

DYNAMIC BEHAVIOR OF MASONRY CHIMNEY WITH DIFFERENT REINFORCEMENT SCHEMES

Bru, David¹; Baeza, F. Javier²; Brotóns, Vicente³ and Ivorra, Salvador⁴

ABSTRACT

This paper presents a structural analysis of a masonry chimney built in the 1950's, which is currently being catalogued as local interest heritage. These structures exhibit insufficient tensile strength to resist the seismic action because the masonry is not reinforced. For this reason, the aim of this work is to analyze different structural reinforcement schemes so the chimney is capable of withstanding seismic actions. Ten numerical models, for nine reinforcement configurations, have been defined using Ansys software. A glass fiber reinforced cement composite was always used as reinforcement. For each model, a modal analysis and time history analyses were made. Five different synthetic accelerograms were used for the structural analysis, according to NCSE02 Spanish standard. The final reinforcement, capable of resisting the seismic action, consisted of a helicoid wrap and eight longitudinal stripes along the shaft, and the inner and outer reinforcement of all masonry walls of the base.

Keywords: Masonry structures, seismic vulnerability,

1. INTRODUCCIÓN

Tras el terremoto sufrido en Lorca (España), el 11 de Mayo de 2011, surge una preocupación especial en todo el territorio nacional para conservar y proteger las construcciones existentes. Esta necesidad cubre tanto a viviendas familiares como el resto de construcciones civiles, y especialmente aquellas con elevado interés desde el punto de vista del patrimonio histórico. Por este motivo, diversos autores inician una campaña de investigación, analizando el estado actual de las construcciones, así como los cambios producidos en las propiedades dinámicas de las edificaciones tras el paso del terremoto [1, 2], y analizan el fenómeno sismológico en la región de Murcia [3, 4].

Las estructuras de mampostería, y especialmente las chimeneas industriales, son edificaciones con un nivel de ductilidad muy reducido, por lo que son elementos susceptibles de sufrir daños e incluso colapsarse tras un evento sísmico debido a baja resistencia a tracción de la fábrica [5-8]. Por estos motivos, desde la Universidad de Alicante, surge la necesidad de determinar un esquema de refuerzo capaz de evitar el colapso de las estructuras frente a la posibilidad de otro evento sísmico dentro del territorio Español, en la línea de los trabajos realizados por otros investigadores [9, 10]. Por otro lado, estas tipologías estructurales han mostrado una especial sensibilidad a modos de fallo diferentes a los

¹ Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Alicante (ESPAÑA). david.bru@ua.es

² Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Alicante (ESPAÑA). fj.baeza@ua.es

³ Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Alicante (ESPAÑA). vicente.brotons@ua.es

⁴ Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Alicante (ESPAÑA). sivorra@ua.es (Corresponding author)

normalmente establecidos para edificaciones convencionales. De esta forma, diversos autores destacan la importancia de los modos de vibración superiores, diferentes al modo fundamental, como causa principal de colapso [11]. De esta forma el principal objetivo de esta investigación es evaluar la vulnerabilidad sísmica de una chimenea industrial de mampostería, mediante un análisis no lineal en el dominio del tiempo, de tal forma que se pueda evaluar la influencia de las diferentes configuraciones de refuerzo aplicadas a fin de evitar los modos de fallo asociados a los modos de vibración excitados durante la acción sísmica.

2. METODOLOGÍA

2.1. Características generales y patologías

Se ha analizado el comportamiento dinámico de una chimenea de mampostería situada en la localidad española de Crevillente (Alicante), Fig. 1.a y 1.b. La estructura objeto de estudio (Fig. 1.c), como todas las chimeneas de esta tipología, se puede dividir en tres partes: base, fuste y coronación. Los tres elementos presentan sección transversal circular, la base con un diámetro de 3 m, mientras que el fuste y la coronación tienen un diámetro variable entre 2.90 m en su parte inferior y 1.25 m en la zona superior. La altura total es de 30.3 m, mientras que el espesor de la fábrica de ladrillo se ha considerado de 40 cm en la base y 25 cm en el fuste, Fig. 1.d.

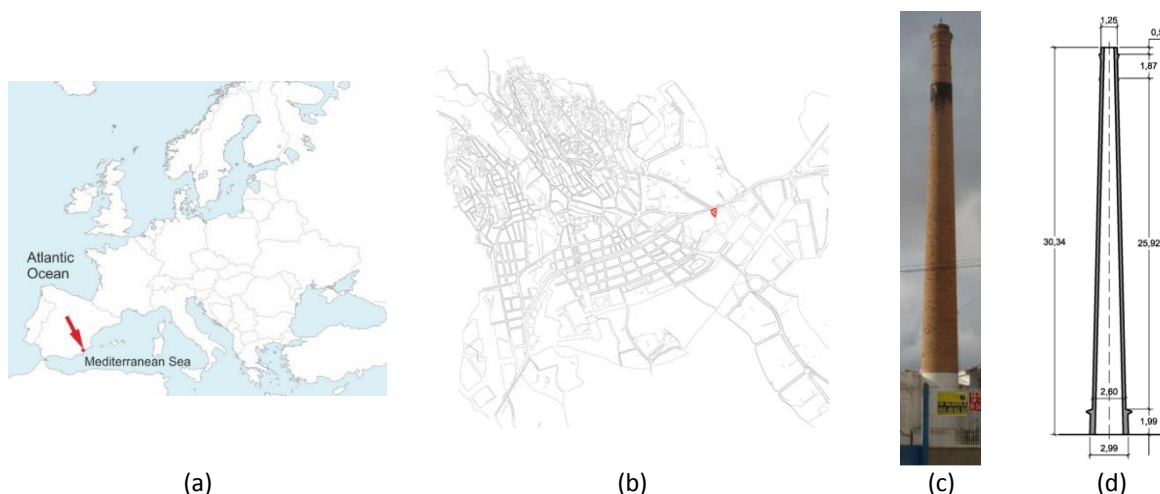


Figura 1. (a) Localización general. (b) Situación de la estructura en Crevillente. (c) Vista general de la chimenea, y (d) sección longitudinal y principales dimensiones.

En general, la chimenea no presenta graves patologías como otras estructuras similares [8]. No se han detectado importantes fisuras a lo largo del fuste, siendo la principal patología observada la pérdida de mortero, tanto en las zonas más expuestas al viento, como en la base debido a un problema de humedad capilar. Además, existen problemas locales en los ladrillos cercanos a un cartel metálico en la parte alta del fuste, presentando restos de productos de la corrosión. Por último, la coronación ha perdido parte del material cerámico de las últimas hiladas.

2.2. Análisis estructural

Para estudiar la estabilidad de la estructura frente a las acciones sísmicas existentes en la zona, se han preparado dos modelos numéricos diferentes utilizando el software de elementos finitos ANSYS.

Ambos modelos de la chimenea sin reforzar se han construido mediante elementos SOLID65 para representar la mampostería. El primero de ellos, que se empleará para estudiar el comportamiento modal de la estructura en su estado actual, está formado por 26640 nodos y 19890 elementos. Mientras que el segundo modelo se compone únicamente de 10296 nodos y 6820 elementos. De esta manera, y una vez comprobado que este último ofrecía resultados adecuados, se procedió a añadir elementos de refuerzo fabricados con un material compuesto de matriz cemento reforzado con fibras de vidrio (GFRCC). Para modelizar los elementos de refuerzo se emplearon SHELL181, y el contacto se calculó mediante elementos CONTA173 y TARGE170.

La *Tabla 1* recoge las principales propiedades mecánicas de cada uno de los materiales, tanto la mampostería como el refuerzo con GFRCC. Para la fábrica se han escogido los valores de acuerdo a las recomendaciones incluidas en las referencias [12-13]. Mientras que los parámetros del material compuesto se han definido para una capa de mortero de cemento de 1 cm de espesor con tejido bidireccional de fibra de vidrio.

Tabla 1. Características mecánicas de los materiales

Propiedad	Material	
	Mampostería	GFRCC
Densidad	1600 kg/m ³	2550 kg/m ³
Resistencia a compresión	6.3 MPa	25 MPa
Resistencia a tracción	0.48 MPa	4.5 MPa*
Módulo de elasticidad	1100 MPa	25000 MPa
Coefficiente reductor de fisura abierta, β_t	0.15	
Coefficiente reductor de fisura abierta, β_t	0.75	
Criterio de rotura	William-Warnke	Máxima tensión

* resistencia por cada capa de tejido de fibra de vidrio

En total se definieron diez modelos numéricos diferentes, el primero de ellos se corresponde con la chimenea sin reforzar, y los nueve restantes, incluidos en la Fig. 2, se reforzaron con diferentes disposiciones de GFRCC. La configuración específica de cada uno de ellos se ha recogido en la *Tabla 2*, diferenciando cuatro tipos de refuerzo principalmente: anillos exteriores, refuerzo longitudinal en forma de espiral, bandas longitudinales, y revestimiento de todo un paramento, exterior o interior. La relación entre la superficie reforzada y la superficie total de la chimenea se varió entre el 1.5% y el 42.5%, para el modelo 1 y el modelo 9 respectivamente. Para tratar de optimizar el refuerzo se realizó un modelo adicional, que trataba de reducir la cantidad de GFRCC necesaria limitando la longitud del mismo hasta 2/3 de la altura de la chimenea. En este caso el porcentaje de superficie reforzada se conseguía reducir hasta el 34.6%. Sin embargo, como se verá en la discusión de resultados, este modelo 10 no será capaz de resistir las acciones sísmicas durante el tiempo necesario.

Para el estudio de vulnerabilidad sísmica de cada uno de los modelos se realizó un análisis *Time History* que evalúa el efecto de hasta cinco acelerogramas sintéticos, como el de la Fig. 3.a, que se calcularon a partir del espectro de respuesta elástica correspondiente a la localización de la chimenea, y siguiendo las recomendaciones de Gasparini y Vanmarcke [14]. La Fig. 3.b incluye el espectro de aceleraciones calculado para Crevillente ($a_b = 0.15g$) y adaptado para un factor de amortiguamiento $\xi = 3\%$. En primer lugar se sometió a la estructura original a dichas cinco señales, que fueron

aplicadas en dos direcciones diferentes: una coincidente con el eje de la base, y otra a 45° respecto de la primera. A partir de estos resultados se seleccionó el sismo más desfavorable, que producía el colapso de la chimenea en menor tiempo. Este acelerograma se utilizó para evaluar la eficacia de cada esquema de refuerzo, y una vez obtenido el refuerzo capaz de resistirlo, en dicho modelo se volvieron a aplicar todas las señales como en el caso sin reforzar.

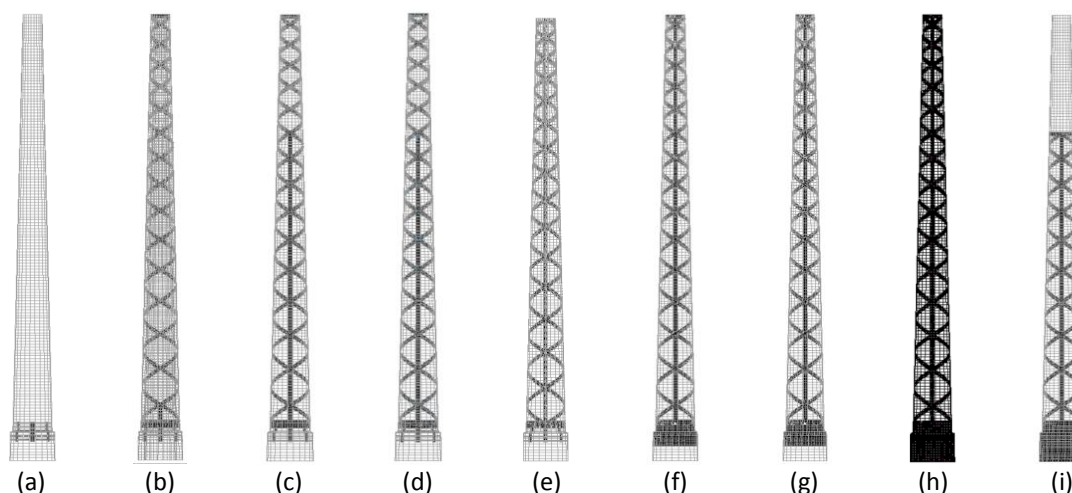


Figura 2. Modelos numéricos calculados con nueve esquemas de refuerzo diferentes.

Tabla 2. Tipologías de los refuerzos de GFRCC

	Refuerzo interior	Refuerzo exterior
Modelo 1	-	-
Modelo 2	-	Transición del fuste a la base
Modelo 3	-	Modelo 2 + espiral en todo el fuste
Modelo 4	-	Modelo 3 + 2 bandas longitudinales en el fuste hasta 2/3 de la altura en caras opuestas
Modelo 5	-	Modelo 3 + 4 bandas longitudinales en el fuste hasta 2/3 de la altura en cuatro ejes opuestos
Modelo 6	-	Modelo 3 + 4 bandas longitudinales en toda la altura del fuste en cuatro ejes opuestos
Modelo 7	-	Modelo 6 + refuerzo de la mitad superior de la base
Modelo 8	Mitad superior de la base y 4 bandas longitudinales en todo el fuste	Modelo 6 + refuerzo de la mitad superior de la base
Modelo 9	Refuerzo en toda la base y 4 bandas longitudinales en todo el fuste	Modelo 6 + refuerzo en toda la base
Modelo 10	Modelo 9 recortando las bandas longitudinales hasta 2/3 de la altura	Modelo 9 recortando las bandas longitudinales y el refuerzo en espiral del fuste hasta 2/3 de la altura

Una vez terminado el cálculo se analizó la aparición y crecimiento de las fisuras hasta el colapso de la estructura, de forma que se fueron reforzando progresivamente sólo las zonas dónde era necesario. Es decir, en cada nuevo modelo se diseñó el tipo de refuerzo adecuado para evitar el fallo producido en su predecesor. Este proceso, tal y como se ilustra en la Fig. 4, se repitió hasta conseguir un diseño de refuerzo que fuese capaz de soportar todos los acelerogramas en ambas direcciones.

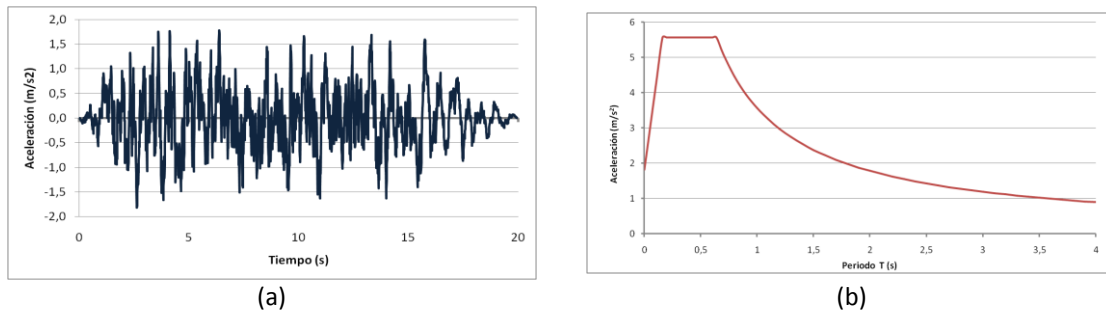


Figura 3. (a) Ejemplo de acelerograma sintético para el cálculo de vulnerabilidad sísmica. (b) Espectro de aceleraciones para la localización de la chimenea y un amortiguamiento del 3%.

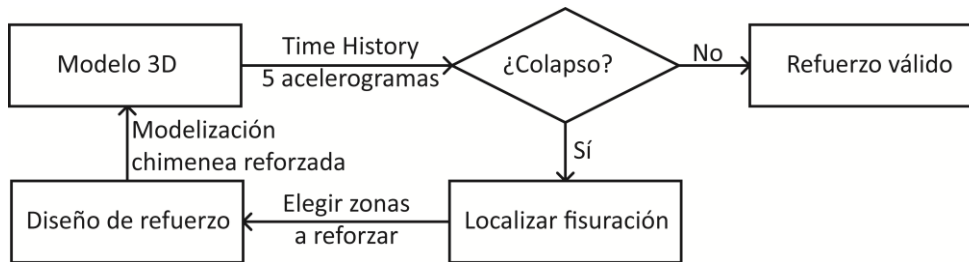


Figura 4. Diagrama del proceso iterativo utilizado para el diseño del refuerzo de la chimenea.

3. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

3.1. Análisis modal

Como paso previo, antes de empezar con el análisis de vulnerabilidad sísmica, se incluyen a continuación los resultados del análisis modal para la chimenea sin reforzar. Las formas modales obtenidas se muestran en la Fig. 5. Estos cuatro primeros modos de vibración movilizan un total de 35010 kg, lo que supone un 51% de la masa total de la chimenea. Por otra parte, en la *Tabla 3*, se recogen los valores de frecuencias y masas modales para los cuatro primeros modos de vibración. Para evaluar el efecto del refuerzo sobre el comportamiento modal se han incluido los datos de frecuencia y porcentaje de masa movilizada para el modelo 9, que como se discutirá a continuación es el único capaz de resistir los cinco acelerogramas sintéticos durante 20 s.

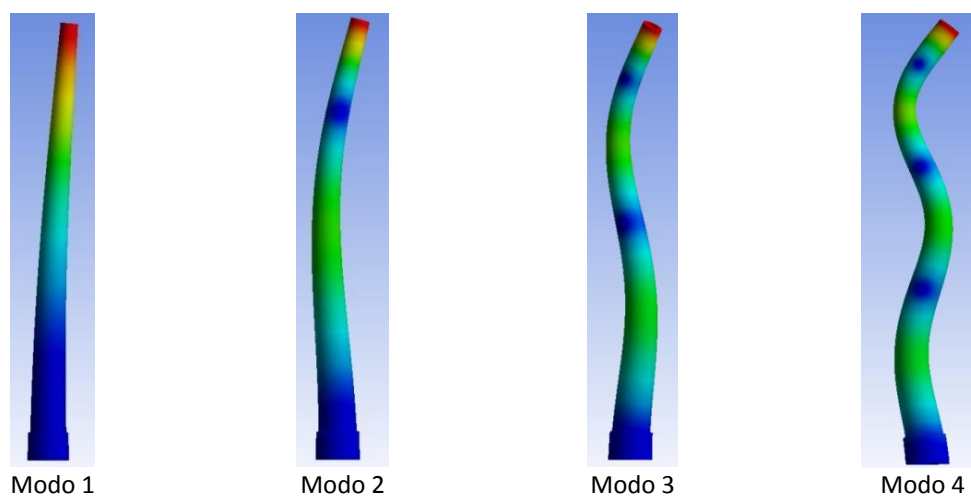


Figura 5. Formas modales para la chimenea en su estado actual, sin ningún tipo de refuerzo.

Tabla 3. Frecuencias y masas modales para el modelo sin reforzar y el refuerzo óptimo.

Modo	Modelo 1 (sin reforzar)			Modelo 9 (refuerzo óptimo)		
	Frecuencia	Periodo	Masa modal	Frecuencia	Periodo	Masa modal
1	0.505 Hz	1.980 s	29.8%	0.622 Hz	1.607 s	44.9%
2	2.221 Hz	0.450 s	13.4%	2.743 Hz	0.365 s	18.5%
3	5.369 Hz	0.186 s	4.9%	6.612 Hz	0.151 s	8.7%
4	9.625 Hz	0.104 s	3.0%	11.781 Hz	0.085 s	5.3%

3.2. Diseño del refuerzo

En primer lugar se realizó el análisis para el modelo correspondiente al estado actual. De esta forma se justifica la necesidad de intervenir para garantizar la estabilidad frente a sismo. En el procedimiento de diseño, explicado en la Fig. 4, el primer paso es detectar el momento de colapso de la chimenea, que en caso de producirse antes de los 20 s que dura el sismo indicará la necesidad de un refuerzo estructural. La *Tabla 4* recoge, para todos los modelos calculados (*Tabla 2*), los valores de tiempo en los cuales aparece la primera fisura y aquéllos en los que se produce el colapso. Además se incluye la forma modal principalmente responsable del fallo, determinada a partir de los patrones de fisuración y la distribución de tensiones.

Tabla 4. Tiempo de aparición de la primera fisura y tiempo mínimo de fallo para cada modelo correspondiente al acelerograma sintético que produce antes el colapso del modelo 1.

Modelo	Mod. 1	Mod. 2	Mod. 3	Mod. 4	Mod. 5	Mod. 6	Mod. 7	Mod. 8	Mod. 9	Mod. 10
$t_{\text{fisura}} \text{ (s)}$	2.64*	2.64	2.64	2.63	2.44	2.62	2.62	2.63	2.63	2.63
$t_{\text{fallo}} \text{ (s)}$	2.90	3.21	3.70	5.80	5.53	8.85	8.50	13.45	-	18.15

* En otro acelerograma sintético la primera fisura del modelo sin reforzar se produjo a los 1.82s

Una vez comprobada la falta de resistencia, se estudiará el patrón de fisuración que generó el fallo. En la Fig. 6 se incluyen las distribuciones de fisuras para el instante final de cada análisis. Se han representado dos alzados ortogonales de la chimenea, y se han remarcado las secciones críticas en caso de existir. Adicionalmente, se ha incluido una tercera imagen para cada modelo con el estado tensional únicamente de los elementos de refuerzo. A continuación se irá analizando cada uno de los casos supuestos, justificando la nueva solución de refuerzo planteada al ir aumentando la cuantía de GFRCC.

En primer lugar se estudió el comportamiento de la chimenea sin reforzar frente a los cinco acelerogramas sintéticos calculados. En el caso más desfavorable el colapso de la estructura se produjo a los 2.90 s, poco después de aparecer la primera fisura a los 2.64 s. En la Fig. 6 se ve como el fallo se produce en la transición entre la base y el fuste, debido a la reducción de sección existente en esta zona, en la Fig. 7.a se ha incluido un detalle de dicho estado de fisuración. Además, la Fig. 7.b incluye un diagrama de desplazamientos en este estado límite último. A partir de las distribuciones de

las tensiones máximas de tracción, representadas en la Fig. 8, puede deducirse que en este caso el fallo está relacionado con la primera forma modal de flexión.

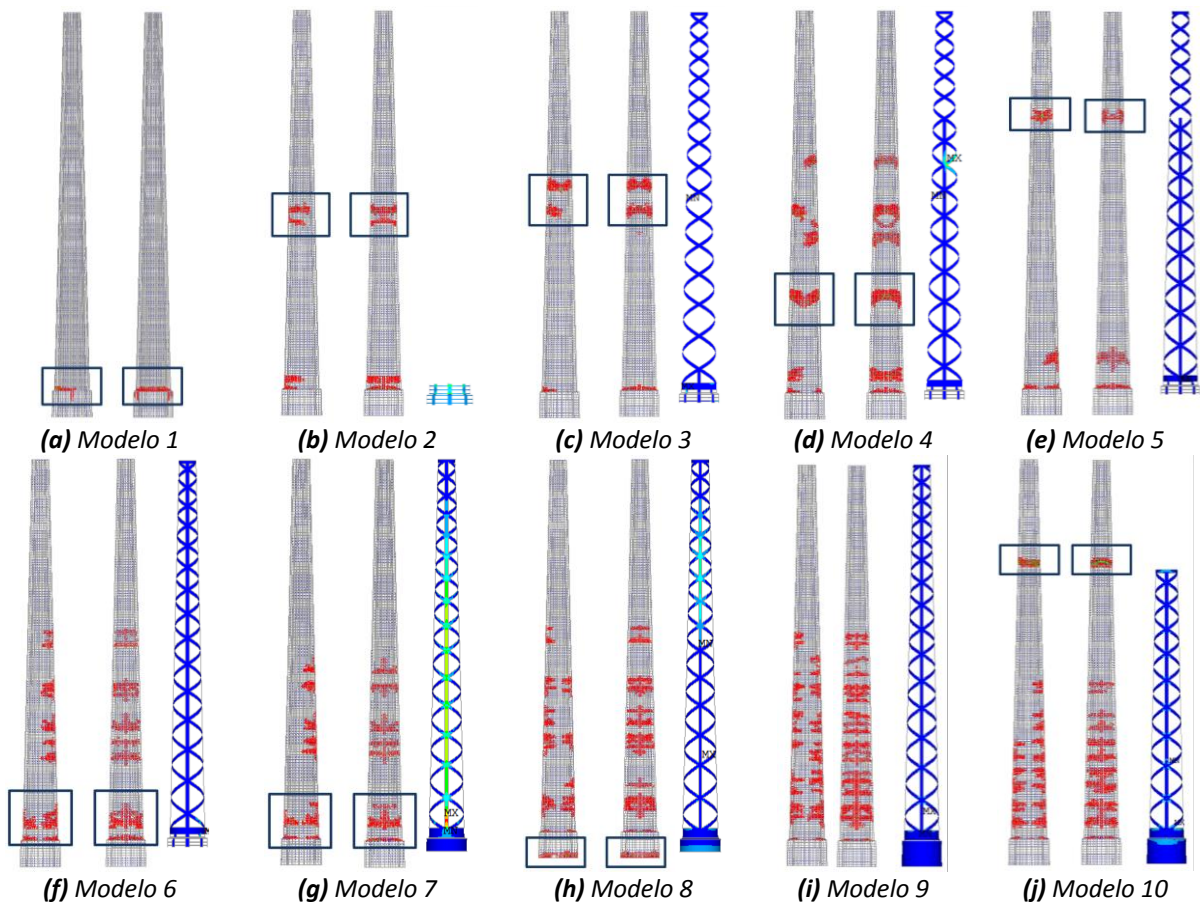


Figura 6. Fisuración en situación de fallo (en caso de producirse) para cada uno de los refuerzos calculados.

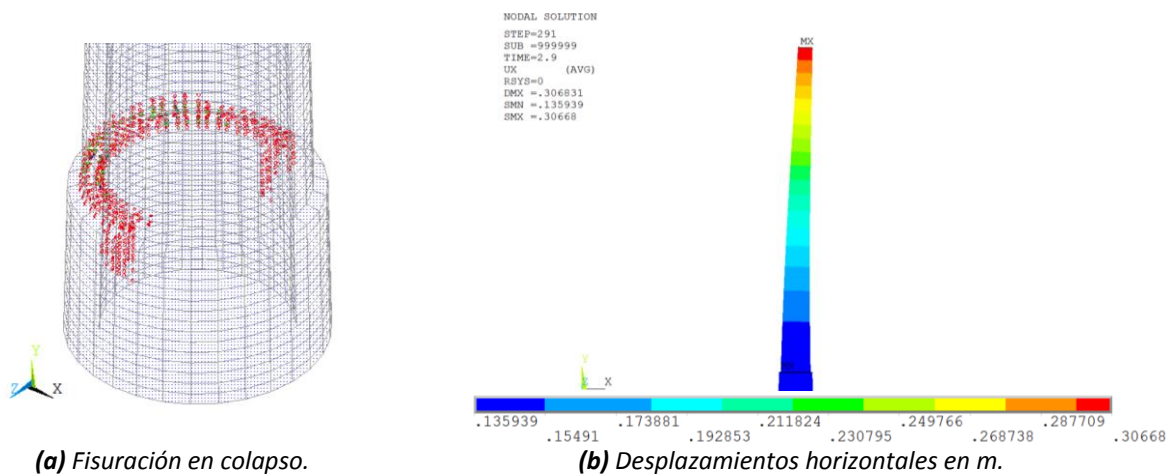


Figura 7. Movimientos horizontales y estado de fisuración para el momento de fallo de la estructura original.

Consecuentemente, el modelo 2 se basa en reforzar la zona de unión entre la base y el fuste. La geometría de este refuerzo se conforma por ocho bandas verticales de 25 cm de ancho, con una distribución en planta cada 45° en la sección transversal. Además se añadieron seis anillos perimetrales, tres en cada elemento (base o fuste), de 5 cm de ancho con una separación de 20 cm.

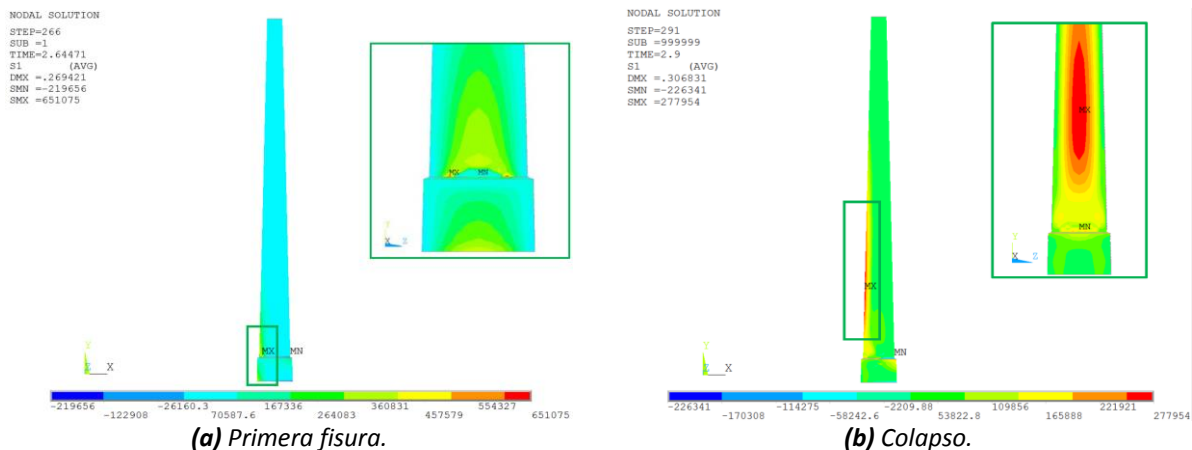


Figura 8. Distribución de tensiones máximas de tracción para **(a)** la aparición de la primera fisura y **(b)** colapso.

En este caso, si bien no se consigue retrasar la aparición de las primeras fisuras, ya que aparecen de la misma manera entre el fuste y la base, sí que se ha conseguido evitar el fallo anterior, al absorber el refuerzo los esfuerzos adicionales que aparecen en la base, principalmente asociados con el primer modo de vibración. Sin embargo, a los 2.96 s aparecen nuevas fisuras en el fuste aproximadamente a mitad de la altura, que producirán el colapso casi inmediatamente.

Para evitar la fisuración en el centro del fuste se planteó el modelo 3, añadiendo un refuerzo longitudinal en toda la altura en forma de espirales entrelazadas. Se dispusieron por tanto cuatro bandas de 25 cm de ancho, que partiendo de dos puntos diametralmente opuestos ascienden con un ángulo de 45°, dos en cada sentido de giro. Para conectar todas las bandas se añadieron dos anillos de 25 cm de ancho en ambos extremos, y se amplió la jaula de refuerzo del modelo anterior en su encuentro con las nuevas espirales. El comportamiento global de este modelo es muy similar al modelo 2, puesto que el fallo de la estructura se produce prácticamente en la misma sección transversal. El refuerzo produjo dos cambios en la propagación de las fisuras de dicha sección crítica: los dos planos de fisuras están más separados y se propagan a -45° respecto de la horizontal (Fig. 6.c). Además el colapso no se produce hasta fisurar completamente la sección de la chimenea, como se ilustra en la Fig. 9.b.

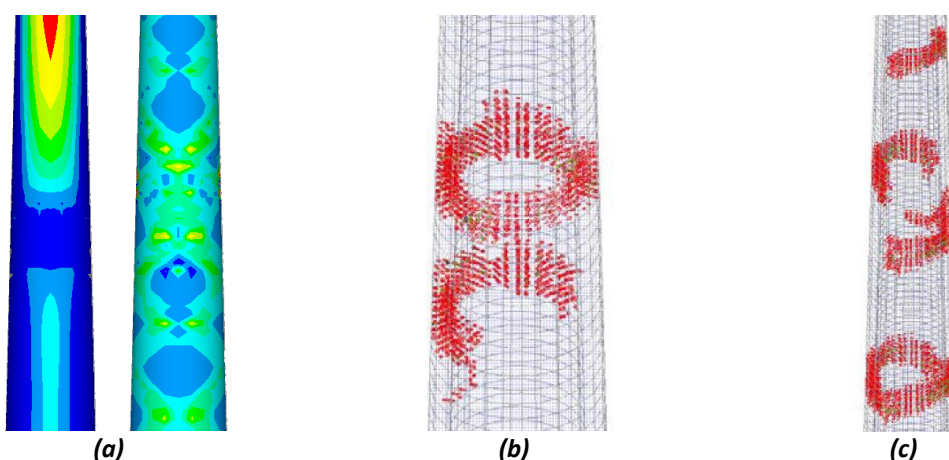


Figura 9. **(a)** Máximas tracciones en la mampostería del modelo 1 y 3 en rotura. Fisuración en el momento del colapso para **(b)** modelo 3 con refuerzo en espiral y **(c)** modelo 4 con refuerzo en espiral y vertical.

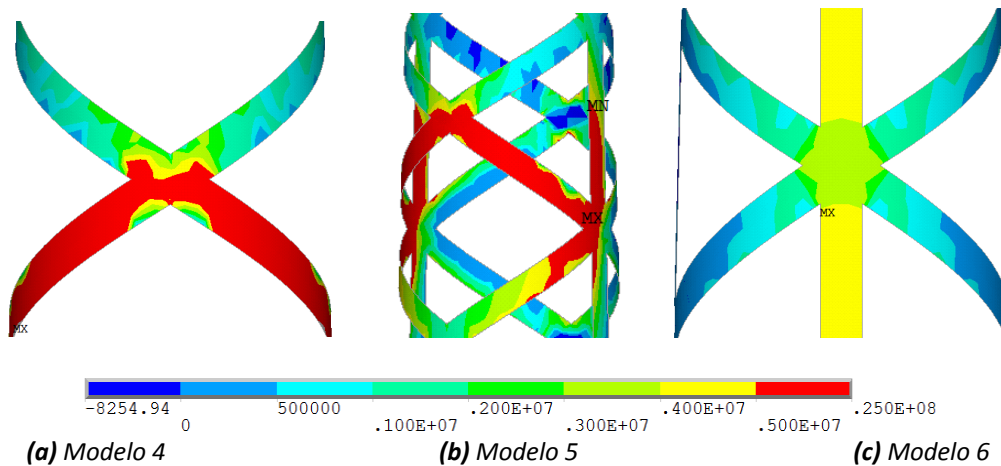


Figura 10. Distribución de tensiones máximas de tracción en el refuerzo para $t=3s$.

Al no ser suficiente las espirales como refuerzo longitudinal, se añadieron dos bandas verticales de 25 cm de ancho, que empiezan en el diámetro perpendicular al inicio de las espirales, y se extienden hasta 2/3 de la altura de la chimenea. Este refuerzo, Fig. 6.d, ya sí supone una mejora en la resistencia de la estructura, que prácticamente duplicó su tiempo de fallo. El plano superior de fisuración ascendió hasta la altura final del nuevo refuerzo vertical, que es capaz de impedir la propagación de dichas fisuras, no pudiendo abrirse completamente hasta hacer fallar esta sección. Por lo tanto, la estructura es capaz de desarrollar nuevas fisuras en el primer tercio del fuste, que pueden relacionarse con el tercer modo de vibración (Fig. 5), y que son responsables del nuevo modo de fallo una vez afectan a todo el contorno del fuste.

El siguiente modelo de refuerzo, Fig. 6.e, incluye dos bandas adicionales desde el punto inicial de las espirales y hasta 2/3 de la altura. Si bien este diseño no supone una resistencia adicional, sí consigue reducir notablemente la fisuración en el fuste. Además, el modo de fallo cambia completamente y la sección crítica se traslada al punto final de las bandas verticales. Por lo tanto, haciendo necesaria la prolongación de las cuatro bandas de refuerzo hasta la coronación de la chimenea. Este nuevo diseño, modelo 6 de la Fig. 6.f, presenta menos planos de fisuras en el fuste, que adicionalmente son controlados gracias al refuerzo vertical. En la Fig. 10 se incluye una comparativa, para los modelos 4, 5 y 6, de las tensiones máximas de tracción en el refuerzo situado coincidente con los planos de fisuras del centro del fuste. El tiempo de fallo prácticamente se ha triplicado con respecto al de la estructura sin refuerzo, pero de nuevo vuelve a producirse el fallo en la sección inicial del fuste (Fig. 11.a). Este hecho hace necesario modificar el refuerzo inicial planteado en el modelo 2, cambiando la rejilla existente hasta el momento por un refuerzo continuo desde la mitad de la base hasta el anillo de arranque de los refuerzos longitudinales. Este refuerzo del modelo 7, Fig. 6.g, resulta totalmente insuficiente, produciéndose el mismo tipo de fallo que para el modelo 6.

En este momento, se decide cambiar la estrategia de refuerzo y añadir un refuerzo en el paramento interior, que se compone de cuatro bandas verticales coincidentes con sus homólogas en la cara exterior, así como sus respectivos anillos de cierre en la parte superior de la coronación y la inferior del fuste. Por último, también se duplica el refuerzo de la parte superior de la base por su cara interna. Lógicamente, la fisuración del modelo 8 (Fig. 6.h) para el tiempo de fallo del modelo anterior es mucho menor en el fuste al haber duplicado parte del refuerzo en el interior. Sin embargo, a los

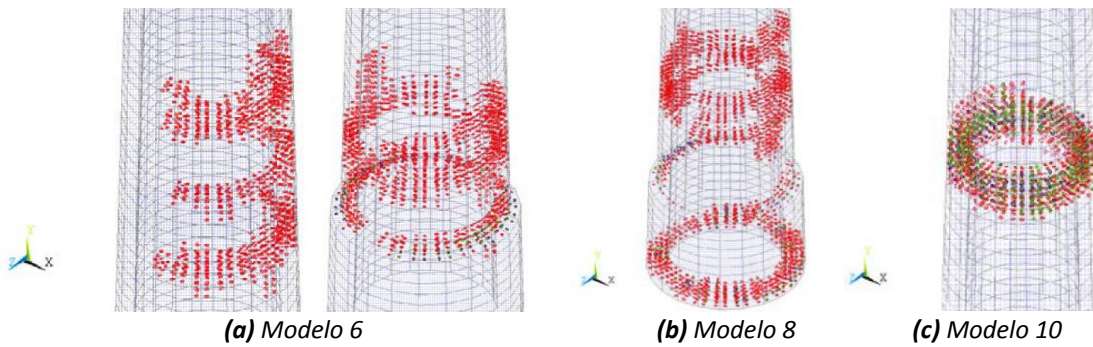


Figura 11. Fisuración en el momento del colapso de **(a)** modelo 6 en mitad del fuste y encuentro base-fuste; **(b)** modelo 8 en la base; y **(c)** modelo 10 en la sección superior de refuerzo.

13.5 s se produce el fallo en la base de la chimenea (Fig. 11.b), por lo que en el modelo 9 se plantea extender el refuerzo inferior a toda la base. Este modelo (Fig. 6.i) ha sido el único capaz de resistir los 5 acelerogramas de cálculo aplicados en cualquier dirección sin colapsar. El último modelo de cálculo (Fig. 6.j) trata de reducir la superficie de GFRCC recortando los refuerzos longitudinales hasta 2/3 de la altura del fuste. Sin embargo, en esta estructura se produce el fallo justo en la sección superior del refuerzo (Fig. 11.c).

4. CONCLUSIONES

Reforzar la estructura solo en la zona inferior resulta insuficiente debido a la excitación del segundo modo de vibración. Para limitar o incluso frenar la fisuración fue necesario emplear simultáneamente espirales y bandas verticales. Se debe disponer el refuerzo en toda la altura del fuste para evitar colapsos en la sección superior del refuerzo. El refuerzo interior es capaz de mejorar la capacidad resistente de la estructura sin ocasionar impactos visuales.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer al Ministerio de Economía y Competitividad del Gobierno Español y a la Generalitat Valenciana, su apoyo en los trabajos aquí presentados. Estos trabajos han sido financiados gracias a los organismos antes mencionados, por medio de los proyectos BIA2012-34316 y ACOMP/2014/289.

REFERENCIAS

- [1] Vidal, F., Navarro, M., Aranda, C., Enomoto, T. (2014). Changes in dynamic characteristics of Lorca RC buildings from pre- and post- earthquake ambient vibration data. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12, 2095-2110.
- [2] Romao, X., Costa, A.A., Paupério, E., Rodrigues, H., Vicente, R., Varum, H., Costa. A. (2013). Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake. *Engineering Failure Analysis*, 34, 670-692.
- [3] Salgado-Gálvez, M.A., Carreño, M.L., Barbat, A.H., Cardona, O.D. (2015). Probabilistic seismic risk assessment of Lorca trough scenario simulations. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*.

- [4] Marínea-Díaz, J.J., Bejar-Pizarro, M., Álvarez-Gomez, J.A., Mancilla, F., Stich, D., Herrera, G., Morales, J. (2012). Tectonic and seismic implications of an intersegment rupture: The damaging May 11th 2011 Mw 5.2 Lorca, Spain, earthquake. *Tectonophysics*, 546-547, 28-37.
- [5] Pallarés, F.J., Agüero, A., Martín, M. (2006). Seismic behavior of industrial masonry chimneys. *International Journal of Solids and Structures*, 43, 2076-2090.
- [6] Pallarés, F.J., Agüero, A., Ivorra, S. (2008). A comparison of different failure criteria in a numerical seismic assessment of an industrial brickwork chimney. *Materials and Structures*, 42, 213-226.
- [7] Peña, F., Lourenço, P.B., Mendes, N., Oliveira, D.V. (2010). Numerical models for the seismic assessment of an old masonry tower. *Engineering Structures*, 32, 1466-1478.
- [8] Ivorra, S., Baeza, F.J., Bru, D., Varona, F.B. (2014). Seismic behavior of a masonry chimney with severe cracking condition: Preliminary study. *Key Engineering Materials*, 628, 117-122.
- [9] Ghobarah, A., Baumer, T. (1992). Seismic response and retrofit of industrial brick masonry chimneys. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 19, 117-128.
- [10] Pallarés, F.J., Ivorra, S., Pallarés, L., Adam, J.M. (2009). Seismic assessment of a CFRP-Strengthened masonry chimney. *Structures and Buildings*, 162, 291-299.
- [11] Minghini, F., Milani, G., Tralli, A. (2014). Seismic risk assessment of a 50 m high masonry chimney using advanced analysis techniques. *Engineering Structures*, 69, 255-270.
- [12] Kaushik, H.B., Rai, D.C., Jain, S.K. (2007). Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19, 728-739.
- [13] Ivorra, S., Pallarés, F.J., Adam, J.M. (2011). Masonry bell towers: dynamic considerations. *Structures and Buildings*, 164, 3-12.
- [14] Gasparini, D., Vanmarcke, E. (1976). Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra, Report R76-4 of the Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Massachusetts.