

## COMPORTAMIENTO A CORTE DE COMPUESTOS MADERA-HORMIGÓN FABRICADOS DE MADERA LAMINADA ENCOLADA URUGUAYA

## SHEAR BEHAVIOR OF TIMBER-CONCRETE COMPOSITES MADE UP OF URUGUAYAN GLULAM BEAMS

Domenech, Leandro<sup>(1)</sup>\*; Durán, Magdalena<sup>(2)</sup>; Contreres, Álvaro<sup>(2)</sup>; Baño, Vanesa<sup>(3)</sup>

<sup>(1)</sup> Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de la República. Montevideo, Uruguay
 <sup>(2)</sup> Dr. Ing. Montes. Facultad de Ingeniería, Universidad de la República. Montevideo, Uruguay
 <sup>(3)</sup> Bach. Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de la República. Montevideo, Uruguay

\* Contacto: <a href="https://daguiar@fing.edu.uy">ldaguiar@fing.edu.uy</a>

CÓDIGO: 4604288

#### Resumen

Este trabajo aborda una investigación teórico-experimental sobre el comportamiento a corte de compuestos madera-hormigón producidos localmente. Para su fabricación se utilizó madera laminada encolada de pino y eucalipto uruguayos (*Pinus taeda/elliottii y Eucalyptus grandis*), ambas especies de rápido crecimiento y con propiedades mecánicas inferiores a las comúnmente usadas en este tipo de compuestos. El objetivo del trabajo es validar la conexión entre estas especies de madera y el hormigón a través de conectores metálicos de tipo pasador (*i.e.* barras de acero conformado fácilmente disponibles en Uruguay) adheridos mediante resina epoxi. Para ello se ensayaron a corte directo, según la norma EN 26891, ocho probetas (cuatro de cada especie) y se midió la carga última de rotura y la curva fuerza-desplazamiento. A partir de estos resultados se estimó la resistencia y el módulo de deslizamiento (Kser) de la unión en los compuestos de ambas especies. Los valores obtenidos se compararon con los teóricos, calculados a partir de las planteadas por Ceccotti.

Palabras-clave: compuestos madera-hormigón, comportamiento a corte, madera laminada encolada, barras de acero conformado.

#### Abstract

This paper deals with the theoretical and experimental shear behavior of locally produced TCC. These composites were fabricated with Uruguayan pine and eucalyptus (*Pinus taeda/elliottii* and *Eucalyptus grandis*) glulam, both species of rapid growth and with lower mechanical properties than those commonly used in this type of composites. The objective of this work is to validate the connection between concrete and these wood species through mechanical fasteners: formed steels bars, easily available in Uruguay, bonded by epoxy resin. Eight samples (four of each species) were tested in direct shear, according to EN 26891, to obtain the maximum strength load and the force-displacement curve. These results were used to estimate the strength and slip modulus (Kser) of the TCC joints for both species. These values were compared with the theoretical ones: those calculated from the Johanssen equations (proposed in Eurocode 5) for steel-to-timber connections and those proposed by Ceccotti.

Keywords: Timber-concrete composites, shear behavior, glued laminated timber, steel fasteners.



## 1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años, el uso de los compuestos madera-hormigón se ha incrementado a nivel mundial (particularmente, en Europa), tanto en entrepisos de edificios, como en tableros de puentes vehiculares (Días *et al.* 2016). A nivel internacional, la mayor parte de las investigaciones en el tema están enfocadas al desarrollo de métodos de cálculo para diseñar estructuras compuestas (Días *et al.* 2018); estos estudios han proporcionado una sólida base para transformar el conocimiento en aplicaciones prácticas. Muchos de estos estudios se centran en la determinación de la carga última y el comportamiento carga-desplazamiento de los compuestos madera-hormigón al utilizar diferentes tipos de conectores de corte.

Por citar uno, He *et al.* (2016) concluye que las ecuaciones teóricas utilizadas para predecir la resistencia a corte de la unión, utilizando conectores de tipo pasador como son los tirafondos, son conservadoras, y, por lo tanto, útiles en el diseño. En Sudamérica, Cardenas *et al.* (2010) estudió el comportamiento de puentes vehiculares formados por una estructura mixta de madera-hormigón, y estableció que los valores obtenidos para el módulo de deslizamiento fueron superiores, hasta en un 100 %, a los determinados con la norma europea.

En Uruguay, si bien son muy comunes los entrepisos acero-hormigón, no se han realizado estudios ni prototipos de compuestos madera-hormigón. Más aún, la investigación del comportamiento mecánico de las especies locales de madera se encuentra poco desarrollada. Por lo tanto, si se desea seguir tendencias globales y regionales, en donde la madera juega un rol de gran importancia en la construcción de todo tipo de estructuras, es fundamental lograr un nivel de conocimiento que permita sentar las bases para un crecimiento sostenido del sector.

El objetivo de este trabajo es analizar el comportamiento a corte de secciones mixtas de madera laminada encolada (MLE) y hormigón, unidas mediante conectores metálicos de tipo pasador. Los resultados obtenidos serán aplicados al cálculo estructural de un entrepiso, con el fin de realizar actividades deportivas. Dicho entrepiso, compuesto de madera-hormigón, está formado por una losa de hormigón y viguetas de MLE, unidos entre sí por conectores de corte.

La construcción de entrepisos y otras estructuras de madera-hormigón presenta varias ventajas. Por un lado, se optimiza el funcionamiento según las capacidades estructurales de los materiales componentes: el hormigón trabaja a compresión y la madera, a tracción. Rijal *et al* (2014) afirma que las estructuras con secciones compuestas tienen un mejor desempeño que las estructuras tradicionales, en las que solamente se utiliza la madera. El hormigón brinda una gran rigidez y masa por unidad de volumen, lo que aporta un buen comportamiento dinámico y de aislación acústica. En comparación con una solución que utiliza solamente madera, el hormigón también protege a las viguetas de madera de la acción del ambiente (por ejemplo, en tableros de puentes) y permite aumentar la resistencia a la propagación del fuego.

La clave en el diseño de secciones mixtas madera-hormigón es asegurar un correcto funcionamiento de los conectores que unen ambos materiales. Existen diferentes elementos que pueden ser utilizados con este fin, incluyendo tirafondos de diversos tipos, o barras de acero conformado (Días *et al* 2018). De acuerdo con las limitantes de cada proyecto (como puede ser la ausencia de mano de obra calificada, la escasez de tiempo o un presupuesto exiguo) se decide optar por un tipo u otro de conectores. En el caso del mercado uruguayo, las barras de acero conformado adheridas mediante resina epoxi pueden ser una solución económicamente rentable, con características mecánicas adecuadas y que no requiere personal calificado.

Por este motivo, se decidió investigar sobre el comportamiento de estos conectores en madera laminada encolada de pino y eucalipto uruguayos (*Pinus taeda/elliottii* y *Eucalyptus grandis*), ambas especies de rápido crecimiento y, por lo tanto, con propiedades mecánicas inferiores a las comúnmente usadas en este tipo de compuestos (tanto en Europa y Norteamérica, como en países de la región: Brasil, Argentina o Chile) (UNIT 1261:2018; UNIT 1262:2018).



En ambos casos, se determina la fuerza última resistida por la unión y los desplazamientos relativos en relación con la fuerza aplicada. Estos resultados se comparan entre sí y se utilizan para validar el uso de normas internacionales como el Eurocódigo 5 (UNE-EN 1995-1-1:2006) aplicadas a elementos de ingeniería fabricados con madera uruguaya.

# 2. MARCO TEÓRICO

El análisis teórico de una sección compuesta trabajando a cortadura simple comprende dos factores fundamentales: la fuerza que es capaz de resistir la unión, y el deslizamiento que se da entre ambos materiales componentes al variar la fuerza aplicada.

Para determinar los desplazamientos entre las superficies de madera y hormigón se modela al conjunto de la unión mediante un resorte con una determinada constante elástica, llamada módulo de deslizamiento. Esta se obtiene de forma experimental, aunque existen diferentes métodos de cálculo teórico, propuestos por varios autores. El presente trabajo se centra en la comparación de los resultados experimentales con los obtenidos mediante dos métodos de cálculo, propuestos por el Eurocódigo 5 (UNE-EN 1995-1-1:2006) y por Ceccotti (1995).

El Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1:2006) propone, para conectores de tipo pasador como las barras de acero conformado, la Ecuación (1) para determinar el módulo de deslizamiento ( $K_{ser}$ ) en [kN/mm]. Sin embargo, Ceccotti (1995) define la Ecuación (2) para calcular  $K_{ser}$  en [kN/mm].

$$K_{ser} = 2 \,\rho_m^{1.5} \,d/23 \tag{1}$$

$$K_{ser} = 0.125 \ d \ E_{0,mean}$$
 (2)

donde:

- d es el diámetro del conector [mm]
- $\rho_m$  es la densidad media de la madera [kg/m<sup>3</sup>]
- $E_{0,mean}$  es el módulo de elasticidad medio en dirección paralela a las fibras [MPa]

En cuanto a la fuerza que es capaz de resistir la unión, actualmente no existe una norma que plantee cómo determinar la capacidad resistente en el caso madera-hormigón. Sin embargo, el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1:2006) sugiere que para su cálculo se utilicen las ecuaciones de Johanssen, considerando a el hormigón como una placa de acero gruesa. Esta consideración es correcta si la losa es construida con un hormigón cuya resistencia a compresión sea tal que la madera se aplaste antes que la zona de la losa solicitada por el conector plastifique. En este caso, las deformaciones internas en el hormigón pueden asumirse despreciables, por lo que la losa se comporta como como una placa gruesa de acero. En esta instrucción se plantean tres posibilidades de falla de la unión: i) por aplastamiento de la madera; ii) por una combinación de plastificación de la madera y plastificación simple del conector; y iii) por plastificación de la madera y plastificación de la conector, generando una doble rótula.

Las tres expresiones de Johannsen correspondientes a cada uno de los tres modos de fallo se presentan en la Ecuación (3). La carga que resistirá la unión  $(F_{v,Rk})$  será, por lo tanto, la menor de las tres expresiones (a, b o c) determinada con estas ecuaciones. Dichas ecuaciones tienen en cuenta la penetración del conector en la madera  $(t_1)$ , la resistencia al aplastamiento de la madera  $(f_{h,k})$ , calculada en relación con su densidad característica, el momento plástico del conector  $(M_{v,r,k})$  y la resistencia al arranque del conector  $(F_{a,R,x})$ .



$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k}t_1d & \text{(a)} \\ f_{h,k}t_1d \left(\sqrt{2 + \frac{4M_{y,r,k}}{f_{h,k}t_1^2d - 1}}\right) + \frac{F_{a,R,x}}{4} & \text{(b)} \\ 2,3\sqrt{M_{y,r,k}f_{h,k}d} + \frac{F_{a,R,x}}{4} & \text{(c)} \end{cases}$$

Ceccotti (1995) utiliza una única ecuación para determinar la carga de diseño resistida por la unión  $(F_{\nu,Rk})$ , tal cual se presenta en la Ecuación (4).

$$F_{\nu,Rd} = 1.5 \sqrt{2 \, M_{y,d} \, f_{h,d} \, d} \tag{4}$$

donde:

- $f_{h,d}$  es la resistencia al aplastamiento de diseño de la madera,
- $M_{y,d}$  es el momento plástico de diseño del conector.

# 3. MATERIALES Y MÉTODOS

#### 3.1. Materiales

Se fabricaron ocho probetas de madera-hormigón para la realización de los ensayos de cortante de los conectores, tal y como se muestra gráficamente en la Figura 1. Las dimensiones de las probetas son similares a las utilizadas por He *et al* (2016) y respetan las restricciones establecidas en la norma BS-EN 1380 (2009). La conexión entre la madera y el hormigón se realizó a través de 4 conectores por probeta, de 12 mm de diámetro y 15 cm de largo. Para la colocación de estos dentro de la madera, se realizaron perforaciones con un taladro de 8 cm de largo y se fijaron mediante resina epoxi, Sika Anchor Fix.



Figura 1: a) Planta y b) alzado, esquemáticos, de las probetas (unidades en [mm])

Cuatro probetas fueron fabricadas usando madera laminada encolada de *Pinus taeda* (P1, P2, P3 Y P4), y las otra cuatro usando MLE de *Eucalyiptus grandis* (E1, E2, E3 y E4). Las propiedades mecánicas (módulo de elasticidad medio y densidad característica) de la MLE de ambas especies se presentan en la Tabla 1 (Moya *et al.* 2018; Baño *et al.* 2019).



Para simular el efecto de la losa del entrepiso, se utilizó un hormigón en masa con una resistencia característica de 30 MPa, a partir del cual se fabricaron cuatro probetas testigo. Estas fueron elaboradas y ensayadas a compresión según se establece en las normas IRAM 1524 (1982) y UNIT NM 101 (1998), respectivamente. La Tabla 2 muestra los resultados de resistencia a la compresión ( $f_c$ ) obtenidos de los ensayos a los 7 días y a los 28 días.

Tabla 1: Propiedades Mecánicas de la MLE (Moya et al. 2018; Baño et al. 2019)

	Pinus taeda	Eucalyptus grandis
E <sub>0,mean</sub> [MPa]	8321	13 800
$\rho_k  [\text{kg/m}^3]$	440	490

Probeta testigo	f <sub>c</sub> [MPa]		
	7 días	28 días	
N°1	39.0	42.2	
N°2	35.8	42.2	
Promedio	37.4	42.2	

Tabla 2: Resultados de los ensayos a compresión en el hormigón

## 3.2. Metodología de ensayo

El ensayo consistió en aplicar una fuerza (P) sobre el hormigón, según el esquema de cargas definido en la Figura 2a, de manera de generar así desplazamientos relativos entre la madera y el hormigón. Para ello se utilizó un banco de ensayos universal Controls, con capacidad de carga de 300 kN. Para medir los desplazamientos relativos, se colocaron cuatro comparadores (o extensómetros) digitales, dispuestos tal y como se muestra en la Figura 2b. Se consideró como desplazamiento relativo al promedio de las cuatro mediciones.



Figura 2: a) Esquema de carga, y b) disposición de los comparadores

El procedimiento de ensayo de las uniones mecánicas en madera está por la norma BS-EN 26891 (1991). En esta se establece que la carga debe aplicarse según la relación fuerza-tiempo que se muestra en el gráfico de la Figura 3a. Como puede observarse, sobrepasados los ocho minutos desde el inicio del ensayo, no es necesario apegarse a ningún protocolo. Por lo tanto, después de ese tiempo se continuó aplicando la carga en base a una determinada relación desplazamiento-tiempo, de forma que la curva fuerza-tiempo continúe con la misma pendiente, aunque el ensayo ya no se encuentre regulado por esa relación.



Figura 3: a) Ciclo de carga definido por la norma BS-EN 26891 (1991), y b) procedimiento de carga para las probetas "E1", "E2, E3, E4", "P1" y "P2, P3, P4"

La fuerza aplicada inicialmente fue  $F_{est}$ , que fue hallada de acuerdo con lo propuesto en el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1:2006). A su vez, la norma BS-EN 26891 (1991) establece que, después de ensayada la primera probeta, si la carga última obtenida difiere en un porcentaje mayor al 20 % de  $F_{est}$ , se debe ajustar la curva de cargas para la siguiente probeta. En este caso, el nuevo valor de  $F_{est}$  pasa a ser la carga última obtenida en el ensayo anterior. Si para la siguiente probeta no se obtiene esta diferencia del 20 % de  $F_{est}$  con respecto a la anterior, el procedimiento de carga debe seguir con la misma curva fuerza-tiempo que la anterior.

En la probeta E1 se utilizó la curva de carga-descarga definida en el gráfico de la Figura 3b. Como se comenta en el Capítulo 5, la carga última obtenida para E1 difirió en un porcentaje mayor al 20 % de  $F_{est}$ . Por lo tanto, se ajustó  $F_{est}$  para el resto de las probetas de la misma especie. Así, el ciclo de carga-descarga aplicado a las probetas E2, E3 y E4 fue el expresado en el gráfico de la Figura 3b. Al ensayar estas probetas, la carga última obtenida se mantuvo dentro del rango antes mencionado, por lo que el procedimiento de carga no fue modificado.

Lo mismo sucedió con el grupo de las probetas P1, P2, P3 y P4. Se utilizaron dos protocolos de carga-descarga: uno para la probeta P1 (obtenido a partir de la primera  $F_{est}$ , estimada según la normativa europea), y otro para las probetas P2, P3 y P4 (obtenidos a partir de la  $F_{est}$  ajustada con el resultado del primer ensayo). Ambas curvas se presentan en la Figura 3b.

### 3.3. Metodología de análisis

Con los resultados recabados mediante el procedimiento descrito, se halló la fuerza máxima ( $F_u$ ) y el coeficiente de deslizamiento ( $K_{ser}$ ) para cada una de las probetas. Para ello se siguió lo propuesto por la norma BS-EN 26891 (1991), que indica que la fuerza máxima es aquella alcanzada para un desplazamiento de 15 mm o aquella que produzca la rotura de la probeta.

Por otro lado, para calcular el coeficiente de deslizamiento se realizaron las gráficas cargadesplazamiento según lo especificado en la norma BS-EN 26891 (1991). Los rangos tomados para realizar dichas gráficas fueron los comprendidos entre  $0.1 F_{est}$  y  $0.4 F_{est}$ . Finalmente, para la obtención del módulo de deslizamiento de cada probeta se halló la pendiente de la recta que mejor aproxima cada uno de los gráficos mencionados anteriormente.

# 4. CÁLCULOS TEÓRICOS

A partir las dos teorías presentadas en el Capítulo 2 (Marco teórico), se calcularon los módulos de deslizamiento y las fuerzas últimas.



Según lo propuesto en el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1:2006), para hallar  $K_{ser}$  se precisa conocer la densidad media de la madera ( $\rho_m$ ) y el diámetro del conector (d). Mientras que según, Ceccotti (1995), es necesario conocer el diámetro del conector (d) y el módulo de elasticidad medio en la dirección paralela a las fibras ( $E_{0,mean}$ ). Estos valores fueron presentados en el Capítulo 4. En la Tabla 3, se muestran los resultados obtenidos mediante los dos métodos.

Por otro lado, los datos utilizados para calcular la fuerza que resiste la unión según el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1:2006) son los siguientes: resistencia característica al aplastamiento de la madera ( $f_{h,k,eucalipto} = 35.7$  MPa y  $f_{h,k,pino} = 31.9$  MPa), penetración del conector en la madera ( $t_1 = 80$  mm), diámetro del conector (d = 12 mm), momento de plastificación del conector ( $M_{y,r,k} = 95\,932$  Nmm) y resistencia al arranque del conector ( $F_{a,R,x} = 0$  N). Por último, para calcular la fuerza última según Ceccotti (1995), se toman en cuenta: el momento de plastificación del conector ( $M_{y,d} = 104\,727$  Nmm) y su diámetro (d), en conjunto con la resistencia característica de aplastamiento de la madera ( $f_{h,k}$ , cuyos valores ya fueron presentados). En resumen, los resultados teóricos de la fuerza última se presentan en la Tabla 4.

Tabla 3: Resultados teóricos de coeficiente de deslizamiento  $(K_{ser})$ 

<i>K<sub>ser</sub></i> [kN/mm]	Pino	Eucalipto
Ceccotti (1995)	49.8	82.8
EN 1995-1-1 (2006)	51.0	59.5

$F_u$ [kN/mm]	Pino	Eucalipto
Ceccotti (1995)	53,7	56,5
EN 1995-1-1 (2006)	55,7	58,7

Tabla 4: Resultados teóricos de fuerza última  $(F_u)$ 

# 5. RESULTADOS EXPERIMENTALES Y ANÁLISIS

La Figura 4 presenta tres imágenes de la rotura de la probeta P1, de pino. En la Figura 4a se puede observar cómo el hormigón se fisuró, en la Figura 4b se muestra la flexión que sufrió el conector, mientras que en la Figura 4c se identifica el aplastamiento localizado de la madera.



Figura 4: Rotura de la probeta de pino P1: a) fisura en el hormigón, b) flexión en el conector, y c) aplastamiento en la madera



Análogamente, en la Figura 5 se muestran tres imágenes correspondientes a la probeta de eucalipto E1. Las restantes probetas, no mostradas, mostraron un comportamiento similar.



Figura 5: Rotura de la probeta de pino E1: a) fisura en el hormigón, b) flexión en el conector, y c) aplastamiento en la madera

Las curvas fuerza-desplazamiento se hallaron según se presentó en el Capítulo 3. La Figura 6a muestra el diagrama fuerza-desplazamiento para las probetas de pino P1, P2, P3 y P4 y la Figura 6b el correspondiente a las probetas de eucalipto, E1, E2, E3 y E4.



Figura 6: Diagrama fuerza-desplazamiento de a) P1, P2, P3 y P4, y b) E1, E2, E3 y E4

A partir de estas curvas se obtuvo la fuerza última y el módulo de deslizamiento para cada probeta, tal y como se explicó en el Capítulo 3 (Materiales y métodos), según la BS-EN 26891 (1991). En la Tabla 5 se muestran los resultados correspondientes a las probetas de pino y en la Tabla 6 los de las probetas de eucalipto. En resumen, los resultados experimentales y teóricos se muestran en la Figura 7: en la Figura 7a se presentan los coeficientes de deslizamiento y en la Figura 7b las fuerzas últimas (de rotura) halladas.

	P1	P2	P3	P4	Promedio
<i>K<sub>ser,exp</sub></i> [kN/mm]	56,4	78,0	91,7	103,4	82,4
$F_{u,exp}$ [kN]	83,2	92,1	92,1	96,1	90,9

Tabla 5: Resultados experimentales de pino,  $K_{ser}$  y  $F_u$ 



	<i>K<sub>ser,exp</sub></i> [k]	N/mm]	110,2	70,9	55,1	56,5	73,2	
	$F_{u,exp}$ [kN]		92,3	103,8	103,5	110,9	102,6	
100 - 80 - 60 - 40 - 20 - 0 - 0 - 0 - 0 - 0 - 0 - 0 - 0 -	82.4 49.8 51.0	82.8 59.5	2	$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	90.9 .7 55.7	1	02.6 .7 C	eccott: C-5 xp
	Pino	Eucalipto	)		Pino	Eucali	pto	

Tabla 6: Resultados experimentales de eucalipto, K<sub>ser</sub> y F<sub>u</sub>

E1

E2

E3

E4

Promedio

Figura 7: Resultados de a) módulo de deslizamiento,  $K_{ser}$  [kN/mm], y b) resultados de fuerza última,  $F_u$  [kN]

Sobre los resultados presentados anteriormente:

- Se observa que los valores promedio experimentales de  $F_u$  son mayores que los teóricos en ambas especies, y para los dos modelos de cálculo teórico.
- En cuanto al K<sub>ser</sub>, se observa lo mismo en el pino. Sin embargo, en el eucalipto, los resultados experimentales son menores que el valor teórico según Ceccotti (1995). Una posible explicación de este fenómeno es que la Ecuación (1) para calcular el K<sub>ser</sub> según el Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1:2006) solo tiene en cuenta la densidad de la madera. Esta es solo ligeramente superior en la MLE de eucalipto (490 kg/m<sup>3</sup>) que en la de pino (440 kg/m<sup>3</sup>). Sin embargo, en la Ecuación (2), tomada de Ceccotti (1995), entra en juego el módulo de elasticidad, que es mucho mayor en la MLE de eucalipto (13 800 MPa) que en la de pino (8321 MPa). Según los resultados obtenidos, Ceccotti (1995) podría estar sobreestimando el valor de K<sub>ser</sub> en la madera de eucalipto nacional. Esto puede deberse a que su ecuación se validó para especies de coníferas con relaciones entre el módulo de elasticidad y la densidad similares a las obtenidas en el pino uruguayo, E/ρ = 19 · 10<sup>6</sup> m<sup>2</sup>/s<sup>2</sup>, mientras que el Eucalyptus grandis uruguayo tiene una relación mucho mayor, E/ρ = 28 · 10<sup>6</sup> m<sup>2</sup>/s<sup>2</sup>.
- Si se observan los resultados experimentales individuales de K<sub>ser</sub> de las probetas de eucalipto, se puede observar que solo una superó el valor promedio hallado para el pino. No es posible explicar dichos resultados con lo analizado en este artículo, sino que se necesita mayor investigación para entender el fenómeno.

### 6. CONCLUSIONES

En primer lugar, se concluye que las fuerzas últimas obtenidas de ambas especies de madera uruguaya resultaron satisfactorias. Estos valores permiten validar, al menos para los conectores utilizados (barras de acero conformado adheridas mediante resina epoxi), los cálculos teóricos propuestos por la literatura para el cálculo de estructuras madera-hormigón en Uruguay.



Por otro lado, teniendo en cuenta el módulo de deslizamiento, también es posible validar los cálculos teóricos para los compuestos de MLE de pino. Sin embargo, en los compuestos de MLE de eucalipto, los resultados experimentales son menores que el valor teórico obtenido según Ceccotti (1995). Esto último puede ser consecuencia de que el eucalipto nacional presenta una densidad muy baja en relación con su módulo de elasticidad. De esta manera, desde el punto de vista de las propiedades mecánicas, se asemeja más a una conífera que a una frondosa. De hecho, la norma UNIT 1262 (2018) recomienda que el *Eucaliptus grandis* uruguayo sea considerado como una C20, clase resistente que corresponde a una conífera.

### **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

Baño V., Pérez-Gomar C., Vega A., Godoy D., Cardoso A., Moya L. (2019). Relationship between structural properties of sawn timber and glulam beams of Uruguayan Eucalyptus and Pinus species. Documento de trabajo (sin publicar). Universidad de la República y Universidad ORT Uruguay, Montevideo, Uruguay.

BS-EN 26891:1991, ISO 6891:1983. Timber structures. Joints made with mechanical fasteners. General principles for the determination of strength and deformation characteristics. BSI, London, United Kingdom.

BS-EN 1380:2009. Timber structures. Test methods. Load bearing nails, screws, dowels and bolts. BSI, London, United Kingdom.

Cardenas M., Schanack F., and Ramos Ó.R. (2010). Diseño, construcción y ensayo de una estructura de sección mixta madera laminada-hormigón para su uso en puentes. Revista de la construcción, v. 9, n. 2, p 63-75.

Ceccotti, A. (1995). Timber-concrete composite structures (E13). In Blass *et al*, Timber Engineering STEP 2. Centrum Hout, Almere, Netherlands.

Dias A., Schänzlin J., and Dietsch P. (2018). Design of timber-concrete composite structures: A state-of-the-art report. COST Action FP1402 / WG 4, Shaker Verlag Aachen, Düren, Germany.

Dias A., Skinner J., Crews K., and Tannert T. (2016). Timber-concrete-composites increasing the use of timber in construction. European Journal of Wood and Wood Products, v. 74, n. 3, p. 443-451.

He G., Xie L., Wang X., Yi J., Peng L., Chen Z., Gustafsson P.J., and Crocetti R. (2016). Shear behavior study on Timber-Concrete Composite Structures with Bolts. BioResources, v. 11, n. 4, p. 9205-9218.

IRAM 1524 (1982). Hormigón de cemento portland. Preparación y curado en obra de probetas para ensayos de compresión y de tracción por compresión diametral. IRAM, Buenos Aires, Argentina.

Moya L., Pérez-Gomar C., Vega A., Sánchez A., Torino I., and Baño V. (2019). Relación entre parámetros de producción y propiedades estructurales de madera laminada encolada de Eucalyptus grandis. Maderas. Ciencia y Tecnología, v. 21, n. 3.

Rijal R., Samali B., Shrestha R., and Crews K.I. (2014). Experimental and analytical study on dynamic performance of timber-concrete composite beams. Construction and Building Materials, v. 75, p. 46-53.

UNE-EN 1995-1-1:2006. Eurocódigo 5. Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación (2006). AENOR, Madrid, España.

UNIT 1261:2018. Madera aserrada de uso estructural - Clasificación visual - Madera de pino taeda y pino ellioti (*Pinus taeda y Pinus elliottii*) (2018). UNIT, Montevideo, Uruguay.

UNIT 1262:2018. Madera aserrada de uso estructural - Clasificación visual - Madera de eucalipto (*Eucalyptus grandis*) (2018). UNIT, Montevideo, Uruguay.

UNIT-NM 101:1998. Hormigón. Ensayo de compresión de probetas cilíndricas (1998). UNIT, Montevideo, Uruguay.