

Universidad Politécnica de Valencia

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Edificación

**MADERA ESTRUCTURAL**  
**TIPOLOGÍA Y CÁLCULO DE UNIONES**

Proyecto Final de Carrera

Trabajo Científico-Técnico

Titulación: Arquitecto Técnico

Bárbara Gálvez Gabarda

Tutor: Ricardo Perelló Roso

Junio 2011

## ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN Y JUSTIFICACIÓN.....	3
2. NORMATIVA APLICABLE.....	6
3. MARCO GENERAL.....	12
3.1. ANATOMÍA DE LA MADERA.....	12
3.2. PROPIEDADES FÍSICAS.....	22
3.2.1. El agua en la madera. Humedad.....	23
3.2.2. Hinchazón y merma.....	28
3.2.3. Repercusiones de la humedad en madera estructural.....	31
3.2.4. Densidad.....	32
3.2.5. Dureza.....	34
3.2.6. Estabilidad al fuego.....	34
3.3. MADERA PARA USO ESTRUCTURAL. PRODUCTOS.....	38
3.4. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS.....	47
3.4.1. Clasificación y clases resistentes.....	48
3.4.2. Ensayo mecánico estructural.....	53
3.4.3. Factores influyentes en las propiedades mecánicas.....	66
3.4.4. Deformaciones.....	69
4. BASES DE CÁLCULO I: RESISTENCIAS.....	75
4.1. RESISTENCIA Y PROPIEDADES DEL MATERIAL. FACTORES DE CORRECCIÓN.....	77
4.2. FACTORES QUE AFECTAN AL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	82
4.3. VALOR DE CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DEL MATERIAL.....	83
5. BASES DE CÁLCULO II: CRITERIOS DE SEGURIDAD.....	87
5.1. ACCIONES Y SU CLASIFICACIÓN.....	87
6. COMPROBACIÓN DE SECCIONES.....	95
6.1. AGOTAMIENTO DE SECCIONES SOMETIDAS A TENSIONES SEGÚN DIRECCIONES PRINCIPALES. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.....	99
6.1.1. Tracción uniforme paralela a la fibra.....	99
6.1.2. Compresión uniforme paralela a la fibra.....	102
6.1.3. Flexión simple.....	103
6.1.4. Flexión esviada.....	104
6.1.5. Tracción uniforme perpendicular a la fibra.....	110
6.1.6. Compresión uniforme perpendicular a la fibra.....	113
6.1.7. Cortante.....	115
6.2. SOLICITACIONES COMBINADAS EN SECCIÓN CONSTANTE.....	117
6.2.1. Compresión inclinada respecto de la fibra o compresión oblicua.....	117
6.2.2. Flexión y tracción axial combinadas.....	118
6.2.3. Flexión y compresión axial combinadas.....	120
6.3. ESTABILIDAD DE PIEZAS.....	120

6.3.1. Comprobación a pandeo en columnas.....	120
6.3.2. Vuelco lateral en vigas.....	130
7. UNIONES.....	137
7.1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	137
7.1.1. Introducción.....	137
7.1.2. Principios generales para el cálculo.....	138
7.2. UNIONES TRADICIONALES.....	145
7.2.1. Ensamblés.....	146
7.2.2. Empalmes.....	152
7.2.3. Acoplamientos.....	156
7.3. UNIÓN MECÁNICA CON ELEMENTOS DE FIJACIÓN TIPO CLAVIJA.....	157
7.3.1. Medios de unión.....	157
7.4. UNIÓN MECÁNICA CON ELEMENTOS METÁLICOS DE SUPERFICIE.....	162
7.4.1. Tipos de conectores.....	163
7.4.2. Placas dentadas o placas clavo.....	166
7.4.3. Otros conectores metálicos.....	168
8. CÁLCULO DE UNIONES.....	176
8.1. UNIONES TIPO CLAVIJA.....	176
8.1.1. Generalidades.....	176
8.1.2. Propiedades de los materiales. Resistencias de madera y clavija.....	178
8.1.2.1. Resistencia característica al aplastamiento de la madera, $f_{h,k}$ .....	178
8.1.2.2. Resistencia a la flexión de la clavija.....	181
8.1.3. Capacidad de carga en sollicitación de corte.....	183
8.1.3.1. Uniones madera/madera y madera/tablero.....	185
8.1.3.2. Uniones madera/acero.....	190
8.1.4. Comprobación de la unión.....	194
8.1.5. Disposiciones constructivas.....	195
8.1.5.1. Pretaladros para la colocación de clavijas.....	195
8.1.5.2. Distancias entre clavijas y al borde de la pieza.....	196
8.1.5.3. Alineación de los elementos con la carga.....	199
9. METODOLOGÍA DE CÁLCULO PARA UNIONES TIPO CLAVIJA.....	202
10. CONCLUSIONES.....	211
BIBLIOGRAFÍA.....	213

## 1. INTRODUCCIÓN Y JUSTIFICACIÓN

---

La madera ha sido en el pasado el material más utilizado para construir, hasta que los avances tecnológicos en hormigón y acero la relegaron a un segundo plano. En los últimos años se ha reivindicado como un material idóneo para la construcción y el interiorismo, dado que es un producto natural, renovable y ecológico.

El sector de la construcción es uno de los más contaminantes, y que más toneladas de residuos genera, siendo el mayor emisor de CO<sub>2</sub>. Por este motivo, cada vez más se promueve la utilización de la madera en la construcción, ya que es un material que durante su fase de crecimiento, es un sumidero de CO<sub>2</sub>, su transformación a material de construcción requiere mucha menos energía y es un material biodegradable.

Así pues, podemos afirmar que la madera, no sólo es parte de la naturaleza, sino que su utilización es beneficiosa para ella, realizándose un aprovechamiento y un reciclaje de manera sostenible.

La tecnología de la madera ha ido evolucionando. Se han mejorado las propiedades de sus productos derivados, han surgido nuevos productos que han ampliado su campo de aplicación y se han complementado con otras materias primas para mejorar sus prestaciones.

Además del aspecto medioambiental, al ser un material renovable, la madera proporciona otras ventajas para el sector de la construcción, como la versatilidad, que permite adaptarse a las necesidades de diseño proyectando diferentes formas y tamaños. Por otro lado, es un material fácilmente trabajable, y de montaje y ejecución más rápida y sencilla, además de ser un buen aislante térmico.

No obstante, la construcción en madera presenta ciertos inconvenientes como la falta de estabilidad frente a condiciones cambiantes de humedad ambiental, la escasa durabilidad natural o sus características combustibles.

La humedad es un factor condicionante en el comportamiento de la madera ya que provoca hinchazón y merma ocasionando cambios dimensionales debido a su carácter higroscópico que le hace ceder o absorber humedad del ambiente.

Por su naturaleza orgánica, la madera es susceptible de ser atacada por organismos xilófagos y hongos que encuentran en ella un medio para alimentarse y reproducirse llegando a mermar con el tiempo, si no se le aplica la protección adecuada, su capacidad resistente.

Por otro lado, uno de los prejuicios más comunes tiene que ver con la resistencia de la madera frente al fuego. Como sabemos la madera es, en esencia, un material combustible sin embargo su comportamiento ante el fuego es predecible. Cuando un elemento constructivo de madera se encuentra expuesto a un incendio, se genera en su superficie una capa carbonizada que le aporta protección como aislante a las capas interiores, debido a que se trata de un material mal conductor del calor y por tanto conservando la sección residual sus características mecánicas durante un mayor período de tiempo.

En la construcción con madera, un aspecto fundamental es la ejecución de las uniones entre los diferentes elementos que conformarán la estructura y que son los sectores más vulnerables en este tipo de edificación. Por tanto, una de las particularidades de las estructuras en madera está relacionada con el diseño estructural, y una parte importante se centra en la resolución de estas uniones.

En otros materiales no resulta complicado realizar uniones rígidas entre los distintos elementos, como la continuidad en el hormigón armado, o mediante la soldadura en la ejecución de estructura metálica. Sin embargo, en madera este tipo de uniones es de difícil ejecución y por ello hay que considerar que en el diseño estructural deben plantearse las estructuras de madera como sistemas preferentemente isostáticos o como sistemas de barras mediante enlaces articulados. Por tanto el diseño y el cálculo de las uniones es un punto clave en la materialización de las estructuras, y que define la calidad de la edificación, ya que estos nudos deben ser capaces de transmitir los esfuerzos entre elementos sin comprometer la rigidez y geometría del sistema y dentro de los valores de tensión y deformación admisibles.

Esto es por lo que el progreso en la construcción con madera está fuertemente ligado al desarrollo tecnológico de los medios de unión. La dificultad de su proyecto y ejecución se debe al comportamiento anisótropo de la madera que, como veremos,

se manifiesta con propiedades resistentes muy diferentes según la dirección de los esfuerzos con respecto a la orientación de las fibras.

En lo referente a las uniones, hasta prácticamente el siglo XX sólo se realizaban uniones carpinteras de tipo ensamble, si bien acompañadas de algún tipo de elemento metálico a modo de afianzamiento. De este modo se transmiten por contacto entre la madera los esfuerzos de compresión sin dificultad. Los esfuerzos de tracción son más difíciles de transmitir en la madera y se precisan soluciones más complejas. Es entonces y posteriormente cuando se introducen elementos como conectores de acero o sistemas de fijación mecánica mediante clavos, pernos, etc.

En este trabajo se analizará la madera como material estructural, sus propiedades y los factores que influyen en su comportamiento, y las bases de cálculo que permiten estudiar la respuesta de los elementos estructurales frente a un determinado estado tensional. Y por último se centrará en el estudio de los diferentes tipos de uniones en las estructuras de madera, tanto de los tipos de uniones tradicional, así como de las uniones más utilizadas actualmente y de los elementos utilizados para su conexión. En la parte dedicada al cálculo se establecerán los métodos y dimensionado de las uniones mecánicas con elementos de conexión de tipo clavija confeccionando una hoja de cálculo para los diferentes encuentros y medios de unión utilizados en madera-madera y acero-madera, una herramienta a la hora de dimensionar estas uniones, y según las disposiciones de la normativa actual de estructuras de madera en el Código Técnico.

## 2. NORMATIVA APLICABLE

---

### **El Código Técnico y la construcción con madera.**

La construcción es uno de los sectores que generan un mayor impacto en el entorno, por la gran cantidad de recursos que se consumen, durante el proceso de ejecución y a lo largo de toda su vida útil. En nuestro entorno, los materiales utilizados en la resolución de estructuras en la edificación, son principalmente el hormigón y el acero.

La Ley de Ordenación de Edificabilidad (Ley 38/1999), supuso una traba al uso de la madera desde el punto de vista estructural, debido a las reservas presentadas por los Organismos de Control de Calidad y las compañías aseguradoras principalmente, respecto a los cálculos de las estructuras, que habían eludido colaborar con los fabricantes y constructores de casas de madera, con la excusa de “la falta de regulación del mercado y del producto”.

Con la aprobación del **Código Técnico de la Edificación** (CTE), se incluye un Documento Básico de Seguridad Estructural en Madera (SE-M), basado principalmente en el Eurocódigo 5 (EC5), siendo el encargado de crear un marco reglamentario en igualdad, entre la madera en su uso estructural y el resto de los materiales de construcción.

De este modo el Eurocódigo 5, en cuanto a seguridad estructural, sirve de referencia y marca las bases del análisis estructural, los criterios de durabilidad, los estados límite últimos y de servicio, y las uniones y medios de fijación de los elementos estructurales en los distintos sistemas que son recogidos en el **DB SE-M** del Código Técnico, constituyendo éste la normativa base de aplicación en este trabajo.

### **Normas UNE**

La frecuente utilización de la madera y sus productos derivados para la construcción han dado lugar a la publicación de una serie de normas europeas que han sido adoptadas por AENOR como normas UNE.

Las normas UNE de aplicación son las siguientes:

*UNE 56544: 2003. Clasificación visual de la madera aserrada para uso estructural. Madera de coníferas.*

En esta norma se establece un sistema de clasificación visual aplicable a la madera aserrada de las principales especies de coníferas españolas, de sección rectangular. Esta norma también recoge la asignación de las combinaciones de especie y calidad a las clases de resistencia consideradas en la norma UNE EN 338.

*UNE-EN 336: 2003. Madera estructural. Coníferas y chopo. Dimensiones y tolerancias.*

Esta norma tiene como objetivo establecer las clases de tolerancia dimensional de forma que el material (madera aserrada exclusivamente) tenga una desviación máxima permitida respecto de las dimensiones nominales.

*UNE-EN 338: 2010. Madera estructural. Clases resistentes.*

Esta norma incluye las clases resistentes complementarias, que son más apropiadas a los valores característicos de las frondosas templadas. También tiene valores característicos modificados para las clases de coníferas en cuanto a resistencia a esfuerzo cortante y resistencia a la tracción en sentido perpendicular a la fibra.

La variabilidad de los tipos y calidades de las maderas utilizables, la diversidad de sus aplicaciones y las capacidades de producción de las industrias de madera de cada región, originan una multiplicidad de combinaciones de especies y calidades con propiedades mecánicas diferentes, lo que complica el cálculo y la especificación de las estructuras de madera.

Esta norma establece un sistema de clases resistentes de uso general en el marco de las normas de cálculo estructural. Indica, para cada clase los valores característicos de las propiedades de resistencia y rigidez y los valores de densidad, así como los criterios de clasificación de las poblaciones de madera, y es de aplicación para todas las especies frondosas y resinosas de aplicación estructural.

*UNE-EN 1912: 2005. Madera estructural. Clases resistentes. Asignación de especies y calidades visuales.*



Esta norma establece una relación de calidades visuales obtenidas aplicando normas nacionales reconocidas en Europa de clasificación visual, de especies y de procedencias de madera y especifica las clases resistentes definidas en la norma UNE EN 338 a las que se pueden asignar. Esta norma es básica y fundamental para el mercado común europeo de maderas, ya que entrando con la clase de resistencia requerida nos permite obtener un listado de especies, procedencias y calidades de madera que cumple con los requisitos exigidos a dicha clase de resistencia.

*UNE EN 408: 2004. Estructuras de madera. Madera aserrada y madera laminada encolada para uso estructural. Determinación de algunas propiedades físicas y mecánicas.*

Esta norma europea, que se basa en la norma ISO 8375, establece métodos para la determinación en laboratorio de diversas propiedades físicas y mecánicas de la madera en sus dimensiones reales de empleo. Estos métodos no están orientados a la clasificación de la madera ni al control de calidad.

En particular, esta norma establece métodos para la determinación de las siguientes propiedades de la madera aserrada y de la madera laminada encolada: módulo de elasticidad en flexión, módulo de elasticidad transversal, resistencia a flexión, módulo de elasticidad en tracción paralela a la fibra, resistencia en tracción perpendicular a la fibra, módulo de elasticidad en compresión perpendicular a la fibra, resistencia a compresión perpendicular a la fibra y resistencia a cortante.

Se definen también la determinación de las dimensiones, la humedad y el peso específico de las probetas., que serán piezas de sección rectangular o circular de madera enteriza o empalmada mediante uniones dentadas y de madera laminada encolada.

*UNE EN 384: 2010 Madera con uso estructural. Determinación de los valores característicos de las propiedades mecánicas y densidad.*

Esta norma aporta el método para determinar los valores característicos de las propiedades mecánicas y de la densidad de poblaciones de madera previamente clasificadas o visualmente o por medios mecánicos. Los valores así obtenidos

permiten asignar la combinación de clases de calidad a las clases de resistencia de la norma UNE 338.

*UNE-EN 385: 2002. Empalmes por unión dentada en madera estructural. Especificaciones y requisitos mínimos de fabricación.*

Esta norma establece los requisitos para los empalmes mediante uniones dentadas encoladas y los requisitos mínimos para la mecanización, ensamble y encolado de estas uniones en elementos estructurales de madera. Los requisitos afectan a la madera utilizada, los adhesivos, el contenido de humedad, la mecanización y el encolado.

Esta norma únicamente es de aplicación a los empalmes mediante uniones dentadas entre elementos del mismo tipo de madera, y aunque la mayor parte de las uniones dentadas se realizan en especies coníferas, también se aplica a las especies frondosas siempre que se disponga de información que asegure que el encolado es aceptable. No se aplica a las uniones troqueladas, y, en cuanto a la madera laminada, esta norma se aplica sólo a las láminas. Para las piezas de grandes dimensiones de madera laminada encolada existe la norma EN 387 donde quedan contempladas.

*UNE-EN 386: 2002. Madera laminada encolada. Especificaciones y requisitos de fabricación.*

Los requisitos de esta norma tienen como objetivo obtener encolados seguros y duraderos que se mantengan íntegros a lo largo de toda la vida prevista de la estructura. Estos requisitos necesitarán complementarse para tener en cuenta condiciones especiales de fabricación, materiales o requisitos funcionales. Se aplican a elementos estructurales de clase de servicio 1 y 2. Para las estructuras de madera de clase 3 se deben tomar precauciones especiales.

Esta norma se aplica a elementos con un espesor de lámina cepillada menor o igual a 45 mm. Aunque la mayor parte de la madera laminada encolada se fabrica con madera de coníferas, esta norma es aplicable a especies frondosas, si se dispone de la información necesaria que asegure un encolado correcto.

*UNE-EN 390: 1995. Madera laminada encolada. Dimensiones y tolerancias.*

Esta norma establece las tolerancias dimensionales para la madera laminada encolada utilizada estructuralmente, así como el contenido de humedad de referencia al cual deben realizarse las medidas. Asimismo establece un método para el cálculo de las dimensiones corregidas de la madera laminada con un contenido de humedad diferente al de referencia.

Esta norma es de aplicación para la madera laminada encolada de sección rectangular, de dimensiones comprendidas entre 50 a 300 milímetros para la anchura y entre 100 y 2500 mm para la altura.

*UNE-EN 1194: 1999. Estructuras de madera. Madera laminada encolada. Clases resistentes y determinación de los valores característicos.*

Un sistema de clases resistentes permite la asignación de un conjunto de propiedades de resistencia para las combinaciones de calidades y de especies. Un sistema de este tipo, simplifica el comercio de la madera laminada encolada reduciendo el número de opciones en el intercambio cliente-proveedor.

Para esta clasificación, esta norma establece un sistema de clases resistentes para la madera encolada de laminado horizontal constituida como mínimo por cuatro láminas. Se definen varias clases resistentes y se dan sus resistencias características, valores de rigidez y densidades. Esta norma se limita por el momento a la madera laminada encolada de confieras.

*UNE-EN 912: 2000/UNE EN 912/AC: 2001. Conectores para madera. Especificaciones de los conectores para madera.*

Esta norma define las dimensiones y los materiales de determinados tipos de conectores ampliamente utilizados en las uniones de elementos estructurales de madera.

*UNE-EN 1995-1-1/2006 y A1: 2010. Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.*

Esta norma describe los principios y requisitos para la seguridad, funcionalidad y durabilidad de las estructuras de madera. Como se ha señalado anteriormente, está basada en el concepto de los estados límite utilizado junto con el método de los coeficientes parciales.

*UNE-ENV 1995 1-2: 1999. Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego.*

Esta parte de la norma ENV 1995 trata del cálculo de estructuras de madera en la situación accidental de exposición al fuego. La parte 1-2 de la ENV 1995 se aplica a las estructuras de edificación en las que por razones de seguridad generales frente al incendio, requieren el cumplimiento de ciertas funciones en la exposición del fuego, para evitar un colapso prematuro de la estructura y limitar la propagación del fuego fuera de las áreas especificadas.

*UNE 23727: 1990. Ensayos de reacción al fuego de los materiales de construcción. Clasificación de los materiales utilizados en la construcción.*

Esta norma se aplica, a la clasificación según su reacción al fuego de los materiales de construcción, a los revestimientos aplicados sobre sus soportes y a los materiales de acabado interior.

*UNE EN 14592: Estructuras de madera. Elementos de fijación tipo clavija. Requisitos.* Especifica los requisitos y métodos de ensayo de los materiales, así como aspectos de su geometría, rigidez y durabilidad de los elementos de fijación para las estructuras de madera portantes.

*UNE EN 1380: Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Uniones estructurales con clavos, tornillos, clavijas y pernos.* Esta norma define los métodos de ensayo que permiten determinar las características de resistencia y deformación de las uniones conectadas lateralmente mediante clavos, tirafondos, pasadores y pernos en estructuras de madera portantes. Permiten determinar los parámetros de fuerza/deslizamiento así como la carga máxima que pueden soportar las uniones con cualquier ángulo entre la fuerza aplicada y la dirección de la fibra o de la dirección principal del material o producto derivado de la madera.

### 3. MARCO GENERAL.

#### 3.1. ANATOMÍA DE LA MADERA

##### ESTRUCTURA MACROSCÓPICA

El conocimiento sobre la naturaleza de la madera, características y comportamiento, es necesario para establecer los parámetros que rigen las bases de cálculo y efectuar un buen uso de este material en la construcción.

La madera es un material de estructura compleja y de carácter anisótropo, que forma parte del tejido leñoso de los árboles. Este es el hecho más importante a tener presente para entender su naturaleza. El origen de las cualidades o defectos que posee pueden determinarse a partir del árbol del que proviene.

Si se realiza un corte al fuste de un árbol se observarán las siguientes partes:

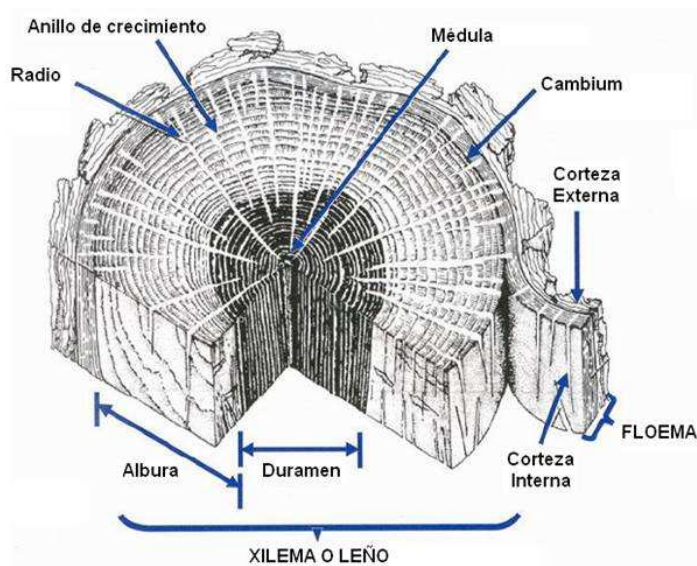


Figura 3.1. Esquema composición de la madera (fuente: monografías.com)

**Corteza:** es la parte más externa, formada por materia muerta de aspecto resquebrajado, debido a que el árbol sigue creciendo en espesor, mientras que la corteza no.

*Líber o floema*: es una capa más o menos delgada de apariencia similar a la corteza, más blanda, cuyas funciones en el árbol es la de conducción de la savia elaborada.

*Cambium*: es una capa prácticamente inapreciable a simple vista, formada por células con funciones reproductoras, formando xilema hacia dentro y floema hacia afuera.

*Xilema o leño*: es la capa más interna, normalmente gruesa, en relación con las demás capas, cuyas funciones en el árbol son las de sostén del propio árbol y la de la conducción de la savia sin elaborar.

Las características de este xilema son las siguientes:

### **Elementos anatómicos**

-Anillos de crecimiento: Las especies de madera que se desarrollan en hábitat donde existen períodos meteorológicos notablemente diferentes, producen elementos anatómicos de tamaños diferentes, en tanto duran dichos períodos, manifestándose exteriormente por la alternancia de madera más clara y madera más oscura, producida respectivamente en los períodos más y menos propicios para el desarrollo de la planta.

Las células de madera formadas en primavera y verano constituyen la madera temprana. Son espaciosas, de paredes finas y color claro. Esto es debido al crecimiento celular en primavera o en las épocas de lluvias, en las que el árbol necesita para su desarrollo una cantidad de agua y sales. Las células que nacen a finales de verano y en otoño constituyen la madera tardía, que son reducidas, de paredes gruesas y color oscuro, ya que a medida que transcurre la estación van disminuyendo las necesidades vitales de árbol respecto de las estaciones más propicias para su crecimiento. Por lo general, las zonas de madera tardía son más estrechas que las de madera temprana. Ambas zonas diferenciadas constituyen el anillo de crecimiento anual.

A medida que se produce el crecimiento del árbol, los anillos se van comprimiendo hacia el interior formándose otros nuevos anillos. Sin embargo, estas capas o anillos no son iguales todos los años. Esta heterogeneidad es debida a las variaciones

climáticas dentro de la estación, siendo más anchos en años lluviosos y más estrechos en épocas más secas, que es lo propio de zonas como España o países de alrededor donde hay un clima templado. En las zonas de clima tropical estas diferencias son mucho menos acentuadas.

La apariencia de los anillos de crecimiento es la siguiente:

- Corte Transversal: los anillos concéntricos se aprecian en forma de círculos concéntricos, cuyo origen es la médula del árbol.
- Corte longitudinal radial: es el corte longitudinal que pasa por el centro del tronco. Aparecen así los anillos anuales en la superficie del corte como rayas más o menos paralelas. Los radios medulares se aprecian en algunas clases de maderas en el corte radial como superficies lisas brillantes (espejelos) colocadas transversalmente a los anillos anuales.
- Corte longitudinal tangencial: corre igualmente en el sentido del eje longitudinal, pero no por el centro del tronco. Puesto que el tronco se reduce hacia arriba con sus anillos anuales, aparecen éstos en el corte como parábolas alargadas, con lo cual toma la madera su forma veteada clásica.

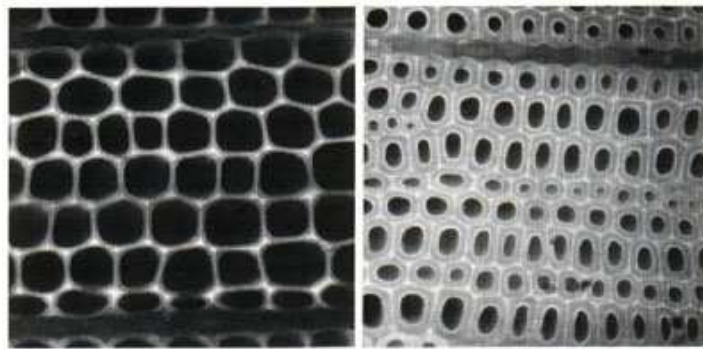
Son características de cada especie, la apariencia de los anillos, la anchura de la madera que forma cada período, la anchura de los anillos de crecimiento y la regularidad de dicha anchura.

Las especies madereras, como se detallará más adelante, se clasifican en dos grandes grupos: **coníferas** y **latifoliadas o frondosas**. En las primeras, los anillos de crecimiento son perfectamente diferenciables, mientras que en las segundas no son tan apreciables.

Se denomina *textura* de una madera la relación entre la anchura de la madera tardía respecto del total. Este valor se relaciona con la resistencia de la madera, cuanto mayor sea la textura mayor es la resistencia de la madera.

Esta relación de la textura con la resistencia tiene una notable importancia. Así pues, en términos generales, las coníferas forman la madera tardía de manera más o

menos constante, variando la anchura de la madera temprana en función de las condiciones climáticas, es decir, condiciones climáticas buenas para el desarrollo supone grandes proporciones de madera temprana y por tanto poca textura, y consecuentemente poca resistencia. En cambio, en las frondosas de anillo poroso (roble, castaño, fresno...) o semiporoso (nogal y otras), la madera temprana, caracterizada por los grandes vasos tiene una anchura relativamente constante (lo necesario para proporcionar el tejido conductor necesario para la planta) siendo la madera tardía la que varía de anchura en función de las variables climáticas, por tanto, condiciones climáticas buenas supone elevados crecimientos de la madera tardía y por tanto de la textura y de la resistencia.



*Figura 3.2. Diferencia entre en espesor de pared celular de la madera temprana y la madera tardía (fuente: Scientific Electronic Library Online)*

-Albura y duramen: La albura constituye la parte más joven de la madera, que corresponde a los anillos de crecimiento más recientes y que se encuentra en la porción más exterior del tronco justo bajo la corteza. Es un tejido de almacenamiento y conducción de la savia desde las raíces hasta la copa del árbol, siendo por tanto, más susceptible al ataque de insectos.

Con el paso del tiempo, las células de la albura detienen su función fisiológica, dejando paso a otras capas de madera más joven y transformándose en lo que se conoce como duramen que constituye la parte central del tronco y representa por tanto, la parte más antigua de la madera.

Estas modificaciones químicas y anatómicas confieren al duramen una coloración más oscura, una mayor densidad, que conduce a una mayor resistencia mecánica y una mayor durabilidad natural.



• **Los vasos:** En las especies de maderas coníferas la formación de los anillos de crecimiento viene determinada principalmente por la distinta coloración, mientras que en las frondosas se debe más a la agrupación o distribución de elementos anatómicos, como los vasos, en el anillo que produce una desigual porosidad dentro del mismo.

En muchas especies de frondosas, los vasos o elementos conductores de la savia presentan un tamaño tan elevado, en diámetro y longitud, que se hacen perceptibles a simple vista.

La apariencia de estos vasos es la siguiente:

- Corte transversal: Pequeños agujeros circulares de apenas unas décimas de mm de diámetro.
- Corte longitudinal: Pequeñas ranuras de unas décimas de mm de anchura y profundidad, y varios milímetros de longitud, orientadas según el eje longitudinal.



*Figura 3.3. Apariencia de los vasos en corte transversal (fuente: Vignote, 2006)*

Es característico de cada especie, la forma de disponerse los vasos visibles a simple vista. En unos casos, la disposición se realiza de forma agrupada “vasos agrupados” en la parte más clara de los anillos de crecimiento. En otras ocasiones la agrupación no existe, “vasos difusos”, estando distribuidos en la misma proporción en toda la madera. Por último, existen especies donde la agrupación es intermedia a las indicadas (“vasos semidifusos”).

- **Los radios leñosos:** La mayoría de las células de la madera tienen una orientación axial, quedando una pequeña proporción de células orientadas en dirección transversal-radial, es decir, con origen en la médula de la madera hacia el exterior. Cuando los radios leñosos están formados por varias células en anchura y altura resulta posible su observación a simple vista.

La apariencia de los radios leñosos es la siguiente:

- Corte transversal: Líneas más o menos estrechas, que cortan perpendicularmente a los anillos de crecimiento. La apariencia de estas líneas es a veces más clara y a veces más oscura que el resto de la madera.
- Corte longitudinal: Líneas de madera de color más oscuro que el resto de la madera, de escasa anchura (unas décimas de milímetros) y de longitud muy variable (de 1 a 100 mm) orientadas según el eje del árbol.
- Corte longitudinal-radial: el radio se presenta como un espejuelo cuya anchura es la de la totalidad del corte, y longitud variable, según lo indicado en corte tangencial.

-Disposición de la fibra: La mayoría de las especies presentan células fibrosas que se orientan según el eje axial. En ocasiones, en algunas especies la fibra se presenta con una ligera inclinación a la derecha o a la izquierda respecto del eje. Pero también existen especies donde la orientación de las fibras es inclinada alternando izquierda y derecha según períodos meteorológicos, determinando así un aspecto característico en los cortes longitudinales de la madera, donde se forman bandas alternas claras y oscuras de algunos centímetros de espesor denominado *fibra entrelazada*.

Todos estos elementos ponen de manifiesto el carácter anisotrópico de la madera, es decir, su diferente comportamiento según el plano que se considere.

También pone de manifiesto la desigualdad de aspecto entre diferentes especies, lo que permite poder diferenciarlas a simple vista. Esta diferenciación sólo puede hacerse de forma aproximada, pues en el mundo existen alrededor de 50.000 especies distintas y unas 5.000 especies comerciales, lo que complica esta diferenciación.

## ESTRUCTURA MICROSCÓPICA

Si se analiza la madera a través de un microscopio se comprueba que, al igual que cualquier ser vivo, está constituida por células en general alargadas dispuestas en su mayoría en dirección al eje del árbol, cumpliendo esencialmente dos funciones: sostén del propio árbol y conductora de savia.

Por este motivo, a nivel de estructura celular se pueden clasificar las especies arbóreas en dos grandes grupos: **Coníferas** y **Latifoliadas**.

### -Coníferas.

La madera de coníferas es más liviana que la de las latifoliadas, es flexible, resistente y estable dimensionalmente. Las especies pertenecientes a este grupo presentan un tronco recto, cónico hasta su ápice y revestido de ramas. Su estructura celular relativamente simple de fibras largas, uniformes y ceñidamente apretadas es la causa de su elevado índice resistencia-peso. Este tipo de células del tipo traqueida constituyen el 90% de las células en las coníferas, no tienen contenido protoplasmático y realizan la doble función de sostén del árbol y conducción de la savia.

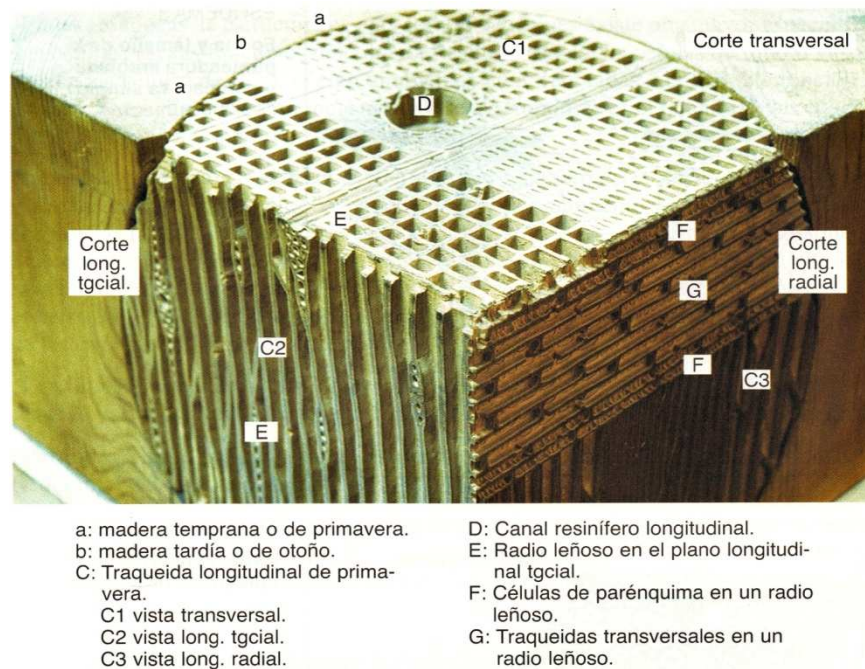
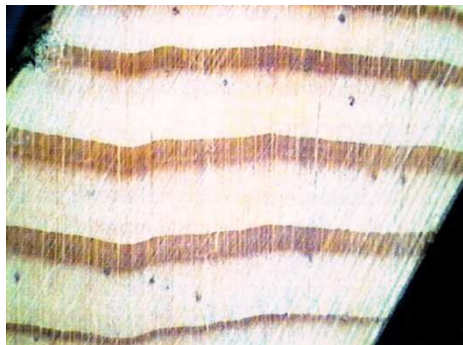


Figura 3.4. Reconstrucción esquemática del aspecto tridimensional microscópico de la madera de conífera (fuente: Vignote, 2006).

El resto de las células que conforman la madera de coníferas lo forman las células de parénquima y las células secretoras de los canales resiníferos.

Las células de parénquima tienen funciones de almacenamiento. Su forma es rectangular dispuesta fundamentalmente en el eje transversal radial (asociadas con frecuencia a traqueadas transversales) formando los radios leñosos y con menor frecuencia en el sentido longitudinal. Su contenido protoplasmático permanece durante años después de su formación.

Las células secretoras de los canales resiníferos tienen como función segregar resina al canal resinífero, cuya función en el árbol es muy compleja pero fundamentalmente es de defensa y protección contra agentes patógenos. La forma de estas células, al igual que las del parénquima, es prismática, con orientaciones tanto axiales como transversales. Estas células rodean orificios llenos de resina, con ligera presión.



*Figura 3.5. Aspecto de los canales resiníferos en el corte transversal del Pino Carrasco (fuente: Vignote, 2006)*

#### **- Latifoliadas.**

La madera de latifoliadas proviene del grupo de las angiospermas, constituida esencialmente por vasos, que realizan la función conductora de la savia, y por fibras que son el sostén del árbol. Las especies latifoliadas, también conocidas como frondosas, presentan en general, una copa bien ramificada y un tronco que varía en dimensiones y forma.

En las frondosas, la estructura es más complicada, ya que existe una mayor especialización de las células. Así pues, las funciones conductoras las realizan las células de tubo o vaso y las de sostén las células de fibra, como se ha señalado anteriormente, si bien existen también células traqueidas con la doble función de las coníferas. Otra diferencia notable de las frondosas con éstas es el tamaño de las células que raramente llegan en longitud a 2mm.

Los vasos constituyen entre el 5% y el 60% del volumen de la madera y están formados por células sin contenido protoplasmático, dispuestas axialmente, cuya característica principal es que las paredes transversales están disueltas total o parcialmente de forma que existe una comunicación perfecta entre una célula y la siguiente. Las fibras, traqueadas y fibro-traqueidas, constituyen normalmente tejido mayor, aunque puede variar su porcentaje entre el 20 y el 70% del total del volumen de la madera.

Por último, el parénquima, tanto longitudinal como transversal constituye entre el 6 y el 50% del total del volumen de madera.

La variabilidad de la composición de las frondosas es muy amplia, pudiéndose dar casos en que la masa más frecuente es el parénquima, en otros son los vasos, aunque en términos generales suelen ser las fibras las más predominantes.

## COMPOSICIÓN PARED CELULAR

La sustancia elemental que constituye la pared celular en la madera es la celulosa, que se agrupa a su vez en fibras elementales y microfibrillas mediante cadenas. Entre las células hay una capa denominada lámina intermedia (LI) o pared intercelular que las une entre sí. Esta lámina está formada en su mayoría por lignina careciendo prácticamente de celulosa.

La celulosa, debido a su composición química, hace que sus propiedades confieran a sus fibras la capacidad de sostén proporcionándoles resistencia y tenacidad.

Por otro lado la lignina es una sustancia bastante inerte, existiendo escasos organismos que se alimenten de ello, lo que sin duda proporciona gran durabilidad a

la madera. Durante el desarrollo de la célula la lignina se incorpora como último componente de la pared celular interpenetrando en las fibrillas y fortaleciéndola.

La pared de las células se compone a su vez de distintas capas. A continuación de la pared intercelular se encuentra una primera capa denominada pared primaria (P), y posteriormente la pared secundaria en la que se distingue tres capas ( $S_1$ ,  $S_2$  y  $S_3$ ). Primero se encuentra la capa  $S_1$  con un espesor muy pequeño, a continuación la capa  $S_2$  con algo más de espesor y por último la capa  $S_3$ , disponiéndose en todas ellas las microfibrillas con distintas orientaciones. En la madera, las fibras tienen una sección hueca, lo que le permite además de la conducción de sustancias, la disminución del peso con una alta eficacia. Desde el punto de vista resistente, esta morfología resulta realmente eficaz. En la pared secundaria, la capa dominante  $S_2$ , debido a su espesor y a que sus microfibrillas están prácticamente orientadas en la dirección del eje longitudinal, tiene una capacidad adecuada para resistir esfuerzos de tracción.

Si el esfuerzo es de compresión, las microfibrillas de la capa  $S_2$  trabajan como columnas comprimidas que son ayudadas por las capas  $S_1$  y  $S_3$  que actúan como zunchado evitando el pandeo de éstas. En la figura siguiente se representan las distintas capas que componen la pared celular:

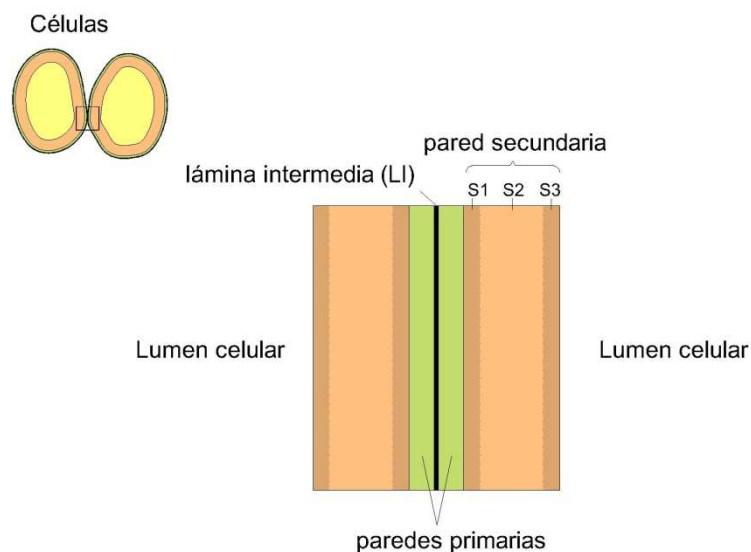


Figura 3.6. Composición pared celular.

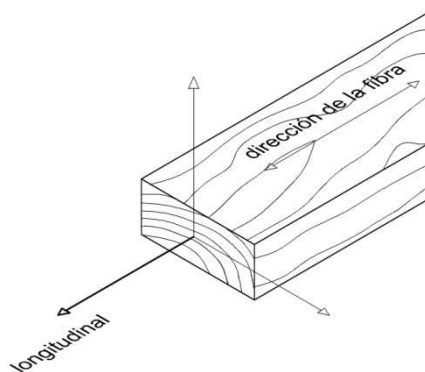
### 3.2. PROPIEDADES FÍSICAS.

La madera es un material biológico, ya que está compuesto principalmente por moléculas de celulosa y lignina. Siendo madera elaborada, puede ser biodegradada por el ataque de hongos e insectos taladradores, como son las termitas. Por ello, se debe tener una serie de consideraciones de orden técnico que garanticen su durabilidad en el tiempo.

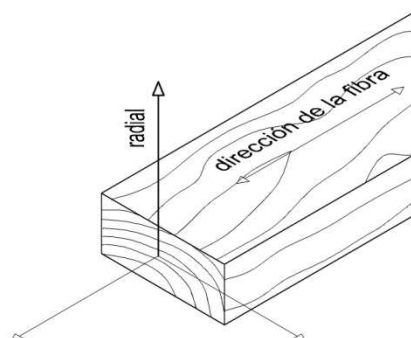
La madera es un material **anisótropo**, es decir, sus propiedades físicas y mecánicas dependen de la dirección del esfuerzo con relación a la orientación a las fibras. En este hecho radica la principal diferencia de comportamiento frente a otros materiales utilizados en la construcción como el acero y el hormigón.

Al estudiar una pieza de madera deberíamos considerar tres direcciones principales de trabajo:

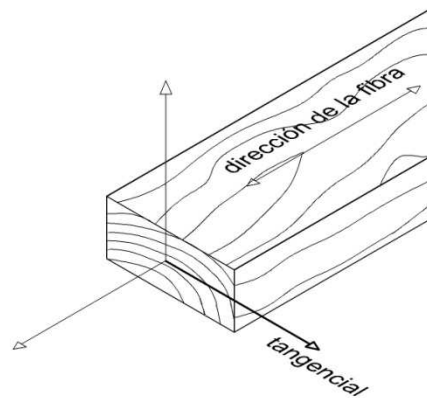
1. Axial o Longitudinal. El eje longitudinal es paralelo a la dirección de las fibras, y por tanto al eje de crecimiento del árbol.



2. Radial. Perpendicular a la axial y cortando el eje del árbol.



3. Tangencial. Es, como su nombre indica, tangente a los anillos de crecimiento, y perpendicular a las dos direcciones anteriores.



La propia estructura de la madera, considerándose como un haz de tubos de gran longitud orientados en dirección longitudinal y quedando unidos a través de las paredes, hace comprender que exista una diferencia notable de propiedades entre las dos direcciones principales: Paralela y perpendicular a la fibra. Para tener una idea de cómo se comporta, la madera resiste entre 20 y 200 veces más en el sentido del eje del árbol, que en el sentido transversal.

Por lo tanto, al referirnos a una propiedad física o mecánica, debemos especificar la dirección considerada. En la práctica del cálculo de estructuras de madera este problema se simplifica a dos direcciones:

- Paralela a la fibra (axial o longitudinal).
- Perpendicular a la fibra (o transversal), que engloba las direcciones radial y tangencial debido a que no existen entre ambas diferencias significativas con relación a la dirección paralela a la fibra.

### 3.2.1. El agua en la madera. Humedad.

Es la propiedad más importante, pues, para una misma especie de madera, su valor influye sobre todas las demás propiedades físicas o mecánicas, en su estabilidad dimensional y resistencia frente al ataque de seres vivos.

El agua es el vehículo de transporte que utilizan las plantas para su alimento, lo que, unido a la higroscopicidad de la madera, hace que ésta tenga normalmente en su



interior cierta cantidad de agua, que es necesario conocer antes de uso, ya que produce unas modificaciones en sus características físicas y mecánicas. La principal circunstancia, pues, que se debe tener en cuenta respecto al contenido de humedad en la madera estructural es que, en general, cuanto mayor sea dicho contenido menor es la resistencia y mayores son las deformaciones que se producen por fluencia. Por otro lado, las variaciones de humedad en la madera también producen ciertas variaciones dimensionales.

El agua en la madera puede estar presente de tres formas distintas:

1) Agua Libre: como se ha dicho anteriormente, el agua es el medio de transporte que usan los vegetales para su nutrición. La savia constituye la disolución de sales minerales o nutrientes en el agua y que circula por el tronco del árbol. Esta es el agua libre que se encuentra dentro del *lumen* o huecos interiores celulares de las traqueadas y los vasos.

El agua libre, una vez perdida por la madera, ya no puede ser recuperada a partir de la humedad atmosférica. No obstante, si la madera se sumerge en agua, vuelven a rellenarse de agua los huecos interiores de las células adquiriendo nuevamente cierta cantidad de agua libre en función del tiempo de inmersión. El agua libre, por tanto, no tiene más repercusión que la ocupación física de los huecos celulares, por lo que no influye en las propiedades mecánicas, ni en las variaciones de volumen que pueda experimentar la madera por las variaciones de humedad de la misma. Este hecho solo alterará su densidad, ya que al aumentar el contenido de agua, aumentará el peso para un volumen que permanece inalterado.

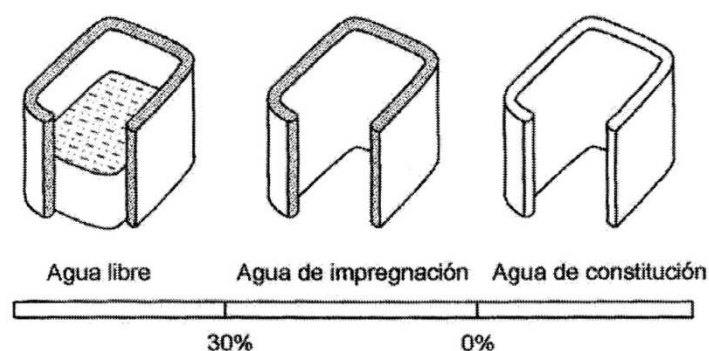


Figura 3.7. El agua en la madera (fuente: Dpto. Ingeniería Rural y Agroalimentaria UPV, 2007)

2) Agua de impregnación: Es el agua que está contenida en las paredes celulares, cuando se encuentra completamente saturada. La absorción de esta agua se debe a las propiedades higroscópicas de los constituyentes de la madera. Tiene gran influencia sobre las propiedades físicas y químicas. A medida que disminuye el grado de humedad, aumentan sus resistencias mecánicas, sin embargo algunas propiedades como la tenacidad o la resistencia al choque decrecen.

Cuando las paredes celulares se encuentran saturadas de agua se dice que ha alcanzado el **Punto de Saturación de la Fibra (PSF)**. Es decir, es la máxima humedad que puede tener la madera sin que exista agua libre. Este es un valor importante pues aunque sea ligeramente variable, según especies suele utilizarse para los cálculos un valor constante de 30% de humedad en la madera.

Dependiendo de las condiciones ambientales, la madera entrega al medio agua libre contenida en sus cavidades, y luego agua adherida por capilaridad a las paredes celulares, es decir, existe una tendencia en la madera a equiparar su humedad con la atmosférica. No obstante llega a un punto en el que se estabiliza, denominado **Humedad de Equilibrio Higroscópico (HEH)**, que se debería tener en cuenta en la colocación de una madera, la cual debería tener una humedad próxima a la HEH media del lugar donde se vaya a colocar, para evitar posibles movimientos.

3) Agua de constitución: es la que forma parte de los compuestos químicos que constituyen la madera. Su disminución o eliminación causan la destrucción de la madera, ya que supone un cambio en su naturaleza química. Por tanto, no es de interés su estudio en el campo de aplicación de la tecnología mecánica de la madera ni de sus tratamientos, salvo en el estudio de la alteración de las propiedades mecánicas por el fuego.

Para determinar la **humedad** en la madera, se establece una relación entre masa de agua contenida en una pieza, y masa de la pieza anhidra, expresada en porcentaje. A este cociente se le conoce como contenido de humedad H(%):

$$H(\%) = \frac{P_h - P_s}{P_s} \cdot 100$$

Siendo  $P_h$  el peso húmedo de la probeta y  $P_s$  el peso seco obtenido por secado en estufa a  $103^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ . Este procedimiento tiene el inconveniente de la lentitud, ya que normalmente es necesario esperar entre 20 y 60 horas.

La humedad de la madera “verde”, procedente de árboles recién cortados o apeados, contiene entre el 50 a 110% de agua, no siendo uniforme su distribución a lo largo del grueso del tronco. Esta humedad puede descender hasta valores del orden del 16 al 18% simplemente por secado al ambiente.

La norma UNE 56544 establece unos valores de referencia para la humedad de la madera entendiéndose tres denominaciones:

- Madera húmeda: con humedad media superior al 30% (35% para piezas de sección mayor de  $200\text{ cm}^2$ ).
- Madera semi-seca: con humedad media superior al 20% e inferior o igual al 30% (25%-35% para secciones mayores de  $200\text{ cm}^2$ ).
- Madera seca: para humedades medias inferiores o iguales al 20%.

### **Higroscopicidad de la madera.**

La madera es un material higroscópico, y por tanto tiende a absorber o perder agua según las condiciones del ambiente en que se encuentra (humedad relativa y temperatura del aire). Las moléculas de agua del medio penetran por los espacios existentes en la madera y quedan retenidos en ellos. Este proceso prosigue hasta que se establece un estado de equilibrio dinámico entre moléculas capturadas y liberadas en la madera. Esto se conoce como fenómeno de *sorción*, típico de sólidos con estructura capilar compleja. De este modo a cada estado ambiental corresponde un grado de humedad de la madera llamado, como se ha dicho anteriormente, **humedad de equilibrio higroscópico**.

La higroscopicidad de la madera se mide como la variación de la densidad de la misma cuando su contenido de humedad varía en un 1 por 100. Una madera colocada en un local, por ejemplo al 40% de humedad relativa y  $20^{\circ}\text{C}$  de temperatura, alcanzará una humedad de equilibrio del 8%. Esto significa que será necesario secarla hasta ese valor y colocarla con ese contenido de humedad para que no sufra alteraciones de humedad y por consiguiente cambios dimensionales.

La relación entre el contenido de humedad en equilibrio de la madera y la humedad relativa del aire, a una temperatura constante, puede expresarse por medio de una curva llamada isoterma de sorción. La construcción de una isoterma de sorción se hace experimentalmente colocando una probeta de madera a distintas condiciones de humedad relativa del aire y manteniendo la misma temperatura, hasta llegar al peso constante, que ocurre cuando se establece el equilibrio. Kollmann comprobó esto y elaboró un gráfico concluyendo que, cuando la madera es sometida a un ambiente saturado de humedad (100% de humedad relativa del aire), la humedad de equilibrio es casi constante para todas las maderas, alcanzando un valor máximo del 30%.

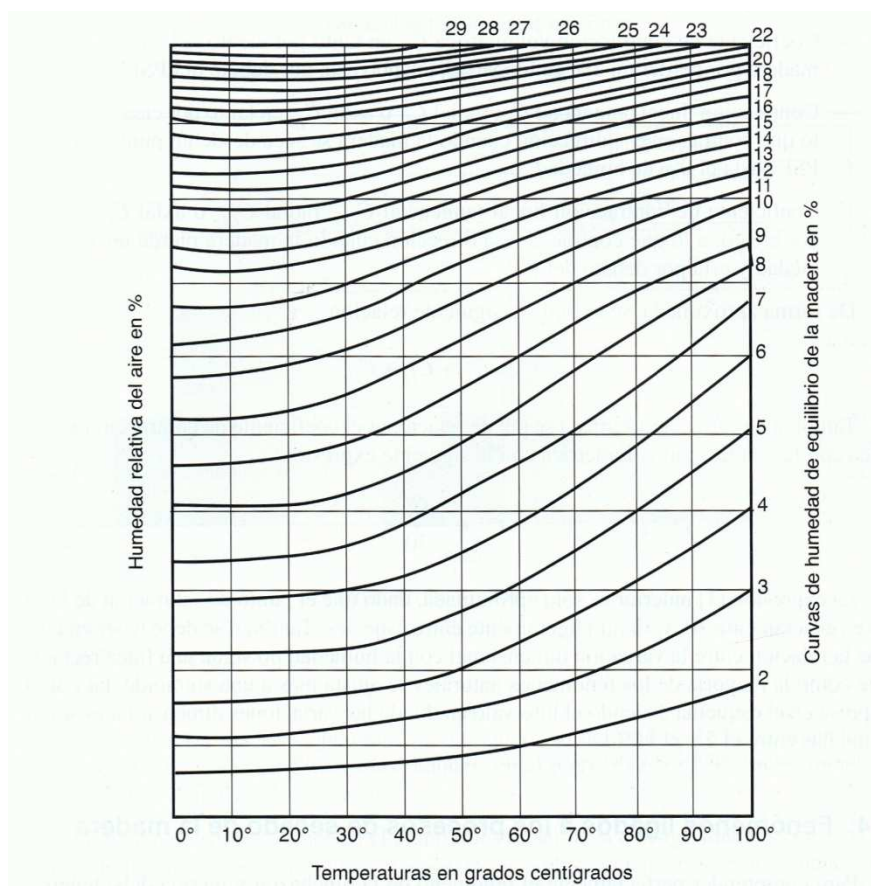


Figura 3.8. Curvas equilibrio higroscópico de la madera (fuente: Kollmann, 1959)

La madera deberá tener la humedad lo más parecida a la humedad de equilibrio higroscópico correspondiente a las condiciones higrotérmicas de servicio, siempre que lo permita el proceso de fabricación. De este modo se reducen los movimientos que podría tener a causa de las variaciones de su grado de humedad. A título orientativo las humedades más adecuadas a las que se debería encontrar la madera

en función del uso que se pretenda dar son de un 30% en obras hidráulicas, entre 25 y 30 % en entornos muy húmedos, entre 13 y 17% de humedad en obras que se encuentren cubiertas y cerradas, entre 12 y 14% en locales cerrados y con calefacción, etc.

La humedad de equilibrio de la madera que se alcanza desde cualquier humedad relativa es en la práctica dependiente de si se ha obtenido a partir de una humedad ambiental más alta o más baja. Si se parte de una madera saturada y desciende la humedad relativa a temperatura constante, la madera perderá humedad recorriendo en sentido descendente la isoterma de *desorción* característica de esa madera. En sentido inverso, una madera anhidra aumentará su humedad según la curva isoterma de *sorción*. Ambas isotermas no son coincidentes, es lo que se denomina ciclo de histéresis. Esta diferencia desaparece para presiones de vapor muy bajas. Como la sorción química tiene lugar para estas bajas presiones, puede llegarse a la conclusión de que en este ámbito se trata de un proceso reversible.

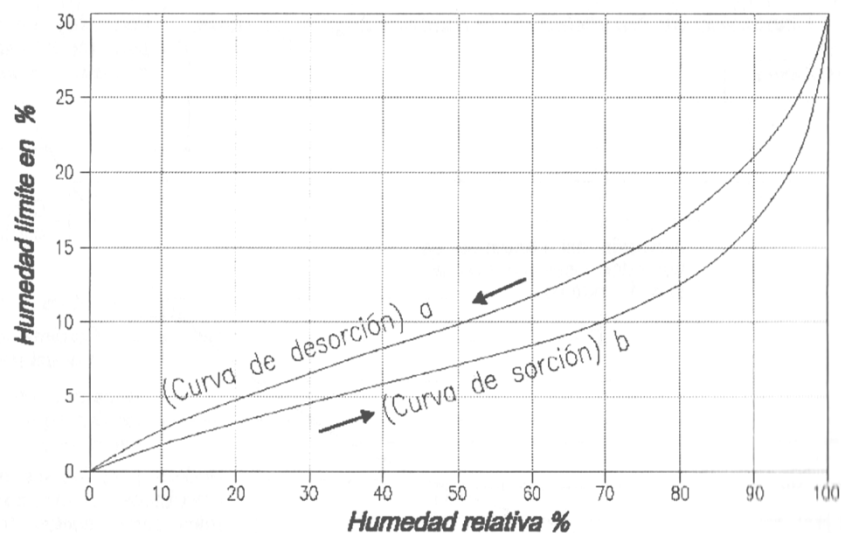


Figura 3.9. Curvas de histéresis de la madera (fuente: Dpto. Ingeniería Rural y Agroalimentaria UPV, 2007).

### 3.2.2. Hinchazón y merma.

La variación del contenido de humedad en la madera es la responsable de los fenómenos de hinchazón y merma. Un aumento de la humedad de la madera produce una hinchazón de las fibras que se traduce en un aumento de las

dimensiones de la madera. Por el contrario Una pérdida de humedad implica una merma en las dimensiones.

Los cambios de humedad debidos al intercambio del agua libre que ocupa los huecos celulares no tienen repercusión porque no afecta a las dimensiones de las paredes celulares. Por eso, los fenómenos de hinchazón y merma se producen principalmente cuando se producen variaciones en el contenido de humedad por debajo del 30% o Punto de Saturación de la Fibra.

La anisotropía de la madera le confiere un comportamiento físico y mecánico distinto según la dirección considerada, de manera que las variaciones dimensionales no serán las mismas en la dirección axial, tangencial y radial.

Arbol	Orientación	CR (% / %)		Cmáx (%)		Hmáx (%)		PSF(%)		A	
		Media	DE	Media	DE	Media	DE	Media	DE	Ac	Ah
III	Axial	0.01	0.002	0.25	0.16	0.25	0.16				
	Tangencial	0.31	0.01	7.21	0.54	7.77	0.63	24.4	3.5	1.58	1.63
	Radial	0.18	0.02	4.55	0.42	4.77	0.46				
IV <sub>1</sub>	Axial	0.01	0.004	0.17	0.08	0.17	0.08				
	Tangencial	0.26	0.05	5.76	0.55	6.11	0.62	23.4	3.8	1.59	1.63
	Radial	0.15	0.02	3.62	0.56	3.76	0.61				
IV <sub>2</sub>	Axial	0.006	0.004	0.21	0.08	0.20	0.08				
	Tangencial	0.37	0.19	7.42	0.59	8.02	0.69	23.6	6.5	1.91	1.98
	Radial	0.17	0.01	3.89	0.12	4.05	0.13				
V	Axial	0.006	0.002	0.18	0.11	0.18	0.11				
	Tangencial	0.34	-	6.99	0.33	7.51	0.38	25.2	5.6	2.22	2.31
	Radial	0.13	0.02	3.15	0.26	3.26	0.28				
VI	Axial	0.016	0.01	0.23	0.09	0.23	0.09				
	Tangencial	0.22	0.03	7.78	0.26	8.44	0.31	32.7	4.2	1.95	2.03
	Radial	0.13	0.01	3.98	0.41	4.15	0.45				

**CR:** Coeficiente de contracción; **Cmáx:** Contracción lineal máxima; **Hmáx:** Hinchamiento lineal máximo; **PSF:** Punto saturación de las fibras; **Ac:** Anisotropía dimensional de la contracción; **Ah:** Anisotropía dimensional del hinchamiento.

Figura 3.10. Cambios dimensionales. Valores medios y desvíos estándar (DE) (fuente: Instituto Nacional Tecnología Agropecuaria, Argentina)

La mayor variación dimensional se produce en la dirección tangencial. En la dirección radial es del orden del 50 o 60% de la que se produce en dirección tangencial, y por último, la variación en la dirección longitudinal es muy reducida,

prácticamente despreciable en madera con fines estructurales. En la tabla 3.10 se puede comprobar la diferencia de las variaciones según las direcciones elegidas.

El concepto de mayor aplicación práctica en este aspecto es el coeficiente de contracción lineal (tangencial o radial), que expresa el porcentaje de variación de las dimensiones en la dirección considerada para una variación de un grado del contenido de humedad. Estas contracciones modifican también su volumen. La norma UNE 56 533-77 especifica el ensayo de contracción.

Se define como *contracción volumétrica total* la variación de volumen entre el estado saturado y el anhidro, expresado en tanto por ciento del volumen anhidro:

$$C_v = \frac{V_s - V_o}{V_o} \cdot 100$$

$V_s$  es el volumen de la probeta saturada de agua, y  $V_o$  el volumen de la probeta en estado anhidro

Se denomina **coeficiente de contracción volumétrica** a la variación de volumen que experimenta la madera cuando existe una variación de la humedad del 1% siendo  $V_h$  el volumen de la probeta con para una humedad del H%:

$$v(\%) = \frac{V_h - V_o}{V_o \cdot H} \cdot 100$$

Este coeficiente da una idea más ajustada del comportamiento de la madera frente a la humedad. La variación volumétrica externa depende linealmente del contenido de humedad desde 0 al 28%, es decir, el coeficiente  $v(\%)$  es prácticamente constante cuando el grado de la humedad de la madera es inferior al punto de saturación de la fibra (PSF). Esta relación se mantiene para diferentes densidades de la madera, de forma que cuanto más alta es la densidad de la madera, mayor es su hinchazón o merma hidráulica.

Las *contracciones radiales*,  $R$ , y *tangenciales*,  $T$ , se miden por expresiones análogas a las de la contracción volumétrica:

$$R = \frac{R_s - R_o}{R_o} \cdot 100 \quad T = \frac{T_s - T_o}{T_o} \cdot 100$$

$R_s$  es la longitud radial de la probeta saturada de agua,  $R_o$  la longitud en estado anhidro,  $T_s$  la longitud tangencial de la probeta saturada de agua y  $T_o$  en estado anhidro.

De forma análoga al coeficiente de contracción volumétrica se definirían los coeficientes de contracción radial  $V_r$  y  $V_t$ .

### 3.2.3. Repercusiones de la humedad en madera estructural.

La diferencia entre la contracción radial y la tangencial es la causa por la que se deforman las maderas durante el proceso de secado. Durante el secado, la contracción en dirección tangencial es mayor que en dirección radial, lo cual es la causa de la aparición de fendas, inevitable en piezas de escuadrías relativamente grandes.

La contracción de la madera puede tener repercusiones en la seguridad de la estructura, por lo que una de las dificultades a la hora proyectar estructuras de madera es que hay que tener en cuenta que las dimensiones de la madera no son del todo estables.

Como se ha dicho anteriormente, cuando la madera se seca se produce una merma o reducción de las dimensiones, mientras que cuando la madera aumenta su contenido de humedad se produce el fenómeno contrario y se hincha o aumentan sus dimensiones. Así pues, no debe haber confusión al comparar los movimientos de origen higroscópico de la madera con la dilatación térmica de los materiales metálicos utilizados en las uniones, con especial relevancia en elementos lineales, pudiendo resolverse esta inestabilidad dimensional de la madera con soluciones constructivas relativamente sencillas.

En definitiva, las variaciones dimensionales que se refieren a la hinchazón y merma de la madera tienen lugar principalmente en el tamaño de la sección (ancho x canto), siendo prácticamente despreciable en el sentido longitudinal, y es por esto que es de



gran importancia conocer este comportamiento a la hora de diseñar estructuras con elementos de madera.

Una de las repercusiones que pueden tener estas contracciones y que puede comprometer la seguridad de la estructuras, es la aparición de tensiones originadas en los medios de unión y los desajustes y holguras si la madera es colocada con excesivo contenido de humedad. Además, pueden aparecer fendas en el secado que disminuyen la calidad de la pieza y que, en algunos casos, favorece el ataque de organismos xilófagos.

No obstante, las fendas de secado en raras ocasiones atraviesan completamente la sección y, si lo hacen, no llegan a desarrollarse en una longitud excesiva. Esto permite suponer que, aunque fendada, toda la pieza sigue trabajando como un elemento único. A efectos de una viga sometida a flexión las fibras siguen transmitiendo los esfuerzos de cortante por rasante y a efectos de compresión en un pilar siguen trabajando toda la sección sin verse afectada de manera sensible la esbeltez. Por ello la capacidad resistente de una viga o un pilar apenas se ve disminuida por el hecho de presentar fendas normales de secado.

#### **3.2.4. Densidad.**

La densidad es una de las propiedades más importantes de la madera, ya que presenta una estrecha relación con el comportamiento físico-mecánico de este material. La densidad, o relación entre masa y volumen en la madera, al resultar ésta un cuerpo poroso, puede definirse por su valor real o por su valor aparente, La *densidad real* es el volumen ocupado por las células por lo que coincide con la densidad de la pared celular.

La *densidad aparente* es la referida al volumen ocupado por las paredes celulares más los huecos interiores de las células, es decir, el volumen aparente.

Un factor muy importante que puede variar la densidad de la madera es la humedad, que afecta de dos formas:

-La cantidad de agua que posee una madera hace variar su peso

-Por debajo del PSF varía además el volumen aparente.

La densidad habitualmente utilizada se denomina densidad normal y es la determinada con el peso y volumen medidos al 12% de humedad.

La densidad depende de cada especie y es muy variable. Sus valores abarcan desde los  $300 \text{ kg/m}^3$  de las especies ligeras, hasta los  $1.200 \text{ kg/m}^3$  de las maderas pesadas.

Las especies de coníferas tienen una densidad característica comprendida entre 290 y  $460 \text{ kg/m}^3$  y las frondosas entre 500 y  $900 \text{ kg/m}^3$ .

El valor relativamente bajo de la densidad de la madera, comparada con su resistencia y módulo de elasticidad, la convierte en un material especialmente adecuado para aplicaciones estructurales. Las soluciones constructivas clásicas en madera resultan más ligeras que las de acero, y mucho más ligeras que las de hormigón.

La densidad real de la madera (de la pared celular) es constante para todas las especies y alcanza el valor de  $1.500 \text{ kg/m}^3$ . Esto significa que la diferencia de densidad aparente entre las diversas especies se consigue con una mayor o menor proporción de huecos en su interior.

Teniendo en cuenta la relación con el peso, se puede establecer de manera orientativa una comparación de las capacidades resistentes en flexión de la madera de conífera con el acero, como ilustra la siguiente tabla:

Material	Relación resistencia peso		Relación rigidez peso	Relación rigidez precio
	Madera limpia y valores de rotura	Madera clasificada y valores admisibles		
Acero	1	1	1	2,2
Madera	3,6	1	1,3	1

*Tabla 3.1. Comparación de las capacidades mecánicas del acero y la madera en relación a su peso (fuente: Argüelles, Arriaga, 2000)*

Así pues, la madera sin defectos resulta 3,6 veces más resistente que el acero a igualdad de peso en valores de rotura. Empleando el criterio de la deformación, comparando con la rigidez a flexión, la madera resulta 1,3 veces más rígida a igualdad de peso frente al acero (si comparamos secciones rectangulares de madera con perfiles IPE de acero).

### **3.2.5. Dureza.**

La dureza es la resistencia que presenta la madera a ser rayada, marcada, desgastada o a la penetración de elementos como clavos, tornillos, etc. La dureza de la madera está directamente relacionada con: la densidad (a mayor densidad, mayor dureza), con la velocidad de crecimiento del árbol (crecimiento más lento produce madera más dura), con el clima de crecimiento (en climas cálidos se obtienen maderas más duras), con la zona del tronco (la parte central, más antigua es más dura que la exterior) y el grado de humedad (a medida que aumente éste, la dureza primero aumenta para después disminuir).

Las maderas duras son las extraídas de los árboles de crecimiento lento, lo que las hace más caras. La principal característica de las maderas duras es la resistencia que logran. Su uso más frecuente se da en el revestimiento de suelos y muebles de gran calidad. Ejemplos de maderas duras son el roble, el nogal o el cerezo.

Las maderas blandas presentan mayor ductilidad pero esto no significa que posean menos resistencia. Estas maderas proceden de coníferas, perennes y árboles de crecimiento rápido. Son de los tipos de madera que se ubican entre las más ligeras y de menor costo, así como las que son producidas en mayor cantidad, ejemplos como el pino, el chopo, el abedul, etc.

### **3.2.6. Estabilidad al fuego.**

En el comportamiento de las estructuras de madera frente al fuego hay que distinguir dos conceptos. Por una parte es conocido que la madera arde a temperaturas relativamente bajas mientras que el hormigón o el acero no, es decir, que la madera reacciona positivamente frente al fuego. La reacción al fuego es un índice de la capacidad del material para favorecer el desarrollo del incendio. La clasificación de los materiales en reacción al fuego se define en la norma UNE 23727, que distingue

5 clases: M0, no combustible; M1, combustible pero no inflamable; M2, combustible y difícilmente inflamable; M3, combustible y medianamente inflamable; M4, combustible y fácilmente inflamable. La madera y los tableros como término general se clasifican como M3. Con el tratamiento de ignifugación pueden alcanzarse clasificaciones de M2 y M1.

Por otro lado, entendemos por estabilidad al fuego el tiempo durante el cual una estructura sometida a una situación de incendio es capaz de seguir cumpliendo su función estructural, y por tanto, cuantifica la seguridad de la estructura frente al incendio.

Así pues, si comparamos el comportamiento de la madera frente a una estructura metálica, vemos que ésta, en situación de incendio no reacciona al fuego de la misma manera, ya que no arde pero se calienta muy rápidamente, pudiendo, en pocos minutos, perder todas sus capacidades portantes llegando al colapso de la estructura. Por tanto se puede decir que la reacción al fuego de una estructura metálica no es inmediata pero su estabilidad al fuego es breve. El hormigón, sin embargo, es mucho más estable y solo se ve realmente afectado cuando al cabo de un tiempo en situación de incendio las altas temperaturas alcanzan las armaduras metálicas.

En una situación de incendio, la madera sufre unos cambios por la acción del fuego. Cuando la madera se encuentra sometida a un foco de calor, su contenido de humedad disminuye en la zona directamente afectada alcanzado el punto de ebullición del agua. Si se mantiene esta situación y sigue aumentando la temperatura llega un punto en que se desprenden unos gases en el denominado proceso de pirolisis que son susceptibles de arder.

Con el aumento de la temperatura se produce la combustión de la superficie que origina una capa carbonizada, que protege a otra capa interior contigua en la que se ha producido la pirolisis, conservándose en el interior de la pieza la temperatura inicial, por lo que las propiedades mecánicas de la madera no se ven alteradas y la sección residual sigue cumpliendo satisfactoriamente sus funciones estructurales. Sería necesario cierto tiempo hasta que la pieza de madera pierda sus características mecánicas.

Así pues, la pérdida de la capacidad portante del elemento se debe a la reducción de su sección y no tanto al deterioro de las propiedades del material.

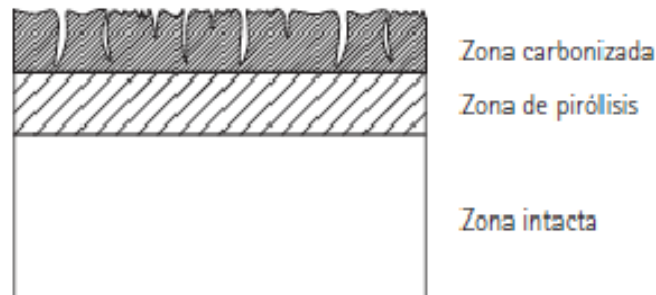


Figura 3.11. Cambios en la madera por la acción del fuego (fuente: Confemadera, 2010).

De este modo un elemento estructural de pequeña escuadría tiene poca sección que perder, por lo que en pocos minutos perdería sección resistente entrando en colapso la estructura. Sin embargo, una pieza de mayor escuadría puede permitirse perder cierta sección antes de que se produzca el fallo estructural. Las aristas vivas y las secciones con partes estrechas conducen a un comportamiento al fuego menos favorable. Las fendas también aumentan los efectos del fuego, por ello la madera laminada, que apenas contiene fendas, presenta una velocidad de carbonización menor que la madera maciza.

La densidad de la madera también es un factor que influye en ella, ya que cuanto mayor es, menor facilidad tiene la madera para arder y más lenta es su combustión. Esto hace que la madera se comporte de manera diferente según la especie a la que pertenece.

Para determinar la capacidad resistente de la madera en una situación de incendio, el Eurocódigo 5 propone dos métodos, el método de la sección residual y el método de la resistencia y rigidez reducidas. En ambos casos hay que determinar un límite de la zona carbonizada, para posteriormente evaluar la resistencia de la zona sin carbonizar. El Código Técnico recoge en su documento DB-SI el método de la sección eficaz, según el cual se desprecia la capacidad resistente de la zona

carbonizada, mientras que se considera que la parte de la sección intacta, es decir “sana”, no ha perdido sus propiedades resistentes.

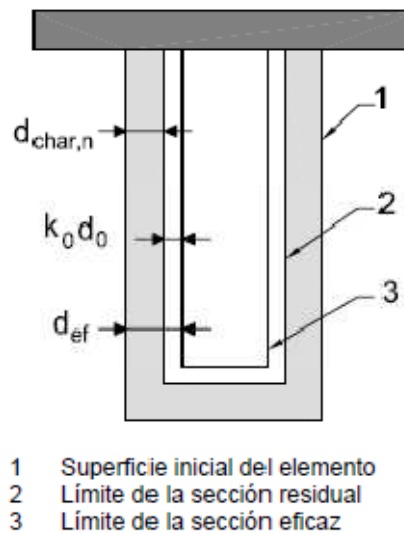


Figura 3.12. Sección residual y sección eficaz según DB-SI.

El espesor en mm total de la zona que se desprecia,  $d_{ef}$ , es igual a la zona carbonizada de profundidad  $d_{char}$  más un espesor adicional,  $k_0 d_0$ , que simplifica la pérdida de capacidad resistente en la zona contigua a la parte quemada (figura 3.12).

Una vez determinada la sección resistente, se puede calcular la capacidad resistente, tanto a flexión como a compresión o cortante.

La profundidad de la zona carbonizada,  $d_{char}$ , en cada dirección, depende del tiempo que dure el incendio y de la velocidad de carbonización de la madera,  $\beta$  (mm/min) ( $d_{char}=\beta \cdot t$ ). La velocidad, a su vez, depende del tipo de madera, de si la exposición se produce por uno o varios lados, y de si el elemento estructural se encuentra o no protegido y del tipo de protección.

Si se considera la carbonización de un elemento en varias direcciones (fuego por varias caras), se emplea una velocidad de carbonización,  $\beta_n$ , que tiene en cuenta los redondeos producidos en las esquinas y las fendas. Si se analiza la carbonización en una sola dirección (fuego por una sola cara), se emplea la velocidad básica,  $\beta_0$ , que sólo tiene en cuenta el avance del fuego en la madera.

Para las maderas sin protección, la velocidad de carbonización nominal de cálculo,  $\beta_n$ , en mm/min se considera constante durante todo el tiempo de exposición al fuego y sus valores según el DB-SI se determinan en la tabla 3.2, y la profundidad de carbonización nominal será  $d_{char,n} = \beta_n \cdot t$ .

	$\beta_n$
<b>Coníferas y haya</b>	
Madera laminada encolada con densidad característica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,70
Madera maciza con densidad característica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,80
<b>Fronosas</b>	
Madera maciza o laminada encolada con densidad característica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$ (1)	0,70
Madera maciza o laminada encolada con densidad característica $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,55
<b>Madera microlaminada</b>	
Con una densidad característica $\geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,70

(1) Para densidad característica comprendida entre 290 y 450  $\text{kg/m}^3$  se interpolará linealmente.

*Tabla 3.2. Velocidad de carbonización nominal de cálculo,  $\beta_n$ , de maderas sin protección según DB-SI.*

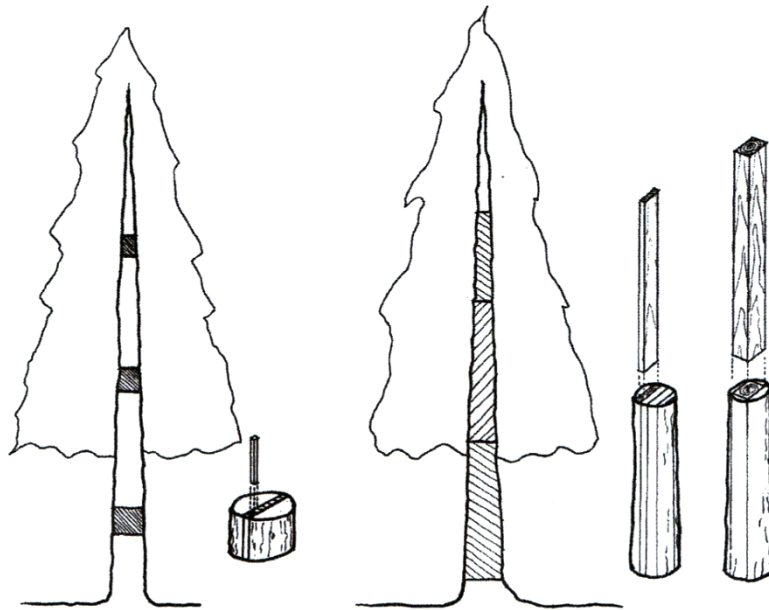
### 3.3. MADERA PARA USO ESTRUCTURAL. PRODUCTOS.

#### Madera libre de defectos y madera de tamaño estructural

Hasta ahora se ha introducido el concepto de madera como material en sí mismo, aportando una serie de datos sobre su estructura y propiedades. Existe una amplia información acerca de las maderas comerciales y no comerciales y el estudio de sus propiedades mediante ensayos sobre muestras de madera, en general limpia y libre de defectos.

Como es lógico para trabajar en laboratorio con este tipo de madera, es necesario recurrir a piezas de pequeño tamaño, sin embargo con estas probetas no es posible construir estructuras. La madera estructural es, en esencia, el mismo material, solo que las dimensiones utilizadas en las construcciones con madera implican que ésta tenga una serie de particularidades como nudos, desviación de la fibra, gemas, etc. Por ejemplo, una pieza estructural de madera de pino silvestre con algunos nudos

puede tener una resistencia a flexión del orden de diez veces menor que la que se obtendría con una probeta libre de defectos.



*Figura 3.13. Extracción de probetas de ensayo, madera aserrada estructural y enteriza (fuente: Informes de la construcción, Abril-Junio 2007).*

Por tanto, se ha de diferenciar entre madera libre de defectos, generalmente probetas de pequeño tamaño, y la madera estructural.

En la figura 3.13 se muestra la diferencia entre la obtención de probetas de pequeñas dimensiones y libres de defectos y la madera aserrada estructural que arranca desde la misma extracción del fuste del árbol. Las probetas se extraen con la fibra recta y sin defectos de rebanadas obtenidas en varios niveles de altura en el fuste y con diferentes orientaciones, a fin de estudiar su influencia en las diferentes propiedades físicas y mecánicas.

Sin embargo, las piezas de madera aserrada estructural ya contienen los defectos y singularidades propios del árbol y que da lugar a varias piezas en cada troza. Si la pieza es de gran escuadría es enteriza, contiene el corazón y solamente se obtiene una pieza por troza.



### Pequeña y gran escuadría. Especies.

La madera aserrada estructural es la utilizada para fines portantes y ha sido sometida a un procesado mínimo de transformación que no incluye ni encolados ni ensambles de unión dentada, y que se obtiene mediante el aserrado longitudinal del tronco y cepillado.

Según las dimensiones y la relación entre las dimensiones de la sección de las piezas, es habitual referirse a ellas como listones, tablas, tablones, madera escuadrada y madera de gran escuadría.

Los requisitos que debe cumplir la madera aserrada de procedencia española quedan definidos en la norma UNE 56544 para madera de coníferas y la UNE 56546 para madera de frondosas. Existen otras normas de aplicación como la norma alemana DIN 4074-1 que define las especies procedentes del centro y norte de Europa. Para otras procedencias será de aplicación sus normas correspondientes.

Así pues, la norma UNE 56544 distingue la pequeña escuadría (dimensiones en anchura menor o igual a 70 mm) de la gran escuadría (anchura mayor de 70 mm) a la que denomina madera estructural gruesa (MEG). Las gamas dimensionales que se pueden encontrar en el mercado dependen en gran medida de las posibilidades de aserrado, teniendo en cuenta que secciones hasta 250x300 mm o longitudes de hasta 6 metros pueden encontrarse con cierta facilidad, y aunque dimensiones mayores también pueden encontrarse suelen ser excepcionales.

Tal y como ilustra la figura anterior, el despiece del árbol en el aserrado tiene importancia también en la diferenciación entre piezas de pequeña y gran escuadría. Para producir piezas de pequeña escuadría se puede recurrir a casi cualquier zona del tronco, desde el perímetro hacia el interior. Para obtener piezas de gran escuadría el aserrado tendrá que aprovechar necesariamente las zonas centrales del tronco (*Informes de la construcción, 2007*).

Como consecuencia del aserrado podemos concluir que con la obtención de piezas de pequeñas escuadría se está aprovechando las zonas del perímetro del tronco del árbol, que tenderán a tener más proporción de albura, madera más blanda y ligera, y que precisamente por este motivo también será posible obtener en las piezas de

pequeña escuadría menor cantidad de defectos tales como gemas o desviación de la fibra. También en consecuencia, el proceso gradual de secado se llevará a cabo con mayor facilidad por lo que, en general, las fendas de secado serán menos aparentes.

Por otro lado, lo que ocurre con las piezas de gran escuadría es que al aprovechar la zona central tendrá una proporción mayor de madera de duramen, más resistente, durable y pesada, por lo que cabría esperar un mejor comportamiento estructural, sin embargo será más difícil evitar defectos como gemas o desviación de la fibra. Al contrario que con las piezas de menor escuadría, en éstas el secado tendrá como consecuencia la inevitable aparición de fendas.

En cuanto a las especies, en las construcciones con madera se utiliza un variado número, siendo las más habituales el pino silvestre (*pinus sylvestris L.*), el pino laricio (*Pinus nigra arn.var.Salzmannii*), el pino pinaster (*Pinus pinaster Ait.*), pino insigne (*Pinus radiata D.Don*) y el castaño (*Castanea sp.*) o el roble (*Quercus robur L. o Quercus petraea Liebl.*). Según la norma UNE 56544, sólo las primeras cuatro especies se destinan a usos estructurales.

Otras especies procedentes de otros países son el abeto rojo (*Picea abies*) que procede del centro y norte de Europa y el abeto americano del Este, procedente de Estados Unidos y Canadá y que se utilizan en construcciones con madera laminada. También otras especies como el pino amarillo del sur o southern yellow pine (denominación que agrupa a varias especies de pino procedentes del Sur de Estados Unidos) y el pino Oregón o abeto Douglas.

### Productos

A continuación se recogen los productos más habituales en el mercado de la construcción con madera. En la actualidad, el Documento Básico de Seguridad estructural-Madera (SB SE-M) del Código Técnico de la Edificación incluye la información necesaria para algunos de estos productos. Sin embargo hay productos que no se citan en el documento y que se están utilizando habitualmente. Este trabajo se centrará en el cálculo de piezas de madera aserrada y de madera laminada encolada.

*Madera enteriza en rollo:* Son piezas de madera constituidas por el tronco del árbol desramado, generalmente descortezado con una sección circular cuyos diámetros pueden abarcar desde los 100 hasta los 350 mm aproximadamente, aunque los más frecuentes oscilan entre 100 y 200 mm, y alcanzando unas longitudes que generalmente no llegan hasta los 10 metros aunque puede llegar a los 14.

La madera en rollo procede en su mayoría de las prácticas de aclareo forestales y sus aplicaciones estructurales más habituales son como pies derechos en construcciones de uso agrícolas, embarcaderos, pilotes de cimentación o cercados y empalizadas entre otros.

*Madera aserrada estructural:* Son piezas de sección rectangular que han sido clasificadas mediante algún procedimiento reconocido en la normativa (clasificación visual o mecánica como se verá más adelante). Se utiliza principalmente en estructuras de luces pequeñas (de 4 a 6 m) y medias (de 6 a 17 m) formando una estructura completa o como parte de sistemas mixtos formados por muros de fábrica con forjados y cubierta de madera.



*Figura 3.14. Forjado y cubierta madera aserrada (fuente: Confemadera, 2010)*

Se presenta con gruesos diversos según se trate de pequeña o gran escuadría. Para grandes escuadrías sus dimensiones varían desde 150x200 mm, 200x200 mm hasta

200x250 mm, aunque la gama dimensional depende también de la disponibilidad en el mercado encontrándose secciones y dimensiones superiores.

*Madera empalmada estructural:* Son piezas rectas de sección rectangular obtenidas por el empalme de piezas de madera aserrada destinadas a uso estructural. Las especies más comunes son picea, pino, abeto y alerce. Las longitudes habituales en el mercado son del orden de 14 m, con un grueso máximo de 120 mm y un alto máximo de 240 mm. Las clases resistentes más habituales son las C24 y C30 y sus aplicaciones estructurales son las mismas que las de la madera aserrada estructural presentando la ventaja de alcanzar mayores longitudes.

*Madera aserrada encolada:* Comercialmente se conocen con el nombre de dúos y tríos. Son perfiles estructurales de sección rectangular formados por el encolado de dos o tres láminas de madera, con un espesor superior a 45 mm y menor o igual a 85 mm, dispuestas en dirección paralela al eje de las láminas. En los dúos, los anchos varían de 80 a 160 mm y los altos llegan hasta los 240 mm, y en los tríos los anchos van de 180 a 240 mm y los altos oscilan entre 120 y 220 mm. Las longitudes llegan a los 18 m y las clases resistentes más habituales son la C24 y la C30. Este producto comparte los usos estructurales con la madera aserrada y laminada encolada en luces pequeñas y medias, empleándose principalmente como vigas, viguetas, pares y correas en viviendas y edificios de luces reducidas.

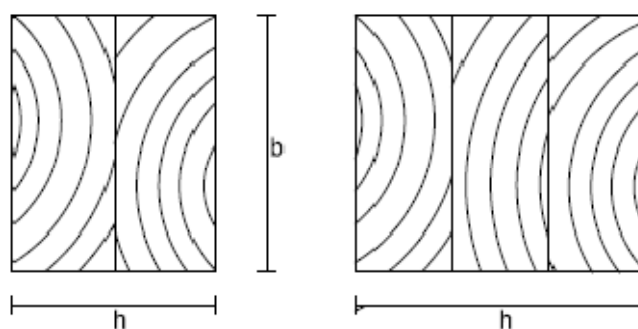


Figura 3.15. Secciones dúo y trío (fuente: Confemadera, 2010)

*Madera laminada encolada:* Son elementos estructurales formados por el encolado de láminas de madera en dirección paralela al eje de las láminas. La gama de anchos habituales es la siguiente: 80, 100, 110, 130, 140, 160, 180, 200 y 220 mm. En caso de necesitarse una anchura superior a 220 mm, la solución habitual es

disponer dos piezas juntas. En caso de precisar una única pieza de mayor anchura se puede acoplar en cada lámina dos tablas, contrapeando las juntas al tresbolillo. La altura máxima de la pieza varía con el fabricante pero suele estar en torno a 2400 mm y la longitud máxima en pieza recta es del orden de 42 m. Las clases resistentes se clasifican en la norma UNE EN 1194.



Figura 3.16. Cubierta con vigas de madera laminada (fuente: Holzinter)

**Madera microlaminada:** Se trata de piezas compuestas por chapas de madera encoladas con la fibra orientada esencialmente en la misma dirección. Generalmente se comercializa en forma de perfiles de sección rectangular para uso estructural.



Figura 3.17. Madera microlaminada (fuente: Finnforest)

Posee altas resistencias, uniformidad en sus propiedades y poco peso. La madera microlaminada fabricada en Europa se comercializa con grosores y anchos máximos de 75 y 600 mm respectivamente, y alcanzan longitudes de hasta 23 m.

*Perfiles de madera reconstituida:* Esta denominación engloba varios productos de uso estructural en forma de perfiles con sección rectangular que están fabricados con chapas, tiras o virutas de madera encoladas. Son productos de propiedades mecánicas elevadas y muy homogéneas que permiten el aprovechamiento de trozos de madera que no tienen las dimensiones suficientes para el aserrado o recortes de chapas de tableros, etc.

Los productos más habituales son:

Perfiles de tiras de madera (PSL- Parallel Strand Lumber): Se compone básicamente de recortes de chapas obtenidas por desenrollo, con una longitud de hasta 2,4 m, una anchura de unos 13 mm y un grueso de unos 3 mm, y se encolan de forma que la dirección de la fibra de la gran mayoría de las tiras siga la dirección longitudinal del perfil. Se fabrican con madera de coníferas.

Perfiles de virutas de madera laminada (LSL-Laminated Strand Lumber): Es parecido al PSL con un proceso similar de fabricación pero con virutas más gruesas y anchas. Las dimensiones de las virutas tienen una anchura variable entre 5 y 25 mm mientras que su longitud suele ser de 300 mm aunque es habitual que sea de 50 mm. Se utiliza madera de chopo.

Perfiles de macro-virutas de madera orientadas (OSL-Oriented Strand Lumber): Es un producto parecido al LSL pero con virutas más estrechas y largas. Se obtienen encolando virutas de madera con una longitud de entre 472 y 945 mm y con anchura de 2 a 5 mm. Se orientan de tal forma que la dirección de la fibra de la mayoría de las virutas sigue la dirección longitudinal del tablero.

*Paneles contralaminados:* son placas de madera aserrada encoladas entre sí de forma que la orientación de las fibras de dos capas adyacentes es perpendicular entre sí (lo que permite reducir al mínimo los coeficientes de contracción y dilatación), llegando a hasta en placas de madera de gran formato. Estos paneles pueden trabajar como muros, forjados y cubiertas alcanzando unos valores máximos

de 16,50 m de longitud, 2,95 m de ancho y 0,60 m de grosor. Además el tiempo de construcción es breve, ya sea para edificaciones de una sola planta, como edificios de varios pisos, pabellones, etc., pudiendo emplearse con cualquiera de los materiales más usuales.



Figura 3.18. Paneles contralaminados en tabique separación viviendas  
(fuente: KHL Massivholz GmbH)

Existen otros productos derivados de la madera como vigas mixtas prefabricadas, o paneles sándwich portantes o de cerramientos, que no presentan dificultades de cálculo en lo que a uniones se refiere y que por tanto no son de relevancia en este trabajo.

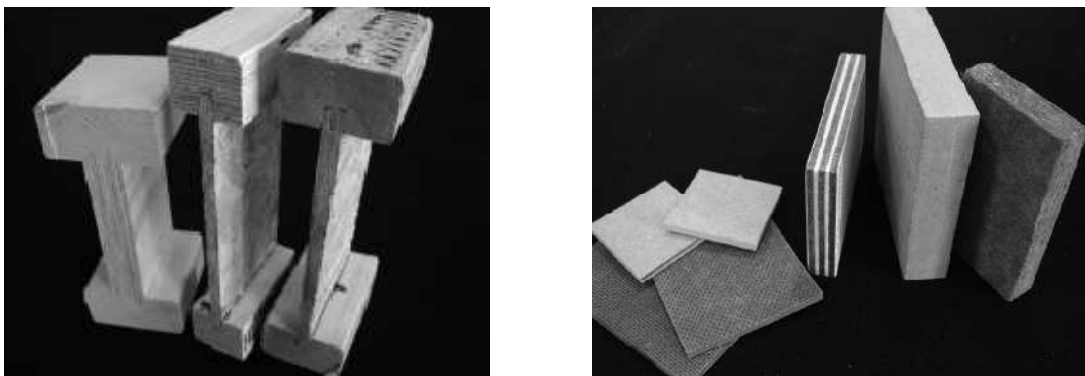


Figura 3.19. Vigas mixtas prefabricadas y tipos de tableros estructurales  
(fuente: Confemadera, 2010)

### 3.4. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS.

Para conocer las posibilidades estructurales es necesario analizar sus características mecánicas en relación con las de otros materiales de construcción como el hormigón y el acero.

Si lo asociamos a su peso, la madera tiene una elevada resistencia a flexión, ya que su relación resistencia/peso es superior al acero y mucho más si se trata de hormigón. Además la madera posee buena capacidad de resistencia a tracción y a la compresión paralela a la fibra, aunque si nos referimos a la dirección perpendicular a las fibras, la madera posee muy escasa resistencia en compresión y sobre todo en tracción, lo que supone una característica muy particular frente a otros materiales.

Sin embargo, la resistencia al cortante es escasa, al igual que en el hormigón, pero no para el acero. También presenta un bajo módulo de elasticidad, mitad que el hormigón y veinte veces menor que el acero. Los valores alcanzados por el módulo de elasticidad inciden sustancialmente sobre la deformación de los elementos resistentes y sus posibilidades de pandeo.

Para entender el comportamiento de la madera es preciso tener presente su constitución anatómica. Como sabemos, la madera es un material anisótropo formado por un haz de tubos huecos con una estructura específicamente diseñada para resistir tensiones paralelas a las fibras. Así pues, una de las funciones importantes del conjunto celular del tronco es la necesidad de ser suficientemente resistente para soportar su propio peso, sobrecargas de nieve y los esfuerzos de flexión producidos por la acción del viento. La madera consigue esta resistencia gracias a su estructura celular compuesta por celulosa y lignina, como se vio anteriormente.

Debido a la ortotropía de su estructura, en la que se diferencian tres direcciones principales (longitudinal, tangencial y radial), es obligado estudiar diferentes comportamientos según la dirección considerada. Estas diferencias son muy grandes, presentando elevados valores en la dirección longitudinal y pequeños en las direcciones transversales.



Posteriormente se pretende dar una información de carácter general de las capacidades resistentes de la madera para cada tipo de sollicitación, destacando las particularidades que tienen más influencia en el diseño estructural.

### **3.4.1. Clasificación y clases resistentes.**

Como se sabe, la madera es un material heterogéneo y anisótropo y como tal presenta variaciones según unos parámetros y unas direcciones consideradas, por lo que para utilizarla como material estructural debe establecerse una clasificación con el objeto de caracterizar sus propiedades mecánicas según el uso previsto.

Existen fundamentalmente dos métodos de clasificación estructural de la madera, la clasificación visual y la clasificación mecánica mediante ensayos.

La clasificación visual de la madera para uso estructural se basa en la medición de ciertas particularidades presentes en las piezas para establecer un sistema de calidades a las que se asignan unas determinadas propiedades mecánicas.

A la hora de llevar a cabo esta clasificación, los parámetros más importantes están relacionados con los defectos o particularidades que forman parte natural de la madera como nudos, desviación de la fibra, gemas, bolsas de resina, etc., o también con defectos debidos a la primera transformación, durante el aserrado, transporte y secado, como fendas, deformaciones, etc.

Según el país de procedencia, existe una variada normativa para la clasificación visual de la madera. Entre ellas podemos citar la española UNE 56544, la norma alemana DIN 4074, las de los países nórdicos INSTA 142, o las normas francesa y británicas entre otras. En el ámbito de la unión europea las normas de clasificación visual se basaban en la norma marco EN 518, hasta que en 2007 fue anulada y sustituida por la norma UNE EN 14081. Básicamente, cada una de estas normas se basa en parámetros de clasificación visual para establecer a nivel nacional unas calidades ajustadas a las especies de madera más utilizadas en cada país, por este motivo, para clasificar la madera estructural se tendrá que aplicar la norma del país de procedencia.

Sin embargo, todas estas normas se basan en parámetros similares de clasificación, si bien existen algunas variaciones según la interpretación de algunos de ellos.

En el caso de las maderas españolas, es la norma UNE 56544 la que define mediante clasificación visual las calidades de la madera. En esta norma se establecen dos calidades para las piezas con grosor menor o igual a 70 mm, denominadas ME-1 y ME-2 (Madera Estructural) y MEG (Madera Estructural Gruesa escuadría) para las piezas con grosor mayor de 70 mm. Según unos criterios de calidad basados en las particularidades y defectos de cada pieza se establece una clasificación u otra como se recoge en el texto de la norma.

<b>Criterios de clasificación</b>	<b>ME-1</b>	<b>ME-2</b>	<b>MEG</b>
Diámetro nudos sobre cara (h)	Hasta 1/5 de la altura (h)	Hasta 1/2 de la altura (h)	Hasta 2/3 de la altura (h)
Diámetro nudos sobre canto (b)	Hasta 1/2 de la anchura (b) y $\leq 30$	Hasta 2/3 de la anchura (b)	Hasta 2/3 de la anchura (b)
Anchura máxima anillos crecim.	$\leq 4$ mm y $\leq 10$ mm según especie	Sin limitación	Sin limitación
Fendas secado, profundidad*	Hasta 2/5 de la anchura (b)	Hasta 3/5 de la anchura (b)	Hasta 3/5 de la anchura (b)
Fendas rayo, helada, abatim.	No permitida	No permitida	No permitida
Desviación fibra	1:10 (10%)	1:6 (16,7%)	1:6 (16,7%)
Azulado	Se admite	Se admite	Se admite
Muérdago, pudrición	No se admite	No se admite	No se admite
Curvatura de cara	10 mm para longitud de 2 m	20 mm para longitud de 2 m	20 mm para longitud de 2 m

\* Las fendas de secado sólo se consideran si su longitud es mayor de 1 m o un cuarto de la longitud de la pieza.

Tabla 3.3. Clasificación visual según norma UNE 56544.

Del mismo modo, la norma EN 56546 establece un sistema de clasificación visual aplicable a la madera aserrada para uso estructural de las principales especies frondosas españolas, en concreto a la madera de eucalipto (*Eucalyptus globulus Labill*), de piezas de sección rectangular no superior a 60x200 mm. En esta norma se establece una calidad de la madera denominada MEF (Madera Estructural de Frondosas).

<b>Clase resistente (según UNE 338)</b>	<b>Procedencia y normativa</b>	<b>Calidad visual</b>	<b>Especies</b>
<b>C30</b>	Alemania DIN 4074-1	S13	Abeto, pino ,picea y alerce
<b>C30</b>	España UNE 56544	ME 1	Pino Laricio
<b>C27</b>	España UNE 56544	ME 1	Pino silvestre
<b>C24</b>	Alemania DIN 4074-1	S10	Abeto, pino, picea y alerce
<b>C24</b>	España UNE 56544	ME 1	Pino radiata y pino pinaster
<b>C22</b>	España UNE 56544	MEG	Pino silvestre y pino laricio
<b>C18</b>	España UNE 56544	ME 2	Pino silvestre, pino laricio, pino radiata, pino pinaster
<b>C16</b>	Alemania DIN 4074	S7	Abeto, pino picea y alerce

Tabla 3.4. Asignación de calidades para la norma española EN 56544 y la alemana DIN 4074 según UNE EN 1912.

Sin embargo, existen otras normas de gran arraigo como la norma alemana DIN 4074-1. Los criterios de calidad establecidos en esta norma han sido desarrollados a partir de múltiples ensayos resistentes sobre las dimensiones habituales de madera aserrada empleadas en Alemania, de manera que las líneas propuestas por esta norma aportan unos resultados más ajustados a las características de la madera de gran escuadría. De esta forma, se asegura que la madera clasificada aserrada

según esta norma, cumple con los requisitos mínimos de resistencia necesarios para su empleo como material estructural.

En la norma alemana se establecen tres tipos de calidad visual o clases visuales denominadas S7, S10 y S13, para cada tipo de madera: Picea (*Pice abies*), Pino (*Pinus sylvestris*), Abeto (*Abies alba*), Alerce (*Larix decidua*) y Abeto de Douglas (*Pseudotsuga menziesii*).

Las propiedades mecánicas de estas calidades quedan definidas en la norma UNE EN 1912 (tabla 3.4), que establece una relación de calidades visuales de resistencia, de especies y de procedencias de la madera y especifica las clases resistentes definidas en la norma EN 338, a las que se pueden asignar.

La norma UNE 338 establece un sistema de clases resistentes de uso general en el marco de las normas de cálculo estructural. En esta norma se indica, para cada clase, los valores característicos de las propiedades de resistencia y rigidez y los valores de densidad, así como los criterios de clasificación de las poblaciones de madera.

		CONÍFERAS											
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
<b>Resistencia característica N/mm<sup>2</sup></b>													
Flexión	f <sub>m,k</sub>	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Tracción paralela	f <sub>t,0,k</sub>	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
Tracción perpendicular	f <sub>t,90,k</sub>	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Compresión paralela	f <sub>c,0,k</sub>	16	17	18	19	20	22	22	23	25	26	27	29
Compresión perpendicular	f <sub>c,90,k</sub>	2	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
Cortante	f <sub>v,k</sub>	3	3,2	3,4	3,6	3,8	4	4	4	4	4	4	4
<b>Densidad kg/m<sup>3</sup></b>													
Densidad característica	ρ <sub>k</sub>	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
<b>Propiedades rigidez N/mm<sup>2</sup></b>													
Mód. elast. Medio paral. Fibra	E <sub>0,med</sub>	7000	8000	9000	9500	10000	11000	11500	12000	13000	14000	15000	16000
Mód. elast. Paral. (5º percent.)	E <sub>0,05</sub>	4700	5400	6000	6400	6700	7400	7700	8000	8700	9400	10000	10700
Mód. Elast. Medio perpen. Fibra	E <sub>90,med</sub>	230	270	300	320	333	370	380	400	430	470	500	533
Mód. Medio cortante	G <sub>med</sub>	440	500	560	590	630	690	720	750	810	888	940	1000

Tabla 3.5. Valores característicos de coníferas según UNE EN-338.

Los valores característicos de resistencia a flexión, módulo de elasticidad en flexión (se adoptan los valores medios) y densidad de la población de madera considerada se determinan de acuerdo con la norma EN 384 como se verá en el apartado

siguiente. La norma distingue 12 clases resistentes para las especies coníferas y 8 para las frondosas. Los valores característicos de resistencias para la madera aserrada se recogen en las tablas 3.5 y 3.6.

		FRONDOSAS							
		D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70
<b>Resistencia característica N/mm<sup>2</sup></b>									
Flexión	f <sub>m,k</sub>	18	24	30	35	40	50	60	70
Tracción paralela	f <sub>t,0,k</sub>	11	14	18	21	24	30	36	42
Tracción perpendicular	f <sub>t,90,k</sub>	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compresión paralela	f <sub>c,0,k</sub>	18	21	23	25	26	29	32	34
Compresión perpendicular	f <sub>c,90,k</sub>	7,5	7,8	8	8,1	8,3	9,3	10,5	13,5
Cortante	f <sub>v,k</sub>	3,4	4	4	4	4	4	4,5	5
<b>Densidad kg/m<sup>3</sup></b>									
Densidad característica	ρ <sub>k</sub>	500	520	530	540	550	620	700	900
<b>Propiedades rigidez N/mm<sup>2</sup></b>									
Mód. elast. Medio paral. Fibra	E <sub>0,med</sub>	9500	10000	11000	12000	13000	14000	17000	20000
Mód. elast. Paral. (5º percent.)	E <sub>0,05</sub>	8000	8500	9200	10100	10900	11800	14300	16800
Mód. Elast. Medio perpen. Fibra	E <sub>90,med</sub>	630	670	730	800	860	930	1130	1330
Mód. Medio cortante	G <sub>med</sub>	590	620	690	750	810	888	1060	1250

Tabla 3.6. Valores característicos de frondosas según UNE EN-338.

Hay que destacar la importancia de las tablas anteriores de asignación de clases resistentes, ya que en el método de los estados límites que veremos posteriormente en el apartado de cálculo, se utilizarán estos valores característicos.

Del mismo modo la norma UNE EN 1194 establece las clases resistentes para la madera laminada encolada proporcionando los valores característicos y la norma UNE EN 408 especifica la determinación mediante ensayos de algunas propiedades físicas y mecánicas tanto de la madera aserrada como de la madera laminada encolada.

Las calidades más habituales entre las maderas españolas son las ME 2 y la MEG, y entre las europeas las calidades S10, que dan lugar todas ellas a clases resistentes entre C18 y C24. En casos especiales se pueden obtener calidades superiores con propiedades mecánicas más altas, como las calidades ME 1 o S13 que dan lugar a clases resistentes de C27 y C30 como se observa en la tabla de la norma EN 1912.

La madera aserrada de uso estructural debe cumplir los requisitos de certificación que establezca la legislación correspondiente. De acuerdo con lo establecido en la

norma armonizada UNE EN 14081-1, debe aplicarse en los plazos y formas correspondientes la directiva europea de productos de la construcción, que establece la obligatoriedad del mercado CE como requisito legal mínimo, no pudiendo comercializarse productos de madera aserrada estructural sin el mismo.

La responsabilidad del mercado corresponde al fabricante quien deberá incluir datos como la clase visual estructural o la clase resistente obtenida según el sistema utilizado, la especie de madera, la marca o número identificador del productor, la norma de referencia utilizada en la clasificación o las condiciones particulares aplicables a la utilización del producto entre otros.

### **3.4.2. Ensayo mecánico estructural.**

Como se ha comentado anteriormente, el procedimiento de obtención y valoración de las propiedades mecánicas de la madera hasta los años 70 se basaba en la utilización de probetas de pequeñas dimensiones y libres de defectos como nudos, fendas, etc. (*Madsen, 1992 citado por Argüelles, 2000*). Sin embargo, en la madera estructural comercial esos *defectos* o irregularidades son en muchos casos propios de la naturaleza del árbol y constituyen el conjunto resistente del mismo.

Los métodos de cálculo utilizados entonces en estructuras de madera seguían el formato de las tensiones admisibles del material, la cual se obtenía a partir de un percentil (normalmente el 5%) de la distribución normal de la resistencia, al que se le aplicaban una serie de ajustes por duración de la carga, la humedad, altura de sección, calidad, etc.

La tendencia actual es obtener las propiedades mecánicas de las piezas con tamaños y calidades comerciales, de manera que su forma, tamaño y condiciones de uso sean lo más parecido a su uso real.

La normativa europea que regula y establece una metodología para la realización de los ensayos que determinan las propiedades mecánicas es la siguiente:

UNE EN 408 “Estructuras de madera. Madera aserrada y madera laminada encolada para uso estructural. Determinación de algunas propiedades físicas y mecánicas”. Esta norma, basada en la norma ISO 8375, incluye los ensayos más importantes

sobre piezas de madera de dimensiones comerciales (Ensayo de flexión, compresión y tracción paralela a la fibra, contenido en humedad y densidad).

UNE EN 384 “Madera con uso estructural. Determinación de los valores característicos de las propiedades mecánicas y densidad”. Esta norma aporta el método para determinar los valores característicos de las propiedades mecánicas y de la densidad de poblaciones de madera previamente clasificadas o visualmente o por medios mecánicos. Los valores así obtenidos permiten asignar la combinación de clases de calidad a las clases de resistencia de la norma UNE 338.

Esta es una norma de laboratorio de ensayo ya que establece las exigencias tanto de muestreo (número de variables, tamaño mínimo de las muestras, etc.), como de ensayo (ubicación de las secciones críticas, procedimiento de ensayo) y cálculo necesarias para que los valores de resistencia, módulo elástico o densidad que se aportan después de un ensayo de caracterización o de comprobación del producto tengan la fiabilidad necesaria.

A continuación se pretende dar una información de carácter general de las capacidades resistentes de la madera para cada tipo de sollicitación, destacando las particularidades que tienen más influencia en el diseño estructural.

#### Tracción paralela a la fibra.

La madera es un material que trabaja bien a tracción según el eje longitudinal, obteniéndose valores elevados de resistencia. El esfuerzo se encuentra en la dirección de la orientación de las moléculas de celulosa, aprovechándose al máximo sus cualidades resistentes. Además la tracción provoca una contracción lineal que aumenta la adherencia entre las paredes de las células.

En la madera libre de defectos alcanza valores superiores a los conseguidos en la flexión. Sin embargo, en la madera clasificada los valores característicos oscilan entre 8 y 18 N/mm<sup>2</sup>. Como ejemplo de piezas solicitadas a este esfuerzo se encuentran, los tirantes y los pendolones de las cerchas.

Con la aparición de la norma UNE EN 408 se establece los métodos de ensayo para la determinación de las propiedades de la madera aserrada y de la madera laminada

encolada. La norma describe el método para la obtención del módulo de elasticidad y la resistencia en la tracción paralela a la fibra.

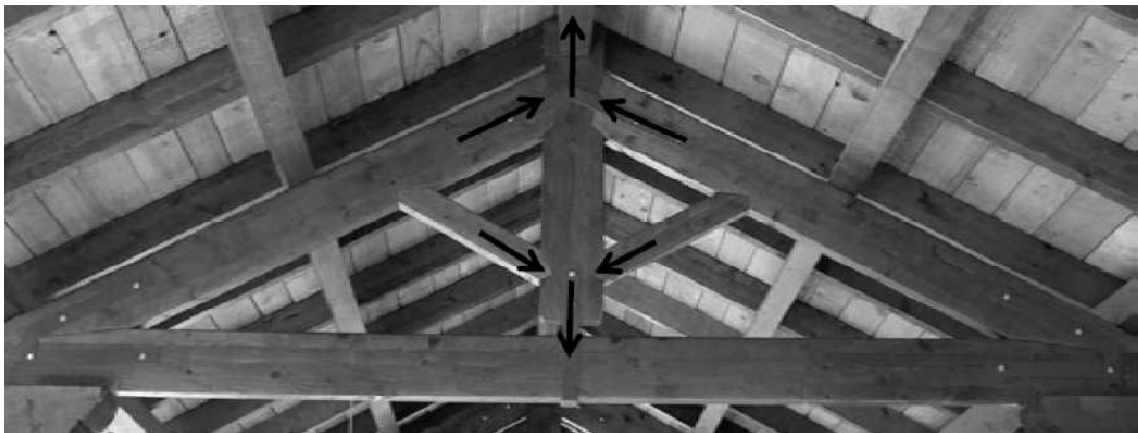


Figura 3.20. Pendolón de cercha tradicional (fuente: Cismadeira, 2007)

Para la determinación del módulo de elasticidad la probeta debe tener una sección transversal completa y suficiente longitud para proporcionar una longitud libre de ensayo entre mordazas nueve veces el mayor diámetro de la sección.

Según la norma, la probeta se colocará entre las mordazas y se le aplicará la carga de tracción, sin provocar flexión, de manera continua y no debiendo superar la carga máxima aplicada a la probeta el límite elástico ni dañar a la misma.

Las deformaciones se medirán con una precisión del 1%, o para deformaciones menores que 2 mm, con una precisión de 0,2 mm. El módulo de elasticidad en tracción,  $E_{t,o}$ , se obtendrá con la siguiente ecuación:

$$E_{t,o} = \frac{l_1(F_2 - F_1)}{A(w_2 - w_1)}$$

$F_2 - F_1$  es el incremento de carga en el tramo recto de la curva carga- deformación en newton,  $w_2 - w_1$  es el incremento de deformación correspondiente a  $F_2 - F_1$  en milímetros y  $l_1$  es la longitud base de medida en mm, siendo  $A$  el área de la sección transversal en  $\text{mm}^2$ .



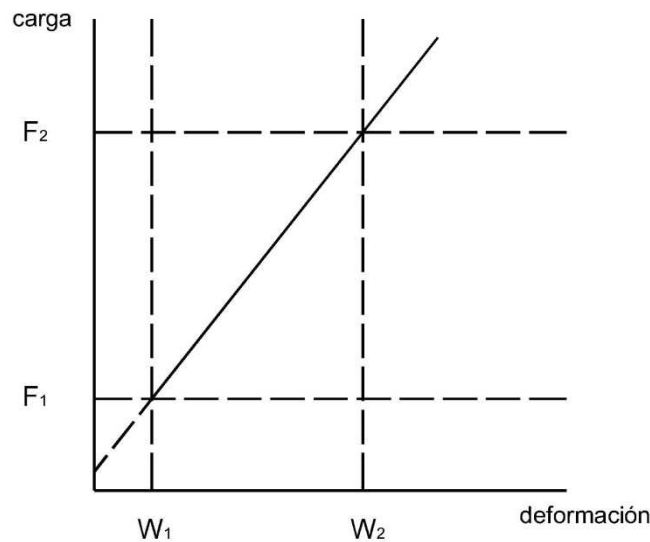


Figura 3.21. Gráfico de carga-deformación dentro de los márgenes de deformación elástica.

Para la determinación de la resistencia a tracción, el dispositivo de ensayo debe permitir la medición de la fuerza con una precisión del 1% de la carga aplicada.

La carga se aplica con un desplazamiento constante de la cabeza de carga, de forma que alcance la rotura de la pieza en  $300 \pm 0$  s. esta velocidad se determina mediante ensayos preliminares, con el objetivo de alcanzar la  $F_{\max}$  en cada probeta, en 300 s. Se debe registrar el tiempo de ensayo hasta la rotura de cada probeta, así como el valor medio. La resistencia a la tracción paralela a la fibra,  $f_{t,0}$ , se obtiene mediante la expresión:

$$f_{t,0} = \frac{F_{\max}}{A}$$

$F_{\max}$  es la carga máxima en newton y A es el área de la sección transversal en  $\text{mm}^2$ . Se deben anotar la forma de rotura y las características de crecimiento en la sección de rotura de cada probeta.

#### Compresión paralela a las fibras.

La resistencia a compresión paralela a la fibra es elevada, alcanzando valores característicos en la madera clasificada de 16 a 23  $\text{N/mm}^2$ .

Esta propiedad es de gran importancia en elementos estructurales como pilares, pares de cubiertas, montantes de muros entramados, etc.

Cuando se ensaya una madera a compresión su resistencia es máxima cuando se realiza en dirección paralela a la fibra siendo menor según nos alejamos de dicha dirección. Así, en dirección axial se obtienen los máximos valores a compresión, ya que los haces de fibras de la madera trabajan a modo de pequeñas columnas que se comprimen, siendo mucho mayor la resistencia frente a los valores que se obtienen en dirección perpendicular, del orden de 15 a 17 veces superior.

La rotura puede producirse por separación en un plano radial o por deslizamiento según un plano oblicuo al eje, o combinación de ambos. En el caso de la rotura radial se debe a que las fibras al encontrarse con un radio leñoso deben rodearlo, variando su dirección, y debilitándose para soportar compresiones. Cuando las fibras se separan en haces, se producen grietas longitudinales que dan origen a pequeñas columnas que se quiebran y se deslizan, generalmente en un plano oblicuo.

Estas roturas se encuentran relacionadas con el fenómeno de pandeo de fibras individuales de madera. Así pues, el cálculo de los elementos comprimidos incluye la comprobación de la inestabilidad de la pieza (pandeo), en el que influye decisivamente el módulo de elasticidad. El valor relativamente bajo de este módulo reduce en la práctica la resistencia a compresión en piezas esbeltas.

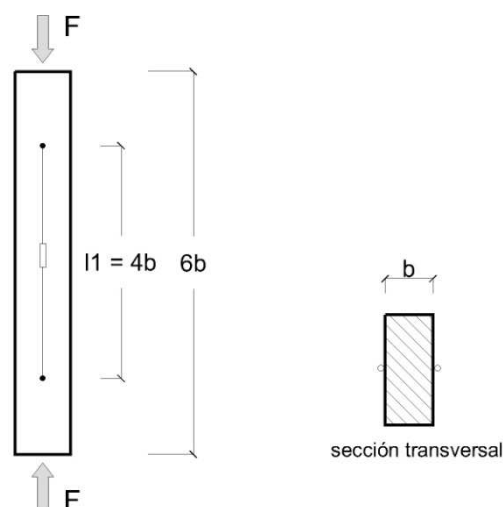


Figura 3.22. Dispositivo de ensayo de compresión paralela a la fibra según UNE EN 408.

El ensayo de compresión, según dispone la norma UNE EN 408, se efectúa sobre una probeta de longitud igual a seis veces la dimensión menor de la sección transversal. Después de aplicar una carga inicial, la cabeza debe bloquearse para evitar desplazamientos angulares. La carga se aplica de manera concéntrica y continua mediante un dispositivo articulado que permita ejercer un axil de compresión sin ejercer esfuerzos de flexión.

Las deformaciones se miden sobre un tramo central con una longitud igual a cuatro veces la dimensión menor de la sección de la probeta. Se deben utilizar dos extensómetros dispuestos de tal forma que se minimicen los posibles efectos de distorsión.

Las deformaciones se miden con una precisión del 1% o para deformaciones inferiores a 2 mm con una precisión de 0,02 mm.

El módulo de elasticidad de compresión,  $E_{c,0}$ , se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$E_{c,0} = \frac{\ell_1(F_2 - F_1)}{A(w_2 - w_1)}$$

$F_2 - F_1$  es el incremento de carga en newton producido en el tramo de comportamiento elástico de la pieza, que se corresponde con el tramo recto de la gráfica de carga/deformación,  $w_2 - w_1$  es el incremento de deformaciones en mm producido en el tramo de carga  $F_2 - F_1$ ,  $A$  es el área de la sección transversal en mm<sup>2</sup> y  $\ell_1$  la longitud en mm.

La resistencia a la compresión,  $f_{c,0}$ , se obtiene aumentando la fuerza con un desplazamiento constante de la cabeza de carga, de manera que se alcance la carga máxima  $F_{\max}$ , en un tiempo de 300 s.

La resistencia a la compresión,  $f_{c,0}$ , se calcula mediante la siguiente expresión:

$$f_{c,0} = \frac{F_{\max}}{A}$$

La resistencia a compresión se debe calcular con una precisión del 1%, anotándose la forma de rotura y las características de crecimiento en la sección de rotura de cada probeta.

### Tracción y compresión perpendicular a las fibras.

Si comparamos los valores característicos vemos que la resistencia de la madera a la tracción perpendicular a la fibra es mucho menor que en la dirección paralela. Estos valores oscilan alrededor de  $0,4 \text{ N/mm}^2$ . Esto es debido a las escasas fibras que tiene la madera en la dirección perpendicular al eje del árbol (radios leñosos) y la consiguiente falta de trabazón transversal de las fibras longitudinales. Este hecho, por otro lado, es coherente con las reducidas necesidades resistentes del árbol en esa dirección.

Este tipo de sollicitación, en la práctica aplicado a las estructuras, resulta crítica únicamente en piezas de directriz curva como arcos, etc. También resulta problemática en piezas donde exista impedimento para la libre deformación transversal de la madera por efecto, por ejemplo, de la hinchazón o merma, en soluciones constructivas no adecuadas o incorrectas, por lo que debe evitarse este tipo de esfuerzo y que la madera trabaje en esta dirección o bien deberá analizarse aquellas situaciones donde ocurra como el caso de algunos tipos de uniones o conectores.

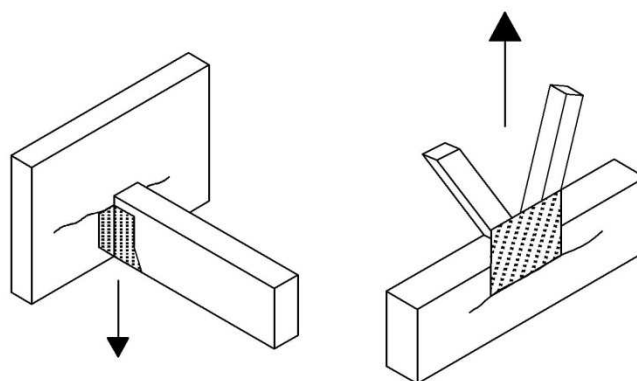


Figura 3.23. Ejemplos de tracción perpendicular a las fibras.

Esto ocurre con las propiedades transversales, muy inferiores a las existentes en la dirección paralela, alcanzando valores característicos de resistencia que varían entre 2 y  $2,8 \text{ N/mm}^2$ .

El esfuerzo de compresión perpendicular es característico de las zonas de apoyo de las vigas, donde se concentra toda la carga en pequeñas superficies que deben ser capaces de transmitir la reacción sin sufrir deformaciones importantes o aplastamiento.

En el gráfico de tensión-deformación del ensayo a compresión en dirección perpendicular a las fibras, se observa que el comportamiento sólo es lineal en un primer tramo y que el fallo se produce por un aplastamiento de las fibras sin llegar a una rotura clara.

La resistencia a compresión perpendicular a las fibras está muy ligada a la dureza de la madera y a la resistencia al corte perpendicular a las fibras. Cuando se alcanza la resistencia máxima ocurre un aplastamiento de las células hasta desaparecer los huecos, lo que implica altas deformaciones. Esto es debido a que el módulo de elasticidad en la dirección perpendicular es muy inferior respecto al módulo en la dirección paralela tomando valores del orden de entre el 3 o 4% de los valores en la dirección paralela a la fibra.

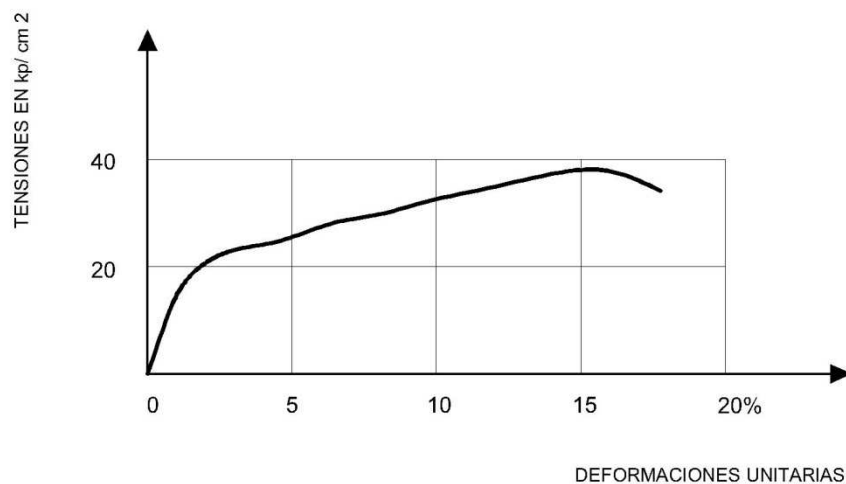


Figura 3.24. Relación entre tensión-deformación en compresión perpendicular a la fibra (fuente: Argüelles, Arriaga, 2000)

En el gráfico se observa un comportamiento casi lineal en el primer tramo, a continuación una deformación plástica elevada para pequeños incrementos de carga, puede aparecer un tramo de fortalecimiento hasta la carga máxima para deformaciones que pueden alcanzar el 15%, y por último la carga de rotura no aparece definida en la curva de tensión-deformación.

En cuanto al módulo de elasticidad, en la dirección perpendicular toma valores del orden de entre el 3 o 4% de los valores en la dirección paralela a la fibra.

Las dimensiones de las probetas para los ensayos dependen del tipo de si es para tracción o para compresión y del material, si se trata de madera laminada encolada o de madera maciza.

Para los ensayos de tracción la probeta debe encolarse sobre placas de acero. El método de encolado debe ser tal que se pueda mantener la posición especificada de la probeta durante el ensayo. Las superficies de las probetas sometidas a cargas deberán prepararse cuidadosamente, de forma que queden planas y paralelas entre sí.

La probeta se coloca verticalmente y se ejerce un axil de compresión o de tracción a través de unas placas de acero. En el caso de la tracción, estas placas se encolan a la probeta con un adhesivo epoxi. El tramo de referencia  $h_0$  (aproximadamente 0,6  $h$ ), debe centrarse sobre la altura de la probeta y alejarse al menos  $b/3$  de los extremos cargados de la probeta como se ve en la siguiente figura:

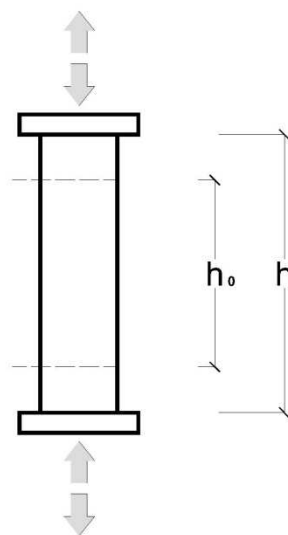


Figura 3.25. Dispositivo de ensayo de tracción o compresión perpendicular a la fibra.

El dispositivo de carga utilizado debe permitir la medición con una precisión del 1% de la carga aplicada a la probeta, y para fuerzas inferiores al 10% de la fuerza máxima con una precisión del 0,1% de la carga máxima.

La resistencia a la tracción perpendicular a la fibra,  $f_{t,90}$ , se obtiene mediante la expresión:

$$f_{t,90} = \frac{F_{t,90m\acute{a}x}}{b \cdot l}$$

$F_{t,90m\acute{a}x}$  es la carga máxima de tracción perpendicular a la fibra, y  $b$  y  $l$  las dimensiones de la probeta según la figura anterior.

La resistencia a tracción debe calcularse con una precisión del 1%. La velocidad de avance de la carga debe ser tal que la rotura se alcance en un tiempo de  $300 \pm 120$  segundos.

De manera análoga, se determina la resistencia a la compresión perpendicular a la fibra,  $f_{c,90}$ .

Para la determinación del módulo de elasticidad en la dirección perpendicular a las fibras, la forma y dimensiones de las probetas serán las mismas que las utilizadas para el ensayo de resistencia a tracción y compresión perpendicular a las fibras. Se colocarán las probetas en la máquina de ensayo y se seguirá el procedimiento operatorio de carga anterior.

Se utilizarán dos extensómetros que medirán los desplazamientos con una precisión del 1%. La deformación en la dirección de la aplicación de la carga, tendrá por referencia el centro de la sección cargada, y se calculará partiendo de las mediciones sobre caras opuestas de la probeta.

El módulo de elasticidad en tracción,  $E_{t,90}$ , se deduce de la siguiente expresión:

$$E_{t,90} = \frac{h_0 \cdot (F_{40} - F_{10})}{b \cdot l \cdot (W_{40} - W_{10})}$$

$F_{40}-F_{10}$  es el incremento de carga en Newton, en la zona lineal de la gráfica fuerza/deformación, comprendida entre el 10% y el 40%, aproximadamente, de la  $F_{t,90m\acute{a}x}$ ,  $W_{40}-W_{10}$  es el incremento de las deformaciones en mm, producido en el tramo de cargas entre  $F_{40}$  y  $F_{10}$ , y  $B$  y  $l$  son las dimensiones de la probeta.

Como se ha dicho anteriormente, en el ensayo de compresión perpendicular, la rotura no se produce de manera tan clara como en el ensayo de tracción y es por tanto se estimará un valor para la carga de  $F_{c,90,máx,est}$ .

Se calcula el  $0,1F_{c,90,máx,est}$  y el  $0,4F_{c,90,máx,est}$ , y sobre la gráfica de carga/deformación se sitúan los puntos de la curva correspondientes a esas ordenadas. A continuación se traza la recta 1 que une ambos puntos y la recta 2, paralela a la anterior pasando por el punto  $w=0,01h_0$ .

Se adopta como  $F_{c,90,máx}$  el punto de intersección de la curva con la recta 2. Si este valor se encuentra dentro del 5% de  $F_{c,90,máx,est}$ , puede utilizarse este valor para determinar la resistencia a compresión, en caso contrario se repite el proceso con otro valor estimado hasta que se encuentre en dicho intervalo.

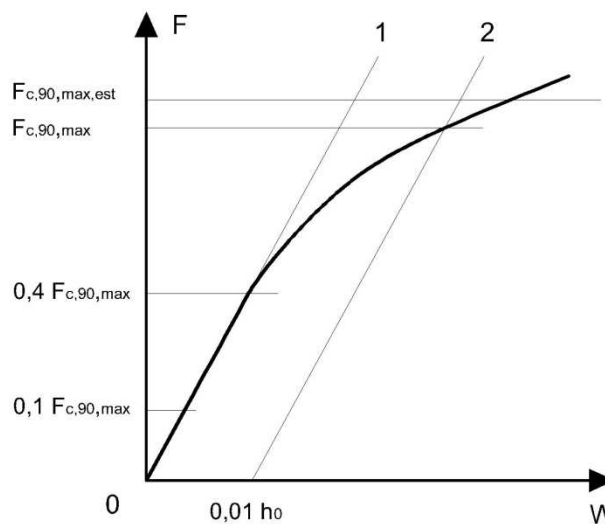


Figura 3.26. Gráfico de carga/deformación en compresión perpendicular a la fibra según UNE EN 408:2004

El módulo de elasticidad en compresión,  $E_{c,90}$ , se deduce de la siguiente expresión:

$$E_{c,90} = \frac{h_0 \cdot (F_{40} - F_{10})}{b \cdot l \cdot (W_{40} - W_{10})}$$

$F_{40}-F_{10}$  es el incremento de carga en Newton, en la zona lineal de la gráfica fuerza/deformación, comprendida entre el 10% y el 40%, aproximadamente, de la



$F_{t,90m\acute{a}x}$ ,  $W_{40}-W_{10}$  es el incremento de las deformaciones en mm, producido en el tramo de cargas entre  $F_{40}$  y  $F_{10}$ ,  $B$  y  $l$  son las dimensiones de la probeta y  $h_0$  es el tramo de referencia, en mm.

### Esfuerzo cortante paralelo a la fibra.

Este ensayo permite obtener la resistencia a cortante, provocado por un esfuerzo de deslizamiento en un plano paralelo a la dirección de las fibras. Las dimensiones de las probetas serán las siguientes:  $l = (300 \pm 2)$  mm,  $b = (32 \pm 1)$  mm y  $h = (55 \pm 1)$  mm. La probeta se encolará a las placas de acero que serán biseladas y tendrán un espesor de  $(10 \pm 1)$  mm.

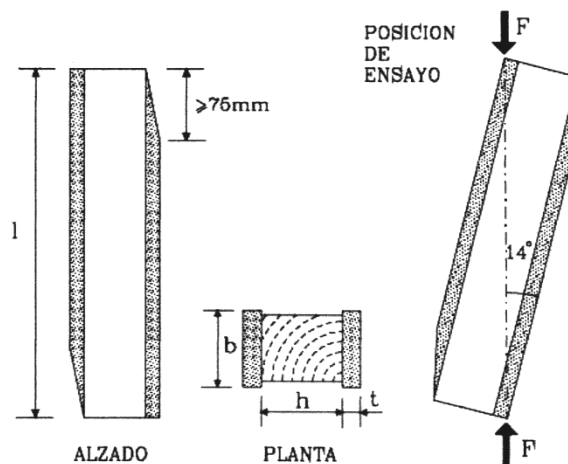


Figura 3.27. Dispositivo de ensayo esfuerzo cortante según UNE EN 408.

Como indica la norma la probeta se colocará en la máquina de ensayo alineándose de forma que se mantenga un contacto permanente en los puntos de aplicación de las cargas  $F$ . El ángulo entre la dirección de la carga y el eje longitudinal de la probeta será de  $14^\circ$ .

El dispositivo de carga utilizado debe permitir la medición con una precisión del 1% de la carga aplicada a la probeta, y para cargas inferiores al 10% de la carga máxima con una precisión del 0,1% de la carga máxima.

Si la rotura se produce parcialmente en el plano de encolado de la interfase probeta/placa de acero, el resultado se aceptará únicamente si esta superficie resulta inferior al 20% de la superficie total de rotura.

La carga  $F$  debe aplicarse con una velocidad de desplazamiento constante de la cabeza de carga, y regulada de forma que la fuerza  $F_{m\acute{a}x}$ , se alcance en  $(300 \pm 120)$  s. La resistencia al esfuerzo cortante,  $f_v$ , se obtendrá, con una precisión del 1%, a partir de la siguiente expresión:

$$f_v = \frac{F_{m\acute{a}x} \cdot \cos 14^\circ}{l \cdot b}$$

#### Determinación de la resistencia a flexión.

Según especifica la norma UNE EN 408, la probeta tendrá normalmente una longitud 19 veces la altura de la sección. Cuando esto no sea posible deberá registrarse la luz de la pieza.

La probeta se cargará simétricamente en dos puntos, sobre una luz igual a 18 veces la altura, como muestra la figura 3.34. Si la probeta y el equipo de ensayo no permiten alcanzar exactamente estas condiciones, la distancia entre los apoyos y los puntos de aplicación de la carga, podrá ser variada en una cantidad no mayor que 1,5 veces la altura de la probeta y la luz del ensayo pueden variarse hasta una cantidad no superior a tres veces la altura de la probeta.

La probeta debe estar simplemente apoyada, y la carga se aplicará con una velocidad constante de tal manera que la carga máxima se alcance en  $(300 \pm 20)$  s.

El equipo utilizado permitirá la medición de la carga con una precisión del 1%.

La resistencia a flexión,  $f_m$ , se calculará mediante la fórmula:

$$f_m = \frac{a \cdot F_{m\acute{a}x}}{2 \cdot W}$$

$F_{m\acute{a}x}$  es la carga máxima en Newton,  $a$  es la distancia entre un punto de carga y el apoyo más próximo en mm, y  $W$  el módulo resistente de la sección en  $\text{mm}^3$ .

### 3.4.3. Factores influyentes en las propiedades mecánicas.

Los factores que influyen, de manera más significativa, en las propiedades mecánicas de la madera son el contenido de humedad, la duración de la carga, y la calidad de la madera.

Los valores característicos de las propiedades mecánicas de la madera se obtienen mediante ensayos realizados en unas condiciones normalizadas de contenido de humedad y duración del ensayo para cada calidad definida en la norma de clasificación.

La humedad de la madera influye significativamente en las propiedades mecánicas y es un aspecto a tener en cuenta en el cálculo. Si aumenta el contenido de humedad disminuye la resistencia y el módulo de elasticidad. Esto tiene lugar para contenidos en humedad inferiores al punto de saturación de las fibras. Por encima de este valor, el agua se encuentra libre rellenando las cavidades de las fibras y no influye en las propiedades mecánicas.

En la madera libre de defectos puede considerarse que existe una relación lineal entre cada propiedad mecánica y la humedad cuando el contenido de humedad se encuentra entre el 8 y el 20%.

Propiedad	Variación ( % )
Compresión paralela	5
Compresión perpendicular	5
Tracción paralela	2.5
Tracción perpendicular	2
Flexión	4
Cortante	3
Módulo de elasticidad paralelo	1.5

*Tabla 3.7. Influencia de la humedad según diversas propiedades mecánicas de la madera libre de defectos (fuente: Argüelles, Arriaga, 2000)*

Para la madera comercial (piezas de tamaño comercial y con defectos) esta dependencia resulta menos acentuada para algunas propiedades.

Los ensayos mecánicos que se realizan para determinar las propiedades de la madera se efectúan en unas condiciones ambientales determinadas ( $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$  y  $65 \pm 5\%$  de H.R.). En la mayoría de las coníferas estas condiciones ambientales implican un contenido de humedad del 12%. Cuando el contenido de humedad de la madera en servicio sea diferente, se deberá efectuar una corrección de sus características mecánicas.

El Código Técnico, en el Documento de Seguridad estructural de la Madera tiene en cuenta la influencia de la humedad y establece unas clases de servicio en función de las condiciones ambientales.

La influencia de las condiciones ambientales previstas en uso de cada elemento estructural se plasmará en la asignación de una clase de servicio en función de la temperatura y la humedad relativa del aire y la situación de exposición en la que se encuentre dicho elemento estructural. Este aspecto es uno de los factores que afectan al comportamiento de la estructura y a tener en cuenta en las bases de cálculo, y que veremos más adelante.

La duración de la carga es otro de los factores significativos que influyen en la resistencia de la madera. Esta influencia se ha constatado mediante ensayos, en los que, ante cargas de duración permanente se obtienen resistencias que son del orden del 60% de las deducidas en un ensayo de corta duración.

Para llegar a esta conclusión sobre el efecto de la duración de la carga en la resistencia, hay que analizar el carácter viscoelástico de la madera.

Existe un modelo de comportamiento mecánico, que considera a la madera como un material viscoelástico y fisurado (*Madsen, Nielsen, 1992, citado en Argüelles, Arriaga, 2000*), cuya respuesta solo puede ser explicada cuando se agrupan las teorías de la viscoelasticidad y de la mecánica de fractura. En la mecánica de fractura se admite que la resistencia del material está asociada con la longitud de una grieta contenida en el mismo y en su comportamiento puede distinguirse tres fases.

En la primera, a partir del momento en que se aplica la carga, la grieta sufre un ensanchamiento instantáneo que corresponde a una deformación elástica, pasando a la zona de deformación plástica con el paso del tiempo y llegando a un ensanchamiento límite a partir del cual comienza a crecer en longitud y entra en la segunda fase. En esta segunda etapa comienza el aumento de longitud de la grieta, siendo este incremento lento y llegando a un valor crítico, en el que se inicia la tercera fase, cuando la grieta se propaga a gran velocidad y se produce el fallo del material.

Por tanto, este proceso indica que una pieza de madera sometida a un nivel de tensión suficientemente elevado pasa por tres etapas antes de alcanzar la rotura. El comportamiento viscoso del material explica el aumento de la longitud de la grieta sin incremento de la carga, por lo que se comprende fácilmente cómo la madera es capaz de resistir cargas más elevadas en tiempos breves, durante los cuales no llega a salir de la primera fase.

Este comportamiento hace que la madera se diferencie del resto de los materiales estructurales, en los que su efecto es inapreciable. Sin embargo, los primeros ensayos se realizaron en probetas pequeñas y libres de defectos siendo el comportamiento distinto en las piezas comerciales con defectos (*Wood, 1947, 1951, citado en Argüelles, Arriaga, 2000*). Por tanto se llegó a la conclusión de que la influencia de la duración de la carga en la resistencia depende a su vez de la calidad de la madera y es significativamente menor en calidades bajas que en calidades altas que son las que se aproximan a una madera libre de defectos.

Esto se debe a que la existencia de los nudos en la madera de baja calidad puede conducir a la rotura de la pieza bajo una carga de corta duración originada por las fuertes concentraciones de tensiones que genera su irregularidad. Sin embargo, cuando la carga es de larga duración, la concentración de tensiones alrededor de los nudos tiende a reducirse debido precisamente a su carácter viscoso, lo que favorece el comportamiento bajo cargas de larga duración frente a la madera de alta calidad, sin defectos.

En el cálculo tanto el efecto de la duración de las cargas como el contenido de humedad se introduce a través del factor de minoración de la resistencia llamado  $k_{mod}$ , que realiza como veremos, mediante un coeficiente de seguridad en función del tipo de madera (maciza o laminada encolada), el paso de los valores característicos  $R_k$  a valores de cálculo  $R_d$ .

#### 3.4.4. Deformaciones.

El diseño de vigas de madera debe satisfacer unos requisitos esenciales. En primer lugar el referido a la seguridad, que se relaciona lógicamente con la asignación de una adecuada capacidad portante, y por otro lado el relacionado con el correcto funcionamiento durante la vida útil de la estructura, proporcionando las condiciones de servicio esperadas. En este último aspecto, uno de los principales parámetros en el diseño en edificación, para vigas de madera sometidas a esfuerzos de flexión, es la deformación que experimentan por efecto de las cargas correspondientes, tanto permanentes como variables.

Un efecto a tener en cuenta al hablar de deformaciones de la madera es el de la fluencia. Cualquier estructura de madera que entra en carga sufre una deformación inicial, como sucede en cualquier otro material, que puede calcularse por la teoría clásica de resistencia de materiales. Sin embargo, con el paso del tiempo y bajo una carga constante esta deformación aumentará paulatinamente.

Podríamos decir entonces, que la deformación final de una pieza estructural está integrada por dos componentes, primero la deformación elástica instantánea, que depende del módulo de elasticidad, y segundo, la que se produce posteriormente, que varía en función del tiempo y de otros factores, como la duración e intensidad de las cargas, y las condiciones de servicio que determinan el contenido de humedad y su variación. Esta última componente se conoce como deformación diferida.

Para el cálculo de la deformación instantánea se utiliza el valor medio del módulo de elasticidad empleando las expresiones habituales de la resistencia de materiales. Como se ha visto anteriormente, en los ensayos para la determinación de las propiedades mecánicas de la madera, se estudian los diagramas de tensión-deformación donde puede registrarse un tramo lineal de pendiente constante que

constituye el módulo de elasticidad lineal,  $E$ , o transversal,  $G$ . Este módulo de elasticidad proporciona una medida de la rigidez de la madera, que es la propiedad para resistir la deformación al ser solicitada por una fuerza externa.

En la madera la influencia de la deformación debida al esfuerzo cortante frente a la deformación debida al momento flector, es mayor que en otros materiales y en algunos casos no es despreciable. Esto se debe al reducido valor del módulo de elasticidad transversal  $G$ , con respecto al longitudinal  $E$ . En la práctica, para la madera se adopta la relación entre ambos  $E/G=16$ , muy distintas a las del acero (2,6) y el hormigón (2,5).

Para comprender el fenómeno de deformación diferida se analiza el comportamiento de una viga simplemente apoyada con una carga aplicada en su sección central. Si la carga es de pequeña magnitud,  $P_a$ , en un tiempo inicial se produce una deformación inicial, debido a esa carga instantánea. Como la carga permanece en la viga, la deformación aumentará con el tiempo ( $u_0 < u_1$ ), produciéndose el fenómeno de fluencia.

La curva  $u_a$  describe la evolución de esa deformación con el tiempo. Para una carga muy inferior a la carga de rotura, el incremento de la deformación es decreciente, de manera que se estabilizará en un valor constante.

Para una carga mayor,  $P_b$ , las deformaciones iniciales elásticas aumentan en la misma proporción que aumentan las cargas. Las deformaciones debidas a la fluencia aumentan en mayor medida, como se observa en el gráfico, aunque transcurrido un tiempo se estabilizarán en un valor  $u_b$ .

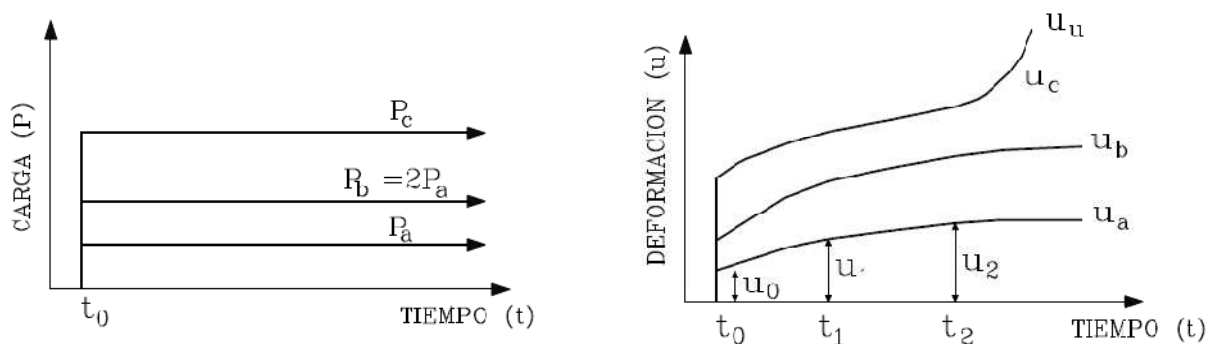


Figura 3.28. Gráficos carga-deformación (fuente: Argüelles, Arriaga, 2000)

Cuando la carga alcanza un valor  $P_c$ , capaz de agotar la pieza en un periodo de tiempo más o menos prolongado, la deformación inicial y el primer tramo de la deformación diferida siguen una ley semejante a los casos anteriores, decreciendo paulatinamente la pendiente de la curva de deformación-tiempo. En un momento dado, la pendiente de la curva se estabilizará durante un tiempo determinado. Sin embargo, superado este periodo, el proceso se invierte, aumentando la pendiente de la curva hasta que se produce la rotura.

Por tanto, en la curva se observan tres intervalos según su pendiente: una fase primaria, con un tramo de pendiente decreciente; una fase secundaria, con un tramo de pendiente constante, y por último, una fase terciaria, con un tramo de pendiente creciente hasta el momento del colapso. Estos tres intervalos constituyen las fases de fluencia para cargas elevadas durante un periodo de tiempo prolongado.

El CTE contempla el cálculo de la deformación diferida a través de un coeficiente,  $K_{def}$ , llamado factor de fluencia que varía en función de la clase de servicio y de la duración de la carga. La componente de la deformación diferida de un desplazamiento,  $\delta_{dif}$ , se calculará mediante la expresión:

$$\delta_{dif} = \delta_{ini} * \psi_2 * K_{def}$$

siendo  $\delta_{ini}$  el desplazamiento elástico y  $\psi_2$  el coeficiente de simultaneidad, lo que significa que las deformaciones diferidas se calcularán según la combinación de acciones o influencias simultáneas, considerando las acciones permanentes y las acciones de tipo variable.

Existen otros factores influyentes en la deformación de las estructuras de madera. Como sabemos, las estructuras de madera se materializan gracias a la ejecución de las uniones, que son un punto de transmisión de esfuerzos. Al no poder considerar estas uniones como completamente rígidas, precisan de ciertos deslizamientos para transmitir los esfuerzos que reciben. Esto ocurre cuando se utilizan medios de unión tipo clavija como clavos, tirafondos, pernos, pasadores y algunos tipos de



conectores, resultando un incremento en la deformación significativo en algunos tipos de estructuras como pórticos, cerchas, etc.

Para su estimación se adopta un coeficiente denominado módulo de deslizamiento,  $K_{ser}$ , que depende de la densidad media de la madera y del tipo de elemento de unión y holguras, cuyo significado es el valor de la carga necesaria para que la unión deslice 1 milímetro. Así pues este módulo permite estimar el deslizamiento del medio de unión en función del esfuerzo de servicio que recibe por plano de corte.

Para los elementos de unión de tipo clavija, el CTE establece unas expresiones para determinar el módulo de deslizamiento  $K_{ser}$ , que son función de la densidad media  $\rho_m$  en  $kg/m^3$  y los diámetros de clavija,  $d$ , o del conector,  $d_c$ , en milímetros.

Tipo elemento de fijación	Madera-madera/Tablero-madera
<b>Pasadores</b> <b>Pernos sin holgura (1)</b> <b>Tirafondos</b> <b>Clavos con pretaladro</b>	$\rho_m^{1,5} \cdot d/23$
<b>Clavos sin pretaladro</b>	$\rho_m^{1,5} \cdot d^{0,8}/30$
<b>Grapas</b>	$\rho_m^{1,5} \cdot d^{0,8}/80$
<b>Conectores placa (tipo A , UNE EN 912)</b> <b>Conectores anillo (tipo B , UNE EN 912)</b>	$\rho_m \cdot d_c/2$
<b>Conectores dentados</b> <b>Conectores una cara (tipos C1 a C9 y C11, UNE 912)</b> <b>Conectores doble cara (tipo C10, UNE EN 912)</b>	$\rho_m \cdot d_c/4$ $\rho_m \cdot d_c/2$

(1) La holgura debe añadirse independientemente a la deformación. Si las densidades medias de las dos piezas unidas derivadas de la madera son diferentes ( $\rho_{m,1}$ ,  $\rho_{m,2}$ ), se tomará como valor de  $\rho_m$  el siguiente:  $\rho_m = (\rho_{m1} \cdot \rho_{m2})^{0,5}$

Para uniones entre madera-acero o madera-hormigón,  $K_{ser}$ , se multiplicará por 2.

Tabla 3.8. Valores de  $K_{ser}$  para medios de unión tipo clavija en N/mm

Una vez obtenido el  $K_{ser}$  correspondiente el deslizamiento instantáneo del medio de unión se calcula mediante la expresión  $u_{inst} = F/K_{ser}$ , donde  $F$  es la carga de servicio en N, y  $K_{ser}$  en N/mm.

Las condiciones ambientales como se ha visto en puntos anteriores influyen también en las deformaciones. Los cambios en el contenido de humedad ocasionan deformaciones y tensiones en las piezas de madera.

Como sabemos la madera es prácticamente estable dimensionalmente en el sentido longitudinal frente a variaciones de humedad, si bien en determinadas condiciones ambientales puede presentarse un gradiente significativo de humedad entre el trasdós y el intradós de una pieza originando deformaciones no despreciables. Esto puede ocurrir en piezas de madera de gran longitud, es decir, en una viga de madera laminada podemos considerar que el contenido de humedad es diferente en la parte inferior respecto de la superior, lo que produciría movimientos verticales de cierta entidad provocando diferencias dimensionales que curvarían la pieza.

Sin embargo, la variación transversal de las dimensiones motivada por el cambio en el contenido de humedad, muy superior a la longitudinal, da origen en ciertos tipos de estructura a movimientos que no siempre son despreciables.

Como ejemplo se podría citar el caso de un pórtico triarticulado con dobles uniones dentadas en las esquinas. Una variación de humedad en la pieza con carácter uniforme, con respecto al contenido de humedad inicial, podría provocar giros en las esquinas del pórtico dando lugar a desplazamientos verticales en la clave y horizontales en los nudos laterales. Al hablar de estructuras de madera es habitual referirnos a estructuras isostáticas, sin embargo en el caso de ser hiperestáticas se generarían además tensiones internas que pueden ser significativas.

En el caso de piezas curvas sometidas a una variación del contenido de humedad, sufrirían un cambio del radio de curvatura de tal forma que si aumenta la humedad aumentaría el radio de curvatura, es decir, el arco tiende a abrirse y si disminuye la humedad tiende a cerrarse, provocado como se vio en puntos anteriores, por los efectos de hinchazón y merma de la madera.

En los apartados posteriores se analizarán las bases de cálculo y los factores de corrección aplicados a las resistencias, así como la influencia de las condiciones ambientales, el tamaño de la pieza o la duración de las cargas.

#### 4. BASES DE CÁLCULO I: RESISTENCIAS.

---

Las estructuras de madera deben proyectarse de forma que puedan resistir los efectos más desfavorables de las cargas aplicadas durante su construcción y durante la vida de la misma, con un grado de seguridad prefijado. Para ello debe realizarse una comprobación estructural para la que se requiere definir las situaciones de dimensionado que engloben todas las condiciones y circunstancias previsibles durante la vida de la construcción. Deben establecerse las acciones a tener en cuenta así como los modelos adecuados, adoptando métodos de cálculo y verificar que para esas condiciones de dimensionado, no se sobrepasen los estados límite.

El método clásico de las tensiones admisibles que conocemos para estructuras como el caso de estructuras de acero o de hormigón, realizaba la comprobación de las piezas de forma que la tensión de trabajo resulte siempre inferior o igual que la tensión admisible ponderada por los factores de corrección que le sean aplicables, estableciendo una relación adimensional, es decir, la relación entre ambas tensiones debe ser igual o menor que la unidad.

Con la aparición del Código Técnico de la Edificación se enmarcan desde un punto de vista normativo las condiciones y los métodos para su cumplimiento que deben reunir los edificios. En el caso de las estructuras de madera, por primera vez se establece la igualdad de este material y sus derivados para uso estructural en relación con otros materiales, ofreciendo las mismas garantías de calidad y seguridad estructural.

El Código Técnico así como el Eurocódigo 5 introducen el método de los Estados Límites, en el cual la seguridad de una estructura puede ser expresada en términos de probabilidad global de fallo.

Para que una estructura proporcione el servicio para el que se proyectó, debe cumplir tres requisitos: ser segura, ser funcional y ser durable. El apartado 3.2 del documento SE del Código Técnico define el Estado Límite como aquellas

situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguno de los requisitos estructurales para los que ha sido concebido.

El Método de los Estados Límites consiste en asegurar el comportamiento de una estructura frente a un estado límite comprobando que las acciones exteriores producen un efecto inferior al que ocasiona la situación límite en estudio. La normativa lo clasifica en Estado Límite Último y Estado Límite de Servicio.

Estado Límite Último es aquel que de ser superado constituye un riesgo para las personas, ya sea porque produce una puesta fuera de servicio del edificio o el colapso total o parcial del mismo afectando a la capacidad portante. Se consideran estos estados los debidos a una pérdida del equilibrio del edificio o de una parte estructuralmente independiente, al fallo ocasionado por deformación excesiva, transformación de la estructura en un mecanismo y rotura o inestabilidad de elementos estructurales.

Los Estados Límite de Servicio son los que, de ser superados, afectan al confort y bienestar de los usuarios o de terceras personas, al correcto funcionamiento del edificio o a la apariencia de la construcción, pudiendo ser reversibles o irreversibles. La reversibilidad se refiere a las consecuencias que excedan los límites especificados como admisibles, una vez desaparecidas las acciones que las han producido. Estos estados se refieren a las deformaciones, vibraciones o deterioro que puedan afectar a la funcionalidad, apariencia o durabilidad de la edificación.

Este método supone un avance respecto al método clásico de las tensiones admisibles, ya que aplica coeficientes parciales de seguridad independientes para el material y para las acciones, considerando la situación o causa en la que se produce el estado límite. Además introduce métodos probabilísticos para la definición de las propiedades resistentes del material (resistencia característica) y no utiliza como punto de partida propiedades obtenidas mediante ensayos de madera libre de defectos, sino de la madera comercial o con defectos, que como se ha comentado en puntos anteriores, se aproxima al material real que se utiliza en las edificaciones de madera.

#### 4.1. RESISTENCIA Y PROPIEDADES DEL MATERIAL. FACTORES DE CORRECCIÓN.

Los valores característicos de las propiedades mecánicas de la madera se obtienen, como hemos visto, mediante ensayos realizados en unas condiciones normalizadas de contenido de humedad y duración del ensayo para cada calidad definida en la norma de clasificación.

La resistencia característica se define como el valor tal que exista una determinada probabilidad, que en madera se establece en el 5%, de encontrar valores de la resistencia por debajo de ese valor. Es decir, que en un conjunto de valores de resistencias de 100 muestras ordenados de menor a mayor, la resistencia característica equivaldría al valor que ocupa el quinto lugar (5º percentil).

El documento SE-M del Código Técnico establece las reglas con carácter general para el caso de las estructuras de madera. Así pues, según este se establece un criterio general por el cual los valores característicos referidos a las propiedades del material se obtendrán teniendo en cuenta unos factores de corrección de la resistencia.

##### Factor de altura $K_h$ y factor de volumen $K_{vol}$

El tamaño de la pieza afecta a la resistencia de la madera pues cuanto mayor sea el volumen de la madera menor resulta la tensión de rotura. Este hecho tiene su justificación en base a la teoría de la rotura frágil, aplicable en la madera a los esfuerzos de tracción paralela y perpendicular a la fibra y al cortante.

La existencia de defecto en una pieza de madera es la que inicia el fallo o colapso, por tanto es lógico pensar que esa posibilidad es mayor en piezas de mayor tamaño que en piezas pequeñas, para un material de la misma procedencia. Por este motivo, en el ensayo de piezas sin defectos, las probetas son de reducido tamaño, como se ha comentado en puntos anteriores, ya que de esta manera podemos evitar esas irregularidades.

No obstante, el estudio de este fenómeno es bastante complejo y después de numerosas investigaciones de cómo influyen factores como el tipo de sollicitación, la especie o la calidad, se ha simplificado la aplicación práctica a sollicitaciones de flexión y tracción (paralela y perpendicular) despreciando el efecto del cortante.

La normativa establece un criterio para las sollicitaciones de flexión y tracción paralela que consiste en tomar un valor de referencia del canto en flexión o del ancho en tracción y que permite la mayoración de la resistencia cuando los valores sean inferiores y no se modifican para valores superiores.

El siguiente planteamiento justifica la corrección de la resistencia, en el caso de flexión, por la altura o canto de la sección  $h$  (Argüelles, 2000). Mediante comprobaciones experimentales en piezas de la misma calidad y con el mismo canto  $h$  sometidas a flexión y con diferentes luces  $l_1$  y  $l_2$ , se ha concluido que la resistencia de las piezas de mayor luz,  $\sigma_1$ , es inferior a la de mayor luz,  $\sigma_2$ , según la siguiente relación:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \left( \frac{l_1}{l_2} \right)^{S_l}$$

Supongamos ahora, que se ensayan a flexión piezas con la misma luz  $l$ , y con diferentes cantos  $h_1$  y  $h_2$ . En este caso se comprueba que la resistencia es inferior en el caso del canto mayor, de acuerdo con la siguiente relación:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \left( \frac{h_1}{h_2} \right)^{S_h}$$

La explicación de este hecho se debe a la relación existente entre la luz y el canto de la pieza y a un efecto de volumen, del que depende este resultado. En el dimensionado de las piezas a flexión, a esta relación entre la luz y el canto se le llama esbeltez de la viga, con un orden de magnitud más o menos constante ( $k=l/h$ ), por lo que puede establecerse una relación combinando las dos ecuaciones anteriores y llegando a la expresión:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \left( \frac{h_1}{h_2} \right)^{S_v}$$

De esta relación se deduce, por tanto, que la resistencia está relacionada con la altura de la sección de la pieza y es equivalente al ensayo de piezas con la misma esbeltez, es decir, que aunque este fenómeno depende del volumen de la pieza, en la práctica al existir una relación de esbeltez casi constante, puede referirse al canto de la pieza. El factor  $S_v$  que adopta la normativa para la madera maciza es de 0,20.

Como sabemos, la norma UNE EN 338:2010 establece un sistema de clases resistentes para la madera aserrada, en el que distingue 12 clases para las especies de coníferas y 8 clases para las especies frondosas, proporcionando además una tabla con los valores característicos para cada clase. Las resistencias a flexión y tracción paralela a la fibra indicadas en esta tabla están referidas a un canto de la sección en flexión (o ancho en el caso de tracción, o mayor dimensión de la sección transversal) de 150 milímetros.

Por tanto para secciones en las que el canto o ancho  $h$  es inferior a este valor de referencia, los valores de resistencia característica  $f_{m,k}$  y  $f_{t,0,k}$  pueden aumentarse multiplicando por el factor de altura  $K_h$  definido mediante la expresión:

$$K_h = \left( \frac{150}{h} \right)^{0,2}$$

siendo  $h$  el canto en flexión o mayor dimensión en tracción paralela en mm. El factor  $K_h$  no puede ser superior a 1,3 siendo igual a la unidad para valores de  $h$  mayores o iguales a 150 mm.

De manera análoga, la norma UNE EN 1194 distingue ocho clases resistentes para la madera laminada encolada, cuatro de ellas de composición homogénea y las otras cuatro combinada, cuyos valores característicos vienen dados en una tabla según cada clase.



Esta tabla de clases resistentes se ha confeccionado para una altura de referencia de 600 milímetros, siendo el valor  $h$  a considerar el canto de la sección en flexión y la mayor dimensión de la sección transversal en tracción paralela a la fibra. Por tanto, si el canto o ancho  $h$  es menor que 600 mm, los valores característicos  $f_{m,g,k}$  y  $f_{t,0,g,k}$  pueden multiplicarse por el factor de altura  $K_h$  que se obtiene mediante la expresión:

$$K_h = \left( \frac{600}{h} \right)^{0,1}$$

siendo  $h$  el canto en flexión o mayor dimensión en tracción paralela en mm. El factor  $K_h$  no puede ser superior a 1,1 siendo igual a la unidad para valores de  $h$  mayores o iguales a 600 mm.

En el caso de tracción perpendicular a la fibra, las resistencias varían según el tamaño o volumen de la madera, siendo menor la resistencia cuanto mayor es el volumen de la pieza. Aunque este efecto es común para la madera maciza y la madera laminada, los menores volúmenes en el caso de madera maciza hace que no sea necesaria su consideración en el cálculo. Sin embargo, si tiene relevancia en el caso de la madera laminada ya que podemos alcanzar tamaños mayores y por la existencia de piezas curvas, de canto variable y con cambios de directriz que hace que se originen más esfuerzos de este tipo.

Del mismo modo, los valores característicos proporcionados por la norma UNE EN 1194 para la madera laminada, están referidos a un volumen de referencia  $V_0$  de  $0,01 \text{ m}^3$ . Así pues la normativa establece que cuando el volumen  $V$  de la zona considerada en la comprobación, según se define en cada caso, sea mayor que este valor y esté sometido a esfuerzos de tracción perpendicular a la fibra con tensiones repartidas uniformemente, la resistencia característica a tracción perpendicular  $f_{t,90,g,k}$  se multiplicará por el factor de volumen  $K_{vol}$  definido por la siguiente expresión:

$$K_{vol} = \left( \frac{V_0}{V} \right)^{0,2}$$

En la siguiente tabla del SE-M del CTE se incluyen valores de algunos factores de corrección para casos particulares:

<b>Factor</b>	<b>Aplicación</b>				
<b>De altura</b>	Madera aserrada : canto (mm)	<40	70	100	≥150
	Factor $k_h$ de corrección de $f_{m,k}$ y $f_{t,0,k}$	1,3	1,2	1,1	1,0
	Madera laminada: canto (mm)	<240	300	400	≥600
	Factor $k_h$ corrector de $f_{m,g,k}$ y $f_{t,0,g,k}$	1,10	1,07	1,04	1
<b>De volumen</b>	Madera laminada: volumen de la zona afectada( $m^3$ )	<0,01	0,015	0,02	0,03
	Factor $k_{vol}$ corrector de $f_{t,90,g,k}$	1,00	0,92	0,87	0,8

Tabla 4.1. Factores de corrección de la resistencia.

### Factor de carga compartida

Cuando un conjunto de elementos estructurales a flexión similares, dispuestos a intervalos regulares se encuentre, transversalmente conectado a través de un sistema continuo de distribución de carga, las propiedades resistentes características de los elementos del conjunto pueden aumentarse multiplicándolas por un factor denominado de carga compartida  $K_{sys}$ .

Siempre que el sistema de distribución de carga sea capaz de transferir las cargas de un elemento a otros, que estén en sus proximidades, puede tomarse un valor de  $K_{sys}=1,1$ .

La comprobación de resistencia del sistema de distribución de la carga, debe realizarse suponiendo una duración corta de las acciones y con el coeficiente parcial de seguridad del material  $\gamma_M$ .

Según la normativa el sistema de distribución de cargas deberá estar calculado para resistir las cargas permanentes y variables y cada elemento debe ser continuo sobre al menos dos vanos estando las juntas contrapeadas.

La justificación de este incremento de la resistencia se encuentra en el trabajo conjunto de las piezas gracias a la distribución de cargas transversal que realiza en entrevigado, por lo que las piezas más débiles asumirán una carga menor que las piezas más resistentes, debido a la relación de la resistencia y la rigidez de las piezas de madera.

## 4.2. FACTORES QUE AFECTAN AL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.

### Clase de duración de las acciones

Las acciones que solicitan al elemento considerado deben asignarse a una de las clases de duración de la carga establecidas en la tabla siguiente del documento SEM:

<b>Clase de duración</b>	<b>Duración aprox. Acumulada en valor característico</b>	<b>Acción</b>
Permanente	Más de 10 años	Permanente, peso propio
Larga	De 6 meses a 10 años	Apeos o estructuras provisionales no itinerantes
Media	De una semana a 6 meses	Sobrecarga de uso, nieve >1000 m
Corta	Menos de una semana	Viento, nieve <1000 m
Instantánea	Algunos segundos	Sismo

*Tabla 4.2. Duración de las acciones.*

### Clases de servicio

Como se ha expuesto en apartados anteriores la humedad de la madera influye significativamente en las propiedades mecánicas y por lo tanto hay que tenerla en cuenta en los cálculos efectuando una corrección en las características mecánicas, ya que, como sabemos, el contenido de humedad de una pieza de madera en servicio es diferente a las condiciones en que se realizan los ensayos mecánicos.

La normativa asigna a cada elemento estructural debe una clase de servicio en función de las condiciones ambientales previstas:

La definición de las clases de servicio es la siguiente:

Clase de servicio 1: Se caracteriza por un contenido de humedad en la madera correspondiente a una temperatura de  $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$  y una humedad relativa del aire que sólo exceda el 65% unas pocas semanas al año.

Clase de servicio 2: Se caracteriza por un contenido de humedad en la madera correspondiente a una temperatura de  $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$  y una humedad relativa del aire que sólo exceda el 85 unas pocas semanas al año.

Clase de servicio 3: Condiciones ambientales que conduzcan a un contenido de humedad superior al de la clase de servicio 2.

En la clase de servicio 1 la humedad de equilibrio higroscópico media en la mayoría de las coníferas no excede el 12%. En esta clase se encuentran, en general, las estructuras de madera expuestas a una ambiente exterior.

En la clase de servicio 2 la humedad de equilibrio higroscópico media en la mayoría de las coníferas no excede el 20%. En esta clase se encuentran las estructuras de madera a cubierto, pero abiertas y expuestas al ambiente exterior como es el caso de cobertizos y viseras. Las piscinas cubiertas, debido a su ambiente húmedo, encajan también en esta clase de servicio.

En la clase de servicio 3 la humedad de equilibrio higroscópico media en la mayoría de las coníferas excede el 20%. En esta clase se encuentran, en general, las estructuras de madera expuestas a un ambiente exterior sin cubrir, y por tanto en con el agua o con el suelo, como las pasarelas, los embarcaderos, las pérgolas, etc.

#### **4.3. VALOR DE CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DEL MATERIAL.**

El valor de cálculo es el valor de una propiedad que se utiliza en los cálculos y que se obtiene a partir del valor característico modificado por unos coeficientes en

función de la seguridad y propiedades del material. La normativa define el valor de cálculo,  $X_d$ , de una propiedad del material como:

$$X_d = K_{\text{mod}} \cdot \left( \frac{X_k}{\gamma_M} \right)$$

<b>Situaciones persistentes y transitorias</b>	
Madera maciza	1,30
Madera laminada encolada	1,25
Madera microlaminada, tablero contrachapado y tablero de virutas orientadas	1,20
Tablero de partículas y tableros de fibras (duros, medios, densidad media, blandos)	1,30
Uniones	1,30
Placas clavo	1,25
<b>Situaciones extraordinarias</b>	
	<b>1,00</b>

Tabla 4.3. Coeficientes parciales de seguridad.

$X_k$  es el valor característico de la propiedad del material. Generalmente se adopta el valor que corresponde al 95% de probabilidad de ser superado (5ª percentil), y  $\gamma_M$  es el coeficiente parcial de seguridad para la propiedad del material según la tabla 4.3.

$K_{\text{mod}}$  es el factor de modificación que se obtiene según la clase de duración de la combinación de la carga y según la clase de servicio asignada y que se recoge en la tabla 4.4.

Material	Clase de servicio	Clase de duración de la carga				
		permanente	Larga	Media	Corta	Instantánea
Madera maciza	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Madera laminada encolada	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,7	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Tabla 4.4. Valores de  $k_{mod}$ .

De manera análoga se definirá el valor de la capacidad de carga de cálculo, referida a una unión o a un sistema estructural,  $R_d$ , mediante la expresión:

$$R_d = K_{mod} \cdot \left( \frac{R_k}{\gamma_M} \right)$$

En la tabla anterior queda recogido el efecto de la humedad mediante la clase de servicio y la duración de la carga sobre las propiedades mecánicas de la madera. Así pues, este  $K_{mod}$  es la forma de introducir en el cálculo factores que afectan a las propiedades mecánicas como el ambiente y la duración de la carga tal y como veíamos en puntos anteriores. Si nos fijamos en los valores del  $K_{mod}$  para las clases de servicio 1 y 2, éste adopta el mismo valor. Sin embargo para la clase de servicio 3 (humedad de la madera superior al 20%), la resistencia es sensiblemente menor afectando más cuanto mayor es la duración de la carga.

Por otro lado si una combinación de acciones incluye acciones pertenecientes a diferentes clases de duración, el factor  $K_{mod}$  debe elegirse como el correspondiente a la acción de más corta duración, es decir, el coeficiente  $K_{mod}$  mayor.

Por ejemplo, supongamos el cordón superior de una cercha de cubierta de madera aserrada de clase resistente C27 y una clase de servicio 1 con una hipótesis de

combinación de carga permanente, nieve (media duración) y viento (corta duración).

Las posibles combinaciones de cálculo son:

$$f_{m,d} = K_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} \quad ; \quad f_{m,d} = K_{\text{mod}} \cdot \frac{27}{1,3} = K_{\text{mod}} \cdot 20,77 \text{ N/mm}^2$$

Combinación		$K_{\text{mod}}$	Resistencia de cálculo $f_{m,d}$
1	P	0,6	12,42 N/mm <sup>2</sup>
2	P+N	0,8	16,61 N/mm <sup>2</sup>
3	P+N+V	0,9	18,69 N/mm <sup>2</sup>
4	P+V	0,9	18,69 N/mm <sup>2</sup>

Como se muestra en la tabla, en las combinaciones 2, 3 y 4 se elige el  $K_{\text{mod}}$  de la acción de más corta duración, 0,8 para la nieve (duración más corta en combinación 2), y 0,9 para el viento (duración más corta en combinaciones 3 y 4).

De estos resultados se deduce que las estructuras que soportan una mayor proporción de cargas de menor duración que de cargas permanentes, disponen de una mayor capacidad resistente.

## 5. BASES DE CÁLCULO II: CRITERIOS DE SEGURIDAD

---

### 5.1. ACCIONES Y SU CLASIFICACIÓN.

Las normativas SE-AE y SE del Código Técnico realizan la determinación de las acciones a considerar en el cálculo según distintos criterios de clasificación.

En esta clasificación la norma no incluye acciones debidas a aparatos como elevadores o puentes grúa, o construcciones como silos o depósitos.

El análisis estructural se realiza mediante modelos en los que intervienen las variables básicas, que representan las cantidades físicas que caracterizan las acciones, influencias ambientales, propiedades de materiales y del terreno, datos geométricos, etc.

Según su naturaleza la norma distingue acciones de tipo directas como las cargas permanentes y sobrecargas de uso, y las indirectas como las deformaciones provocadas por asientos, efectos de la temperatura o sismos.

En cuanto a su variación en el espacio pueden ser fijas, como las permanentes o libres, si su posición es variable como las sobrecargas de uso. Por el tipo de respuesta estructural pueden ser estáticas si su magnitud es independiente del tiempo de aplicación y dinámicas si dependen del tiempo y del tipo de construcción.

Según su variación en el tiempo, las acciones a considerar en el cálculo se clasifican en permanentes (G), variables (Q), y accidentales (A).

Las acciones permanentes son aquellas que actúan en todo instante sobre el edificio y con posición constante. Su magnitud puede ser constante, como el peso propio de los elementos constructivos o las acciones y empujes del terreno, o no, como las acciones reológicas o el pretensado, en cualquier caso con variación despreciable o tendiendo hasta un valor límite.

Las acciones variables son aquellas que pueden actuar o no sobre el edificio, como las debidas al uso o a las acciones climáticas, como el viento, nieve o acciones térmicas.



Por último las acciones accidentales son aquellas cuyas probabilidades de ocurrir son pequeñas aunque de gran importancia como un incendio, un sismo o algún impacto o explosión.

#### Valor característico de las acciones

Los valores característicos de las acciones,  $F_k$ , pueden venir dados según qué caso, por un valor medio, mediante criterios estadísticos o por un valor nominal en los casos en que no se conoce la distribución estadística.

Como valor característico de las acciones permanentes,  $G_k$ , se adopta generalmente su valor medio. En los casos en que exista una variabilidad de carácter importante de una acción permanente, o cuando la respuesta estructural sea sensible a la variación se considerarán dos valores característicos, un valor superior correspondiente al fractil del 95% y un valor característico inferior correspondiente al fractil del 5% suponiendo una distribución estadística normal.

Para las acciones variables se toma como valor característico,  $Q_k$ , se toma, o bien un valor superior o inferior con una determinada probabilidad de no ser superado en un período de referencia específico, o por un valor nominal en los casos en que no se conozca una distribución estadística. Las acciones accidentales se representan mediante un valor nominal, que asimila normalmente al valor de cálculo.

#### Valor representativo de las acciones

Cuando se realizan las comprobaciones relativas a los estados límites en estudio, algunas acciones se presentarán siempre, como las permanentes, pero otras pueden darse solas o en combinación, como las acciones variables.

A la hora del cálculo hay que determinar qué situación de combinación de acciones es la más desfavorable, es decir la que produce los efectos más elevados en general como tensiones o deformaciones sobre la estructura en cuestión o sobre parte de ella.

La probabilidad de combinar varias acciones variables tal que se presenten todas a la vez es más baja, dependiendo además de la situación analizada, por lo que deberá considerarse un valor menor que el característico en esos casos.

Este será el valor representativo, o el valor de carga que utilizaremos en cada situación de combinación de acciones que pudieran presentarse.

Para acciones permanentes y accidentales el valor característico coincide con el valor representativo. Las acciones permanentes siempre existen, de modo que la presencia de otras cargas no afectará a su valor, las accidentales tomarán su valor característico y se modificará el valor del resto de las cargas que puedan actuar conjuntamente con ellas.

Según la normativa SE del Código Técnico, las acciones variables tendrán unos valores representativos que se utilizarán según la situación y la combinación a comprobar y que se definen mediante unos coeficientes de simultaneidad  $\psi$ .

Según este documento se definen tres valores representativos: el valor de combinación, el valor frecuente y el valor casi permanente.

El valor de combinación de una acción variable representa la intensidad, en valor extremo, en el caso de que, en un determinado período de referencia, actúe a la vez con otra acción variable que sea estadísticamente independiente. Se representa como el valor característico,  $Q_k$ , multiplicado por un coeficiente  $\psi_0$ .

El valor frecuente se determina de forma que sea superado durante el 1% del período de referencia y se calcula multiplicando el valor característico,  $Q_k$ , por el coeficiente  $\psi_1$ .

Por último, el valor casi permanente de una acción variable se determina de forma que sea superado durante el 50% del período de referencia y se calcula multiplicando el valor característico,  $Q_k$ , por el coeficiente  $\psi_2$ .

La normativa utiliza el siguiente procedimiento para las acciones variables:

Una de las cargas variables se toma como principal, considerándose su valor característico,  $Q_k$ . Esta será la acción variable determinante. En cada cálculo o combinación a definir se tomará una tras otra cada una de las acciones variables

como principal. El resto de acciones variables acompañan a la principal y se considera un valor menor que el característico.

### Valor de cálculo de las acciones

El valor de cálculo es el valor que utilizaremos en las verificaciones de los estados límites para determinar los efectos de las acciones, así como la respuesta estructural, que se obtienen a partir de sus valores característicos o representativos afectados de los coeficientes parciales y que tradicionalmente se han denominado cargas mayoradas.

Para verificar la capacidad portante, en estado límite último, se define el valor de cálculo de una acción,  $F_d$ , al valor obtenido como producto del valor representativo por un coeficiente parcial de seguridad,  $\gamma_f$ :

$$F_d = \gamma_f \cdot \psi_i \cdot F_k$$

En las comprobaciones de los Estados Límite de Servicio, el valor de cálculo coincide con el valor representativo, es decir  $\gamma_f=1$  en todos los casos.

Los coeficientes parciales de seguridad vienen dados en la siguiente tabla del documento SE:

Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
	Desfavorable	Favorable
<b>Permanente</b>		
<b>Peso propio, peso terreno</b>	1,35	0,80
<b>Empuje terreno</b>	1,35	0,70
<b>Presión agua</b>	1,20	0,90
<b>Variable</b>	1,50	0

Tabla 5.1. Coeficientes de seguridad  $\gamma_M$

Los coeficientes de seguridad dependen de si la acción es desfavorable o favorable. Una acción desfavorable es cualquier tipo de acción cuyos efectos se suman a otra considerada como principal, incrementándose por tanto, el esfuerzo, deformación o reacción del punto de la estructura que se está comprobando. Así pues, cuando la acción permanente como el peso propio, sea desfavorable respecto a la acción variable que se toma como principal, su coeficiente de seguridad será  $\gamma_G=1,35$ . Un ejemplo sería la acción en una cubierta del peso propio, que sería desfavorable respecto a la acción variable de la nieve.

Por otro lado, una acción favorable es la acción cuyos efectos se restan a otra principal, disminuyendo sus efectos (esfuerzos, reacciones o deformaciones). Por ejemplo, cuando la acción permanente sea desfavorable su coeficiente será  $\gamma_G=0,8$ , como en el caso de la comprobación de la inversión de esfuerzos de una estructura triangulada de cubierta, siendo el peso propio la acción favorable y el viento la acción principal y desfavorable. En el caso de haber nieve, al ser una acción favorable, nunca se tendrá en cuenta,  $\gamma_Q=0$ .

### Combinación de acciones

En la comprobación de la capacidad portante para los Estado Límite Últimos la normativa SE determina el valor de cálculo de las acciones mediante la expresión genérica:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Por tanto, se considerarán todas las acciones permanentes en valor de cálculo ( $\gamma_G \cdot G_k$ ), una acción variable cualquiera ( $\gamma_Q \cdot Q_k$ ) adoptándose como principal una tras otra y el resto de acciones variables en valor de cálculo de combinación ( $\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$ ).

En la hoja de cálculo adjunta a este trabajo se dan las posibles combinaciones de hipótesis de cargas con sus correspondientes coeficientes de simultaneidad para la obtención de los valores de cálculo, así como también se dan los valores de

resistencia de secciones según las clases resistentes, comprobándose las condiciones de resistencia en los estados límite últimos según las disposiciones de la normativa SE-M.

<b>Coeficientes Simultaneidad <math>\psi</math></b>			
	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Sobrecarga superficial uso</b>			
<b>Zonas residenciales</b>	0,7	0,5	0,3
<b>Zonas administrativas</b>	0,7	0,5	0,3
<b>Zonas destinadas público</b>	0,7	0,7	0,6
<b>Zonas comerciales</b>	0,7	0,7	0,6
<b>Zonas tráfico y aparcamiento vehículos</b>	0,7	0,7	0,6
<b>Cubiertas transitables (1)</b>			
<b>Cubiertas accesibles mantenimiento</b>	0	0	0
<b>Nieve</b>			
<b>Altitudes &gt; 1000 m</b>	0,7	0,5	0,2
<b>Altitudes ≤ 1000 m</b>	0,5	0,2	0
<b>Viento</b>	0,6	0,5	0
<b>Temperatura</b>	0,6	0,5	0
<b>Acciones variables del terreno</b>	0,7	0,7	0,7

(1) Para las cubiertas transitables se adoptarán valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Tabla 5.2. Coeficientes de simultaneidad ( $\psi$ )

En el caso de darse una situación extraordinaria, la acción más importante es la accidental  $A_d$ , junto con la que actúan una carga variable de valor frecuente,  $\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$ , y el resto de acciones variables en situación casi permanente  $\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$ , que como se ve en la tabla son valores más bajos, al considerar la probabilidad de presentarse todas las acciones a la vez.

En este caso la expresión anterior quedaría:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

En este supuesto, si la acción es favorable, todos los coeficientes de seguridad  $\gamma$  son igual a cero y en situaciones desfavorables serán todos igual a la unidad.

En los casos en que la acción accidental sea sísmica, todas las variables se tendrán en cuenta como valores casi permanentes, y los coeficientes de seguridad, según lo anterior, valdrán la unidad, por lo que la expresión sería la siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Para los Estados Límites de Servicio la normativa establece unos criterios para cada situación de dimensionado. Para las verificaciones los coeficientes parciales valen la unidad en todos los casos.

Los efectos debidos a las acciones de corta duración que puedan resultar irreversibles como las deformaciones que pueden producir daños en elementos constructivos no estructurales, se determinarán mediante la combinación característica que se define mediante la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

En la combinación característica se considera la acción simultánea de todas las acciones permanentes con su valor característico  $G_k$ , una acción variable cualquiera en su valor característico  $Q_k$  tomada como principal y considerando una a una cada acción variable en cada combinación, y el resto de acciones variables en valor de combinación  $\psi_0 \cdot Q_k$ .

La combinación frecuente se utiliza en las situaciones en las que se dan efectos de corta duración que puedan resultar reversibles. La reversibilidad se refiere a las consecuencias que excedan los límites especificados como admisibles cuando hayan desaparecido las acciones que las produjeron. La expresión es la siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Se consideran todas las acciones permanentes en su valor característico  $G_k$ , una acción variable cualquiera como principal en valor frecuente  $\psi_1 Q_k$  adoptándose como tal una tras otra, y el resto de variables en valor casi permanente  $\psi_2 Q_k$ .

Los efectos debido a las acciones de larga duración, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado casi permanente a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

La consideración de cargas de larga duración es de interés cuando se consideren efectos de la acción diferidos en el tiempo, como la fluencia en la madera, interviniendo en el cálculo las cargas permanentes  $G_k$  y las cargas variables en su valor casi permanente  $\psi_2 Q_k$ .

De las expresiones anteriores se deduce que, como se vio en puntos anteriores, la resistencia disminuye con la duración de las cargas, siendo posible que una actuación de menos cargas pero de mayor duración provoque una situación peor que la actuación de cargas de menor duración.

## 6. COMPROBACIÓN DE SECCIONES

---

Una vez establecidas las bases de cálculo en puntos anteriores en este capítulo se desarrollan las expresiones que permiten el dimensionado y comprobación de estructuras, perfiles y secciones de madera. En lo que sigue se aplicarán las comprobaciones a piezas de madera aserrada o de madera laminada encolada. En este capítulo nos referiremos a la comprobación resistente de secciones según el Documento Básico SE-M Estructuras de Madera de aplicación al dimensionado de barras. Otras comprobaciones referentes al dimensionado de las uniones se tratarán en capítulos posteriores, ya que este tipo de comprobación es muy importante por su singularidad en el caso de la madera y cuyo análisis es una parte fundamental en este trabajo.

Debido a la diversidad de los valores de las propiedades, antes es necesario establecer una terminología o notación que utilizaremos en cada una de las comprobaciones.

Para las solicitaciones o fuerzas de sección se utilizará la siguiente notación:

N, V y M para los valores característicos del axil, cortante y momento flector

$N_d$ ,  $V_d$  y  $M_d$  para los valores de cálculo

Para las propiedades mecánicas de la madera y tensiones originadas por las solicitaciones se empleará la notación tipo siguiente:

$$X_{u,v,w}$$

Siendo:

$X$  la propiedad mecánica o tensión aplicada:

f; resistencia

E, G; módulos de elasticidad longitudinal y transversal



$\sigma$ ; tensión normal

T; tensión tangencial

$u$  la clase de sollicitación:

$t$ ; tracción

$c$ ; compresión

$m$ ; flexión

$v$ ; cortante

$v$  el ángulo e la tensión respecto a la fibra:

0; paralela

90; perpendicular

$\alpha$ ; oblicua

$w$  afecta al nivel de la propiedad mecánica que se considera:

$k$ ; valor característico

$d$ ; valor de cálculo

Por lo tanto según este criterio se definen las notaciones siguientes:

a) Valores de cálculo:

$\sigma_{m,d}$ ; valor de cálculo de la tensión en flexión

$\sigma_{c,0,d}$ ; valor de cálculo de la tensión de compresión paralela

$\sigma_{c,90,d}$ ; valor de cálculo de la tensión de compresión perpendicular

$\sigma_{t,0,d}$ ; valor de cálculo de la tensión de tracción paralela

$\sigma_{t,90,d}$ ; valor de cálculo de la tensión de tracción perpendicular

$V_d$ ; valor de cálculo de la tensión de cortante

b) Resistencias características:

$f_{m,k}$ ; resistencia característica a flexión

$f_{c,0,k}$ ; resistencia característica a compresión paralela

$f_{c,90,k}$ ; resistencia característica a compresión perpendicular

$f_{t,0,k}$ ; resistencia característica a tracción paralela

$f_{t,90,k}$ ; resistencia característica a tracción perpendicular

$f_{v,k}$ ; resistencia característica a cortante

Los valores característicos de las propiedades del material son los que figuran en las tablas que hemos visto anteriormente, según la norma UNE EN 338 para madera aserrada y la norma UNE EN 1194 para la madera laminada encolada.

En el caso de tracción paralela y flexión los valores característicos pueden quedar afectados del factor de altura como se ha visto en puntos anteriores.

c) Resistencias de cálculo:

$f_{m,d}$ ; resistencia de cálculo a flexión

$f_{c,0,d}$ ; resistencia de cálculo a compresión paralela

$f_{c,90,d}$ ; resistencia de cálculo a compresión perpendicular

$f_{t,0,d}$ ; resistencia de cálculo a tracción paralela

$f_{t,90,d}$ ; resistencia de cálculo a tracción perpendicular

$f_{v,d}$ ; resistencia de cálculo a cortante

Las resistencias de cálculo pueden incrementarse en un 10% cuando se trate de sistemas estructurales de carga compartida mediante el coeficiente  $K_{sys}$ .

d) Módulo de elasticidad:

$E_{0,med}$ ; valor medio del módulo de elasticidad paralelo a la fibra.

$E_{0,k}$ ; valor característico del módulo de elasticidad paralelo a la fibra.

$E_{90,med}$ ; valor medio del módulo de elasticidad perpendicular a la fibra

$G_{med}$ ; valor medio del módulo de elasticidad transversal o de cortante

Para la comprensión de los resultados en el análisis es necesario establecer una condición o relación que debe existir entre las tensiones de cálculo y las resistencias de cálculo para el mismo tipo de sollicitación.

En las comprobaciones de la normativa española hasta la aparición del Código Técnico, en materiales como el acero u hormigón era habitual comparar las tensiones o esfuerzos provocados por las acciones mayoradas de trabajo, con las tensiones o esfuerzos últimos. Como regla de aceptación de que no se alcanza un estado límite se comprobaba que el efecto de las cargas mayoradas no superase el de las resistencias minoradas.

En el Eurocódigo 5 para el caso de la madera y ahora en el Código Técnico en el documento SE-M se expresa esa misma condición pero con carácter adimensional, es decir se establece la relación entre el efecto mayorado de las cargas  $\sigma_{u,v,d}$ , y el de las resistencias minorado  $f_{u,v,d}$  de forma que sea menor o igual que la unidad, de manera que se obtiene el tanto por uno del grado de sollicitación soportado por la estructura o elemento estructural respecto al que sería capaz de soportar.

## **6.1. AGOTAMIENTO DE SECCIONES SOMETIDAS A TENSIONES SEGÚN DIRECCIONES PRINCIPALES. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.**

La normativa establece que para el caso de piezas de madera de sección constante, el paso de solicitaciones de cálculo a tensiones de cálculo se podrá hacer según las fórmulas clásicas de resistencia de materiales salvo en las zonas en las que exista un cambio brusco de sección o, en general, un cambio brusco del estado tensional.

En lo que se refiere a características de las barras, la norma define la sección neta o eficaz como la deducida de las dimensiones nominales menos las reducciones previstas. Si la pieza sometida a tracción uniforme es de sección constante, las secciones más críticas estarán, generalmente en las uniones, donde puedan existir agujeros, muescas o rebajes que disminuyen el área total, o bien en los empalmes de las barras.

No obstante, la norma no considera reducciones del área de la sección transversal, las originadas por clavos con diámetros igual o inferior a 6 mm, introducidos sin pretaladro, ni los agujeros simétricamente dispuestos para pernos, pasadores, tirafondos y clavos en piezas comprimidas axialmente.

Del mismo modo, en las zonas comprimidas de piezas a flexión no se consideran como reducción del área, los agujeros siempre que estén rellenos con un material más rígido que la madera.

No es necesario que los elementos de unión se encuentren en una única sección transversal a la hora de calcular el área neta. Si los agujeros se encuentran a una distancia, medida en la dirección paralela a la fibra, menor o igual que la mitad de la separación mínima entre herrajes, se descontarán del área neta.

A continuación consideramos en la comprobación de resistencias, piezas de madera de directriz recta y sección rectangular.

### **6.1.1. Tracción uniforme paralela a la fibra.**

En la comprobación a tracción paralela debe cumplirse la siguiente condición:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad \text{ó} \quad I_{t,0} = \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \leq 1$$

Siendo  $\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A_n}$  la tensión de cálculo provocada por el esfuerzo axial  $N_d$ , suponiendo que las tensiones se reparten uniformemente en la superficie neta de la sección transversal de la pieza,  $A_n$ , y  $f_{t,0,d}$  la resistencia de cálculo en tracción paralela.

Como ejemplo de pieza sometida a un esfuerzo axial consideramos el pendolón de una cercha, con una sección de dimensiones 145x145 mm que en su encuentro con las tornapuntas queda rebajada a unas dimensiones de 80x145 mm.

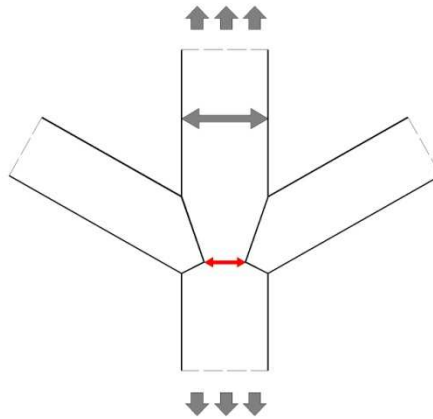


Figura 6.1. Reducción de la sección del pendolón en su encuentro con las tornapuntas.

Las condiciones ambientales quedan definidas por la clase de servicio 1 y la madera utilizada es de clase resistente C18. La hipótesis más desfavorable que proporciona la hoja de cálculo es la ocasionada por la combinación de peso propio, sobrecarga de uso, nieve (altitud > 1000 m) y viento resultando un esfuerzo axial de cálculo  $N_d$  de 19 275 N (hipótesis 10).

La acción de más corta duración es el viento por lo tanto marcará el factor de modificación  $K_{mod}$  que para una clase de servicio 1 y una clase de duración corta es de 0,9.

	Cargas perm., peso propio	Sobrecarga uso	Nieve >1000 m	Nieve <1000 m	Viento presión	Viento succión	Sismo	Axil $N_{t,d}$ (N)
1	1,35							15525
2	1,35	1,5						17775
3	1,35		1,5					17025
4	1,35			1,5				15525
5	1,35				1,5			16275
6	0,8					1,5		9200
7	1,35	1,5	1,5*0,7					18825
8	1,35	1,5		1,5*0,5				17775
9	1,35	1,5			1,5*0,6			18225
10	1,35	1,5	1,5*0,7		1,5*0,6			19275
11	1,35	1,5		1,5*0,5	1,5*0,6			18225
12	1,35	1,5*0,7	1,5					18600
13	1,35	1,5*0,7		1,5				17100

Figura 6.2. Hipótesis de carga más desfavorable y axial de cálculo  $N_d$ .

La resistencia de cálculo viene dada por la expresión:

$$f_{t,0,d} = K_{mod} \cdot K_h \cdot \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M}$$

La sección resultante después del rebaje es 80 x145 mm, por lo tanto se considera el factor de altura de mayoración  $K_h$ . La resistencia característica es  $f_{t,0,k} = 11 \text{ N/mm}^2$  y el coeficiente parcial de seguridad para la madera maciza es  $\gamma_M = 1,3$ , por lo que la hoja de cálculo proporciona los resultados siguientes:

TIPO MATERIAL		FACTORES DE CORRECCIÓN DE LA RESISTENCIA			
MADERA ASERRADA		Factor de altura $k_h$	Tracción	Flexión ( $M_y$ )	Flexión ( $M_z$ )
Clase resistente	C18		1,034482759	1,034482759	1,875
Clase de servicio	1		<b>1,006803349</b>	<b>1,006803349</b>	<b>1,133966578</b>
Coficiente parcial seguridad $\gamma_M$	1,3		4,137931034	4,137931034	7,5
			<b>1,1</b>	<b>1,1</b>	<b>1,1</b>

	$R_k$	ASERRADA					
		Perm.	Larga	Media	Corta	Instan.	
$K_{mod}$		0,6	0,7	0,8	0,9	1,1	
<b>Resistencia característica <math>\text{N/mm}^2</math></b>							
Flexión	$f_{m,d}$	18	8,3077	9,6923	11,077	12,462	15,231
Tracción paralela	$f_{t,0,d}$	11	5,0769	5,9231	6,7692	<b>7,6154</b>	9,3077
Tracción perpendicular	$f_{t,90,d}$	0,4	0,1846	0,2154	0,2462	0,2769	0,3385
Compresión paralela	$f_{c,0,d}$	18	8,3077	9,6923	11,077	12,462	15,231
Compresión perpendicular	$f_{c,90,d}$	2,2	1,0154	1,1846	1,3538	1,5231	1,8615
Cortante	$f_{v,d}$	3,4	1,5692	1,8308	2,0923	2,3538	2,8769

Figura 6.3. Valores de factor de altura  $K_h$  y resistencia de cálculo  $f_{t,0,d}$  ( $\text{N/mm}^2$ )

La tensión de cálculo provocada por el esfuerzo axil es:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{19275}{(80 \cdot 145)} = 1,66 \text{ N/mm}^2$$

Realizando la comprobación vemos que la sección cumple para el esfuerzo axil considerado (figura 6.4):

Hipótesis de carga	Axil $N_{t,d}$ (N)	Tracción $l_{t,0}$	Comprobación
		$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d}$	
8	17775	0,19985505	CUMPLE
9	18225	0,204914671	CUMPLE
10	<b>19275</b>	<b>0,216720455</b>	<b>CUMPLE</b>
11	18225	0,204914671	CUMPLE

Figura 6.4. Resultado de la comprobación a tracción paralela del pendolón.

### 6.1.2. Compresión uniforme paralela a la fibra.

En la comprobación a compresión paralela debe cumplirse la siguiente condición:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad \text{ó} \quad I_{c,0} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \leq 1$$

Siendo  $\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_n}$  la tensión de cálculo provocada por el esfuerzo axil  $N_d$ ,

suponiendo que las tensiones, como en tracción, se reparten uniformemente en la superficie neta de la sección transversal de la pieza,  $A_n$ , y  $f_{c,0,d}$  la resistencia de cálculo en compresión paralela.

En piezas comprimidas esbeltas existe además la posibilidad de inestabilidad o pandeo, que no se tiene en cuenta en esta comprobación y que se verá más adelante, por lo que se aplica sólo a piezas más cortas o poco esbeltas, o a situaciones muy localizadas derivadas de uniones y encuentro de piezas.

### 6.1.3. Flexión simple.

Debe cumplirse la siguiente condición:

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} \quad \text{ó} \quad I_m = \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

siendo  $\sigma_{m,d}$  la tensión de cálculo a flexión y  $f_{m,d}$  la resistencia de cálculo a flexión. Aunque la anisotropía de la madera hace que exista un desplazamiento del eje neutro y una distribución no lineal de las tensiones debida a los defectos de la misma, las expresiones de la resistencia de materiales para secciones homogéneas e isótropas son suficientemente aproximadas, por lo que se utilizan para el análisis de las tensiones que provoca un momento flector.

Generalmente en las estructuras se utilizan secciones rectangulares o simétricas en doble T, por lo que se necesita la obtención del módulo resistente. En otras ocasiones no tan frecuentes en las que se utilizan secciones asimétricas (como T simple), es necesario obtener la inercia y la distancia del centro de gravedad al borde más alejado de la sección. Así pues, para una sección cualquiera solicitada por un momento flector la tensión originada será:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{I_y} \cdot z_{\max}$$

Para las secciones rectangulares la tensión es:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_y}$$

Siendo el módulo resistente  $W_y = b \cdot h^2 / 6$ .

Esta comprobación es de resistencia y no tiene en cuenta la inestabilidad por pandeo lateral debida a la flexión o vuelco lateral. Con las vigas de madera laminada se alcanzan cantos elevados en relación con el ancho, por lo que el pandeo lateral,



que se verá en puntos posteriores (ver apartado.6.3.2), puede ser determinante en el dimensionado de este tipo de piezas.

#### 6.1.4. Flexión esviada.

En la flexión esviada la sección está sometida a momentos flectores en ambos planos principales de manera que la dirección de la fibra neutra no coincide con ningún plano principal de inercia.

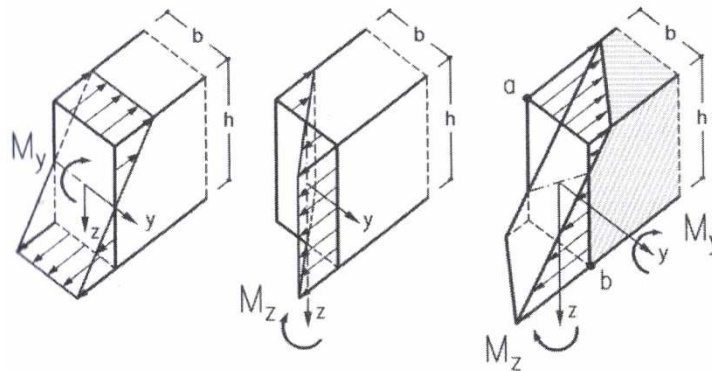


Figura 6.5. Esfuerzos en flexión esviada (fuente: Argüelles, 2000)

En la comprobación debe cumplirse las siguientes condiciones:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \text{y} \quad k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

siendo:

$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y}$  la tensión de cálculo a flexión respecto al eje principal "y" y el módulo resistente  $W_y = b \cdot h^2 / 6$ .

$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_z}$  la tensión de cálculo a flexión respecto al eje principal "z" y el módulo resistente  $W_z = h \cdot b^2 / 6$ .

$f_{m,y,d}$  resistencia de cálculo a flexión respecto al eje principal "y".

$f_{m,z,d}$  resistencia de cálculo a flexión respecto al eje principal "z".

$K_m$  es un factor que tiene en cuenta el efecto de la redistribución de tensiones y la falta de homogeneidad del material en la sección transversal adoptando dos valores: 0,7 para secciones rectangulares de madera maciza, madera laminada encolada y microlaminada; y 1,0 para otras secciones y otros productos derivados de la madera.

En la figura 6.5 se representa el estado tensional que provoca la flexión vertical originando un momento flector  $M_y$  y la flexión lateral un momento  $M_z$ . El resultado es la superposición de ambas distribuciones tensionales, obteniéndose los valores máximos de tensión en dos vértices, el  $a$ , comprimido y el  $b$  traccionado.

En las secciones rectangulares el coeficiente  $K_m$  permite en cierta medida reducir el efecto de la flexión, esto es, conlleva una reducción del 30% en uno de los miembros de la ecuación, para cada una de ellas. Esto es debido al hecho de que esta tensión máxima se sitúa en flexión esviada en dos de los vértices opuestos de la sección, mientras que en la flexión simple la tensión máxima se distribuye a lo largo de los lados.

Este hecho hace que la probabilidad de que coincida una singularidad o defecto, como un nudo, es más improbable en una esquina que en todo un lado. De esta forma el coeficiente  $K_m$  afecta en cierta medida a la resistencia a flexión, que es mayor en una pieza con defectos en flexión esviada que en flexión simple.

El hecho de definir dos resistencias a flexión  $f_{m,y,d}$  y  $f_{m,z,d}$  se debe a la aplicación del factor de altura  $K_h$ , que es distinto según la dirección del eje considerada. De no aplicarse este factor y del lado de la seguridad, ambos valores serían iguales a  $f_{m,d}$ .

Las ecuaciones anteriores de comprobación pueden representarse también mediante los índices de tensiones de la forma siguiente:

$$I_{m,y} + k_m \cdot I_{m,z} \leq 1 \quad \text{y} \quad k_m \cdot I_{m,y} + I_{m,z} \leq 1$$

No se puede comparar el valor de tensión  $\sigma$ , con un único valor de resistencia a flexión ya que es distinta en cada dirección, por el mencionado factor de altura. Por ello la expresión anterior mediante los índices es muy útil, de forma que sumados parcialmente la proporción (en tanto por uno) de las resistencias relativas en cada plano, debe tener como resultado final un valor menor o igual a uno.

Por tanto aplicar el coeficiente de reducción  $K_m$  para secciones rectangulares en ambos índices no resulta suficientemente seguro, por lo que se formula un sistema de dos ecuaciones aplicando el factor en cada índice alternativamente.

Al igual que en flexión simple existe la posibilidad de inestabilidad provocada por el vuelco lateral.

Un ejemplo de elemento sometido a este estado tensional son las correas de cubierta. A continuación comprobamos a flexión esviada una correa de madera laminada de 6 metros de luz de una cubierta simplemente apoyada, de clase resistente GL24h ( $f_{m,k}=24 \text{ N/mm}^2$ ). Las dimensiones de la sección de las correas son 115x266 mm y están separadas 1,5 metros. La clase de servicio es la 1, y la correa se encuentra arriostrada por lo que no tenemos en cuenta el vuelco lateral.

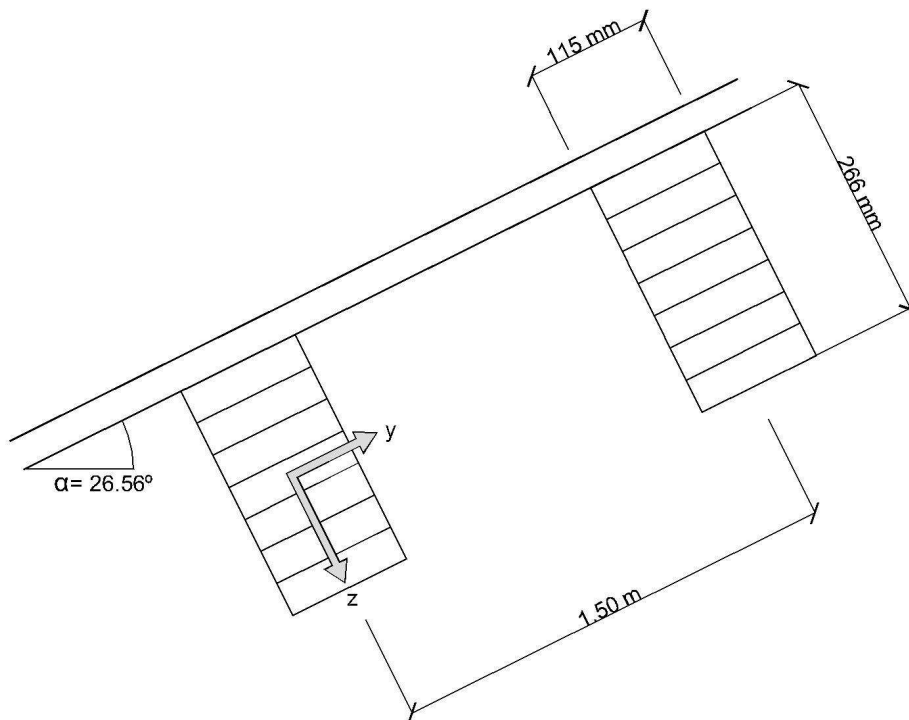


Figura 6.6. Esquema de las correas de cubierta.

Las cargas son las siguientes:

- |  |                       |
|--|-----------------------|
| 1) Carga permanente G (peso propio mas panel sándwich) | 240 N/m <sup>2</sup>  |
| 2) Sobrecarga de nieve N (duración corta)              | 630 N/m <sup>2</sup>  |
| 3) Viento de presión V <sub>p</sub> (duración corta)   | 220 N/m <sup>2</sup>  |
| 4) Viento de succión V <sub>s</sub> (duración corta)   | -110 N/m <sup>2</sup> |

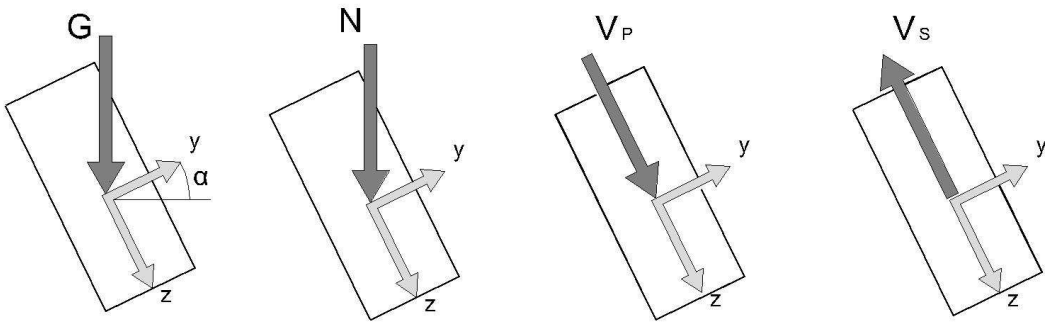


Figura 6.7. Estado de las cargas por separado sobre la correa.

Calculamos los momentos flectores máximos característicos  $M_k$ , considerada la correa simplemente apoyada y sometida a una carga uniforme mediante la expresión conocida:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

1) Carga permanente G:

$$M_{y,k} = \frac{240 \cdot \cos \alpha \cdot 1,5 \cdot 6^2}{8} = 1449 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,k} = \frac{240 \cdot \text{sen} \alpha \cdot 1,5 \cdot 6^2}{8} = 724,4 \text{ N} \cdot \text{m}$$

2) Nieve N:

$$M_{y,k} = \frac{630 \cdot \cos \alpha \cdot 1,5 \cdot 6^2}{8} = 3803,7 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,k} = \frac{630 \cdot \text{sen} \alpha \cdot 1,5 \cdot 6^2}{8} = 1901,4 N \cdot m$$

3) Viento de presión  $V_p$ :

$$M_{y,k} = \frac{220 \cdot 1,5 \cdot 6^2}{8} = 1485 N \cdot m$$

$$M_{z,k} = 0 N \cdot m$$

4) Viento de succión  $V_s$ :

$$M_{y,k} = \frac{-110 \cdot 1,5 \cdot 6^2}{8} = -742,5 N \cdot m$$

$$M_{z,k} = 0 N \cdot m$$

Una vez obtenidos los valores característicos en ambas direcciones principales, la hoja de cálculo plantea todas las combinaciones de hipótesis posibles y proporciona el valor más desfavorable siendo el que corresponde a la hipótesis número 16:

	Cargas perm., peso propio	Sobrecarga uso	Nieve>1000	Nieve<1000	Viento presión	Viento succión
15	1,35	1,5*0,7	1,5			1,5*0,6
<b>16</b>	<b>1,35</b>	<b>1,5*0,7</b>		<b>1,5</b>	<b>1,5*0,6</b>	
17	1,35	1,5*0,7		1,5		1,5*0,6

$M_{y,d}(N \cdot m)$	$M_{z,d}(N \cdot m)$
1956,15	978
<b>8998,2</b>	<b>3830</b>
7661,7	3830

Figura 6.8. Hipótesis más desfavorable y valores de cálculo de  $M_{y,d}$  y  $M_{z,d}$ .

Las propiedades mecánicas de la sección dadas por sus módulos resistentes, los factores de altura en cada dirección, y los valores de cálculo de las resistencias vienen dadas en la figura siguiente:

<b>MADERA LAMINADA ENCOLADA</b>		
Clase resistente	GL24h	
Clase de servicio	2	
Coefficiente parcial seguridad $\gamma_M$	1,25	
<b>GEOMETRÍA SECCIÓN</b>		
Ancho <b>b</b> (mm)	115	
Alto <b>h</b> (mm)	266	
Área <b>A</b> (mm <sup>2</sup> )	30590	
Módulo resistente $W_y=bh^2/6$ (mm <sup>3</sup> )	1356157	
Módulo resistente $W_z=hb^2/6$ (mm <sup>3</sup> )	586308	

<b>FACTORES DE CORRECCIÓN DE LA RESISTENCIA</b>			
Factor de altura $k_h$	Tracción	Flexión ( $M_y$ )	Flexión ( $M_z$ )
<b>MADERA ASERRADA</b>	1	1	1,304347826
	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1,054577943</b>
<b>MADERA LAMINADA</b>	2,255639098	2,255639098	5,217391304
	<b>1,084743263</b>	<b>1,084743263</b>	<b>1,1</b>

Figura 6.9. Valores de módulo resistente y factor de altura.

Las resistencias de cálculo  $f_{m,y,d}$  t  $f_{m,z,d}$  son:

$$f_{m,y,d} = K_{mod} \cdot \frac{k_h \cdot f_{m,y,k}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{1,084 \cdot 24}{1,25} = 18,74 N / mm^2$$

$$f_{m,z,d} = K_{mod} \cdot \frac{k_h \cdot f_{m,z,k}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{24 \cdot 1,1}{1,25} = 19,01 N / mm^2$$

El factor  $K_{mod}$  es el de la acción de más corta duración y  $\gamma_m$  para madera laminada es 1,25.

Las tensiones de cálculo respecto de los ejes principales “y” y “z”:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{8998,2 \cdot 10^3}{1,35 \cdot 10^6} = 6,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_z} = \frac{3830,04 \cdot 10^3}{5,86 \cdot 10^5} = 6,54 \text{ N/mm}^2$$

Por último comprobamos las resistencias a partir de los momentos, tomando para secciones rectangulares  $K_m=0,7$ .

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \frac{6,67}{18,74} + 0,7 \cdot \frac{6,54}{19,01} = 0,596 \leq 1$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad 0,7 \cdot \frac{6,67}{18,74} + \frac{6,54}{19,01} = 0,593 \leq 1$$

El resultado de ambas ecuaciones es menor que 1 por lo tanto se cumplen las condiciones para ese estado de cargas. La hoja de cálculo comprueba la resistencia a flexotracción de la sección, de modo que si cumple para flexotracción, cumple para flexión esviada, ya que es la misma expresión solo que el término correspondiente al índice de tracción paralela valen 0, (ver apartado de flexotracción 6.2.2).

#### 6.1.5. Tracción uniforme perpendicular a la fibra.

En piezas de madera aserrada no es frecuente esta clase de esfuerzo. Generalmente suele presentarse en zonas muy puntuales asociadas a algún detalle constructivo como las uniones, siempre que existan componentes del esfuerzo en sentido normal a la fibra, contribuyendo a la aparición de una grieta o una separación entre haces de fibras.

El SE-M establece que una vez determinados los valores de cálculo debe cumplirse la condición siguiente para madera maciza:

$$\sigma_{t,90,d} \leq f_{t,90,d} \quad \text{ó} \quad I_{t,90} = \frac{\sigma_{t,90,d}}{f_{t,90,d}} \leq 1$$

siendo  $\sigma_{t,90,d}$  el valor de la tensión de cálculo a tracción perpendicular a la fibra, y  $f_{t,90,d}$  el valor de resistencia de cálculo a tracción perpendicular a la fibra. La resistencia a este tipo de sollicitación es muy pequeña, como sabemos, por la propia morfología de la madera, por lo que la norma general es evitar que se presente.

En madera laminada este esfuerzo se presenta por causa de la configuración de piezas curvas y piezas con cambio de directriz como vigas a dos aguas con intradós recto o curvo. En estos casos aparecen componentes de tracción en dirección perpendicular a la fibra que resultan peligrosas.

La normativa SE-M determina que debe cumplirse la siguiente condición para la madera laminada:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{vol} \cdot f_{t,90,d} \quad \text{ó} \quad I_{t,90} = \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{vol} \cdot f_{t,90,d}} \leq 1$$

siendo  $\sigma_{t,90,d}$  el valor de la tensión de cálculo a tracción perpendicular a la fibra, y  $f_{t,90,d}$  el valor de resistencia de cálculo a tracción perpendicular a la fibra. El coeficiente  $k_{vol}$  tiene su origen en el efecto del tamaño de la pieza en la resistencia. Como se vio en puntos anteriores cuanto mayor es el volumen de una pieza sometida a tracción, tanto menor es su resistencia. Este hecho no tiene relevancia en madera maciza, pero sí en madera laminada ya que es posible alcanzar mayores cantos y se tiene en cuenta en el cálculo mediante el coeficiente  $k_{vol}$ :

$$k_{vol} = \left( \frac{V_0}{V} \right)^{0,2} \quad \text{con un volumen de referencia } V_0=0,01\text{m}^3$$

En piezas de canto variable o curvas de madera laminada se aplica el factor  $k_{dis}$  que tiene en cuenta que si la distribución de tensiones de tracción perpendicular ocurre en una zona más localizada, la probabilidad de fallo será menor. Este factor



aumenta la resistencia  $f_{t,90,d}$  en función de la distribución de las tensiones de tracción en las zonas de vértice. Su valor es de 1,4 para vigas curvas y vigas a dos aguas y 1,7 para vigas a dos aguas con intradós curvo y se aplica debiéndose cumplir la condición:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d}$$

En piezas curvas de madera laminada solicitadas a flexión es inevitable la presencia de tensiones radiales que son de tracción perpendicular cuando el momento flector alarga las láminas interiores y acorta las exteriores. Las tensiones radiales se distribuyen a lo largo de la sección y alcanzan sus valores máximos de tensión de tracción y de compresión perpendicular en la zona central, es decir en la zona del vértice para una viga curva. En estos casos, en una sección rectangular el valor máximo de tensión de tracción perpendicular a la fibra se deduce de la siguiente expresión:

$$\sigma_{t,90,max} = 1,5 \cdot \frac{M}{b \cdot h \cdot r}$$

donde  $r$  es el radio medio de curvatura de la pieza,  $b$  y  $h$  las dimensiones de su sección y  $M$  el momento flector.

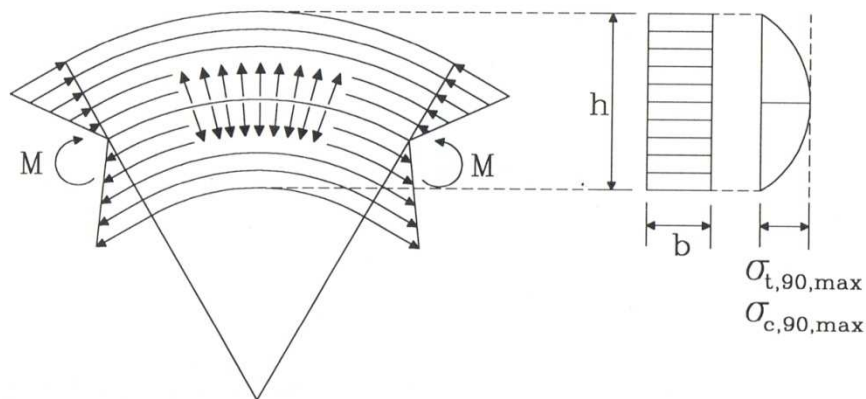


Figura 6.10. Tensiones de tracción perpendicular en piezas curvas de madera laminada (fuente: Argüelles, 2000)

Mediante la expresión del módulo resistente de la sección se puede expresar la fórmula anterior en función de la tensión de flexión  $\sigma_m$ :

$$\sigma_{t,90,\max} = 1,5 \frac{M}{\frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \frac{6}{h} \cdot r} = 1,5 \cdot \frac{M}{W \cdot \frac{6}{h} \cdot r} = 1,5 \cdot \sigma_m \cdot \frac{h}{6 \cdot r} = \frac{\sigma_m}{4} \cdot h$$

Por tanto según esta expresión, la tensión perpendicular es menor cuanto mayor es el radio de curvatura de la pieza, y mayor cuanto mayor es el canto de su sección.

### 6.1.6. Compresión uniforme perpendicular a la fibra.

Este tipo de esfuerzo puede producirse en el apoyo de vigas, en durmientes, uniones, o situaciones similares en las que existe un área que se encuentra aplastada por las tensiones de compresión transmitidas por otra viga o por un apoyo. En dirección perpendicular a la fibra la resistencia es muy inferior respecto a la dirección paralela, concentrándose en estos casos las cargas generalmente en pequeñas superficies que deben ser capaces de transmitir los esfuerzos sin sufrir deformaciones importantes o aplastamientos.

El SE-M establece que debe cumplirse la siguiente condición en la comprobación a compresión perpendicular:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \quad \text{ó} \quad I_{c,90} = \frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \leq 1$$

Donde la tensión de cálculo a compresión perpendicular  $\sigma_{c,90,d}$  se calcula mediante la expresión:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

$F_{c,90,d}$  es el valor de cálculo de la carga de compresión perpendicular a la fibra,  $A_{ef}$  el área de contacto eficaz,  $f_{c,90,d}$  la resistencia de cálculo a compresión perpendicular y  $k_{c,90}$  un factor que tiene en cuenta la distribución de la carga, la posibilidad de hienda y la deformación máxima por compresión perpendicular.

Este coeficiente  $k_{c,90}$  es mayor o igual a la unidad, aumentando por tanto la resistencia de cálculo. Esto es debido al efecto de “ayuda” en las zonas no cargadas alrededor del área de distribución de tensiones de compresión que, como consecuencia de la deformación produce un flujo de tensiones de tracción en dirección paralela que, aumenta en cierta medida la resistencia a compresión perpendicular. Se le asigna un valor en función de la longitud de aplicación de la carga  $l$ , la separación entre cargas  $l_1$ , y el vuelo de la pieza respecto de la carga  $a$ .

El Código Técnico simplifica, respecto a las disposiciones del Eurocódigo 5, la aplicación de este factor asignándole unos valores fijos en función de la situación en que se encuentra el área sometida a esfuerzos de compresión y del tipo de madera utilizada.

Anteriormente al SE-M, el Eurocódigo 5 establecía los valores de  $K_{c,90}$  como resultado de unas fórmulas según los diferentes casos, pudiendo obtenerse cualquier valor siempre que fuera mayor o igual a la unidad pero con un valor límite de  $K_{c,90}=4$ .

Según la normativa SE-M el valor de  $K_{c,90}$  será igual a 1 salvo que sean de aplicación las siguientes condiciones:

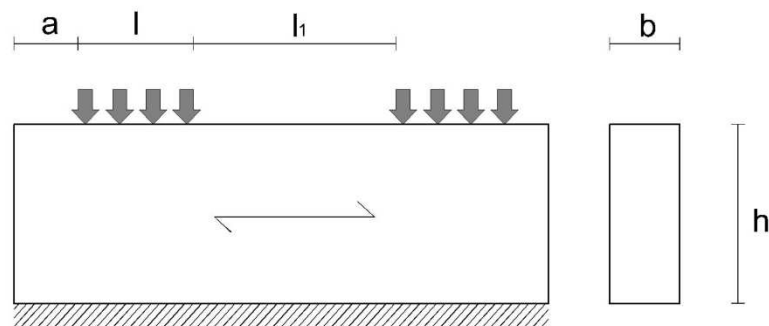


Figura 6.11. Longitud eficaz en compresión perpendicular en durmiente  
(apoyo en continuo).

En el caso de durmientes (figura 6.11), es decir, apoyo en continuo, siempre que  $l_1 \geq 2h$ :

$K_{c,90}=1,25$  para madera maciza de coníferas.

$K_{c,90}=1,50$  para madera laminada encolada de coníferas.

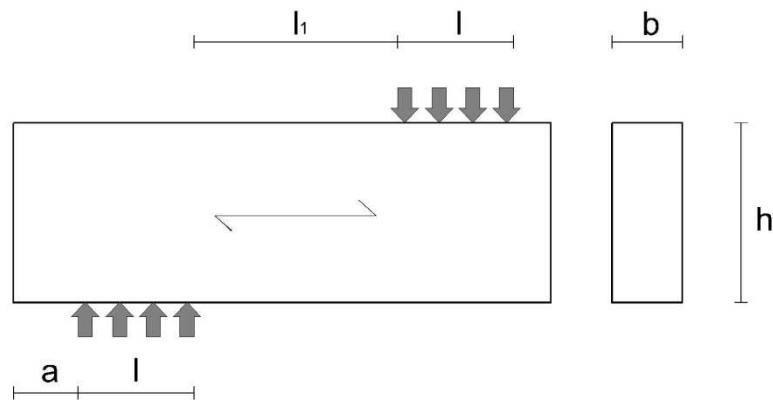


Figura 6.12. Longitud eficaz en compresión perpendicular sobre apoyos aislados.

En el caso de piezas sobre apoyos aislados (figura 6.12), siempre que  $l \geq 2h$ :

$K_{c,90}=1,50$  para madera maciza de coníferas.

$K_{c,90}=1,75$  para madera laminada encolada de coníferas siempre que  $l \leq 400$  mm

donde  $h$  es el canto de la pieza y  $l$  es la longitud de contacto.

El área de contacto eficaz perpendicular a las fibras,  $A_{ef}$ , debe determinarse considerando una longitud eficaz paralela a la fibra, donde el área de contacto real,  $l$ , a cada lado se incrementa 30 mm, pero no más que  $l$  o  $l_1/2$ .

### 6.1.7. Cortante.

El fallo por cortante en una viga de madera simplemente apoyada se produce por el deslizamiento de las fibras en la zona central, donde tienen lugar las máximas tensiones tangenciales, de la sección próxima a los apoyos donde son los cortantes máximos, y dan lugar a un plano de rotura horizontal por rasante.

Esto es, el fallo en las vigas de madera se debe al cortante horizontal, no al vertical, ya que por su propia anisotropía, la resistencia al esfuerzo cortante de la madera es mucho menor en el sentido paralelo a las fibras que en el sentido transversal.

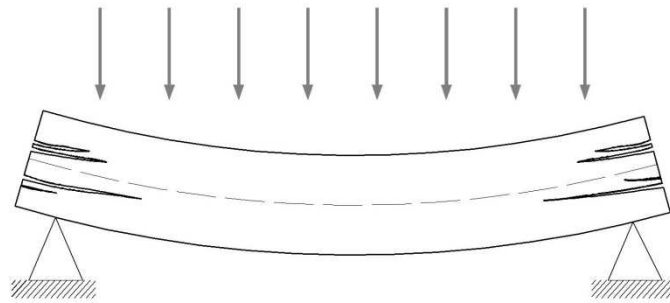


Figura 6.13. Fallo por cortante.

Para solicitaciones de cortante con una de las componentes paralela a la dirección de la fibra (corte paralelo), y para solicitaciones de cortante con las dos componentes perpendiculares a la dirección de la fibra (por rodadura), debe cumplirse la condición siguiente:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad \text{ó} \quad I_v = \frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$$

siendo  $T_d$  la tensión de cálculo a cortante y  $f_{v,d}$  la resistencia de cálculo a cortante en corte paralelo o rodadura. La resistencia a cortante por rodadura podrá considerarse igual al doble de la resistencia a tracción perpendicular a la fibra.

Para una sección rectangular la ley de distribución de tensiones tangenciales es parabólica y el valor máximo de la tensión tangencial responde a la ecuación:

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{V_d}{b \cdot h}$$

$V_d$  es el esfuerzo cortante de cálculo, y  $b$  y  $h$  las dimensiones de la sección.

En la comprobación del cortante en piezas a flexión, la normativa SE-M introduce el efecto de la influencia de las fendas de la madera utilizando un ancho eficaz de la pieza  $b_{ef}$  definido por la expresión  $b_{ef}=k_{cr}\cdot b$ , siendo  $b$  el ancho de la sección de la pieza y  $k_{cr}$  un coeficiente que vale 0,67 para madera maciza y madera laminada encolada y 1 para otros productos derivados de la madera.

En los extremos de las vigas puede reducirse el valor del cortante no considerando, en su cálculo, las cargas aplicadas en la parte superior de la viga que se encuentren dentro de una distancia  $h$  o  $h_{ef}$  al borde del apoyo:

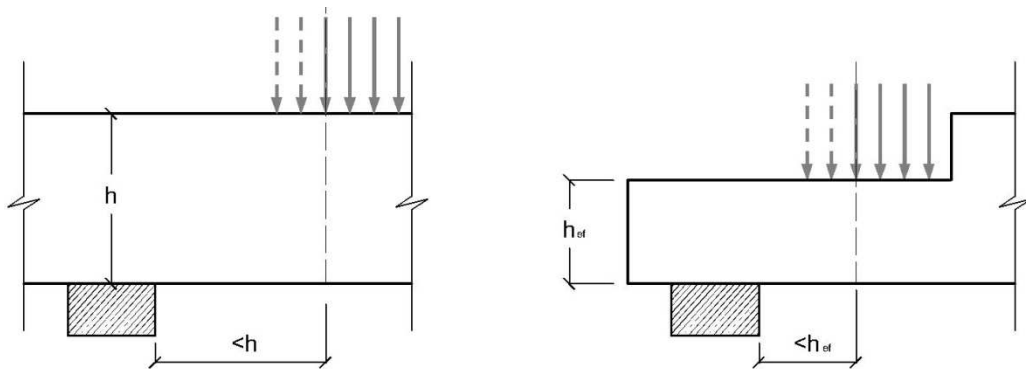


Figura 6.14. Situaciones de apoyo en las que se puede despreciar parte de la carga.

A pesar de la escasa resistencia de la madera a cortante, con las dimensiones que habitualmente se utilizan en las vigas para soportar otros esfuerzos y deformaciones, las tensiones tangenciales provocadas por las cargas son aún inferiores a la resistencia, por lo que este tipo de esfuerzo no suele ser limitativo. Se exceptúan las vigas cortas sometidas a una carga puntual importante, en las que el momento flector es muy inferior al cortante, o en el caso de piezas con cambios bruscos de sección cerca de los apoyos y en piezas con entalladuras, donde si es importante la comprobación a cortante.

Otro tipo de esfuerzo que produce también tensiones tangenciales es el torsor. En la práctica la concurrencia de este esfuerzo no es muy común, ya que generalmente se prefiere diseñar piezas y estructuras que no soporten torsión.

## 6.2. SOLICITACIONES COMBINADAS EN SECCIÓN CONSTANTE.

### 6.2.1. Compresión inclinada respecto de la fibra o compresión oblicua.

Este tipo de solicitaciones se presenta en algunos tipos de uniones cuando el esfuerzo de compresión se aplica con una cierta inclinación y en algunos tipos de apoyos, como el apoyo oblicuo de un par o bien en el ensamble embarbillado entre par y tirante.

Como sabemos, la resistencia a compresión de la madera depende de la dirección de la carga aplicada respecto a la fibra, siendo la más alta en la dirección paralela y la más baja en dirección perpendicular a la fibra.

La variación en la resistencia según los ángulos de aplicación comprendidos entre estas dos direcciones viene expresada por la expresión de Hankinson y que se recoge en el documento SE-M:

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,d}} \cdot \text{sen}^2 \alpha + \text{cos}^2 \alpha}$$

En la expresión  $\alpha$  es el ángulo que forma la tensión con la dirección de la fibra y la resistencia de cálculo  $f_{c,\alpha,d}$  según la orientación  $\alpha$  respecto a la fibra se obtiene mediante los valores de resistencia según las direcciones paralela y perpendicular a la fibra. La tensión de compresión oblicua  $\sigma_{c,\alpha,d}$  ha de cumplir la condición siguiente:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq f_{c,\alpha,d} \quad \text{ó} \quad I_{c,\alpha} = \frac{\sigma_{c,\alpha,d}}{f_{c,\alpha,d}} \leq 1$$

### 6.2.2. Flexión y tracción axial combinadas.

En este tipo de solicitaciones se da la superposición de una distribución de tensiones uniformes debidas al axil más la distribución lineal analizada en el caso de la flexión

esviada. Por tanto la tensión es la suma de las tensiones debidas a la tracción más las debidas al momento en ambas direcciones principales.

Para el análisis de las tensiones  $\sigma$  provocadas por un momento flector y un axil de tracción se aplican la expresión de la resistencia de materiales conocida para el caso de una sección rectangular:

$$\sigma = \frac{N_d}{A_n} + \frac{M_{y,d}}{W_y} + \frac{M_{z,d}}{W_z}$$

En este caso existe un único punto de tensión máxima, c, cuya tensión es la suma de los valores absolutos de las tensiones parciales.

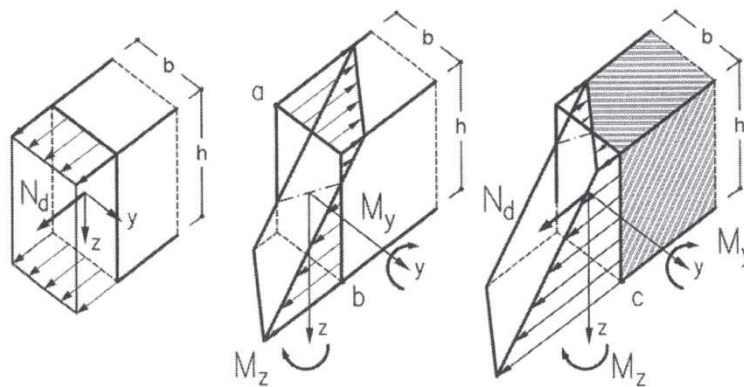


Figura 6.15. Esfuerzos en flexotracción (fuente: Argüelles, 2000)

La posibilidad de vuelco lateral en este caso es menos probable, por causa de la magnitud de tracción, ya que al estar la viga traccionada tiende a estabilizarla.

Para la comprobación de la resistencia deben cumplirse las dos condiciones siguientes:

$$I_{t,0} + I_{m,y} + k_m \cdot I_{m,z} = \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$I_{t,0} + k_m \cdot I_{m,y} + I_{m,z} = \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$



La tensión de cálculo a tracción  $\sigma_{t,0,d}$  se obtiene dividiendo el axil de cálculo  $N_d$  por la superficie neta de la sección transversal  $A_n$ , y las tensiones, resistencias y el factor  $k_m$  son los definidos para el caso de flexión esviada.

### 6.2.3. Flexión y compresión axial combinadas.

Las secciones de piezas sometidas a esfuerzos de flexocompresión deben cumplir las dos condiciones siguientes:

$$\left(I_{c,0}\right)^2 + I_{m,y} + k_m \cdot I_{m,z} = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\left(I_{c,0}\right)^2 + k_m \cdot I_{m,y} + I_{m,z} = \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

La tensión de cálculo  $\sigma_{c,0,d}$ , se obtiene del mismo modo que en el caso anterior, al igual que el resto de términos, salvo que en este caso el índice de resistencias a compresión está elevado al cuadrado, por lo que su influencia en las ecuaciones es menor. Esta reducción se debe al hecho de que el fallo se produce por excesiva compresión paralela de uno solo de los cuatro vértices de la sección, admitiéndose una plastificación parcial del mismo antes del fallo, con un incremento del esfuerzo último.

En los casos de piezas poco esbeltas o uniones no se tendrá en cuenta la posibilidad de pandeo, pero por lo general se realizará la comprobación de estabilidad.

## 6.3. ESTABILIDAD DE PIEZAS.

### 6.3.1. Comprobación a pandeo en columnas.

La columna es un elemento sometido principalmente a esfuerzos de compresión, no siendo necesariamente un elemento recto vertical, sino donde el esfuerzo de

compresión es el principal factor que determina su comportamiento. Sin embargo, en general, un elemento estructural es solicitado por más de un tipo de esfuerzo, por lo que en realidad, casi todas las columnas trabajan a compresión y flexión combinadas, debido a la aparición de cargas excéntricas que provocan momentos aumentando los efectos de flexión en la columna.

El pandeo de una pieza que se encuentra sometida a esfuerzos de compresión es un fenómeno de inestabilidad por el que dicha pieza puede sufrir un fallo ante cargas reducidas, las cuales provocan tensiones de compresión que son inferiores a la propia resistencia del material.

Para una pieza biarticulada con una determinada sección y longitud existe una carga denominada crítica, que en el caso de ser superada, sitúa a la pieza en un estado de equilibrio inestable, si se mantiene recta, o en equilibrio indiferente al curvarse, provocándose en este caso flexiones con pérdida de su capacidad de carga.

El valor de esta carga crítica responde a la fórmula de Euler, para una pieza sometida a un axil de compresión centrado y constante denominada *ideal* si las propiedades del material son homogéneas y constantes a lo largo de su longitud y es perfectamente recta.

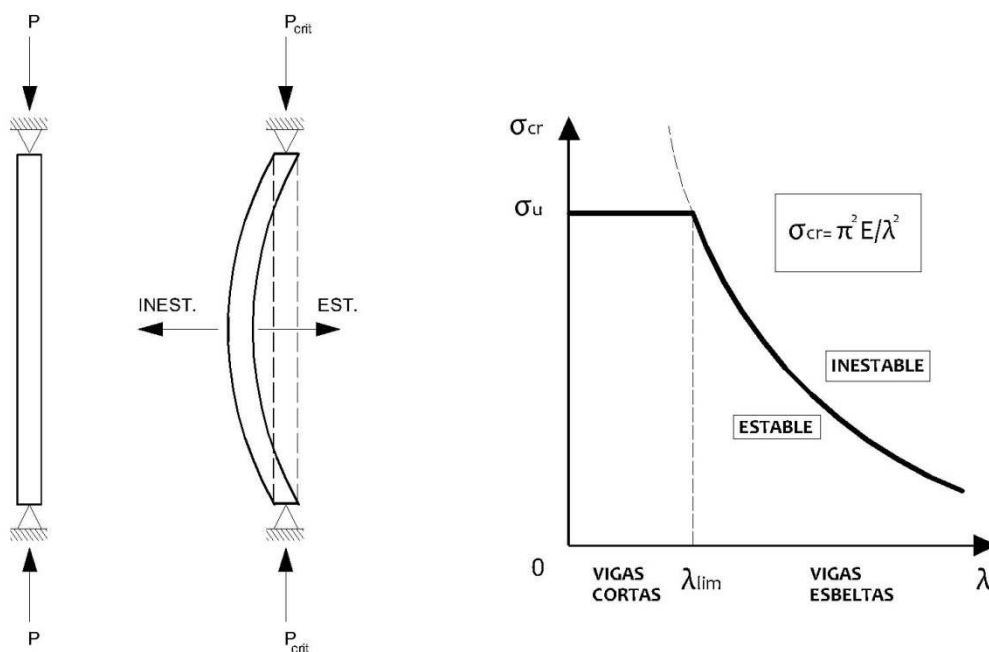


Figura 6.16. Pandeo según Euler

Cuando se alcanza el estado de inestabilidad o pandeo, con desplazamiento lateral creciente hasta la rotura, la carga crítica viene dada por la expresión:

$$P_{crit} = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{L^2}$$

El producto del módulo de elasticidad por la inercia ( $E \cdot I$ ) es la rigidez a flexión, y  $L$  es la longitud de la pieza. A partir de la expresión de Euler se deduce la tensión crítica de pandeo  $\sigma_{crit}$ , donde  $A$  es el área de la sección,  $i$  es el radio de giro y  $\lambda$  la esbeltez mecánica de la pieza:

$$\sigma_{crit} = \frac{P_{crit}}{A} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I / L^2}{A} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\frac{L^2}{I/A}} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}$$

El radio de giro de un área respecto de un eje es  $i = \sqrt{I/A}$  y la esbeltez mecánica  $\lambda$  es la relación entre la longitud de la pieza y el radio de giro de la sección ( $\lambda = L/i$ ).

En piezas muy esbeltas esta tensión crítica de pandeo puede resultar muy inferior a la resistencia límite en compresión del material con el que se fabrica la columna.

Las piezas reales presentan una serie de imperfecciones debidas a propiedades del material como anisotropía, falta de homogeneidad como defectos, nudos o fendas en el caso de la madera, o debidas a la configuración como falta de rectitud, excentricidad de la carga, o falta constancia en las propiedades mecánicas.

La expresión anterior de Euler es de aplicación a una pieza *ideal*, donde se relacionan esbelteces con tensiones críticas de pandeo. Para conocer el comportamiento de piezas reales sería necesario determinar las curvas de pandeo que relacionen estas tensiones con las esbelteces para una determinada calidad de madera teniendo en cuenta las imperfecciones.

La obtención de estas curvas se basa en un proceso iterativo que, mediante la simulación de ensayos, asigna a las piezas unas propiedades mecánicas, una geometría y unas imperfecciones basadas en observaciones de piezas reales.

En la práctica se recurre a utilizar la misma resistencia, propia de cada material, penalizada por un factor, llamado coeficiente de pandeo,  $\chi$ , que reduce su valor en función de la esbeltez.

El pandeo puede producirse en uno de los dos planos de inercia de la sección, y-y o z-z, por lo que en el análisis de cualquier pieza comprimida se determinan dos coeficientes de pandeo  $\chi_{c,y}$  y  $\chi_{c,z}$ . Los subíndices y ó z hacen referencia al plano dominante en el pandeo, es decir, aquel respecto al que se produce la flexión al desviarse el eje de la pieza. El coeficiente de pandeo se determina en función de una esbeltez relativa  $\lambda_{rel}$  definida por las siguientes expresiones:

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{\sigma_{c,crit,y}}} \quad \text{y} \quad \lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{\sigma_{c,crit,z}}}$$

$$\sigma_{c,crit,y} = \pi^2 \cdot E_{0,k} / \lambda_y^2 \quad \sigma_{c,crit,z} = \pi^2 \cdot E_{0,k} / \lambda_z^2$$

$E_{0,k}$  el módulo de elasticidad paralelo a la fibra y  $\lambda_y$  y  $\lambda_z$  las esbelteces mecánicas.

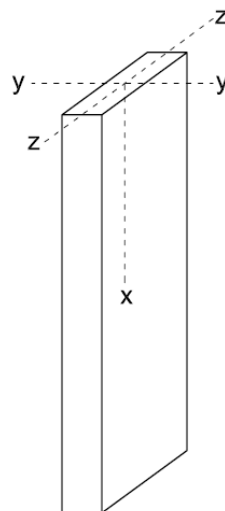


Figura 6.17. Ejes principales de la pieza comprimida, solicitada a compresión.

Los valores de  $\chi_c$  se relacionan con las esbelteces relativas  $\lambda_{rel}$  mediante unas curvas para cada calidad de la madera que responden a la expresión siguiente:

$$\chi_{c,y} = \frac{1}{k + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad \text{análoga para } \chi_{c,z}$$

$$k_y = 0,5 \cdot \left(1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2\right) \quad \text{análoga para } k_z$$

$\beta_c$  es un coeficiente asociado a la rectitud de las piezas que toma un valor de 0,2 para madera aserrada y 0,1 para madera laminada encolada. En definitiva, los coeficientes de pandeo  $\chi_c$  dependen de la clase resistente de la madera y de la esbeltez mecánica. Los valores de  $\chi_c$  también vienen dados para madera aserrada y madera laminada encolada en la siguiente tabla recogida en la normativa SE-M del Código Técnico:

Clase Resistente	Esbeltez mecánica de la pieza																			
	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	
C14	0,98	0,93	0,86	0,74	0,60	0,48	0,39	0,31	0,26	0,22	0,18	0,16	0,14	0,12	0,11	0,09	0,08	0,08	0,07	
C16	0,99	0,94	0,87	0,77	0,64	0,51	0,41	0,34	0,28	0,23	0,20	0,17	0,15	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	
C18	0,99	0,94	0,88	0,78	0,65	0,53	0,43	0,35	0,29	0,24	0,21	0,18	0,15	0,14	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	
C20	0,99	0,94	0,88	0,78	0,66	0,54	0,43	0,35	0,29	0,25	0,21	0,18	0,16	0,14	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	
C22	0,99	0,94	0,88	0,78	0,66	0,53	0,43	0,35	0,29	0,24	0,21	0,18	0,16	0,14	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	
C24	0,99	0,95	0,89	0,80	0,68	0,55	0,45	0,37	0,31	0,26	0,22	0,19	0,16	0,14	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08	
C27	0,99	0,95	0,89	0,80	0,69	0,57	0,46	0,38	0,31	0,26	0,22	0,19	0,17	0,15	0,13	0,12	0,10	0,09	0,08	
C30	0,99	0,95	0,88	0,79	0,67	0,55	0,44	0,36	0,30	0,25	0,22	0,19	0,16	0,14	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	
C35	0,99	0,95	0,88	0,79	0,67	0,55	0,45	0,36	0,30	0,25	0,22	0,19	0,16	0,14	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	
C40	0,99	0,95	0,89	0,80	0,69	0,56	0,46	0,38	0,31	0,26	0,22	0,19	0,17	0,15	0,13	0,12	0,10	0,09	0,08	
C45	0,99	0,95	0,89	0,81	0,69	0,57	0,47	0,38	0,32	0,27	0,23	0,20	0,17	0,15	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	
C50	0,99	0,95	0,89	0,81	0,69	0,57	0,47	0,38	0,32	0,27	0,23	0,20	0,17	0,15	0,13	0,12	0,11	0,09	0,09	
D30	0,99	0,95	0,88	0,79	0,67	0,55	0,44	0,36	0,30	0,25	0,22	0,19	0,16	0,14	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	
D35	0,99	0,95	0,88	0,79	0,67	0,55	0,45	0,36	0,30	0,25	0,22	0,19	0,16	0,14	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	
D40	0,99	0,95	0,89	0,80	0,69	0,56	0,46	0,38	0,31	0,26	0,22	0,19	0,17	0,15	0,13	0,12	0,10	0,09	0,08	
D50	1,00	0,96	0,91	0,83	0,73	0,61	0,50	0,42	0,35	0,29	0,25	0,21	0,19	0,16	0,15	0,13	0,12	0,10	0,09	
D60	1,00	0,96	0,92	0,85	0,76	0,65	0,54	0,45	0,38	0,32	0,27	0,23	0,20	0,18	0,16	0,14	0,13	0,11	0,10	
D70	1,00	0,97	0,93	0,87	0,79	0,69	0,58	0,49	0,41	0,35	0,30	0,26	0,22	0,20	0,17	0,16	0,14	0,13	0,11	
GL24h	1,00	0,98	0,95	0,89	0,80	0,66	0,54	0,44	0,36	0,30	0,25	0,22	0,19	0,16	0,15	0,13	0,12	0,10	0,09	
GL28h	1,00	0,98	0,95	0,89	0,79	0,65	0,53	0,43	0,35	0,29	0,25	0,21	0,19	0,16	0,14	0,13	0,11	0,10	0,09	
GL32h	1,00	0,98	0,94	0,89	0,79	0,65	0,52	0,43	0,35	0,29	0,25	0,21	0,18	0,16	0,14	0,13	0,11	0,10	0,09	
GL36h	1,00	0,98	0,94	0,89	0,79	0,65	0,53	0,43	0,35	0,29	0,25	0,21	0,18	0,16	0,14	0,13	0,11	0,10	0,09	
GL24c	1,00	0,98	0,96	0,91	0,84	0,72	0,60	0,49	0,41	0,34	0,29	0,25	0,21	0,19	0,17	0,15	0,13	0,12	0,11	
GL28c	1,00	0,98	0,95	0,91	0,82	0,70	0,57	0,47	0,39	0,32	0,27	0,24	0,20	0,18	0,16	0,14	0,12	0,11	0,10	
GL32c	1,00	0,98	0,95	0,90	0,82	0,69	0,57	0,46	0,38	0,32	0,27	0,23	0,20	0,18	0,16	0,14	0,12	0,11	0,10	
GL36c	1,00	0,98	0,95	0,90	0,81	0,68	0,56	0,45	0,37	0,31	0,27	0,23	0,20	0,17	0,15	0,13	0,12	0,11	0,10	

Tabla 6.1. Valores de  $\chi_c$  ( $\chi_{c,y}$  ó  $\chi_{c,z}$ ) para las diferentes clases resistentes en función de la esbeltez mecánica.

En la pieza ideal de Euler, las esbelteces mecánicas  $\lambda_y$  y  $\lambda_z$  se obtienen dividiendo la longitud teórica  $L$  de la barra por los radios de giro respectivos. Si las condiciones de los apoyos son diferentes a los de la pieza patrón, los valores alcanzados por la carga crítica también lo son, por lo que se define una longitud eficaz de pandeo  $L_{k,y}$  y  $L_{k,z}$  o longitud que tendría la pieza de ser biarticulada y que se obtiene mediante las expresiones:

$$L_{k,y} = \beta_y \cdot L \quad \text{longitud de pandeo en el plano xz}$$

$$L_{k,z} = \beta_z \cdot L \quad \text{longitud de pandeo en el plano xy}$$

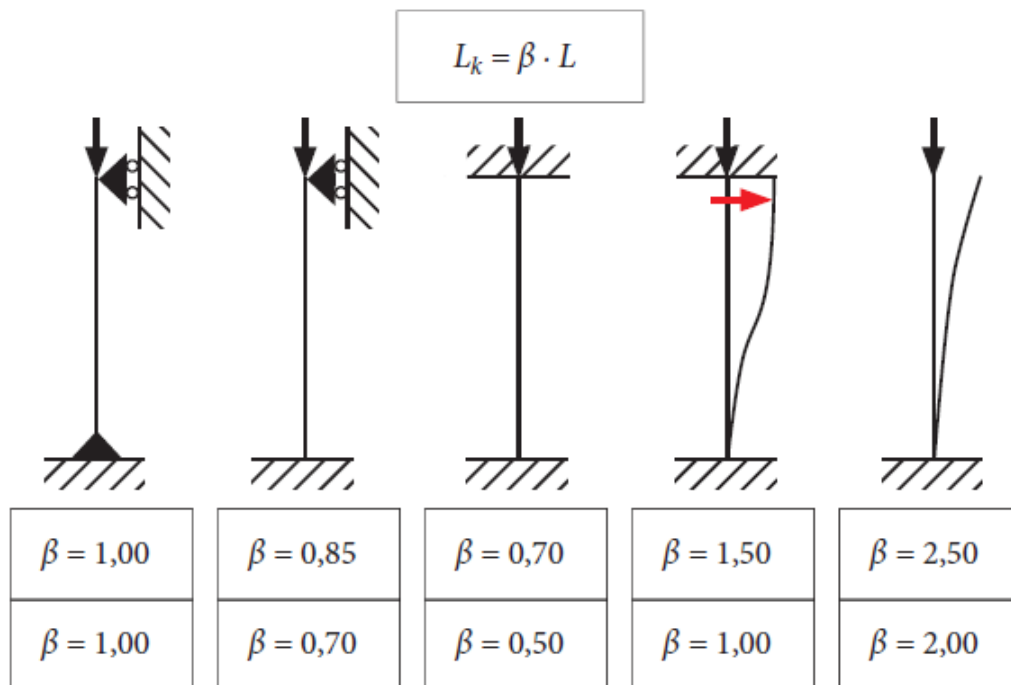


Figura 6.18. Longitudes eficaces de pandeo y factores  $\beta$  (fuente: *Arquitectura y madera, Guía de diseño de elementos estructurales, UPV/EHU*)

Los coeficientes  $\beta$  dependen de las condiciones de restricción de los extremos de la barra para el movimiento y, en general, pueden deducirse teóricamente para unas condiciones de enlace precisas (articulada, empotrada, libre, etc.). Sin embargo para la madera, las uniones son deformables, siendo la realización constructiva de un nudo rígido o un empotramiento perfecto difícil de plantear, por lo que los coeficientes teóricos  $\beta$  son modificados aumentándose. Para el caso de una pieza

biarticulada la longitud eficaz de pandeo coincide con la longitud real de la barra por lo que  $\beta$  es igual a 1. El SE-M proporciona una tabla para el cálculo de los valores de  $\beta$  de diferentes tipos de estructuras. En la figura 6.18 se recogen los valores teóricos (abajo) y los valores recomendados (arriba) para madera en los casos más habituales.

En la comprobación de piezas de sección constante sometidas a compresión simple deben cumplirse las condiciones siguientes:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1 \quad \text{y} \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1$$

$\sigma_{c,0,d}$  es la tensión de cálculo a compresión paralela a la fibra,  $f_{c,0,d}$  la resistencia de cálculo a compresión paralela y  $\chi_{c,z}$  y  $\chi_{c,y}$  los coeficientes de pandeo obtenidos mediante las expresiones anteriores.

La comprobación de inestabilidad de columnas sometidas a flexocompresión ha de efectuarse según sus dos planos principales de inercia. Para ello deberán cumplirse las dos condiciones siguientes:

$$\frac{I_{c,0}}{\chi_{c,y}} + I_{m,y} + k_m \cdot I_{m,z} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{I_{c,0}}{\chi_{c,z}} + k_m \cdot I_{m,y} + I_{m,z} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Las tensiones de cálculo son :

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A}; \quad \sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y}; \quad \sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_z}$$

y el coeficiente  $k_m$  para secciones rectangulares 0,7.

Es necesario notar que los subíndices y ó z aplicados en  $\chi_c$ ,  $\lambda$ ,  $\beta$  y M se refieren al plano perpendicular al eje en cuestión, y que contiene la deformada debida al pandeo o a la flexión, utilizándose como propiedades mecánicas el  $I_y$ ,  $i_y$ ,  $W_y$  o  $I_z$ ,  $i_z$ ,  $W_z$  respectivamente. El eje y representa la flexión vertical y el eje z la flexión lateral.

Supongamos el caso del par de una estructura de cercha de dimensiones de sección de 100x120 mm, de madera de clase resistente C30 y clase de servicio 1.

Para el cálculo de flexocompresión son necesarios los valores del axil y momento flector en la sección más desfavorable. Suponemos que en dicha sección hay un momento máximo cuyo valor es 840 Nm y un axil correspondiente de 24 300 N.

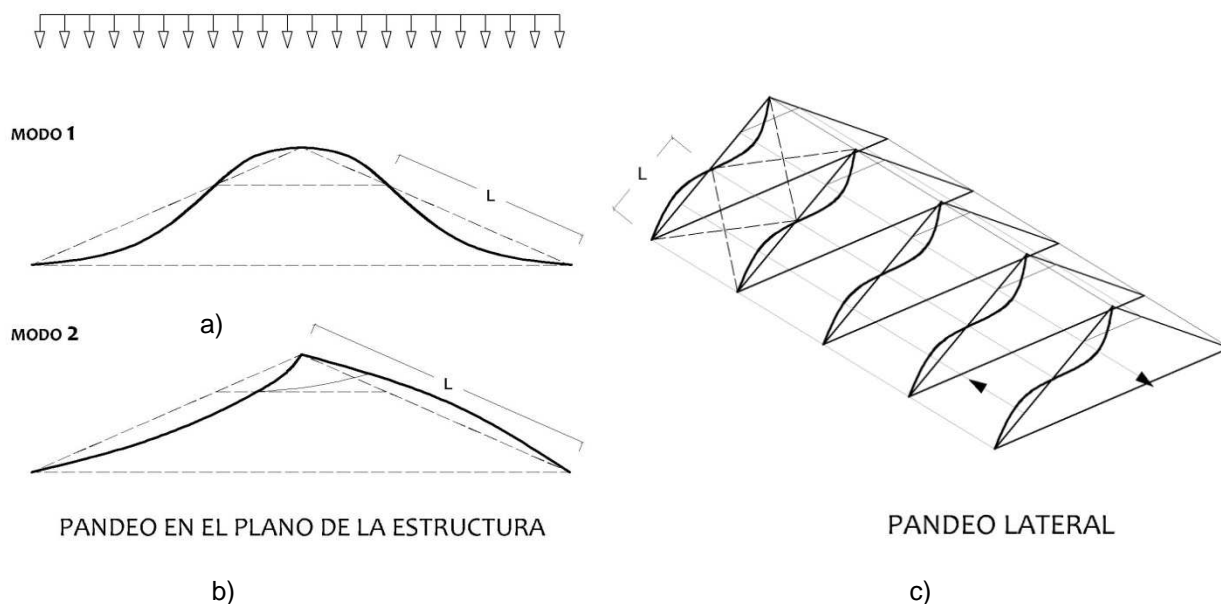


Figura 6.19. Modos posibles de pandeo

Los planos de pandeo son el plano de la estructura y el plano lateral perpendicular a la misma. Suponemos que la estructura no está triangulada en la zona inferior y que, al no estar completamente inmovilizada, podemos considerar que la longitud eficaz de pandeo del par en el plano de la estructura es la longitud del par ( $\beta=1$ ), (figura 6.19.b). En el plano lateral suponemos que el par se encuentra arriostrado de manera que la longitud eficaz en este plano se considera la mitad de la longitud del par ( $\beta=0,5$ ), (figura 6.19.c). Los esfuerzos de cálculo debidos al axil de compresión y al momento:



$$N_d = 1,35 \cdot 24300 = 32805 \text{ N}; \quad M_d = 1,35 \cdot 840 = 1134 \text{ Nm}$$

Las tensiones originadas:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{32805}{100 \cdot 120} = 2,73 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{1134 \cdot 10^3}{100 \cdot 120^2 / 6} = 4,72 \text{ N/mm}^2$$

La resistencia de cálculo debida al axil de compresión:

$$f_{c,0,k} = 23 \text{ N/mm}^2; \quad K_{\text{mod}} = 0,6; \quad f_{c,0,d} = 0,6 \cdot \frac{23}{1,3} = 10,62 \text{ N/mm}^2$$

La resistencia de cálculo debida al momento flector:

$$f_{m,k} = 30 \text{ N/mm}^2; \quad k_h = \left( \frac{150}{120} \right)^{0,2} = 1,05; \quad f_{m,d} = 0,6 \cdot 1,05 \cdot \frac{30}{1,3} = 14,54 \text{ N/mm}^2$$

Obtenemos los coeficientes  $\chi_c$ , siendo la longitud de pandeo en el plano de la estructura  $L_{ky}=2,70$  m y en el plano lateral  $L_{kz}=2,70/2=1,35$  m.

Los radios de giro son los mismos que en el caso anterior y las esbelteces mecánicas son:

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{2700}{34,64} = 77,94; \quad \lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{1350}{28,86} = 46,77$$

En el plano de la estructura:

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{crit,c,y}}}; \quad \sigma_{crit,c,y} = \pi^2 \cdot \frac{E_{0,k}}{\lambda_y^2}; \quad E_{0,k} = 8000 N / mm^2$$

$$\sigma_{crit,c,y} = \pi^2 \cdot \frac{8000}{77,94^2} = 12,99 N / mm^2; \quad \lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{23}{12,99}} = 1,33$$

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,2 \cdot (1,33 - 0,3) + 1,33^2) = 1,48$$

El factor de pandeo:

$$\chi_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,48 + \sqrt{1,48^2 - 1,33^2}} = 0,466$$

En el plano lateral:

$$\sigma_{crit,c,z} = \pi^2 \cdot \frac{E_{0,k}}{\lambda_z^2} = \pi^2 \cdot \frac{8000}{46,77^2} = 36,09 N / mm^2; \quad \lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{23}{36,09}} = 0,798$$

$$k_z = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,2 \cdot (0,798 - 0,3) + 0,798^2) = 0,868$$

El factor de pandeo:

$$\chi_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{0,868 + \sqrt{0,868^2 - 0,798^2}} = 0,826$$

Al tratarse de flexión simétrica las ecuaciones de la comprobación quedan:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{2,73}{0,826 \cdot 10,62} + 0,7 \cdot \frac{4,72}{14,54} = 0,54 \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{2,73}{0,466 \cdot 10,62} + \frac{4,72}{14,54} = 0,87 \leq 1$$

### 6.3.2. Vuelco lateral en vigas.

Al igual que en el caso de pandeo de columnas existe una pieza patrón biarticulada de sección rectangular con apoyos ahorquillados sometida en este caso a flexión constante provocada por dos momentos flectores aplicados en sus extremos. Según este supuesto, la parte superior de la viga queda comprimida por una ley de tensiones triangular, mientras que la inferior permanece traccionada.

En una pieza rectangular, cuando tiene un canto elevado en relación a su ancho, se puede alcanzar un estado de inestabilidad o vuelco lateral cuando en una ley de momentos crecientes se alcanza un valor determinado llamado momento crítico. En este punto la zona superior comprimida de la sección sufre un desplazamiento lateral acompañado de un giro, mientras que la sección inferior traccionada intenta estabilizar la sección oponiéndose a ese desplazamiento.

El valor del momento crítico viene dado por la siguiente expresión:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{\frac{E_{0,k} \cdot I_z \cdot G_{0,k} \cdot I_{tor}}{1 - I_z/I_y}}$$

siendo L la longitud de la viga,  $I_z$  e  $I_y$  los momentos de inercia respecto a los ejes z e y,  $I_{tor}$  el módulo de torsión, y  $G_{0,k}$  y  $E_{0,k}$  los módulos de elasticidad transversal y longitudinal respectivamente.

En muchas referencias, como en el documento SE-M, la ecuación anterior se simplifica haciendo  $1 - I_z/I_y \approx 1$ , ya que en vigas esbeltas  $I_y \gg I_z$ . Esta expresión anterior que se aplica a materiales isótropos y homogéneos también es válida para la madera.

Este fenómeno afecta sobre todo a las vigas de madera laminada encolada por los elevados cantos que se alcanzan, lo que les confiere una baja rigidez lateral ( $EI_z$ ) y de torsión ( $GI_{tor}$ ).

La comprobación general de estabilidad para cualquier sección consiste en que el momento actuante de cálculo  $M_d$  no supere el momento crítico  $M_{cr}$ .

Al igual que en la comprobación anterior a pandeo se define una tensión crítica de pandeo lateral en función del momento crítico que para una sección rectangular el CTE la expresa como:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \cdot \sqrt{E_{0,k} \cdot I_z \cdot G_{0,k} \cdot I_{tor}}}{\beta_v \cdot L_{ef} \cdot W_y}$$

Para madera de conífera de directriz recta y sección rectangular, la tensión crítica de flexión queda simplificada y se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{m,crit} = 0,78 \cdot \frac{E_{0,k} \cdot b^2}{L_{ef} \cdot h}$$

La tensión crítica de pandeo lateral depende de la esbeltez relativa de la pieza a flexión y se determina mediante la expresión:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$$

El coeficiente  $\beta_v$  depende de las condiciones de apoyo de la viga y define la longitud eficaz de pandeo o vuelco lateral  $L_{ef}$ , y cuyos valores vienen recogidos en el documento SE-M, según las condiciones de carga y la restricción en los extremos.

La condición que deben cumplir las tensiones para la comprobación del pandeo lateral en flexión simple es la siguiente:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \cdot f_{m,d}$$

El factor  $k_{crit}$  es un factor de valor menos o igual a la unidad que penaliza la resistencia de cálculo en función de la esbeltez relativa en flexión,  $\lambda_{rel,m}$ . La comprobación a vuelco no será necesaria en las vigas que cumplan la condición  $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$ . En la comprobación los valores de  $K_{crit}$  tomarán los siguientes valores:

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} \quad \text{para } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4$$

$$k_{crit} = 1 / \lambda_{rel,m}^2 \quad \text{para } 1,4 < \lambda_{rel,m}$$

La esbeltez relativa  $\lambda_{rel,m}$  depende de las propiedades mecánicas de la madera ( $f_{m,k}, E$ ) y de las dimensiones de la sección y su longitud, agrupadas en el coeficiente  $C_e$  o coeficiente de esbeltez geométrica de vuelco lateral.

El coeficiente de vuelco lateral  $K_{crit}$ , viene dado según la clase resistente y el coeficiente de esbeltez geométrica en tablas recogidas en el documento SE-M.

En la comprobación de una viga cuando actúan un momento  $M_{y,d}$  respecto al eje fuerte, y un axil de compresión  $N_{c,d}$  debe cumplirse la siguiente condición:

$$\left( \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{\chi_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1$$

Cuando una viga no cumple la limitación de vuelco lateral, suele ser más aconsejable en la mayoría de los casos reducir la longitud eficaz de pandeo que aumentar las dimensiones de la viga.

Comprobamos este hecho considerando las vigas de madera laminada encolada de una pasarela con un arriostramiento de madera maciza cada 2 metros. La longitud de las vigas principales es de 15 metros de la clase resistente GI24h.

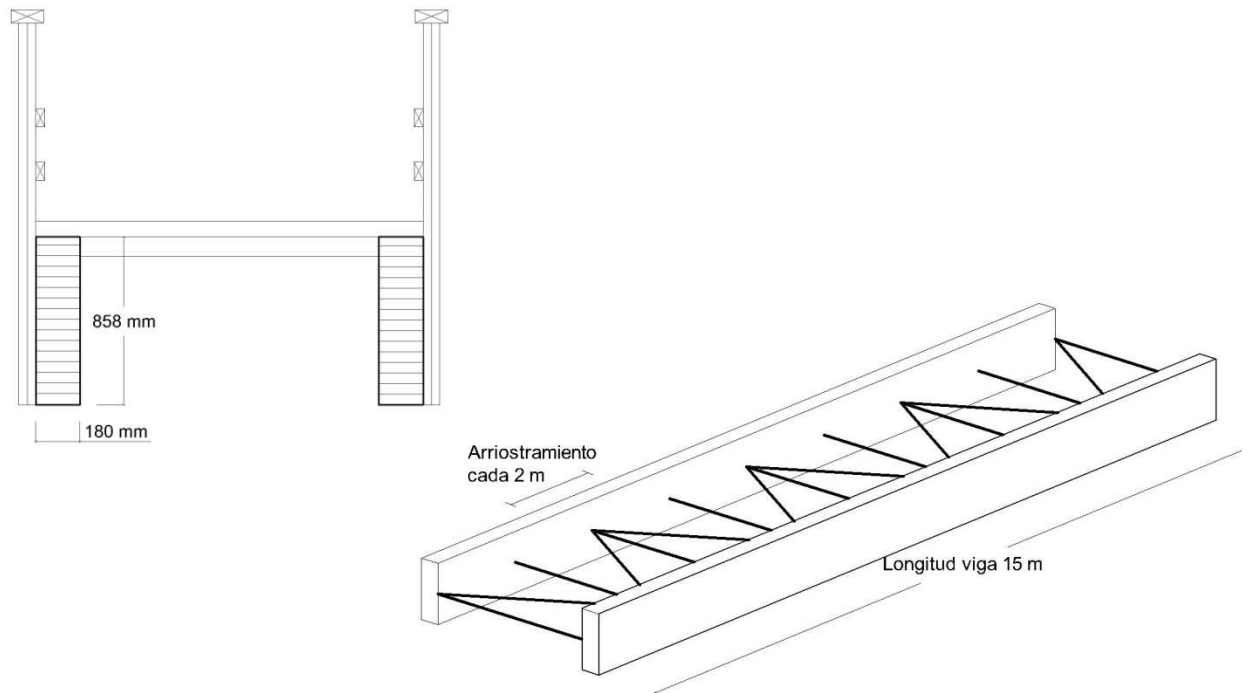


Figura 6.20. Esquema pasarela

El canto de la sección estimado en función de la luz es  $L/17 = 15/17 = 0,882$  m. Se considera una clase de servicio 3, ya que la pasarela se encuentra en el exterior, por lo que según lo dispuesto en la norma UNE EN: 386 el espesor máximo de lámina es de 35 mm. Consideramos un espesor de 33 mm por lo que tomamos un canto múltiplo de 33 mm,  $h = 858$  mm, y un ancho de madera laminada de  $b=180$  mm.

Suponemos un estado de cargas que, en la hipótesis más desfavorable, provoca un momento flector máximo de 285 KN/m.

Realizamos la comprobación a vuelco lateral considerando el arriostramiento cada 2 metros a lo largo de la longitud de la viga.

La tensión crítica es:

$$\sigma_{m,crit} = 0,78 \cdot \frac{E_{0,k} \cdot b^2}{L_{ef} \cdot h} = 0,78 \cdot \frac{9400 \cdot 180^2}{2000 \cdot 858} = 138,43 \text{ N / mm}^2$$

La esbeltez relativa de la viga:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{138,43}} = 0,42$$

Como  $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$  el coeficiente  $K_{crit}$  vale la unidad por lo que la comprobación a vuelco lateral no sería necesaria, ya que se cumplirá la condición:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \leq 1$$

Comprobamos ahora el vuelco lateral suponiendo que no existe arriostramiento, por lo que la longitud eficaz es en este caso la longitud total de la viga, es decir, 15 metros. Los apoyos en los extremos se consideran articulaciones fijas por lo que el coeficiente  $\beta_v$  es 0,95 según la tabla 6.2 del SE-M. Según esta tabla la longitud eficaz,  $L_{ef}$  se incrementa en  $2h$  al estar aplicada la carga en el borde comprimido, por lo que:

$$L_{ef} = (L + 2 \cdot h) \cdot \beta_v = (15000 + 2 \cdot 858) \cdot 0,95 = 15880 \text{ mm}$$

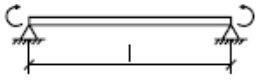
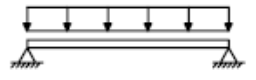
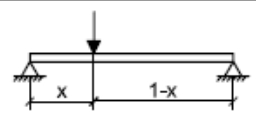
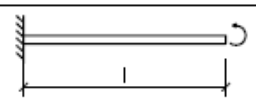
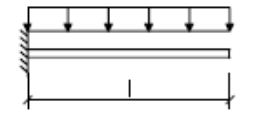
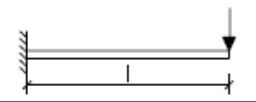
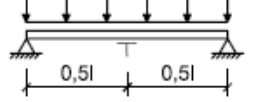
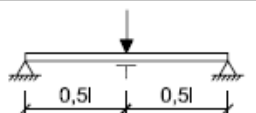
Con lo que la tensión crítica en este caso es:

$$\sigma_{m,crit} = 0,78 \cdot \frac{E_{0,k} \cdot b^2}{L_{ef} \cdot h} = 0,78 \cdot \frac{9400 \cdot 180^2}{15880 \cdot 858} = 17,43 \text{ N / mm}^2$$

Por lo tanto la esbeltez relativa será mayor:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{17,43}} = 1,17$$

$$0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \rightarrow k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} = 1,56 - 0,75 \cdot 1,17 = 0,68$$

Tipo de carga y viga	$\beta_v = L_{ef} / L$
	$\beta_v = 1,00$
	$\beta_v = 0,95$
	$\beta_v = 0,8/\alpha$ $\alpha = 1,35 - 1,4 x(L - x)/L^2$
	$\beta_v = 2,00$
	$\beta_v = 1,20$
	$\beta_v = 1,70$
	$\beta_v = 0,40$
	$\beta_v = 0,25$

Valores válidos para una viga cargada en su centro de gravedad y con la torsión impedida en los apoyos. Si la carga se aplica en el borde comprimido la longitud eficaz  $L_{ef}$  se incrementará en  $2h$  y si es aplicada en el borde traccionado se reducirá en  $0,5h$ , siendo  $h$  el canto de la pieza.

T sección central con desplazamiento lateral impedido en el borde superior.

Tabla 6.2. Valores del coeficiente  $\beta_v$  para vigas de sección constante con diferentes condiciones de carga y de restricción de los extremos, según CTE

Calculamos la tensión de cálculo a flexión:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{m,d}}{W_y} = \frac{285}{0,180 \cdot 0,858^2 / 6} = 12904,73 \text{ KN} / \text{m}^2 = 12,90 \text{ N} / \text{mm}^2$$

La resistencia de cálculo a flexión:



$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \cdot k_h \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,7 \cdot 1 \cdot \frac{24}{1,25} = 13,44 \text{ N / mm}^2$$

Obtenidos los valores de cálculo introducimos en la ecuación de comprobación el nuevo factor  $k_{\text{crit}}$ , vemos que no se cumple la condición.

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{\text{crit}} \cdot f_{m,d}} = \frac{12,90}{0,68 \cdot 13,44} = 1,41 > 1$$

En el caso anterior de colocar arriostramiento que reduzcan la longitud eficaz de vuelco lateral cada 2 metros, el índice de flexión es:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{\text{crit}} \cdot f_{m,d}} = \frac{12,90}{1 \cdot 13,44} = 0,95 < 1$$

En el caso de no colocar arriostramiento, el índice pasa a ser 1,41 con lo que aumenta aproximadamente en un 33%.

## 7. UNIONES

---

### 7.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

#### 7.1.1. Introducción.

La evolución en el diseño y ejecución de las estructuras de madera está fuertemente ligada al desarrollo tecnológico de los medios de unión. La madera, como sabemos, es un material cuyo carácter anisótropo hace que se manifieste con propiedades resistentes muy diferentes según la dirección de los esfuerzos respecto a la orientación de la fibra. Este aspecto hace que el diseño de las uniones sea especialmente complejo, ya que se precisan elementos metálicos para la correcta transmisión de estos esfuerzos entre los elementos estructurales de madera.

Por este motivo, las uniones constituyen los puntos débiles de una estructura de madera, que en caso de fallo puede llevar al colapso total o parcial de la estructura, suponiendo además un elevado coste debido a la utilización de elementos de conexión y a su montaje.

En una primera clasificación general se pueden diferenciar tres tipos de uniones según el medio de unión empleado en su ejecución. De este modo en primer lugar están las uniones carpinteras o tradicionales, basadas en la realización de encuentros y trabazón de las piezas entre sí mediante cajas y espigas.

Este tipo de procedimiento es el que se utilizaba antiguamente de forma casi exclusiva, y el hecho de que cada vez fuera más difícil encontrar artesanos carpinteros que las realizaran hizo que cayeran en desuso. Sin embargo, en la actualidad se han recuperado este tipo de uniones, gracias a la fabricación asistida con ordenadores mediante control numérico, de madera que se reducen costes y se aumenta la precisión de ejecución.

El siguiente grupo en la clasificación está formado por las uniones denominadas mecánicas. Este término se aplica a las uniones que utilizan elementos auxiliares, generalmente metálicos, para conseguir la conexión entre las piezas.

Dentro de este grupo se diferencian dos tipos, las uniones de tipo clavija, que consisten en la utilización de elementos o barras que atraviesan las piezas como clavos, garpas, tirafondos, pernos y pasadores. En este tipo de unión la transmisión de esfuerzos se realiza principalmente mediante tensiones de aplastamiento entre la madera y el elemento clavija.

El otro subgrupo es el formado por los conectores y placas clavo, que transmiten las fuerzas a través de una superficie mayor.

Por último existe un tercer grupo que son las uniones encoladas. Su aplicación es actualmente reducida y consiste en la unión mediante adhesivos con barras encoladas para realizar enlaces rígidos o bien el procedimiento utilizado en la madera laminada encolada.

La mayoría de las uniones empleadas en las estructuras de madera son las del grupo de uniones de tipo mecánico, en las que intervienen herrajes metálicos para la transmisión de esfuerzos.

Los herrajes y demás elementos metálicos presentan una serie de ventajas respecto a otros sistemas de unión de elementos estructurales. Implican un menor coste de mano de obra en el montaje, ya que se coloca de una manera sencilla, sin necesidad de conocimientos específicos para la instalación. Las uniones tradicionales sin embargo, obligan muchas veces a realizar operaciones de ajuste en obra siendo necesarios conocimientos de carpintería para su correcta ejecución. Además mediante herrajes estándar realizados por empresas especializadas que se encargan de diseñar y someter a ensayos de resistencia, se permite ejecutar la totalidad de las uniones repetitivas dentro de una estructura de madera proporcionando mayor eficacia y rapidez.

### **7.1.2. Principios generales para el cálculo.**

A la hora de diseñar y calcular las uniones para estructuras de madera es importante tener en cuenta una serie de condicionantes generales que afectan, independientemente del tipo de unión empleado. Las posibilidades en el diseño de

las uniones son enormes no siendo posible definir una única solución para cada situación, siendo la idea principal que cuanto más simple sea la unión y menor el número de herrajes utilizados, mejor será el resultado estructural.

### Deslizamiento de las uniones

En el momento de poner en carga una estructura, los elementos de unión de tipo clavija en uniones mecánicas sufren deslizamientos debidos a la flexión del metal provocando deformaciones plásticas y aplastamientos en la madera. En el caso de pernos o elementos con pretaladro se dejan holguras del taladro respecto al diámetro del perno. Esto provoca un deslizamiento de la unión que influye de manera importante en la estructura, aumentando la deformación global de la misma al acumularse las deformaciones de los nudos que pueden experimentar estos deslizamientos. La estimación del deslizamiento de las uniones con medios de fijación tipo clavija se determina mediante el módulo de deslizamiento definido en capítulos anteriores  $K_{ser}$  (apartado. 3.4.4).

### Rigidez del medio de unión

Las características de rigidez de las uniones son distintas según el medio de unión utilizado, resultando las uniones encoladas más rígidas que las clavadas o empernadas.

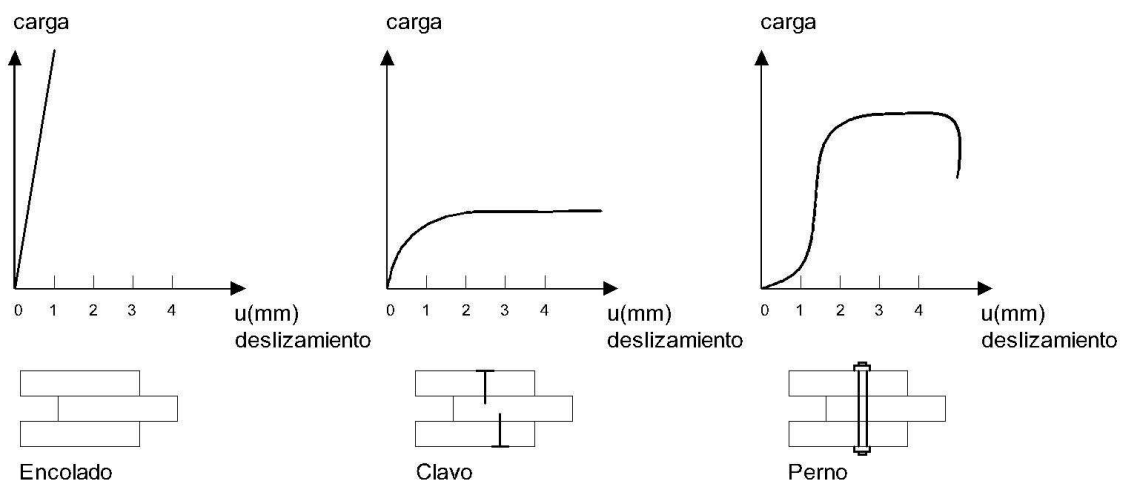


Figura 7.1. Gráficos de rigidez según Argüelles, Arriaga, 2000.

La figura anterior muestra la comparativa para los tres medios de unión mediante gráficos que representan la relación entre el deslizamiento y la carga.

Las uniones encoladas son las más rígidas no siguiendo una orden lineal y no presentando plasticidad. En cambio en las uniones con clavos la rigidez disminuye con el deslizamiento, y en los pernos existe un deslizamiento inicial importante como representa el inicio de la curva en el gráfico, debido a las holguras dejadas en la unión. Posteriormente pasa a un tramo de bastante rigidez comparable a la de la unión encolada y por último entra en una fase de deformación plástica con deslizamientos importantes y sin aumento de carga.

En los ensayos se determina la carga última de la unión como la carga máxima o bien por la deformación máxima o deslizamiento límite.

Es importante tener presente estos resultados, ya que si en una unión la carga se transmite a través de más de un tipo de fijación, o bien cuando la rigidez de las uniones en los planos de corte de una unión con varios planos de cortadura es diferente, las capacidades de carga de cada tipo vienen condicionadas por la compatibilidad de las deformaciones.

Esto significa que, por ejemplo, en una combinación de unión encolada con otra de tipo mecánica, las resistencias no pueden sumarse, ni suponer que trabajan solidariamente, puesto que la unión encolada entra en carga rápidamente experimentando muy pocos deslizamientos y mientras tanto las uniones mecánicas trabajan muy poco. Mayores deslizamientos suponen la pérdida de la unión con adhesivos de la unión encolada transfiriendo toda la carga a los pernos o clavos. Por ello la normativa recomienda no mezclar elementos de fijación de distinto tipo y dimensiones, salvo si se realiza un estudio especial, o existe previamente un análisis en la misma. Es decir, el encolado y los pernos, debido a la gran rigidez del primero y a la fuerte deformación del segundo no deben combinarse con otros elementos mecánicos de unión.

En cambio, si los medios de unión son distintos pero de la misma naturaleza, como clavos y pasadores, el reparto de la carga puede realizarse admitiendo un comportamiento elástico, quedando del lado de la seguridad. De este modo la

distribución de carga entre cada grupo de medios de unión se realiza de manera proporcional a su módulo de deslizamiento  $K_{ser}$ .

Consideramos una unión con clavos y pasadores. La fuerza total transmitida es la suma del esfuerzo de los clavos más los pasadores según la ecuación de equilibrio:

$$F_d = \sum_{i=1}^n F_i = n_a \cdot F_{a,d} + n_b \cdot F_{b,d}$$

Siendo  $n_a$  y  $n_b$  el número de clavos y pasadores respectivamente, y  $F_{a,d}$  y  $F_{b,d}$  los esfuerzos totales.

El deslizamiento del medio de unión definido en puntos anteriores en función del módulo de deslizamiento  $K_{ser}$  sirve para plantear la ecuación de compatibilidad de deformaciones:

$$u = u_a = u_b ; \quad u = \frac{F_{a,d}}{K_{u,a}} = \frac{F_{b,d}}{K_{u,b}}$$

Sustituyendo en la ecuación de equilibrio y despejando se obtienen los valores de las fuerzas en clavos y pernos cuyo reparto se realiza en proporción a las rigideces:

$$F_{a,d} = \frac{K_{u,a}}{n_a \cdot K_{u,a} + n_b \cdot K_{u,b}} \cdot F_d \quad ; \quad F_{b,d} = \frac{K_{u,b}}{n_a \cdot K_{u,a} + n_b \cdot K_{u,b}} \cdot F_d$$

### Efectos de agrupación de los elementos de unión

Un aspecto que puede limitar la resistencia en una unión es la agrupación de los elementos de fijación utilizados. Cuando existen muchos elementos colocados en línea o un conjunto de elementos agrupados en un área de la pieza, existe el peligro de que se produzca el desgarro de un trozo de la misma. La limitación de la resistencia por agrupamiento de medios de unión se produce por ese desgarro, antes de que se haya agotado la capacidad resistente de cada uno de los elementos de unión utilizados por separado.

La forma de producirse la rotura en estos casos es secuencial, lo que significa que se produce primero la rotura o desgarramiento en uno de los planos o superficies de rotura, produciéndose a continuación una plastificación de la misma, para finalmente producirse la rotura en la segunda superficie. Este comportamiento se debe al comportamiento frágil de la madera que no puede desarrollar grandes deformaciones.

La consecuencia es que no debe suponerse que colaboran ambas superficies de rotura en la resistencia al esfuerzo y que deben considerarse de forma independiente, de manera que se calcularán por separado la resistencia de cada plano o superficie de rotura considerándose la capacidad resistente como el mayor valor de ambas superficies.

#### Efecto de la hienda en tensiones perpendiculares a la fibra

En las estructuras de madera se dan uniones en las que se originan tensiones de tracción perpendicular que pueden limitar la capacidad resistente de la unión.

Ejemplos de estos tipos de unión son situaciones muy habituales en madera, como el apoyo de una correa sobre una viga o jácena mediante un cajón metálico. La transmisión del cortante de la correa origina tracciones perpendiculares a la fibra en la jácena.

Otro caso es una unión con cartelas o mediante pernos en la triangulación de una cercha o celosía. La tracción de las diagonales o montantes provoca la aparición de agrietamientos longitudinales en el cordón.

La concentración de estos esfuerzos de tracción produce el efecto de la hienda. La resistencia a la hendidura en la madera es la resistencia de ésta a ser agrietada o rajada en sentido longitudinal y a su propagación, es decir, mide la adherencia de las fibras entre sí como ocurre en el ensayo de tracción perpendicular.

En estos tipos de uniones que se encuentran a menudo solicitadas por esfuerzos axiales, y en las que debido a que las fuerzas actúan en muchos casos con un ángulo  $\alpha$  respecto a la dirección de la fibra en una de las piezas, debe tenerse en cuenta el

efecto de la hienda provocada por la componente perpendicular a las fibras ( $F_d \cdot \sin \alpha$ ). Según el CTE en este caso debe cumplirse la condición de resistencia:

$$F_{v,Ed} \leq F_{90,Rd}$$

$F_{v,Ed}$  es el mayor valor de los cortantes a cada lado de la unión  $F_{v,Ed,1}$  y  $F_{v,Ed,2}$ , que se obtienen del cálculo de esfuerzos de la viga que sufre la hienda.

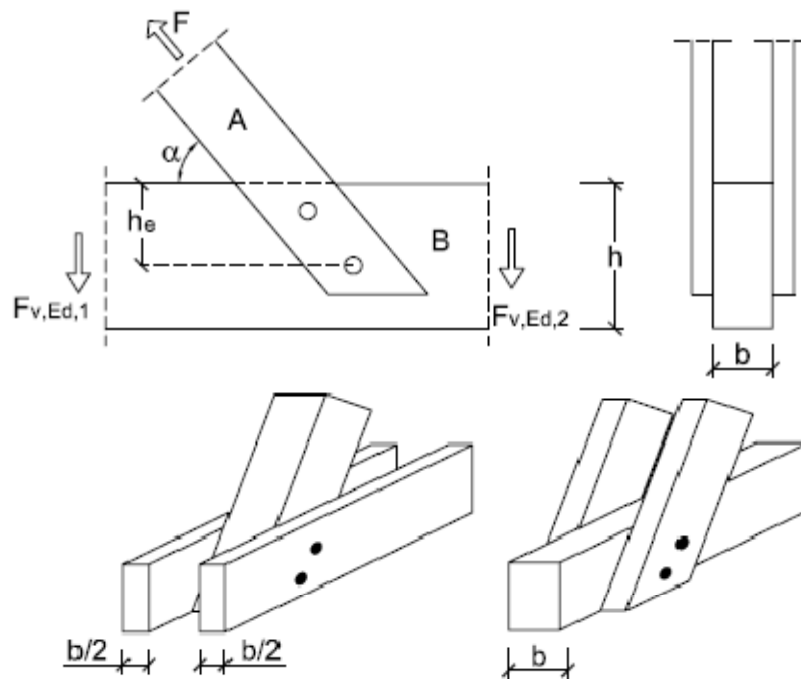


Figura 7.2. Fuerza oblicua transmitida en una unión según CTE.

El valor de cálculo frente a la hienda,  $F_{90,Rd}$ , para coníferas y chopo según SE-M se obtiene a partir de su valor característico  $F_{90,Rk}$ , y se obtiene mediante la expresión:

$$F_{90,Rk} = 14 \cdot b \cdot w \cdot \sqrt{\frac{h_e}{\left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}}$$

donde  $h_e$  es la distancia desde el borde cargado de la pieza central hasta el eje del elemento mecánico de fijación más alejado,  $b$  es el espesor de la pieza central,  $h$  el



canto de la pieza central y  $w$  es un factor de modificación, que en placas dentadas tiene el valor:

$$w = \left( \frac{w_{pl}}{100} \right)^{0,35}$$

Para el resto de los casos  $w$  vale la unidad, y  $w_{pl}$  es el valor del ancho de la placa dentada en la dirección paralela a la fibra.

### Inversión de esfuerzos

Cuando una unión esté solicitada por esfuerzos cuyos valores oscilan entre uno de tracción  $F_{t,Ed}$  y otro de compresión  $F_{c,Ed}$ , y que estén provocados por una situación de cargas de larga o media duración, se dimensionará la unión para los dos valores siguientes:

$$F_{t,Ed} + 0,5 \cdot F_{c,Ed} \quad \text{y} \quad F_{c,Ed} + 0,5 \cdot F_{t,Ed}$$

Estos son valores absolutos para tracción y compresión, respectivamente, y suponen un aumento de la carga en tracción o en compresión, de la mitad del otro esfuerzo. El aumento de la sollicitación se debe al debilitamiento de la unión por esfuerzos alternados y ciclos de histéresis.

### Reducción de la capacidad de carga de la unión en función del número de elementos de fijación que la componen (número eficaz)

La capacidad de carga característica eficaz de una unión con varios elementos de fijación del mismo tipo y diámetro,  $F_{v,ef,Rk}$ , se obtendrá de la siguiente expresión:

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} \cdot F_{v,Rk}$$

$F_{v,ef,Rk}$  es el valor característico de la capacidad de carga eficaz de la unión,  $n_{ef}$  el número eficaz de los elementos de fijación alineados con la carga (que se definirá

posteriormente para cada tipo), y  $F_{v,Rk}$  el valor característico de la capacidad de carga de un elemento de fijación.

## 7.2. UNIONES TRADICIONALES.

La evolución en las estructuras de madera a lo largo del tiempo ha estado directamente relacionada con la necesidad de conseguir uniones capaces de transmitir los esfuerzos, sin comprometer la estabilidad y resistencia de las estructuras. El diseño y cálculo de las uniones en las construcciones de madera comprende una mayor dificultad en relación con las estructuras de acero, debido a su naturaleza anisótropa, que hace que manifieste comportamientos diferentes según la dirección del esfuerzo considerada.

En este tipo de unión una pieza de madera queda unida a otra directamente mediante la realización de trabajos de talla y rebajes en las superficies de unión de las piezas, de forma que mediante la inserción de una pieza en la otra ambas quedan ensambladas o empalmadas. En las uniones tradicionales intervienen casi exclusivamente piezas de madera, aunque en ocasiones se utilizan elementos de afianzamiento para evitar su descolocación.

Los esfuerzos se transmiten de una pieza a otra a través de estas cajas o rebajes, y espigas o llaves, equilibrando los esfuerzos axiales mediante compresiones y esfuerzos tangenciales.

Las uniones tradicionales poseen una serie de características que pueden limitar en muchos casos su utilización. Las uniones de los elementos principales de las estructuras tienen que soportar grandes esfuerzos lo cual implica que, para resolverlos mediante uniones tradicionales, sería necesario realizar tallas o rebajes de gran tamaño, obligando a sobredimensionar en exceso las secciones de madera, ya que, de no hacerlo las secciones de las barras quedarían muy debilitadas. Este sobredimensionado de las secciones resultaría en casi todos los casos antieconómico condicionando el aspecto estético de la estructura.

Las uniones tradicionales están pensadas para la transmisión por contacto de esfuerzos de compresión, pero no resisten bien la inversión de esfuerzos siendo este hecho el que motivó el estudio de nuevas soluciones, obligando a introducir en la resolución de estas uniones elementos como pernos o pletinas.

Estos herrajes sí admiten por el contrario la inversión de esfuerzos permitiendo ajustar las secciones de madera a las estrictamente necesarias.

A continuación clasificamos los tipos de uniones tradicionales más usuales atendiendo a la forma de encuentro de las piezas, que se distinguen en ensambles, empalmes y acoplamientos; y por el tipo de sollicitación que transmiten, si son esfuerzos de compresión o de tracción.

### **7.2.1. Ensamblés.**

En este tipo de uniones tradicionales las piezas de madera se encuentran formando un ángulo determinado. Se distinguen dos grandes grupos de ensambles, los que trabajan a compresión y los que trabajan a tracción.

#### *a) Ensamblés a compresión:*

La transmisión del esfuerzo se realiza a través de las tensiones entre las superficies de contacto, evitando el deslizamiento de una pieza sobre la otra mediante cajas y espigas o rebajes y en algunos casos herrajes metálicos.

Estas uniones están diseñadas para transmitir únicamente esfuerzos de compresión, y no soportan la inversión de esfuerzos por lo que en caso de tracción el nudo puede desorganizarse.

*a1) Ensamble de caja y espiga:* una de las piezas tiene en su extremo una parte adelgazada llamada espiga en forma prismática, que se inserta en una entalladura de la otra pieza llamada caja o mortaja.

La espiga es algo más corta que la caja para que no se cargue en punta de forma que se evita que la espiga soporte ella sola todo el esfuerzo de compresión.

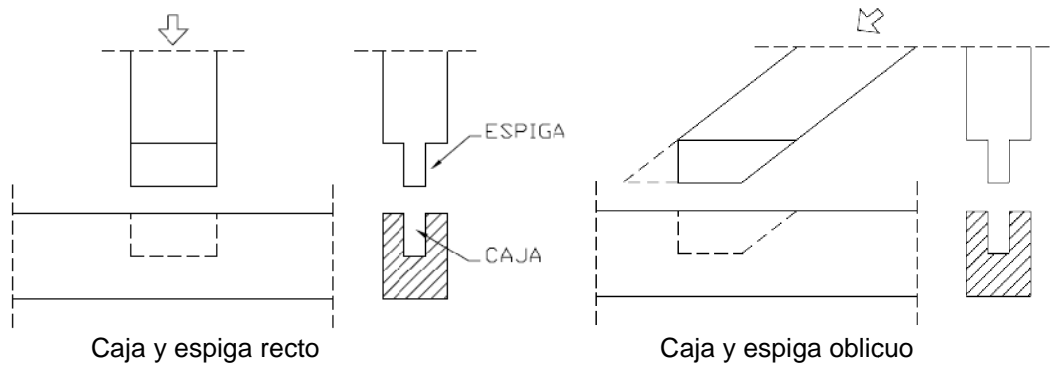


Figura 7.3. Ensamblajes de caja y espiga en uniones a compresión (fuente: AITIM)

a2) *Ensamble de barbilla y rebaje*: este caso tiene especial importancia ya que es el método tradicionalmente utilizado en las uniones de las cerchas por su simplicidad y efectividad, como la unión entre cordones, entre el pendón y las tornapuntas o también entre el pendolón y los pares (figura 8.6). La testa del par se termina en forma de barbilla que encaja en el rebaje realizado en toda su anchura, en el tirante. Los encuentros pueden ser de espera simple (con barbilla), espera doble (doble barbilla), e incluso mediante barbilla y pieza auxiliar.

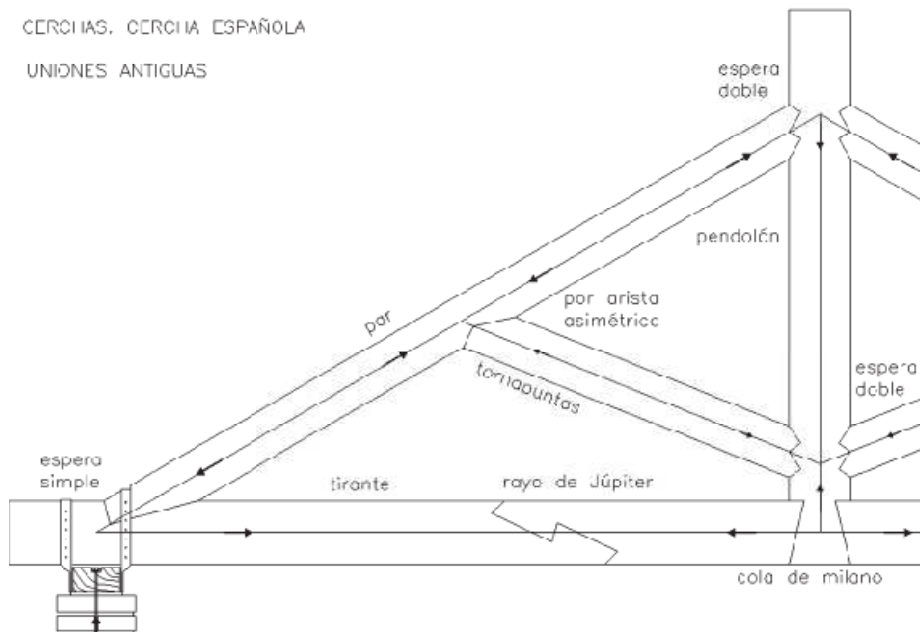


Figura 7.4. Esquema de cercha resuelta con uniones tradicionales (fuente: Informes de la Construcción, Julio-Septiembre, 2007)

En los embarbillados, la pieza comprimida no tiene una espiga, si no que toda la anchura de la misma hace de barbilla que apoya sobre un rebaje en la pieza que la recibe, lo que es una ventaja respecto al caso de caja y espiga puesto que no existe un debilitamiento de su extremo al no adelgazar la pieza en la espiga.

Estos tipos de uniones, no obstante, precisan de pernos o bridas metálicas para mantener su configuración.

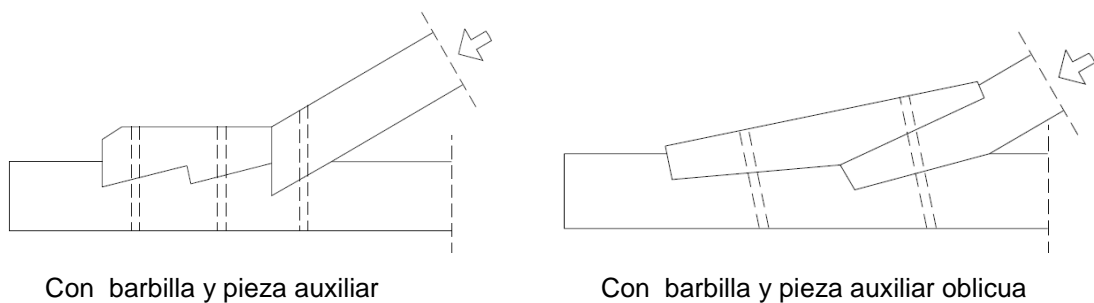


Figura 7.5. Ensambls con pieza auxiliar (fuente: AITIM)

a3) *Ensamble de caja y espiga con barbilla*: es una combinación de los dos tipos anteriores, existiendo además de la caja y espiga, una barbilla alojada sobre el rebaje de la otra pieza (figura 7.6), suponiendo una reducción de la sección transversal.

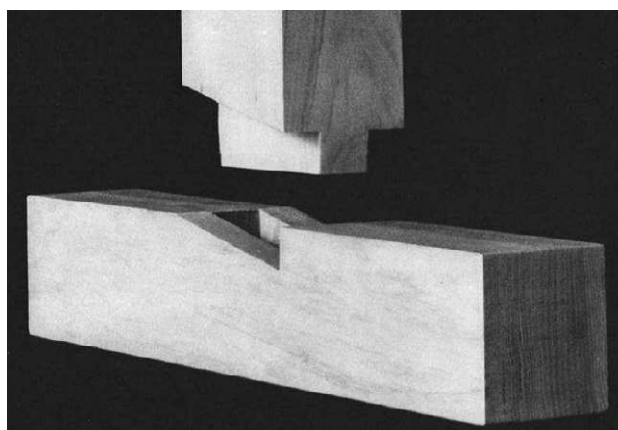
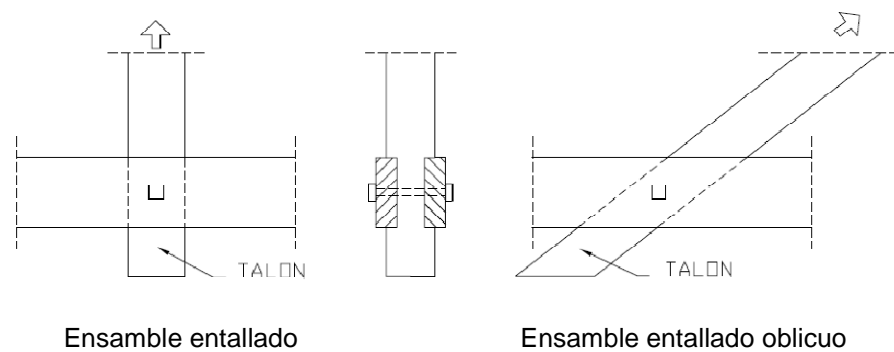


Figura 7.6. Ensambls de caja y espiga con barbilla (fuente: Scribd.com)

*b) Ensamblados a tracción:*

Estos tipos de unión, solicitadas por esfuerzos de tracción precisan de elementos metálicos para la conexión entre las piezas, como pernos y chapas metálicas, o mediante ensambles en cola de milano o rebajes en las piezas.



*Figura 7.7. Ensamblados entallados a tracción (fuente: AITIM)*

*b1) Ensamble mediante rebajes en las piezas:* la barra traccionada se encaja o coloca en el rebaje de otra barra formada por dos cordones o piezas. El cogote es la prolongación de la barra traccionada por el lado opuesto, y es necesario para transmitir los esfuerzos de tracción (en la zona rebajada de la barra traccionada) y de cortante en el cogote (figura 7.7).

El perno tiene la misión de afianzar las piezas impidiendo que se salgan de sus encajes y evitando el deslizamiento.

*b2) Ensamble mediante pernos:* cuando los esfuerzos no son muy elevados, la pieza puede asegurarse mediante uno o varios pernos sin ser necesarios ni el rebaje ni el cogote si son capaces de resistir los esfuerzos por sí mismos.

Sin embargo, el empleo de pernos únicamente no es habitual, si no que normalmente se añaden elementos como conectores metálicos o llaves de madera que mejoran la resistencia de la unión aumentando la capacidad de transmisión de esfuerzos.

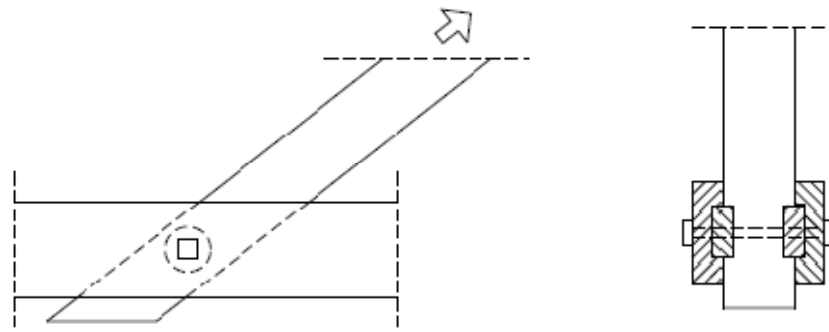


Figura 7.8. Ensamble a tracción con conectores (fuente: AITIM)

b3) *Ensamble en cola de milano*: consiste en la formación en una de las piezas de una espiga en forma de cola de milano, mientras que la pieza en la que encaja tiene un vaciado con la misma forma. Normalmente esta unión se realiza sobre la mitad del espesor de la pieza denominándose *a media madera* y pudiendo ser oblicuo o recto (figura 8.10).

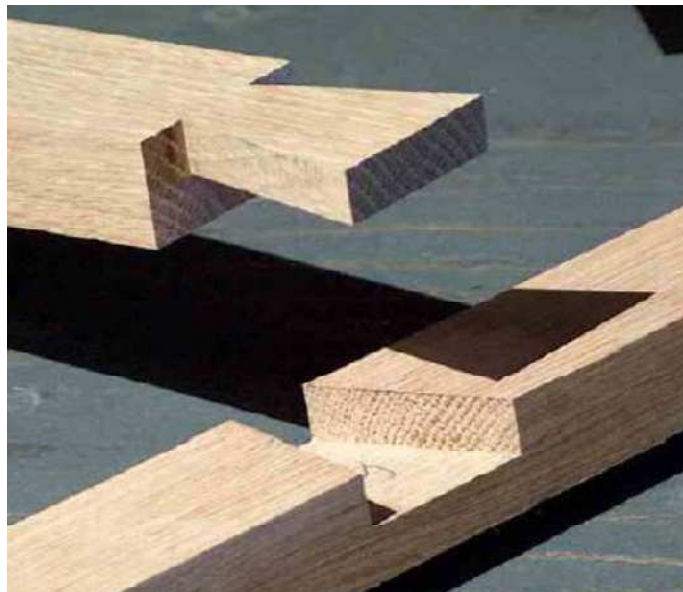


Figura 7.9. Ensamble en cola de milano (fuente: Scribd.com)

Una modificación de esta unión muy utilizada en las triangulaciones de cubierta es el de *cola de milano pasante* (figura 7.10). En esta ocasión se realiza un hueco o mortaja centrada en la barra, mientras que la barra traccionada dispone de media

cola de milano que se coloca en la mortaja, más amplia que la espiga, afianzándose con una cuña o espiga de madera más dura que impide su salida.

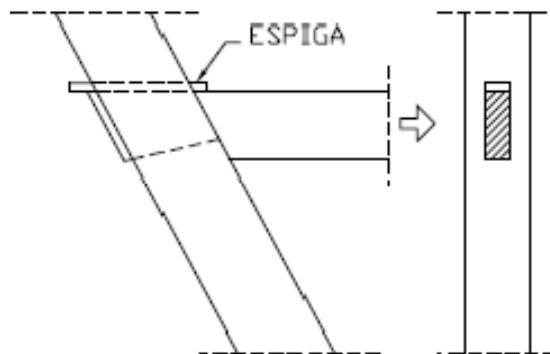


Figura 7.10. Ensamble de cola de milano pasante (fuente: AITIM)

b4) *Ensamble de cuelgue de tirante*: es un nudo importante utilizado en cerchas, aunque no es un verdadero ensamble, que consiste en la utilización de pletinas metálicas que se atornillan a las piezas de madera permitiendo la transmisión de los esfuerzos de tracción.

La solución más frecuente es la suspensión del tirante de una cercha en su encuentro con el pendolón, y cuya misión es acortar la luz del tirante para las cargas transversales que pueda soportar, como el peso propio, falsos techos o instalaciones que producirían esfuerzos de flexión, y además mantener en el mismo plano el tirante y el pendolón.

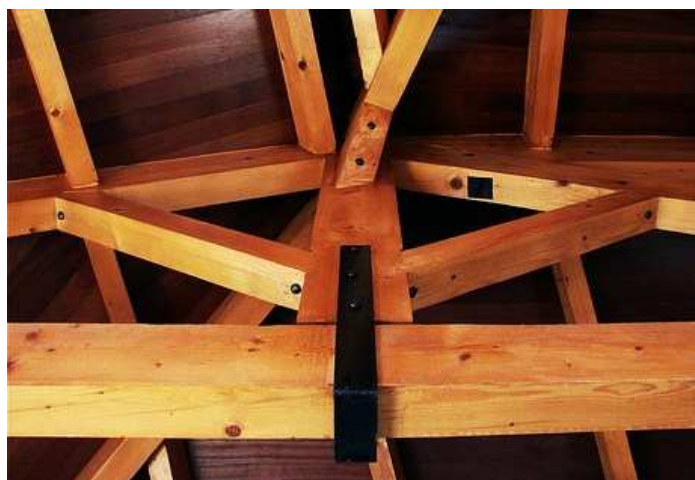


Figura 7.11. Cuelgue de tirante en una cercha (fuente: Tecniamadera)



c) *Ensamble a cortante en cola de milano*: es un tipo de ensamble muy utilizado para realizar uniones entre vigas secundarias y vigas principales en cubiertas. Permite un montaje muy sencillo y rápido aunque debe colocarse algún tirafondo para evitar el posible fallo por rotura frágil.



Figura 7.12. *Ensamble a cortante en cola de milano* (fuente: Cismadeira)

### 7.2.2. Empalmes.

El empalme consiste en la unión de las piezas por sus testas. Estas dos piezas pueden constituir un tirante de una cercha, el encuentro de dos vigas enfrentadas en un apoyo alcanzando de este modo una mayor longitud, y con menor frecuencia, el empalme entre dos pilares.

a) *Empalmes entre piezas sometidas a tracción*:

El caso más frecuente de este tipo de unión es el empalme de las dos piezas que forman un tirante de gran longitud de una cercha, y que generalmente se realiza en el centro del vano, quedando la sección eficaz del tirante reducida a menos de la mitad de la sección completa.

a1) *Empalme de llave*: es una unión de fácil ejecución y gran capacidad resistente. Cada una de las piezas presenta un rebaje que permite que se acoplen perfectamente entre ellas evitando el deslizamiento. La clavija rectangular o llave sirve para ajustar el empalme.

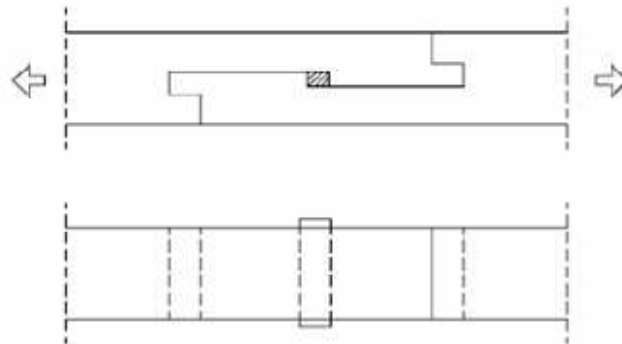


Figura 7.13. Empalme de llave (fuente: AITIM)

a2) *Empalme en rayo de Júpiter*: es un tipo de empalme similar al anterior, pero en este caso el escalonado entre las piezas es oblicuo, con una longitud de entre 2,5 a 5 veces la altura de la sección.

Este tipo de unión precisa de bridas para su afianzamiento, y tiene una capacidad resistente muy inferior al empalme de llave, ya que aporta una menor superficie para la resistencia a tensiones tangenciales. También se pueden realizar empalmes en rayo de Júpiter mediante espigas y clavijas o llaves.

En los casos más habituales puede resultar una merma de la capacidad a tracción del orden de 10 a 15% respecto a la sección completa, pudiendo duplicarse la resistencia mediante un doble rayo de Júpiter.

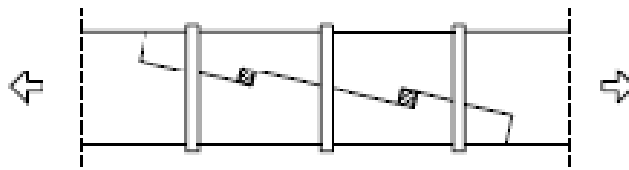
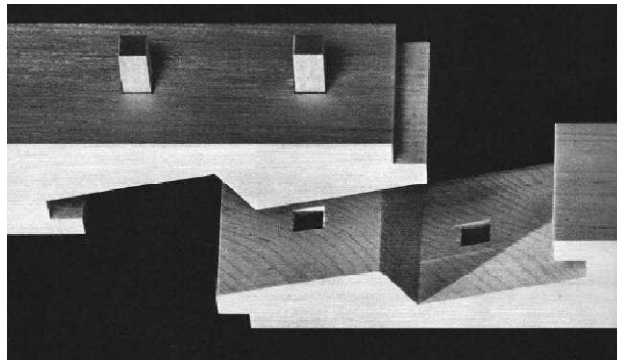


Figura 7.14. Empalme en rayo de Júpiter con espiga y clavijas y rayo de Júpiter doble (fuentes: Scribd.com y AITIM)

a3) *Empalme a media madera con cola de milano*: cada una de las piezas presenta en su extremo adelgazado una cola de milano que encaja en el vaciado de la otra. Como el esfuerzo de tracción debe transmitirse por la parte más estrecha de la cola, la reducción de la sección es prácticamente la cuarta parte.

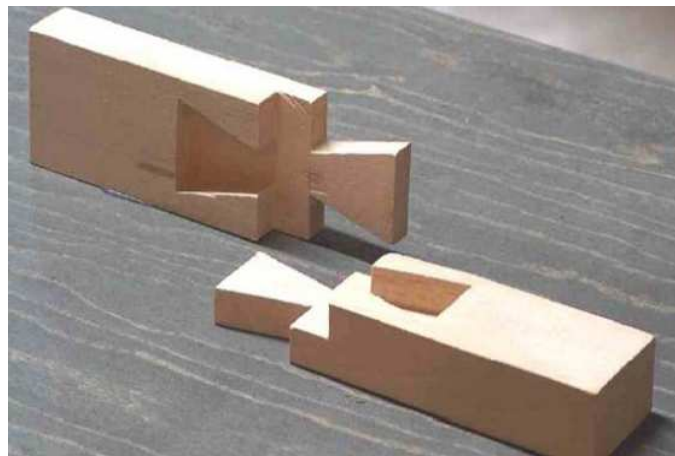


Figura 7.15. Empalme a media madera con cola de milano (fuente: Scribd.com)

b) *Empalmes entre vigas sobre apoyos*: cuando se realizan empalmes entre piezas sometidas a flexión como vigas, viguetas o correas, éste debe hacerse necesariamente sobre un punto de apoyo como por ejemplo, un muro, una viga o un pilar, etc. En grandes escuadrías como las empleadas en madera laminada, pueden utilizarse enlaces articulados en el vano constituyendo vigas tipo Gerber.

El empalme se hace a media madera o mediante corte oblicuo y es necesario fijar entre sí ambas piezas mediante elementos como clavos o tornillos.

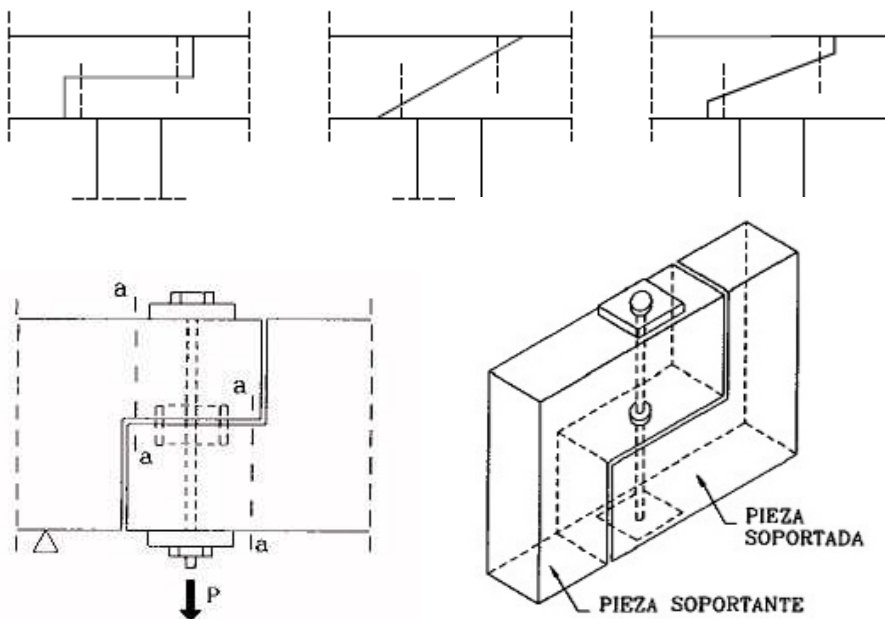
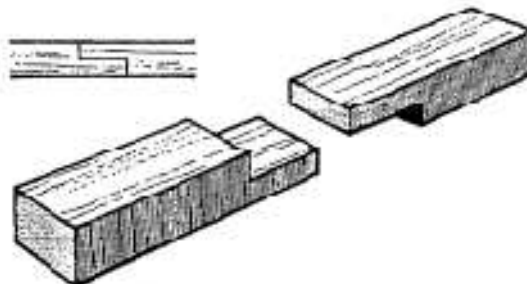
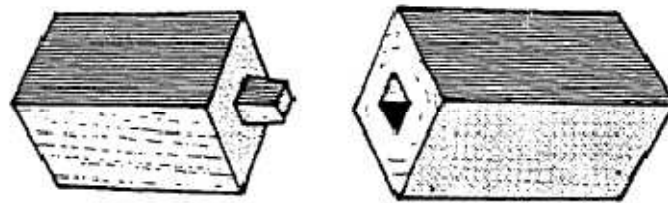


Figura 7.16. *Empalme en apoyo de vigas y enlaces articulados en vanos de vigas de gran escuadría (fuente: Cismadeira)*

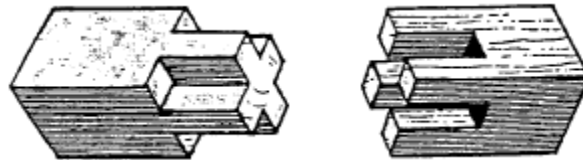
c) *Empalmes entre piezas comprimidas*: este tipo de unión es difícil de encontrar en dos piezas por sí solas, ya que normalmente se encuentran formando parte de nudos más complejos. Se precisan herrajes para afianzar las piezas.



Empalme a media madera



Empalme de caja y espiga centrada



Empalme de caja en cruz



Empalme en diagonal con doble espera

Figura 7.17. Tipos de empalmes en piezas comprimidas.

### 7.2.3. Acoplamientos.

Si bien el acoplamiento es la base de la madera laminada encolada, tradicionalmente se ha utilizado este tipo de unión para conseguir secciones mayores de las que un árbol puede proporcionar. Consiste en la unión de dos o más piezas por sus caras mediante cortes oblicuos, o bien llaves de madera alojados en rebajes, asegurando las piezas con bridas metálicas.

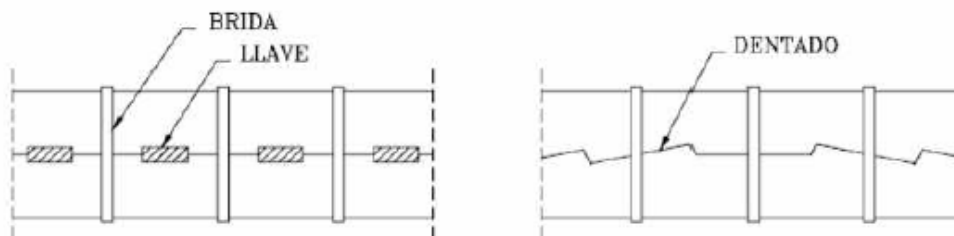


Figura 7.18. Acoplamientos (fuente: AITIM)

### **7.3. UNIÓN MECÁNICA CON ELEMENTOS DE FIJACIÓN TIPO CLAVIJA.**

Los elementos de fijación de tipo clavija son medios de unión mecánico, es decir, transmiten los esfuerzos mediante herrajes metálicos a través de tensiones de aplastamiento sobre las piezas de madera. El grupo de los elementos de tipo clavija engloba a un conjunto de herrajes metálicos como clavos, grapas, pernos, tirafondos y pasadores, que atraviesan las piezas de madera y cuyos vástagos trabajan a flexión y a cortante.

#### **7.3.1. Medios de unión.**

##### Clavos

Son el medio de unión más común y simple para unir piezas de madera, de tablero a madera y en ocasiones chapas de acero a madera, destacando la unión de tableros de diafragma en cerramientos, forjados y cubiertas. Es la técnica más antigua y constituyen el sistema de fijación más básico de elementos de entramado de madera.

La gama de tamaños, formas y materiales es muy variada y sus dimensiones suelen estar normalizadas de forma distinta según cada país. Aunque pueden variar, normalmente los diámetros suelen estar comprendidos entre 2,75 y 8 mm y la longitud puede ir de los 40 mm a los 200. Las normas UNE EN 14592 y UNE EN 10230 especifican los aspectos de geometría, resistencia y requisitos para los medios de fijación de tipo clavija en general y tipos de clavos respectivamente.

En los clavos se distinguen tres partes: cabeza, caña o fuste y punta. El fuste puede ser liso, con resaltos y en espiral o rosca, y la sección puede tener forma circular o cuadrada, admitiendo esta última carga mayor en dirección paralela a la fibra. Los clavos con el fuste en espiral proporcionan mayor resistencia al arranque y algunas de sus aplicaciones más típicas son en entrevigados, cerramientos de cubiertas o revestimientos. Los clavos de fuste liso tienen muy baja resistencia a la extracción. La punta puede ser de diferentes formas, afectando a la tendencia de la madera a

desgarrarse, sobre todo cuando se coloca el clavo cerca del borde de la pieza, siendo la punta de diamante la forma más utilizada.

Los materiales utilizados en la fabricación de los clavos son acero, acero tratado en caliente, acero inoxidable, aluminio, y acero con alto contenido en carbono entre otros. Los acabados de protección pueden ser electrolgalvanizado, galvanizado en caliente y galvanizado mecánico. Los clavos deben realizarse con una resistencia mínima a tracción de  $600 \text{ N/mm}^2$ .

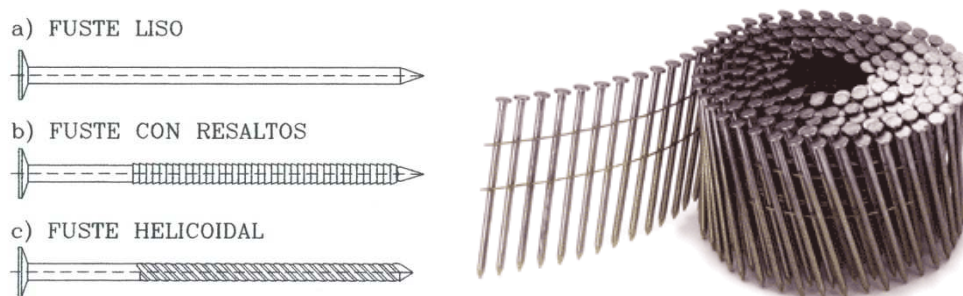


Figura 7.19. Tipos de clavos y clavos en rollo para pistola neumática (fuente: AITIM)

La puesta en obra mediante pistolas neumáticas facilita el trabajo cuando se trata de aplicaciones repetitivas tales como cerramientos y revestimientos donde la separación de clavado es relativamente corta. Los clavos también se utilizan para la fijación de herrajes de apoyo o cuelgue, como los estribos de apoyo de las correas de cubierta en las piezas principales de madera laminada, y en algunas uniones de vigas y pilares en nudos de pórticos o en uniones en vigas de celosía donde se utilizan cartelas de tablero contrachapado.

En maderas de especies frondosas, de densidad característica superior a  $500 \text{ kg/mm}^3$ , es necesario realizar un pretaladro con un diámetro no mayor del 80% del diámetro del clavo.

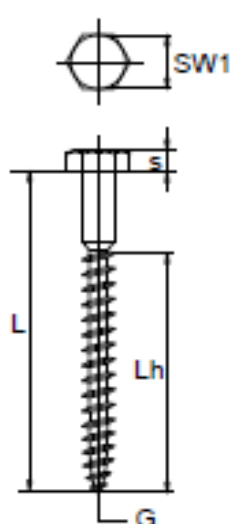
### Tirafondos

Los tirafondos, también llamados tornillos de madera, son piezas metálicas con cabeza y punta alargada, compuestas de una parte cilíndrica lisa (caña) y un fuste

con una zona roscada en la punta (cuerda). El diámetro nominal de los tirafondos utilizados en estructuras de madera no debe ser inferior a 2,4 mm ni mayor de 24 mm y la longitud varía generalmente entre 25 y 300 mm. El material utilizado será generalmente acero templado o acero al carbono. Los tirafondos, debido a la zona roscada, tienen una mayor capacidad resistente a cargas de extracción.

Se utilizan para mantener en su posición a otros conectores de superficie, para fijar herrajes de cuelgue o para el anclaje de otras piezas.

Para diámetros superiores a 5 mm deberán introducirse en agujeros pretaladrados, teniendo el agujero donde se aloja la caña el mismo diámetro y longitud que esta, y el agujero donde se introduce la cuerda un diámetro alrededor del 70% del diámetro de la caña, siendo recomendable el uso de arandelas.



Pieza N°	Tipo	G	L	s (mm)	Lh (mm)	PØ (mm)	SW1 (mm)	Emb
618 3 605	986	H6	50 mm	6,0	30	8	11	200
618 3 606	986	H6	60 mm	6,0	35	8	11	200
618 3 608	986	H6	80 mm	6,0	50	8	11	200
618 3 805	986	H8	50 mm	6,5	30	10	13	100
618 3 806	986	H8	60 mm	6,5	35	10	13	100
618 3 807	986	H8	70 mm	6,5	40	10	13	100
618 3 808	986	H8	80 mm	6,5	50	10	13	100
618 3 809	986	H8	90 mm	6,5	55	10	13	100
618 3 810	986	H8	100 mm	6,5	60	10	13	100
618 3 812	986	H8	120 mm	6,5	75	10	13	100
618 3 817	986U	H8	70 mm	6,5	40	10	13	100
619 3 006	986	H10	60 mm	7,0	35	12	17	100
619 3 008	986	H10	80 mm	7,0	50	12	17	50
619 3 010	986	H10	100 mm	7,0	60	12	17	50

Figura 7.20. Ejemplo de tirafondos para madera (fuente: Raywal)

### Grapas

Al igual que los clavos, es un medio de unión adecuado para la fijación de tableros a piezas de madera. Tienen los extremos doblados en forma de U, y se puede considerar que está formada por un cuerpo central horizontal, denominado corona (o cabeza), y por dos verticales que son las patas. Las grapas se fabrican con muy diversa formas y proporciones existiendo en el mercado numerosas patentes.



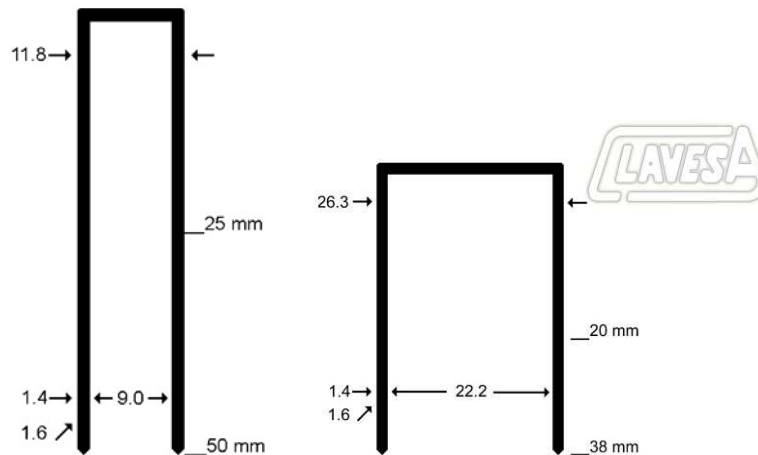


Figura 7.21. Grapas para madera (fuente: Clavesa)

La longitud de las patas varía normalmente entre 4 y 50 mm con una corona entre 6 y 26 mm, siendo los incrementos de longitudes de 0,7 mm en grapas cortas y de 3 mm en grapas largas. Los materiales de fabricación son muy variados, como acero con bajo, medio y alto contenido en carbono, aluminio, acero inoxidable, bronce o aleación de cobre y níquel.

### Pernos

Son elementos de fuste cilíndrico con cabeza hexagonal o cuadrada en un extremo y tuerca en el otro fabricado en acero dulce. Según la norma EN14592 los pernos deben tener un diámetro mínimo de 6 mm y un máximo de 30 mm. Permiten la transmisión de cargas más elevadas y pueden utilizarse para la unión directa de madera/madera o acero/madera combinada con otros elementos de fijación como los conectores de superficie.

Para facilitar su colocación el DB SE-M admite una holgura de hasta 1 mm entre el diámetro del agujero y el de la caña del perno. Esta holgura disminuye la capacidad de transmisión de la carga y provoca deslizamiento de la unión por lo que lo normal es que el perno se utilice como elemento de fijación de otro tipo de conector, y su empleo por sí solo quede reducido a piezas de menor escuadría.

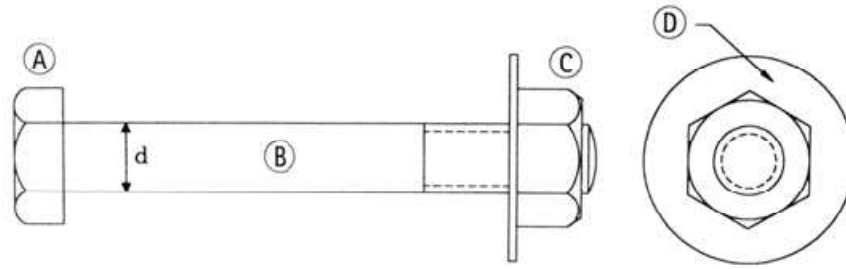


Figura 7.22. Perno con fuste o vástago cilíndrico (B), cabeza (A), arandela (D) y tuerca (C)

Deben colocarse arandelas bajo la cabeza y la tuerca de los pernos con un diámetro o lado (si es cuadrada) de al menos 3 veces el diámetro del perno y un espesor de 0,3 veces el mismo diámetro. La arandela debe tener pleno contacto con la superficie de la pieza.

### Pasadores

Los pasadores son barras de acero sección circular con sus extremos avellanados para facilitar su introducción en la madera. Al contrario que los pernos, no tienen cabeza, tuerca ni arandelas, lo que aporta un resultado estético más limpio. Los diámetros de los pasadores deben tener, según la norma UNE EN 14592, un valor mínimo de 6 mm y un máximo de 30 mm.

Los pasadores se introducen a presión en las piezas, ya que los agujeros donde se alojan tienen un diámetro ligeramente inferior (0,8 a 1 mm) al diámetro del pasador, por lo que las uniones realizadas con pasadores resultan más rígidas que las uniones con pernos.

Las uniones realizadas con pasadores exigen a cambio una mayor precisión a fin de evitar problemas durante el montaje, además requieren controles muy estrictos del contenido de humedad para evitar movimientos indebidos. Por otro lado, la ocultación de los pasadores es sencilla de realizar consiguiendo así mejores prestaciones en caso de incendio. Pueden taparse los orificios practicados con masilla, silicona de color o con tapones de madera.

Un ejemplo frecuente de unión con pasadores es el montaje en forjados de madera de la unión entre viguetas y vigas principales mediante un estribo que queda oculto (ver ejemplo de este tipo de unión en apartado 7.4.2.).

Modelo	DIM. en mm		Informaciones	
	Ø	Largo	Anch. de madera	Tipo estribo
BTU8/60	8	60	longitud de la clavija = anchura de la viga secundaria sujeta por los estribos	TU12
BTU8/80		80		
BTU8/100		100		
BTU8/120		120		
BTU12/60	12	60	anchura de la viga secundaria sujeta por los estribos	TU16 a 28 TUB16 a 28 TUBS16 a 28 ETAM ETNM
BTU12/80		80		
BTU12/90		90		
BTU12/100		100		
BTU12/115		115		
BTU12/120		120		
BTU12/140		140		
BTU12/160		160		

Figura 7.23. Tipos de pasadores e información de dimensiones y aplicaciones (fuente: Simpson Strong-tie)

#### 7.4. UNIÓN MECÁNICA CON ELEMENTOS METÁLICOS DE SUPERFICIE.

Los conectores y placas clavo son elementos de fijación de tipo mecánico que transmiten los esfuerzos entre las piezas a través de una superficie mayor que los elementos de tipo clavija.

Un conector es un elemento de fijación en forma circular o rectangular que se introduce ajustado entre dos piezas de madera afianzándose mediante pernos que atraviesan las piezas. De este modo la carga se transmite por aplastamiento entre la madera y el conector. Se clasifican en los siguientes tipos: anillos, placa, dentado y de madera.

Los conectores se emplean en estructuras de madera donde la transmisión de cargas es elevada, y en piezas de mayor escuadría que en el caso de los elementos de fijación de tipo clavija, de manera que un conector de superficie puede sustituir a varios elementos de tipo clavija simplificando la unión.

#### **7.4.1. Tipos de conectores.**

La norma UNE EN 912 define las dimensiones y los materiales de determinados tipos de conectores ampliamente utilizados en las uniones de los elementos estructurales de madera.

Esta norma se refiere a los conectores no patentados, ya que los conectores utilizados en la práctica en las estructuras de madera son herrajes patentados con diseños específicos y cuyas capacidades resistentes y características dimensionales son proporcionadas por el fabricante en base a unos ensayos certificados por organismos competentes.

Se clasifican pues, los conectores en cuatro grupos que se describen a continuación:

Grupo A: Conectores tipo anillo

Grupo B: Conectores tipo placa

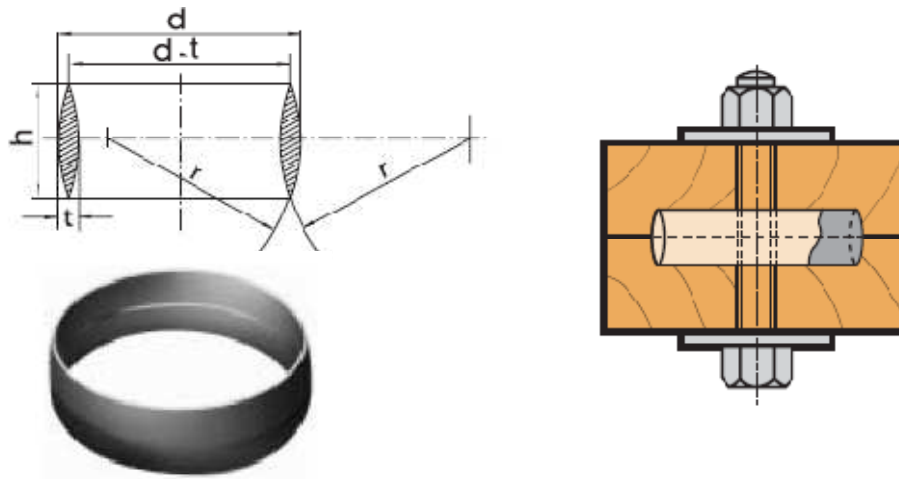
Grupo C: Conectores de placa dentada

Grupo D: Otros conectores

##### Conectores de anillo (tipo A)

Son conectores en forma de anillo que puede ser cerrado o abierto, que se inserta entre las dos piezas de madera a unir alojando la mitad de su altura en cada una de ellas.

Los diámetros varían entre 60 y 260 mm según sean anillos cerrados o abiertos con una unión machihembrada, de caras paralelas o biseladas según los diferentes tipos descritos en la norma.



Modelo		DIMENSIONES de ANILLOS en mm				DIMENSIONES de los BULONES en mm		
		Ø ext.	Altura	Espesor	Radio	Bulones $d_b$	Arandelas o placas de apoyo	
							Tuerca 6 lados	Ø o lado
		$d_e$	$h_e$	$t$	$r$			
Tipo A1	ADO	65	30	5	50	12	36	3,5
	ADI	80	30	6	50	12	36	3,5
	ADII	95	30	6	50	12	36	3,5
	ADIII	126	30	6	50	12	36	3,5
	ADIIIa	128	45	8	50	12	36	3,5
	ADIV	160	45	10	50	16	48	4,8
	ADV	190	45	10	50	20	60	6

Figura 7.24. Conector de anillo tipo A según UNE EN 912 (fuente: Simpson Strong-Tie)

### Conectores de placa (tipo B)

Estos conectores tienen forma de placa circular con una pestaña en uno de sus lados que se inserta en una caja realizada en la pieza de madera.

Se emplean para unir madera con acero y tienen un orificio central para alojar el perno que completa la unión. Según el tipo puede tener además dos orificios para clavos en la placa, a ambos lados del orificio destinado al perno y los diámetros varían desde 65 mm hasta 190 mm.



Figura 7.25. Conector tipo placa (fuente: Cismadeira)

### Conectores de placa dentada (tipo C)

Los conectores dentados se caracterizan por incorporar púas o dientes en sus placas. Dentro de los conectores dentados se distinguen dos grupos principales. El primero es el de los conectores dentados *con púas*, que presentan dientes de forma triangular y que pueden situarse a uno o a ambos lados de la placa.

La norma distingue hasta 9 tipos, pudiendo ser de forma circular, rectangular o cuadrada. Al igual que en los conectores de placa anteriores presentan un orificio central para el perno y pueden llevar también alrededor de éste y equidistantes otros dos orificios para clavos.

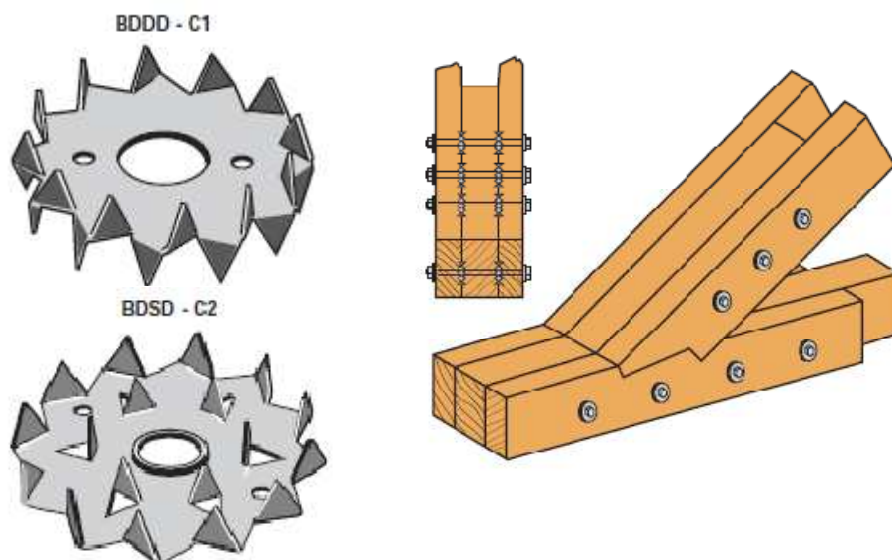
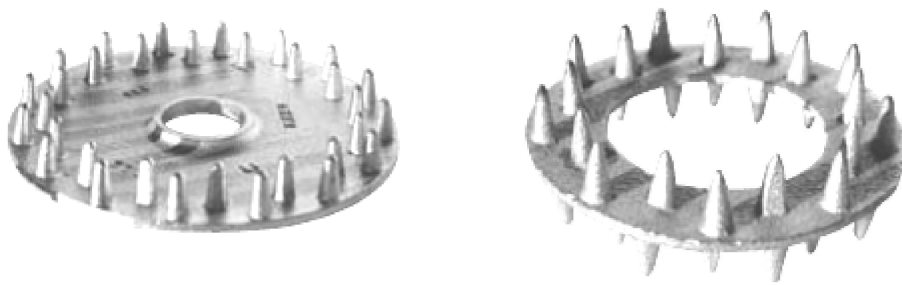


Figura 7.26. Conectores dentados de púas (fuente: Simpson Strong-Tie)

Los diámetros de los conectores de púas van de 38 mm a 165 mm para los de tipo circular, de 38 mm a 130 mm de lado si son cuadrados, y de dimensiones 73 mm x 130 mm si son de tipo rectangular.

El segundo grupo está constituido por conectores con dientes en forma troncocónica, que pueden ser también dentados a una o dos caras. La norma EN 912 distingue 2 tipos cuyos diámetros van de 50 mm a 115 mm.



*Figura 7.27. Conectores dentados de dientes troncocónicos (fuente: Rothoblaas)*

#### Conectores de madera (tipo D)

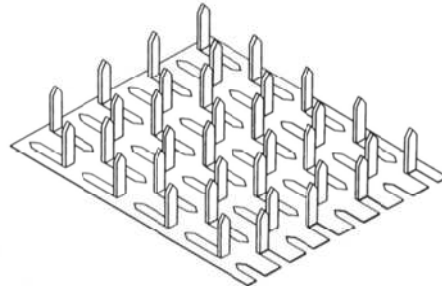
Los conectores de madera son de doble cara constituidos por una placa circular de madera con el borde biselado, de forma que el diámetro aumenta hacia el centro. La placa lleva un orificio para el perno en el centro y los diámetros van de 66 mm hasta 100 mm.

El material utilizado es madera de roble claro de densidad característica mínima de 600 kg/m<sup>3</sup> y con una humedad durante su fabricación menor o igual al 18%. La dirección de la fibra debe ser perpendicular al eje del perno.

#### **7.4.2. Placas dentadas o placas clavo**

Los conectores de placas dentadas o placas-clavo son elementos de fijación consistentes en una placa metálica con puntas extraídas por estampación de la propia chapa que se doblan en dirección perpendicular a su base. Se fabrican en

acero galvanizado o acero inoxidable con espesores que varían desde 0,9 mm a 2,5 mm. Al igual que otros conectores metálicos existen numerosos diseños de placas patentados con diferentes distribuciones y formas de los dientes.



*Figura 7.28. Placa-clavo (fuente: Argüelles, Arriaga, 2000)*

Las placas dentadas se emplean para la unión de piezas del mismo espesor y generalmente es estructuras de celosía prefabricadas. Este medio de unión permite la conexión de dos o más piezas, y se dispone una placa a cada lado de la unión, clavándose ambas mediante prensas hidráulicas de manera que el clavado de los dientes en la madera se realice de forma perpendicular a ésta y sin deformar la placa.

La aparición de las placas dentadas hace ya varias décadas fue como resultado de la evolución de las placas metálicas perforadas y de las cartelas de tablero contrachapado clavadas manualmente, consiguiéndose una mejor capacidad de transmisión de la carga para misma superficie. Además el corte de las piezas a unir se realiza simplemente a tope sin necesidad de ensambles, por lo que este procedimiento facilita la ejecución y reduce las pérdidas de sección tan inevitables de las uniones tradicionales.

La transmisión de la carga se realiza desde la madera a la placa a través de los dientes y ésta transmite el esfuerzo al resto de las piezas de la unión. La capacidad resistente de la unión queda determinada por la capacidad de anclaje de la placa para varios ángulos formados entre la dirección de la fibra, el esfuerzo y la dirección longitudinal de la placa, la resistencia de la sección de acero, y la capacidad de



transmitir esfuerzos de tracción, compresión y cortante por unidad de longitud o anchura y con orientaciones paralelas y perpendiculares.



*Figura 7.29. Cubierta mediante cerchas con placas dentadas (fuente: Euroamerican Building Systems S.A)*

### **7.4.3. Otros conectores metálicos.**

Además de los conectores descritos hasta ahora, cuyas disposiciones para el cálculo vienen recogidas en el CTE, en su documento SE-M, hay en el mercado una amplia gama de herrajes para la resolución constructiva de los encuentros más frecuentes en las estructuras de madera.

Existen múltiples fabricantes que proporcionan en sus manuales técnicos distintos tipos de herrajes para madera e información suficiente para su cálculo y dimensionado, además de someterlos a los ensayos de resistencia según las exigencias de la normativa vigente y bajo el control de los organismos técnicos pertinentes. La extensa gama y gran polivalencia de los herrajes estándar permiten que sea posible resolver todos los tipos de uniones que pueden repetirse dentro de una estructura.

A continuación se describen los tipos de herrajes más utilizados y sus aplicaciones en las estructuras de madera.

## Estribos

Es uno de los herrajes más utilizados. Consiste en un elemento de chapa, normalmente galvanizada) que, mediante un proceso de plegado, adopta forma de “U” sobre la que descansa la pieza de madera a fijar. Este herraje dispone de dos alas laterales con orificios practicados para poder fijarlo a la otra pieza de madera o bien a un muro de hormigón.

La fijación de los estribos se realiza mediante elementos de tornillería si la unión es de madera con madera o mediante tacos metálicos autoexpansibles si el estribo se utiliza en uniones de madera con hormigón.

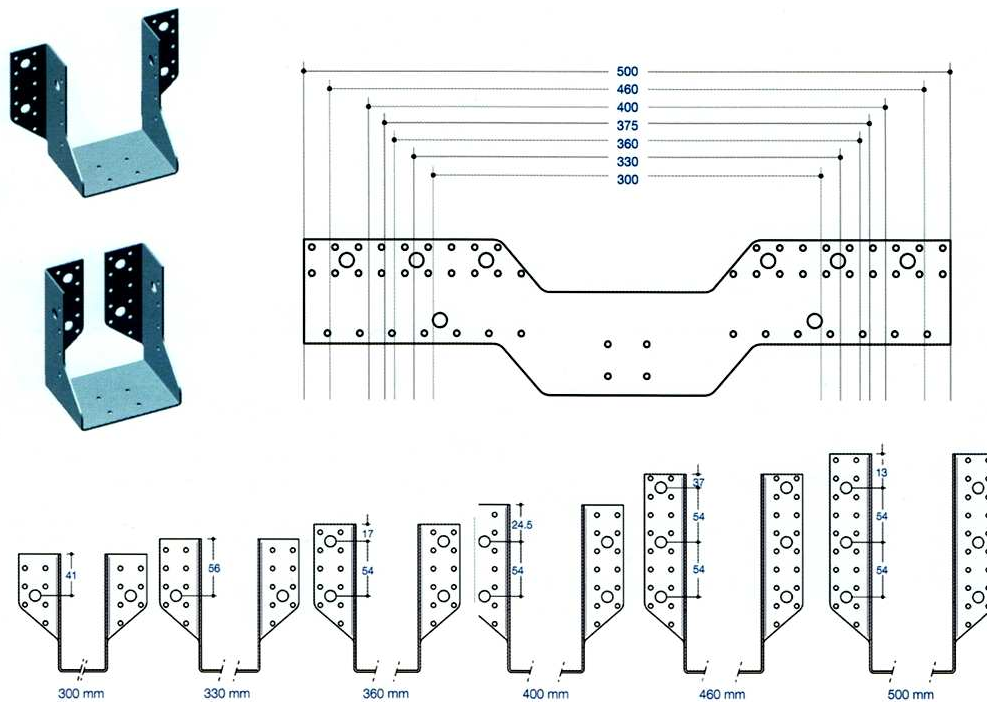


Figura 7.30. Diferentes estribos comerciales (fuente: T&T Aginco)

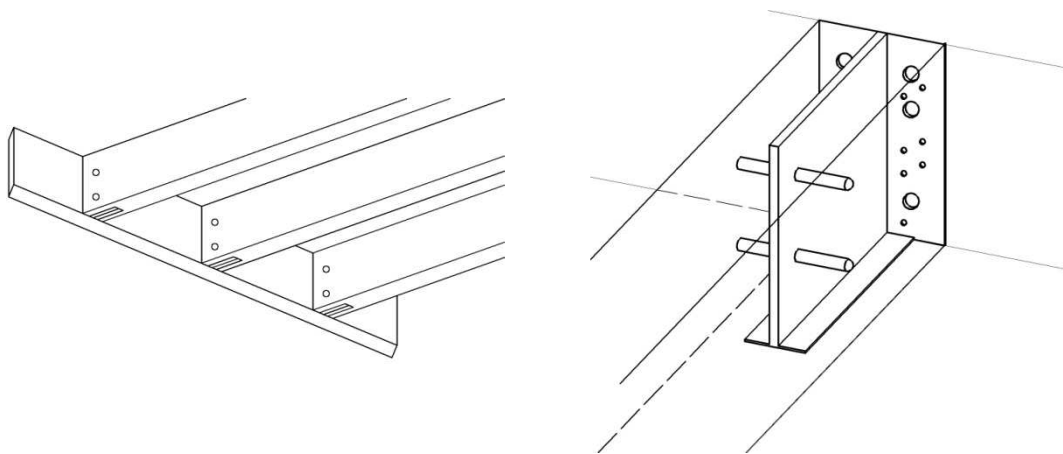
La aplicación de los estribos en las estructuras de madera es muy amplia. Las más habituales son el montaje de correas y cabios en cubiertas, el montaje de viguetas en forjados, la fijación de vigas en estructuras, etc.

La resistencia máxima admisible del estribo está directamente relacionada con la superficie de apoyo de la pieza de madera sobre el mismo (a mayor anchura de

madera, mayor superficie de apoyo), ya que el primer modo de rotura de la unión se produce por aplastamiento de la sección de madera.

Normalmente el estribo queda visto, aunque cuando esto no se desea se pueden utilizar herrajes ocultos que suelen ser más caros pero son utilizados por razones de estética o de protección frente al fuego.

Un ejemplo de estos son los estribos en alma (figura 7.33), que disponen de una chapa que se introduce en el alma de la pieza por medio de un cajeadado realizado en ésta y sujetándose mediante pasadores metálicos que quedan ocultos.



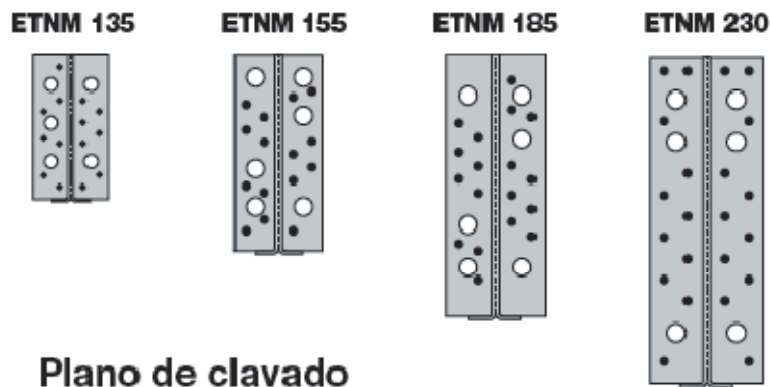
*Figura 7.31. Unión de viguetas de forjado.*

La altura del estribo deberá ser, como mínimo  $2/3$  de la altura de la pieza de madera a fijar, y la anchura será la máxima que permita la anchura de la pieza de madera sin que el estribo sobresalga por los laterales de la misma.

En la figura anterior se representa la unión de las viguetas a la viga principal en un forjado. Para realizar el montaje del estribo en la vigueta se realiza en ésta un cajeadado vertical en la testa en el cual se alojará la chapa en alma del estribo. Posteriormente se taladra por uno de los laterales de la vigueta con una broca de un diámetro ligeramente inferior al del pasador, haciendo coincidir estos orificios con los existentes en el alma del estribo. Estos orificios no se realizarán pasantes a lo largo del ancho de la vigueta para evitar que salgan.

El estribo se fija a la viga principal mediante la tornillería adecuada, y a continuación se hace encajar la vigueta en el estribo dejándola apoyada sobre las pletinas dispuestas para este fin en la base del estribo. Estas pletinas facilitan el montaje ya que sirven de apoyo a las viguetas mientras se insertan los pasadores quedando vistas en la estructura, aunque también existen estribos en alma sin estas pletinas que quedan totalmente ocultos una vez finalizado el montaje.

Después se introducen los pasadores procurando que queden centrados respecto de la chapa del estribo. El pasador no tiene porqué moverse una vez se ha introducido en la vigueta, ya que al entrar ésta en carga, bloquea el pasador contra la chapa en alma del estribo quedando la unión afianzada.



Anchura de la viga	Madera de clase C24-Puntas anilladas $\varnothing 4,0 \times 50$ mm			
	ETNM135	ETNM155	ETNM185	ETNM230
60	11,7	14,4	17,1	26,2
80	12,2	15,0	17,8	27,0
100	13,1	16,0	18,9	28,6
120	14,2	17,2	20,4	30,6
140	15,4	18,6	22,0	32,8
160	16,6	20,0	23,8	35,1

Figura 7.32. Tipos de estribos en alma interior e información comercial de elementos de fijación tipo clavija según anchura de la madera y clase resistente (fuente: Simpson Strong-Tie)

Otro tipo de conector utilizado en uniones ocultas es el herraje tipo cola de milano, que permite reproducir el formato de un ensamble tradicional pero sin los

inconvenientes de este, atornillando previamente en taller los herrajes a cada una de las piezas a unir, de manera que consigue una mayor rapidez de colocación en obra.



Figura 7.33. Ejemplo de herrajes tipo cola de milano (fuente: Rothoblaas)

Existen múltiples tipos de estribos con diferentes configuraciones para resolver todos los encuentros que se dan en las estructuras trianguladas de cubierta, como los conectores para unir correas, cabios, estribos para la realización de las limahoyas o los estribos con tirantes para la fijación de las armaduras triangulares a las vigas entre otros.

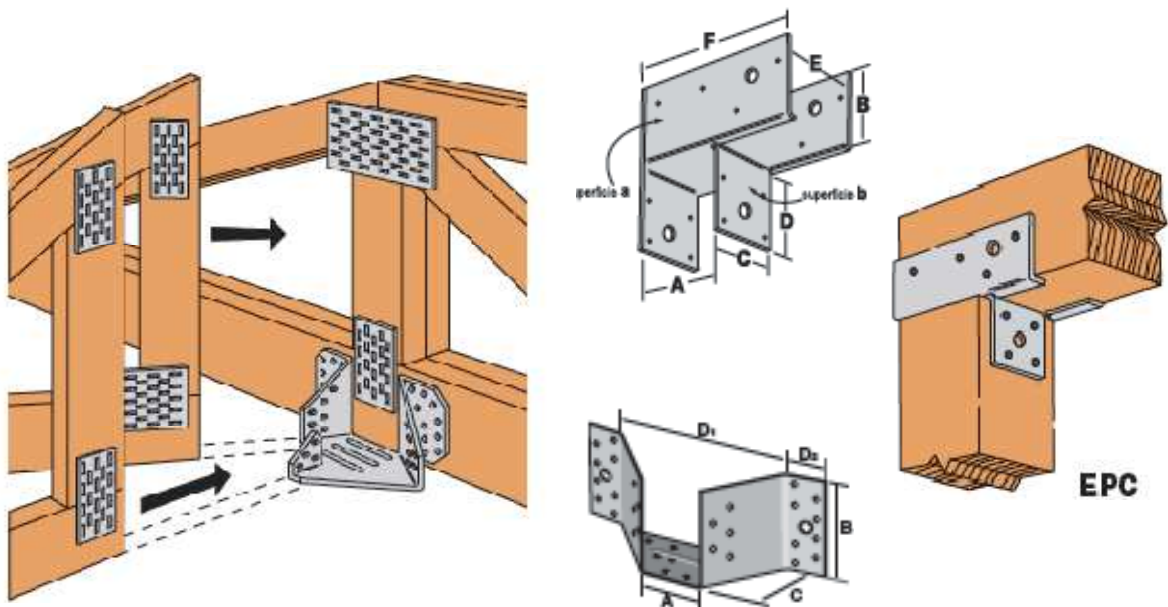


Figura 7.35. Ejemplos de herrajes en distintos encuentros en estructuras de madera (fuente: Simpson Strong-Tie)

## Escuadras

Las escuadras consisten en ángulos fabricados en chapa galvanizada o en acero inoxidable que incorporan nervios en su diseño que le confieren una elevada resistencia.

Existe en el mercado una amplia gama de escuadras con dimensiones que cubren todas las posibilidades. Los usos a los que se destinan las escuadras en las estructuras son muy variados, siendo los principales la fijación de correas que apoyan sobre vigas o cabios en cubiertas, el montaje de los cabios sobre los durmientes o contra muros de obra, o como refuerzos en muchos casos y fijación de pequeñas piezas de madera.

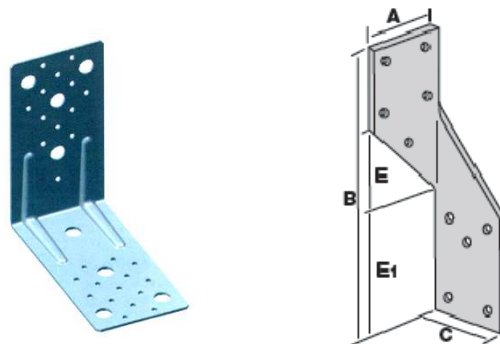


Figura 7.36. Ejemplos de escuadras (fuente: T&T Aginco, Simpson Strong-Tie)

## Apoyos de pilar y otros

Los apoyos de los pilares son elementos esenciales para la estabilidad de las estructuras sobre los que se concentra el conjunto de las solicitaciones y, especialmente en las estructuras de madera, desempeñan un papel importante en la preservación de la madera al protegerla de los ascensos de la humedad por capilaridad.

Los herrajes para resolver los apoyos en los pilares son múltiples pudiendo clasificarse principalmente en fijos, regulables y apoyos de pilar para cimentación.

Los herrajes para apoyos fijos están formados por una pletina superior de fijación al pilar, un vástago que lo aísla del suelo y una pletina inferior de fijación que lo fija al suelo, bien de madera u hormigón.

Los herrajes para apoyos regulables son similares al apoyo fijo, mediante una pletina superior y otra inferior, con la particularidad de permitirse la regulación en altura, una vez montado el pilar mediante un vástago roscado.

Los apoyos en cimentación se realizan por medio de unos herrajes con una varilla de acero corrugado o un tubo redondo de chapa galvanizada que se empotra en el hormigón.

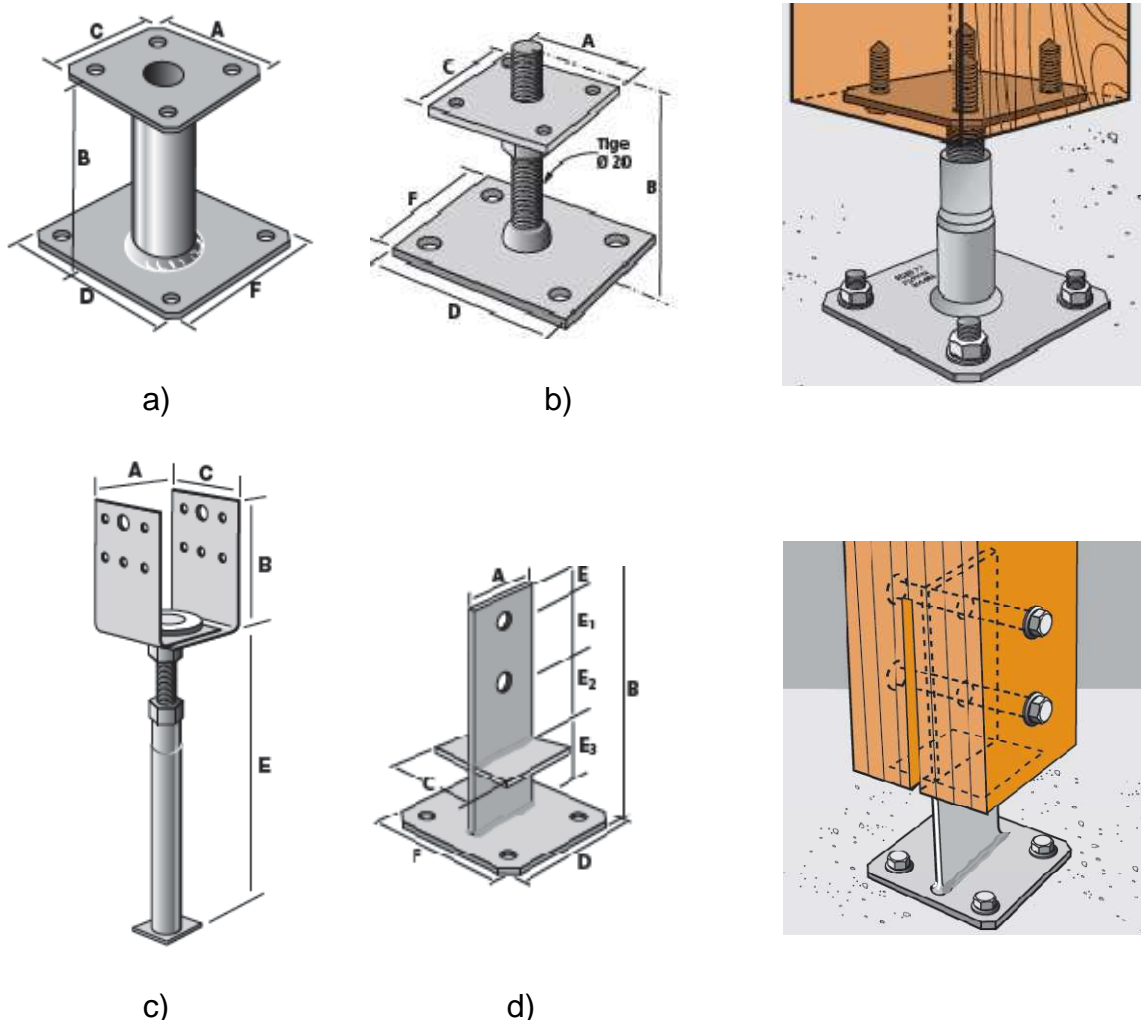


Figura 7.37. Apoyos de pilar fijo (a), regulable (b), para empotrar en cimentación (c) y con alma interior (d) (fuente: Simpson Strong-Tie)

Otros elementos utilizados cuando se quieren unir dos piezas de madera dispuestas en un mismo plano son las placas de unión perforadas. Se fabrican normalmente en chapa galvanizada o en acero inoxidable y se colocan mediante clavado de puntas anilladas, utilizándose especialmente en la fabricación de elementos de carpintería industrializada como sistemas de cerchas prefabricadas.

Además se utilizan otros herrajes como ejiones, patillas de fijación, elementos para arriostramientos de estructuras y refuerzos en las uniones, que dan solución a los múltiples encuentros que se dan en las estructuras.



## 8. CÁLCULO DE UNIONES

---

### 8.1. UNIONES TIPO CLAVIJA.

#### 8.1.1. Generalidades.

Los medios de fijación de tipo clavija incluyen, como se ya se ha visto, los clavos, grapas, tirafondos, pernos y pasadores. Las posibilidades de configuración de las uniones en las estructuras de madera mediante elementos de fijación tipo clavija son tantas, que hace que resulte inviable la comprobación de las formulaciones que se dan en cada caso.

En la determinación de las propiedades resistentes de una unión podemos encontrarnos con varias posibilidades. Una es la realización de ensayos, por un lado sobre muestras de uniones, y por otro lado los que determinan alguna propiedad mecánica de la madera o de la clavija, y la otra mediante la utilización de expresiones de cálculo.

Tradicionalmente estos valores de las capacidades resistentes se han realizado sobre ensayos de muestras de uniones admitiendo una distribución normal de los resultados, y aplicando una reducción mediante factores de seguridad y de efecto de duración de la carga. Sin embargo, dada la gran variedad de sistemas de unión, no es un método que posibilita la aplicación en la actualidad.

El planteamiento del cálculo de las uniones de tipo clavija del Eurocódigo 5 y ahora en el Código Técnico en su documento SE-M, se basa en la determinación de los valores característicos a partir de las propiedades del material (madera y medios de unión) y de la geometría de la unión.

Los elementos clavija en la unión pueden estar solicitados a dos clases de esfuerzos transmitidos por la madera. Pueden estar sometidos a solicitaciones de corte (en la dirección perpendicular al vástago del elemento clavija), que provoca la flexión de la clavija, existiendo un solo plano de transmisión del corte (cortadura simple) o dos

planos (cortadura doble). La otra clase de sollicitación es según el eje del vástago provocándole esfuerzos de tracción.

Las formas de colapso o desorganización de la unión pueden producirse en diferentes circunstancias. Puede darse la rotura de la pieza a axil en el área neta de la sección, pudiendo verificarse mediante la comprobación de resistencia de la pieza de madera (figura 8.1a). Puede ocurrir que llegue a superarse la resistencia a flexión de la clavija, formándose en ella rótulas plásticas que conducen a elevadas deformaciones por el giro de las mismas (figura 8.1b). No llega a producirse la rotura por cortante del elemento clavija ya que, al ser la madera un material mucho menos rígido, ocurren elevadas deformaciones y desgarros en la misma.

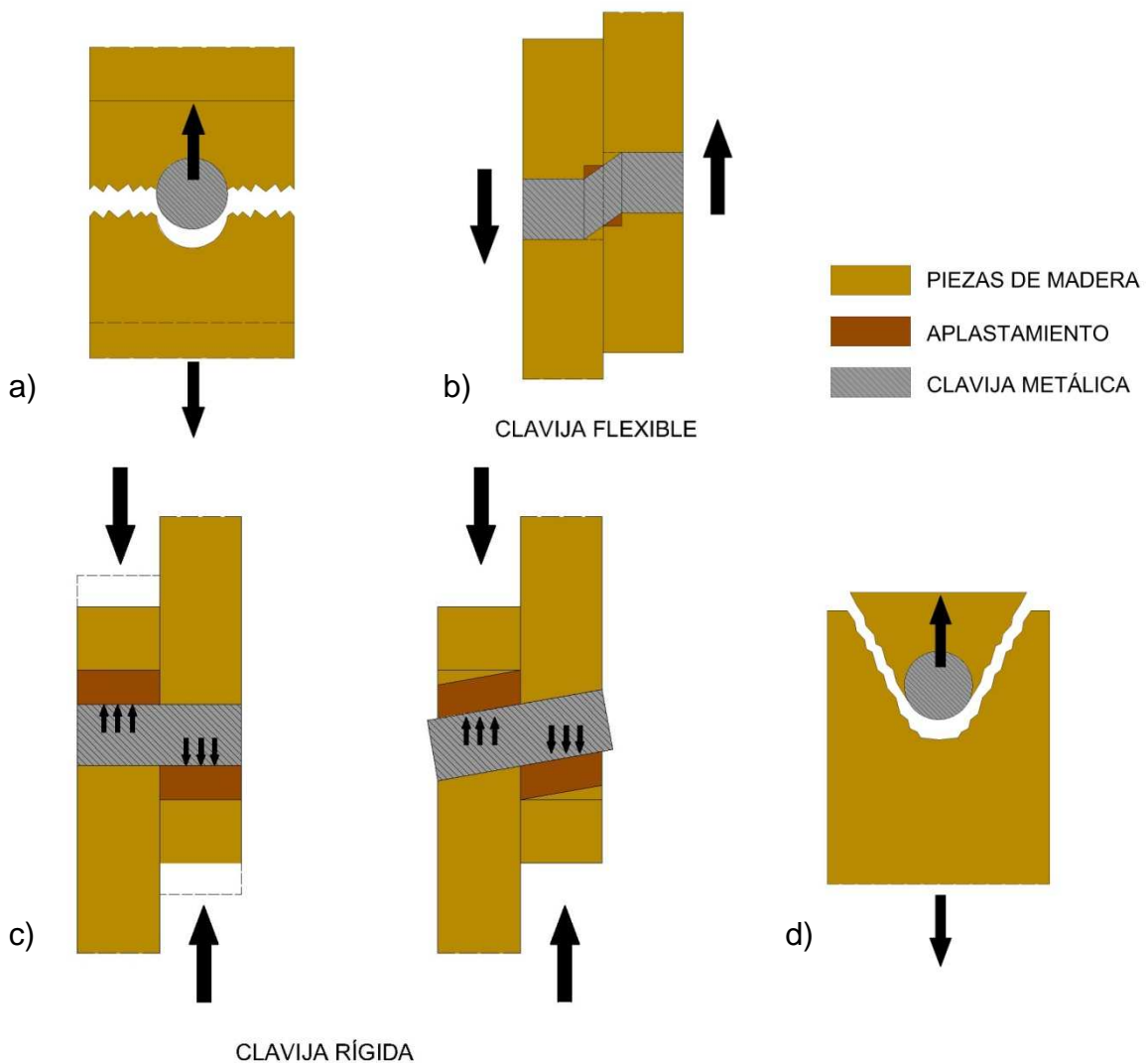


Figura 8.1. Formas de colapso en una unión.

Otra forma es cuando se produce el aplastamiento de la madera en las zonas de contacto clavija-madera desarrollándose grandes deformaciones y giro de la clavija (figura 8.1c). En este caso puede ocurrir que la clavija se comporte como rígida sin llegar a plastificarse y produciéndose el aplastamiento de la madera, o que se comporte como flexible y aparezcan rótulas plásticas más el aplastamiento de la madera. Se puede aumentar la resistencia al aplastamiento elevando el espesor de las piezas a unir, el diámetro de la clavija o la densidad de la madera, es decir, su clase resistente.

Por otro lado, las disposiciones geométricas a la hora de diseñar la unión pueden evitar el desgarro o rotura de la pieza por la combinación de tensiones normales o tangenciales de parte de la pieza de madera entre las clavijas o entre éstas y el borde (figura 8.1d).

Para determinar la capacidad resistente de la unión se usan los métodos de cálculo en rotura utilizándose las ecuaciones de Johansen (1949), que permiten obtener la carga última de la unión considerando el fallo por una tensión de aplastamiento en la madera o por la formación de rótulas plásticas en el medio de unión, por solicitaciones a flexión.

### **8.1.2. Propiedades de los materiales. Resistencias de madera y clavija.**

Las dos variables resistentes que intervienen en las expresiones de cálculo y de las que depende la capacidad de carga y forma de colapso de la unión son la resistencia característica al aplastamiento de la madera y el momento plástico de la sección del medio de unión de tipo clavija.

#### **8.1.2.1. Resistencia característica al aplastamiento de la madera, $f_{h,k}$**

La resistencia al aplastamiento de una madera o de un tablero derivado de ésta es la tensión última de compresión que es capaz de soportar la pieza, ejercida por un elemento lineal rígido que atraviesa la unión. Se determina a partir de ensayos según la norma UNE EN 383, o bien a partir de la densidad característica  $\rho_k$  ( $\text{kg/m}^3$ ) y del diámetro de la clavija (en mm).

En la determinación de la resistencia mediante ensayos se miden las deformaciones relativas entre la pieza de madera y la espiga, terminando cuando se alcanza la carga máxima  $F_{\max}$  o una deformación límite de 5 mm. La resistencia al aplastamiento se obtiene con la siguiente expresión:

$$f_h = \frac{F_{\max}}{d \cdot t}$$

El espesor de la probeta de madera en los ensayos es  $t$  y  $d$  es el diámetro de la espiga. De este modo se llega a definir un valor característico de la resistencia al aplastamiento de una madera,  $f_{h,k}$ . A partir de este valor, y como se ha visto en capítulos anteriores, se obtiene la resistencia de cálculo al aplastamiento corrigiéndose de la misma forma que otras propiedades resistentes mediante la expresión conocida:

$$f_{h,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{h,k}}{\gamma_M}$$

La otra forma de determinar la resistencia característica al aplastamiento es deducirla a partir de la densidad característica,  $\rho_k$ , de la madera o producto derivado de la misma y del diámetro de la espiga,  $d$ . Este es el método incluido en el documento SE-M del Código Técnico para el cálculo de uniones. Según el tipo de elemento clavija empleado en la unión se utilizan diferentes expresiones que se describen a continuación.

#### a) Clavos

##### *Unión con madera:*

La resistencia característica al aplastamiento en clavos con diámetro menor o igual a 8 mm y para cualquier orientación respecto a la fibra se obtiene de las siguientes expresiones:

Sin taladro previo:  $f_{h,k} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3}$  (N/mm<sup>2</sup>)

Con taladro previo:  $f_{h,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k$  (N/mm<sup>2</sup>)

*Unión con tablero:*

Tablero contrachapado:  $f_{h,k} = 0,11 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,03}$  (N/mm<sup>2</sup>)

Tablero fibras duro:  $f_{h,k} = 30 \cdot d^{-0,03} \cdot t^{-0,06}$  (N/mm<sup>2</sup>)

Tablero virutas orientadas (OSB):  $f_{h,k} = 65 \cdot d^{-0,07} \cdot t^{-0,1}$  (N/mm<sup>2</sup>)

siendo  $\rho_k$  la densidad característica de la madera en kg/m<sup>3</sup>, d el diámetro de la clavija en mm y t el espesor del tablero en mm.

### b) Pernos

*Unión con madera:*

La resistencia característica al aplastamiento de pernos con diámetros no superiores a 30 mm para un ángulo  $\alpha$  entre el esfuerzo y la dirección de la fibra se obtiene de la siguiente expresión:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \text{sen}^2 \alpha + \text{cos}^2 \alpha}$$

donde  $f_{h,0,k}$  es la resistencia al aplastamiento en dirección paralela a la fibra:

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad (\text{N/mm}^2)$$

y  $k_{90}$  es un factor que depende de la clase de madera (conífera o frondosa):

$$k_{90} = 1,35 + 0,015 \cdot d \quad \text{para coníferas}$$

$$k_{90} = 0,90 + 0,015 \cdot d \quad \text{para frondosas}$$

*Unión con tablero:*

La resistencia característica al aplastamiento para cualquier ángulo respecto a la dirección de la fibra es:

Tablero contrachapado:  $f_{h,k} = 0,11 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k$  (N/mm<sup>2</sup>)

siendo  $\rho_k$  la densidad característica de la madera en kg/m<sup>3</sup>, d el diámetro del perno en mm.

### c) Pasadores

Se aplican las mismas expresiones que en los pernos.

### d) Tirafondos

En tirafondos con diámetro de la caña lisa mayor que 6 mm, se aplicarán las reglas definidas para los pernos, y en diámetros iguales o menores a 6 mm se aplicarán las reglas definidas para los clavos.

En el cálculo de tirafondos con caña lisa y cuyo diámetro es igual al de la zona roscada, se utilizará el diámetro de la caña del tirafondo, y en otros casos se tomará como diámetro 1,1 veces el diámetro interno de la cuerda (o parte roscada del tirafondo).

### **8.1.2.2. Resistencia a la flexión de la clavija.**

El momento plástico es el momento flector que solicita una sección cuando ésta alcanza el agotamiento resistente a flexión y se produce una plastificación completa de la sección del elemento de fijación pasante. Se alcanza la tensión en el límite elástico y se producen deformaciones formándose una rótula plástica, de forma que la pieza gira (se dobla) respecto a la sección de momento plástico, existiendo plastificaciones en las secciones vecinas.

El momento plástico puede determinarse mediante los ensayos descritos en la norma UNE EN 409, o bien mediante las expresiones que se recogen en la normativa.

El procedimiento de ensayo consiste en someter a un clavo a un momento flector hasta su valor último o hasta que deforme un ángulo de 45° respecto al fuste, obteniéndose a partir de un número representativo de ensayos el valor característico del momento plástico,  $M_{y,k}$ . El valor de cálculo se obtiene de la expresión:

$$M_{y,d} = \frac{M_{y,k}}{\gamma_M}$$

siendo  $\gamma_M = 1,1$ , el coeficiente parcial de seguridad para los elementos metálicos.

A continuación se resumen las expresiones que recoge la normativa para los distintos medios de fijación de tipo clavija:

#### a) Clavos

En clavos comunes de fuste liso de alambre de acero con una resistencia mínima a tracción del alambre con el que están fabricados de 600 N/mm<sup>2</sup>, el momento plástico característico,  $M_{y,Rk}$ , se determina según las expresiones:

$$M_{y,Rk} = \frac{f_u}{600} \cdot 180 \cdot d^{2,6} \text{ (N}\cdot\text{mm)} \text{ en clavos de sección circular}$$

$$M_{y,Rk} = \frac{f_u}{600} \cdot 270 \cdot d^{2,6} \text{ (N}\cdot\text{mm)} \text{ en clavos de sección cuadrada}$$

siendo  $d$  el diámetro o el lado de la sección cuadrada en mm, y  $f_u$  la resistencia característica a tracción del alambre (N/mm<sup>2</sup>).

### b) Pernos

En pernos de sección circular el valor característico del momento plástico es:

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} \text{ (N}\cdot\text{mm)}$$

siendo  $f_{u,k}$  la resistencia característica a tracción ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) y  $d$  el diámetro del perno en mm.

### c) Pasadores

El valor característico del momento plástico se obtiene de igual forma que en los pernos.

### d) Tirafondos

En tirafondos con diámetros de caña lisa mayores a 6 mm, se aplicarán las reglas definidas para pernos, y en diámetros iguales o menores a 6 mm se aplicarán las definidas para clavos.

## **8.1.3. Capacidad de carga en sollicitación de corte.**

El método de cálculo que recoge el Código Técnico se basa en las ecuaciones de Johansen para determinar la capacidad de carga de los medios de unión de tipo clavija. Este planteamiento consiste en obtener las diferentes capacidades de carga de la unión, según los posibles modos de rotura, siendo la capacidad real la correspondiente al modo de rotura más débil, es decir, el valor mínimo obtenido en el cálculo para cada caso.

Se dan las diferentes combinaciones en las formas de rotura con aplastamientos de la madera y posible formación de rótulas plásticas en la clavija.

La normativa distingue los casos siguientes:



Uniones entre madera-madera y madera-tablero:

- simple cortadura
- doble cortadura

Uniones entre madera-acero:

- simple cortadura
- doble cortadura: con pieza de acero central  
con piezas de acero laterales

### Nomenclatura utilizada en el cálculo

Se definen  $t_1$  y  $t_2$  como los espesores de las piezas de la unión o penetraciones de la clavija.

En el caso de *pernos* y *pasadores* los valores de estos espesores son los siguientes (figura 8.2):

- En simple cortadura  $t_1$  y  $t_2$  son los espesores de las piezas.
- En doble cortadura  $t_1$  es el espesor de las piezas laterales y  $t_2$  el de la pieza central.

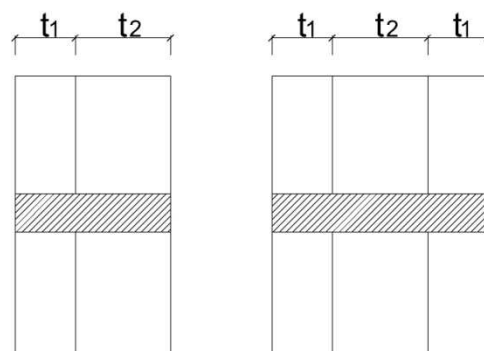


Figura 8.2. Espesores en pernos y pasadores en simple y doble cortadura.

En el caso de clavos y tirafondos los valores son:

- En simple cortadura,  $t_1$  es el espesor de la pieza de madera en la que queda la cabeza del clavo y  $t_2$  la longitud de penetración en la pieza donde se aloja la punta del clavo.

- En doble cortadura,  $t_1$  es el menor valor de los dos siguientes: espesor de la pieza en la que queda la cabeza del clavo o la longitud de penetración en la pieza donde se aloja la punta del clavo. El espesor de la pieza central es  $t_2$ .

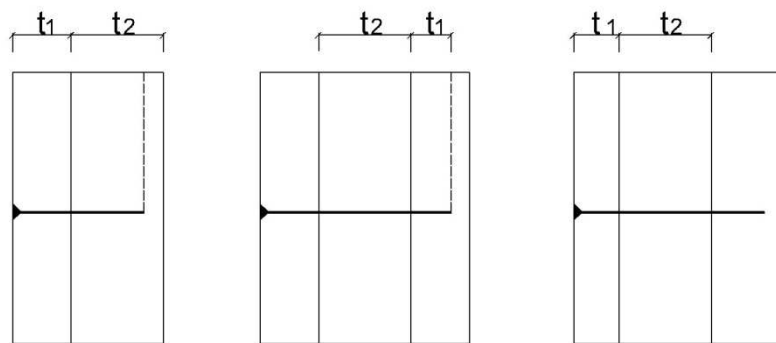


Figura 8.3. Espesores en clavos y tirafondos en simple y doble cortadura.

### 8.1.3.1. Uniones madera/madera y madera/tablero.

A continuación se analizan las diferentes formas de colapso de las uniones más habituales sometidas a una sollicitación de corte. Se define  $F_{v,Rk}$  como el valor característico de la capacidad de carga por plano de cortante y por elemento de fijación.

#### a) Cortadura simple:

En este caso el cortante sólo se transmite en una sección del elemento de unión, estando además sollicitada por el momento flector respecto a esta sección de corte, provocado por cada fuerza en cada una de las dos piezas de madera de la unión. Es importante conocer el comportamiento de las uniones para establecer el agotamiento o mecanismo de colapso de la unión en estado último. Estos distintos modos de fallo se describen en la normativa mediante 6 modelos de rotura que dependen de la rigidez relativa entre la madera y el elemento clavija.

1) Puede ocurrir que la clavija se comporte como un elemento rígido soportando la flexión secundaria sin deformarse y alcanzándose el agotamiento en la unión por el aplastamiento de la madera provocado por la caña o espiga del elemento clavija al comprimir la madera. Dentro de esta posibilidad distinguimos tres casos:

- Aplastamiento de una de las piezas de madera (figura 8.4a y 8.4b).

- Aplastamiento de ambas piezas de madera simultáneamente, produciéndose el aplastamiento de la madera en forma oblicua al girar la clavija como elemento rígido (figura 8.4c).

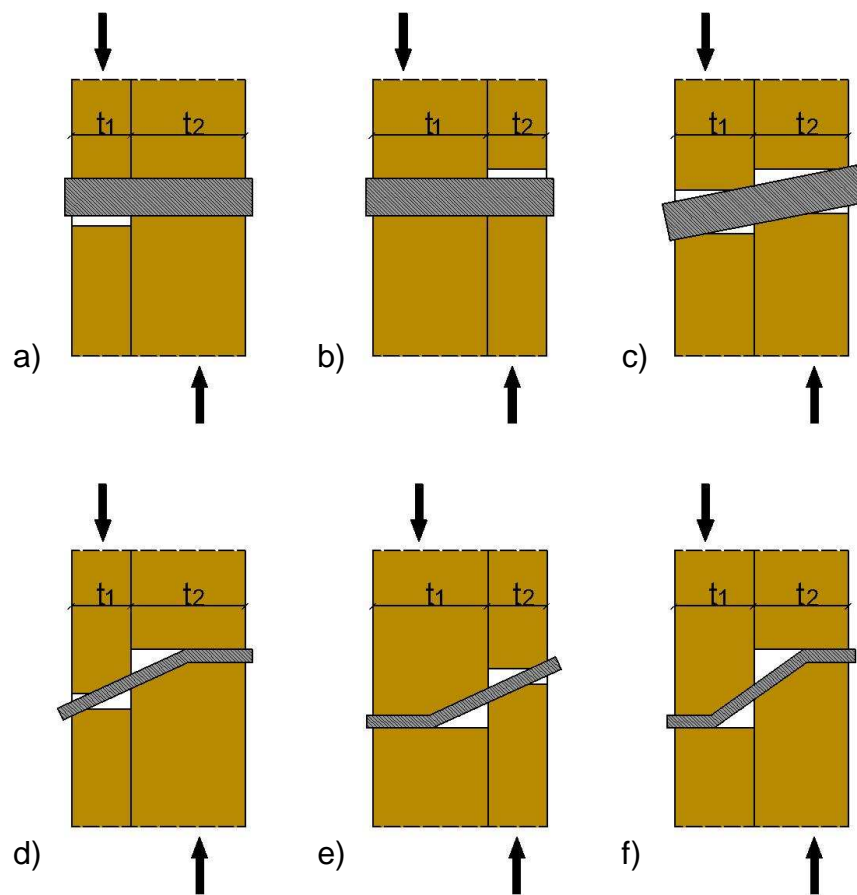


Figura 8.4. Modos de fallo en madera-madera en cortadura simple.

2) La otra posibilidad es que la espiga sea más esbelta y se comporte como flexible alcanzándose el fallo en la unión por aplastamiento de la madera y agotamiento de la clavija formándose rótulas plásticas. Como en el caso anterior se distingue:

- Formación de una rótula, generalmente en el lado de la pieza de madera más rígida (figura 8.4d y 8.4e).
- Formación de dos rótulas contenidas en cada pieza de madera (figura 8.4f).

Las ecuaciones de **Johansen** adoptadas en el CTE para el cálculo de la capacidad de carga de cada elemento de fijación se corresponden con cada una de los modos de fallo de rotura de la figura 8.4.

El valor característico de la capacidad de carga lateral de un elemento mecánico de fijación,  $F_{v,Rk}$  se toma como el menor valor de los obtenidos en cada grupo de expresiones correspondientes a las distintas opciones de uniones en cortadura simple y doble cortadura.

En **cortadura simple** estas ecuaciones son para cada modo de rotura:

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (\text{Figura 8.4a})$$

$$F_{v,Rk} = f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \quad (\text{Figura 8.4b})$$

$$F_{v,Rk} = \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left[ \sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left( 1 + \frac{t_1}{t_2} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right)} + \beta^3 \cdot \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \cdot \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right]$$

(Figura 8.4c)

$$F_{v,Rk} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[ \sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right]$$

(Figura 8.4d)

$$F_{v,Rk} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left[ \sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right]$$

(Figura 8.4e)

$$F_{v,Rk} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d}$$

(Figura 8.4f)

Siendo (en simple y doble cortadura):

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}$$

$d$  el diámetro del elemento de fijación

$f_{h,i,k}$  la resistencia característica al aplastamiento en la pieza  $i$  (definida para cada elemento de fijación en el apartado 8.1.1.1)

$t_i$  el espesor de la pieza (o tablero) o profundidad de penetración referida a la pieza 1 o 2.

$M_{y,Rk}$  el momento plástico característico (definido en apartado 8.1.1.2)

#### b) Doble cortadura:

El cortante se transmite en dos secciones del elemento de unión. Este es el caso en el que tenemos una pieza de madera central que equilibra su axil con dos piezas laterales. La clavija se encuentra solicitada a flexión cuyo valor dependerá de las condiciones de contacto (deslizamientos) y de la deformación de ambos materiales.

Se consideran cuatro modos de rotura:

1) La clavija es rígida y el fallo se produce por el aplastamiento de la madera, bien las piezas laterales (figura 8.5a) o la pieza central (figura 8.5b).

2) La clavija se comporta como un elemento flexible, con la formación de una rótula plástica en el eje de la unión y aplastamiento de la madera, comportándose la clavija como elemento biarticulado (figura 8.5c), o si las piezas laterales son más rígidas se forman tres rótulas plásticas, comportándose la clavija como biempotrada (figura 8.5d).

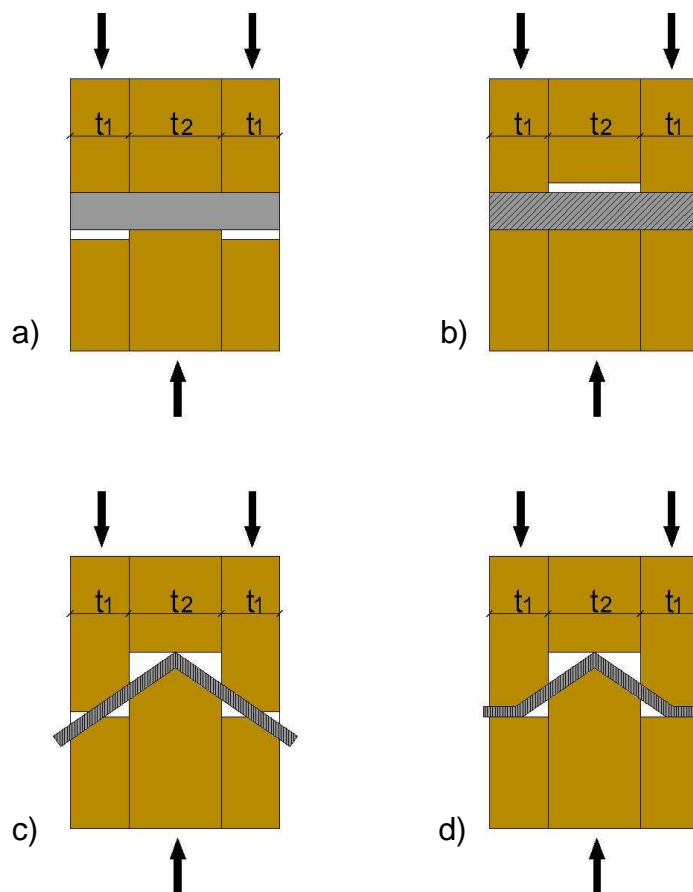


Figura 8.5. Modos de fallo en madera-madera en cortadura doble.

Las ecuaciones para la capacidad de carga lateral en **doble cortadura** son:

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (\text{Figura 8.5a})$$

$$F_{v,Rk} = 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \quad (\text{Figura 8.5b})$$

$$F_{v,Rk} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[ \sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right]$$

(Figura 8.5c)

$$F_{v,Rk} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d}$$

(Figura 8.5d)

Es importante resaltar que en cortadura doble existen dos planos de transmisión del esfuerzo, por lo que la capacidad del elemento clavija será el doble ( $2 \cdot F_{v,Rk}$ ). De igual modo que en simple cortadura se tomará el menor valor de los obtenidos en las expresiones anteriores.

### 8.1.3.2. Uniones madera/acero.

En las uniones entre madera y acero, el valor característico de la capacidad de carga depende del espesor de las placas de acero. En la aplicación de las fórmulas de Johansen se realiza una clasificación en placas de acero delgadas y gruesas. Una placa de un espesor es capaz de impedir el giro de la clavija actuando en ésta como un empotramiento formando una rótula plástica. Si por el contrario, la placa es delgada la clavija sí que puede realizar el giro libremente.

Así pues, se considera placa delgada aquella cuyo espesor  $t$  es menor o igual a  $0,5 \cdot d$ , siendo  $d$  el diámetro del elemento de fijación, y placa gruesa las de espesor mayor o igual al diámetro  $d$  de la clavija. Para determinar las capacidades de carga en placas de espesor intermedio entre las delgadas y las gruesas se calcula mediante interpolación lineal entre ambos casos. De todos los valores de  $F_{v,Rk}$  se

escogerá el menor para cada caso y espesor de placa, al igual que en madera/madera y madera/tablero, que dará el modo de fallo de la unión.

a) Simple cortadura:

a1) placa delgada ( $t \leq 0,5 \cdot d$ ):

$$F_{v,Rk} = 0,4 \cdot f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (\text{Figura 8.6a})$$

$$F_{v,Rk} = 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \quad (\text{Figura 8.6b})$$

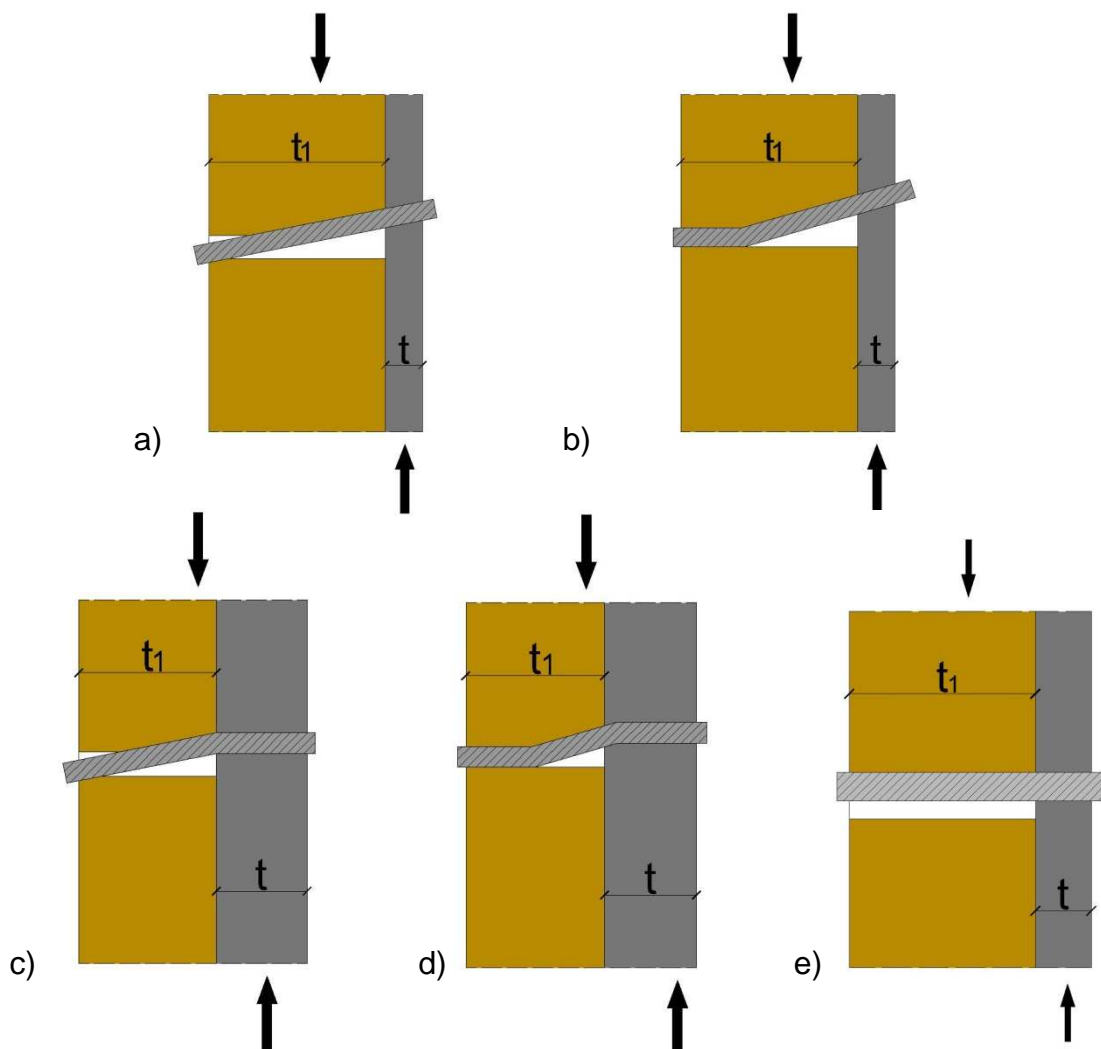


Figura 8.6. Modos de fallo en placa delgada y placa gruesa en simple cortadura.



a2) placa gruesa ( $t \geq d$ ):

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] \quad (\text{Figura 8.6c})$$

$$F_{v,Rk} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \quad (\text{Figura 8.6d})$$

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (\text{Figura 8.6e})$$

b) Doble cortadura:

b1) pieza central de acero con cualquier espesor t:

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (\text{Figura 8.7a})$$

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] \quad (\text{Figura 8.7b})$$

$$F_{v,Rk} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \quad (\text{Figura 8.7c})$$

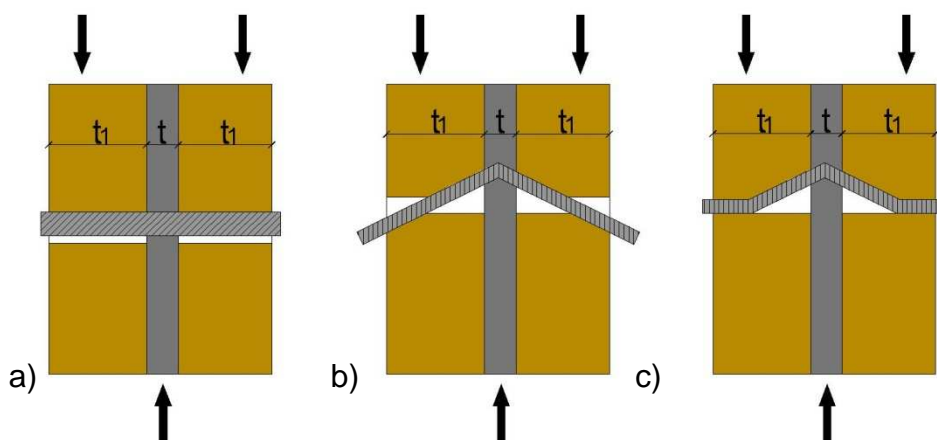


Figura 8.7. Modos de fallo en doble cortadura con pieza central de acero.

b2) pieza central de madera:

b2i) placa delgada ( $t \leq 0,5 \cdot d$ ):

$$F_{v,Rk} = 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \quad (\text{Figura 8.8a})$$

$$F_{v,Rk} = 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} \quad (\text{Figura 8.8b})$$

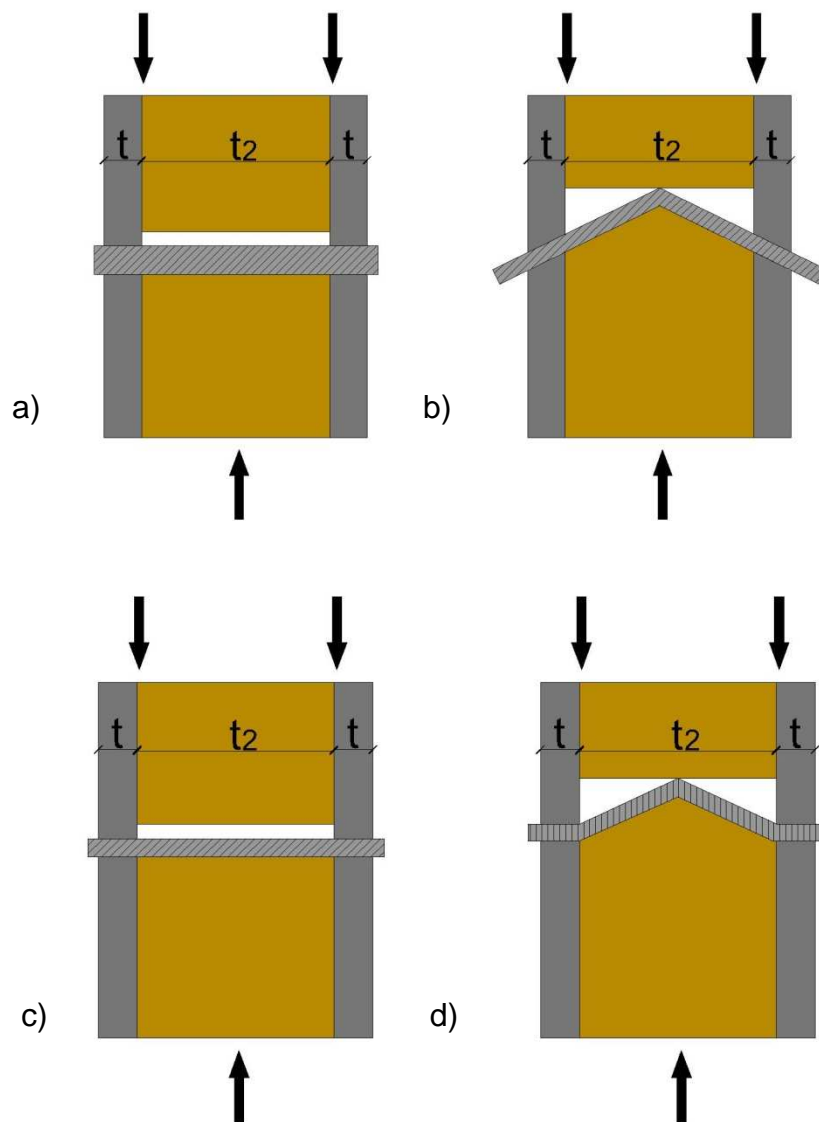


Figura 8.8. Modos de fallo en doble cortadura con pieza central de madera.

b2ii) placa gruesa ( $t \geq d$ ):

$$F_{v,Rk} = 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \quad (\text{Figura 8.8c})$$

$$F_{v,Rk} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{2,h,k} \cdot d} \quad (\text{Figura 8.8d})$$

#### 8.1.4. Comprobación de la unión.

Una vez se ha obtenido el valor característico de la capacidad de carga de un elemento de fijación,  $F_{v,Rk}$ , siendo el menor valor obtenido en todas las expresiones anteriores, se obtiene el valor de cálculo mediante la expresión ya conocida:

$$F_{v,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M}$$

El coeficiente  $k_{\text{mod}}$  se obtiene según la clase de servicio y clase de duración de la carga como se ha visto en capítulos anteriores, al igual que el coeficiente de seguridad  $\gamma_M$  (ver apartado 4.3).

Se comprueba la unión obteniendo el número de elementos tipo clavija necesarios mediante la expresión:

$$F_d \leq n \cdot F_{v,d}$$

$F_d$  es el esfuerzo de cálculo que solicita la unión debida a las cargas exteriores. Cuando la cortadura es doble,  $F_d$  es el esfuerzo en una de las piezas laterales.

El número de elementos de fijación tipo clavija es  $n$  y se verificará si se cumplen las prescripciones respecto a las disposiciones constructivas que indica la normativa (distancia entre elementos, a los bordes de la pieza, etc.).

### 8.1.5. Disposiciones constructivas.

#### 8.1.5.1. Pretaladros para la colocación de clavijas.

Será necesario realizar pretaladros en los casos siguientes:

##### Clavos

- Cuando la densidad característica de la madera sea superior o igual a  $500 \text{ kg/m}^3$  (en maderas de clase resistente de frondosas D18 a D70), o cuando el diámetro del clavo sea mayor a 6 mm (en clavos de sección cuadrada se toma como diámetro el lado).

El diámetro del pretaladro tendrá un valor entre  $0,7 \cdot d$  y  $0,8 \cdot d$ , siendo  $d$  el diámetro del clavo.

- Cuando el espesor  $t$  de las piezas de madera sea menor que el valor máximo de los dos valores siguientes:

$$t = \text{máx} \begin{cases} 7 \cdot d \\ (13 \cdot d - 30) \cdot \frac{\rho_k}{400} \end{cases}$$

$t$  es el espesor mínimo en mm,  $\rho_k$  es la densidad de la madera en  $\text{kg/m}^3$  y  $d$  es el diámetro del clavo.

Se recomienda una penetración de los clavos, en cada pieza de madera, de entre 10 y 12 diámetros. Con menos penetración se pierde eficacia, y con más no se consigue más capacidad de carga.

##### Pernos

Según la normativa los agujeros en la madera para alojar los pernos deben tener un diámetro no mayor a 1 mm que el diámetro del propio perno.

Por otro lado, los agujeros en las placas de acero deben tener un diámetro no mayor de 2 mm o de  $0,1 \cdot d$  (el que resulte mayor de estos) que el diámetro del perno.

### Pasadores

El diámetro mínimo de los pasadores será de 6 mm con una tolerancia  $-0/+0,1$  mm, es decir que sólo se admitirán diámetros superiores en no más de 0,1 mm. El valor máximo del diámetro será de 30 mm.

Los pretaladros de alojamiento de las piezas de madera deben tener un diámetro  $\varnothing$  cuyo valor sea igual o inferior al diámetro del pasador  $d$ , e igual o mayor al valor del diámetro multiplicado por un factor  $k_{\text{pretaladro}}$  cuyo valor está entre  $3/4$  en las especies de poca densidad y  $9/10$  en las de mayor densidad:

$$k_{\text{pretaladro}} \cdot d \leq \varnothing \leq d$$

### Tirafondos

No se requiere pretaladro en tirafondos colocados en madera de coníferas que tengan un diámetro de la caña menor que 6 mm. En todos los tirafondos colocados en maderas frondosas, o coníferas con diámetros de caña igual o mayor a 6 mm se realizará pretaladro con los requisitos siguientes:

- el orificio de alojamiento de la caña tendrá el mismo diámetro que la caña y la misma profundidad que la longitud de la parte no roscada.
- el orificio de alojamiento de la cuerda (parte roscada) debe tener un diámetro de aproximadamente el 70% del diámetro de la caña.

En maderas con densidades superiores a  $500 \text{ kg/m}^3$ , el diámetro del pretaladro debe determinarse mediante ensayos.

#### **8.1.5.2. Distancias entre clavijas y al borde de la pieza.**

Debido a que las ecuaciones de Johansen no tienen en cuenta los mecanismos de rotura frágiles, la normativa establece unas disposiciones mínimas geométricas necesarias para las distancias entre los elementos clavija y entre ellos y los bordes de las piezas.

La distancia  $a_1$  es la separación entre elementos clavija en la dirección paralela a la fibra, y la distancia  $a_2$  es la separación en la dirección perpendicular a la fibra. Para todos los elementos clavija, la distancia  $a_1$  es superior a la distancia  $a_2$ .

La separación a la testa de la pieza, si existe, es  $a_3$ , y la distancia a los bordes laterales es  $a_4$ . Se distingue si la testa o borde están cargados,  $a_t$ , necesitando más separación, que si se encuentra libre o no está cargado,  $a_c$ .

Las separaciones mínimas se dan en la figura del SE-M:

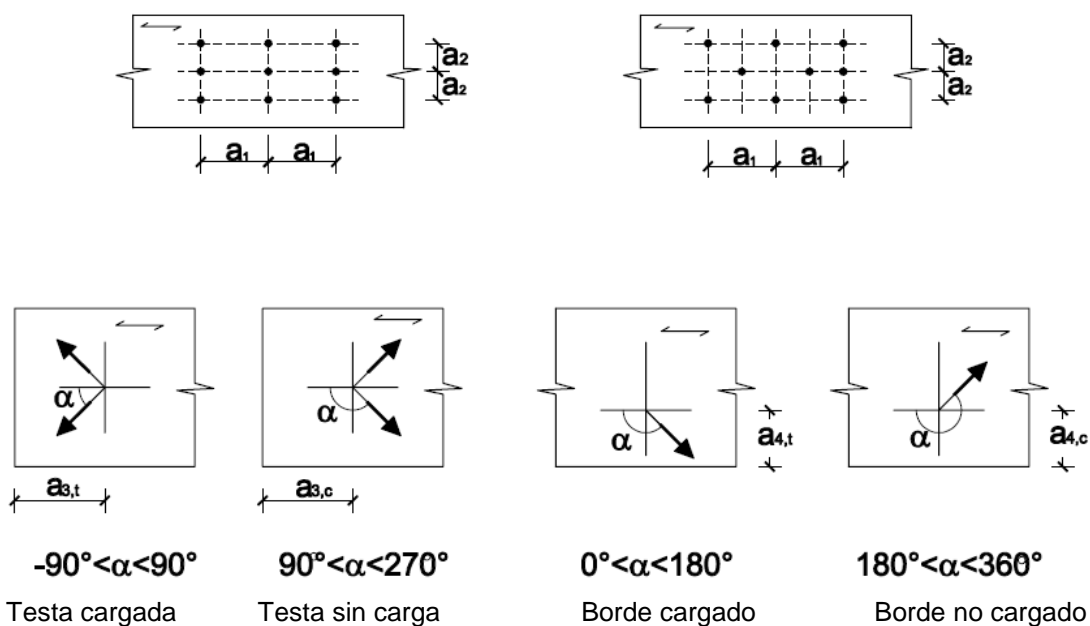


Figura 8.9. Separaciones, distancias y ángulos según CTE.

### Clavos

En los clavos introducidos con taladro previo, la separación  $a_1$  puede reducirse hasta un mínimo de  $4 \cdot d$  ( $d$  diámetro del clavo), si la capacidad de carga se reduce por el factor siguiente:

$$k_r = \frac{a_1}{(4 + 3 \cdot |\cos \alpha|) \cdot d}$$

Las separaciones y distancias mínimas de acuerdo con las definiciones de la figura 8.9 se dan en la siguiente tabla para las uniones con clavos en madera/madera:

Separaciones y distancias mínimas	Ángulo	Distancia mínima		
		Sin pretaladro		Con pretaladro
		$\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	$420 \text{ kg/m}^3 < \rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$	
$a_1$ (paralela a la fibra)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$d < 5 \text{ mm}; (5+5 \cos\alpha )d$ $d \geq 5 \text{ mm}; (5+7 \cos\alpha )d$	$(7+8 \cos\alpha )d$	$(4+ \cos\alpha )d$
$a_2$ (perpendicular a la fibra)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	5d	7d	$(3+ \sin\alpha )d$
$a_{3,t}$ (testa cargada)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(10+5\cos\alpha)d$	$(15+5\cos\alpha)d$	$(7+5\cos\alpha)d$
$a_{3,c}$ (testa no cargada)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	10d	15d	7d
$a_{4,t}$ (borde cargado)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$d < 5 \text{ mm}; (5+2\sin\alpha)d$ $d \geq 5 \text{ mm}; (5+5\sin\alpha)d$	$d < 5 \text{ mm}; (7+2\sin\alpha)d$ $d \geq 5 \text{ mm}; (7+5\sin\alpha)d$	$d < 5 \text{ mm}; (3+2\sin\alpha)d$ $d \geq 5 \text{ mm}; (3+4\sin\alpha)d$
$a_{4,c}$ (borde no cargado)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	5d	7d	3d

Tabla 8.1. Uniones con clavos en madera con madera y bajo carga lateral.  
 Separaciones y distancias mínimas según SE-M.

Los clavos introducidos en la testa de la pieza no se consideran generalmente capacitados para la transmisión de esfuerzos. Cuando los clavos introducidos en la testa se usan en estructuras secundarias se tomará el valor de cálculo como la tercera parte del valor obtenido en el clavado normal. En las uniones con clavos en madera/tablero se aplican, en general las definidas en la tabla 8.1, multiplicadas por un factor igual a 0,85. En las uniones con tablero contrachapado, las distancias mínimas serán igual a 3d para bordes (o testas) no cargados y  $(3+4\sin\alpha) \cdot d$  para bordes (o testas) cargadas, con  $\alpha$  según figura 9.6.

En uniones clavadas en madera/acero las distancias serán las mismas que en la tabla 8.1. Las separaciones mínimas entre clavos serán las mismas de la tabla multiplicadas por 0,7.

### Tirafondos

En tirafondos con diámetro menor o igual a 6 mm se aplican las reglas de los clavos, y en diámetros superiores a 6 mm se aplicarán las reglas de los pernos.

### Pernos

Las separaciones y distancias mínimas (referidas a la figura 8.9) en pernos vienen dados en la tabla siguiente:

Separaciones y distancias	Angulo	Separación o distancia mínima
$a_1$ (paralela a la fibra)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 +  \cos \alpha )d$
$a_2$ (perpendicular a la fibra)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	4d
$a_{3,t}$ (testa cargada)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7d; 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (testa no cargada)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$(1 + 6 \operatorname{sen} \alpha)d$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	4d
	$150^\circ \leq \alpha < 270^\circ$	$(1 + 6 \operatorname{sen} \alpha)d$
$a_{4,t}$ (borde cargado)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max((2 + 2 \operatorname{sen} \alpha)d; 3d)$
$a_{4,c}$ (borde no cargado)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	3d

Tabla 8.2. Uniones con pernos. Separaciones y distancias mínimas según SE-M.

### Pasadores

Las separaciones y distancias mínimas (referidas a la figura 8.9) en pasadores vienen dados en la tabla siguiente:

Separaciones y distancias	Angulo	Separación o distancia mínima
$a_1$ (paralela a la fibra)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3 + 2 \cos \alpha )d$
$a_2$ (perpendicular a la fibra)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	3d
$a_{3,t}$ (testa cargada)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7d; 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (testa no cargada)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$\max(a_{3,t}  \operatorname{sen} \alpha )d; 3d$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	3d
	$150^\circ \leq \alpha < 270^\circ$	$\max(a_{3,t}  \operatorname{sen} \alpha )d; 3d$
$a_{4,t}$ (borde cargado)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max((2 + 2 \operatorname{sen} \alpha)d; 3d)$
$a_{4,c}$ (borde no cargado)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	3d

Tabla 8.3 Uniones con pasadores. Separaciones y distancias mínimas según SE-M.

### 8.1.5.3. Alineación de los elementos con la carga.

Cuando en una unión existe un cierto número de elementos de fijación, hay diferencias importantes en relación al reparto de la sollicitación en cada uno de ellos. En el agotamiento no pueden sumarse las resistencias individuales de cada medio



de fijación, por lo que se introduce un factor de reducción de la carga (ya se introdujo este concepto en el apartado 8.1.2.).

La capacidad de carga característica eficaz de una unión con varios elementos de fijación, alineados con la dirección de la fibra y el esfuerzo en esa misma dirección, como ya se vio es:

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} \cdot F_{v,Rk}$$

El número eficaz de elementos de fijación alineados con la carga,  $n_{ef}$ , se define a continuación para cada tipo de elemento.

#### Clavos y tirafondos de diámetro $\leq 6\text{mm}$

Según la normativa, en uniones con clavos alineados con la dirección de la fibra y sometidos a una componente de la fuerza paralela a la fibra, la capacidad de carga debe calcularse tomando como número eficaz de clavos el siguiente:

$$n_{ef} = n^{k_{ef}}$$

donde  $n$  es el número de clavos (o tirafondos) alineados con la carga y la fibra, y  $k_{ef}$  un factor definido en la siguiente tabla:

Separación entre elementos	$k_{ef}$	
	Sin pretaladro	Con pretaladro
$a_1 \geq 14 \cdot d$	1,00	1,00
$a_1 = 10 \cdot d$	0,85	0,85
$a_1 = 7 \cdot d$	0,70	0,70
$a_1 = 4 \cdot d$	-	0,50

Tabla 8.4. Valores del factor  $K_{ef}$  según SE-M.

#### Pernos, pasadores y tirafondos de diámetro $> 6\text{ mm}$

En uniones con estos tipos de elementos de fijación alineados con la dirección de la fibra y sometidos a una componente de la fuerza paralela a la fibra, se tomará como número eficaz de elementos el menor valor de las expresiones siguientes:

$$n_{\text{ef}} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \\ n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \end{array} \right.$$

donde  $n$  es el número de pernos (pasadores o tirafondos),  $d$  el diámetro del elemento, y  $a_1$  la separación en la dirección de la fibra.

En el caso de carga perpendicular a la fibra, el número eficaz es el número real de elementos,  $n_{\text{ef}} = n$ . En direcciones entre  $0^\circ$  y  $90^\circ$  se interpolará entre los dos valores.

## 9. METODOLOGÍA DE CÁLCULO PARA UNIONES TIPO CLAVIJA.

---

Uno de los objetivos de este trabajo es, además de determinar la respuesta de la madera estructural frente a un estado tensional y los factores que influyen en ella, es analizar el comportamiento de las uniones en este tipo de estructuras.

El objeto de esta tarea se ha centrado por su importancia y presencia, tanto en la normativa de aplicación como actualmente en la construcción de estructuras con madera, en las uniones de tipo clavija, en madera con madera, y acero con madera. Para ello se ha elaborado una hoja de cálculo anexa a este trabajo que recoge según las disposiciones del Código Técnico, en su documento de Seguridad Estructural para Madera, los distintos casos de uniones según el medio de conexión elegido para su diseño.

Dentro de la denominación de clavija se incluyen, como hemos visto en capítulos anteriores, distintos elementos de fijación mecánicos entre ellos, los más relevantes en cuanto al cálculo, los clavos, tirafondos, pernos y pasadores.

El DB SE-M recoge basándose en el Eurocódigo 5 como referencia, las bases para el cálculo, que determinan la capacidad de carga de los medios de fijación mecánicos en las distintas opciones de uniones. Las ecuaciones de Johansen permiten deducir la capacidad de carga, admitiéndose una simplificación que consiste en suponer que el medio de unión y la madera tienen un comportamiento rígido-plástico, resultando de este modo más sencillo el proceso de cálculo, siendo las diferencias en el resultado final pequeñas.

Cada una de las ecuaciones que determinan la capacidad de carga define un posible modo de fallo de la unión, según el comportamiento de los materiales intervinientes. Las formas de colapso de la unión, definidas en el capítulo anterior, revelan el tipo de respuesta de esa unión, según se trate bien del comportamiento rígido de la clavija o bien de la formación de rótulas plásticas, así como del aplastamiento de las zonas de madera en contacto con el elemento clavija.

Las uniones de madera con madera, y las de tablero con madera, se verifican en cortadura simple y en doble cortadura, según la sección o secciones del elemento clavija en las que se transmiten los esfuerzos en la unión. Así pues, las ecuaciones proporcionan la capacidad de carga por plano cortante y por elemento de fijación, escogiendo el valor mínimo de todas ellas que es el que dará el modo de fallo de la unión y el valor de capacidad de carga que se utilizará en el dimensionado.

En la hoja de cálculo se han diferenciado entre las uniones de madera con madera y de acero con madera, dentro de las cuales se ha realizado la formulación tanto en cortadura simple como doble y atendiendo al medio de unión escogido en cada caso.

La normativa define las características de cada elemento clavija, según el momento plástico, que varía según se trate de clavos, tirafondos con diámetro menor o igual a 6 mm, pernos, pasadores y tirafondos con diámetro mayor a 6 mm, y que dependen del diámetro y de la resistencia característica a tracción del alambre y acero con el que están fabricados. Por otro lado, la resistencia característica al aplastamiento en la madera depende a su vez de su densidad y del diámetro del elemento clavija, y varía según el medio de unión elegido.

A la hora de dimensionar la unión se eligen el tipo de elemento de tipo clavija y el diámetro en milímetros, así como el valor de la resistencia característica a tracción del acero en  $\text{N/mm}^2$ . Para la madera seleccionamos la clase resistente e introducimos el espesor en milímetros de la pieza de madera en la unión,  $t_1$  y  $t_2$  (o los espesores correspondientes según el caso) atendiendo al esquema tipo, y por último la orientación del esfuerzo en relación a la dirección de la fibra,  $\alpha$ . La orientación influye en la determinación de la resistencia al aplastamiento de la madera, ya que si bien en clavos y tirafondos con diámetros menor o igual a 6 mm la expresión matemática para cualquier ángulo  $\alpha$  es la misma, en el caso de los pernos, pasadores y tirafondos de diámetros mayores a 6 mm es distinta. En este último caso la resistencia al aplastamiento para un determinado ángulo entre el esfuerzo y la dirección de la fibra viene dada por una expresión (definida en el apartado 8.1.2.1) que depende de la resistencia en dirección paralela a la fibra, del

ángulo, del diámetro de la clavija y de un coeficiente que depende del tipo de la densidad de la madera, diferenciando entre coníferas y frondosas.

La figura siguiente muestra un ejemplo de uso de la hoja de cálculo para una unión de madera con madera en cortadura simple:

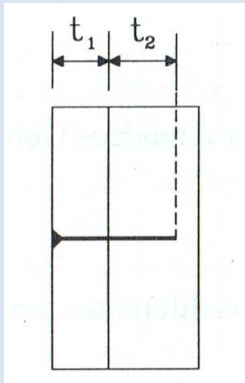
MADERA/MADERA	
CORTADURA SIMPLE	
MEDIO UNIÓN CLAVOS/TIRAFONDOS $D \leq 6$ MM	MATERIAL Y AMBIENTE
tipo elemento clavija	clavo circular
d diámetro (mm)	7
$f_{u,k}$ resistencia carac. tracc. alambre (N/mm <sup>2</sup> )	600
Momento plástico $M_{y,Rk}$ (N·mm)	28348,325
Resistencia al aplastamiento $f_{h,k}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
$f_{h,1,k}$	22,1154
$f_{h,2,k}$	26,691
$\beta =$	1,2069
	
PIEZA MADERA <b>M1</b>	
Clase resistente	C14
$\rho_k$ densidad carac. (kg/m <sup>3</sup> )	290
$t_1$ espesor pieza 1 (mm)	150
$\alpha$ esfuerzo/direcc. fibra	30
PIEZA MADERA <b>M2</b>	
Clase resistente	C24
$\rho_k$ densidad carac. (kg/m <sup>3</sup> )	350
$t_2$ espesor pieza 2 (mm)	150
$\alpha$ esfuerzo/direcc. fibra	45
Esfuerzo de cálculo $F_d$ (N)	10000
clase de servicio	1
clase duración	Media
$k_{mod}$	0,8
$\gamma_M$	1,3

Figura 9.1. Cortadura simple en madera-madera con clavos de 7 mm.

Las casillas en blanco son datos de entrada, de modo que elegimos el tipo de elemento (clavo de sección circular en este caso), el diámetro, y la resistencia  $f_{u,k}$ . Para las piezas de madera seleccionamos las clases resistentes (C14 y C24), los espesores  $t_1$  y  $t_2$  (150 mm en ambos casos) y la orientación esfuerzo/dirección de la fibra.

Una vez seleccionados los parámetros que definen el tipo de unión la hoja de cálculo muestra los valores de capacidad de carga,  $F_{v,Rk}$  en Newton obtenidos para cada posible modo de fallo (en el caso de simple cortadura madera-madera proporciona los resultados de las seis ecuaciones que definen los seis posible modos de fallo), eligiendo de todos ellos el valor mínimo, siendo éste el que revela el

modo de fallo de esa unión. A partir de éste valor se obtiene el valor de cálculo de la capacidad de carga por plano de cortante del elemento clavija. En la figura anterior se han de introducir, para el dimensionado, el valor del esfuerzo de cálculo  $F_d$  (N) que solicita a la unión, así como los factores que definen el ambiente (mediante la clase de servicio) y la clase de duración de la carga, que determinan el factor de modificación  $K_{mod}$ .

Así pues, el valor de cálculo de la capacidad de carga  $F_{v,Rd}$ , y el valor del esfuerzo de cálculo  $F_d$  proporcionan el número de elementos de fijación necesarios para esa unión.

Capacidad de carga <b>por plano de cortante</b> y por elemento $F_{v,Rk}$ (N)						
MODOS DE FALLO						
a)	$F_{v,Rk}$	23221,17				
b)	$F_{v,Rk}$	28025,55				
c)	$F_{v,Rk}$	10599,79				
d)	$F_{v,Rk}$	8603,91				
e)	$F_{v,Rk}$	9701,05				
f)	$F_{v,Rk}$	<b>3563,13</b>				
	$F_{v,Rk}$	3563,133				
	$F_{v,Rd}$	2192,697				
	<b>nº elementos necesarios</b>		<b>4,561</b>			

Figura 9.2. Capacidad de carga y modos de fallo en cortadura simple madera-madera.

El valor señalado en color azul es el valor mínimo de todos los obtenidos según las seis ecuaciones de Johansen, y el que determina precisamente el posible modo de fallo de la unión. Este valor es el de la capacidad de carga por plano de cortante que puede soportar cada elemento de fijación para esta unión. Según estos resultados, el número de elementos necesarios en la unión sería de  $4,561 \approx 5$  clavos.

La hoja de cálculo proporciona las separaciones entre elementos y las distancias a bordes y testas de las piezas de madera según las disposiciones de la normativa SE-M, al igual que los diámetros del pretaladro (si lo precisan) para el tipo de elemento clavija y en la pieza de madera correspondiente:

	$a_1$	$a_2$	$a_{3t}$	$a_{3c}$	$a_{4t}$	$a_{4c}$						
<b>M1</b>	34,062	24,5	79,3109	49	35	21	<b>M1</b>	pretaladro		<b>d taladro</b>	5,25	mm
<b>M2</b>	32,95	25,95	73,7487	49	40,799	21	<b>M2</b>	pretaladro			5,25	mm

Figura 9.3. Separaciones entre elementos, distancias mínimas y diámetro del pretaladro.

Suponemos ahora el caso de una unión madera-madera en cortadura doble. El medio de unión elegido son pernos de 10 mm de diámetro. De manera análoga al caso anterior seleccionamos los parámetros de diseño de la unión:

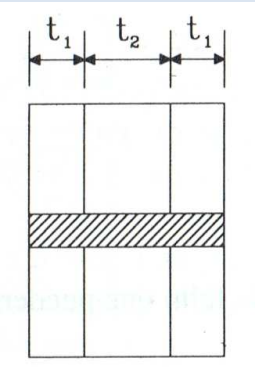
MEDIO UNIÓN PERNOS/PASADORES/TIRAFONDOS $D > 6$ MM	MATERIAL Y AMBIENTE		
<b>d</b> diámetro perno/pasador/tirafondo (perno/pasador $6 <= d <= 30$ mm; tirafondo $6 < d <= 24$ mm) <table border="1" style="float: right;"> <tr><td>10</td></tr> </table>	10	PIEZAS DE MADERA LATERALES <b>M1</b> Clase resistente <table border="1" style="float: right;"><tr><td>C35</td></tr></table>	C35
10			
C35			
$f_{u,k}$ resist. caract. tracc. ( $N/mm^2$ ) <table border="1" style="float: right;"> <tr><td>240</td></tr> </table>	240	$\rho_k$ densidad caract. ( $kg/m^3$ ) <table border="1" style="float: right;"><tr><td>400</td></tr></table>	400
240			
400			
Momento plástico $M_{y,Rk}$ ( $N \cdot mm$ ) perno/pasador/tirafondo $d > 6$ <table border="1" style="float: right;"><tr><td>28663,716</td></tr></table>	28663,716	$t_1$ espesor pieza lateral (mm) <table border="1" style="float: right;"><tr><td>100</td></tr></table>	100
28663,716			
100			
Resistencia al aplastamiento $f_{h,k}$ ( $N/mm^2$ )	$\alpha$ esfuerzo/direcc. fibra <table border="1" style="float: right;"><tr><td>45</td></tr></table>	45	
45			
$f_{h,1,k} (f_{h,\alpha,k}) = 23,62$ $(f_{h,0,k}) = 29,52$	PIEZA DE MADERA CENTRAL <b>M2</b> Clase resistente <table border="1" style="float: right;"><tr><td>D18</td></tr></table>	D18	
D18			
$k_{90(1)} = 1,5$	$\rho_k$ densidad caract. ( $kg/m^3$ ) <table border="1" style="float: right;"><tr><td>500</td></tr></table>	500	
500			
$f_{h,2,k} (f_{h,\alpha,k}) = 36,44$ $(f_{h,0,k}) = 36,90$	$t_2$ espesor pieza central (mm) <table border="1" style="float: right;"><tr><td>100</td></tr></table>	100	
100			
$k_{90(2)} = 1,05$	$\alpha$ esfuerzo/direcc. fibra <table border="1" style="float: right;"><tr><td>30</td></tr></table>	30	
30			
$\beta = 1,54$	Esfuerzo de cálculo $F_d$ (N) <table border="1" style="float: right;"><tr><td>20000</td></tr></table>	20000	
20000			
	clase de servicio <table border="1" style="float: right;"><tr><td>2</td></tr></table>	2	
2			
	clase duración <table border="1" style="float: right;"><tr><td>Media</td></tr></table>	Media	
Media			
	$k_{mod}$ <table border="1" style="float: right;"><tr><td>0,8</td></tr></table>	0,8	
0,8			
	$\gamma_M$ <table border="1" style="float: right;"><tr><td>1,3</td></tr></table>	1,3	
1,3			

Figura 9.4. Cortadura doble en madera-madera con pernos de 10 mm.

En el caso de cortadura doble en uniones de madera-madera, son cuatro las ecuaciones que proporcionan las capacidades de carga por plano de cortante y elemento de fijación.

Al tratarse de cortadura doble el esfuerzo se transmite a través del perno en dos de sus secciones por lo que, al obtener el valor de cálculo, el valor de la capacidad de carga será el doble en cada elemento ( $2 \cdot F_{v,Rd}$ ).

Capacidad de carga <b>por plano de cortante</b> y por elemento $F_{v,Rk}$ (N)					
MODOS DE FALLO (clavos sección circular)					
a)	$F_{v,Rk}$	23616,00			
b)	$F_{v,Rk}$	18450,00			
c)	$F_{v,Rk}$	9136,08			
d)	$F_{v,Rk}$	<b>4661,42</b>			
	$F_{v,Rk}$	4661,42			
	$F_{v,Rd}$	2868,569			
	$F_{v,Rd}$ por elemento (doble)	5737,1378			
	nº elementos necesarios	<b>3,4860589</b>			

Figura 9.5. Capacidad de carga y modos de fallo en cortadura doble madera-madera.

Las distancias y separaciones mínimas se dan junto con los diámetros de los taladros de forma simultánea para pernos, pasadores y tirafondos de diámetros mayores a 6 mm. Como se vio en el capítulo anterior, los diámetros de los pretaladros en los pernos son 1 mm más que el valor del diámetro como máximo (10+1 mm). En el caso de utilizar pasadores de 10 mm el diámetro del taladro es inferior al diámetro del pasador, dependiendo además de la densidad de la madera, ya que el pasador se introduce a presión en las piezas de madera, resultando por esto uniones más rígidas que en el caso de los pernos.

PERNOS/TIRAFONDOS $D > 6$								d taladros	
	$a_1$	$a_2$	$a_{3t}$	$a_{3c}$	$a_{4t}$	$a_{4c}$		perno	tirafondo
<b>M1</b>	47,071	40	80	52,426	34,142	30	<b>M1</b>	11	10 mm
<b>M2</b>	48,66	40	80	40	30	30	<b>M2</b>	11	10 mm
PASADORES									
	$a_1$	$a_2$	$a_{3t}$	$a_{3c}$	$a_{4t}$	$a_{4c}$		d taladros	
<b>M1</b>	44,142	30	80	565,69	30	30	<b>M1</b>	7,5	mm
<b>M2</b>	47,321	30	80	400	30	30	<b>M2</b>	9	mm

Figura 9.6. Separaciones entre elementos, distancias mínimas y diámetros de los pretaladros.



En el caso de las uniones de madera con acero, la capacidad de carga  $F_{v,Rk}$  depende del espesor de la placa. Las placas de acero se clasifican en delgadas, si el espesor de es menor o igual a 0,5 veces el diámetro del elemento clavija, y gruesas cuando el espesor es mayor o igual al diámetro.

Los valores de capacidad de carga en caso de placas con un grueso intermedio, es decir cuando  $0,5 \cdot d < t < d$ , se obtendrán mediante interpolación lineal entre ambos casos.

MEDIO UNIÓN PERNOS/PASADORES/TIRAFONDOS $D > 6$ MM		MATERIAL Y AMBIENTE	
d diámetro perno/pasador/tirafondo (perno/pasador $6 \leq d \leq 30$ mm; tirafondo $6 \leq d \leq 24$ mm)	10	PIEZA MADERA M2	
$f_{u,k}$ resist. caract. tracc. ( $N/mm^2$ )	240	Clase resistente	C24
Momento plástico $M_{y,Rk}$ ( $N \cdot mm$ ) perno/pasador/tirafondo $d > 6$	28663,72	$\rho_k$ densidad caract. ( $kg/m^3$ )	350
Resistencia al aplastamiento $f_{h,k}$ ( $N/mm^2$ )		$t_2$ espesor pieza madera (mm)	150
$f_{h,2,k}$ ( $f_{h,\alpha,k}$ ) = 17,22		$\alpha$ esfuerzo/direcc. fibra	90
$f_{h,0,k}$ = 25,83		PLACA ACERO	PLACA DELGADA
$k_{90}$ = 1,5		t espesor placas (mm)	4
Resistencia placa acero $F_{v,Rk}$ (N)	5830	Tipo acero	S275
		$f_y$ tensión lím. elást. ( $N/mm^2$ )	275

Figura 9.7. Cortadura doble en acero-madera con pieza central de madera.

Analizamos el caso de cortadura doble con pieza central de madera (figura 9.7), eligiendo como elemento de fijación pernos de 10 mm, una madera de clase resistente C24 de 150 mm de espesor, con una placa de acero S275 de 4 mm de espesor.

Al introducir los datos, se muestra si la placa escogida es delgada, gruesa o intermedia. En caso de ser la placa de grueso intermedio, la capacidad de carga del perno se obtiene interpolando linealmente entre los valores mínimos de capacidad de carga obtenidos en el caso de placa delgada y placa gruesa.

Una vez introducidos los datos de esfuerzo de cálculo  $F_d$  y condiciones de clase de servicio y duración de la carga, se obtienen los valores de capacidad de carga por plano de corte y por elemento, y número de pernos necesarios en la unión.

Capacidad de carga <b>por plano de cortante</b> y por elemento $F_{v,Rk}$ (N)					
MODOS FALLO (EN PLACA DELGADA Y GRUESA)					
a)	$F_{v,Rk}$	12915			
b)	$F_{v,Rk}$	<b>3613,23</b>			
	$F_{v,Rk}$	3613,23			
	$F_{v,Rd}$	2501,467			
	$F_{v,Rd}$ <b>por elemento (doble)</b>		5002,934		
	<b>nº elementos necesarios</b>		<b>5,996481</b>		

Figura 9.8. Capacidad de carga y modos de fallo en cortadura doble con pieza central de madera y placas delgadas.

En las uniones de acero-madera debe comprobarse la resistencia de la propia placa de acero. Se comprobará a partir del área resistente equivalente igual a  $d \cdot t$  siendo  $d$  el diámetro del elemento clavija, y  $t$  el espesor de la placa, y considerando una tensión de cálculo de  $0,53 \cdot f_y$ , siendo  $f_y$  la tensión en el límite elástico del acero de la placa en  $N/mm^2$ .

El valor obtenido en la hoja de cálculo,  $F_{v,Rk}$  de la placa de acero es la capacidad de carga de la misma para un espesor y un tipo de acero determinados. Para que no se produzca el fallo de la placa de acero en la unión, este valor tendrá que ser mayor que el valor de capacidad de carga obtenida para cada elemento de fijación. De no ser así, el elemento clavija podría soportar más carga que la placa y producirse el fallo de ésta y por tanto el fallo o colapso de la unión, apareciendo en este caso mensaje de aviso. Por ejemplo, si en el caso anterior bajamos el espesor de placa de acero a 2 mm se produce el fallo apareciendo el mensaje según la figura:

Capacidad de carga <b>por plano de cortante</b> y por elemento $F_{v,Rk}$ (N)					
MODOS FALLO (EN PLACA DELGADA Y GRUESA)					
a)	$F_{v,Rk}$	12915			
b)	$F_{v,Rk}$	<b>3613,23</b>			
	$F_{v,Rk}$	3613,23			
	$F_{v,Rd}$	2501,467			
	$F_{v,Rd}$ <b>por elemento (doble)</b>		5002,934		
	<b>nº elementos necesarios</b>		<b>5,996481</b>	<b>FALLO PLACA ACERO</b>	

Figura 9.9. Fallo en placa de acero.

En caso de tener un espesor de placa de 6 mm nos encontraríamos con una placa de grueso intermedio con un valor de capacidad de carga y número de elementos necesarios como muestra la figura:

PLACA ACERO		PLACA INTERMEDIA
t espesor placas (mm)	6	
Tipo acero	S275	
f <sub>y</sub> tensión lím. elást. (N/mm <sup>2</sup> )	275	

PLACA GRUESO INTERMEDIO			
F <sub>v,Rk</sub>	5473,58		
F <sub>v,Rd</sub>	3789,40		
F <sub>v,Rd</sub> por elemento (doble)		7578,81	
nº elementos necesarios		3,95841	

Figura 9.10. Valores de capacidad de carga en placa de grueso intermedio.

Por último los valores de las distancias mínimas entre elementos y las distancias a bordes y testas en la pieza de madera para un espesor de placa de 4 mm y pernos de 10mm son:

PERNOS/TIRAFONDOS D>6							d taladros		
	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3t</sub>	a <sub>3c</sub>	a <sub>4t</sub>	a <sub>4c</sub>		perno	tirafondo
M2	40	40	80	70	40	30	M2	11	10 mm

Figura 9.11. Separaciones entre elementos, distancias mínimas y diámetros de los pretaladros.

## 10. CONCLUSIONES.

---

El estudio realizado en este trabajo sobre las características estructurales de la madera como material de construcción, pone de manifiesto la gran variabilidad de sus propiedades mecánicas atendiendo a aspectos inherentes a la madera como la dirección de la fibra, la existencia de defectos e irregularidades o el contenido de humedad de la misma entre otros.

Aunque con la aparición del Código Técnico y su Documento de Seguridad Estructural para Madera se establece un marco reglamentario para el uso de este material a nivel estructural equiparándolo con otros materiales de construcción, esta opción en nuestro país sigue quedando relegada a un segundo plano. Aspectos como el coste elevado en relación al hormigón o la especialización que requieren las estructuras de madera y los poco cambiantes hábitos de construcción, hacen que siga sin contemplarse esta opción como una alternativa habitual hoy en día.

La madera, como material orgánico que es, tiene debido a su anatomía unas capacidades mecánicas que difieren según factores como la orientación del esfuerzo en relación a la dirección de la fibra, la duración de la carga, la calidad de la madera, el tamaño de la pieza o las variaciones en el contenido de humedad, que a su vez provocan cambios dimensionales. Debido a esta gran cantidad de parámetros y a la innumerable variedad de especies existentes, se establece una serie de clases resistentes que permiten diferenciar las clases de madera según resistencias en las direcciones principales, módulos de elasticidad y densidades.

Estas variables, así como las condiciones de humedad ambiental definidas por las clases de servicio y la clase de duración de las cargas, influyen en el cálculo mediante coeficientes y factores de corrección de la resistencia.

En lo referente a las uniones, respecto a otros sistemas constructivos, un diseño incorrecto de las mismas hace que se originen puntos débiles en el conjunto de una estructura, que puede hacer que resulte inútil el dimensionado de las piezas que la forman.

El gran número de configuraciones en cuanto a las uniones en las estructuras de madera, hace que existan en el mercado innumerables elementos de conexión como medios de tipo clavija, conectores de superficie y herrajes con todas los tipos y dimensiones posibles.

No es habitual que el dimensionado de las uniones en las estructuras de madera se realice en los programas de cálculo, más centrados estos en el análisis y dimensionado de los elementos estructurales, por lo que en el presente trabajo, el método de cálculo ha quedado plasmado mediante una hoja de cálculo según las uniones más habituales a partir de una clasificación tipificada en la normativa vigente.

El procedimiento de cálculo realizado se basa, de acuerdo con los requisitos establecidos en el DB SE-M, en la obtención de las capacidades de carga de cada elemento de conexión elegido para una unión en concreto y el número de ellos que se necesita para una determinada configuración de la unión y un esfuerzo de cálculo que la solicite.

El manejo y comprensión de la hoja de cálculo resulta bastante sencillo debido a la esquematización de cada tipo de unión y a la información que proporciona la respuesta en cada caso. Esta se basa en las características de los elementos intervinientes, ya sea la influencia del tipo de madera dada por su densidad característica, del espesor de la pieza, el tipo de acero de la placa y su espesor en uniones acero-madera, el tipo de clavija y sus dimensiones, así como las condiciones y la carga para la que se dimensiona de la unión.

La elaboración de esta rutina de cálculo constituye, en definitiva, una herramienta sencilla y útil para la aplicación de las ecuaciones de Johansen que adopta la normativa y que determinan la capacidad de carga de los elementos de tipo clavija.

## BIBLIOGRAFÍA

---

### Referencias bibliográficas:

ARGÜELLES ÁLVAREZ, Ramón y ARRIAGA MARTITEGUI, Francisco, *Estructuras de madera: Diseño y cálculo*, Madrid, AITIM, 2000.

ARRIAGA MARTITEGUI, Francisco, PERAZA SÁNCHEZ, Fernando, ESTEBAN HERRERO, Miguel y Asociación de Investigación Técnica de las Industrias de la Madera y Corcho (AITIM), *Madera aserrada estructural*, Madrid, Mundi-Prensa, 2003.

BASTERRA OTERO, Luis-Alfonso, *Construcción de estructuras de madera*, Valladolid, Universidad de Valladolid, 2009.

CAPUZ LLADRÓ, Rafael, *Materiales orgánicos. Maderas*, Valencia, Editorial UPV, 2005.

CECCOTTI Ario y UZIELLI Luca, *Materiali, componenti e principi della progettazione*, Roma, Mancosu, 2003.

ESTEBAN CASTRO, Anselmo, *Experiencias sobre soluciones de madera y su empleo en edificación*, Madrid, Proiescon, 2008.

FERRÁN GOZÁLVEZ, José Javier, REDÓN SANTAFÉ, Javier, SANCHEZ ROMERO, Fco. Javier y DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA RURAL Y AGROALIMENTARIA (UPV), *Proyecto y cálculo de estructuras de madera: parte 1: teoría (Según CTE SE-M)*, Valencia, Editorial UPV, 2007.

FERRÁN GOZÁLVEZ, José Javier, et al. *Proyecto y cálculo de estructuras de madera: parte 2: teoría y práctica (Según CTE SE-M)*, Valencia, Editorial UPV, 2008.

GARCÍA ESTEBAN, Luis, GUINDEO CASASÚS, Antonio, PERAZA ORAMAS, César y PALACIOS de PALACIOS, Paloma, *La madera y su anatomía: Anomalías y*

*defectos, estructura microscópica de coníferas y frondosas, identificación de maderas, descripción de especies y pared celular*, AITIM, Barcelona, Fundación Conde del Valle de Salazar, Mundi-Prensa, 2003.

GRAUBNER, Wolfrang, *Ensamblés en madera*, Barcelona, Ceac, 1991.

IZQUIERDO BERNALDO de QUIRÓS, José María e Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, (INTEMAC), *Estructuras de madera*, Madrid, INTEMAC, 2005.

JIMÉNEZ PERIS, Francisco J., CUEVAS ESPINOSA, Isabel y MORALES MENDEZ, Enrique, *Madera laminada encolada estructural: resistencia al fuego y características mecánicas*, Badajoz, @becedario, 2006.

LEFTERI, Chris, *Madera: materiales para el diseño*, Barcelona, Blume, 2006.

NUERE MATAUCO, Enrique, Universidad Alcalá de Henares, Instituto Español de Arquitectura, *La carpintería de armar española*, Madrid, Munilla-Lería, 2000.

NUTSCH, Wolfgang, *Tecnología de la madera y el mueble*, Barcelona, Reverte, 1996.

PARKER Harry y AMBROSE James, *Diseño simplificado de estructuras de madera*, México, Limusa-Willey, 2000.

SERRANO LÓPEZ, Miguel Ángel, CASTRILLO CABELLO, Miguel Ángel y LÓPEZ AENLLE, Manuel, *Acero, Hormigón, Madera*, Madrid, Bellisco, 2009.

VANDIER, Catherine, *Manual Técnico. Uniones metálicas en estructuras de madera*, T&T Aginco, 2004.

VIGNOTE PEÑA, Santiago y MARTÍNEZ ROJAS, Isaac, *Tecnología de la madera*, Madrid, Mundi-Prensa, 2006.

ZIMMERMANN, Astrid, *Constructing landscape*, Berlin, Birkhäuser, 2009.

Normativa:

Código Técnico de la Edificación. CTE Real Decreto 314/2006. Documento Básico. Seguridad Estructural Madera.

Código Técnico de la Edificación. CTE Real Decreto 314/2006. Documento Básico. Seguridad Estructural.

Código Técnico de la Edificación. CTE Real Decreto 314/2006. Documento Básico. Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación.

Código Técnico de la Edificación. CTE Real Decreto 314/2006. Documento Básico. Seguridad en caso de Incendio.

*UNE 56544: 2003.* Clasificación visual de la madera aserrada para uso estructural. Madera de coníferas.

*UNE-EN 336: 2003.* Madera estructural. Coníferas y chopo. Dimensiones y tolerancias.

*UNE-EN 338: 2010.* Madera estructural. Clases resistentes.

*UNE-EN 1912: 2005.* Madera estructural. Clases resistentes. Asignación de especies y calidades visuales.

*UNE EN 408: 2004.* Estructuras de madera. Madera aserrada y madera laminada encolada para uso estructural. Determinación de algunas propiedades físicas y mecánicas.

*UNE EN 384: 2010* Madera con uso estructural. Determinación de los valores característicos de las propiedades mecánicas y densidad.

*UNE-EN 385: 2002.* Empalmes por unión dentada en madera estructural. Especificaciones y requisitos mínimos de fabricación.



UNE-EN 386: 2002. Madera laminada encolada. Especificaciones y requisitos de fabricación.

UNE-EN 390: 1995. Madera laminada encolada. Dimensiones y tolerancias

UNE-EN 1194: 1999. Estructuras de madera. Madera laminada encolada. Clases resistentes y determinación de los valores característicos.

UNE-EN 912: 2000/UNE EN 912/AC: 2001. Conectores para madera. Especificaciones de los conectores para madera.

UNE EN 14592: Estructuras de madera. Elementos de fijación tipo clavija. Requisitos.

UNE EN 1380: Estructuras de madera. Métodos de ensayo. Uniones estructurales con clavos, tornillos, clavijas y pernos.

Artículos de revistas, y documentos de información técnica:

ARGÜELLES ÁLVAREZ, Ramón, *“Uniones: un reto para construir”, Sesión inaugural del año académico ETSI de Montes de Madrid, 26 Enero 2010*”, Real Academia de Ingeniería, Madrid, 2010.

ARRIAGA MARTITEGUI, Francisco, ÍÑIGUEZ GONZÁLEZ, Guillermo, BOADILLA MALDONADO, Ignacio y ESTEBAN HERRERO, Miguel, *“Madera aserrada de gran escuadría para uso estructural y sus particularidades”*, Informes de la Construcción. Vol.59 506. Abril/Junio 2007, pp. 29-41.

ARRIAGA MARTITEGUI, Francisco, et al. *Guía de Construir con Madera. Capítulo 1: “Productos de madera para la construcción. Documento de aplicación del CTE”*, Confemadera, 2010.

BARREIRO SORRIBAS, Cleto y CARAMÉS GÓMEZ, Fernando, *“Estructura de madera para la cubierta de un auditorio al aire libre en el parque El Paraíso, San Blas (Madrid)”*, Informes de la Construcción. Vol.59 506. Abril/Junio 2007, pp. 5-14.

DÍEZ R., CONDE M., FERNANDEZ-GOLFÍN, J.L. Y ROSSKOPF S., *“Clasificación visual de madera estructural de pino laricio: Comparación de resultados usando las normas UNE 56 544 y DIN 4074”*, Dpto. Industrias Forestales, CIFOR-INIA, Abril, 2000.

ESTEBAN HERRERO, Miguel, ARGÜELLES ÁLVAREZ, Ramón, ARRIAGA MARTITEGUI, Francisco, ÍÑIGUEZ GONZÁLEZ, Guillermo y BOADILLA MALDONADO, Ignacio, *“Estado actual de la investigación sobre madera estructural en España”*, Informes de la construcción. Vol. 59, 506, Abril/Junio 2007, pp. 15-27.

GONZÁLEZ RODRIGO, Beatriz, *“La madera en la construcción de entramados inclinados de viviendas unifamiliares. Situación actual en España”*, Informes de la Construcción. Vol.59 507. Julio/Septiembre 2007, pp. 59-68.

MORALES MÉNDEZ, Enrique, *“Madera al exterior. Humedad de equilibrio higroscópico y sus valores característicos”*, Boletín de información técnica nº 226, AITIM, Noviembre/Diciembre, 2003.

NUERE, Enrique Dr. Arquitectura, *“Construir con madera”*, Informes de la Construcción. Vol. 49 nº453, Enero/Febrero 1998.

SIMPSON STRONG TIE, *“Uniones metálicas en estructuras de madera”*. Boletín de información técnica nº 238, AITIM, Noviembre/Diciembre, 2005.

VEGA CATALÁN, Luis, LLINARES CERVERA, Mariana, VILLAGRÁ FERNÁNDEZ, Carlos, GALLEGO GUINEA, Virginia y GONZÁLEZ RODRIGO, Beatriz, *Guía de Construir con Madera. Capítulo 3: “Comportamiento frente al fuego. Documento de aplicación del CTE”*, Confemadera, 2010.

VILLAR, J.R. GUAITA M. VIDAL P. Y ARGÜELLES BUSTILLO R. *Numerical simulation of framed joints in sawn-timber roof trusses*”, Instituto Nacional de Investigación y Tecnología Agraria y Alimentación (INIA), 2008, pp. 508-520.

Información comercial:

AITIM, Asociación de Investigación Técnica de Industrias de la Madera, *Libro casas de madera VI: Medios de unión*. T&T Aginco.

HOLZFORSCHUNG MÜNCHEN, *Madera aserrada estructural. DIN 4074-1. Clasificación de la madera según su resistencia estructural- Parte 1ª: madera aserrada de coníferas*.

INDEX FIXING SYSTEMS, Grupo Index. *Conectores para madera*.

KHL MASSIVHOLZ GMBH, *Paneles de madera contralaminados*.

MADERKRAFT SL. *Información técnica de herrajes para estructuras de madera*. Enero 2008.

ROTHOBLAAS, *Carpintería de madera*. Medios de unión para estructuras de madera y equipos. Catálogo 2011/2012.

SIMPSON STRONG TIE, *Conexiones para ensambladuras de madera*. Catálogo 2011.

Otros trabajos consultados:

ARRIAGA MARTITEGUI, Francisco y BLASCO CASANOVAS, José Ramón, *Estructuras de madera. Jornadas de Introducción (arquitectosdecadiz.com)*.

ESTEBAN HERRERO, Miguel. *Determinación de la capacidad resistente de la madera estructural de gran escuadría y su aplicación en estructuras existentes de madera de conífera*. Tesis doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Montes, Universidad Politécnica de Madrid, 2003.

DEPARTAMENTO DE MEDIO AMBIENTE, PLANIFICACIÓN TERRIOTORIAL, AGRICULTURA Y PESCA, GOBIERNO VASCO, *Arquitectura y madera, Guía de diseño de elementos estructurales adaptada al CTE*, Marzo 2010.

EUPC, Escuela Universitaria Politécnica de Cuenca, *Uniones antiguas* (información docente).

HERMOSO PRIETO, Eva, Caracterización mecánica de la madera estructural de *Pinus Sylvestris L.* Tesis doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Montes, Universidad Politécnica de Madrid, 2001.

Páginas de internet:

[www.infomadera.net](http://www.infomadera.net)

[www.construirconmadera.org](http://www.construirconmadera.org)

[www.blogtecnicodelamadera.blogspot.es](http://www.blogtecnicodelamadera.blogspot.es)

[www.cismadeira.es](http://www.cismadeira.es)

[www.structurat.es](http://www.structurat.es)