

Reglamento CIRSOC 601
Ministerio de Planificación Federal,
Inversión Pública y Servicios
Secretaría de Obras Públicas de la Nación

INTI

Instituto Nacional de
Tecnología Industrial



CIRSOC

Centro de Investigación de los
Reglamentos Nacionales de
Seguridad para las Obras Civiles



REGLAMENTO ARGENTINO DE
ESTRUCTURAS DE
MADERA

Julio 2013

REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS DE MADERA

***Disposiciones generales y requisitos para
el diseño y la construcción de estructuras
de madera en edificaciones***

EDICIÓN JULIO 2013



**Av. Cabildo 65 Subsuelo – Ala Savio
(C1426AAA) Buenos Aires – República Argentina
TELEFAX. (54 11) 4779-5271 / 4779-5273**

**E-mail: cirsoc@inti.gob.ar
cirsoc@ffmm.gov.ar**

INTERNET: www.inti.gob.ar/cirsoc

Primer Director Técnico († 1980): Ing. Luis María Machado

Directora Técnica: Inga. Marta S. Parmigiani

Coordinadora Área Acciones: Inga. Alicia M. Aragno

Área Estructuras de Hormigón: Ing. Daniel A. Ortega

Área Administración, Finanzas y Promoción: Lic. Mónica B. Krotz

Área Venta de Publicaciones: Sr. Néstor D. Corti

© 2013

**Editado por INTI
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4515-5000**

Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina.

Printed in Argentina.

ORGANISMOS PROMOTORES

Secretaría de Obras Públicas de la Nación
Subsecretaría de Vivienda de la Nación
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires
Dirección Nacional de Vialidad
Vialidad de la Provincia de Buenos Aires
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Cámara Argentina de la Construcción
Consejo Profesional de Ingeniería Civil
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland
Instituto Argentino de Normalización
Techint
Acindar
Consejo Vial Federal

MIEMBROS ADHERENTES

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
Asociación Argentina de Hormigón Estructural
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón
Asociación de Ingenieros Estructurales
Centro Argentino de Ingenieros
Instituto Argentino de Siderurgia
Telefónica de Argentina
Transportadora Gas del Sur
Quasdam Ingeniería
Sociedad Central de Arquitectos
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil
Cámara Industrial de Cerámica Roja

ASESORES QUE INTERVINIERON EN LA REDACCIÓN DEL

***REGLAMENTO ARGENTINO
DE ESTRUCTURAS
DE MADERA
CIRSOC 601***

COORDINADOR:

Ing. Juan Carlos Piter

Ing. Alberto Daniel Cotrina (†)

Ing. Eduardo Antonio Torrán

Ing. María Alexandra Sosa Zitto

Ing. Viviana Carolina Rougier

Ing. Alejandro Guillermo Cuffré

Ing. Dora Inés Villalba

Ing. María del Rocío Ramos

Reconocimiento Especial

*El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente a las Autoridades del American Wood Council y de la American Forest and Paper Association por habernos permitido adoptar como base para el desarrollo de este Reglamento, la especificación **National Design Specification (NDS) for Wood Construction**, edición 2005*

Agradecimientos

Este REGLAMENTO ha sido desarrollado en el marco de las actividades de la Comisión Permanente de Estructuras de Madera del INTI-CIRSOC, mediante un Convenio de Cooperación Específico suscripto entre el INTI y la Facultad Regional Concepción del Uruguay de la Universidad Tecnológica Nacional, representada por su Decano, Ing. Juan Carlos Pablo Ansaldi, con el fin de que el Grupo de Estudios de Maderas (GEMA) de la mencionada Universidad desarrolle el Reglamento Argentino de Estructuras de Madera, en un todo de acuerdo con los lineamientos internacionales adoptados para encarar la redacción la segunda generación de Reglamentos Nacionales de Seguridad Estructural en el marco de las directivas dadas por la Secretaría de Obras Públicas de la Nación.

En este Reglamento el INTI ha estado representado por INTI-Madera y Muebles a través de su Director, Ing. Alfredo Ladrón González y su equipo de colaboradores, por INTI-Construcciones, a través de su Directora, Arquitecta Inés Dolmann y su equipo de colaboradores y por INTI-CIRSOC.

INTI-CIRSOC agradece muy especialmente la especial participación y colaboración brindada por el Arquitecto Miguel Demkoff así como su valiosa contribución con el material gráfico que ilustra la tapa de este Reglamento.

GRACIAS a todos por hacer posible este Reglamento tan esperado.

COMISION PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE MADERA DE INTI-CIRSOC

Coordinador

Ing. Juan Carlos PITER UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - Facultad Regional Concepción del Uruguay

Integrantes:

Ing. Jorge ADUE IMAE - UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO

Ing. Daniel ANAYA UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUCUMAN - Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología

Ing. Oscar ARROYO INTI-Construcciones

Sr. Pedro BALADA PEDRO BALADA S.R.L.

Ing. Alejandro BALLESTER UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - Facultad Regional General Pacheco – Dpto. Ingeniería Civil

Ing. Ricardo BASSOTTI UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - Facultad Regional San Rafael

Ing. Marcos BELLOLI Invitado especial

CPN. Juan Carlos BIONDO WOOD S.R.L.

Ing. Marcela BISSIO FAIMA - Desarrollo Foresto-Industrial

Sr. César BOVINO SIETE HERMANOS S.R.L.

Ing. Daniel BRESSAN UNIVERSIDAD NACIONAL de MISIONES- Facultad de Ingeniería

Ing. Gastón CAMPAGNOLE Invitado especial

Ing. Gonzalo CAMPOS INTI-Madera y Muebles

Sr. Gustavo CAPALDI Wood S.R.L.

Ing. Arturo CASSANO UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL- Facultad Regional Paraná- Departamento Ingeniería Civil

COMISION PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE MADERA DE INTI-CIRSOC

(*continuación*)

Tco. Roberto CASTOLDI	Invitado especial
Arq. Jorge CELANO	I.PRO.D.HA. Instituto Provincial de Desarrollo Habitacional, Provincia de Misiones
Ing. Andrés CILLO	UNIVERSIDAD CATÓLICA ARGENTINA – Facultad de Ingeniería
Ing. Gabriela CULASSO	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA - Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales- Departamento de Estructuras
Ing. Ftal. Guillermo DAÑHEL	UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN DEL URUGUAY Facultad de Ciencias Agrarias
Ing. Gabriel DELGADINO	ASERRADERO LAHARRAGUE CHODORGE S.A.
Arq. Susana del BROCCO	SUBSECRETARIA DE VIVIENDA DE LA NACION - Dirección de Tecnología y Producción
Arq. Miguel DEMKOFF	Invitado Especial
Arq. Inés DOLMANN	INTI-Construcciones
Ing. Diego ESKIVISKI	AMAYADAP
Ing. Pamela FANK	UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - Facultad Regional Concepción del Uruguay
Ing. Jorge FERNÁNDEZ MILANI	UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - Facultad Regional Rosario
Ing. Claudia FERRAGUT	INTI-Construcciones
Ing. Sebastián FERRERO	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE - Facultad de Ingeniería
Ing. Diego GARCIA	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SUR - Facultad de Ingeniería
Ing. Felipe GENOVESE	UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACOINAL - Facultad Regional San Rafael
Arq. Sofía GIRO	GIRO MADERAS LAMINADAS

COMISION PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE MADERA DE INTI-CIRSOC

(*continuación*)

Ing. José Luis GOMEZ	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA - Facultad de Arquitectura Urbanismo y Diseño, Taller de Investigación de Diseño Estructural
Ing. Rudy GREETHER	UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL Facultad Regional Santa Fe
Ing. Alfredo GUILLAUMET	UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL Facultad Regional Venado Tuerto
Ing. Adrián HIPPLER	UNIVERSIDAD NACIONAL DE MISIONES Facultad de Ingeniería
Ing. Diego IRIBARREN	Invitado especial
Ing. Germán IVALDI	Invitado especial
Ing. Alejandro JOVANOVSKI	CIEFAP-Centro de Investigación y Extensión Forestal Andino – Patagónico
Ing. Pablo LACOURT	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO - Facultad de Ingeniería
Lic. Alfredo LADRON GONZALEZ	INTI-Madera y Muebles
Ing. Daniel LENCINAS	CIEPAP - Centro de Investigación y Extensión Forestal Andino - Patagónica
Ing. Jorge LOMAGNO	CERET-ESQUEL- Centro de Educación Tecnológica
Téc. Ariel MAIDANA	EDERRA S.A..
Ing. Guillermo MALAVASI	TEFQUIN S.A.
Ing. Graciela MALDONADO	UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL – Facultad Regional Mendoza - Facultad de Ingeniería
Sr. Ernesto MALETTI	RITIM
Ing. Víctor MARECOS	FAIMA - Desarrollo Foresto-Industrial
Ing. Ricardo MARINO	UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL – Facultad Regional General Pacheco

COMISION PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE MADERA DE INTI-CIRSOC

(*continuación*)

Arq. Alicia MARTIN	Area Madera en la Construcción - Dirección de Producción Forestal - Ministerio de Agricultura, Ganadería, y Pesca de la Nación.
Ing. Félix MARTINUZZI	INTI-Madera y Muebles
Ing. Juan Carlos MEDINA	UNIVERSIDAD de SANTIAGO DEL ESTERO - Facultad de Ciencias Forestales
Sr. Fernando MENDIZABAL	EDERRA S.A.
Ing. Gerardo MEREGONE	JUCARBE S.A.I.C.
Ing. Daniel MESA	UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - Facultad Regional Pacheco
Ing. Juan NIGRO	CEBE S.A.C.I.F.I.
Ing. Jorge OLIVA	VALERIO OLIVA S.A.C.I.A.
Lic. Alejandro OLIVA	VALERIO OLIVA S.A.C.I.A.
Ing. Alfredo OTTO	ORGANIZACIÓN NEGFOR
Ing. Julio César PACINI	UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES - Facultad de Ingeniería
Ing. Silvia PALAZZI	UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUCUMAN - Facultad de Ingeniería
Ing. Obdulio PEREYRA	UNIVERSIDAD NACIONAL DE MISIONES - Facultad de Ciencias Forestales
Arq. Santiago PILOTTI	Wood S.R.L.
Ing. María POSITIERI	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA - Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales – Departamento de Estructuras
Ing. Rocío RAMOS	UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - Facultad Regional Concepción del Uruguay
Arq. Rómulo REPETTO	CECOMAD – Centro de Construcción en Madera

COMISION PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE MADERA DE INTI-CIRSOC

(*continuación*)

Ing. Hugo REVIGLIO	UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - Facultad Regional San Rafael
Ing. Ricardo ROSSO	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA - Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales – Departamento de Estructuras
Ing. Viviana ROUGIER	UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - Facultad Regional Concepción del Uruguay
Ing. Osvaldo RUSSO	UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL- Facultad Regional General Pacheco
Ing. Martín SANCHEZ ACOSTA	INTA-Concordia
Sr. Héctor SCERBO	Invitado especial
Ing. María Alexandra SOSA ZITTO	UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - Facultad Regional Concepción del Uruguay
Arq. Osvaldo SPINA	Invitado especial
Ing. Pablo STEFANI	Instituto de Investigaciones en Ciencia y Tecnología de Materiales-INTEMA-CONICET- Facultad de Ingeniería - UNIVERSIDAD NACIONAL de MAR DEL PLATA
Ing. Andrés STILES	UNIVERSIDAD CATÓLICA ARGENTINA – Facultad de Ingeniería - UTN
Arq. Marta STOLKINER	Area Madera en la Construcción- Dirección de Producción Forestal-Ministerio de Agricultura, Ganadería, y Pesca de la Nación.
Ing. Lucía TOPA	UNIVERSIDAD NACIONAL de TUCUMAN
Ing. Mario TOLEDO	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SALTA - Facultad de Ingeniería
Ing. Aníbal TOLOSA	Invitado especial
Ing. Eduardo TORRAN	UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL - Facultad Regional Concepción del Uruguay.

COMISION PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE MADERA DE INTI-CIRSOC

(continuación)

Ing. Daniel VIDELA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MISIONES –
Facultad de Ciencias Forestales

Lic. José VAZQUEZ

ASORA

Ing. Gustavo WAINSTEIN

UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES-Facultad de
Ingeniería

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. REQUERIMIENTOS GENERALES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

1.1.	CAMPO DE VALIDEZ	1
1.2.	REQUERIMIENTOS GENERALES	2
1.3.	RELACIÓN ENTRE LAS DISTINTAS PARTES QUE COMPONEN ESTE REGLAMENTO	2
1.4.	PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO	2
1.5.	DOCUMENTACIÓN DE PROYECTO Y DOCUMENTACIÓN CONFORME A OBRA	4
1.5.1.	Documentación de Proyecto	4
1.5.2.	Planos	5
1.5.3.	Memoria de cálculos	5
1.5.4.	Especificaciones	6
1.5.5.	Documentación conforme a obra	6
1.6.	MATERIALES Y NORMAS IRAM DE APLICACIÓN	6
1.6.1.	Madera y productos derivados de la madera para uso estructural	7
1.6.1.1.	Normas IRAM de aplicación	7
1.6.1.2.	Propiedades de la madera y de sus productos derivados para uso estructural	8
1.7.	REGLAMENTOS Y RECOMENDACIONES DE REFERENCIA	8
1.8.	UNIDADES	9
1.9.	SIMBOLOGÍA GENERAL	9

SIMBOLOGÍA GENERAL

CAPÍTULO 2. VALORES DE DISEÑO

2.1.	ASPECTOS GENERALES	11
2.2.	VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA	11
2.3.	AJUSTE DE LOS VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA	12

CAPÍTULO 3. DISPOSICIONES Y EXPRESIONES PARA EL DISEÑO

3.1.	ASPECTOS GENERALES	13
3.2.	MIEMBROS FLEXIONADOS – ASPECTOS GENERALES	14
3.2.1.	Miembros flexionados – esfuerzos de flexión	15
3.2.2.	Miembros flexionados – Esfuerzos de corte	17

3.2.3.	Miembros flexionados – Verificación de las condiciones de servicio: Deformaciones y vibraciones	21
3.3.	MIEMBROS COMPRIMIDOS – ASPECTOS GENERALES	25
3.3.1.	Miembros simples	25
3.3.2.	Miembros compuestos unidos mecánicamente en forma directa	28
3.3.3.	Miembros compuestos unidos con la interposición de separadores o con presillas laterales	32
3.3.4.	Miembros compuestos unidos en celosía	36
3.4.	MIEMBROS TRACCIONADOS	39
3.4.1.	Tracción paralela a las fibras	39
3.4.2.	Tracción perpendicular a las fibras	39
3.5.	MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y ESFUERZO NORMAL	40
3.5.1.	Flexión y tracción longitudinal	40
3.5.2.	Flexión y compresión longitudinal	40
3.5.3.	Compresión excéntrica aplicada sobre el extremo del miembro estructural	41
3.5.4.	Compresión excéntrica aplicada a través de una ménsula	42
3.6.	TENSIONES TRANSMITIDAS EN LOS APOYOS	43
3.6.1.	Tensiones de compresión paralelas a la dirección de las fibras	43
3.6.2.	Tensiones de compresión perpendiculares a la dirección de las fibras	43
3.6.3.	Tensiones de compresión inclinadas con respecto a la dirección de las fibras	43

CAPÍTULO 4. DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES DE MADERA ASERRADA

4.1.	ASPECTOS GENERALES	45
4.2.	VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA	46
4.3.	AJUSTE DE LOS VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA	46

CAPÍTULO 5. DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES DE MADERA LAMINADA ENCOLADA ESTRUCTURAL

5.1.	ASPECTOS GENERALES	51
5.2.	VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA	53
5.3.	AJUSTE DE LOS VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA	53

CAPÍTULO 6. DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES DE SECCIÓN TRANSVERSAL CIRCULAR

6.1.	ASPECTOS GENERALES	59
------	--------------------	----

6.2.	VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA	59
6.3.	AJUSTE DE LOS VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA	59

CAPÍTULO 7. DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS, DE MADERA COMPUESTA Y DE TABLEROS

7.1.	MIEMBROS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS	63
7.1.1.	Aspectos generales	63
7.1.2.	Valores de diseño de referencia	63
7.1.3.	Ajuste de los valores de diseño de referencia	64
7.2.	MIEMBROS ESTRUCTURALES DE MADERA COMPUESTA	66
7.2.1.	Aspectos generales	66
7.2.2.	Valores de diseño de referencia	66
7.2.3.	Ajuste de los valores de diseño de referencia	67
7.3.	MIEMBROS ESTRUCTURALES DE TABLEROS	70
7.3.1.	Aspectos generales	70
7.3.2.	Valores de diseño de referencia	70
7.3.3.	Ajuste de los valores de diseño de referencia	70

CAPÍTULO 8. DISEÑO DE UNIONES MECÁNICAS

8.1.	ASPECTOS GENERALES	73
8.2.	UNIONES CON ELEMENTOS DE FIJACIÓN DE TIPO CLAVIJA	74
8.2.1.	Resistencia lateral	79
8.2.1.1.	Valores de diseño de referencia	80
8.2.1.2.	Ajuste de los valores de diseño de referencia	84
8.2.2.	Resistencia a la extracción	89
8.2.2.1.	Valores de diseño de referencia	89
8.2.2.2.	Ajuste de los valores de diseño de referencia	90
8.2.3.	Resistencia lateral y a la extracción combinadas	91
8.2.4.	Esfuerzos locales en los miembros estructurales unidos	92
8.2.5.	Verificación de las condiciones de servicio:	
	Deslizamiento de los miembros unidos con elementos de fijación de tipo clavija sometidos a carga lateral	95

CAPÍTULO 9. DISEÑO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

9.1.	ASPECTOS GENERALES	97
9.2.	ESTRUCTURAS RETICULADAS	97
9.3.	DIAFRAGMAS	98

9.4.	PÓRTICOS Y ARCOS PLANOS	99
9.5.	ARRIOSTRAMIENTOS	99
SUPLEMENTOS DEL REGLAMENTO CIRSOC 601 VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA		101
S.1	Suplemento 1. Valores de diseño para madera aserrada	103
S.1.1.	VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA	103
S.1.1.1	Pino Paraná (<i>Araucaria angustifolia</i>), cultivado en la provincia de Misiones	103
S.1.1.2	Eucalipto grandis (<i>Eucalyptus grandis</i>), cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones	105
S.1.1.3	Pino taeda y elliotti (<i>Pinus taeda y elliottii</i>), cultivado en el noreste argentino	106
A.1.S.1	Apéndice 1 del Suplemento 1 Clasificación visual por resistencia de madera aserrada de Pino Paraná	109 109
S.2	Suplemento 2 Valores de diseño para madera laminada encolada estructural	111
S.2.1	Valores de diseño de referencia	111
S.2.1.1	Combinaciones especie / procedencia incluidas en la norma IRAM 9660-1 (2006)	111
S.3	Suplemento 3 Valores de diseño para miembros estructurales de sección circular	113
S.3.1.	Valores de diseño de referencia	113
S.3.1.1	<i>Eucalyptus grandis</i> cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones	113
A.1.S.3	Apéndice 1 del Suplemento 3 Requisitos de calidad que deben cumplir los postes de <i>Eucalyptus Grandis</i>	115 115
S.4	Suplemento 4: Valores de diseño para uniones mecánicas	117
S.4.1	Valores de diseño de referencia	117
S.4.1.1	Valores de las propiedades para calcular la resistencia lateral de diseño de referencia (Z)	117
S.4.1.2	Resistencia a la extracción de diseño de referencia (W)	120
A.1.S.4	Apéndice 1 del Suplemento 4	123
BIBLIOGRAFÍA ESPECIFICA		
BIBLIOGRAFÍA GENERAL		

CAPÍTULO 1. REQUERIMIENTOS GENERALES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

1.1. CAMPO DE VALIDEZ

Este Reglamento define los métodos y disposiciones generales a emplear en el diseño y construcción de estructuras para edificaciones y obras civiles con madera aserrada, madera laminada encolada y productos derivados de la madera, los cuales se incluyen en el presente Reglamento constituido por Capítulos y Suplementos. También define los métodos a emplear en el diseño y fabricación de uniones simples y múltiples utilizando los elementos que en cada caso se describen.

Este Reglamento considera únicamente los requisitos relacionados con el comportamiento mecánico y durabilidad de las estructuras. No tiene en cuenta aspectos tales como el aislamiento térmico y el acústico, entre otros.

No se excluye la utilización de materiales, métodos de diseño y sistemas estructurales alternativos a los descritos en el presente Reglamento, siempre que se demuestre a través de análisis teóricos, ensayos de carga, estudio de modelos o acreditada experiencia, que los mismos tendrán un desempeño satisfactorio para el uso al cual son destinados.

En este Reglamento no se incluyen el diseño y construcción de puentes, estructuras sometidas a la acción del fuego, miembros estructurales expuestos a prolongadas temperaturas superiores a **65 °C**, así como detalles inherentes a estructuras especiales. El diseño sísmico se desarrollará en un Reglamento INPRES-CIRSOC específico.

1.2. REQUERIMIENTOS GENERALES

Una estructura debe proyectarse y construirse de tal forma que, con una probabilidad aceptable, se mantenga en buenas condiciones para el uso al que se destina, considerando su finalidad y costo de producción y mantenimiento. Asimismo, los daños debidos a sucesos accidentales o derivados de errores humanos deben resultar proporcionales a la causa que los haya producido.

Todos los miembros, uniones y sistemas estructurales deben ser capaces de soportar, con adecuada estabilidad y rigidez, la totalidad de las cargas y otras sollicitaciones que puedan ser razonablemente esperadas durante su montaje, construcción y uso, sin exceder las tensiones de diseño ajustadas y las deformaciones admisibles que se establecen en el presente Reglamento. Los valores de diseño para las tensiones y para el módulo de elasticidad, así como las disposiciones para el cálculo estructural y la construcción, están provistos en este Reglamento para obras diseñadas y ejecutadas bajo una adecuada supervisión ejercida por personas capacitadas y con experiencia.

La calidad de los materiales, incluyendo los empleados en las uniones mecánicas, debe satisfacer los requisitos que en cada caso se especifican. El manipuleo de la madera y de

los productos derivados de la madera debe contemplar la prevención de daños y de absorción de humedad por contacto con la lluvia, nieve o agua.

Durante el montaje se deben efectuar las previsiones necesarias para evitar la existencia de esfuerzos superiores a los previstos, tanto en los miembros estructurales como en las uniones mecánicas. Hasta el momento de la instalación definitiva de arriostramientos transversales, muros de corte o diafragmas, se debe prever la existencia de arriostramientos transitorios adecuados. Se debe efectuar una inspección competente para asegurar que las uniones abulonadas se encuentren firmemente ajustadas, pero sin ocasionar daños en el material debajo de las arandelas.

En estructuras que pueden experimentar cambios en el contenido de humedad durante su vida útil, o que se fabriquen o instalen con madera en estado verde, se deben efectuar previsiones orientadas a minimizar movimientos diferenciales y la generación de esfuerzos entre miembros estructurales y partes componentes, causados por los cambios dimensionales.

Las fundaciones deben ser diseñadas para proveer adecuado soporte a las cargas actuantes considerando las características resistentes del suelo, sin superar asentamientos excesivos y proveyendo adecuada seguridad contra el levantamiento. El diseño de las fundaciones debe contemplar una adecuada protección de la madera o productos derivados de la madera contra el ataque de hongos e insectos. Se deben prever drenajes que eviten la acumulación de agua y se debe evitar la presencia de elementos que faciliten el ataque biológico.

La madera o sus productos derivados empleados deben tener una adecuada durabilidad natural conforme al tipo de riesgo de ataque biológico que corresponda al proyecto. En caso contrario, deben recibir un tratamiento protector adecuado. En estructuras exteriores, el diseño debe contemplar la provisión de una protección adecuada contra el humedecimiento del material, facilitando el drenaje y evitando la presencia de detalles constructivos que provoquen la acumulación de agua o humedad. Los elementos de fijación, así como cualquier tipo de conector estructural metálico, deberán ser resistentes a la corrosión o estar protegidos contra el ataque de la misma.

1.3. RELACIÓN ENTRE LAS DISTINTAS PARTES QUE COMPONEN ESTE REGLAMENTO

Las distintas partes que componen este Reglamento, tanto los Capítulos como los Suplementos con sus Apéndices, son interdependientes. Excepto que exista una aclaración en contrario, las disposiciones de cada una de ellas se relacionan con las restantes.

1.4. PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

Este Reglamento provee requerimientos y procedimientos para el diseño estructural empleando el formato de tensiones admisibles.

Se deben considerar las acciones originadas por fuerzas aplicadas a la estructura y por deformaciones impuestas, tanto durante la construcción como a lo largo de la vida útil en servicio.

Teniendo en cuenta la importante influencia que la variación en el tiempo de las acciones ejerce sobre el comportamiento mecánico de los materiales considerados en este Reglamento, éstas deben ser clasificadas en permanentes, variables y accidentales. A su vez, se debe considerar particularmente la duración de cada acción variable (ver la Tabla 4.3-2.).

Las acciones de diseño deben ser analizadas, calculadas y superpuestas considerando el destino y las características de la estructura, de acuerdo con las disposiciones de los Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC correspondientes. También se debe considerar la variación en el espacio de las acciones, clasificándolas en fijas y móviles. Los efectos dinámicos se tendrán en cuenta en los casos que corresponda.

Las acciones provocadas por sismos deben ser determinadas de acuerdo con el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 correspondiente. El Proyectista Estructural debe considerar la probabilidad de ocurrencia de acciones accidentales y tenerlas en cuenta en el diseño cuando su magnitud no sea ni despreciable ni tan importante como para considerar irrazonable la construcción de una estructura que las soporte.

Cuando existe más de una acción variable, excepto que el Proyectista Estructural considere que deben utilizarse combinaciones más rigurosas, será de aplicación el criterio adoptado por el Reglamento CIRSOC 301-2005 (Apéndice L, apartado A-L.1) para tener en cuenta la probabilidad de actuación simultánea de las acciones, el que se reproduce a continuación:

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

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

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

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

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

D las acciones permanentes debidas al peso propio de la estructura, de todo componente de construcción previsto con carácter permanente (Reglamento CIRSOC 101-2005) y de maquinarias adheridas a la estructura y con peso definido. Dentro de estas acciones se deben considerar las originadas por deformaciones impuestas de carácter permanente.

F las acciones permanentes debidas a líquidos con presiones definidas y presencia continuada.

L las acciones variables debidas a la ocupación, al uso y montaje en pisos (Reglamento CIRSOC 101-2005). Acciones variables térmicas generadas por equipamientos o funcional, no derivadas de especificaciones normativas. Acciones variables debidas a líquidos, granos o materiales sueltos. Acciones variables debidas a maquinarias y equipos incluyendo las cargas móviles y los efectos dinámicos. Acciones variables debidas al efecto dinámico producido por maquinarias cuyo peso constituye una carga permanente.

- L**, las acciones variables en techos debidas al uso, montaje y mantenimiento (Reglamento CIRSOC 101–2005).
- S** las acciones variables debidas a la nieve y el hielo (Reglamento CIRSOC 104-2005).
- R** las acciones variables debidas al agua de lluvia o el hielo sin considerar los efectos producidos por la acumulación de agua (Reglamento CIRSOC 101–2005).
- H** las acciones variables debidas al peso y el empuje lateral del suelo y del agua contenida en el mismo.
- W** las acciones variables debidas al viento (Reglamento CIRSOC 102-2005).
- T** las acciones variables debidas a deformaciones impuestas sin carácter permanente, tales como la contracción y expansión originadas por variaciones térmicas o en el contenido de humedad.

Se deben utilizar las intensidades nominales de las acciones y aquellas acciones variables que produzcan efectos de sentido contrario no se considerarán actuando simultáneamente. El diseño estructural se debe efectuar con la combinación que resulta más desfavorable.

1.5. DOCUMENTACIÓN DE PROYECTO Y DOCUMENTACIÓN CONFORME A OBRA

La memoria de cálculo debe ser clara y fácil de revisar, incluyendo referencias a los materiales y normas consideradas, así como a las solicitaciones y deformaciones calculadas. En todos los casos se deben indicar las dimensiones de los miembros estructurales expresando si las mismas son nominales o netas para el producto especificado.

La memoria de cálculo debe ser complementada con planos de la estructura, que se ejecutarán conforme a las normas pertinentes de representación. En los planos se indicará la disposición y designación de los miembros estructurales, sus medios de unión, contraflechas y arriostramientos requeridos. En caso de ser necesario se aportarán diferentes vistas y cortes de las uniones mecánicas, en las escalas adecuadas.

La documentación de Proyecto contendrá todas las indicaciones que el Proyectista Estructural considere indispensables para la ejecución de la construcción, incluyendo especificaciones para el transporte y montaje cuando corresponda.

1.5.1. Documentación de Proyecto

La **documentación de Proyecto** es el conjunto de planos generales y de detalles básicos, memoria de cálculo y especificaciones de materiales, fabricación, protección anticorrosiva, otras protecciones, montaje y construcción de la estructura.

1.5.2. Planos

Los planos se deben ejecutar en escala adecuada a la información que presentan. Deberán contener toda la **información necesaria para la ejecución de los planos de taller y de montaje** y para la ejecución de la estructura como ser:

- (a) Dimensiones, formas seccionales y ubicación relativa de todos los miembros estructurales. Deben estar acotados niveles de pisos, ejes de vigas, centros de columnas; rigidizaciones y arriostramientos.
- (b) Tipo o tipos de estructura adoptados. Cuando así correspondiera en los planos generales y de detalles básicos, se indicarán cargas y requerimientos necesarios para la preparación de los planos de fabricación, incluyendo los esfuerzos en los miembros estructurales y sus uniones.
- (c) Especificación de los materiales a utilizar.
- (d) Detalle de las uniones; de las dimensiones y tipos de elementos a utilizar en la materialización de las uniones.
- (e) Dimensiones, detalles y materiales de todo otro componente constructivo que forme parte de la estructura.
- (f) Contraflechas
- (g) En los casos en que fuera necesario el esquema previsto para el montaje de la estructura. Indicación de: los puntos de levantamiento de los componentes a montar; posiciones que ocuparán temporariamente los equipos principales o auxiliares de montaje; arriostramientos provisionales necesarios y su anclaje; etc.
- (h) Planos de andamios y apuntalamientos que requieran cálculos estructurales.
- (i) Recaudos adoptados para garantizar la durabilidad de los materiales empleados.
- (j) Indicación de los revestimientos u otros medios de protección previstos.
- (k) Dimensiones, detalles y materiales de bases y fundaciones de la estructura.
- (l) Listado aclaratorio de la simbología especial empleada en los planos.
- (m) Toda información complementaria que el o los Proyectistas o Diseñadores Estructurales estimen conveniente para facilitar la interpretación del Proyecto o resguardar su responsabilidad.

1.5.3. Memoria de cálculo

La **memoria de cálculo** debe presentar en forma clara todo el proceso de cálculo empleado para el dimensionamiento y verificación de la resistencia y estabilidad de la estructura, sus miembros estructurales y sus uniones. En ella se debe incluir:

- (a) Memoria descriptiva de la estructura, con indicación de materiales a utilizar, síntesis del proceso de cálculo y dimensionamiento adoptado para su proyecto y tecnología prevista para su construcción.
- (b) Acciones y combinaciones de acciones consideradas con indicación de los valores nominales adoptados para las acciones y los Reglamentos aplicados.
- (c) Tipos de estructura adoptados y métodos de cálculo.
- (d) Tensiones originadas por los estados de carga considerados.
- (e) Tensiones de diseño de referencia y ajustadas correspondientes a los materiales utilizados.
- (f) Condiciones de servicio verificadas (consideradas).
- (g) Desarrollo de los detalles de uniones necesarios para la ejecución de los planos de taller.
- (h) Cuando correspondiera, procedimiento de montaje incluyendo verificación de resistencia y estabilidad de los componentes y del conjunto durante el proceso constructivo,

determinación de los puntos de levantamiento de los elementos a montar, proyecto de los apuntalamientos temporarios, etc.

- (i) Capacidad portante adoptada para el suelo de fundación.
- (j) Toda otra información complementaria que el o los Proyectistas o Diseñadores Estructurales consideren conveniente para clarificar el proceso de proyecto o resguardar su responsabilidad.

1.5.4. Especificaciones

Las especificaciones contendrán todas las indicaciones necesarias para la correcta fabricación, montaje, construcción y control de calidad de la estructura proyectada. Se podrán referenciar especificaciones contenidas en este Reglamento o en otros que sean de aplicación. Asimismo se deben indicar los aspectos básicos del plan de tareas de mantenimiento a realizar durante la vida útil de la estructura.

1.5.5. Documentación conforme a obra

La Documentación conforme a obra debe contener la información técnica que describa como está proyectada y construida la estructura debiendo individualizar a los profesionales responsables de cada etapa. Constituye la certificación de la seguridad estructural durante la vida útil mientras se conserven las condiciones consideradas en el proyecto, y el antecedente cierto para toda cuestión técnica en litigio y para proyectar modificaciones, ampliaciones o refuerzos, y para analizar las condiciones de seguridad ante cualquier cambio que altere las hipótesis del proyecto original.

Ella deberá contener:

- (a) Planos de acuerdo con el artículo 1.5.2.
- (b) Memoria de cálculo de acuerdo con el artículo 1.5.3.
- (c) Informe sobre el suelo de fundación, sus características y su capacidad portante.
- (d) Especificaciones de acuerdo con el artículo 1.5.4.
- (e) Memoria descriptiva de la construcción de la estructura, con indicación de toda modificación introducida en el proyecto original con sus respectivos planos y memoria de cálculo.
- (f) Memoria con el proceso y resultados del control de calidad efectuado.
- (g) Memoria con indicación de la protección adoptada contra los ataques biológicos, la corrosión de los elementos auxiliares metálicos y el fuego.
- (h) Plan de tareas de mantenimiento a realizar durante la vida útil.
- (i) Toda otra información que el o los Profesionales intervinientes estimen necesaria para cumplir el objetivo de la documentación conforme a obra o resguardar su responsabilidad.

1.6. MATERIALES Y NORMAS IRAM DE APLICACIÓN

Las normas IRAM e IRAM-IAS nacionales de materiales se encuentran actualmente en proceso de revisión e integración con las de los restantes países del MERCOSUR.

En general para cada Proyecto Estructural se deberán adoptar las especificaciones de materiales fijadas en la normas IRAM vigentes a la fecha de ejecución, excepto aquellos casos donde se especifique una versión de la norma IRAM de un determinado año.

1.6.1. Madera y productos derivados de la madera para uso estructural

1.6.1.1. Normas IRAM de aplicación

En los Suplementos de este Reglamento se indican las normas IRAM de aplicación a cada material considerado. En caso de que los requisitos que debe cumplir un determinado material estructural no estén estipulados en una norma IRAM vigente, los mismos se detallan en un Apéndice del Suplemento correspondiente. Por su particular importancia conforme al campo de aplicación y a los objetivos del presente Reglamento, se detallan a continuación las siguientes normas:

IRAM 9513 (2007) Postes y crucetas redondas de eucalipto, preservados, para líneas aéreas de energía eléctrica y sistemas de telecomunicaciones. Requisitos. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9660-1 (2006) Madera laminada encolada estructural. Parte 1: Clases de resistencia y requisitos de fabricación y de control. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9660-2 (2006) Madera laminada encolada estructural. Parte 2: Métodos de ensayo. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9661 (2006) Madera laminada encolada estructural. Requisitos de los empalmes por unión dentada. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9662-1 (2006) Madera laminada encolada estructural. Clasificación visual de las tablas por resistencia. Parte 1: Tablas de pino Paraná (*Araucaria angustifolia*). Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9662-2 (2006) Madera laminada encolada estructural. Clasificación visual de las tablas por resistencia. Parte 2: Tablas de eucalipto grandis (*Eucalyptus grandis*). Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9662-3 (2006) Madera laminada encolada estructural. Clasificación visual de las tablas por resistencia. Parte 3: Tablas de pino taeda y elliotti (*Pinus taeda* y *elliottii*). Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9663 (2013) Estructuras de madera. Madera aserrada y madera laminada encolada para uso estructural. Determinación de algunas propiedades físicas y mecánicas. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9664 (2013) Madera estructural. Determinación de los valores característicos de las propiedades mecánicas y la densidad. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9670 (2002) Madera estructural. Clasificación y requisitos. Clasificación en grados de resistencia para la madera aserrada de pinos resinosos (Pino elliotti y Pino taeda) del noreste argentino mediante una evaluación visual. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

1.6.1.2. Propiedades de la madera y de sus productos derivados para uso estructural

Los **valores de diseño de referencia** de las propiedades correspondientes a la madera aserrada y sus productos derivados, así como para las uniones mecánicas, se indican en los Suplementos de este Reglamento. Los mismos se presentan en forma separada para las distintas **combinaciones especie / procedencia** y para los distintos **grados de calidad** (clases resistentes) del material. En todos los casos, los valores provistos están especificados para ser utilizados con los métodos de diseño que se indican en los capítulos correspondientes.

El Suplemento 1 provee valores de diseño de referencia para madera aserrada.

El Suplemento 2 provee valores de diseño de referencia para madera laminada encolada estructural.

El Suplemento 3 provee valores de diseño de referencia para miembros estructurales de sección circular.

El Suplemento 4 provee valores de diseño de referencia para uniones mecánicas.

1.7. REGLAMENTOS Y RECOMENDACIONES DE REFERENCIA

El presente Reglamento CIRSOC 601 forma parte de la nueva generación de reglamentos que se detalla a continuación:

CIRSOC 101-2005	Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras.
CIRSOC 102-2005	Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones.
INPRES-CIRSOC 103 - 1991	Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes.
INPRES-CIRSOC 103-2005	Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes.
CIRSOC 104-2005	Reglamento Argentino de Acción de la Nieve y del Hielo sobre las Construcciones.
CIRSOC 108-2007	Reglamento Argentino de Cargas de Diseño para las Estructuras durante su Construcción.
CIRSOC 201-2005	Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón.
CIRSOC 301-2005	Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios
CIRSOC 302-2005	Elementos Estructurales de Tubos de Acero para Edificios.

CIRSOC 303-2009	<i>Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Acero de Sección Abierta Conformados en Frío.</i>
CIRSOC 304-2007	<i>Reglamento Argentino para la Soldadura de Estructuras de Acero.</i>
Recomendación CIRSOC 305-2007	<i>Recomendación para Uniones Estructurales con Bulones de Alta Resistencia.</i>
Recomendación CIRSOC 307-2014	<i>Guía para la Construcción Metálica (en preparación).</i>
CIRSOC 308-2007	<i>Reglamento Argentino de Estructuras Livianas para Edificios con Barras de Acero de Sección Circular.</i>
CIRSOC 309-2015	<i>Reglamento Argentino de Estructuras Mixtas (en preparación).</i>
CIRSOC 401-2013	<i>Reglamento Argentino de Estudios Geotécnicos</i>

1.8. UNIDADES

Las unidades utilizadas en este Reglamento corresponden al Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA) según Ley 19511/1972.

1.9. SIMBOLOGÍA GENERAL

A continuación y como Anexo al Capítulo 1 se presenta la Simbología General, utilizada en este Reglamento.

SIMBOLOGÍA GENERAL

En este anexo se definen los símbolos principales. Existen otros símbolos cuya definición se incluye en el artículo en el cual aparecen. En caso de existir diferentes interpretaciones para un mismo símbolo se debe considerar la definición que aparece en el artículo en el cual el símbolo es utilizado.

A	área bruta de la sección transversal de un miembro estructural.
A_n	área neta de la sección transversal en la zona de una entalladura.
A_{net}	área neta de la sección transversal en la zona de una unión.
C_C	factor de curvatura.
C_D	factor de duración de la carga.
C_F	factor de tamaño.
C_g	factor de acción de grupo.
C_L	factor de estabilidad lateral de la viga.
C_M	factor de condición de servicio.
C_P	factor de estabilidad del miembro comprimido.
C_r	factor de distribución lateral de cargas.
C_t	factor de temperatura.
C_{tn}	factor de clavado oblicuo.
C_v	factor de volumen.
COV_E	coeficiente de variación del módulo de elasticidad.
D	diámetro nominal de un elemento de fijación.
D_r	diámetro del núcleo de un elemento de fijación.
E y E'	módulo de elasticidad de referencia y ajustado, respectivamente.
$E_{0,05}$ y $E'_{0,05}$	módulo de elasticidad para el cálculo de deformaciones en situaciones de diseño críticas, de referencia y ajustado, respectivamente.
E_{min} y E'_{min}	módulo de elasticidad para el cálculo de la estabilidad de vigas y columnas, de referencia y ajustado, respectivamente.
F_b y F'_b	tensión de diseño en flexión, de referencia y ajustada, respectivamente.
F_{b1} y F'_{b1}	tensión de diseño en flexión respecto del eje de mayor momento de inercia,

de referencia y ajustada, respectivamente.

F_{b2} y F'_{b2} tensión de diseño en flexión respecto del eje de menor momento de inercia, de referencia y ajustada, respectivamente.

F_{bE} tensión crítica de pandeo en miembros flexionados.

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

F_c y F'_c tensión de diseño en compresión paralela a las fibras, de referencia y ajustada, respectivamente.

F_{cE} tensión crítica de pandeo en miembros comprimidos.

F_{cE1} tensión crítica de pandeo en miembros comprimidos respecto del eje de mayor momento de inercia.

F_{cE2} tensión crítica de pandeo en miembros comprimidos respecto del eje de menor momento de inercia.

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

$F_{c\perp}$ y $F'_{c\perp}$ tensión de diseño en compresión perpendicular a las fibras, de referencia y ajustada, respectivamente.

F_{em} resistencia al aplastamiento de referencia del miembro principal.

F_{es} resistencia al aplastamiento de referencia del miembro lateral.

$F_{e//}$ resistencia al aplastamiento de referencia en dirección paralela a las fibras.

$F_{e\perp}$ resistencia al aplastamiento de referencia en dirección perpendicular a las fibras.

$F_{e\theta}$ resistencia al aplastamiento de referencia inclinada un ángulo θ respecto de la dirección de las fibras.

F_{rt} y F'_{rt} tensión de diseño en tracción radial perpendicular a las fibras, de referencia y ajustada, respectivamente.

F_t y F'_t tensión de diseño en tracción paralela a las fibras, de referencia y ajustada, respectivamente.

F_u tensión de rotura en tracción del elemento de fijación.

F_v y F'_v tensión de diseño en corte paralelo a las fibras, de referencia y ajustada, respectivamente.

F_y tensión de fluencia del elemento de fijación.

F_{yb}	tensión de fluencia en flexión del elemento de fijación.
F'_θ	tensión de diseño en compresión inclinada un ángulo θ respecto de la dirección de las fibras, ajustada.
G	gravedad específica.
G_v y G'_v	módulo de elasticidad transversal de referencia y ajustado, respectivamente.
I	momento de inercia.
K	coeficiente que relaciona la deformación producida por el esfuerzo de corte con la deformación producida por el momento flector.
K_{cr}	factor de deformación dependiente del tiempo.
K_e	factor de longitud efectiva para barras comprimidas.
M	momento flector actuante.
M_r y M'_r	momento flector de diseño, de referencia y ajustado, respectivamente.
P	esfuerzo normal actuante.
Q	momento estático de un área respecto del eje neutro.
R_B	relación de esbeltez lateral de la viga.
R_r y R'_r	fuerza de reacción en el apoyo de diseño, de referencia y ajustada, respectivamente.
S	módulo resistente de la sección.
T	temperatura.
V	esfuerzo de corte actuante.
V_r y V'_r	esfuerzo de corte de diseño, de referencia y ajustado, respectivamente.
W y W'	resistencia a la extracción de diseño, de referencia y ajustada, respectivamente.
Z y Z'	resistencia lateral de diseño, de referencia y ajustada, respectivamente.
b	ancho de la sección transversal en un miembro estructural flexionado.
c	distancia desde el eje neutro hasta la fibra más alejada.
d	altura de la sección transversal en un miembro estructural flexionado o ancho de la misma en un miembro estructural sometido a esfuerzo normal.
d_e	altura efectiva de la sección transversal en una unión.

d_n	altura de un miembro estructural en la zona de una entalladura.
e	excentricidad.
e_1	excentricidad medida en forma paralela al lado mayor de la sección transversal.
e_2	excentricidad medida en forma paralela al lado menor de la sección transversal.
f_b	tensión originada por el momento flector.
f_{b1}	tensión originada por el momento flector producido por las cargas transversales actuando según el plano de mayor momento de inercia.
f_{b2}	tensión originada por el momento flector producido por las cargas transversales actuando según el plano de menor momento de inercia.
f_c	tensión originada por el esfuerzo de compresión paralelo a la dirección de las fibras.
$f_{c\perp}$	tensión originada por el esfuerzo de compresión perpendicular a la dirección de las fibras.
f_r	tensión radial originada por el momento flector en un miembro estructural curvo.
f_t	tensión originada por el esfuerzo de tracción paralelo a la dirección de las fibras.
f_v	tensión originada por el esfuerzo de corte.
l	longitud de cálculo de una viga o distancia entre arriostramientos laterales en un miembro comprimido.
l_e	longitud efectiva de pandeo lateral de una viga o longitud efectiva de pandeo de un miembro comprimido.
l_{e1}	la longitud efectiva de pandeo respecto del eje de mayor momento de inercia.
l_{e2}	la longitud efectiva de pandeo respecto del eje de menor momento de inercia.
l_m	longitud del elemento de fijación dentro del miembro principal.
l_s	longitud del elemento de fijación dentro del miembro lateral.
l_u	separación entre arriostramientos laterales de una viga.
t	espesor de un miembro estructural.

w	carga de extracción aplicada a una unión.
z	carga lateral aplicada a una unión.
Δ_f	deformación final.
Δ_{fnet}	deformación final neta.
$\Delta_{fnet(TC)}$	deformación final neta producida por la totalidad de las cargas.
Δ_i	deformación inicial.
$\Delta_{i(CD)}$	deformación instantánea producida por las cargas de corta duración.
$\Delta_{i(LD)}$	deformación instantánea producida por las cargas permanentes y de larga duración.
$\Delta_{i(V)}$	deformación instantánea producida por las cargas variables.
Δ_{zi}	deslizamiento instantáneo en una unión con elementos tipo clavija sometida a carga lateral.
Δ_{zf}	deslizamiento final en una unión con elementos tipo clavija sometida a carga lateral.
$\rho_{0,05}$	valor característico de la densidad (5 %), obtenido con un contenido de humedad del 12 % .

CAPÍTULO 2 . VALORES DE DISEÑO

2.1. ASPECTOS GENERALES

Todos los miembros estructurales y conexiones deben contar con las dimensiones y capacidad necesarias para equilibrar las acciones aplicadas sin exceder las tensiones de diseño ajustadas y las deformaciones admisibles calculadas según las prescripciones de este Reglamento.

Las tensiones de diseño ajustadas se deben obtener multiplicando las tensiones de diseño de referencia por los factores de ajuste especificados. El módulo de elasticidad de diseño ajustado se debe obtener multiplicando el módulo de elasticidad de diseño de referencia por los factores de ajuste especificados. Para determinados miembros estructurales, tales como las vigas prefabricadas, los valores de diseño de referencia usualmente no se expresan a través de las tensiones y del módulo de elasticidad sino a través de otras magnitudes relacionadas, como el momento flector, el esfuerzo de corte o la rigidez. En estos casos el valor de diseño ajustado para una determinada magnitud se debe obtener multiplicando el correspondiente valor de diseño de referencia por los factores de ajuste especificados.

En este Reglamento se consideran **condiciones usuales de utilización**. Los valores de diseño ajustados para miembros de madera o productos derivados de la madera y sus uniones que se destinen a usos especiales, deben ser apropiados para las condiciones en que se empleen. En esos casos se debe tener en cuenta la influencia que sobre las propiedades del material ejercen los cambios en el **contenido de humedad, duración de las cargas y distintos tipos de tratamientos**. Es responsabilidad del Proyectista Estructural ajustar los valores de diseño de referencia con los factores apropiados para cada caso de utilización especial, considerando las condiciones de servicio asumidas para la estructura.

2.2. VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA

Los **valores de diseño de referencia**, así como los factores de ajuste estipulados para la madera aserrada y para los productos derivados de la madera que se incluyen en el presente Reglamento y sus Suplementos, están especificados para ser utilizados con los métodos que se indican en los Capítulos correspondientes.

Los Capítulos 4 a 7 contienen disposiciones de diseño para miembros estructurales de madera aserrada (Capítulo 4), miembros estructurales de madera laminada encolada estructural (Capítulo 5), miembros estructurales de sección transversal circular (Capítulo 6), miembros estructurales prefabricados de madera compuesta y de tableros (Capítulo 7). Los Capítulos 8 y 9 contienen disposiciones de diseño para uniones mecánicas y para sistemas estructurales, respectivamente. En cada Suplemento se especifica el procedimiento adoptado para la inclusión de nuevos valores o la modificación de los existentes.

2.3. AJUSTE DE LOS VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA

Para calcular los **valores de diseño ajustados**, los valores de diseño de referencia deben ser multiplicados por todos los factores de ajuste aplicables.

La aplicación de los factores de ajuste a los valores de diseño de referencia se define en los Capítulos correspondientes al material empleado: en el Capítulo 4 para miembros estructurales de madera aserrada, en el Capítulo 5 para miembros estructurales de madera laminada encolada estructural, en el Capítulo 6 para miembros estructurales de sección transversal circular y en el Capítulo 7 para miembros estructurales prefabricados, de madera compuesta y de tableros. La aplicación de los factores de ajuste a los valores de diseño de referencia para uniones mecánicas se define en el Capítulo 8.

Los **valores de diseño de referencia** estipulados en este Reglamento y sus Suplementos expresan las propiedades del material en las condiciones de servicio usuales en la mayoría de las estructuras portantes de madera o materiales derivados de la madera. Consecuentemente, numerosos factores de ajuste aplicables son iguales a 1 en la mayoría de las situaciones de diseño. A modo de ejemplo, en el proyecto de miembros estructurales ubicados en ambientes interiores, no se requieren ajustes por condición de servicio (contenido de humedad del miembro estructural) ni temperatura.

CAPÍTULO 3. DISPOSICIONES Y EXPRESIONES PARA EL DISEÑO

3.1. ASPECTOS GENERALES

Este Capítulo establece disposiciones generales de diseño que son de aplicación general a los miembros estructurales y uniones contempladas en este Reglamento. Las disposiciones particulares se especifican en los Capítulos correspondientes y los valores de diseño de referencia se indican en los respectivos suplementos.

Con excepción de las especificaciones indicadas en el artículo 3.6 para miembros comprimidos, **en el cálculo de la capacidad portante de un miembro estructural se debe utilizar la sección neta**. El área neta de una sección transversal de un miembro estructural se debe obtener deduciendo del área bruta la proyección del material removido de la sección por cepillado, construcción de orificios, rebajes, o cualquier tipo de debilitamiento. En uniones construidas con anillos o placas de corte, para el cálculo de la sección neta se deducirá del área de la sección bruta la proyección de las áreas del orificio del bulón y de la ranura donde se ubica el anillo o la placa de corte.

En uniones construidas con bulones u otros elementos de fijación del tipo clavija, colocados en tresbolillo y cargados en dirección paralela a las fibras, para el cálculo de la sección neta, A_{net} , se considerará que dos elementos de fijación ubicados sobre filas adyacentes pertenecen a una misma sección si la distancia entre ambos en la dirección de las fibras es menor que **4 veces** su diámetro. En uniones construidas con anillos o placas de corte colocados en tresbolillo, dos conectores pertenecientes a filas adyacentes se considerarán ubicados sobre una misma sección transversal cuando la distancia entre ellos, en dirección paralela a las fibras, sea menor o igual que el diámetro de uno de ellos (ver la Figura 3.1-1).

Los efectos de cualquier excentricidad de las cargas deben ser tenidos en cuenta. En las uniones, los miembros estructurales y los elementos de fijación deben ser dispuestos simétricamente salvo que los esfuerzos inducidos por la excentricidad sean tenidos en cuenta en el diseño.

Los miembros estructurales individuales simples deben tener un **espesor nominal mínimo de 25 mm** y una **sección transversal mínima de 1875 mm²**, salvo que las especificaciones de los medios de unión exijan dimensiones mínimas superiores. Los entablados estructurales deben tener un **espesor nominal mínimo de 19 mm**.

Los cálculos para determinar la resistencia y la rigidez de los miembros estructurales se deben realizar en **todos los casos** considerando las **dimensiones reales**, aunque la provisión del material se efectúe en base a sus dimensiones nominales. En particular, se tendrán en cuenta las **reducciones ocasionadas por el cepillado**.

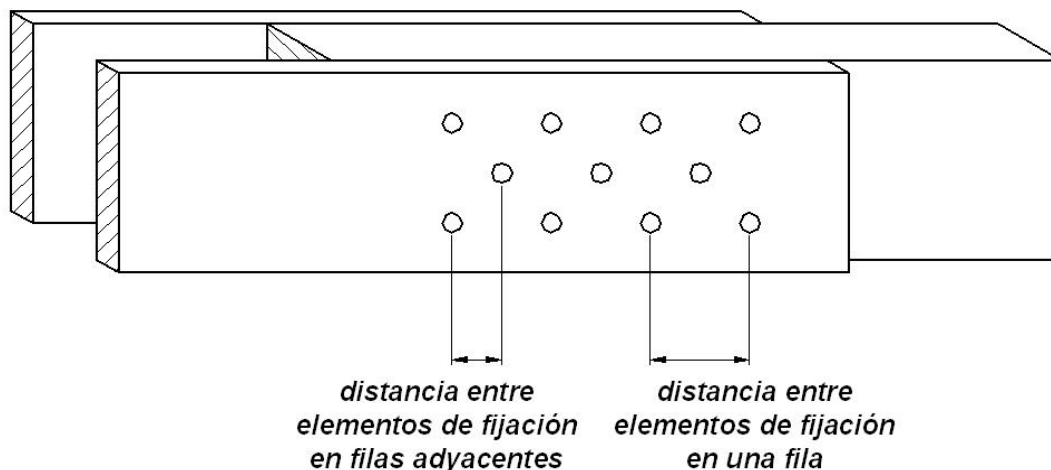


Figura 3.1-1. Distancia entre elementos de fijación colocados en tresbolillos.

Las construcciones compuestas de madera y productos derivados de la madera, o madera-hormigón y madera-acero, se deben diseñar de acuerdo con los principios de la ingeniería estructural y utilizando los valores de diseño ajustados que se especifican en el presente Reglamento para los miembros estructurales y para las uniones mecánicas.

3.2. MIEMBROS FLEXIONADOS – ASPECTOS GENERALES

▪ Luz de cálculo

La **luz de cálculo** de las vigas simplemente apoyadas, continuas o en voladizo, debe ser considerada igual a la **distancia libre entre soportes más la mitad de la longitud de apoyo necesaria en cada extremo**.

▪ Distribución lateral de cargas concentradas

Este Reglamento permite considerar la **distribución lateral de cargas concentradas que solicitan críticamente a una viga**. La distribución se puede materializar a través de miembros transversales o pisos hacia miembros paralelos adyacentes a la viga cargada.

▪ Entalladuras

Las **vigas no deben ser rebajadas**, excepto en las condiciones que se especifican en los Capítulos correspondientes a cada material. Un rebaje inclinado, desde la altura reducida de la viga hacia la sección completa, disminuye la concentración de tensiones en comparación con las que se producen por un rebaje recto.

El **efecto de una entalladura sobre la resistencia y rigidez de una viga**, por la concentración de tensiones que ella produce, se puede considerar despreciable si la profundidad y la longitud del rebaje no superan la sexta y la tercera parte de la altura de la viga, respectivamente. El efecto de una entalladura sobre la resistencia al esfuerzo de corte se considera en el artículo 3.2.2.

3.2.1. Miembros flexionados – esfuerzos de flexión

▪ Resistencia a la flexión

La tensión originada por el momento flector, f_b , no debe exceder en ningún caso la tensión de diseño en flexión ajustada, F'_b .

▪ Expresiones de diseño para la flexión

La tensión producida por el momento flector actuante, M , en una viga recta de sección transversal constante se debe calcular según la siguiente expresión:

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

En el caso particular de vigas con sección transversal maciza rectangular, de ancho b y altura d , la expresión anterior se transforma en:

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

Y para el caso de vigas con sección transversal circular de diámetro igual a d :

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{32M}{\pi d^3}, \text{ ya que } I = \frac{\pi d^4}{64}, \text{ y } S = \frac{I}{c} = \frac{\pi d^3}{32}, \text{ siendo } c = d/2$$

▪ Factor de estabilidad lateral de la viga (C_L)

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_u 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.

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

Viga en voladizo ⁽¹⁾	Para $l_u/d < 7$	Para $l_u/d \geq 7$
Carga uniformemente distribuida	$l_e = 1,33 l_u$	$l_e = 0,90 l_u + 3 d$
Carga concentrada en el extremo	$l_e = 1,87 l_u$	$l_e = 1,44 l_u + 3 d$
Viga simplemente apoyada ^(1,2)	Para $l_u/d < 7$	Para $l_u/d \geq 7$
Carga uniformemente distribuida	$l_e = 2,06 l_u$	$l_e = 1,63 l_u + 3 d$
Carga concentrada en el centro sin arriostramientos laterales intermedios	$l_e = 1,80 l_u$	$l_e = 1,37 l_u + 3 d$
Carga concentrada en el centro con arriostramiento lateral en el centro	$l_e = 1,11 l_u$	
2 cargas concentradas iguales en puntos a 1/3 de la luz con arriostramientos en esos puntos	$l_e = 1,68 l_u$	
3 cargas concentradas iguales en puntos a 1/4 de la luz con arriostramientos en esos puntos	$l_e = 1,54 l_u$	
4 cargas concentradas iguales en puntos a 1/5 de la luz con arriostramientos en esos puntos	$l_e = 1,68 l_u$	
5 cargas concentradas iguales en puntos a 1/6 de la luz con arriostramientos en esos puntos	$l_e = 1,73 l_u$	
6 cargas concentradas iguales en puntos a 1/7 de la luz con arriostramientos en esos puntos	$l_e = 1,78 l_u$	
7 o más cargas concentradas iguales igualmente espaciadas con arriostramientos en los puntos de aplicación	$l_e = 1,84 l_u$	
Momentos extremos iguales	$l_e = 1,84 l_u$	
<p>(1) Para vigas simplemente apoyadas o en voladizo con cargas no contempladas en esta Tabla: para $l_u/d < 7$: $l_e = 2,06 l_u$ para $7 \leq l_u/d < 14,3$: $l_e = 1,63 l_u + 3 d$ para $l_u/d \geq 14,3$: $l_e = 1,84 l_u$</p> <p>(2) Para vigas continuas los valores se deben adoptar de Tablas específicas o se deben determinar a través de un análisis estructural.</p>		

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

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

y el factor de estabilidad lateral de la viga:

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

siendo:

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

Las vigas sometidas a flexión alrededor de ambos ejes principales (flexión biaxial) se deben diseñar de acuerdo con las disposiciones del artículo 3.5.2.

3.2.2. Miembros flexionados – Esfuerzos de corte

▪ Resistencia al corte paralelo a la dirección de las fibras (corte horizontal)

La **tensión de corte paralela a la dirección de las fibras**, f_v , producida por el esfuerzo de corte actuante, V , no debe exceder en ningún caso la tensión de diseño en corte paralelo a las fibras ajustada, F'_v . No se requiere una comprobación de las tensiones de corte en dirección perpendicular a las fibras.

Los procedimientos especificados en este Reglamento para calcular la tensión efectiva de corte, f_v , en la zona cercana a los apoyos, **están limitados a vigas sólidas tales como las de madera aserrada, laminada encolada u otras similares**. En vigas de otros tipos, así como ante la presencia de uniones en las zonas cercanas a los apoyos, el análisis de las tensiones producidas por el esfuerzo de corte y el diseño se deben basar en resultados de ensayos u otras técnicas alternativas especiales.

▪ Expresiones de diseño para el esfuerzo de corte

La tensión de corte paralela a la dirección de las fibras, producida en vigas del tipo

descrito en el artículo anterior por el esfuerzo de corte actuante normalmente al eje de mayor momento de inercia, V , se debe calcular según la siguiente expresión:

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

En el caso particular de vigas con sección transversal maciza rectangular, de ancho b y altura d , la expresión anterior se transforma en:

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

siendo:

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

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

▪ Determinación del esfuerzo de corte actuante

Para calcular el esfuerzo de corte actuante, V , se debe considerar:

- a) en vigas apoyadas sobre el borde inferior y cargadas sobre el superior, se pueden despreciar las cargas distribuidas aplicadas a una distancia no mayor a la altura de la viga, d , desde el borde interior del apoyo. El valor de las cargas concentradas aplicadas a una distancia x desde el borde interior del apoyo, siendo $x < d$, se pueden multiplicar por el factor x / d .
- b) en vigas apoyadas sobre el borde inferior, solicitadas en el borde superior por una carga móvil o por varias cargas móviles donde una es considerablemente mayor a las restantes, ésta se debe aplicar a una distancia igual a la altura de la viga, d , desde el borde interior del apoyo, manteniendo las restantes en sus posiciones y despreciando las ubicadas a una distancia menor a la altura de la viga desde el borde interior del apoyo. Cuando existen dos o más cargas móviles de similar valor y próximas entre sí, ellas se deben considerar en la ubicación que produce el mayor esfuerzo de corte, despreciando el efecto de cualquier carga que se sitúa a una distancia menor a la altura de la viga desde el borde interior del apoyo.

▪ Capacidad de las secciones debilitadas por entalladuras o medios de unión para tomar esfuerzo de corte

Para una viga con sección transversal rectangular, y entallada sobre la cara traccionada, su capacidad para tomar esfuerzo de corte, reducida por la entalladura, se debe calcular con la siguiente expresión:

$$V'_r = \left(\frac{2}{3} F'_v b d_n \right) \left(\frac{d_n}{d} \right)^2 \quad (3.2.2-3)$$

siendo:

V'_r el esfuerzo de corte de diseño ajustado.

F'_v la tensión de diseño en corte paralelo a las fibras ajustada.

d_n la altura reducida por la entalladura.

Para una viga de sección transversal circular, y entallada sobre la cara traccionada, su capacidad para tomar esfuerzo de corte, reducida por la entalladura, se debe calcular con la siguiente expresión:

$$V'_r = \left(\frac{2}{3} F'_v A_n \right) \left(\frac{d_n}{d} \right)^2 \quad (3.2.2-4)$$

siendo:

A_n el área de la sección transversal en la zona de la entalladura.

Para vigas con otro tipo de secciones transversales que las anteriormente expuestas, y entalladas sobre la cara traccionada, el cálculo de V'_r se debe basar en un análisis estructural que tenga en cuenta la concentración de tensiones en la zona debilitada.

Para una viga entallada sobre la cara comprimida, como se indica en la Figura 3.2.2-1, V'_r se debe calcular con la siguiente expresión:

$$V'_r = \frac{2}{3} F'_v b \left[d - \left(\frac{d - d_n}{d_n} \right) e \right] \quad (3.2.2-5)$$

siendo:

e la distancia desde el borde interior del apoyo hasta la finalización de la entalladura, pero debe ser $e \leq d_n$. Si $e > d_n$, d_n se debe utilizar en lugar de d para calcular f'_v con la expresión 3.2.2-2.

Si el rebaje es inclinado, d_n se debe medir en coincidencia con el borde interior del apoyo como se indica con una línea de trazos en la Figura 3.2.2-1.

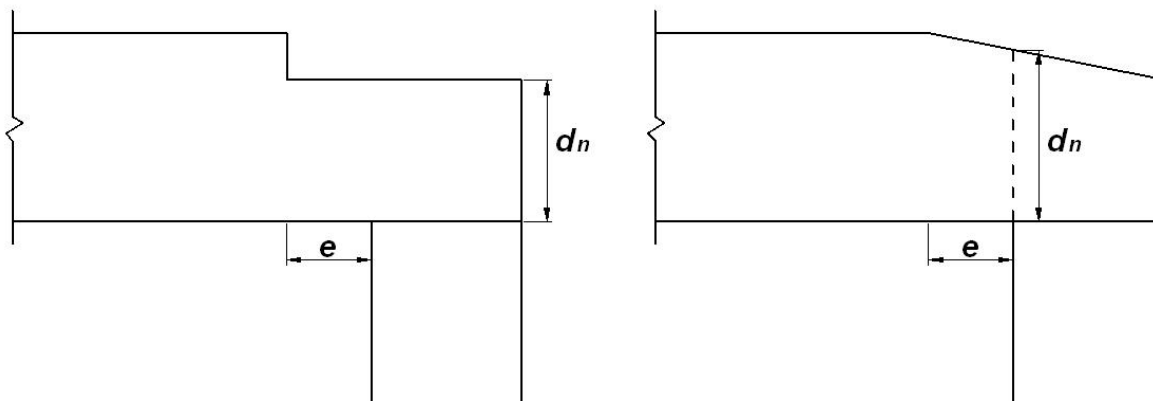


Figura 3.2.2-1. Vigas entalladas en la cara comprimida.

Para una viga soportada por una unión materializada con anillos, placas de corte, bulones o tirafondos, como se indica en la Figura 3.2.2-2., en la que la distancia de la unión al extremo de la viga sea menor que **5 veces** su altura, la capacidad de la viga para tomar esfuerzo de corte se debe calcular con la siguiente expresión:

$$V'_r = \left(\frac{2}{3} F'_v b d_e \right) \left(\frac{d_e}{d} \right)^2 \quad (3.2.2-6)$$

siendo:

d_e la altura efectiva en la unión. Para **anillos y placas de corte** es la altura de la viga menos la distancia desde el borde descargado hasta el borde más cercano de un anillo o placa de corte. Para **bulones o tirafondos** es la altura de la viga menos la distancia desde el borde descargado hasta el centro del elemento de fijación más cercano (ver la Figura 3.2.2-2.).

Si la distancia de la unión al extremo de la viga es igual o mayor que **5 veces** su altura, V'_r se debe calcular con la siguiente expresión:

$$V'_r = \frac{2}{3} F'_v b d_e \quad (3.2.2-7)$$

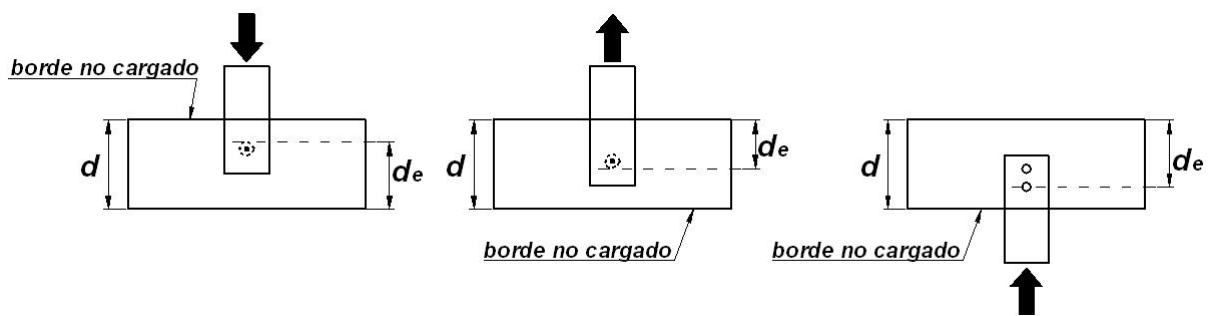


Figura 3.2.2-2. Altura efectiva de una viga en la unión.

3.2.3. Miembros flexionados – Verificación de las condiciones de servicio: Deformaciones y vibraciones

▪ Cálculo de las deformaciones instantáneas

El cálculo de las deformaciones instantáneas, Δ_i , o sea aquellas que ocurren inmediatamente después de aplicadas las cargas, se debe efectuar por medio de los métodos habituales empleados en la ingeniería estructural. Cuando las exigencias del diseño lo requieran, el Proyectista Estructural puede considerar en el cálculo la influencia del esfuerzo de corte sobre las deformaciones. Este aspecto debe ser considerado especialmente en el diseño de vigas prefabricadas (ver el Capítulo 7).

La norma ASTM D198 (2005) indica un método para relacionar el valor del módulo de elasticidad libre de la influencia del esfuerzo de corte con el que la incluye, el cual es válido para vigas con sección transversal rectangular homogénea. Resultados de ensayos estandarizados con vigas de madera aserrada y laminada encolada de tamaño estructural, con una luz igual a **18 veces** su altura, han mostrado que el valor del módulo de elasticidad calculado en flexión pura es aproximadamente un **5 %** mayor que el obtenido con un componente de deformación debida al esfuerzo de corte. Los valores del módulo de elasticidad de referencia especificados en el Suplemento 1 y en el Suplemento 2 de este Reglamento para madera aserrada y madera laminada encolada estructural, respectivamente, **incluyen el componente de deformación debida al esfuerzo de corte.**

Los valores del módulo de elasticidad de referencia, **E**, indicados en este Reglamento y sus Suplementos, son valores medios. La experiencia indica que el valor medio ajustado, **E'**, obtenido multiplicando **E** por todos los factores de ajuste aplicables, es adecuado para calcular las deformaciones instantáneas en estructuras usuales. Si en situaciones de diseño críticas se justifica un control más exhaustivo, el Proyectista Estructural puede decidir emplear el valor de **E'_{0,05}**, obtenido multiplicando **E_{0,05}** por todos los factores de ajuste aplicables. **E_{0,05}** corresponde al percentil **5 %** del módulo de elasticidad, o sea **E_{0,05} = E (1 – 1,645 COV_E)**, admitiendo un valor igual a **0,20** para el coeficiente de variación del módulo de elasticidad (**COV_E**). En los suplementos de este cuerpo se indican los correspondientes valores de **E_{0,05}**.

▪ Cálculo de las deformaciones diferidas

Las vigas de madera o productos derivados de la madera tienen la propiedad de incrementar las deformaciones a través del tiempo. La deformación final experimentada luego del transcurso de un determinado tiempo se compone de la deformación instantánea

y de la deformación diferida. Esta última depende de la **duración de la carga** y del **contenido de humedad de la viga**. Adquiere importancia cuando las cargas son permanentes, o de larga duración (ver la Tabla 4.3-2.) como las cargas normales (**10 años**), y se incrementa considerablemente en las **vigas cargadas en estado verde** que secan bajo carga y en las que experimentan variaciones en el contenido de humedad bajo carga durante su vida útil.

La **deformación final**, Δ_f , debe ser controlada cuando las cargas permanentes y las de larga duración, tales como las sobrecargas de uso, representan un porcentaje relativamente alto del total de las cargas de diseño.

Si bien las sobrecargas de uso son generalmente consideradas como cargas de larga duración, el Proyectista Estructural puede evaluarlas particularmente en cada caso cuando aplique la expresión 3.2.3-1. Un análisis detallado de las sobrecargas de uso puede proporcionar información que permita diferenciar aquellas que se corresponden con una duración acumulada de 10 años durante la vida útil de la estructura (ver la Tabla 4.3-2), como generalmente sucede con las cargas almacenadas en depósitos, de aquellas que tienen una duración acumulada mucho menor a la antes señalada y consecuentemente pueden ser tratadas como cargas de corta duración. Las sobrecargas por mantenimiento en cubiertas, así como un porcentaje de la sobrecarga de uso debido a la ocupación en locales de viviendas, a modo de ejemplo, constituyen casos en los cuales la duración acumulada suele ser inferior a **10 años** durante la vida útil de la estructura.

Para la determinación de las **deformaciones diferidas** se debe aplicar la siguiente expresión:

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

siendo:

- 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.

Nota: Si el fabricante de vigas prefabricadas de madera compuesta y de tableros provee valores de **K_{cr}** superiores a los indicados, se deberán considerar los provistos por el fabricante. A su vez, en caso de que el fabricante autorice el empleo de estos materiales en una condición de servicio que determine en ellos un contenido de humedad igual o superior al **16 %**, el Proyectista Estructural deberá solicitar al fabricante la provisión de los valores que correspondan para **K_{cr}** .

Δ_f la deformación final.

$\Delta_{i(LD)}$ la deformación instantánea producida por las cargas permanentes y de larga duración.

$\Delta_{i(CD)}$ la deformación instantánea producida por las cargas de corta duración.

▪ Control de deformaciones

La **deformación máxima admisible de una viga** se debe establecer de acuerdo con el tipo de estructura y los requerimientos del Proyecto. Se deben tener en cuenta las posibilidades de ocasionar daños a los recubrimientos así como de afectar el confort y la estética. Una manera práctica de establecer un límite para las deformaciones es expresarlo en función de la longitud de la viga. La experiencia indica que cuando la flecha máxima alcanza **1/300** de la longitud de una viga apoyada o **1/150** de la luz de un voladizo, la misma se hace visible y para valores mayores a ella se pueden comenzar a producir daños en determinados tipos de recubrimientos. Valores superiores a **1/200** de la longitud de una viga apoyada normalmente vienen acompañados de inconvenientes de funcionamiento. En ausencia de requisitos especiales se recomiendan los valores admisibles expresados en la Tabla 3.2.3-1., los cuales se presentan a título informativo y pueden ser modificados por el Proyectista Estructural conforme a los requerimientos de la obra.

▪ Contraflechas

En el cálculo de la **deformación final neta originada por la totalidad de las cargas**, con el fin de compararla con el valor recomendado en la tercera columna de la Tabla 3.2.3-1., se deberá deducir la contraflecha, en el caso de que exista. Ésta no será tomada en cuenta en el cálculo de la deformación instantánea originada por las cargas variables.

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.		

▪ Control de las vibraciones

Adicionalmente al control de las deformaciones, se debe asegurar que las acciones dinámicas no provoquen vibraciones que puedan perjudicar la funcionalidad de la estructura y el confort de los usuarios. La limitación de las deformaciones no garantiza la eliminación de vibraciones perjudiciales, ya que en este último caso adquieren importancia variables tales como la distribución de las masas y el amortiguamiento. Uno de los problemas típicos asociados a esta temática es el constituido por las vibraciones inducidas por el tránsito humano en los entresijos y, en contraste con las estructuras de hormigón armado, en las construcciones de madera adquiere importancia la presencia de la sobrecarga y su distribución, ya que en muchas ocasiones representa un porcentaje importante de la masa del sistema vibrante.

Resultados de investigaciones sugieren que un método simple para minimizar las vibraciones originadas por el tránsito humano es **controlar la rigidez del entresijo a través de asegurar un valor mínimo de su frecuencia natural de vibración (f_0)** y limitar su deformación instantánea bajo la acción de una carga concentrada igual a **1 kN**. Considerando que la percepción de este tipo de vibraciones por parte de las personas disminuye sensiblemente cuando f_0 supera **8 Hz** y muy sensiblemente cuando supera **12 Hz**, en ausencia de requisitos especiales, y de no emplearse métodos más precisos de cálculo, para entresijos simplemente apoyados **se recomienda que la frecuencia natural de vibración sea superior a 8 Hz** (ciclos / segundo), la que se puede calcular con la siguiente expresión:

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

siendo:

- ℓ la luz de cálculo (en m).
- E' el módulo de elasticidad ajustado (en N / m²).
- I el momento de inercia de la sección transversal de los miembros resistentes existentes en una franja de entresijo con ancho igual a 1 m (m⁴ / m = m³).
- m_{ua} la masa del entresijo por unidad de área (kg / m² = Ns² / m³).

A su vez, la **deformación instantánea** producida por una carga concentrada de **1 kN** ubicada en el centro del vano, $\Delta_{i(1kN)}$, no debería exceder los límites indicados en la expresión 3.2.3-3:

$$\Delta_{i(1kN)} \leq 7,5 / \ell^{1,2} \text{ mm} \leq 1,5 \text{ mm} \quad (3.2.3-3)$$

siendo:

- ℓ la luz de cálculo expresada en metros.

3.3. MIEMBROS COMPRIMIDOS – ASPECTOS GENERALES

Las especificaciones que se indican en este artículo son válidas para cualquier tipo de miembro estructural comprimido, ya sea actuando en forma aislada como soporte o columna, como barra perteneciente a un reticulado, o formando parte de un sistema estructural. En particular, se especifican métodos de diseño para los siguientes tipos de miembros comprimidos:

Miembros simples: Constituidos por una única pieza de madera aserrada o de madera laminada encolada.

Miembros compuestos unidos mecánicamente en forma directa: Constituidos por dos o más tablas de igual ancho, con sus caras en contacto y unidas por medio de clavos o bulones.

Miembros compuestos unidos con la interposición de separadores o con presillas laterales: Constituidos por dos o más piezas individuales, con sus ejes longitudinales paralelos, separadas en los extremos y en puntos intermedios a través de piezas de madera ubicadas entre las piezas longitudinales o vinculadas a través de presillas laterales.

Miembros compuestos unidos en celosía: Constituidos por dos o más piezas individuales, con sus ejes longitudinales paralelos, vinculadas a través de celosías o triangulaciones laterales.

▪ Compresión paralela a las fibras

La tensión originada por el esfuerzo de compresión paralelo a la dirección de las fibras, f_c , no debe exceder en ningún caso la tensión de diseño en compresión paralela a las fibras ajustada, F'_c .

El cálculo de f_c debe ser efectuado considerando el área neta de la sección (ver el artículo 3.1.) cuando la sección debilitada se ubique en la zona de la barra que resulta crítica para el pandeo.

Cuando la reducción se ubique en una zona de la barra que no resulte crítica para el pandeo, el cálculo de f_c deberá ser efectuado considerando el **área bruta de la sección**. En este caso, la verificación de la sección transversal debilitada se debe realizar en base a la sección neta pero sin considerar el efecto de pandeo, es decir que f_c no debe superar el valor de F_c multiplicado por todos los factores de ajuste aplicables excepto C_P .

El **factor de estabilidad lateral del miembro comprimido (C_P)**, cuyo cálculo se indica en los artículos siguientes, incluye la consideración de la falta de homogeneidad y de las imperfecciones geométricas consideradas normales para el material. En caso de que el eje longitudinal del miembro estructural presente una desviación superior a $l / 300$ (siendo l su longitud) si es de madera aserrada o a $l / 500$ si es de madera laminada encolada, o la carga es aplicada con una excentricidad mayor a estos valores, la excentricidad inicial se deberá tener en cuenta en el diseño (ver el artículo 3.5.3.).

3.3.1. Miembros simples

El control de la estabilidad de un miembro simple, con el fin de evitar su pandeo lateral, se

debe efectuarse multiplicando la tensión de diseño de referencia, F_c , por el factor de estabilidad lateral del miembro comprimido, C_P , cuyo valor es igual o menor que **1,0**.

Cuando se disponga un arriostramiento continuo que impida el desplazamiento lateral del miembro simple en todas direcciones, el factor de estabilidad lateral será $C_P = 1,0$.

▪ **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 .

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

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).

La longitud efectiva de pandeo, l_e , de un miembro simple, se debe determinar de acuerdo con los principios de la ingeniería estructural. Si no se emplean métodos más precisos, y si se conocen las condiciones de vinculación de los extremos del miembro, se puede adoptar $l_e = K_e l$, siendo l la longitud real del miembro y K_e el factor de longitud efectiva, cuyo valor se indica en la Tabla 3.3.1-1. para distintos casos de vinculación.

En miembros simples de sección transversal rectangular, la esbeltez, expresada como l_e/d , debe tomarse como la mayor relación entre l_{e1}/d_1 y l_{e2}/d_2 (ver la Figura 3.3.1-1) y su valor no debe exceder el límite de **50**, aunque, excepcionalmente y durante la construcción, este límite puede considerarse igual a **75**.

Tabla 3.3.1-1. Factor de longitud efectiva (K_e)

casos de vinculación						
	k_e teórico	0,50	0,70	1,00	1,00	2,00
k_e recomendado	0,65	0,80	1,20	1,00	2,10	2,40
<p> impedidas la traslación y la rotación impedida la traslación y libre la rotación libre la traslación e impedida la rotación libre la traslación y libre la rotación </p>						

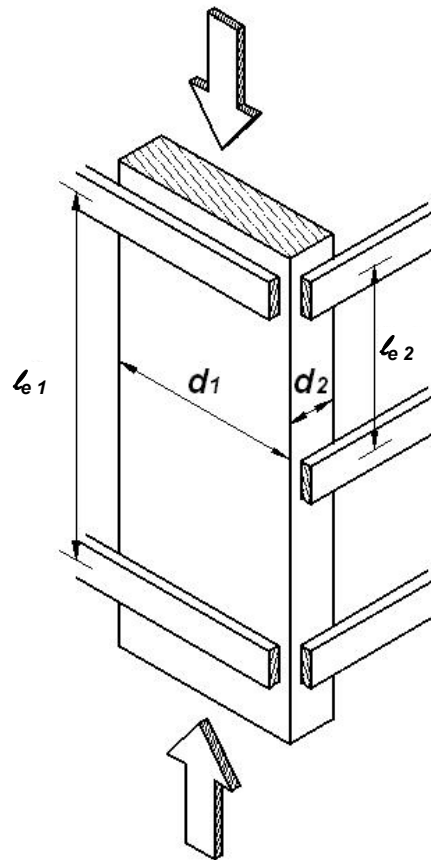


Figura 3.3.1-1. Miembro simple comprimido.

▪ Miembros con sección transversal variable

Para el diseño de miembros simples con sección transversal rectangular, con rebajes en pendiente para uno o ambos extremos, el valor representativo de la dimensión transversal, d , debe ser obtenido con la expresión siguiente:

$$d = d_{min} + (d_{m\acute{a}x} - d_{min}) \left[a - 0,15 \left(1 - \frac{d_{min}}{d_{m\acute{a}x}} \right) \right] \quad (3.3.1-2)$$

siendo:

d_{min} el mínimo valor de d .

$d_{m\acute{a}x}$ el máximo valor de d .

a coeficiente cuyo valor es:

0,70 cuando el extremo sin rebajar se encuentra empotrado y el extremo rebajado est libre o articulado.

0,30 cuando el extremo sin rebajar se encuentra libre o articulado y el extremo rebajado est empotrado.

0,50 cuando ambos extremos son articulados y uno de ellos est rebajado.

0,70 cuando ambos extremos son articulados y estn rebajados.

Para cualquier otra condición de vinculación diferente de las indicadas anteriormente, el valor representativo de la dimensión transversal, d , debe ser calculado con la expresión 3.3.1-3.

$$d = d_{min} + (d_{m\acute{a}x} - d_{min}) \left(\frac{1}{3} \right) \quad (3.3.1-3)$$

▪ Miembros con sección transversal circular

El diseño de miembros comprimidos con sección transversal circular se debe efectuar considerando uno equivalente de sección transversal cuadrada con igual rea. En el caso que el miembro de sección circular tuviese rebajes en pendiente, esta condición debe ser tenida en cuenta en el miembro equivalente.

3.3.2. Miembros compuestos unidos mecánicamente en forma directa

Las siguientes disposiciones son aplicables a miembros compuestos contruidos con una cantidad comprendida entre **2 y 5 láminas unidas entre sí en forma directa por clavos o bulones** (ver la Figura 3.3.2-1.) y en los cuales se cumplen las siguientes condiciones:

- todas las láminas tienen una sección transversal rectangular con un espesor nominal mínimo (t_{min}) igual a **25,4 mm**.
- todas las láminas tienen el mismo ancho (d_1).
- las superficies (caras) de las láminas adyacentes estn en contacto.
- todas las láminas están constituidas por una única pieza de longitud igual a la del miembro compuesto.

- e) se cumplen los requerimientos establecidos en este artículo para las uniones clavadas y abulonadas.
- f) la carga aplicada es un esfuerzo de compresión, P , situado en el centro de gravedad de la sección transversal del miembro compuesto. No obstante, queda bajo la responsabilidad del Proyectista Estructural aceptar la existencia simultánea de un momento flector actuando en dirección paralela a las caras de las láminas de ancho d_1 .

▪ **Factor de estabilidad lateral del miembro comprimido (C_P)**

La longitud efectiva de pandeo, l_e , de un miembro compuesto unido en forma directa, se debe determinar de acuerdo con los principios de la ingeniería estructural. Si no se emplean métodos más precisos puede tomarse $l_e = K_e l$, siendo l la longitud real del miembro y K_e el factor de longitud efectiva, cuyo valor se indica en la Tabla 3.3.1-1. para distintos casos de vinculación.

Las relaciones l_{e1} / d_1 y l_{e2} / d_2 (Figura 3.3.2-1) deben ser determinadas considerando el correspondiente factor K_e , y con cada una de esas relaciones se debe calcular el valor de C_P aplicando la expresión 3.3.2-1. El menor valor de los obtenidos para C_P debe ser utilizado para calcular la tensión de diseño en compresión paralela a las fibras ajustada, F'_c , del miembro estructural compuesto.

Las relaciones l_{e1} / d_1 y l_{e2} / d_2 del miembro estructural compuesto no deben exceder el valor de **50**, aunque, excepcionalmente y durante la construcción, este límite se puede considerar igual a **75**.

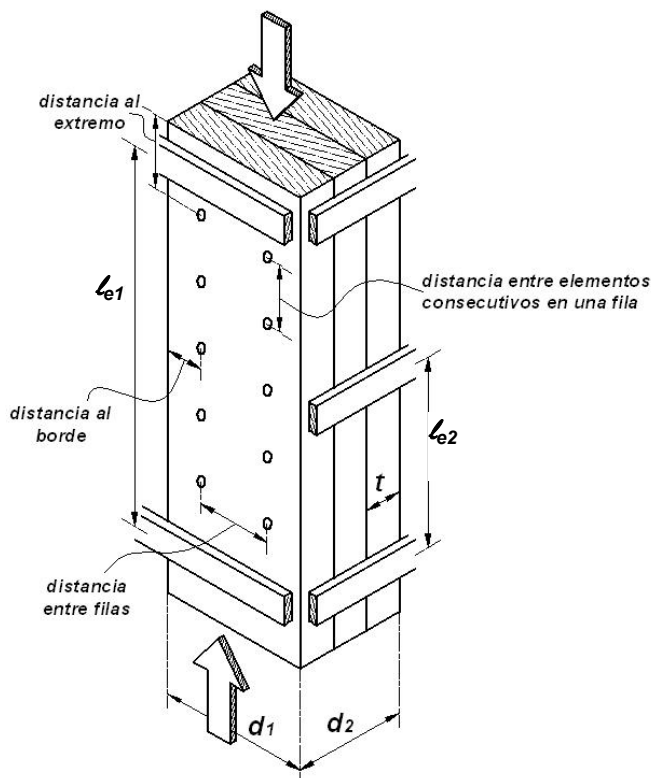


Figura 3.3.2-1. Miembro compuesto unido mecánicamente en forma directa.

El valor de C_P se debe determinar con la siguiente expresión:

$$C_P = K_f \left[\frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} \right]^2 - \frac{F_{cE} / F_c^*}{c}} \right] \quad (3.3.2-1)$$

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 .

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

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

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

l_e la longitud efectiva de pandeo.

K_f el coeficiente cuyo valor es:

1 cuando se utilice la relación l_{e1} / d_1 para calcular F_{cE} , es decir cuando el pandeo se produce respecto del eje que pasa por el baricentro de la sección transversal intersectando todas las láminas y es paralelo al lado d_2 del miembro compuesto.

0,75 cuando se utilice la relación l_{e2} / d_2 para calcular F_{cE} , es decir cuando el pandeo se produce respecto del eje que pasa por el baricentro de la sección transversal y es paralelo al lado d_1 . Las láminas se unen con **bulones** cumpliendo los requerimientos detallados en este artículo.

0,60 cuando se utiliza la relación l_{e2} / d_2 para calcular F_{cE} , es decir cuando el pandeo se produce respecto del eje que pasa por el baricentro de la sección transversal y es paralelo al lado d_1 . Las láminas se unen con **clavos** cumpliendo los requerimientos detallados en este artículo.

Cuando un miembro compuesto, unido en forma directa, no cumpla los requerimientos constructivos y resistentes establecidos a continuación para las uniones, su resistencia se deberá considerar conformada por la suma de las resistencias individuales de las láminas que lo componen, calculadas de acuerdo con el artículo 3.3.1.

En este caso, si las láminas no poseen iguales propiedades físico-mecánicas o el mismo espesor, la resistencia del miembro compuesto se debe obtener considerando que todas las láminas poseen la resistencia obtenida para la más débil.

▪ **Requerimientos constructivos que deben cumplir las uniones clavadas**

- a) los clavos que conforman una fila longitudinal deben ser clavados alternativamente desde caras opuestas del miembro comprimido.
- b) todos los clavos unen la totalidad de las láminas que conforman el miembro y penetran al menos el **75 %** del espesor de la última lámina.
- c) los clavos ubicados en la posición más cercana a los extremos del miembro (ver la Figura 3.3.2-1.) están localizados a una distancia comprendida entre **15 D** y **18 D** de los mismos, siendo **D** el diámetro del clavo.
- d) la distancia entre dos clavos consecutivos pertenecientes a una fila está comprendida entre **20 D** y **6 veces el menor espesor de las láminas que componen el miembro estructural (t_{min})**.
- e) la distancia entre filas de clavos está comprendida entre **10 D** y **20 D**.
- f) los clavos ubicados en la posición más cercana al borde del miembro estructural están localizados a una distancia comprendida entre **5 D** y **20 D**.
- g) cuando el ancho de las láminas (**d**) sea mayor que **3 veces el menor espesor de las mismas (t_{min})** se dispondrán al menos **2** filas de clavos

Cuando solamente se requiera una fila de clavos, estos deberán colocarse en tresbolillo. Cuando se requieran **3** o más filas de clavos, estas deberán disponerse de tal forma que los clavos de filas adyacentes se ubiquen en tresbolillo.

▪ **Requerimientos constructivos que deben cumplir las uniones abulonadas**

- a) el diámetro del orificio se debe realizar con la menor holgura posible respecto del diámetro del bulón. Se dispondrá una arandela con diámetro exterior igual a **3 D** y espesor igual a **0,3 D** entre la madera y la cabeza del bulón, así como entre la madera y la tuerca, siendo **D** el diámetro del bulón.
- b) las tuercas se encontrarán ajustadas de tal manera que se asegure un firme contacto entre las caras de láminas adyacentes. Este ajuste se debe revisar periódicamente, de manera de asegurar el firme contacto cuando se logre la humedad de equilibrio higroscópico de la madera.
- c) los bulones ubicados en la posición más cercana a los extremos del miembro (ver la Figura 3.3.2-1.) deben estar localizados a una distancia comprendida entre **7 D** y **9 D** de los mismos cuando se utilice madera de coníferas y entre **5 D** y **6 D** cuando se utilice madera de latifoliadas.
- d) la distancia entre dos bulones consecutivos pertenecientes a una fila deberá estar comprendida entre **4 D** y **6 veces el menor espesor de las láminas que componen el miembro estructural (t_{min})**.
- e) la distancia entre filas de bulones está comprendida entre **4 D** y **10 D**.
- f) los bulones ubicados en la posición más cercana al borde del miembro estructural deberán estar localizados a una distancia comprendida entre **3 D** y **10 D**.
- g) cuando el ancho de las láminas (**d**) sea mayor que **3 veces el menor espesor de las mismas (t_{min})** se dispondrán al menos **2** filas de bulones.

▪ **Requerimientos resistentes que deben cumplir las uniones clavadas y abulonadas**

El esfuerzo que solicita a las uniones, originado por la existencia del esfuerzo de corte efectivo, $V_{i,ef}$, se debe calcular de acuerdo con los principios de la ingeniería estructural. El esfuerzo que solicita a las uniones no debe superar el valor de la resistencia lateral de diseño ajustada obtenida para las mismas, calculado de acuerdo con las prescripciones

del Capítulo 8 del presente Reglamento.

El valor del **esfuerzo de corte efectivo**, $V_{i,ef}$, que actúa cuando el pandeo se produce respecto del eje que pasa por el baricentro de la sección transversal del miembro compuesto y es paralelo al lado d_1 del mismo, se debe obtener a partir del esfuerzo de compresión actuante, P , con la siguiente expresión:

$$V_{i,ef} = \frac{P}{60C_p} \quad (3.3.2-2)$$

siendo:

C_p el factor de estabilidad lateral del miembro comprimido determinado con la expresión 3.3.2-1 utilizando la relación ℓ_{e2} / d_2 para calcular F_{CE} .

3.3.3 Miembros compuestos unidos con la interposición de separadores o con presillas laterales

Las siguientes disposiciones son aplicables a miembros compuestos construidos con 2 componentes longitudinales, denominados cordones, unidos entre sí con la **interposición de separadores de madera o a través de presillas laterales** (Figura 3.3.3-1).

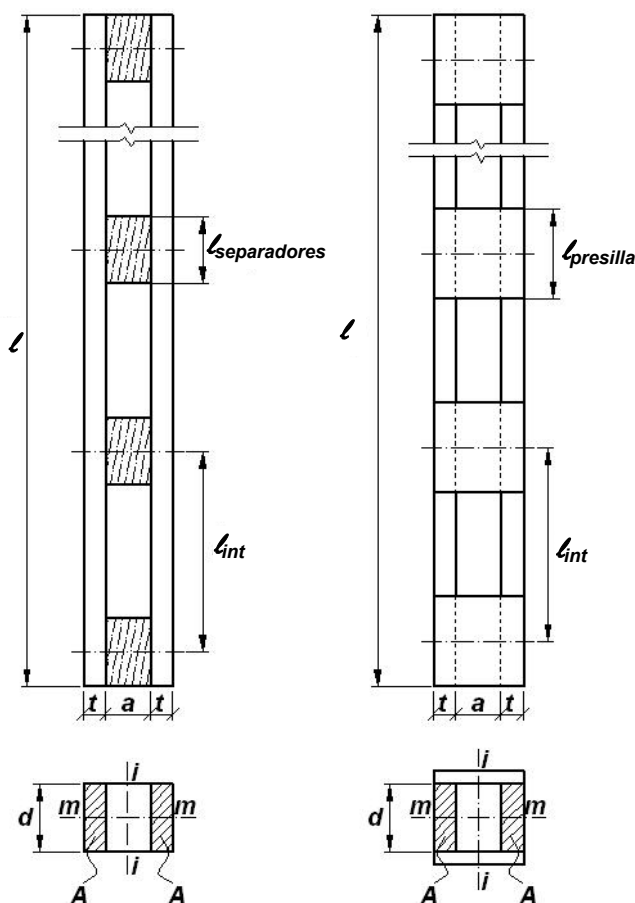


Figura 3.3.3-1. Miembros compuestos unidos por separadores o presillas laterales.

En este tipo de miembros compuestos se deben cumplir las siguientes condiciones:

- los miembros compuestos son articulados en ambos extremos.
- cada cordón es de una sola pieza con la longitud total del miembro compuesto.
- la sección transversal tiene dos ejes de simetría.
- los cordones se encuentran vinculados al menos en los extremos y en los puntos intermedios ubicados en los tercios de su longitud (ver la Figura 3.3.3-1). La esbeltez individual de cada cordón, $\lambda_{cor} = 3,46 \ell_{int} / t$, no debe superar el valor de **60**.
- la distancia libre entre los cordones (a) no es superior a **3 veces** el espesor (**t**) de los mismos en miembros compuestos unidos con separadores, y a **6 veces** el espesor (**t**) en miembros unidos con presillas laterales.
- la dimensión de los separadores en el sentido longitudinal del miembro compuesto (ℓ_{sep}) es mayor o igual que **1,5 veces** la distancia libre (a) entre los cordones.
- la dimensión de las presillas en el sentido longitudinal del miembro compuesto (ℓ_{pr}) es mayor o igual que **2 veces** la distancia libre (a) entre los cordones.
- las uniones, los separadores y las presillas están diseñados de acuerdo con las disposiciones de este artículo.
- si las uniones se realizan con elementos de fijación de tipo clavija (ver el Capítulo 8), en cada sección de corte se deben colocar al menos **4** elementos de fijación.
- la carga aplicada es un esfuerzo de compresión, **P**, situado en el centro de gravedad del miembro compuesto.

▪ **Factor de estabilidad lateral del miembro comprimido (C_P)**

La longitud efectiva de pandeo, ℓ_e , de un miembro compuesto unido con la interposición de separadores o con presillas laterales es igual a su longitud, ℓ , pues sus extremos deben estar articulados.

El factor C_P debe ser determinado respecto del eje que corta los cordones, m-m, y del eje normal al anterior, i-i (ver la Figura 3.3.3-1), y el menor valor de los obtenidos debe ser utilizado para calcular la tensión de diseño en compresión, paralela a las fibras, ajustada, F'_c , del miembro estructural. La capacidad del miembro estructural compuesto para tomar esfuerzo de compresión se obtiene multiplicando el valor de F'_c por el área total de la sección transversal, $A_{tot} = 2A$.

El cálculo del factor C_P para el pandeo respecto del eje m-m se debe realizar con la expresión 3.3.2-1 del artículo 3.3.2, utilizando la relación ℓ / d para determinar F_{cE} y haciendo $K_f = 1$.

El cálculo del factor C_P para el pandeo respecto del eje i-i se debe realizar con la expresión 3.3.3-1 indicada a continuación.

$$C_P = \frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} \right]^2 - \frac{F_{cE} / F_c^*}{c}} \quad (3.3.3-1)$$

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 .

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

$$F_{cE} = \frac{9,86E'_{\min}}{(\lambda_{i,ef})^2}$$

E'_{\min} el módulo de elasticidad para el cálculo de la estabilidad, ajustado.

$\lambda_{i,ef} = \sqrt{\lambda_i^2 + \chi\lambda_{cor}^2}$ la esbeltez mecánica efectiva del miembro compuesto respecto del eje i-i, la cual considera la pérdida de capacidad portante del miembro compuesto en relación a uno macizo con sección transversal de igual área y momento de inercia. En esta expresión, para λ_{cor} se considerará en todos los casos un valor mínimo igual a **30**.

$\lambda_i = \frac{\ell}{\sqrt{I_{tot} / A_{tot}}}$ la esbeltez mecánica del miembro compuesto respecto del eje i-i, sin considerar la influencia de la distancia entre los cordones y de las uniones sobre la capacidad portante del miembro compuesto.

$I_{tot} = d [(2t + a)^3 - a^3] / 12$ el momento de inercia de la sección transversal total del miembro compuesto respecto del eje i-i .

$A_{tot} = 2A$ el área total de la sección transversal del miembro compuesto.

$\lambda_{cor} = 3,46 \frac{\ell_{int}}{t} \leq 60$ la esbeltez mecánica de los cordones del miembro compuesto.

χ el coeficiente cuyo valor se debe tomar de la Tabla 3.3.3-1.

Tabla 3.3.3-1 Valores del coeficiente χ

Dispositivo de vinculación	Medio de unión	Coeficiente χ
separadores	adhesivo estructural	1
	clavos, tirafondos, bulones o barras roscadas ⁽¹⁾	4
presillas laterales	adhesivo estructural	3
	clavos, tirafondos	6

(1) el diámetro del orificio se debe realizar con la menor holgura posible respecto del diámetro nominal del medio de unión (**D**). Se debe disponer una arandela con diámetro exterior igual a **3 D** y espesor igual a **0,3 D** entre la madera y la cabeza del bulón, así como entre la madera y la tuerca. El ajuste de las tuercas se debe revisar periódicamente, de manera de asegurar el firme contacto cuando se logre la humedad de equilibrio higroscópico de la madera.

La relación l/d del miembro estructural compuesto, que tiene influencia sobre el pandeo respecto del eje m-m, no debe exceder el valor de **50**. La esbeltez mecánica efectiva respecto del eje i-i del miembro estructural, $\lambda_{i,ef}$, no debe exceder el valor de **175**.

▪ **Diseño de los separadores, las presillas laterales y las uniones**

El esfuerzo V_{int} (ver la Figura 3.3.3-2), con el que se debe dimensionar cada separador o cada par de presillas laterales, según corresponda, y sus uniones, se debe determinar a partir del esfuerzo de corte efectivo, $V_{i,ef}$. Éste actúa cuando se produce el pandeo respecto del eje i-i, y es función del esfuerzo de compresión actuante, P , y del factor de estabilidad lateral del miembro comprimido, C_P , para el pandeo respecto del eje i-i. Las expresiones se indican a continuación:

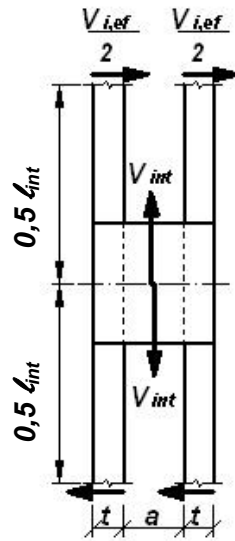


Figura 3.3.3-2. Diseño de separadores, presillas laterales y uniones.

$$V_{int} = \frac{V_{i,ef} l_{int}}{(a + t)} \quad (3.3.3-2)$$

$$V_{i,ef} = \frac{P}{120C_P} \quad \text{para } \lambda_{i,ef} \leq 30 \quad (3.3.3-3)$$

$$V_{i,ef} = \frac{P\lambda_{i,ef}}{3600C_P} \quad \text{para } 30 < \lambda_{i,ef} \leq 60 \quad (3.3.3-4)$$

$$V_{i,ef} = \frac{P}{60C_P} \quad \text{para } 60 < \lambda_{i,ef} \quad (3.3.3-5)$$

siendo:

C_P el factor de estabilidad lateral del miembro comprimido para el pandeo respecto del eje i-i .

3.3.4. Miembros compuestos unidos en celosía

Las siguientes disposiciones son aplicables a miembros compuestos construidos con 2 componentes longitudinales, denominados cordones, unidos entre sí con alguno de los dos tipos de celosía indicados en la Figura 3.3.4-1., y en los cuales se cumplen las siguientes condiciones:

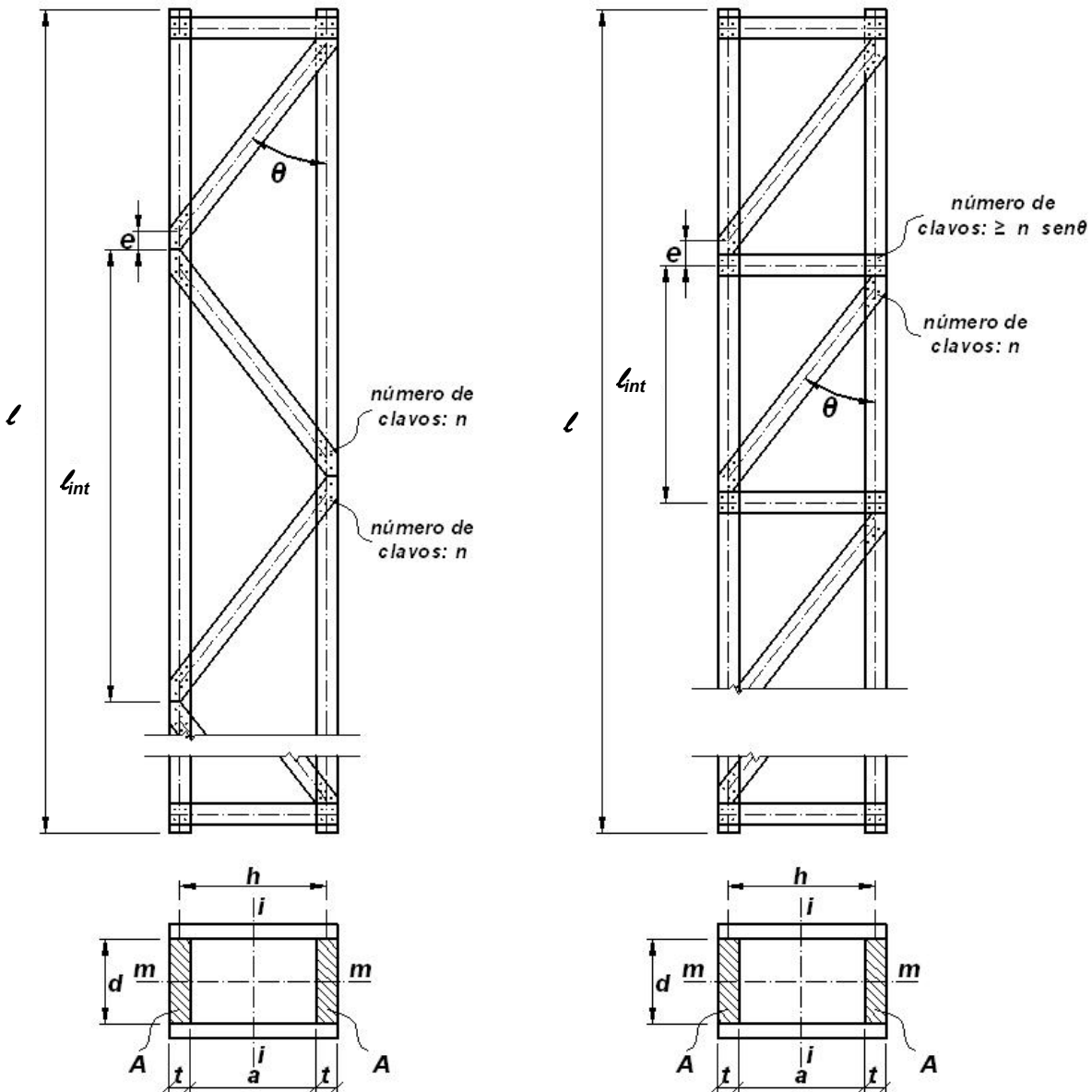


Figura 3.3.4-1. Miembros compuestos unidos en celosía.

- a) los miembros compuestos están articulados en ambos extremos, los cuales están impedidos de desplazarse.
- b) cada cordón es de una sola pieza con la longitud total del miembro compuesto.
- c) la sección transversal tiene dos ejes de simetría. Las celosías pueden estar

desfasadas entre sí una distancia igual a $l_{int} / 2$.

- d) los cordones se encuentran vinculados entre sí al menos en los extremos (ver la Figura 3.3.4-1.) y en los puntos intermedios ubicados en los tercios de su longitud. La esbeltez individual de cada cordón, $\lambda_{cor} = 3,46 l_{int} / t$, no supera el valor de **60**.
- e) las uniones, encoladas con adhesivo estructural, o realizadas con clavos o tirafondos, así como las barras de la celosía, están diseñadas conforme a las disposiciones de este artículo. El número mínimo de clavos o tirafondos en las uniones realizadas entre una diagonal y un cordón será de **4** por cada sección de corte. En cada unión realizada entre un montante y un cordón se deberá disponer al menos la cantidad de clavos o tirafondos colocados en la diagonal multiplicada por el seno del ángulo θ , que mide la inclinación de la diagonal respecto del eje longitudinal del miembro comprimido y debe ser mayor o igual que **30°** (Figura 3.3.4-1).
- f) la carga aplicada es un esfuerzo de compresión, **P**, situado en el centro de gravedad del miembro compuesto.

▪ **Factor de estabilidad lateral del miembro comprimido (C_P)**

La **longitud efectiva de pandeo**, l_e , de un miembro compuesto unido en celosía es igual a su longitud, l , pues sus extremos deben estar articulados.

El factor C_P debe ser determinado respecto del eje que corta los cordones, m-m, y del eje normal al anterior, i-i (Figura 3.3.4-1), y el menor valor de los obtenidos debe ser utilizado para calcular la tensión de diseño en compresión paralela a las fibras ajustada, F'_c , del miembro estructural. La capacidad del miembro estructural compuesto para tomar esfuerzo de compresión se obtiene multiplicando el valor de F'_c por el área total de la sección transversal del miembro compuesto, $A_{tot} = 2A$.

El cálculo del factor C_P para el pandeo respecto del eje m-m se debe realizar con la expresión 3.3.2-1. del artículo 3.3.2., utilizando la relación l / d para determinar F_{cE} y haciendo $K_f = 1$.

El cálculo del factor C_P para el pandeo respecto del eje i-i se debe realizar con la expresión 3.3.4-1. indicada a continuación.

$$C_P = \frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{cE} / F_c^*)}{2c} \right]^2 - \frac{F_{cE} / F_c^*}{c}} \quad (3.3.4-1)$$

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

$$F_{cE} = \frac{9,86E' \text{ mín}}{(\lambda_{i,ef})^2}$$

$E'_{\text{mín}}$ el módulo de elasticidad para el cálculo de la estabilidad, ajustado.

$\lambda_{i,ef} = \lambda_i \sqrt{1 + \chi} \geq 1,05\lambda_i$ la esbeltez mecánica efectiva del miembro compuesto respecto del eje i-i, la cual considera la pérdida de capacidad portante del miembro compuesto en relación a uno macizo con sección transversal de igual área y momento de inercia.

$\lambda_i = \frac{\ell}{\sqrt{\frac{I_{\text{tot}}}{A_{\text{tot}}}}}$ la esbeltez mecánica del miembro compuesto respecto del eje i-i, sin

considerar la influencia de la distancia entre los cordones y de las uniones sobre la capacidad portante del miembro compuesto. Para relaciones h / t elevadas (ver la Figura 3.3.4-1.), puede tomarse $\lambda_i \cong 2\ell / h$

$I_{\text{tot}} = d [(2t + a)^3 - a^3] / 12$ el momento de inercia de la sección transversal total del miembro compuesto respecto del eje i-i .

$A_{\text{tot}} = 2A$ el área total de la sección transversal del miembro compuesto.

χ el coeficiente cuyo valor se debe tomar de la Tabla 3.3.4-1.

Tabla 3.3.4-1 Valores del coeficiente χ

Tipo de celosía	Medio de unión	Coeficiente χ
diagonales	adhesivo estructural	$\chi = 4 \frac{e^2 A}{I} \left(\frac{h}{\ell} \right)^2$
	clavos, tirafondos	$\chi = 25 \frac{hE' A}{\ell^2 n(0,67\gamma)\text{sen } 2\theta}$
diagonales y montantes	adhesivo estructural	$\chi = \frac{e^2 A}{I} \left(\frac{h}{\ell} \right)^2$
	clavos, tirafondos	$\chi = 50 \frac{hE' A}{\ell^2 n(0,67\gamma)\text{sen } 2\theta}$

siendo:

- e** la excentricidad de las uniones que vinculan en un nudo las barras de la celosía al cordón (Figura 3.3.4-1);
- A** el área de la sección transversal de un cordón;
- h** la distancia entre los baricentros de los cordones;
- I** el momento de inercia de la sección transversal de un cordón respecto de su eje baricéntrico paralelo al eje i-i;
- E** el módulo de elasticidad (valor medio) de la madera;
- n** el número de clavos que vincula cada diagonal con el cordón;
- γ** el módulo de deslizamiento instantáneo calculado con la Exp. 8.2.5-4 u 8.2.5-5 según corresponda;
- θ** el ángulo de inclinación de la diagonal respecto del eje longitudinal del miembro comprimido.

La relación l/d del miembro estructural compuesto, que tiene influencia sobre el pandeo respecto del eje m-m, no debe exceder el valor de **50**. La esbeltez mecánica efectiva respecto del eje i-i del miembro estructural, $\lambda_{i,ef}$, no debe exceder el valor de **175**.

▪ Diseño de las barras de la celosía y las uniones

Las barras de la celosía y las uniones se deben dimensionar para equilibrar el esfuerzo de corte efectivo, $V_{i,ef}$, que se debe considerar cuando se produce el pandeo respecto del eje i-i. Éste se debe obtener a partir del esfuerzo de compresión actuante sobre el miembro compuesto, P , con las siguientes expresiones:

$$V_{i,ef} = \frac{P}{120C_P} \quad \text{para } \lambda_{i,ef} \leq 30 \quad (3.3.4-2)$$

$$V_{i,ef} = \frac{P\lambda_{i,ef}}{3600C_P} \quad \text{para } 30 < \lambda_{i,ef} \leq 60 \quad (3.3.4-3)$$

$$V_{i,ef} = \frac{P}{60C_P} \quad \text{para } 60 < \lambda_{i,ef} \quad (3.3.4-4)$$

siendo:

C_P el factor de estabilidad lateral del miembro compuesto para el pandeo respecto del eje i-i.

3.4. MIEMBROS TRACCIONADOS

3.4.1. Tracción paralela a las fibras

La tensión originada por el **esfuerzo de tracción paralelo a la dirección de las fibras**, f_t , nunca debe exceder la tensión de diseño en tracción paralela a las fibras ajustada, F'_t .

El cálculo de f_t debe ser efectuado considerando el **área neta de la sección** (ver el artículo 3.1.). En la zona de las uniones, la capacidad de transmisión de esfuerzo puede estar definida por la sección neta del miembro traccionado más que por la unión propiamente dicha.

3.4.2. Tracción perpendicular a las fibras

Siempre que sea posible se debe evitar la introducción de tensiones perpendiculares a la dirección de la fibra en miembros estructurales. Cuando no resulta posible evitar tales tensiones, se debe considerar la adopción de refuerzos especiales para absorber las mismas.

3.5. MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y ESFUERZO NORMAL

Las prescripciones del presente artículo son válidas para **miembros estructurales con sección transversal rectangular**.

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

3.5.2. Flexión y compresión longitudinal

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

$$\left(\frac{f_c}{F'_c}\right)^2 + \frac{f_{b1}}{F'_{b1} \left[1 - (f_c / F_{cE1})\right]} + \frac{f_{b2}}{F'_{b2} \left[1 - (f_c / F_{cE2}) - (f_{b1} / F_{bE})^2\right]} \leq 1 \quad (3.5.2-1)$$

siendo:

$f_c < F_{cE1} = \frac{0,822E'_{\min}}{(l_{e1} / d_1)^2}$ para flexión respecto del eje de mayor momento de inercia o flexión biaxial.

$f_c < F_{cE2} = \frac{0,822E'_{\min}}{(l_{e2} / d_2)^2}$ para flexión respecto del eje de menor momento de inercia o flexión biaxial.

$f_{b1} < F_{bE} = \frac{1,2E'_{\min}}{(R_B)^2}$ para flexión biaxial, siendo $R_B = \sqrt{\frac{l_e d}{b^2}}$

f_{b1} la tensión originada por el momento flector producido por las cargas transversales actuando normalmente al eje de mayor momento de inercia.

f_{b2} la tensión originada por el momento flector producido por las cargas

transversales actuando normalmente al eje de menor momento de inercia.

d_1 el lado mayor de la sección transversal.

d_2 el lado menor de la sección transversal.

Las longitudes de pandeo, L_{e1} y L_{e2} , deben ser determinadas de acuerdo con el artículo 3.3. F'_c , F_{cE1} , y F_{cE2} deben ser calculadas de acuerdo con los artículos 2.3. y 3.3. F'_{b1} , F'_{b2} , y F_{bE} deben ser calculadas de acuerdo con los artículos 2.3. y 3.2.

3.5.3. Compresión excéntrica aplicada sobre el extremo del miembro estructural

Los miembros estructurales sometidos a la acción de una carga excéntrica aplicada en el extremo de la barra o a una combinación de una carga excéntrica con otras transversales, deben ser dimensionados de manera de que se cumplan las expresiones siguientes:

□ Para una combinación de una carga excéntrica con cargas transversales:

$$\left(\frac{f_c}{F'_c}\right)^2 + \frac{f_{b1} + f_c(6e_1/d_1)[1 + 0,234(f_c/F_{cE1})]}{F'_{b1}[1 - (f_c/F_{cE1})]} + \frac{f_{b2} + f_c(6e_2/d_2) \left[1 + 0,234(f_c/F_{cE2}) + 0,234 \left(\frac{f_{b1} + f_c(6e_1/d_1)}{F_{bE}} \right)^2 \right]}{F'_{b2} \left[1 - (f_c/F_{cE2}) - \left(\frac{f_{b1} + f_c(6e_1/d_1)}{F_{bE}} \right)^2 \right]} \leq 1$$

(3.5.3-1)

□ Cuando actúa una carga excéntrica y no existen cargas transversales:

$$\left(\frac{f_c}{F'_c}\right)^2 + \frac{f_c(6e_1/d_1)[1 + 0,234(f_c/F_{cE1})]}{F'_{b1}[1 - (f_c/F_{cE1})]} + \frac{f_c(6e_2/d_2) \left[1 + 0,234(f_c/F_{cE2}) + 0,234 \left(\frac{f_c(6e_1/d_1)}{F_{bE}} \right)^2 \right]}{F'_{b2} \left[1 - (f_c/F_{cE2}) - \left(\frac{f_c(6e_1/d_1)}{F_{bE}} \right)^2 \right]} \leq 1$$

(3.5.3-2)

donde los símbolos tienen el mismo significado que en las expresiones del artículo 3.5.2.,

siendo:

e_1 la excentricidad de la carga de compresión respecto del baricentro de la sección, medida en forma paralela al lado mayor.

e_2 la excentricidad de la carga de compresión respecto del baricentro de la sección, medida en forma paralela al lado menor.

3.5.4. Compresión excéntrica aplicada a través de una ménsula

Las expresiones 3.5.3-1. y 3.5.3-2. están derivadas para los casos en que la carga excéntrica, P , se encuentre aplicada en el extremo del miembro estructural. Para las situaciones de diseño en las cuales la carga es transmitida a través de una ménsula ubicada en el cuarto superior de la longitud de una columna articulada en sus extremos, se puede asumir que la misma es equivalente a la acción simultánea de la misma carga, P , aplicada centradamente, y de una carga lateral, P_s , actuando a la mitad de la altura de la columna con dirección horizontal (ver la Figura 3.5.4-1.), con un valor igual a:

$$P_s = \frac{3Pa\ell_p}{\ell^2} \quad (3.5.4-1)$$

siendo:

- P la carga actuando sobre la ménsula.
- P_s la carga ficticia horizontal aplicada en la mitad de la altura de la columna.
- a la distancia horizontal desde la carga actuando sobre la ménsula hasta el centro de la sección transversal de la columna.
- ℓ la longitud total de la columna.
- ℓ_p la distancia, en dirección vertical, desde el punto de aplicación de la carga en la ménsula hasta el extremo inferior de la columna.

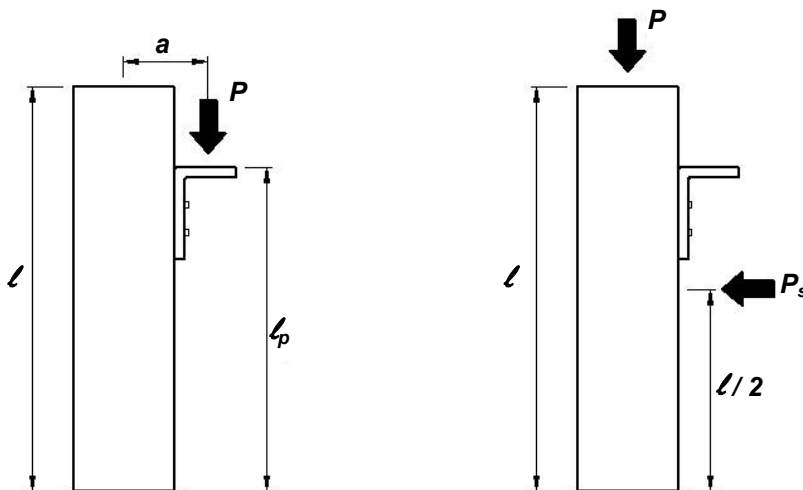


Figura 3.5.4-1. Compresión excéntrica aplicada a través de una ménsula.

Los miembros estructurales que cumplan con las condiciones expuestas en este artículo se pueden dimensionar de acuerdo con el método descrito en el artículo 3.5.2. Para la aplicación de la expresión 3.5.2-1., con el valor calculado de P_s se determina el momento

flector actuante sobre la columna considerada simplemente apoyada en sus extremos, y luego se calcula la tensión f_b originada por el mismo. El valor de f_c se obtiene a partir de la carga P actuando sin excentricidad.

3.6. TENSIONES TRANSMITIDAS EN LOS APOYOS

3.6.1. Tensiones de compresión paralelas a la dirección de las fibras

La tensión originada por el esfuerzo de compresión paralelo a la dirección de las fibras, f_c , no debe exceder en ningún caso el valor de F_c^* , que es la tensión de diseño en compresión paralela a las fibras de referencia, multiplicada por todos los factores aplicables, excepto C_P .

La tensión f_c debe ser calculada considerando el área neta de la sección en cualquier apoyo de miembros comprimidos. Se deben practicar cortes rectos escuadrados en los extremos, de manera de asegurar una correcta transmisión de los esfuerzos, y, cuando sea necesario para asegurar la estabilidad lateral, en esos puntos se deben proveer los soportes transversales adecuados.

Cuando $f_c > 0,75 F_c^*$, se recomienda la colocación de placas metálicas u otro dispositivo que provea un apoyo durable y que sea capaz de distribuir adecuadamente las tensiones en la zona solicitada.

3.6.2. Tensiones de compresión perpendiculares a la dirección de las fibras

La tensión originada por el esfuerzo de compresión perpendicular a la dirección de las fibras, $f_{c\perp}$, no debe exceder en ningún caso el valor de la tensión de diseño en compresión perpendicular a las fibras, ajustada, $F'_{c\perp}$.

La tensión $f_{c\perp}$ debe ser calculada considerando el área neta de contacto. En el apoyo de vigas sometidas a flexión se puede suponer una distribución constante de tensiones, ignorando el efecto que ejerce sobre las mismas la curvatura originada por la flexión.

3.6.3. Tensiones de compresión inclinadas con respecto a la dirección de las fibras

La tensión de diseño en compresión, inclinada un ángulo θ respecto de la dirección de las fibras, ajustada, debe ser calculada empleando la fórmula de Hankinson como se indica a continuación:

$$F'_\theta = \frac{F_c^* F'_{c\perp}}{F_c^* \text{sen}^2 \theta + F'_{c\perp} \text{cos}^2 \theta} \quad (3.6.3-1)$$

Esta expresión es válida cuando la superficie cargada sea perpendicular a la dirección de la fuerza (ver la Figura 3.6.3-1).

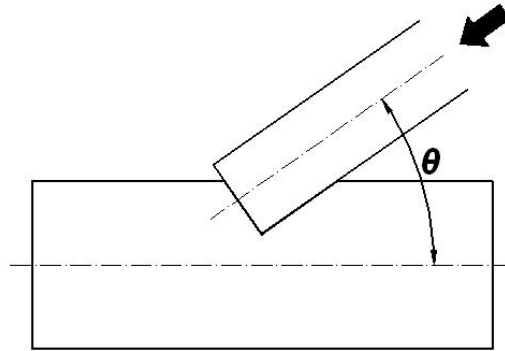


Figura 3.6.3-1. Carga inclinada con respecto a la dirección de las fibras.

CAPÍTULO 4. DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES DE MADERA ASERRADA

4.1. ASPECTOS GENERALES

Este Capítulo es aplicable al diseño de estructuras construidas con madera aserrada.

▪ Calidad de la madera aserrada

La utilización de los valores de diseño de referencia, provistos para las distintas clases resistentes correspondientes a las combinaciones especie / procedencia incluidas en el Suplemento 1 y en sus Apéndices, implica que los miembros estructurales reúnen los requisitos de calidad especificados para cada caso.

Las piezas de madera aserrada clasificadas por resistencia de acuerdo con los métodos indicados en el Suplemento 1 y en sus Apéndices, deben ser clasificadas nuevamente si son desdobladas en piezas de menores dimensiones.

▪ Entalladuras

Se permiten entalladuras ejecutadas en los extremos de una viga de madera aserrada, ubicadas sobre el apoyo, **siempre que no reduzcan en más de 1/4 la altura de la sección, d** (ver la Figura 4.1-1.).

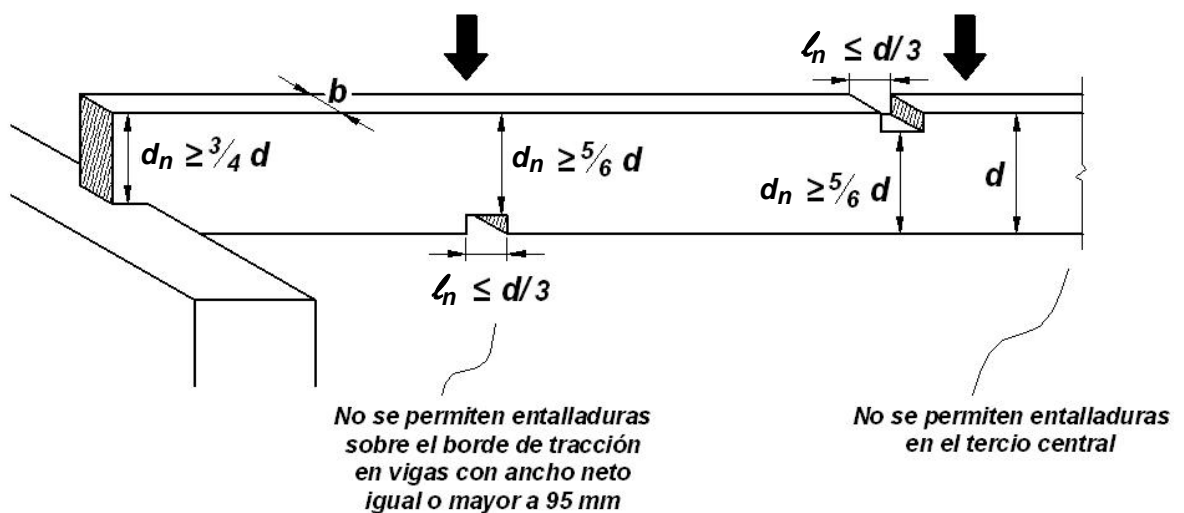


Figura 4.1-1. Limitaciones de las entalladuras en vigas de madera aserrada.

Se permiten entalladuras ubicadas en los tercios exteriores de una viga simplemente apoyada, tanto en el borde superior como en el inferior, siempre que las mismas no reduzcan más de **1/6 de la altura total de la viga**. Estas entalladuras no se permiten sobre el borde traccionado en vigas con un ancho nominal igual o mayor que **100 mm**. En los artículos 3.1. y 3.2. se encuentran referencias a la consideración del debilitamiento de las secciones.

4.2. VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA

En el Suplemento 1 de este Reglamento se especifican los **valores de diseño de referencia para las tensiones y el módulo de elasticidad correspondiente a madera aserrada**, obtenida de determinadas combinaciones especie/procedencia. En el mismo Suplemento se indica el criterio con el cual fueron determinados los valores especificados y el procedimiento a través del cual pueden ser incorporados nuevos valores o modificados los existentes.

4.3. AJUSTE DE LOS VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA

Para obtener los valores de diseño ajustados para las tensiones y el módulo de elasticidad, los valores de diseño de referencia especificados en el Suplemento 1 de este Reglamento deben ser multiplicados por los factores de ajuste que se especifican en la Tabla 4.3-1.

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	-	-	-	-

▪ Factor de duración de la carga (C_D)

La madera tiene la propiedad de soportar cargas máximas sustancialmente mayores

cuando éstas actúan durante un tiempo breve que cuando lo hacen durante un tiempo prolongado. Los valores de diseño de referencia para las tensiones, indicados en el Suplemento 1 de este Reglamento, se refieren al material cuando es sometido a una **carga que lo solicita al nivel de su tensión de diseño durante un tiempo acumulado de aproximadamente 10 años, o al 90 % de una carga que solicita al material al nivel de su tensión de diseño en forma continua durante toda la vida útil de la estructura, sin que se afecte el coeficiente de seguridad adoptado.** De acuerdo con este criterio y a los fines de este Reglamento, esta duración de la carga es considerada normal y, consecuentemente, para esta condición el factor de duración de la carga, C_D , será igual a **1**.

Los valores de C_D por los cuales se deben multiplicar los valores de diseño de referencia para las tensiones (ver la Tabla 4.3-1) con el fin de tener en cuenta **el cambio en la resistencia del material en función del tiempo de actuación de la carga**, serán los indicados en la Tabla 4.3-2.

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

(1) Si bien las sobrecargas de uso son generalmente consideradas como cargas de larga duración, el Proyectista Estructural puede evaluarlas particularmente en cada caso para la aplicación de C_D . Un análisis detallado puede proporcionar información que permita diferenciar aquellas sobrecargas que se corresponden con una duración acumulada de **10 años** durante la vida útil de la estructura, como generalmente sucede con las cargas almacenadas en depósitos o con un porcentaje de la sobrecarga de uso, de aquellas que tienen una duración acumulada mucho menor. Las sobrecargas en cubiertas solo accesibles para mantenimiento, así como un porcentaje de la sobrecarga de uso en locales de viviendas, a modo de ejemplo, constituyen casos en los cuales la duración acumulada suele ser inferior a **10 años** durante la vida útil de la estructura. En estos casos, el Proyectista Estructural puede adoptar un valor mayor que **1** para C_D , con el fin de evitar un diseño demasiado conservador,

(2) Dependiendo de la zona,

(3) Valores de C_D mayores que **1,6** no se deben aplicar a uniones (excepto cuando su capacidad portante sea determinada por partes metálicas u otros materiales), y a miembros estructurales de madera impregnada con preservantes o a tratamientos químicos de protección contra el fuego.

Para una combinación de acciones que incluye **cargas de distinta duración** actuando simultáneamente, es de aplicación el valor de C_D correspondiente a la carga de menor duración. Todas las combinaciones de cargas que actúan deben ser evaluadas con este criterio para determinar la combinación crítica, es decir la que produce las mayores solicitaciones, que es la que se debe utilizar para el diseño de los miembros estructurales y sus uniones.

Los factores de duración de la carga, C_D , son *independientes de los factores de combinación de las cargas*. Como los factores de combinación, que afectan los valores característicos de las cargas variables, consideran la probabilidad de ocurrencia simultánea de las acciones, mientras que C_D tiene en cuenta la relación entre la duración de la carga y la resistencia del material, ambos pueden ser utilizados en el diseño estructural.

▪ **Factor de condición de servicio (C_M)**

Todos los valores de diseño de referencia, para las tensiones y el módulo de elasticidad, especificadas en el Suplemento 1 de este Reglamento están referidos a un **contenido de humedad en servicio** que corresponde a los miembros estructurales ubicados en locales ventilados o espacios semicubiertos (estado seco). En esta condición el contenido de humedad promedio anual es menor que el **16 %** y en ningún caso sobrepasa un máximo de **19 %**.

Cuando **la madera se utilice en estado verde** (contenido de humedad igual o superior al de saturación de las fibras) o la condición de servicio determine que el contenido de humedad indicado en el párrafo anterior será superado durante la vida útil de la estructura, como es el caso de miembros estructurales ubicados en locales o espacios húmedos, o en contacto con el suelo, o a la intemperie en regiones húmedas (estado húmedo), **los valores de diseño de referencia se deberán multiplicar por el factor de condición de servicio, C_M** (ver Tabla 4.3-1.). Los valores de C_M se indican en la Tabla 4.3-3.

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 $F_c \leq 5,2 \text{ N / mm}^2$, $C_M = 1,0$					

▪ **Factor de temperatura (C_t)**

La resistencia y la rigidez de la madera se incrementan cuando su temperatura, T , desciende y viceversa. Este efecto es inmediato y su magnitud depende del contenido de humedad del material; pero cuando el tiempo de exposición es reducido y la temperatura no alcanza **65 °C**, el efecto se puede considerar reversible. Por otra parte, la disminución en el contenido de humedad, que normalmente acompaña al calentamiento, compensa ese efecto negativo. En reconocimiento de los efectos contrapuestos de los dos factores mencionados, los valores de diseño de referencia para las tensiones y el módulo de elasticidad, que corresponden al material cuando **$T \leq 40 \text{ °C}$** , también se pueden aplicar sin modificación cuando la temperatura supere ocasionalmente, y por períodos breves de tiempo, **40 °C**, sin sobrepasar **65 °C**. En estas condiciones se encuentra la mayoría de las estructuras normales en las cuales se debe tomar **$C_t = 1,0$** .

En condiciones especiales, para miembros estructurales expuestos a temperaturas comprendidas entre **40 °C** y **65 °C** por un tiempo prolongado, los valores de diseño de referencia se deben multiplicar por los valores de C_t indicados en la Tabla 4.3-4. Las temperaturas superiores a **65 °C** pueden producir daños permanentes, sobre todo cuando actúen durante un tiempo prolongado, por lo que su consideración queda fuera del alcance de este Reglamento.

Tabla 4.3-4. Factor de temperatura (C_t)

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

▪ **Factor de estabilidad lateral de la viga (C_L)**

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 $C_L = 1,0$:

- si $1 < d / b \leq 2$, se debe impedir el desplazamiento y el giro lateral de los extremos.
- 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.
- 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.

Para el análisis de la estabilidad lateral de cordones comprimidos de reticulados y miembros de otros sistemas estructurales se debe considerar lo indicado en el Capítulo 9.

▪ **Factor de tamaño (C_F)**

Las tensiones de diseño de referencia en flexión, F_b , y en tracción paralela a las fibras, F_t , especificadas en el Suplemento 1 de este Reglamento están referidas a la dimensiones de referencia. La altura de referencia en flexión y el ancho de referencia en tracción para madera aserrada serán iguales a **150 mm**.

Cuando la altura de la sección de un miembro sometido a flexión o la mayor dimensión transversal de uno solicitado por un esfuerzo de tracción paralela a las fibras difiera de la dimensión de referencia, el valor de la tensión de diseño de referencia deberá ser multiplicada por el factor de tamaño, C_F (ver la Tabla 4.3-1.), cuyo valor se obtiene de la siguiente expresión:

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

siendo:

- d la altura de una sección sometida a flexión o la mayor dimensión transversal de una sección sometida a tracción paralela a las fibras, expresada en mm.

▪ Factor de distribución lateral de cargas (C_r)

Cuando un conjunto de miembros estructurales con separaciones iguales o similares se encuentre lateralmente conectado a través de un sistema continuo que asegure la distribución de las cargas, la resistencia de diseño de referencia en flexión, F_b , se podrá multiplicar por el factor de distribución lateral de cargas, C_r (ver la Tabla 4.3-1).

Para que el sistema permita la distribución lateral de las cargas, ***sus miembros deben estar calculados para resistir tanto las cargas permanentes como las variables***. A su vez, cada miembro estructural que forma parte del mismo debe ser continuo en al menos dos vanos y las juntas se deben disponer contrapeadas. Casos típicos son los constituidos por las estructuras de techos o entrepisos en los cuales las correas o los entablados conforman el sistema de distribución lateral y en general satisfacen los requisitos antes descriptos.

Si no se utilizan métodos más precisos de cálculo, para los casos indicados se debe tomar $C_r = 1,10$. En el caso de que no existan las condiciones previamente descriptas es $C_r = 1$.

▪ Factor de estabilidad del miembro comprimido (C_P)

El ***control de la estabilidad de un miembro comprimido***, con el fin de evitar su pandeo lateral, se debe efectuar multiplicando la tensión de diseño de referencia, F_c , por el factor de estabilidad lateral del miembro comprimido, C_P , (ver la Tabla 4.3-1.) cuyo cálculo se indica en el artículo 3.3.

▪ Efectos de los tratamientos de preservación y de protección contra el fuego

Los efectos de los tratamientos químicos de protección contra los ataques biológicos y contra el fuego deben ser considerados en el diseño estructural. La influencia de los tratamientos sobre las propiedades del material, cuyo conocimiento es necesario para calcular las tensiones de diseño ajustadas, debe ser obtenida de parte del proveedor del producto. ***Factores de duración de la carga (C_D) mayores que 1,6 no se deben aplicar a miembros estructurales sometidos a este tipo de tratamientos***.

CAPÍTULO 5. DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES DE MADERA LAMINADA ENCOLADA ESTRUCTURAL

5.1. ASPECTOS GENERALES

Este Capítulo es aplicable al **diseño de estructuras construidas con madera laminada encolada estructural** que satisface los requisitos de fabricación y control establecidos en la norma IRAM 9660-1 (2006).

▪ Calidad de la madera laminada encolada estructural

La utilización de los valores de diseño de referencia provistos en el Suplemento 2 para los grados de calidad correspondientes a las combinaciones especie / procedencia en él incluidas, **implica que los miembros estructurales reúnen los requisitos de calidad especificados.**

▪ Entalladuras

Este Reglamento permite entalladuras ejecutadas sobre el borde traccionado en los extremos de una viga de madera laminada encolada, ubicadas sobre el apoyo, **siempre que no reduzcan en más de 1/10 la altura de la sección, d , o 75 mm.**

Se permiten entalladuras ejecutadas sobre el borde comprimido en los tercios exteriores de una viga de madera laminada encolada simplemente apoyada, **siempre que no reduzcan en más de 2/5 la altura de la sección, d . Estas entalladuras no se permiten en el tercio central de la viga.** En el caso de ejecutarse un rebaje inclinado sobre el borde comprimido, en el extremo de una viga, su mayor profundidad y su longitud **no deben exceder 2/3 y 3 veces la altura de la sección, respectivamente.** En vigas donde el rebaje inclinado se extiende al tercio medio de su longitud, se debe efectuar un cálculo de esfuerzos de acuerdo con los principios de la ingeniería estructural.

En los artículos 3.1. y 3.2. se encuentran referencias a la consideración del debilitamiento de las secciones.

▪ Influencia de la curvatura y de la altura variable sobre las tensiones

La tensión radial, f_r , originada por el momento flector, M , en un miembro estructural curvo cuyo eje geométrico presenta un radio de curvatura R y su sección sea rectangular y constante, se obtiene de la siguiente expresión:

$$f_r = \frac{3M}{2Rbd} \quad (5.1-1)$$

En los casos en que la acción del momento flector tiende a **disminuir la curvatura**, la tensión radial, f_r , es de tracción, y se debe cumplir:

$$f_r \leq 1,4 (0,01 / V)^{0,2} F'_{rt} \quad (5.1-2)$$

$$f_r \leq F'_v / 3 \quad (5.1-3)$$

En los casos en que la acción del momento flector tiende a **augmentar la curvatura**, la tensión radial, f_r , será de compresión, y se debe cumplir:

$$f_r \leq F'_{c\perp} \quad (5.1-4)$$

siendo:

F'_{rt} la tensión de diseño en tracción radial perpendicular a las fibras, ajustada.

F'_v la tensión de diseño en corte paralelo a las fibras, ajustada.

$F'_{c\perp}$ la tensión de diseño en compresión perpendicular a las fibras, ajustada.

V el volumen de la zona curva del miembro estructural, en m^3 . En ningún caso se debe considerar un valor de V superior a **2/3** del volumen total del miembro estructural.

Si $f_r > 1,4 (0,01 / V)^{0,2} F'_{rt}$ se deben disponer refuerzos mecánicos para absorber la totalidad de las tensiones radiales de tracción inducidas por el momento flector.

Cuando no se utilice un método más preciso, la tensión originada por el momento flector, f_b , en el borde interior (cóncavo) de un miembro estructural curvo con sección transversal rectangular y constante se puede determinar con la siguiente expresión:

$$f_b = (1 + 0,35 d / R + 0,6 d^2 / R^2) \frac{6M}{bd^2} \quad (5.1-5)$$

siendo:

d la altura de la viga en la zona curva.

R el radio de curvatura del eje geométrico del miembro estructural curvo.

La tensión originada por el momento flector, f_b , en el borde exterior (convexo) de un miembro estructural curvo con sección transversal rectangular y constante se puede determinar, conservadoramente, con la expresión 3.2.1-2 (ver el artículo 3.2.1.).

Los miembros estructurales con **sección transversal variable** deben calcularse conforme los principios de la ingeniería estructural. Se considerarán las tensiones que actúan paralela y perpendicularmente a las fibras, así como las tensiones de corte, originadas en los miembros estructurales de altura variable sometidos a flexión simple.

5.2. VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA

En el Suplemento 2 de este Reglamento se especifican los valores de diseño de referencia para las tensiones y el módulo de elasticidad, correspondientes a madera laminada encolada estructural producida a partir de determinadas combinaciones especie / procedencia y que cumplen con los requisitos de fabricación y control establecidos en la norma IRAM 9660-1 (2006). En el mismo Suplemento se indica el criterio con el cual fueron determinados los valores especificados y el procedimiento a través del cual pueden ser incorporados nuevos valores o modificados los existentes.

5.3. AJUSTE DE LOS VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA

Para obtener los valores de diseño ajustados para las tensiones y el módulo de elasticidad, los valores de diseño de referencia especificados en el Suplemento 2 de este Reglamento deben ser multiplicados por los factores de ajuste que se especifican en la Tabla 5.3-1.

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

Tensiones y módulo de elasticidad	Factores de ajuste aplicables								
		C_D	C_M	C_t	C_L	C_V	C_c	C_r	-
$F'_b = F_b$	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	-	-	-	-	-

▪ Factor de duración de la carga (C_D)

Los valores de diseño de referencia para las tensiones, indicados en el Suplemento 2 de este Reglamento, se refieren al material cuando es sometido a una carga de duración normal (ver el artículo 4.3.).

Los valores de C_D por los cuales se deben multiplicar los valores de diseño de referencia para las tensiones (ver la Tabla 5.3-1) con el fin de tener en cuenta el cambio en la resistencia del material en función del tiempo de actuación de la carga, son los indicados en la Tabla 4.3-2.

Para una combinación de acciones que incluya cargas de distinta duración actuando simultáneamente, será de aplicación el valor de C_D correspondiente a la carga de menor duración. Todas las combinaciones de cargas que actúan deben ser evaluadas con este criterio para determinar la combinación crítica, es decir la que produce las mayores solicitaciones, que es la que se debe utilizar para el diseño de los miembros estructurales y sus uniones.

Los factores de duración de la carga, C_D , son independientes de los factores de combinación de las cargas. Como los factores de combinación, que afectan los valores característicos de las cargas variables, consideran la probabilidad de ocurrencia simultánea de las acciones, mientras que C_D tiene en cuenta la relación entre la duración de la carga y la resistencia del material, ambos pueden ser utilizados en el diseño estructural.

▪ **Factor de condición de servicio (C_M)**

Todos los valores de diseño de referencia, para las tensiones y el módulo de elasticidad, especificadas en el Suplemento 2 de este Reglamento están referidos a un contenido de humedad en servicio que corresponde a los miembros estructurales ubicados en locales ventilados o espacios semicubiertos (estado seco). En esta condición, el contenido de humedad en los miembros de madera laminada encolada estructural será menor que **16%**.

Cuando la condición de servicio indique que el contenido de humedad será igual o superior al **16 %** durante la vida útil de la estructura, como es el caso de miembros estructurales ubicados en locales o espacios húmedos, o en contacto con el suelo, o a la intemperie en regiones húmedas (estado húmedo), y el material cumpla con los requisitos establecidos en la norma IRAM 9660-1 (2006) para ese uso, los valores de diseño de referencia se deberán multiplicar por el factor de condición de servicio, C_M (ver la Tabla 5.3-1). Los valores de C_M se indican en la Tabla 5.3-2.

Tabla 5.3-2. Valores de C_M

F_b	F_t	F_v y F_{rt}	$F_{c\perp}$	F_c	$E, E_{0,05}$ y E_{\min}
0,80	0,80	0,87	0,53	0,73	0,83

▪ **Factor de temperatura (C_t)**

Cuando los miembros estructurales están expuestos a temperaturas comprendidas entre **40 °C** y **65 °C** por un tiempo prolongado, los valores de diseño de referencia deben ser multiplicados por los valores de C_t (ver la Tabla 5.3-1) indicados en la Tabla 5.3-3.

Tabla 5.3-3. Factor de temperatura (C_t)

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

Las temperaturas superiores a **65 °C** pueden producir daños permanentes, sobre todo

cuando actúan durante un tiempo prolongado, y su consideración queda fuera del alcance de este Reglamento.

▪ Factor de estabilidad lateral de la viga (C_L)

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 la Tabla 5.3-1.), 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.

Para el análisis de la estabilidad lateral de arcos, cordones comprimidos de reticulados y miembros de otros sistemas estructurales debe considerarse lo indicado en el Capítulo 9.

▪ Factor de volumen (C_V)

La tensión de diseño de referencia en flexión, F_b , especificada en el Suplemento 2 de este Reglamento, está referida a las dimensiones de referencia para los miembros de madera laminada encolada. La altura de referencia en flexión es igual a **600 mm** y el ancho de referencia en flexión es igual a **150 mm**.

Cuando la altura de la sección de un miembro sometido a flexión difiere de la dimensión de referencia, F_b , deberá ser multiplicada por el factor de volumen, C_V (ver la Tabla 5.3-1.), cuyo valor se obtiene de la siguiente expresión:

$$C_V = \left(\frac{600}{d} \right)^{0,1} \left(\frac{150}{b} \right)^{0,05} \leq 1,1 \quad (5.3-1)$$

siendo:

d la altura, en mm.

b el ancho de una sección sometida a flexión, en mm.

▪ Factor de curvatura (C_c)

En las zonas curvas de los miembros estructurales sometidos a flexión, la tensión de diseño de referencia, F_b , debe ser multiplicada por el factor de curvatura, C_c , que se obtiene de la siguiente expresión:

$$C_c = 1 - 2000 (t / R)^2 \quad (5.3-2)$$

siendo:

t el espesor de la lámina, en mm.

R el radio de curvatura de la cara interna de la lámina, en mm.

El valor límite superior de la razón entre el espesor de las láminas y el radio de curvatura (t / R) se encuentra establecido en el artículo 7.5. de la norma IRAM 9660-1 (2006).

▪ Factor de distribución lateral de cargas (C_r)

Cuando un conjunto de miembros estructurales con separaciones iguales o similares se encuentra lateralmente conectado a través de un sistema continuo que asegure la distribución de las cargas, la resistencia de diseño de referencia en flexión, F_b , se podrá multiplicar por el factor de distribución lateral de cargas, C_r (ver la Tabla 5.3-1.).

Para que el sistema permita la distribución lateral de las cargas, sus miembros deberán estar calculados para resistir tanto las cargas permanentes como las variables. A su vez, cada miembro estructural que forma parte del mismo debe ser continuo en al menos dos vanos y las juntas deberán disponerse contrapeadas. Casos típicos son los constituidos por las estructuras de techos o entrepisos en los cuales las correas o los entablados conforman el sistema de distribución lateral y en general satisfacen los requisitos antes descritos.

Si no se utilizan métodos más precisos de cálculo, debe tomarse $C_r = 1,10$. En el caso de que no existan las condiciones previamente descritas es $C_r = 1$.

▪ Factor de estabilidad del miembro comprimido (C_p)

El control de la estabilidad de un miembro comprimido, con el fin de evitar su pandeo lateral, se deberá efectuar multiplicando la tensión de diseño de referencia, F_c , por el factor de estabilidad lateral del miembro comprimido, C_p , (ver la Tabla 5.3-1.) cuyo cálculo se indica en el artículo 3.3.

▪ Efectos de los tratamientos de preservación y de protección contra el fuego

Los efectos de los tratamientos químicos de protección contra los ataques biológicos y contra el fuego deberán ser considerados en el diseño estructural. La influencia de los tratamientos sobre las propiedades del material, cuyo conocimiento es necesario para calcular las tensiones de diseño ajustadas, deberá ser obtenida de parte del proveedor del producto. Los valores de diseño de referencia, especificados en el

Suplemento 2 de este Reglamento, y que corresponden a miembros estructurales que cumplen con los requisitos de fabricación y control establecidos en la norma IRAM 9660-1 (2006), ***se refieren a madera sin tratamientos de impregnación por vacío-presión.*** Factores de duración de la carga (C_D) mayores que **1,6** no se deben aplicar a miembros estructurales sometidos a este tipo de tratamientos.

CAPÍTULO 6. DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES DE SECCIÓN TRANSVERSAL CIRCULAR

6.1. ASPECTOS GENERALES

Este Capítulo es aplicable al diseño de estructuras construidas con miembros estructurales de sección circular. Se incluyen las estructuras normales de edificaciones y también las destinadas a cumplir funciones especiales, como postes y pilotes.

▪ Calidad de los miembros estructurales de sección circular

La utilización de los valores de diseño de referencia, provistos para las combinaciones especie / procedencia incluidas en el Suplemento 3 y sus Apéndices, implica que los miembros estructurales de sección transversal circular reúnen los requisitos de calidad especificados para cada caso.

6.2. VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA

En el Suplemento 3 de este Reglamento se especifican los valores de diseño de referencia para las tensiones y el módulo de elasticidad correspondientes a miembros estructurales de sección circular de determinadas combinaciones especie / procedencia estudiadas en nuestro país. Los valores que se especifican en el mencionado suplemento fueron obtenidos de ensayos llevados a cabo con miembros estructurales en estado verde (contenido de humedad igual o superior al de saturación de las fibras) y sin cortes que alteren su sección transversal original, y pueden ser utilizados en el diseño estructural con miembros en estado verde o seco.

El mismo Suplemento provee procedimientos para obtener los valores de diseño de referencia de combinaciones especie / procedencia aún no incorporadas a este Reglamento.

Si el Proyectista Estructural dispone de información confiable acerca del incremento que experimentan las propiedades mecánicas de miembros estructurales de sección circular con la pérdida de humedad, puede aumentar, bajo su responsabilidad, los valores de diseño de referencia especificados.

Si se realizan cortes o transformaciones de la forma natural de estos miembros a través de desbastado o alisadura o procesos similares, queda también bajo la responsabilidad del Proyectista Estructural la consideración de la influencia que tales procesos ocasionan en su comportamiento mecánico.

6.3. AJUSTE DE LOS VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA

Para obtener los valores de diseño ajustados para las tensiones y el módulo de elasticidad, los valores de diseño de referencia especificados en el Suplemento 3 de este

Reglamento deben ser multiplicados por los factores de ajuste que se especifican en la Tabla 6.3-1.

Tabla 6.3-1. Factores de ajuste aplicables para miembros estructurales de sección circular

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

▪ **Factor de duración de la carga (C_D)**

Los valores de diseño de referencia para las tensiones, indicados en el Suplemento 3 de este Reglamento, se refieren al material cuando es sometido a una **carga de duración normal** (ver el artículo 4.3.).

Los valores de C_D por los cuales se deben multiplicar los valores de diseño de referencia para las tensiones (ver la Tabla 6.3-1.), con el fin de tener en cuenta el **cambio en la resistencia del material en función del tiempo de actuación de la carga**, son los indicados en la Tabla 4.3-2.

Para una combinación de acciones que incluye **cargas de distinta duración actuando simultáneamente**, será de aplicación el valor de C_D correspondiente a la carga de menor duración. Todas las combinaciones de cargas que actúen deben ser evaluadas con este criterio para determinar la combinación crítica, es decir la que produce las mayores sollicitaciones, que es la que se debe utilizar para el diseño de los miembros estructurales y sus uniones.

Los factores de duración de la carga, C_D , son independientes de los factores de combinación de las cargas. Como los factores de combinación, que afectan los valores característicos de las cargas variables, consideran la probabilidad de ocurrencia simultánea de las acciones, mientras que C_D tiene en cuenta la relación entre la duración de la carga y la resistencia del material, ambos pueden ser utilizados en el diseño estructural.

▪ **Factor de temperatura (C_t)**

Cuando los miembros estructurales estén expuestos a temperaturas comprendidas entre

40 °C y 65 °C por un tiempo prolongado, los **valores de diseño de referencia deberán ser multiplicados por los valores de C_r** (ver la Tabla 6.3-1.) indicados en la Tabla 4.3-4. Las temperaturas superiores a **65 °C** pueden producir daños permanentes, sobre todo cuando actúen durante un tiempo prolongado, por lo que su consideración queda fuera del alcance de este Reglamento.

▪ **Factor de distribución lateral de cargas (C_r)**

Cuando un conjunto de miembros estructurales con separaciones iguales o similares se encuentre lateralmente conectado a través de un sistema continuo que asegure la distribución de las cargas, la resistencia de diseño de referencia en flexión, F_b , se podrá multiplicar por el factor de distribución lateral de cargas, C_r (ver la Tabla 6.3-1.).

Para que el sistema permita la distribución lateral de las cargas, sus miembros deben estar calculados para resistir tanto las cargas permanentes como las variables. A su vez, cada miembro estructural que forma parte del mismo deberá ser continuo en al menos dos vanos y las juntas deberán disponerse contrapeadas. Casos típicos son los constituidos por las estructuras de techos o entrepisos en los cuales las correas o los entablados conforman el sistema de distribución lateral y en general satisfacen los requisitos antes descriptos.

Si no se utilizan métodos más precisos de cálculo, se deberá tomar $C_r = 1,10$. En el caso de que no existan las condiciones previamente descriptas será $C_r = 1$.

▪ **Factor de estabilidad del miembro comprimido (C_p)**

El control de la estabilidad de un miembro comprimido, con el fin de evitar su pandeo lateral, se deberá efectuar multiplicando la tensión de diseño de referencia, F_c , por el factor de estabilidad lateral del miembro comprimido, C_p , (ver la Tabla 6.3-1) cuyo cálculo se indica en el artículo 3.3.

▪ **Efectos de los tratamientos de preservación y de protección contra el fuego**

Los efectos de los tratamientos químicos de protección contra los ataques biológicos y contra el fuego deberán ser considerados en el diseño estructural. La influencia de los tratamientos sobre las propiedades del material, cuyo conocimiento será necesario para calcular las tensiones de diseño ajustadas, deberá ser obtenida de parte del proveedor del producto. Los valores de diseño de referencia para las tensiones y el módulo de elasticidad especificados en el Suplemento 3 de este Reglamento se refieren a miembros estructurales de sección circular sin tratamientos de impregnación por vacío-presión. Factores de duración de la carga (C_D) mayores que **1,6** no se deberán aplicar a miembros estructurales sometidos a este tipo de tratamientos.

CAPÍTULO 7. DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS, DE MADERA COMPUESTA Y DE TABLEROS

Este Capítulo es aplicable al diseño de miembros estructurales prefabricados, de madera compuesta y de tableros.

El término “**miembros estructurales prefabricados**” se refiere a vigas construidas con cordones unidos a un alma compuesta por una placa o por barras en celosía.

El término “**miembros estructurales de madera compuesta**” se refiere a miembros conformados por láminas de madera de pequeño espesor unidas con adhesivo estructural y con la dirección de las fibras orientada preponderantemente según el eje longitudinal de la pieza, del tipo **LVL** (laminated veneer lumber).

El término “**miembros estructurales de tableros**” se refiere a miembros constituidos total o parcialmente por tableros derivados de la madera, cuyas características de prestación para uso estructural son determinadas a través de ensayos normalizados.

7.1. MIEMBROS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS

7.1.1. Aspectos generales

Las vigas prefabricadas deberán responder a los requisitos de calidad declarados por el fabricante y estar claramente identificadas, citando las normas de referencia.

Las características de su conformación les confieren a estos **miembros estructurales** una elevada rigidez y resistencia en relación con su peso, en comparación con las vigas de sección rectangular maciza. El Proyectista Estructural debe requerir información específica al fabricante antes de implementar aspectos particulares de diseño si estos no estuviesen contemplados en la información general provista para el material, tales como la realización de agujeros y/o colocación de rigidizadores en las almas, ejecución de entalladuras o rebajes, entre otros.

7.1.2 .Valores de diseño de referencia

El fabricante debe proveer los valores de diseño de referencia de las magnitudes relacionadas con la resistencia y con la rigidez de las vigas prefabricadas. **En todos los casos se indicarán las normas empleadas en la determinación de los mismos y se suministrará la información necesaria para corroborar que los criterios de obtención de los valores de diseño de referencia provistos por el fabricante son compatibles con los métodos de diseño adoptados por este Reglamento.**

Los **valores de diseño de referencia** del momento flector, M_r , del esfuerzo de corte, V_r , y de la reacción R_r , deben especificar las condiciones de carga y de sustentación correspondientes a los valores provistos. En el caso particular de las vigas prefabricadas

con un alma compuesta por barras en celosía, el valor de R_r debe contemplar tanto los casos en que el apoyo se produzca en un nudo como entre dos nudos consecutivos.

Los **valores de diseño de referencia** de las magnitudes relacionadas con la rigidez en el plano que contiene a la viga deben ser provistos para **el valor medio del módulo de elasticidad (E)** y para el percentil **5 %** del mismo ($E_{0,05I}$), indicando en cada caso el valor correspondiente al módulo de elasticidad (E , $E_{0,05}$) y al momento de inercia de la sección (I). La influencia del esfuerzo de corte en la deformación deberá ser informada por el fabricante a través del valor de un coeficiente (K) que relacione la deformación producida por el esfuerzo de corte con la originada por el momento flector.

El fabricante deberá proveer también el valor de diseño de referencia de la magnitud relacionada a la rigidez transversal de cada cordón de la viga ($E_{min}I_{tc}$), requerida para el cálculo de la estabilidad lateral de la misma, indicando en cada caso el valor del módulo de elasticidad del cordón (E_{min} , ver el artículo 3.2.1) y del momento de inercia con respecto a un eje vertical que pase por su baricentro (I_{tc}).

7.1.3. Ajuste de los valores de diseño de referencia

Para obtener los valores de diseño ajustados para las magnitudes relacionadas a la resistencia y a la rigidez de las vigas prefabricadas, los valores de diseño de referencia provistos por el fabricante deberán ser multiplicados por los factores de ajuste que se especifican en la Tabla 7.1.3-1.

En el caso de que los valores de diseño de referencia provistos por el fabricante correspondan a condiciones de referencia que difieran de las adoptadas por el presente Reglamento, **queda bajo la responsabilidad del Proyectista Estructural** emplear los factores de ajuste apropiados considerando la información provista por el fabricante y la función proyectada para los miembros estructurales en la obra.

Tabla 7.1.3-1. Factores de ajuste aplicables para las vigas prefabricadas

Magnitudes	Factores de ajuste aplicables					
$M'_r = M_r$	x	C_D	C_M	C_t	C_L	C_r
$V'_r = V_r$	x	C_D	C_M	C_t	-	-
$R'_r = R_r$	x	C_D	C_M	C_t	-	-
$(EI)' = (EI)$	x	-	C_M	C_t	-	-
$(E'_{0,05I}) = (E_{0,05I})$	x	-	C_M	C_t	-	-
$K' = K$	x	-	C_M	C_t	-	-
$(E'_{min}I_{tc}) = (E_{min}I_{tc})$	x	-	C_M	C_t	-	-

▪ Factor de duración de la carga (C_D)

Los valores de diseño de referencia correspondientes a M_r , V_r y R_r considerados por este Reglamento, y que deben ser provistos por el fabricante, se refieren al material cuando es sometido a una carga de duración normal (ver el artículo 4.3.).

Los valores de C_D por los cuales se deben multiplicar los valores de diseño de referencia correspondientes a M_r , V_r y R_r (ver la Tabla 7.1.3-1.), con el fin de tener en cuenta el cambio en la resistencia del material en función del tiempo de actuación de la carga, son los indicados en la Tabla 4.3-2.

Para una combinación de acciones que incluya **cargas de distinta duración actuando simultáneamente**, será de aplicación el valor de C_D correspondiente a la carga de menor duración. Todas las combinaciones de cargas que actúen deberán ser evaluadas con este criterio para determinar la **combinación crítica**, es decir la que produce las mayores solicitaciones, que es la que se debe utilizar para el **diseño de los miembros estructurales y sus uniones**.

Los factores de duración de la carga, C_D , son independientes de los factores de combinación de las cargas. Como los factores de combinación, que afectan los valores característicos de las cargas variables, consideran la probabilidad de ocurrencia simultánea de las acciones, mientras que C_D tiene en cuenta la relación entre la duración de la carga y la resistencia del material, **ambos pueden ser utilizados en el diseño estructural**.

▪ **Factor de condición de servicio (C_M)**

Todos los valores de diseño de referencia considerados por este Reglamento para las vigas prefabricadas, y que deben ser provistos por el fabricante, están referidos a un contenido de humedad menor que el **16 %** (estado seco). Esta condición de servicio corresponde a los miembros estructurales ubicados en locales cerrados o espacios semicubiertos.

Cuando la condición de servicio indique que el contenido de humedad será igual o superior que el **16 %** durante la vida útil de la estructura (estado húmedo), y el fabricante indique que los miembros estructurales prefabricados pueden ser utilizados en esa condición, los valores de diseño de referencia se deberán multiplicar por el factor de condición de servicio, C_M (ver la Tabla 7.1.3-1), cuyo valor deberá ser provisto por el fabricante.

▪ **Factor de temperatura (C_t)**

De no existir requisitos especiales indicados por el fabricante, cuando las **vigas prefabricadas estén expuestas a temperaturas comprendidas entre 40 °C y 65 °C por un tiempo prolongado**, los valores de diseño de referencia se deberán multiplicar por los valores de C_t (ver la Tabla 7.1.3-1.) indicados en la Tabla 7.1.3-2. Las temperaturas superiores a **65 °C** pueden producir daños permanentes, sobre todo cuando actúen durante un tiempo prolongado, por lo que su consideración queda fuera del alcance de este Reglamento.

Tabla 7.1.3-2. Factor de temperatura (C_t)

Magnitudes	Condición de servicio en estado:	C_t		
		$T \leq 40^\circ\text{C}$	$40^\circ\text{C} < T \leq 52^\circ\text{C}$	$52^\circ\text{C} < T \leq 65^\circ\text{C}$
(EI) , $(E_{0,05I})$, $(E_{minI_{tc}})$	cualquiera	1,0	0,9	0,9
M_r , V_r , R_r , K	seco	1,0	0,8	0,7
	húmedo	1,0	0,7	0,5

- **Factor de estabilidad lateral de la viga (C_L)**

La estabilidad lateral se debe considerar en el diseño de las vigas prefabricadas y al menos en sus extremos se deben incorporar disposiciones constructivas que impidan el desplazamiento lateral y la rotación. Un método aceptable de diseño es aplicar al cordón comprimido de la viga el procedimiento descrito en el artículo 3.3. de este Reglamento para miembros comprimidos, y adoptar el valor de C_P como el valor del factor de estabilidad lateral de la viga, C_L . De acuerdo con este criterio el cordón deberá ser verificado, respecto del eje principal que pasa por su baricentro y contiene el alma de la viga, como una barra con una longitud efectiva de pandeo igual a la separación entre arriostramientos transversales. Por su parte, respecto del eje principal que pasa por su baricentro y es perpendicular al alma de la viga, el cordón se debe considerar como una barra comprimida arriostrada continuamente y entonces es $C_L = C_P = 1$.

- **Factor de distribución lateral de cargas (C_r)**

Cuando un conjunto de vigas prefabricadas con separaciones iguales o similares se encuentre lateralmente conectado a través de un sistema continuo que asegure la distribución de las cargas, el valor de diseño de referencia del momento flector, M_r , se puede multiplicar por el factor de distribución lateral de cargas, C_r (ver la Tabla 7.1.3-1.).

Para que el sistema permita la distribución lateral de las cargas, sus miembros deben estar calculados para resistir tanto las cargas permanentes como las variables. A su vez, cada miembro estructural que forma parte del mismo debe ser continuo en al menos dos vanos y las juntas deben disponerse contrapeadas. Casos típicos son los constituidos por las estructuras de techos o entrepisos en los cuales las correas o los entablados conforman el sistema de distribución lateral y en general satisfacen los requisitos antes descritos.

Si no se utilizan métodos más precisos de cálculo, se debe tomar $C_r = 1,10$. En el caso de que no existan las condiciones previamente descritas será $C_r = 1$.

- **Efectos de los tratamientos de preservación y de protección contra el fuego**

Los efectos de los tratamientos químicos de protección contra los ataques biológicos y contra el fuego deben ser considerados en el diseño estructural. La influencia de los tratamientos sobre las propiedades del material, cuyo conocimiento es necesario para calcular los valores de diseño ajustados, debe ser obtenida de parte del proveedor del producto.

7.2. MIEMBROS ESTRUCTURALES DE MADERA COMPUESTA

7.2.1. Aspectos generales

Los miembros estructurales de madera compuesta deben responder a los requisitos de calidad declarados por el fabricante y estar claramente identificados, citando las normas de referencia.

7.2.2. Valores de diseño de referencia

El fabricante debe proveer los valores de diseño de referencia para las tensiones y el módulo de elasticidad para los miembros estructurales de madera compuesta. **En todos**

los casos se deberán indicar las normas empleadas en la determinación de los mismos y se suministrará la información necesaria para corroborar que los criterios de obtención de los valores de diseño de referencia provistos por el fabricante son compatibles con los métodos de diseño adoptados por este Reglamento.

7.2.3. Ajuste de los valores de diseño de referencia

Para obtener los valores de diseño ajustados para las tensiones y el módulo de elasticidad, los valores de diseño de referencia provistos por el fabricante deberán ser multiplicados por los factores de ajuste que se especifican en la Tabla 7.2.3-1.

En el caso de que los valores de diseño de referencia provistos por el fabricante correspondan a condiciones de referencia que difieran de las adoptadas por el presente Reglamento, **queda bajo la responsabilidad del Proyectista Estructural** emplear los factores de ajuste apropiados considerando la información provista por el fabricante y la función proyectada para los miembros estructurales en la obra.

Tabla 7.2.3-1. Factores de ajuste aplicables para miembros estructurales de madera compuesta

Tensiones y módulo de elasticidad	Factores de ajuste aplicables							
		C_D	C_M	C_t	C_L	C_V	C_r	
$F'_b = F_b$	X	C_D	C_M	C_t	C_L	C_V	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
$E' = E$	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	-	-	-	-

▪ Factor de duración de la carga (C_D)

Los valores de diseño de referencia para las tensiones considerados por este Reglamento, y que deben ser provistos por el fabricante, **se refieren al material cuando es sometido a una carga de duración normal** (ver el artículo 4.3.).

Los valores de C_D por los cuales se deben multiplicar los valores de diseño de referencia para las tensiones (ver la Tabla 7.2.3-1.), con el fin de tener en cuenta el cambio en la resistencia del material en función del tiempo de actuación de la carga, son los indicados en la Tabla 4.3-2.

Para una combinación de acciones que incluya cargas de distinta duración actuando simultáneamente, será de aplicación el valor de C_D correspondiente a la carga de menor duración. Todas las combinaciones de cargas que actúen deben ser evaluadas con este criterio para determinar la **combinación crítica**, es decir la que produzca las mayores

solicitaciones, que es la que se debe utilizar para el diseño de los miembros estructurales y sus uniones.

Los factores de duración de la carga, C_D , son independientes de los factores de combinación de las cargas. Como los factores de combinación, que afectan los valores característicos de las cargas variables, consideran la probabilidad de ocurrencia simultánea de las acciones, mientras que C_D tiene en cuenta la relación entre la duración de la carga y la resistencia del material, ambos pueden ser utilizados en el diseño estructural.

▪ **Factor de condición de servicio (C_M)**

Todos los valores de diseño de referencia considerados por este Reglamento para los miembros estructurales de madera compuesta, y que deben ser provistos por el fabricante, están referidos a un contenido de humedad menor que el **16 %** (estado seco). Esta condición de servicio corresponde a los miembros estructurales ubicados en locales cerrados o espacios semicubiertos.

Cuando la condición de servicio indique que el contenido de humedad será igual o superior que el **16 %** durante la vida útil de la estructura (estado húmedo), y el fabricante indique que los miembros estructurales de madera compuesta pueden ser utilizados en esa condición, los valores de diseño de referencia se deben multiplicar por el factor de condición de servicio, C_M (ver la Tabla 7.2.3-1.), cuyo valor deberá ser provisto por el fabricante.

▪ **Factor de temperatura (C_t)**

Cuando los miembros estructurales estén expuestos a temperaturas comprendidas entre **40 °C** y **65 °C** por un tiempo prolongado, los valores de diseño de referencia deberán ser multiplicados por los valores de C_t (ver la Tabla 7.2.3-1.) indicados en la Tabla 7.2.3-2.

Tabla 7.2.3-2. Factor de temperatura (C_t)

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

Las temperaturas superiores a **65 °C** pueden producir daños permanentes, sobre todo cuando actúen durante un tiempo prolongado, por lo que su consideración queda fuera del alcance de este Reglamento.

▪ **Factor de estabilidad lateral de la viga (C_L)**

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 la Tabla 7.2.3-1.), 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.

Para el análisis de la estabilidad lateral de cordones comprimidos de reticulados y miembros de otros sistemas estructurales se debe considerar lo indicado en el Capítulo 9.

▪ Factor de volumen (C_V)

La tensión de diseño de referencia en flexión, F_b , considerada por este Reglamento, debe ser provista por el fabricante indicando las dimensiones de referencia correspondientes. Cuando las dimensiones de la sección transversal de un miembro estructural de madera compuesta, sometido a flexión, difieran de las dimensiones de referencia, el valor de F_b deberá ser multiplicado por el factor de volumen, C_V (ver la Tabla 7.2.3-1), el cual debe ser indicado por el fabricante.

▪ Factor de distribución lateral de cargas (C_r)

Cuando un conjunto de miembros estructurales con separaciones iguales o similares se encuentre lateralmente conectado a través de un sistema continuo que asegure la distribución de las cargas, la resistencia de diseño de referencia en flexión, F_b , se podrá multiplicar por el factor de distribución lateral de cargas, C_r (ver la Tabla 7.2.3-1.).

Para que el sistema permita la distribución lateral de las cargas, sus miembros deben estar calculados para resistir tanto las cargas permanentes como las variables. A su vez, cada miembro estructural que forma parte del mismo debe ser continuo en al menos dos vanos y las juntas se deben disponer contrapeadas. Casos típicos son los constituidos por las estructuras de techos o entresijos en los cuales las correas o los entablados conforman el sistema de distribución lateral y en general satisfacen los requisitos antes descriptos.

Si no se utilizan métodos más precisos de cálculo, se debe tomar $C_r = 1,10$. En el caso de que no existan las condiciones previamente descriptas será $C_r = 1$.

▪ Factor de estabilidad del miembro comprimido (C_P)

El control de la estabilidad de un miembro comprimido, con el fin de evitar su pandeo lateral, se debe efectuar multiplicando la tensión de diseño de referencia, F_c , por el factor de estabilidad lateral del miembro comprimido, C_P , (ver la Tabla 7.2.3-1.) cuyo cálculo se indica en el artículo 3.3.

▪ Efectos de los tratamientos de preservación y de protección contra el fuego

Los efectos de los tratamientos químicos de protección contra los ataques biológicos y contra el fuego deben ser considerados en el diseño estructural. La influencia de los tratamientos sobre las propiedades del material, cuyo conocimiento es necesario para calcular las tensiones de diseño ajustadas, debe ser obtenida de parte del proveedor del producto.

7.3. MIEMBROS ESTRUCTURALES DE TABLEROS

7.3.1. Aspectos generales

Los tableros derivados de la madera empleados para la construcción de miembros estructurales deberán responder a los requisitos de calidad declarados por el fabricante y estar claramente identificados, citando las normas de referencia.

7.3.2. Valores de diseño de referencia

El fabricante deberá proveer los valores de diseño de referencia para las tensiones y el módulo de elasticidad de los tableros derivados de la madera que constituyan total o parcialmente miembros estructurales. **En todos los casos se indicará las normas empleadas en la determinación de los mismos y se suministrará la información necesaria para corroborar que los criterios de obtención de los valores de diseño de referencia provistos por el fabricante son compatibles con los métodos de diseño adoptados por este Reglamento.**

Considerando que los paneles estructurales pueden ser solicitados por acciones que actúen normalmente a su plano y por acciones contenidas en su plano, los valores de diseño de referencia deben ser provistos por el fabricante en forma diferenciada para ambos casos.

Debido a la naturaleza ortotrópica de los paneles, los valores de diseño de referencia deben ser provistos por el fabricante con referencia a su eje longitudinal y a su eje transversal. A partir de estos valores provistos por el fabricante, el Proyectista Estructural puede calcular los valores de diseño de referencia en otras direcciones aplicando los procedimientos normales utilizados en la ingeniería estructural.

7.3.3. Ajuste de los valores de diseño de referencia

Para obtener los valores de diseño ajustados para las tensiones y el módulo de elasticidad, los valores de diseño de referencia provistos por el fabricante deben ser multiplicados por los factores de ajuste que se especifican en la Tabla 7.3.3-1.

En el caso de que los valores de diseño de referencia provistos por el fabricante correspondan a condiciones de referencia que difieran de las adoptadas por el presente Reglamento, **queda bajo la responsabilidad del Proyectista Estructural** emplear los factores de ajuste apropiados considerando la información provista por el fabricante y la función proyectada para los miembros estructurales en la obra.

El Proyectista Estructural debe verificar la seguridad de los tableros frente a los problemas de inestabilidad empleando los métodos habituales de la ingeniería estructural y/o la

información específica que al respecto provea el fabricante.

Tabla 7.3.3-1. Factores de ajuste aplicables para miembros estructurales de tableros

Tensiones y módulo de elasticidad		Factores de ajuste aplicables		
Solicitaciones normales al plano				
$F'_b = F_b$	X	C_D	C_M	C_t
$F'_v^{(1)} = F_v^{(1)}$	X	C_D	C_M	C_t
$F'_{c\perp} = F_{c\perp}$	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
$G'_v^{(1)} = G_v^{(1)}$	X	-	C_M	C_t
Solicitaciones contenidas en el plano				
$F'_b = F_b$	X	C_D	C_M	C_t
$F'_t = F_t$	X	C_D	C_M	C_t
$F'_v^{(2)} = F_v^{(2)}$	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
$E' = E$	X	-	C_M	C_t
$E'_{0.05} = E_{0.05}$	X	-	C_M	C_t
$G'_v^{(2)} = G_v^{(2)}$	X	-	C_M	C_t
(1) Tensión de corte y módulo de elasticidad transversal normalmente denominados “en el plano del tablero” (shear-in-the-plane o rolling shear)				
(2) Tensión de corte y módulo de elasticidad transversal normalmente denominados “en el espesor del tablero” (through-the-thickness shear)				

▪ **Factor de duración de la carga (C_D)**

Los valores de diseño de referencia para las tensiones considerados por este Reglamento, y que deben ser provistos por el fabricante, se refieren al material cuando es sometido a una carga de duración normal (ver el artículo 4.3.).

Los valores de C_D por los cuales se deben multiplicar los valores de diseño de referencia para las tensiones (ver la Tabla 7.3.3-1), con el fin de tener en cuenta el cambio en la resistencia del material en función del tiempo de actuación de la carga, son los indicados en la Tabla 4.3-2.

Para una combinación de acciones que incluye cargas de distinta duración actuando simultáneamente, será de aplicación el valor de C_D correspondiente a la carga de menor duración. Todas las combinaciones de cargas que actúen deben ser evaluadas con este criterio para determinar la **combinación crítica**, es decir la que produce las mayores solicitaciones, que es la que se debe utilizar para el diseño de los miembros estructurales y sus uniones.

Los factores de duración de la carga, C_D , son independientes de los factores de combinación de las cargas. Como los factores de combinación, que afectan los valores característicos de las cargas variables, consideran la probabilidad de ocurrencia simultánea de las acciones, mientras que C_D tiene en cuenta la relación entre la duración de la carga y la resistencia del material, ambos pueden ser utilizados en el diseño estructural.

▪ **Factor de condición de servicio (C_M)**

Todos los valores de diseño de referencia considerados por este Reglamento para los miembros estructurales de tableros, y que deben ser provistos por el fabricante, están referidos a un contenido de humedad menor que el **16 %** (estado seco). Esta condición de servicio corresponde a los miembros estructurales ubicados en locales cerrados o espacios semicubiertos.

Cuando la condición de servicio indica que el contenido de humedad será igual o superior que el **16 %** durante la vida útil de la estructura (estado húmedo), y el fabricante indique que los miembros estructurales de tableros pueden ser utilizados en esa condición, los valores de diseño de referencia se deberán multiplicar por el factor de condición de servicio, C_M (ver la Tabla 7.3.3-1.), cuyo valor debe ser provisto por el fabricante.

▪ **Factor de temperatura (C_t)**

Cuando los miembros estructurales estén expuestos a temperaturas comprendidas entre **40 °C** y **65 °C** por un tiempo prolongado, los valores de diseño de referencia deben ser multiplicados por los valores de C_t (ver la Tabla 7.3.3-1.), los cuales deben ser provistos por el fabricante.

Las temperaturas superiores a **65 °C** pueden producir daños permanentes, sobre todo cuando actúen durante un tiempo prolongado, por lo que su consideración queda fuera del alcance de este Reglamento.

▪ **Efectos de los tratamientos de preservación y de protección contra el fuego**

Los efectos de los tratamientos químicos de protección contra los ataques biológicos y contra el fuego deben ser considerados en el diseño estructural. La influencia de los tratamientos sobre las propiedades del material, cuyo conocimiento es necesario para calcular las tensiones de diseño ajustadas, debe ser obtenida de parte del proveedor del producto.

CAPÍTULO 8. DISEÑO DE UNIONES MECÁNICAS

8.1. ASPECTOS GENERALES

Este Capítulo es aplicable al diseño de uniones mecánicas en miembros estructurales de madera aserrada, madera laminada encolada estructural o materiales derivados de la madera. Las prescripciones que se incluyen para determinados medios de unión no excluyen la utilización de otros tipos cuando se demuestre, a través de análisis teóricos o resultados empíricos, que son aptos para desempeñarse adecuadamente conforme al destino de la construcción.

▪ Esfuerzos en la zona de las uniones

La capacidad portante de los miembros estructurales debe ser verificada en la zona de las uniones mecánicas, para lo cual son de aplicación los artículos 3.1. y 3.2. de este Reglamento. No se deben proyectar excentricidades que induzcan esfuerzos de tracción perpendicular a las fibras en la madera salvo que el diseño esté respaldado por estudios detallados o resultados de ensayos (ver la Figura 8.1-1.).

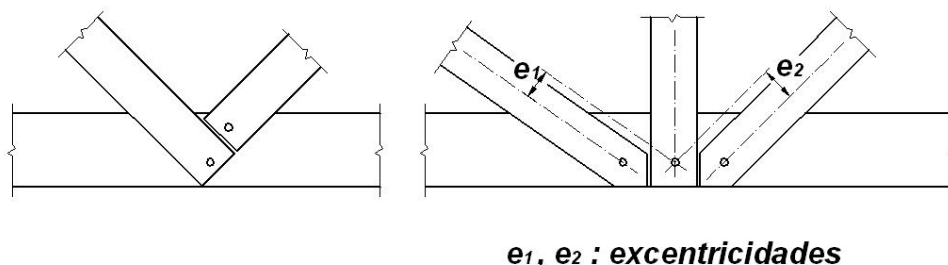


Figura 8.1-1. Uniones excéntricas.

En las uniones múltiples, los elementos de fijación deben ser dispuestos simétricamente y en tresbolillo siempre que sea posible y en particular en los miembros estructurales solicitados perpendicularmente a la dirección de las fibras. Se debe procurar que los ejes de los miembros estructurales concurren al centro de gravedad de la unión.

▪ Requisitos que deben cumplir las uniones

Los métodos de cálculo y los valores de diseño de referencia estipulados en este Reglamento corresponden a conexiones realizadas con un único tipo de medios de unión.

Si se diseñan uniones que involucran más de un tipo de medios de unión, tanto los procedimientos de cálculo como los valores de diseño de referencia y los factores de ajuste aplicables se deberán basar en estudios especiales o en resultados empíricos que no son proporcionados por este Reglamento.

Todos los valores de diseño de referencia en carga lateral provistos en este Reglamento fueron determinados **asumiendo que los miembros unidos se encuentran en contacto entre sí.**

▪ **Diseño de piezas de acero u otros materiales**

Las piezas de acero u otros materiales que formen parte de uniones o apoyos deben ser diseñadas para soportar los esfuerzos a los que estarán sometidos durante su vida útil de acuerdo con los Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC correspondientes.

8.2. UNIONES CON ELEMENTOS DE FIJACIÓN DE TIPO CLAVIJA

Dentro de este grupo de elementos de fijación se incluyen los bulones, tirafondos, tornillos y clavos, cuyas características geométricas y mecánicas deben ser provistas por el fabricante. Los criterios de diseño adoptados por este Reglamento son válidos para elementos de fijación con diámetro nominal, **D** , igual o menor que **25,4 mm**.

Las propiedades mecánicas más importantes de los elementos de fijación de tipo clavija para el cálculo de uniones, de acuerdo con este Reglamento son la tensión de fluencia, **F_y** , y la tensión de rotura en tracción, **F_u** . En particular, para el cálculo de la resistencia lateral, se requiere el valor de la tensión de fluencia en flexión, **F_{yb}** . En el Suplemento 4 de este Reglamento se indican valores de referencia de las propiedades mecánicas más importantes para elementos de fijación de calidades usuales.

Como criterio general se deben disponer al menos **2 elementos de fijación de tipo clavija en cada unión**. Se exceptúa de este requerimiento a las uniones en las que la resistencia de diseño ajustada del elemento de fijación resulte al menos igual al doble de la carga aplicada.

El Proyectista Estructural podrá utilizar otros tipos de elementos de fijación de tipo clavija que los contemplados en este Reglamento, quedando bajo su responsabilidad la adopción de los valores de diseño y las adecuaciones que los métodos de cálculo requieran.

▪ **Bulones**

Los bulones deberán ser colocados en orificios con una pre-perforación de un diámetro hasta un **8 %** mayor que el diámetro nominal, **D** , en madera seca, y hasta un **12 %** mayor en madera verde. Los orificios deberán estar alineados con precisión y los bulones deberán ser introducidos sin esfuerzos importantes.

Debajo de la tuerca y de la cabeza de cada bulón se deberán colocar arandelas. Su diámetro externo deberá ser igual a **3 D** y su espesor **0,3 D** .

▪ **Tirafondos**

Los **orificios pre-perforados** para guiar la colocación de los tirafondos, tanto sometidos a una carga lateral como a una carga de extracción, deberán cumplir los siguientes requisitos:

a) para la zona no roscada del elemento deberán tener igual diámetro que el fuste, **D** , y

una profundidad igual a la longitud no roscada del mismo,

- b) para la zona roscada del elemento deben tener un diámetro comprendido entre el **40 %** y el **80 %** del diámetro del fuste y una longitud al menos igual a la longitud roscada del mismo.

El Proyectista Estructural deberá decidir, dentro de los porcentajes límite indicados para los orificios correspondientes a la zona roscada del elemento, aquel más conveniente para **evitar daños**. Los límites superiores se corresponden en general con maderas de elevada densidad y tirafondos de diámetros grandes.

No se deberá requerir la realización de orificios pre-perforados para tirafondos de diámetro igual o menor que **9,5 mm** colocados en maderas con un valor característico (**5 %**) de la gravedad específica anhidra, **G**, menor o igual que **0,5** y sometidos a esfuerzo de extracción (ver la Tabla S.4.1.1-2.).

La penetración mínima de un tirafondo, en el miembro principal (L_m) para uniones sometidas a una carga lateral, **z**, con una sección de corte, o en el miembro lateral (L_s) para uniones con dos secciones de corte, debe ser igual a **4 veces su diámetro nominal, D**. La colocación se deberá efectuar con una llave y no se permitirá aplicar golpes con martillo. El empleo de lubricantes para facilitar la penetración en la madera no se debe considerar como un factor que afecte la resistencia del elemento.

Debajo de la cabeza de cada tirafondo se deben colocar arandelas. Su diámetro externo deberá ser igual a **3 D** y su espesor **0,3 D**.

▪ Tornillos

Los **orificios pre-perforados** para guiar la colocación de los tornillos sometidos a una carga de extracción deben tener un diámetro aproximadamente igual al **90 %** del diámetro del núcleo del tornillo, D_r , cuando $G > 0,6$ y al **70 %** de D_r cuando $0,5 < G \leq 0,6$. No se requiere pre-perforación cuando $G \leq 0,5$.

Los **orificios pre-perforados** para guiar la colocación de los tornillos sometidos a una carga lateral deben cumplir los siguientes requisitos:

- a) cuando $G > 0,6$, para la zona no roscada del elemento deben tener aproximadamente igual diámetro que el fuste, **D**, y una profundidad igual a la longitud no roscada del mismo. Para la zona roscada del elemento deben tener aproximadamente igual diámetro que el núcleo, D_r .
- b) cuando $G \leq 0,6$, para la zona no roscada del elemento deben tener aproximadamente el **85 %** de **D** y una profundidad igual a la longitud no roscada del mismo. Para la zona roscada del elemento deben tener aproximadamente el **85 %** de D_r .

La penetración mínima de un tornillo, en el miembro principal (L_m) para uniones sometidas a una carga lateral con una sección de corte, o en el miembro lateral (L_s) para uniones con dos secciones de corte, debe ser igual a **6 veces su diámetro nominal, D**. La colocación se debe efectuar con una llave y no se permite aplicar golpes con martillo. El empleo de lubricantes para facilitar la penetración en la madera no se debe considerar como un factor que afecte la resistencia del elemento.

▪ Clavos

El Proyectista Estructural debe decidir la conveniencia de colocar los clavos efectuando orificios pre-perforados teniendo en cuenta la aptitud para el clavado de la especie utilizada. En general, para maderas con $G \geq 0,5$ se recomienda la realización de orificios pre-perforados, los que deberán cumplir los siguientes requisitos:

- cuando $G > 0,6$, el diámetro del orificio no debe exceder el **90 % de D** .
- cuando $G \leq 0,6$, el diámetro del orificio no debe exceder el **75 % de D** .

El clavado oblicuo se debe realizar con un ángulo de aproximadamente 30° con respecto a la dirección del miembro estructural, y la distancia entre el punto de penetración del clavo y el extremo del miembro estructural debe ser aproximadamente igual a **un tercio de la longitud del clavo** (ver la Figura 8.2-1.).

La penetración mínima de un clavo, en el miembro principal (l_m) para uniones sometidas a una carga lateral con una sección de corte, o en el miembro lateral (l_s) para uniones con dos secciones de corte, debe ser igual a **6 veces** su diámetro nominal, D . La penetración mínima de un clavo sometido a una carga de extracción debe ser igual a **10 D** .

Los valores de diseño de referencia que se especifican en el Suplemento 4 de este Reglamento son de aplicación para **clavos colocados con o sin orificios pre-perforados**.

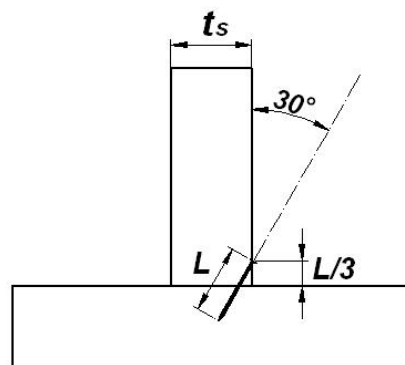


Figura 8.2-1. Unión con clavado oblicuo.

▪ Otros tipos de elementos de fijación de tipo clavija

Si el Proyectista Estructural decide utilizar otros elementos de fijación de tipo clavija distintos a los descritos anteriormente, queda bajo su exclusiva responsabilidad la utilización de los procedimientos provistos en el presente Capítulo así como el empleo de valores de diseño que reflejen el comportamiento de las uniones proyectadas.

▪ **Geometría de las uniones con elementos de fijación de tipo clavija**

En la Tabla 8.2-1. se indican las distancias mínimas que deben cumplir los elementos de fijación de tipo clavija con un diámetro nominal, D , mayor o igual que **6,35 mm** y en la Tabla 8.2-2. se indican las correspondientes a clavos y tornillos con $D < 6,35 \text{ mm}$. Las distancias indicadas corresponden a elementos sometidos a carga lateral. Las distancias mínimas para elementos de fijación sometidos solamente a carga de extracción se indican en la Tabla 8.2-3.

Si el Proyectista Estructural decide adoptar distancias menores que las indicadas en este Reglamento, queda bajo su exclusiva responsabilidad determinar la influencia que las mismas ejercen sobre los valores de la resistencia de diseño de referencia indicados en el Suplemento 4, así como calcular los factores de ajuste aplicables para obtener la resistencia de diseño ajustada. De igual manera, **el Proyectista Estructural será responsable de verificar que la ejecución de la unión con distancias menores que las indicadas no provoque fisuras u otros daños relacionados con la disposición geométrica de los elementos de fijación.**

Tabla 8.2-1. Distancias mínimas de elementos de fijación tipo clavija con $D \geq 6,35 \text{ mm}$ y sometidos a carga lateral

Distancia	Dirección de la carga respecto de las fibras	Valores mínimos
al borde	paralela	3 D
	perpendicular ⁽¹⁾	al borde cargado 4 D al borde descargado 3 D
al extremo	paralela	al extremo cargado (tracción): 7 D al extremo descargado (compresión): 4 D
	perpendicular	4 D
en una fila	paralela	7 D
	perpendicular	4 D
entre filas ⁽²⁾	paralela	4 D
	perpendicular	4 D
<p>(1) Si no se realiza un cálculo detallado se debe evitar ejecutar uniones que transmiten cargas importantes a vigas de madera aserrada o de madera laminada encolada por debajo de su eje neutro.</p> <p>(2) La separación entre filas externas de una unión sometida a una carga paralela a la dirección de las fibras y materializada con la interposición de placas laterales de acero no debe superar los 127 mm (ver la Figura 8.2-2.). Esta limitación tiene por finalidad evitar la generación de esfuerzos locales, en dirección perpendicular a las fibras, producidos por la expansión y la contracción de la madera se puede obviar si se diseñan orificios ovalados que permitan el libre movimiento del material.</p>		

La adopción de las distancias mínimas indicadas en el presente artículo no eximen al Proyectista Estructural de adoptar los recaudos necesarios, conforme a las características de la especie que utilice en el diseño, para evitar la producción de fisuras en los miembros de madera al colocar los elementos de fijación. La ejecución de adecuadas pre-perforaciones y la consideración de distancias mayores a las mínimas indicadas pueden contribuir, en el caso de especies de alta densidad y baja aptitud para el clavado, a evitar la producción de fisuras y rajaduras en la zona de la unión.

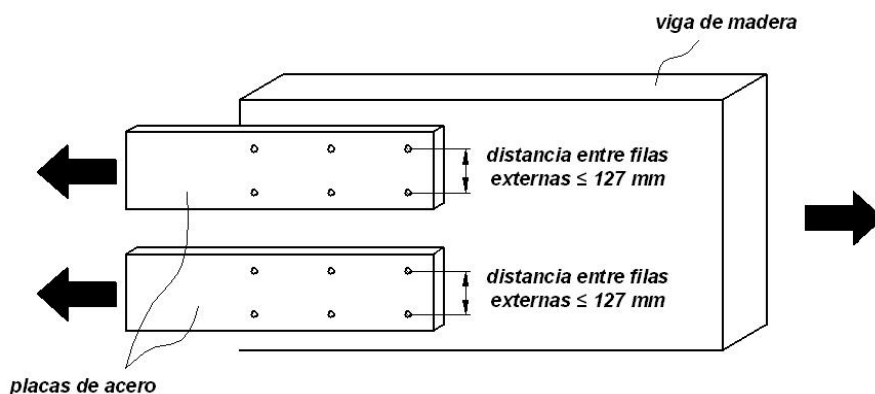


Figura 8.2-2. Separación entre filas externas.

Tabla 8.2-2. Distancias mínimas para clavos y para tornillos con $D < 6,35$ mm y sometidos a carga lateral

Distancia	Dirección de la carga respecto de las fibras	Descripción	Valores mínimos	
			sin pre-perforación	con pre-perforación
al borde	paralela	-	5 D	3 D
	perpendicular ⁽¹⁾	borde cargado	10 D	7 D
borde descargado		5 D	3 D	
al extremo	paralela	extremo cargado	15 D	10 D
		extremo descargado	10 D	5 D
	perpendicular	-	10 D	5 D
en una fila	paralela	-	15 D	10 D
	perpendicular	-	10 D	5 D
entre filas ⁽²⁾	paralela y perpendicular	filas alineadas	5 D	3 D
		filas en tresbolillo	2,5 D	2,5 D

(1) y (2) ver la Tabla 8.2-1.

Todas las distancias indicadas en esta Tabla están basadas en las propiedades de la madera y son de aplicación en los miembros estructurales de madera. Cuando se empleen piezas auxiliares de acero u otros materiales, su diseño deberá contemplar el espaciamiento y la distancia a bordes de los orificios de acuerdo con los Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC correspondientes.

Tabla 8.2-3. Distancias mínimas para elementos de fijación sometidos solamente a una carga de extracción

Distancia	Valores mínimos
al borde	1,5 D
al extremo	4 D
entre elementos	4 D

El término “**distancia al borde**” se refiere a la distancia desde la arista o borde de un miembro estructural de madera hasta el centro del elemento de fijación más cercano, medida perpendicularmente a la dirección de las fibras (ver la Figura 8.2-3.).

El término “**distancia al extremo**” se refiere a la distancia desde el extremo de un miembro estructural hasta el centro del elemento de fijación más cercano, medida paralelamente a la dirección de las fibras (ver la Figura 8.2-3.).

El término “**fila**” se refiere a un grupo de dos o más elementos de fijación alineados paralelamente con la dirección de la fuerza (ver la Figura 8.2-3.).

El término “**distancia en una fila**” se refiere a la distancia entre centros de dos elementos de fijación que forman parte de una fila (ver la Figura 8.2-3.).

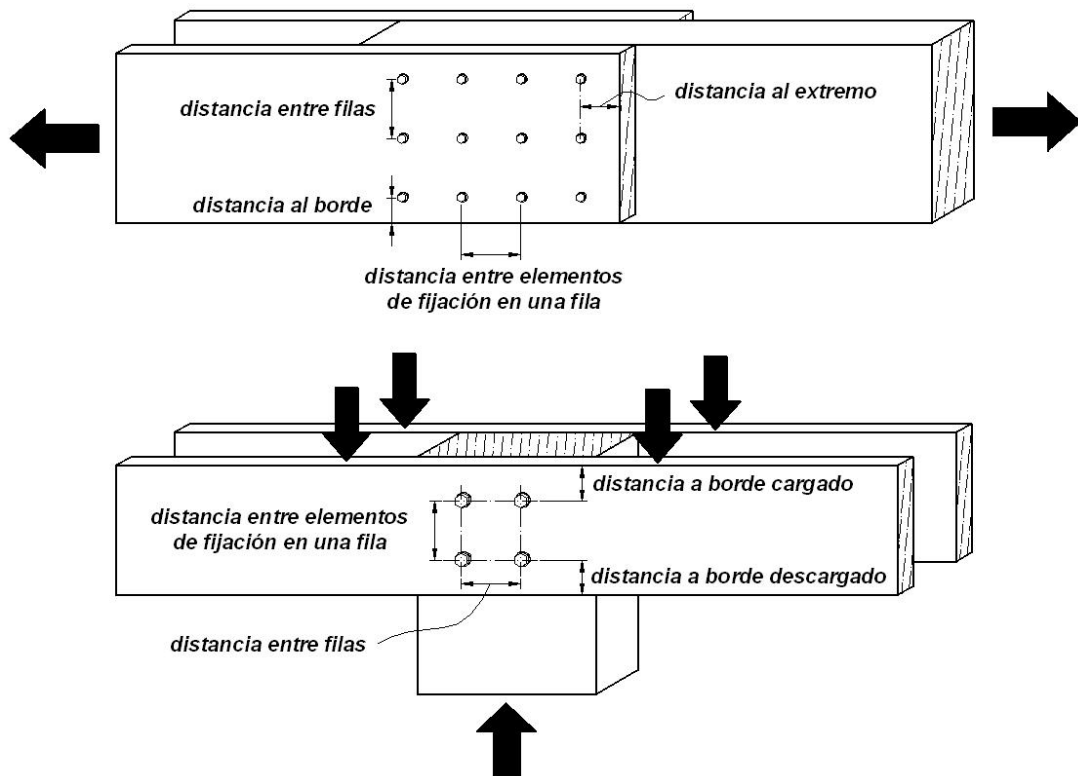


Figura 8.2-3. Geometría de las uniones con elementos de fijación de tipo clavija.

8.2.1. Resistencia lateral

La carga lateral aplicada a una unión, z , actuando en dirección perpendicular al eje de los elementos de fijación (bulones, tirafondos, tornillos o clavos), no debe exceder la resistencia lateral de diseño ajustada de la unión, Z' .

Una unión con dos o más elementos de fijación, como las habitualmente empleadas en las

estructuras, se denomina “**unión múltiple**”. Cuando los elementos de fijación que conforman una unión múltiple son del mismo tipo, tienen similares dimensiones, y presentan el mismo modo de rotura (ver la Figura 8.2.1.1-1), el valor de la resistencia lateral de diseño ajustada de la unión, Z' , será igual a la suma de la resistencia lateral de diseño ajustada de cada uno de los elementos que la componen. A los fines de conducir el proceso de cálculo, la unión conformada por un único elemento de fijación se denomina “**unión simple**”.

En uniones múltiples, compuestas por elementos de fijación con diámetros relativamente grandes y separaciones pequeñas, la resistencia lateral, en dirección paralela a las fibras, puede estar determinada por la resistencia de la madera en la zona de la unión. El Proyectista Estructural debe verificar los efectos locales en este tipo de uniones de acuerdo con los principios de la ingeniería estructural. Un método para verificar los esfuerzos locales se describe en el artículo 8.2.4.

8.2.1.1. Valores de diseño de referencia

En el Suplemento 4 de este Reglamento se proporcionan valores de la resistencia al aplastamiento de la madera (Tabla S.4.1.1-1) y de placas de acero que actúan como dispositivos laterales auxiliares (Tabla S.4.1.1-4), así como de la tensión de fluencia en flexión de elementos de fijación de acero (Tabla S.4.1.1-3). Estos valores permiten calcular la resistencia lateral de diseño de referencia, Z , siguiendo las prescripciones que se indican a continuación **para uniones constituidas por un único elemento de fijación** (uniones simples). Para obtener el valor de la resistencia lateral de diseño de referencia de una **unión múltiple**, se debe multiplicar el valor obtenido para la unión simple por la cantidad de elementos que componen la unión.

Para el cálculo de valores de Z correspondientes a uniones donde la dirección de la fuerza actuante está inclinada un ángulo θ respecto de la dirección de las fibras, el Suplemento 4 indica el método a emplear para calcular la resistencia al aplastamiento de referencia inclinada un ángulo θ respecto de la dirección de las fibras, $F_{e\theta}$, que se debe sustituir en las expresiones que representan los modos de rotura posibles (ver la Tabla 8.2.1.1-1.).

Los valores indicados corresponden a elementos de fijación colocados sobre una cara o un canto del miembro estructural. Si el Proyectista Estructural decide insertar elementos de fijación sometidos a una carga lateral en el extremo de un miembro estructural, queda bajo su exclusiva responsabilidad adoptar los valores de la resistencia lateral de diseño de referencia y los factores de ajuste correspondientes.

▪ **Modos de rotura de un elemento de fijación de tipo clavija sometido a carga lateral**

La resistencia lateral de diseño de referencia, Z , de una unión de miembros de madera constituida por un único elemento de fijación (**unión simple**) es el menor valor de los obtenidos a través de la aplicación de las expresiones que representan los modos de rotura posibles indicados en la Tabla 8.2.1.1-1. Una representación gráfica de los modos de rotura se muestra en la Figura 8.2.1.1-1.

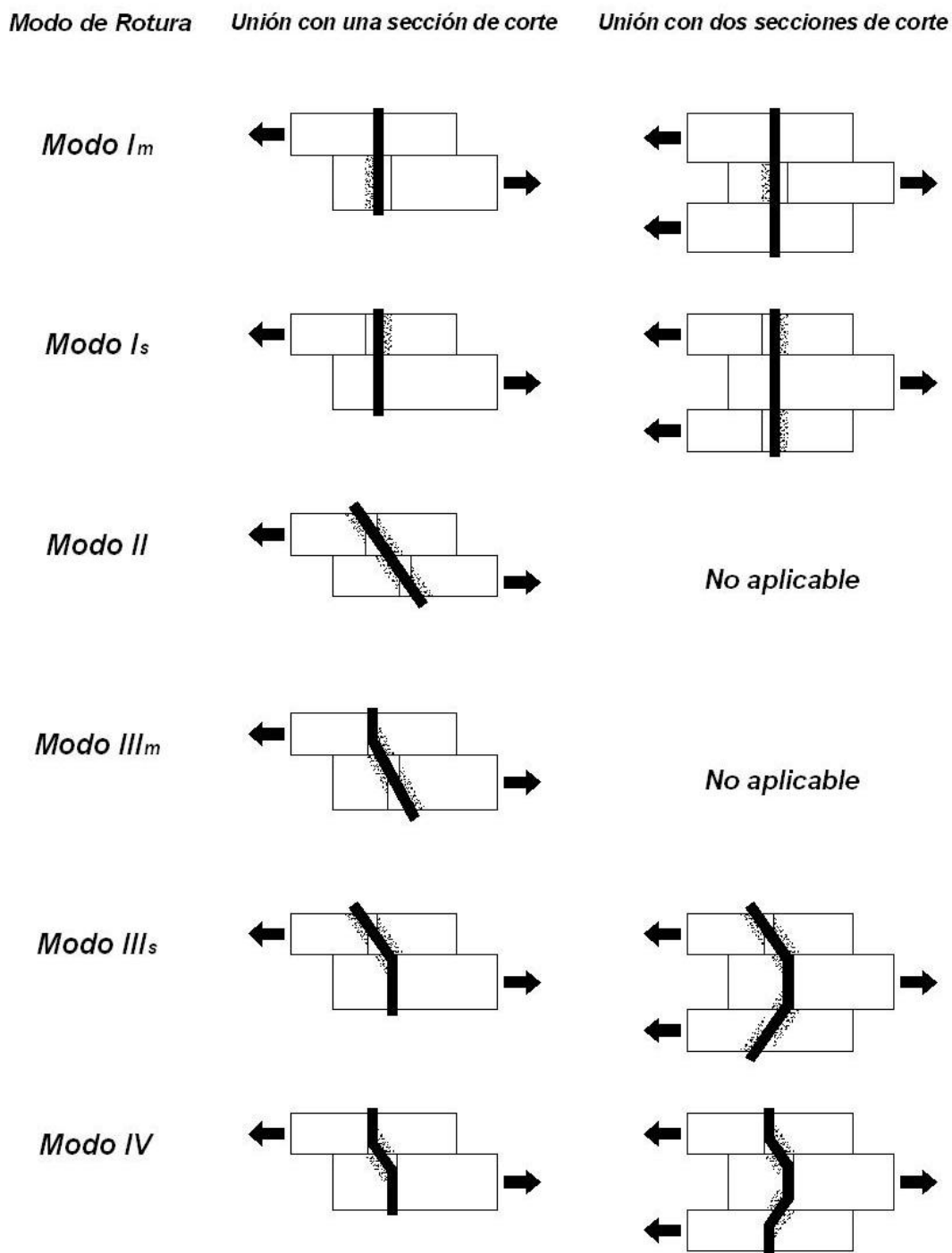


Figura 8.2.1.1-1. Modos de falla de las uniones con elementos de fijación de tipo clavija sometidos a carga lateral.

Las expresiones contenidas en la Tabla 8.2.1.1-1. son aplicables si se cumplen las siguientes condiciones:

- a) La unión posee una sección de corte o dos secciones de corte, presentando, en este último caso, simetría respecto del plano normal al eje del elemento de fijación y que pasa por el centro del miembro principal.

- b) Las superficies de los miembros estructurales unidos se encuentran en contacto.
- c) La carga actúa perpendicularmente al eje de los elementos de fijación.
- d) Las separaciones de los elementos de fijación cumplen las distancias mínimas indicadas en la Tabla 8.2-1 o en la Tabla 8.2-2.
- e) La penetración del elemento de fijación en el miembro principal, para uniones con una sección de corte, o en el miembro lateral que contiene su extremo, para uniones con dos secciones de corte, cumple con lo indicado en el artículo 8.2.

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_r**, 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 $D_r < 6,35 \text{ mm}$, $R_d = K_D K_\theta$		

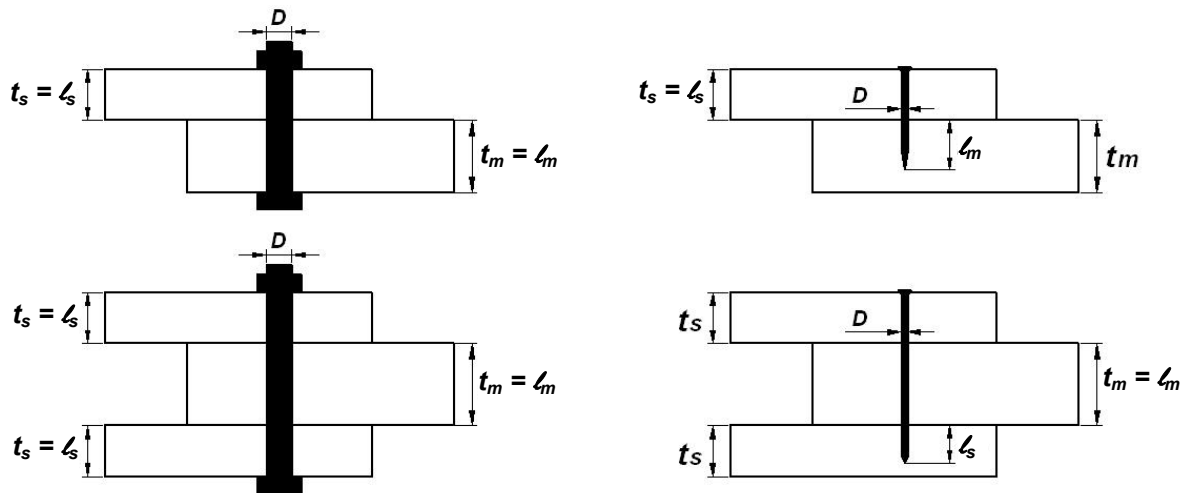


Figura 8.2.1.1-2. Uniones con una y dos secciones de corte.

▪ **Uniones asimétricas con dos secciones de corte**

La resistencia lateral de diseño de referencia, Z , de una unión simple con dos secciones de corte y asimétrica, es el menor valor de los obtenidos a través de la aplicación de las expresiones que representan los modos de rotura posibles para uniones simétricas (Tabla 8.2.1.1-1.) empleando el menor valor de l_s .

▪ **Uniones con más de dos secciones de corte**

Una unión que posee cuatro o más miembros (ver la Figura 8.2.1.1-3.) debe ser calculada en cada sección de corte con el criterio estipulado en este Reglamento para uniones con una sección de corte. La resistencia lateral de diseño de referencia, será igual a la mínima resistencia multiplicada por la cantidad de secciones de corte.

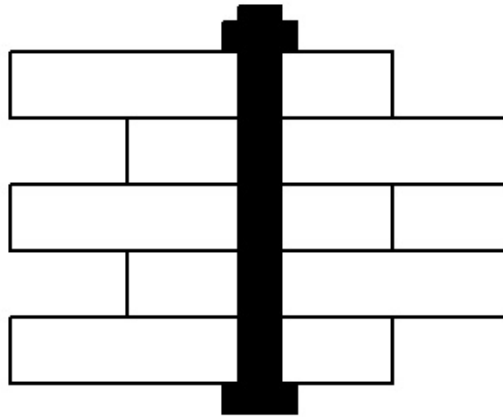


Figura 8.2.1.1-3. Unión con más de dos secciones de corte.

▪ **Uniones sometidas a una carga inclinada respecto del eje del elemento de fijación**

En uniones con una sección de corte donde la carga no actúa perpendicularmente al eje del elemento de fijación, las longitudes l_s y l_m se deben adoptar como se indica en la Figura 8.2.1.1-4.

La componente de la fuerza que actúa perpendicularmente a la dirección del eje del elemento de fijación no debe exceder la resistencia lateral de diseño ajustada, Z' , de una unión compuesta por dos miembros con espesores t_s y t_m y en la cual la fuerza actúa perpendicularmente al eje del elemento de fijación. Adicionalmente, se debe proveer una adecuada superficie para resistir la componente de la fuerza que actúa en dirección paralela al eje del elemento de fijación (ver la Figura 8.2.1.1-4.).

Para uniones con clavado oblicuo, la longitud l_s del clavo dentro del miembro lateral se debe adoptar como el menor valor de t_s y $L/3$. La longitud l_m , dentro del miembro que aloja la punta del clavo, se debe determinar proyectando verticalmente la longitud del clavo inserta en ese miembro, es decir que $l_m = L \cos 30^\circ - L / 3$ (ver la Figura 8.2-1.).

8.2.1.2. Ajuste de los valores de diseño de referencia

Para obtener la resistencia lateral de diseño ajustada de una unión, la resistencia lateral de diseño de referencia, Z , debe ser multiplicada por los factores de ajuste que se especifican en la Tabla 8.2.1.2-1.

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_{tn}

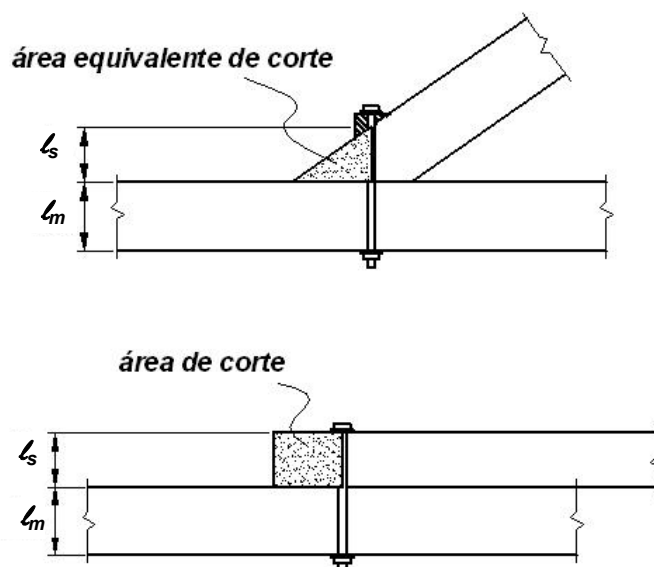


Figura 8.2.1.1-4. Carga inclinada respecto del eje del elemento de fijación.

▪ **Factor de duración de la carga (C_D)**

Los valores que se proveen en el Suplemento 4 para calcular la resistencia lateral de diseño de referencia, Z , se refieren al material cuando es sometido a una carga de duración normal (ver el artículo 4.3.).

Los valores de C_D por los cuales se debe multiplicar la resistencia lateral de diseño de referencia con el fin de tener en cuenta el cambio en la resistencia del material en función del tiempo de actuación de la carga, son los indicados en la Tabla 4.3-2. El factor de carga instantánea no aplica a las uniones y consecuentemente debe ser $C_D \leq 1,6$.

Para una combinación de acciones que incluye cargas de distinta duración actuando simultáneamente, es de aplicación el valor de C_D correspondiente a la carga de menor duración. Todas las combinaciones de cargas que actúan deben ser evaluadas para determinar la combinación crítica, que es la que se debe utilizar para el diseño de los miembros estructurales y sus uniones.

Los factores de duración de la carga, C_D , son independientes de los factores de combinación de las cargas. Como los factores de combinación, que afectan los valores característicos de las cargas variables, consideran la probabilidad de ocurrencia simultánea de las acciones, mientras que C_D tiene en cuenta la relación entre la duración de la carga y la resistencia del material, ambos pueden ser utilizados en el diseño estructural.

▪ **Factor de condición de servicio (C_M)**

Los valores que se proveen en el Suplemento 4 de este Reglamento para calcular la resistencia lateral de diseño de referencia, Z , están referidos a un contenido de humedad en servicio que corresponde a los miembros estructurales ubicados en locales ventilados o espacios semicubiertos (estado seco).

Cuando la condición de servicio, en el momento de la construcción de la unión o durante la vida útil de la estructura, determina un contenido de humedad en el material superior al del estado seco definido en el párrafo anterior, la resistencia lateral de diseño de referencia se debe multiplicar por el factor de condición de servicio, C_M , cuyos valores se indican en la Tabla 8.2.1.2-2.

Tabla 8.2.1.2-2. Factor de condición de servicio (C_M) para uniones con elementos de fijación de tipo clavija sometidos a una carga lateral

Contenido de humedad en el material		C_M
Al construir la unión	Durante la vida útil	
seco	seco	1,0
húmedo	seco	0,4 ⁽¹⁾
cualquiera	húmedo	0,7

(1) $C_M = 0,7$ cuando $D < 6,35 \text{ mm}$; $C_M = 1,0$ cuando todos los elementos se ubican sobre una fila (paralela a la dirección de la fuerza)

▪ **Factor de temperatura (C_t)**

Cuando las uniones están expuestas a temperaturas comprendidas entre **40 °C** y **65 °C** por un tiempo prolongado, los valores de la resistencia lateral de diseño de referencia deben ser ajustados a través de los valores de C_t indicados en la Tabla 8.2.1.2-3. Temperaturas superiores a **65 °C** pueden producir daños permanentes, sobre todo cuando su actuación es prolongada, y su consideración queda fuera del alcance de este Reglamento.

Tabla 8.2.1.2-3. Factor de temperatura (C_t)

Condición de servicio en estado:	C_t		
	$T \leq 40 \text{ °C}$	$40 \text{ °C} < T \leq 52 \text{ °C}$	$52 \text{ °C} < T \leq 65 \text{ °C}$
seco	1,0	0,8	0,7
verde	1,0	0,7	0,5

▪ **Factor de acción de grupo (C_g)**

Cuando una fila esté integrada por **2** o más elementos de fijación, los valores de la resistencia lateral de diseño de referencia deberán ser multiplicados por el factor de acción de grupo C_g .

Para uniones con elementos de fijación con $D < 6,35 \text{ mm}$ se debe utilizar $C_g = 1,0$.

Para uniones con elementos de fijación con $6,35 \text{ mm} \leq D \leq 25,4 \text{ mm}$, C_g se debe calcular con la siguiente expresión:

$$C_g = \left[\frac{m(1 - m^{2n})}{n[(1 + R_{EA} m^n)(1 + m) - 1 + m^{2n}]} \right] \left[\frac{1 + R_{EA}}{1 - m} \right] \quad (8.2.1.2-1)$$

siendo:

n el número de elementos de fijación en una fila ⁽¹⁾.

R_{EA} el menor valor entre $\frac{E_s A_s}{E_m A_m}$ ó $\frac{E_m A_m}{E_s A_s}$.

E_m el módulo de elasticidad del miembro principal.

E_s el módulo de elasticidad del miembro lateral.

A_m el área bruta de la sección transversal del miembro principal ⁽²⁾.

A_s la suma de las áreas brutas de las secciones transversales de los miembros laterales ⁽²⁾.

$$m = u - \sqrt{u^2 - 1}.$$

$$u = 1 + \gamma \frac{s}{2} \left[\frac{1}{E_m A_m} + \frac{1}{E_s A_s} \right].$$

s la distancia entre centros de dos elementos consecutivos en una fila.

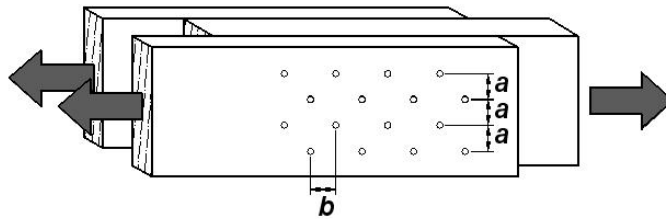
γ el módulo de deslizamiento, igual a **246 $D^{1,5}$** (N / mm) para uniones con piezas laterales de madera y a **369 $D^{1,5}$** (N / mm) para uniones con piezas laterales de acero, expresando siempre D en mm.

(1) Cuando los elementos de fijación están colocados en tresbolillo y la distancia entre filas adyacentes es menor a un cuarto de la distancia entre dos elementos ubicados en filas adyacentes, ambas filas adyacentes deben ser consideradas como una única fila. Cuando la unión contiene un número par de filas, este criterio es aplicable a cada par de filas. Cuando la unión contiene un número impar de filas, se debe aplicar el criterio más conservador dentro de los posibles (ver la Figura 8.2.1.2-1.).

(2) Cuando un miembro es cargado perpendicularmente a la dirección de las fibras, el valor del área bruta equivalente debe ser calculado como el producto del espesor del miembro por el ancho total del grupo de elementos de fijación (ver la Figura 8.2.1.2-2). Cuando la unión tiene solamente una fila de elementos, en lugar del ancho total del grupo de elementos de fijación se debe considerar la separación mínima entre los elementos de fijación en dirección paralela a las fibras.

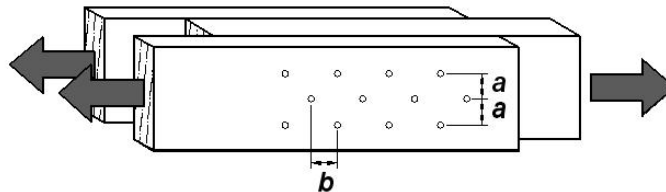
Caso $a < b/4$

Cantidad de filas: par



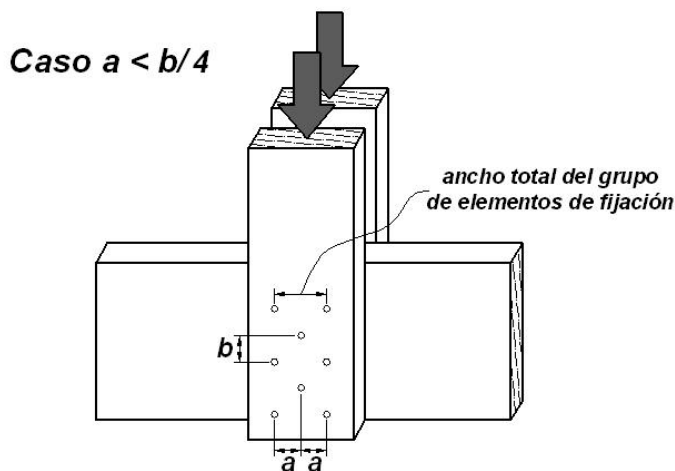
Considerar 2 filas de 8 elementos de fijación ($s=b$)

Cantidad de filas: impar



Considerar 1 filas de 8 elementos de fijación ($s=b$)
y 1 fila de 4 elementos ($s=2b$)

Figura 8.2.1.2-1. Acción de grupo en miembros cargados paralelamente a la dirección de las fibras y unidos con elementos de fijación colocados en tresbolillo.



Considerar 1 fila de 5 elementos de fijación ($s=b$)
y 1 de fila de 3 elementos ($s=2b$)

Figura 8.2.1.2-2. Acción de grupo en miembros cargados perpendicularmente a la dirección de las fibras y unidos con elementos de fijación colocados en tresbolillo.

Como alternativa a la expresión 8.2.1.2-1 y para una fila paralela a la dirección de las fibras conteniendo un número de elementos de fijación (n) mayor que 6, el factor de acción

de grupo, C_g , se puede estimar de manera simplificada como se indica a continuación:

Para una fila paralela a la dirección de las fibras se puede emplear la expresión 8.2.1.2-2.

$$C_g = \frac{6 + 2(n-6)/3}{n} \leq 1 \quad (8.2.1.2-2)$$

Para una fila perpendicular a la dirección de las fibras se puede considerar $C_g = 1$.

Para los casos en que la dirección de la fila forme un ángulo comprendido entre 0° y 90° con la dirección de las fibras se puede interpolar linealmente entre el valor obtenido aplicando la expresión 8.2.1.2-2 y 1.

▪ Factor de clavado oblicuo (C_{tn})

Si no se realiza clavado oblicuo el valor $C_{tn} = 1$. Cuando se utilizan uniones con clavado oblicuo, los valores de la resistencia lateral de diseño de referencia deben ser multiplicados por el **factor de clavado oblicuo**, C_{tn} . De no efectuarse un análisis más detallado o disponer de resultados experimentales, debe considerarse $C_{tn} = 0,83$.

▪ Efectos de los tratamientos de preservación y de protección contra el fuego

Los efectos de los tratamientos químicos de protección contra los ataques biológicos y contra el fuego deben ser considerados en el diseño de las uniones mecánicas. La influencia de los tratamientos sobre las propiedades del material, cuyo conocimiento es necesario para calcular la resistencia lateral de diseño ajustada, debe ser obtenida de parte del proveedor del producto. Los valores provistos en el Suplemento 4 de este Reglamento para calcular la resistencia lateral de diseño de referencia se refieren a uniones realizadas con materiales sin tratamientos de impregnación por vacío-presión.

8.2.2. Resistencia a la extracción

La carga de extracción aplicada a una unión, w , actuando con dirección paralela al eje de los elementos de fijación (tirafondos, tornillos o clavos), no debe exceder la resistencia a la extracción de diseño ajustada de la unión, W' .

Cuando los elementos de fijación que conforman una unión múltiple son del mismo tipo, el valor de la resistencia a la extracción de diseño ajustada de la unión, W' , es igual a la suma de la resistencia a la extracción de diseño ajustada de todos los elementos que la componen.

El Proyectista Estructural es responsable de verificar las tensiones de tracción que la fuerza de extracción produce en el núcleo (con diámetro D_r) de los elementos de fijación de acuerdo con los Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC correspondientes.

8.2.2.1. Valores de diseño de referencia

En el Suplemento 4 de este Reglamento se especifican valores de la resistencia a la extracción de diseño de referencia para uniones simples, es decir aquellas constituidas por

un único elemento de fijación, y por unidad de penetración efectiva (ver el artículo S.4.1.2. en el Suplemento 4).

Los valores especificados en el Suplemento 4 expresan la resistencia a la extracción de diseño de referencia (**W**) de un único elemento de fijación, con las características geométricas y las propiedades mecánicas que se indican, por unidad de penetración (**N/mm**). Para obtener la resistencia a la extracción de diseño de referencia del elemento de fijación completo se debe multiplicar el valor especificado en el Suplemento 4 por la penetración efectiva del elemento. A su vez, para obtener el valor de la resistencia a la extracción de diseño de referencia de una unión múltiple, se debe multiplicar el valor obtenido para el elemento de fijación completo por la cantidad de elementos que componen la unión.

Los valores indicados corresponden a elementos de fijación colocados sobre una cara o un canto del miembro estructural y con su eje perpendicular a la dirección de las fibras. Si el Proyectista Estructural decide ubicar elementos de fijación sometidos a una fuerza de extracción en el extremo de un miembro estructural, queda bajo su responsabilidad adoptar los valores de la resistencia a la extracción de diseño de referencia y los factores de ajuste correspondientes.

8.2.2.2. Ajuste de los valores de diseño de referencia

Para obtener la resistencia a la extracción de diseño ajustada de una unión simple, la resistencia a la extracción de diseño de referencia obtenida para un único elemento de fijación debe ser multiplicada por los factores de ajuste que se especifican en la Tabla 8.2.2.2-1.

Tabla 8.2.2.2-1. Factores de ajuste aplicables para uniones con elementos de fijación tipo clavija sometidos a carga de extracción

Resistencia a la extracción	Factores de ajuste aplicables				
$W' = W$	x	C_D	C_M	C_t	C_{tn}

▪ Factor de duración de la carga (C_D)

Es de aplicación lo expuesto para el factor C_D en el artículo 8.2.1.2.

▪ Factor de condición de servicio (C_M)

Los valores indicados en el Suplemento 4 de este Reglamento para la resistencia a la extracción de diseño de referencia están referidos a un contenido de humedad en servicio que corresponde a los miembros estructurales ubicados en locales ventilados o espacios semicubiertos (estado seco).

Cuando la condición de servicio, en el momento de la construcción de la unión o durante la vida útil de la estructura, determine un contenido de humedad en el material superior al del estado seco definido en el párrafo anterior, la resistencia a la extracción de diseño de

referencia se debe multiplicar por el factor de condición de servicio, C_M , cuyos valores se indican en la Tabla 8.2.2.2-2.

Tabla 8.2.2.2-2. Factor de condición de servicio (C_M) para uniones con elementos de fijación de tipo clavija sometidos a una carga de extracción

Tipo de elemento	Contenido de humedad en el material		C_M
	Al construir la unión	Durante la vida útil	
Tirafondos y tornillos	cualquiera	seco	1,0
	cualquiera	húmedo	0,7
Clavos lisos	seco	seco	1,0
	húmedo	seco	0,25
	seco	húmedo	0,25
	húmedo	húmedo	1,0
Clavos con superficie resaltada	cualquiera	cualquiera	1,0

El factor de condición de servicio, C_M , no es aplicable a uniones con clavado oblicuo sometidas a una carga de extracción.

▪ **Factor de temperatura (C_t)**

Es de aplicación lo expuesto para el factor C_t en el artículo 8.2.1.2

▪ **Factor de clavado oblicuo (C_{tn})**

Cuando se utilizan uniones con clavado oblicuo, los valores indicados en el Suplemento 4 de este Reglamento para la resistencia a la extracción de diseño de referencia deben ser multiplicados por el factor de clavado oblicuo, C_{tn} . De no efectuarse un análisis más detallado, puede considerarse $C_{tn} = 0,67$.

8.2.3. Resistencia lateral y a la extracción combinadas

▪ **Tirafondos y tornillos**

Cuando un tirafondo o un tornillo está sometido a una carga cuya dirección forma un ángulo α con la dirección de las fibras (ver la Figura 8.2.3-1.), la resistencia lateral de diseño ajustada de la unión, Z'_α , se debe determinar con la siguiente expresión:

$$Z'_\alpha = \frac{W' Z'}{W' \cos^2 \alpha + Z' \sin^2 \alpha} \quad (8.2.3-1)$$

siendo:

W' la resistencia a la extracción de diseño ajustada del elemento completo, considerando su penetración efectiva.

Z' la resistencia lateral de diseño ajustada cuando la carga actúa perpendicularmente al eje del elemento de fijación.

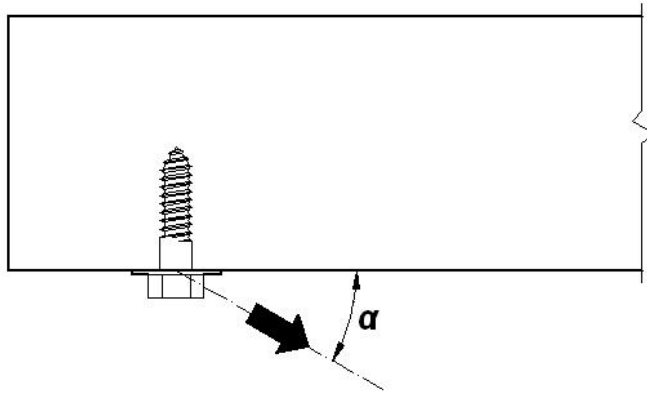


Figura 8.2.3-1. Carga lateral y a la extracción combinadas.

▪ **Clavos**

Cuando un clavo está sometido a una carga cuya dirección forma un ángulo α con la dirección de las fibras (ver la Figura 8.2.3-1), la resistencia lateral de diseño ajustada de la unión, Z'_α , se debe determinar con la siguiente expresión:

$$Z'_\alpha = \frac{W' Z'}{W' \cos \alpha + Z' \operatorname{sen} \alpha} \quad (8.2.3-2)$$

donde W' y Z' tienen el mismo significado que en la expresión 8.2.3-1.

8.2.4. Esfuerzos locales en los miembros estructurales unidos

En uniones múltiples, compuestas por elementos de fijación con diámetros relativamente grandes y separaciones pequeñas, la resistencia lateral en dirección paralela a las fibras de la unión puede no estar determinada por el valor Z' calculado de acuerdo con el artículo 8.2.1. sino por la resistencia de la madera en la zona de la unión, la cual queda definida por el menor valor que se obtiene de calcular: a) la resistencia a tracción en la sección neta, b) la resistencia al esfuerzo de corte o desgarramiento de las filas, y c) la resistencia al arrancamiento del grupo.

De no emplearse un método más preciso, a continuación se indica un procedimiento aplicable para calcular la resistencia a tracción en la sección neta, la resistencia al esfuerzo de corte o desgarramiento de las filas y la resistencia al arrancamiento del grupo.

▪ **Resistencia a tracción en la sección neta**

La resistencia a la tracción de diseño, ajustada, en el área neta de la sección transversal, Z'_{NT} , (ver el artículo 3.1.) se debe calcular con la siguiente expresión:

$$Z'_{NT} = F'_t A_{net} \quad (8.2.4-1)$$

siendo:

F'_t la tensión de diseño en tracción paralela a las fibras ajustada.

A_{net} el área neta de la sección transversal.

▪ **Resistencia al esfuerzo de corte o desgarramiento de las filas**

La resistencia al esfuerzo de corte de diseño, ajustada, de una fila, Z'_{RTi} , (ver la Figura 8.2.4-1.) se debe calcular con la siguiente expresión:

$$Z'_{RTi} = n_i \frac{F'_v A_{crit}}{2} \quad (8.2.4-2)$$

siendo:

n_i el número de elementos de fijación en la fila i .

F'_v la tensión de diseño en corte paralelo a las fibras, ajustada.

A_{crit} el área de la superficie de corte correspondiente al elemento de fijación i (la menor si no son iguales).

En la expresión 8.2.4-2 se admite que las tensiones originadas por el esfuerzo de corte, f_v , varían a lo largo de la fila desde un valor máximo igual a F'_v hasta cero y que la relación entre tensiones y deformaciones varía linealmente en esa longitud.

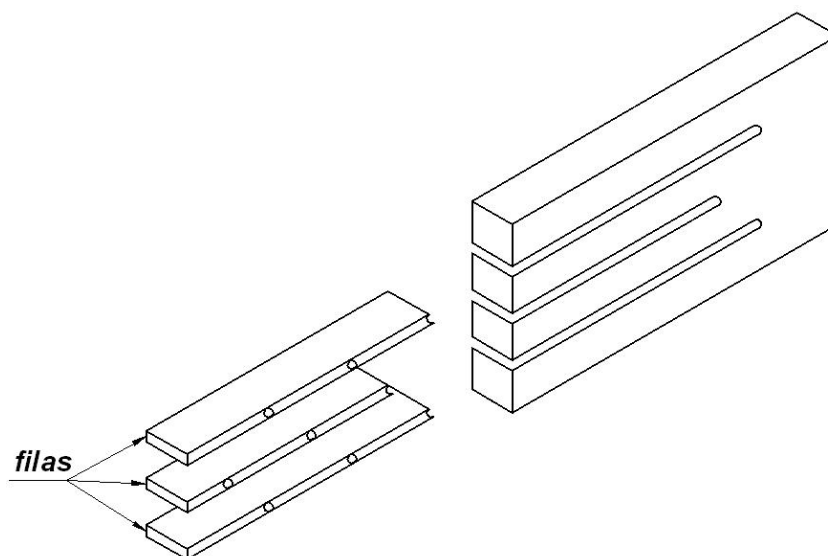


Figura 8.2.4-1. Desgarramiento de filas.

Asumiendo dos secciones de corte para cada fila, la expresión 8.2.4-2 se transforma en:

$$Z'_{RTi} = n_i F'_v t s_{crit} \quad (8.2.4-3)$$

siendo:

t el espesor del miembro unido.

s_{crit} el menor valor entre la distancia al extremo o la mínima separación de dos elementos de fijación en la fila.

La resistencia al esfuerzo de corte de diseño, ajustada, de todas las filas que componen la unión, Z'_{RT} , es:

$$Z'_{RT} = \sum_{i=1}^m Z'_{RTi} \quad (8.2.4-4)$$

siendo:

m el número de filas que componen la unión.

▪ Resistencia al arrancamiento del grupo

La resistencia al arrancamiento de diseño, ajustada, del grupo, Z'_{GT} , se compone de la mitad de la resistencia al esfuerzo de corte de cada fila externa y de la resistencia a la tracción de la sección transversal neta ubicada entre esas filas externas (ver la Figura 8.2.4-2.). Su valor se debe calcular con la siguiente expresión:

$$Z'_{GT} = \frac{Z'_{RT1}}{2} + \frac{Z'_{RTn}}{2} + F'_t A_{gn} \quad (8.2.4-5)$$

siendo:

Z'_{RT1} la resistencia al esfuerzo de corte de diseño, ajustada, de la fila 1 del grupo.

Z'_{RTn} la resistencia al esfuerzo de corte de diseño, ajustada, de la fila n del grupo.

F'_t la tensión de diseño en tracción paralela a las fibras ajustada.

A_{gn} el área neta de la sección transversal del grupo entre las filas 1 y n.

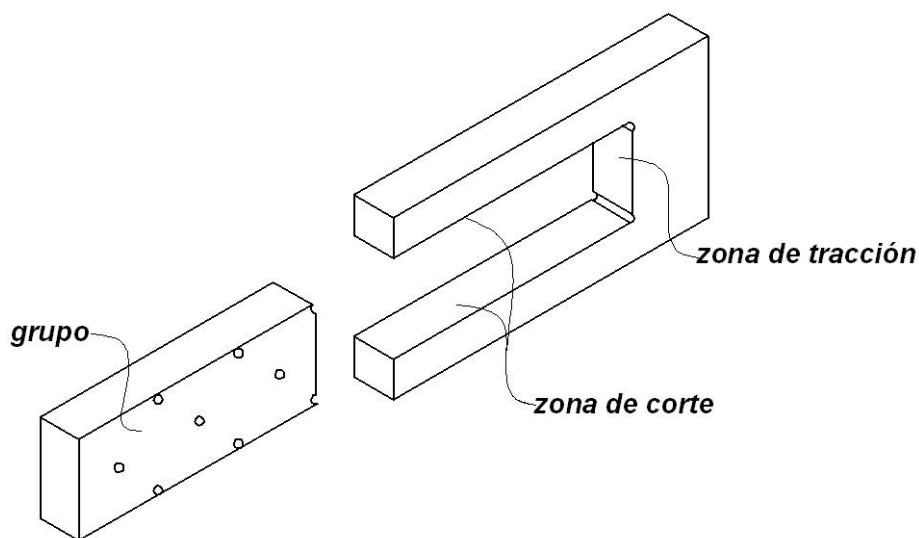


Figura 8.2.4-2. Arrancamiento de un grupo.

8.2.5. Verificación de las condiciones de servicio: Deslizamiento de los miembros unidos con elementos de fijación de tipo clavija sometidos a carga lateral

▪ Cálculo del deslizamiento instantáneo

De no efectuarse un cálculo más detallado ni contar con resultados experimentales, el valor medio del deslizamiento instantáneo, Δ_{zi} , que experimentan los miembros de una unión construida con elementos de fijación de tipo clavija sometida a carga lateral, puede efectuarse con la siguiente expresión:

$$\Delta_{zi} = \Delta_{zP} + R_z / \gamma \quad (8.2.5-1)$$

siendo:

Δ_{zP} la diferencia entre el diámetro del orificio y el del elemento de fijación cuando éste se coloca con una pre-perforación de diámetro mayor a su diámetro nominal, como es el caso de los bulones. Para los otros casos es $\Delta_{zP} = 0$.

R_z la fuerza lateral aplicada a cada elemento de fijación.

γ el módulo de deslizamiento instantáneo por cada sección de corte y por cada elemento de fijación.

Cuando el cálculo del deslizamiento instantáneo no es un requerimiento importante del proyecto, el cálculo de γ se puede efectuar con las siguientes expresiones:

▪ Para uniones con piezas laterales de madera:

$$\gamma = 246 D^{1,5} \text{ (N/mm)} \quad (8.2.5-2)$$

- Para uniones con piezas laterales de acero:

$$\gamma = 369 D^{1,5} \text{ (N/mm)} \quad (8.2.5-3)$$

siendo:

D el diámetro, en mm.

Cuando el cálculo del deslizamiento instantáneo es un requerimiento importante del proyecto, el cálculo de γ se puede efectuar con las siguientes expresiones, válidas tanto para uniones con piezas laterales de madera como de acero:

- Para uniones con bulones, tirafondos, tornillos y clavos con orificios pre-perforados:

$$\gamma = \rho_{0,05}^{1,5} D / 20 \text{ (N/mm)} \quad (8.2.5-4)$$

- Para uniones con clavos sin orificios pre-perforados:

$$\gamma = \rho_{0,05}^{1,5} D^{0,8} / 25 \text{ (N/mm)} \quad (8.2.5-5)$$

siendo:

$\rho_{0,05}$ el valor característico de la densidad correspondiente al percentil **5 %**, con un contenido de humedad del **12 %**, expresada en kg/m^3 (se indica en los suplementos de este Reglamento).

D el diámetro del elemento de fijación expresado en mm.

▪ Cálculo del deslizamiento diferido

Cuando las cargas permanentes y las de larga duración, tales como las sobrecargas de uso, representan un porcentaje relativamente alto del total de las cargas de diseño, el deslizamiento diferido, y consecuentemente el deslizamiento final, Δ_{zf} , pueden alcanzar valores sensiblemente mayores al correspondiente al deslizamiento instantáneo, Δ_{zi} . Para el cálculo del deslizamiento diferido y del deslizamiento final, Δ_{zf} , es de aplicación el criterio expuesto en el artículo 3.2.3.

CAPÍTULO 9. DISEÑO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

9.1. ASPECTOS GENERALES

Este Capítulo es aplicable al diseño de sistemas estructurales que constituyen estructuras reticuladas, diafragmas, pórticos y arcos planos y arriostramientos.

9.2. ESTRUCTURAS RETICULADAS

De no utilizarse un modelo más preciso, las estructuras reticuladas se pueden representar como barras dispuestas según un sistema de líneas rectas articuladas en los nudos. En este caso, las líneas que representan las barras deben quedar incluidas dentro del perfil de éstas y en las barras perimetrales deberán coincidir con los ejes.

El comportamiento no lineal de una barra comprimida, debido a la inestabilidad por pandeo, puede no considerarse en el análisis general si éste se tiene en cuenta en la comprobación de la resistencia de la barra propiamente dicha.

En **estructuras completamente trianguladas**, con altura mayor que el **15 %** de su longitud y a **10 veces** el canto del mayor de sus cordones, y en las cuales el nudo correspondiente al apoyo se ubica sobre el apoyo real, de no emplearse un método más preciso puede efectuarse un análisis simplificado para calcular los esfuerzos normales y los momentos flectores.

Si se cumplen las condiciones expresadas en el párrafo anterior, los esfuerzos normales se pueden determinar admitiendo que todos los nudos se encuentran articulados. Los momentos flectores originados por cargas transversales contenidas en el plano de la estructura se pueden calcular suponiendo ambos extremos articulados en barras de un solo vano y suponiendo apoyos simples en cada nudo cuando las barras son continuas.

En **estructuras totalmente trianguladas**, de no emplearse un método más preciso, la longitud efectiva de pandeo de una barra en el plano de la cercha se puede considerar igual a la separación entre nudos.

La estabilidad de las barras debe ser comprobada también fuera del plano de la estructura. El arriostramiento necesario para inmovilizar transversalmente los nudos se puede lograr a través de estructuras reticuladas auxiliares perpendiculares al plano de la estructura principal o de miembros lineales vinculados a los nudos de las mismas y anclados en sistemas estructurales capaces de proveer la necesaria reacción transversal. En estructuras de techos, componentes ubicados en el plano de la cubierta, como los clavadores, así como entablados continuos, se pueden considerar en el cálculo si son debidamente vinculados al cordón superior de las cerchas. En estos casos, la estabilidad lateral del cordón inferior deberá ser especialmente verificada para las combinaciones de cargas que producen esfuerzos de compresión en el mismo.

Todas las barras y conexiones deben contar con las dimensiones y capacidad necesarias para equilibrar las acciones aplicadas sin exceder las tensiones de diseño ajustadas.

En ausencia de requisitos especiales, las deformaciones admisibles recomendadas en la Tabla 3.2.3-1. son de aplicación para las estructuras reticuladas, tanto para la longitud total de las mismas como para cada barra componente. En el cálculo de la deformación final neta originada por la totalidad de las cargas, con el fin de compararla con el valor recomendado en la tercera columna de la Tabla 3.2.3-1., se deberá deducir la contraflecha, en el caso de que exista. Ésta no será tenida en cuenta en el cálculo de la deformación instantánea originada por las cargas variables.

El cálculo de las deformaciones debe tener en cuenta tanto las deformaciones de las barras como el deslizamiento en las uniones. Es de considerar que en este tipo de estructuras la deformación originada por el deslizamiento de las conexiones adquiere frecuentemente una importancia mucho mayor que la producida por las deformaciones de las barras. El cálculo de las deformaciones instantáneas de las barras se debe efectuar por medio de los métodos habituales empleados en la ingeniería estructural y es de aplicación lo expresado en el artículo 3.2.3. para los valores del módulo de elasticidad de referencia. El cálculo del deslizamiento de las uniones se debe efectuar de acuerdo con el artículo 8.2.5. Para el cálculo de las deformaciones diferidas, es de aplicación el criterio expuesto en el artículo 3.2.3.

9.3. DIAFRAGMAS

El término “*diafragma horizontal*” se refiere a un sistema estructural constituido por tableros estructurales, unidos mecánicamente a un entramado de madera, con capacidad para transmitir esfuerzos horizontales hacia miembros resistentes verticales. Los diafragmas horizontales más comunes se construyen en el plano de la cubierta y del entrepiso o forjado.

El término “*diafragma vertical*” se refiere a un sistema estructural constituido por tableros estructurales, unidos mecánicamente a un entramado de madera, con capacidad para transmitir esfuerzos horizontales paralelos a su plano. Los diafragmas verticales más comunes se construyen en el plano de las paredes, por lo cual también se los denomina muros de corte.

De no emplearse un método más detallado de análisis y si no se cuenta con resultados de ensayos llevados a cabo sobre un prototipo, los diafragmas pueden ser diseñados considerando un comportamiento análogo al de una viga. De acuerdo con éste, los miembros estructurales del entramado de madera resisten esfuerzos normales mientras que los tableros estructurales resisten esfuerzo de corte actuando en su plano. El diseño debe tener en cuenta los esfuerzos axiales que actúan sobre los miembros del entramado, las tensiones cortantes que solicitan a los tableros estructurales en su plano, así como todas las fuerzas que deben ser transmitidas por las uniones mecánicas y los anclajes.

Los miembros del entramado, los tableros estructurales y las conexiones deben contar con las dimensiones y capacidad necesarias para equilibrar las acciones aplicadas sin exceder las tensiones de diseño ajustadas.

En caso que sea necesario conocer la deformación de un diafragma, su valor debe ser calculado conforme los principios de la ingeniería estructural y utilizando los valores de

diseño ajustados para las propiedades elásticas correspondientes a los miembros del entramado, los tableros estructurales y las uniones mecánicas.

9.4. PÓRTICOS Y ARCOS PLANOS

Los pórticos y los arcos planos se utilizan normalmente en construcciones que deben salvar luces importantes. Para el diseño puede emplearse un método simplificado de cálculo o efectuarse un análisis de segundo orden.

El diseño puede realizarse en forma simplificada considerando el equilibrio de la estructura indeformada. El cálculo se debe llevar a cabo en este caso en forma análoga al de vigas y columnas, como se indica en los artículos correspondientes de este Reglamento, teniendo en cuenta la comprobación de la estabilidad en el plano que contiene al pórtico o arco y también transversalmente a él. Las longitudes de pandeo de los miembros estructurales deben determinarse en este caso conforme a los métodos habituales empleados en la ingeniería estructural aplicada al diseño con madera. Componentes ubicados en el plano de la cubierta, como clavadores o entablados continuos, pueden considerarse en el cálculo para el arriostamiento transversal si son debidamente vinculados al pórtico o arco.

De utilizarse un análisis de segundo orden, la deformada inicial del sistema debe tener en cuenta las imperfecciones inevitables de la estructura, y la contribución de los deslizamientos de las uniones mecánicas. Además del nivel de las tensiones y de las deformaciones, el procedimiento empleado debe permitir detectar la transformación de la estructura en un mecanismo y la aparición de fenómenos de inestabilidad.

Todos los miembros estructurales y conexiones deben contar con las dimensiones y capacidad necesarias para equilibrar las acciones aplicadas sin exceder las tensiones de diseño ajustadas.

El cálculo de las deformaciones instantáneas se debe efectuar por medio de los métodos habituales empleados en la ingeniería estructural y es de aplicación lo expresado en el artículo 3.2.3. para los valores del módulo de elasticidad de referencia. Para el cálculo de las deformaciones diferidas, es de aplicación el criterio expuesto en el artículo 3.2.3. El control de las deformaciones de pórticos y arcos debe efectuarse teniendo en cuenta el destino de la construcción. No obstante, en ausencia de requisitos especiales, pueden aplicarse las deformaciones admisibles recomendadas en la Tabla 3.2.3-1.

9.5. ARRIOSTRAMIENTOS

Los miembros estructurales que no sean adecuadamente rígidos deberán arriostrarse para prevenir la inestabilidad o la deformación excesiva.

El diseño de una estructura debe considerar el equilibrio de la construcción ante las acciones verticales y horizontales. De no existir diafragmas (ver el artículo 9.3.) u otros componentes capaces de proveer las reacciones horizontales adecuadas, el equilibrio de acciones horizontales que actúan paralelamente al plano de vigas o cerchas puede lograrse vinculando éstas a las columnas en las cuales se apoyan, para constituir un sistema capaz de transportar los esfuerzos hacia las fundaciones. Para equilibrar las acciones horizontales que actúan perpendicularmente al plano de vigas o cerchas, se pueden diseñar sistemas vinculando miembros estructurales a las columnas, ubicados en

el plano del muro, los cuales deberían ubicarse en los mismos vanos en los cuales se localizan los arriostramientos transversales de las vigas o cerchas de la cubierta.

De considerarse necesario calcular las deformaciones horizontales, el cálculo debe tener en cuenta tanto las deformaciones de los miembros estructurales como el deslizamiento en las uniones. El cálculo de las deformaciones instantáneas de los miembros estructurales se debe efectuar por medio de los métodos habituales empleados en la ingeniería estructural y es de aplicación lo expresado en el artículo 3.2.3. para los valores del módulo de elasticidad de referencia. El cálculo del deslizamiento de las uniones debe efectuarse conforme al artículo 8.2.5.

SUPLEMENTOS

SUPLEMENTOS DEL REGLAMENTO CIRSOC 601.

VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA

Los valores de diseño de referencia que se incluyen en los Suplementos del presente Reglamento están determinados para ser utilizados con los métodos de cálculo que se indican en los Capítulos correspondientes.

La aplicación de las reglas de diseño adoptadas por este Reglamento **requiere conocer las propiedades mecánicas del material con un grado de confianza adecuado**. Por otra parte, hay que considerar que las investigaciones y análisis que han permitido obtener los valores de diseño incorporados hasta la fecha deben ser complementados con otros estudios referidos tanto a nuevas combinaciones especie/procedencia cultivadas en el país, aún no estudiadas sistemáticamente, como a otros productos de aplicación en estructuras de madera.

Los proyectos actualmente en desarrollo en diversas instituciones aportan cada año nuevos resultados, los cuales a su vez permiten la actualización de las normas IRAM que luego proveen información de base para deducir los valores de diseño de referencia. Considerando esta dinámica, el INTI-CIRSOC contempla convocar anualmente a la **Comisión Permanente de Estructuras de Madera** con el propósito de que la misma evalúe los avances en ese campo y proponga al Comité Ejecutivo una **actualización periódica de los Suplementos**. A través de esta metodología, los profesionales podrán contar con valores de diseño de referencia actualizados y que gradualmente abarquen una mayor cantidad de información sobre el comportamiento estructural de los materiales contemplados en este Reglamento.

SUPLEMENTO 1.

VALORES DE DISEÑO PARA MADERA ASERRADA

S.1.1. VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA

Los valores de diseño de referencia que se incluyen en el presente Suplemento están determinados considerando los procedimientos de diseño de este Reglamento.

La inclusión de valores correspondientes a nuevas combinaciones especie / procedencia, o la modificación de los existentes, será decidida por la **Comisión Permanente de Estructuras de Maderas del INTI-CIRSOC** luego de analizar en cada caso la documentación respaldatoria de los valores propuestos.

En los casos en que las clases resistentes y el método de clasificación estén incluidos en una norma IRAM vigente, los valores de diseño de referencia para esas clases, que se indiquen en este Suplemento, irán acompañados de la indicación de la norma IRAM correspondiente.

En los casos en que las clases resistentes y el método de clasificación no estén incluidos en una norma IRAM vigente, los valores de diseño de referencia para esas clases que se indiquen en este Suplemento, irán acompañados de un Apéndice que contendrá el método de clasificación a aplicar. Esta situación se deberá considerar transitoria hasta la aprobación de la norma IRAM correspondiente, y la Comisión Permanente de Estructuras de Maderas del INTI-CIRSOC decidirá en cada caso el período de su vigencia.

S.1.1.1. Pino Paraná (*Araucaria angustifolia*), cultivado en la provincia de Misiones

- **Tablas de pino Paraná clasificadas por resistencia conforme a la norma IRAM 9662-1 (2006)**

Los valores que se indican en la Tabla S.1.1.1-1. y en la Tabla S.1.1.1-2. son aplicables a **tablas de pino Paraná, cultivado en la provincia de Misiones**, que cumplan las siguientes condiciones:

- Su clasificación por resistencia se realiza conforme los requisitos de la norma IRAM 9662-1 (2006).
- Su espesor nominal, ***t***, es menor o igual que **50 mm** y la relación entre su ancho, ***d***, y su espesor, ***t***, es igual o superior a **2**.
- Cuando son sometidas a flexión, ésta se produce respecto de su eje de menor momento de inercia (flexión de plano).

Tabla S.1.1.1-1. Valores de diseño de referencia para tablas de pino Paraná clasificadas por resistencia conforme a la norma IRAM 9662-1 (2006) (N / mm²)

Clase de resistencia	$F_b^{(1)}$	F_t	F_v	$F_{c\perp}$	F_c	E	$E_{0,05}$	E_{min}
1	9,4	5,6	0,9	1,0	7,2	14600	9800	6200
2	4,4	2,5	0,5	0,9	5,0	9900	6600	4200
(1) Flexión de plano								

Tabla S.1.1.1-2. Valores de la densidad para tablas de pino Paraná clasificadas por resistencia de acuerdo con la norma IRAM 9662-1 (2006) (kg / m³)

Clase de resistencia	$\rho_{0,05}$
1	460
2	400
siendo: $\rho_{0,05}$ el valor característico de la densidad correspondiente al percentil 5 % con un contenido de humedad del 12 %	

- **Madera aserrada de pino Paraná (*Araucaria angustifolia*) clasificada por resistencia de acuerdo con el método que se incluye en el Apéndice 1 de este Suplemento**

Los valores que se indican en la Tabla S.1.1.1-3. y en la Tabla S.1.1.1-4. son aplicables a **piezas aserradas de Pino Paraná (*Araucaria angustifolia*), cultivado en la provincia de Misiones**, que cumplan las condiciones siguientes:

- Su clasificación por resistencia se lleva a cabo de acuerdo con el método que se incluye en el Apéndice 1 de este Suplemento.
- Su espesor nominal, t , es mayor o igual que **50 mm**.
- Se emplean en miembros estructurales de madera aserrada, quedando excluido su uso para la construcción de madera laminada encolada estructural. Cuando son sometidas a flexión, ésta se produce respecto del eje de mayor momento de inercia (flexión de canto).

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 %

S.1.1.2. Eucalipto grandis (*Eucalyptus grandis*), cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones

- **Tablas de eucalipto grandis clasificadas por resistencia conforme a la norma IRAM 9662-2 (2006)**

Los valores que se indican en la Tabla S.1.1.2-1. y en la Tabla S.1.1.2-2. son aplicables a **tablas de eucalipto grandis, cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones**, que cumplen las condiciones siguientes:

- Su clasificación por resistencia se realiza de acuerdo con los requisitos de la norma IRAM 9662-2 (2006).
- Su espesor nominal, t , es menor o igual que **50 mm** y la relación entre su ancho, d , y su espesor, t , es igual o superior a **2**.
- Cuando son sometidas a flexión, ésta se produce respecto de su eje de menor momento de inercia (flexión de plano)

Tabla S.1.1.2-1. Valores de diseño de referencia para tablas de eucalipto grandis clasificadas por resistencia de acuerdo con la norma IRAM 9662-2 (2006) (N/mm²)

Clase de resistencia	$F_b^{(1)}$	F_t	F_v	$F_{c\perp}$	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

(1) Flexión de plano

Tabla S.1.1.2-2. Valores de la densidad para tablas de eucalipto grandis clasificadas por resistencia de acuerdo con la norma IRAM 9662-2 (2006) (kg / m³)

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

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

- **Madera aserrada de *Eucaliptus grandis* clasificada por resistencia de acuerdo con al método adoptado por la norma IRAM 9662-2 (2006)**

Los valores que se indican en la Tabla S.1.1.2-3. y en la Tabla S.1.1.2-4. son aplicables a **piezas aserradas de *Eucaliptus grandis*, cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones**, que cumplen las siguientes condiciones:

- Su clasificación por resistencia se lleva a cabo conforme los requisitos de la norma IRAM 9662-2 (2006).
- Se emplean en miembros estructurales de madera aserrada, quedando excluido su uso para la construcción de madera laminada encolada estructural. No existen limitaciones para las dimensiones de su sección transversal ni para el tipo de esfuerzo a que están sometidas, siempre que se cumpla con las especificaciones de este Reglamento.
- Las piezas asignadas a la clase de resistencia 3 son las que no cumplen los requisitos establecidos en la norma IRAM 9662-2 (2006) para las clases resistentes 1 y 2.

Tabla S.1.1.2-3. Valores de diseño de referencia para madera aserrada de *Eucaliptus 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	$F_{c\perp}$	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 *Eucaliptus 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 %

S.1.1.3. Pino taeda y elliotti (*Pinus taeda* y *elliottii*), cultivado en el noreste argentino

- **Tablas de pino taeda y elliotti clasificadas por resistencia de acuerdo con la norma IRAM 9662-3 (2006)**

Los valores que se indican en la Tabla S.1.1.3-1. y en la Tabla S.1.1.3-2. son aplicables a **tablas de pino taeda y elliotti, cultivados en las provincias de Misiones y Corrientes**, que cumplen las condiciones siguientes:

- Su clasificación por resistencia se realiza de acuerdo con los requisitos de la norma IRAM 9662-3 (2006).

- Su espesor nominal, t , es menor o igual que **50 mm** y la relación entre su ancho, d , y su espesor, t , es igual o superior a **2**.
- Cuando son sometidas a flexión, ésta se produce respecto de su eje de menor momento de inercia (flexión de plano).

Tabla S.1.1.3-1. Valores de diseño de referencia para tablas de pino taeda y elliottii (N/mm²) 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	$E_{0,05}$	$E_{mín}$
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 / m³)

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 de pino taeda y elliotti clasificada por resistencia de acuerdo con la norma IRAM 9670 (2002)**

Los valores de diseño de referencia que se indican en la Tabla S.1.1.3-3. son aplicables a **madera aserrada de pino taeda y elliotti (*Pinus taeda y elliottii*), cultivado en el noreste argentino**, que cumple las condiciones siguientes:

- Su clasificación por resistencia se lleva a cabo de acuerdo con los requisitos de la norma IRAM 9670 (2002) y sus dimensiones se corresponden con lo estipulado en el anexo F de esta norma.
- Se emplea en miembros estructurales de madera aserrada, quedando excluido su uso para la construcción de madera laminada encolada estructural. Cuando los miembros son sometidos a flexión, ésta se produce respecto de su eje de mayor momento de inercia (flexión de canto)

Tabla S.1.1.3-3. Valores de diseño de referencia para madera aserrada de pino taeda y elliotti clasificada por resistencia de acuerdo con la norma IRAM 9670 (2002) (N/mm²) (EP)

Grado	F_b	F_t	F_v	$F_{c\perp}$	F_c	E	$E_{0,05}$	$E_{mín}$
1	6,2	3,7	0,7	0,9	6,0	7700	5200	3300
2	3,2	1,9	0,4	0,8	4,5	6500	4300	2700

Tabla S.1.1.3-4. Valores de la densidad para madera aserrada de pino taeda y elliottii clasificada por resistencia de acuerdo con la norma IRAM 9670 (2002) (kg/m³)

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 %	

APÉNDICE 1 DEL SUPLEMENTO 1.

CLASIFICACIÓN VISUAL POR RESISTENCIA DE MADERA ASERRADA DE PINO PARANÁ (*Araucaria angustifolia*)

Los valores que se indican en la Tabla S.1.1.1-3. y en la Tabla S.1.1.1-4. son aplicables a **piezas de Pino Paraná (*Araucaria angustifolia*), cultivado en la provincia de Misiones**, que cumplen las condiciones siguientes:

- Su espesor nominal, t , es mayor o igual que **50 mm**.
- Se emplean en miembros estructurales de madera aserrada, quedando excluido su uso para la construcción de madera laminada encolada estructural. Cuando son sometidas a flexión, ésta se produce respecto del eje de mayor momento de inercia (flexión de canto).
- Su clasificación por resistencia se lleva a cabo de acuerdo con los criterios que se describen a continuación:

Parámetro	Unidad	Clase 1	Clase 2	Clase 3	Determinación ⁽¹⁾
Médula	–	No se admite	Se admite	Se admite	5.1
Nudosidad (*)		Menor a 0,4	Menor a 0,6	Mayor o igual a 0,6	5.2 (*)
Dirección de las fibras	cm/cm	Desviación menor que 1:12	Desviación menor que 1:9	Desviación menor que 1:7	5.3
Densidad	kg/m ³	No se aceptan piezas con densidad excepcionalmente baja. Ver el valor característico ($\rho_{0,05}$) en la Tabla S.1.1.1-4			5.4
Fisuras	No pasantes	Se admiten fisuras con profundidad menor al 50% del grosor de la pieza.			5.5
	Pasantes(**)	m	El largo no debe ser mayor que 1,0 m ni que 1/4 del largo de la pieza.	El largo no debe ser mayor que 1,50 m ni que 1/2 del largo de la pieza.	
		Se admiten en los extremos y su largo no debe ser mayor que el ancho de la pieza.		El largo no debe ser mayor que 1,0 m ni que 1/4 de la longitud de la pieza. En los extremos, su largo no debe ser mayor que 2 veces el ancho de la tabla.	
Combado	mm/mm	10 / 2000		20 / 2000	5.6.1
Encurvado	mm/mm	8 / 2000		12 / 2000	5.6.1
Revirado	mm/mm	Menor que 1 mm por cada 25 mm de ancho.		Menor que 2 mm por cada 25 mm de ancho	5.6.2
Abarquillado	–	Sin restricciones para el abarquillado			5.6.3

Parámetro	Unidad	Clase 1	Clase 2	Clase 3	Determinación ⁽¹⁾
Arista faltante	mm/mm	Transversalmente menor que 1/3 de la cara o canto donde aparece. Sin restricciones para el largo			5.7
Ataques biológicos	–	No se admiten zonas atacadas por hongos causantes de pudrición. Se admiten orificios causados por insectos con diámetro inferior a 2 mm			5.8
Madera de reacción	mm/mm				5.9
Otros	–	Daños mecánicos, depósitos de resina y otros defectos se limitan por analogía con alguna característica similar.			5.10
(*) Cociente entre la medida del nudo mayor y el ancho de la superficie en la cual se manifiesta, expresado en porcentaje.					
(**) Los límites establecidos se refieren a la suma de las fisuras que presenta la viga.					
(1) La determinación de los parámetros se debe efectuar de acuerdo con el criterio adoptado por la norma IRAM 9662-1 (2006) en los artículos que se indican					

SUPLEMENTO 2.

VALORES DE DISEÑO PARA MADERA LAMINADA ENCOLADA ESTRUCTURAL

S.2.1. VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA

Los valores de diseño de referencia que se incluyen en el presente Suplemento están determinados considerando los procedimientos de diseño de este Reglamento.

La inclusión de valores correspondientes a nuevas combinaciones especie / procedencia será decidida por la Comisión Permanente de Estructuras de Maderas del INTI-CIRSOC luego de analizar en cada caso la documentación respaldatoria de los valores propuestos.

El análisis de nuevos valores y/o la modificación de los provistos actualmente requieren, como paso previo a su consideración para este Suplemento, la inclusión de los mismos en la norma IRAM 9660-1.

S.2.1.1. Combinaciones especie / procedencia incluidas en la norma IRAM 9660-1 (2006)

Los valores de las tensiones de diseño de referencia que se indican en la Tabla S.2.1.1-1 son aplicables a **miembros estructurales de madera laminada encolada estructural** que cumplen las condiciones siguientes:

- Su producción satisface los requisitos de fabricación y control establecidos en la norma IRAM 9660-1 (2006). En particular, para el control de las tensiones y de las deformaciones originadas por la flexión en miembros estructurales con configuración combinada (IRAM 9660-1: 2006, artículo 7.4), son de aplicación los valores de F_b , de E y de $E_{0,05}$ del grado 1 correspondiente. Los restantes valores de diseño de referencia deben ser adoptados por el Proyectista Estructural en función de las características del miembro estructural con configuración combinada y de los esfuerzos actuantes.
- Están contruidos con madera de las especies y procedencias indicadas en la norma IRAM 9660-1 (2006) y en las normas IRAM 9662-1 (2006), IRAM 9662-2 (2006) e IRAM 9662-3 (2006).

Tabla S.2.1.1-1. Valores de diseño de referencia para madera laminada encolada estructural para las especies incluidas en la norma IRAM 9660-1 (2006) (N/mm²)

Especie	Grado de resistencia	F_b	F_t	F_v	$F_{c\perp}$	F_c	F_{rt}	E	$E_{0,05}$	$E_{mín}$
Pino taeda y elliotti ⁽¹⁾	1	6,3	3,5	0,7	0,9	6,3	0,1	11200	7500	4700
	2	4,1	2,3	0,4	0,8	4,1	0,1	6700	4500	2800
Pino Paraná ⁽²⁾	1	7,5	4,1	0,8	1,0	7,5	0,1	13400	9000	5700
	2	6,3	3,5	0,7	0,9	6,3	0,1	11600	7800	4900
Eucalipto grandis ⁽³⁾	1	7,5	4,1	0,8	1,8	7,5	0,1	13400	9000	5700
	2	6,6	3,7	0,8	1,7	6,6	0,1	11600	7800	4900

(1) *Pinus taeda y elliottii* cultivado en las provincias de Misiones y Corrientes, (2) *Araucaria angustifolia* cultivado en la provincia de Misiones, (3) *Eucalyptus grandis* cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones.

Los valores de la densidad de la madera laminada encolada estructural ($\rho_{0,05}$) deben ser obtenidos de las Tablas S.1.1.1-2., S.1.1.2-2. o S.1.1.3-2. según corresponda a la combinación especie/procedencia y a la clase resistente de las tablas empleadas en la fabricación. Se deberá tener en cuenta en particular la conformación de los miembros estructurales de madera laminada encolada con configuración combinada (IRAM 9660-1: 2006, artículo 7.4.), es decir fabricados con dos clases resistentes de tablas.

SUPLEMENTO 3.

VALORES DE DISEÑO PARA MIEMBROS ESTRUCTURALES DE SECCIÓN CIRCULAR

S.3.1. VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA

Los valores de diseño de referencia que se incluyen en el presente Suplemento están determinados considerando los procedimientos de diseño de este Reglamento.

La inclusión de valores correspondientes a nuevas combinaciones especie / procedencia, o la modificación de los existentes, será decidida por la Comisión Permanente de Estructuras de Madera del INTI-CIRSOC luego de analizar en cada caso la documentación respaldatoria de los valores propuestos.

En los casos en que los requisitos de calidad que deben cumplir los miembros estructurales de sección circular no estén incluidos en una norma IRAM vigente, los valores de diseño de referencia que se proveen en este Suplemento, van acompañados de un Apéndice que contiene los requisitos exigibles. Esta situación debe considerarse transitoria hasta la aprobación de la norma IRAM correspondiente, y la Comisión Permanente de Estructuras de Madera del INTI-CIRSOC decidirá en cada caso el período de su vigencia.

S.3.1.1. *Eucalyptus grandis* cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones

Los valores que se indican en la Tabla S.3.1.1-1 son aplicables a **postes de *Eucalyptus grandis* en estado verde (contenido de humedad igual o superior al de saturación de las fibras), cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones**, que cumplen los requisitos de calidad que se incluyen en el Apéndice 1 de este Suplemento.

Tabla S.3.1.1-1. Valores de diseño de referencia (en estado verde) para postes de *Eucalyptus grandis* que cumplen los requisitos de calidad que se incluyen en el Apéndice 1 de este Suplemento (N/mm²)

F_b	F_t	F_v	$F_{c\perp}$	F_c	E	$E_{0,05}$	E_{min}
8,8	5,3	0,5	1,1	4,4	9500	6400	4000

Los valores de diseño de referencia provistos en la Tabla S.3.1.1-1. corresponden a postes en estado verde. En consecuencia, el valor de la densidad depende del contenido de humedad, el cual en todos los casos es superior al de saturación de las fibras. El valor de la densidad de los postes a un contenido de humedad del **12 % ($\rho_{0,05}$)** debe ser obtenido de la Tabla S.1.1.2-4.

APÉNDICE 1 DEL SUPLEMENTO 3.

REQUISITOS DE CALIDAD QUE DEBEN CUMPLIR LOS POSTES DE *Eucalyptus grandis*

Los valores que se indican en la Tabla S.3.1.1-1. son aplicables a postes de *Eucalyptus grandis en estado verde, cultivado en las provincias de Entre Ríos, Corrientes y Misiones*, que cumplen los siguientes requisitos de calidad:

Limitación de los defectos:

- Canales y bolsas de goma (Kino):
 - se permiten sin exceder los **20 mm** de profundidad
- Ataques biológicos:
 - no se admiten zonas atacadas por hongos causantes de pudrición.
 - se permiten orificios originados por insectos sin exceder un diámetro de **2 mm** y una profundidad de **3 mm**. La cantidad de orificios no debe ser mayor que **5** por metro lineal de poste
- Acebolladuras:
 - se deben cumplir las limitaciones establecidas para postes en el artículo 4.4.6. de la norma IRAM 9513 (2007).
- Grano espiralado:
 - se deben cumplir las limitaciones establecidas para postes en el artículo 4.4.7. de la norma IRAM 9513 (2007).
- Torceduras y curvas:
 - en postes de largo igual o mayor que **6 m** que no estén sometidos a una carga de compresión paralela a las fibras se deben cumplir las limitaciones establecidas en el artículo 4.4.10.2. de la norma IRAM 9513 (2007).
 - en postes de longitud menor que **6 m** y en aquellos que se encuentren sometidos a una carga de compresión paralela a las fibras, se admiten torceduras y curvas simples que no excedan las limitaciones establecidas para el combado y encorvado en la norma IRAM 9662-2 (2006).
- Grietas en la base, en la cima y en la superficie:
 - se deben cumplir las limitaciones establecidas para postes en la Tabla 3 de la norma IRAM 9513 (2007).
- Nudos:
 - se admiten, sin limitaciones, nudos de diámetro igual o menor que **15 mm**.
 - no se admiten nudos individuales con un diámetro mayor que **50 mm**.
 - la suma de los diámetros de los nudos ubicados en un largo de **500 mm del poste no debe exceder 150 mm**.

- Otros defectos:
 - daños mecánicos y otros defectos no especificados se limitan por analogía con alguna característica similar.

SUPLEMENTO 4.

VALORES DE DISEÑO PARA UNIONES MECÁNICAS

S.4.1. VALORES DE DISEÑO DE REFERENCIA

En el presente suplemento se proveen valores de las propiedades de la madera y del acero que son necesarios para determinar la resistencia lateral de diseño de referencia, **Z**. También se proveen valores de la resistencia a la extracción de diseño de referencia, **W**.

Para obtener los valores de la resistencia lateral de diseño ajustada, **Z'**, y de la resistencia a la extracción de diseño ajustada, **W'**, los valores de **Z** y de **W** se deben multiplicar por todos los factores de ajuste aplicables (ver artículos 8.2.1.2. y 8.2.2.2.).

S.4.1.1. Valores de las propiedades para calcular la resistencia lateral de diseño de referencia (**Z**)

La Tabla S.4.1.1-1 expresa el valor de **F_e** cuando el esfuerzo es paralelo y perpendicular a la dirección de las fibras. Si es necesario calcular la resistencia al aplastamiento de referencia inclinada un ángulo **θ** respecto de la dirección de las fibras, **F_{eθ}**, su valor debe ser obtenido aplicando la fórmula de Hankinson como sigue:

$$F_{e\theta} = \frac{F_{e//} F_{e\perp}}{F_{e//} \text{sen}^2 \theta + F_{e\perp} \text{cos}^2 \theta} \quad (\text{S.4.1.1-1})$$

siendo:

F_{e//} la resistencia al aplastamiento de referencia en dirección paralela a las fibras.

F_{e⊥} la resistencia al aplastamiento de referencia en dirección perpendicular a las fibras.

Tabla S.4.1.1-1. Resistencia al aplastamiento de referencia, F_e (N/mm²), de la madera para uniones con elementos de fijación de tipo clavija sometidas a carga lateral

G	F_e D<6,35	$F_{e//}$ D≥6,35	$F_{e\perp}$									
			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	

$$F_e (D < 6,35 \text{ mm}) = 114,4 G^{1,84} \text{ (N / mm}^2\text{)}$$

$$F_{e//} (D \geq 6,35 \text{ mm}) = 77,2 G \text{ (N / mm}^2\text{)}$$

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

Observaciones:

- El diámetro, D , está expresado en mm
- G es el valor característico (5 %) de la gravedad específica anhidra (ver la Tabla S.4.1.1-2. y Exp. S.4.1.1-2)
- Para $D < 6,35 \text{ mm}$ F_e es independiente de la dirección de las fibras y de D
- Para $D \geq 6,35 \text{ mm}$ $F_{e//}$ es independiente de D .

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 (2006) (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 (2006) (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 (2006) (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 y elliottii</i>) IRAM 9662-3 (2006) (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
<p>(1) La zona de cultivo de estas especies está indicada en las respectivas normas y apéndices de los suplementos correspondientes.</p> <p>(2) Los valores de G para la madera laminada encolada estructural (ver el artículo S.2.1.1 y la Tabla S.2.1.1.-1) deben ser obtenidos de esta Tabla según corresponda a la combinación especie/procedencia y a la clase resistente de las tablas empleadas en la fabricación. Se deberá tener en cuenta en particular la conformación de los miembros estructurales de madera laminada encolada con configuración combinada (IRAM 9660-1: 2006, artículo 7.4), es decir fabricados con dos clases resistentes de tablas.</p> <p>(3) Los valores de G para postes de <i>Eucalyptus grandis</i> (ver el artículo S.3.1.1. y la Tabla S.3.1.1-1) son los indicados en esta Tabla para la madera aserrada de la misma especie.</p> <p>(4) El Valor característico (5 %) de la gravedad específica anhidra.</p>		

Si se dispone del valor de la gravedad específica a un determinado contenido de humedad, G_{mc} , el valor en el estado anhidro (madera seca en horno), G , puede obtenerse con la expresión S.4.1.1-2:

$$G = \frac{G_{mc}}{(1 + mc) - 0,84mcG_{mc}} \quad (\text{S.4.1.1-2})$$

siendo:

mc el contenido de humedad expresado como cociente entre el peso del agua contenida y el peso anhidro.

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 dispositivos laterales auxiliares de las uniones

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

S.4.1.2 Resistencia a la extracción de diseño de referencia (W)

Los valores de la resistencia a la extracción de diseño de referencia, W , se presentan en la Tabla S.4.1.2-1. para clavos de superficie lisa y en la Tabla S.4.1.2-2. para tirafondos de las características que se indican en el Apéndice 1 de este Suplemento. Los valores provistos expresan la resistencia correspondiente a un elemento de fijación (unión simple) por unidad de penetración efectiva (ver el artículo 8.2.2.1.).

La resistencia a la extracción de diseño de referencia de un elemento de fijación (unión simple) se debe obtener multiplicando W por la penetración efectiva del mismo (ver el artículo 8.2.2.).

Tabla S.4.1.2-1. Uniones con clavos lisos sometidas a una carga de extracción
Resistencia a la extracción de diseño de referencia, W (N/mm), por cada clavo y por
cada mm de penetración efectiva⁽¹⁾

G	Diámetro D (mm)														
	2,51	2,87	3,25	3,33	3,43	3,76	4,11	4,88	5,26	5,72	6,2	6,68	7,19	7,92	9,53
0,73	10,9	12,4	14,1	14,4	14,8	16,3	17,8	21,1	22,8	24,7	26,8	28,9	31,1	34,3	41,2
0,71	10,1	11,6	13,1	13,4	13,8	15,2	16,6	19,7	21,2	23,1	25,0	27,0	29,0	32,0	38,5
0,68	9,1	10,4	11,8	12,1	12,4	13,6	14,9	17,7	19,1	20,7	22,5	24,2	26,0	28,7	34,5
0,67	8,8	10,0	11,3	11,6	12,0	13,1	14,3	17,0	18,4	20,0	21,6	23,3	25,1	27,6	33,3
0,58	6,1	7,0	7,9	8,1	8,3	9,2	10,0	11,9	12,8	13,9	15,1	16,3	17,5	19,3	23,2
0,55	5,3	6,1	6,9	7,1	7,3	8,0	8,8	10,4	11,2	12,2	13,2	14,2	15,3	16,9	20,3
0,51	4,4	5,1	5,7	5,9	6,1	6,6	7,3	8,6	9,3	10,1	10,9	11,8	12,7	14,0	16,8
0,50	4,2	4,8	5,5	5,6	5,8	6,3	6,9	8,2	8,8	9,6	10,4	11,2	12,1	13,3	16,0
0,49	4,0	4,6	5,2	5,3	5,5	6,0	6,6	7,8	8,4	9,1	9,9	10,7	11,5	12,6	15,2
0,47	3,6	4,1	4,7	4,8	4,9	5,4	5,9	7,0	7,6	8,2	8,9	9,6	10,3	11,4	13,7
0,46	3,4	3,9	4,4	4,5	4,7	5,1	5,6	6,7	7,2	7,8	8,5	9,1	9,8	10,8	13,0
0,44	3,1	3,5	4,0	4,1	4,2	4,6	5,0	6,0	6,4	7,0	7,6	8,1	8,8	9,7	11,6
0,43	2,9	3,3	3,7	3,8	4,0	4,3	4,7	5,6	6,1	6,6	7,1	7,7	8,3	9,1	11,0
0,42	2,7	3,1	3,5	3,6	3,7	4,1	4,5	5,3	5,7	6,2	6,7	7,3	7,8	8,6	10,3
0,41	2,6	2,9	3,3	3,4	3,5	3,8	4,2	5,0	5,4	5,8	6,3	6,8	7,4	8,1	9,7
0,40	2,4	2,8	3,1	3,2	3,3	3,6	4,0	4,7	5,1	5,5	6,0	6,4	6,9	7,6	9,2
0,39	2,3	2,6	2,9	3,0	3,1	3,4	3,7	4,4	4,7	5,2	5,6	6,0	6,5	7,1	8,6
0,38	2,1	2,4	2,7	2,8	2,9	3,2	3,5	4,1	4,4	4,8	5,2	5,6	6,1	6,7	8,1
0,37	2,0	2,3	2,6	2,6	2,7	3,0	3,3	3,9	4,2	4,5	4,9	5,3	5,7	6,3	7,5
0,36	1,9	2,1	2,4	2,5	2,5	2,8	3,0	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3	5,9	7,0
0,35	1,7	2,0	2,2	2,3	2,4	2,6	2,8	3,4	3,6	3,9	4,3	4,6	5,0	5,5	6,6
0,31	1,3	1,5	1,7	1,7	1,7	1,9	2,1	2,5	2,7	2,9	3,2	3,4	3,7	4,0	4,8

(1) La longitud de penetración efectiva es la penetración del clavo excluyendo la parte correspondiente a la punta con disminución del diámetro

G es el valor característico (5 %) de la gravedad específica anhidra (ver la Tabla S.4.1.1-2 y Exp. S.4.1.1-2)

$$W = 9,5 G^{5/2} D \text{ (N/mm)}$$

Tabla S.4.1.2-2. Uniones con tirafondos sometidas a una carga de extracción. Resistencia a la extracción de diseño de referencia, W (N/mm), por cada tirafondo y por cada mm de penetración efectiva⁽¹⁾⁽²⁾

G	Diámetro D (mm)						
	6,35	7,94	9,53	11,11	12,7	15,88	19,05
0,73	69,6	82,3	94,4	105,9	117,1	138,4	158,7
0,71	66,8	79,0	90,5	101,6	112,3	132,8	152,2
0,68	62,6	74,0	84,9	95,2	105,2	124,5	142,7
0,67	61,2	72,4	83,0	93,1	102,9	121,7	139,5
0,58	49,3	58,3	66,8	75,0	82,9	98,0	112,4
0,55	45,5	53,8	61,7	69,3	76,6	90,5	103,8
0,51	40,6	48,1	55,1	61,8	68,4	80,8	92,7
0,50	39,5	46,7	53,5	60,0	66,4	78,5	89,9
0,49	38,3	45,3	51,9	58,2	64,4	76,1	87,3
0,47	36,0	42,5	48,8	54,7	60,5	71,5	82,0
0,46	34,8	41,2	47,2	53,0	58,6	69,2	79,4
0,44	32,6	38,5	44,2	49,6	54,8	64,8	74,3
0,43	31,5	37,2	42,7	47,9	52,9	62,6	71,7
0,42	30,4	35,9	41,2	46,2	51,1	60,4	69,2
0,41	29,3	34,6	39,7	44,6	49,3	58,3	66,8
0,40	28,2	33,4	38,3	43,0	47,5	56,1	64,4
0,39	27,2	32,1	36,9	41,4	45,7	54,1	62,0
0,38	26,1	30,9	35,4	39,8	44,0	52,0	59,6
0,37	25,1	29,7	34,1	38,2	42,2	50,0	57,3
0,36	24,1	28,5	32,7	36,7	40,5	47,9	55,0
0,35	23,1	27,3	31,3	35,2	38,9	46,0	52,7
0,31	19,3	22,8	26,1	29,3	32,4	38,3	43,9

(1) La longitud de penetración efectiva es la penetración de la zona roscada excluyendo la parte correspondiente a la punta con disminución del diámetro.

(2) Los valores provistos en esta Tabla corresponden a tirafondos de las características que se indican en el Apéndice 1 de este Suplemento.

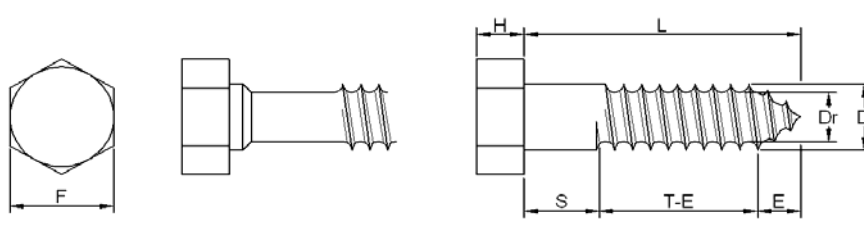
G es el valor característico (5 %) de la gravedad específica anhidra (ver la Tabla S.4.1.1-2 y Exp. S.4.1.1-2).

$$W = 27,9 G^{3/2} D^{3/4} \text{ (N / mm)}$$

APÉNDICE 1 DEL SUPLEMENTO 4.

CARACTERÍSTICAS DE LOS TIRAFONDOS CONSIDERADOS EN EL SUPLEMENTO 4

Los valores que se indican en la Tabla S.4.1.2-2 son aplicables a tirafondos que presentan las siguientes características ⁽¹⁾:



Longitud L (mm)	Parámetro	Diámetro D (mm)						
		6,35	7,94	9,53	11,11	12,70	15,88	19,05
	Dr (mm)	4,47	5,77	6,73	8,33	9,42	11,96	14,71
	E (mm)	3,97	4,76	5,56	7,14	7,94	10,32	12,70
	H (mm)	4,37	5,56	6,35	7,54	8,73	10,72	12,70
	F (mm)	11,11	12,70	14,29	15,88	19,05	23,81	28,58
	N	10	9	7	7	6	5	4,5
25,4	S (mm)	6,35	6,35	6,35	6,35	6,35	-	-
	T (mm)	19,05	19,05	19,05	19,05	19,05	-	-
	T-E (mm)	15,08	14,29	13,49	11,91	11,11	-	-
38,1	S (mm)	6,35	6,35	6,35	6,35	6,35	-	-
	T (mm)	31,75	31,75	31,75	31,75	31,75	-	-
	T-E (mm)	27,78	26,99	26,19	24,61	23,81	-	-
50,8	S (mm)	12,70	12,70	12,70	12,70	12,70	12,70	-
	T (mm)	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10	-
	T-E (mm)	34,13	33,34	32,54	30,96	30,16	27,78	-
63,5	S (mm)	19,05	19,05	19,05	19,05	19,05	19,05	-
	T (mm)	44,45	44,45	44,45	44,45	44,45	44,45	-
	T-E (mm)	40,48	39,69	38,89	37,31	36,51	34,13	-
76,2	S (mm)	25,40	25,40	25,40	25,40	25,40	25,40	25,40
	T (mm)	50,80	50,80	50,80	50,80	50,80	50,80	50,80
	T-E (mm)	46,83	46,04	45,24	43,66	42,86	40,48	38,10
101,6	S (mm)	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10
	T (mm)	63,50	63,50	63,50	63,50	63,50	63,50	63,50
	T-E (mm)	59,53	58,74	57,94	56,36	55,56	53,18	50,80
127	S (mm)	50,80	50,80	50,80	50,80	50,80	50,80	50,80
	T (mm)	76,20	76,20	76,20	76,20	76,20	76,20	76,20
	T-E (mm)	72,23	71,44	70,64	69,06	68,26	65,88	63,50
152,4	S (mm)	63,50	63,50	63,50	63,50	63,50	63,50	63,50
	T (mm)	88,90	88,90	88,90	88,90	88,90	88,90	88,90
	T-E (mm)	84,93	84,14	83,34	81,76	80,96	78,58	76,20

Longitud L (mm)	Parámetro	Diámetro D (mm)						
		6,35	7,94	9,53	11,11	12,70	15,88	19,05
177,8	S (mm)	76,20	76,20	76,20	76,20	76,20	76,20	76,20
	T (mm)	101,60	101,60	101,60	101,60	101,60	101,60	101,60
	T-E (mm)	97,63	96,84	96,04	94,46	93,66	91,28	88,90
203,2	S (mm)	88,90	88,90	88,90	88,90	88,90	88,90	88,90
	T (mm)	114,30	114,30	114,30	114,30	114,30	114,30	114,30
	T-E (mm)	110,33	109,54	108,74	107,16	106,36	103,98	101,60

(1) La figura superior exhibe dos tipos de tirafondos: con fuste reducido y con fuste completo. El diámetro (**D**) de los que presentan el fuste reducido es aproximadamente igual al diámetro del núcleo (**D_r**)

Símbolos:

D	el diámetro	E	la longitud de la punta con disminución de diámetro.
D_r	el diámetro del núcleo	N	el número de vueltas de rosca por cada 25,4 mm.
S	el fuste (longitud no roscada)	F	el ancho de la cabeza (entre lados opuestos).
T	la mínima longitud roscada	H	el alto de la cabeza.

BIBLIOGRAFÍA ESPECÍFICA

ASTM D 143-94 (2007) Standard Methods of Testing Small Clear Specimens of Timber. ASTM, West Conshohocken, PA.

ASTM D 198-98 (2005) Standard Test Methods of Static Tests of Lumber in Structural Sizes. ASTM, West Conshohocken, PA.

ASTM D 245-98 (2006) Standard Practice for Establishing Structural Grades and Related Allowable Properties for Visually Graded Lumber. ASTM, West Conshohocken, PA.

ASTM D 3737-99 (2007) Standard Practice for Establishing Stresses for Structural Glued Laminated Timber (Glulam). ASTM, West Conshohocken, PA.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010) Projeto de revisão NBR 7190 Projeto de estruturas de Madeira. ABNT, Brasil.

Blaß H.J., Aune P., Choo B.S., Goerlacher R., Griffiths D.R., Hilson B.O., Racher P., Steck G. (1995) Timber Engineering STEP 1 – Basis of design, material properties, structural components and joints. Centrum Hout, The Netherlands

Bengtsson C. (2001) “Short-term” mechano-sorptive creep of well-defined spruce timber. Holz als Roh- und Werkstoff 59: 117-128.

Coronel E. O. (1994) Fundamentos de las propiedades físicas y mecánicas de las maderas, 1º parte, fundamentos de las propiedades físicas de las maderas. Instituto de Tecnología de la Madera, Facultad de Ciencias Forestales, Universidad Nacional de Santiago del Estero.

Coronel E. O. (1996) Fundamentos de las propiedades físicas y mecánicas de las maderas, 2º parte, fundamentos de las propiedades mecánicas de las maderas. Instituto de Tecnología de la Madera, Facultad de Ciencias Forestales, Universidad Nacional de Santiago del Estero.

Denzler JK and Glos P (2008) Size effects in bending. 41th Meeting, International Council for Research and Innovation in Building and Construction, Working Commission W18 – Timber Structures, CIB-W18, Paper 41-6-4, St. Andrews, Canada.

EN 383 (2010) Timber structures – Test methods – Determination of embedment strength and foundation values for dowel type fasteners. European Committee for Standardisation, Brussels.

EN 384 (2010) Structural timber – Determination of characteristic values of mechanical properties and density. European Committee for Standardisation, Brussels.

EN 408 (2010) Timber structures – Structural timber and glued laminated timber – Determination of some physical and mechanical properties. European Committee for Standardisation, Brussels.

EN 1194 (1999) Estructuras de madera – Madera laminada encolada – Clases resistentes y determinación de los valores característicos. Comité Europeo de Normalización, Bruxelles.

EN 1310 (1997) Madera aserrada y madera en rollo. Método de medida de las singularidades. AENOR, Madrid.

EN 1995-1-1 (2005) Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.

Guillaumet A.A., Manavella R.D., Filippetti M.C., Diab J., Armas A. (2007) Clasificación visual resistente de la *Araucaria angustifolia* procedente de Eldorado, Misiones, Argentina. III Congreso Iberoamericano de Productos Forestales y no Forestales, Buenos Aires, 3 al 5 de julio de 2007.

Hunt D. G. (1999) A unified approach to creep of wood. The Royal Society 455: 4077-4095.

Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria, INTA (1995) Manual para Productores de Eucaliptos de la Mesopotamia Argentina. Grupo Forestal, EEA INTA Concordia, Argentina.

International Organization for Standardization (1975) ISO 3130-1975 (E), Wood - Determination of moisture content for physical and mechanical tests.

International Organization for Standardization (1975) ISO 3131-1975 (E), Wood - Determination of density for physical and mechanical tests.

IRAM 9513 (2007) Postes y crucetas redondas de eucalipto, preservados, para líneas aéreas de energía eléctrica y sistemas de telecomunicaciones. Requisitos. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9660-1 (2006) Madera laminada encolada estructural, Parte 1: Clases de Resistencia y requisitos de fabricación y de control. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9660-2 (2006) Madera laminada encolada estructural, Parte 2: Métodos de ensayo. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9661 (2006) Madera laminada encolada estructural, Requisitos de los empalmes por unión dentada. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9662-1 (2006) Madera laminada encolada estructural, Clasificación visual de las tablas por resistencia, Parte 1: Tablas de pino Paraná (*Araucaria angustifolia*). Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9662-2 (2006) Madera laminada encolada estructural, Clasificación visual de las tablas por resistencia, Parte 2: Tablas de *Eucalyptus grandis*. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9662-3 (2006) Madera laminada encolada estructural, Clasificación visual de las tablas por resistencia, Parte 3: Tablas de pino taeda y elliotti (*Pinus taeda* y *elliottii*). Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9663 (2013) Estructuras de madera. Madera aserrada y madera laminada encolada para uso estructural. Determinación de algunas propiedades físicas y mecánicas. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9664 (2013) Madera estructural. Determinación de los valores característicos de las propiedades mecánicas y la densidad. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

IRAM 9670 (2002) Madera estructural. Clasificación y requisitos. Clasificación en grados de resistencia para la madera aserrada de pinos resinosos (Pino elliotti y Pino taeda) del noreste argentino mediante una evaluación visual. Instituto Argentino de Normalización y Certificación, Buenos Aires.

Martensson A. & Thelandersson S. (1992) Control of deflections in timber structures with reference to Eurocode 5. In International Council for Building Research Studies and Documentation, Working Comisión W 18-Timber Structures, CIB-W18/25-102-2. Åhus, Sweden.

NCh 1198 (2007) Madera – Construcciones en madera – Cálculo. Instituto Nacional de Normalización INN-Chile, Santiago.

NDS (2005) National Design Specification for Wood Construction. American Forest & Paper Association Inc.

Pérez del Castillo A. (2001) Propiedades Mecánicas y Calidad de Madera de *Eucalyptus Grandis* del Norte de Uruguay. Informe de Investigación N°4, LATU, Montevideo.

Piter J.C. (2012) Size effect on bending strength in sawn timber of fast-growing Argentinean *Eucalyptus grandis*. Analysis according to the criterion of European standards. European Journal of Wood and Wood Products 70(1-3): 17-24

Piter J.C., Calvo C.F., Cuffré A.G., Rougier V.C, Sosa Zitto M.A., Torrán E.A. (2007) Creep in structural-sized beams of Argentinean *Eucalyptus grandis*. Maderas: Ciencia y Tecnología 9(2): 117-126.

Piter J.C., Cotrina A.D., Sosa Zitto M.A., Stefani P.M., Torrán E.A. (2007) Determination of characteristic strength and stiffness values in glued laminated beams of Argentinean *Eucalyptus grandis* according to European standards. Holz als Roh- und Werkstoff 65(4): 261-266.

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.

Ranta-Maunus A. (1995) Creep and effects of moisture in timber. In Informationsdienst Holz, STEP 3, pp. 4/1-4/21. Fachverlag Holz, Düsseldorf.

Sosa Zitto, M.A., Köhler J., Piter J.C. (2012) Embedding strength in joints of fast-growing Argentinean *Eucalyptus grandis* with dowel-type fasteners. Analysis according to the criterion adopted by European standards. European Journal of Wood and Wood Products 70(4): 433-440.

Southern Pine Inspection Bureau (2002) Standard Grading Rules for Southern Pine Lumber. SPIB, Florida.

Standards Australia (2000) AS 2082/2000, Timber - Hardwood - Visually stress-graded for structural purposes. Standards Australia, Australia.

Thelandersson, S. (1995) Deformations in timber structures. In Informationsdienst Holz, STEP 3, pp. 11/1-11/16. Fachverlag Holz, Düsseldorf.

BIBLIOGRAFÍA GENERAL MENCIONADA EN EL DOCUMENTO NDS 2005 ADOPTADO COMO BASE PARA EL DESARROLLO DE ESTE REGLAMENTO

1. Alpin, E. N., Factors Affecting the Stiffness and Strength of Metal Plate Connector Joints, Information Report OP-X-57, Ottawa, Ontario, Department of Environment, Canadian Forestry Service, Eastern Forest Products Laboratory, 1973.
2. ANSI/AITC Standard A190.1-2002, Structural Glued Laminated Timber, American Institute of Timber Construction, Centennial, CO, 2002.
3. ASCE Standard 7-02, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2003.
4. ASTM Standard D 2915-03, Standard Practice for Evaluating Allowable Properties for Grades of Structural Lumber, ASTM, West Conshohocken, PA, 2003.
5. ASTM Standard D 143-94 (2000), Standard Methods of Testing Small Clear Specimens of Timber, ASTM, West Conshohocken, PA, 2000.
6. ASTM Standard D 1760-01, Pressure Treatment of Timber Products, ASTM, West Conshohocken, PA, 2001.
7. ASTM Standard D 1990-00e1 (2002), Establishing Allowable Properties for Visually Graded Dimension Lumber from In-Grade Tests of Full-Size Specimens, ASTM, West Conshohocken, PA, 2002.
8. ASTM Standard D 245-00e1 (2002), Establishing Structural Grades and Related Allowable Properties for Visually Graded Lumber, ASTM, West Conshohocken, PA, 2002.
9. ASTM Standard D 2555-98e1, Establishing Clear Wood Strength Values, ASTM, West Conshohocken, PA, 1998.
10. ASTM Standard D 25-91, Round Timber Piles, ASTM, West Conshohocken, PA, 1991.
11. ASTM Standard D 2899-95, Establishing Design Stresses for Round Timber Piles, ASTM, West Conshohocken, PA, 1995.
12. ASTM Standard D 3200-74 (2000), Establishing Recommended Design Stresses for Round Timber Construction Poles, ASTM, West Conshohocken, PA, 2000.
13. ASTM Standard D 3737-03, Establishing Stresses for Structural Glued Laminated Timber (Glulam), ASTM, West Conshohocken, PA, 2003.
14. ASTM Standard D 4761-05, Standard Test Methods for Mechanical Properties of Lumber and Wood-Based Structural Material, ASTM, West Conshohocken, PA, 2005.
15. ASTM Standard D 5055-04, Establishing and Monitoring Structural Capacities of Prefabricated Wood I-Joists, ASTM, West Conshohocken, PA, 2004.
16. ASTM Standard D 5456-03, Evaluation of Structural Composite Lumber Products, ASTM, West Conshohocken, PA, 2003.

17. ASTM Standard D 5457-04, Standard Specification for Computing the Reference Resistance of Wood-Based Materials and Structural Connections for Load and Resistance Factor Design, ASTM, West Conshohocken, PA, 2004.
18. ASTM Standard D 5764-97a(2002), Standard Test Method for Evaluating Dowel-Bearing Strength of Wood and Wood-Based Products, ASTM, West Conshohocken, PA, 2002.
19. ASTM Standard D 6555-03, Standard Guide for Evaluating System Effects in Repetitive-Member Wood Assemblies, ASTM, West Conshohocken, PA, 2003.
20. Auune, P. and M. Patton-Mallory, Lateral Load-Bearing Capacity of Nailed Joints Based on the Yield Theory: Experimental Verification, Research Paper FPL 470, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1986.
21. Auune, P. and M. Patton-Mallory, Lateral Load-Bearing Capacity of Nailed Joints Based on the Yield Theory: Theoretical Development, Research Paper FPL 469, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1986.
22. AWPA Book of Standards, American Wood-Preservers' Association, Selma, AL, 2003.
23. Barrett, J. D., R. O. Foschi, and S. P. Fox, Perpendicular to Grain Strength of Douglas fir, Ottawa, Ontario, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 2, No. 1: 50-57, 1975.
24. Barrett, J. D., Effect of Size on Tension Perpendicular to Grain Strength of Douglas fir, Wood and Fiber, 6(2): 126-143, 1974.
25. Bearing Strength of OSB to be used for the EYM Design Method, APA – The Engineered Wood Association, Tacoma, WA, 1996.
26. Bendsten, B. A. and W. L. Galligan, Mean and Tolerance Limit Stresses and Stress Modeling for Compression Perpendicular to Grain in Hardwood and Softwood Species, Research Paper FPL 337, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1979.
27. Bendsten, B. A. and W. L. Galligan, Modeling the Stress-Compression Relationships in Wood in Compression Perpendicular to Grain, Madison, WI, Forest Products Research Society (Forest Products Society), Forest Products Journal, Vol. 29, No. 2: 42-48, 1979.
28. Bonnicksen, L. W. and S. K. Suddarth, Structural Reliability Analysis of Wood Load-Sharing System, Paper No. 82, Philadelphia, PA, ASTM, Fifth Pacific Area National Meeting, 1965.
29. Borkehagen, E. H. and H. J. Kuelling, Clinching of Nails in Container Construction, Report No. R1777, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1948.
30. Buchanan, A. H., Strength Model and Design Methods for Bending and Axial Load Interaction in Timber Members, Thesis, Vancouver, British Columbia, University of British Columbia, Department of Civil Engineering, 1984.
31. Call, R. D. and R. Bjorhawe, Wood Connections with Heavy Bolts and Steel Plates, New York, NY, American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 11, 1990.

32. Canadian Standards Association, Engineering Design in Wood (Working Stress Design), CAN/CSA 086-M89, Rexdale, Ontario, Canadian Standards Association, 1989.
33. Cline, M. and A. L. Heim, Tests of Structural Timbers, Bulletin 108, Washington, DC, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, 1912.
34. Clouser, W. S., Creep of Small Wood Beams Under Constant Bending Load, Report No. 2150, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1959.
35. Cramer, C. O., Load Distribution in Multiple-Bolt Tension Joints, New York, NY, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division, Vol. 94, No. ST5: 1101-1117, 1968.
36. Criswell, M. E., New Design Equations for Tapered Columns, Portland, OR, Wood Products Information Center, Wood Design Focus, Components, Vol. 2, No. 3: 4-7, 1991.
37. DeBonis, A. L. and J. Bodig, Nailed Wood Joints Under Combined Loading, Springer-Verlag, Wood Science and Technology, Vol. 9: 129-144, 1975.
38. Design/Construction Guide - Diaphragms and Shear Walls, Form L350, APA — The Engineered Wood Association, Tacoma, WA, 2001.39. Doyle, D. V., Performance of Joints with Light Bolts in Laminated Douglas fir, Research Paper FPL 10, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1964.
40. Doyle, D. V. and J. A. Scholten, Performance of Bolted Joints in Douglas fir, Research Paper FPL 2, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1963.
41. Engineering Design in Wood (Limit States Design), CAN/CSA-088.1-M89, Rexdale, Ontario, Canadian Standards Association, 1989.
42. Erickson, E. C. O. and K. M. Romstad, Distribution of Wheel Loads on Timber Bridges, Research Paper FPL 44, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1965.
43. Fairchild, I. J., Holding Power of Wood Screws, Technologic Papers of the Bureau of Standards No. 319, Washington, DC, Department of Commerce, Bureau of Standards, 1926.
44. Forest Products Laboratory, Communication of August 13, 1935 to National Lumber Manufacturers Association, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1935.
45. Foschi, R. O. and J. Longworth, Analysis and Design of Griplam Nailed Connections, New York, NY, American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division, Vol. 101, No. Stp12: 2536-2555, 1974.
46. Foschi, R. O. and S. P. Fox, Radial Stresses in Curved Timber Beams, New York, NY, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division, Vol. 96, No. ST10: 1997-2008, 1970.
47. Foschi, R. O., Load-Slip Characteristics of Nails, Madison, WI, Forest Products Research Society (Forest Products Society), Wood Science, Vol. 9, No. 1: 69-76, 1974.

48. Fox, S. P., Connection Capacity of New Griplam Nails, Ottawa, Ontario, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 6, No. 1: 59-64, 1979.
49. Freas, A. D. and M. L. Selbo, Fabrication and Design of Glued Laminated Wood Structural Members, Technical Bulletin No. 1069, Washington, DC, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, 1954.
52. Gerhards, C. C., Time-Dependent Bending Deflections of Douglas fir 2 by 4's, Madison, WI, Forest Products Research Society (Forest Products Society), Forest Products Journal, Vol. 35, No. 4: 18-26, 1985.
53. Goodman, J. R. and J. Bodig, Contribution of Plywood Sheathing to Buckling Stiffness of Residential Roof Truss Chord Members, Report and Supplemental Report to National Forest Products Association, Fort Collins, CO, Colorado State University, Department of Civil Engineering, 1977.
54. Goodman, J. R. and J. Bodig, Orthotropic Strength of Wood in Compression, Madison, WI, Forest Products Research Society (Forest Products Society), Wood Science, Vol. 4, No. 2: 83-94, 1971.
55. Goodman, J. R. and M. E. Criswell, Contribution of Plywood Sheathing to Buckling Stiffness of Residential Roof Truss Chord Members, Supplemental Report to National Forest Products Association, Fort Collins, CO, Colorado State University, Department of Civil Engineering, 1980.
56. Gopu, V. K. A., J. R. Goodman, M. D. Vanderbilt, E. G. Thompson, and J. Bodig, Behavior and Design of Double-Tapered Pitched and Curved Glulam Beams, Structural Research Report No. 16, Fort Collins, CO, Colorado State University, Civil Engineering Department, 1976.
57. Grenoble, H. S., Bearing Strength of Bolts in Wood, Project I-228-7, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1923.
58. Gurfinkel, G., Wood Engineering, New Orleans, LA, Southern Forest Products Association, 1973.
59. Hankinson, R. L., Investigation of Crushing Strength of Spruce at Varying Angles of Grain, Material Section Paper No. 130, McCook Field, NE, United States Army Engineering Division, U.S. Air Service Information Circular, Vol. III, No. 257, 1921.
60. Hooley, R. F. and B. Madsen, Lateral Stability of Glued Laminated Beams, New York, NY, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division, Vol. 90, ST3: 201-218, 1964.
61. Hooley, R. F. and R. H. Duval, Lateral Buckling of Simply Supported Glued Laminated Beams, Report to Laminated Timber Institute of Canada, Vancouver, British Columbia, University of British Columbia, Department of Civil Engineering, 1972.
62. Hoyle, R. J., Jr., M. C. Griffith, and R.Y. Itani, Primary Creep in Douglas fir Beams of Commercial Size and Quality, Madison, WI, Society of Wood Science and Technology, Wood and Fiber Science, Vol. 17, No. 3: 300-314, 1985.
63. Hunt, G. M. and G. A. Garratt, Wood Preservation, 2nd ed. New York, NY, McGraw Hill, 1953.
64. Hyer, O. C., Study of Temperature in Wood Parts of Homes Throughout the United States, Research Note FPL-012, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1963.

65. In-Grade Testing Program Technical Committee, In-Grade Testing of Structural Lumber, Proceedings 47363, Madison, WI, Forest Products Research Society (Forest Products Society), 1989.
66. Isyumov, N., Load Distribution in Multiple Shear-Plate Joints in Timber, Departmental Publication No. 1203, Ottawa, ON Canada, Department of Forestry and Rural Development, Forestry Branch, 1967.
67. Johansen, K. W., Theory of Timber Connections, Zurich, Switzerland, Publications of International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol. 9: 249-262, 1949.
68. Johns, K. C. and A. H. Buchanan, Strength of Timber Members in Combined Bending and Axial Loading, Boras, Sweden, International Union of Forest Research Organizations, Proceedings IUFRO Wood Engineering Group S5.02, 343-368, 1982.
69. Karacabeyli, E. and H. Fraser, Short-Term Strength of Glulam Rivet Connections Made with Spruce and Douglas fir Glulam and Douglas fir Solid Timber, Ottawa, Ontario, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 17, 166-172, 1990.
70. Kolberk, A. and M. Birnbaum, Transverse Strength of Screws in Wood, Ithaca, NY, Cornell University, The Cornell Civil Engineer, Vol. 22, No. 2: 31-41, 1913.
71. Kuenzi, E. W. Theoretical Design of a Nailed or Bolted Joint, Report No. D1951, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1955.
72. Kunesh, R. H. and J. W. Johnson, Strength of Multiple-Bolt Joints: Influence of Spacing and Other Variables, Report T-24, Corvallis, OR, Oregon State University, School of Forestry, Forest Research Laboratory, 1968.
73. Lam, F. and P. I. Morris, Effect of Double-Density Incising on Bending Strength of Lumber, Madison, WI, Forest Products Research Society (Forest Products Society), Forest Products Journal, Vol. 41, No. 9: 43-47, 1991.
74. Lam, F. and P. I. Morris, Effect of Double-Density Incising on Bending Strength of Lumber, Madison, WI, Forest Products Research Society (Forest Products Society), Forest Products Journal, Vol. 41, No. 9: 43-47, 1991.
75. Laminated Timber Institute of Canada, Timber Design Manual, Ottawa, Ontario, Laminated Timber Institute of Canada, 1980.
76. Lane, W. W., A Study of the Effects of Lag Screw Spacing on the Strength of Timber Joints, Building Research Laboratory Report No. BR 4-1, Columbus, OH, Ohio State University, Engineering Experiment Station, 1963.
77. Lantos, G., Load Distribution in a Row of Fasteners Subjected to Lateral Load, Madison, WI, Forest Products Research Society (Forest Products Society), Wood Science, Vol. 1, No. 3: 129-136, 1969.
78. Larsen, H. J., The Yield of Bolted and Nailed Joints, South Africa, International Union of Forest Research Organizations, Proceedings of Division 5 Conference, 646-654, 1973.

79. Loferski, J. R. and T. E. McLain, Static and Impact Flexural Properties of Common Wire Nails, Philadelphia, PA, ASTM, Journal of Testing and Evaluation, Vol. 19, No. 4: 297-304, 1991.
80. Longworth, J., Behavior of Shear Plate Connections in Sloping Grain Surfaces, Madison, WI, Forest Products Research Society (Forest Products Society), Forest Products Journal, Vol. 17, No. 7: 49-63, 1967.
81. Malhotra, S. K., A Rational Approach to the Design of Solid Timber Columns, Study No. 7, Applications of Solid Mechanics, Waterloo, Ontario, University of Waterloo, 1972.
82. Malhotra, S. K. and A. P. Sukumar, A Simplified Procedure for Built-Up Wood Compression Members, St. John's, Newfoundland, Annual Conference, Canadian Society for Civil Engineering, June 1-18, 1989.
83. Malhotra, S. K. and D. B. Van Dyer, Rational Approach to the Design of Built-Up Timber Columns, Madison, WI, Forest Products Research Society (Forest Products Society), Wood Science, Vol. 9, No. 4: 174-186, 1977.
84. Markwardt, L. J. and T. R. C. Wilson, Strength and Related Properties of Woods Grown in the United States, Technical Bulletin No. 479, Washington, DC, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, 1935.
85. McLain, T. E., Influence of Metal Side Plates on the Strength of Bolted Wood Joints, Blacksburg, VA, Virginia Polytechnic Institute and State University, Department of Forest Products, 1981.
86. McLain, T. E., Strength of Lag Screw Connections, Blacksburg, VA, Virginia Polytechnic Institute and State University, Department of Wood Science and Forest Products, 1991.
87. McLain, T. E. and J. D. Carroll, Combined Load Capacity of Threaded Fastener-Wood Connections, New York, NY, American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 9: 2419-2432, 1990.
88. McLain, T. E. and S. Thangjithan, Bolted Wood-Joint Yield Model, New York, NY, American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 8: 1820-1835, 1983.
89. McLain, T. E., P. Pellicane, L. Soltis, T. L. Wilkinson and J. Zahn, Comparison of EYM-Predicted Yield Loads and Current ASD Loads for Nails, Bolts and Screws, Washington, DC, National Forest Products Association, 1990.
90. Moody, R. C., R. H. Falk, and T. G. Williamson, Strength of Glulam Beams – Volume Effects, Tokyo, Japan, Proceedings of the 1990 International Timber Engineering Conference, Vol. 1: 176-182, 1990.
91. Murphy, J. F., Strength and Stiffness Reduction of Large Notched Beams, New York, NY, American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 9: 1989-1999, 1986.
92. Murphy, J. F., Using Fracture Mechanics to Predict Fracture in Notched Wood Beams, Vancouver, British Columbia, Forintek Canada Corporation, Western Forest Products Laboratory, Proceedings of the First International Conference on Wood Fracture, 1978.

93. Murphy, J. F., B. R. Ellingwood, and E. M. Hendrickson, Damage Accumulation in Wood Structural Members Under Stochastic Live Loads, Madison, WI, Society of Wood Science and Technology, Wood and Fiber Science, Vol. 19, No. 4: 453-463, 1987.
94. Nail Holding Power of American Woods, Technical Note 236, Washington, DC, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1931.
95. Nail-Withdrawal Resistance of American Woods, Research Note FPL-093, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1965.
96. National Design Specification for Stress-Grade Lumber and its Fastenings, Washington, DC, National Lumber Manufacturers Association (American Forest & Paper Association), 1944.
97. Neubauer, L. W., Full-Size Stud Tests Confirm Superior Strength of Square-End Wood Columns, Annual Meeting Paper No. 70-408, St. Joseph, MI, American Society of Agricultural Engineers, 1970
98. Newlin, J. A. and G. W. Trayer, Form Factors of Beams Subjected to Transverse Loading Only, Report No. 1310, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1941, (Also Report 181 of the National Advisory Committee for Aeronautics, 1924).
99. Newlin, J. A. and G. W. Trayer, Stresses in Wood Members Subjected to Combined Column and Beam Action, National Advisory Committee for Aeronautics Report 188 (Forest Products Laboratory Report No. 1311), Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1924.
100. Newlin, J. A. and J. M. Gahagan, Lag-Screw Joints: Their Behavior and Design, Technical Bulletin No. 597, Washington, DC, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1938.
101. Parker, J. E., A Study of the Strength of Short and Intermediate Wood Columns by Experimental and Analytical Methods, Research Note FPL-028, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1964.
102. Patton-Mallory, M., End Distance Effects Comparing Tensile and Compression Loads on Bolted Wood Connections, Seattle, WA, Proceedings of the 1988 International Conference on Timber Engineering, Vol. 2: 313-324, 1988.
103. Perkins, N. S., Plywood: Properties, Design and Construction, Tacoma, WA, Douglas fir Plywood Association (APA – The Engineered Wood Association), 1962.
104. Perkins, N. S., P. Landsem, and G. W. Trayer, Modern Connectors in Timber Construction, Washington, DC, U.S. Department of Commerce, National Committee on Wood Utilization and U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1933.
105. Perrin, P. W., Review of Incising and its Effects on Strength and Preservative Treatment of Wood, Madison, WI, Forest Products Research Society (Forest Products Society), Forest Products Journal, Vol. 28, No. 9: 27-33, 1978.
106. Plywood Design Specification and Supplements, Form Y510, APA – The Engineered Wood Association, Tacoma, WA, 1997.

107. Polensek, A. and G. H. Atherton, Compression-Bending Strength and Stiffness of Walls Made with Utility Grade Studs, Madison, WI, Forest Products Research Society (Forest Products Society), Forest Products Journal, Vol. 26, No. 11: 17-25, 1976.
108. Popov, E. P., Mechanics of Materials, Englewood Cliffs, NJ, Prentice-Hall, 1976.
109. Radcliffe, B. F. and A. Sliker, Effect of Variables on Performance of Trussed Rafters, Research Report 21, East Lansing, MI, Michigan State University, Agricultural Experiment Station, 1964.
110. Rahman, M. V., Y. J. Chiang, and R. E. Rowlands, Stress and Failure Analysis of Double-Bolted Joints in Douglas- Fir and Sitka Spruce, Madison, WI, Society of Wood Science and Technology, Wood and Fiber Science, Vol. 23, No. 4: 567-589, 1991.
111. Rosowsky, D. and B. Ellingwood, Reliability of Wood Systems Subjected to Stochastic Loads, Madison, WI, Society of Wood Science and Technology, Wood and Fiber Science, Vol. 24, No. 1: 47-59, 1992.
112. Schniewind, A. and D. E. Lyon, Further Experiments on Creep-Rupture Life Under Cyclic Environmental Conditions, Madison, WI, Society of Wood Science and Technology, Wood and Fiber, Vol. 4, No. 4: 334-341, 1973.
113. Schniewind, A. P. and D. E. Lyon, A Fracture Mechanics Approach to the Tensile Strength Perpendicular to Grain of Dimension Lumber, New York, NY, Springer-Verlag, Wood Science and Technology, Vol. 7: 45-49, 1973.
114. Scholten, J. A., Built-Up Wood Columns Conserve Lumber, New York, NY, Engineering News Record, Vol. 107, No. 9, 1931.
115. Scholten, J. A., Rounding Notches Makes Stronger Joist, Chicago, IL, Pacific Logging Congress, American Lumberman, Vol. 46, 1935
116. Scholten, J. A., Tests of Built-Up Wood Columns, Project L-273-1J4, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1931.
117. Scholten, J. A., Timber-Connector Joints, Their Strength and Design, Technical Bulletin No. 865, Washington, DC, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1944.
118. Scholten, J. A. and E. G. Molander, Strength of Nailed Joints in Frame Walls, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1950.
119. Snodgrass, J. D. and W. W. Gleaves, Effect of End-Distance on Strength of Single-Bolt Joints, Corvallis, OR, Oregon State University, Oregon Forest Research Center, 1960.
120. Soltis, L. A., European Yield Model for Wood Connections, New York, NY, American Society of Civil Engineers, Proceedings of Structures Congress 1991, Indianapolis, Indiana, 60-63, 1991.
121. Soltis, L. A. and T. L. Wilkinson, Bolted Connection Design, General Research Report FPL-GRT-54, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1987.

122. Soltis, L. A. and T. L. Wilkinson, Timber Bolted Connection Design, New York, NY, American Society of Civil Engineers, Proceedings of Structural Congress 1987, Orlando, Florida, 205-220, 1987.
123. Soltis, L. A., W. Nelson, and J. L. Hills, Creep of Structural Lumber, New York, NY, American Society of Mechanical Engineers, Proceedings of 3rd Joint ASCE/ASME Mechanics Conference, San Diego, 216-221, 1989.
124. Special Design Provisions for Wind and Seismic (SDPWS-05), American Forest & Paper Association, Washington, DC, 2005.
125. Specification for Structural Steel Buildings – Allowable Stress Design and Plastic Design, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, IL, 1989.
126. Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, American Iron and Steel Institute (AISI), Washington, DC, 1996.
127. Stamm, A. J., Wood and cellulose science, New York, NY, Ronald Press, 1964.
128. Standard Appearance Grades for Structural Glued Laminated Timber, AITC 110-2001, American Institute of Timber Construction, Centennial, CO, 2001.
129. Standard Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, DC, 1987.
130. Standard Specifications for Structural Glued Laminated Timber of Hardwood Species, AITC 119-96, American Institute of Timber Construction, Centennial, CO, 1996.
131. Standard Specifications for Structural Glued Laminated Timber of Softwood Species, AITC 117-2004, American Institute of Timber Construction, Centennial, CO, 2004.
132. Stieda, C. K. A., Stress Concentrations in Notched Timber Beams, Contribution No. P-49, Vancouver, British Columbia, Department of Forestry of Canada, Vancouver Laboratory, Forest Products Research Branch, 1964.
133. Structural Glued Laminated Timber, Commercial Standard CS 253-63, U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, Washington, DC, 1963.
134. Structural Glued Laminated Timber, Voluntary Product Standard PS 56-73, U.S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, Washington, DC, 1973.
135. Suddarth, S. K., Test Performance of 1-1/2 Inch Bolts in Glulam – Row Effects and Effect of Subsequent Drying, Portland, OR, Wood Products Information Center, Wood Design Focus, Components, Vol. 1, No.1, 1990
136. Technical Report 10 – Calculating the Fire Resistance of Exposed Wood Members, American Forest & Paper Association, Washington, DC, 2003.
137. Technical Report 12 – General Dowel Equations for Calculating Lateral Connection Values, American Forest & Paper Association, Washington, DC, 1999.
138. Technical Report 14 – Designing for Lateral-Torsional Stability in Wood Members, American Forest & Paper Association, Washington DC, 2003.

139. Tiemann, H. D., Some Results of Dead Load Bending Tests by Means of a Recording Deflectometer, Philadelphia, PA, Proceedings of the American Society for Testing Materials, Vol. 9: 534-548, 1909.
140. Timber Construction Manual, American Institute of Timber Construction, John Wiley & Sons, 2004.
141. Timber Engineering Company, Design Manual for TECO Timber-Connector Construction, Washington, DC, National Lumber Manufacturers Association (American Forest & Paper Association), Timber Engineering Company, 1955.
142. Timber Engineering Company, Timber Design and Construction Handbook, New York, NY, F.W, Dodge, 1956.
143. Tissell, J. R., Horizontal Plywood Diaphragm Tests, Laboratory Report No. 106, Tacoma, WA, American (APA – The Engineered Wood Association), 1967.
144. Tissell, J. R., Plywood Diaphragms, Research Report 138, Tacoma, WA, American Plywood Association (APA – The Engineered Wood Association), 1990.
145. Tissell, J. R., Structural Panel Shear Walls, Research Report 154, Tacoma, WA, American Plywood Association (APA – The Engineered Wood Association), 1990.
146. Trayer, G. W., The Bearing Strength of Wood Under Bolts, Technical Bulletin No. 332, Washington, DC, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1932.
147. Trayer, G. W. and H. W. March, Elastic Instability of Members Having Sections Common in Aircraft Construction, Report No. 382, Washington, DC, National Advisory Committee for Aeronautics, 1931.
148. Truss Plate Institute, Commentary and Recommendations for Bracing Wood Trusses, BWT-76, Madison, WI, Truss Plate Institute, 1976.
149. Vanderbilt, M. D., J. R. Goodman, and J. Bodig, A Rational Analysis and Design Procedure for Wood Joist Floor Systems, Final Report to the National Science Foundation for Grant GK-30853, Fort Collins, CO, Colorado State University, Department of Civil Engineering, 1974.
150. Voluntary Product Standard (PS 1-95), Construction and Industrial Plywood, United States Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 1995.
151. Voluntary Product Standard (PS 2-04), Performance Standard for Wood-Based Structural-Use Panels, United States Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 2004.
152. Voluntary Product Standard (PS 20-99), American Softwood Lumber Standard, United States Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 1999.
153. War Production Board, National Emergency Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Stress Grade Lumber and its Fastenings for Buildings, Directive No. 29, Washington, DC, War Production Board, Conservation Division, 1943.

154. White, R. H., Charring Rates of Different Wood Species, PhD Thesis, University of Wisconsin, Madison, WI, 1988.
155. Wilkinson, T. L., Analyses of Nailed Joints with Dissimilar Members, New York, NY, American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division, Vol. 98, No. ST9: 2005-2013, 1972.
156. Wilkinson, T. L., Assessment of Modification Factors for a Row of Bolts in Timber Connections, Research Paper FPL 376, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1980.
157. Wilkinson, T. L., Bolted Connection Allowable Loads Based on the European Yield Model, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1991
158. Wilkinson, T. L., Dowel Bearing Strength, Research Paper FPL-RP-505, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1991.
159. Wilkinson, T. L., Elastic Bearing Constants for Sheathing Materials, Research Paper FPL 192, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1974.
160. Wilkinson, T. L., Formulas for Working Stresses for Timber Piles, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1969.
161. Wilkinson, T. L., Strength Evaluation of Round Timber Piles, Research Paper FPL 101, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1968.
162. Wilkinson, T. L., Strength of Bolted Wood Joints with Various Ratios of Member Thickness, Research Paper FPL 314, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1978.
163. Wilkinson, T. L. and T. R. Laatsch, Lateral and Withdrawal Resistance of Tapping Screws in Three Densities of Wood, Madison, WI, Forest Products Research Society (Forest Products Society), Forest Products Journal, Vol. 20, No. 7: 35-41, 1971.
164. Williamson, T. G. and B. Hill, Waiver of Metal Hanger Torsional Restraint Requirements, Communication to ICBO Evaluation Service, Vancouver, WA, American Institute of Timber Construction, (November), 1989.
165. Williamson, T. G., R. Gregg, and H. Brooks, Wood Design: A Commentary on the Performance of Deep and Narrow Re-Sawn Glulam Purlins, Los Angeles, CA, Structural Engineers Association of Southern California, (June), 1990.
166. Wilson, T. R. C., Glued Laminated Wooden Arch, Technical Bulletin No. 691, Washington, DC, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, 1939.
167. Wilson, T. R. C., Guide to the Grading of Structural Timbers and the Determination of Working Stresses, U.S. Department of Agriculture Miscellaneous Publication 185, Washington, DC, U.S. Department of Agriculture, 1934.

168. Winandy, J. E., ACA and CCA Preservative Treatment and Redrying Effects on Bending Properties of Douglas fir, Stevensville, MD, American Wood-Preservers' Association Proceedings, Vol. 85: 106-118, 1989.
169. Winandy, J. E., CCA Preservative Treatment and Redrying Effects on the Bending Properties of 2 by 4 Southern Pine, Madison, WI, Forest Products Research Society (Forest Products Society), Forest Products Journal, Vol. 39, No. 9: 14-21, 1989.
170. Winandy, J. E., Effects of Treatment and Redrying on Mechanical Properties of Wood, Madison, WI, Forest Products Research Society (Forest Products Society), Proceedings 47358 of Conference on Wood Protection Techniques and the Use of Treated Wood in Construction, 54-62, 1988.
171. Winandy, J. E. and H. M. Barnes, Influence of Initial Kiln-Drying Temperature on CCA-Treatment Effects on Strength, Stevensville, MD, American Wood-Preservers' Association Proceedings, Vol. 87, 1991.
172. Winandy, J. E. and R. S. Boone, The Effects of CCA Preservative Treatment and Redrying on the Bending Properties of 2 x 6 Southern Pine Lumber, Madison, WI, Society of Wood Science and Technology, Wood and Fiber Science, Vol. 20, No. 3: 350-364, 1988.
173. Winandy, J. E., Influence of Time-to-Failure on Strength of CCA-Treated Lumber, Madison, WI, Forest Products Research Society (Forest Products Society), Forest Products Journal, Vol. 45, No. 2: 82-85, 1995.
174. Winandy, J. E., J. J. Morell, and S. T. Lebow, Review of Effects of Incising on Treatability and Strength, Madison, WI, Forest Products Society Conference, Savannah, GA, Wood Preservation: In the '90s and Beyond, 1994
175. Winandy, J. E., R. S. Boone, and B. A. Bendsten, Interaction of CCA Preservative Treatment and Redrying: Effect on the Mechanical Properties of Southern Pine, Madison, WI, Forest Products Research Society (Forest Products Society), Forest Products Journal, Vol. 35, No. 10: 62-68, 1985.
176. Wolfe, R. W., Allowable Stresses for the Upside-Down Timber Industry, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1989.
177. Wolfe, R. W., Performance of Light-Frame Redundant Assemblies, Tokyo, Japan, Proceedings of the 1990 International Timber Engineering Conference, Vol.1: 124-131, 1990.
178. Wolfe, R. W., Research Dealing with Effects of Bearing Length on Compression Perpendicular to the Grain, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1983.
179. Wolfe, R. W. and T. LaBissoniere, Structural Performance of Light-Frame Roof Assemblies, II, Conventional Truss Assemblies, Research Paper FPL-RP-499, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1991.
180. Wood Construction Data 1 (WCD 1) Details for Conventional Wood Frame Construction, Washington, DC, American Forest & Paper Association, 2001.
181. Wood Handbook, Agriculture Handbook No. 72, Washington, DC, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1955.

182. Wood Handbook, Agriculture Handbook No. 72, Washington, DC, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1974.
183. Wood Handbook, Agriculture Handbook No. 72, Washington, DC, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1987.
184. Wood Handbook, Washington, DC, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1935.
185. Wood, L. W., Behavior of Wood Under Continued Loading, New York, NY, Engineering News Record, Vol. 139, No. 24: 108-111, 1947
186. Wood, L. W., Formulas for Columns with Side Loads and Eccentricity, Report No. R1782, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1950.
187. Zahn, J. J., Combined-Load Stability Criterion for Wood Beam-Columns, New York, NY, American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 11: 2612-2618, 1986.
188. Zahn, J. J., Design Equation for Multiple-Fastener Wood Connections, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1991.
189. Zahn, J. J., Design of Wood Members Under Combined Load, New York, NY, American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 9: 2109-2126, 1986.
190. Zahn, J. J., Interaction of Crushing and Buckling in Wood Columns and Beams, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1990.
191. Zahn, J. J., Progress Report to NFPA on Column Research at FPL, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1989.
192. Zahn, J. J., Proposed Design Formula for Wood Beam Columns, Paper No. 87-4002, Baltimore, MD, Proceedings of American Society of Agricultural Engineers, 1987.
193. Zahn, J. J., Strength of Lumber Under Combined Bending and Compression, Research Paper FPL 391, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1982.
194. Zahn, J. J., Strength of Multiple-Member Structures, Research Paper FPL 139, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1970.
195. Wilkinson, T. L., Moisture Cycling of Trussed Rafter Joints, Research Paper FPL 67, Madison, WI, U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, 1966.

INTI

INSTITUTO NACIONAL DE
TECNOLOGÍA INDUSTRIAL



CIRSOC

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS
REGLAMENTOS NACIONALES DE
SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES