

RECUPERACIÓN DE UN TECHO DE MADERA CON MANIFESTACIONES PATOLÓGICAS EN SU ESTRUCTURA



J.L. GOMEZ
 Prof.Ingeniero
 U. N. C.
 Córdoba; Argentina
ccp-cons@ciudad.com.ar



K. KLEIN
 Prof. Arquitecta
 U. N. C.
 Córdoba; Argentina
karinklein_2k@hotmail.com



G. MONTIEL
 Arquitecto
 Córdoba; Argentina
guillermontiel@hotmail.com

RESUMEN

El presente trabajo aborda un caso de patología de un techo de madera que cubre un espacio arquitectónico rectangular de 6,54 m por 11,57 m cuya estructura original fue construida a partir de cabios que se apoyan sobre muros y en una cumbrera central de madera laminada que presentaba una deformación de 13cm. A partir de los estudios preliminares se denota que dicha deformación se produce con solo el 6% de las cargas calculadas por lo que el otro porcentaje está siendo resistido por un sistema triarticulado sin ningún margen de seguridad.

Para su recuperación se diseñan reticulados planos y se determina su proceso de ejecución. Las cabriadas son concebidas utilizando algunos de los cabios, agregando barras de madera y una de acero generando el menor impacto visual.

El nuevo sistema evita generar empujes laterales no deseados.

1. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo surge de una intervención realizada en un techo de madera que cubre un espacio arquitectónico rectangular de 6,54 por 11,57 m.

La estructura del techo está conformada por cabios que se apoyan en los muros laterales y en la viga cumbrera central de madera laminada con una luz de 11,57 m. Ver “Figuras 1-2”.



Figura 1: Vistas Exterior – Interior

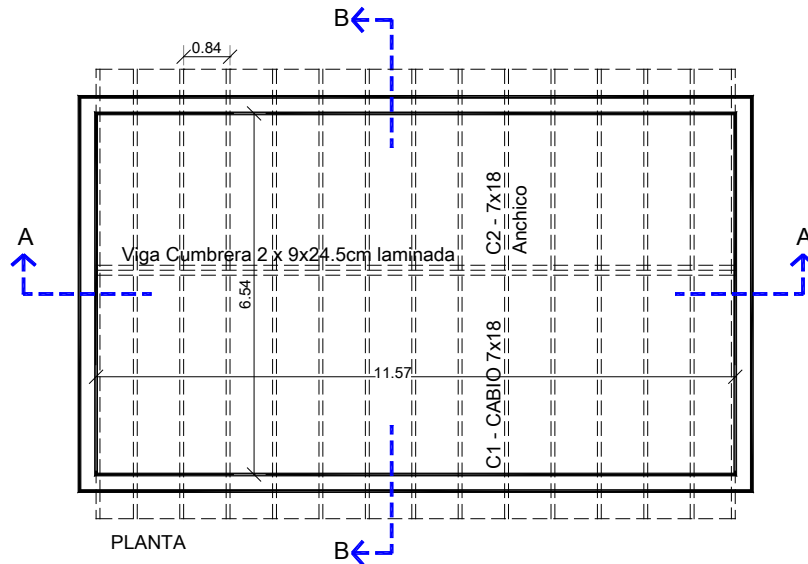


Figura 2: Esquema Estructural Relevamiento

2. CONSTITUCIÓN DEL TECHO

Los cabios de madera anchico de 7cm x 18cm están separados 84 cm. Sobre los mismos apoyan alfajías de 8 cm x 4cm cada 25 cm que sostienen bovedillas, carpeta de mortero y teja española

3. RELEVAMIENTO E INSPECCIÓN VISUAL

Como el motivo de la intervención en la obra fue la deformación de aproximadamente 13 cm de la viga cumbre “Figura 3”. Se procede a realizar el análisis de cargas y verificación de los elementos estructurales de madera.



Figura 3: Inspección Visual Deformación

4. ANÁLISIS DE CARGAS Y VERIFICACIÓN SECCIONAL DE LOS CABIOS

4.1. Análisis de cargas

4.1.1. Por metro cuadrado

- Cargas permanentes -----239,42 kg/m²
- Sobrecarga de uso Inclinación 25° ----- 18,00 kg/m²

Incrementamos cargas para cubrirnos de la incertidumbre que tenemos en el valor de las mismas Para las cargas permanentes se usó un factor de carga 1,3 y en carga variable un factor 1,4 de acuerdo a la norma NBR7190 para el análisis en estado limite [1].

$$q_u = 1,3 \times 239,42 + 1,4 \times 18 = 336 \text{ kg/m}^2 \quad (1)$$

4.1.2. Carga incidente en cada cable

- Peso de cubierta -----336 kg/m² x 0,84 m = 282 kg/m
 - Peso Propio (anchico)----0,07 x 0,18 x 1 x 774 x 1,3 = 12,7 kg/m
- 294,7 kg/m**

4.1.3. Carga proyectada sobre cada cable

$$C1 = \frac{294,75 \text{ kg/m}}{\cos 17^\circ} = 308 \text{ kg/m} \quad (2)$$

$$C2 = \frac{294,75 \text{ kg/m}}{\cos 9^\circ} = 298 \text{ kg/m} \quad (3)$$

4.2. Cálculo de Solicitaciones

Los resultados de los cálculos de reacciones y momentos flectores pueden apreciarse en la “Figura 4”

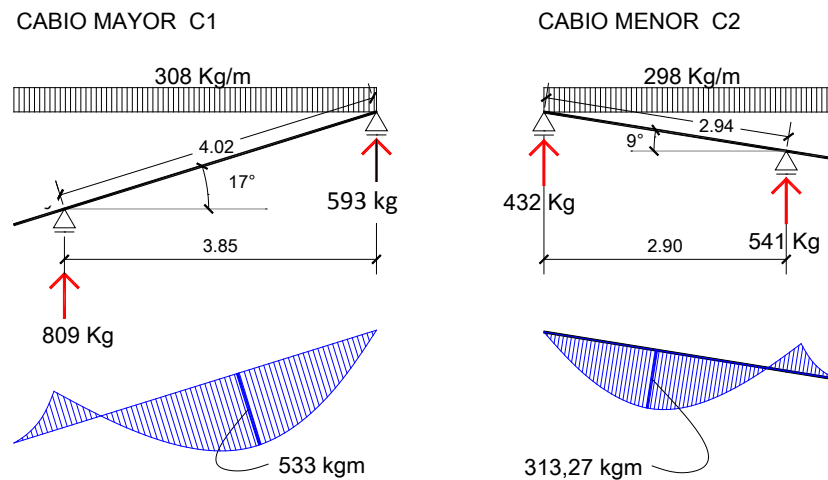


Figura 4: Diagramas de cargas y Momentos Flectores Cables

4.3. Identificación de la madera y determinación de las características físico mecánicas

En el laboratorio del Taller de Investigación de Diseño Estructural de la Facultad de Arquitectura de la UNC se determinaron las características físico-mecánicas del anchico resultando: [2]

Densidad básica: $\delta = 774 \text{ kg/m}^3$

Resistencia característica de compresión paralela a la fibra: $f_{c0k} = 494 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad Medio $E_m = 155744 \text{ kg/cm}^2$

Se determina la resistencia de cálculo a compresión de la madera según la siguiente expresión (4)

$$f_{cod} = \frac{k_{mod 1} \times k_{mod 2} \times k_{mod 3} \times f_{c0k}}{\gamma} = \frac{0,7 \times 0,8 \times 0,8 \times 494}{1,4} = 158 \text{ kg/cm}^2 \quad (4)$$

El Módulo de elasticidad efectivo para calcular deformaciones será (5):

(5)

$$E_{ef} = k_{mod 1} \times k_{mod 2} \times k_{mod 3} \times E_m = 0,6 \times 0,8 \times 0,8 \times 155744 = 59806 \text{ kg/cm}^2$$

4.4. Verificación a Flexión

C1- Cable Mayor $M_{\max} = 533 \text{ kgm}$. Dimensiones de la sección $b = 7 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$ por lo tanto área $A = 126 \text{ cm}^2$ y Módulo resistente $W = 378 \text{ cm}^3$. La tensión de trabajo en la sección será (6)

$$\sigma_t = \frac{53300 \text{ kgcm}}{378 \text{ cm}^3} = 141 \text{ kg/cm}^2 < f_{\text{cod}} 158 \text{ kg/cm}^2 \quad (6)$$

C2- Cabio Menor $M_{\text{máx}} = 313,27 \text{ kgm}$ $W = 378 \text{ cm}^3$

$$\sigma_t = \frac{31327 \text{ kgcm}}{378 \text{ cm}^3} = 82,87 \text{ kg/cm}^2 < f_{\text{cod}} 158 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifica} \quad (7)$$

Ambas tensiones de trabajo son menores que la resistencia de cálculo.

4.5. Verificación Deformaciones

Carga sin mayorar = 257,42 kg/m²

4.5.1. Sobre el cabio mayor C1

$$q_c = \frac{257,42 \times 0,84 + 9,75}{\cos 17^\circ} = 225,98 \text{ kg/m} \quad (8)$$

Momento de Inercia $J_x = 3402 \text{ cm}^4$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{225,98 \times 3,85 \times 3,85^3}{59806 \times 3402} = 3,31 \text{ cm} > 1/200 = 1,92 \text{ cm} \quad (9)$$

5. ANÁLISIS DE CARGAS Y VERIFICACIÓN SECCIONAL DE LA CUMBRERA

5.1. Análisis de cargas

5.1.1. Con carga impactada

- Cabio izquierdo ----- 593 kg
- Cabio derecho ----- 432 kg
- Total----- 1025 kg cada 0,84 m

5.1.2. Carga uniforme equivalente

- Peso de cubierta ----- 1025 kg / 0,84 m = 1220 kg/m
- Peso Propio (eucaliptus) $2 \times 0,09 \times 0,245 \times 1 \times 418 \times 1,3 = \frac{24 \text{ kg/m}}{1244 \text{ kg/m}}$

5.2. Cálculo de la Sección Equivalente

La viga cumbrera está conformada por una sección compuesta de dos vigas laminadas de 12 tablas con 4 uniones cada 30cm con un ancho 9 cm por una altura de 24,5 cm cada una. Área de la sección equivalente a considerar de acuerdo a las uniones contabilizadas en un largo de viga aproximadamente igual a su altura. Se encontraron 4 uniones por lo tanto el área efectiva será:

$$\begin{aligned} A_i &= 18,36 \text{ cm}^2 \\ A'_i &= 16,52 \text{ cm}^2 \\ \text{Area neta } 4 \times 16,52 &= 66,08 \text{ cm}^2 \\ 8 \times 18,36 &= 146,88 \text{ cm}^2 \\ \hline &= 212,96 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Para la verificación se deberá tomar ancho 9 cm, alto 23,6 cm.

$$A = 315,74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Módulo Resistente } W = 835,44 \times 2 = 1670,88 \text{ cm}^3$$

$$\text{Momento de Inercia } J_x = 9858,19 \times 2 = 19716 \text{ cm}^4$$

$$\text{Luz de Cálculo } l_c = 11,57 + 0,20 = 11,77 \text{ m}$$

$$\text{Momento flector máximo } M_u = \frac{1244 \times 11,77^2}{8} = 21542 \text{ kgm}$$

5.3. Identificación de la madera y determinación de las características físico mecánicas

Madera= Eucaliptus

Resistencia característica de compresión $f_{cok} = 208 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad medio $E_m = 128770 \text{ Kg/cm}^2$

Densidad Básica $\delta = 418 \text{ Kg/m}^3$

Resistencia de cálculo

$$f_{cod} = \frac{kmod\ 1 \times kmod\ 2 \times kmod\ 3 \times f_{cok}}{\gamma} = \frac{0.7 \times 0.8 \times 0.8 \times 208}{1.4} = 66,56 \text{ kg/cm}^2 \tag{10}$$

Módulo de elasticidad efectivo

$$E_{ef} = kmod\ 1 \times kmod\ 2 \times kmod\ 3 \times E_m = 0.6 \times 0.8 \times 0.8 \times 128770 = 49447 \text{ kg/cm}^2 \tag{11}$$

5.4. Verificación a Flexión

$$\sigma_t = \frac{2154200 \text{ kgcm}}{1670,88 \text{ cm}^3} = 1289 \text{ kg/cm}^2 \gggg f_{cod} 66,56 \text{ kg/cm}^2 \text{ NO VERIFICA!!!} \tag{12}$$

5.5. Verificación Deformaciones

Luz de Cálculo $l_c = 11,57 + 0,20 = 11,77 \text{ m}$

Carga sin mayorar $q_c = 856 \text{ Kg/m}$

Momento Flector Máximo $M = 19716 \text{ kgm}$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{856 \times 11,77 \times 1177^3}{49447 \times 19716} = 219 \text{ cm} \gggg 13 \text{ cm relevados en obra} \tag{13}$$

En obra se ha verificado que la deformación ha sido alrededor de 13 cm, esto nos indica que la carga que ha tomado la viga cumbreira ha sido del orden del 6% de la carga calculada de allí la razón que explica las grandes diferencias entre los resultados obtenidos y las tensiones de diseño y las deformaciones relevadas.

El otro porcentaje de carga está siendo resistido por el sistema triarticulado conformado por los dos cabios que se apoyan entre sí. Estamos en presencia de dos sistemas estructurales que resisten la totalidad de la carga, por un lado la cumbreira apoyada en los extremos y por otro lado la serie de arcos que conforman los cabios de ambos faldones, produciendo empujes en los muros de mampostería provocandoles deformaciones y fisuras. Dichos muros laterales tienen un encadenado superior que recibe el empuje horizontal de la estructura triarticulada y reacciona sobre las columnas de encadenado vertical.

Esta suposición del comportamiento estructural fue verificada mediante el modelado tridimensional y resolución mediante programa de calculos de elementos finitos "Strap" donde se constataron tanto la deformacion de la madera medida in situ como el estado crítico de los elementos de hormigón armado que configuran el encadenado de la manposteria que no ha sido tenida en cuenta en el modelado por su falta de rigidez en el sentido perpendicular a su plano . Ver "Figura 5".

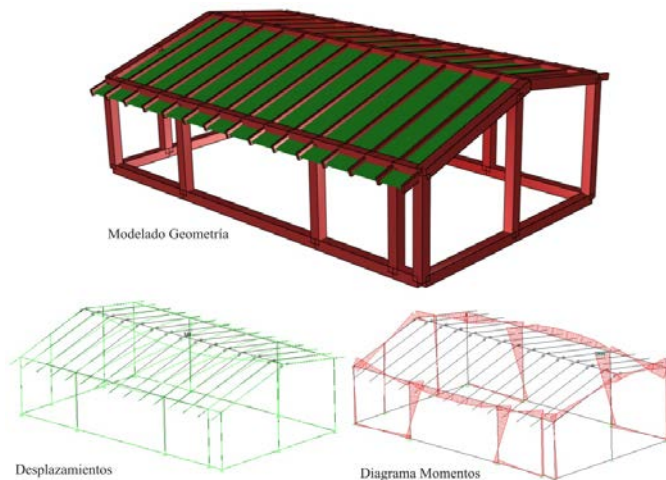


Figura 5: Modelado 3d y Resolución Computacional

6. PROYECTO DE MODIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA Y SU RESOLUCIÓN

Se proyectan vigas reticuladas utilizando elementos existentes para que la cumbrera apoye sobre las mismas trabajando a flexión y con una deformación admisible. Por este motivo se decide proyectar cuatro vigas reticuladas. [3]
Las vigas reticuladas están ubicadas según las “Figuras 6-7-8” y están conformadas por dos cabios existentes y el agregado de barras montantes y diagonales de madera y cordón inferior (tensor) de acero.

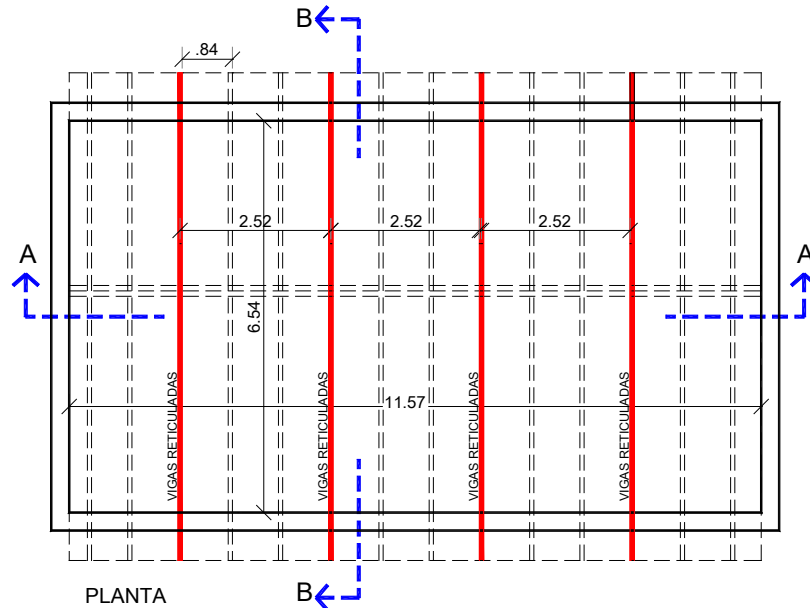


Figura 6: Proyecto Planta de Estructuras

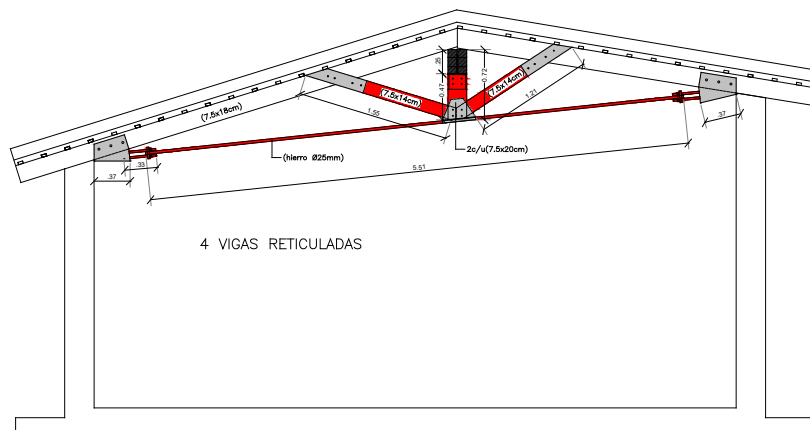


Figura 7: Proyecto Corte B-B Transversal Cabriada



Figura 8: Detalle Anclaje tensor

7. ANÁLISIS DE CARGAS Y VERIFICACIÓN SECCIONAL DE LA CABRIADA

Resuelta la cabriada mediante el programa computacional se encuentran las solicitaciones. Ver “Figura 9”.

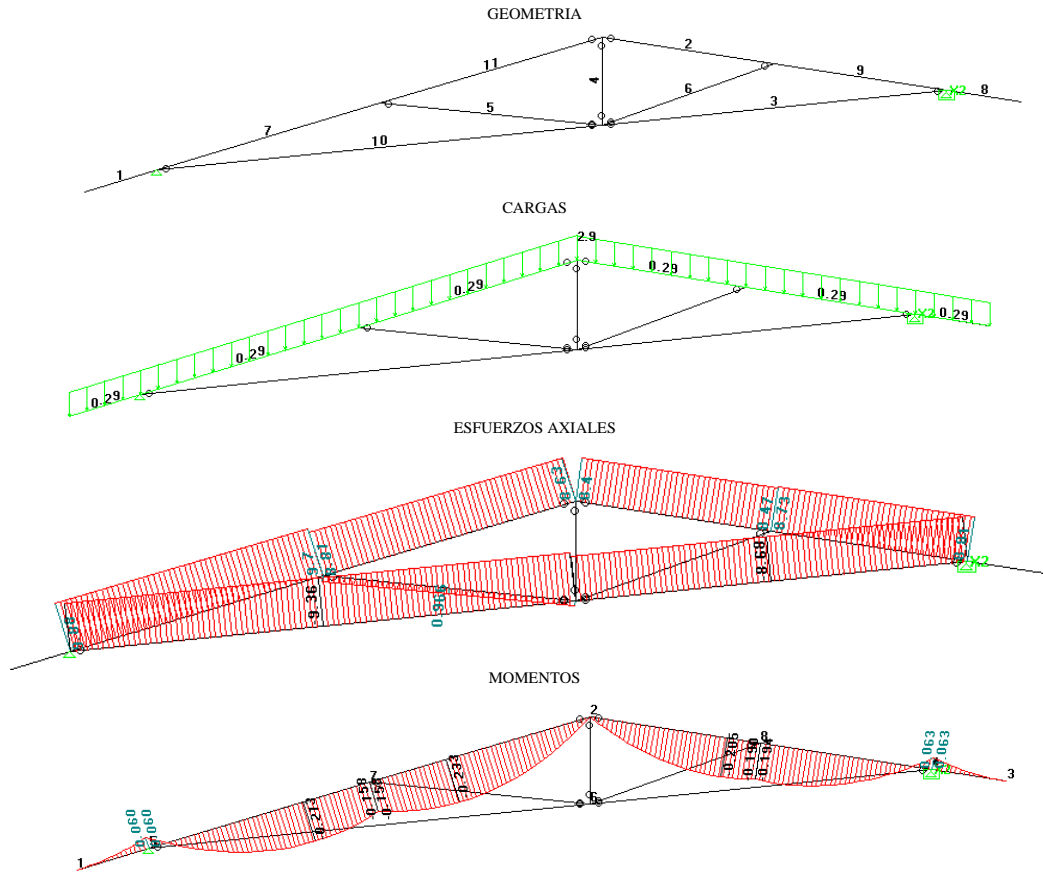


Figura 9: Cabriada-Diagramas de Cargas y Solicitaciones

7.1. Verificación Seccional

- Barra **B10** (Tracción)

Esfuerzo máximo del tensor 9363kg corresponde un Ø25

- Barra **B7** (Flexo Compresión)

$$M=0,263Tm$$

$$N=9,87T$$

$$A=126 \text{ cm}^2$$

$$W=378 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_t = \frac{26300 \text{ kgcm}}{378 \text{ cm}^3} + \frac{9870 \text{ kg}}{126 \text{ cm}^2} = 147 \text{ kg/cm}^2 < f_{\text{cod}} 158 \text{ kg/cm}^2 \text{ Verifica}$$

(14)

- Barra **B5** (Flexo Compresión)

$$M=966 \times 1,2=1159 \text{ kgcm}$$

$$N=966 \text{ kg}$$

$$A=98 \text{ cm}^2$$

$$W = \frac{14 \times 7^2}{6} = 114 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_t = \frac{1159 \text{ kgcm} + 966 \text{ kg}}{114 \text{ cm}^3 + 98 \text{ cm}^2} = 20,02 \text{ kg/cm}^2 \ll f_{\text{cod}} 158 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifica} \quad (15)$$

Verificación esbeltez

$$\text{Momento de Inercia } J_{\text{min}} = \frac{14 \times 7^3}{12} = 400 \text{ cm}^4$$

Radio de giro mínimo

$$i = \sqrt{\frac{J}{A}} = \sqrt{\frac{400}{98}} = 2,02 \text{ cm} \quad (16)$$

$$\lambda = \frac{130}{2,02} = 64 < 80 \text{ Verifica} \quad (17)$$

8. CONCLUSIONES

La verificación realizada siguiendo los lineamientos que fija la Norma BR 7190 para madera laminada muestra deficiencia en las dimensiones de la viga cumbreira para resistir con un grado de seguridad adecuado las cargas permanentes y variables a las que estaba sometida.

El análisis y la verificación del sistema estructural original explican el motivo de su excesiva deformación y del funcionamiento como una sucesión de arcos de los cabios que evitaron el colapso, situación que se corrobora en las manifestaciones patológicas debidas a los empujes horizontales de la estructura triarticulada sobre los muros perimetrales.

El proyecto de recuperación modificó el comportamiento de ciertos elementos estructurales haciendo que los mismos trabajen con un grado de seguridad adecuado logrando una intervención con el menor impacto visual y manteniendo las características del espacio arquitectónico. Ver "Figura 10".

El presente caso expuesto nos debe hacer reflexionar sobre la necesidad de respetar los lineamientos de una norma de seguridad basada en conocimientos científicos actuales.



Figura 10: Imagen Proyecto de Recuperación

Bibliografía:

- [1] Associação brasileira de normas técnicas NBR 7190, *Projeto de estruturas de madeira*, Río de Janeiro, Brasil: ABNT, 1997 50 p.
- [2] Gómez, J. L., *Estructuras de madera*, Córdoba, Argentina: Ingreso, 2000 146 p.
- [3] Argüelles Alvarez, R., Martitegui, F. Arriaga (1996), *Estructuras de madera, Diseño y cálculo*, Madrid, España: Graficas Palermo, 1996, 663 p.