



Mausoleo de José Martí, Santiago de Cuba
Fotografía: Jose Hernando Torres Flechas

Evaluación de la estabilidad estructural de una cúpula octagonal con grietas meridionales. Caso de estudio: templo Santa Lucía, Ambalema, Colombia

Evaluation of the Structural Stability of an Octagonal Dome with Meridional Cracks. Case Study: the Santa Lucia Temple, Ambalema, Colombia

Avaliação da estabilidade estrutural de uma cúpula octagonal com gretas meridionais. Caso de estudo: templo Santa Lucía Ambalema, Colômbia

Fecha de recepción: 28 de enero de 2017
Fecha de aceptación: 20 de febrero de 2017
Encuentre este artículo en:
www.xxx.ccc.dd/revista

Para citar este artículo

Montoya, Jorge O.; Niglio Soriente, Olimpia y Romero, Karol Brighith. Evaluación de la estabilidad estructural de una cúpula octagonal con grietas meridionales. Caso de estudio: templo Santa Lucía, Ambalema, Colombia. *Proiectum. Revista Internacional de Edificación* (1): 149-189, 2018. ISSN xxx-xxx.

JORGE OLMEDO MONTOYA

jorge.montoya@unibague.edu.co

OLIMPIA NIGLIO SORIENTE

olimpia.niglio@gmail.com

KAROL BRIGITTE ROMERO

kritob15@hotmail.com

Universidad de Ibagué, Colombia y Universidad de Kioto, Japón.

Palabras clave

cúpula; mampostería; arco; patrimonio; arquitectura tradicional en Colombia

Resumen

Este artículo compara el proceso constructivo de la cúpula del templo Santa Lucía, en Ambalema, Colombia, con el proceso típico de una cúpula octagonal. Además, evalúa la estabilidad estructural de la cúpula del caso de estudio ante cargas de servicio y dinámicas. Para la comparación con el caso de estudio se tomaron como ejemplo cúpulas conocidas de estructuras en Italia y España. Se incluye, así mismo, un estudio sobre la geometría de la cúpula y los errores constructivos encontrados. La estabilidad de la cúpula se evaluó por medio de un software de análisis estructural, para el cual la cúpula se simplificó en un sistema de cuatro arcos articulados. Como resultado, se encontró que la cúpula del templo Santa Lucía no posee un sistema para contrarrestar los empujes laterales (un tambor o similar), lo cual permitió la aparición y ensanchamiento de grietas meridionales. Estas se propagan desde la base hasta la corona, pero no comprometen la estabilidad de la estructura para cargas de servicio. El análisis para cargas sísmicas indica que la cúpula se encuentra en riesgo de colapso ante eventos sísmicos, incluso de magnitudes moderadas.

Key words

dome; masonry; arch;
patrimony traditional
architecture in Colombia

Abstract

This paper compares the constructive process of the dome of the Tempe Santa Lucía in Ambalema-Colombia with the typical constructive process of an octagonal dome. Additionally, the structural stability is assessed of the dome of the case study against service and dynamic loads. To compare with the case study, known domes were taken as examples from structures in Italy and Spain. The analysis includes a study on the dome's geometry and the constructive errors found. The dome's stability was evaluated through structural analysis software for which the dome was simplified into a system of four articulated arches. As a result, it was found that the dome of the temple of Santa Lucía does not have a system to counteract lateral thrusts, (a drum or similar). This permitted the appearance of meridional cracks. These cracks propagate from the base to the crown, but do not compromise the structure's stability for service loads. The analysis for seismic loads indicates that the dome is at risk of collapse upon seismic events, even of moderate magnitudes.

Palavras chave

cúpula; alvenaria; arco;
patrimônio; arquitetura
tradicional na Colômbia

Resumo

Este artigo compara o processo construtivo da cúpula do templo Santa Lucía em Ambalema, na Colômbia, com o processo típico de uma cúpula octogonal. Além do mais, avalia a estabilidade estrutural da cúpula do caso de estudo diante de cargas de serviço e dinâmicas. Para a comparação com o caso estudado foram usadas como exemplo cúpulas conhecidas de estruturas na Itália e na Espanha. Inclui-se também, um estudo sobre a geometria da cúpula e os erros construtivos encontrados. A estabilidade da cúpula foi avaliada por meio de um software de análise estrutural, para o qual a cúpula se simplificou em um sistema de quatro arcos articulados. Como resultado, constatou-se que a cúpula do templo Santa Lucía não possui um sistema para contrabalançar os impulsos laterais (um tambor ou similar), fator que permitiu a aparição e alargamento de fissuras meridionais. Estas se propagam desde a base até a coroa, mas não comprometem a estabilidade da estrutura para cargas de serviço. A análise para cargas sísmicas indica que a cúpula se encontra em risco de colapso diante de eventos sísmicos, inclusive de magnitudes moderadas.

Introducción

Las estructuras de fábrica o mampostería (*i. e.*, conjunto de un material calcáreo con piedra, ladrillo o adobe) surgen con el nacimiento de la civilización, ante el deseo de que dichas construcciones resistieran el paso del tiempo. Antiguamente, las construcciones apoyaban troncos de árboles sobre muros de piedra; sin embargo, la necesidad de cubrir todos los espacios con mampostería condujo al nacimiento del arco, el cual fue inventado en Mesopotamia o Egipto hace unos 6000 años; una técnica natural de salvar vanos¹. Los arcos se componen de dovelas iguales en formas de cuña que se construyen sobre un andamiaje auxiliar. De ahí que sea mandatorio que cada dovela empuje a sus adyacentes de tal manera que los empujes se contrarresten. Además, los elementos de los arranques deben estar apoyados en estribos que resistan el empuje que transmiten las dovelas,² con el fin de que cada una de sus dovelas trabaje a compresión (figura 1). De los arcos se desprende la creación de cúpulas, que se diferencian por tener espesores mucho menores, apoyados sobre un tambor encargado de restringir los desplazamientos de cada elemento. Además, las cúpulas rematan en linternas, encargadas de generar estabilidad a la estructura, y así garantizan el trabajo bajo esfuerzos de compresión.

1. Huerta, Santiago. *Arcos, bóvedas y cúpulas: geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Madrid: Instituto Juan Herrera, 2004. ISBN 84-9728-129-2.

2. *Ibid.*

3. Requena Ruiz, I. *Análisis de tipologías estructurales bóveda, lámina, cúpula y paraboloides* [en línea]. s. f. Disponible en: <https://www.yumpu.com/es/document/view/14334528/analisis-de-tipologias-estructurales-boveda-lamina-cupula-y-paraboloides>

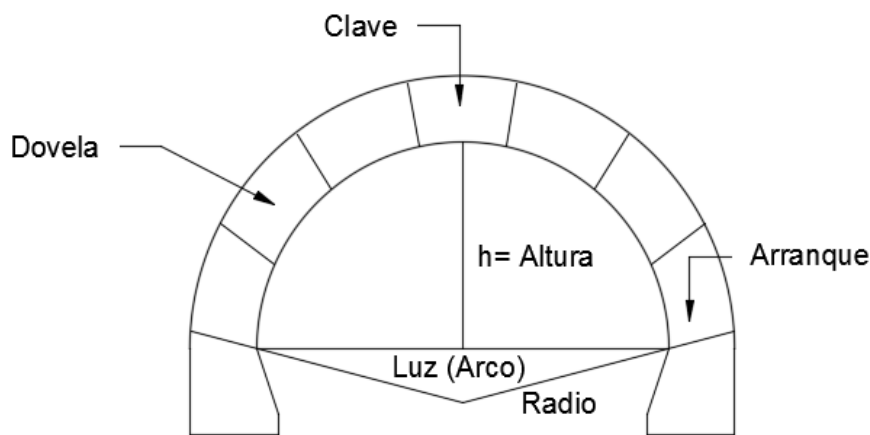


Figura 1. Partes de un arco
Fuente: elaboración propia.

Las cúpulas son bóvedas que, al ser divididas en meridianos, se comportan como arcos funiculares; por tanto, son resistentes a sistemas de cargas sin desarrollar tensiones a flexión bajo ciertos niveles de magnitudes. Las cúpulas poseen paralelos que restringen su desplazamiento lateral y desarrollan tensiones en anillo que permiten el comportamiento de membrana.³ Las fuerzas en anillos que restringen el movimiento de las cuñas fuera del plano son de compresión en la zona superior y de tracción en la zona inferior. La transición de la zona de compresión a la zona de tracción se produce entre los 45 y los 60 grados respecto al eje vertical de la cúpula) (figura 2).⁴ Las tensiones en la parte inferior no se

presentan en casos atípicos de cúpulas con corona plana y linterna pesada y el efecto de las fuerzas en anillo es más pronunciado en la región superior de una cúpula, donde los anillos de compresión circulares tienden a mantener el equilibrio.⁵

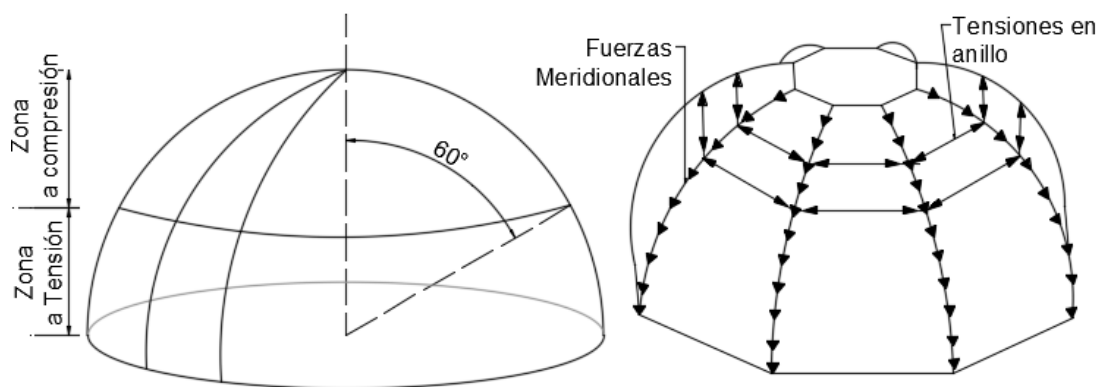


Figura 2. Fuerzas y esfuerzos en las cúpulas
Fuente: elaboración propia.

4. Pavlovic, Milorad; Reccia, Emmanuele, y Cecchi, Antonella. A Procedure to Investigate the Collapse Behavior of Masonry Domes: Some Meaningful Cases. *International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis, and Restoration*, vol. 10 (1): 67-83, 2016. ISSN 1558-3058.

5. Hall, Matthew; Lindsay, Rick, y Krayenhoff, Meror. Overview of Modern Earth Building. En: *Modern Earth Buildings: Materials, Engineering, Construction and Applications*. Cambridge, UK: Woodhead Publishing Limited, 2012, pp. 3-16.

6. Soler-Verdú, R. y Soler-Estrela, A. Tipología de cúpulas tabicadas: geometría y construcción en la Valencia del siglo XVIII. *Informes de La Construcción* 67(538). 2015. ISSN-E 1988-3234.

7. AA. VV. *Domes in the World: Symbolism and Cultural Identity, Geometric and Formal Genesis, Construction, Identification, Conservation*. Firenze: Nardini Editore, 2012

8. López Manzanares, G. La estabilidad de la cúpula de S. Pedro: el informe de los tres matemáticos. En: *Congreso Nacional de Historia de la Construcción (Segundo, 1998, Coruña)*, España, 1998. pp. 285-294. ISBN 84-89977-44-5.

Investigaciones realizadas en diferentes contrucciones antiguas alrededor del mundo han evidenciado componentes típicos de cúpulas octagonales y circulares: en España, el ermitorio de San Marcos y la Iglesia Arciprestal San Jaime muestran características importantes, por ejemplo, la elevación de la cúpula central sobre un tambor que contrarresta empujes en ambas construcciones. La planta exterior en las dos cúpulas es octagonal y la hoja exterior obedece a una geometría peraltada de dos hojas tabicadas. El ermitorio de San Marcos tiene un suplemento de ocho arcos de ancho variable que confluyen para formar una corona superior, a diferencia de la Iglesia Arciprestal San Jaime, que tiene ocho costillas formadas por aristas coincidentes con las diagonales del tambor.⁶

En realidad, esta tipología constructiva encuentra sus referencias en los templos antiguos de la Orden del Templo y en la Orden de los Pobres Caballeros de Cristo en Tierra Santa, donde habían tomado ejemplos en Jerusalén con la Cúpula de la Roca. Esta, con tambor cilíndrico como transición a la base octogonal, tiene los vértices orientados según los puntos cardinales, con el fin de reflejar los rayos solares. Desde el oriente del Mediterráneo llegaron tipologías de cúpula octogonales a España, donde hay otros ejemplos importantes en la provincia de Palencia, como el Monasterio de Santa María de Mave, del siglo XII, con modificaciones del siglo XVII, del orden benedictino, que tiene una interesante cúpula interna octogonal.⁷

Estos tambores son los encargados de contrarrestar el empuje producido por las cúpulas.⁸ Al no existir un tambor, la manera de

contrarrestar los empujes es la construcción de bóvedas colindantes).⁹ En Italia, el santuario Basílica de la Virgen de la Humanidad y la Catedral de Florencia tienen cúpulas octagonales de mampostería, con sistema de anillo y costilla, linternas livianas y tambores grandes.¹⁰

Esta tipología fue trasladada a América, sobre todo, para las órdenes religiosas después la Conquista y para los arquitectos italianos que construyeron muchas iglesias entre la mitad del siglo XIX y la primera mitad del siglo XX.¹¹ En América se encuentran interesantes referencias, sobre todo en Chile y en particular en la provincia de Chiloé, donde el arquitecto italiano Eduardo Provasoli construyó la Iglesia de San Francisco de Castro (final del siglo XIX), que tiene una interesante cúpula con tambor octogonal (figura 3).

Las cúpulas de las estructuras antiguas referenciadas cuentan todas con tambor y linterna, lo que indica que estos elementos desempeñan un papel fundamental en el aporte de estabilidad. La labor estructural del tambor, además de contrarrestar empujes, es evitar que la cúpula presente un mecanismo de rotación.

Los tambores requieren un espesor adecuado para cumplir su función estructural. En su mayoría, deben ser de espesor considerable, y de no serlo, necesitan elementos de refuerzo circunferencial. La linterna, por su parte, es un mecanismo de unión que pertenece al sistema de carga resistente. Cuanto más pesada la linterna, mayor es la fuerza realizada por el tambor. Por tanto, para prevenir su apertura el tambor debe ser grueso.¹²

La forma de las cúpulas determina las condiciones de equilibrio. Estas condiciones parten de la hipótesis de ausencia de rozamiento entre las dovelas para garantizar que la trayectoria de fuerzas sea perpendicular a la superficie de contacto.¹³ En un estudio realizado en 2000, Gema López Manzanares concluyó que “las formas cóncavas y cónicas son siempre estables por la capacidad de la cúpula de desarrollar esfuerzos de compresión, lo contrario ocurre con las convexas que tienen defectos en mantener un espesor constante”.¹⁴

Los procesos constructivos empleados para cúpulas, arcos y muros antiguos se basaban en



Figura 3. Cúpula octogonal de la Iglesia de San Francisco de Castro en Chiloé, Chile
Fuente: fotografía de los autores.

9. López Mozo, A. La huella de El Escorial en las cúpulas españolas de finales del siglo XVI: el caso de la Capilla Cerralbo de Ciudad Rodrigo. *Informes de la Construcción* 65(2): 95-109. ISSN-E 1988-3234.

10. Foraboschi, P. Resisting System and Failure Modes of Masonry Domes. *Engineering Failure Analysis* (44): 315-337, 2014. También: Heyman, J. *The Science of Structural Engineering*. London: Imperial College Press, 1999.

11. Checa-Artasu, Martín Manuel y Niglio, Olimpia, coords. *El neogótico en la arquitectura americana. historia, restauración, reinterpretaciones y reflexiones*. Roma: Edizioni Scientifiche Italiane, 2016. ISBN 978-88-6975-151-6.

12. Foraboschi, *op. cit.*

13. Gómez de Cózar, J. C. *Análisis de estructuras espaciales de fábrica (bóvedas y cúpulas) en construcciones históricas: las bóvedas de nervaduras del Reino de Sevilla*. s. XIII-XV. Tesis (Doctoral). Sevilla, España. Universidad de Sevilla, 2001.

14. López Manzanares, Gema. La forma ideal de las cúpulas: el ensayo de Bouguer. En: *Congreso Nacional de Historia de la Construcción* (Tercer, 2000, Sevilla). España. 2000. ISBN 84-95365-54-5, p. 607



Figura 4. Templo Santa Lucía,
Ambalema, Colombia

Fuente: fotografía de los autores.

15. Hurtado Valdez, Pedro. Estructuras abovedadas de quincha en el virreinato de Perú. En: *Construir con Tierra Ayer y Hoy. V Seminario Iberoamericano de Construcción con Tierra* [en línea]. 2006. Disponible en: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=4529935>

16. Huerta Fernández, Santiago. Mecánica de las bóvedas de fábrica: el enfoque del equilibrio. En: *El material pétreo y sus fábricas en el patrimonio*. Santiago, España: Consorcio de Santiago, 2005. pp. 157-192. 2005. ISBN 84-921371-3-4.

17. *Ibid.*, p. 171.

técnicas empíricas y conocimientos acerca de la naturaleza de estructuras de fábrica, es decir, se tenían en cuenta las leyes de proporción, más que criterios de resistencia, pues se buscaba que la geometría proporcionara una transmisión de esfuerzos adecuada en el material. Se realizaba un diseño en el que todos los elementos debían trabajar a compresión, sin admisión de otro tipo de esfuerzos.¹⁵

La estabilidad de un arco depende de la posibilidad de dibujar una línea de empuje dentro del tercio central de su espesor.¹⁶ Así es cómo el teorema establece: “si es posible encontrar un sistema de esfuerzos internos en equilibrio con cargas que no incumplan la condición límite, es decir, que los materiales se encuentren trabajando a compresión, el arco se considera estable”.¹⁷ Sin embargo, la estabilidad también puede determinarse mediante programas de análisis estructural. Con este último método se evaluó la estabilidad de la cúpula del antiguo Templo Santa Lucía en Ambalema, Colombia (figura 4).

El antiguo Templo Santa Lucía, situado en Ambalema, municipio del departamento del Tolima, en Colombia, es una estructura relativamente nueva, ya que la anamnesis concluyó que la actual estructura data de principios del siglo XX, que hace parte del centro histórico del pueblo (sitio declarado patrimonio histórico de la humanidad). En su mayor parte, el templo está construido en mampostería; sin embargo, se encuentran elementos de madera y concreto reforzado. Cuenta con una cúpula octagonal que presenta fisuras meridionales y, por dicha razón, se realizó un estudio de estabilidad ante cargas de servicio y cargas sísmicas mediante un análisis modal espectral.

1. Metodología

Para el desarrollo de este estudio se hizo la caracterización geométrica del templo y para determinar la geometría de la cúpula se llevaron a cabo estimaciones fotogramétricas. Las fotos se tomaron desde el interior y desde el exterior (figuras 5 y 6). El levantamiento topográfico se ejecutó por medio de poligonal radiada con estación total y por levantamiento planimétrico con cinta. Los datos se procesaron con ayuda de los programas AutoCAD y CivilCAD, para las representaciones bidimensionales y tridimensionales. El levantamiento arquitectónico de la estructura (planimetría y altimetría) se efectuó con mediciones directas, registros fotográficos e inspección visual.

En lo que respecta a la caracterización de materiales, se hizo una física y una mecánica. Para esta última se usaron esclerometría y pruebas destructivas, a efectos de determinar la resistencia a la compresión y a la flexión. También se extrajeron muestras de los materiales usados en la construcción, a fin de obtener el comportamiento mecánico de cada uno. Estos materiales, a su vez, se caracterizaron a través de ensayos de laboratorio y correlaciones



Figura 5. Vista interior de la cúpula del Templo Santa Lucía
Fuente: fotografía de los autores.



Figura 6. Vista exterior de la cúpula del Templo Santa Lucía
Fuente: fotografía de los autores.

sugeridas en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-resistente y el Eurocódigo 8.¹⁸

Para el análisis de la estabilidad estructural de la cúpula se usó el programa SAP 2000 y se incluyeron las características mecánicas de los materiales. Además, por medio de macromodelación, se tomó el conjunto mortero-ladrillo para obtener un único material compuesto. La geometría del modelo consistió inicialmente en definir los elementos a través de una distribución por premallado.¹⁹

Por las fisuras meridionales presentes entre los casquetes de la cúpula, las tensiones de la membrana se convierten en esfuerzos de compresión y la estructura empieza a comportarse como una serie de arcos concéntricos a lo largo de los meridianos.²⁰ Por tanto, se consideraron cuatro arcos, tomando como arco dos casquetes encontrados. Esto se puede realizar debido a que el agrietamiento vertical transforma la estructura de bidimensional a unidimensional.²¹

El análisis abarca el comportamiento ante cargas de servicio, así como un análisis modal espectral. Se tuvieron en cuenta los elementos tipo viga y muro que resisten la cúpula. Para la inclusión de la linterna en el análisis, esta se asignó como una carga por peso propio sobre la corona de cada arco.

En el análisis modal se modeló la estructura frontal del templo, a fin de evaluar la estabilidad de la cúpula ante cargas sísmicas y determinar los periodos de vibración pertenecientes a las formas modales, seguido del espectro elástico de aceleraciones para un amortiguamiento del 5%, establecido por la NSR-10. Por último,

18. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Bogotá, 2012. ISBN 978-9-58976-092-5. Comité Européen de Normalisation. Eurocode 8. *Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. Brussels, December, 2004.

19. Muñoz, F. *Una contribución a la modelización y virtualización numérica de estructuras arquitectónicas*. Tesis (Doctorado en Arquitectura), Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña, 2000.

20. Pavlovic, Reccia y Cecchi, *op. cit.*

21. Foraboschi, *op. cit.*

se definió la ocurrencia de fuerzas sísmicas en dos direcciones (X y Y), teniendo en cuenta dos combinaciones de carga (tabla 1).

Tabla 1. Variables del espectro de diseño

Variable	Descripción	Valor
I	Coficiente de importancia	1,10
Aa	Coficiente de aceleración pico efectiva	0,20
Av	Coficiente de velocidad pico efectiva	0,20
Fa	Coficiente de amplificación para periodos cortos	1,40
Fv	Coficiente de amplificación para periodos intermedios	2,00

Fuente: elaboración propia.

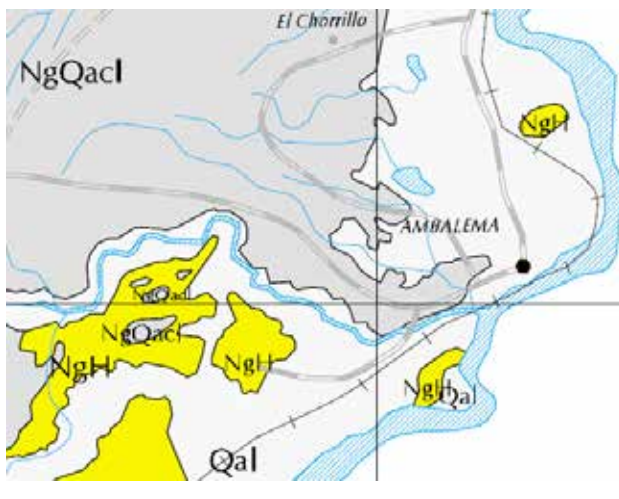


Figura 7. Geología del municipio de Ambalema

Fuente: Rodríguez García, Gabriel y Núñez, Alberto. *Geología del Departamento del Tolima*. Bogotá: República de Colombia, Ministerio de Minas y Energía, Instituto de Investigación e Información Geocientífica, Minero-Ambiental y Nuclear (Ingeominas), 1999.

22. Núñez, A. *Mapa geológico departamento del Tolima: memoria explicativa*. Bogotá: Instituto de Investigación e Información Geocientífica Minero-Ambiental y Nuclear, 2001, p. 53.

Ambalema se encuentra en una zona de amenaza sísmica intermedia, según el apéndice A-4 de la NSR-10. Los valores correspondientes de los coeficientes de aceleración y velocidad pico efectiva son $Aa = 0,2$ y $Av = 0,2$, respectivamente. Los coeficientes de amplificación Fa y Fv dependen del tipo de suelo de la zona, que se asumió a partir del mapa geológico del Tolima (figura 7). El río Magdalena ha influenciado la geología del municipio de Ambalema; el depósito geológico en el que se encuentra la zona urbana es tal que corresponde a aluviones y terrazas, descrito por Núñez como “depósitos de gravas y arenas con intercalaciones limosas y arcillosas, con poca o ninguna consolidación y selección regular a buena”.²² Con dichas características, se asume que en la zona hay un perfil de tipo D, según la clasificación de la tabla A.2.4-1 de la NSR-10.

Al ser una edificación donde se pueden reunir más de 200 personas a la vez, el templo está catalogado como una estructura de ocupación especial, tiene un coeficiente de importancia de 1,10 y pertenece al grupo de uso II. Con los coeficientes adimensionales de la tabla 1 se construyó el espectro de diseño mostrado en la figura 8b, a partir del modelo dado en la figura 8a.

Las estructuras construidas en mampostería no reforzada se consideran sin capacidad de disipación de energía. De ahí que se haya tomado un valor de 1 para el coeficiente de disipación de

energía R , es decir, no se redujeron los efectos sísmicos calculados para el espectro elástico de aceleraciones.

Se verificó que el periodo de los modos de vibración no excediera el valor de T_a de la sección A.4.2.2 de la NSR-10, calculado como:

$$T_a = C_t h^\alpha$$

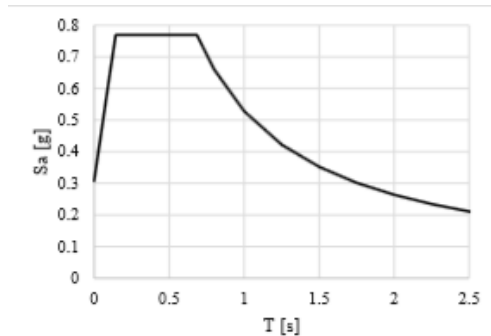


Figura 8a. Espectro elástico de aceleraciones de diseño (NSR-10)

Fuente: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2012).

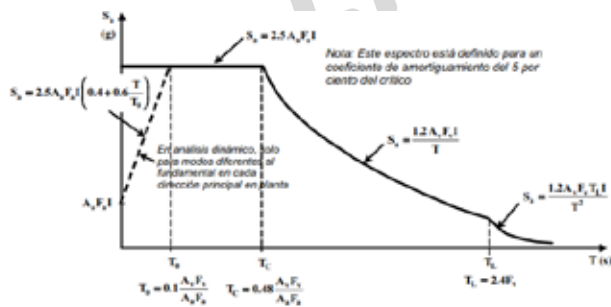


Figura 8b. Espectro elástico de aceleraciones de diseño determinado

Fuente: elaboración propia.

Donde C_t es igual a 0,049 para muros de mampostería y α tiene un valor de 0,75 para el mismo sistema. Se obtuvo que el periodo aproximado T_a es igual a 0,444 s.

Se calculó el cortante sísmico estático en la base de la estructura (V_s), según la ecuación A.4.3-1 de la NSR-10:

$$V_s = S_a \cdot g \cdot M$$

Donde g es el valor de la aceleración de la gravedad ($9,81 \text{ m/s}^2$) y M es la masa de la edificación, que fue calculada en SAP 2000 a partir del valor de la densidad de los materiales y el volumen total de los sólidos. Este valor corresponde a 27 437 608,6 kg. S_a es la aceleración de la estructura (m/s^2).

Uno de los requisitos especificados al usar el análisis dinámico es que el valor del cortante dinámico en la base no puede ser menor que el 90% del estático para estructuras irregulares. En caso de no cumplirse esta condición, debe aplicarse un coeficiente de ajuste para que el cortante dinámico alcance el valor de 0,9 V_s . En la tabla 2 se presentan las fuerzas sísmicas consideradas en la modelación.

En la figura 8a se presenta el espectro que da la NSR-10 para la construcción del espectro de diseño (figura 8b) para la modelación del edificio.

Tabla 2. Combinaciones de carga usadas en el análisis dinámico

Combinación	Porcentaje de participación
C1	100% X + 30% Y
C3	100% Y + 30% X

Fuente: elaboración propia.

2. Resultados

La altura desde la base hasta la corona de la cúpula se midió en 18,9 m. Es una cúpula octagonal de diámetro interno y externo igual a 4,12 m y 4,3 m, respectivamente. El espesor es constante de 0,09 m. La altura total es de 2,03 m y es una semiesfera que tiene un aplastamiento en la corona, donde reposa una linterna de concreto con diámetro de 0,6 m (figura 9).

Para el caso de estudio, la cúpula se apoya sobre 6 vigas de concreto reforzado, de las cuales 2 son paralelas a los muros de la torre y las restantes forman un ángulo de 45 grados con respecto

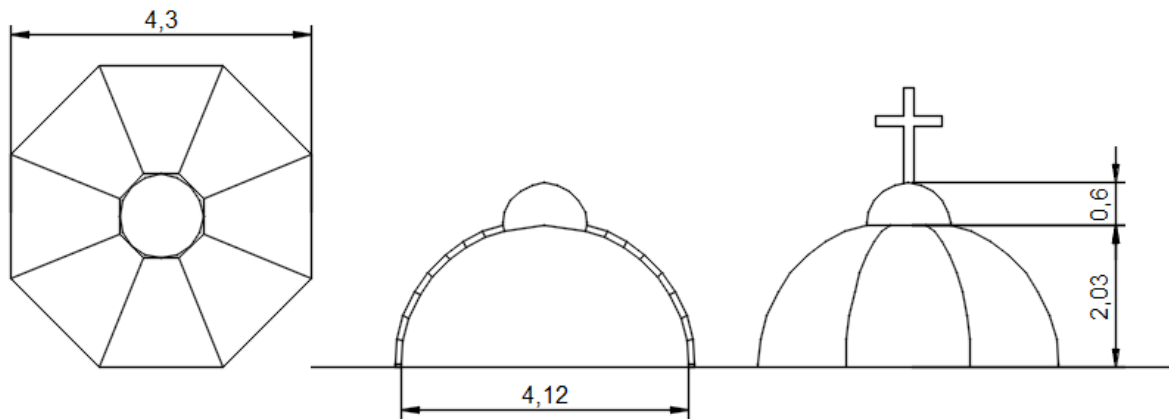


Figura 9. Dimensiones en metros de la cúpula
Fuente: elaboración propia.

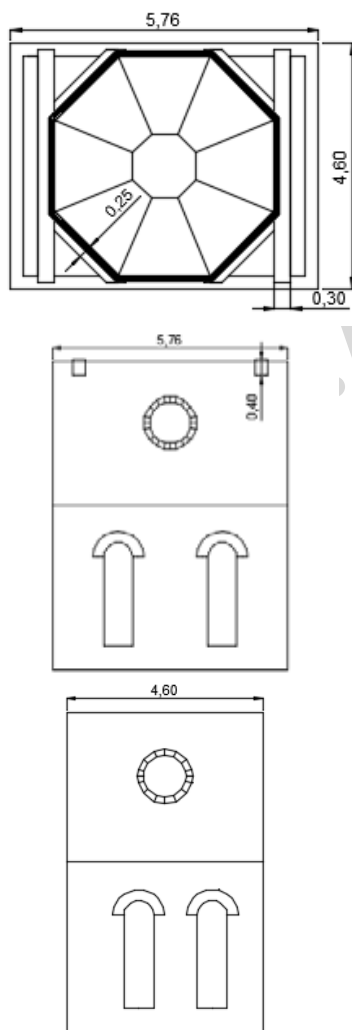


Figura 10. Dimensiones en metros de los apoyos de la cúpula
Fuente: elaboración propia.

a los muros laterales. Todas las vigas son de sección transversal rectangular con 0,4 m de altura y 0,3 m de ancho, y los muros de la torre tienen un espesor igual a 0,24 m (figura 10). Los otros dos apoyos corresponden a muros de ladrillo, los cuales van hasta la cimentación. Las luces entre los muros laterales y la cúpula fueron cubiertas por placas de concreto de baja resistencia (entre 10 y 12 MPa) sobre cimbras de madera que aún se evidencian desde una vista inferior.

La cúpula del Templo Santa Lucía es semiesférica de una sola hoja que cuenta con ocho casquetes construidos en ladrillo macizo y mortero. Los casquetes presentan grietas de gran consideración entre sí (algunas alcanzan los 3 cm), lo cual da indicio del trabajo independiente que cada uno realiza y de los esfuerzos de tracción presentados. Sin embargo, la cúpula se encuentra estable ante cargas de servicio, gracias a la unión que le aporta la linterna que la remata.

El análisis realizado al sistema constructivo de la cúpula permite determinar su comportamiento ante cargas y su estado actual. El agrietamiento meridional entre casquetes presentado por la cúpula del templo es un fenómeno que no compromete directamente su comportamiento estructural. En casos típicos, las grietas empiezan comúnmente en el arranque y se expanden hacia la corona sin llegar hasta ella y bajan a través del tambor; sin embargo, la falta de tambor presente en la cúpula del templo hizo más fácil el agrietamiento total desde los arranques hasta la corona (figura 11).

La construcción de la cúpula consistió primero en la disposición de los elementos que la soportan, los cuales son de diferente sección transversal y de diferente material; específicamente dos de los casquetes reposan sobre los muros de la torre y los otros seis sobre vigas de concreto reforzado; es decir, no poseen elementos de soporte de igual rigidez.

Los casquetes se construyeron de forma independiente. Se pudo determinar por inspección fotográfica que la trabazón de los ladrillos no se hizo de manera continua alrededor de todo el perímetro de la cú-

pula —lo cual era una práctica común en la construcción de este tipo de cúpulas—; se levantaron las hiladas de forma independiente para cada uno, y luego estos fueron unidos con mortero. La construcción de las primeras hiladas, vistas desde el interior de la cúpula, muestra que los lechos están completamente horizontales durante las primeras seis hiladas, para las cuales no se necesitó cimbra. Se presenta la hilada alta que es la número 7, y a partir de allí aparece una inclinación que genera una forma radial sencilla a la cúpula. Además, los casquetes disponen de una trabazón en soga en la cual los ladrillos fueron unidos con mortero de espesor variable (entre 1 cm y 2,5 cm), lo que indica que los empujes entre ladrillos no se transmiten de manera homogénea. Lo contrario ocurre entre la unión de las hiladas en las cuales se aprecia un espesor de mortero más o menos constante entre todas.

El levantamiento de cúpulas octagonales puede hacerse sin cimbra.²³ Esto se da cuando la trabazón de los ladrillos se realiza rodeando el perímetro del apoyo que la soporta. La cúpula del Templo Santa Lucía no se construyó de esta manera; hubo necesidad de cimbrar a partir de la hilada alta a consecuencia de que la trabazón se realizó independiente para cada casquete. El espesor de la cúpula cumple con el espesor mínimo de $1/100$ del radio de curvatura planteado por Huerta,²⁴ este tiene un valor de $1/22.55$ del radio de curvatura. Además, no está apoyada sobre un tambor a pesar de presentar hiladas horizontales.

Se requiere que estas hiladas tengan un espesor mínimo de $1/7,14$ y una altura de $1/3,34$ del diámetro de la cúpula para considerarse tambor.²⁵ El análisis de estabilidad para cargas de servicio muestra que los cuatro arcos presentan una distribución de esfuerzos similar. La presencia de esfuerzos de tensión es evidente en todos los arcos. Estos esfuerzos se aprecian en las dovelas 2, 3 y 8 (figura 12). El valor máximo de esfuerzo de tracción a que se encuentran sometidos los arcos es de 340 kPa. Las zonas sometidas a compresión presentaron esfuerzos máximos de 800 kPa.

Ante el análisis modal, la estructura presenta un periodo fundamental de 0,2184 segundos. Los esfuerzos de compresión y tensión que se generaron tras el análisis dinámico superan los esfuerzos resistentes máximos de la mampostería (tabla 3).



Figura 11. Fisuras en casquetes de la cúpula del Templo Santa Lucía
Fuente: fotografía de los autores.

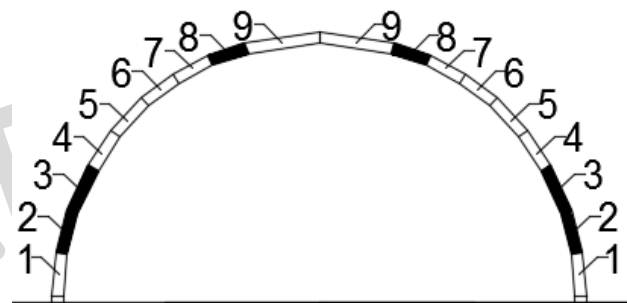


Figura 12. Numeración de las dovelas
Fuente: elaboración propia.

23. Huerta Fernández, Santiago. *Diseño estructural de arcos, bóvedas y cúpulas en España. ca. 1500-ca.1800*. Tesis (Doctoral). Madrid: Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, 1990.

24. Huerta, Santiago. *Arcos, bóvedas y cúpulas: geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Madrid: Instituto Juan Herrera, 2004. ISBN 84-9728-129-2

25. García Jara, F. *Las cúpulas de la arquitectura religiosa de la provincia de Alicante: del renacimiento al siglo XIX*. Tesis (Doctorado), Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, 2008. Disponible en: <http://rua.ua.es/dspace/handle/10045/53925>

Tabla 3. Esfuerzos máximos en los arcos, según tipo de cargas

Arcos	Esfuerzos (MPa)	Servicio	c1	c3
Normales	Compresión	0,80	10,95	8,43
	Tensión	0,34	10,95	8,43
Diagonales	Compresión	0,80	13,06	7,18
	Tensión	0,34	13,06	7,18

Fuente: elaboración propia.

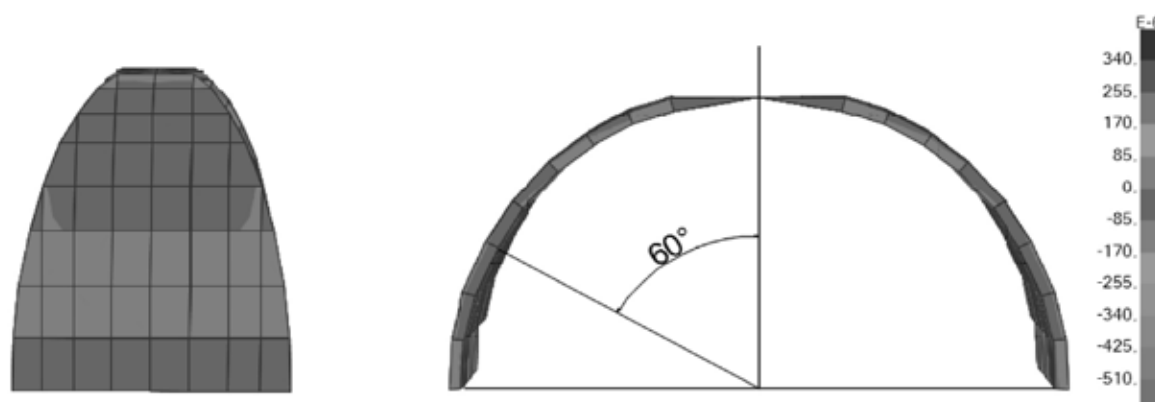


Figura 13. Esfuerzos en el arco 1 (en kPa)

Fuente: elaboración propia.

3. Discusión de resultados

Los resultados obtenidos de la comparación entre las diferentes edificaciones y la cúpula del antiguo Templo Santa Lucía permite atribuir las fisuras entre los casquetes a la falta de uniformidad en los apoyos y a la ausencia de tambor. Las fisuras nacen en la cúpula misma, es decir, no se tiene registros de que los elementos que la soportan presenten problemas estructurales; por ende, se atribuyen a la ausencia del tambor. No es indispensable la presencia del tambor en la construcción de cúpulas, pero aporta estabilidad y contrarrestan los empujes producidos por peso propio y las cargas de servicio; además, evitan que se presenten esfuerzos de tracción. Por último, la ausencia de trabazón entre casquetes contiguos no permitió garantizar una transmisión de esfuerzo monolítica, lo que facilitó que las fisuras se presentaran en la unión ladrillo-mortero. Los esfuerzos de tensión en los cuatro arcos se dan a partir de los 60 grados con respecto al eje vertical del centro de la cúpula; de esta manera se cumple con lo planteado por Pavlovic, Reccia y Cecchi²⁶ (figura 13) y se reitera la estabilidad de la cúpula ante cargas de servicio.

En cuanto al análisis para cargas de servicio, los esfuerzos obtenidos no comprometen la estabilidad de la cúpula, ya que las

26. Pavlovic, Reccia y Cecchi, *op. cit.*

características mecánicas del conjunto ladrillo-mortero tienen una resistencia máxima promedio de 570 kPa para tracción y de 5700 kPa en compresión. En lo que respecta a cargas sísmicas, los arcos presentan esfuerzos más críticos con la combinación que involucra el 100% del sismo en la dirección *X* y el 30% del sismo en dirección *Y*; además, la máxima concentración de esfuerzos de las combinaciones (C1 y C3) se generan en los arranques de cada casquete. Los esfuerzos de compresión y tensión que sufren los cuatro arcos son de un rango superior a los esfuerzos resistentes.

Conclusiones

El análisis comparativo realizado permitió determinar que el proceso constructivo de la cúpula no dista de los empleados en estructuras típicas. A partir de los elementos de soporte se construyeron casquetes independientes con cimbra a partir de la séptima hilada. Aunque la cúpula tiene una geometría adecuada, carece de un elemento para contrarrestar los empujes laterales: el tambor; lo cual generó que las grietas entre los casquetes se propagaran desde el apoyo hasta el perímetro de la linterna. Aunque las vigas de concreto rodean parcialmente la cúpula, son un fallido intento de tambor, debido a que no cumplen con las alturas y los espesores mínimos requeridos para considerarse como tales. La linterna es el único elemento que mantiene juntas las uniones entre los casquetes, debido a que es una linterna sólida. De no ser así, la cúpula habría colapsado, por la falta de equilibrio interno.

Experiencias de restauración como la de la Iglesia de San Miguel Arcangel, en Canet Lo Roig en Castellón (España), indican que una buena solución de prevención del colapso de la cúpula del templo Santa Lucía ante cargas sísmicas, sería por medio de arcos de hierro, los cuales se colocarían en el arranque de la cúpula. La función principal de estos sería contrarrestar los empujes laterales de la cúpula y que no pueden ser absorbidos por el tambor ya que este no existe. Esta solución es más eficiente que colocar un encadenado horizontal de concreto reforzado o de madera. El primero añade peso adicional indeseable, y el último requiere un tratamiento especial de mantenimiento y tiene además poca durabilidad relativa.

Referencias

AA. VV. *Domes in the World: Symbolism and Cultural Identity, Geometric and Formal Genesis, Construction, Identification, Conservation*. Firenze: Nardini Editore, 2012.

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA (AIS). *Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*. Bogotá, 2012. ISBN 978-9-58976-092-5.

CHECA-ARTASU, Martín Manuel y NIGLIO, Olimpia, coords. *El neogótico en la arquitectura americana. historia, restauración, reinterpretaciones y reflexiones*. Roma: Edizioni Scientifiche Italiane, 2016. ISBN 978-88-6975-151-6.

COMITÉ EUROPEEN DE NORMALISATION. *Eurocode 8. Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. Brussels, December, 2004.

DAHMEN, J. F. D. y OCHSENDORF, J. A. Modern Earth Buildings: Materials, Engineering, Construction and Applications. En: *Earth Masonry Structures: Arches, Vaults and Domes*. British Columbia: University of British Columbia, 2012. pp. 427-460. ISBN 987-0-85709-026-3.

FORABOSCHI, P. Resisting System and Failure Modes of Masonry Domes. *Engineering Failure Analysis* (44): 315-337, 2014.

GARCÍA JARA, F. *Las cúpulas de la arquitectura religiosa de la provincia de Alicante: del renacimiento al siglo XIX*. Tesis (Doctorado), Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, 2008. Disponible en: <http://rua.ua.es/dspace/handle/10045/53925>

GÓMEZ DE CÓZAR, J. C. *Análisis de estructuras espaciales de fábrica (bóvedas y cúpulas) en construcciones históricas: las bóvedas de nervaduras del Reino de Sevilla. s. XIII-XV*. Tesis (Doctoral). Sevilla, España. Universidad de Sevilla, 2001.

HALL, Matthew; LINDSAY, Rick, y KRAYENHOFF, Meror. Overview of Modern Earth Building. En: *Modern Earth Buildings: Materials, Engineering, Construction and Applications*. Cambridge, UK: Woodhead Publishing Limited, 2012, pp. 3-16.

HEYMAN, J. *The Science of Structural Engineering*. London: Imperial College Press, 1999.

HUERTA, Santiago. *Arcos, bóvedas y cúpulas: geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Madrid: Instituto Juan Herrera, 2004. ISBN 84-9728-129-2.

HUERTA FERNÁNDEZ, Santiago. *Diseño estructural de arcos, bóvedas y cúpulas en España. ca. 1500-ca. 1800*. Tesis (Doctoral). Madrid: Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, 1990.

HUERTA FERNÁNDEZ, Santiago. Mecánica de las bóvedas de fábrica: el enfoque del equilibrio. En: *El material pétreo y sus fábricas en el patrimonio*. Santiago, España: Consorcio de Santiago, 2005. pp. 157-192. 2005. ISBN 84-921371-3-4.

HURTADO VALDEZ, Pedro. Estructuras abovedadas de quincha en el virreinato de Perú. En: *Construir con Tierra Ayer y Hoy. V Seminario Iberoamericano de Construcción con Tierra* [en línea]. 2006. Disponible en: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=4529935>

LÓPEZ MANZANARES, Gema. La estabilidad de la cúpula de S. Pedro: el informe de los tres matemáticos. En: *Congreso Nacional de Historia de la Construcción* (Segundo, 1998, Coruña). España, 1998. pp. 285-294. ISBN 84-89977-44-5.

LÓPEZ MANZANARES, Gema. La forma ideal de las cúpulas: el ensayo de Bouguer. En: *Congreso Nacional de Historia de la Construcción* (Tercer, 2000, Sevilla). España. 2000. ISBN 84-95365-54-5.

LÓPEZ MOZO, A. La huella de El Escorial en las cúpulas españolas de finales del siglo XVI: el caso de la Capilla Cerralbo de Ciudad Rodrigo. *Informes de la Construcción* 65(2): 95-109. ISSN-E 1988-3234.

MUÑOZ, F. *Una contribución a la modelización y virtualización numérica de estructuras arquitectónicas*. Tesis (Doctorado en Arquitectura), Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña, 2000.

NÚÑEZ, A. *Mapa geológico departamento del Tolima: memoria explicativa*. Bogotá: Instituto de Investigación e Información Geocientífica Minero-Ambiental y Nuclear, 2001.

PAVLOVIC, Milorad; RECCIA, Emmanuele, y CECCHI, Antonella. A Procedure to Investigate the Collapse Behavior of Masonry Domes: Some Meaningful Cases. *International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis, and Restoration*, vol. 10 (1): 67-83, 2016. ISSN 1558-3058.

PÉREZ, J. C. y PIE DE CAUSA, B. Cúpulas de crucero en templos de la provincia de Alicante (s. XVII-XIX): construcción y geometría. *Informes de la Construcción* 67 (538). 2015. ISSN-E 1988-3234.

REQUENA RUIZ, I. *Análisis de tipologías estructurales bóveda, lámina, cúpula y paraboloide* [en línea]. s. f. Disponible en: <https://www.yumpu.com/es/document/view/14334528/analisis-de-tipologias-estructurales-boveda-lamina-cupula-y->

RODRÍGUEZ GARCÍA, Gabriel y NÚÑEZ, Alberto. *Geología del Departamento del Tolima*. Bogotá: República de Colombia, Ministerio de Minas y Energía, Instituto de Investigación e Información Geocientífica, Minero-Ambiental y Nuclear (Ingeominas), 1999.

SOLER-VERDÚ, R. y SOLER-ESTRELA, A. Tipología de cúpulas tabicadas: geometría y construcción en la Valencia del siglo XVIII. *Informes de la Construcción* 67(538). 2015. ISSN-E 1988-3234.

Sobre los autores

JORGE OLMEDO MONTOYA

jorge.montoya@unibague.edu.co
Universidad de Ibagué, Colombia
Magíster en Estructuras por la Universidad Politécnica de Madrid, España.
Profesor Facultad de Ingeniería

OLIMPIA NIGLIO SORIENTE

olimpia.niglio@gmail.com
Universidad de Kioto, Japón
Doctorado en Conservación de Bienes Arquitectónicos por la Universidad de Nápoles Federico II, Italia.
Profesora Escuela de Postgrados de Estudios Humanos y Ambientales.

KAROL BRIGITTE ROMERO

kritob15@hotmail.com
Universidad de Ibagué, Colombia
Ingeniera por la Universidad de Ibagué, Colombia.
Egresada Programa de Ingeniería Civil.

Evaluation of the Structural Stability of an Octagonal Dome with Meridional Cracks. Case Study: the Santa Lucia Temple, Ambalema, Colombia

To cite this article

How to cite this article: Montoya, Jorge O.; Niglio Soriente, Olimpia y Romero, Karol Brighth. Evaluation of the Structural Stability of an Octagonal Dome with Meridional Cracks. Case Study: The Santa Lucia Temple, Ambalema, Colombia. *Proiectum. Revista Internacional de Edificación* (1): xx-xx, 2018. ISSN xxx-xxx.

Introduction

Factory or masonry structures (*i. e.* set of a calcareous material with stone, brick or adobe) appeared at the dawn of civilization, from the desire for such constructions to withstand the passage of time. In the past, buildings supported tree trunks on stone walls; however, the need to cover all areas with masonry led to the birth of the arch, which was invented in Mesopotamia and Egypt some 6000 years ago; a natural technique for saving openings.¹ Arches are made of wedge-shaped voussoirs built on an auxiliary scaffold.² Hence, each voussoir needs to push the adjacent voussoirs in such a way that the thrust is countered. Furthermore, the springline elements must be supported in stirrups that support the thrust from the voussoirs,³ so that each voussoir works by compression (Figure 1). The domes are created from the arches, and the difference is that domes are much less thick, and they are supported on a drum in charge of restricting the movements of each element. Domes also end on roof lanterns, which provide stability to the structure and guarantee the work under compression efforts.

Domes are vaults that, being divided into meridians, behave as funicular arches; therefore, they are resistant to load systems without developing flexural stress under certain levels of magnitudes. Domes have parallels that restrict their lateral displacement and develop tension rings that allow membrane behavior.³ The ring forces that restrict the movement of the wedges outside the plane are compression stresses at the top and tensile stresses at the bottom. Transition from the compression area to the traction area occurs between 45 and 60 degrees from the vertical axis of the dome (Figure 2).⁴ Stresses at the bottom do not occur in atypical cases of domes with a flat crown and a heavy lantern, and the effect of the ring forces is more pronounced in the upper region of a dome, where circular compression rings tend to maintain equilibrium.⁵

Research carried out in different ancient constructions around the world has shown typical components of octagonal and circular domes: in Spain, the Hermitage of

1. Huerta, Santiago. *Arcos, bóvedas y cúpulas: geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Madrid: Instituto Juan Herrera, 2004. ISBN 84-9728-129-2.

2. *Ibid.*

3. Requena Ruiz, I. *Análisis de tipologías estructurales bóveda, lámina, cúpula y paraboloides* [en línea]. s. f. Disponible en: <https://www.yumpu.com/es/document/view/14334528/analisis-de-tipologias-estructurales-boveda-lamina-cupula-y>

4. Pavlovic, Milorad; Reccia, Emmanuele, y Cecchi, Antonella. A Procedure to Investigate the Collapse Behavior of Masonry Domes: Some Meaningful Cases. *International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis, and Restoration*, vol. 10 (1): 67-83, 2016. ISSN 1558-3058.

5. Hall, Matthew; Lindsay, Rick, y Krayenhof, Meror. Overview of Modern Earth Building. En: *Modern Earth Buildings: Materials, Engineering, Construction and Applications*. Cambridge, UK: Woodhead Publishing Limited, 2012, pp. 3-16.

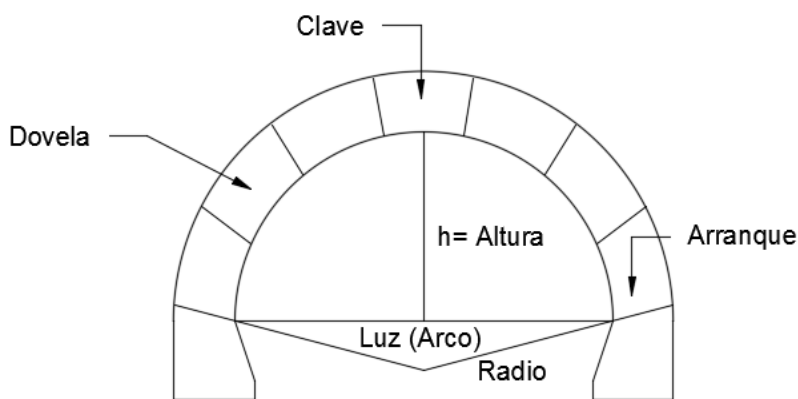


Figure 1. Parts of an arch
Source: Own elaboration.

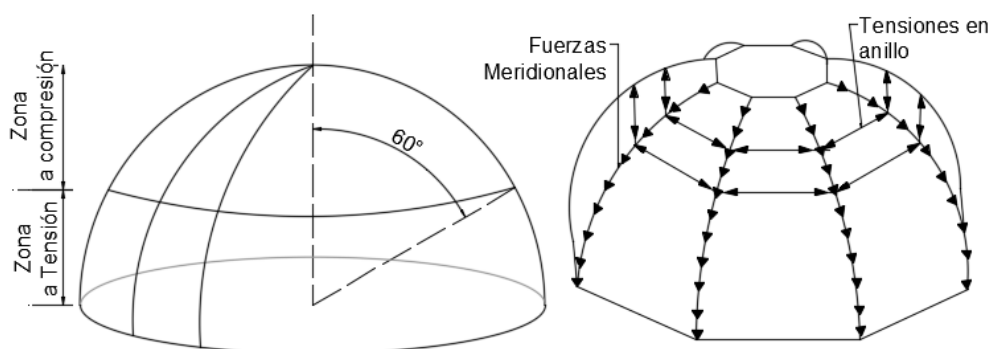


Figure 2. Forces and efforts in domes
Source: Own elaboration.

6. Soler-Verdú, R. y Soler-Estrela, A. Tipología de cúpulas tabicadas: geometría y construcción en la Valencia del siglo XVIII. *Informes de La Construcción* 67(538). 2015. ISSN-E 1988-3234.

7. AA. VV. *Domes in the World: Symbolism and Cultural Identity, Geometric and Formal Genesis, Construction, Identification, Conservation*. Firenze: Nardini Editore, 2012.

San Marcos and the Iglesia Arciprestal San Jaime show important characteristics, such as the elevation of the central dome on a drum that counteracts thrust in both constructions. The outside planes of both domes are octagonal and the outside sheet follows an elevated geometry made of two partitioned sheets. The Hermitage of San Marcos has a supplement of eight arches of variable width that converge to form an upper crown, unlike the Iglesia Arciprestal San Jaime, which has eight ribs formed by edges matching the diagonals of the drum.⁶

References for this type of construction can be found in the ancient temples of the Order of the Temple and the Poor Fellow-Soldiers of Christ in the Holy Land, where they had followed Jerusalem's example with the Dome of the Rock. The axes of the Dome of the Rock, with its cylinder drum as transition to the octagonal base, are the cardinal points in order to reflect sunlight. Octagonal dome typologies arrived in Spain from the eastern Mediterranean, and there are other important examples in the province of Palencia, such as the Monastery of Santa Maria de Mave, from the 12th century, with modifications from the 17th century, of the Benedictine order, which has an interesting octagonal internal dome.⁷

These drums are in charge of counteracting the thrust produced by the domes.⁸ When there is no drum, the way to counteract the thrust is by building adjacent vaults.⁹ In Italy, the Basilica of our Lady of Humanity and the Florence Cathedral have octagonal masonry domes with a ring and rib system, light lanterns and large drums.¹⁰

This typology was transferred to America, especially for religious orders after the Conquest and for Italian architects who built many churches between the middle of the 19th century and the first half of the 20th century.¹¹ Interesting references can be found in America, especially in Chile and particularly in the province of Chiloé, where Italian architect Eduardo Provasoli built the Church of San Francisco de Castro (late 19th century), which has an interesting dome with an octagonal drum (Figure 3).

All the domes of the above-referenced ancient structures have a drum and a lantern, which indicates that these elements play an essential role in providing stability. Aside from counteracting thrust, the structural function of the drum is to prevent a rotation mechanism of the dome.

Drums require a suitable thickness to fulfill their structural function. For the most part, they must have a considerable thickness, and, if they do not, they need circumferential reinforcement elements. The lantern, for its part, is a bonding mechanism from the resistive load system. The heavier the lantern, the greater the force exerted by the drum. Therefore, in order to prevent its opening, the drum must be thick.¹²

The shape of the domes determines the equilibrium conditions. Such conditions come from the hypothesis of no friction between the voussoirs to make sure the force path is perpendicular to the contact surface.¹³ In a study conducted in the year 2000, Gema López Manzanares concluded that “concave and conical forms are always stable due to the dome’s ability to develop compression efforts; the opposite happens with convex forms that have trouble maintaining a constant thickness”.¹⁴

The construction processes used for old domes, arches and walls were based on empirical tech-



Figure 3. Octagonal dome of the Church of San Francisco de Castro in Chiloé, Chile
Source: photograph by authors.

8. López Manzanares, G. La estabilidad de la cúpula de S. Pedro: el informe de los tres matemáticos. En: *Congreso Nacional de Historia de la Construcción* (Segundo, 1998, Coruña). España, 1998. pp. 285-294. ISBN 84-89977-44-5.

9. López Mozo, A. La huella de El Escorial en las cúpulas españolas de finales del siglo XVI: el caso de la Capilla Cerralbo de Ciudad Rodrigo. *Informes de la Construcción* 65(2): 95-109. ISSN-E 1988-3234.

10. Foraboschi, P. Resisting System and Failure Modes of Masonry Domes. *Engineering Failure Analysis* (44): 315-337, 2014. También: Heyman, J. *The Science of Structural Engineering*. London: Imperial College Press, 1999.

11. Checa-Artasu, Martín Manuel y Niglio, Olimpia, coords. *El neogótico en la arquitectura americana. historia, restauración, reinterpretaciones y reflexiones*. Roma: Edizioni Scientifiche Italiane, 2016. ISBN 978-88-6975-151-6.

12. Foraboschi, *op. cit.*

13. Gómez de Cózar, J. C. *Análisis de estructuras espaciales de fábrica (bóvedas y cúpulas) en construcciones históricas: las bóvedas de nervaduras del Reino de Sevilla*. s. XIII-XV. Tesis (Doctoral). Sevilla, España. Universidad de Sevilla, 2001.

14. López Manzanares, Gema. La forma ideal de las cúpulas: el ensayo de Bouguer. En: *Congreso Nacional de Historia de la Construcción* (Tercer, 2000, Sevilla). España. 2000. ISBN 84-95365-54-5, p. 607



**Figure 4. Santa Lucia Temple,
Ambalema, Colombia**
Source: photograph by authors.

15. Hurtado Valdez, Pedro. Estructuras abovedadas de quincha en el virreinato de Perú. En: *Construir con Tierra Ayer y Hoy. V Seminario Iberoamericano de Construcción con Tierra* [en línea]. 2006. Disponible en: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=4529935>

16. Huerta Fernández, Santiago. Mecánica de las bóvedas de fábrica: el enfoque del equilibrio. En: *El material pétreo y sus fábricas en el patrimonio*. Santiago, España: Consorcio de Santiago, 2005. pp. 157-192. ISBN 84-921371-3-4.

17. *Ibid.*, p. 171.

18. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Bogotá, 2012. ISBN 978-9-58976-092-5. Comité Europeo de Normalisation. *Eurocode 8. Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. Brussels, December, 2004.

niques and knowledge about the nature of manufacturing structures, that is, they took into account the laws of proportion, rather than criteria of resistance, as the purpose was that the geometry would provide adequate stress transmission in the material. A design was made where all elements had to work by compression, without admitting any other type of stress.¹⁵

The stability of an arch depends on the possibility of drawing a line of thrust within the central third of the thickness.¹⁷ Thus, the theorem states: “if it is possible to find an internal system of forces in equilibrium with the loads which does not violate the limit condition, that is, that the materials are working under compression, the arch will be considered stable”.¹⁶ However, stability can also be determined through structural analysis programs. This last method was used to evaluate the stability of the dome of the old Santa Lucia Temple in Ambalema, Colombia (Figure 4).

The old Santa Lucia Temple, located in Ambalema, a town from the Tolima Department in Colombia, is a relatively new structure, since the anamnesis concluded that the current structure is from the beginning of the 20th century, and it is part of the town’s historic district (declared a world heritage site). For the most part, the temple is built of masonry; however, elements of wood and reinforced concrete are also found. It has an octagonal dome with meridional cracks and, therefore, a study of stability under service loads and seismic loads was carried out using a modal spectral analysis.

1. Methodology

To carry out this study, the geometric characterization of the temple was made, and to determine the geometry of the dome, photogrammetric estimates were carried out. The pictures were taken from inside and from outside (figures 5 and 6). The topographic survey was carried out by means of a radiated polygon with total station and by planimetric survey with tape. The data were processed using the AutoCAD and CivilCAD programs for two-dimensional and three-dimensional representations. The architectural survey (planimetry and altimetry) was carried out with direct measurements, photographic records and visual inspection.

As to the characterization of materials, a physical and a mechanical characterization were conducted. Sclerometry and destructive tests were used in the latter to determine the compressive and flexural strength. Samples of the materials used in the construction were also taken in order to obtain the mechanical behavior of each. These materials, in turn, were characterized by laboratory tests and correlations suggested in the Colombian Seismic-Resistant Construction Standards and Eurocode 8.¹⁸



Figure 5. Interior view of the dome of the Santa Lucia Temple
Source: photograph by authors.



Figure 6. Exterior view of the dome of the Santa Lucia Temple
Source: photograph by authors.

The SAP 2000 software was used to analyze the structural stability of the dome and the mechanical characteristics of the materials were included. Furthermore, and by means of macromodeling, the mortar-brick assembly was taken in order to obtain a single composite material. The geometry of the model initially consisted of defining the elements through precasting distribution.¹⁹

Due to the meridional cracks between the caps of the dome, the membrane tensions turn into compressive stresses and the structure starts behaving as a series of concentric arches along the meridians.²⁰ Therefore, four arches were considered, where two meeting caps were considered as an arch. This can be done because vertical cracking transforms the structure from two-dimensional to one-dimensional.²¹

The analysis covers behavior under service loads, as well as a spectral modal analysis. The beam and wall elements that support the dome were taking into consideration. To include the lantern in the analysis, it was assigned as a load by its own weight on the crown of each arch.

In the modal analysis, the frontal structure of the temple was modeled in order to assess the stability of the dome under seismic loads and to determine the periods of vibration of the modal forms, followed by the elastic acceleration spectrum for a 5% damping, established by the NSR-10. Finally, the occurrence of seismic forces in two directions (X and Y) was defined, taking into account two load combinations (Table 1).

19. Muñoz, F. *Una contribución a la modelización y virtualización numérica de estructuras arquitectónicas*. Tesis (Doctorado en Arquitectura), Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña, 2000.

20. Pavlovic, Reccia y Cecchi, *op. cit.*

21. Foraboschi, *op. cit.*

Table 1. Variables of the design spectrum

Variable	Description	Value
I	Coefficient of importance	1.10
Aa	Effective peak acceleration coefficient	0.20
Av	Effective peak speed coefficient	0.20
Fa	Short-period amplification coefficient	1.40
Fv	Intermediate-period amplification coefficient	2.00

Source: Own elaboration.

Ambalema is located in an area of intermediate seismic threat, according to Appendix A-4 of NSR-10. The corresponding values of the acceleration and effective peak velocity coefficients are $Aa=0.2$ and $Av=0.2$, respectively. Amplification coefficients Fa and Fv depend on the type of soil in the area, which was assumed from the geological map of the Tolima Department (Figure 7). The Magdalena River has influenced the geology of the town of Ambalema; the geological deposits where the urban area is located are alluvium and terrace deposits, described by Núñez as “sand and gravel deposits with silty and clay intercalations, with little to no consideration and an average to good selection” (2001, p. 53). With these characteristics, it is assumed that there is a D-type profile in the area, according to the classification of table A.2.4-1 of NSR-10.

Being a building that can gather more than 200 people at a time, the temple is classified as a special occupation structure, it has a coefficient of importance of 1.10 and it is part of use group II. With the dimensionless coefficients of Table 1, the design spectrum shown in Figure 8b was built, based on the model provided in Figure 8a.

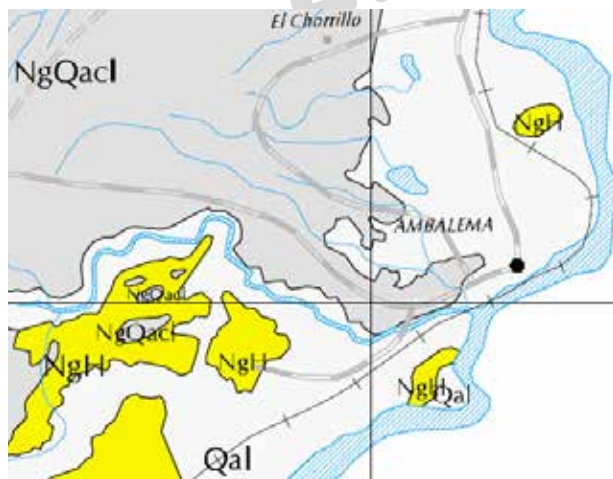


Figure 7. Geology of the town of Ambalema

Source: Rodríguez García, Gabriel and Núñez, Alberto. *Geología del Departamento del Tolima*. Bogotá: República de Colombia, Ministerio de Minas y Energía, Instituto de Investigación e Información Geocientífica, Minero-Ambiental y Nuclear (Ingeominas), 1999.

22. Núñez, A. *Mapa geológico departamento del Tolima: memoria explicativa*. Bogotá: Instituto de Investigación e Información Geocientífica Minero-Ambiental y Nuclear, 2001, p. 53.

Structures constructed in unreinforced masonry are considered to have no capacity for energy dissipation. Hence, a value of 1 was taken for the energy dissipation coefficient R , that is, the calculated seismic effects for the acceleration elastic spectrum did not decrease.

It was verified that the period of the vibration modes did not exceed the Ta value of section A.4.2.2 of NSR-10, calculated as:

$$T_a = C_t h \alpha$$

Where C_t is equal to 0.049 for masonry walls and α has a value of 0.75 for the same system. The result was that the approximate T_a period is equal to 0.444 s.

The static seismic shear was calculated at the base of the structure (V_s), based on equation A.4.3-1 of NSR-10:

$$V_s = S_a \cdot g \cdot M$$

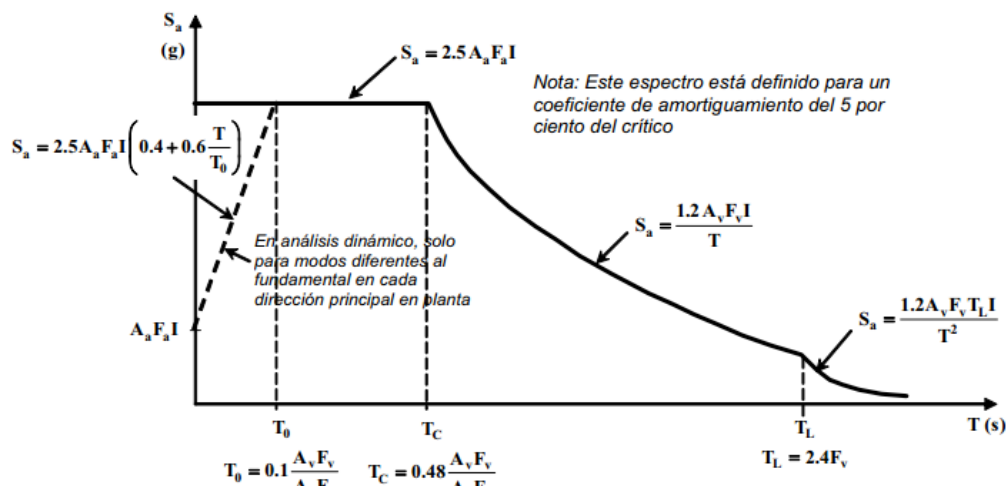


Figure 8a. Design acceleration elastic spectrum (NSR-10)
Source: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2012).

Where g is the value of acceleration of gravity (9.81 m/s^2) and M is the mass of the building, which was calculated in SAP 2000 based on the value of the density of the materials and the total volume of solids. This value is $27\,437\,608.6 \text{ kg}$. S_a is the acceleration of the structure (m/s^2).

One of the requirements specified when using dynamic analysis is that the value of the dynamic shear at the base cannot be less than 90% of the static one for irregular structures. If this condition is not met, a coefficient of adjustment must be applied so that the dynamic shear reaches the value of $0.9 V_s$. Table 2 shows the seismic forces considered in the modeling. Figure 8a shows the spectrum given by NSR-10 for the construction of the design spectrum (Figure 8b) for modeling the building.

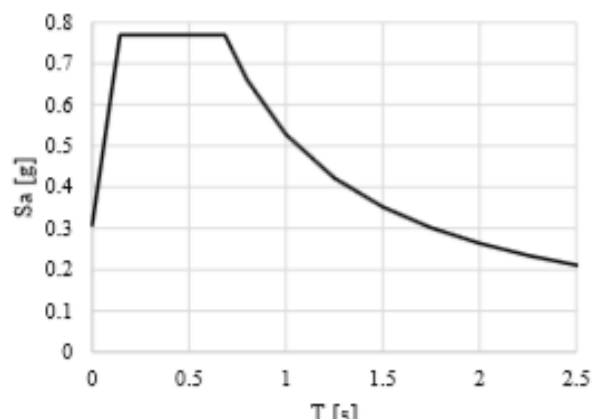


Figure 8b. Specific design acceleration elastic spectrum
Source: Own elaboration.

2. Results

The height from the base to the crown of the dome was measured at 18.9 m . It is an octagonal dome with an internal and an external diameter equal to 4.12 m and 4.3 m , respectively. Thickness is a constant at 0.09 m . The total height is 2.03 m and it is a hemisphere flattened at the crown, where a concrete lantern is located, having a diameter of 0.6 m (Figure 9).

In the case study, the dome is supported on 6 reinforced concrete beams, 2 of which are parallel to the walls of the tower and the rest form a 45 -degree angle with respect to the side walls.

Table 2. Load combinations used in the dynamic analysis

Combination	Percentage of participation
C1	$100\% X + 30\% Y$
C3	$100\% Y + 30\% X$

Source: Own elaboration.

All the beams are a rectangular cross-section, 0.4 m tall and 0.3 m wide, and the walls of the tower are 0.24 m thick (Figure 10). The other two supports are brick walls, which go to the foundation. The lights between the side walls and the dome were covered by low resistance concrete slabs (from 10 to 12 MPa) on wooden frames that are still visible from below.

The dome of the Santa Lucia Temple is semi-spherical, with a single sheet and eight caps, built in solid brick and mortar. There are significant cracks between the caps (some of them are 3 cm), which indicates the independent work of each and the tractive efforts present. However, the dome is stable under service loads, thanks to the union that the finishing lantern provides.

The analysis of the construction system of the dome makes it possible to determine its behavior under loads and their current state. The meridional cracking between the caps of the temple's dome is a phenomenon that does not directly compromise its structural behavior. In typical cases, the cracks commonly begin at the springline and they expand towards the crown without reaching it and then go down the drum; however, the lack of a drum in the temple dome made the total cracking easier from the springlines to the crown (Figure 11).

The construction of the dome consisted first in the arrangement of its supporting elements, which have different cross-sections and materials; specifically, two of the caps rest on the walls of the tower and the other six rest on reinforced concrete beams; in other words, they do not have equally rigid support elements.

The caps were built independently. It was determined, by photographic evidence, that interlocking of the bricks was not continuous around the whole perimeter of the dome—which was a

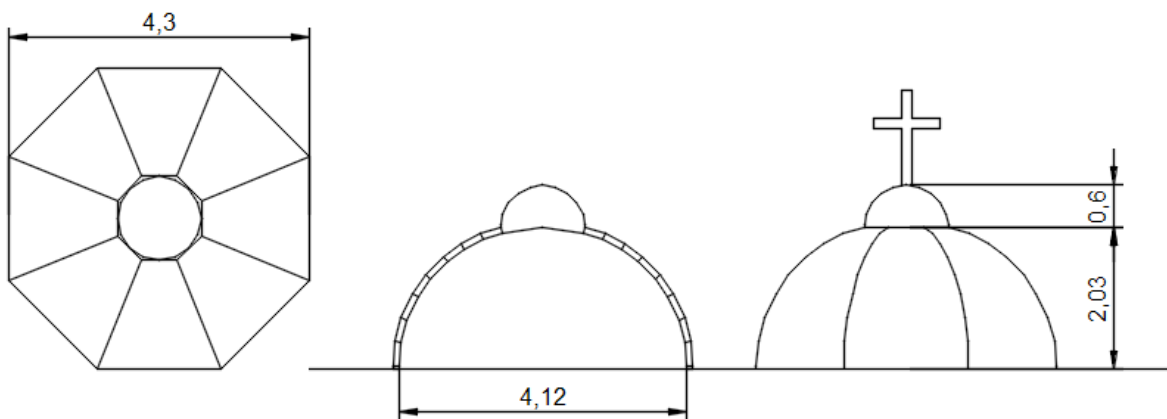


Figure 9. Dimensions of the dome in meters

Source: Own elaboration.

widespread practice in the construction of this type of domes; the courses were built independently for each one and then they were bonded together using mortar.

The construction of the first courses, seen from the inside of the dome, shows that the beds are completely horizontal in the first six courses, for which centering was not required. The high course is number 7, from which an inclination appears that generates a simple radial form to the dome. The caps are also laid in a stretcher bond, where the bricks were bonded together with mortar of variable thickness (between 1 cm and 2.5 cm), which indicates that thrust between the bricks is not homogeneously transmitted.

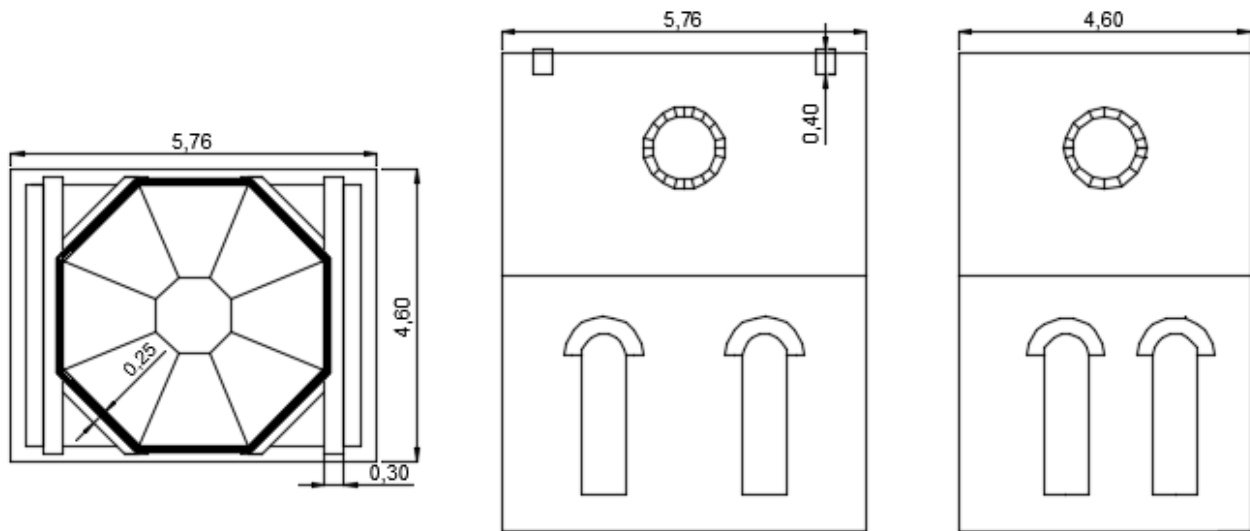


Figure 10. Dimensions of the dome supports in meters
Source: Own elaboration.

The opposite occurs between the union of the courses, where the thickness of the mortar is more or less constant between them all.

Octagonal domes can be raised without centering.²³ This occurs when the interlocking of the bricks is done around the perimeter of its support. The dome of the Santa Lucia Temple was not built this way; centering was necessary after the high course, because interlocking was independently done for each cap. The dome's thickness meets the minimum thickness of 1/100 of the radius of curvature suggested by Huerta;²⁴ it has a value of 1/22.55 of the radius of curvature. It is also not supported on a drum, despite having horizontal courses.

These courses must have a minimum thickness of 1/7.14 and a height of 1/3.34 of the diameter of the dome in order to be considered a drum. The analysis of stability for service loads shows that the four arches have a similar stress distribution.²⁵ The

23. Huerta Fernández, Santiago. *Diseño estructural de arcos, bóvedas y cúpulas en España. ca. 1500-ca.1800*. Tesis (Doctoral). Madrid: Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, 1990.

24. Huerta, Santiago. *Arcos, bóvedas y cúpulas: geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Madrid: Instituto Juan Herrera, 2004. ISBN 84-9728-129-2

25. García Jara, F. *Las cúpulas de la arquitectura religiosa de la provincia de Alicante: del renacimiento al siglo XIX*. Tesis (Doctorado), Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, 2008. Disponible en: <http://rua.ua.es/dspace/handle/10045/53925>



Figure 11. Cracks in the caps of the Santa Lucia Temple's dome
Source: photograph by authors.

Table 3. Maximum stressses in arches, based on type of loads

Arches	Stresses (MPa)	Service	c1	c3
Normal	Compressive	0.80	10.95	8.43
	Tensile	0.34	10.95	8.43
Diagonal	Compressive	0.80	13.06	7.18
	Tensile	0.34	13.06	7.18

Source: Own elaboration.

26. Pavlovic, Reccia y Cecchi, *op. cit.*

presence of tensile stress is evident in all the arches. These stresses can be seen in voussoirs 2, 3 and 8 (Figure 12). The maximum tensile stress to which the arches are subjected is 340 kPa. The areas subjected to compression had maximum stresses of 800 kPa.

According to the modal analysis, the structure has a fundamental period of 0.2184 s. The compressive and tensile stresses generated after the dynamic analysis surpass the maximum resistant stresses of the masonry (Table 3).

3. Discussion of results

The results obtained from comparing the different buildings and the dome of the old Santa Lucia Temple makes it possible to attribute the cracks between the caps to the lack of uniformity in the supports and to the absence of a drum. Cracks originate in the dome itself, that is, there are no records that the elements that support it have any structural problems; therefore, they are attributed to the lack of a drum. The presence of a drum in the construction of domes is not essential, but it does provide stability and it counteracts the thrust produced by its own weight and the service loads; they also prevent tensile stresses from occurring. Finally, the lack of interlocking between adjacent caps made it impossible to guarantee a monolithic stress transmission, which facilitated the appearance of cracks in the brick-mortar bond.

The tensile stresses in the four arches occur after 60 degrees to the vertical axis of the center of the dome, thus complying with what Pavlovic, Reccia and Cecchi²⁶ proposed (Figure 13) and reiterating the dome's stability under service loads.

As to the analysis for service loads, the stresses obtained do not compromise the stability of the dome, since the mechanical characteristics of the brick-mortar bond have an average maximum stress of 570 kPa for traction and 5700 kPa in compression. Regarding seismic loads, the arches show more critical stresses with the combination involving 100% of the earthquake in the X direction and 30% of the earthquake in the Y direction; furthermore, the maximum concentration of stresses of

the combinations (C1 and C3) are generated in the springlines of each cap. The compressive and tensile stresses on the four arches are of a higher range than the resistive forces.

Conclusions

The comparative analysis conducted made it possible to determine that the construction process of the dome is not very different from those used in typical structures. Based on the supporting elements, independent caps were built with centering after the seventh course. Even though the dome has an adequate geometry, it lacks an element to counter lateral thrust: the drum, which caused the cracks between the caps to propagate from the support to the perimeter of the flashlight. Even though the concrete beams partially surround the dome, they are a failed attempt at a drum, because they do not meet the minimum height and thickness required to be considered as such. The lantern is the only thing that keeps the bonds between caps together, as it is a solid lantern. The dome would have collapsed otherwise, due to lack of internal balance.

Restoration experiences, such as those of the Church of St. Michael the Archangel in Canet Lo Roig in Castellón (Spain), indicate that a good solution to prevent the collapse of the dome of the Santa Lucia Temple under seismic loads, would be by means of iron arches, which would be placed at the dome's springline. Their main purpose would be to counteract the lateral thrust of the dome and they cannot be absorbed by the drum, since it does not exist. This solution is more efficient than using reinforced concrete or wood horizontal bracing. The former adds an undesirable additional weight, and the latter requires special maintenance treatment and has little relative durability.

References

AA. VV. *Domes in the World: Symbolism and Cultural Identity, Geometric and Formal Genesis, Construction, Identification, Conservation*. Firenze: Nardini Editore, 2012.

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA (AIS). *Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*. Bogotá, 2012. ISBN 978-9-58976-092-5.

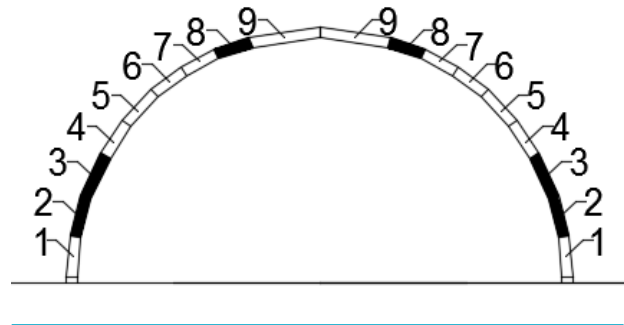


Figure 12. Numbering of voussoirs
Source: Own elaboration.

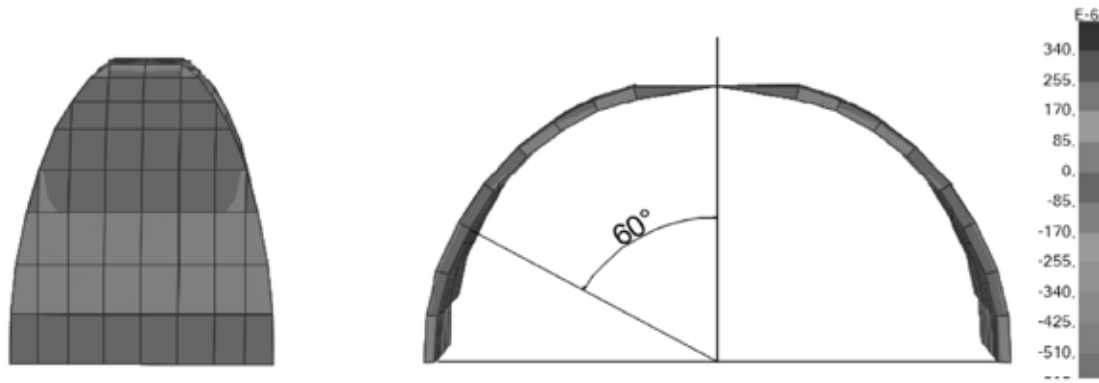


Figure 13. Stresses in arch 1 (in kPa)

Source: Own elaboration.

CHECA-ARTASU, Martín Manuel and NIGLIO, Olimpia, coords. *El neogótico en la arquitectura americana. historia, restauración, reinterpretaciones y reflexiones*. Roma: Edizioni Scientifiche Italiane, 2016. ISBN 978-88-6975-151-6.

COMITÉ EUROPEEN DE NORMALISATION. *Eurocode 8. Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. Brussels, December, 2004.

DAHMEN, J. F. D. and OCHSENDORF, J. A. Modern Earth Buildings: Materials, Engineering, Construction and Applications. En: *Earth Masonry Structures: Arches, Vaults and Domes*. British Columbia: University of British Columbia, 2012. pp. 427-460. ISBN 987-0-85709-026-3.

FORABOSCHI, P. Resisting System and Failure Modes of Masonry Domes. *Engineering Failure Analysis* (44): 315-337, 2014.

GARCÍA JARA, F. *Las cúpulas de la arquitectura religiosa de la provincia de Alicante: del renacimiento al siglo XIX*. Tesis (Doctorado), Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, 2008. Disponible en: <http://rua.ua.es/dspace/handle/10045/53925>

GÓMEZ DE CÓZAR, J. C. *Análisis de estructuras espaciales de fábrica (bóvedas y cúpulas) en construcciones históricas: las bóvedas de nervaduras del Reino de Sevilla. s. XIII-XV*. Tesis (Doctoral). Sevilla, España. Universidad de Sevilla, 2001.

HALL, Matthew; LINDSAY, Rick, and KRAYENHOFF, Meror. Overview of Modern Earth Building. En: *Modern Earth Buildings: Materials, Engineering, Construction and Applications*. Cambridge, UK: Woodhead Publishing Limited, 2012, pp. 3-16.

HEYMAN, J. *The Science of Structural Engineering*. London: Imperial College Press, 1999.

HUERTA, Santiago. *Arcos, bóvedas y cúpulas: geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Madrid: Instituto Juan Herrera, 2004. ISBN 84-9728-129-2.

HUERTA FERNÁNDEZ, Santiago *Diseño estructural de arcos, bóvedas y cúpulas en España. ca. 1500-ca. 1800*. Tesis (Doctoral). Madrid: Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, 1990.

HUERTA FERNÁNDEZ, Santiago. *Mecánica de las bóvedas de fábrica: el enfoque del equilibrio*. En: *El material pétreo y sus fábricas en el patrimonio*. Santiago, España: Consorcio de Santiago, 2005. pp. 157-192. 2005. ISBN 84-921371-3-4.

HURTADO VALDEZ, Pedro. Estructuras abovedadas de quincha en el virreinato de Perú. En: *Construir con Tierra Ayer y Hoy. V Seminario Iberoamericano de Construcción con Tierra* [en línea]. 2006. Disponible en: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=4529935>

LÓPEZ MANZANARES, Gema. La estabilidad de la cúpula de S. Pedro: el informe de los tres matemáticos. En: *Congreso Nacional de Historia de la Construcción (Segundo, 1998, Coruña)*. España, 1998. pp. 285-294. ISBN 84-89977-44-5.

LÓPEZ MANZANARES, Gema. La forma ideal de las cúpulas: el ensayo de Bouguer. En: *Congreso Nacional de Historia de la Construcción (Tercer, 2000, Sevilla)*. España. 2000. ISBN 84-95365-54-5.

LÓPEZ MOZO, A. La huella de El Escorial en las cúpulas españolas de finales del siglo XVI: el caso de la Capilla Cerralbo de Ciudad Rodrigo. *Informes de la Construcción* 65(2): 95-109. ISSN-E 1988-3234.

MUÑOZ, F. *Una contribución a la modelización y virtualización numérica de estructuras arquitectónicas*. Tesis (Doctorado en Arquitectura), Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña, 2000.

NÚÑEZ, A. *Mapa geológico departamento del Tolima: memoria explicativa*. Bogotá: Instituto de Investigación e Información Geocientífica Minero-Ambiental y Nuclear, 2001.

PAVLOVIC, Milorad; RECCIA, Emmanuele, and CECCHI, Antonella. A Procedure to Investigate the Collapse Behavior of Masonry Domes: Some Meaningful Cases. *International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis, and Restoration*, vol. 10 (1): 67-83, 2016. ISSN 1558-3058.

PÉREZ, J. C. and PIE DE CAUSA, B. Cúpulas de crucero en templos de la provincia de Alicante (s. XVII-XIX): construcción y geometría. *Informes de la Construcción* 67 (538). 2015. ISSN-E 1988-3234.

REQUENA RUIZ, I. *Análisis de tipologías estructurales bóveda, lámina, cúpula y paraboloide* [en línea]. s. f. Disponible en: <https://www.yumpu.com/es/document/view/14334528/analisis-de-tipologias-estructurales-boveda-lamina-cupula-y->

RODRÍGUEZ GARCÍA, Gabriel and NÚÑEZ, Alberto. *Geología del Departamento del Tolima*. Bogotá: República de Colombia, Ministerio de Minas y Energía, Instituto de Investigación e Información Geocientífica, Minero-Ambiental y Nuclear (Ingeominas), 1999.

SOLER-VERDÚ, R. and SOLER-ESTRELA, A. Tipología de cúpulas tabicadas: geometría y construcción en la Valencia del siglo XVIII. *Informes de La Construcción* 67(538). 2015. ISSN-E 1988-3234.

About the authors

JORGE OLMEDO MONTOYA

jorge.montoya@unibague.edu.co
Universidad de Ibagué, Colombia
Master in Structures at Universidad Politécnica de Madrid, Spain
Professor Faculty of Engineering.

OLIMPIA NIGLIO SORIENTE

olimpia.niglio@gmail.com
Universidad de Kioto, Japón
Ph.D. in Conservation of Architecture at University of Naples, Federico II.
Professor at Graduate School of Human and Environmental Studies.

KAROL BRIGITTE ROMERO

kritob15@hotmail.com
Universidad de Ibagué, Colombia
Engineer from Universidad de Ibagué, Colombia.
Former student of Civil Engineering Program.

Avaliação da estabilidade estrutural de uma cúpula octagonal com gretas meridionais. Caso de estudo: templo Santa Lucía Ambalema, Colômbia

To cite this article

How to cite this article: Montoya, Jorge O.; Niglio Soriente, Olimpia y Romero, Karol Brighit. Evaluation of the Structural Stability of an Octagonal Dome with Meridional Cracks. Case Study: The Santa Lucía Temple, Ambalema, Colombia. *Proiectum. Revista Internacional de Edificación* (1): xx-xx, 2018. ISSN xxx-xxx.

Introdução

As estruturas de fábrica ou alvenaria (*i. e.*, conjunto de um material calcário com pedra, tijolo ou adobe) surgem com o nascimento da civilização, diante do desejo de que estas construções resistissem o passar do tempo. Antigamente, as construções apoiavam troncos de árvores sobre muros de pedra. Contudo, a necessidade de cobrir todos os espaços com alvenaria deu origem ao arco, o qual foi inventado na Mesopotâmia ou Egito há uns 6000 anos; uma técnica natural de salvar vãos (Huerta, 2004). Os arcos se compõem de aduelas iguais em formas de cunha construídas sobre um andaime auxiliar (Heyman, 1999, p. 39). Por isso, é mister que cada aduela impulse seus adjacentes de tal modo a contrabalancear os impulsos. Além do mais, os elementos dos arranques devem estar apoiados em estribos que resistam o impulso transmitido pelas aduelas (Huerta, 2004), com o fim de que cada uma dessas aduelas trabalhe à compressão (figura 1). Dos arcos se desprende a criação de cúpulas, que se diferencia por ter espessuras muito menores, apoiados sobre um tambor encarregado de restringir os deslocamentos de cada elemento. Além do mais, as cúpulas rematam em lanternas, encarregadas de gerar estabilidade à estrutura, garantindo assim o trabalho com esforços de compressão.

As cúpulas são abóbadas que, ao ser divididas em meridianos, se comportam como arcos funiculares; portanto, são resistentes a sistemas de cargas sem desenvolver tensões a flexão sob certos níveis de magnitudes. As cúpulas possuem paralelos que restringem seu deslocamento lateral e desenvolvem tensões em anel que permitem o comportamento de membrana (Requena Ruiz, s. d.)n.d.. As forças em anéis que restringem o movimento das cunhas fora do plano são de compressão na zona superior e de tração na zona inferior. A transição da zona de compressão à zona de tração se produz entre os 45 e os 60 graus referente ao eixo vertical da cúpula (Pavlovic, Rec-

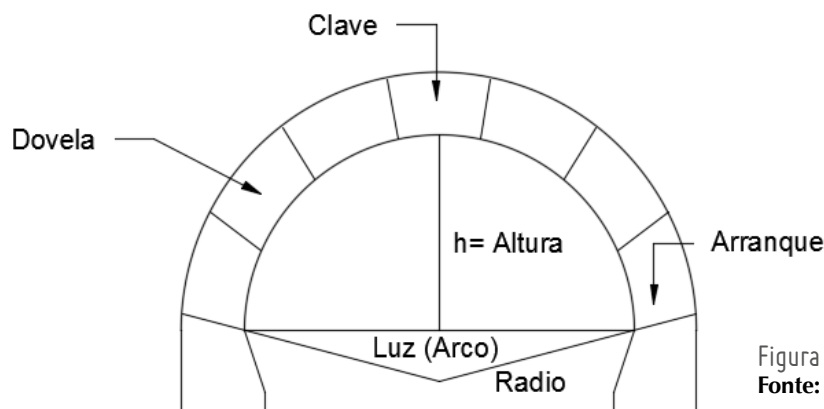


Figura 1. Partes de um arco
Fonte: elaboração própria.

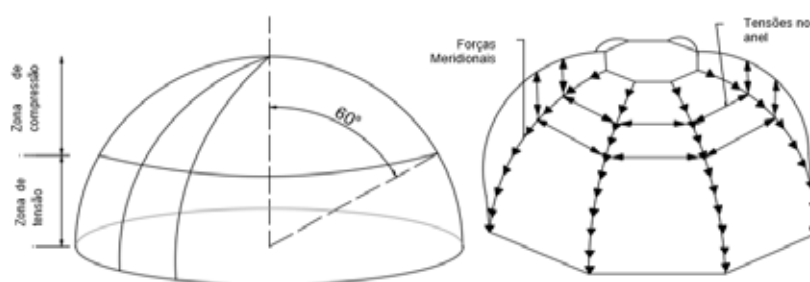


Figura 2. Forças e esforços nas cúpulas
Fonte: elaboração própria.

cia e Cecchi, 2016) (figura 2). As tensões na parte inferior não se apresentam em casos atípicos de cúpulas com coroa plana e lanterna pesada e o efeito das forças em anel é mais pronunciado na região superior de uma cúpula, onde os anéis de compressão circulares tendem a manter o equilíbrio (Hall, Lindsay e Krayenhoff, 2012).

Pesquisas realizadas em diferentes construções antigas ao redor do mundo têm evidenciado componentes típicos de cúpulas octogonais e circulares: na Espanha, o eremitério de San Marcos e a Igreja Arciprestal San Jaime mostram características importantes, por exemplo, a elevação da cúpula central sobre um tambor que contrabalança impulsos em ambas construções. A planta exterior nas duas cúpulas é octogonal e a folha exterior obedece a uma geometria elevada de duas folhas separadas. O eremitério de San Marcos tem um suplemento de oito arcos de largura variável que confluem para formar uma coroa superior, à diferença da Igreja Arciprestal San Jaime, que tem oito molduras formadas por bordas que coincidem com as diagonais do tam-

bor (Soler-Verdú e Soler-Estrela, 2015).

Na verdade, esta tipologia construtiva encontra suas referências nos templos antigos da Ordem do Templo e na Ordem dos Pobres Cavaleiros de Cristo na Terra Santa, onde haviam tomado exemplos em Jerusalém com a Cúpula da Roca. Esta, com tambor cilíndrico como transição para a base octogonal, têm os vértices orientados de acordo com os pontos cardeais, com o fim de refletir os raios solares. Desde o oriente do Mediterrâneo chegaram tipologias de cúpula octogonais a Espanha, onde há outros exemplos importantes na província de Palencia, como o Monastério de Santa Maria de Mave, do século XII, com modificações do século XVII, da ordem beneditina, que tem uma interessante cúpula interna octogonal (AA.VV., 2012).

Estes tambores são os encarregados de contrabalançar o impulso produzido pelas cúpulas (López Manzanares, 2000). Ao não existir um tambor, a maneira de contrabalançar os impulsos é a construção de abóbodas adjacen-



Figura 3. Cúpula octogonal da Igreja de San Francisco de Castro em Chiloé, Chile
Fonte: fotografia dos autores.

tes (López Mozo, 2013). Na Itália, o santuário Basílica da Nossa Senhora da Humanidade e a Catedral de Florença têm cúpulas octogonais de alvenaria com sistema de anel e moldura, lanternas leves e tambores grandes (Foraboschi, 2014; Heyman, 1999).

Esta tipologia foi trasladada a América, sobre todo, para as ordens religiosas depois a Conquista e para os arquitetos italianos que construíram muitas igrejas entre a metade do século XIX e a primeira metade do século XX (Niglio e Checa Artasu, 2016). Na América encontram-se interessantes referências, principalmente no Chile e particularmente na província de Chiloé, onde o arquiteto italiano Eduardo Provas li construiu a Igreja de San Francisco de Castro (final do século XIX), que tem uma interessante cúpula com tambor octogonal (figura 3).

As cúpulas das estruturas antigas referenciadas todas contam com tambor e lanterna, o que indica que estes elementos desempenham um papel fundamental na estabilidade. O trabalho estrutural do tambor, além de contrabalançar impulsos, é evitar que a cúpula apresente um mecanismo de rotação.

Os tambores requerem uma espessura adequada para cumprir sua função estrutural. A maioria deve ser de espessura considerável, ou se não, necessitam elementos de reforço circunferencial. A lanterna, por sua parte, é um mecanismo de união que pertence ao sistema de carga resistente. Quanto mais pesada a lanterna, maior é a força realizada pelo tambor. Portanto, para prevenir a sua abertura o tambor deve ser grosso (Foraboschi, 2014).

A forma das cúpulas determina as condições de equilíbrio. Estas condições partem da hipótese de ausência de fricção entre as aduelas para garantir que a trajetória de forças seja perpendicular à superfície de contato (Gómez de Cózar, 2001). Em um estudo realizado em 2000, Gema López Manzanares concluiu que “as formas côncavas e cônicas são sempre estáveis pela capacidade da cúpula de desenvolver esforços de compressão, o contrário ocorre com as convexas que apresentam defeitos em manter uma espessura constante” (2000, p. 607).

Os processos construtivos empregados para cúpulas, arcos e muros antigos se baseavam em técnicas empíricas e conhecimentos acerca da natureza de estruturas de fábrica, ou seja, eram levadas em conta as leis de proporção, mais que critérios de resistência, pois se procurava que a geometria proporcionasse uma transmissão de esforços adequada no material. Se realizava um desenho onde todos os elementos deviam trabalhar a compressão, sem admissão de outro tipo de esforços (Hurtado Valdez, 2006).

A estabilidade de um arco depende da possibilidade de desenhar uma linha de impulso dentro do terço central de sua espessura (Huerta Fernández, 2005). É assim como o teorema estabelece: “se é possível encontrar um sistema de esforços internos no equilíbrio com cargas que não deixem de cumprir a condição limite, ou seja, que os materiais se encontrem trabalhando a compressão, o arco se considera estável” (Heyman, 1998; Huerta Fernández, 2005). Contudo, a estabilidade também pode se determinar mediante programas de análise estrutural. Com este último método avaliou-se a estabilidade da cúpula do antigo Templo Santa Lucía em Ambalema, na Colômbia (figura 4).

O antigo Templo Santa Lucía situado em Ambalema, município do Estado de Tolima, na Colômbia, é uma estrutura relativamente nova, já que a anamnese concluiu que a atual estrutura data de princípios do século XX, que faz parte do centro histórico da cidade (lugar declarado patrimônio histórico da humanidade). Em grande parte, o templo está construído em alvenaria; no entanto, se encontram elementos de madeira e concreto reforçado. Conta com uma cúpula octagonal que apresenta fissuras meridionais e, por isso, se realizou um estudo de estabilidade diante de cargas de serviço e cargas sísmicas mediante uma análise modal espectral.



Figura 4. Templo Santa Lucía
Ambalema, Colômbia
Fonte: fotografia dos autores.

1. Metodologia

Para o desenvolvimento deste estudo fez-se a caracterização geométrica do templo e para determinar a geometria da cúpula realizaram-se estimações fotogramétricas. As fotos foram tomadas desde o interior e desde o exterior (figuras 5 e 6). O levantamento topográfico se executou por meio de poligonal radiada com estação total e por levantamento planimétrico com fita. Os dados se processaram com ajuda dos programas AutoCAD e CivilCAD, para as representações bidimensionais e tridimensionais. O levantamento arquitetônico da estrutura (planimetria e altimetria) se efetuou com medições diretas, registros fotográficos e inspeção visual.

No que se refere à caracterização de materiais, se fez uma física e uma mecânica. Para esta última se usou esclerometria e provas destrutivas, a efeitos de determinar a resistência à compressão e à flexão. Também extraíram-se amostras dos materiais usados na construção, com o fim



Figura 5. Vista interior da cúpula do Templo Santa Lucía
Fonte: fotografia dos autores.



Figura 6. Vista exterior da cúpula do Templo Santa Lucía
Fonte: fotografia dos autores.

de obter o comportamento mecânico de cada um. Estes materiais, por sua vez, se caracterizaram através de ensaios de laboratório e correlações sugeridas no Regulamento Colombiano de Construção Sismo resistente (NSR-10) (Associação Colombiana de Engenharia Sísmica, 2012) e o Eurocódigo 8 (Comité Européen de Normalisation, 2004).

Para a análise da estabilidade estrutural da cúpula se usou o programa SAP 2000 e incluíram-se as características mecânicas dos materiais. Além disso, por meio de macro modelagem, se usou o conjunto argamassa tijolo para obter um único material composto. A geometria do modelo consistiu inicialmente em definir os elementos através de uma distribuição por estrutura pré-fabricada. (Muñoz, 2000).

Pelas fissuras meridionais presentes entre as calotas da cúpula, as tensões da membrana se transformam em esforços de compressão e a estrutura começa a comportar-se como uma série de arcos concêntricos ao longo dos meridianos (Pavlovic, Reccia e Cecchi, 2016). Portanto, foram considerados quatro arcos, tomando como arco das calotas encontradas. Isto se pode realizar devido a que a rachadura vertical transforma a estrutura de bidimensional a unidimensional (Foraboschi, 2014).

A análise abarca o comportamento diante de cargas de serviço, assim como também uma análise modal espectral. Levaram-se em conta os elementos tipo viga e muro que resistem a cúpula. Para a inclusão da lanterna na análise, esta se designou como uma carga por peso próprio sobre a coroa de cada arco.

Na análise modal modelou-se a estrutura frontal do templo, a fim de avaliar a estabilidade da cúpula diante de cargas sísmicas e determinar os períodos de vibração pertencentes às formas modais, seguido do espectro elástico de acelerações para um amorteci-

mento de 5%, estabelecido pela NSR-10. Por último, se definiu a ocorrência de forças sísmicas em duas direções (X e Y), levando em conta duas combinações de carga (tabela 1).

Tabela 1. Variáveis do espectro de desenho

Variável	Descrição	Valor
I	Coefficiente de importância	1,10
Aa	Coefficiente de aceleração pico efetiva	0,20
Av	Coefficiente de velocidade pico efetiva	0,20
Fa	Coefficiente de amplificação para períodos curtos	1,40
Fv	Coefficiente de amplificação para períodos intermediários	2,00

Fonte: elaboração própria.

Ambalema encontra-se em uma zona de ameaça sísmica intermediária, segundo o apêndice A-4 da NSR-10. Os valores correspondentes dos coeficientes de aceleração e velocidade pico efetiva são $Aa = 0,2$ e $Av = 0,2$, respectivamente. Os coeficientes de amplificação Fa e Fv dependem do tipo de solo da zona, que se assumiu a partir do mapa geológico de Tolima (figura 7). O rio Magdalena tem influído na geologia do município de Ambalema; o depósito geológico onde se encontra a zona urbana é tal que corresponde a aluviões e terraços, descrito por Núñez como “depósitos de cascalho e areias com intercalações lodosas e argilosas, com pouca ou nenhuma consolidação e seleção de regular a boa” (2001, p. 53). Com estas características, se assume que na zona há um perfil de tipo D, de acordo com a classificação da tabela A.2.4-1 da NSR-10.

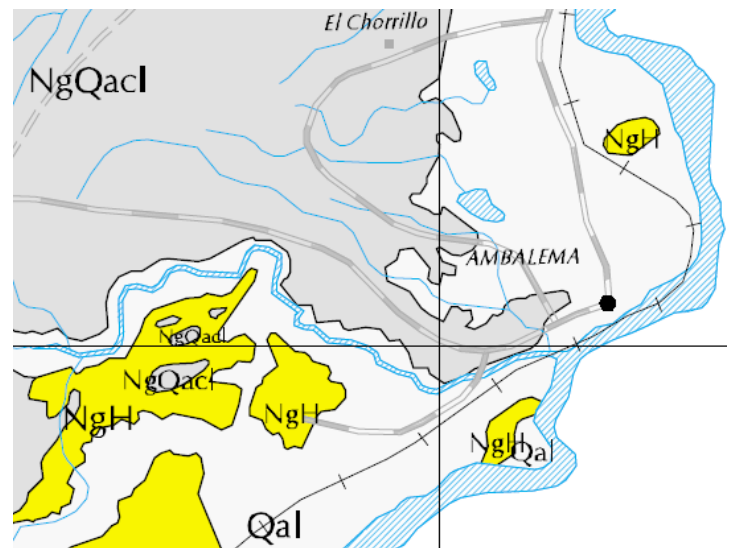


Figura 7. Geologia do município de Ambalema

Fonte: Rodríguez e Núñez (1999).

Na análise dinâmica, só para modos diferentes ao fundamental em cada direção principal na planta

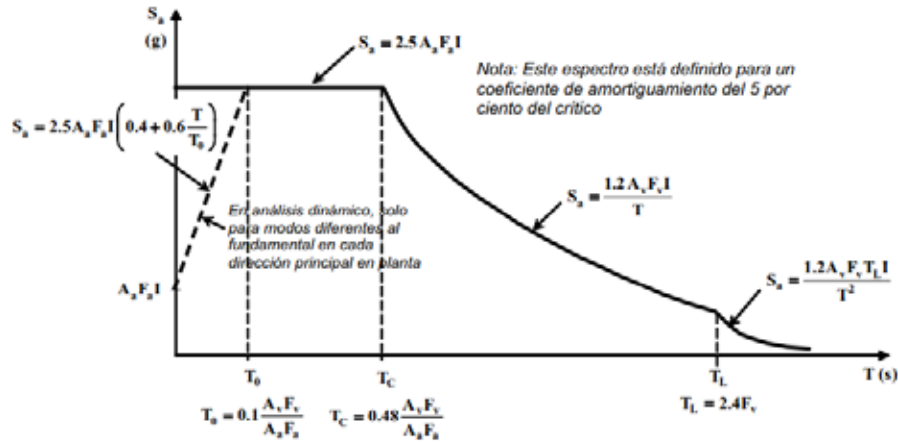


Figura 8a. Espectro elástico de acelerações de desenho (NSR-10)

Nota: este espectro está definido para um coeficiente de amortiguamento de 5% do crítico.

Fonte: Associação Colombiana de Engenharia Sísmica (2012).

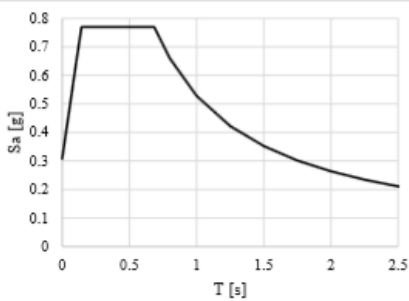


Figura 8b. Espectro elástico de acelerações de desenho determinado

Fonte: Os autores

Pelo fato de ser uma edificação onde podem se reunir mais de 200 pessoas ao mesmo tempo, o templo está catalogado como uma estrutura de ocupação especial, tem um coeficiente de importância de 1,10 e pertence ao grupo de uso II. Com os coeficientes adimensionais da tabela 1 se construiu o espectro de desenho mostrado na figura 8b, a partir do modelo dado na figura 8a.

As estruturas construídas em alvenaria não reforçada se consideram sem capacidade de dissipação de energia. Por isso, foi considerado um valor de 1 para o coeficiente de dissipação de energia R , quer dizer, não se reduziram os efeitos sísmicos calculados para o espectro elástico de acelerações.

Verificou-se que o período dos modos de vibração não excedesse o valor de T_a da seção A.4.2.2 da NSR-10, calculado como:

$$T_a = C_t h \alpha$$

Onde C_t é igual a 0,049 para muros de alvenaria e α tem um valor de 0,75 para o mesmo sistema. Constatou-se que o período aproximado T_a é igual a 0,444 s.

Calculou-se o cortante sísmico estático na base da estrutura (V_s), segundo a equação A.4.3-1 da NSR-10:

$$V_s = S_a \cdot g \cdot M$$

Onde g é o valor da aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$) e M é a massa da edificação, que foi calculada em SAP 2000 a partir do valor da densidade dos materiais e o volume total dos sólidos. Este valor corresponde a $27\,437\,608,6 \text{ kg}$. S_a é a aceleração da estrutura (m/s^2)

Um dos requisitos especificados ao usar a análise dinâmica é que o valor do cortante dinâmico na base não pode ser menor que o 90% do estático para estruturas irregulares. Em caso de que não se cumpra esta condição, deve aplicar-se um coeficiente de ajuste para que o cortante dinâmico alcance o valor de $0,9 V_s$. Na tabela 2 se apresentam as forças sísmicas consideradas na modelagem. Na figura 8a se apresenta o espectro que dá a NSR-10 para a construção do espectro de desenho (figura 8b) para a modelagem do edifício.

Tabela 2. Combinações de carga usadas na análise dinâmica

Combinação	Porcentagem de participação
C1	100% X + 30% Y
C3	100% Y + 30% X

Fonte: elaboração própria.

2. Resultados

A altura desde a base até a coroa da cúpula se mediu em 18,9 m. É uma cúpula octagonal de diâmetro interno e externo igual a 4,12 m e 4,3 m, respectivamente. A espessura é constante de 0,09 m. A altura total é de 2,03 m e é uma semiesfera que tem um achatamento na coroa, onde repousa uma lanterna de concreto com diâmetro de 0,6 m (figura 9).

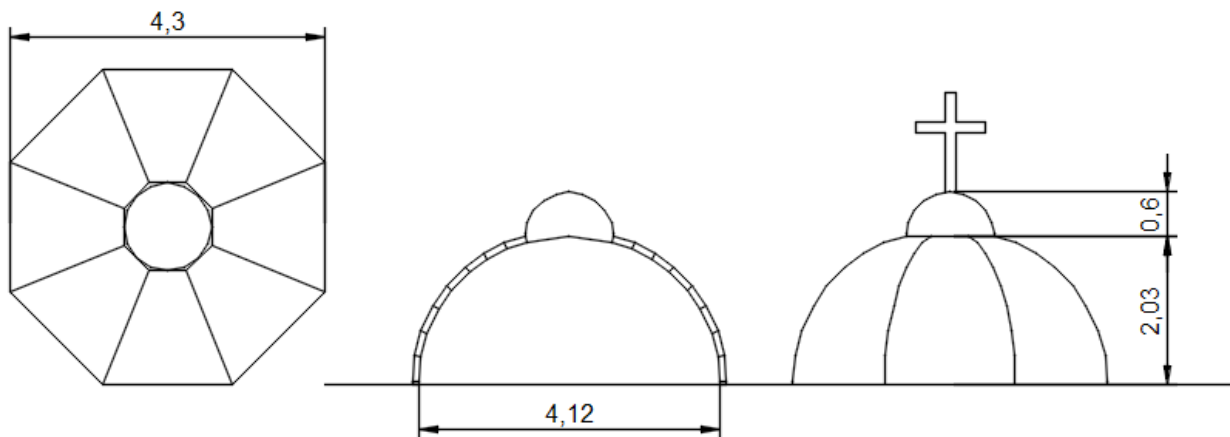
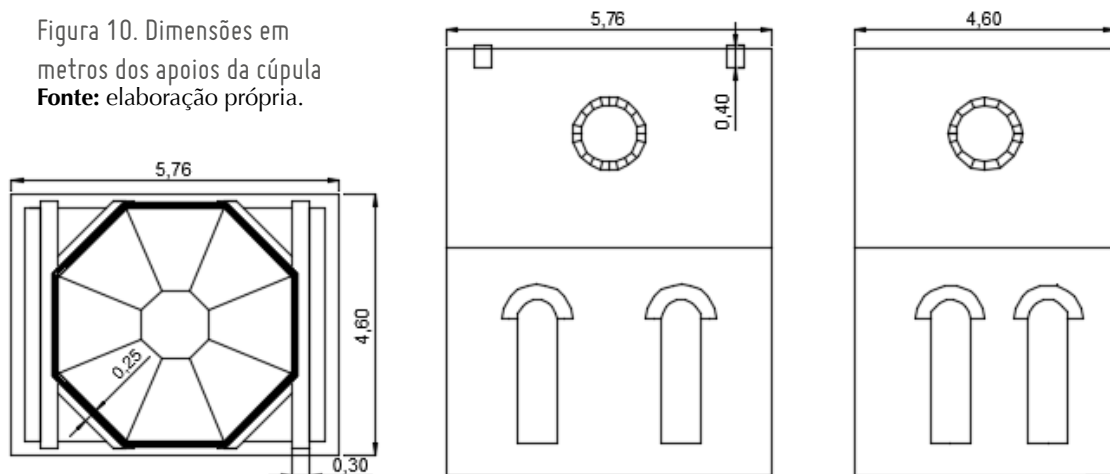


Figura 9. Dimensões em metros da cúpula

Fonte: elaboração própria.

Figura 10. Dimensões em metros dos apoios da cúpula
Fonte: elaboração própria.



Para o caso de estudo, a cúpula se apoia sobre 6 vigas de concreto reforçado, das quais 2 são paralelas aos muros da torre e as restantes formam um ângulo de 45 graus com relação aos muros laterais. Todas as vigas são de seção transversal retangular com 0,4 m de altura e 0,3 m de largura, e os muros da torre têm uma espessura igual a 0,24 m (figura 10). Os outros dois apoios correspondem a muros de tijolos, os quais vão até a cimentação. As luzes entre os muros laterais e a cúpula foram cobertas por placas de concreto de baixa resistência (entre 10 e 12 MPa) sobre cimbrês de madeira que ainda se evidenciam desde uma vista inferior.

A cúpula do Templo Santa Lucía é semiesférica de uma só folha que conta com oito calotas construídas em tijolo maciço e argamassa. As calotas apresentam fissuras de grande consideração entre si (algumas alcançam os 3 cm), o que dá indício do trabalho independente que cada um realiza e dos esforços de tração apresentados. Contudo, a cúpula se encontra estável diante de cargas de serviço, graças à união proporcionada pela lanterna que a remata.



Figura 11. Fissuras em calotas da cúpula do Templo Santa Lucía
Fonte: fotografia dos autores.

A análise realizada ao sistema construtivo da cúpula permite determinar o seu comportamento diante de cargas e seu estado atual. A fissura meridional entre calotas apresentada pela cúpula do templo é um fenômeno que não compromete diretamente o seu comportamento estrutural. Em casos típicos, as fissuras começam normalmente no arranque e se expandem até a coroa sem chegar até ela e descem através do tambor; contudo, a falta de tambor presente na cúpula do templo facilitou a rachadura total desde os arranques até a coroa (figura 11).

A construção da cúpula consistiu, primeiro, na disposição dos elementos que a suportam, os quais são de diferente seção transversal e de diferente material; especificamente das duas calotas repousam sobre os muros da torre e os outros seis sobre vigas de concreto reforçado; quer dizer, não possuem elementos de suporte de igual rigidez.

As calotas foram construídas de forma independente. Pôde-se determinar por inspeção fotográfica que a união dos tijolos não se fez de maneira contínua ao redor de todo o perímetro da cúpula o que era uma prática comum na construção deste tipo de cúpulas; foram levantadas as fileiras de forma independente para cada um, e depois estes foram unidos com argamassa. A construção das primeiras fileiras, vistas desde o interior da cúpula, mostra que os leitos estão completamente horizontais durante as primeiras seis fileiras, para as quais não se necessitou cimbre. Se apresenta a fileira alta que é a número 7, e a partir daí aparece uma inclinação que gera uma forma radial simples à cúpula. Além do mais, as calotas dispõem de uma união em soga na qual os tijolos foram unidos com argamassa de espessura variável (entre 1 cm e 2,5 cm), o que indica que a pressão entre tijolos não se transmite de maneira homogênea. O contrário ocorre entre a união das fileiras onde se aprecia uma espessura de argamassa mais ou menos constante entre todas.

O levantamento de cúpulas octogonais pode ser feito sem cimbre (Huerta Fernández, 1990). Isto ocorre quando a união dos tijolos se realiza rodeando o perímetro do apoio que a suporta. A cúpula do Templo Santa Lucía não foi construída desta maneira; foi necessário cimbrar a partir da fileira alta por causa da união realizada de maneira independente para cada calota. A espessura da cúpula cumpre com a espessura mínima de 1/100 do raio de curvatura sugerido por Huerta (Huerta, 2004), este tem um valor de 1/22.55 do raio de curvatura. Além disso, não está apoiada sobre um tambor apesar de apresentar fileiras horizontais.

Requer-se que estas fileiras tenham uma espessura mínima de 1/7,14 e uma altura de 1/3,34 do diâmetro da cúpula (García Jara, 2008) para considerarse tambor. A análise de estabilidade para cargas de serviço mostra que os quatro arcos apresentam uma distribuição de esforços similar. A presença de esforços de tensão é evidente em todos os arcos. Estes esforços se apreciam nas aduelas 2, 3 e 8 (figura 12). O valor máximo de esforço de tração à qual se encontram submetidos os arcos é de 340 kPa. As zonas submetidas à compressão apresentaram esforços máximos de 800 kPa.

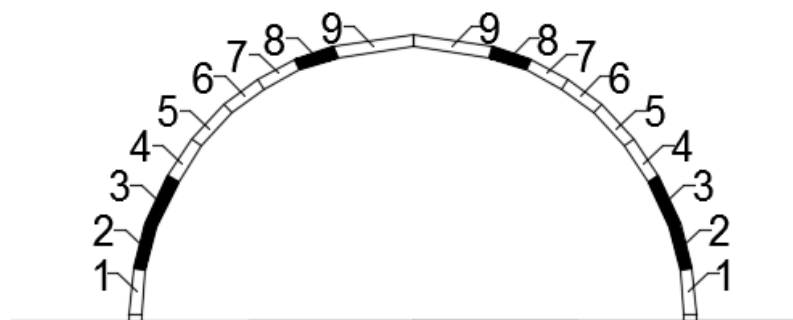


Figura 12. Numeração das aduelas
Fonte: elaboração própria.

Diante da análise modal, a estrutura apresenta um período fundamental de 0,2184 segundos. Os esforços de compressão e tensão gerados após a análise dinâmica superam os esforços resistentes máximos da alvenaria (tabela 3).

Tabela 3. Esforços máximos nos arcos, segundo o tipo de cargas

Arcos	Esforços (MPa)	Serviço	c1	c3
Normais	Compressão	0,80	10,95	8,43
	Tensão	0,34	10,95	8,43
Diagonais	Compressão	0,80	13,06	7,18
	Tensão	0,34	13,06	7,18

Fonte: elaboração própria.

3. Discussão de resultados

Os resultados obtidos da comparação entre as diferentes edificações e a cúpula do antigo Templo Santa Lucía permite atribuir as fissuras entre as calotas devido à falta de uniformidade nos apoios e à ausência de tambor. As fissuras nascem na própria cúpula, ou seja, não há registros de que os elementos que a suportam apresentem problemas estruturais; por isso, são atribuídos à ausência do tambor. Não é indispensável a presença do tambor na construção de cúpulas, mas dá estabilidade e contrabalanceiam os impulsos produzidos por peso próprio e as cargas de serviço; além do mais, evitam que se apresentem esforços de tração. Por último, a ausência de união entre calotas contíguas não permitiu garantir uma transmissão de esforço monolítica, fator que facilitou que as fissuras se apresentassem na união tijolo argamassa.

Os esforços de tensão nos quatro arcos ocorrem a partir dos 60 graus com relação ao eixo vertical do centro da cúpula; deste modo se cumpre com o sugerido Pavlovic, Reccia e Cecchi (2016) (figura 13) e se reitera a estabilidade da cúpula diante de cargas de serviço.

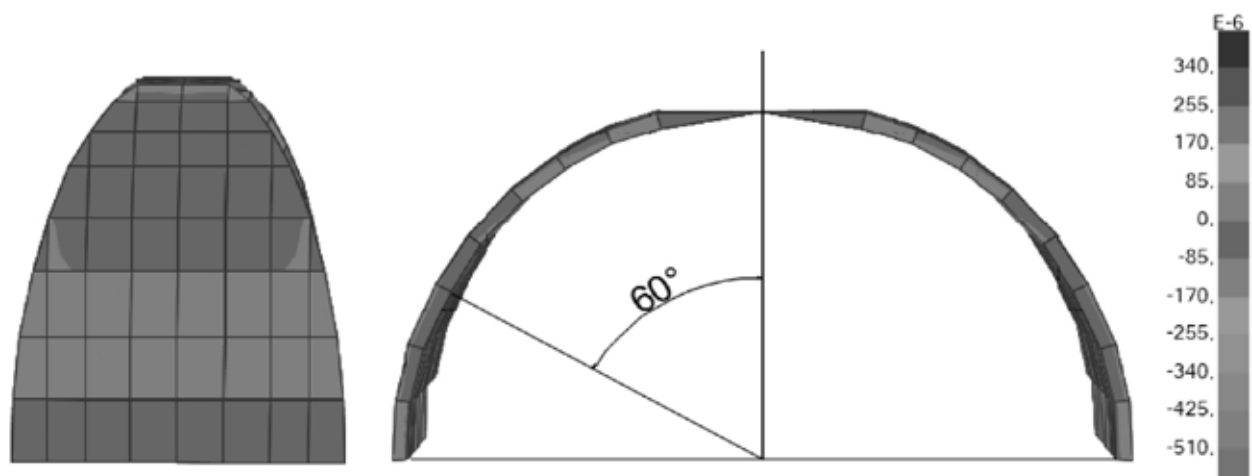


Figura 13. Esforços no arco 1 (em kPa)
Fonte: elaboração própria.

Em quanto à análise para cargas de serviço, os esforços obtidos não comprometem a estabilidade da cúpula, já que as características mecânicas do conjunto tijolo argamassa tem uma resistência máxima em média de 570 kPa para tração e de 5700 kPa em compressão. No que refere a cargas sísmicas, os arcos apresentam esforços mais críticos com a combinação que envolve o 100% do sismo na direção X e o 30% do sismo em direção Y; além do mais, a máxima concentração de esforços das combinações (C1 e C3) se geram nos arranques de cada calota. Os esforços de compressão e tensão que afetam os quatro arcos são de um rango superior aos esforços resistentes.

Conclusões

A análise comparativa realizada permitiu determinar que o processo construtivo da cúpula não dista dos empregados em estruturas típicas. A partir dos elementos de suporte se construíram calotas independentes com cimbra a partir da sétima fileira. Mesmo que a cúpula tenha uma geometria adequada, carece de um elemento para contrabalancear os impulsos laterais: o tambor; o que ocasionou que as fissuras entre as calotas se propagassem desde o apoio até o perímetro da lanterna. Ainda que as vigas de concreto rodeiem parcialmente a cúpula, são uma falida tentativa de tambor, devido à que não cumprem com as alturas e as espessuras

mínimas requeridas para considerar-se como tais. A lanterna é o único elemento que mantém juntas as uniões entre as calotas, devido à que é uma lanterna sólida. Se não fosse assim, a cúpula haveria colapsado pela falta de equilíbrio interno.

Experiências de restauração como a da Igreja de São Miguel Arcanjo, em Canet o Roig em Castellón (Espanha), indicam que uma boa solução de prevenção do colapso da cúpula do Templo Santa Lucía diante de cargas sísmicas, seria por meio de arcos de ferro, os quais se colocariam no arranque da cúpula. A função principal destes seria contrabalancear os impulsos laterais da cúpula e que não podem ser absorvidos pelo tambor já que este não existe. Esta solução é mais eficiente do que colocar um encadeado horizontal de concreto reforçado ou de madeira. O primeiro agrega peso adicional indesejável, e o último requer um tratamento especial de manutenção e tem, além do mais, pouca durabilidade relativa.

Referências

AA. VV. *Domes in the World: Symbolism and Cultural Identity, Geometric and Formal Genesis, Construction, Identification, Conservation*. Firenze: Nardini, 2012.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). *Reglamento colombiano de Construcción Sísmo Resistente NSR-10*. Bogotá, 2012. ISBN 978-9-58976-092-5.

Checa-Artasu, M. e Niglio, O. *El neogótico en la arquitectura americana: historia, restauración, reinterpretaciones y reflexiones*. Roma: Edizioni Scientifiche Italiane, 2016. ISBN 978-88-6975-151-6.

Comité Européen de Normalisation (CEN). *Eurocode 8. Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. EN 1998-1:2004. Brussels, 2004.

Dahmen, J. F. D. e Ochsendorf, J. A. *Modern Earth Buildings: Materials, Engineering, Construction and Applications*. Em: *Earth Masonry Structures: Arches, Vaults and Domes*. British Columbia: University of British Columbia, 2012. pp. 427-460. ISBN 987-0-85709-026-3.

Foraboschi, P. *Resisting System and Failure Modes of Masonry Domes*. *Engineering Failure Analysis* (44): 315-337, 2014. García Jara, F. *Las cúpulas de la arquitectura religiosa de la provincia de Alicante: del renacimiento al siglo XIX*. Teses (PhD). Valencia, Espanha, Universidad Politécnica de Valencia, 2008. Disponível em: <http://rua.ua.es/dspace/handle/10045/53925>

Gómez de Cózar, J.C. *Análisis de estructuras espaciales de fábrica (bóvedas y cúpulas) en construcciones históricas: Las bóvedas de nervaduras del Reino de Sevilla*. s. XIII-XV Teses (PhD). Sevilla, Espanha, Universidad de Sevilla, 2001.

Hall, M.; Lindsay, R. e Krayenhoff, M. *Overview of Modern Earth Building: Modern Earth Buildings - Materials, Engineering, Construction and Applications*. London: Woodhead Publishing Limited, 2012.

Heyman J. *The Science of Structural Engineering*. London: Imperial College Press, 1999.

Huerta, S. *Arcos, bóvedas y cúpulas: Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Madrid: Instituto Juan Herrera, 2004. ISBN 84-9728-129-2.

Huerta Fernández, S. *Diseño estructural de arcos, bóvedas y cúpulas en España*. ca. 1500-ca.1800. Teses (PhD). Madrid: Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, 1990.

Huerta Fernández, S. *Mecánica de las bóvedas de fábrica: el enfoque del equilibrio*. Em: *El material pétreo y sus fábricas en el patrimonio*. Santiago, Espanha: Consorcio de Santiago, 2005. pp. 157-192. ISBN 84-921371-3-4.

Hurtado Valdez, P. Estructuras abovedadas de quincha en el virreinato de Perú. Em: *Construir con Tierra Ayer y Hoy. V Seminario Iberoamericano de Construcción con Tierra* [online]. 2006. Disponível em: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=4529935>

López Manzanares, G. La estabilidad de la cúpula de S. Pedro: el informe de los tres matemáticos. Em: *Congreso Nacional de Historia de la Construcción (Segundo, 1998, Coruña). Espanha, 1998. pp. 285-294. ISBN 84-89977-44-5.*

López Manzanares, G. La forma ideal de las cúpulas: el ensayo de Bouguer. In: *Congreso Nacional de Historia de la Construcción (Terceiro, 2000, Sevilla). Espanha, 2000. ISBN 84-95365-54-5.*

López Mozo, A. La huella de El Escorial en las cúpulas españolas de finales del siglo XVI: el caso de la Capilla Cerralbo de Ciudad Rodrigo. *Informes de la Construcción* 65(2): 95-109. ISSN-E 1988-3234.

Muñoz, F. Una contribución a la modelización y virtualización numérica de estructuras arquitectónicas. *Teses (Doutorado em Arquitetura), Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña, 2000.*

Núñez, A. Mapa geológico departamento del Tolima: Memoria explicativa. Bogotá: Instituto de Investigación e Información Geocientífica Minero-Ambiental y Nuclear, 2001.

Pavlovic, M.; Reccia, E., and Cecchi, A. A Procedure to Investigate the Collapse Behavior of Masonry Domes: Some Meaningful Cases. *International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis, and Restoration* 10(1): 67-83, 2016. ISSN 1558-3058.

Pérez, J. C. and Pie de Causa, B. Cúpulas de crucero en templos de la provincia de Alicante (s. XVII-XIX): construcción y geometría. *Informes de la Construcción* 67 (538). 2015. ISSN-E 1988-3234.

Requena Ruiz, I. Análisis de tipologías estructurales bóveda, lámina, cúpula y paraboloide [online]. s. d. Disponível em: <https://www.yumpu.com/es/document/view/14334528/analisis-de-tipologias-estructurales-boveda-lamina-cupula-y-> Rodríguez, G. G., Núñez, T. A. e Instituto Nacional de Investigaciones Geológico-Mineras. *Geología del Departamento del Tolima. Bogotá: República de Colombia, Ministerio de Minas y Energía, Instituto de Investigación e Información Geocientífica, Minero-Ambiental y Nuclear, 1999.*

Soler-Verdú, R. e Soler-Estrela, A. Tipología de cúpulas tabicadas: Geometría y construcción en la Valencia del siglo XVIII. *Informes de La Construcción* 67(538). 2015. ISSN-E 1988-3234.

Villegas Cerrado, David. Análisis estructural del patrimonio histórico torre del homenaje de la Alhambra. *Teses (Máster de Estructuras). Granada, Espanha: Universidad de Granada, 2012.*

Sobre os autores

JORGE OLMEDO MONTOYA

jorge.montoya@unibague.edu.co
Universidad de Ibagué, Colombia
Mestre em Estruturas pela Universidad
Politécnica de Madrid, Espanha.
Professor da Faculdade de Engenharia.

OLIMPIA NIGLIO SORIENTE

olimpia.niglio@gmail.com
Universidad de Kioto, Japón
Doutora em Conservação Architectural
pela Universidad de Nápoles Federico II, Itália.
Professora Escola de Graduação de
Estudos Humanos e Ambientais.

KAROL BRIGITTE ROMERO

kritob15@hotmail.com
Universidad de Ibagué, Colombia
Engenharia da Universidad de Ibagué, Colômbia.
Formada em Engenharia Civil.