



Asignatura: Tecnologías y Sustentabilidad I: Tecnologías Regionales

Carrera: Doctorado en Arquitectura y Urbanismo

UAI-UFLO-UCU 2018 Buenos Aires

**Dra Ing. María Alexandra Sosa Zitto
Directora e Investigadora Grupo G.E.M.A**

**Universidad Tecnológica Nacional
Facultad Regional Concepción del Uruguay
Entre Ríos- Argentina**

Clase: martes 11-09-2018

An aerial photograph of a vast, flat landscape under a clear blue sky with scattered white clouds. The foreground and middle ground are dominated by a dense, green forest. In the distance, there are patches of lighter-colored land, possibly fields or cleared areas, and a few small structures. A large, semi-transparent orange rectangle is centered over the forest, containing the title text in bold black font.

CIRSOC 601

REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS DE MADERA

EJEMPLOS RESUELTOS: MADERA ASERRADA

MADERA ASERRADA

RESOLUCION DE UN ELEMENTO FLEXIONADO

SUPLEMENTO 1- MADERA ASERRADA EUCALIPTUS GRANDIS DE LA MESOPOTAMIA

Tabla S.1.1.2-3. Valores de diseño de referencia para madera aserrada de *Eucalyptus grandis* clasificada por resistencia de acuerdo con el método adoptado por la norma IRAM 9662-2 (2006) (N / mm²)

Clase de resistencia	F_b	F_t	F_v	F_{cL}	F_c	E	$E_{0,05}$	E_{min}
1	9,4	5,6	0,9	1,8	7,2	12000	8100	5100
2	7,5	4,4	0,8	1,7	6,6	10800	7200	4600
3	5,6	3,4	0,6	1,5	5,6	10000	6700	4200

Tabla S.1.1.2-4. Valores de la densidad para madera aserrada de *Eucalyptus grandis* clasificada por resistencia de acuerdo con el método adoptado por la norma IRAM 9662-2 (2006) (kg/m³)

Clase de resistencia	$\rho_{0,05}$
1	430
2	430
3	430

siendo:
 $\rho_{0,05}$ el valor característico de la densidad correspondiente al percentil 5 %
con un contenido de humedad del 12 %

CIRSOC 601

FACTORES DE AJUSTE EN MADERA ASERRADA

Tabla 4.3-1. Factores de ajuste aplicables para madera aserrada

Tensiones y módulo de elasticidad	Factores de ajuste aplicables							
$F'_b = F_b$	X	C_D	C_M	C_t	C_L	C_F	C_r	-
$F'_t = F_t$	X	C_D	C_M	C_t	-	C_F	-	-
$F'_v = F_v$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-
$F'_{c\perp} = F_{c\perp}$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-
$F'_c = F_c$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	C_P
$E' = E$	X	-	C_M	C_t	-	-	-	-
$E'_{0,05} = E_{0,05}$	X	-	C_M	C_t	-	-	-	-
$E'_{\min} = E_{\min}$	X	-	C_M	C_t	-	-	-	-

CIRSOC 601

FACTORES DE DURACION DE LA CARGA

Tabla 4.3-2. Factor de duración de la carga (C_D)

Duración de la carga	C_D	Ejemplo de carga
Permanente	0,9	Peso propio
10 años (duración normal)	1,0	Sobrecarga de uso ⁽¹⁾
2 meses	1,15	Nieve ⁽²⁾
7 días	1,25	Constructiva
10 minutos	1,6	Viento, sismo
Instantánea	2,0 ⁽³⁾	Carga accidental

CIRSOC 601

FACTORES DE AJUSTE POR HUMEDAD

Tabla 4.3-3. Valores de C_M

F_b	F_t	F_v	$F_{c\perp}$	F_c	$E, E_{0,05}$ y $E_{\min}$
0,85 ⁽¹⁾	1,0	0,97	0,67	0,8 ⁽²⁾	0,9
(1) Para $F_b \leq 7,9 \text{ N / mm}^2$, $C_M = 1,0$ (2) Para $F_c \leq 5,2 \text{ N / mm}^2$, $C_M = 1,0$					

CIRSOC 601

FACTORES DE AJUSTE POR TEMPERATURA

Tabla 4.3-4. Factor de temperatura (C_t)

Tensiones y módulo de elasticidad	Condición de servicio en estado:	C_t		
		$T \leq 40\text{ }^{\circ}\text{C}$	$40\text{ }^{\circ}\text{C} < T \leq 52\text{ }^{\circ}\text{C}$	$52\text{ }^{\circ}\text{C} < T \leq 65\text{ }^{\circ}\text{C}$
$F_t, E, E_{0,05}, E_{\min}$	cualquiera	1,0	0,9	0,9
F_b, F_v, F_c, F_{cL}	seco	1,0	0,8	0,7
	húmedo	1,0	0,7	0,5

CIRSOC 601
FACTOR DE TAMAÑO

$$C_F = \left(\frac{150}{d} \right)^{0,2} \leq 1,3$$

FACTOR DE ESTABILIDAD LATERAL DE LA VIGA

Con el fin de controlar el riesgo de pandeo lateral, la tensión de diseño de referencia en flexión, F_b , debe ser multiplicada por el factor de estabilidad lateral de la viga, C_L (ver Tabla 4.3-1), calculado de acuerdo con lo especificado en el artículo 3.2.1. 

Como una alternativa a lo dispuesto en el párrafo anterior, los miembros estructurales sometidos a flexión, con sección rectangular, se pueden diseñar incorporando disposiciones constructivas que eviten su pandeo lateral, como las que se indican a continuación, y por consiguiente será $C_L = 1,0$:

- a) si $1 < d / b \leq 2$, se debe impedir el desplazamiento y el giro lateral de los extremos.
- b) si $2 < d / b \leq 5$, se debe impedir el desplazamiento y el giro lateral de los extremos y de las secciones que reciben cargas concentradas. Se debe mantener arriostrado en toda su longitud el borde comprimido, impidiendo su desplazamiento por medio de un entablado o medio similar.
- c) si $5 < d / b \leq 6$, además de satisfacer lo dispuesto en el punto b) anterior, se deben disponer arriostramientos involucrando la altura total de la viga, con una separación máxima de **2,40 m**, y capacidad para impedir el desplazamiento y el giro lateral de las secciones en las cuales se ubican.



FACTOR DE ESTABILIDAD DEL MIEMBRO COMPRIMIDO

El **control de la estabilidad de una viga**, con el fin de evitar su pandeo lateral, se debe efectuar multiplicando la tensión de diseño de referencia, F_b , por el factor de estabilidad lateral de la viga, C_L , cuyo valor es igual o menor que **1,0**. Los procedimientos indicados en el presente artículo para calcular C_L están basados en análisis teóricos y en ensayos de verificación.

Cuando la altura de una viga sea menor que su ancho ($d \leq b$) no se requerirá arriostramiento lateral y $C_L = 1,0$. Cuando se disponga un arriostramiento continuo del borde comprimido de una viga, con capacidad para prevenir el pandeo lateral, y los apoyos extremos estén impedidos de desplazarse y rotar, $C_L = 1,0$.

Cuando la altura de la viga sea mayor que su ancho ($d > b$), al menos en los apoyos se deberán disponer arriostramientos para prevenir la rotación y el desplazamiento lateral. Pero si la altura no supera el doble del ancho de la viga ($1 < d / b \leq 2$), es $C_L = 1,0$. Para relaciones $d / b > 2$, se debe efectuar el cálculo de C_L conforme al procedimiento indicado en este artículo o, alternativamente, incorporar las disposiciones constructivas para asegurar la estabilidad lateral de la viga ($C_L = 1,0$) que se indican en los Capítulos correspondientes al material empleado.

La mayor separación entre arriostramientos laterales de una viga se denomina l_w y la longitud efectiva de pandeo lateral de una viga simplemente apoyada o en voladizo, l_e . Ambas se deben determinar de acuerdo con la Tabla 3.2.1-1.

FACTOR DE ESTABILIDAD DEL MIEMBRO COMPRIMIDO

Tabla 3.2.1-1. Longitud efectiva de pandeo lateral (ℓ_e)

Viga en voladizo ⁽¹⁾	Para $\ell_u / d < 7$	Para $\ell_u / d \geq 7$
Carga uniformemente distribuida	$\ell_e = 1,33 \ell_u$	$\ell_e = 0,90 \ell_u + 3 d$
Carga concentrada en el extremo	$\ell_e = 1,87 \ell_u$	$\ell_e = 1,44 \ell_u + 3 d$
Viga simplemente apoyada ^(1,2)	Para $\ell_u / d < 7$	Para $\ell_u / d \geq 7$
Carga uniformemente distribuida	$\ell_e = 2,06 \ell_u$	$\ell_e = 1,63 \ell_u + 3 d$
Carga concentrada en el centro sin arriostramientos laterales intermedios	$\ell_e = 1,80 \ell_u$	$\ell_e = 1,37 \ell_u + 3 d$
Carga concentrada en el centro con arriostramiento lateral en el centro	$\ell_e = 1,11 \ell_u$	
2 cargas concentradas iguales en puntos a 1/3 de la luz con arriostramientos en esos puntos	$\ell_e = 1,68 \ell_u$	
3 cargas concentradas iguales en puntos a 1/4 de la luz con arriostramientos en esos puntos	$\ell_e = 1,54 \ell_u$	
4 cargas concentradas iguales en puntos a 1/5 de la luz con arriostramientos en esos puntos	$\ell_e = 1,68 \ell_u$	
5 cargas concentradas iguales en puntos a 1/6 de la luz con arriostramientos en esos puntos	$\ell_e = 1,73 \ell_u$	
6 cargas concentradas iguales en puntos a 1/7 de la luz con arriostramientos en esos puntos	$\ell_e = 1,78 \ell_u$	
7 o más cargas concentradas iguales igualmente espaciadas con arriostramientos en los puntos de aplicación	$\ell_e = 1,84 \ell_u$	
Momentos extremos iguales	$\ell_e = 1,84 \ell_u$	

(1) Se debe considerar el uso de la longitud efectiva de pandeo lateral en la Tabla 3.2.1-1.

FACTOR DE ESTABILIDAD DEL MIEMBRO COMPRIMIDO

La **relación de esbeltez lateral de la viga**, cuyo valor no debe exceder de **50**, debe ser determinada con la siguiente expresión:

$$R_B = \sqrt{\frac{\ell_e d}{b^2}} \quad (3.2.1-3)$$

y el factor de estabilidad lateral de la viga:

$$C_L = \frac{1 + (F_{bE} / F_b^*)}{1,9} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{bE} / F_b^*)}{1,9} \right]^2 - \frac{F_{bE} / F_b^*}{0,95}} \quad (3.2.1-4)$$

$F_{bE} = \frac{1,2E'_{min}}{R_B^2}$ la tensión crítica de pandeo en miembros flexionados.

F_b^* la tensión de diseño en flexión de referencia multiplicada por todos los factores de ajuste aplicables, excepto C_L .

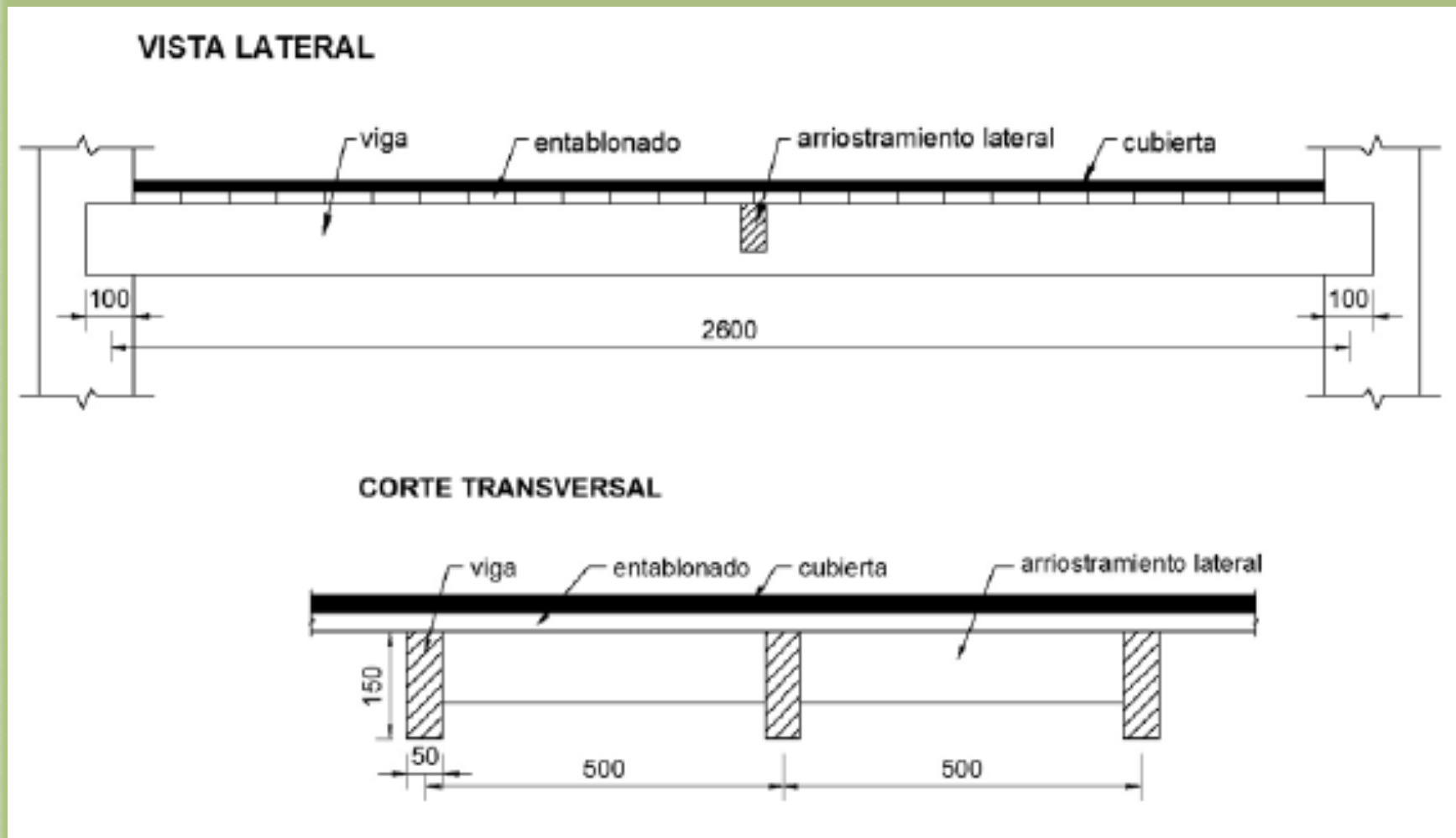
E'_{min} el módulo de elasticidad para el cálculo de la estabilidad, ajustado, el cual se obtiene multiplicando el valor del módulo de elasticidad para el cálculo de la estabilidad de vigas y columnas de referencia, E_{min} , por todos los factores de ajuste aplicables.



MADERA ASERRADA - MIEMBRO FLEXIONADO

Material: Eucalyptus grandis clase 2

Viga colocada en estado seco y clima interior



MADERA ASERRADA - MIEMBRO FLEXIONADO

Objetivos

- a) evaluar las combinaciones de carga posibles para encontrar la combinación crítica teniendo en cuenta el factor de duración de la carga (C_D).
- b) desarrollar el proceso de cálculo para un miembro estructural sometido a flexión considerando la verificación de:
 - i) la resistencia a la flexión,
 - ii) la resistencia al corte paralelo a la dirección de las fibras,
 - iii) la resistencia a la compresión perpendicular a la dirección de las fibras (apoyos),
 - iv) las deformaciones,
 - v) las vibraciones inducidas por el tránsito humano.

MADERA ASERRADA - MIEMBRO FLEXIONADO

Cargas actuantes:

Peso propio: (D) = 0,5 kN/m

Sobrecarga de uso: (L) = 1,2 kN/m

Nieve: (S) = 0,2 kN/m

Viento: (W) = 0,2 kN/m (succión)

$$D / C_D = 0,5 \text{ (kN / m)} / 0,9 = 0,56 \text{ (kN / m)}$$

$$(D + \Sigma L_i) / C_D = (D + L + S) / C_D = 1,9 \text{ (kN / m)} / 1,15 = 1,65 \text{ (kN / m)}$$

$$(D + L) / C_D = 1,7 \text{ (kN / m)} / 1 = 1,7 \text{ (kN / m)}$$

$$(D + S) / C_D = 0,7 \text{ (kN / m)} / 1,15 = 0,61 \text{ (kN / m)}$$

Coeficiente C_D

MADERA ASERRADA - MIEMBRO FLEXIONADO

Resistencia a la flexión

$$f_b \leq F'_b$$

$$f_b = M / S$$

$$M = 1,7 \text{ kN} / \text{m} \times (2,6 \text{ m})^2 / 8 = 1,44 \text{ kNm}$$

$$S = 50 \text{ mm} \times (150 \text{ mm})^2 / 6 = 187500 \text{ mm}^3$$

$$f_b = 7,7 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$F_b = 7,5 \text{ N} / \text{mm}^2 \text{ (Suplemento 1, Tabla S.1.1.2-3)}$$

$$F'_b = 7,5 \text{ N} / \text{mm}^2 \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_r$$

$C_D = 1$ pues en la combinación crítica la carga de menor duración es L

$C_M = C_t = 1$ pues la viga se encuentra en clima interior.

Comentario: como la altura de la viga es mayor que el doble de su ancho ($d / b > 2$) y se encuentra impedida de rotar y de desplazarse lateralmente solamente en sus extremos y en su punto medio, se debe aplicar el factor de estabilidad lateral de la viga (C_L).

$$C_F = \left(\frac{150}{d} \right)^{0,2} \leq 1,3$$

$$C_F = 1$$

$C_r = 1,1$ pues la viga se encuentra conectada a otras por medio de un sistema transversal continuo que asegura la posibilidad de distribuir las cargas lateralmente (artículo 4.3.)

MADERA ASERRADA - MIEMBRO FLEXIONADO

Cálculo del coeficiente de estabilidad lateral C_L

$$C_L = \frac{1 + (F_{bE} / F_b^*)}{1,9} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{bE} / F_b^*)}{1,9} \right]^2 - \frac{F_{bE} / F_b^*}{0,95}} \quad (\text{Exp. 3.2.1-4})$$

$$F_{bE} = \frac{1,2 E'_{\min}}{R_B^2} \quad R_B = \sqrt{\frac{\ell_e d}{b^2}} < 50 \quad (\text{Exp. 3.2.1-3})$$

$$E_{\min} = 4600 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$E'_{\min} = E_{\min} \times C_M \times C_t$$

$$E'_{\min} = 4600 \text{ N} / \text{mm}^2 \times 1 \times 1 = 4600 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\ell_u / d = 1,3 \text{ m} / 0,15 \text{ m} = 8 > 7 \quad (\text{artículo 3.2.1. y Tabla 3.2.1-1})$$

$$\ell_e = 1,63 \ell_u + 3 d$$

$$\ell_e = 1,63 \times 1,3 \text{ m} + 3 \times 0,15 \text{ m} = 2,57 \text{ m}$$

Como $b = 50 \text{ mm}$ y $d = 150 \text{ mm}$, resulta:

$$R_B = 12,4$$

$$F_{bE} = 35,9 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$F_b^* = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_F \times C_r \quad (\text{artículo 3.2.1. y Tabla 4.3-1})$$

$$F_b^* = 7,5 \text{ N} / \text{mm}^2 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1,1 = 8,3 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$C_L = 0,98$$

MADERA ASERRADA - MIEMBRO FLEXIONADO

Verificación final de la Resistencia a la Flexión

$$f_b \leq F'_b$$

$$f_b = M / S$$

$$M = 1,7 \text{ kN / m} \times (2,6 \text{ m})^2 / 8 = 1,44 \text{ kNm}$$

$$S = 50 \text{ mm} \times (150 \text{ mm})^2 / 6 = 187500 \text{ mm}^3$$

$$f_b = 7,7 \text{ N / mm}^2$$

$$F'_b = 7,5 \text{ N / mm}^2 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0,98 \times 1 \times 1,1 = 8,1 \text{ N / mm}^2$$

$$f_b = 7,7 \text{ N / mm}^2 < F'_b = 8,1 \text{ N / mm}^2$$

MADERA ASERRADA - MIEMBRO FLEXIONADO

Verificación de la resistencia al Corte paralelo

$$f_v \leq F'_v$$

$$f_v = \frac{VQ}{Ib} = \frac{3V}{2bd} \quad (\text{Exp. 3.2.2-1 y 3.2.2-2})$$

$$V = 1,7 \text{ kN} / \text{m} \times 2,6 \text{ m} / 2 = 2,2 \text{ kN} \text{ (máximo esfuerzo de corte, actuante en los extremos)}$$

$$f_v = 0,4 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$F_v = 0,8 \text{ N} / \text{mm}^2 \text{ (Suplemento 1, Tabla S.1.1.2-3)}$$

$$F'_v = F_v \times C_D \times C_M \times C_t$$

$$F'_v = 0,8 \text{ N} / \text{mm}^2 \times 1 \times 1 \times 1 = 0,8 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$f_v = 0,4 \text{ N} / \text{mm}^2 < F'_v = 0,8 \text{ N} / \text{mm}^2$$

MADERA ASERRADA - MIEMBRO FLEXIONADO

Verificación a la Resistencia perpendicular a las fibras

$$f_{c\perp} \leq F'_{c\perp}$$

$$f_{c\perp} = 2200 \text{ N} / (50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}) = 0,4 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$F'_{c\perp} = F_{c\perp} \times C_D \times C_M \times C_t$$

$$F_{c\perp} = 1,7 \text{ N} / \text{mm}^2 \text{ (Suplemento 1, Tabla S.1.1.2-3)}$$

$$F'_{c\perp} = 1,7 \text{ N} / \text{mm}^2 \times 1 \times 1 \times 1 = 1,7 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$f_{c\perp} = 0,4 \text{ N} / \text{mm}^2 < F'_{c\perp} = 1,7 \text{ N} / \text{mm}^2$$

DEFORMACIONES ADMISIBLES

Tabla 3.2.3-1 Deformaciones admisibles recomendadas para las vigas

Destino de la construcción	Deformación instantánea originada por las cargas variables	Deformación final neta originada por la totalidad de las cargas
Viviendas y oficinas	$\Delta_{i(V)} \leq \ell / 360$ (voladizos $\ell / 180$)	$\Delta_{fnet(TC)} \leq \ell / 300$ (voladizos $\ell / 150$)
Comercio, recreación e institucional	$\Delta_{i(V)} \leq \ell / 360$ (voladizos $\ell / 180$)	$\Delta_{fnet(TC)} \leq \ell / 240$ (voladizos $\ell / 120$)
Construcciones industriales o rurales con bajo factor de ocupación	-	$\Delta_{fnet(TC)} \leq \ell / 200$ (voladizos $\ell / 100$)
siendo: ℓ la luz de cálculo de la viga; $\Delta_{i(V)}$ la deformación instantánea producida por las cargas variables; $\Delta_{fnet(TC)}$ la deformación final neta producida por la totalidad de las cargas.		

DEFORMACIONES ADMISIBLES

Factor de deformación dependiente del tiempo

- K_{cr} el factor de deformación dependiente del tiempo, cuyo valor es:
- 1,5 para vigas de madera aserrada, laminada encolada, vigas prefabricadas y madera compuesta estructural, cargadas en estado seco y cuya condición de servicio corresponda al estado seco, tal como se define en los capítulos correspondientes.
 - 2,0 para vigas de madera aserrada o madera laminada encolada estructural cargadas en estado seco y cuya condición de servicio en obra se corresponda al estado húmedo, tal como se define en los Capítulos 4 y 5.
 - 2,0 para paneles estructurales utilizados en una condición de servicio correspondiente al estado seco, tal como se define en el capítulo correspondiente.
 - 3,0 para vigas de madera aserrada o de sección transversal circular, cargadas en estado verde y que secan bajo carga.

MADERA ASERRADA - MIEMBRO FLEXIONADO

Verificación de las deformaciones

Deformaciones Instantáneas

$$\Delta_{i(D)} = \frac{5 D \ell^4}{384 E' I}$$

$E = 10800 \text{ N / mm}^2$ (Suplemento 1, Tabla S.1.1.2-3)

$E' = E \times C_M \times C_t = 10800 \text{ N / mm}^2$

$I = 50 \text{ mm} \times (150 \text{ mm})^3 / 12 = 14062500 \text{ mm}^4$

$\Delta_{i(D)} = 1,96 \text{ mm}$

Sobrecarga de uso ($L = 1,2 \text{ kN / m}$):

$$\Delta_{i(L)} = \frac{5 L \ell^4}{384 E' I} = 4,7 \text{ mm}$$

Nieve ($S = 0,2 \text{ kN / m}$)

$$\Delta_{i(S)} = \frac{5 S \ell^4}{384 E' I} = 0,78 \text{ mm}$$

MADERA ASERRADA - MIEMBRO FLEXIONADO

Verificación de las deformaciones

Deformaciones Instantáneas

Viento ($W = 0,2 \text{ kN / m}$, succión)

$$\Delta_{i(W)} = \frac{5W \ell^4}{384E'I} = 0,78 \text{ mm (en sentido opuesto a las anteriores)}$$

$$\Delta_{i(\Sigma Li)} = \Delta_{i(L)} + \Delta_{i(S)} = 4,7 \text{ mm} + 0,78 \text{ mm} = 5,5 \text{ mm}$$

$$\Delta_{i(V)} = 5,5 \text{ mm} < \ell / 360 = 2600 \text{ mm} / 360 = 7,2 \text{ mm}$$

Deformación final neta

$$\Delta_{fnet} = \Delta_f = K_{cr} \Delta_{i(LD)} + \Delta_{i(CD)} \quad (\text{Exp. 3.2.3-1})$$

$$\Delta_{fnet(TC)} = K_{cr} (\Delta_{i(D)} + \Delta_{i(L)}) + \Delta_{i(S)} = 1,5 (1,96 \text{ mm} + 4,7 \text{ mm}) + 0,78 \text{ mm} = 10,8 \text{ mm}$$
$$\Delta_{fnet(TC)} = 10,8 \text{ mm} > \ell / 300 = 2600 / 300 = 8,7 \text{ mm.}$$

MADERA ASERRADA - MIEMBRO FLEXIONADO

Verificación vibraciones producidas por el tránsito humano

$$f_0 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{E' I}{m_{ua}}} > 8 \text{ Hz} \quad (\text{Exp. 3.2.3-2})$$

$$I = 2 \times 14062500 \text{ mm}^4 = 28125000 \text{ mm}^4 / \text{m} = 0,000028125 \text{ m}^4 / \text{m}$$

$$D = 2 \times 0,5 \text{ kN} / \text{m} = 1 \text{ kN} / \text{m} = 1000 \text{ N} / \text{m}$$

$$m_{ua} = 1000 \text{ (N} / \text{m}^2) / 9,81 \text{ (m} / \text{s}^2) = 102 \text{ (Ns}^2 / \text{m}^3 = \text{kg} / \text{m}^2)$$

$$E' = 10800 \text{ N} / \text{mm}^2 = 10800000000 \text{ N} / \text{m}^2$$

$$E' \times I = 303750 \text{ N m}^2 / \text{m}$$

$$f_0 = 12,7 \text{ Hz (ciclos / segundo)} > 8 \text{ Hz y satisface lo recomendado en el artículo 3.2.2 (Exp. 3.2.3-2)}$$

$$D + 0,5 L = 2 \times (0,5 \text{ kN} / \text{m} + 0,5 \times 1,2 \text{ kN} / \text{m}) = 2,2 \text{ kN} / \text{m} = 2200 \text{ N} / \text{m}$$

$$m_{ua} = 2200 \text{ (N} / \text{m}^2) / 9,81 \text{ (m} / \text{s}^2) = 224 \text{ (Ns}^2 / \text{m}^3 = \text{kg} / \text{m}^2)$$

$$f_0 = 8,5 \text{ Hz} > 8 \text{ Hz y consecuentemente resulta satisfactorio.}$$

MADERA ASERRADA - MIEMBRO FLEXIONADO

Verificación vibraciones producidas por el tránsito humano

El control de la deformación instantánea bajo la acción de una **carga concentrada igual a 1 kN** actuando en el centro del vano se efectúa de acuerdo con la Expresión 3.2.3-3:

$\Delta_{i(1kN)} \leq 7,5 / \ell^{1,2} \text{ mm} \leq 1,5 \text{ mm}$
como $7,5 / \ell^{1,2} = 7,5 / (2,6)^{1,2} = 2,4 \text{ mm}$,
debe ser:

$$\Delta_{i(1kN)} = \frac{(1kN) \ell^3}{48E'I} < 1,5 \text{ mm}$$

$$I = 2 \times 14062500 \text{ mm}^4 = 28125000 \text{ mm}^4$$

$$\Delta_{i(1kN)} = \frac{1000N(2600\text{mm})^3}{48(10800\text{N/mm}^2)(28125000\text{mm}^4)} = 1,2 \text{ mm} < 1,5 \text{ mm}$$

MADERA ASERRADA

RESOLUCION DE UN ELEMENTO SOMETIDO A ESFUERZO NORMAL

SUPLEMENTO 1- MADERA ASERRADA

PINUS TAEDA Y ELLIOTTI DE MISIONES Y CORRIENTES

Tabla S.1.1.3-1. Valores de diseño de referencia para tablas de pino taeda y elliottii (N/mm^2) clasificadas por resistencia conforme a la norma IRAM 9662-3 (2006)

Clase de resistencia	$F_b^{(1)}$	F_t	F_v	$F_{c\perp}$	F_c	E	$E_{0,05}$	$E_{\min}$
1	5,6	3,4	0,6	0,9	5,6	10300	6900	4400
2	3,4	2,2	0,4	0,8	4,6	6000	4000	2600
(1) Flexión de plano								

Tabla S.1.1.3-2. Valores de la densidad para tablas de pino taeda y elliottii clasificadas por resistencia conforme a la norma IRAM 9662-3 (2006)
(kg / m^3)

Clase de resistencia	$\rho_{0,05}$
1	420
2	390
siendo:	
$\rho_{0,05}$	el valor característico de la densidad correspondiente al percentil 5 % con un contenido de humedad del 12 %

MADERA ASERRADA - MIEMBRO SIMPLE SOMETIDO A ESFUERZO NORMAL

Material: Tabla de Pinus taeda / elliotti, clase 1

Viga colocada en estado seco y clima interior

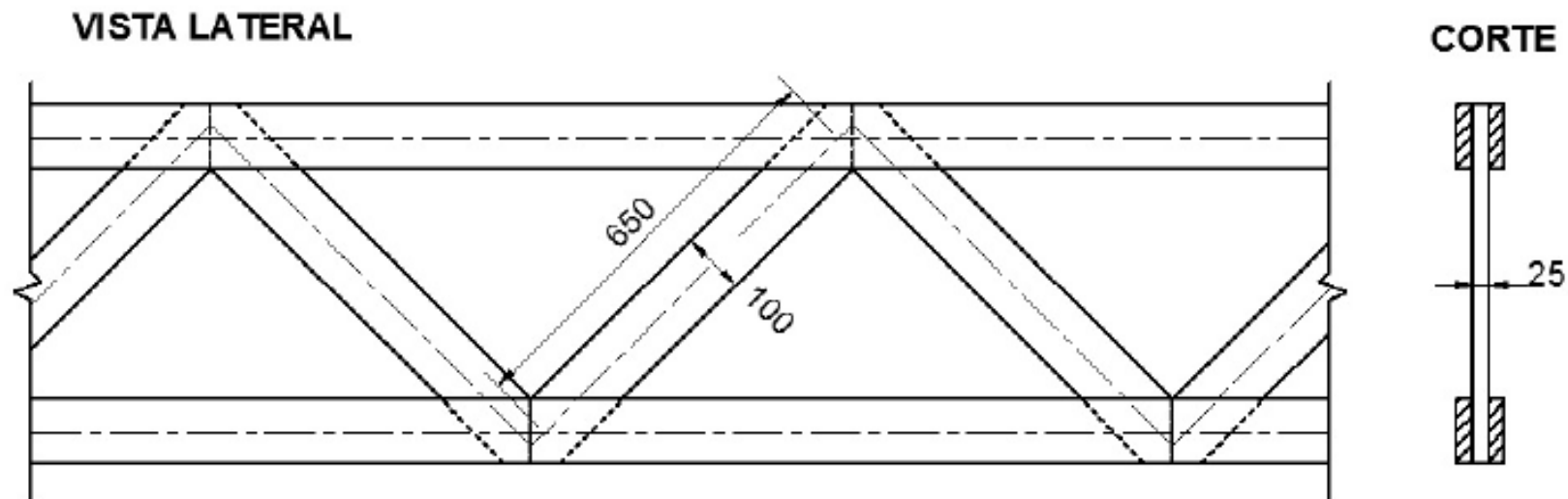


Figura M.4.E.2-1
(dimensiones en mm)

MADERA ASERRADA - MIEMBRO SIMPLE SOMETIDO A ESFUERZO NORMAL

Objetivos

- a) evaluar las combinaciones de carga posibles para encontrar la combinación crítica teniendo en cuenta el factor de duración de la carga (C_D).
- b) desarrollar el proceso de cálculo para un miembro estructural simple sometido a compresión paralela a las fibras.
- c) desarrollar el proceso de cálculo para un miembro estructural sometido a tracción paralela a las fibras.

MADERA ASERRADA - MIEMBRO SIMPLE SOMETIDO A ESFUERZO NORMAL

Cargas actuantes:

Peso propio (D) $P = 2,5 \text{ kN}$ (Tracción)

Sobrecarga de uso (L) $P = 2,3 \text{ kN}$ (Tracción)

Viento (W) $P = 15 \text{ kN}$ (compresión)

Compresión

$$D + W: \quad P = 2,5 \text{ kN} - 15,0 \text{ kN} = -12,5 \text{ kN}$$

Tracción

$$D: \quad P / C_D = 2,5 \text{ kN} / 0,9 = 2,8 \text{ kN}$$

$$D + L: \quad P / C_D = (2,5 \text{ kN} + 2,3 \text{ kN}) / 1 = 4,8 \text{ kN} / 1 = 4,8 \text{ kN}$$

Coeficiente C_D



MADERA ASERRADA - MIEMBRO SIMPLE SOMETIDO A ESFUERZO NORMAL

Verificación de la resistencia a compresión

$$f_c \leq F'_c$$

$$f_c = P / A$$

$$f_c = 12500 \text{ N} / 2500 \text{ mm}^2 = 5,0 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$F'_c = F_c \times C_D \times C_M \times C_t \times C_P \text{ (artículo 4.3. y Tabla 4.3-1)}$$



$$F_c = 5,6 \text{ N} / \text{mm}^2 \text{ (Tabla S.1.1.3-1)}$$

$C_D = 1,6$ pues la carga de menor duración corresponde al viento (*W*) en esta combinación

$C_M = C_t = 1$ pues el miembro estructural está ubicado en el interior de una nave industrial (artículo 4.3.)

$$C_P = 0,5$$



$$F'_c = 5,6 \text{ N} / \text{mm}^2 \times 1,6 \times 1 \times 1 \times 0,5 = 4,5 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Como se debe verificar:

$$f_c \leq F'_c$$

pero $5,0 \text{ N} / \text{mm}^2 > 4,5 \text{ N} / \text{mm}^2$, se concluye que *no se satisface lo requerido*

MADERA ASERRADA - MIEMBRO SIMPLE SOMETIDO A ESFUERZO NORMAL

Verificación de la resistencia a compresión – Determinación de C_P

$C_M = C_t = 1$ pues el miembro estructural está ubicado en el interior de una nave industrial

$$C_P = \left[\frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} \right]^2 - \frac{F_{cE} / F_c^*}{c}} \right] \quad (\text{Exp. 3.3.1-1})$$

$$F_{cE} = \frac{0,822 E'_{min}}{(\ell_e / d)^2}$$

$$E'_{min} = E_{min} \times C_M \times C_t \text{ (Tabla 4.3-1)}$$

$$E_{min} = 4400 \text{ N / mm}^2 \text{ (Tabla S.1.1.3-1)}$$

$$E'_{min} = 4400 \text{ N / mm}^2 \times 1 \times 1 = 4400 \text{ N / mm}^2$$

$$\ell_e = \ell = 0,65 \text{ m}$$

$$d = t = 25 \text{ mm}$$

$$\ell_e / t = 650 / 25 = 26$$



$$F_{cE} = 0,822 \times 4400 \text{ N / mm}^2 / (650 / 25)^2 = 5,4 \text{ N / mm}^2$$

$$F_c^* = F_c \times C_D \times C_M \times C_t \text{ (artículo 3.3.1.)}$$

$$F_c^* = 5,6 \text{ N / mm}^2 \times 1,6 \times 1 \times 1 = 9,0 \text{ N / mm}^2$$

$$c = 0,8 \text{ para miembros de madera aserrada (artículo 3.3.1.)}$$

$$C_P = 0,5$$



MADERA ASERRADA - MIEMBRO SIMPLE SOMETIDO A ESFUERZO NORMAL

Determinación de C_p por tabla del manual

Para: $C_D = 1,6$ y $C_M = C_t = 1$													
ℓ_e/d	$\lambda_{1,er}$	Tablas de Pino Paraná Tabla S.1.1.1-1		Madera aserrada de Pino Paraná Tabla S.1.1.1-3			Tablas y madera aserrada de Eucalipto grandis Tablas S.1.1.2-1 y S.1.1.2-3			Tablas de Pino taeda/elliottii Tabla S.1.1.3-1		Madera aserrada de Pino taeda/elliottii Tabla S.1.1.3-3	
		Clase 1	Clase 2	Clase 1	Clase 2	Clase 3	Clase 1	Clase 2	Clase 3	Clase 1	Clase 2	Clase 1	Clase 2
14	48	0,89	0,88	0,87	0,87	0,87	0,85	0,85	0,86	0,87	0,81	0,78	0,86
15	52	0,86	0,86	0,84	0,85	0,85	0,83	0,82	0,84	0,85	0,77	0,74	0,83
16	55	0,84	0,84	0,81	0,82	0,82	0,80	0,79	0,81	0,82	0,73	0,70	0,80
17	59	0,81	0,81	0,78	0,79	0,79	0,76	0,76	0,78	0,79	0,69	0,65	0,77
18	62	0,79	0,78	0,75	0,76	0,76	0,73	0,72	0,75	0,76	0,65	0,61	0,74
19	66	0,76	0,75	0,72	0,72	0,73	0,69	0,69	0,71	0,73	0,61	0,57	0,70
20	69	0,72	0,72	0,68	0,69	0,70	0,66	0,65	0,68	0,69	0,57	0,53	0,67
21	73	0,69	0,68	0,65	0,66	0,66	0,62	0,62	0,64	0,66	0,54	0,49	0,63
22	76	0,66	0,65	0,61	0,62	0,63	0,59	0,58	0,61	0,63	0,50	0,46	0,60
23	80	0,63	0,62	0,58	0,59	0,59	0,55	0,55	0,57	0,59	0,47	0,43	0,56
24	83	0,59	0,58	0,55	0,56	0,56	0,52	0,51	0,54	0,56	0,44	0,40	0,53
25	87	0,56	0,55	0,52	0,52	0,53	0,49	0,48	0,51	0,53	0,41	0,37	0,50
26	90	0,53	0,52	0,49	0,49	0,50	0,46	0,45	0,48	0,50	0,38	0,35	0,47
27	94	0,50	0,49	0,46	0,47	0,47	0,43	0,43	0,45	0,47	0,36	0,33	0,44
27	7	0,48	0,47	0,43	0,44	0,45	0,41	0,40	0,43	0,44	0,34	0,31	0,42

MADERA ASERRADA - MIEMBRO SIMPLE SOMETIDO A ESFUERZO NORMAL

Verificación de la resistencia a tracción

$$f_t \leq F'_t$$
$$f_t = P / A_{net}$$

$$A_{net} = A = d \times t = 100 \text{ mm} \times 25 \text{ mm} = 2500 \text{ mm}^2$$

$$f_t = 4800 \text{ N} / 2500 \text{ mm}^2 = 1,9 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$F'_t = F_t \times C_D \times C_M \times C_t \times C_F \text{ (artículo 4.3. y Tabla 4.3-1)}$$

$$F_t = 3,4 \text{ N} / \text{mm}^2 \text{ (Tabla S.1.1.3-1)}$$

$C_D = 1$, pues en esta combinación la carga de menor duración es la sobrecarga de uso

$C_M = 1$ (Tabla 4.3-3)

$C_t = 1$, pues el miembro estructural está ubicado en el interior de una nave industrial (artículo 4.3. y Tabla 4.3-4)

$$C_F = \left(\frac{150}{d} \right)^{0,2} = 1,08 \leq 1,3 \text{ (Exp. 4.3-1)}$$

$$F'_t = 3,4 \text{ N} / \text{mm}^2 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1,08 = 3,7 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$1,9 \text{ N} / \text{mm}^2 < 3,7 \text{ N} / \text{mm}^2$, es decir que **se satisface lo requerido**

y el factor de estabilidad lateral de la viga:

$$C_L = \frac{1 + (F_{bE} / F_b^*)}{1,9} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{bE} / F_b^*)}{1,9} \right]^2 - \frac{F_{bE} / F_b^*}{0,95}} \quad (3.2.1-4)$$

siendo:

$$R_B = \sqrt{\frac{\ell_e d}{b^2}} < 50 \quad (\text{Exp. 3.2.1-3})$$

$F_{bE} = \frac{1,2E'_{min}}{R_B^2}$ la tensión crítica de pandeo en miembros flexionados.

F_b^* la tensión de diseño en flexión de referencia multiplicada por todos los factores de ajuste aplicables, excepto C_L .

E'_{min} el módulo de elasticidad para el cálculo de la estabilidad, ajustado, el cual se obtiene multiplicando el valor del módulo de elasticidad para el cálculo de la estabilidad de vigas y columnas de referencia, E_{min} , por todos los factores de ajuste aplicables.

E_{min} corresponde al percentil 5 % del módulo de elasticidad obtenido en flexión pura, o sea sin influencia del esfuerzo de corte (ver el artículo 3.2.3.), y afectado de un coeficiente de seguridad igual a **1,66**, es decir $E_{min} = E (1 - 1,645 COV_E) 1,05 / 1,66$. Para el coeficiente de variación del módulo de elasticidad (COV_E) se admite un valor igual a **0,20**. En los suplementos de este Reglamento se indican los correspondientes valores de E_{min} .

$$F_b^* = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_F \times C_r \quad (\text{artículo 3.2.1. y Tabla 4.3-1})$$

■ Factor de estabilidad lateral del miembro comprimido (C_P)

$$C_P = \frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} \right]^2 - \frac{F_{cE} / F_c^*}{c}} \quad (3.3.1-1)$$

siendo:

F_c^* la tensión de diseño en compresión paralela a las fibras de referencia multiplicada por todos los factores de ajuste aplicables, excepto C_P .

$$F_{cE} = \frac{0,822 E'_{min}}{\left(\frac{\ell_e}{d} \right)^2}$$

E'_{min} el módulo de elasticidad para el cálculo de la estabilidad, ajustado (ver el artículo 3.2.1.).

c el coeficiente igual a **0,8** para miembros de madera aserrada, **0,85** para miembros estructurales de sección circular y **0,9** para madera laminada encolada estructural.

ℓ_e la longitud efectiva de pandeo.

d el ancho de la sección transversal en la dirección perpendicular al eje baricéntrico respecto del cual se produce el pandeo (es usual que sea designado como " t " cuando corresponde a la menor dimensión de un miembro estructural que presenta una diferencia importante entre las dos dimensiones de su sección transversal, como es el caso de las tablas).

$$F_c^* = F_c \times C_D \times C_M \times C_t \text{ (artículo 3.3.1.)}$$

MADERA ASERRADA

$$C_L = \frac{1 + (F_{bE} / F_b^*)}{1,9} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{bE} / F_b^*)}{1,9} \right]^2 - \frac{F_{bE} / F_b^*}{0,95}} \quad (\text{Exp. 3.2.1-4})$$

$$C_P = \left[\frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} \right]^2 - \frac{F_{cE} / F_c^*}{c}} \right] \quad (\text{Exp. 3.3.1-1})$$

MADERA ASERRADA

RESOLUCION DE UN ELEMENTO SIMPLE SOMETIDO A FLEXION Y TRACCION

SUPLEMENTO 1- MADERA ASERRADA

PINO PARANA (ARAUCARIA ANGUSTIFOLIA) DE MISIONES

Tabla S.1.1.1-3. Valores de diseño de referencia para madera aserrada de pino Paraná (*Araucaria angustifolia*) (N/mm²) clasificada por resistencia de acuerdo con el método que se incluye en el Apéndice 1 de este Suplemento

Clase de resistencia	$F_b^{(1)}$	F_t	F_v	$F_{c\perp}$	F_c	E	$E_{0,05}$	E_{min}
1	10,6	6,3	1,1	1,0	7,5	13300	8900	5700
2	6,6	4,1	0,7	0,8	6,3	11400	7700	4900
3	5,0	3,1	0,6	0,8	5,3	10000	6700	4200
(1) Flexión de canto								

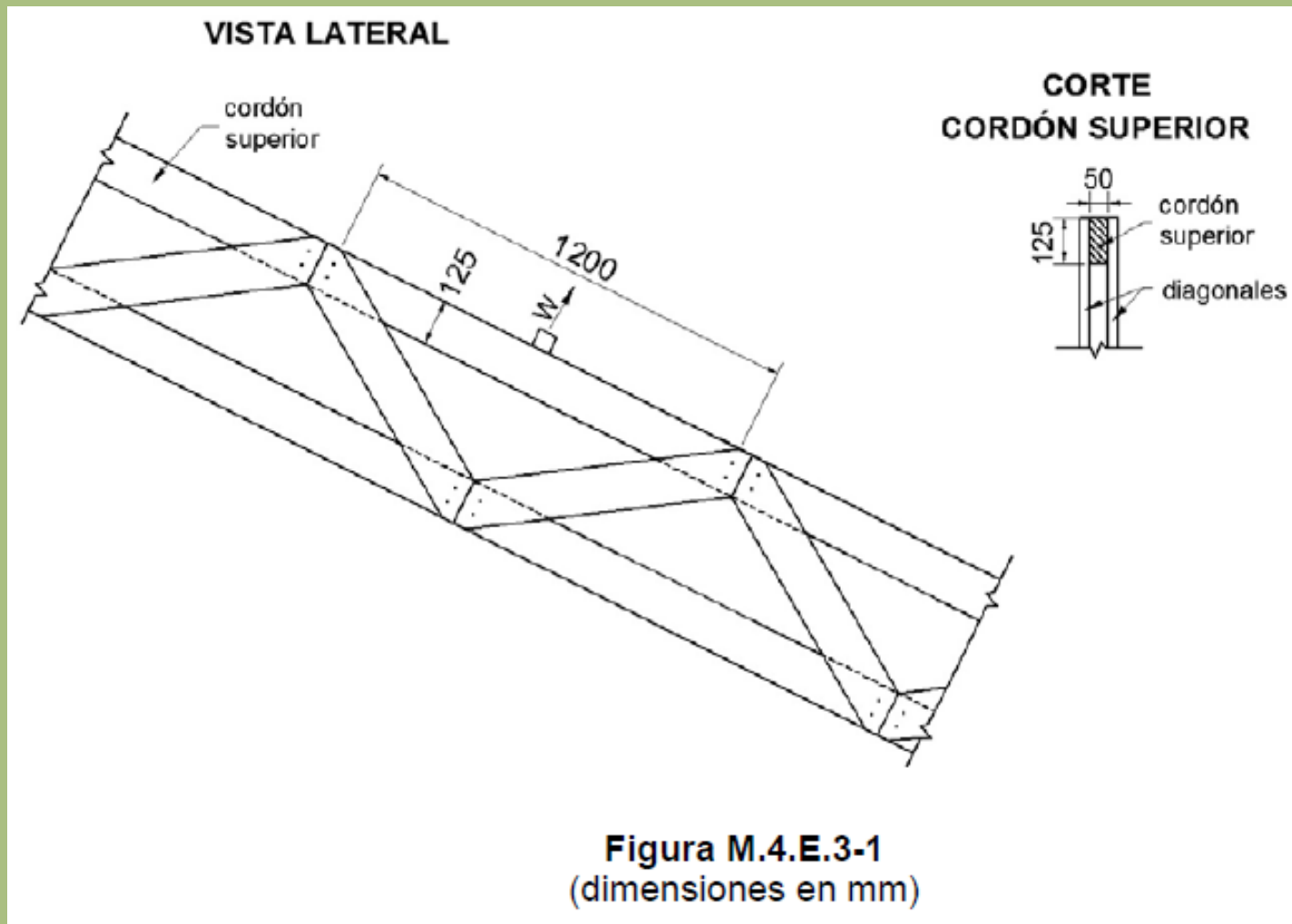
Tabla S.1.1.1-4. Valores de la densidad para madera aserrada de pino Paraná (*Araucaria angustifolia*) (kg/m³) clasificada por resistencia de acuerdo con el método que se incluye en el Apéndice 1 de este Suplemento

Clase de resistencia	$\rho_{0,05}$
1	440
2	390
3	390
siendo:	
$\rho_{0,05}$	el valor característico de la densidad correspondiente al percentil 5 % con un contenido de humedad del 12 %

MADERA ASERRADA - MIEMBRO SIMPLE SOMETIDO FLEXION Y TRACCIÓN

Material: Tabla de Pino Paraná, clase 1

Viga colocada en estado seco y clima interior



MADERA ASERRADA - MIEMBRO SIMPLE SOMETIDO FLEXION Y TRACCIÓN

Objetivos

- a) desarrollar el proceso de cálculo para un miembro estructural sometido a flexión y tracción longitudinal.
- b) desarrollar el proceso de cálculo para un miembro estructural sometido a tracción paralela a las fibras, con un debilitamiento en la zona de las uniones mecánicas.

MADERA ASERRADA - MIEMBRO SIMPLE SOMETIDO FLEXION Y TRACCIÓN

Cargas actuantes:

Peso propio (D) $P = -8,2 \text{ kN}$ (Compresión)

Viento (W) $P_1 = 43,8 \text{ kN}$ (Tracción)

$P_2 = 1,5 \text{ kN}$ (Carga concentrada en el centro de la correa)

Debilitamiento en zona de uniones: 2 orificios de 10,3 mm en una misma sección

$D :$	$P = -8,2 \text{ kN}$ (mayor esfuerzo de compresión)
$D + W :$	$P = -8,2 \text{ kN} + 43,8 \text{ kN} = 35,6 \text{ kN}$ (tracción)
	$M = W \times l / 4 = 1,5 \text{ kN} \times 1,2 \text{ m} / 4 = 0,45 \text{ kNm}$

MADERA ASERRADA - MIEMBRO SIMPLE SOMETIDO FLEXION Y TRACCIÓN

Verificación de la Resistencia por flexión y tracción

$$\frac{f_t}{F'_t} + \frac{f_b}{F'_b} \leq 1 \quad (\text{Exp. 3.5.1-1})$$



$$\frac{f_b - f_t}{F'_b} \leq 1 \quad (\text{Exp. 3.5.1-2})$$

$$A = 125 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} = 6250 \text{ mm}^2$$

$$S = 50 \text{ mm} \times (125 \text{ mm})^2 / 6 = 130208 \text{ mm}^3$$

$$f_t = P / A = 35600 \text{ N} / 6250 \text{ mm}^2 = 5,7 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$f_b = M / S = 450000 \text{ Nmm} / 130208 \text{ mm}^3 = 3,5 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$F'_t = F_t \times C_D \times C_M \times C_t \times C_F \quad (\text{artículo 4.3 y Tabla 4.3-1})$$

$$F_t = 6,3 \text{ N} / \text{mm}^2 \quad (\text{Tabla S.1.1.1-3})$$

$$C_D = 1,6 \text{ pues la carga de menor duración en la combinación es el viento (artículo 4.3 y Tabla 4.3-2)}$$

$$C_M = 1 \quad (\text{Tabla 4.3-3})$$

$$C_t = 1 \text{ pues el miembro estructural se encuentra en el interior de una nave industrial (artículo 4.3 y Tabla 4.3-4)}$$

$$C_F = \left(\frac{150}{d} \right)^{0,2} \leq 1,3$$

$$C_F = 1,04$$

$$F'_t = 6,3 \text{ N} / \text{mm}^2 \times 1,6 \times 1 \times 1 \times 1,04 = 10,5 \text{ N} / \text{mm}^2$$

MADERA ASERRADA - MIEMBRO SIMPLE SOMETIDO FLEXION Y TRACCIÓN

Verificación de la Resistencia por flexión y tracción

$$F'_b = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_L \times C_F \times C_r \text{ (artículo 4.3 y Tabla 4.3-1)}$$

$$F_b = 10,6 \text{ N / mm}^2 \text{ (Tabla S.1.1.1-3)}$$

$C_M = 1$ pues el miembro estructural se encuentra en el interior de una nave industrial

$C_r = 1$ pues el miembro estructural cumple su función estructural sin posibilidad de distribuir lateralmente las cargas (artículo 4.3.)

$$C_L = 0,995 \approx 1$$

$$F'_b = 10,6 \text{ N / mm}^2 \times 1,6 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1,04 \times 1 = 17,6 \text{ N / mm}^2$$

La verificación de las expresiones 3.5.1-1 y 3.5.1-2 arroja como resultado:

$$\frac{5,7 \text{ N / mm}^2}{10,5 \text{ N / mm}^2} + \frac{3,5 \text{ N / mm}^2}{17,6 \text{ N / mm}^2} = 0,74 < 1$$

$$\frac{f_t}{F'_t} + \frac{f_b}{F'_b} \leq 1$$

$$\frac{3,5 \text{ N / mm}^2 - 5,7 \text{ N / mm}^2}{17,6 \text{ N / mm}^2} = -0,125 < 1$$

$$\frac{f_b - f_t}{F'_b} \leq 1$$

MADERA ASERRADA - MIEMBRO SIMPLE SOMETIDO FLEXION Y TRACCIÓN

Verificación de la Resistencia por flexión y tracción

Cálculo del coeficiente de estabilidad lateral C_L

$$C_L = \frac{1 + (F_{bE} / F_b^*)}{1,9} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{bE} / F_b^*)}{1,9} \right]^2 - \frac{F_{bE} / F_b^*}{0,95}} \quad (\text{Exp. 3.2.1-4})$$

$$F_{bE} = \frac{1,2 E'_{\min}}{R_B^2}$$

$$R_B = \sqrt{\frac{\ell_e d}{b^2}} < 50 \quad (\text{Exp. 3.2.1-3})$$

$$E_{\min} = 5700 \text{ N} / \text{mm}^2 \quad (\text{Tabla S.1.1.1-3})$$

$$E'_{\min} = E_{\min} \times C_M \times C_t$$

$$E'_{\min} = 5700 \text{ N} / \text{mm}^2 \times 1 \times 1 = 5700 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\ell_e = 1,11 \ell_u \quad (\text{artículo 3.2.1. y Tabla 3.2.1-1})$$

$$\ell_e = 1,11 \times 0,6 \text{ m} = 0,67 \text{ m}$$

$$R_B = 5,8$$

$$F_{bE} = 203 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$F_b^* = F_b \times C_D \times C_M \times C_t \times C_F \times C_r \quad (\text{artículo 3.2.1.})$$

$C_r = 1$ pues el miembro estructural cumple su función estructural sin posibilidad de distribuir lateralmente las cargas (artículo 4.3.)

$$F_b^* = 10,6 \text{ N} / \text{mm}^2 \times 1,6 \times 1 \times 1 \times 1,04 \times 1 = 17,6 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$C_L = 0,995 \approx 1$$

MADERA ASERRADA - MIEMBRO SIMPLE SOMETIDO A ESFUERZO NORMAL

Verificación de la Resistencia a la tracción en la zona debilitada

$$f_t \leq F'_t$$

$$A_{net} = 125 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} - 2 (10,3 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}) = 5220 \text{ mm}^2$$

$$f_t = P / A_{net} = 35600 \text{ N} / 5220 \text{ mm}^2 = 6,8 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$F'_t = 10,5 \text{ N} / \text{mm}^2 \text{ (calculado anteriormente)}$$

CIRSOC 601- Sección 1.4

$$(D + F) + \sum L_i \text{ ó } W \text{ ó } T \quad (1.4-1)$$

$$(D + F) + 0,7 [(\sum L_i + W) \text{ ó } (W + T) \text{ ó } (\sum L_i + T)] \quad (1.4-2)$$

$$(D + F) + 0,6 \sum L_i + 0,6W + 0,6T \quad (1.4-3)$$

donde (ver también la sección A.4.1 del Reglamento CIRSOC 301-2005):

$$\sum L_i = (L + L_r + S + R + H)$$





CIRSOC 601

EXPRESIONES PARA EL DISEÑO

3.2.2 Miembros flexionados. Resistencia a la Flexión

$$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S} \quad (3.2.1-1)$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{6M}{bd^2}, \text{ ya que } I = \frac{bd^3}{12}, \text{ y } S = \frac{I}{c} = \frac{bd^2}{6}, \text{ siendo } c = d / 2 \quad (3.2.1-2)$$



CIRSOC 601

EXPRESIONES PARA EL DISEÑO

3.2.2 Miembros flexionados. Resistencia al Corte paralelo

$$f_v = \frac{VQ}{lb} \quad (3.2.2-1)$$

$$f_v = \frac{3V}{2bd} \quad (3.2.2-2)$$

$$I = \frac{bd^3}{12}$$

$$Q = \frac{bd^2}{8}$$



CIRSOC 601

EXPRESIONES PARA EL DISEÑO

3.2.2 Miembros sometidos a esfuerzo normal. Resistencia

$$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S} \quad (3.2.1-1)$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{6M}{bd^2}, \text{ ya que } I = \frac{bd^3}{12}, \text{ y } S = \frac{I}{c} = \frac{bd^2}{6}, \text{ siendo } c = d / 2 \quad (3.2.1-2)$$



CIRSOC 601

EXPRESIONES PARA EL DISEÑO

3.5.1 Flexión y tracción longitudinal

Los miembros estructurales sometidos a una combinación de esfuerzos de flexión originados por cargas transversales y tracción paralela a la dirección de las fibras deben ser dimensionados de manera tal que se cumplan las expresiones siguientes:

$$\frac{f_t}{F'_t} + \frac{f_b}{F^*_b} \leq 1 \quad (3.5.1-1)$$

$$\frac{f_b - f_t}{F'_b} \leq 1 \quad (3.5.1-2)$$

siendo:

F^*_b la tensión de diseño en flexión de referencia multiplicada por todos los factores aplicables, excepto C_L



Tabla 5.3-1 Factores de ajuste aplicables para madera laminada encolada estructural

Tensiones y módulo de elasticidad	Factores de ajuste aplicables								
$F'_b = F_b$	X	C_D	C_M	C_t	C_L	C_V	C_c	C_r	-
$F'_t = F_t$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$F'_v = F_v$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$F'_{c\perp} = F_{c\perp}$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$F'_c = F_c$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	C_p
$F'_{rt} = F_{rt}$	X	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$E' = E$	X	-	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$E'_{0,05} = E_{0,05}$	X	-	C_M	C_t	-	-	-	-	-
$E'_{min} = E_{min}$	X	-	C_M	C_t	-	-	-	-	-

RESOLUCION DE UNIONES CLAVADAS

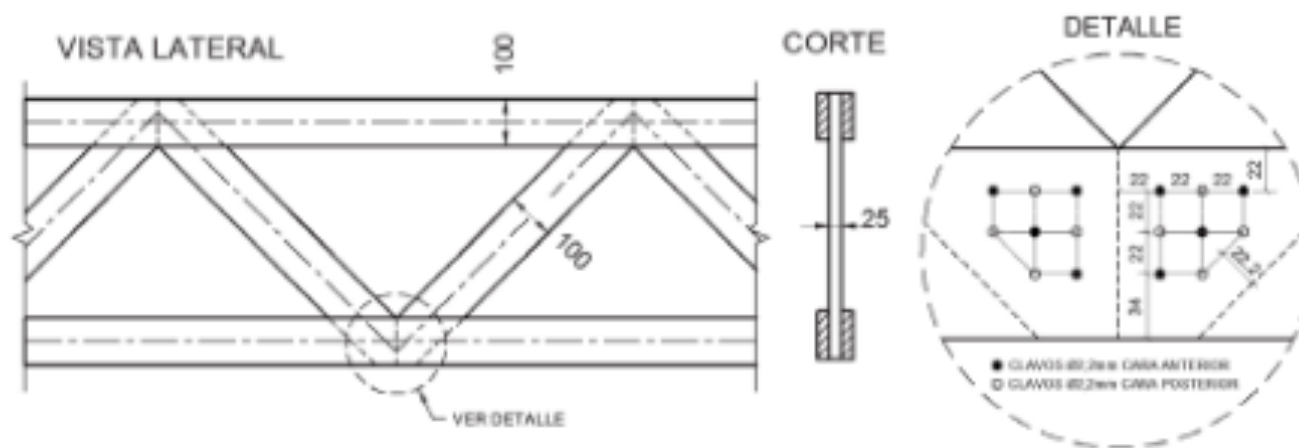


Figura M.8.E.1-1

M.8.E.1 Unión clavada en nudo de reticulado

Datos:

- Verificación de la unión proyectada entre una diagonal y el cordón de una viga reticulada construida con **tablas de *Eucalyptus grandis* cultivado en la Mesopotamia, clase de resistencia 2** de acuerdo con el método de clasificación visual adoptado por la norma IRAM 9662-2 (2015).
- La viga forma parte de la estructura que soporta el entrepiso de una vivienda. Un esquema de la misma, así como un detalle de la unión proyectada se indica a continuación en la Figura M.8.E.1-1.
- **Carga axial que actúa en la diagonal:** peso propio (D) = **0,4 kN** (tracción), sobrecarga de uso (L) = **1,8 kN** (tracción).
- **Condición de servicio:** viga reticulada colocada en estado seco en clima interior, debajo del entrepiso que soporta.
- **Elementos de fijación:** clavos de pequeño diámetro ($D = 2,2 \text{ mm}$) y longitud igual a **75 mm** colocados neumáticamente.

Objetivos:

- a) determinar la capacidad portante de uniones clavadas múltiples cuando son sometidas a una carga lateral.
- b) determinar los parámetros geométricos en un nudo de reducidas dimensiones conforme los requerimientos para las distancias mínimas.

Desarrollo:

Verificación de la unión propuesta (artículo 8.2.1.)

Se debe verificar que:

$$z \leq Z'$$

$$z = 2,2 \text{ kN}$$

Comentario: las dos cargas actuantes (**D** y **L**) producen compresión. Considerando la relación entre sus valores resulta en este caso obvio que la combinación crítica, teniendo en cuenta a su vez la incidencia del factor de duración de la carga (**C_D**), es la suma de ambas. Consecuentemente **z = D + L** y con su valor se desarrollará el ejemplo. Un análisis pormenorizado orientado a buscar la combinación crítica considerando **C_D** puede verse el Ejemplo M.4.E.1.

$$Z' = Z \times C_D \times C_M \times C_t \times C_g \times C_m \text{ (Tabla 8.2.1.2-1)}$$

Comentario: por tratarse de una unión simétrica con dos secciones de corte, la resistencia lateral de diseño de referencia por cada elemento de fijación (**Z**) debe obtenerse como el menor valor de los 4 obtenidos a través de la aplicación de las expresiones correspondientes indicadas en la Tabla 8.2.1.1-1.

$$D = 2,2 \text{ mm}, \ell_m = \ell_s = 25 \text{ mm (ver la Figura M.8.E.1-1)}$$

$$G = 0,4 \text{ (Tabla S.4.1.1-2)}$$

$$F_{em} = F_{es} = 21,4 \text{ N / mm}^2 \text{ (Tabla S.4.1.1-1)}$$

$F_{yb} = 690 \text{ N / mm}^2$ (Tabla S.4.1.1-3. Se seleccionó, conservadoramente, el valor correspondiente a un diámetro de **2,5 mm**, que es el más cercano al utilizado en este ejemplo)

$$Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d} = 535 \text{ N} \quad (\text{Exp. 8.2.1.1-1})$$

$$Z = \frac{2D \ell_s F_{es}}{R_d} = 1070 \text{ N} \quad (\text{Exp. 8.2.1.1-2})$$

$$Z = \frac{2k_3 D \ell_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d} = 400 \text{ N} \quad (\text{Exp. 8.2.1.1-5})$$

$$Z = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}} = 309 \text{ N} \quad (\text{Exp. 8.2.1.1-6})$$

Comentario: la expresión (8.2.1.1-6) provee el menor valor de **Z**, que corresponde al modo IV de rotura (Figura 8.2.1.1-1 y Tabla 8.2.1.1-1) y, consecuentemente, la resistencia lateral de diseño de referencia por cada clavo alcanza **309 N**.

Comentario: teniendo en cuenta que el proceso de cálculo de **Z** puede demandar un tiempo relativamente largo, el Proyectista Estructural tiene a su disposición las Tablas auxiliares que proveen resultados para casos típicos en el artículo M.8.T.2.

$C_D = 1$ pues en la combinación crítica la carga de menor duración es L (duración normal).

$C_M = C_t = 1$ pues la viga se encuentra en clima interior.

$C_{in} = 1$ pues el clavado no es oblicuo.

$C_g = 1$ pues $D < 6,35$ mm.

Comentario: siendo iguales a 1 todos los factores de ajuste (ver artículo 8.2.1.2), la resistencia lateral de diseño ajustada, Z' , resulta igual a la resistencia lateral de diseño de referencia, Z . Como el valor de Z provisto por la expresión 8.2.1.1-6 (309 N) corresponde a cada clavo, la resistencia lateral de diseño ajustada de la unión múltiple debe considerar la cantidad de clavos que la componen.

$Z' = Z \times C_D \times C_M \times C_t \times C_g \times C_{in} \times \text{número de clavos}$

$Z' = 309 \text{ N} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 8 = 2472 \text{ N} > z = 2200 \text{ N}$

y se verifica lo requerido.

Verificación de las distancias mínimas (Tabla 8.2-2)

Un análisis de la geometría de la unión (ver la Figura M.8.E.1-1) muestra que se satisfacen los requerimientos relacionados a las distancias mínimas establecidas en la Tabla 8.2-2.

Tabla 8.2.1.2-1. Factores de ajuste aplicables para uniones con elementos de fijación tipo clavija sometidos a carga lateral

Resistencia lateral	Factores de ajuste aplicables					
$Z' = Z$	x	C_D	C_M	C_t	C_g	C_{in}

Tabla 8.2.1.1-1. Expresiones correspondientes a los modos de rotura en uniones para un elemento de fijación de tipo clavija sometido a carga lateral

Modo de rotura	Una sección de corte	Dos secciones de corte	Expresiones
I _m	$Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d}$	$Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d}$	(8.2.1.1-1)
I _s	$Z = \frac{D \ell_s F_{es}}{R_d}$	$Z = \frac{2D \ell_s F_{es}}{R_d}$	(8.2.1.1-2)
II	$Z = \frac{k_1 D \ell_s F_{es}}{R_d}$		(8.2.1.1-3)
III _m	$Z = \frac{k_2 D \ell_m F_{em}}{(1 + 2R_e) R_d}$		(8.2.1.1-4)
III _s	$Z = \frac{k_3 D \ell_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$	$Z = \frac{2k_3 D \ell_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$	(8.2.1.1-5)
IV	$Z = \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$	$Z = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$	(8.2.1.1-6)

siendo:

D el diámetro nominal del elemento de fijación cuando éste no es roscado o cuando la zona roscada está suficientemente lejos de las secciones de corte (ver la Figura 8.2.1.1-1.). En caso contrario se debe tomar el diámetro del núcleo del elemento, **D_n**, en lugar de **D**.

F_{em} la resistencia al aplastamiento de referencia del miembro principal (ver el Suplemento 4)

F_{es} la resistencia al aplastamiento de referencia del miembro lateral (ver el Suplemento 4)

F_{yb} la tensión de fluencia en flexión del elemento de fijación (ver el Suplemento 4)

ℓ_m la longitud del elemento de fijación dentro del miembro principal (ver la Figura 8.2.1.1-2.)

ℓ_s la longitud del elemento de fijación dentro del miembro lateral (ver la Figura 8.2.1.1-2.)

R_d el coeficiente de reducción (ver la Tabla 8.2.1.1.-2)

R_e F_{em} / F_{es}

R_t ℓ_m / ℓ_s

$$k_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2(1 + R_t + R_t^2) + R_t^2 R_e^3} - R_e(1 + R_t)}{(1 + R_e)}$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em} \ell_m^2}}$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2 + R_e)D^2}{3F_{em} \ell_s^2}}$$

Tabla 8.2.1.1-2. Coeficiente de reducción (R_d)

D	Modo de rotura	R_d
$6,35 \text{ mm} \leq D \leq 25,4 \text{ mm}$	I_m, I_s	$4 K_\theta$
	II	$3,6 K_\theta$
	III_m, III_s, IV	$3,2 K_\theta$
$D < 6,35 \text{ mm}$	$I_m, I_s, II, III_m, III_s, IV$	$K_D^{(1)}$

siendo:

θ el máximo ángulo entre la dirección de la fuerza y la de las fibras de cualquier miembro que integra la unión ($0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$)

$K_\theta = 1 + 0,25(\theta / 90)$

D el diámetro del elemento de fijación (mm)

K_D - para $D \leq 4,3 \text{ mm}$ es $K_D = 2,2$; - para $4,3 \text{ mm} < D < 6,35 \text{ mm}$ es $K_D = 0,38 D + 0,56$

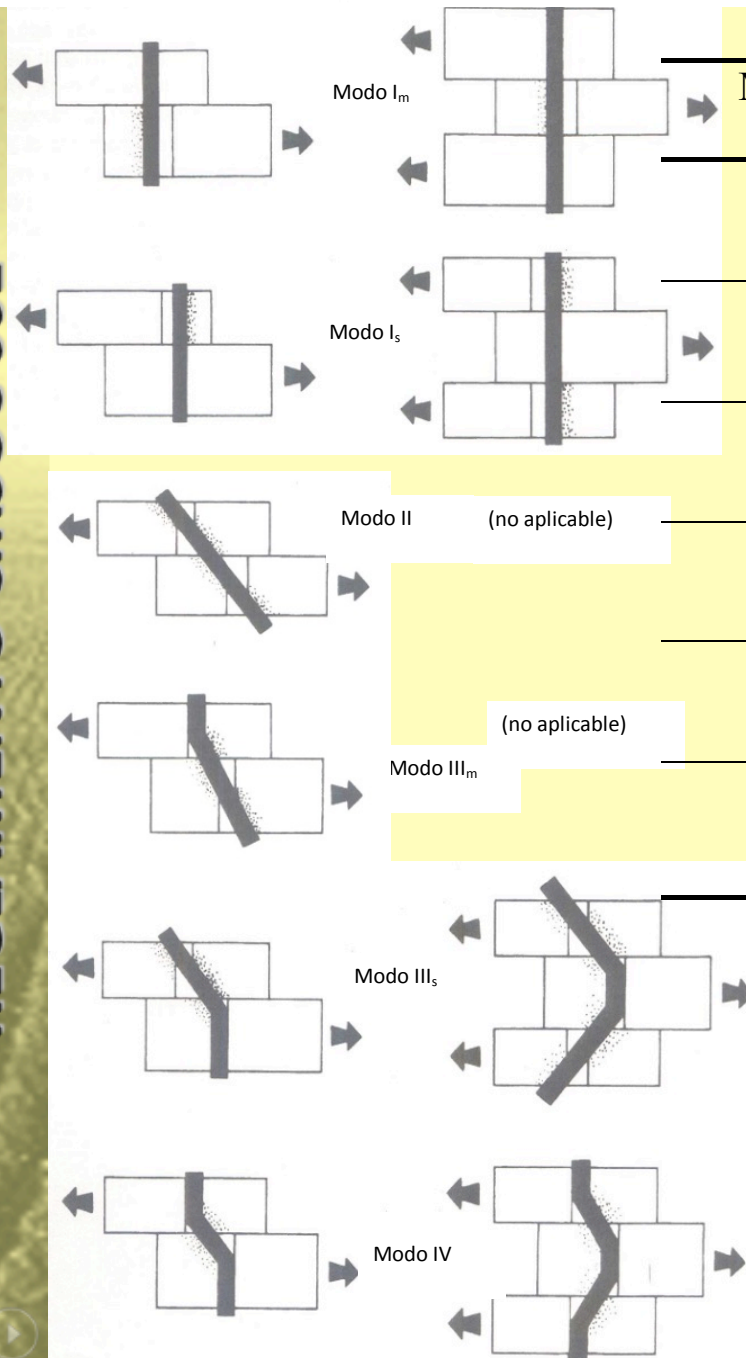
(1) En elementos de fijación roscados con $D \geq 6,35 \text{ mm}$ y $D_r < 6,35 \text{ mm}$, $R_d = K_D K_\theta$

Unión con una sección de corte

Unión con dos secciones de corte

Resistencia lateral de diseño de referencia

REGLAMENTO CIRSOC 601



Modo de rotura	Una sección de corte	Dos secciones de corte
I _m	$Z = \frac{Dl_m F_{em}}{R_d}$	$Z = \frac{Dl_m F_{em}}{R_d}$
I _s	$Z = \frac{Dl_s F_{es}}{R_d}$	$Z = \frac{2Dl_s F_{es}}{R_d}$
II	$Z = \frac{k_1 Dl_s F_{es}}{R_d}$	
III _m	$Z = \frac{k_2 Dl_m F_{em}}{(1 + 2R_e)R_d}$	
III _s	$Z = \frac{k_3 Dl_s F_{em}}{(2 + R_e)R_d}$	$Z = \frac{2k_3 Dl_s F_{em}}{(2 + R_e)R_d}$
IV	$Z = \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$	$Z = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$



Suplemento 4- Valores de diseño para Uniones Mecánicas

Tabla S.4.1.1-2. Gravedad específica anhidra, G , de la madera clasificada por resistencia conforme a los métodos que se indican en el Suplemento 1 y sus apéndices

Especie ⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾	Clase de resistencia	$G^{(4)}$
Tablas de pino Paraná (<i>Araucaria angustifolia</i>) IRAM 9662-1 (2015) (ver S.1.1.1 y Tabla S.1.1.1-1)	1	0,43
	2	0,37
Madera aserrada de pino Paraná (<i>Araucaria angustifolia</i>) clasificada conforme al método que se incluye en el Apéndice 1 del Suplemento 1 (ver S.1.1.1 y Tabla S.1.1.1-3)	1	0,41
	2	0,36
	3	0,36
Tablas de eucalipto grandis (<i>Eucalyptus grandis</i>) IRAM 9662-2 (2015) (ver S.1.1.2 y Tabla S.1.1.2-1)	1	0,40
	2	0,40
Madera aserrada de <i>Eucalyptus grandis</i> clasificada conforme al método adoptado por la norma IRAM 9662-2 (2015) (ver S.1.1.2 y Tabla S.1.1.2-3)	1	0,40
	2	0,40
	3	0,40
Tablas de pino taeda y elliotti (<i>Pinus taeda</i> y <i>elliottii</i>) IRAM 9662-3 (2015) (ver S.1.1.3 y Tabla S.1.1.3-1)	1	0,39
	2	0,36
Madera aserrada de pino taeda y elliotti clasificada conforme a la norma IRAM 9670 (2002) (ver S.1.1.3 y Tabla S.1.1.3-3)	1	0,39
	2	0,36
Madera aserrada de álamo clasificada conforme a la norma IRAM 9662-4 (2015) (ver S.1.1.4 y Tabla S.1.1.4-1)	1	0,37
	2	0,37

(4) La gravedad específica de estas especies está indicada en los respectivos normas y estándares de los eucalyptos.

REGLAMENTO CIRSOC 601

G	F _e D<6,35	F _{el} D≥6,35	F _{eL}								
			D=6,35	D=7,94	D=9,53	D=11,11	D=12,70	D=15,88	D=19,05	D=22,23	D=25,40
0,73	64,1	56,4	53,3	47,7	43,5	40,3	37,7	33,7	30,8	28,5	26,7
0,72	62,5	55,6	52,2	46,7	42,7	39,5	36,9	33,0	30,2	27,9	26,1
0,71	60,9	54,8	51,2	45,8	41,8	38,7	36,2	32,4	29,6	27,4	25,6
0,70	59,3	54,0	50,2	44,9	40,9	37,9	35,5	31,7	29,0	26,8	25,1
0,69	57,8	53,3	49,1	43,9	40,1	37,1	34,7	31,1	28,4	26,3	24,6
0,68	56,3	52,5	48,1	43,0	39,3	36,4	34,0	30,4	27,8	25,7	24,0
0,67	54,8	51,7	47,1	42,1	38,4	35,6	33,3	29,8	27,2	25,2	23,5
0,66	53,3	51,0	46,1	41,2	37,6	34,8	32,6	29,1	26,6	24,6	23,0
0,65	51,8	50,2	45,0	40,3	36,8	34,1	31,9	28,5	26,0	24,1	22,5
0,64	50,3	49,4	44,0	39,4	36,0	33,3	31,1	27,9	25,4	23,5	22,0
0,63	48,9	48,6	43,1	38,5	35,1	32,5	30,4	27,2	24,9	23,0	21,5
0,62	47,5	47,9	42,1	37,6	34,3	31,8	29,7	26,6	24,3	22,5	21,0
0,61	46,1	47,1	41,1	36,7	33,5	31,1	29,1	26,0	23,7	22,0	20,5
0,60	44,7	46,3	40,1	35,9	32,7	30,3	28,4	25,4	23,2	21,4	20,1
0,59	43,3	45,5	39,1	35,0	32,0	29,6	27,7	24,8	22,6	20,9	19,6
0,58	42,0	44,8	38,2	34,2	31,2	28,9	27,0	24,1	22,0	20,4	19,1
0,57	40,7	44,0	37,2	33,3	30,4	28,2	26,3	23,5	21,5	19,9	18,6
0,56	39,4	43,2	36,3	32,5	29,6	27,4	25,7	23,0	21,0	19,4	18,1
0,55	38,1	42,5	35,4	31,6	28,9	26,7	25,0	22,4	20,4	18,9	17,7
0,54	36,8	41,7	34,4	30,8	28,1	26,0	24,3	21,8	19,9	18,4	17,2
0,53	35,6	40,9	33,5	30,0	27,4	25,3	23,7	21,2	19,3	17,9	16,8
0,52	34,3	40,1	32,6	29,1	26,6	24,6	23,0	20,6	18,8	17,4	16,3
0,51	33,1	39,4	31,7	28,3	25,9	24,0	22,4	20,0	18,3	16,9	15,8
0,50	32,0	38,6	30,8	27,5	25,1	23,3	21,8	19,5	17,8	16,5	15,4
0,49	30,8	37,8	29,9	26,7	24,4	22,6	21,1	18,9	17,3	16,0	15,0
0,48	29,6	37,1	29,0	26,0	23,7	21,9	20,5	18,4	16,8	15,5	14,5
0,47	28,5	36,3	28,2	25,2	23,0	21,3	19,9	17,8	16,3	15,0	14,1
0,46	27,4	35,5	27,3	24,4	22,3	20,6	19,3	17,3	15,8	14,6	13,6
0,45	26,3	34,7	26,4	23,6	21,6	20,0	18,7	16,7	15,3	14,1	13,2
0,44	25,3	34,0	25,6	22,9	20,9	19,3	18,1	16,2	14,8	13,7	12,8
0,43	24,2	33,2	24,7	22,1	20,2	18,7	17,5	15,6	14,3	13,2	12,4
0,42	23,2	32,4	23,9	21,4	19,5	18,1	16,9	15,1	13,8	12,8	12,0
0,41	22,2	31,7	23,1	20,7	18,9	17,5	16,3	14,6	13,3	12,3	11,5
0,40	21,2	30,9	22,3	19,9	18,2	16,8	15,8	14,1	12,9	11,9	11,1
0,39	20,2	30,1	21,5	19,2	17,5	16,2	15,2	13,6	12,4	11,5	10,7
0,38	19,3	29,3	20,7	18,5	16,9	15,6	14,6	13,1	11,9	11,1	10,3
0,37	18,4	28,6	19,9	17,8	16,2	15,0	14,1	12,6	11,5	10,6	9,9
0,36	17,5	27,8	19,1	17,1	15,6	14,5	13,5	12,1	11,0	10,2	9,6
0,35	16,6	27,0	18,4	16,4	15,0	13,9	13,0	11,6	10,6	9,8	9,2
0,34	15,7	26,2	17,6	15,7	14,4	13,3	12,4	11,1	10,2	9,4	8,8
0,33	14,9	25,5	16,9	15,1	13,8	12,7	11,9	10,7	9,7	9,0	8,4
0,32	14,1	24,7	16,1	14,4	13,2	12,2	11,4	10,2	9,3	8,6	8,1
0,31	13,3	23,9	15,4	13,8	12,6	11,6	10,9	9,7	8,9	8,2	7,7

$$F_e (D < 6,4 \text{ mm}) = 114,4 G^{1,24} \text{ (N / mm}^2\text{)}$$

$$F_{el} (D \geq 6,4 \text{ mm}) = 77,2 G \text{ (N / mm}^2\text{)}$$

$$F_{eL} = 212 G^{1,45} / D^{0,5} \text{ (N / mm}^2\text{)}$$

Suplemento 4- Valores de diseño para Uniones Mecánicas

Tabla S.4.1.1-3. Tensión de fluencia en flexión, F_{yb} , para elementos de fijación de tipo clavija construidos con acero tipo F-24

Tipo y características del elemento	F_{yb} (N/mm ²)
Bulones y tirafondos con $D \geq 9,5$ mm,	310
Clavos, tornillos y tirafondos con:	
$2,5 \text{ mm} \leq D \leq 3,6 \text{ mm}$	690
$3,6 \text{ mm} < D \leq 4,5 \text{ mm}$	620
$4,5 \text{ mm} < D \leq 6,0 \text{ mm}$	550
$6,0 \text{ mm} < D \leq 6,9 \text{ mm}$	480
$6,9 \text{ mm} < D \leq 8,7 \text{ mm}$	410
$8,7 \text{ mm} < D \leq 9,5 \text{ mm}$	310

Tabla S.4.1.1-4. Tensión de aplastamiento, F_e (N / mm²), y módulo de elasticidad, E , de placas de acero que actúan como elementos laterales auxiliares de las uniones

Tipo y características del elemento	F_e (N/mm ²)	E (N/mm ²)
Placa de acero tipo F-24	600	200000