamma_{1,A} > \gamma_{1,B} > \gamma_{1,C} > \gamma_{1,D}$; obsérvese que la sismicidad zona A > sismicidad zona D). En promedio, no se alteró el criterio adoptado. Los autores concluyeron que los casos que tienen que ver con una resistencia no adecuada a los terremotos a lo largo de la dirección transversal de la nave de la iglesia (dirección x) requerían una mayor investigación.

FIGURA 3.1.

Gráfica de barra que muestra los resultados promedio para el índice $\gamma_{1,i}$ de acuerdo con las direcciones ortogonales. Las líneas grises indican el límite; zona de sismicidad A > zona de sismicidad D. Fuente: Lourenço y Roque 2006.



Proporción de área a peso

El índice $\gamma_{2,i}$ provee la proporción de área a peso, es decir del área de los muros resistentes a los terremotos en cada dirección principal (transversal x , longitudinal y) y el peso total del edificio. La ecuación 3.2 se lee:

$$\gamma_{2,i} = A_{wi}/G \quad [L^2F^{-1}] \quad (3.2)$$

en donde A_{wi} es el área en el plano de los muros resistentes a los terremotos en dirección i y G es la acción vertical cuasi permanente.

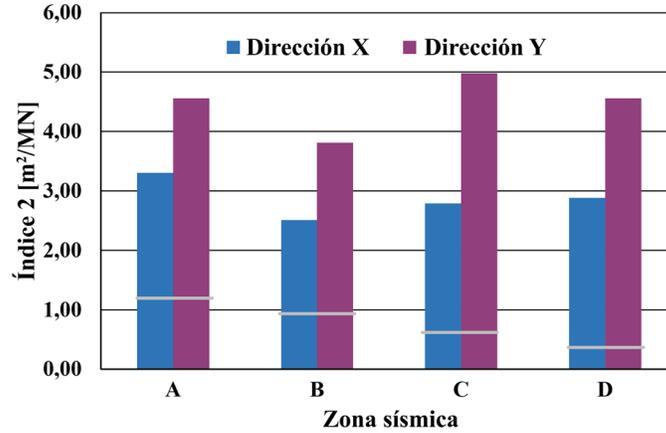
Este índice se asocia con la sección transversal horizontal del edificio, por unidad de peso. La altura (i.e. masa) del edificio es entonces considerada; no obstante, una desventaja importante es que el índice es dimensional, lo que significa que se debe analizar para unidades fijas. En los casos de alta sismicidad, para los edificios históricos de mampostería parece recomendarse un valor mínimo de 1.2 m²/MN (Meli 1998).

Lourenço y Roque (2006) aplicaron estos índices a un total de 58 iglesias portuguesas. Descubrieron que el índice $\gamma_{2,i}$ aunque inversamente proporcional a la altura de los edificios, presentaba una situación similar a la del índice 1. De nuevo, los valores calculados eran independientes de la zona sísmica, lo cual se asocia parcialmente con el hecho de que la altura de los edificios no disminuye al incrementar la sismicidad (fig. 3.2). El hecho de que ni

un solo edificio alteró el criterio propuesto por Meli (1998) parece indicar que el límite tal vez requiera revisarse y entre en conflicto con el índice 1. Más abajo se proponen nuevos límites para todos los índices.

FIGURA 3.2.

Gráfica de barra que muestra los resultados promedio para el índice $\gamma_{2,p}$ de acuerdo con las direcciones ortogonales. Las líneas grises indican el límite; zona de sismicidad A > zona de sismicidad D. Fuente: Lourenço y Roque 2006.



Proporción del cortante basal

La proporción del cortante basal provee un valor de seguridad con respecto a la seguridad de corte de la construcción. El cortante basal total para la carga sísmica ($V_{Sd,base} = F_E$) se puede estimar basado en un análisis de la carga estática horizontal equivalente a la acción sísmica ($F_E = \beta \times G$), en donde β es un coeficiente estático sísmico equivalente relacionado con la aceleración de suelo de diseño. La resistencia al corte de la estructura ($V_{Rd,base} = F_{Rd}$) se puede estimar a partir de la contribución de todos los muros resistentes a los terremotos (ec. 3.3):

$$F_{Rd,i} = \sum A_{wi} \times f_{vk} \quad (3.3)$$

en donde, de acuerdo con el Eurocódigo 6 (EC6 2005) (ec. 3.4):

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_d \quad (3.4)$$

en donde f_{vk0} es la cohesión, que se puede suponer igual a un valor bajo o cero en ausencia de más información; σ_d es el valor de diseño de esfuerzo normal; y 0.4 representa la tangente de un ángulo de fricción constante ϕ , igual a 22° , que se ha demostrado ser el adecuado para los muros de mampostería.

En la ecuación 3.5, índice 3, γ_3 , se lee:

$$\gamma_{3,i} = F_{Rd,i} / F_E \quad [-] \quad (3.5)$$

Si se supone la cohesión cero ($f_{vk0} = 0$), $\gamma_{3,i}$ es independiente de la altura del edificio, donde la ecuación 3.6 se lee de la siguiente manera:

$$\gamma_{3,i} = V_{Rd,i} / V_{Sd} = A_{wi} / A_w \times \tan \phi / \beta \quad (3.6)$$

Pero para una cohesión diferente de cero, la cual es más pertinente para los edificios de baja altura, $\gamma_{3,i}$ se lee (ec. 3.7):

$$\gamma_{3,i} = V_{Rd,i} / V_{Sd} = A_{wi} / A_w \times [\tan \phi + f_{vk0} / (\gamma \times h)] / \beta \quad (3.7)$$

en donde A_{wi} es el área en el plano de los muros resistentes a los terremotos en dirección i ; A_w es el área en el plano total de los muros resistentes a los terremotos; h es la altura promedio del edificio; γ es el peso de mampostería volumétrico; ϕ es el ángulo de fricción de los muros de mampostería; y β es un coeficiente sísmico estático equivalente. Se supone que el esfuerzo normal en los muros se debe solo a su peso propio ($\sigma_d = \gamma \times h$). Lo anterior parece

razonable y seguro para los edificios históricos de mampostería, que por lo regular tienen muros muy gruesos.

La ecuación 3.7 se debe utilizar con mucho cuidado, ya que la contribución de la cohesión puede ser muy grande. Por ejemplo, si se suponen tres alturas diferentes del edificio (h) y los valores constantes de la tangente del ángulo de fricción ($\tan \phi$) igual a 0.4, cohesión (f_{vk0}) igual a 0.1 N/mm² y un peso volumétrico (γ) de 20 kN/m³, se puede calcular lo siguiente:

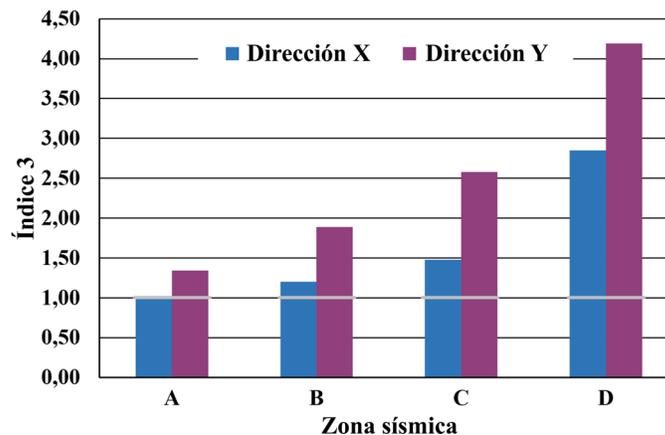
- para una altura de 5.0 m, $\tan \phi + f_{vk0}/(\gamma \times h)$ es igual a 1.4 con una contribución de la cohesión de 72%;
- para una altura de 10.0 m, $\tan \phi + f_{vk0}/(\gamma \times h)$ es igual a 0.9 con una contribución de la cohesión de 55%; y
- para una altura de 20.0 m, $\tan \phi + f_{vk0}/(\gamma \times h)$ es igual a 0.65 con una contribución de la cohesión de 38%.

Tal índice no dimensional toma en cuenta la sismicidad de la zona, considerada en β . El edificio estará más seguro con una proporción cada vez mayor (muros resistentes a los terremotos/peso), lo que significa una relación más grande (A_{wf}/A_w) y alturas más bajas. Para los edificios históricos de mampostería y la acción típica, un valor mínimo de $\gamma_{3,i}$ igual a uno parece ser aceptable (Lourenço y Roque 2006).

Al aplicar este enfoque a las 58 iglesias, Lourenço y Roque (2006) descubrieron que el índice $\gamma_{3,i}$ incrementa su valor al disminuir la sismicidad como resultado directo de los valores constantes de los índices 1 y 2 (fig. 3.3). En promedio, el índice $\gamma_{3,i}$ estuvo cerca de no cumplir con el criterio adoptado de la zona A, pero fue adecuado para las otras zonas. De manera individual, el 68% de las iglesias en la zona A y el 9% de las iglesias en la zona B no cumplieron con el criterio adoptado. Al igual que los índices previos, casi todos los casos que tal vez requieran una mayor investigación mostraron una resistencia no adecuada a los terremotos a lo largo de la dirección transversal de la nave de la iglesia (dirección x) Además, el índice 3 estaba claramente en conflicto con los otros dos índices. Es importante mencionar que si se adoptara un valor de 0.10 N/mm² para la cohesión, todas las iglesias cumplirían con el criterio considerado (Lourenço y Roque 2006).

FIGURA 3.3.

Gráfica de barra que muestra los resultados promedio para el índice $\gamma_{3,i}$ de acuerdo con las direcciones ortogonales. Las líneas grises indican el límite; zona de sismicidad A > zona de sismicidad D. Fuente: Lourenço y Roque 2006.



Enfoque propuesto para la evaluación simplificada en el plano

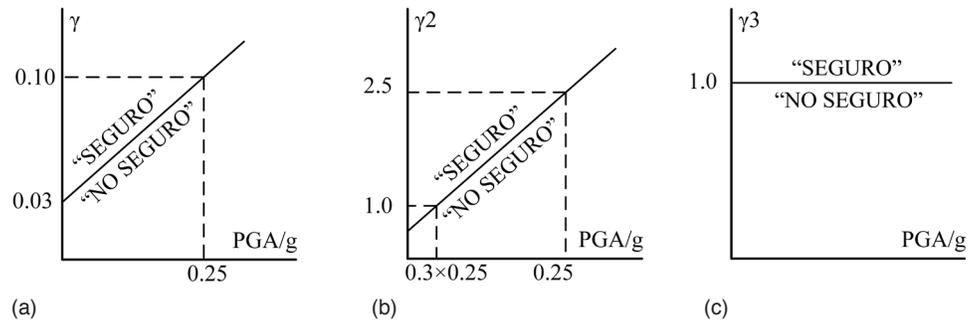
Los tres índices dependen linealmente de la proporción (A_{wf}/A_w). Esta proporción provee información directa acerca de la rigidez en el plano de la estructura a lo largo de cada dirección principal. Por lo general se acepta que la suma de las relaciones (A_{wf}/A_w) para las dos direcciones ortogonales puede ser mayor a 1, debido a la superposición de las áreas en las dos direcciones (Meli 1998). Los índices dependen también linealmente de las siguientes

cantidades: (a) proporción entre el área total de los muros resistentes a los terremotos y el área en el plano total del edificio (índice 1); (b) altura del edificio (índice 2); y (c) proporción entre la fricción y el coeficiente estático sísmico equivalente (índice 3).

De igual forma es importante que tales índices den como medida cantidades bastante diferentes y que no se puedan comparar directamente. El índice 2 es dimensional y se debe utilizar con cuidado y, al igual que el índice 1, es independiente de la aceleración de suelo de diseño. Por lo tanto, para los edificios con idéntica seguridad, ambos índices se deben incrementar conforme aumenta la sismicidad. Por consiguiente, la sismicidad se toma en cuenta al suponer que el valor límite previamente dado es válido para un valor de PGA de 0.25 g y que hay una correlación lineal con el PGA, tal como se ilustra en la figura 3.4 (EC8 2004). Por el contrario, el índice 3 debe ser constante en diferentes zonas sísmicas, ya que considera el efecto de la sismicidad. Este formato de índice es parecido al enfoque de seguridad tradicional adoptado para el diseño estructural, en donde el valor del límite es igual a 1 (fig. 3.4).

FIGURA 3.4.

Las gráficas muestran los límites supuestos para los tres índices en el plano como una función del PGA: (a) índice 1; (b) índice 2; e (c) índice 3. Nótese que el índice 2 es dimensional (m^2/MN), mientras que los índices 1 y 3 son no dimensionales. Fuente: Lourenço et al. 2013.



El índice 1 es independiente de la altura, lo cual se considera un inconveniente muy importante. Por lo tanto, solo los índices 2 y 3 se pueden analizar aún más. La comparación entre γ_2 y γ_3 es equivalente a comparar $1/h$ y $1/\beta$, o altura y sismicidad, si se ignora la cohesión. Tales cantidades claramente no son comparables y parecen no estar correlacionadas de acuerdo con los resultados presentados por Lourenço y Roque (2006). Para tomar en cuenta el valor de la altura (h) del edificio, se sugiere el siguiente enfoque, suponiendo que el criterio para γ_3 tenga que cumplirse. Lo anterior resulta en un valor mínimo de $\gamma_{3,i,min}$ igual a 1. Con base en la ecuación 3.6, es posible obtener una proporción mínima de los muros de la siguiente manera (ec. 3.8):

$$\gamma_{3,i,min} = 1.0 \Leftrightarrow (A_{wi}/A_w)_{min} = \beta / \tan \phi \quad (3.8)$$

Habiendo introducido este resultado en la ecuación 3.2, el valor mínimo de $\gamma_{2,i,min}$ se lee de la siguiente manera (ec. 3.9):

$$\gamma_{2,i,min} = \beta / (\gamma \times h \times \tan \phi) \quad (3.9)$$

La estrategia propuesta es el adoptar el índice 2 y el índice 3 de forma simultánea, de manera que $\gamma_{2,i} > \gamma_{2,i,min}$ y $\gamma_{3,i} > 1.0$. Se hace énfasis en que (a) el primer criterio es diferente que imponer una altura máxima al edificio, porque los muros, la altura, y la sismicidad están involucradas en la desigualdad; y (b) el segundo criterio solo considera la altura del edificio si la cohesión es diferente a cero y por lo tanto puede proveer resultados que no son confiables (Lourenço y Roque 2006).

Ejemplos de aplicación

Este enfoque de exploración simplificada se utilizó para comparar datos geométricos sencillos que toman en consideración el peligro sísmico local y para determinar si los índices relacionados con estos datos se podían utilizar como una primera técnica (muy rápida) para ayudar a definir las prioridades para estudios adicionales con respecto a la vulnerabilidad sísmica. Aplicaciones detalladas de este enfoque se pueden encontrar en Lourenço y Roque (2006). (2013). Se presentan abajo dos casos de estudio: iglesias europeas (portuguesas, españolas e italianas); e iglesias en Nueva Zelanda (en Christchurch y sus alrededores). Se utilizó el más reciente estudio para validar los límites propuestos con datos de los terremotos del 2010–11 en la región de Canterbury en Nueva Zelanda.

Iglesias europeas

Los métodos se aplicaron a una muestra de 44 iglesias históricas portuguesas, españolas e italianas hechas de ladrillos de arcilla, seleccionadas de acuerdo con su riesgo sísmico y la disponibilidad de información sobre su construcción. Para el análisis, se supuso que todos los materiales de mampostería eran similares, suponiendo el peso volumétrico de la mampostería igual a 20 kN/m^3 , el peso de los techos igual a 2.0 kN/m^3 y el valor de cohesión igual a 0.05 N/mm^2 . Los resultados (véase la fig. 3.4) están en función del parámetro local PGA, junto con el límite para cada índice, llamado $\gamma_{1,i} \leq 10\%$, $\gamma_{2,i} \leq 2.5 \text{ m}^2/\text{MN}$, y $\gamma_{3,i} \leq 1.0$ para un PGA de 0.25 g (Lourenço et al. 2013).

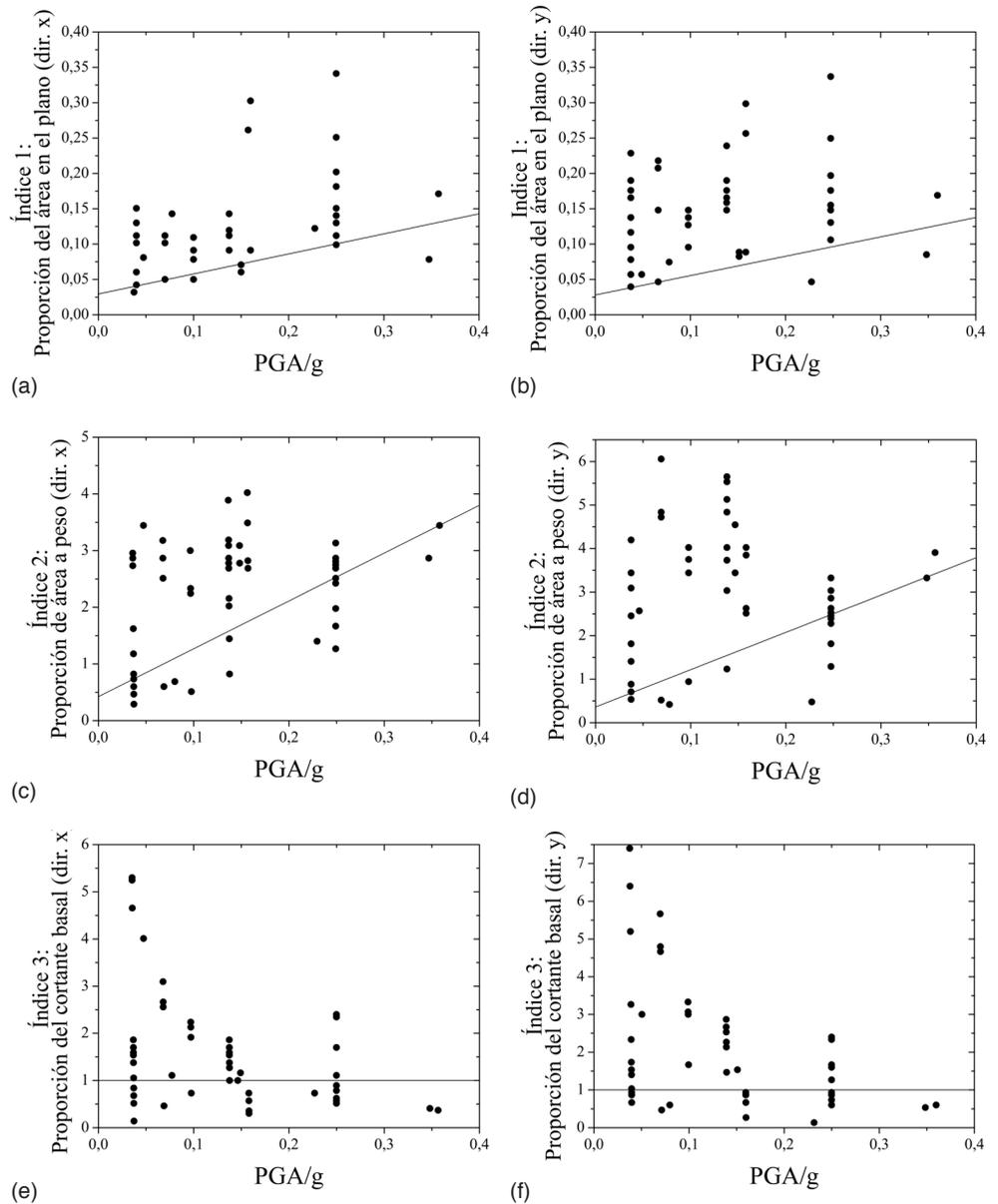
En lo que se refiere a los valores promedio, el índice 1 presenta valores más bajos en la dirección transversal x de la nave, lo cual es de esperarse debido a la geometría de las iglesias, aunque los índices italianos son muy similares en ambas direcciones. El índice 1 no muestra una clara variación con la sismicidad, incluso si tiende a incrementarse de alguna forma cuando la sismicidad aumenta. Cuando se hace una comparación usando los límites propuestos, el 25% de las iglesias reduce el criterio en la dirección x y 9% no lo cumple en cuanto a la dirección y . El resultado implica que los casos que requieren una mayor investigación son aquellos con una resistencia no adecuada a los terremotos a lo largo de la dirección transversal de la nave de la iglesia (Lourenço et al. 2013).

Índice 2, aunque inversamente proporcional a la altura de los edificios, presenta una situación similar a la del índice 1. Una vez más, los valores calculados no muestran una tendencia visible con respecto a la sismicidad; no obstante, un incremento del índice 2 puede ser asociado con un incremento del PGA. En promedio, el índice 2 presenta valores más bajos en la dirección x , justificados de nuevo por la geometría de las iglesias. Como resultado, este índice es reducido por el 39% y el 30% de los edificios históricos en las direcciones x y y , respectivamente. Este índice se ve reducido principalmente por las iglesias españolas (Lourenço et al. 2013).

El índice 3 muestra una alarmante reducción en la variación con el parámetro PGA. Para las áreas de sismicidad moderada y alta ($\text{PGA} > 0.15 \text{ g}$), todas las iglesias en ambas direcciones reducen el índice 3. A pesar de lo anterior, el índice 3 no se cumple por completo también para las áreas con baja sismicidad. Al igual que los índices 1 y 2, el índice 3 presenta valores más bajos en la dirección x . Individualmente, el 41% y el 32% de las iglesias reduce el índice 3 en las direcciones x y y , respectivamente, lo cual denota una resistencia insuficiente a los terremotos en las direcciones transversal y longitudinal. De manera inesperada, el índice asume valores mínimos más bajos que 0.15 en ambas direcciones, lo cual se asocia con estructuras altamente vulnerable que no podrían sobrevivir ante un terremoto. Este índice se ve reducido principalmente por las iglesias italianas (Lourenço et al. 2013).

FIGURA 3.5.

Diagramas de dispersión que muestran la relación entre los tres índices en el plano y el PGA: (a) índice 1, dirección x; (b) índice 1, dirección y; (c) índice 2, dirección x; (d) índice 2, dirección y; (e) índice 3, dirección x; (f) índice 3, dirección y. Fuente: Lourenço et al. 2013.



Para llevar a cabo una exploración preliminar y priorizar estudios adicionales en las estructuras históricas de mampostería en países propensos a los terremotos, Lourenço et al. (2013) sugieren la identificación de los edificios históricos para el que los índices en el plano son alterados o interrumpidos en al menos una dirección. Un enfoque alternativo sería el considerar la interrupción simultánea del índice 3 y uno de los índices 1 o 2. Ambos criterios muestran que la resistencia no adecuada a la carga de terremotos no solo está relacionada con una alta sismicidad, como con la mayoría de las iglesias italianas descritas con anterioridad, pero también puede ocurrir en áreas de sismicidad moderada, incluyendo las dos iglesias portuguesas en la muestra, o incluso en áreas de baja sismicidad, tales como la mayoría de las iglesias españolas. Tomando en consideración el primer criterio, el 18% de la muestra requiere medidas correctivas o, al menos, una investigación más a fondo. No obstante, bajo el segundo criterio, casi la mitad de la muestra (43%) exhibe una resistencia no adecuada a los terremotos (Lourenço et al., 2013).

Iglesias de Nueva Zelanda después de los terremotos de Canterbury 2010-11

Después de la serie de temblores que sacudieron a Nueva Zelanda en 2010–11 y en alrededores de Christchurch en la región de Canterbury, se calcularon los índices relacionados con los métodos de análisis simplificados para las iglesias de piedra y ladrillo de arcilla estudiadas en el área afectada.

El objetivo era validar los límites propuestos para cada uno de los tres índices en el plano (proporción del área en el plano, proporción del área a peso y la proporción del cortante basal) mediante el uso del PGA para cada iglesia durante el terremoto que ocurrió el 22 de febrero de 2011. Al momento de aplicar el análisis simplificado se supuso que todos los materiales de mampostería eran similares, suponiendo el peso volumétrico de la mampostería igual a 20 kN/m^3 , el peso de los techos igual a 2.0 kN/m^3 y el valor de cohesión igual a 0.05 N/mm^2 . Con base en la red de sismógrafos (CRSMN 2003), fue posible asociar el PGA registrado en una ubicación dada con una iglesia cercana (Lourenço et al. 2013).

Después del terremoto de Canterbury, se llevó a cabo un proceso de evaluación de seguridad de los edificios y cada construcción fue clasificada en uno de los tres grupos de acuerdo con las regulaciones nacionales. El proceso general y las pautas se reportan en NZSEE (2009) y están basados en los procedimientos norteamericanos desarrollados por el Applied Technology Council (ATC-20 1989; ATC-20-2 1995). Además de la nueva clasificación, se colocó una pancarta en la entrada principal de la estructura, basada en tres etiquetas de color: el verde indicaba que no había restricciones para el uso del edificio; el amarillo significaba que, debido a razones de seguridad, el uso del edificio estaba restringido a periodos cortos de tiempo y solo para asuntos esenciales; y el rojo indicaba que el inmueble no era seguro y el reingreso quedaba prohibido. Los edificios patrimoniales también se evaluaron siguiendo las mismas directrices (Lourenço et al. 2013).

La Figura 3.6 muestra los diagramas de dispersión de cada índice y el PGA horizontal registrado del evento sísmico del 22 de febrero para las iglesias de ladrillo de arcilla, así como los límites propuestos (véase fig. 3.4). El límite para el primer índice es excelente, con todas las iglesias anteriores etiquetadas con verde arriba o cerca de la línea, solo una iglesia etiquetada con amarillo y una con rojo, esta última incorrectamente identificada. Los resultados de los límites para los índices 2 y 3 también son aceptables. La dirección x (o transversal) provee mejores resultados en los tres índices; esta es por consiguiente la dirección crítica. Los índices son consistentes incluso si no se correlacionan directamente. El índice 3 muestra el peor rendimiento si se toma en cuenta la cohesión; los mejores resultados se obtuvieron para la cohesión cero (véase fig. 3.6; Lourenço et al. 2013).

Comparativamente, los límites para las iglesias de piedra no son tan buenos (fig. 3.7). Para todos los índices y en ambas direcciones, las iglesias etiquetadas con verde se sometieron a un PGA igual o mayor a 1.0 g debajo del límite y las iglesias etiquetadas con rojo se sometieron a un PGA menor de 0.125 g arriba del límite. La falta de homogeneidad justifica la falta de acuerdo con los límites, ya que el comportamiento sísmico de las iglesias de piedra es muy diferente. Las iglesias monumentales construidas de piedra de buena calidad pueden presentar un comportamiento sísmico similar al de las iglesias de ladrillo de arcilla, mientras que la mampostería de piedra débil carecen de interconexión y se desagregan, incluso para valores bajos del PGA. El redefinir los límites no es una solución y se sugirió que la tipología de la iglesia de piedra se debía dividir en subcategorías de acuerdo con los detalles de construcción más específicos. Similarmente a las iglesias de ladrillo de arcilla, hay una mejor correlación con el límite del índice 3 si no se toma en cuenta la cohesión (Lourenço et al. 2013).

FIGURA 3.6.

Diagramas de dispersión que muestran la relación entre los índices en el plano y el PGA para las iglesias de ladrillo de arcilla: (a) índice 1, dirección x; (b) índice 1, dirección y; (c) índice 2, dirección x; (d) índice 2, dirección y; (e) índice 3, dirección x; (f) índice 3, dirección y; (g) índice 3, dirección x, con cero cohesión; e (h) índice 3, dirección y, con cero cohesión. Fuente: Lourenço et al. 2013.

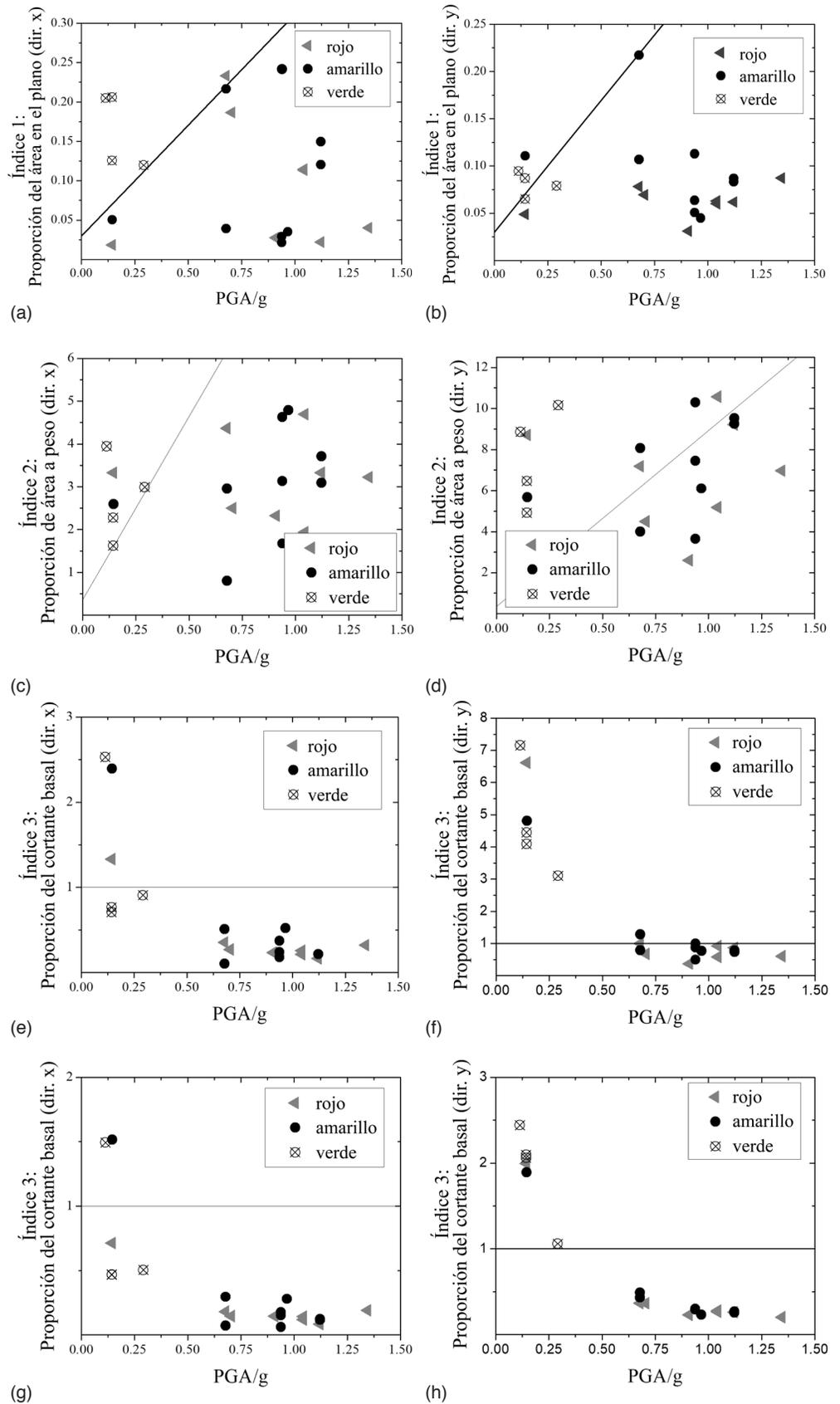
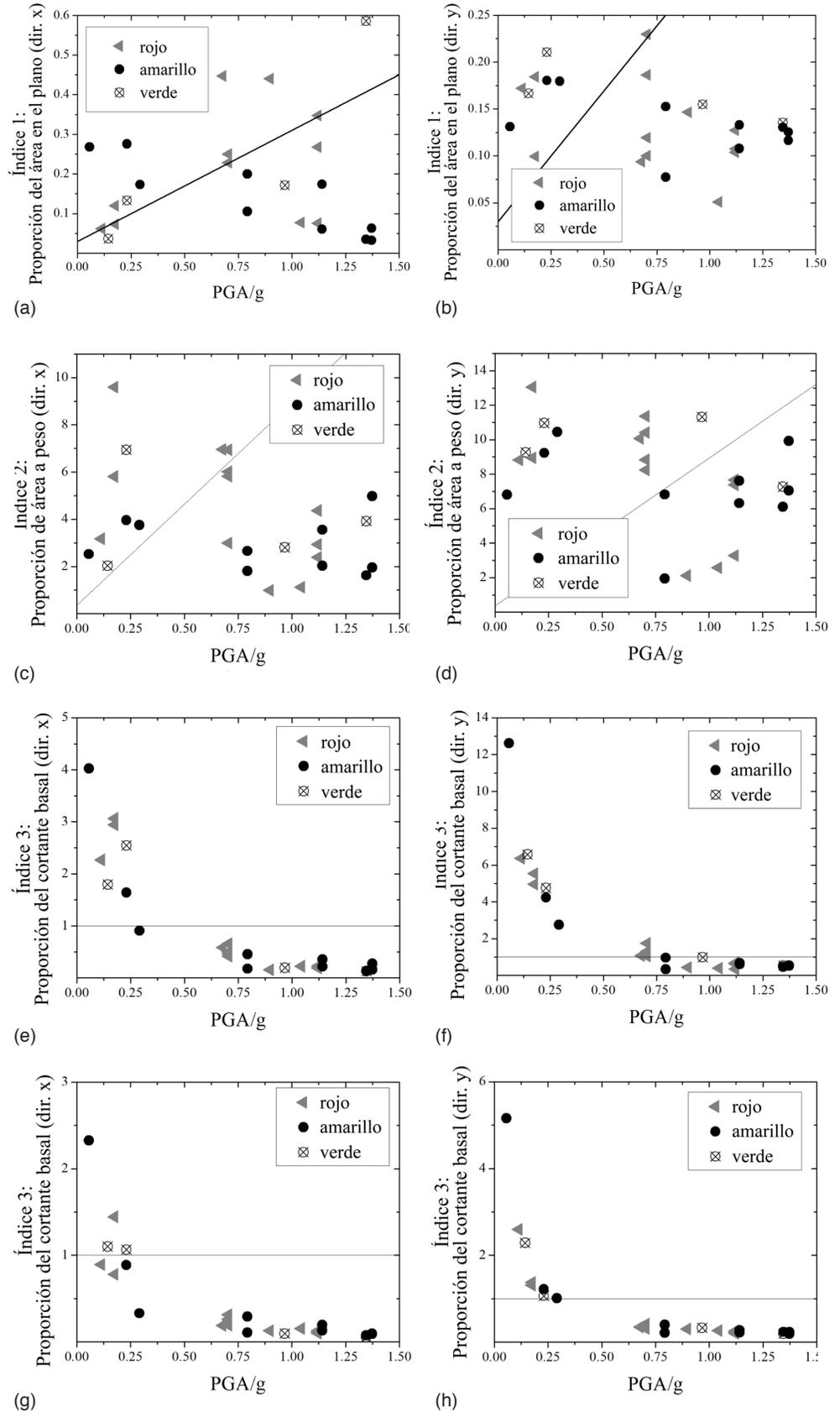


FIGURA 3.7.

Diagramas de dispersión que muestran la relación entre los índices en el plano y el PGA para las iglesias de piedra: (a) índice 1, dirección x; (b) índice 1, dirección y; (c) índice 2, dirección x; (d) índice 2, dirección y; (e) índice 3, dirección x; (f) índice 3, dirección y, con cero cohesión; e (h) índice 3, dirección y, con cero cohesión. Fuente: Lourenço et al., 2013.



Evaluación límite con macrobloques

Las construcciones de mampostería están compuestas de ensambles de muros en tres dimensiones, con el comportamiento fuera del plano de cada muro altamente influenciado por el tipo y resistencia de su unión con los otros muros. No obstante, cuando no se garantiza un comportamiento global de caja (o integridad estructural), los muros—especialmente los periféricos, debido a su falta de encofrado exterior y la baja resistencia a la tracción de la mampostería—se vuelven más vulnerables al vuelco fuera del plano. Durante un terremoto, el vuelco fuera del plano es una de las principales causas de daño o colapso en las estructuras de mampostería existentes (Casapulla, Giresini y Lourenço, 2017).

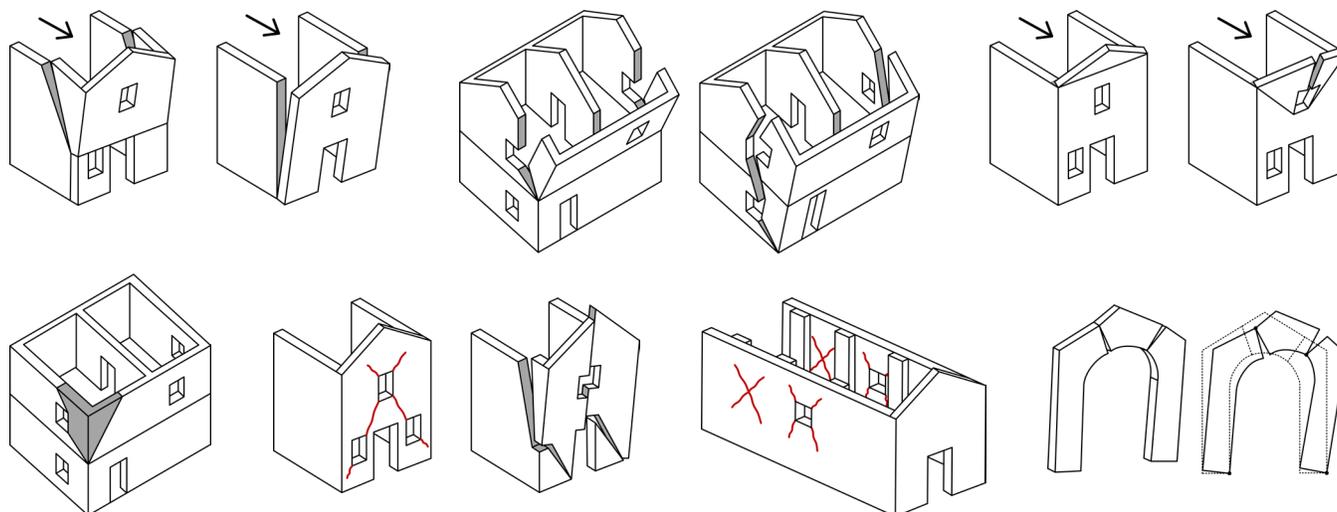
Si se puede asegurar un comportamiento monolítico para cada muro, en el colapso todos los muros se pueden considerar como bloques rígidos y su respuesta sísmica fuera del plano se puede examinar mediante un análisis cinemático. También se pueden tomar en cuenta porciones más pequeñas de muro, definidas por grietas y fragmentaciones. El enfoque cinemático incluye las aproximaciones basadas en la fuerza estática y en el desplazamiento usando los métodos de análisis límite, estándar y no estándar, y tomando en consideración la evolución del movimiento en el tiempo a través del análisis cinemático incremental. Los efectos dinámicos se consideran de forma más adecuada mediante el enfoque dinámico, ya que toma en cuenta la disipación de la energía en la evolución del movimiento (Casapulla, Giresini y Lourenço 2017).

Análisis del equilibrio límite

FIGURA 4.1.

Ejemplos de mecanismos de colapso en fachadas, esquinas y sistemas de arco de estructuras de mampostería existentes. Fuente: Adaptada de DPCM 9 de febrero, 2011.

Los colapsos parciales debidos a los terremotos con frecuencia ocurren en los edificios de mampostería existentes y generalmente son provocados por la pérdida de equilibrio en porciones de la mampostería. Los mecanismos locales en los muros de mampostería se originan principalmente por las fuerzas perpendiculares a su plano; en el caso de los sistemas de arco, tales mecanismos pueden incluso ser causados por las fuerzas en el plano (fig. 4.1). Las



verificaciones del daño y el colapso (en el plano y fuera del plano) con referencia a los mecanismos locales se pueden llevar a cabo a través del análisis de equilibrio límite, con base en el enfoque cinemático lineal basado en la selección del mecanismo de colapso y la evaluación de las fuerzas horizontales que activan el mecanismo cinemático (NTC 2018).

El enfoque cinemático no lineal permite la determinación de las fuerzas horizontales que la estructura es capaz de soportar de manera progresiva con el desarrollo del mecanismo. Lo anterior se puede expresar en un diagrama en términos de un multiplicador a , es decir la proporción entre las fuerzas horizontales aplicadas y los pesos de las masas correspondientes (fig. 4.2), con esta proporción representada como una función del desplazamiento d_c de un punto de referencia (o punto de control) del sistema (fig. 4.3). El diagrama se determina desde la iniciación del mecanismo cinemático ($a = a_0$) hasta la pérdida de capacidad para soportar las acciones horizontales ($a = 0$). Tal diagrama se puede transformar en la curva de capacidad de un sistema de un grado de libertad, en donde la capacidad de desplazamiento del mecanismo local se puede comparar con la demanda de desplazamiento de la acción sísmica.

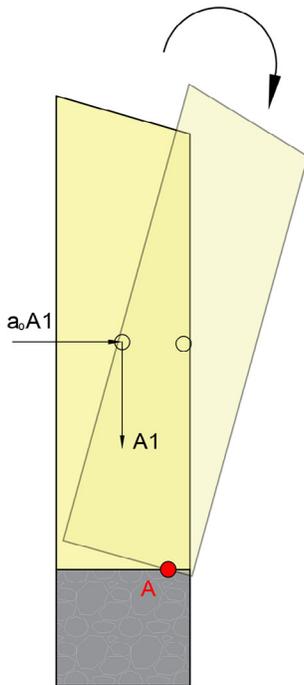


FIGURA 4.2.
Rotación del bloque alrededor de la línea de articulación en el colapso.
Fuente: Karanikoloudis y Lourenço, 2015.

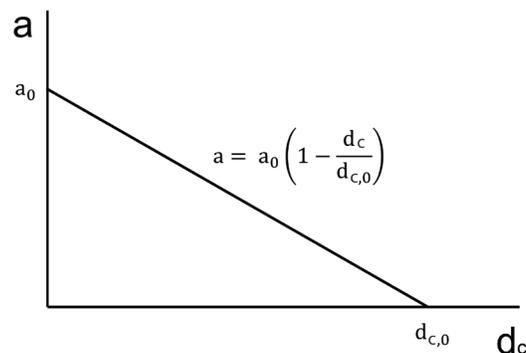


FIGURA 4.3.
Espectro de capacidad genérica del mecanismo de bloque rígido en términos del multiplicador de carga horizontal a vs. el desplazamiento horizontal del punto de control d_c .

Para cada mecanismo local posible considerado como significativo para el edificio, el método se puede subdividir en los siguientes cinco pasos (NTC 2018):

1. La transformación de una parte de la construcción en un sistema determinado (cadena cinemática) mediante la identificación de los cuerpos rígidos. Tales cuerpos se definen por los planos de fractura, lo que se supone que se debe a la baja resistencia a la tracción de la mampostería, que son capaces de girar o deslizarse (mecanismo de daño y colapso).
2. La estimación del multiplicador de carga horizontal a_0 que provoca la activación del mecanismo (límite estado de daño).
3. Estimación de la evolución del multiplicador de carga horizontal a con desplazamientos cada vez mayores d_c de un punto de control de la cadena cinemática, usualmente seleccionada cerca del centro de gravedad, hasta la pérdida total de la capacidad de la fuerza sísmica horizontal.
4. Transformación del diagrama obtenido en la curva de capacidad, en términos de las aceleraciones espectrales a^* y los desplazamientos espectrales d^* de un oscilador equivalente de un grado de libertad (SDOF, por su sigla en inglés), con la estimación del desplazamiento máximo para el mecanismo de colapso (estado límite máximo).
5. Verificación de seguridad comprobando la compatibilidad de los desplazamientos de demanda y/o de las fuerzas de demanda con la estructura.

Al aplicar este método de análisis, para simplificar se puede asumir que: (a) la mampostería no soporta cargas de tracción, (b) no hay deslizamiento entre los bloques en el meca-

nismo y (c) la resistencia a la compresión es infinita. Obsérvese que la última suposición no se recomienda para la construcción de tierra.

Para una simulación más realista del comportamiento, se recomiendan las siguientes suposiciones: (a) deslizamiento entre los bloques considerando la presencia de la fricción; (b) uniones entre los muros de mampostería de resistencia limitada; (c) presencia de varilla de unión metálica; (d) resistencia a la compresión limitada de la mampostería mediante el movimiento adecuado de las articulaciones desde el borde de la sección hacia el centro; y (e) presencia de muros con hojas separadas (NTC 2018).

Análisis cinemático lineal

Para obtener el multiplicador de carga horizontal a_0 que activa el mecanismo de daño local, es necesario aplicar las siguientes fuerzas a la cadena cinemática compuesta de los bloques rígidos:

- la carga muerta de los bloques aplicada a su centro de gravedad;
- las cargas verticales portadas por los bloques (casi permanentes debido a las cargas muertas y la fracción pertinente de las cargas vivas de los pisos y techo, así como también otros elementos de mampostería no considerados en el elemento estructural);
- un sistema de fuerzas horizontales proporcionales a las cargas verticales aplicadas, si estas no se transmiten de manera eficaz a las otras partes del edificio;
- posibles fuerzas externas (por ejemplo, aquellas transmitidas por las varillas de unión metálicas); y
- posibles fuerzas internas (por ejemplo, aquellas relacionadas la interconexión de los bloques de mampostería) (NTC, 2018).

Al asignar una rotación virtual θ_c al bloque genérico, es posible determinar los desplazamientos como una función de la rotación y la geometría de la estructura debido a las varias fuerzas aplicadas en las direcciones respectivas. El multiplicador de carga a_0 se obtiene en términos de desplazamientos, aplicando el principio de los trabajos virtuales (PTV) al igualar el trabajo total hecho por las fuerzas externas a las fuerzas internas aplicadas al sistema, lo cual corresponde al trabajo virtual (NTC 2018) como se muestra en la ecuación 4.1:

$$a_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} Q_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{\theta} \quad (4.1)$$

en donde

- n es el número total de las cargas cuasi permanentes (pesos, fuerzas verticales) aplicadas a los diferentes bloques rígidos de la cadena cinemática;
- m es el número de fuerzas de peso aplicadas que no actúan directamente en los bloques cuya masa, debido a la acción sísmica, genera fuerzas horizontales en los elementos de la cadena cinemática y no se transmite eficazmente a las otras partes del edificio;
- o es el número de las fuerzas externas aplicadas a los bloques, pero no relacionado con la masa;
- P_i es la fuerza genérica casi permanente (peso muerto del bloque aplicado a su centro de gravedad, o una fracción de las cargas vivas pertinentes);
- Q_j es la fuerza de peso genérica no directamente aplicada a los bloques, pero cuya masa, debido a la acción sísmica, genera fuerzas horizontales en los elementos de la cadena cinemática y no se transmite eficazmente a las otras partes del edificio;
- $\delta_{x,i}$ es el desplazamiento horizontal virtual del punto de aplicación de la i^{th} fuerza casi permanente P_i , estimada como positiva en la dirección de la acción sísmica que activa el mecanismo;

- $\delta_{x,j}$ es el desplazamiento horizontal virtual del punto de aplicación de la j^{th} fuerza por peso Q_j , estimada como positiva en la dirección de la acción sísmica que activa el mecanismo;
- $\delta_{y,i}$ es el desplazamiento horizontal virtual del punto de aplicación de la i^{th} fuerza casi permanente P_i , estimada como positiva si es hacia arriba;
- F_h es la fuerza externa genérica (valor absoluto) aplicada al bloque; tales fuerzas están a favor de la activación del mecanismo (por ejemplo, impulso desde las bóvedas, techos, etc.) o ser opuestas a esta (por ejemplo, tirantes);
- δ_h es el desplazamiento virtual del punto de aplicación de la h^{th} fuerza externa F_h en la dirección de la fuerza y positiva si es en la dirección opuesta; y
- L_{fi} es el trabajo hecho por las fuerzas internas.

Análisis cinemático no lineal

Para definir la capacidad de desplazamiento de la estructura hasta el colapso mediante el uso del mecanismo considerado, el multiplicador de carga horizontal a se puede estimar con base no solo en la configuración inicial, sino también en las variaciones de la cadena cinemática representativa de la evolución del mecanismo como se describe por el desplazamiento del punto de control d_c . El análisis debe seguir llevándose a cabo hasta que se hayan alcanzado el multiplicador correspondiente $a = 0$ y el desplazamiento respectivo $d_{c,0}$ (NTC 2018).

Por cada configuración del mecanismo cinemático de los bloques rígidos, el valor del multiplicador a se puede determinar mediante el uso de la ecuación 4.1 con referencia a la geometría variada. El análisis se puede llevar a cabo de manera gráfica, mediante la identificación de la geometría del sistema en las diferentes configuraciones hasta el volteo, o de manera analítica, mediante la consideración de una secuencia de rotaciones finitas virtuales y actualizando progresivamente la geometría del sistema.

Si las varias fuerzas actuantes (peso, acciones externas e internas) son constantes conforme se transforme el mecanismo, la curva obtenida es casi lineal. El desplazamiento $d_{c,0}$ (correspondiente a la $a =$ condición 0) se puede derivar de la expresión simplificada (ec. 4.2):

$$a = a_0 (1 - d_c / d_{c,0}) \quad (4.2)$$

La rotación de colapso desconocida $\theta_{c,0}$ se puede estimar mediante la expresión de la evolución del mecanismo como una función de su rotación θ y mediante la aplicación del PTV usando la ecuación 4.1, e imponiendo $a = 0$.

Estimación de la curva de capacidad (SDOF)

Con el multiplicador de carga horizontal a como una función del desplazamiento d_c del punto de control conocido de la estructura, la curva de capacidad del oscilador SDOF equivalente se debe definir como una relación entre la aceleración espectral y el desplazamiento, a^* y d^* . La masa participante del mecanismo cinemático M^* se puede evaluar al considerar los desplazamientos de las varias fuerzas asociadas con el mecanismo, tales como una forma de modo de vibración, en los puntos de aplicación (ec. 4.3):

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} Q_j \delta_{x,j} \right)^2}{g \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i}^2 + \sum_{j=n+1}^{n+m} Q_j \delta_{x,j}^2 \right)} \quad (4.3)$$

en donde

- $n+m$ es el número de fuerzas de peso aplicadas P_i y Q_j cuya masa, debido a la acción sísmica, genera fuerzas horizontales en los elementos de la cadena cinemática;
- $\delta_{x,i}$ es el desplazamiento horizontal virtual del punto de aplicación de la i^{th} fuerza P_i ;
- $\delta_{x,j}$ es el desplazamiento horizontal virtual del punto de aplicación de la j^{th} fuerza Q_j ; y
- g es la aceleración debido a la gravedad.

La aceleración espectral sísmica a^* se obtiene al multiplicar el multiplicador de carga a por la aceleración debida a la gravedad y dividiéndola por la fracción de la masa participante del mecanismo cinético. Por lo tanto, como se muestra en la ecuación 4.4, la aceleración espectral que activa el mecanismo es igual a:

$$a_0^* = \frac{a_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i + \sum_{j=n+1}^{n+m} Q_j \right)}{M^* FC} = \frac{a_0 g}{e^* FC} \quad (4.4)$$

donde FC es el factor de confianza y, como se muestra en la ecuación 4.5, la fracción de la masa participante de la estructura es igual a:

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^n P_i + \sum_{j=n+1}^{n+m} Q_j} \quad (4.5),$$

El desplazamiento espectral d^* del oscilador SDOF equivalente se puede obtener como el desplazamiento promedio de los varios puntos en el que las fuerzas P_i y Q_j son aplicadas y pesan sobre el mismo. A manera de aproximación, con el desplazamiento del punto de control d_c conocido, el desplazamiento espectral equivalente d^* se puede derivar con referencia a los desplazamientos virtuales evaluados en la configuración inicial (ec. 4.6):

$$d^* = d_c \frac{\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i}^2 + \sum_{j=n+1}^{n+m} Q_j \delta_{x,j}^2}{\delta_{x,c} \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} Q_j \delta_{x,j} \right)} \quad (4.6)$$

en donde

- $\delta_{x,c}$ es el desplazamiento horizontal virtual del punto c , estimado como referencia para determinar el desplazamiento d_c .

Si la capacidad de la curva es lineal (ec. 4.2) con fuerzas constantes, supone la siguiente expresión (ec. 4.7):

$$a^* = a_0^* (1 - d^*/d_0^*) \quad (4.7)$$

en donde

- d_0^* es el desplazamiento espectral equivalente que corresponde al desplazamiento $d_{c,0^*}$.

Es de notarse aquí que el comportamiento del oscilador SDOF equivalente, contenido dentro de los muros transversales, se supone como infinitamente rígido previo a la activación del mecanismo (a_0^* para d^* igual a cero). Para los elementos en vibración libre, se debe tomar en cuenta la respuesta dinámica elástica, con el periodo T_0 que define un primer tramo lineal (fig. 4.4) de acuerdo con las siguientes expresiones (ec. 4.8):

$$a^* = \frac{4\pi^2}{T_0^2} d^* \quad (4.8)$$

en donde T_0 puede derivarse de la teoría de la elasticidad para las vigas de masa distribuida (ec. 4.9):

$$T_0 = \kappa \lambda h \sqrt{\frac{w}{Eg}} \quad (4.9)$$

y

h es la altura del elemento;

κ es un coeficiente igual a 6.2 para una respuesta de viga voladiza y 2.2 para una respuesta de flexión, de una viga simplemente apoyada;

λ es la relación de esbeltez de la altura h al espesor t del elemento;

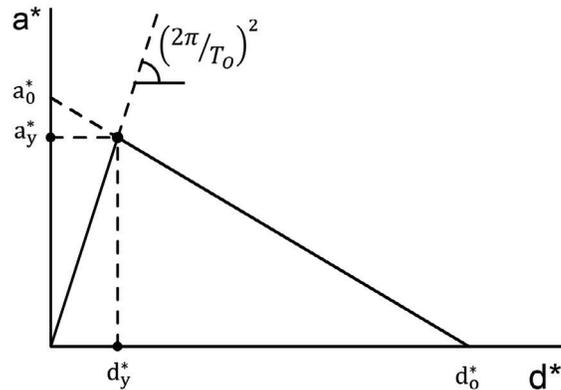
w es la masa específica de la mampostería;

E es el módulo de elasticidad; y

g es la aceleración de la gravedad.

FIGURA 4.4.

Espectro de capacidad genérica de un sistema oscilador SDOF correspondiente de un mecanismo de bloque rígido no restringido con muros transversales.



La resistencia y la capacidad de desplazamiento para el estado de límite de daño y el estado de límite máximo se deriva de la curva de capacidad con base en las siguientes condiciones (NTC 2018):

- estado límite de daño (DLS, por su sigla en inglés): de la aceleración espectral a_{0}^{*} , correspondiente a la activación del mecanismo de control de daños.
- estado límite máximo (ULS, por su sigla en inglés): del desplazamiento espectral d_{u}^{*} , correspondientes al mínimo de los siguientes desplazamientos: (a) 40% del desplazamiento en el que el multiplicador $a = 0$, evaluado de un curva en la que solo esas fuerzas ocurren que están presentes hasta el colapso; y (b) el desplazamiento correspondiente a la rotura de los enlaces y cadenas cinemáticas, pero sin problemas de inestabilidad, lo que en términos de aceleración causa más del 50% de reducción de la capacidad máxima.
- estado límite de colapso (CLS, por su sigla en inglés): del desplazamiento espectral d_{u}^{*} , correspondientes al mínimo de los siguientes desplazamientos: (a) 60% del desplazamiento en el que el multiplicador $a = 0$, evaluado de un curva en la que solo esas fuerzas ocurren que están presentes hasta el colapso; y (b) el desplazamiento correspondiente a la inestabilidad local en los elementos estructurales (por ejemplo, deslizamiento de las vigas, colapso de las bóvedas, etc.)

Verificación de seguridad

La seguridad para el DLS se verifica cuando la aceleración espectral de la activación del mecanismo es más alta que la aceleración de demanda derivada del espectro de respuesta elástica. Aquí, la NTC (2018) hace la distinción entre los elementos o porciones de las estruc-

turas en contacto con el suelo y a una cierta altura considerando las amplificaciones de aceleración. Para los elementos o porciones que están o que se puede suponer que están en contacto con el suelo, la verificación de seguridad se puede determinar utilizando la ecuación 4.10:

$$\dot{a}_o \geq a_g(P_{VR}) \cdot S \quad (4.10)$$

en donde

$a_g(P_{VR})$ es el PGA para la región específica como una función de la probabilidad de exceder el estado límite seleccionado (NTC 2018); y

S considera el tipo de suelo.

Para los elementos o porciones de la estructura a una cierta altura, para los cuales se puede amplificar la respuesta cinemática con respecto al suelo, la verificación de seguridad se puede determinar de la siguiente manera (NTC 2018):

$$\dot{a}_o \geq S_e(0, \xi, z) = a_g(P_{VR}) \cdot S \cdot \Psi(z) \cdot \gamma \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi^2} \quad (4.11)$$

en donde

$S_e(0, \xi, z)$ es la ordenada de la aceleración espectral elástica, determinada para un periodo igual a cero en la altura considerada, para un amortiguamiento viscoso ξ del 5%;

$\Psi(z)$ se puede suponer como z/H , z siendo la altura desde los cimientos del edificio hasta el baricentro de las líneas de restricción, que se supone que se encuentran entre los bloques considerados en el mecanismo y el resto de la estructura y H la altura total del edificio desde los cimientos; y

γ es el coeficiente de la participación modal, que—para estructuras con masas distribuidas de manera uniforme en toda la altura (por ejemplo, masas totales en los pisos)—se puede suponer igual a $3N/(2N+1)$, en donde N es el número de plantas del edificio.

En el caso de los mecanismos locales, el DLS corresponde a la formación de grietas que afectan solo parte del edificio y no a toda la estructura; por lo tanto, en los edificios de mampostería existentes, tomando en cuenta los requisitos justificados de conservación, la verificación del DLS es deseable pero no necesaria (NTC 2018).

La verificación para el ULS, la cual es necesaria para garantizar la seguridad con respecto a la falla estructural, se puede llevar a cabo de acuerdo con uno de los siguientes criterios: (a) verificación simplificada con factor q (análisis cinemático lineal) o (b) verificación mediante el espectro de capacidad (análisis cinemático no lineal) (NTC 2018).

Análisis cinemático lineal (control de fuerza)

Para los elementos o porciones de la estructura que están o que se puede suponer que están en contacto con el suelo, la seguridad para el ULS se verifica cuando la aceleración espectral \dot{a}_o que activa el mecanismo satisface la siguiente desigualdad (ec. 4.12):

$$\dot{a}_o \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q} \quad (4.12)$$

en donde

q es el factor de comportamiento, el cual se puede suponer que es equivalente a 2.0

Para los elementos o porciones de la estructura a una cierta altura, la verificación de seguridad se puede determinar tal como se muestra en la ecuación 4.13 (NTC 2018):

$$\ddot{a}_0 \geq \frac{S_e(0, \xi, z)}{q} = \frac{a_g(P_n) \cdot S \cdot \psi(z) \cdot \gamma \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi^2}}{q} \quad (4.13)$$

Análisis cinemático no lineal (control de desplazamiento)

La verificación de seguridad para los mecanismos locales para el ULS conlleva la comparación de la capacidad de desplazamiento d^*_{ULS} del mecanismo local y la demanda de desplazamiento $\Delta_d(T_{ULS})$, evaluada mediante un espectro de respuesta, estimada con respecto al periodo equivalente T_{ULS} . Aquí, el periodo correspondiente para el ULS, con base en el periodo secante, se reduce aún más para dar cuenta de la dispersión de las propiedades dinámicas en el ULS (NTC 2018).

Una vez que se estima el desplazamiento $d^*_{ULS} = 0.4 \cdot d^*_0$ y la aceleración a^*_{ULS} correspondiente al desplazamiento d^*_{ULS} se identifica en la curva de capacidad (fig. 4.5), se calcula el periodo equivalente (ec. 4.14):

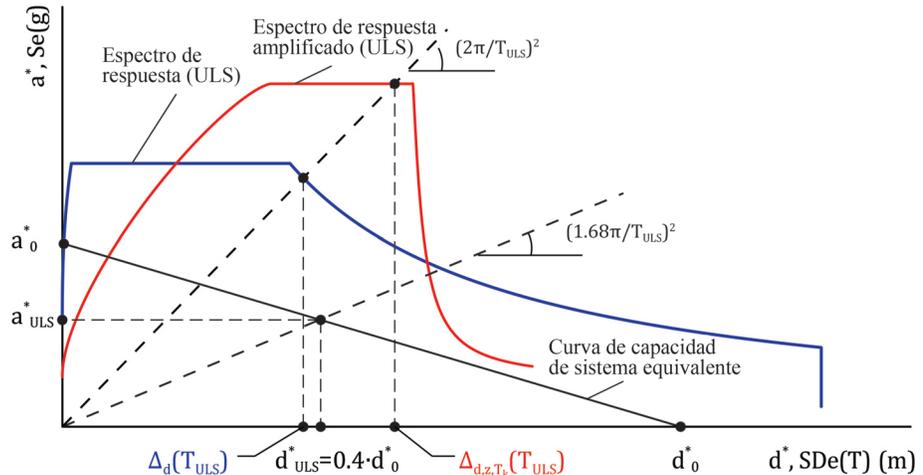
$$T_{ULS} = 1.68\pi \sqrt{\frac{d^*_{ULS}}{a^*_{ULS}}} \quad (4.14)$$

La demanda de desplazamiento $\Delta_d(T_{ULS})$ se puede obtener mediante la determinación de la aceleración espectral elástica para el periodo equivalente y convirtiéndola después en el desplazamiento mediante el uso de la ecuación 4.15:

$$\Delta_d(T_{ULS}) = S_e(T_{ULS}) \cdot \left(\frac{T_{ULS}}{2\pi}\right)^2 \quad (4.15)$$

La seguridad para el ULS se verifica cuando la demanda de desplazamiento máximo respeta la relación con la capacidad de desplazamiento del ULS: $\Delta_d(T_{ULS}) \leq d^*_{ULS}$.

FIGURA 4.5. Verificación gráfica del análisis cinemático no lineal con control de desplazamiento para la respuesta del mecanismo cinemático a nivel de la cimentación (en azul), y a una altura z por arriba del nivel de cimentación (en rojo).



Para los elementos o porciones de la estructura a una cierta altura, la demanda de desplazamiento se obtiene de un espectro de respuesta actualizado, amplificado, de acuerdo con el periodo principal de la estructura (T_R) y la altura desde el nivel de cimentación, mediante las siguientes relaciones (NTC 2018):

$$\Delta_d(T_{ULS}) = S_e(T_{ULS}, \xi, z) \cdot \left(\frac{T_{ULS}}{2\pi}\right)^2 \quad (4.16)$$

$$S_{ez,k}(T,\xi,z) = \begin{cases} \frac{1.1 \cdot \xi^{-0.5} \cdot \eta(\xi) \cdot a_{z,k}(z)}{1 + [1.1 \cdot \xi^{-0.5} \cdot \eta(\xi) - 1] \cdot \left(1 - \frac{T}{a \cdot T_k}\right)^{1.6}} & , T < a \cdot T_k \\ 1.1 \cdot \xi^{-0.5} \cdot \eta(\xi) \cdot a_{z,k}(z) & , a \cdot T_k \leq T < b \cdot T_k \\ \frac{1.1 \cdot \xi^{-0.5} \cdot \eta(\xi) \cdot a_{z,k}(z)}{1 + [1.1 \cdot \xi^{-0.5} \cdot \eta(\xi) - 1] \cdot \left(\frac{T}{b \cdot T_k} - 1\right)^{1.2}} & , T \geq b \cdot T_k \end{cases} \quad (4.17)$$

$$a_{z,k}(z) = S_e(T_k, \xi) \cdot \Psi(z) \cdot \gamma \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_k^2} \quad (4.18)$$

$$\eta(\xi) = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad (4.19)$$

en donde

- $a_{z,k}(z)$ es la contribución de aceleración del modo k a una altura z de la cimentación;
- $S_e(T_k, \xi)$ es la ordenada desde la aceleración espectral elástica, determinada para un periodo igual a T_k , para un amortiguamiento viscoso ξ del 5%;
- T_k es el periodo principal de la estructura en la dirección en la cual se produce la demanda de desplazamiento más significativa. Si se van a utilizar los espectros de respuesta de varios modos, se puede obtener la respuesta general a través de la regla SRSS. Se aconseja que los periodos naturales se obtengan de los ensayos de vibración ambiental in situ. Alternativamente, se pueden utilizar fórmulas analíticas, igual que en la ecuación 4.9;
- a, b son coeficientes que definen el rango del espectro de amplificación, igual a 0.8 y 1.1, respectivamente;
- $\eta(\xi)$ es un factor de escala para el espectro de respuesta, en caso se utilice un amortiguamiento viscoso ξ diferente del 5%;
- $\Psi(z)$ se puede suponer como z/H , z siendo la altura desde los cimientos del edificio hasta el baricentro de las líneas de restricción, que se supone que se encuentran entre los bloques considerados en el mecanismo y el resto de la estructura y H la altura total del edificio desde los cimientos; y
- γ es el coeficiente de la participación modal, que—para estructuras con masas distribuidas de manera uniforme en toda la altura (por ejemplo, masas totales en los pisos)—se puede suponer igual a $3N/(2N+1)$, en donde N es el número de plantas del edificio.

La verificación gráfica de la respuesta de capacidad para el sistema oscilador SDOF y la demanda del espectro a nivel de cimentación y a una cierta altura está presente en la figura 4.5.

Ejemplo de aplicación: Diseño de los contrafuertes para el Templo de Kuñotambo, Perú

Se llevó a cabo una investigación para añadir contrafuertes al muro lateral sur del Templo de Santiago Apóstol de Kuñotambo, en Acomayo, Cusco, como parte de una propuesta de

reforzamiento (Karanikoloudis y Lourenço 2015). El diseño de los contrafuertes se describe abajo.

Los mecanismos de colapso ocurren con el vuelco fuera de plano de grandes porciones de muro individuales. El modo de falla con la capacidad lateral más baja es el vuelco fuera del plano del muro lateral sur de la iglesia (fig. 4.6), con la correspondiente capacidad lateral de 0.19 g. Se llevó a cabo la verificación de diseño de los contrafuertes mediante el análisis límite, después de un enfoque cinemático y especificando los mecanismos fuera de plano, de acuerdo con los resultados de un análisis numérico previo (Lourenço et al. 2019). Para el diseño de los contrafuertes de las construcciones en adobe, se tomaron en cuenta las recomendaciones generales de diseño, con base en las normas indias (IS 13827 1993); la capacidad lateral se basó en las normas italianas (OPCM 3431 2005; NTC 2018). A través de un enfoque cinemático lineal simplificado, las fuerzas laterales y los desplazamientos se verificaron para el DLS y el ULS. También se consideró el comportamiento no lineal mediante la verificación de la capacidad máxima de desplazamiento de los muros, con el desplazamiento obtenido del espectro de respuesta de diseño peruano (NTE-0.30 2018).

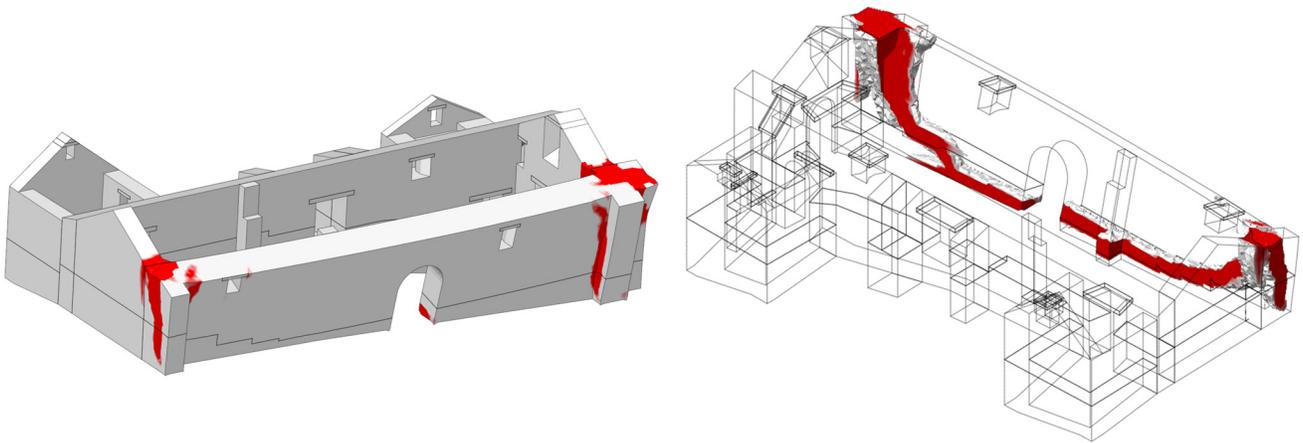


FIGURA 4.6.

Diagramas que muestran la distribución de las deformaciones máximas principales por tracción cerca del colapso para un pushover, dirección +y-y en el muro lateral sur del Templo de Kuñotambo, Perú. Fuente: Lourenço et al., 2019.

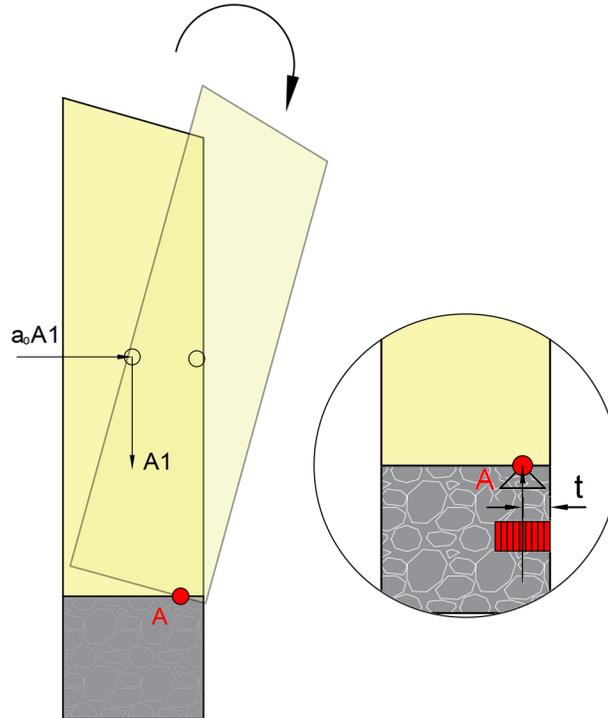
Para la aplicación de este análisis límite, se consideraron varias suposiciones: (a) el muro y los contrafuertes colindantes están monolíticamente conectados y el sistema gira alrededor de la base de la mampostería de adobe; (b) la mampostería tiene cero resistencia a la tracción; (c) hay fricción ilimitada entre los bloques (no se permite el deslizamiento); y (d) se toma en cuenta la resistencia a la compresión de diseño del adobe con el fin de colocar la línea de la articulación dentro del espesor de los elementos (Karanikoloudis y Lourenço 2015). De acuerdo con NTC (2018, §8.7.1), se selecciona un coeficiente sísmico parcial γ_s de 2.0. Aunque el código italiano indica una distribución triangular de los esfuerzos de compresión en la base, se adoptó alternativamente una distribución de esfuerzo uniforme igual al 80% de la resistencia a la compresión. La posición de la rótula plástica se da en la ecuación 4.20, en donde $\sum_i W_i$ es el resultado de las fuerzas verticales, σ_c es la resistencia a la compresión promedio del material y l es la longitud transversal del área efectiva. Como se muestra en la figura 4.7, el bloque adopta una distribución uniforme de esfuerzos en la base, similar a la distribución triangular en el caso de las secciones transversales rectangulares, pero conceptualmente más atractivas. La resistencia a la compresión promedio de la mampostería de adobe se toma igual a 0.45 MPa (Lourenço y Pereira 2018). Por lo tanto, la distancia de la articulación desde el borde t se puede determinar de la siguiente manera:

$$t = \frac{\sum_i W_i}{2 \times 0.8 \times \frac{\sigma_c}{\gamma_s} \times l} \quad (4.20)$$

El peso propio de los bloques se aplica en el centro de masa y el peso específico asignado de la mampostería de adobe es de 19 kN/m^3 . La acción del techo en el muro se supone como una línea de carga uniforme en la posición de las placas de muro, con un componente vertical de 10.52 kN/m y un componente horizontal de 5.32 kN/m , distribuido de manera uniforme en el espesor del muro (KaraniKoloudis y Lourenço 2015).

FIGURA 4.7.

La rotación del bloque alrededor de la línea de articulación, tomando en cuenta una distribución rectangular de los esfuerzos de compresión, Templo de Kuñotambo, Perú.
Fuente: KaraniKoloudis y Lourenço, 2015.



Las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes son proporcionales a las cargas de peso propio, con un multiplicador de carga de a_0 y se aplican en el centro de masa de los bloques. El coeficiente sísmico se determina mediante la igualdad del trabajo total de las fuerzas internas y externas y mediante la asignación de una rotación fuera del plano virtual θ_c para los bloques, con desplazamientos virtuales correspondientes δ_c para las fuerzas aplicadas. La curva de capacidad de los bloques genéricos contendrá pares de cargas sísmicas laterales y desplazamientos laterales hasta el colapso, con el multiplicador de carga a_0 obtenido al inicio del movimiento. En la transformación de los macrobloques formados en un sistema SDOF, se considera que el comportamiento no lineal y las verificaciones de seguridad con base en el desplazamiento son posibles. De esta manera, se evalúa el desempeño mediante la verificación de la compatibilidad en términos de las aceleraciones espectrales y los desplazamientos del espectro peruano de respuesta elástica (NTE-0.30 2018). Para tener en cuenta la ductilidad de la estructura, se considera un factor de comportamiento q de 2.0 si la estructura está agrietada y si se supone el correspondiente periodo secante T_s (NTC 2018).

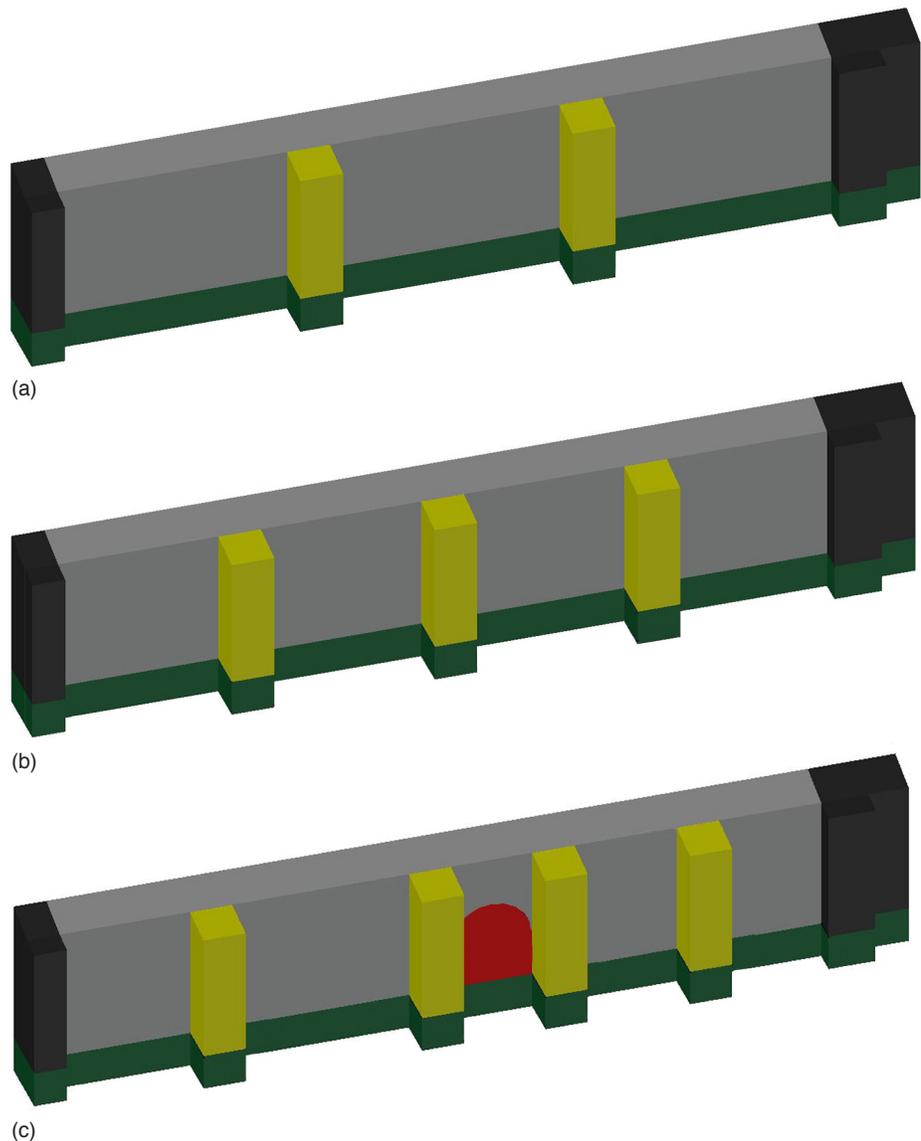
De forma complementaria con los resultados del análisis del pushover no lineal y tomando en cuenta solo los valores promedio, el análisis límite en los que respecta a la carga y las propiedades del material se puede llevar a cabo para obtener los valores reducidos de la capacidad lateral. Como se demostró en Lourenço et al. (2019) y en KaraniKoloudis y Lourenço 2015), las diferencias en la capacidad lateral entre el análisis límite y el análisis de pushover no lineal varía de 5% a 15%.

El muro lateral sur tiene un largo tramo libre de alrededor de 31 m. La falla fuera del plano cubre casi todo el muro, con separación en las esquinas. A una altura promedio de 1.5 m, la línea de rotación horizontal, que se forma principalmente en la base del muro de adobe, se

considera como el plano de rotación para todos los mecanismos cinemáticos siguientes. En la estructura original, ya se encontraban dos contrafuertes en ambos lados de la apertura del arco (véase área roja en la fig. 4.8c). Al tomarse en cuenta lo anterior además del gran tramo libre del muro y las bajas propiedades mecánicas de la mampostería de adobe, tal vez se tengan que agregar más contrafuertes. Se consideraron tres propuestas: (a) dos contrafuertes, distribuidos de manera uniforme a lo largo del tramo libre del muro; (b) tres contrafuertes, distribuidos de manera uniforme a lo largo del tramo libre del muro; y (c) cuatro contrafuertes, dos en sus posiciones originales y dos distribuidos de manera uniforme (véase fig. 4.8). Se considera el tramo libre del muro para que interactúe con el sistema propuesto de los contrafuertes y el resto del muro se toma en cuenta en las esquinas. Dado el modo de falla fuera del plano del muro obtenido en el análisis de pushover y las grietas observadas, se consideró todo el muro sur en el mecanismo cinemático (Karanikoloudis y Lourenço 2015). Para definir el espesor y la longitud de los contrafuertes, se utilizó el código de la India (IS 13827 1993). El código establece que el espesor y la longitud de los contrafuertes (b_{but}) debe ser al menos iguales que el espesor del muro colindante transversal (1.72 m), que fue el valor adoptado.

FIGURA 4.8.

Diagramas de propuestas de reforzamiento investigadas para el muro lateral sur del Templo de Kuñotambo, Perú: (a) dos contrafuertes, distribuidos de manera uniforme a lo largo del tramo libre del muro; (b) tres contrafuertes, distribuidos de manera uniforme a lo largo del tramo libre del muro; y (c) cuatro contrafuertes, dos en sus posiciones originales y dos distribuidos de manera uniforme. Fuente: Karanikoloudis y Lourenço, 2015.



Ya que el muro sur se apoya en una base de piedras no uniformes de aproximadamente 1.5 m de altura, con un plano de rotación asignado dentro de la interfaz común, se debe investigar la posibilidad de una respuesta amplificada para el análisis cinemático no lineal para los estados reforzados y sin reforzar. La respuesta del muro, definido por el espectro de respuesta amplificado de diseño (véanse ecs. 4.16–4.19), es una función del periodo natural principal de la estructura en la dirección de la respuesta fuera del plano. Los ensayos de vibración ambiental llevados a cabo en los estados reforzados y sin reforzar—incluyendo la adición de contrafuertes de acuerdo con la propuesta (c) (véase fig. 4.8)—definieron el primer periodo del modo de flexión fuera del plano de una sola curvatura como igual a 0.63 s y 0.27 s, respectivamente (Karanioloudis y Lourenço 2018; Karanioloudis y Lourenço 2020).

FIGURA 4.9.

Diagramas que muestran las configuraciones geométricas del bloque genérico en el muro sin restricción, Templo de Kuñotambo, Perú: (a) vista tridimensional y (b) rotación fuera del plano en sección. Las dimensiones están en m. Fuente: Karanioloudis y Lourenço, 2015.

Mecanismo cinemático 1: Estado no reforzado

Se consideró una porción de muro de 1 m de largo, independiente y sin restricciones. Las características geométricas del bloque genérico y la configuración de cadena cinemática bajo una rotación virtual θ_0 se muestran en la figura 4.9. Se llevó a cabo el análisis cinemático con los métodos de control de fuerza y de control de desplazamiento siguiendo el proceso especificado en NTC (2018). Las fuerzas aplicadas y el centro de la masa aparecen en la tabla 4.1.

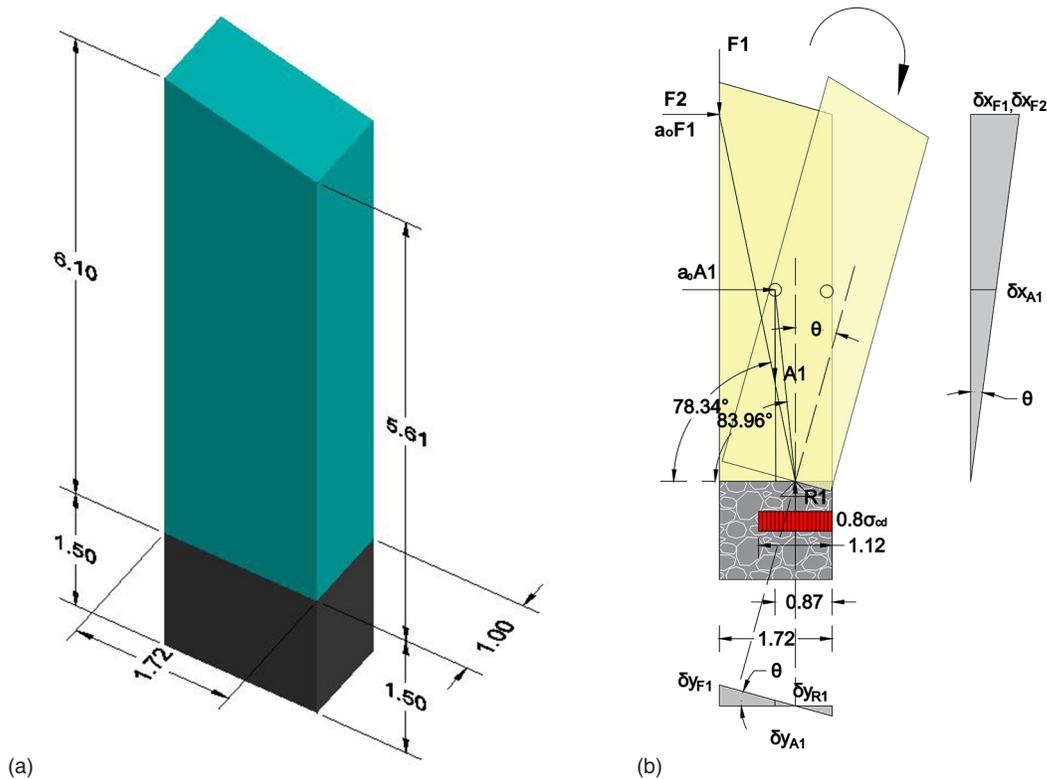


TABLA 4.1.

Karanioloudis y Lourenço, 2015.

	Área (m ²)	Longitud (m)	Volumen (m ³)	F_i (kN)	$x_{Gi}^{[2]}$ (m)	$y_{Gi}^{[2]}$ (m)	$\delta_{x,i}$	$P_i^* \delta_{x,i}$	$P_i^* \delta_{x,i}^2$	β_{Gi}°	R_i	$F_i^* R_i$
A1	10.07	1.00	10.07	191.33 ^[1]	0.87	2.93	0.52	99.49	51.74	83.96	2.99	572.08
F1	-	1.00	-	10.52	1.72	5.61	1.00	10.52	10.52	78.34	5.79	60.91
F2	-	1.00	-	5.32	1.72	5.61	-	-	-	-	-	-

^[1] Para las fuerzas de peso, se supuso una densidad de masa para la mampostería de adobe de 19 kN/m³.

^[2] Medida desde la esquina inferior derecha.

Considerando una distribución uniforme de esfuerzos, la ubicación de la articulación de rotación se puede calcular mediante el uso de la ecuación 4.20 de la siguiente manera:

$$t = \frac{\sum F_i}{2 \cdot 0.8 \cdot \frac{\sigma_c}{\gamma_s} \cdot l} = 0.56 \text{ m}$$

Los desplazamientos vertical y horizontal que corresponden a las cargas aplicadas, en un ángulo de rotación dada θ , son:

$$\delta_{yF1} = (x_{Gi} - t) \cdot \theta = (1.72 - 0.56) \cdot \theta$$

$$\delta_{yA1} = (x_{Gi} - t) \cdot \theta = (0.87 - 0.56) \cdot \theta$$

$$\delta_{xF2} = y_{Gi} \cdot \theta = 5.61 \cdot \theta$$

$$\delta_{xA1} = y_{Gi} \cdot \theta = 2.93 \cdot \theta$$

Mediante la aplicación del PTV—el ángulo θ para el que el trabajo de las fuerzas interna y externa es igual— provee la solución. El multiplicador de carga necesario para la activación del mecanismo lee:

$$a_o (A_1 \cdot \delta_{xA1} + F_1 \cdot \delta_{xF1}) + F_2 \cdot \delta_{xF2} - F_1 \cdot \delta_{yF1} - A_1 \cdot \delta_{yA1} = 0 \Rightarrow a_o (g) = 0.068$$

Para obtener la curva de capacidad de un sistema equivalente de un grado de libertad, se deben calcular los valores equivalentes de la aceleración y los desplazamientos. La transformación en un sistema SDOF provee lo siguiente (FC es igual a 1.0, correspondiendo a un nivel de confianza (LC3) [NTC 2018]):

$$\text{Masa equivalente correspondiente: } M^* = \frac{(\sum_i P_i \cdot \delta_{xi})^2}{g \cdot \sum_i P_i \cdot \delta_{xi}^2} = 19.82 \text{ Ton}$$

$$\text{Fracción de masa participante: } e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_i P_i} = 0.96$$

$$\text{Aceleración equivalente correspondiente: } a_o^* = \frac{g \cdot a_o}{e^* FC} = 0.070 \cdot g$$

Para la verificación del DLS, se logra la seguridad cuando la aceleración para la activación del mecanismo a_o^* es mayor que el especificado del espectro estático evaluado para $T = 0$ s, donde $a_g(P_{VR})$ es el PGA para la región de Cusco para el estado límite seleccionado, en este caso el DLS. De acuerdo con el Eurocódigo 8 (EC8 EN 1998-1 2004, §2.1[4]), el PGA del espectro de respuesta elástica para la DLS se puede derivar de la referencia ULS, multiplicado por el factor de importancia γ_p bajo los niveles de confiabilidad definidos. Bajo la misma probabilidad de excedencia igual al 10%, durante 95 años (DLS) y 475 años (ULS), el PGA de referencia se regula por un factor de reducción, aquí igual a 0.58. El espectro de respuesta elástica para la ULS tiene un PGA igual a 0.25 g y S da cuenta del tipo de suelo, el cual se asume con un valor de 1.20 (NTE-0.30 2018):

$$a_o^* = 0.070 g \not\geq a_g(P_{VR}) \cdot S = 0.174 g$$

De esta forma, el muro lateral sur sin restricción para el DLS no se verifica. Es necesaria la adición de los contrafuertes transversales.

Ya que el nivel el plano de rotación para el muro de adobe se encuentra a una altura promedio de 1.5 m desde el nivel de cimentación, la aceleración espectral elástica del espectro amplificado para un periodo T igual a cero también se debe verificar para el DLS (NTC 2018):

$$\Psi(z) = \frac{z}{H_{total}} = \frac{1.5}{1.5 + 5.86} = 0.20, \quad \gamma = 1 \text{ and } \xi = 5\%$$

$$a_o^* = 0.070 g > S_e(0, \xi, z) = a_g(P_{V_R}) \cdot S \cdot \Psi(z) \cdot \gamma \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi^2} = 0.035 g$$

La verificación para el ULS determina el margen de seguridad con respecto al colapso. Se consideraron dos métodos diferentes: (a) un análisis cinemático lineal con el uso del factor de comportamiento q , relacionado con la ductilidad; y (b) un análisis cinemático no lineal mediante el espectro de capacidad.

El primer método (control de fuerza) se puede verificar mediante la siguiente ecuación:

$$a_o^* = 0.070 g \not\leq \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q} = 0.15 g, \quad q = 2$$

Dando cuenta de la posibilidad de amplificación a una cierta altura desde el nivel de cimentación, el método de control de fuerza forma:

$$a_o^* = 0.070 g > \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S \cdot \Psi(z) \cdot \gamma \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi^2}}{q} = 0.031 g, \quad q = 2$$

El control de desplazamiento (análisis cinemático no lineal) se lleva a cabo a través de la comparación de la demanda de desplazamiento desde el espectro de diseño $\Delta_d(T_{ULS})$ con la capacidad de desplazamiento del sistema desde el ULS, aquí d^*_{ULS} . La verificación se satisface si $\Delta_d(T_{ULS}) \leq d^*_{ULS}$.

La rotación finita requerida θ se enfoca en el momento M_s es:

$$M_s = \sum_i P_i \cdot R_i \cdot \cos(\beta_i + \theta) = 0 \Rightarrow \theta = 6.49^\circ$$

$$d_{ko} = y_G \cdot \sin \theta = 0.35 \text{ m}$$

En donde y_G es el baricentro de todas las masas (masa del sistema de muros y techos).

El desplazamiento correspondiente del centro de la masa por una unidad de desplazamiento superior es:

$$\delta_{x,k} = \frac{y_G}{H} = 0.50 \text{ m}$$

El desplazamiento correspondiente máximo d_o^* es:

$$d_o^* = d_{ko} \cdot \frac{\sum_i P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \cdot \sum_i P_i \cdot \delta_{x,ii}} = 0.39 \text{ m}$$

El desplazamiento permisible máximo para el ULS se define como:

$$d^*_{ULS} = 0.4 \cdot d_o^* = 0.16 \text{ m}$$

El desplazamiento correspondiente del sistema SDOF, con un periodo equivalente T_{ULS} , se determina por la siguiente ecuación y fig. 4.10:

$$T_{ULS} = 1.68\pi \sqrt{\frac{d^*_{ULS}}{a^*_{ULS}}} = 3.25 \text{ s}$$

$$a^*_s(T_{ULS}) = a_o^* \cdot \left(1 - \frac{d^*_{ULS}}{d_o^*}\right) = 0.04 g$$

Finalmente, la demanda de desplazamiento tal como se deriva del espectro de diseño del código sísmico peruano (NTE-0.30 2018) se muestra en la figura 4.10 y se da en la siguiente ecuación:

$$\Delta_d(T_{ULS}) = \left(\frac{T_{ULS}}{2\pi}\right)^2 \cdot 2.5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T_{ULS}^2}\right) = 0.22 \text{ m} \not\leq d^*_{ULS} = 0.16 \text{ m}$$

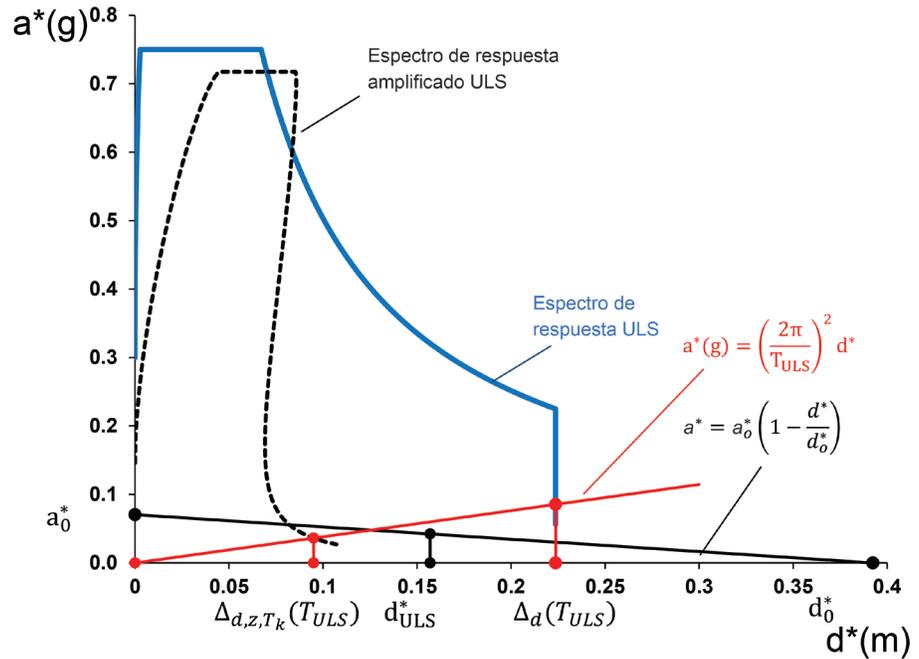
en donde

$$\begin{aligned} Z &= 0.25 \text{ g,} \\ U &= 1.0, \\ S &= 1.20, \\ T_p &= 0.6 \text{ s, y} \\ T_L &= 2.0 \text{ s.} \end{aligned}$$

Por lo tanto, la estructura no se verifica para el ULS.

FIGURA 4.10.

Verificación gráfica del análisis cinemático no lineal con control de desplazamiento a nivel de cimentación y a una altura z por arriba de la base de cimentación, para el estado no reforzado del muro lateral sur, Templo de Kuñotambo, Perú. Obsérvese la primera parte lineal del espectro de diseño (NTE-030 2018, §30.1).



Atendiendo la posibilidad de amplificación, debido a la altura z del plano de rotación desde el nivel de cimentación, se lleva a cabo la misma verificación de desplazamiento con el espectro de respuesta amplificado de la figura 4.10, dado por las ecuaciones 4.16–4.19:

$$\Delta_{d,z,T_k}(T_{ULS}) = \left(\frac{T_{ULS}}{2\pi}\right)^2 \cdot \frac{1.1 \cdot \xi^{-0.5} \cdot \eta(\xi) \cdot a_{z,k}(z)}{1 + [1.1 \cdot \xi^{-0.5} \cdot \eta(\xi) - 1] \cdot \left(\frac{T_{ULS}}{b \cdot T_k} - 1\right)^{1.2}} = 0.10 \text{ m} < d_{ULS}^* = 0.16 \text{ m}$$

en donde

$$\xi = 5\%, \quad \eta(\xi) = 1.0, \quad \Psi(z) = \frac{1.5}{5.86 + 1.5} = 0.20, \quad \gamma = 1.0, \quad b = 1.1, \quad T_k = 0.63 \text{ s}$$

$$a_{z,k}(z) = S_e(T_k, \xi) \cdot \Psi(z) \cdot \gamma \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_k^{-2}} = 0.15 \text{ g}$$

El máximo de la demanda espectral se selecciona para el ULD; por lo tanto, la estructura no se verifica para el ULS y es necesaria la adición del contrafuerte transversal.

Mecanismo cinemático 2: Estado reforzado

Se examinaron tres propuestas diferentes de reforzamiento: la colocación de cuatro, tres y dos contrafuertes respectivamente, con dimensiones y ubicación como se da en la figura fig. 4.8. El bloque genérico incluye una porción de 31 m del tramo libre del muro lateral sur del

Templo de Kuñotambo. Las dimensiones y las fuerzas aplicadas correspondientes para la propuesta de cuatro contrafuertes se muestran en la figura 4.11 y la tabla 4.2.

FIGURA 4.11.

Configuración geométrica del bloque genérico, Templo de Kuñotambo, Perú: (a) rotación fuera del plano en sección y (b) vista tridimensional que muestra la colocación de los cuatro contrafuertes. Fuente: Karanikoloudis y Lourenço 2015.

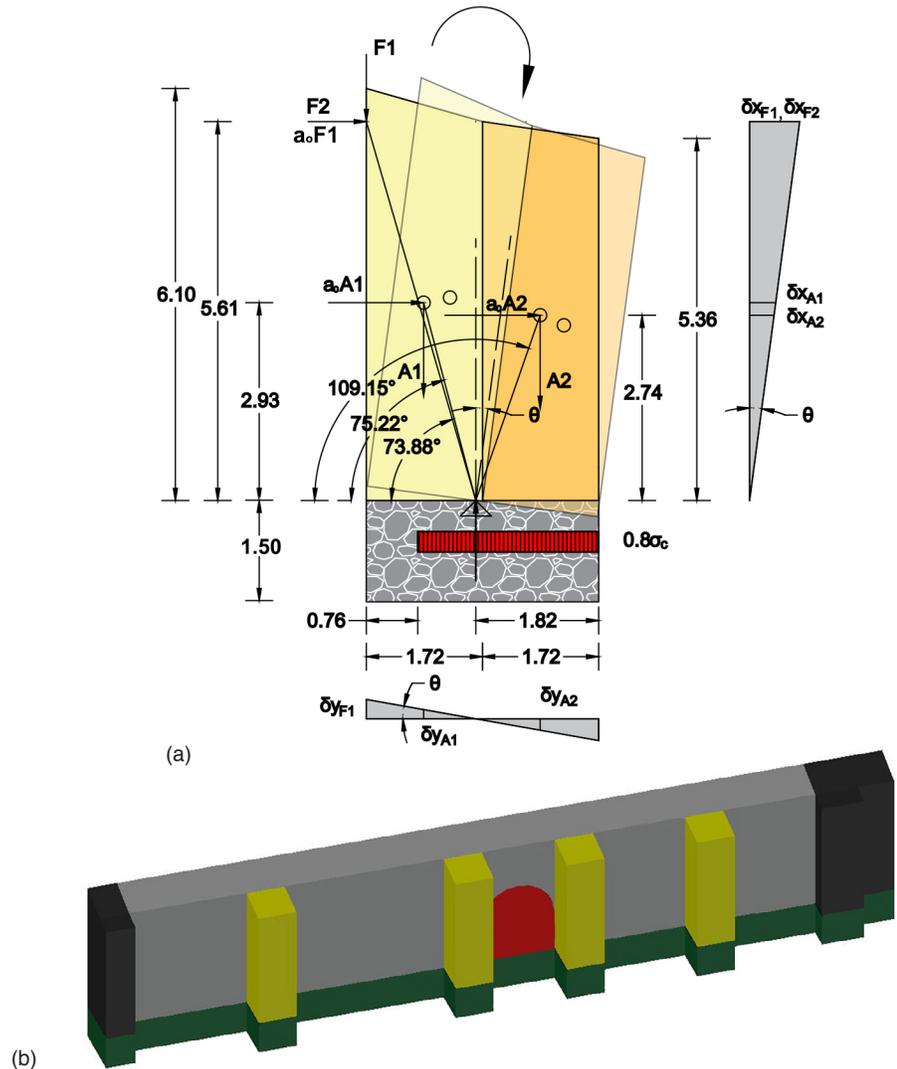


TABLA 4.2.

Cálculo de carga en el bloque genérico, con los valores redondeados a dos puntos decimales (Karanikoloudis y Lourenço 2015).

	Área (m ²)	Longitud (m)	Volumen (m ³)	F_i (kN)	$x_{Gi}^{[1]}$ (m)	$y_{Gi}^{[1]}$ (m)	$\delta_{x,i}^{[2]}$	$\delta_{y,i}^{[2]}$	$F_i * \delta_{x,i}$	$F_i * \delta_{x,i}^2$	β_{Gi}^0	R_i	$F_i * R_i$
A1	10.07	31.00	312.17	5931.23	2.59	2.93	0.52	0.14	3097.77	1617.91	75.22	3.03	17968.66
A2	9.43	6.88 ^[3]	64.88	1232.69	0.87	2.74	0.49	0.17	602.06	294.06	109.15	2.90	3579.24
F1	-	31.00	-	326.12	3.44	5.61	1.0	0.29	326.12	326.12	73.88	5.84	1904.38
F2	-	31.00	-	164.92	3.44	5.61	1.0	0.29	-	-	-	-	-

^[1] Medida desde la esquina inferior derecha.

^[2] Desplazamientos normalizados de acuerdo con $\delta_{x,i}(F2)$.

^[3] Longitud total de los contrafuertes 4×1.72 m.

La articulación de rotación se localiza en el baricentro del área efectiva. Tomando en cuenta la distribución uniforme de esfuerzos (ver ec. 4.20), la compleja área de la base y el hecho de que el área de la base de los contrafuertes (A_{butt}) está bajo esfuerzos en compresión, la longitud total del área efectiva bajo compresión es igual a:

$$l = b_{but} + \frac{\sum F_i - 0.8 \cdot \frac{\sigma_c}{\gamma_s} \cdot A_{but}}{0.8 \cdot \frac{\sigma_c}{\gamma_s} \cdot I_{wall}} = 2.68 \text{ m}$$

lo que resulta en que la articulación se localiza a 1.82 m de la esquina exterior. Los desplazamientos vertical y horizontal que corresponden a las cargas aplicadas, en una rotación dada θ son:

$$\delta_{yF1} = (2 \cdot 1,72 - t) \cdot \theta$$

$$\delta_{yA1} = (x_{GA1} - t) \cdot \theta$$

$$\delta_{yA2} = (t - x_{GA2}) \cdot \theta$$

$$\delta_{xF2} = 5.61 \cdot \theta$$

$$\delta_{xA2} = y_{GA2} \cdot \theta$$

$$\delta_{xA1} = y_{GA1} \cdot \theta$$

La aceleración para la activación del mecanismo mediante la aplicación del PTV es:

$$a_o (A_1 \cdot \delta_{xA1} + A_2 \cdot \delta_{xA2} + F_1 \cdot \delta_{xF1}) + F_2 \cdot \delta_{xF2} - F_1 \cdot \delta_{yF1} - A_1 \cdot \delta_{yA1} + A_2 \cdot \delta_{yA2} = 0$$

$$\Rightarrow a_o(g) = 0.13$$

Para obtener la curva de capacidad de un sistema equivalente de SDOF, se deben calcular los valores equivalentes de la aceleración y los desplazamientos. La transformación a este sistema provee:

$$\text{Masa equivalente correspondiente: } M^* = \frac{(\sum_i P_i \cdot \delta_{xi})^2}{g \cdot \sum_i P_i \cdot \delta_{xi}^2} = 737.23 \text{ Ton}$$

$$\text{Fracción de masa participante: } e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_i P_i} = 0.97$$

$$\text{Aceleración equivalente correspondiente: } a_o^* = \frac{g \cdot a_o}{e \cdot FC} = 0.14 \cdot g$$

Para la verificación del DLS, se logra la seguridad cuando la aceleración para la activación del mecanismo a_o^* es mayor que el especificado del espectro estático evaluado para $T = 0$ s, donde $a_g(P_{VR})$ es 0.25 g y S es igual a 1.20 (NTE-0.30 2018), con un factor de reducción de 0.58, como se explicó en la sección previa:

$$a_o^* = 0.14 \text{ g} \not\geq a_g(P_{VR}) \cdot S = 0.174 \text{ g}$$

De esta forma, la seguridad de la solución de reforzamiento específica en el muro lateral sur para el DLS no se verifica.

Tal como se presentó en la sección anterior, ya que el nivel el plano de rotación para el muro de adobe se encuentra a una altura de 1.5 m desde el nivel de cimentación, la aceleración espectral elástica del espectro amplificado para un periodo T igual a cero también se debe verificar para el DLS (NTC 2018). Con la altura promedio tomada, la verificación lee:

$$\Psi(z) = \frac{z}{H_{total}} = \frac{1.5}{1.5 + 5.73} = 0.21, \gamma = 1 \text{ and } \xi = 5\%$$

$$a_o^* = 0.14 \text{ g} > S_e(0, \xi, z) = a_g(P_{VR}) \cdot S \cdot \Psi(z) \cdot \gamma \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi^2} = 0.036 \text{ g}$$

En lo que respecta a la verificación para el ULS, el método de control de fuerza, con el uso del factor de comportamiento q , se da a través de la siguiente ecuación:

$$a_0^* = 0.14 \text{ g} \not\geq \frac{a_g(P_{fn}) \cdot S}{q} = 0.15 \text{ g}, q = 2$$

Dando cuenta de la posibilidad de amplificación a una cierta altura desde el nivel de cimentación, el método de control de fuerza provee:

$$a_0^* = 0.14 \text{ g} > \frac{a_g(P_{fn}) \cdot S \cdot \Psi(z) \cdot \gamma \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi^2}}{q} = 0.031 \text{ g}, q = 2$$

Para el análisis cinemático no lineal a través del espectro de capacidad (NTE-0.30 2018), la demanda de desplazamiento desde el espectro de diseño, aquí $\Delta_d(T_{ULS})$, se compara con la capacidad de desplazamiento del sistema desde el ULS, aquí d_{ULS}^* , bajo la condición $\Delta_d(T_{ULS}) \leq d_{ULS}^*$.

La rotación finita requerida θ que se enfoca en el momento M_s es:

$$M_s = \sum_i P_i \cdot R_i \cdot \cos(\beta_i + \theta) = 0 \Rightarrow \theta = 15.72^\circ$$

$$d_{ko} = y_G \cdot \sin \theta = 0.82 \text{ m}$$

en donde y_G es el baricentro de todas las masas (masa del sistema de muros y techos).

El desplazamiento correspondiente del centro de la masa por una unidad de desplazamiento superior es:

$$\delta_{x,k} = \frac{y_G}{H} = 0.51 \text{ m}$$

El desplazamiento correspondiente máximo d_o^* es:

$$d_o^* = d_{ko} \cdot \frac{\sum_i P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \cdot \sum_i P_i \cdot \delta_{x,ii}} = 0.90 \text{ m}$$

El desplazamiento permisible máximo para el ULS se define como:

$$d_{ULS}^* = 0.4 \cdot d_o^* = 0.36 \text{ m}$$

El desplazamiento correspondiente del sistema SDOF con un periodo equivalente T_{ULS} , se muestra en la siguiente ecuación y fig. 4.12:

$$T_{ULS} = 1.68\pi \sqrt{\frac{d_{ULS}^*}{a_{ULS}^*}} = 3.52 \text{ s}$$

$$a_s^*(T_{ULS}) = a_0^* \cdot \left(1 - \frac{d_{ULS}^*}{d_o^*}\right) = 0.08 \text{ g}$$

Finalmente, la demanda de desplazamiento tal como se deriva del espectro de diseño del código sísmico peruano (NTE-0.30 2018) se muestra con anterioridad (ver fig. 4.12) y se da por la siguiente ecuación:

$$\Delta_d(T_{ULS}) = \left(\frac{T_{ULS}}{2\pi}\right)^2 \cdot 2.5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T_{ULS}^2}\right) = 0.22 \text{ m} < d_{ULS}^* = 0.36 \text{ m}$$

en donde

$$Z = 0.25 \text{ g},$$

$$U = 1.0,$$

$$S = 1.20,$$

$$T_p = 0.6 \text{ s}, \text{ y}$$

$$T_L = 2.0 \text{ s}.$$

Atendiendo la posibilidad de amplificación, debido a la altura z del plano de rotación, desde el nivel de cimentación, se lleva a cabo la misma verificación de desplazamiento con el espectro de respuesta amplificado (fig. 4.12), dado por las ecuaciones 4.16–4.19:

$$\Delta_{d,z,T_k}(T_{ULS}) = \left(\frac{T_{ULS}}{2\pi}\right)^2 \cdot \frac{1.1 \cdot \xi^{-0.5} \cdot \eta(\xi) \cdot a_{z,k}(z)}{1 + [1.1 \cdot \xi^{-0.5} \cdot \eta(\xi) - 1] \cdot \left(\frac{T_{ULS}}{b \cdot T_k} - 1\right)^{1.2}} = 0.03 \text{ m} < d_{ULS}^* = 0.34 \text{ m}$$

en donde

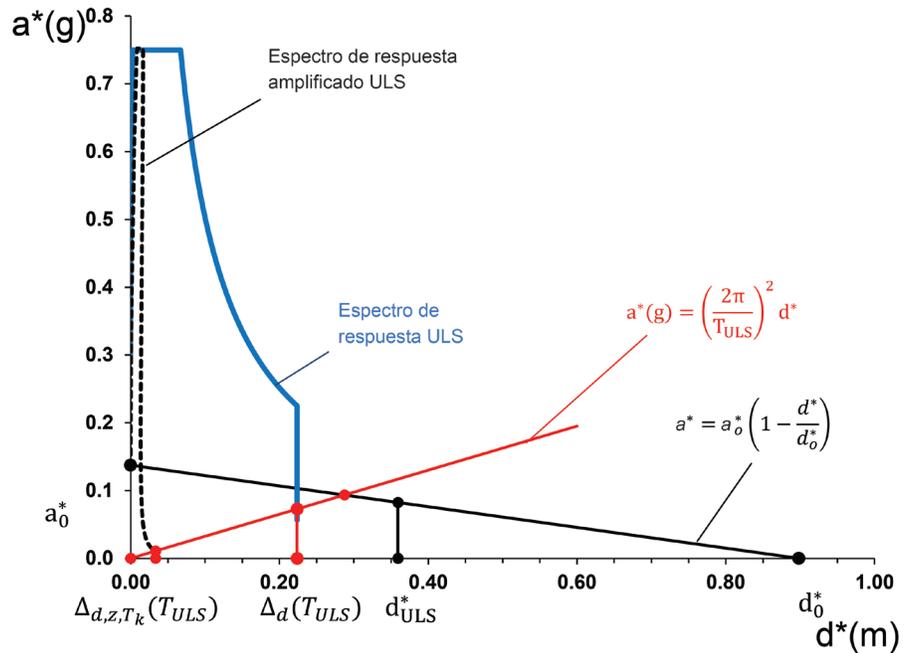
$$\xi = 5\%, \quad \eta(\xi) = 1.0, \quad \Psi(z) = \frac{1.5}{5.61 + 1.5} = 0.21, \quad \gamma = 1.0, \quad b = 1.1, \quad T_k = 0.27 \text{ s}$$

$$a_{z,k}(z) = S_o(T_k, \xi) \cdot \Psi(z) \cdot \gamma \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_k^2} = 0.15 \text{ g}$$

El máximo de la demanda espectral se selecciona para el ULS; por lo tanto, la estructura se verifica para el ULS bajo el método de control de desplazamiento.

FIGURA 4.12.

Verificación gráfica del análisis cinemático no lineal con control de desplazamiento en el nivel de cimentación a una altura z por arriba de la base de cimentación, para el estado reforzado del muro lateral sur del Templo de Kuñotambo, Perú, con cuatro contrafuertes adicionales. Obsérvese la primera parte lineal del espectro de diseño (NTE-0.30 2018, §30.1).



Lo anterior significa que la estructura es segura bajo la falla estructural (ULS) solo para el método de control de desplazamiento. Se debe observar que, dada la presencia de pinturas en las superficies interiores del edificio, es esencial que el muro reforzado verifique para el DLS y no se acepta que se agriete bajo terremotos de baja intensidad. Se requieren criterios de rendimiento adicionales en las propiedades del material. Obsérvese también el coeficiente de seguridad sísmica de 2 provee un margen adicional.

Se siguió este procedimiento para cuatro contrafuertes para las dos propuestas de reforzamiento restantes (tres contrafuertes y dos contrafuertes, espaciados de manera uniforme). Aun así, las verificaciones de diseño para el DLS y el control de fuerza para el ULS no se cumplen para las tres propuestas (tabla 4.3). El factor clave parece ser la baja resistencia a la compresión de la mampostería de adobe, lo cual afecta la línea de rotación de la subestructura. Se requiere un incremento de los criterios de desempeño en una zona de interés localizada en la mitad inferior de los nuevos contrafuertes de adobe, junto con la porción externa inferior del muro de adobe actual.

TABLA 4.3.

Resultados del análisis cinemático en DLS y ULS para condiciones reforzadas y sin reforzar (Karanikoloudis y Lourenço 2015).

		DLS			ULS				
Incremento de los criterios de desempeño en la base de la nueva mampostería de adobe ^[1]		×	✓		×	✓			
Sin reforzar		$a_o^* = 0.07 \text{ g}$ $< \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q} = 0.17 \text{ g}$	×	-	-	$a_o^* = 0.07 \text{ g}$ $< \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q} = 0.15 \text{ g}$ $\Delta_d(T_{ULS}) = 22.4 \text{ cm}$ $< d_{ULS}^* = 15.7 \text{ cm}$	×	-	
Condiciones reforzadas	4 contrafuertes	$a_o^* = 0.14 \text{ g}$ $< \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q} = 0.17 \text{ g}$	×	$a_o^* = 0.34 \text{ g}$ $> \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q} = 0.17 \text{ g}$	✓	$a_o^* = 0.14 \text{ g}$ $< \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q} = 0.15 \text{ g}$ $\Delta_d(T_{ULS}) = 22.4 \text{ cm}$ $< d_{ULS}^* = 39.5 \text{ cm}$	×	$a_o^* = 0.34 \text{ g}$ $> \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q} = 0.15 \text{ g}$ $\Delta_d(T_{ULS}) = 22.4 \text{ cm}$ $< d_{ULS}^* = 52.8 \text{ cm}$	✓
	3 contrafuertes	$a_o^* = 0.12 \text{ g}$ $< \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q} = 0.17 \text{ g}$	×	$a_o^* = 0.31 \text{ g}$ $> \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q} = 0.17 \text{ g}$	✓	$a_o^* = 0.12 \text{ g}$ $< \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q} = 0.15 \text{ g}$ $\Delta_d(T_{ULS}) = 22.4 \text{ cm}$ $< d_{ULS}^* = 40.1 \text{ cm}$	×	$a_o^* = 0.31 \text{ g}$ $> \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q} = 0.15 \text{ g}$ $\Delta_d(T_{ULS}) = 22.4 \text{ cm}$ $< d_{ULS}^* = 46.7 \text{ cm}$	✓
	2 contrafuertes	$a_o^* = 0.11 \text{ g}$ $< \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q} = 0.17 \text{ g}$	×	$a_o^* = 0.27 \text{ g}$ $> \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q} = 0.17 \text{ g}$	✓	$a_o^* = 0.11 \text{ g}$ $< \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q} = 0.15 \text{ g}$ $\Delta_d(T_{ULS}) = 22.4 \text{ cm}$ $< d_{ULS}^* = 27.8 \text{ cm}$	×	$a_o^* = 0.27 \text{ g}$ $> \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q} = 0.15 \text{ g}$ $\Delta_d(T_{ULS}) = 22.4 \text{ cm}$ $< d_{ULS}^* = 44.0 \text{ cm}$	✓

^[1] Los criterios de desempeño se establecen mediante el incremento local de la resistencia a la compresión promedio de la mampostería de adobe de 0.45 MPa a 1 MPa. La zona de interés se localiza en la mitad inferior de los nuevos contrafuertes de adobe, junto con la porción inferior externa del muro de adobe actual.

Una solución propuesta es introducir bloques de adobe estabilizados que contengan un cierto porcentaje de cal y aditivos, tales como cenizas volátiles, polvo de ladrillo cocido a baja temperatura, o pozolana, así como la consolidación y remplazo parcial de los bloques de adobe existentes. Los criterios de desempeño se establecen mediante el incremento local de la resistencia a la compresión promedio de la mampostería de adobe a 1 MPa; es decir, un incremento del 120%. Se aconseja verificar los criterios del desempeño mediante la realización de ensayos de capacidad de los materiales. Bajo estos nuevos criterios y con un coeficiente sísmico parcial γ_s de 2.0 (NTC 2018, §8.7.1), los resultados del análisis cinemático no lineal para cuatro, tres y dos contrafuertes espaciados de manera uniforme presentan un alto margen de capacidad (véase tabla 4.3).

En todos los casos previamente mencionados, se consideró primeramente conectar los contrafuertes al muro a través de la instalación de vigas de madera en varios niveles. No obstante, se puede ejercer un enfoque más conservador con los contrafuertes separados del muro lateral sur. Aquí, los contrafuertes separados, al tener la misma configuración en lo que se refiere a número, ancho y espaciado que los muros en la sección actual, experimentan un efecto de balanceo desde el muro contiguo. Debido a la fricción a lo largo de la interfaz, las fuerzas laterales del muro se transfieren a los contrafuertes. Se consideraron dos hipótesis para el muro sur y los cuatro contrafuertes de 1.72 m de largo y un ancho de diseño adecuado: para la hipótesis A, al actuar con el muro, el sistema de contrafuertes supone toda la carga sísmica equivalente desde el muro lateral (fig. 4.13a); para la hipótesis B, al actuar independientemente del muro, el muro lateral contrarresta la carga lateral máxima en una condición sin restricción, similar a la sección "Mecanismo cinemático 1: Estado no reforzado," igual a 0.07 g, y el sistema de contrafuertes actúa de manera independiente del muro al suponer la carga lateral residual. Ambas hipótesis, así como las dimensiones y las fuerzas aplicadas, se esquematizan en la figura 4.13.

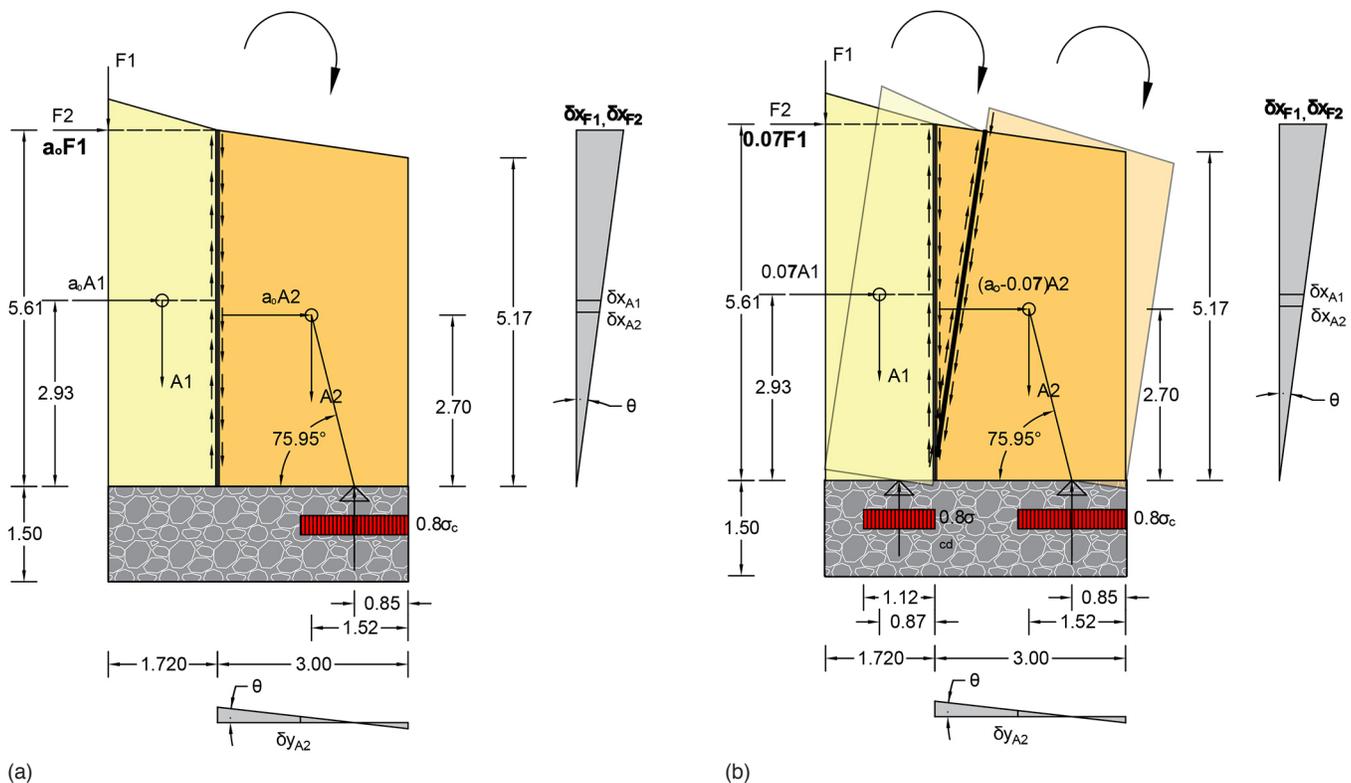


FIGURA 4.13. Configuraciones geométricas del bloque genérico con separación de los contrafuertes del muro lateral sur de la iglesia: (a) en hipótesis A, los contrafuertes actúan junto con el muro; y (b) en hipótesis B, los contrafuertes actúan independientes del muro. Obsérvese el ancho de contrafuerte indicativo de 3.0 m Fuente: Karanikoloudis y Lourenço 2015.

Para ambas hipótesis fue necesaria incrementar las dimensiones de los contrafuertes. Lo anterior se determinó al incrementar progresivamente la longitud de los contrafuertes hasta que las verificaciones del DLS y el ULS fueron satisfactorias. Hay que notar aquí que la demanda de capacidad más alta es del DLS. De igual manera, se tomaron en cuenta criterios de mayor rendimiento en la base de los nuevos contrafuertes. La longitud requerida para los contrafuertes fue de 4.7 m para la hipótesis A y de 4.3 m para la hipótesis B (Karanikoloudis y Lourenço 2015).

La hipótesis de los contrafuertes desconectados del sistema de muros demostró no ser deseable, lo que condujo a grandes dimensiones. Por lo tanto, se requiere de una conectividad adecuada entre los muros existentes y los nuevos contrafuertes; es decir, mediante la inserción de los elementos de madera horizontales a varias alturas a lo largo de las interfaces y extendiendo el sistema de vigas en los aleros superiores de los muros laterales y sobre los empalmes en las esquinas (Karanikoloudis y Lourenço, 2015).

Enfoques simplificados de modelado con elementos finitos para la evaluación sísmica

Aunque el uso del modelado con elementos finitos (FEM, por su sigla en inglés) para el análisis de los edificios históricos puede ser demandante en lo que se refiere a tiempo y capacidad técnica, dicha técnica está recibiendo cada vez más atención a pesar de las incertidumbres presentes en muchas estructuras históricas.

Por lo regular las estructuras contemporáneas convencionales se analizan mediante el FEM con base en las siguientes dos hipótesis: el comportamiento elástico lineal y el uso de elementos unidimensionales (por ejemplo, elementos tipo viga o armadura) o bidimensionales (placa o membrana, shell). Lo anterior es pertinente, ya que se adoptan materiales que resisten la tracción, tales como la madera o el acero, o se coloca el reforzamiento en áreas en donde se espera que haya esfuerzos por tracción, tal como es el caso del concreto armado, y los elementos estructurales se pueden moldear de manera adecuada mediante el uso de elementos lineales (unidimensionales) y elementos de tipo placa (bidimensionales).

Las dos hipótesis generalmente no se aplican al momento de analizar los edificios históricos debido a las características mecánicas de los materiales, que en su mayoría son de mampostería. Tales características resultan en un agrietamiento recurrente, lo cual limita el uso del comportamiento elástico lineal, la necesidad de utilizar elementos tridimensionales para representar las grandes dimensiones de los elementos estructurales (muros y bóvedas) y la complejidad geométrica de los edificios. No obstante, se espera poder aplicar el FEM y que los resultados obtenidos se usen en el proceso de diagnóstico, evaluación de seguridad y diseño de reforzamiento de los edificios históricos. Con el fin de lograr lo anterior, un modelo bien calibrado debe comparar el daño estructural observado con la concentración analítica de esfuerzos en el modelo a utilizarse como herramienta para evaluar la eficacia de las posibles intervenciones de reforzamiento.

Resumen de los tipos de análisis con elementos finitos

Esta sección describe los diferentes tipos de análisis con elementos finitos (FEA, por su sigla en inglés) disponibles. Estos métodos están relacionados con el comportamiento del material (tabla 5.1), los elementos estructurales (tabla 5.2), la información necesaria (tabla 5.3) y los resultados esperados (tabla 5.4). A partir de estas alternativas, se puede establecer una estrategia para un análisis sísmico simplificado de los edificios históricos.

De acuerdo con el tipo de análisis adoptado, se requiere de información diferente en lo que respecta al comportamiento/propiedades del material. El análisis lineal estático y el

TABLA 5.1.

Métodos de FEA relacionados con el comportamiento del material elástico lineal y no lineal.

Método de análisis:	Comportamiento del material	
	Elástico lineal	No lineal
Estático (lineal)	Sí	No
Pushover (no lineal)	No	Sí
Espectro de respuesta (dinámico)	Sí	No
Análisis de tiempo-historia lineal (dinámico)	Sí	No
Análisis de tiempo-historia no lineal (dinámico)	No	Sí

TABLA 5.2.

Métodos de FEA relacionados con los elementos estructurales.

Método de análisis:	Elemento estructural:		
	Lineal 1D	Plano 2D	Sólido 3D
Estático (lineal)	Sí	Sí	Sí
Pushover (no lineal)	Sí	Sí	No
Espectro de respuesta (dinámico)	Sí	Sí	Sí
Análisis de tiempo-historia lineal (dinámico)	Sí	Sí	No
Análisis de tiempo-historia no lineal (dinámico)	Sí	Sí	No

TABLA 5.3.

Métodos de FEA relacionados con la información requerida.

Método de análisis:	Se requiere información	
	Elástico lineal	No lineal
Estático (lineal)	<ul style="list-style-type: none"> Geometría Cargas: vertical y horizontal Restricciones externas Uniones entre los elementos Módulo de elasticidad Resistencia máxima Deformaciones o desplazamiento limitado 	No
Pushover (no lineal)	• Como análisis estático (lineal)	• Comportamiento inelástico de material y juntas
Espectro de respuesta (dinámico)	<ul style="list-style-type: none"> Como análisis estático (lineal) Distribución de masa Espectro de diseño 	No
Análisis de tiempo-historia lineal (dinámico)	<ul style="list-style-type: none"> Como análisis estático (lineal) Distribución de masa Señal de aceleración sísmica Amortiguamiento 	No
Análisis de tiempo-historia no lineal (dinámico)	• Como análisis de tiempo-historia lineal	• Comportamiento inelástico de material y juntas

TABLA 5.4.

Métodos de FEA relacionados con los resultados esperados.

Método de análisis:	Resultados esperados	
	Elástico lineal	No lineal
Estático (lineal)	<ul style="list-style-type: none"> Esfuerzos elásticos y deformaciones Áreas de concentración de esfuerzo y deformación 	No
Pushover (no lineal)	No	<ul style="list-style-type: none"> Curva de capacidad inelástica (fuerza vs. desplazamiento) Áreas de agrietamiento y trituración Mecanismo de falla
Espectro de respuesta (dinámico)	<ul style="list-style-type: none"> Frecuencias naturales y modos de vibración (lo que permita calcular el esfuerzo, deformación y cajas de desplazamiento) Esfuerzos elásticos y deformaciones Áreas de concentración de esfuerzo 	No
Análisis de tiempo-historia lineal (dinámico)	<ul style="list-style-type: none"> Esfuerzos elásticos dinámicos y deformaciones Áreas dinámicas de concentración de esfuerzo y deformación 	No
Análisis de tiempo-historia no lineal (dinámico)	No	<ul style="list-style-type: none"> Comportamiento inelástico dinámico de la estructura, elementos y juntas, incluyendo la disipación de energía y la histéresis global Áreas de agrietamiento y trituración Mecanismo de falla

análisis de espectro de respuesta solo requieren la información elástica lineal, mientras que el análisis pushover requiere de información no lineal en lo que respecta a las propiedades del material (table 5.1). Los análisis tiempo historia pueden ser realizados considerando al

estado del material como lineal o no lineal. Obsérvese que no se considera el análisis geométrico no lineal, ya que por lo general no es pertinente para las estructuras históricas. Lo anterior tal vez no sea el caso por ejemplo en bóvedas planas, delgadas y largas, o tampoco en columnas muy comprimidas y delgadas.

El mismo proceso se refleja en las tablas 5.2, 5.3 y 5.4 en lo que respecta al tipo de elementos estructurales, información general requerida y resultados esperados, respectivamente. En la tabla 5.2, lineal 1D indica un elemento de tipo lineal en el que una dimensión es mucho más grande que las otras dos (viga o entramado); plano 2D indica un elemento de tipo plano en el que una dimensión es mucho más pequeña que las otras dos (muro, placa, o shell); y sólido 3D indica un elemento completamente tridimensional (con frecuencia denotado como elemento de volumen o ladrillo). Obsérvese que la figura 3D se muestra para el análisis lineal estático y en análisis de espectro de respuesta solo desde la perspectiva de las actuales aplicaciones y limitando el tiempo de análisis, ya que no hay restricciones por utilizar una figura 3D para los otros métodos de análisis.

Análisis simplificado con elementos finitos

Con el fin de contar con un FEA simplificado, se pueden hacer las siguientes suposiciones: (a) el comportamiento del material es elástico y permanece en el rango lineal; (b) los componentes estructurales se modelan utilizando elementos unidimensionales (lineal) y elementos bidimensionales (usualmente shell); and (c) el tipo de análisis puede ser estático (lineal) o espectro de respuesta (dinámico).

Con base en estas suposiciones, la información requerida para el análisis simplificado en cualquier formato es muy similar (véase tabla 5.3) y varía solo en el requerir las cargas para el método estático y el espectro de diseño para el método de espectro de respuesta. Los resultados esperados también son similares (ver tabla 5.4). Ambos métodos son capaces de determinar las deformaciones y esfuerzos elásticos, así como las áreas de concentración de esfuerzos. Con el método de espectro de respuesta, se puede obtener información adicional acerca de las frecuencias naturales y los modos de vibración.

Es bien sabido que la precisión y la confianza de los resultados de un análisis estructural dependen altamente de la confianza de la información proporcionada al programa numérico como datos de entrada. En lo que se refiere a la información necesaria para el análisis y los resultados esperados, la tabla 5.5 provee una clasificación de nivel de confianza: bajo, medio y alto. El módulo de elasticidad cuenta con un bajo nivel de confianza, ya que es variable y depende en gran medida de la humedad en los muros y la dispersión natural de los resulta-

TABLA 5.5.

Nivel de confianza (bajo, medio, alto) en lo que respecta a los datos de entrada y salida del análisis estructural.

Información requerida	Geometría	Alto
	Cargas verticales	Alto
	Cargas horizontales	Medio
	Distribución de masa	Alto
	Unión entre los elementos	Medio
	Espectro de diseño	Alto
	Módulo de elasticidad	Bajo
	Resistencia máxima	Medio
	Deformación/desplazamiento limitado	Bajo
Resultados esperados	Esfuerzos elásticos	Medio-bajo
	Deformaciones elásticas	Bajo
	Frecuencias naturales	Bajo
	Modos de vibración	Medio
	Concentración de esfuerzo	Medio-alto

dos debido a otros factores. Por otro lado, el nivel más alto de confianza sería en la geometría de la estructura y las cargas verticales, ya que estas son variables que normalmente se pueden determinar de manera muy exacta.

En lo que respecta a los resultados esperados, aquellos que dependen del módulo de elasticidad, incluyendo las deformaciones y frecuencias, tienen el nivel más bajo de confianza. Por otro lado, los esfuerzos tienen un nivel de confianza de medio a alto, ya que los esfuerzos se pueden calcular de manera muy exacta debido a las cargas verticales, pero cuando se combinan con los esfuerzos sísmicos, el nivel de confianza es más bajo. La concentración de esfuerzos se puede predecir de manera exacta incluso con el análisis elástico lineal; esto se puede corroborar en varios análisis de estructuras al compararse con la inspección visual de las ubicaciones de concentración de esfuerzos.

Los requisitos de código tradicionales para la verificación de la seguridad estructural siguen ya sea los criterios de resistencia—en los que la resistencia solicitada se compara con la resistencia máxima dada por el código—o los criterios de desplazamiento— en los que el desplazamiento máximo lateral calculado se compara con el desplazamiento lateral límite dado por el código. En el caso de los edificios históricos, ambos enfoques tienen un nivel de confianza de exactitud de medio a bajo. Los valores computados de esfuerzos y deformaciones, así como las propiedades de esfuerzos y deformaciones del material de entrada, tienen una confianza de media a baja; por lo tanto, la verificación de seguridad del código se debe utilizar con precaución; de igual manera, las áreas de concentración de esfuerzos y los modos de vibración cuentan con el más alto de confianza (véase tabla 5.5). Es posible tener cierta confianza razonable en la capacidad de resistencia de los muros si no se ven afectados por el deterioro o si se han llevado a cabo o planeado las acciones de conservación. Obsérvese que el análisis estructural es solo un componente de la evaluación de seguridad para las recomendaciones del Comité Científico Internacional de Análisis y Restauración de Estructuras del Patrimonio Arquitectónico (ISCARSAH, por su sigla en inglés) de 2001 y se deben combinar con los enfoques histórico, inductivo y experimental.

Verificación de la seguridad estructural mediante el uso de áreas de concentración de esfuerzos

Las áreas de concentración de esfuerzos en un edificio histórico dependen de las propiedades del material, tales como el módulo de elasticidad y la resistencia. También dependen en la geometría y el tipo de uniones entre los elementos, ambas variables con un nivel de confianza de medio a alto. Por lo tanto, es razonable de esperar un fuerte grado de confianza en este resultado. Las áreas de concentración de esfuerzos se pueden utilizar para validar el modelo estructural del edificio en su condición real mediante la comparación del análisis numérico con el daño ocasionado al edificio con anterioridad. Si la evidencia del daño coincide con el área de concentración de esfuerzos en el modelo, se puede esperar una buena representación del comportamiento estructural.

Una vez que se valida el modelo estructural del edificio en su condición actual, las intervenciones estructurales se pueden incluir en el modelo original para obtener el modelo estabilizado. Este nuevo modelo se puede utilizar para verificar que la concentración de esfuerzos se ha extendido en un área más amplia con menores valores de esfuerzo y deformación y, a su vez, validar la intervención estructural propuesta. En la sección "Ejemplos de FEA simplificado", se da un ejemplo para ilustrar este procedimiento.

Verificación de la seguridad estructural mediante el uso de los modos de vibración

El uso de los modos de vibración es otra manera de determinar las áreas más vulnerables del edificio que, en este caso, se relacionan con la amplitud de los desplazamientos. Ya que el análisis es lineal y elástico, los desplazamientos son proporcionales a los esfuerzos y el área de esfuerzos máximos por lo general coincide con el área de máxima amplitud de desplazamientos.

El objetivo aquí es similar al de la verificación que utiliza la concentración de esfuerzos como se describió con anterioridad. Al comparar los resultados antes y después de la intervención estructural, es posible determinar si la intervención propuesta reduce el periodo natural de la estructura, lo cual significa que la estructura es más rígida y por lo tanto se esperan menores desplazamientos para el mismo nivel de entrada. Obsérvese también que una estructura más rígida por lo regular tiene una demanda sísmica elástica más alta que una esbelta. Para los edificios históricos de mampostería, con frecuencia no es así. Ya que los periodos de la estructura no reforzada ya son muy bajos.

Este criterio es más cualitativo que cuantitativo y es particularmente útil para entender el efecto de la estabilización cuando se muestran los modos en movimiento. De nuevo, la sección de “Ejemplos de FEA simplificado” provee un ejemplo.

Ejemplos de análisis simplificado con elementos finitos

Esta sección presenta dos ejemplos del FEA simplificado de las estructuras históricas de mampostería y muestra como estos análisis se pueden utilizar para evaluar el comportamiento actual de una estructura y para medir el impacto de la efectividad de una intervención propuesta.

Ejemplo de aplicación: El Templo de Kuñotambo, Perú

Un modelo del templo de adobe de Kuñotambo en su condición real se muestra en la figura 5.1a. Debido al deterioro y la falta de mantenimiento, el muro norte ahora es una pared larga, sin soporte y sin ningún contrafuerte. No obstante, la sacristía y el baptisterio, junto con dos contrafuertes restantes, proveen apoyo lateral al muro sur. Un análisis de espectro de respuesta sísmica llevado a cabo en la dirección norte a sur muestra una muy alta concentración de esfuerzos de tracción en el muro norte (véase fig. 5.1b). El techo de la iglesia, construido con un entramado de madera tipo A, no se incluye en el modelo debido a su interacción mínima con los muros de adobe. La masa del techo se distribuye a lo largo de la parte superior de los muros norte y sur.

La intervención estructural inicial propuesta para la iglesia provee un soporte lateral al muro norte. Comprende la inclusión de cuatro contrafuertes en el muro norte y trece tirantes de madera anclados en los muros norte y sur, como se muestra en la figura 5.2a.

FIGURA 5.1.

Modelo del Templo de Kuñotambo, Perú, en su condición real: (a) modelo que muestra el espesor de los muros y (b) modelo que muestra el análisis sísmico en la dirección norte-sur para un modelo con elementos tipo shell in SAP2000. Obsérvese la concentración de esfuerzos de tracción en el muro norte (nivel máximo de esfuerzo 0.85 MPa).

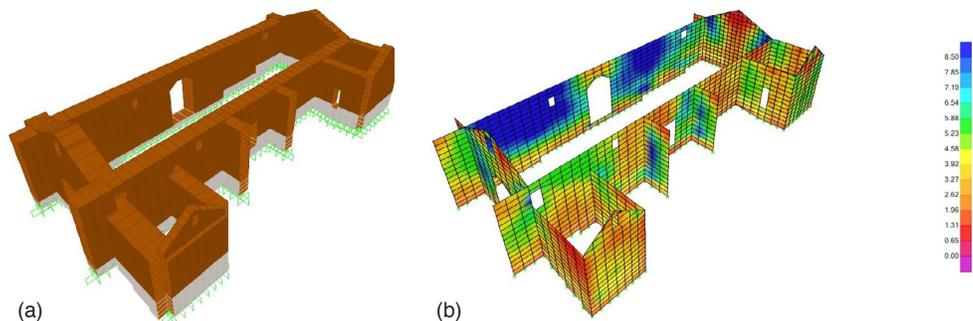
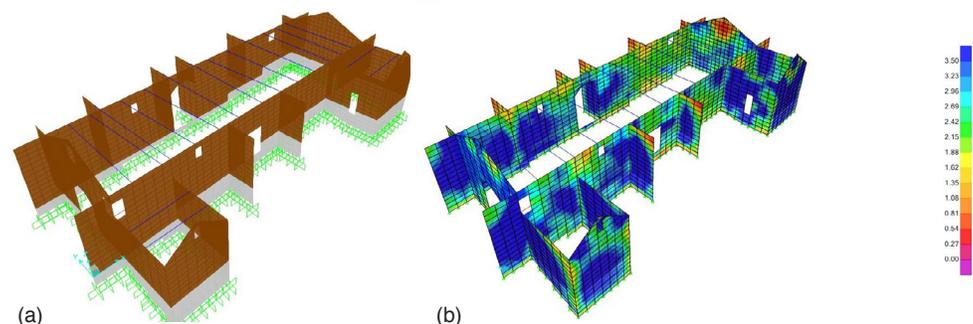


FIGURA 5.2.

El modelo de intervención estructural inicial para el Templo de Kuñotambo, Perú: (a) modelo de la estabilización propuesta y (b) modelo que muestra el análisis sísmico en la dirección norte-sur para un modelo con elementos shell in SAP2000. Obsérvese la concentración de esfuerzos de tracción en el muro norte (nivel máximo de esfuerzo 0.35 MPa, menos de la mitad del modelo de condición real).



El modelo reforzado fue luego sometido a un análisis sísmico en la dirección norte a sur con el mismo PGA que en el modelo inicial. Lo anterior resultó en una distribución más amplia de esfuerzos debido a la acción de los contrafuertes y los tirantes de madera. Los esfuerzos máximos se encuentran en el orden del 40% comparados con el modelo no reforzado inicial.

El modo de vibración es otra manera de determinar las áreas más vulnerables del edificio, como se mencionó anteriormente. En la figura 5.3, el primer y segundo modos de vibración muestran que el muro norte es el que tiene mayores desplazamientos y coincide con las áreas de máximos esfuerzos del análisis previo. El primer modo tiene un periodo de 0.5 s y el segundo modo tiene un periodo de 0.32 s. Los dos modos más importantes (con masa participante más alta) para el modelo estabilizado se muestran en la figura 5.4; estos son el segundo y doceavo modo, respectivamente. El segundo modo (fig. 5.4a) tiene un periodo de vibración de 0.41 s y corresponde a la dirección norte a sur y el doceavo modo (fig. 5.4b), con un periodo de vibración de 0.23 s, corresponde a la dirección este a oeste. Se observa una reducción en el periodo de vibración, lo que significa que la estructura es más rígida. Por lo tanto, se espera un desplazamiento menor para la misma señal de entrada, incluso cuando el muro norte es el más demandante en el desplazamiento con respecto al resto de la construcción.

FIGURA 5.3. Modelo que muestra la condición real del Templo de Kuñotambo, Perú: (a) primer modo de vibración, $T = 0.5$ s; y (b) segundo modo de vibración, $T = 0.32$ s.

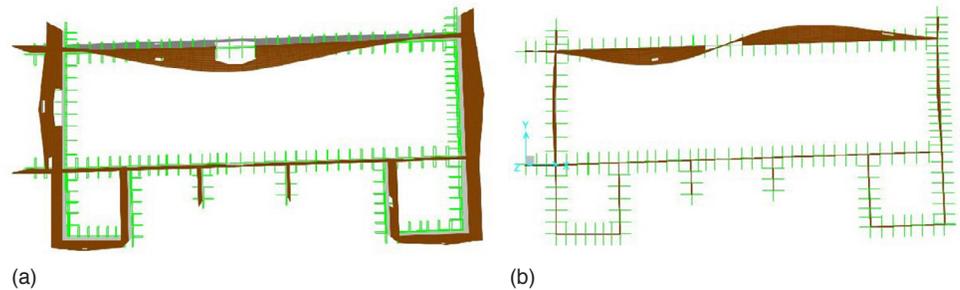
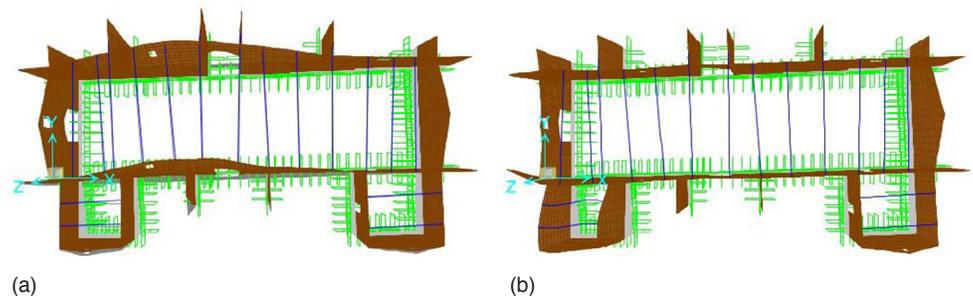


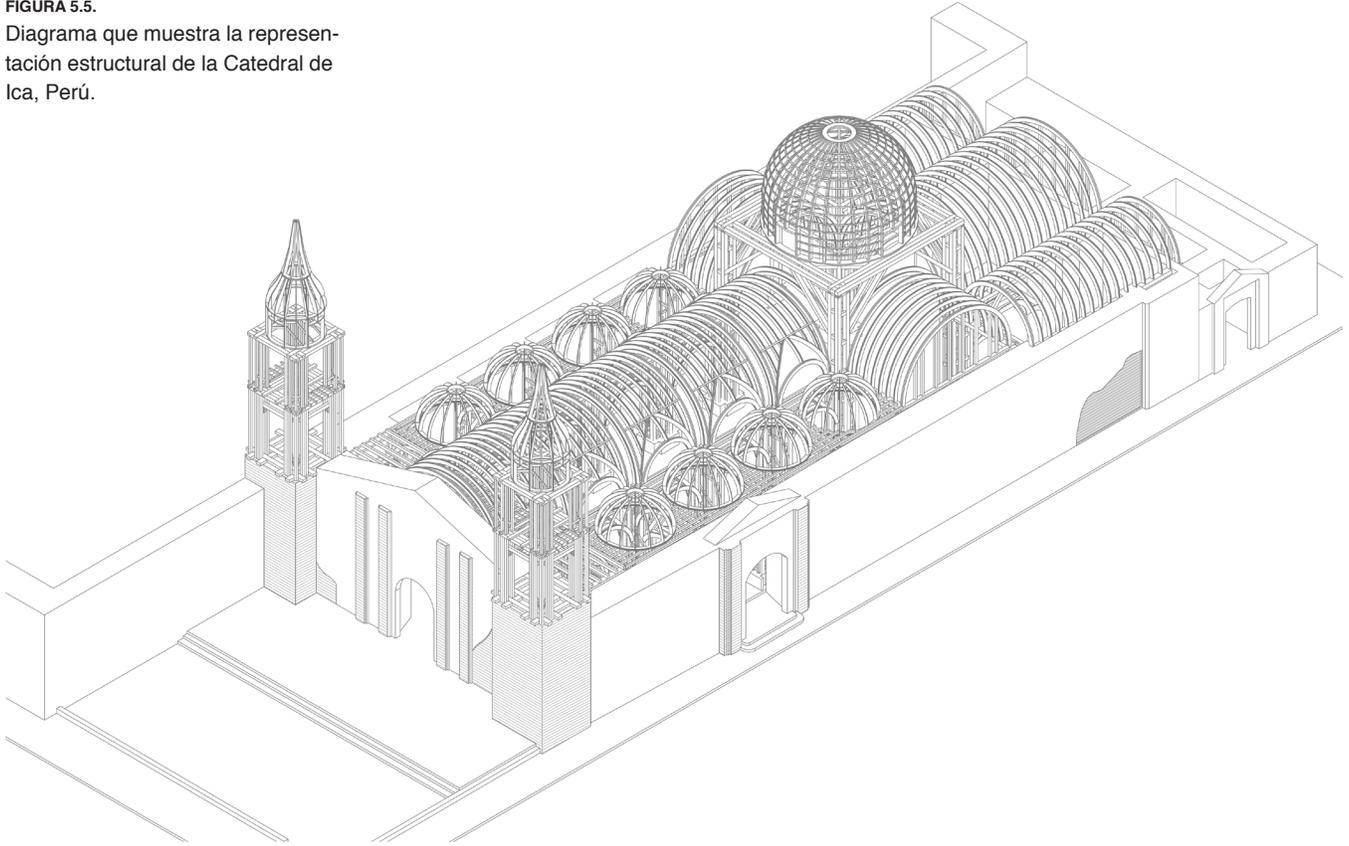
FIGURA 5.4. Modelo de propuesta del modelo reforzado del Templo de Kuñotambo, Perú, mostrando los modos con con la alta masa participante: (a) segundo modo de vibración, $T = 0.41$ s; y (b) doceavo modo de vibración, $T = 0.23$ s.



Ejemplo de aplicación: Análisis de subestructuras de la Catedral de Ica, Perú

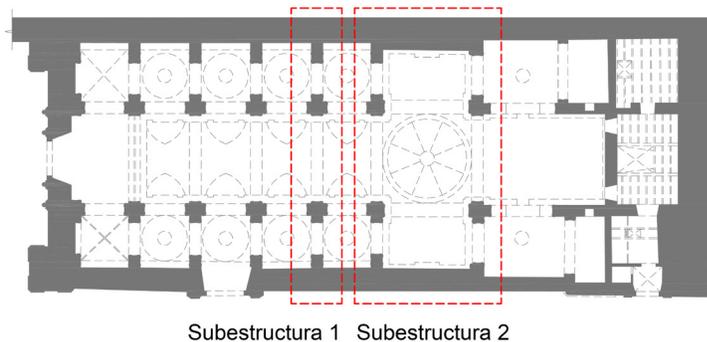
Como parte de la propuesta de reforzamiento de la Catedral de Ica, fue necesario el análisis de la construcción en subestructuras. Su diseño se presenta en la figura 5.5. La catedral es una combinación de una estructura de madera con adobe y piedra irregular. Los muros perimetrales del edificio se componen de muros de mampostería y la estructura interna está compuesta enteramente de elementos de madera. El techo del edificio está soportado por la estructura de madera y se cree que los muros laterales están conectados a la estructura mediante elementos de madera embebidos en los muros. El comportamiento sísmico global de la Catedral de Ica está gobernado por la capacidad de los muros para resistir las fuerzas laterales. Siempre y cuando los muros se mantengan de pie, la única posibilidad de daño es un colapso local de la estructura de madera, lo cual de hecho ocurrió durante el terremoto de Pisco en agosto de 2007.

FIGURA 5.5.
Diagrama que muestra la representación estructural de la Catedral de Ica, Perú.



Un análisis simplificado requiere el modelado de las porciones de la catedral en subestructuras, cada una de las cuales representa un aspecto particular del comportamiento sísmico del edificio. Por lo tanto, se decidió modelar dos porciones transversales de la estructura: el transepto y un bastidor de la nave principal, conocidas como subestructura 1 y subestructura 2, respectivamente (fig. 5.6). Lo anterior fue posible debido a que el techo del edificio no actuó como un diafragma rígido.

FIGURA 5.6.
Vista en planta de la Catedral de Ica, Perú, en la que se muestran las dos subestructuras modeladas, cada una representando un aspecto del comportamiento sísmico del edificio: subestructura 1 = transepto; subestructura 2 = crujía de la nave principal.



La subestructura 1 incluye dos tipos de elementos (fig. 5.7): elementos tipo shell para la porción de los muros lateral y elementos viga (rectos y curvados) para los elementos de madera. Todos los elementos de madera están unidos por conectores tipo articulación. Los elementos de madera soportan el peso del área tributaria del techo, mientras que los elementos del muro soportan su propio peso.

El análisis puede ser estático (y lineal) si se supone una distribución de las fuerzas laterales proporcional a la masa de la estructura. Como se muestra en la figura 5.8, el desplazamiento lateral de la subestructura es controlado por la interacción entre los elementos de madera y el muro hasta su nivel superior y el arco de madera queda libre de desplazarse lateralmente. En este modelo, se pueden mejorar las propiedades mecánicas del muro hasta que alcancen un nivel aceptable de desplazamiento y esfuerzo.

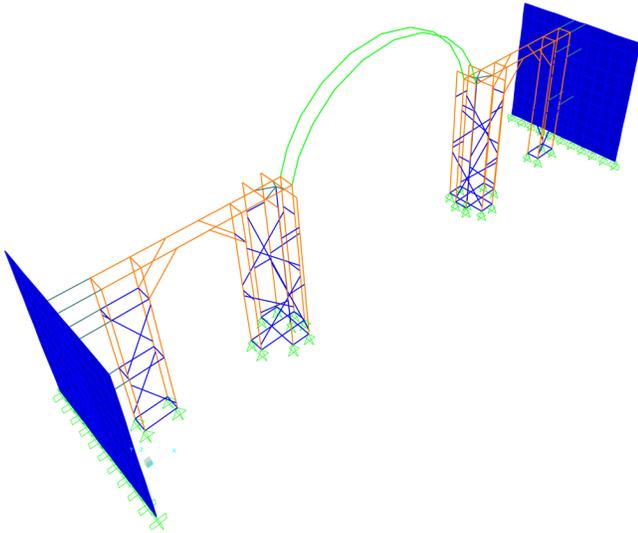


FIGURA 5.7. Vista isométrica del modelo de la subestructura 1 de la Catedral de Ica, Perú; la subestructura 1 corresponde al transepto.

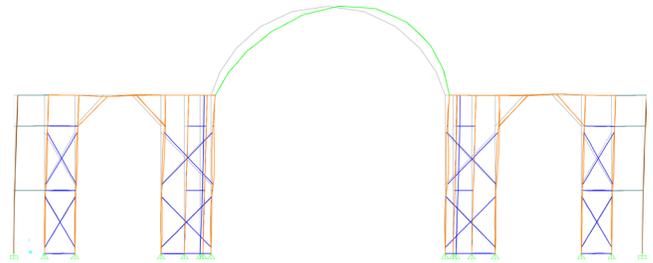


FIGURA 5.8. Vista del modelo de la Catedral de Ica, Perú, en el que se muestra el desplazamiento de la subestructura 1 debido a la fuerza sísmica equivalente lateral.

La subestructura 2 es más compleja debido a la inclusión de la cúpula en el transepto y las bóvedas laterales (fig. 5.9). Al igual que en la subestructura 1, los elementos de madera son lineales con uniones articuladas y los muros laterales son elementos tipo shell. El peso del techo está soportado en su totalidad por la estructura de madera.

El análisis puede ser estático si se supone una distribución de las fuerzas laterales proporcional a la masa de la estructura. Como se muestra en la figura 5.10, el desplazamiento lateral de la subestructura se controla por la interacción entre los elementos de madera y el muro hasta su nivel superior, mientras que las bóvedas y el domo quedan libres de desplazarse lateralmente.

En este modelo, para la parte inferior, se pueden mejorar las propiedades mecánicas del muro hasta que alcancen un nivel aceptable de desplazamiento y esfuerzo. Para la estructura de madera superior, los elementos o conectores de madera se pueden agregar para controlar el desplazamiento lateral. En general, las estructuras de madera son capaces de soportar desplazamientos laterales más grandes sin perder su capacidad de carga y los puntos críticos son las conexiones.

Otras subestructuras de la Catedral de Ica que se pueden estudiar incluyen los muros perimetrales de mampostería aislados de la estructura de madera, el muro de fachada y la estructura de madera de las torres de la catedral.

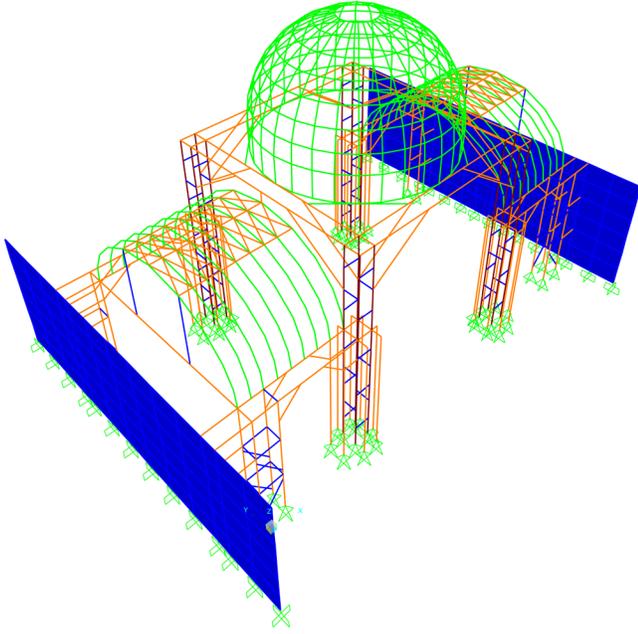


FIGURA 5.9. Vista isométrica del modelo de la subestructura 2 de la Catedral de Ica, Perú; la subestructura 2 corresponde a la crujía de la nave principal.

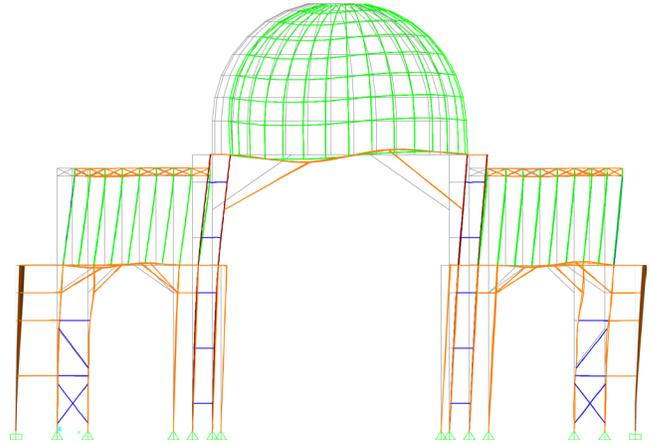


FIGURA 5.10. Vista del modelo de la Catedral de Ica, Perú, en el que se muestra el desplazamiento de la subestructura 2 debido a la fuerza sísmica equivalente lateral.

Ejemplos de cálculos de diseño

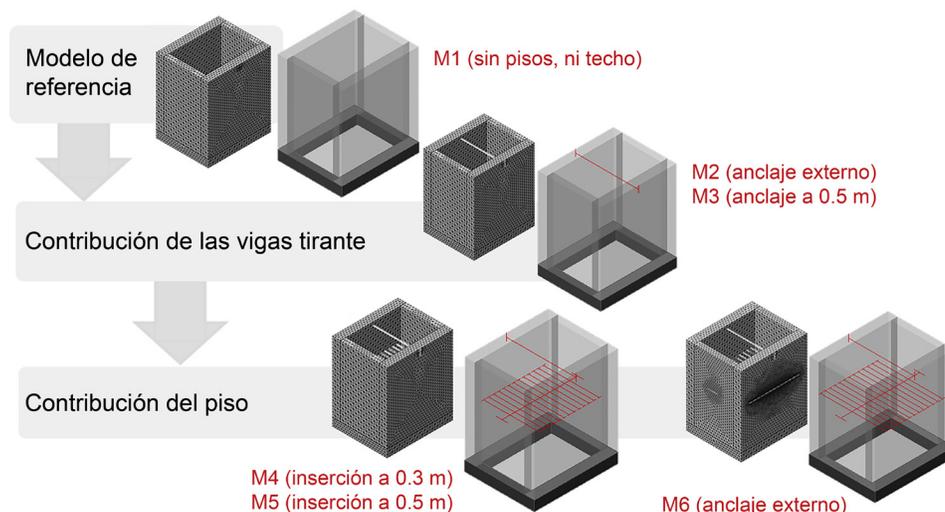
En el capítulo 6 se presentan estudios de caso de los cálculos de diseño e intervenciones que consideran los métodos de análisis descritos en los capítulos 3–5. Los ejemplos incluyeron dos estudios de caso peruanos: la evaluación sísmica de Casa Arones en Cusco y la propuesta de reforzamiento para la Catedral de Ica. Se debe enfatizar que estos se presentan como estudios de caso de la aplicación de los cálculos sencillos. No tienen la intención de ser un procedimiento por seguir estrictamente; en su lugar, se recomienda que los profesionales consulten esta metodología al momento de diseñar sus propias intervenciones.

Evaluación sísmica de Casa Arones, Cusco, Perú

Esta sección trata parte del desempeño estructural y la evaluación sísmica de Casa Arones, uno de los cuatro prototipos de construcciones del Proyecto de Estabilización Sismorresistente (SRP, por su sigla en inglés) (Cancino et al., 2012) del Getty Conservation Institute. Casa Arones es un ejemplo representativo de una casa tradicional, o *casa cusqueña*, localizada en el centro histórico de Cusco. Una exhaustiva y detallada evaluación estructural se encuentra en Lourenço et al. (2019).

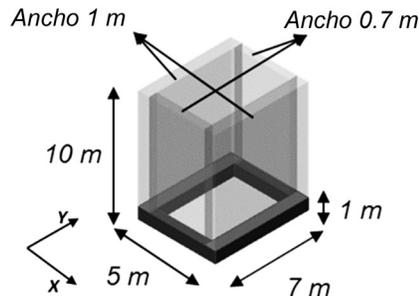
Se ensayaron varias configuraciones posibles mediante el uso de una serie de modelos representativos con dimensiones y propiedades de materiales similares a los de la Casa Arones. Comenzando a partir de un modelo de referencia, se crearon y consideraron otros modelos para el estudio, con y sin los amarres de piso y techo (fig. 6.1). El análisis de macrobloques límite se llevó a cabo para evaluar el comportamiento sísmico del edificio sin los diafragmas horizontales.

FIGURA 6.1. Ejemplos de modelos de referencia creados y considerados en el estudio de Casa Arones, Perú. Fuente: Lourenço et al. 2019.



Las dimensiones del modelo de referencia 1 se presentan en la figura 6.2. El modelo 1 consiste en un edificio de dos pisos de 9 m de altura que posee una cimentación de 1 m de altura de mampostería de piedra irregular. Los muros de adobe, cuyo espesor corresponde a 1 m para los muros longitudinales y de 0.7 m para los muros transversales, definen un espacio en el plano de 5×7 m. Se supone que el techo transfiere cargas a los muros longitudinales y se definen como una presión vertical supuesta equivalente a 5.6 kN/m^2 y un empuje horizontal de 3 kN/m^2 (Lourenço et al., 2019).

FIGURA 6.2.
Dimensiones del modelo de referencia 1, Casa Arones, Perú, incluyendo el espesor del muro y los espacios en planta. Fuente: Lourenço et al. 2019.



Se utilizó el equilibrio límite con macrobloques para evaluar la respuesta de la construcción, siguiendo el enfoque cinemático (cap. 4). Este método permite la evaluación de la acción horizontal que activa el mecanismo de colapso si se supone lo siguiente: (a) no hay capacidad de tracción de la mampostería, (b) la capacidad de compresión de la mampostería es infinita y (c) no hay deslizamiento entre los bloques. El mecanismo hipotetizado se da por una rotación de todo el muro alrededor de una articulación. Una carga horizontal en la dirección positiva x del modelo 1 resultará en la falla fuera del plano del muro longitudinal. Las características de este mecanismo de falla dependen de la calidad de la unión entre los muros. Cuando se garantiza una buena unión entre los muros perpendiculares, el movimiento fuera del plano del muro longitudinal incluirá la contribución de estabilización de los muros transversales. La cantidad de esta contribución depende de las características geométricas y de las propiedades mecánicas de la mampostería. Por otra parte, si no se garantiza una buena unión, la falla fuera del plano incluirá solo al muro longitudinal, con formación de grietas en la unión (Lourenço et al. 2019).

Se tomó en cuenta la resistencia a la compresión de la mampostería para la definición de la posición de la articulación. La distancia de la articulación desde el borde t se puede determinar por la ecuación 4.20 (cap. 4), si se supone una distribución rectangular de los esfuerzos.

Si el material es continuo en toda la altura, la falla debería aparecer en la base y la posición de la articulación está regida por la capacidad de compresión del material. En Casa Arones, el muro está compuesto de unos cimientos y un muro de diferentes materiales; por lo tanto, se deben verificar tanto el nivel de los cimientos como el nivel de la interfaz entre los dos materiales. De hecho, debido a la menor capacidad de compresión de la mampostería de adobe, la articulación se mueve hacia adentro, lo que da como resultado una configuración más desfavorable para este material (Lourenço et al. 2019).

Con base en estas consideraciones, se tomaron en cuenta cuatro casos para los mecanismos fuera del plano (fig. 6.3). Los dos primeros no consideran conexión entre los dos muros con la formación de una articulación en la base (LA_1) o en la sección inferior de adobe (LA_2); y los dos restantes consideran la contribución del muro transversal, también con la formación de una articulación en la base (LA_3) y en la sección más baja de la mampostería de adobe (LA_4).

El multiplicador a_0 se obtuvo mediante la aplicación del PTV. Debido a que la cinemática es una rotación simple, el PTV se reduce hasta el equilibrio de las fuerzas horizontal y vertical

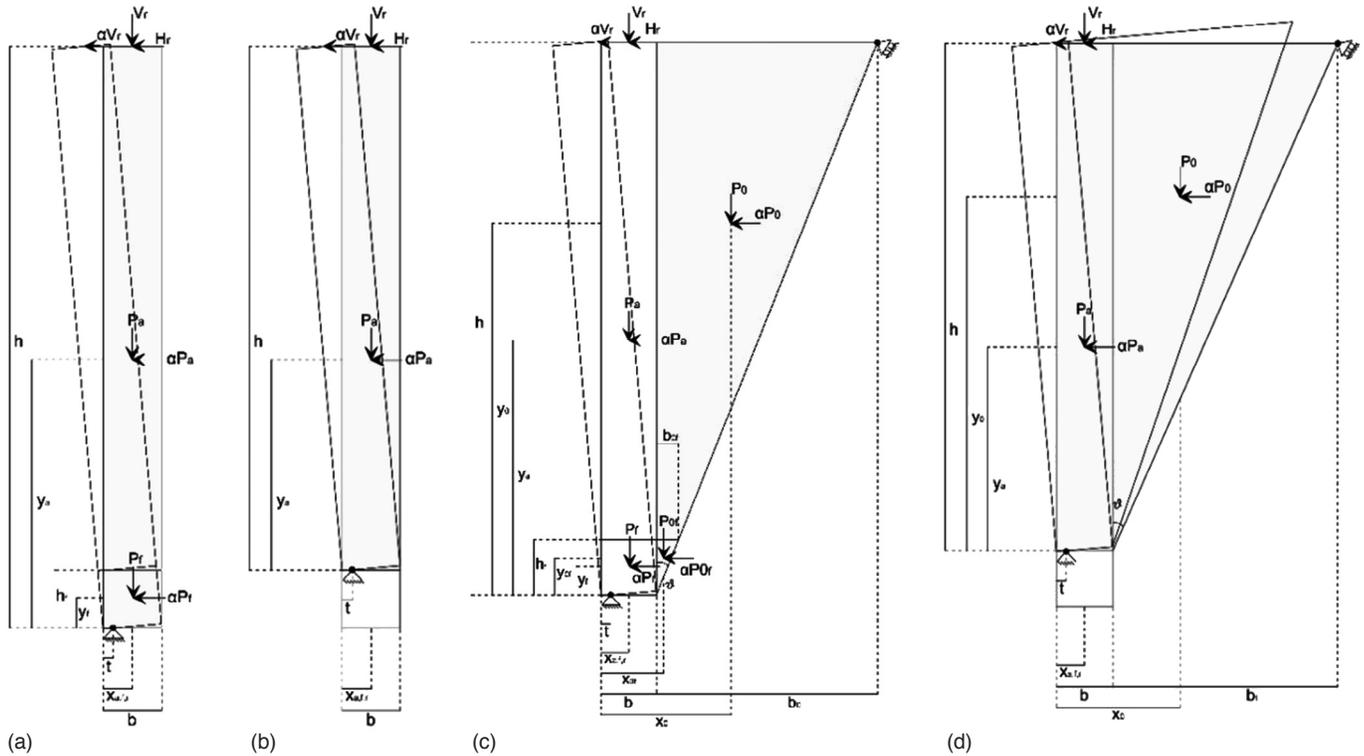


FIGURA 6.3.

Cuatro mecanismos fuera del plano se tomaron en cuenta en el análisis de macrobloques del muro longitudinal, Casa Arones, Perú: (a) en LA_1 no hay unión entre los dos muros y se forma una articulación al nivel de los cimientos; (b) en LA_2 no hay unión entre los dos muros y se forma una articulación en la sección mas baja de la mampostería de adobe; (c) en LA_3 hay unión y formación de una articulación al nivel de los cimientos; y (d) en LA_4 hay unión entre los muros y formación de una articulación en la sección mas baja de la mampostería de adobe. Fuente: Lourenço et al. 2019.

alrededor de la articulación (ec. 4.1, cap. 4). Después de la evaluación del multiplicador de colapso a_0 , la aceleración espectral sísmica correspondiente a_0^* se puede calcular de acuerdo con la ecuación 4.4 (cap. 4).

Los resultados de los cálculos para los cuatro mecanismos fuera del plano evaluados se presentan en términos de la posición de la articulación t y aceleración espectral de la activación del mecanismo, a_0^* (tabla 6.1). La carga lateral máxima que se puede aplicar al modelo 1 en la dirección x es 0.02 g y 0.03 g en los modelos sin conexiones entre los muros transversales. Cuando se garantiza una buena conexión, la capacidad del muro aumenta enormemente, con una aceleración espectral de 0.16 g (fig. 6.4). La contribución de los muros transversales es fundamental en términos de la capacidad de la estructura. Se debe observar que el interbloqueo de los adobes se rige por la baja resistencia del material y por lo tanto el adobe se romperá sin proveer la conexión necesaria. Para evitar este mecanismo de falla en tales estructuras, se deben insertar elementos adicionales en la mampostería en forma de piedras o llaves de madera en las esquinas de los muros.

FIGURA 6.4.

Comparación entre las capacidades de los cuatro mecanismos considerados para el modelo 1, Casa Arones, Perú, para un muro de un espesor de 1 m y una altura total de 10 m. Fuente: Lourenço et al. 2019.

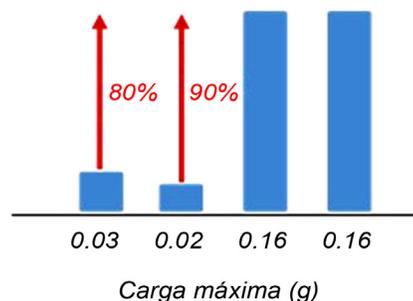


TABLA 6.1.

Resultados del análisis de equilibrio límite para los cuatro mecanismos fuera de plano, modelo 1, Casa Arones, Perú (Lourenço et al. 2019).

Modelo	t (m)	a_0^* (g)
LA_1	0.20	0.03
LA_2	0.24	0.02
LA_3	0.20	0.16
LA_4	0.24	0.16

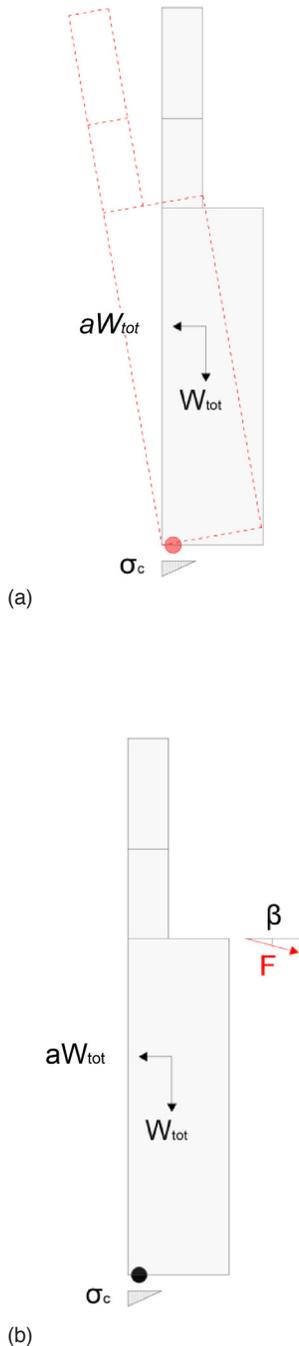


FIGURA 6.5. Los mecanismos de falla considerados para la Catedral de Ica, Perú: (a) mecanismo fuera del plano de la fachada frontal; y (b) mecanismo de falla de la fachada frontal reforzada. Fuente: Ciocci, Sharma y Lourenço 2016.

También es importante el hecho de que este método de análisis de equilibrio límite con macrobloques, siguiendo una aproximación cinemática sin necesitar algún software, es capaz de proveer información valiosa acerca de la evaluación estructural de los edificios existentes y acerca del diseño de las soluciones de reforzamiento. Tirantes de acero pueden ser agregados al mecanismo para evaluar el mejoramiento de la respuesta sísmica general de la estructura.

Propuesta de reforzamiento para la Catedral de Ica, Perú

La Catedral de Ica es una iglesia del siglo XVIII que sufrió graves daños por los terremotos que afectaron el Perú en 2007 (ver capítulos 1 y 5) y 2009. Considerada como representativa de los edificios religiosos construidos en las ciudades costeras del país, la catedral, junto con la Casa Arones, es uno de los cuatro prototipos de edificios estudiados como parte del proyecto SRP (Lourenço et al. 2019). La compleja construcción histórica se caracteriza por muros perimetrales hechos de piedra irregular, ladrillo y adobe y un sistema de marco de madera interno construido con el uso de la técnica de la quincha.

La evaluación de la seguridad de la catedral en su condición actual ya ha sido tratada (Lourenço et al., 2019; Ciocci, Sharma y Lourenço, 2018) y no se cubrirá en el presente documento. Se llevaron a cabo varios análisis, incluyendo el elástico lineal, de autovalores, estático no lineal bajo peso propio, pushover y carga dinámica no lineal. Los resultados indican la necesidad de tratar las zonas más vulnerables de la estructura identificadas por los análisis pushover; es decir, la esquina noroccidental y otros mecanismos fuera del plano (Lourenço et al., 2019). Esta sección presenta las soluciones de reforzamiento propuestas.

Se propone un reforzamiento global de la estructura garantizando los principios de intervención mínima y reversibilidad, así como el uso de las tecnologías que son fáciles de implementar en los futuros proyectos de conservación y reforzamiento para construcciones similares. En el presente, se toman en cuenta solo cuatro sistemas de anclaje de acero para tratar el mecanismo fuera del plano de la fachada frontal a fin de mejorar su unión con la estructura de madera interna. Se utilizó el análisis límite para evaluar la fachada frontal bajo las acciones fuera del plano. Posteriormente, la implementación de los sistemas de anclaje de acero se llevó a cabo de acuerdo con los criterios especificados por el Eurocódigo 3 (EN 1993-1-1 2005; EN 1993-1-8 2005) y las recomendaciones provistas por Ciocci, Sharma y Lourenço (2016).

Siguiendo el método descrito en el capítulo 4, la fachada frontal de ladrillo cocido se representó como un ensamble de cuerpos rígidos sometidos a acciones permanentes y acciones inerciales horizontales proporcionales a la masa mediante un multiplicador sísmico. Se consideró la rotación fuera del plano de la fachada frontal, suponiendo que no había influencia de las torres campanarias y teniendo en cuenta el reforzamiento existente en el tímpano (fig. 6.5a). El mecanismo se hipotetizó como una simple rotación alrededor de una articulación plástica localizada en la zona donde se aplica la fuerza de compresión resultante. La compresión se calculó suponiendo una distribución triangular de los esfuerzos y limitando el esfuerzo máximo en el borde más comprimido para el valor de la resistencia a la compresión de la mampostería de ladrillo cocido. Es probable que lo anterior sea un enfoque conservador, dada la presencia de las torres.

El multiplicador de carga que induce el inicio de la oscilación se calculó mediante un simple equilibrio rotacional de las fuerzas horizontales y verticales, de peso propio y fuerzas inerciales, respectivamente. Tal cálculo fue de 0.15 para el mecanismo fuera del plano de la fachada frontal. Desde el valor obtenido de 0.24 g—calculado de acuerdo con la ecuación 4.10 (cap. 4) para la región de Ica—es más baja que la demanda, se propusieron los sistemas de reforzamiento de acero para la fachada frontal.

Para calcular la acción de resistencia mínima que se debe proveer por el sistema de reforzamiento, se aplicó el análisis límite, suponiendo un nuevo mecanismo de falla, como se muestra en la figura 6.5b. Los cálculos se llevaron a cabo suponiendo que el ángulo β entre los tirantes de reforzamiento inclinado y el plano horizontal es de 10° , y la acción resistente obtenida fue igual a 176 kN.

Suponiendo que los cuatro sistemas de anclaje de acero —dos para cada columna, localizadas entre el desván del coro de la catedral y sus naves laterales— cada sistema se debe diseñar para portar 44 kN. Cada uno está compuesto de un sistema interno conectado con tirantes de acero a través del espesor de la fachada frontal de ladrillo. El sistema externo consiste en una placa de acero cuadrada con elementos rigidizantes que puede estar embebidos como máximo 0.12 m en la fachada frontal. El sistema interno comprende los perfiles del acero con tornillos para asegurar la unión con la estructura de madera interna. La elevación y el plano para ambos sistemas se muestran en la figura 6.6.

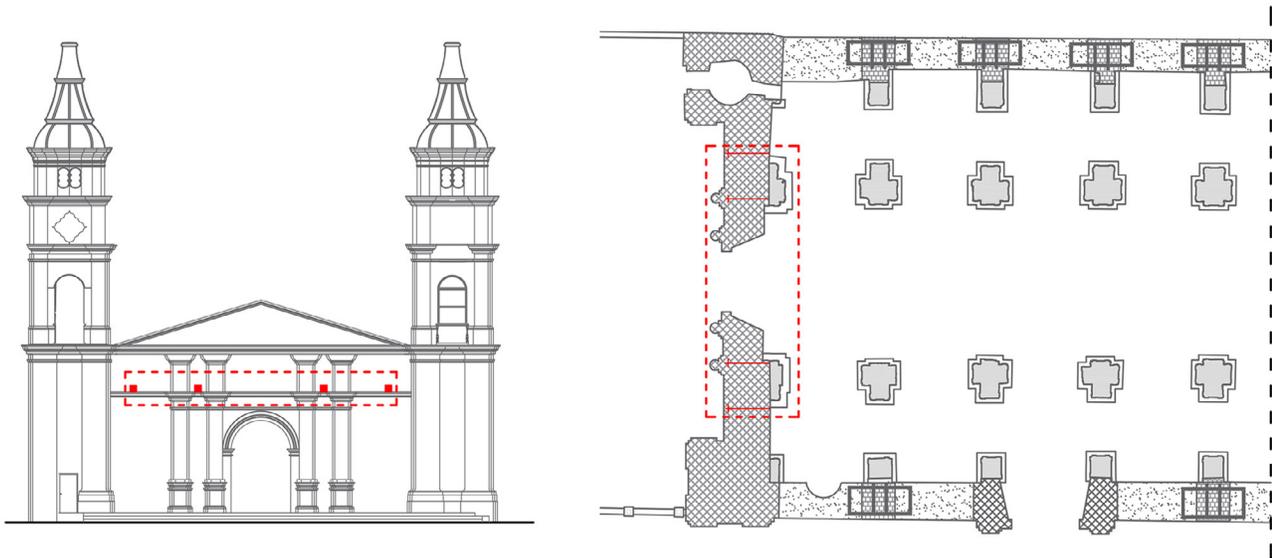


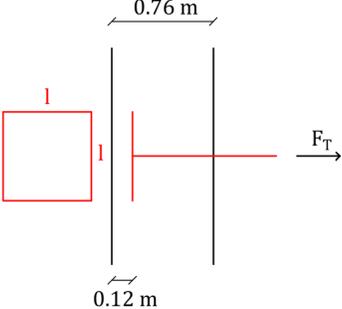
FIGURA 6.6. Elevación (izquierda) y plano (derecha) de los sistemas de anclaje de acero para la fachada frontal de la Catedral de Ica, Perú; márgenes trazados en rojo identificaron la ubicación de las intervenciones propuestas, mientras que líneas continuas de color rojo identifican la posición del sistema de anclaje de acero. Fuente: Ciocci, Sharma y Lourenço 2016.

El diseño y la verificación de estos elementos de acero se llevaron a cabo de acuerdo con el Eurocódigo 3 (EN 1993-1-1 2005; EN 1993-1-8 2005). La extracción de las placas de acero debido a la falla de tracción, así como la falla por corte de la mampostería, la falla del tirante de acero y el aplastamiento de la mampostería se consideró en el diseño del sistema de anclaje externo. El diámetro del anclaje se definió tomando en cuenta el límite elástico del acero de acuerdo con el diagrama en la ecuación 6.1, en donde F_T es la fuerza en el tirante (44 kN), f_{yd} es el valor de diseño de la resistencia del acero y \varnothing es el diámetro del tirante de acero. Suponiendo un grado de acero de S355 y $\gamma_m = 1.05$, f_{yd} se calculó que es igual a 338 Mpa.

$$F_T = f_{yd} \cdot \pi \frac{\varnothing^2}{4} \Leftrightarrow \varnothing = \sqrt{\frac{4F_T}{\pi f_{yd}}} \quad (6.1)$$

$$\varnothing \geq 13 \text{ mm} \rightarrow \varnothing = 25 \text{ mm}$$

Las dimensiones de la placa de acero se definieron tomando en cuenta el aplastamiento de la mampostería (ec. 6.2), en donde f_{cd} es el diseño de la capacidad de diseño de compresión de la mampostería de ladrillo y l es la longitud del plato cuadrado. Suponiendo un valor promedio de 1.70 MPa para la resistencia a la compresión de la mampostería de ladrillo (Ciocci, Sharma y Lourenço, 2018), $FC = 1.0$, and $\gamma_m = 2.0$, f_{cd} se evalúa como igual a 0.85 MPa.



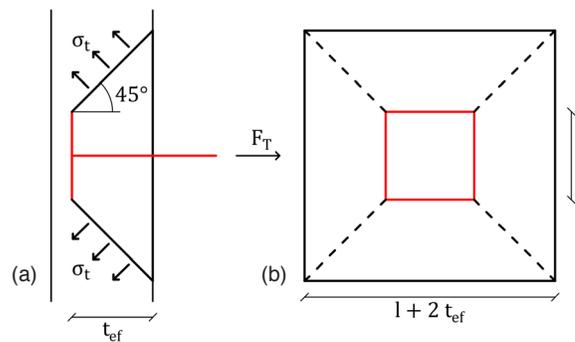
$$F_T \cdot f_{cd} \cdot l^2 \Leftrightarrow l = \sqrt{\frac{F_T}{f_{cd}}} \quad (6.2)$$

$$l \geq 0.23 \text{ m} \rightarrow l = 0.30 \text{ m}$$

La falla a la tracción de la mampostería se verificó mediante la comparación de los esfuerzos de tracción impuestos por la placa y tirante de acero con la resistencia a la tracción de diseño de la mampostería. La figura 6.7 muestra un diagrama de la falla de tracción considerada y la ecuación 6.3 muestra la verificación, en donde σ_t es el esfuerzo de tracción impuesto por el tirante en la mampostería, A_{ef} es el área efectiva de la superficie de tracción (que corresponde a los cuatro lados de la pirámide truncada), t_{ef} es el espesor efectivo del muro (0.64 m) y f_{ctd} es la capacidad de tracción de diseño de la mampostería de ladrillo. Suponiendo un valor promedio de 0.1 MPa para la resistencia a la tracción de la mampostería de ladrillo (Ciocci, Sharma y Lourenço, 2018), $FC = 1.0$ y $\gamma_m = 2.0$, f_{ctd} se calcula que es igual a 0.05 MPa.

FIGURA 6.7.

Se consideró el esquema de la falla por tracción de la mampostería considerada en el diseño en el diseño del tirante de acero para la Catedral de Ica, Perú, en vista en plano (a) y elevación (b).



$$\sigma_t \leq f_{ctd}$$

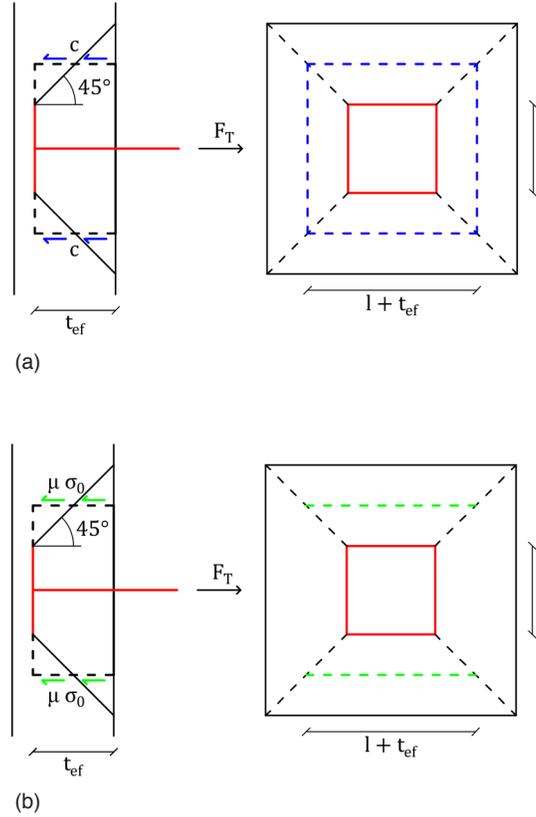
$$F_T = \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_t A_{ef} \Leftrightarrow \sigma_t = \sqrt{2} \frac{F_T}{A_{ef}} \quad (6.3)$$

$$A_{ef} = 2\sqrt{2} \cdot t_{ef} (2l + 2t_{ef})$$

$$\sigma_t = 0.02 \text{ MPa} \leq 0.05 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK!}$$

FIGURA 6.8.

Se consideró el esquema de la falla por corte de la mampostería considerada en el diseño del tirante de acero para la Catedral de Ica, Perú: (a) mecanismo de cohesión; (b) mecanismo de fricción.



La falla por corte de la mampostería se verificó tomando en cuenta la cohesión y la fricción en el plano medio de la pirámide truncada (fig. 6.8). La ecuación 6.4 muestra la verificación de seguridad, en donde c es la cohesión de la mampostería, μ es el coeficiente de fricción (0.4), f_{vd0} es la capacidad del cortante de diseño de la mampostería de ladrillo en la ausencia de esfuerzos normales (0.071 MPa), $A_{ef,c}$ es el área efectiva para el mecanismo de cohesión, $A_{ef,f}$ es el área efectiva para el mecanismo de fricción (solo superficies superior e inferior) y σ_0 es el esfuerzo normal debido al peso del tímpano (0.054 MPa):

$$c \leq f_{vd0}$$

$$F_T = c \cdot A_{ef,c} + \mu \cdot \sigma_0 \cdot A_{ef,f} \quad c = \frac{F_T - \mu \cdot \sigma_0 \cdot A_{ef,f}}{A_{ef,c}} \quad (6.4)$$

$$A_{ef,c} = 2t_{ef}(2l + 2t_{ef})$$

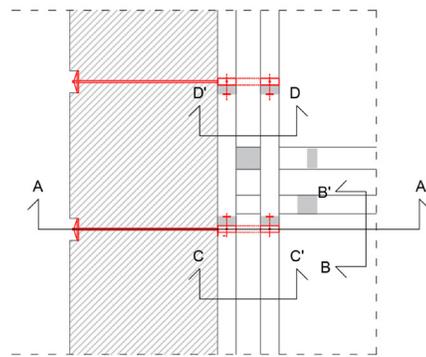
$$A_{ef,f} = 2t_{ef}(l + t_{ef})$$

$$c = 0.007 \text{ MPa} \leq 0.071 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK!}$$

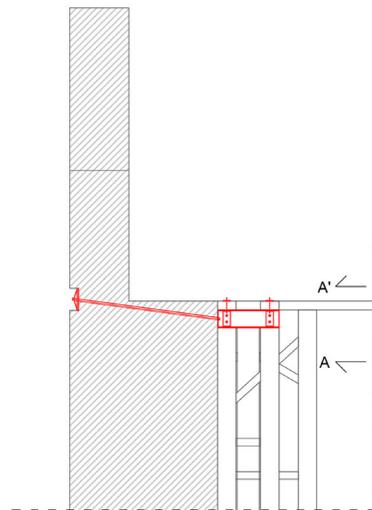
Se verificaron para los elementos de acero y pernos, los esfuerzos de compresión perpendiculares a la veta de la madera fueron verificados para evitar la falla de la madera bajo estos elementos de acero. Los elementos de la solución propuesta final se muestran en la figura 6.9. Para implementar este sistema de anclaje, es importante garantizar la durabilidad de estos elementos de acero para resistir la corrosión, así como el ajuste adecuado de los tornillos para evitar que se aflojen durante la acción sísmica. Además, se recomiendan las inyecciones de mortero líquido a base de cal para rellenar los agujeros creados para anclar los tirantes de acero a la fachada frontal (Ciocci, Sharma y Lourenço 2016).

FIGURA 6.9.

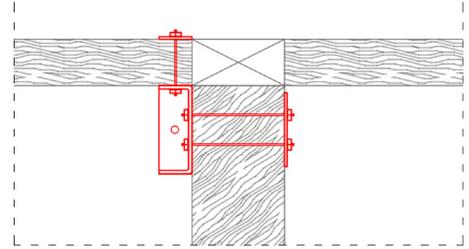
Los elementos (en rojo) del sistema de anclaje de acero interno propuesto para la fachada principal de la Catedral de Ica, Perú. Fuente: Ciocci, Sharma y Lourenço 2016.



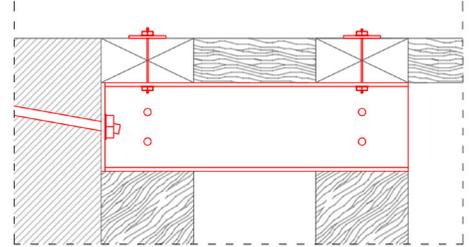
PLANTA



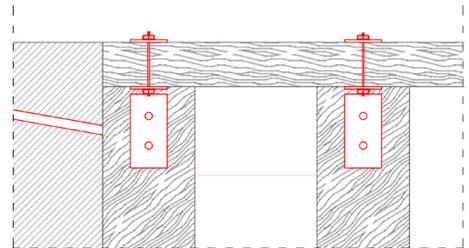
SECCIÓN A-A'



SECCIÓN B-B'



SECCIÓN C-C'



SECCIÓN D-D'



Conclusiones y recomendaciones

Esta publicación es la última de una serie sobre la evaluación de seguridad de las construcciones históricas de tierra como parte del Proyecto de Estabilización Sismorresistente (SRP, por su sigla en inglés) del Getty Conservation Institute. El presente documento tiene como objetivo ayudar a profesionales cuyo trabajo tiene que ver con la evaluación de estructuras históricas de tierra mediante el uso de cálculos simplificados.

Las propiedades mecánicas de la mampostería cuentan con una amplia variación que depende en su mayor parte de las propiedades de los materiales constituyentes (tales como la resistencia) además de la disposición, forma y dimensión de las unidades. Si bien hay algunos documentos normativos con valores de referencia para las propiedades mecánicas de la mampostería, en la mayoría de los casos las propiedades de la mampostería histórica de tierra están menos indicados. De todas maneras, a partir de la información disponible en la literatura, es posible proveer buenas estimaciones de las propiedades mecánicas para adoptarse, como se provee en esta publicación. Tal como es discutido aquí, se trata de un método cualitativo basado en inspección visual (sin la necesidad de ensayos destructivos), para obtener un índice que se puede relacionar con las propiedades mecánicas. Este método es apropiado solo para la mampostería de ladrillo y piedra, que con frecuencia aparece en la construcción con tierra.

El método de evaluación del proyecto descrito en este documento tiene como objetivo proveer un análisis más simple, rápido y de bajo costo, basándose en un enfoque geométrico simplificado que permite la exploración inmediata de un gran número de construcciones en riesgo. El objetivo es adoptar índices sencillos (un indicador numérico deducido de observaciones y utilizado como indicador de un proceso o condición) relacionados con los datos geométricos como una primera (muy rápida) técnica de exploración para ayudar a priorizar estudios adicionales con respecto a la vulnerabilidad sísmica. Es de esperarse que los índices geométricos sean capaces de detectar casos de seria vulnerabilidad y que puedan definir las prioridades de estudio.

El análisis límite con macrobloques permite las verificaciones del daño y del colapso (en el plano y fuera del plano) con referencia a los mecanismos locales a través del análisis de equilibrio límite, con base en el enfoque cinemático lineal que depende en la selección del mecanismo de colapso y la evaluación de las fuerzas horizontales que activan el mecanismo cinemático. Este método parece ser una solución válida cuando se requieren herramientas de evaluación simplificada, lo que permite la verificación de la seguridad en lo que se refiere al análisis cinemático lineal (control de fuerza) y el análisis cinemático no lineal (control de desplazamiento).

El análisis con elementos finitos (FEA, por su sigla en inglés) simplificado, con base en el análisis estático lineal y el análisis de espectro de respuesta, es aún una herramienta útil para los profesionales como se muestra en el capítulo 5. El FEA contribuye a la evaluación del comportamiento global de la estructura de mampostería, así como con la evaluación de la efectividad de las soluciones de reforzamiento. Las consideraciones de seguridad se pueden implementar usando las áreas de concentración de esfuerzos y los modos de vibración.

Con frecuencia, la evaluación de una estructura de mampostería determina que el estado real de la construcción es insuficiente, por lo que se requieren intervenciones de reparación y estabilización/reforzamiento. Tales acciones caen en dos categorías principales: (a) intervenciones que tienen como objetivo mejorar las conexiones entre los elementos de la construcción, e (b) intervenciones para evitar la desintegración de los elementos de mampostería. Las mejores prácticas deben garantizar los principios de eficacia y de mínima intervención.

Como resultado final del proyecto de SRP, se desarrollará una serie de pautas. Las pautas incluirán varias de las técnicas adecuadas para la reparación y estabilización como parte de una próxima publicación del Ministerio de Cultura del Perú.

Los ejemplos de aplicación de los varios métodos de análisis dados en este documento resaltan las posibilidades para la evaluación estructural de los edificios de mampostería, el diseño de los elementos de reforzamiento y la combinación de las diferentes técnicas de reforzamiento en una propuesta completa.

Esta publicación tiene como objetivo final la intención de guiar los profesionales en desarrollar la evaluación de las construcciones existentes y el diseño de soluciones de reforzamiento mediante el uso de métodos simplificados de análisis. Otras publicaciones de esta serie tratan sobre la compleja tarea de usar análisis avanzados con elementos finitos para las estructuras históricas de tierra y proporcionan ejemplos detallados de los resultados de modelado.

Referencias

- Angelillo, M., P. B. Lourenço y G. Milani. 2014. Masonry behavior and modeling. En *Mechanics of Masonry Structures*, editado por M. Angelillo, 1–26. CISM International Centre for Mechanical Sciences 551. Viena: Springer.
- ASCE 41-06. 2006. *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- ATC-20. 1989. *Procedures for Post-Earthquake Safety Evaluation of Buildings*. Redwood City, CA: Applied Technology Council.
- ATC-20-2. 1995. *Addendum to the ATC-20 Post-Earthquake Building Safety Procedures*. Redwood City, CA: Applied Technology Council.
- Borri, A., G. Castori y M. Corradi. 2014. Determination of shear strength of masonry panels through different tests. *International Journal of Architectural Heritage* 8: 913–27.
- Borri, A., G. Castori, M. Corradi y E. Speranzini. 2011. Shear behavior of unreinforced and reinforced masonry panels subjected to in-situ diagonal compression tests. *Construction and Building Materials* 25 (12): 4403–14.
- Borri, A., M. Corradi, G. Castori y A. De Maria. 2015. A method for the analysis and classification of historic masonry. *Bulletin of Earthquake Engineering* 13: 2647–65.
- Borri, A. y A. De Maria. 2009. L'indice di Qualità Muraria (IQM): Evoluzione ed Applicazione nell'Ambito delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008. En *XIII Convegno ANIDIS "L'ingegneria Sismica in Italia"*, Bologna: ANIDIS.
- Cancino, C. 2011. *Damage Assessment of Historic Earthen Buildings after the August 15, 2007, Pisco Earthquake*. Los Ángeles: Getty Conservation Institute.
- Cancino, C., S. Lardinois, D. D'Ayala, C. F. Ferreira, D. T. Dávila, E. V. Meléndez y L. V. Santamato. 2012. *Seismic Retrofitting Project: Assessment of Prototype Buildings*. Los Ángeles: Getty Conservation Institute.
- Casapulla, C., L. Giresini y P. B. Lourenço. 2017. Rocking and kinematic approaches for rigid block analysis of masonry walls: State of the art and recent developments. *Buildings* 7 (3): 69–87.
- Chiostrini, S., L. Galano y A. Vignoli. 2003. In situ shear and compression tests in ancient stone masonry walls of Tuscany, Italy. *Journal of Testing and Evaluation* 31 (4): 289–304.
- Ciocchi, M. P., S. Sharma y P. B. Lourenço. 2016. *Assessment of the Strengthening Proposal for Ica Cathedral, Peru*. Informe 2016-DEC/E-11. Guimarães: TecMinho – University of Minho.
- Ciocchi, M. P., S. Sharma y P. B. Lourenço. 2018. "Engineering Simulations of a Super-Complex Cultural Heritage Building: Ica Cathedral in Peru". *Meccanica* 53 (7): 19311958.
- Corradi, M., A. Borri, G. Castori y R. Sisti. 2014. Shear strengthening of wall panels through jacking with cement mortar reinforced by GFRP grids. *Composite part B* 64 (6): 33–42.
- CRSMN. 2003. *Canterbury Regional Strong-Motion Network*. Christchurch: Canterbury Seismic Instruments. <http://www.csi.net.nz/>.
- DPCM 9 de febrero de 2011. *Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008*. Roma: Presidenza del Consiglio dei Ministri.

- EC6 (EN 1996-1-1). 2005. *Eurocode 6: Design of Masonry Structures. Part 1-1: General Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry Structures*. Bruselas: European Committee for Standardization.
- EC8 (EN 1998-1). 2004. *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings (EN 1998-1)*. Bruselas: European Committee for Standardization.
- EN 1993-1-1. 2005. *Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. Bruselas: European Committee for Standardization.
- EN 1993-1-8. 2005. *Eurocode 3: Design of Steel Structures. Parte 1-8: Design of Joints*. Bruselas: European Committee for Standardization.
- Giuffré, A. 1999. *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*. Roma: Kappa.
- Hardy, M., C. Cancino y G. Ostergren, eds. 2009. *Proceedings of the Getty Seismic Adobe Project 2006 Colloquium: Getty Center, Los Angeles, abril 11–13, 2006*. Los Ángeles: Getty Conservation Institute.
- IS 13827. 1993. *Improving Earthquake Resistance of Earthen Buildings: Guidelines*. Nueva Delhi: Oficina de Normalización de India.
- Karanikoloudis, G. y P. B. Lourenço. 2015. *Analysis of Local Collapse Mechanisms and Design of Buttresses in Kuño Tambo Church, Peru*. Informe 2015-DEC/E- 44. Guimarães: TecMinho – University of Minho.
- Karanikoloudis, G. y P. B. Lourenço. 2018. "Evaluación estructural y vulnerabilidad sísmica de las estructuras históricas de tierra". Aplicación de modelos numéricos complicados y analíticos sencillos. *Journal of Engineering Structures* 160: 488–509.
- Karanikoloudis, G. y P. B. Lourenço. 2020. *Experimental In situ Testing and Visual Inspection of a Retrofitted Adobe Historic Structure, within the Getty Seismic Retrofitting Project. The Church of Kuñotambo, in Peru*. Informe 2020-DEC/E-03. Guimarães: TecMinho – University of Minho.
- Lourenço, P. B., F. Greco, A. Barontini, M. P. Ciocci y G. Karanikoloudis. 2019. *Seismic Retrofitting Project: Modelado de Edificios Tipo Los Ángeles*: Getty Conservation Institute; Guimarães: TecMinho – University of Minho.
- Lourenço, P. B., D. V. Oliveira, J. C. Leite, J. M. Ingham, C. Modena y F. da Porto. 2013. Simplified indexes for the seismic assessment of masonry buildings: International database and validation. *Engineering Failure Analysis* 34: 585–605.
- Lourenço, P. B. y J. M. Pereira. 2018. *Seismic Retrofitting Project: Recommendations for Advanced Modeling of Historic Earthen Sites*. Los Ángeles: Getty Conservation Institute; Guimarães: TecMinho – University of Minho.
- Lourenço, P. B. y J. A. Roque. 2006. Simplified indexes for the seismic vulnerability of ancient masonry buildings. *Construction and Building Materials* 20: 200–208.
- Magenes, G. y A. Penna. 2009. Existing Masonry Buildings: General Code Issues and Methods of Analysis and Assessment. En *Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop*, editado por E. Cosenza. Nápoles Doppiavoce.
- Mastrodicasa, S. 1978. *Dissesti statici delle strutture edilizie: Diagnosi, consolidamento, istituzioni teoriche*. Milán: Hoepli.
- Meli, R. 1998. *Structural Engineering of Historical Buildings*. Ciudad de México: Fundación ICA.
- NTC. 2018. *Norme tecniche per le costruzioni. Con Circolare núm. 7 del 21 de enero 2019*. Roma: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.
- NTE-0.30. 2018. *Modifican la norma técnica E.030 diseño sismorresistente del reglamento nacional de edificaciones*. Lima: Ministerio de Vivienda y Saneamiento.
- NZSEE. 2009. *Building Safety Evaluation during a State of Emergency: Guidelines for Territorial Authorities*. Wellington: New Zealand Society for Earthquake Engineering.

- NZSEE. 2017. *The Seismic Assessment of Existing Buildings: Technical Guidelines for Engineering Assessment*. Wellington: New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- OPCM 3431. 2005. *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*. Roma: Presidenza del Consiglio dei Ministri.
- Regione Umbria. 2003. *Norme tecniche per la progettazione degli interventi e la realizzazione delle opere di cui alla L.R. 23.10.2002 no. 18 finalizzate alla riduzione della vulnerabilità sismica*. Perugia: Regione Umbria.
- Sheppard, P. F. 1985. In-situ test of the shear strength and deformability of an 18th century stone-and-brick masonry wall. In *Proceedings of the 7th International Brick/Block Masonry Conference*, Melbourne, Australia, vol. 1, 149–60.
- Tolles, E. L., E. E. Kimbro y W. S. Ginell. 2002. *Planning and Engineering Guidelines for the Seismic Retrofitting of Historic Adobe Structures*. Los Ángeles: Getty Conservation Institute.
- Tomazevic, M. 1999. *Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings*. Londres: Imperial College Press.
- Vitruvius, I. D. Rowland, T. N. Howe y M. Dewar. 2005. *Vitruvius: Ten books on architecture*. Cambridge: Cambridge University Press.
- Zilch, K. y M. Schatz. 2001. *Masonry Construction Manual*. Múnich: Institute fur International Architektur documentation GmbH.

