

COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE MUROS DE CORTE DE *Eucalyptus grandis*: RESULTADOS EXPERIMENTALES VERSUS EL CRITERIO DE LAS NORMAS EUROPEAS

MECHANICAL BEHAVIOUR OF *Eucalyptus grandis* SHEAR WALLS: EXPERIMENTAL RESULTS VS THE CRITERIUM OF EUROPEAN STANDARDS

*María del Rocío Ramos*¹

<https://orcid.org/0000-0003-2978-6804>

*Pamela Yohana Fank*¹

<https://orcid.org/0000-0002-5515-773X>

*Eduardo Antonio Torrán*¹

<https://orcid.org/0000-0003-4637-2566>

*María Alexandra Sosa-Zitto*¹

<https://orcid.org/0000-0001-5001-3879>

Juan Carlos Piter^{1,*}

<https://orcid.org/0000-0001-7473-7994>

RESUMEN

En este artículo se presentan y discuten los resultados de un proyecto orientado a investigar el comportamiento mecánico de muros de corte típicos de construcciones de entramado ligero y construidos con bastidor de *Eucalyptus grandis* (eucalipto) de la Mesopotamia Argentina. La investigación se llevó a cabo sobre 17 paneles, 15 de los cuales integraron 5 series con distintas configuraciones que cumplieron los requerimientos constructivos del Método A del Eurocódigo 5 UNE-EN 1995-1-1, y 2 con anomalías. Los ensayos se realizaron según la norma UNE-EN 594. La resistencia al descuadre determinada experimentalmente superó a la obtenida según el Método A en todos los paneles que cumplieron los requerimientos constructivos, ubicando del lado de la seguridad al valor calculado según las reglas europeas. Los resultados experimentales probaron una mayor variabilidad de la rigidez que de la resistencia y mostraron que los paneles que fallaron bajo cargas elevadas no siempre desarrollaron la resistencia esperada para deformaciones admisibles bajo cargas de servicio, indicando la conveniencia de focalizar sobre este aspecto en futuras investigaciones sobre estos sistemas estructurales.

Palabras clave: Entramado ligero, *Eucalyptus grandis*, resistencia al descuadre, rigidez al descuadre, reglas de diseño.

¹Universidad Tecnológica Nacional. Facultad Regional Concepción del Uruguay. Departamento de Ingeniería Civil. Grupo de Estudio de Maderas (GEMA). Concepción del Uruguay, Entre Ríos, Argentina.

*Autor de correspondencia: jc.piter@gmail.com, piterj@frecu.utn.edu.ar

Received: 02.03.2023 Accepted: 02.08.2023

ABSTRACT

This paper presents and discusses the results of a project aimed at investigating the mechanical behaviour of typical shear walls of light frame constructions and built with frame of Argentinean *Eucalyptus grandis* (eucalipto). The research was carried out on 17 panels, 15 of which distributed in 5 series with different configurations that met the construction requirements specified in Method A of Eurocode 5 UNE-EN 1995-1-1 and 2 presenting anomalies. All tests were carried out according to UNE-EN 594. The racking resistance determined experimentally exceeded that calculated according to the aforementioned Method in all panels that fulfil the construction requirements, placing the value calculated according to the European rules on the safety side. The experimental results confirmed a greater variability for the stiffness than for the resistance, and showed that the panels that failed under high loads do not always developed the expected resistance for allowable deformations under service loads, indicating the convenience of focusing on this aspect in future investigations on this structural system.

Keywords: Light framework, *Eucalyptus grandis*, racking resistance, racking stiffness, design rules.

INTRODUCCIÓN

El eucalipto (*Eucalyptus grandis* (W.Hill ex Maiden)) ocupa el segundo lugar en importancia, después del pino resinoso (*Pinus taeda* (L.) y pino ellioti (*Pinus elliotii* (Engelm.)), dentro de las especies de rápido crecimiento utilizadas para fines estructurales en Argentina (Alcobé *et al.* 2016, Ramos *et al.* 2021). La madera aserrada de esta especie latifoliada presenta relaciones resistencia/densidad y rigidez/densidad (IRAM 9662-2 2015) mayores a las adoptadas por el sistema europeo de clases resistentes para madera de calidad equivalente obtenida de especies latifoliadas en la norma AENOR UNE-EN 338 (2016b), y relaciones similares a las adoptadas por este sistema internacional para madera obtenida de coníferas. Esta particularidad, que constituye una ventaja para su desempeño estructural (Piter *et al.* 2004) va acompañada de ciertas dificultades vinculadas a su trabajabilidad, las que con frecuencia ocasionan imperfecciones constructivas en los sistemas conformados por el ensamble de distintas piezas.

La construcción con madera recibió un impulso importante durante la última década en Argentina, motivado por razones vinculadas tanto al desarrollo socio-económico como a la protección ambiental. En este aspecto, y entre otros, se destaca la edición de la Guía para el Proyecto de Estructuras de Madera con Bajo Compromiso Estructural (INTI CIRSOC 2018). Esta Guía aborda el diseño de la estructura en viviendas de una planta construidas con el sistema de plataforma y entramado ligero, en el cual los muros de corte ocupan un lugar destacado en la absorción y transmisión de las cargas horizontales a las fundaciones.

La necesidad de conocer el comportamiento mecánico de los muros de corte refiere tanto al valor de la carga de rotura por descuadre como al desempeño bajo cargas de servicio, ya que este último aspecto ejerce un rol destacado para mantener las deformaciones dentro de los límites establecidos y para valorar la contribución resistente en ese estado. Sin embargo, este comportamiento no siempre se conoce con la precisión necesaria debido a la influencia de variaciones en la calidad de la madera, en la conformación y dimensiones de los muros y en el cumplimiento de los requisitos constructivos necesarios para lograr un funcionamiento acorde al modelo teórico asumido en el cálculo (Hoekstra 2012). En este aspecto se destaca el requisito de contar con un anclaje firme al suelo debido a la elevada influencia que ejerce sobre la resistencia y rigidez al descuadre (Munoz-Toro *et al.* 2014), principalmente cuando no hay cargas gravitatorias que impiden el levantamiento del montante traccionado como es habitual en viviendas de una planta, requisito cuyo descuido ha originado daños de magnitud y motivado la realización de investigaciones focalizadas en el tema (Shadravan y Ramseyer 2018).

A nivel internacional se dispone de lineamientos que permiten determinar experimentalmente la resistencia y la rigidez al descuadre de los muros de corte, tales como los adoptados por la norma UNE- AENOR EN 594 (2011). A su vez, las reglas de diseño europeas AENOR UNE-EN 1995-1-1 (2016a), proveen un método simplificado (Método A) para calcular la resistencia al descuadre de un panel de muro, y de un muro formado por varios paneles, en todos los casos exentos de huecos y que satisfacen requisitos constructivos claramente especificados (Blaß y Sandhaas 2017, Källsner y Lam 1995). Respecto de la rigidez, estas reglas expresan que la respuesta del muro debe evaluarse para garantizar que la construcción se mantiene dentro de los límites adecuados de utilización, pero no ofrecen lineamientos concretos para realizar ese control. Es necesario destacar

que el método simplificado provisto por las reglas de diseño europeas para calcular la resistencia al descuadre, citado más arriba, se encuentra actualmente en revisión, proceso sobre el cual existe información disponible (Baño *et al.* 2022).

Se ha publicado un trabajo orientado a conocer el desempeño de paneles de muro construidos con madera de especies cultivadas en Argentina, el cual aportó información preliminar obtenida sobre 4 paneles de pino resinoso e igual cantidad de eucalipto (*Eucalyptus grandis* (W.Hill ex Maiden)) (Ramos *et al.* 2021) que resulta de utilidad para el sector profesional y el productivo. No obstante, esta información no es suficiente para conocer dos aspectos de importancia relacionados al desempeño estructural de paneles con bastidor de eucalipto (*Eucalyptus grandis* (W.Hill ex Maiden)) y que por lo tanto es necesario investigar. Uno de ellos se refiere a la influencia que sobre la resistencia y la rigidez al descuadre ejercen: i) la existencia de imperfecciones constructivas debidas a ciertas dificultades en la trabajabilidad de esta especie, ii) la presencia de anomalías debidas al uso habitual de prácticas constructivas incorrectas, iii) la relación entre la altura (h) y el ancho (b) del panel dentro del rango $4 \geq h/b \geq 2$ y, iv) la colocación de doble tablero o doble clavadura con el propósito de duplicar la resistencia de un panel tomado como referencia. El otro aspecto se vincula a la necesidad de verificar la eficacia del valor experimental de la rigidez al descuadre (AENOR UNE-EN 594 2011) para estimar las deformaciones bajo cargas de servicio y conocer el grado de desarrollo de la resistencia al descuadre para niveles admisibles de la deformación.

Con el propósito de investigar los aspectos detallados en el párrafo anterior se llevó a cabo un programa experimental desarrollado sobre 17 paneles construidos con bastidor de eucalipto (*Eucalyptus grandis* (W.Hill ex Maiden)) y tablero contrachapado, presentando distintas configuraciones y sometidos a una carga horizontal monotónica actuando sobre su extremo superior conforme al criterio europeo. No se aplicaron cargas verticales con el fin de evaluar el comportamiento del montante traccionado en condiciones similares a las existentes en viviendas de una planta, donde la succión provocada por el viento neutraliza las cargas gravitatorias. Los resultados y su discusión, que se presentan a continuación, permitieron avanzar en el conocimiento del desempeño estructural del material investigado.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para llevar a cabo el programa experimental se prepararon 17 paneles divididos en 7 series que exhibieron las siguientes características comunes: i) bastidor de madera aserrada y cepillada de eucalipto (*Eucalyptus grandis* (W.Hill ex Maiden)) cultivado en la Mesopotamia de Argentina, clase de resistencia 2 según la norma IRAM 9662-2 (2015) y sección transversal uniforme para montantes y soleras igual a 40 mm x 90 mm, ii) tablero contrachapado (plywood) conformado con 5 láminas y espesor nominal de 12,5 mm, iii) unión entre tablero y bastidor por medio de clavos espiralados de 2,5 mm de diámetro y 65 mm de longitud colocados neumáticamente y, iv) altura (h) igual a 2440 mm. La Figura 1 exhibe las características generales de los paneles y la disposición de los ensayos, mientras que las particularidades de cada serie se discriminan en la Tabla 1.

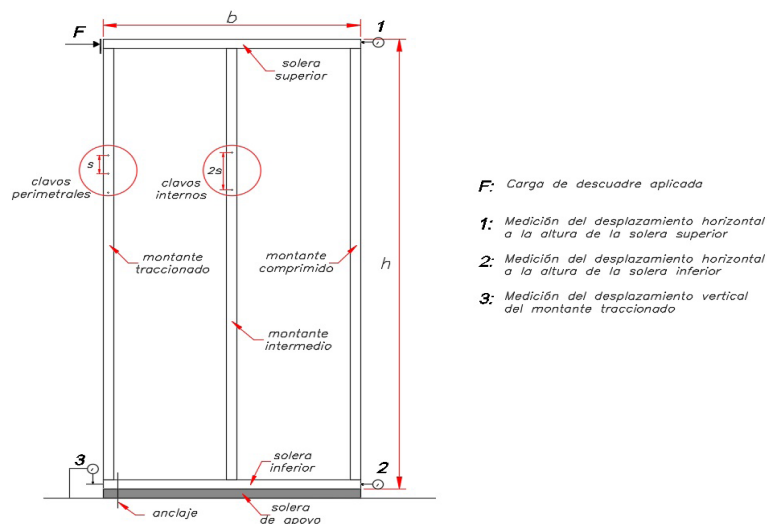


Figura 1: Detalles generales de la conformación de los paneles y la configuración de ensayo.

Tabla 1: Características generales de los paneles de muro.

Serie	Paneles (cantidad)	Ancho (b) (mm)	Tableros (cantidad)	Clavadura Perimetral (s = separación)	Montantes Extremos (cantidad)	Anclaje
S_{ref}	3	1220	1	Simple ($s = 100$ mm)	1	Simple ⁽⁵⁾ en montante
$S_{ref,an}^{(1)}$	1	1220	1	Simple ($s = 100$ mm)	1	En solera inferior ⁽⁵⁾
S_{810}	3	810	1	Simple ($s = 100$ mm)	1	Simple ⁽⁵⁾ en montante
S_{610}	3	610 ⁽³⁾	1	Simple ($s = 100$ mm)	1	Simple ⁽⁵⁾ en montante
S_{2ta}	3	1220	2 (1 por lado)	Simple en cada tablero ($s = 100$ mm) ⁽⁴⁾	2	Doble ⁽⁶⁾ en montantes
S_{2cl}	3	1220	1	Doble ($s = 50$ mm) ⁽⁴⁾	2	Doble ⁽⁶⁾ en montantes
$S_{2cl,an}^{(2)}$	1	1220	1	Doble ($s = 50$ mm)	1	Simple ⁽⁵⁾ en montante

⁽¹⁾: Presenta la anomalía de ubicar el anclaje en la solera; ⁽²⁾: Presenta la anomalía de tener montantes extremos constituidos por una sola pieza y anclaje simple; ⁽³⁾ Paneles sin montante intermedio, ⁽⁴⁾: En tresbolillo sobre las 2 piezas que componen cada montante extremo, ⁽⁵⁾: Diseñado para la capacidad mecánica de los paneles de S_{ref} ; ⁽⁶⁾: Diseñado para la capacidad mecánica de los paneles de S_{2ta} y S_{2cl} (Figura 2).

La serie S_{ref} se integró con 3 paneles construidos con las siguientes características: i) su relación alto/ancho (h/b) igual a 2_{ref} constituye el límite superior a partir del cual las reglas de diseño europeas penalizan la capacidad portante aplicando el coeficiente c (AENOR UNE-EN 1995-1-1 2016a) y, ii) sus detalles constructivos son usualmente adoptados en la construcción de viviendas en el país (INTI CIRSOC 2018). En consecuencia, los resultados correspondientes a S_{ref} serán considerados como referencia para el análisis de las restantes series. Por su parte, $S_{ref,an}$ incluyó un panel que presenta las mismas características descritas para S_{ref} con la excepción de que el anclaje se ubicó en la solera a una distancia igual a 230 mm del eje del montante traccionado (Figura 2). Esta serie fue incluida en el programa experimental porque refleja una práctica constructiva de uso frecuente, aun considerando que el anclaje en la solera constituye una anomalía respecto del criterio de cálculo (Método A) del Eurocódigo 5 (AENOR UNE-EN 1995-1-1 2016a).

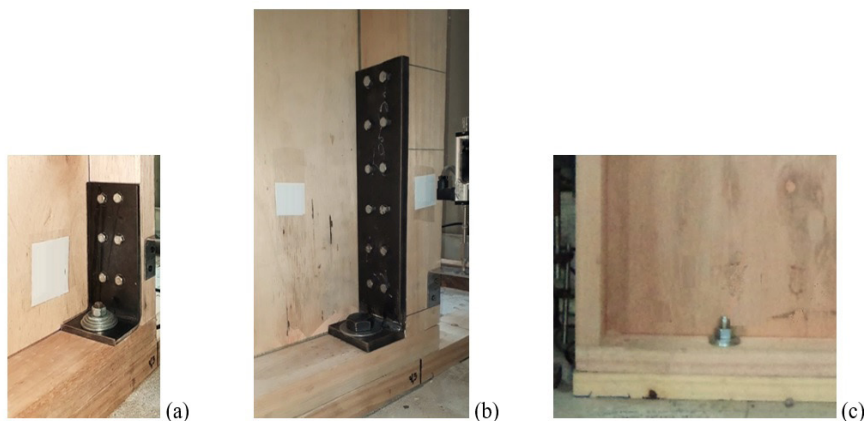


Figura 2: Anclajes (a) Anclaje para montante simple: placa de 8 mm de espesor, 6 tirafondos con diámetro de 8 mm y largo de 50 mm, perno de anclaje con diámetro de 12,7 mm; (b) Anclaje para montante doble: placa de 12,7 mm de espesor, 12 tirafondos con diámetro de 8 mm y largo de 90 mm, perno de anclaje con diámetro de 25 mm; (c) Anclaje en solera: perno de anclaje con diámetro de 12,7 mm

S_{810} y S_{610} responden al propósito de analizar la influencia de la relación de aspecto (h/b) sobre la resistencia y la rigidez al descuadre cuando $2 < h/b \leq 4$. S_{810} ($b=810$ mm) exhibe una relación intermedia ($h/b = 3$) entre la adoptada como referencia ($h/b = 2$) y la máxima admitida ($h/b = 4$) en el Método A de las reglas de diseño europeas, en tanto que S_{610} ($b = 610$ mm) presenta el valor máximo aceptado para esta relación y es la única serie con paneles sin montante intermedio. En la Figura 3 pueden apreciarse las características de S_{810} y S_{610} junto a las adoptadas para la Serie de referencia.

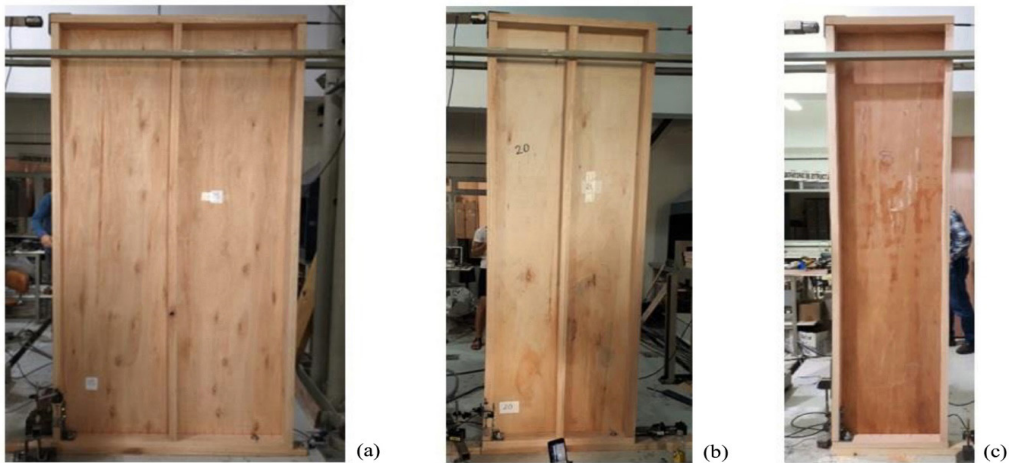


Figura 3: Paneles de series (a) S_{ref} , (b) S_{810} y (c) S_{610} .

Las series S_{2ta} y S_{2cl} tienen por fin analizar el comportamiento de dos conformaciones diseñadas para duplicar la resistencia de los paneles de referencia (S_{ref}). La importancia de conocer su desempeño radica en la necesidad de superar las dificultades que habitualmente existen para colocar la longitud necesaria de muro en viviendas con amplias aberturas y sometidas a elevados esfuerzos horizontales. La variante S_{2ta} incluyó paneles con 2 tableros clavados al bastidor (uno por lado), cada uno con el espaciamiento perimetral de referencia ($s = 100$ mm), mientras que en S_{2cl} se colocó un solo tablero con clavadura perimetral doble ($s = 50$ mm), pero en ambos casos se colocaron montantes extremos y anclajes dobles (Tabla 1 y Figura 2). La última serie ($S_{2cl,an}$), se integró con un panel exhibiendo las mismas características de S_{2cl} con la excepción de que sus montantes extremos estuvieron constituidos por una sola pieza y su anclaje al suelo fue del tipo simple, anomalía que resulta de no proyectar un anclaje congruente con la máxima resistencia al descuadre del panel.

Los métodos empleados en el programa experimental responden a los lineamientos de la norma europea AENOR EN 594 (2011). La resistencia y la rigidez al descuadre fue determinada aplicando una carga horizontal monotónica (F) en su extremo superior, ya que, conforme al propósito de este proyecto, no se dispusieron cargas verticales sobre el extremo superior de los paneles (Figura 1).

La carga F fue aplicada a través de una placa metálica solidaria al bastidor (Figura 3) empleando un pistón de accionamiento hidráulico con capacidad de controlar la velocidad de avance, y ésta se reguló para alcanzar el 90 % de la máxima carga ($F_{m\acute{a}x}$) en un tiempo comprendido en el intervalo $300 \text{ s} \pm 120 \text{ s}$. La medición de F se realizó con una celda de carga Flexar con 2 milivolt/volt de sensibilidad y 50 kN de capacidad. Los desplazamientos del panel fueron registrados utilizando transductores potenciométricos de 0,1 mm de precisión en: i) dirección horizontal a nivel de la solera superior; ii) dirección horizontal a nivel de la solera inferior y, iii) dirección vertical, a nivel del extremo inferior del montante traccionado (Figura 1). Durante el transcurso de cada ensayo se dispusieron guías laterales para garantizar que las deformaciones del panel se produzcan únicamente en su plano y tanto la carga aplicada como los desplazamientos se registraron en forma simultánea a través de un equipo QuantumX MX840B de HBM conectado a un ordenador con el software CatmanEasy.

La resistencia al descuadre ($F_{\text{máx}}$) se determinó como el valor máximo alcanzado por F dentro de un rango de desplazamiento horizontal de la solera superior, respecto de la inferior, igual o menor a 100 mm. La rigidez al descuadre (R) se obtuvo como $R = \left(\frac{F_4 - F_2}{v_4 - v_2} \right)$ donde F_4 y F_2 representan el valor de F cuando ésta

alcanza un 40 % y un 20 % de $F_{\text{máx}}$ respectivamente, mientras que v_4 y v_2 expresan las correspondientes diferencias entre el desplazamiento horizontal de la solera superior y el de la inferior. El contenido de humedad (CH) y la densidad (ρ) se determinaron de acuerdo al procedimiento adoptado por las normas ISO 13061-1 (2014a) e ISO 13061-2 (2014b), respectivamente. Para este fin, y luego de finalizado cada ensayo, se seleccionó al azar 1 trozo del tablero y 4 trozos libres de defectos del bastidor. Estos últimos se extrajeron de cada solera (superior e inferior) y de cada montante extremo con el propósito de lograr una adecuada representación de la variabilidad de esas propiedades en la zona perimetral del panel, que es la más influyente conforme al modelo teórico asumido por la normativa europea (Hoekstra 2012).

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El contenido de humedad (CH) medio de los bastidores, determinado sobre los 4 trozos libres de defectos ya descriptos, alcanzó 13,5 % con un coeficiente de variación (COV) igual a 5 %, en tanto que el CH promedio de los tableros fue de 9,9 % con un COV igual a 11 %. Estos resultados indican que puede descartarse una influencia desigual de esta variable sobre el comportamiento mecánico del material ensayado. Los tableros presentaron un espesor real promedio igual a 12,5 mm acompañado de un COV igual a 8 %.

Los principales resultados experimentales de la resistencia ($F_{\text{máx}}$) y la rigidez (R) al descuadre, así como de la densidad (ρ) se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2: Principales resultados obtenidos experimentalmente para la resistencia ($F_{\text{máx}}$) y la rigidez (R) al descuadre, así como para la densidad (ρ).

Series	Paneles	$F_{\text{máx}}$ (kN)	$F_{\text{máx}}$ Valor medio (kN) (COV) (%)	$F_{\text{máx}}/b$ (kN/m)	$F_{\text{máx}}/b$ Valor medio (kN/m) (COV) (%)	R (kN/m)	R Valor medio (kN/m) (COV) (%)	ρ	
								ρ_{ba} (kg/m ³)	ρ_{ta} (kg/m ³)
S _{ref}	S _{ref-1}	15,7	15,6 (8,0)	12,9	12,8 (8,0)	486	594 (29,1)	496	650
	S _{ref-2}	14,3		11,7		502		506	558
	S _{ref-3}	16,8		13,7		793		561	533
S _{ref,an}	S _{ref,an} ⁽¹⁾	3,4	-	2,8	-	114	-	496	655
S ₈₁₀	S ₈₁₀₋₁	9,9	9,8 (6,1)	12,2	12,1 (6,1)	265	211 (24,4)	520	624
	S ₈₁₀₋₂	9,1		11,3		207		508	509
	S ₈₁₀₋₃	10,3		12,8		162		532	681
S ₆₁₀	S ₆₁₀₋₁	7,4	6,6 (10,9)	12,1	10,8 (10,9)	120	106 (11,9)	569	687
	S ₆₁₀₋₂	6,4		10,5		104		516	510
	S ₆₁₀₋₃	6,0		9,9		95		523	551
S _{2ta}	S _{2ta-1}	28,1	26,5 (5,8)	23,1	21,7 (5,8)	1153	867 (29,3)	553	563
	S _{2ta-2}	26,2		21,5		668		511	546
	S _{2ta-3}	25,1		20,6		781		561	561
S _{2cl}	S _{2cl-1}	27,9	26,2 (3,7)	22,9	21,5 (3,7)	830	664 (21,9)	517	522
	S _{2cl-2}	22,1		18,1		604		498	553
	S _{2cl-3}	28,7		23,5		559		532	619
S _{2cl,an}	S _{2cl,an} ⁽²⁾	20,6	-	16,9	-	511	-	519	565

b : Ancho del panel; ρ_{ba} : Densidad promedio del bastidor; ρ_{ta} : Densidad del tablero; COV : Coeficiente de variación; ⁽¹⁾ y ⁽²⁾: Series integradas por paneles con anomalías (Materiales y Métodos).

Resistencia al descuadre. Análisis de los resultados experimentales

Considerando que desde el punto de vista de la confiabilidad estructural es de interés conocer el modo de falla experimentado al alcanzar F_{\max} , en la Figura 4 se exhiben las curvas que expresan la relación entre la carga (F) y la deformación de descuadre (v) hasta alcanzar F_{\max} dentro del rango de variación determinado por la norma AENOR UNE-EN 594 (2011), o sea $v \leq 100$ mm.

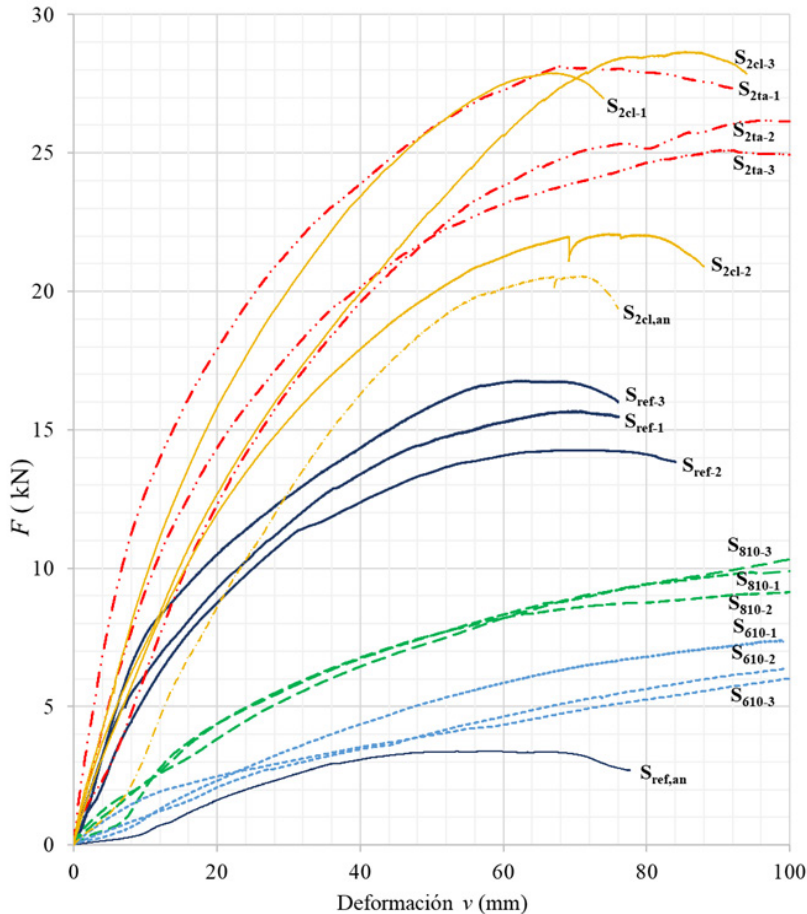


Figura 4: Curvas carga (F) vs Deformación de descuadre (v).

Respecto del comportamiento mecánico en la etapa de aproximación a F_{\max} , la Figura 4 permite destacar las siguientes características: i) los paneles incluidos en S_{ref} , $S_{2\text{ta}}$ y $S_{2\text{cl}}$ muestran una fase final de las curvas que se caracteriza por la ductilidad. Este rasgo, que puede considerarse una ventaja desde el punto de vista de la seguridad, se explica por la paulatina conformación de rótulas plásticas en las uniones bastidor-tablero, lo cual es congruente con el modo de rotura asumido en el modelo plástico del límite inferior (Hoekstra 2012); ii) las curvas correspondientes a S_{810} y S_{610} , con ancho reducido ($2 < h/b \leq 4$), muestran que al registrarse la deformación límite del ensayo ($v = 100$ mm) los 6 paneles estaban aún en pleno desarrollo de su capacidad resistente; iii) el panel anómalo anclado en la solera inferior ($S_{\text{ref,an}}$) interrumpió el crecimiento de F para $v \sim 50$ mm, comenzando un período de estabilización en el nivel de $F_{\text{ref,an}}$ (3,4 kN), para disminuir finalmente a partir de $v \sim 70$ mm. Este desempeño expone la alteración que experimenta el comportamiento mecánico asumido en el modelo teórico como consecuencia de la elevación gradual del montante traccionado (Figura 5a) y, iv) la curva del panel anómalo $S_{2\text{cl,an}}$ se ubica entre las 3 curvas de S_{ref} y las 6 de $S_{2\text{ta}}$ y $S_{2\text{cl}}$, lo cual es congruente con su conformación, ya que exhibe clavatura doble pero montantes extremos constituidos por una pieza y anclaje simple. La influencia negativa de esta anomalía emerge a través de dos evidencias. La primera se advierte en que la curva exhibe mayores valores de v para equivalentes valores de F en comparación con $S_{2\text{ta}}$ y $S_{2\text{cl}}$. La segunda se refleja en que el tramo final ascendente de la curva se interrumpe alcanzando $F_{\text{ref,an}}$ (20,6 kN) con un menor desarrollo plástico que $S_{2\text{ta}}$ y $S_{2\text{cl}}$, en línea con la prematura falla por desgarro cortante en la conexión

del montante traccionado al anclaje (Figura 5b).

Respecto de los valores de la resistencia al descuadre que se presentan en la Tabla 2 para las series S_{ref} , S_{810} , S_{610} , S_{2ta} y S_{2cl} , o sea las que incluyen paneles sin anomalías, es posible identificar los siguientes aspectos salientes: i) valores del COV comprendidos entre 3,7 % y 10,9 % indican una reducida variación de $F_{m\acute{a}x}$ y de $F_{m\acute{a}x}/b$ dentro de cada serie. La baja dispersión de resultados es aún más acentuada en las series con doble tablero (COV = 5,8 % en S_{2ta}) y doble clavadura (COV = 3,7 % en S_{2cl}); ii) los valores medios de $F_{m\acute{a}x}/b$ en S_{ref} (12,8 kN/m), S_{810} (12,1 kN/m) y S_{610} (10,8 kN/m) pueden considerarse similares si se tiene en cuenta la variabilidad natural del material. En consecuencia, y dado que estas series difieren entre sí solamente en el ancho de los paneles (b), los resultados ratifican que $F_{m\acute{a}x}$ está relacionada linealmente con la cantidad de conexiones perimetrales que vinculan la solera superior con el tablero como lo expresan las reglas de diseño europeas; iii) la diferencia entre los valores medios de $F_{m\acute{a}x}$ en S_{2ta} (26,5 kN) y S_{2cl} (26,2 kN) es menor al 1 %, confirmando una resistencia al descuadre equivalente para ambas conformaciones. No obstante, estos valores no alcanzan a duplicar el valor medio de S_{ref} (15,6 kN), propósito con el cual S_{2ta} y S_{2cl} fueron diseñadas, sino que lo superan en un 70 % y un 68 %, respectivamente.

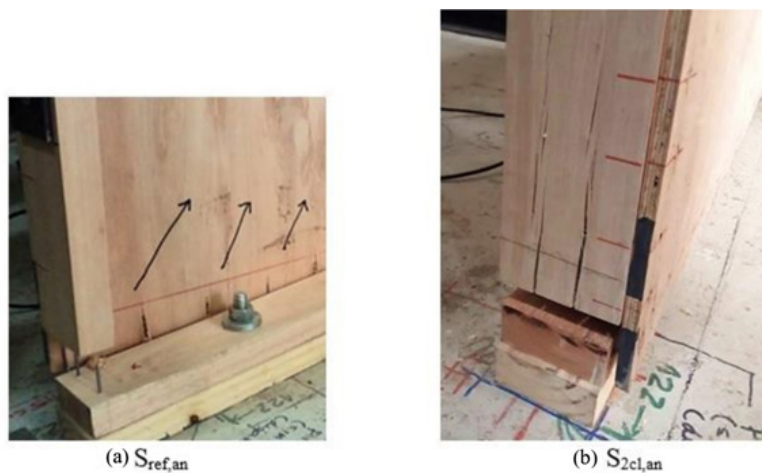


Figura 5: Falla en los paneles anómalos: (a) Elevación del montante traccionado en $S_{ref,an}$; (b) Falla prematura por desgarro cortante en la unión del montante traccionado en $S_{2cl,an}$.

Acerca de las series con paneles anómalos, la información de la Tabla 2 permite destacar las siguientes particularidades: i) el valor de $F_{m\acute{a}x}$ exhibido por $S_{ref,an}$ (3,4 kN) representa el 22 % del valor medio de S_{ref} (15,6 kN). Dado que $S_{ref,an}$ difiere de S_{ref} solamente por la ubicación de su anclaje en la solera, estos resultados reafirman la importancia de anclar adecuadamente el parante traccionado cuando no existen cargas gravitatorias que impiden su levantamiento. Es de destacar que este recaudo constructivo con frecuencia no recibe la importancia que reviste (Shadravan y Ramseyer 2018), aunque constituye un requisito ineludible para que la distribución de esfuerzos en el panel no se aparte del modelo teórico en el que se fundamentan las reglas de diseño; ii) el otro panel anómalo ($S_{2cl,an}$) alcanzó un valor de $F_{m\acute{a}x}$ igual a 20,6 kN, equivalente al 79 % del valor medio correspondiente a S_{2cl} (26,2 kN). Un análisis detallado mostró que su falla, prematura y congruente con la anomalía que lo diferenció de los paneles contenidos en S_{2cl} , se produjo por desgarro cortante en la conexión del montante traccionado al anclaje. En este caso se destaca que si bien la anomalía impidió el desarrollo completo de su potencial, le permitió alcanzar un valor de $F_{m\acute{a}x}$ relativamente elevado (79 %) respecto del valor medio de S_{2cl} .

Resistencia al descuadre. Resultados experimentales vs el criterio del Eurocódigo 5

Con el propósito de comparar los resultados experimentales de la resistencia al descuadre ($F_{m\acute{a}x}$) con los obtenidos siguiendo las reglas de diseño del Eurocódigo 5 (AENOR UNE-EN 1995-1-1 2016a), en adelante $F_{m\acute{a}x,E5}$, a continuación se aplica el criterio adoptado en el Método A de este código a los 17 paneles ensayados. Se decidió incluir en el análisis los 2 paneles anómalos ($S_{ref,an}$ y $S_{2cl,an}$), aunque no satisfacen el requisito de estas reglas referido al anclaje, con el fin de conocer el riesgo que implica la presencia de esas anomalías cuando la

resistencia se calcula con el método mencionado.

Este Método, basado en el modelo plástico del límite inferior (Hoekstra 2012, Källsner y Lam 1995), admite que la máxima resistencia se alcanza cuando las conexiones perimetrales bastidor-tablero desarrollan todo su potencial plástico transmitiendo un flujo de fuerzas cortantes paralelas a los bordes. En consecuencia resulta $F_{\text{máx,E5}} = 1,2 F_{\text{cl}} (b/s) c$, donde 1,2 es un factor de mayoración, F_{cl} es la capacidad de carga lateral de un clavo; b es el ancho del panel; s es la separación de los clavos perimetrales y $c = b / (h/2) \leq 1$ es un factor de reducción que aplica para $4 \geq h/b \geq 2$. F_{cl} se determinó para cada panel como el menor valor obtenido con las expresiones del Eurocódigo 5 (AENOR UNE-EN 1995-1-1 2016a) para los 6 modos de fallo posibles en uniones sometidas a carga lateral con cortadura simple, para lo cual se utilizaron datos de este trabajo y de publicaciones previas. Los datos de este trabajo se relacionan a la geometría y dimensiones de los elementos que componen las conexiones (ver también la Tabla 1) así como a los valores de las densidades de los tableros (ρ_{ta}) y bastidores (ρ_{ba}) que se exhiben en la Tabla 2 y permiten utilizar las ecuaciones provistas por el Eurocódigo 5 (AENOR UNE-EN 1995-1-1 2016a) para determinar la resistencia al aplastamiento de cada tablero ($f_{\text{h,ta}} = 0,11 \rho_{\text{ta}} d_{\text{cl}}^{-0,3}$) y bastidor ($f_{\text{h,ba}} = 0,082 \rho_{\text{ba}} d_{\text{cl}}^{-0,3}$). Dado que estas reglas no proveen expresiones para determinar el momento plástico ($M_{\text{y,cl}}$) y la resistencia al arrancamiento ($F_{\text{ax,cl}}$) de los clavos utilizados en este trabajo, los mismos se obtuvieron de una investigación desarrollada con la normativa europea sobre la especie y clavos empleados en el presente caso, la cual reporta $M_{\text{y,cl}} = 1356 \text{ Nmm}$ y $F_{\text{ax,cl}} = 1153 \text{ N}$ (Sosa-Zitto *et al.* 2014).

Los resultados se presentan en la Tabla 3, donde puede apreciarse que F_{cl} se alcanza con el modo de fallo f en 10 paneles y con el modo d en los 7 restantes. Ambos modos, adoptados por las reglas de diseño europeas (AENOR UNE-EN 1995-1-1 2016a) en base a las ecuaciones desarrolladas por Johansen (Hilson 1995), implican la plastificación de las conexiones pues en el modo f el clavo desarrolla 2 rótulas plásticas, una en el bastidor y otra en el tablero, y en el modo d forma 1 rótula en el bastidor. Estos resultados son congruentes con el comportamiento de los 15 paneles que cumplieron los requisitos constructivos, ya que el de $S_{\text{ref,an}}$ y $S_{\text{2cl,an}}$ fue alterado a causa de sus anomalías, como ya se describió.

Tabla 3: Principales resultados de la resistencia al descuadre según el criterio del Eurocódigo 5 ($F_{\text{máx,E5}}$) y su relación con el valor experimental ($F_{\text{máx}}$).

Series	Paneles	F_{cl} (kN)	Modo de fallo de F_{cl}	$c = \frac{b}{(h/2)}$	$F_{\text{máx,E5}} = 1,2 F_{\text{cl}} \left(\frac{b}{s}\right) c$ (kN)	$\frac{F_{\text{máx,E5}}}{c}$ (kN)	$\frac{F_{\text{máx}}^{(1)}}{\left(\frac{F_{\text{máx,E5}}}{c}\right)}$
S_{ref}	$S_{\text{ref-1}}$	0,660	d	1	9,7	9,7	1,62
	$S_{\text{ref-2}}$	0,618	d	1	9,0	9,0	1,59
	$S_{\text{ref-3}}$	0,681	f	1	10,0	10,0	1,68
$S_{\text{ref,an}}^{(2)}$	$S_{\text{ref,an}}$	0,678	d	1	9,9	9,9	0,34
S_{810}	$S_{\text{810-1}}$	0,672	d	0,66	4,3	6,5	1,52
	$S_{\text{810-2}}$	0,644	d	0,66	4,2	6,3	1,44
	$S_{\text{810-3}}$	0,702	d	0,66	4,5	6,8	1,51
S_{610}	$S_{\text{610-1}}$	0,696	d	0,50	2,5	5,0	1,45
	$S_{\text{610-2}}$	0,659	f	0,50	2,4	4,8	1,33
	$S_{\text{610-3}}$	0,673	f	0,50	2,5	5,0	1,22
S_{2ta}	$S_{\text{2ta-1}}$	0,687	f	1	20,1	20,1	1,40
	$S_{\text{2ta-2}}$	0,667	f	1	19,5	19,5	1,34
	$S_{\text{2ta-3}}$	0,689	f	1	20,2	20,2	1,24
S_{2cl}	$S_{\text{2cl-1}}$	0,663	f	1	19,4	19,4	1,44
	$S_{\text{2cl-2}}$	0,663	f	1	19,4	19,4	1,14
	$S_{\text{2cl-3}}$	0,692	f	1	20,3	20,3	1,41
$S_{\text{2cl,an}}^{(2)}$	$S_{\text{2cl,an}}$	0,641	f	1	18,8	18,8	1,10

⁽¹⁾: Valores de $F_{\text{máx}}$ disponibles en la Tabla 2; ⁽²⁾: Series integradas por paneles con las anomalías detalladas en Materiales y Métodos;

Símbolos utilizados para determinar $F_{\text{máx,E5}}$ según el Eurocódigo 5 (AENOR UNE-EN 1995-1-1 2016a): F_{cl} es la capacidad de carga lateral de un clavo; d y f son modos de fallo adoptados por estas reglas en base a las ecuaciones de Johansen (Hilson 1995); $c = b / (h/2) \leq 1$ es un factor de reducción que aplica cuando $4 \geq h/b \geq 2$, donde h y b expresan el alto y el ancho del panel, respectivamente; s es la separación entre clavos perimetrales.

La presentación en forma explícita del factor c permite visualizar la importante disminución que éste ocasiona en $F_{\text{máx},E5}$ para las series con ancho reducido (S_{810} y S_{610}), lo cual podría considerarse contradictorio con la similitud encontrada para $F_{\text{máx}}/b$ (Tabla 2) entre estas series y la de referencia (S_{ref}). Sin embargo, lo que explica la reducción de $F_{\text{máx},E5}$ a través de c no es una pérdida de resistencia sino el hecho de que al crecer h/b crece la deformación necesaria para desarrollar el potencial plástico, disminuyendo la rigidez. Este fundamento emerge claramente al comparar las curvas de S_{ref} con las de S_{810} y S_{610} (Figura 4) y es congruente con publicaciones previas (Hoekstra 2012).

La Tabla 3 también incluye el valor de la resistencia al descuadre sin la influencia de c ($F_{\text{máx},E5}/c$) y la relación entre el valor experimental y el calculado sin la influencia de este factor ($F_{\text{máx}}/(F_{\text{máx},E5}/c)$). En los 15 paneles sin anomalías la resistencia experimental superó a la calculada, donde $F_{\text{máx}}/(F_{\text{máx},E5}/c)$ alcanzó un valor medio de 1,42 oscilando entre 1,14 y 1,68. Estos resultados están en línea con reportes previos (Hoekstra 2012) y sitúan del lado de la seguridad al valor de la resistencia al descuadre calculada según el criterio europeo. Por su parte, la relación $F_{\text{máx}}/(F_{\text{máx},E5}/c)$ en $S_{\text{ref,an}}$ y $S_{2\text{cl,an}}$ refleja la influencia de sus anomalías sobre el resultado experimental y en definitiva sobre la seguridad: i) el valor de $S_{\text{ref,an}}$ (0,34) confirma que la falta de un anclaje efectivo al suelo involucra una elevada probabilidad de falla, pues el valor experimental muestra una reducción del 66 % respecto del calculado; ii) en $S_{2\text{cl,an}}$, la influencia de la falla prematura ya descrita se evidencia en que su valor (1,10) representa el 77 % del promedio general de las series sin anomalías (1,42). No obstante, como el valor experimental supera en un 10 % al calculado, su desempeño no debería afectar la seguridad de una estructura.

A través del análisis anterior se comprobó que el comportamiento de los 15 paneles sin anomalías fue congruente con el modelo asumido en el Método A del Eurocódigo 5 (AENOR UNE-EN 1995-1-1 2016a). Dado que estos paneles cumplieron los requisitos implícitos en la aplicación del método, dentro de los cuales se destaca por su importancia el apropiado comportamiento mecánico de los anclajes, los resultados estimulan el interés por conocer la relación carga-desplazamiento (rigidez) de los anclajes utilizados. Con ese fin se presentan en la Tabla 4 los valores medios de la carga axil en el montante traccionado (F_{mt}) para cada milímetro de desplazamiento vertical (δ), y la correspondiente relación F_{mt}/δ , en los montantes vinculados al suelo con anclajes simples en S_{ref} y dobles en $S_{2\text{ta}}$ y $S_{2\text{cl}}$.

Tabla 4: Relación carga-desplazamiento registrada en el anclaje de los montantes traccionados.

Desplazamiento vertical (δ) del montante (mm)		1	2	3	4	5	6	7	8
Anclajes simples	$F_{\text{mt}}^{(1)}$ (kN)	15,0	18,0	21,2	23,3	24,6	26,5	28,1	29,1
	F_{mt}/δ (kN/mm)	15,0	9,0	7,1	5,8	4,9	4,4	4,0	3,6
Anclajes dobles	$F_{\text{mt}}^{(2)}$ (kN)	14,0	22,2	28,6	33,7	37,8	41,3	44,0	46,4
	F_{mt}/δ (kN/mm)	14,0	11,1	9,5	8,4	7,6	6,9	6,3	5,8

⁽¹⁾: Valor medio de la fuerza en el montante traccionado de los paneles incluidos en S_{ref} ; ⁽²⁾: Valor medio de la fuerza en el montante traccionado de los paneles que integran $S_{2\text{ta}}$ y $S_{2\text{cl}}$.

Los ensayos mostraron que una importante proporción de δ se produjo en la conexión entre el dispositivo (placa de acero) y la madera del montante. Por su parte, en la Tabla 4 se advierte una disminución gradual de F_{mt}/δ al crecer δ , variando entre 15 kN/mm y 3,6 kN/mm en los anclajes simples y entre 14 kN/mm y 5,8 kN/mm en los dobles. Curiosamente, para $\delta = 1$ mm F_{mt}/δ fue mayor en los anclajes simples, pero luego de ese particular comienzo la relación fue siempre mayor en los dobles con una diferencia creciente hasta alcanzar 61 %. Esta evolución no lineal es característica de la madera bajo tensiones de aplastamiento junto al desarrollo de rótulas plásticas en los tirafondos, lo cual se comprobó con un estudio basado en la geometría y las propiedades de los dispositivos de anclaje incluyendo la densidad de la madera del bastidor (ρ_{ba}) presentada en la Tabla 2. El estudio mostró un comportamiento propio de los modos de fallo d y e entre los contemplados por el Eurocódigo 5 (AENOR UNE-EN 1995-1-1 2016a) para uniones con placa gruesa en cortadura simple, los que se manifiestan con el desarrollo de 1 y 2 rótulas plásticas en los tirafondos, respectivamente.

Rigidez al descuadre. Resultados experimentales y control de las deformaciones bajo cargas de servicio

Los valores de la rigidez al descuadre (R) determinados experimentalmente se exhiben en la Tabla 2, donde es posible advertir las siguientes particularidades de las series con paneles exentos de anomalías: i) R exhibe una mayor variabilidad de resultados dentro de cada serie que la encontrada para F_{\max} , a excepción de S_{610} (COV = 11,9 %), ii) el valor medio de R decrece desde S_{ref} (594 kN/m) a S_{810} (211 kN/m) y a S_{610} (106 kN/m) cuando crece la relación h/b desde 2 a 3 y a 4, respectivamente, siendo esta relación la única característica que diferencia las conformaciones de las 3 series mencionadas y, iii) El valor medio de R en $S_{2\text{ta}}$ (867 kN/m) supera en un 31 % al de $S_{2\text{cl}}$ (664 kN/m) y ninguna de las dos alcanza a duplicar el valor medio de S_{ref} (594 kN/m), propósito con el cual $S_{2\text{ta}}$ y $S_{2\text{cl}}$ fueron diseñadas, sino que lo superan en un 46 % y un 12 %, respectivamente.

Acerca de la rigidez de las series con paneles anómalos se destacan las siguientes particularidades: i) el valor de R en $S_{\text{ref,an}}$ (114 kN/m) representa solo el 19 % del valor medio obtenido para S_{ref} (594 kN/m) lo cual ratifica, de igual manera que para la resistencia, que esa conformación no debería utilizarse en paneles solicitados por acciones horizontales sin la presencia de cargas gravitatorias que equilibren el esfuerzo de levantamiento en el montante traccionado, ii) el panel ($S_{2\text{cl,an}}$) alcanzó un valor de R igual a 511 kN/m, equivalente al 77 % del valor medio correspondiente a $S_{2\text{cl}}$ (664 kN/m), confirmando que su anomalía afecta parcialmente su eficacia estructural.

El control de las deformaciones bajo cargas de servicio, y su relación con R , son de interés desde la perspectiva de la funcionalidad de la edificación. Es de destacar que el Eurocódigo 5 (AENOR UNE-EN 1995-1-1 2016a) expresa que la respuesta del muro de corte debe evaluarse con el fin de garantizar que la construcción se mantiene dentro de los límites adecuados de utilización, pero no ofrece lineamientos concretos para realizar ese control.

Para analizar el comportamiento de los 15 paneles sin anomalías dentro de un rango adecuado de v que garantice una adecuada serviciabilidad de la estructura, en la Figura 6 se despliega la etapa inicial (zoom) de las curvas F - v y se señalan los valores empleados para determinar R según los lineamientos de la norma AENOR UNE-EN 594 (2011). La figura también incluye una línea vertical ($v = 8$ mm) que representa un límite razonable (tomado como ejemplo) de la distorsión por descuadre de un panel ($v/h = 8/2440 \sim 1/300$), aunque el análisis es válido para valores más restrictivos de v/h .

La Figura 6 permite apreciar dos particularidades relacionadas a la rigidez de los paneles y su comportamiento bajo cargas de servicio: i) los valores de F y v utilizados para determinar R no siempre son representativos del desarrollo de las curvas en el entorno de la deformación adoptada como límite. En consecuencia, la eficacia de R para expresar el comportamiento de los paneles en un nivel aceptable de deformación debe considerarse con cautela y, ii) aumentos acentuados de v acompañados de pequeños incrementos de F en la parte inicial de algunas curvas (S_{810-1} , entre otras) evidencian un reducido desarrollo de la resistencia al descuadre para la deformación tomada como límite. Este comportamiento se explica por la presencia de pequeñas imperfecciones en el ensamble del bastidor, típicas en maderas con baja trabajabilidad como el eucalipto (*Eucalyptus grandis* (W.Hill ex Maiden)). Durante los ensayos se comprobó que pequeñas holguras entre la solera inferior y el montante comprimido permiten un descenso inicial de éste bajo cargas reducidas, con el consecuente desplazamiento horizontal del extremo superior del panel (v) incrementado en función de h/b .

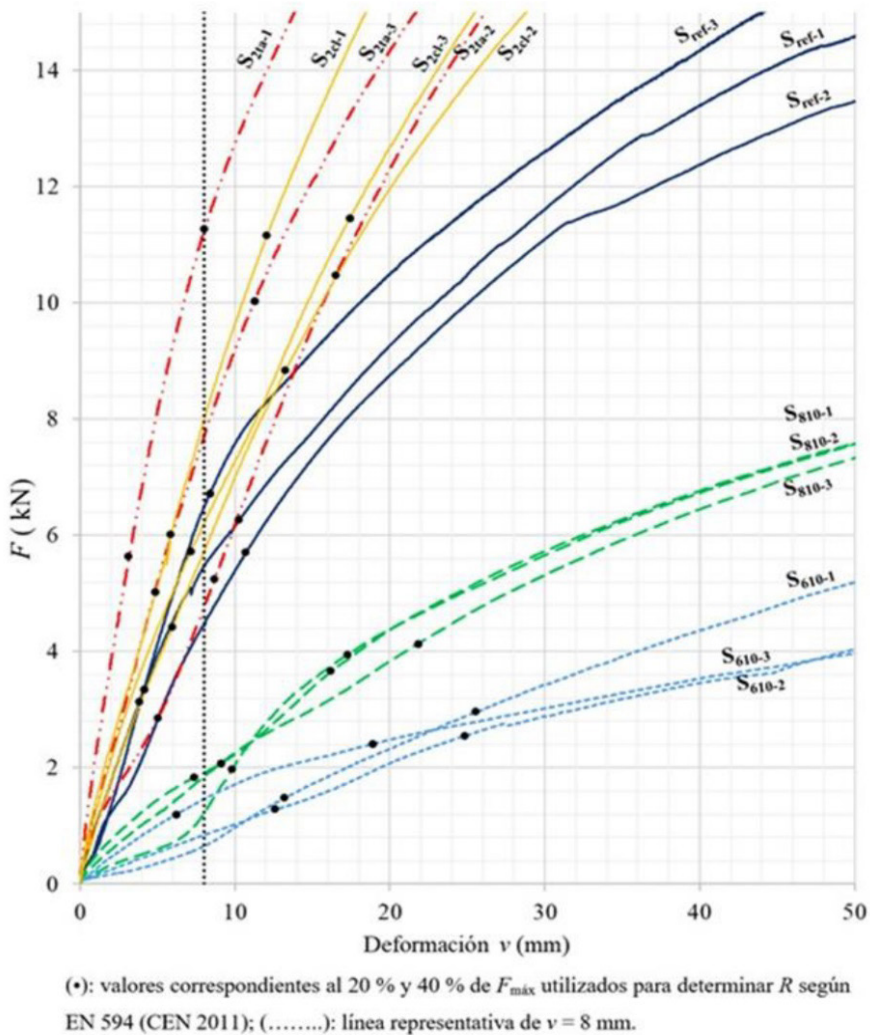


Figura 6: Desarrollo inicial de las curvas carga (F) vs deformación horizontal de descuadre (v) correspondientes a los 15 paneles sin anomalías.

(•) Valores correspondientes al 20 % y 40 % de F_{\max} utilizados para determinar R según EN 594 (2011); (.....) Línea vertical representativa de $v = 8$ mm

Dada la importancia de conocer la resistencia desarrollada al alcanzar la deformación adoptada como límite ($F_{v=8\text{ mm}}$), esta respuesta estructural se presenta discriminadamente en la Tabla 5 junto a su relación con la máxima resistencia al descuadre, calculada ($F_{\max,E5}$) y experimental (F_{\max}).

Tabla 5: Resistencia al descuadre desarrollada para una deformación de 8 mm ($F_{v=8\text{ mm}}$) y su relación con la capacidad resistente calculada ($F_{v=8\text{ mm}}/F_{\text{máx,E5}}$) y experimental ($F_{v=8\text{ mm}}/F_{\text{máx}}$) en los 15 paneles sin anomalías.

Series	Paneles	$F_{v=8\text{ mm}}$ (kN)	$F_{v=8\text{ mm}}$ Valor medio (kN) (COV) (%)	$\frac{F_{v=8\text{ mm}}}{F_{\text{máx,E5}}^{(1)}}$	$\frac{F_{v=8\text{ mm}}}{F_{\text{máx}}^{(2)}}$
S _{ref}	S _{ref-1}	5,5	5,5 (19,2)	0,57	0,35
	S _{ref-2}	4,4		0,49	0,31
	S _{ref-3}	6,5		0,65	0,39
S ₈₁₀	S ₈₁₀₋₁	1,2	1,6 (23,2)	0,28	0,12
	S ₈₁₀₋₂	1,9		0,45	0,21
	S ₈₁₀₋₃	1,8		0,40	0,17
S ₆₁₀	S ₆₁₀₋₁	0,7	1,0 (43,6)	0,28	0,09
	S ₆₁₀₋₂	0,8		0,33	0,13
	S ₆₁₀₋₃	1,5		0,60	0,25
S _{2ta}	S _{2ta-1}	11,2	7,9 (40,4)	0,56	0,40
	S _{2ta-2}	4,8		0,25	0,18
	S _{2ta-3}	7,8		0,39	0,31
S _{2cl}	S _{2cl-1}	8,0	6,6 (18,2)	0,41	0,29
	S _{2cl-2}	5,7		0,29	0,26
	S _{2cl-3}	6,2		0,31	0,22

COV: coeficiente de variación; ⁽¹⁾: valores de $F_{\text{máx,E5}}$ disponibles en la Tabla 3; ⁽²⁾: valores de $F_{\text{máx}}$ disponibles en la Tabla 2.

La dispersión de valores de $F_{v=8\text{ mm}}$ dentro de cada serie, visible en la Figura 6, está expresada numéricamente en la Tabla 5 a través de los valores del COV, que superan a los encontrados para $F_{\text{máx}}$ y están en línea con los exhibidos por R (Tabla 2). Esa elevada dispersión se extiende a las relaciones $F_{v=8\text{ mm}}/F_{\text{máx,E5}}$ y $F_{v=8\text{ mm}}/F_{\text{máx}}$, revelando dos características desfavorables relacionadas al desempeño del material: i) 4 de las 5 series (excepto S_{ref}) exhiben 2 paneles (67 %) con $F_{v=8\text{ mm}}/F_{\text{máx,E5}}$ menor o igual a 0,40 y 1 con un valor menor a 0,30. Dado que bajo cargas de servicio los esfuerzos se sitúan en torno al 40 % del valor de cálculo de la resistencia (Larsen 1995), estos resultados prueban que la contribución resistente que surge de las reglas de diseño debe tomarse con cautela tanto para un **único** panel como para un muro formado por varios paneles, ii) el extenso rango abarcado por $F_{v=8\text{ mm}}/F_{\text{máx}}$ (0,09 a 0,40) indica que los relativamente elevados valores de $F_{\text{máx}}$ (Tabla 2) no siempre garantizan una contribución eficaz a la resistencia al descuadre bajo cargas de servicio, y que este enfoque debe concitar especial interés en los programas experimentales orientados a estudiar nuevas conformaciones de muros.

CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos sobre paneles de distinto ancho ratificaron que la resistencia al descuadre está relacionada linealmente con la cantidad de conexiones que vinculan la solera superior y el tablero. Las curvas carga-deformación de los paneles con ancho menor a la mitad de su altura mostraron que al alcanzar la deformación límite del ensayo ($v = 100$ mm) estaban aún desarrollando su potencial plástico, confirmando que la reducción de la resistencia adoptada por las reglas de diseño europeas para esos casos no responde a una disminución de esta propiedad sino a que al crecer la relación alto/ancho crece también la deformación necesaria para desarrollar la resistencia, lo cual disminuye la rigidez.

Los paneles construidos respetando los requisitos del Eurocódigo 5 para aplicar el Método A mostraron un comportamiento dúctil antes de alcanzar la falla. Esta característica, favorable desde la perspectiva de la seguridad estructural, se reveló durante los ensayos en forma simultánea con la gradual formación de rótulas plásticas en las uniones perimetrales tablero-bastidor, en línea con el modelo teórico asumido por las reglas de diseño.

La resistencia experimental superó a la calculada según el criterio del Eurocódigo 5 en todos los paneles sin anomalías, mostrando una diferencia promedio de 42 % que sitúa del lado de la seguridad al valor de la resistencia al descuadre calculado según estas reglas. Contrariamente, la resistencia experimental del panel con el anclaje en la solera alcanzó el 34 % de la calculada, confirmando que su conformación no debería utilizarse en paneles estructurales solicitados por acciones horizontales y sin la presencia de cargas gravitatorias que equilibren el esfuerzo del montante traccionado.

Los resultados experimentales ratificaron una elevada variabilidad de la rigidez al descuadre dentro de cada serie. A su vez pusieron en evidencia que los valores de la fuerza y la deformación utilizados para determinarla no siempre expresan el comportamiento de los paneles en el entorno de las deformaciones correspondientes a las cargas de servicio.

Se registró la resistencia desarrollada por cada panel al experimentar una deformación de descuadre de 8 mm, considerada en este caso como un límite para controlar las distorsiones. Los resultados mostraron que debido a la elevada dispersión, su valor debe considerarse con prudencia cuando se obtiene aplicando las reglas de diseño.

El análisis confirmó que la existencia de elevados valores experimentales de la resistencia al descuadre no implica lograr un desarrollo adecuado de esta propiedad bajo cargas de servicio. En consecuencia, este tema debería ocupar un lugar destacado en la preparación de proyectos destinados a investigar el comportamiento mecánico de estos sistemas estructurales.

CONTRIBUCIONES DE LOS AUTORES

M. D. R. R.: Conceptualización, curación de datos, análisis formal, investigación, metodología, software, validación, visualización, redacción del borrador original, redacción, revisión & edición.

P. Y. F.: Curación de datos, investigación, metodología, validación, visualización, redacción, revisión & edición. E. A. T.: Adquisición de fondos, recursos, software, redacción, revisión & edición.

M. A. S-Z.: Conceptualización, adquisición de fondos, administración del proyecto, recursos, supervisión. J. C. P.: Conceptualización, análisis formal, metodología, administración del proyecto, supervisión, validación, redacción del borrador original, redacción, revisión & edición.

REFERENCIAS

- AENOR. 2011.** Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Método de ensayo para la determinación de la resistencia y rigidez al descuadre de los paneles de muro entramado. UNE-EN 594. AENOR. Madrid: España.
- AENOR. 2016a.** Eurocódigo 5. Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación. UNE-EN 1995-1-1. AENOR: Madrid, España.
- AENOR. 2016b.** Madera estructural. Clases resistentes. UNE-EN 338. AENOR. Madrid: España.
- Alcobé, F.; García, D.; Bonomo, I.; Peirano, S.; Norverto, C.; Corinaldesi, L.; Brandan, S.; Von Haefen, C.; Irigoin, N.; Marcovecchio, J.; Di Marco, E.; Benitez, R.; Clemente, N.; Gaute, M.; Yorio, M. 2016.** Argentina: Plantaciones forestales y gestión sostenible. Dirección de Producción Forestal: Buenos Aires, Argentina. https://forestindustria.magyp.gob.ar/archivos/gestion-forestal-sostenible/publi_ambiental.pdf
- Baño, V; Cabrera, G; Moltini, G; Alfonso, R; García, C; Godoy, D. 2022.** Entramado ligero. Diseño, cálculo y construcción de una vivienda de madera. Fundación Cesefor. España.
- Blaß, H.; Sandhaas, C. 2017.** Timber Engineering. Principles for Design. KIT Scientific Publishing: Karlsruhe, Germany. <https://doi.org/10.5445/KSP/1000069616>
- Hilson, B. 1995.** Timber Engineering STEP 1. Centrum Hout: Almere, Netherlands.
- Hoekstra, T. 2012.** Multi-storey timber-frame building. Modelling the racking stiffness of timber-frame shear-walls. Master thesis, Delft University of Technology. Delft, Netherlands. <https://repository.tudelft.nl/islandora/object/uuid:2134de57-531d-47b3-a1ef-5b01039a20f5?collection=education>
- IRAM. 2015.** Madera laminada encolada estructural. Clasificación visual de las tablas por resistencia. Parte 2 - Tablas de eucalypto grandis (*Eucalyptus grandis*). IRAM 9662-2. IRAM: Buenos Aires, Argentina.
- INTI CIRSOC. 2018.** Guía para el Proyecto de Estructuras de Madera con Bajo Compromiso Estructural en base al Reglamento Argentino de Estructuras de Madera CIRSOC 601. INTI CIRSOC: Buenos Aires, Argentina. https://www.inti.gob.ar/assets/uploads/files/cirsoc/aprobados%20en%202016/guia-CIRSOCMADE-RA-24ABRIL_compressed.pdf
- ISO. 2014a.** Physical and mechanical properties of wood - Test methods for small clear wood specimens - Part 1. Determination of moisture content for physical and mechanical tests. ISO 13061-1. ISO: Switzerland.
- ISO. 2014b.** Physical and mechanical properties of wood - Test methods for small clear wood specimens - Part 2. Determination of density for physical and mechanical tests. ISO 13061-2. ISO: Switzerland.
- Källsner, B.; Lam F. 1995.** Informationsdienst Holz STEP 3. Arbeitsgemeinschaft Holz e. V: Düsseldorf, Germany.
- Larsen, H. 1995.** *Timber Engineering STEP 1*. Centrum Hout: Almere, Netherlands.
- Munoz-Toro, W.; Salenikovich, A.; Mohammad, M.; Beauregard, R. 2014.** Racking and bending tests for prefabricated wall panels. *Maderas. Ciencia y Tecnología* 9(1): 3-14. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-221X2007000100001>
- Piter, J.C.; Zerbino, R.L.; Blaß, H.J. 2004.** Visual strength grading of Argentinean *Eucalyptus grandis*. Strength, stiffness and density profiles and corresponding limits for the main grading parameters. *Holz als Roh- und Werkstoff* 62: 1-8. <https://link.springer.com/article/10.1007/s00107-003-0433-2>
- Ramos, R.; Fank, P.; Sosa Zitto, A.; Torrán, E.; Piter, J. 2021.** Comportamiento mecánico de muros de corte: importancia de la relación altura/ancho y del anclaje. En Actas del XVII Encontro Brasileiro em madeiras e em estruturas de madeira (XVII EBRAMEM). 8-10 de marzo, 2021. Brasil, 11p. <http://hdl.handle.net/20.500.12272/8506>
- Shadravan, S.; Ramseyer, C. 2018.** Investigation of Wood Shear Walls Subjected to Lateral Load. *Structures* 16: 82-96. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2018.08.007>

Sosa-Zitto, M.; Köhler, J.; Piter, J. 2014. Load-carrying capacity of timber-to-timber joints of fast-growing Argentinean *Eucalyptus grandis* with nails of small diameter laterally loaded in double shear. Analysis according to the criterion adopted by European standards. *European Journal of Wood and Wood Products* 72(1): 21-31. <https://doi.org/10.1007/s00107-013-0748-6>