

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA CÚPULA DE LA IGLESIA DE TODOLELLA

A. Martínez Boquera, A. Alonso Durá, L. de Mazarredo Aznar y V. Llopis Pulido
 Instituto Universitario de Restauración de Patrimonio de la Universidad Politécnica de Valencia
 Análisis y actuación en arquitectura monumental e histórica

AUTOR DE CONTACTO: A. Martínez Boquera, aboquera@mes.upv.es

RESUMEN: *El objeto de este estudio es la evaluación de la seguridad desde el punto de vista mecánico del conjunto de la construcción. La patología fundamental del edificio consiste en un descenso de una parte de la cimentación que ha provocado el giro, la rotura y la fisuración de los muros laterales, la rotura y descenso de los arcos torales, así como la fisuración de una parte del tambor.*

Se efectúa un modelo tridimensional del edificio por el Método de Elementos Finitos, con un mallado de sólidos para las paredes, pilastras, arcos torales y tambor junto con un mallado de elementos superficiales para la cúpula. 1

PALABRAS CLAVE: cúpula, iglesia, capilla, bóveda estrellada

1. INTRODUCCION

Situada en la comarca del Maestrazgo, Todolella destaca por el elevado valor del patrimonio arquitectónico. Su Iglesia parroquial de época gótica, como demuestra la bóveda estrellada de una capilla lateral, así como los arcos diafragmáticos de su nave mayor, sufre una última ampliación en el siglo XVIII, en la que se construye una capilla clasicista de planta de cruz griega, por medio de cuatro arcos torales se eleva el tambor cilíndrico, rematando el conjunto por medio de una cúpula de media naranja, rematada con teja curva.

Es importante destacar el estado en el que se encuentra dicha capilla, siendo éste el objeto de estudio, dos de los cuatro arcos torales que conforman su volumen presentan una grieta en todo su espesor, los otros dos presentan fisuras, los muros exteriores manifiestan diversas grietas fundamentalmente en sentido vertical que atraviesan todo su espesor.

El tambor presenta daños considerables en la zona afectada por los dos arcos torales agrietados.

Cabe señalar otras patologías como humedades y goteras, daños en revestimientos y en ventanales

2. LA ESTRUCTURA

El preocupante estado de la estructura planteaba la necesidad de evaluar su seguridad. El problema más grave de la construcción era de índole mecánico estructural. Había que proceder a estudiar, su estabilidad, las tensiones en las fábricas y las reacciones sobre la cimentación.

Ante todo era básico estudiar la estructura real con sus roturas, conocer con precisión su composición constructiva y su geometría.

La rotura en el punto A del arco R(Y30/X20,X30), entre las secciones 1-2 se produce en toda su profundidad y tiene unos anchos

que varían según la altura entre 23mm y 50 mm sin que continúe superiormente, hacia el tambor. Además se aprecia que el intradós del arco, en el intervalo del ancho de la grieta tiene un descenso de la parte izquierda respecto la derecha de 75 mm (punto de observación el centro). Complementariamente se produce un desplazamiento radial de 5 mm.

En el punto B del arco T(X30/Y20,Y30) se manifiesta una grieta de 8 mm de anchura, pero ningún descenso, no hay diferencia de nivel a ambos lados de la grieta.

La profundidad es difícil de precisar. En el punto C del arco V (Y20/X20,X30) se produce en la clave una grieta similar a la del arco T, pero el ancho es de 2mm y no se aprecia ningún descenso.

En el punto D del arco S(X20/Y20,Y30), vuelve a producirse la rotura en toda la profundidad y tiene un ancho variable según la altura del orden de los 200mm, cerrándose en la parte superior.

También es evidente que el intradós del arco, en el intervalo del ancho de la grieta tiene un descenso de la parte derecha respecto la izquierda de 75 mm (punto de observación el centro). Complementariamente se produce un desplazamiento radial de 20 mm.

Se rompen los arcos en A R(Y30/X20,X30) y en D S(X20/Y20,Y30) en la proximidad de la clave, de modo muy similar.

El tambor tiene una grieta entre las claves de los arcos R y S, que atraviesa todo el espesor. Sigue la directriz de un arco de descarga. En respuesta al asiento de los arcos R y S.

En los muros exteriores entre contrafuertes, en el (X10/Y20,Y30) y en el (Y40/X20,X30) se produce una rotura del muro en todo su espesor aproximadamente en el centro.

Las grietas aumentan su anchura desde bajo hacia arriba. El tercer lado el (X40/Y20,Y30) no se aprecia ninguna grieta. El cuarto lado no existe ya que es la nave que conecta con el presbiterio.

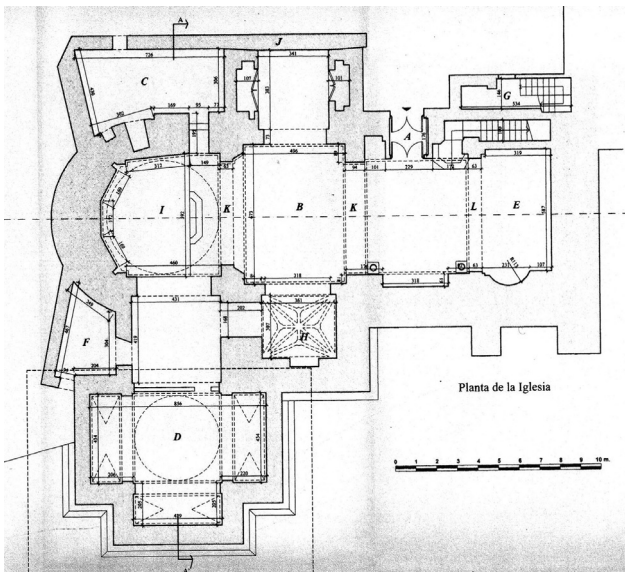


Figura 1. Planta de la iglesia



Figura 2. Vista daños arcos y tambor



Figura 3. Vista daños arco toral



Figura 4. Planta cenital

3. DESCRIPCIÓN CONSTRUCTIVA

Los muros de gran espesor, se elevan siguiendo la traza de planta de cruz griega. Son fábricas de mampuestos de piedra caliza, tomados con mortero de tierra y apenas cal. En las esquinas sillares de grandes dimensiones y bien trabados, rigidizan los muros y encajan la mampostería, en una geometría más precisa. Interiormente están guarnecidos con yeso y pintura. Los paramentos exteriores no conservan ningún revestimiento.

En su encuentro con las cubiertas se dispone una cornisa de hiladas alternadas de tejas y de ladrillo en voladizo.

Los arcos son de fábrica de ladrillo, tomados con mortero de cal. El ladrillo macizo se dispone a sardinel aparejado a soga y tizón en hiladas alternadas, de pie y medio de espesor y altura, dimensionado que facilita una buena traba. Las pechinas son de mampostería, a modo de hiladas voladas sucesivas. Paralelamente y separada por una cámara de aire una bóveda tabicada de doble capa resuelve la superficie exterior de las pechinas.

El tambor de planta circular, apeado por las pechinas, es de fábrica de mampostería, su revestimiento impide conocer con más detalle las dimensiones, trabas y morteros empleados. Las zonas visibles son de similares características a la de los muros.

La cúpula es de fábrica de ladrillo tabicada de dos capas, tomadas con yeso y revestida exteriormente con teja curva cerámica, anclada con clavos de madera y que se coloca a partir de una sencilla cornisa de hiladas voladas de ladrillo y teja.

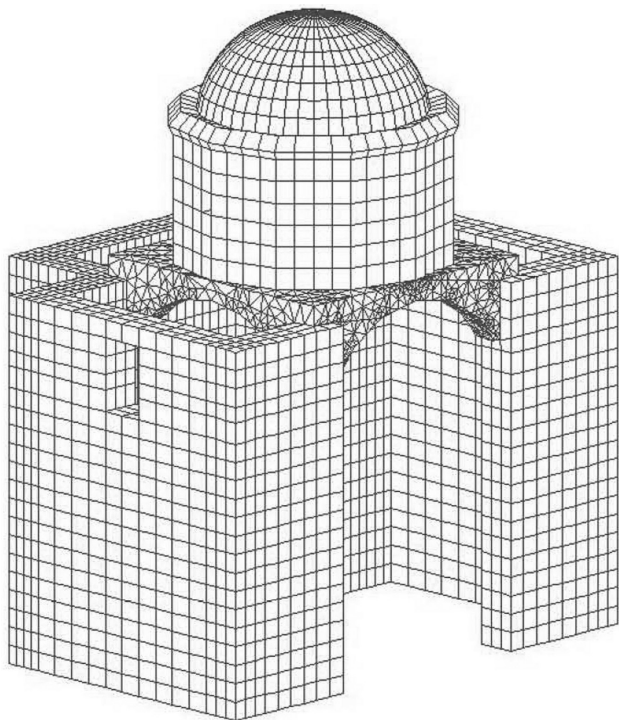


Figura 5. Malla completa del modelo

A los efectos de la intervención, para definir el comportamiento mecánico, las características de los materiales que debemos de definir son las resistencias a compresión, resistencia a tracción, los módulos de deformación y la densidad.

La definición realizada del monumento construido tiene como finalidad poder elaborar y comparar modelos teóricos de cálculo, con los modelos reales construidos. Son sistemas constructivos, cuya forma es decisiva y como es sabido de una extraordinaria y en cierto modo asombrosa rigidez.

4. EL ESTUDIO ESTRUCTURAL

De los datos obtenidos, se deduce que la pilastra RS.(Y30/X20) sobre la que descansan los arcos R y S ha descendido aproximadamente 75 mm y ha causado la rotura de los arcos. En las otras tres pilastras no se ha detectado asiento alguno. Analizando la geometría de la deformación, la interpretación acorde es que la pilastra contrafuerte RS, desciende el mismo valor que la diferencia de nivel en ambos lados de la grieta del arco y precisamente ese valor. La causa de la fractura, por tanto, hay que atribuirla a un asiento de la cimentación por fallo del terreno.

A partir de los análisis efectuados se ha procedido al estudio mecánico estructural. El estudio se basa en un modelo tridimensional del edificio por el Método de Elementos Finitos. La malla realizada se construye con elementos sólidos, hexaédricos para los muros y el tambor y tetraédricos para los arcos torales. La cúpula de fábrica de ladrillo se ha modelado con elementos superficiales cuadriláteros.

El modelo está compuesto por 15088 nudos, 480 elementos superficiales y 22379 elementos sólidos. Resultando 45545 grados de libertad.

Se desarrollan tres tipos de análisis. 1. Análisis estático lineal para evaluar las reacciones en la cimentación y tensiones en la fábrica no agrietada y sin tener en cuenta el descenso de la cimentación. 2. Análisis estático no lineal aplicando un modelo de daño para

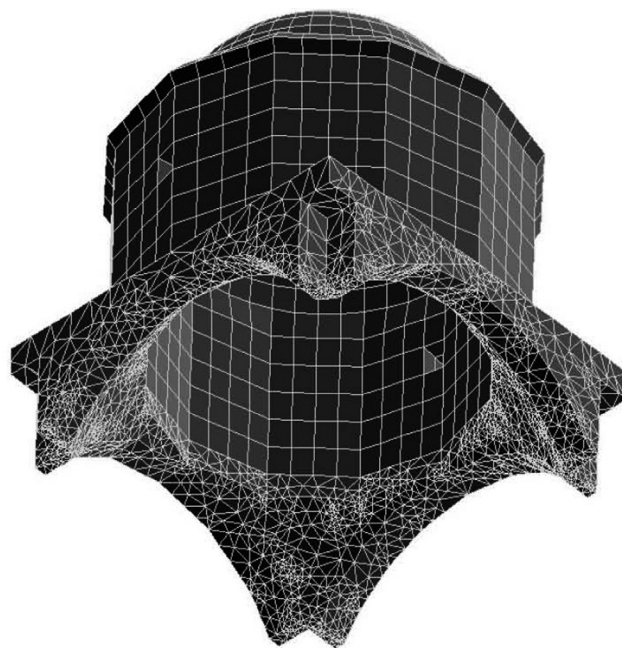


Figura 6. Malla de los arcos torales y el tambor

caracterizar el comportamiento de las fábricas frente a la fisuración y rotura del material. El proceso seguido en este análisis ha consistido en aplicar la carga del peso propio de la estructura por incrementos hasta la carga total. A continuación se aplica la carga provocada por el descenso de la cimentación. Con este análisis se puede determinar de forma aproximada el estado de fisuración y rotura de la fábrica. Por comparación del modelo con la estructura real se puede valorar la validez de la hipótesis de rotura del suelo que se ha supuesto y el estado final de tensiones de las fábricas en el estado fisurado. 3. Análisis estático no lineal con modelo de daño, aplicado a la estructura resultante de la fisuración y rotura de las fábricas para evaluar la capacidad portante y el grado de seguridad de la estructura en el estado de fisuración y rotura. Para ello se ha procedido a incluir en el modelo de elementos finitos la discontinuidad de la malla en los puntos donde han aparecido las roturas.

4.1 Análisis estático lineal para cargas del peso propio

Se ha realizado el análisis elástico-lineal para obtener los empujes sobre la cimentación debida al propio peso de la estructura.

Las características de los materiales de los diferentes elementos utilizados son los siguientes:

Mampostería de piedra para los muros y el tambor	
Módulo de deformación	E =9000 N/mm ²
Coefficiente de Poisson	n =0,20
Densidad	r = 2100 kg /m ³
Fábrica de ladrillo para los arcos	
Módulo de deformación	E =6000 N/mm ²
Coefficiente de Poisson	n =0,20
Densidad	r = 1900 kg /m ³

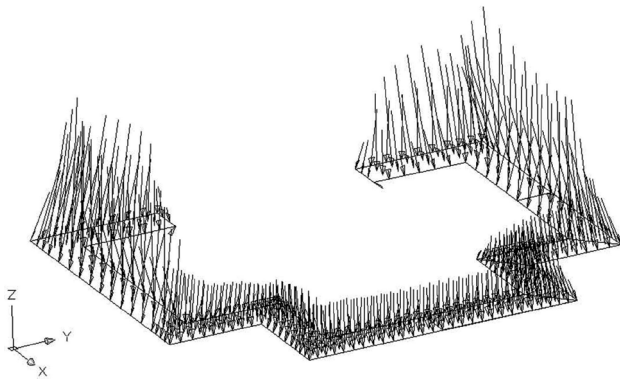


Figura 7. Distribucion de empujes sobre la cimentacion

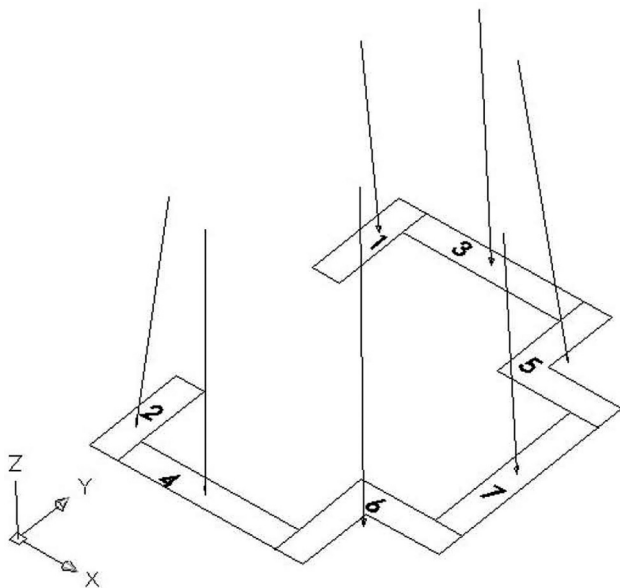


Figura 8. Resultantes de empujes sobre la cimentacion

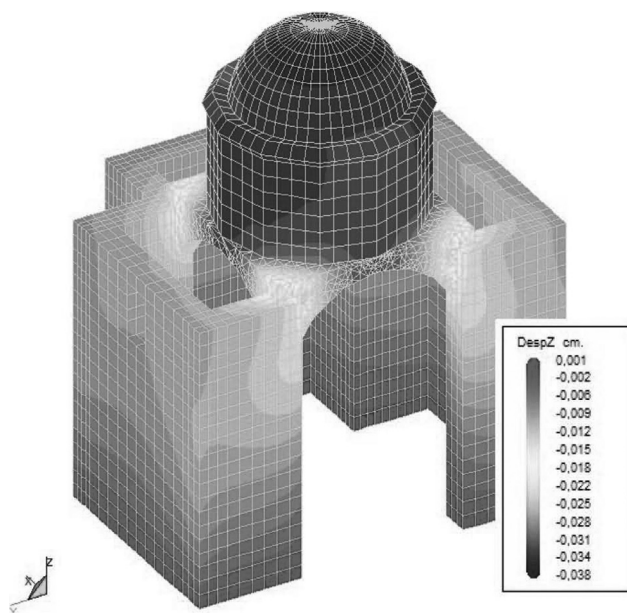


Figura 9. Deformaciones verticales para peso propio

Fábrica de ladrillo de la cúpula tabicada

Módulo de deformación	E = 7000 N/mm ²
Coefficiente de Poisson	n = 0,20
Densidad	r = 1800 kg /m ³

Las reacciones sobre los nodos de la base del modelo que forman la cimentación se distribuyen de la siguiente forma:

Las cargas sobre la cimentación son acciones distribuidas como se muestra en la Figura anterior. Para analizar el efecto sobre la cimentación se ha dividido la cimentación en siete partes y se ha calculado la resultante de los empujes en cada una de ellas.

Los empujes son inclinados. En la tabla siguiente se dan los valores del empuje, sus componentes respecto a los tres ejes XYZ y la presión sobre el suelo obtenida por la componente vertical repartida sobre el área correspondiente.

El análisis lineal realizado permite concluir que la estructura es muy rígida y el nivel de las deformaciones es muy bajo, la deformación máxima es menor que 1 mm. en la cúpula.

Análisis estático no lineal para cargas del peso propio.

Se ha efectuado un análisis no lineal de la estructura para aproximar el cálculo numérico a la estructura real, teniendo en cuenta la fisuración por tracción de la fábrica o aplastamiento por compresión.

El cálculo realizado corresponde a un modelo de daño isotrópico en el que para cada uno de los puntos de Gauss de cada elemento se evalúa

su índice escalar de daño ($0 \leq d \leq 1$). El valor de d varía entre 0 para el material no dañado y 1 cuando está completamente dañado.

Para realizar el análisis con comportamiento no lineal en cuanto a geometría y material con un modelo de daño, se ha realizado un proceso iterativo por el método incremental consistente en proceder por escalones de carga.

Para el tipo de estructuras que se utiliza este método, siendo materiales friccionales, fábricas de mampostería o ladrillo, y geometrías correspondientes a construcciones históricas, la no linealidad geométrica es pequeña, pues el rango de deformaciones es muy bajo. La no linealidad mecánica es mayor, las variaciones de rigidez se corresponden al estado de fisuración y mucho menor al aplastamiento por compresión. En general no se necesitan un número muy grande de iteraciones para conseguir unos resultados con una precisión aceptable.

El proceso incremental, en este caso, se ha dividido en 12 pasos. Los primeros 5 pasos corresponden al peso propio del edificio. A partir del paso 6 y hasta el paso 12, se introduce como carga incremental la fracción de descenso de la cimentación en la esquina del edificio. El valor del descenso máximo que se ha introducido es de 6 cm.

ZONA	Empuje kN	E.vertical. Z kN	E.horizonta X kN	E.horizonta Y kN	Presión kN/m ²
1	656,53	649,46	-44,68	85,12	278,97
2	655,92	648,83	-44,66	-85,10	278,70
3	776,71	776,38	-9,41	20,62	213,29
4	776,98	776,65	-9,34	-20,64	213,36
5	928,64	924,28	45,90	77,25	230,14
6	928,64	924,29	45,79	-77,19	230,15
7	704,89	704,70	16,38	0,00	193,60

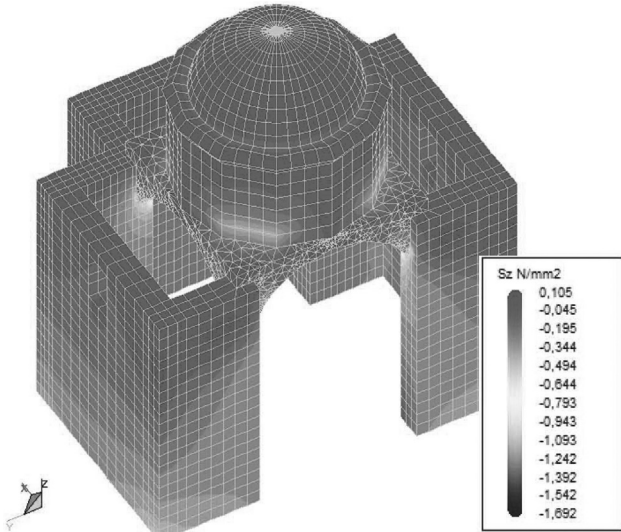


Figura 10. Rango de tensiones no lineales verticales para la totalidad de la carga gravitatoria

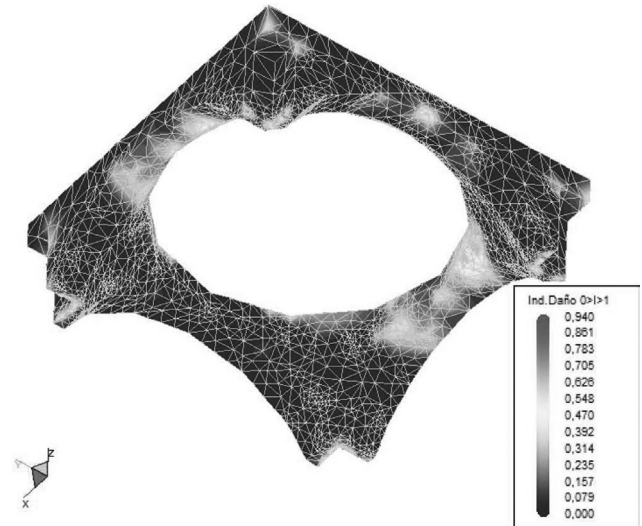


Figura 12. Índices de daño en los arcos y las pechinas para la totalidad de la carga gravitatoria

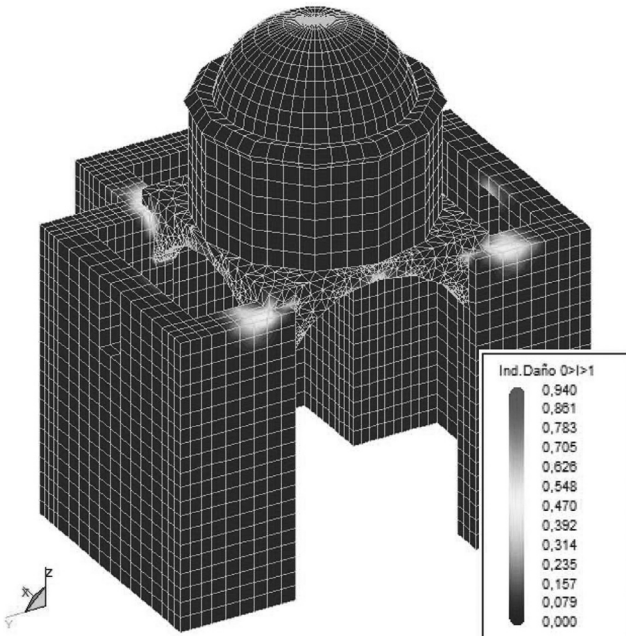


Figura 11. Índices de daño en toda la estructura para la totalidad de la carga gravitatoria

No se dispone de análisis de las propiedades de los materiales que componen las fábricas de la estructura. Por ello se han tomado los parámetros que para casos similares aparecen referenciados en diversas publicaciones y que se han referenciado anteriormente.

Los valores de los parámetros de los materiales que se han considerado en el cálculo son los siguientes:

Mampostería de piedra para los muros y el tambor

Módulo de deformación	$E = 9000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente de Poisson	$n = 0,20$
Resistencia a la compresión	$s_c = 5 \text{ N/mm}^2$
Resistencia a la tracción	$s_t = 0,08 \text{ N/mm}^2$

Energía de fractura $g_f = 0,06 \text{ kg.cm/cm}^2$

Densidad $r = 2100 \text{ kg/m}^3$

Fábrica de ladrillo para los arcos

Módulo de deformación $E = 6000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de Poisson $n = 0,20$

Resistencia a la compresión $s_c = 6 \text{ N/mm}^2$

Resistencia a la tracción $s_t = 0,1 \text{ N/mm}^2$

Energía de fractura $g_f = 0,06 \text{ kg.cm/cm}^2$

Densidad $r = 1900 \text{ kg/m}^3$

Fábrica de ladrillo de la cúpula tabicada

Módulo de deformación $E = 7000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de Poisson $n = 0,20$

Resistencia a la compresión $s_c = 6 \text{ N/mm}^2$

Resistencia a la tracción $s_t = 0,15 \text{ N/mm}^2$

Densidad $r = 1800 \text{ kg/m}^3$

Los niveles de deformaciones, de tensiones y de daño que resultan del análisis no lineal para la totalidad de la carga gravitatoria se muestran en las Figuras siguientes.

Las deformaciones calculadas son ligeramente mayores que el resultante del análisis lineal, confirmándose la gran rigidez de la fábrica.

El estado de tensiones muestra que se está en un rango normal para este tipo de construcción, con valores bajos.

Los gráficos de los índices de daño muestra zonas muy localizadas en las que ha aparecido fisuras por tracción. Son fisuras típicas en estructuras abovedadas como en las claves de los arcos y encuentros de éstos con los muros.

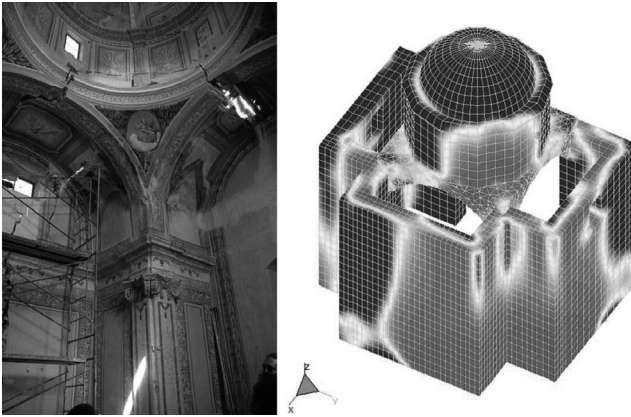


Figura 13. Rotura de los arcos torales, tambor y muros

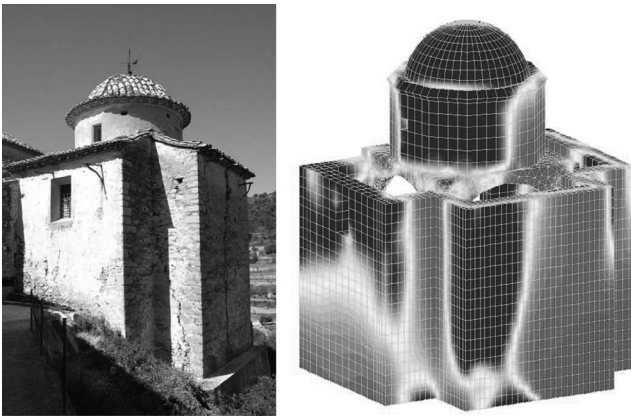


Figura 14. Vista exterior de la rotura de muros



Figura 15. Hipótesis de plano de descenso

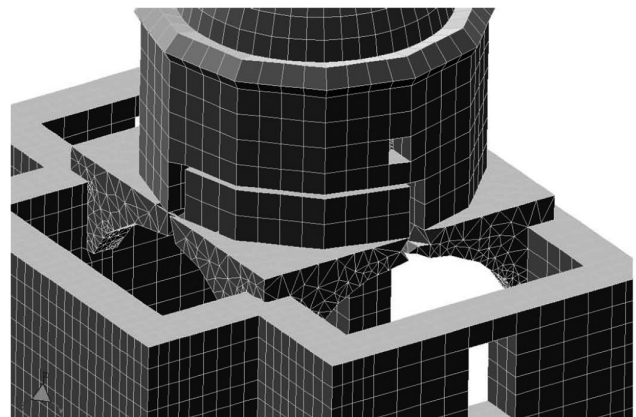


Figura 16. Mallado reproduciendo las fisuras por la discontinuidad de la malla

4.2 Análisis estático no lineal para el descenso de la cimentación

Para introducir la hipótesis de carga cuya acción es el descenso de la cimentación de la esquina se han modelado varias superficies de rotura del suelo y se ha comparado los resultados obtenidos en el análisis de daños con las fisuras reales observadas.

Los descensos reales de la cimentación forman un conjunto de movimientos complejos imposibles de medir y por lo tanto de introducir como datos en el cálculo numérico. Se introduce una simplificación que consiste en suponer por planos las zonas de descenso, que giran sobre una línea que intersecta en su punto medio a las paredes laterales. En la Figura siguiente se muestran los planos de descenso de la cimentación.

El máximo descenso introducido en el extremo es de 6 cm. El cálculo numérico produce un mecanismo en la estructura cuando la esquina desciende 3 cm.

En la estructura real se han medido descensos de la esquina de 7 cm. Esto se debe a que el descenso de la cimentación sigue después de producirse la rotura de la fábrica. El modelo empleado mide hasta el momento de la rotura, que es cuando aparece el mecanismo estructural.

El modelo reproduce las superficies fisuradas con buena aproximación a las superficies reales.

4.3 Modelo fisurado. Análisis estático no lineal con discontinuidad de malla

Se ha realizado un modelo del edificio reproduciendo en el mallado las fisuras de la estructura produciendo una discontinuidad en la misma en la zona de arcos torales y tambor.

El análisis numérico de este modelo muestra que la estructura rota es estable y no se producen nuevos mecanismos. Esto es congruente con la estructura real que ha permanecido estable, con parte del tambor en voladizo, durante mucho tiempo desde su rotura hasta la intervención realizada.

En la parte del tambor por encima de la fisura horizontal se forma un mecanismo de "arco de descarga", como muestran las tensiones horizontales en la Figura anterior. Esto hace que se produzca una especie de voladizo en curva que permanece estable.

5. LA INTERVENCION

Descartamos cualquier actuación de rectificación del arco, preferimos hacer evidente las rotulas, la respuesta de la estructura rota, su búsqueda del equilibrio.

Pero debíamos curar las heridas, restituir la continuidad perdida, cerrar las grietas, evitar la entrada del agua, pero dejando testimonio del episodio sucedido.

Afortunadamente el recalce de la cimentación bien efectuado, con un muro de hormigón armado, hacía unos años había eliminado la causa. Se había estabilizado la ladera y las zanjas de cimentación de los pesados muros de mampostería, debidamente apeadas transmitían sus cargas a estratos inferiores resistentes.

Los arcos. Nos planteamos diversas opciones para restablecer la continuidad perdida por la rotura de los arcos. Finalmente se decidió reproducir un arco roto a pie de obra, y ensayar como cerrar el vaciado existente.

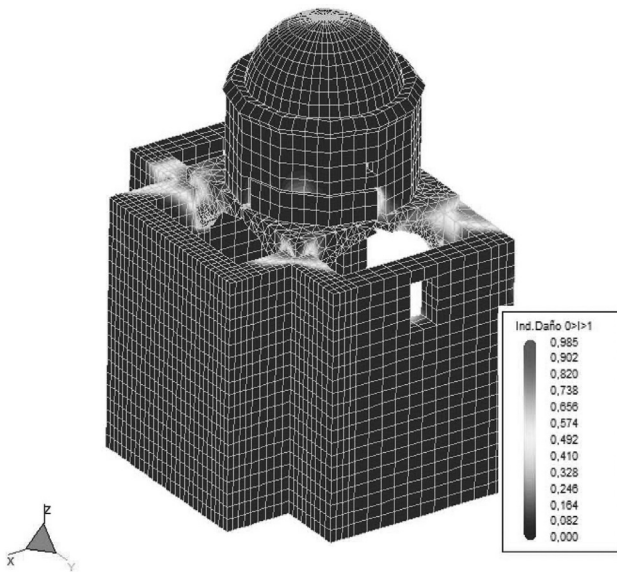


Figura 17. Modelo de daños aplicado a la malla modificada por las fisuras

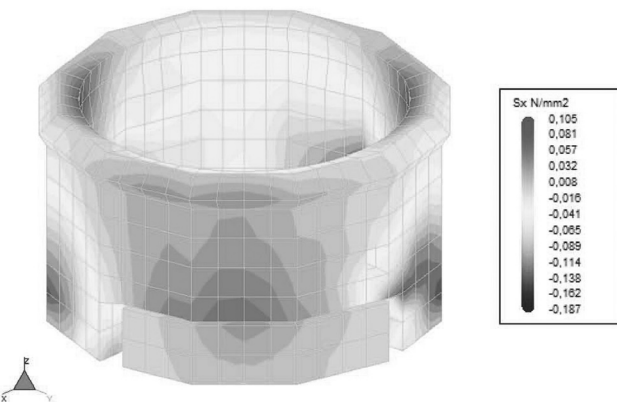


Figura 18. Tensiones horizontales en el tambor

Incluso abriendo algo más la grieta y tratar de seguir las leyes de la traba, de la adherencia, acreditadas por fábricas centenarias, por oficios acrisolados.

Lo que más ventajas aportaba era recurrir a la albañilería. Sus características técnicas de comportamiento, compatibilidad, durabilidad son difícilmente superables.

Con la reproducción de un arco roto a escala 1:1 se hicieron pruebas de carga, y se abrieron y cerraron las grietas, siendo satisfactorios los ensayos que proporcionaron una buena información sobre el comportamiento, de la solución adoptada.

En el caso de los arcos fisurados, para rellenar el hueco tratando de conseguir la mayor penetración posible, se aplicaron diversas manos de lechadas de cal o aguadas muy diluidas.

Las bóvedas. Se reconstruyen las bóvedas desprendidas, por la necesidad de recuperar el tipo funcional de hoja interior, cámara de aire y hoja exterior, un requisito higrotérmico que afecta al confort de las personas y a la durabilidad de los sistemas constructivos. Incluso se crea una ventilación de grado débil, que mejora el funcionamiento al eliminar humedades, mejorándose la durabilidad de los elementos l de madera propensos a la pudrición.

En sintonía con lo anterior, los ventanales recuperan su misión de renovación del aire interior, incorporando unas rejillas y con una disposición elevada del travesaño inferior.

Las bóvedas se reconstruyen parcialmente, los tramos caídos, se refuerzan su trasdós, se limpian se mantienen las grietas y asientos de las bóvedas que se conservan reforzando superiormente.

Los muros. Se sanan las juntas existentes. Se consolida el mortero de tierra con aguadas de cal, y la junta exterior se rellena con mortero de cal hidráulica CLH2 natural, de baja dosificación, primando la elasticidad frente a la resistencia. El rejuntado exterior se realiza rebosando mínimamente la piedra la cual queda vista en las partes centrales o salientes.

El tambor, la cúpula. Se utilizaron las técnicas descritas para la consolidación de la mampostería. Se cierran las fisuras y grietas con morteros elásticos, y se deja ligeramente rehundida, para dejar el testimonio.

6. CONCLUSIONES

Del análisis realizado en la evaluación de los empujes de la estructura sobre la cimentación se puede concluir que:

La distribución de presiones sobre el suelo se realiza de forma homogénea y su resultante está centrada sobre la base. El valor promedio de tensión en el suelo es de 233 kN/m² (2,33 kp/cm²), valor que se puede considerar de moderado-bajo.

El descenso de la cimentación que se ha producido no es debido a una sobrepresión sobre el suelo, sino a un deslizamiento de la misma por la situación tan compleja que tiene sobre la ladera. El recalce realizado en los cimientos debe asegurar la estabilidad.

El análisis no lineal con modelo de daño ha permitido enunciar una hipótesis aproximada sobre las superficies de rotura del suelo que han provocado la fisuración de las fábricas del edificio. Hay una buena concordancia entre la fisuración que resulta del modelo numérico y la fisuración real de la estructura.

El cálculo de un modelo que incluye la situación fisurada en los arcos y en el tambor ha permitido concluir que la estructura post rotura es estable. Este hecho lo corrobora los años que el edificio ha permanecido en estado de rotura. La intervención realizada en la que se reconstruye la continuidad de la fábrica con cuñas que apoyan la parte superior del tambor con los arcos torales permite conseguir que la estructura sea estable.

NOTA

1. Este estudio está elaborado sobre el proyecto de intervención del arquitecto D. Rafael Soler Verdú.

BIBLIOGRAFÍA

ACI 530-99 (1999): *Building Code Requirements for Masonry Structure*. American Concrete Institute.

Code UIC 778-3. (1995) : *Recommandations pour l'évaluation de la capacité portante des ponts-voûtes existants en maçonnerie et beton*. Union International des Chemins de fer.

Eurocódigo 6. (1997): *Proyecto de Estructuras de Fábrica*. UNE-ENV

Hanganu, A.D., Barbat, A.H., Oñate, E. (1997): *Aplicación del Índice Global*

- de Daño al estudio de Construcciones Históricas*, Metodología de evaluación del deterioro en estructuras de hormigón armado, Monografía CIMNE 39 183-203
- Hendry, A. (1998): *Structural Masonry*. Macmillan Press Ltd.
- Heyman, Jacques. (1998): *Structural Analysis. A Historical Approach*, Cambridge University Press.
- León, J., Martín-Caro, J.A., Martínez, J.L. (2001): *Comportamiento mecánico de la obra de Fábrica*, Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid.
- López, J., Oller, S., Oñate, E. (1998): *Cálculo del Comportamiento de la Mampostería mediante Elementos Finitos*, Monografía CIMNE 46.
- Lourenço, P.B. (1996): *Computational Strategies for Masonry Structures*, Tesis Doctoral. Universidad Tecnológica de Delf. Delf University Press.
- Luccioni, B., Martín, P., Danesi, R. (1996): *Modelo elastoplástico general para materiales ortótropos*. Argentina, Vol. 17 373-382.
- P.I.E.T. 70 (1971): *Obras de fábrica. Prescripciones del Instituto Eduardo Torroja*. Consejo Superior de Investigaciones Científicas, Madrid.
- Tosca, Thomas Vicente (1794): *Tratados de arquitectura civil, montea y cantería, y relojes*, Oficina de los Hermanos Orga, Antonio Bordazar, Valencia 1707-1715.
- Martínez Boquera, A., Alonso Durá, A., Llopis Pulido, V.: *Structural analysis for the diagnosis of crackings in the Gothic masonry structure of the vaults of Trinidad Bridge in Valencia, 1639-1644*.

English version

TITLE: *Structural analysis of the dome of Todolella Church*

ABSTRACT: *The subject of this study is the assessment of the safety of the whole construction from a mechanical standpoint. The fundamental pathology of the building consists of the settling of part of the foundations, which has caused the rotation, breakage and cracking of the side walls, the breakage and slumping of the subarches, as well as the cracking in part of the tambour. A three-dimensional model of the building is made by the Finite Elements method, with a mesh of solids for the walls, pilasters, subarches and tambour, along with a surface element mesh for the dome.*

KEYWORDS: *dome, church, chapel, starry canopy*