Alberca 10 / ISSN: 1697-2708 págs. 173 – 194

Reducción de la vulnerabilidad y mejora sísmica de la iglesia de San Cristóbal de Lorca (Murcia) afectada por los terremotos de mayo de 2011

Francisco Javier Yuste Navarro*
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

PALABRAS CLAVE

Seísmo, daños sísmicos, auscultación, ensayos no destructivos, diagnóstico, dinámica, análisis estructural, evaluación, mejora sísmica, FRP (Refuerzos de fibra poliméricos, materiales compuestos), CFRP (Materiales compuestos de láminas y tejidos de carbono), GFRP (Materiales compuestos de fibra de vidrio).

RESUMEN

En el presente artículo se exponen los métodos de inspección y auscultación empleados para el análisis del estado de la estructura de la iglesia de San Cristóbal de Lorca, afectada por el terremoto de mayo de 2011. A su vez, se exponen los criterios empleados en la evaluación de la estructura, y las propuestas de intervención en el marco de una mejora sísmica para la reducción de la vulnerabilidad ante seísmos de la iglesia.

KEY WORDS

Earthquake, seismic damages, auscultation, non-destructive testing, diagnosis, dynamics, structural analysis, assessment, seismic improvement, FRP (Fiber Reinforced Polymers), CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymers), GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymers).

ABSTRACT

This article outlines the inspection and auscultation methods employed for analyzing the condition and damage assessment of the structure of the Church of San Cristobal in Lorca, affected by the earthquake in May 2010. At the same time presents the criteria used in evaluating the structure, and proposals for intervention in the context of a seismic improvement and reduction of vulnerability.

* javier.yuste@aidico.es
Msc. Dtor. Unidad de Investigación de Seguridad y Tecnología de Construcción. AIDICO, Instituto Tecnológico de la Construcción de la Comunidad Valenciana

I. INTRODUCCIÓN

La iglesia de San Cristóbal de Lorca ha sido uno de los muchos monumentos y edificios que han sufrido daños tras el terremoto acaecido en el área en mayo de 2011. La Generalitat Valenciana en su apoyo a la reconstrucción de Lorca asumió el proyecto de restauración postsísmica de esta iglesia. La gestión fue delegada a la Fundación La Luz de las Imágenes, fundación dedicada en esencia a la conservación y preservación del patrimonio religioso.

En virtud del convenio de colaboración suscrito entre el Instituto Tecnológico AIDICO y la Fundación, se solicitó la colaboración de este para los trabajos de auscultación, diagnóstico y evaluación del estado de la construcción tras el terremoto. Por otra parte se prestó el apoyo técnico para el planteamiento de las intervenciones de rehabilitación estructural. En el presente artículo se exponen los trabajos y estudios realizados y la mejora sísmica propuesta.

La coordinación de gestión se ha llevado por Carmen Quintero directora de la Fundación La Luz de las Imágenes. Los trabajos de inspección, auscultación, análisis estructural y evaluación se han desarrollado por el Área 2 de AIDICO, y por el autor del presente artículo. El proyecto de intervención, coordinado por la Generalitat Valenciana, ha sido redactado por los arquitectos Carlos Boigues, Eladia Ballestero y Vicente Calabuig.

II. LA IGLESIA DE SAN CRISTÓBAL DE LORCA

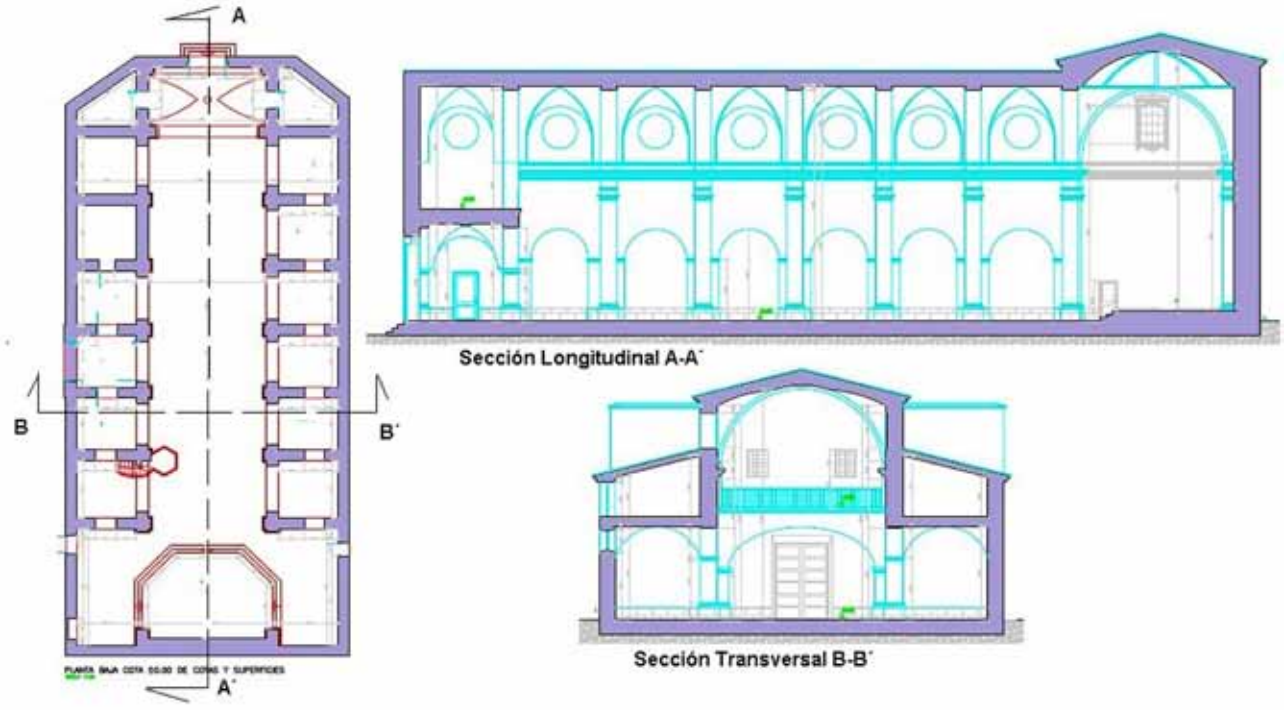
De los datos históricos consultados en la bibliografía existente parece que el inicio de la parroquia de San Cristóbal se produjo en el tiempo en que se abandonó el uso de la vieja ermita, que se conoce hoy día como Virgen de la Peña, hacia el año 1565. A mitad del siglo XVII, hacia el año 1627, se inició la construcción de la iglesia que prosiguió hasta la segunda mitad de este siglo en el que se terminaron las capillas laterales y la portada de la fachada principal que ya no existe rehaciéndose con posterioridad. A partir de 1742 se reconstruyó la torre campanario, capillas anexas, crucero y bóveda de la capilla mayor. A finales del siglo XVIII se construye la sacristía y la nueva portada. Parece que la riada de 1802 produjo grandes daños en la iglesia. La torre campanario actual es del siglo XIX (Lám. 1).

Lámina 1. Vista general de la iglesia de San Cristóbal.

Desde un punto de vista constructivo, la iglesia se configura con una nave central, bóvedas laterales, crucero que delimita la cúpula del presbiterio, y dos capillas laterales. La nave central está constituida por una bóveda de cañón de dos roscas de fábrica de ladrillo macizo y arcos fajones que sobresalen de la bóveda y cuyos salmeres arrancan del sistema de contrafuertes que delimitan las distintas capillas laterales. La bóveda general presenta un sistema de lucernario en su parte lateral entre contrafuertes que delimitan cada capilla. La torre-campanario se encuentra imbricada con la estructura general. La cubierta es a dos aguas organizada con un entramado de vigas de madera que apoyan en un recrecido de fábrica de ladrillo que configura la pendiente de los faldones y apoya sobre los arcos formeros. El acabado final es con un entablado de madera y tejas cerámicas.

En general las fábricas son de ladrillo macizo con morteros de cal, prácticamente en todos los elementos salvo la fachada frontal de acceso que es de mampostería reforzada en esquinas con fábrica de ladrillo (Fig. 1).

Figura 1. Planta y secciones generales de la iglesia.



III. METODOLOGÍA EMPLEADA EN EL ESTUDIO

El estudio se ha desarrollado aplicando las fases que describe el procedimiento siguiente:

1. Inspección, identificación y caracterización de las lesiones.

2. Auscultación de la estructura. Caracterización de propiedades de materiales. Caracterización mecánica y dinámica.

3. Evaluación de las lesiones. Identificación de los mecanismos sísmicos de colapso.

4. Acciones sísmicas. Consideraciones y criterios. Definición de la acción sísmica de verificación. Planteamiento del estudio para la evaluación de la estructura.

5. Evaluación cualitativa. Estimación de la vulnerabilidad sísmica.

6. Análisis global conjunto. Análisis de cortante de piso.

7. Análisis por macro-elementos. Mecanismos locales.

8. Mecanismos en arcos y bóvedas nave central. Análisis límite.

9. Torre-campanario.

10. Evaluación final de resultados. Intervenciones posibles. Mejora sísmica.

IV. DAÑOS ESTRUCTURALES PRODUCIDOS POR EL TERREMOTO

Con la inspección se ha realizado un levantamiento e inventario de los daños en los diferentes subelementos que constituyen el sistema estructural. Cabe indicar que a pesar de la presencia de daños estructurales, no ha sido una de las iglesias con mayor intensidad de daños. En general el nivel de daños ha sido moderado-leve y en el caso de la bóveda y arcos fajones de carácter severo-grave. Podemos resumir los daños más significativos como sigue:

- Agrietamiento de la bóveda de cañón de la nave central y los arcos formeros.

- Fisuras y grietas generalizadas en casi toda la longitud de carácter grave (Lám. 2).

Lámina 2. Agrietamiento en arcos y bóveda de la nave central.

- Asimismo se observaron daños locales de empuje en los lucernarios de la bóveda de cañón. Lesiones de esfuerzo cortante en dirección longitudinal de la iglesia.

- Fisuras en bóvedas y arcos de las capillas laterales.

- Daños locales en la cúpula del presbiterio.

- Lesiones en la planta de campanas de la torre-campanario (Lám. 3).

- Daños de esfuerzo cortante, fisuras locales y desplazamiento fuera de su plano en fachadas (mecanismos de vuelco y cuña) (Lám. 4).

Lámina 3. Daños en el campanario.

Lámina 4. Lesiones en fachadas.

V. AUSCULTACIÓN Y CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LAS FÁBRICAS DE LA IGLESIA

Se han aplicado diversas técnicas para disponer de un conocimiento adecuado de la construcción desde el punto de vista de las propiedades mecánicas. El objetivo de esta investigación era disponer de un conocimiento razonable de los parámetros y propiedades mecánicas de la fábrica de ladrillo, así como del grado de variabilidad de las propiedades. Se ha buscado el empleo de técnicas no destructivas y no invasivas, o en su caso, muy poco invasivas, como se describe a continuación:

Ensayos no destructivos mediante métodos sónicos y ultrasónicos para evaluar los parámetros elásticos de las fábricas y su integridad. Con esta auscultación se buscaba el disponer de una idea razonable de la homogeneidad e integridad de los muros portantes principales de la fábrica de ladrillo macizo. Las medidas realizadas en diversos puntos de las pilastras y muros longitudinales de la nave han dado resultados razonables y muy similares con el empleo de dos técnicas de auscultación dinámica, la sónica y la ultrasónica. El ratio entre el módulo de elasticidad medio dinámico, obtenido con el método sónico, y el módulo de elasticidad tangente obtenido mediante pruebas

de gatos planos está entre los límites razonables que se conocen para esta relación (de 2 a 4)[1].

Inspección endoscópica. Se realizaron algunas inspecciones endoscópicas en el interior de algunos puntos de muros y pilastras para evaluar la presencia o no de daños.

Caracterización mecánica de la fábrica con pruebas de gatos planos. Para caracterizar mecánicamente la fábrica de ladrillo, se han realizado pruebas mediante doble gato plano (referencias 5, 17). Estas pruebas permiten determinar las propiedades de deformabilidad de la fábrica, obteniendo *in situ* una curva tensión deformación que permite una estimación muy razonable de la resistencia a compresión de la fábrica así como los parámetros de rigidez.

Por otra parte, se han realizado una serie de ensayos de medida de las presiones con un gato simple (referencias 4, 16). Estas medidas se han realizado en la base de algunas pilastras, y también bajo los salmeres de los arcos fajones. Alojando el gato en una junta entre dovelas de apoyo, se mide la presión media de compresión del arco en ese punto. Con estas medidas se evalúa el nivel de tensiones medio sobre diferentes elementos, y se compara con las tensiones que puedan obtenerse de un análisis sencillo de línea de presiones.

Bajo los salmeres de los arcos se obtuvieron valores de presión muy variables. Ello es lógico, por la influencia del agrietamiento, que distorsiona un reparto regular de las presiones, además de las condiciones del ensayo que eran dificultosas. De todas estas pruebas se dieron como válidas solo aquellas en las que la curva de recuperación de la micro-deformación que se produce en el tendel, al realizar la ranura para alojo del gato, y la presión del gato, eran similares y uniformes, en los tres puntos de control de la deformación. Con ello se verifica que el reparto de tensión entre la chapa del gato y la fábrica es razonablemente uniforme. En estos casos se han medido presiones experimentales en la base los arcos de 0.51-0.52 Mpa. Este valor concuerda muy bien con las presiones medias teóricas obtenidas con línea de presiones (0.54 MPa), a partir de la carga calculada sobre los arcos, función de los materiales y los elementos constructivos de la cubierta que gravitan sobre ellos.

Con las pruebas de gato plano doble se han podido estimar las propiedades mecánicas de la fábrica de ladrillo. La lámina 5 muestra la realización del ensayo, y la figura 2 muestra las curvas tensión deformación obtenida[2].

El espesor de los tendeles de la fábrica de ladrillo es elevado, del mismo orden que el espesor de las piezas, como suele ocurrir en la mayor parte de las iglesia en áreas sísmicas españolas. Los morteros de cal empleados en espesores elevados confieren ductilidad a las fábricas (referencia 7). Las juntas gruesas, reducen la resistencia a compresión global de la fábrica, a menos que se consigan buenas resistencias a los morteros. En este caso, se ha obtenido una buena resistencia residual a compresión de la fábrica. Todo ello hace comprender el buen com-

[1] Los parámetros elásticos obtenidos mediante métodos sónicos y ultrasónicos han sido: Modulo de Young E dinámico, E= 5.5 GPa (sónico), 6 GPa (Ultrasónico); Modulo de Elasticidad Transversal, G= 2.5 GPa (sónico), 2.4GPa (Ultrasónico); Coeficiente de Poisson, 0.18-0.23 con ambos métodos.

[2] A partir de los ensayos de gatos dobles se han deducido los parámetros mecánicos a considerar a los efectos de verificaciones estructurales: Módulo E tangente 2500 Mpa, Módulo E secante 1400 Mpa, Coeficiente de Poisson 0.24, Resistencia media estimada a compresión de la fábrica fw=3.2-3.5 Mpa.

portamiento ante el terremoto que ha tenido la estructura de la iglesia, que si bien ha tenido daños con distinto grado de intensidad, no ha sufrido un colapso parcial o total que la llevara a la ruina.

Lámina 5. Ensayos de doble gato plano para determinación de las características mecánicas de la fábrica.

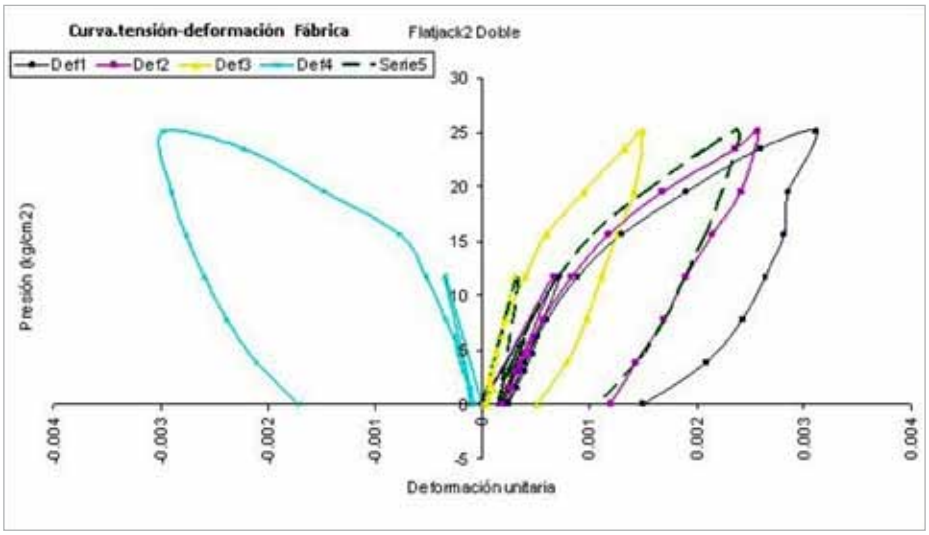


Figura 2. Curva tensión-deformación obtenida de ensayos de doble gato plano.

Pruebas de caracterización dinámica del campanario. Asimismo se han realizado pruebas de caracterización dinámica del campanario para conocer la respuesta dinámica experimental y su periodo de vibración. Se ha empleado la técnica de registro de vibraciones en una serie de acelerómetros convenientemente dispuestos y también la técnica de interferometría radar. En la lámina 6 se muestra el equipamiento y algunos registros de las pruebas dinámicas. Las pruebas de caracterización dinámica se han realizado en el contexto de vibraciones ambientales, registrando los desplazamientos que producen el viento y las vibraciones del entorno, en varios puntos del campanario (referencia 2). En la lámina 6 se muestra el equipamiento y algunos registros y

resultados obtenidos. Registradas las señales, se tratan en un contexto estocástico, y se determinan las frecuencias propias mediante los picos espectrales de las señales. La obtención de los modos propios y formas modales se ha realizado mediante Análisis Modal Operacional. La frecuencia propia fundamental de flexión obtenida para el campanario es de 3.7 Hz, con periodo fundamental de 0.27 segundos.

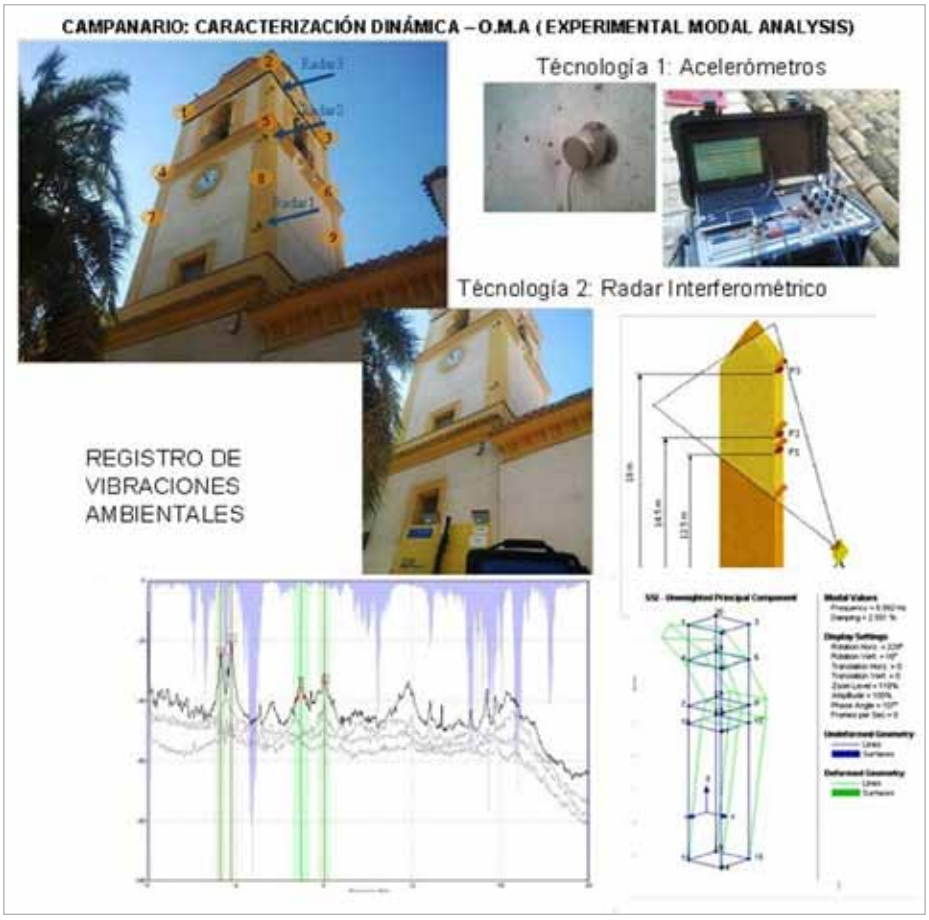


Lámina 6. Pruebas de caracterización dinámica del campanario con Interferómetro Radar.

VI. EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

VI.1. Las acciones sísmicas

La determinación de cuáles deben ser las acciones sísmicas a considerar, tras el seísmo ocurrido, tratándose de una obra de fábrica del patrimonio, que lógicamente no se construyó en su momento con criterios de diseño sísmico, es el primer problema a plantear a los efectos de evaluar la vulnerabilidad de la construcción. Por otra parte, hay que considerar que requisitos de resistencia sísmica se deben plantear en estos casos, y hasta donde llevar el alcance de la intervención que derive de los requisitos indicados. Con ello se establecen las acciones sísmicas a partir de un espectro de respuesta con las consideraciones que siguen para este caso.

Analizando el espectro de respuesta del terremoto de mayo de 2011, que obtuvo el Instituto Nacional de Geofísica a partir de los registros

de la red acelerométrica, comparado con los espectros de la Norma NCSE-02, para distintos tipos de terreno, se muestra que las aceleraciones espectrales del terremoto, alcanzaron valores 2 a 3 veces mayores, que las previstas en el espectro de la norma. La aceleración máxima del terremoto PGA (aceleración de pico del terreno) registrada fue de 0.37g. La aceleración básica del terreno de la Norma NCSE-02 es de 0.15g para Lorca. En este contexto surge la incertidumbre sobre el espectro de proyecto a considerar.

Hay que tener en cuenta que la aceleración de 0.37g máxima registrada, se encuadra en un terremoto de carácter de cierta excepcionalidad, en un rango de menor probabilidad. Por otra parte no parece lógico el empleo del espectro normativo actual directamente. Con ello, se ha considerado como criterio razonable, emplear el espectro del Eurocódigo 8, de tal forma que, para el periodo fundamental de la estructura, la aceleración espectral alcance al menos el 65 % del valor de la máxima aceleración registrada en el último terremoto de mayo de 2011.

El espectro elástico considerado se indica en la figura 3, con valores superiores de aceleración espectral que el correspondiente a NCSE-02.

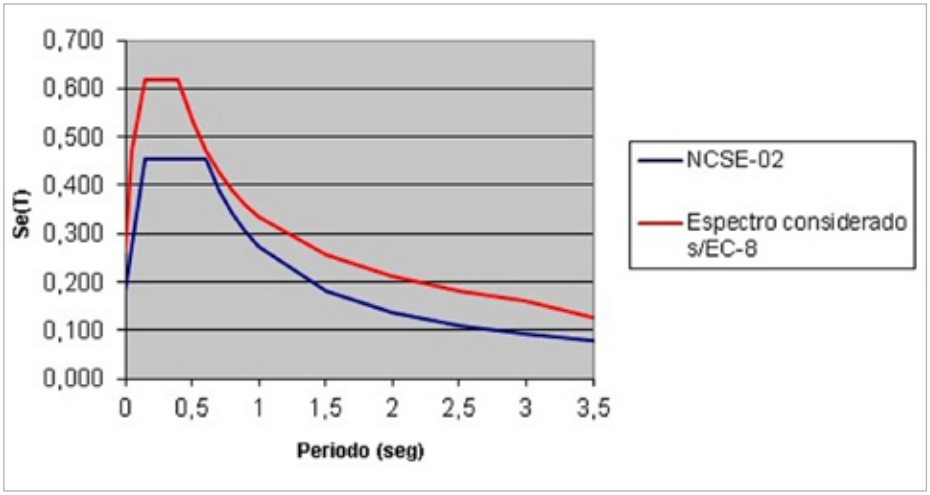


Figura 3. Espectro de respuesta elástico.

El espectro de respuesta reducido para la comprobación en estado límite último se obtiene por división de las ordenadas del espectro elástico por el factor de estructura o de comportamiento q=1.50, aceptable para una estructura de fábrica existente.

Datos del espectro:

Aceleración base del sitio en roca: ag= 0.22 g
Factor de ordenadas espectrales: βo= 2.5
Factor de amortiguamiento: η: 6 %
Factor de amplificación estratigráfico: Se =1.2
Factor de amplificación topográfico: St=1.00
Factor de amplificación del terreno: S= Se x St = 1.20
Periodo propio de la construcción estimado: T1=0.30 seg
Factor de estructura: q=1.5

Para los efectos locales, se ha considerado para Lorca un efecto de amplificación media de 1.20 y con amplificación topográfica 1 por la ubicación de la iglesia.

VI.2. Análisis estructural y evaluación

VI.2.1. Bases del análisis y evaluación

Al no existir normativa ni guía alguna en nuestro país para evaluación de estructuras de fábrica, y en especial edificios del patrimonio, se han seguido criterios y métodos de evaluación que preconizan guías y recomendaciones internacionales (referencias 10, 11). El análisis se realiza en el contexto de evaluación de aceleraciones, espectrales y PGA (*Peak Ground Acceleration*).

Como método de análisis y evaluación se han empleado métodos estáticos equivalentes simplificados, para el análisis global del edificio, siguiendo criterios de las guías referenciadas (10, 11). Este modelo de análisis ha sido suficiente, como consecuencia de la distribución de la geometría en planta, de cierta regularidad y con los factores de corrección pertinentes. Por otro lado, se han realizado análisis particularizados para diferentes macro-elementos que componen la estructura en los aspectos que siguen: Análisis global conjunto; Análisis límite de mecanismos de colapso; Análisis cinemático lineal.

El criterio ha sido evaluar la respuesta en un contexto demanda–capacidad, entiendo como capacidad la aceleración en el terreno que provoca el estado límite último considerado, sea en resistencia o en mecanismo de colapso. Como demanda, se entiende la aceleración en el terreno en el sitio, derivada del espectro de respuesta que se ha considerado. Por tanto la evaluación se realiza en términos de PGA (*Peak Ground Acceleration*).

VI.2.2. Evaluación global cuantitativa. Análisis de cortante

En este caso, como se ha indicado, se han empleado modelos globales simplificados de muros de cortante que ha facilitado resultados coherentes. Se ha obtenido la capacidad máxima del sistema de muros trabajando a cortante en las dos direcciones ortogonales principales y considerando un modelo de dos alturas. La capacidad a cortante se ha obtenido con una resistencia a cizallamiento de la fábrica estimada a partir de la resistencia a compresión. En el modelo se tienen en cuenta ciertos coeficientes de excentricidad y regularidad, así como el efecto del efecto axial medio en cada tramo de muro. Las áreas de los muros de cortante son las áreas netas descontando huecos y puertas.

Se ha considerado un factor de minoración de la resistencia del material de valor 1.00, al tratarse de verificaciones en situación accidental sísmica. Se aplican no obstante un coeficiente reductor adicional o factor de confianza Lc, que divide al valor característico de la resistencia, por un coeficiente, función del grado de conocimiento que se disponga

de la construcción, la exploración realizada y la determinación de las caracteristicas mecánicas. El valor de Lc varía de 1 a 1.35 de acuerdo a las recomendaciones DPCM-12-10-07, referencias (10, 11).

La figura 4a muestra el esquema de análisis, y el resultado global obtenido en aceleraciones espectrales se muestra a continuación.

Planta	Se,SLV,x	Se,SLV,y
1	3,61	2,85
2	1,16	1,00

Prácticamente el resultado da valores similares en ambas direcciones, siendo algo menor en dirección Y.

Coeficiente de amplificación espectro: Beta = 2.5
Fracción de masa participante: e* = 0.90
Coeficiente de amplificación del terreno: S = 1.2
Factor de estructura: q = 1.50

Aceleración del terreno	Aceleración a/g (roca)
ag*S = 0,39	PGA (ag) = 0,32

La aceleración PGA (roca) obtenida es de 0,32 g del orden de magnitud de la máxima registrada en el terremoto de mayo de 2011, lo que confirma el comportamiento de la iglesia que ha resistido el seísmo, produciéndose daños pero no el colapso. Asimismo las lesiones que aparecen en los muros divisorios entre nave central y capillas laterales, se producen con mayor intensidad sensiblemente en la base de la planta 2, como es lógico, ya que las tensiones de compresión por el peso de la estructura son menores y se reduce la resistencia a cizallamiento. Este aspecto es razonablemente coherente con el resultado del análisis global.

Análogamente, se ha realizado un estudio transversal del conjunto contrafuerte-arcos mediante el análisis de un mecanismo cinemático de colapso (figura 4b), en el que se ha obtenido una aceleración que activa el mecanismo de 0.33 g, valor similar al obtenido en el párrafo anterior.

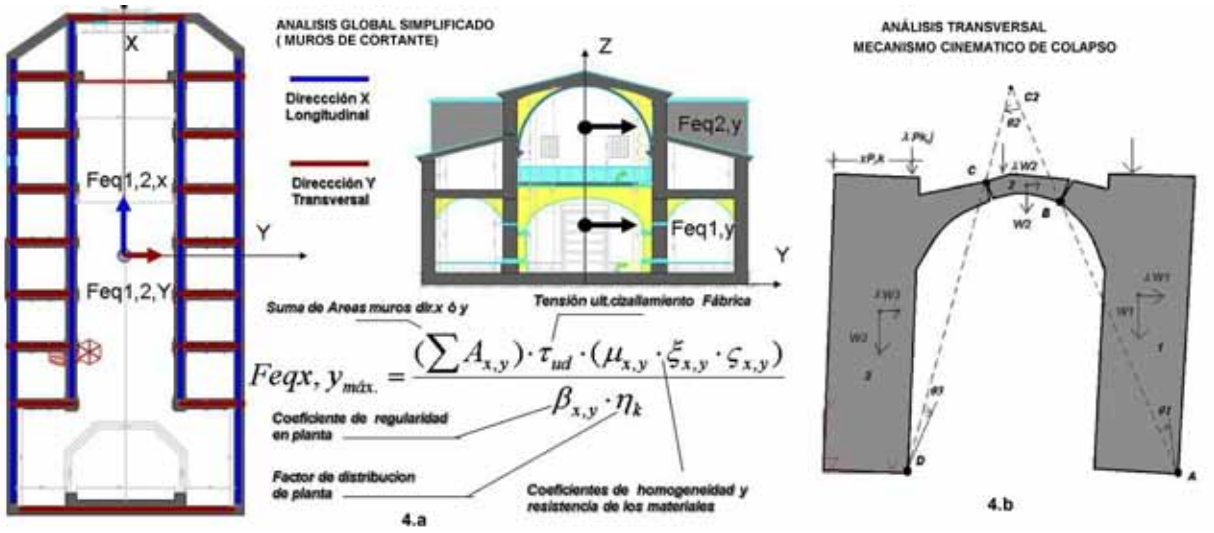


Figura 4. Análisis global de cortante (4a). Análisis transversal cinemático (4b).

VI.2.3. Análisis límite de arcos y bóvedas

Arcos fajones

Varios modelos de análisis se han empleado para el estudio particular de arcos fajones y bóvedas. Para los arcos se han empleado modelos de análisis límite (referencias 12, 13). Con acciones gravitatorias, los arcos son estables con niveles de tensiones bajos, y con la línea de presiones en el interior del espesor del arco. El equilibrio del arco es estable en condiciones de cargas gravitatorias. Por el contrario, las acciones sísmicas provocan mecanismos que se corresponden sensiblemente con el nivel de daños observado. La figura 5 muestra el análisis de un arco central sometido a la acción sísmica. En la figura 5(a) se muestra el arco sin refuerzo o intervención y en el caso de la figura 5(b) con una intervención de tejido de fibras de carbono en el intradós del arco. Se ha estudiado este refuerzo por la dificultad de levantar toda la cubierta sobre la bóveda.

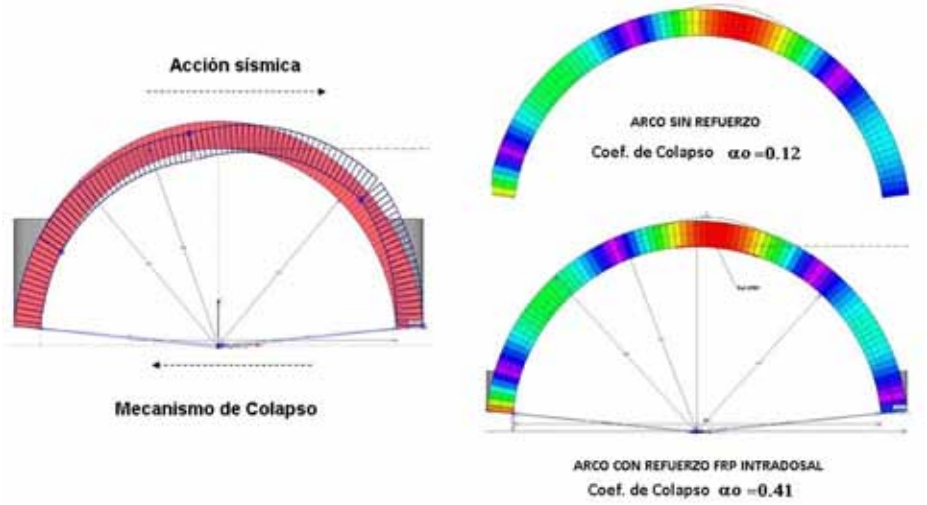


Figura 5. Análisis límite de arcos.

Los resultados obtenidos se resumen en que se obtiene la PGA máxima que provoca el mecanismo de colapso y el índice de seguridad sísmica para la aceleración base del sitio considerada de 0.22 g. El análisis del mecanismo del arco con acciones sísmicas se transforma en aceleraciones del terreno, en la base del edificio. A partir de la aceleración espectral deducida del coeficiente de colapso, teniendo en cuenta la altura de apoyo del arco, la relación cota del elemento a altura total de la construcción, la fracción de masa participante y el factor de amplificación del terreno, se obtiene la aceleración PGA que activa el mecanismo en la base. Como se deduce de los valores obtenidos de PGA y el índice de seguridad sísmica para la acción considerada Is ≥ 1, el refuerzo del arco implica una mejora en el comportamiento sísmico.

Bóvedas nave central

Para las bóvedas de la nave central, el resultado del análisis límite, considerando una bóveda circular, indica que es posible la mejora sís-

mica con un refuerzo superior de revestimiento armado, pero con una aceleración PGA de 014g y un índice Is = 0.60, cuando en el contexto de la mejora sísmica que se pretende alcanzar, al menos Is = 1.00. Este resultado puede ser conservador, al considerar la geometría como arco circular. Para evaluar mejor la bóveda con su geometría y lucernarios, se ha estudiado el mismo refuerzo superior mediante un revestimiento armado de fibra de vidrio con mortero de cal, con un modelo de elementos finitos (MEF) con elementos compuestos (Fig. 6). El análisis MEF, se ha realizado aplicando una aceleración espectral de 2.6 m/seg^2, derivada del espectro de respuesta de cálculo, aplicada a la cota de apoyo de la bóveda. Se ha comprobado que las tensiones son moderadas, ya que la rigidez de los tímpanos hasta el lucernario mejora el comportamiento. Por tanto, es aceptable la mejora sísmica aun con las limitaciones comentadas.

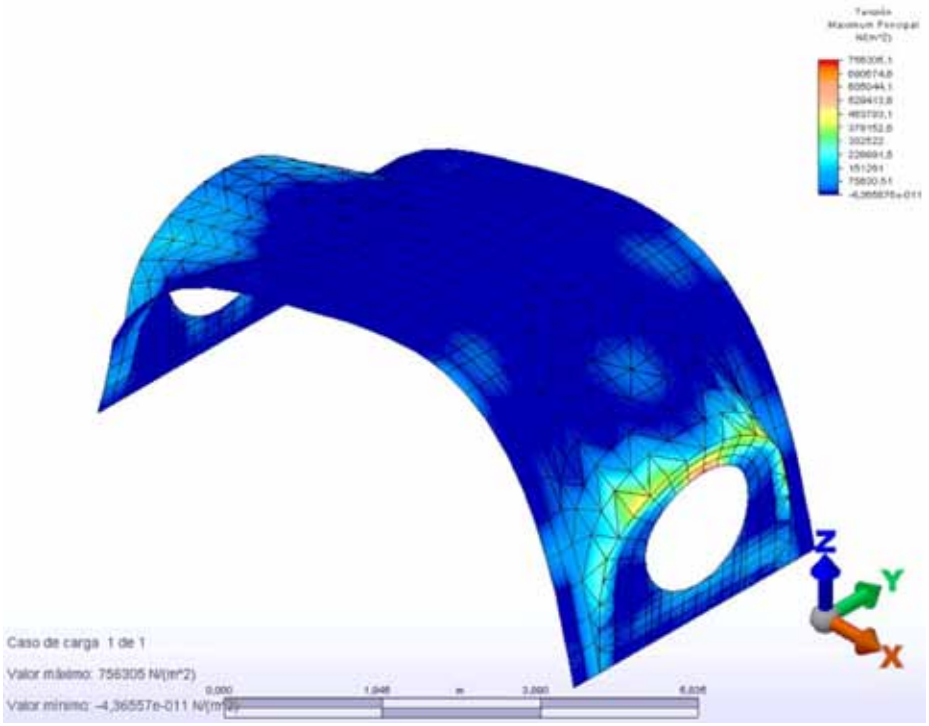


Figura 6. MEF bóvedas.

VI.2.4. Análisis de cinematismos locales de colapso (perpendiculares al plano de los muros)

Otro de los aspectos importantes en las obras de fábricas son los cinematismos de colapso ortogonales al plano de los muros. La inspección de daños tras terremotos reales, que han afectado a centros históricos y construcciones de fábrica, ha mostrado, como consecuencia de deficiencias en los enlaces entre muros ortogonales, entre muros y elementos de piso o cubierta, que se producen mecanismos de vuelco, de flexión y otros, cuando el conjunto del edificio deja de funcionar como “caja”. Los mecanismos típicos de vuelco total o parcial y flexión en fachadas de edificios de fábrica. La identificación y análisis de estos mecanismos ha sido objeto de estudio y desarrollo de métodos de evaluación y prevención (referencias 6, 8, 14).

Para la evaluación del mecanismo se han ido estableciendo diferentes métodos. Un método relativamente sencillo y práctico, que preconizan algunas normas y recomendaciones, es el análisis cinemático lineal. Las fisuras y daños dividen el muro en una serie de bloques rígidos que pueden moverse a través de los ejes de giro, que se sitúan en las fisuras y en determinados vínculos. Con este modelo sencillo de bloques rígidos se determina el coeficiente de colapso, como relación entre la fuerza horizontal que activa el mecanismo y la masa total movilizada en el mismo. Obtenido el factor de colapso se puede determinar, a partir del espectro y la masa movilizada, la aceleración espectral máxima que activa el mecanismo a la cota en que se produce, y obtenerse posteriormente la aceleración en la base que lo activa agS o la aceleración en roca ag dividiendo por el factor de amplificación del terreno S. Lógicamente se pueden estudiar diferentes mecanismos, y tomar el coeficiente de colapso menor. Se trata de un análisis límite con la hipótesis de resistencia a compresión infinita de la fábrica y nula resistencia a tracción. Teniendo en cuenta los vínculos del elemento, el planteamiento se realiza por aplicación del principio de los trabajos virtuales, dando un desplazamiento o giro virtual, planteando la igualdad de trabajo de las fuerzas activadoras del mecanismo con las estabilizadoras. Se puede limitar la resistencia a compresión de la fábrica desplazando los ejes de giro, al considerar un reparto de cada reacción en una determinada longitud, función de la máxima resistencia a compresión de la fábrica. Los resultados del análisis cinemático lineal están en general del lado de la seguridad y, en la actualidad, se están aplicando también métodos de análisis cinemático no lineal, que permiten una mayor precisión en el resultado del análisis y en el contexto capacidad-demanda (referencia 19).

VI.2.5. Verificación de mecanismos cinemáticos en la iglesia

En el caso presente se ha identificado, a través de las fisuras y daños en muros de fachada que ha producido el seísmo acaecido, el intento de generación de alguno de los mecanismos citados. En este caso se trata de mecanismos de vuelco de cuña y vuelco total o parcial de fachadas. El estado actual con presencia de daños obliga a un estudio de estos mecanismos y la necesidad o no de establecer sistemas de sujeción, ya que un nuevo seísmo podría reproducir el mecanismo con facilidad.

Entre los mecanismos que se han identificado se explican los que de la fachada frontal de acceso a la nave, y en la fachada lateral final del crucero. En la primera se aprecian daños y fisuras que marcan los posibles mecanismos. La lámina 4 muestra la propagación de las fisuras y permite identificar un mecanismo de vuelco de cuña de esquina y de vuelco parcial o total de fachada y el mecanismo de agrietamiento en cuña de la esquina lateral del crucero. El método de análisis empleado es el de análisis cinemático lineal antes explicado, suficiente para evaluar los mecanismos identificados en el caso presente. La lámina 7 muestra los mecanismos de cuña de esquina en fachada y superior de crucero, la lámina 8 los mecanismos de vuelco parcial o total de fachada.

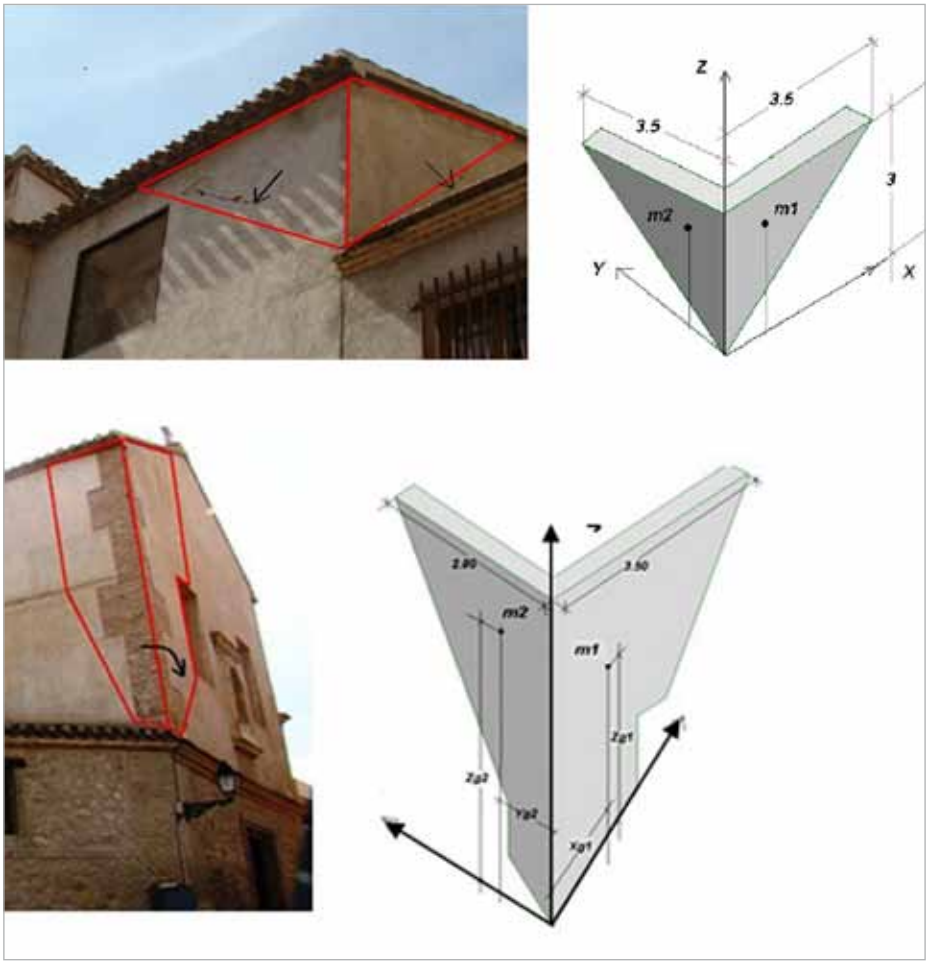


Lámina 7. Mecanismos cinemáticos de vuelco de cuña en esquinas.

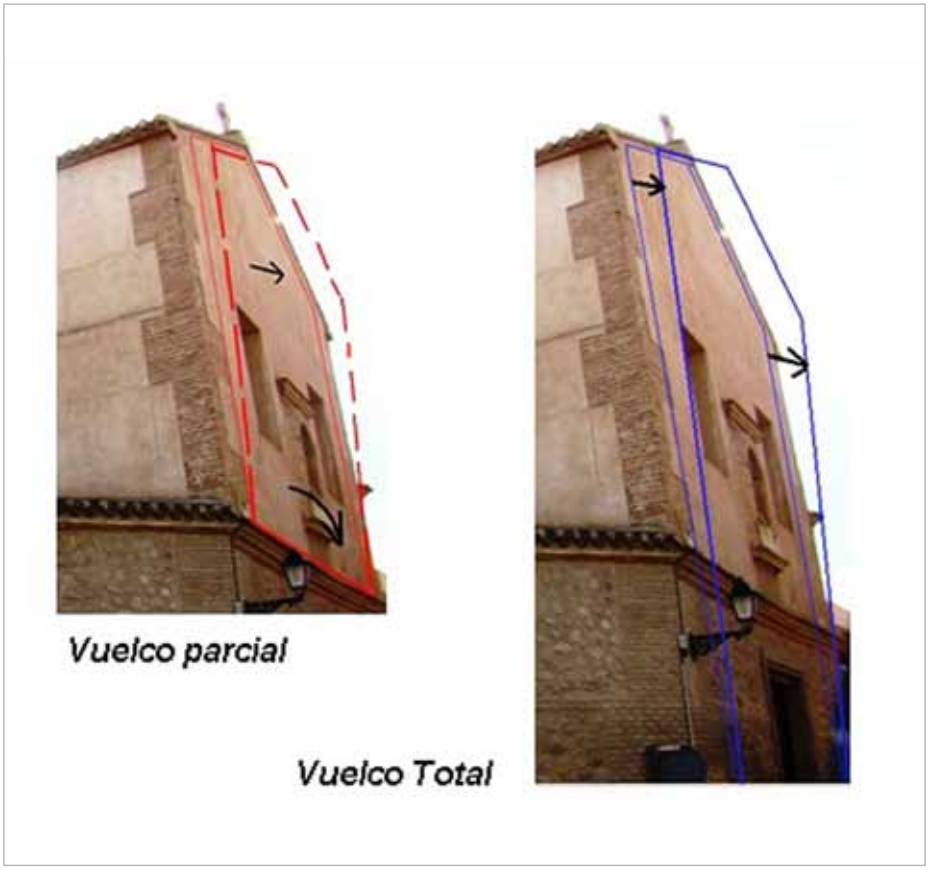


Lámina 8. Mecanismos cinemáticos de vuelco parcial o total de fachada.

La intervención clásica de prevención, ante mecanismos de vuelco o flexión fuera del plano del muro, ha sido en esencia la introducción de atirantamientos metálicos. En la actualidad se están empleando cada vez más encintados de cabeza de muros, o a diversas alturas con bandas de materiales compuestos FRP. De los resultados obtenidos en el análisis a colapso de vuelco o cuñas se aportan los correspondientes al plano de fachada de acceso y a la cuña de ángulo en el crucero:

Cinematismos fachada-parámetros respuesta sísmica						
Parámetros respuesta sísmica	Vuelco de cuña Mec-1		Vuelco simple parcial Mec-2		Vuelco simple total Mec-3	
	Inicial	Intervenido	Inicial	Intervenido	Inicial	Intervenido
Coeficiente de colapso αo	0.203	0.31	0.11	0.44	0.06	0.30
Aceleración ag,SLU	0.2	0.30	0.073	0.29	0.053	0.264
PGA ag/g (roca)	0.16	0.26	0.061	0.24	0.044	0.22
Índice Is (ag,site = 0.22)	0.77	1.17	0.28	1.1	0.20	1.00

Cinematismo de vuelco de cuña fachada lateral crucero		
Parámetros respuesta sísmica cuña esquina del crucero	Mecanismo de cuña	
	Inicial	Intervenido
Coeficiente de colapso αo	0.4	0.56
Aceleración ag,SLU	0.19	0.27
PGA (ag/g,roca)	0.16	0.224
Índice Is (ag,sitio = 0.22)	0.73	1.02

Como se observa en las tablas anteriores, empleando sistemas de sujeción de cabeza, se obtiene un índice de seguridad sísmico del orden de 1.00 cubriendo la PGA mínima de referencia, correspondiente al espectro de estudio empleado.

VI.2.6. Torre-campanario

La torre campanario ha presentado daños esencialmente en la planta de campanas, manifestando roturas diagonales a cortante por encima de los arcos y en la base de las ventanas. La evaluación de la estructura global a flexo-compresión del campanario no presenta grandes problemas. Las tensiones de compresión en la fábrica y las tangenciales son moderadas y alejadas de los valores de rotura. La evaluación por tanto se ha reconducido fundamentalmente a la planta de campanas. Se han estudiado diferentes mecanismos con análisis cinemático lineal con resistencia limitada a compresión de la fábrica. Se han estudiado los tres modelos más probables de mecanismos de colapso condicionados por la geometría del campanario que se muestran en la figura 7.

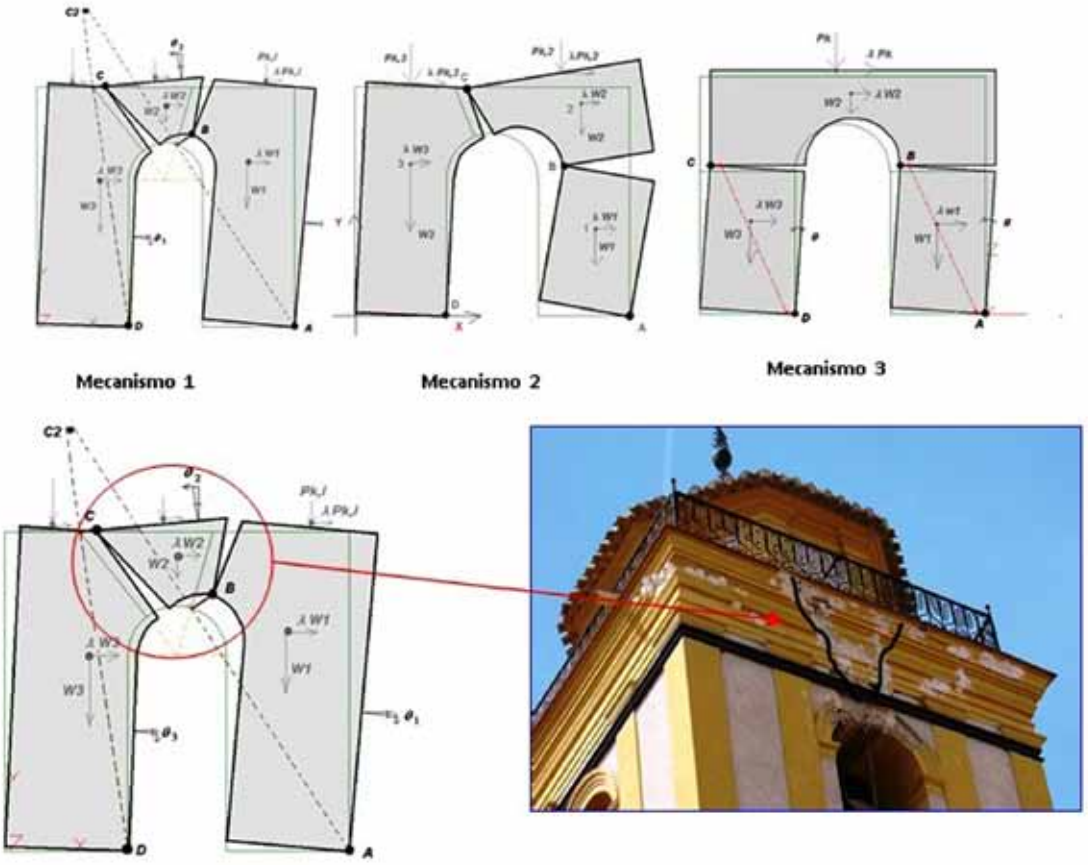


Figura 7. Mecanismos cinemáticos. Planta de campanas.

Como se deduce del análisis, el mecanismo crítico obtenido, el de menor valor del índice de seguridad sísmica, es el mecanismo-1, siendo coherente con los daños reales producidos por el seísmo. A su vez, se evalúa la posibilidad de introducir una mejora sísmica con empleo de atirantamientos que coaccionen el desarrollo del mecanismo. Se puede estimar mediante el modelo cinemático la fuerza mínima que debe ser capaz de desarrollar el atirantamiento o encintado. La tabla siguiente muestra los resultados obtenidos:

Cinematismos fachada-parámetros respuesta sísmica						
Parámetros respuesta sísmica	Mecanismo-1		Mecanismo-2		Mecanismo-3	
	Inicial	Intervenido	Inicial	Intervenido	Inicial	Intervenido
Coeficiente de colapso αo	0.36	0.71	0.62	0.76	0.69	0.72
Aceleración ag,SLU	0.14	0.27	0.22	0.28	0.28	0.29
PGA ag/g (roca)	0.12	0.23	0.19	0.23	0.24	0.24

VI.2.7. Otros daños y mecanismos

Se han referenciado los mecanismos más significativos. En algunos puntos se han marcado fisuras que muestran el intento de vuelco, pero con menos intensidad y desarrollo más limitado. La metodología de estudio es similar a la comentada en los puntos anteriores.

VII. LAS PROPUESTAS DE MEJORA SÍSMICA

Desde un punto de vista de reducción de la vulnerabilidad sísmica, la propuesta establecida para la iglesia de San Cristóbal incluye unas intervenciones de saneado y reparación y otras intervenciones de refuerzo. El saneado e inyección de las grietas y lesiones para restituir la integridad se ha propuesto con materiales compatibles como los morteros de cal, o cales con aditivos, evitando morteros de cemento o materiales excesivamente rígidos e incompatibles químicamente.

La intervención de refuerzo y consolidación de arcos y bóvedas de la nave central es la parte de mayor alcance y cuya extensión es a la totalidad de la nave. Se ha propuesto el uso de sistemas de materiales FRP con tejidos de fibra de carbono anclados en el intradós de los arcos y revestimientos armados de fibra de vidrio para bóvedas y muros dañados. La figura 8 siguiente muestra algunas de las propuestas de algunas de las intervenciones.

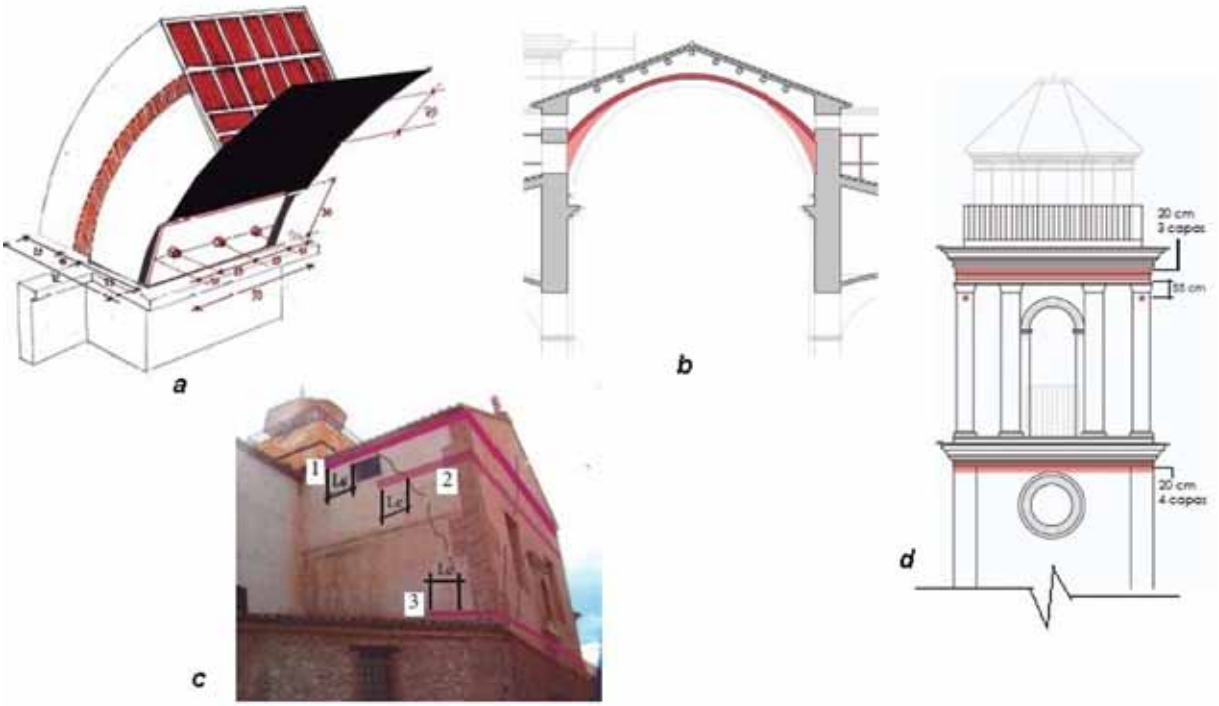


Figura 8. Algunas intervenciones: a) Arcos b) Bóveda c) Mecanismos de cuña y vuelco d) Anillado planta de campanas.

Intervenciones locales mediante atirantamientos o encintados de FRP, en las zonas donde el riesgo de aparición de cinematismos locales de colapso por un nuevo seísmo, que han sido identificados por el tipo y propagación de los daños, o bien por las deficiencias de los enlaces entre muros, ha sido otra de las propuestas esenciales para la reducción de la vulnerabilidad sísmica de la iglesia. Ha sido necesario establecer intervenciones y refuerzos locales en los daños de la cúpula del presbiterio, así como, en algunos muros de los cruceros. La torre-campanario se interviene en esencia en la planta de campanas. La actuación pasa por el reajuste y la reconstrucción de daños en las claves de los arcos, el saneado y consolidación con revestimiento armado interior en toda la planta de campanas y la colocación de atirantamientos o encintados FRP para evitar ulteriores mecanismos de colapso como el ocurrido.

VIII. CONCLUSIONES

Las intervenciones de restauración tras daños en los terremotos precisan de un proceso de inspección, identificación y caracterización de las lesiones, así como un proceso cognoscitivo experimental, para determinar las características mecánicas y dinámicas de la construcción. El empleo de técnicas no destructivas y poco invasivas, empleadas para la iglesia de San Cristóbal, junto con la inspección efectuada, ha suministrado información, suficiente y razonable, con objeto de evaluar el estado y alcance de los daños, la vulnerabilidad de la iglesia y las intervenciones necesarias.

Para el desarrollo del estudio, se han empleado documentos y guías internacionales, que recogen la experiencia real de los daños que producen los terremotos y tratan de forma particular las construcciones de fábrica. En el caso de obras del patrimonio se pueden realizar análisis parciales de los distintos elementos componentes, para la determinación de la vulnerabilidad sísmica, cuando el sistema estructural lo permita por su disposición y concepción estructural. Lógicamente, no se puede obviar la verificación global de la estructura, que puede en muchos casos efectuarse con métodos relativamente sencillos, como se ha visto, para evaluar la vulnerabilidad global de la misma.

Uno de los aspectos a resaltar es la coherencia entre los resultados derivados de todo el proceso de inspección, auscultación y análisis estructural, con el tipo, intensidad y propagación de las lesiones, así como, con el comportamiento que haya tenido la construcción ante el seísmo ocurrido, en definitiva la compatibilidad con la realidad. En el caso de la iglesia de San Cristóbal, se ha obtenido, a través de los distintos análisis efectuados, una buena correspondencia con el nivel de daños y una coherencia con el comportamiento global y los fenómenos locales identificados. Los modelos empleados de análisis límite y cinematismos han permitido, además, evaluar un índice de mejora sísmica y la eficacia, o no, de una determinada propuesta de intervención.

Por otro lado, el sistema estructural, conjunto de muros y contrafuertes, ha sido capaz de resistir sin colapsar un seísmo de entidad elevada como el ocurrido, y así se ha confirmado a través del análisis global y transversal. La capacidad estimada de resistencia sísmica en aceleración es del orden de magnitud de la máxima medida en el terremoto de mayo de 2011, confirmando muy razonablemente la respuesta global de la estructura. Para la iglesia de San Cristóbal, una intervención cuyo alcance lleve a actuar sobre las partes más afectadas de la estructura de la iglesia, como los arcos y la bóveda de la nave central, la celda de campanas, la prevención de los posibles cinematismos locales en fachadas, esquinas, parapetos y otros elementos, junto con las actuaciones generalizadas de consolidación y reparación de lesiones de menor entidad, es la que se ha propuesto en el contexto de mejora sísmica, y de acuerdo a los resultados del estudio realizado.

La intervención propuesta se fundamenta en un criterio respetuoso para la preservación del valor arquitectónico y patrimonial. Por otra parte, desde el punto de vista estructural, no implica un incremento

de masa considerable, que suponga un aumento significativo de las acciones sísmicas, ni tampoco se han introducido fuertes variaciones en la rigidez ni en su distribución espacial. Se ha propuesto la intervención de los elementos que han mostrado la mayor vulnerabilidad y, por tanto, mayor índice de daño, mejorando su eficiencia mecánica ante acciones horizontales.

BIBLIOGRAFÍA

ALBERT, V. y YUSTE NAVARRO, J., (2007): "Crack Monitoring in Architectural Heritage", *Jornadas Rehabend,* Cantabria 2007.

ALBERT V., MARTÍNEZ, R., FUENTE, J.V., FERNÁNDEZ DÍAZ, R., GONZÁLEZ ROURA, N. y YUSTE NAVARRO, J., (2006): "Remote Monitoring and Dynamic Analysis of the built heritage.Cases of Study", *Jornadas Rehabend, 2006.*

ALBERT, V., FERNÁNDEZ, R., FUENTE, J.V., MARTÍNEZ, R. y YUSTE NAVARRO, J., (2008): "Structural Control by remote monitoring; Application Cases", *Jornadas Rehabend,* 2008.

ASTM C1196-04: *Standard test method for in situ compressive stress within solid unit Masonry estimated using flat- jack measurements.*

ASTM C1197-04: *Standard test method for in situ measurement of masonry deformability properties using the flat-jack method.*

BRANDONISIO, G., (2007): *Analisi di Edifici a Pianta Basilicale sogetti ad azione simiche,* Dottorato di Ricerca in Consolidamento ed adeguamento strutturale ciclo 2004-2007, Universitá Federico II Napoli.

BEOLCHINI, G.C., MILANO, L. y ANTONACCI, E., (A CURA DI) (2005): *"Repertorio dei meccanismi di danno delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura-Definizione di modelli per l´analisi strutturale degli edifici in muratura".* Volume II-Parte 1ª Convenzione di Ricerca con la Regione Marche; Consiglio Nazionale delle Ricerche-Instituto per la Tecnologia delle Construzioni-Sede di L'Aquila; Dipartimento di Ingegnería delle Struttiure, delle Acque e del Terreno (DISAT)-Universitá degli Studi di L´Aquila, L´Aquila.

CASINELLO, J., (2005): "Racionalidad Sísmica en la arquitectura ojival: tipos estructurales y constructivos". *Congreso Nacional de Historia de la Construcción*, Cádiz, 27-29 enero de 2005.

CNR-DT200/2004, (2004): *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening Existing Structures,* Consiglio Nazionale Ricerca.

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBLICI, (2010): *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sísmico del Patrimonio Culturale - allineamento a le nuove norme tecniche per le construzioni,* 23-07-2010.

DPCM-12-10-2007: *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sísmico del Patrimonio Culturale.*

HEYMAN, J., (1966): "The Stone Skeleton", I*nternational Journal of Solids and Structures,* vol. 2, pp. 249-279.

HEYMAN, J., (1982): *The masonry arch,* Hellis Horwood, Chichester.

LAGOMARSINO, S., y PODESTÀ, S., (2005): *"Analisi di vulnerabilità e rischio sismico degli edifici monumentali" Inventario e vulnerabilità del patrimonio monumentale dei parchi dell'Italia centro-meridionale e meridionale,* vol. III, INGV/GNDT-Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia/Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, L'Aquila.

MARTÍNEZ BAREA, R. y YUSTE NAVARRO, J., (2009): "Experimental and theoretical validation with macro & micro-models of historic masonry walls", *Rehabend*, Bilbao.

RILEM LUM.D.2, (1990): *In-situ stress tests on masonry based on the flat jack.*

RILEM LUM.D.3, (1990): *In-situ strength/elasticity tests on masonry based on the flat-jack.*

RODRÍGUEZ, D., FUENTE, J.V., SABATER, J.V., ALBERT, V. y YUSTE NAVARRO, J., (2007): "Integration NDT methods for Assessment of Ancient Masonry chimneys*", Rehabend.*

SCALORA, G., y MONTI, G.: *La conservazione dei centri storici in zona sísmica*, Academia Universia Press, ISBN: 978-88-6444-001-9.

YUSTE NAVARRO, J., FUENTES, J.V., ALBERT, V. y SABATER, J.V., (2006): *"*Advanced Techniques applied in diagnostic and assessment of Heritage Constructions"*, First National Seminar on NDT methodology in restoration of Heritage works-2006,* Universidad de Cantabria–Ministerio de Fomento, ISBN: 974-84-690-5269-3.

YUSTE NAVARRO, J., (2005): "Construction in spanish seismical areas*", COAATMU Magazine* (June 2005).

YUSTE NAVARRO, J., FUENTE, J.V., ALBERT, V., MARTÍNEZ, R. y RODRÍGUEZ, D., (2008): *"*Historic Study, Material degradation & structure assessment in protected ancient brick masonry Chimneys*", CICOP*, Canarias, Spain.

YUSTE NAVARRO, J. y RODRÍGUEZ, D., (2008): *"*Historic, materials and structural study of Cemetery Chapel (1807) in Valencia*", ARPA,* Valladolid.