

UNIONES: UN RETO PARA CONSTRUIR CON MADERA

REAL ACADEMIA DE INGENIERÍA

UNIONES: UN RETO PARA CONSTRUIR CON MADERA

DISCURSO DEL ACADÉMICO

EXCMO. SR. D. RAMÓN ARGÜELLES ÁLVAREZ

LEÍDO EN LA SESIÓN INAUGURAL DEL AÑO ACADÉMICO
EL DÍA 26 DE ENERO DE 2010



MADRID MMX

Editado por la Real Academia de Ingeniería

© 2010, Real Academia de Ingeniería

© 2009 del texto, Ramón Argüelles Álvarez

ISBN: 978-84-95662-34-7

Depósito legal: M-3.080-2010

Impreso en España

LECCIÓN INAUGURAL
DEL AÑO ACADÉMICO 2010

PRÓLOGO

Ante todo deseo agradecer al Presidente y a la Junta de Gobierno de la Real Academia de Ingeniería la distinción que supone la invitación a impartir esta conferencia.

Voy a explicar los motivos por los que he elegido este tema para la sesión inaugural de este año académico. Recuerdo que en mis estudios de Cálculo de Estructuras en la ETSI de Montes no se explicaba, prácticamente, ningún contenido relacionado con las Estructuras de Madera. No era culpa del magnífico catedrático D. Alfredo Crespo Mocorrea sino de la poca importancia que en aquellos tiempos se le daba a esta disciplina, olvido que se extendía a toda la Universidad.

En el año 1969, al preparar la oposición a la Cátedra de Cálculo de Estructuras de la ETSI de Montes, me pareció oportuno introducir en una parte del programa de la asignatura que debía proponer, esta materia. Para ello, animado por el catedrático de Tecnología de la Madera de esta misma Escuela, D. César Peraza Oramas, verdadero impulsor y adelantado en todos los temas relacionados con la madera, redacté el libro "Cálculo de Estructuras de Madera" publicado por AITIM, asociación de la que el propio profesor Peraza era su director técnico. Desde entonces, apreciando las posibilidades que aporta la madera como material estructural, me siento obligado a divulgar y promocionar su uso en las aulas y, también, entre los profesionales de la construcción. Para ello he contado con la inestimable ayuda de mis compañeros de Unidad Docente, profesores: Juan José Martínez Calleja, Francisco Arriaga Martitegui, Miguel Esteban Herrero y Guillermo Íñiguez González.

Permítanme por tanto que aproveche esta conferencia como excusa para dar a conocer a los menos informados las posibilidades que presenta la madera como material estructural y a los más, el estado del arte de las uniones.

En las fechas en las que estaba preparando esta publicación se ha producido el fallecimiento de un amigo y colaborador inestimable: D. Félix Vela Fernández que desde los años setenta ha realizado casi todas las ilustraciones y representaciones gráficas de las publicaciones de las que soy autor. Solamente una palabra define su persona y buen hacer: excelencia. A él le dedico este trabajo que con seguridad echará en falta su ausencia.

He elegido para iniciar esta sesión inaugural una frase del arquitecto norteamericano Frank Lloyd Wright: “Para utilizar la madera con inteligencia, primero debemos comprenderla”.

I. LA MADERA COMO PRODUCTO ESTRUCTURAL

I.1. EL ÁRBOL: ANATOMÍA Y TENSIONES

La madera está formada por un conjunto de células especializadas en tejidos que llevan a cabo las tres funciones fundamentales del vegetal: la conducción de la savia; la transformación y almacenamiento de los productos vitales y el sostén del vegetal.

Las fibras de madera tienen una sección hueca, lo que les permite además de la conducción de sustancias, disminuir su peso con un alto rendimiento para resistir tensiones de tracción (100 N/mm^2) y de compresión. En este último caso, las fibras de madera trabajan como columnas comprimidas ayudadas por capas de microfibrillas que actúan como zunchos evitando su pandeo.

Esta organización resulta muy eficaz para soportar las tensiones que recibe el árbol en vida ya que las solicitaciones de mayor relevancia, debidas a la flexión originada por el viento, son tensiones axiales, parte de tracción y parte de compresión, que se distribuyen casi linealmente.

La madera que se extrae del árbol es ya por sí misma un material estructural, lo que la diferencia del hormigón y del acero, materiales que requieren de un proceso de transformación más largo y más costoso en términos de energía.



Figura 1.1 Grupo de árboles.

I.2. FACTORES QUE INFLUYEN EN LAS PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LA MADERA

I.2.1. Anisotropía

La madera, debido a su heterogeneidad, es un material anisótropo. Sus propiedades físicas y en particular sus características mecánicas dependen de la dirección del esfuerzo con relación a la orientación de las fibras.

En el estudio de una pieza de madera como material ortótropo que realmente es deben considerarse tres direcciones principales:

- Axial. Paralela al eje de crecimiento del árbol.
- Radial. Perpendicular a la primera y cortando al eje del árbol.
- Tangencial. Normal a las dos anteriores.

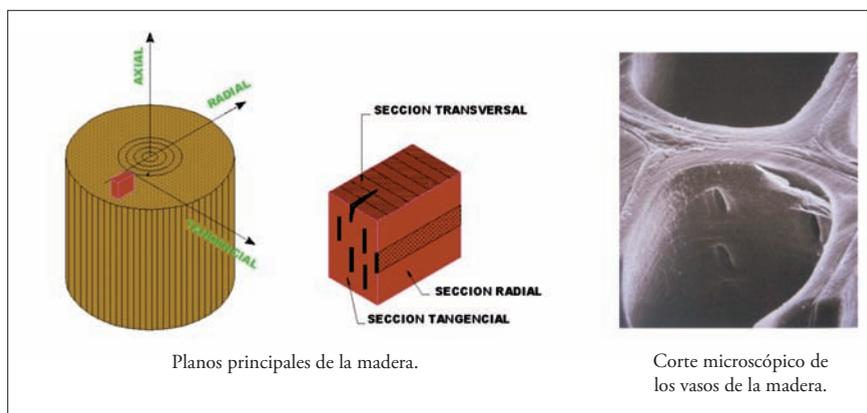


Figura 1.2 Ortotropía de la madera.

Como ya se ha dicho, la madera puede considerarse como un material formado por un haz de tubos de gran longitud orientados en dirección longitudinal y unidos a través de las paredes. Con esta simplificación se entiende la diferencia de propiedades que existe entre las dos direcciones principales: paralela y perpendicular a la fibra; o lo que es lo mismo: axial y transversal (radial o tangencial).

Como valores porcentuales representativos de esta ortotropía se indica que si en dirección axial la madera resiste tensiones normales de valor 100 en la dirección radial resiste 15 y en la tangencial 9. En cuanto a las defor-

maciones de origen higroscópico se puede decir, para la misma variación del contenido de humedad, que si la madera en dirección longitudinal se deforma la unidad, en las direcciones radial y tangencial se deforma veinte y cuarenta veces más, respectivamente.

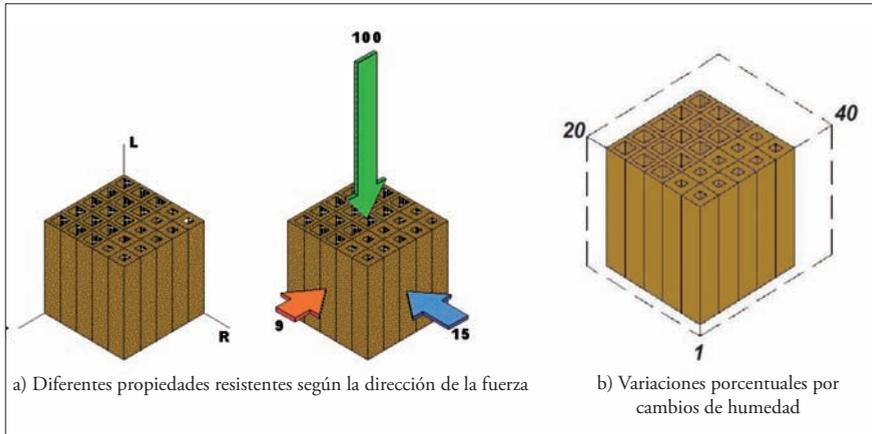


Figura 1.3 *Influencia de la anisotropía en la resistencia y variaciones dimensionales.*

De lo dicho se desprende que el comportamiento estructural de la madera es muy bueno si existe acuerdo entre la dirección del esfuerzo y la orientación de las fibras. A medida que se desvían las direcciones de tensiones y fibras su rendimiento empeora llegando a comportarse francamente mal para alguna sollicitación específica como la tracción perpendicular a las fibras, sollicitación para la que la madera apenas tiene capacidad de respuesta.

Por tanto, al citar una propiedad física o mecánica debe especificarse a qué dirección respecto a las fibras se refiere. En la práctica del cálculo de estructuras de madera este problema se simplifica a dos direcciones:

1. Paralela a la fibra (axial o longitudinal).
2. Perpendicular a la fibra (o transversal), que engloba las direcciones radial y tangencial debido a que las diferencias entre ambas son de un orden mucho menor que las existentes con relación a la dirección paralela a la fibra. Además, en muchos cortes no es posible separar o distinguir en piezas que trabajen en dirección perpendicular, la orientación radial de la tangencial.

Esta anisotropía marca claramente las diferencias con el hormigón y el acero, e impide que, soluciones constructivas sencillas, que son práctica habitual en construcción metálica y de hormigón, puedan utilizarse con la madera.

1.2.2. Higroscopicidad

La variación del contenido de humedad produce en la madera, por tratarse de un material higroscópico, una modificación de sus dimensiones. Cuando se incrementa, la madera se hincha y, cuando disminuye, se contrae o merma. Por ello la madera deberá tener un contenido de humedad lo más parecido al equilibrio higroscópico correspondiente a las condiciones higrótérmicas ambientales, siempre que el proceso de fabricación lo permita. De esta manera se reducen los movimientos debidos a esta causa.

Para dar una idea más clara del comportamiento de la madera frente a la humedad se utiliza 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:

- El coeficiente de contracción tangencial varía con la especie. En la dirección tangencial oscila alrededor del 0,2% para las coníferas. En esta dirección se presenta la mayor variación dimensional.
- En la dirección radial, la variación dimensional es menor, del orden de un 50 o 60% de la que se produce en la dirección tangencial.
- Y en la dirección longitudinal la variación dimensional es muy reducida, prácticamente despreciable. Puede estimarse en tan sólo de un 2% a un 4% de la correspondiente a la dirección radial.

Un coeficiente de contracción de 0,2% implica que una variación del contenido de humedad del 5% (lo que no es excesivo en determinadas situaciones) provoca en una pieza de madera laminada de 1 metro de altura, aumentos o disminuciones de 1 cm. Estos movimientos pueden tener repercusiones en la seguridad de la estructura, tales como:

- Tensiones de valores no despreciables en aquellas uniones que impiden el movimiento libre de la madera. En estos casos se pueden presentar fendas en las proximidades de los medios de fijación.
- Desajustes y holguras de los medios de unión, si la madera fue colocada con un excesivo contenido de humedad y
- Aparición de fendas de secado que disminuyen la calidad de la pieza y en algunos casos favorecen el ataque de organismos xilófagos.

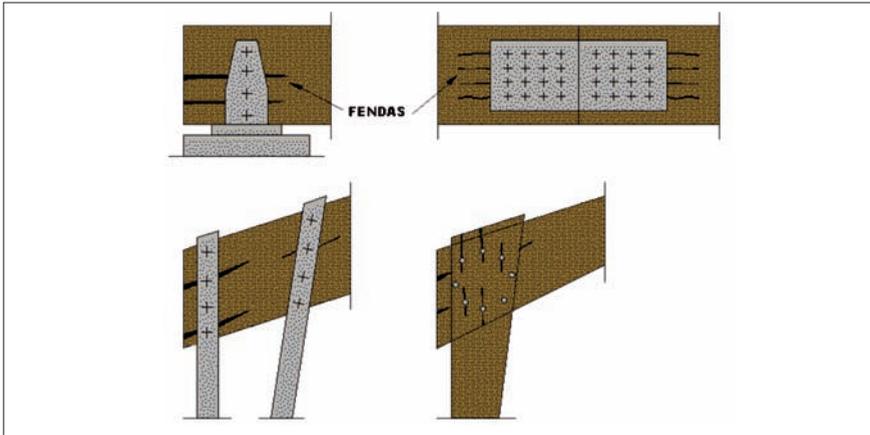


Figura 1.4 Fendado en uniones mal concebidas debidas a la merma de la madera.

En resumen, la higroscopicidad de la madera obliga a un cuidadoso estudio de las uniones y detalles constructivos, que si no están bien resueltos ponen en peligro la seguridad y durabilidad de la construcción. Las buenas soluciones constructivas tratan de permitir que la madera se mueva libremente.

1.2.3. Calidad y clases resistentes de la madera

La calidad de la madera es el factor de mayor relevancia en su resistencia. Las singularidades del crecimiento del árbol, denominadas indebidamente defectos de la madera, suponen una disminución de sus propiedades mecánicas. Los principales “defectos” son los siguientes:

- *Nudos*: originados por las ramas del árbol, constituyen el defecto de mayor importancia.
- *Fendas*: son agrietamientos longitudinales que cortan radialmente los anillos de crecimiento en una sección transversal. Se producen durante el secado de la pieza y son de mayor tamaño en las piezas de gruesas escuadrías.
- *Desviación de la fibra*: se mide por la pendiente de la dirección de la fibra con respecto al eje de la pieza. Suele distinguirse entre desviación general y desviación local (cuando afecta a una zona de longitud reducida). Su origen se encuentra en la conicidad del fuste del árbol y en las distorsiones locales de la dirección de la fibra, debidas generalmente a la presencia de nudos.

- *Acebolladuras*: son agrietamientos longitudinales producidos por la separación de los anillos de crecimiento.

- *Gemas*: se producen por la falta de madera en las aristas de la pieza. Se originan cuando el aserrado intercepta la superficie del tronco del árbol.

Los defectos como nudos y desviación de la fibra explican, por ejemplo, por qué la resistencia a la tracción en dirección paralela a la fibra desciende de 100 N/mm² en la madera libre de defectos hasta los 10 N/mm² de la madera comercial de baja calidad.

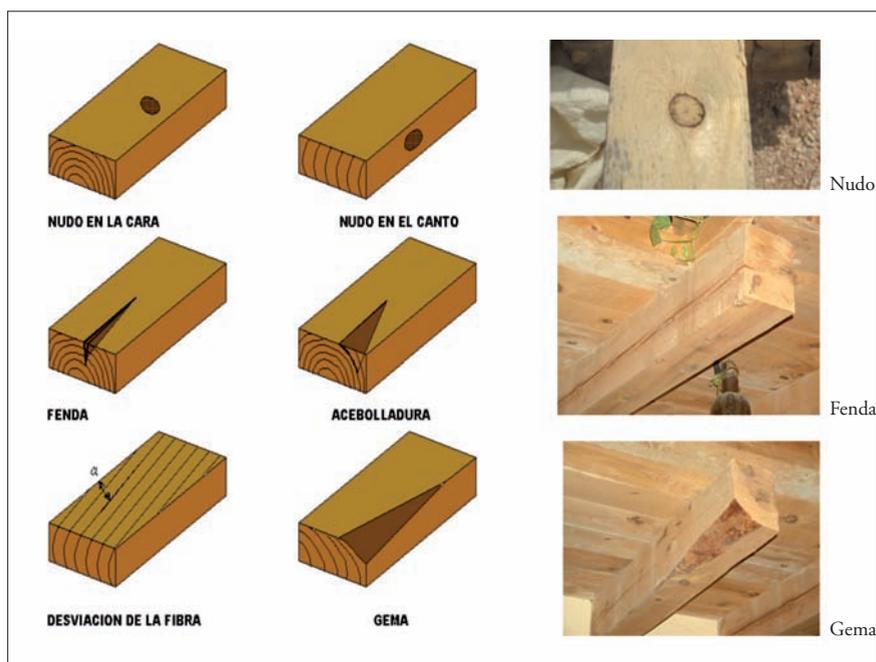


Figura 1.5 Defectos de la madera.

Para simplificar el cálculo de las estructuras de madera se ha establecido en Europa el sistema de clases resistentes en el que se pueden encuadrar todas las combinaciones de especie-procedencia-calidad. Este sistema está definido en la norma UNE-EN 338 la cual incluye las siguientes clases:

Coníferas y chopo: C14, C16, C18, C20, C22, C24, C27, C30, C35, C40, C45 y C50.

Fronosas: D18, D24, D30, D35, D40, D50, D60 y D70.

La inicial C o D hace referencia al término en inglés para denominar la familia de las especies (C: *Coniferous* y D: *Deciduous*)

El número que acompaña a la inicial representa la resistencia característica a la flexión en N/mm^2 .

Para la madera laminada encolada existen dos grupos: GLh (homogénea) y GLc (combinada). Las clases resistentes son las siguientes:

Homogénea: GL 24h, GL 28h, GL 32h y GL 36h

Combinada: GL 24c, GL 28c, GL 32c y GL 36c

1.3. LA MADERA COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

1.3.1. Productos

Madera enteriza en rollo: procede de las prácticas de aclareo forestales. Los diámetros están comprendidos entre los 10 y 20 cm, aproximadamente, con largos que normalmente no llegan a los 10 m.



Figura 1.5 Construcción de madera enteriza en rollo.

Madera aserrada estructural: se utiliza principalmente en estructuras de luces pequeñas (4 a 6 m) y medias (6 a 17 m). Se presenta con gruesos diversos. Para grandes escuadrías sus dimensiones son: 15 x 20 cm; 20 x 20 cm y 20 x 25 cm. La norma UNE-EN 1912 aporta un listado completo de especies, procedencias, calidades y asignaciones a clases resistentes.

Madera empalmada estructural: se realiza empalmado mediante dentado múltiple madera aserrada estructural. Las especies habituales son picea, pino, abeto y alerce. Los largos llegan a 14 m. Las dimensiones transversales varían de 60 a 120 mm de espesor y de 120 a 240 mm de altura. Una característica muy importante es que se trata de una madera seca y en consecuencia mucho más estable. Las clases resistentes habituales corresponden a las clases C24 y C30. Su uso está limitado a las clases de servicio 1 y 2 debido a los tipos de colas.

Madera aserrada encolada: corresponde a los denominados dúos y tríos. El dúo está formado por dos piezas encoladas cara con cara más la unión en dentado múltiple. La longitud llega hasta 18 metros y las escuadrías de anchos que varían de 80 a 160 mm alcanzan hasta los 240 mm de altura. En cuanto al trío sus anchos varían de 180 a 240 mm y sus alturas de 120 a 220 mm. Clases resistentes habituales: C24 y C30.

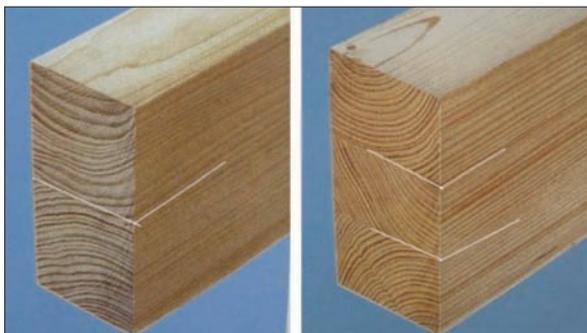


Figura 1.7 *Madera aserrada encolada. Dúos y tríos.*

Madera laminada encolada: estructuralmente es el producto más relevante. Su consumo en nuestro país es aún, en comparación con el existente en otros países, muy reducido. Al estar compuesta de láminas de pequeños grosores existe un mayor control de calidad y del contenido de humedad. Habitualmente se utilizan las clases resistentes: GL 24h, GL 28h y GL 28c. Los adhesivos que se utilizan actualmente son resinas de melamina-urea-formaldehído (MUF) muy eficaces en situaciones de exterior y de incendio y

de menor incidencia en el medio ambiente, con la ventaja añadida al tener un color blanco traslúcido de no mostrar líneas oscuras habituales en los adhesivos de resorcina-fenol-formadehído (PF). Su inconveniente es una mayor exigencia en las variables de fabricación y en su control. La gama de anchuras habituales es la siguiente: 80, 100, 110, 130, 140, 160, 180, 200 y 220 mm. De precisarse anchos mayores puede recurrirse a acoplar en cada lámina dos tablas, contrapeando las juntas al tresbolillo. La altura máxima depende del fabricante pero está en el entorno de los 2.400 mm.



Viga de madera laminada

Vigas de 26,50 metros de la cubierta de Piscina en Porto Moniz, Madeira, Portugal (2004)

Figura 1.8 *Madera laminada.*

Madera reconstituida

Se obtiene aplicando calor y presión a chapas, tiras o virutas de madera, encoladas previamente, en las que predomina su longitud frente a las dimensiones de su sección transversal.

Los productos comercializados son los siguientes:

PSL (Parallel Strand Lumber). Perfiles de chapas de madera, la marca registrada, Parallam. La materia básica son recortes de chapas obtenidas por desenrollo. Las tiras tienen una longitud de hasta 2.400 mm, una anchura de unos 13 mm y un grueso de unos 3 mm.

LSL (Laminated Strand Lumber). Parecido al PSL, utiliza virutas más gruesas y anchas encoladas según la dirección longitudinal del tablero. Las dimensiones de las virutas son: largos de 50 mm hasta 300 mm y anchos de 5 a 25 mm.



Figura 1.9 *Parallam (PSL)*.

OSL (Oriented Strand Lumber). Perfiles de macro-virutas de madera orientadas. La marca registrada es Timber Strand. El producto resulta parecido al LSL pero con las virutas más estrechas y largas. Longitudes de 472 a 945 mm y anchos de 2 a 5 mm.

Madera microlaminada: piezas formadas por el encolado de chapas de madera de poco espesor con la dirección de la fibra sensiblemente paralela. En Europa sólo la fabrica la empresa finlandesa Finforest con el nombre comercial de kerto. Y en EE.UU la fabrica MacMillan con el nombre Microlam.

Por tratarse de láminas de poco espesor su fabricación permite la casi completa eliminación de defectos alcanzándose resistencias a flexión que varían entre 32 y 50 N/mm².

El kerto, utilizado en la fabricación de elementos estructurales, paneles y elementos en cajón, tiene dos posibilidades de suministro:

- El kerto S con todas sus láminas orientadas en el mismo sentido. Presenta una mayor resistencia axial. Es utilizado para la fabricación de elementos estructurales.
- El Kerto-Q. Producto en el que el 20 % de las láminas, aproximadamente, están cruzadas, lo que confiere una mayor estabilidad dimensional, aunque proporciona menores resistencias (excepto en uniones).

Sus dimensiones incluyen grosores de 21 a 75 mm. Anchos de 200 a 600 mm. Y largos de hasta 23 metros.

Otros productos: en este grupo se incluye el resto de los productos derivados de la madera que no presentan dificultades en cuanto a uniones. Vi-



Figura 1.10 Madera microlaminada fabricada por la empresa finlandesa Finnforest.



Figura 1.11 Piscina de la Matanza en Tenerife. Cercha lucernario tridimensional de 42 m construida con madera microlaminada kerto soportando vigas de madera laminada de 20 m.

guetas, tableros (contrachapados, OSB, fibras duros, de partículas, de cemento madera y contralaminados), paneles (prefabricados masivos, prefabricados ligeros y sándwich) y vigas mixtas (madera-madera y madera-hormigón).

1.3.2. Propiedades de cálculo de los productos derivados de la madera comparadas con las del acero S 275 y del hormigón H 25

El valor relativamente bajo de la densidad aparente de la madera con relación a su resistencia y módulo de elasticidad longitudinal, la convierte en un

material especialmente atractivo y adecuado para algunas aplicaciones estructurales. Las soluciones, constructivas clásicas en madera resultan más ligeras que las de acero y mucho más que las del hormigón armado.

Para conocer las posibilidades estructurales de la madera es obligado analizar sus propiedades y compararlas con las de los otros materiales. Para que la comparación sea más real han de tomarse como referencia las tensiones de cálculo para diferentes calidades de madera, acero y, también, de hormigón. Los valores de cálculo de la madera incluyen una penalización media debida a las condiciones ambientales y al tiempo de duración de la carga. Se ha considerado un $k_{\text{mod}} = 0,8$ (coeficiente al que corresponde una clase de servicio 2 y cargas de duración media). Los coeficientes de seguridad de los materiales, γ_M , son los recomendados por el Código Técnico de la Edificación.

Tabla 1.1. Comparación de las tensiones de cálculo en N/mm^2 entre maderas, aceros S275 y D355 y hormigón H25

	Flexión		Tracción		Compresión		Cortante	Modulo de elasticidad medio
	Paral.	Perp.	Paral.	Perp.	Paral.	Perp.		
MADERA								
Aserrada C24	14,77	8,61	0,25	13,54	1,54	2,50	11.000	
Aserrada C30	18,46	11,07	0,25	14,15	1,66	2,50	12.000	
Laminada Gh28h	17,92	12,48	0,29	16,96	1,92	2,05	12.600	
Microlaminada paralela	29,33	23,33	0,53	23,33	4,00	2,73	13.800	
Microlaminada mixta	21,33	17,33	4,00	26,00	6,00	3,00	10.500	
ACERO								
S 275	262	262		262		151	210.000	
S 355	338	338		338		195	210.000	
HORMIGÓN								
H 25	1,20	1,20		16,7		1,20	37.200	

De estos datos se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Muy elevada resistencia a la flexión, sobre todo si se asocia a su peso.
- Buena capacidad de resistencia a la tracción y a la compresión paralelas a la fibra.
- Moderada resistencia al corte. No obstante esta limitación rara vez es decisiva en el dimensionado de las piezas de madera.

- Moderada resistencia a la compresión perpendicular a la fibra que en general no corresponde a ninguna comprobación crítica.
- Muy baja resistencia a la tracción perpendicular: Característica muy particular y negativa frente a otros materiales.
- Bajo módulo de elasticidad longitudinal. Unas treinta veces menor que el del acero. Los valores alcanzados por el módulo de elasticidad inciden sustancialmente sobre la deformación de los elementos resistentes y sus posibilidades de pandeo y vuelco lateral. Este valor neutraliza parte de la buena resistencia a la compresión paralela.

Si se comparan los ratios correspondientes a determinadas propiedades resistentes de algunos productos de la madera con relación a su peso, con los del acero S 275 y del hormigón H 25, se pone de manifiesto que los valores son similares y en algunas propiedades (flexión, tracción y compresión), especialmente para la madera microlaminada en dirección paralela, francamente favorables, figura 1.12.

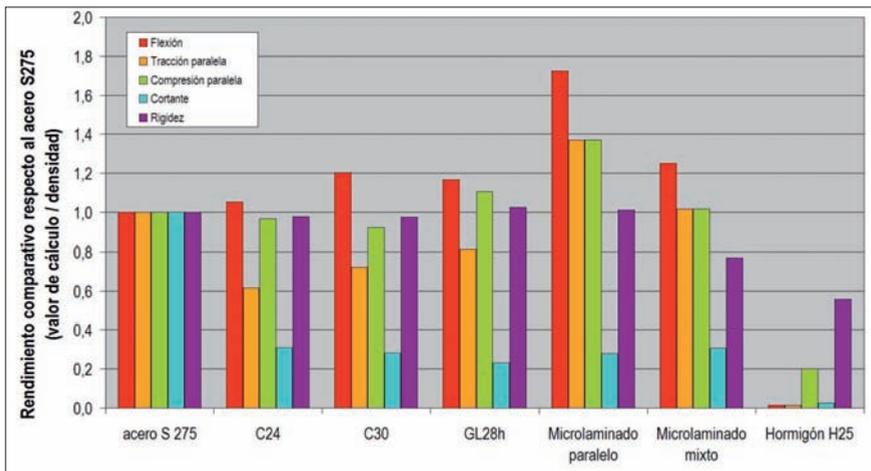


Figura 1.12 Comparación de rendimientos de diferentes maderas con acero S 275 y hormigón H 25.

Si en lugar del criterio de resistencia se emplea el de la deformación (que constituye por lo general el criterio más restrictivo en piezas trabajando a flexión), la madera resulta 1,3 veces más rígida, a igualdad de peso que el acero (comparando secciones rectangulares de madera con perfiles IPE de acero). Resultado que debe reducirse al considerar la influencia de las deformaciones diferidas, que en determinadas condiciones llegan a duplicar las deformaciones instantáneas.

Si se introduce el costo (con la relatividad que esto supone), la construcción con acero resulta 1,5 veces más favorable.

Finalmente, si se tiene en cuenta la energía necesaria para la fabricación del material ($1 \cdot 10^9$ julios en la madera aserrada y $60 \cdot 10^9$ julios en el acero, por tonelada), el resultado de la relación entre rigidez y energía es del orden de 80 veces más favorable para la madera aserrada. La madera podemos considerarla como una materia prima renovable que consume CO_2 .

2. ANTECEDENTES Y ESTADO ACTUAL

2.1. INTRODUCCIÓN

El progreso de la construcción de las estructuras de madera está íntimamente relacionado con el desarrollo tecnológico de los medios de unión. Las uniones tienen una importancia especialmente relevante en el diseño y cálculo estructural, aún más que en las construcciones de acero. La dificultad de su proyecto y ejecución se debe, como ya se ha dicho, al comportamiento anisótropo de la madera que se manifiesta con propiedades resistentes muy diferentes según la dirección de los esfuerzos respecto a la orientación de las fibras, lo que requiere, en general, la aportación de herrajes metálicos. La unión es un posible punto débil que es necesario estudiar minuciosamente. Su fallo puede arrastrar a un colapso total o parcial de la estructura.

El costo de las uniones es en general elevado, siendo frecuente que el conjunto de los elementos de conexión y sus operaciones anexas constituyan entre el 20 y 25%. Y aún lo es más en lo que respecta al proyecto.

Hasta prácticamente el siglo XX solamente se realizan uniones carpinteras acompañadas de algún elemento metálico utilizado como medio de afianzamiento. Al intervenir en esta clase de uniones casi exclusivamente la madera se transmiten por contacto y sin dificultad los esfuerzos de compresión. Los esfuerzos de tracción entre piezas de madera son difíciles de transferir, ideándose soluciones más o menos ingeniosas. Dos ejemplos de éstas corresponden a la construcción de puentes:

En uno, Ithiel Town (1784-1844), sustituye los montantes y diagonales de las

vigas trianguladas principales del puente por una celosía de dos planos, mucho más tupida, en la que se reparten entre varias barras los esfuerzos de tracción o compresión que debería asumir una sola ellas. La doble celosía del alma intercalada entre las dos piezas que forman los cordones se enlaza utilizando clavijas de madera que transmiten los esfuerzos mediante sollicitaciones de corte. Un ejemplo es el puente de Rotenbrücke construido en el cantón Appenzel Ausserrhoden en 1862 de 16 metros de luz, figura 2.1,

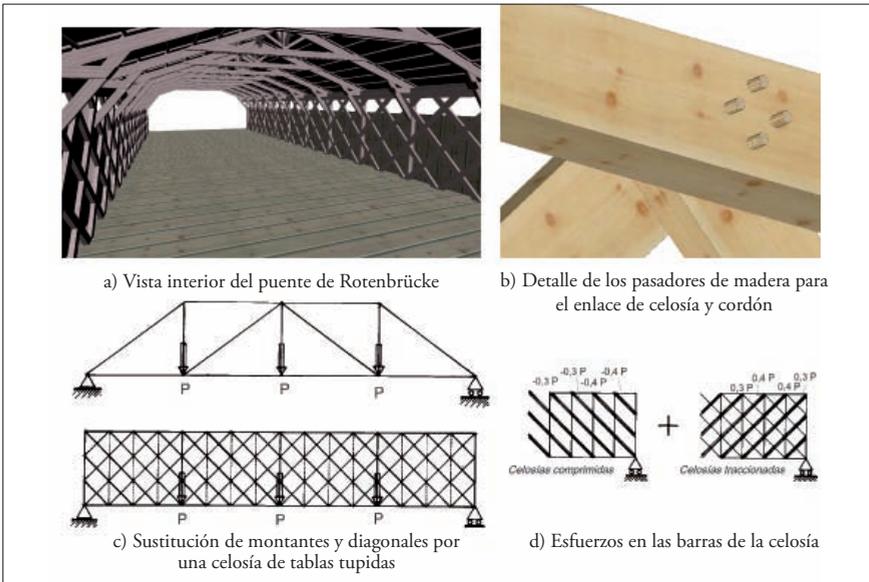


Figura 2.1 Puente de Rotenbrücke. Sustitución de montantes y diagonales por una celosía doble del alma.

En otro, William Howe (1803-1852) resuelve un problema similar con una ocurrencia brillante: incorpora como montantes de la viga principal redondos de hierro pretensados. A los esfuerzos de tracción generados por las cargas han de sumarse las compresiones aportadas por los redondos de acero dando como resultado fuerzas resultantes de compresión, lo que permite resolver fácilmente la unión, figura 2.2. Uno de los puentes más atrevidos realizado con este sistema es el construido en 1857 en Suiza en el cantón de Graubünden de 56,2 metros de luz.

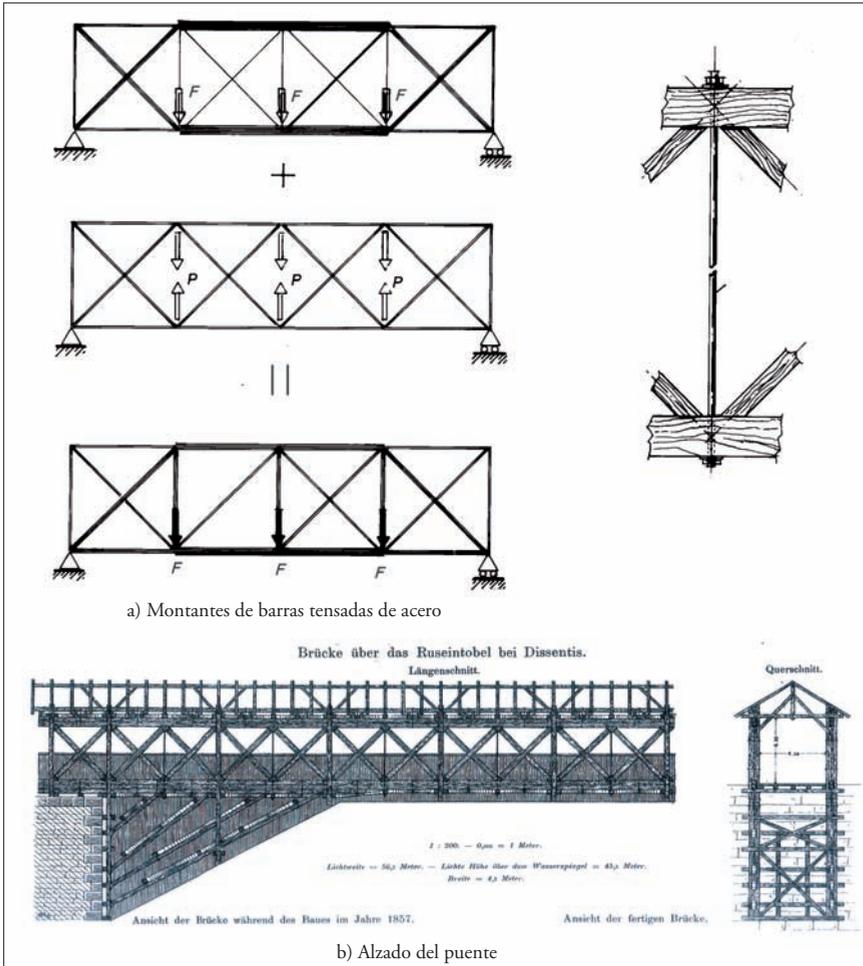


Figura 2.2 Puente de Graubünden.

2.2. EVOLUCIÓN DE LOS MEDIOS DE UNIÓN

Durante siglos el desarrollo de las uniones dependió de la experiencia y habilidad de los maestros carpinteros, desconocedores en cierta medida de los esfuerzos que debía soportar el medio de unión e ignorantes, también, de su capacidad de carga.

Realmente, hasta el siglo XIX y principalmente en el XX, coincidiendo con la presencia de nuevos medios de fijación, no se pudieron despejar estas incertidumbres con la fiabilidad suficiente. Es entonces cuando se produce

una verdadera explosión de diferentes modelos estructurales de madera que compiten, a veces con ventaja, con las estructuras de acero.

Es en los comienzos del siglo XX cuando los tacos de madera (principalmente roble), utilizados hasta entonces para formar piezas compuestas con el fin de realizar empalmes de barras sometidas a esfuerzos de tracción, o para incrementar la capacidad de resistencia a la flexión de las vigas, son reemplazados por conectores de acero que en sus comienzos son placas dobladas en forma de U o de V, figura 2.3.

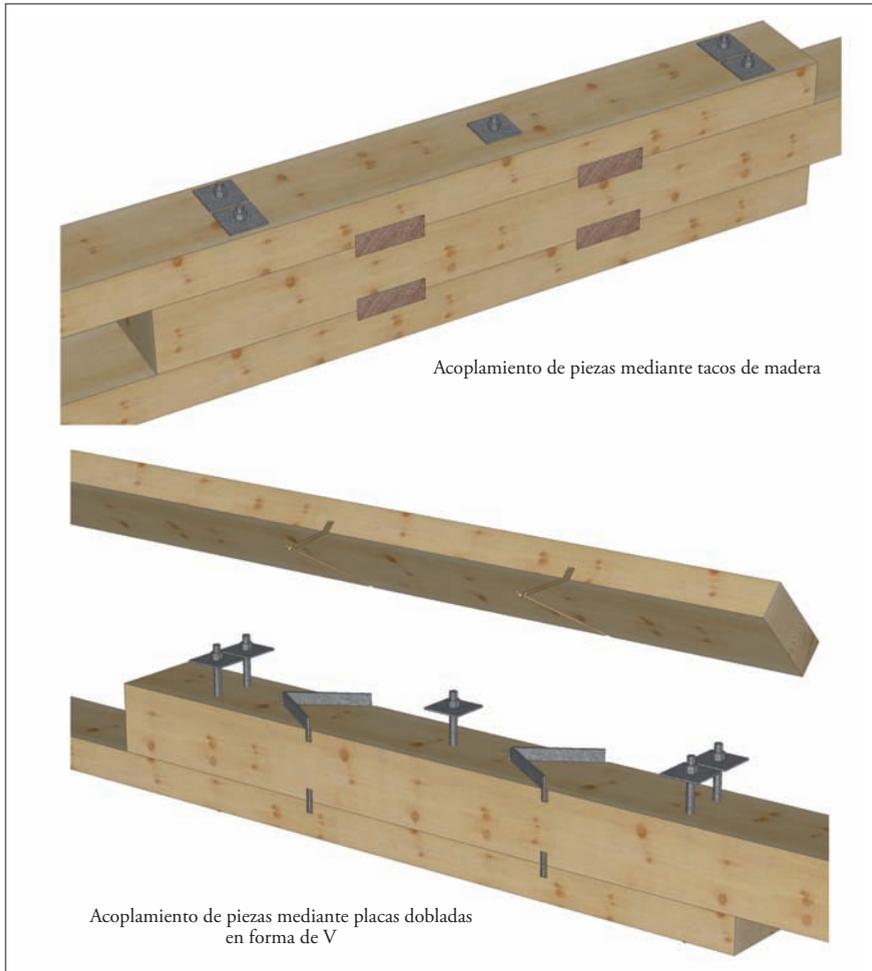


Figura 2.3 Conectores iniciales de tacos de madera y metálicos.



Figura 2.4 *Conectores de anillo.*

Posteriormente, al comienzo del siglo XX se desarrollan conectores de anillo introducidos de modo ajustado entre dos piezas de madera, figura 2.4.

Estos conectores permiten transmisiones de cargas más elevadas en piezas de mayor escuadría, principalmente en estructuras de madera laminada encolada. El uso de un material más resistente facilita el diseño de uniones de apariencia más ligera. Entre los años 1920 y 1930 se produce un auténtico auge de esta clase de llaves registrándose más de 60 patentes en EEUU.

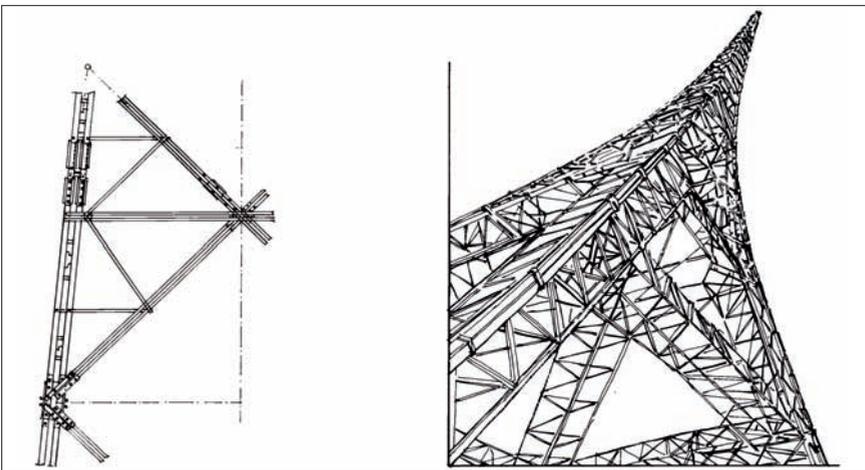


Figura 2.5 *Torre de radio en Ismaning de 163 metros de altura.*

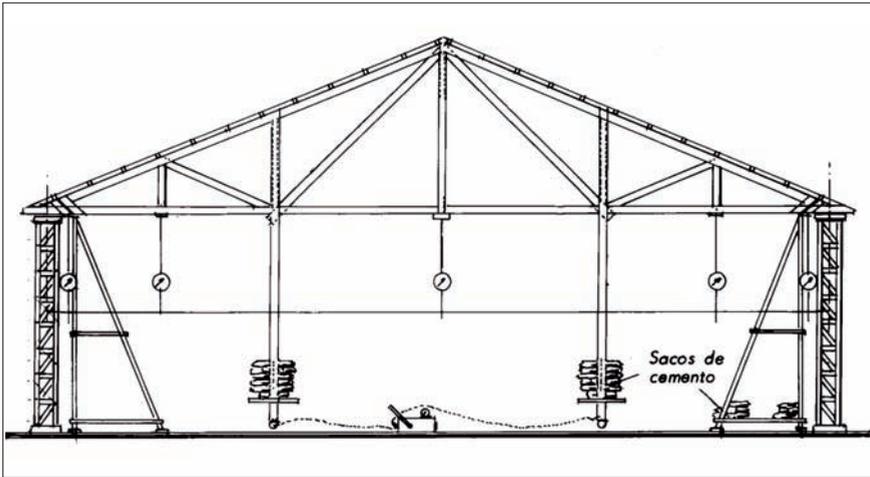


Figura 2.6 Prueba de carga de cercha con uniones clavadas de los nudos.

El clavo, subordinado a un papel secundario durante muchos años al no concedérsele una capacidad de carga significativa, no alcanza protagonismo hasta que los ensayos, hacia 1925, demuestran que su comportamiento resistente y su rigidez son los de un buen conector; permitiendo diseñar uniones de barras de secciones reducidas con gran facilidad. Su aplicación en la fabricación de cerchas y vigas de celosía se intensifica durante la segunda guerra mundial.

En la figura 2.6. se representa una cercha fabricada en esta época en la que se realizan las uniones de los nudos con clavos y se analiza su comportamiento mediante una prueba de carga suspendiendo sacos de cemento de los nudos de la celosía. En estas pruebas se pone de manifiesto que estas uniones se corresponden con el de un enlace semirrígido con presencia de tensiones secundarias en las barras.

Es en los años cincuenta es cuando, según las exigencias de los esfuerzos, se realizan pórticos y vigas de sección en doble te, cuyas cabezas están formadas por dos o más piezas de madera aserrada clavadas al alma, constituida, según el caso, por dos planos contrapeados de tableros de tablas aserradas o por una celosía doble de tablas. En los pórticos principales del almacén de carbón construido en Altdorf (canton Uri) en 1954 se combinan dentro de la misma barra estos dos modelos de almas, en función de los esfuerzos cortantes que recibe la zona afectada.

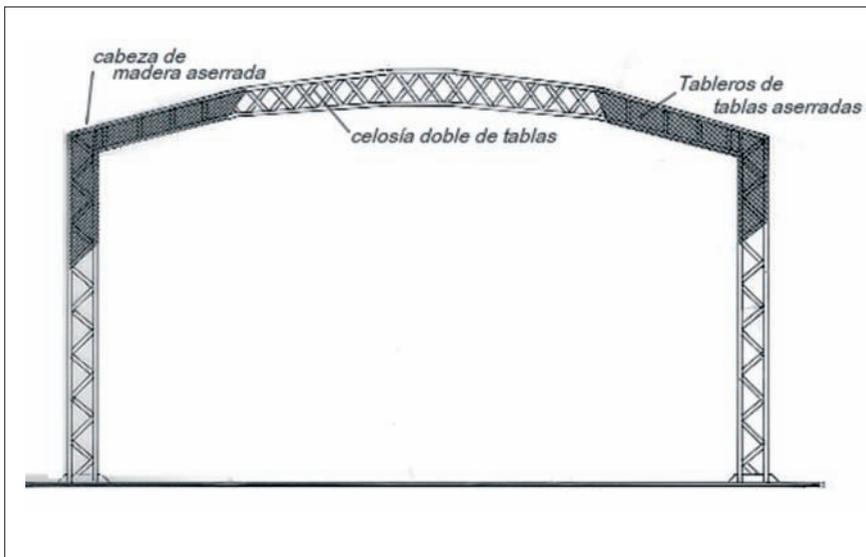


Figura 2.7 Esquema de pórtico de piezas en doble te clavadas (almacén de carbón en Altdorf, 1954).

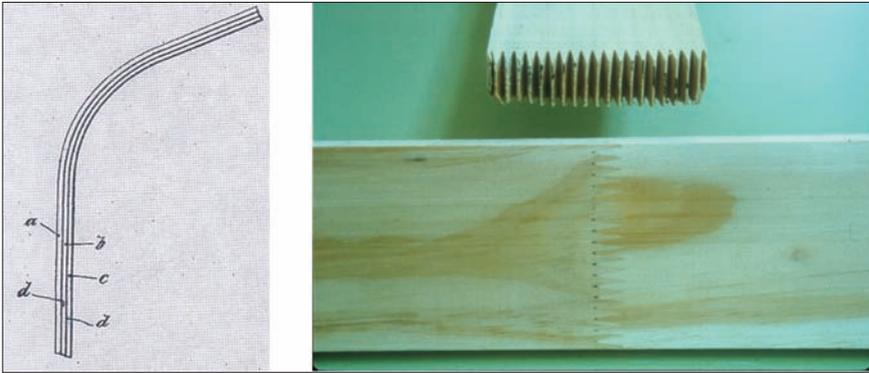
Entre los años 1950 y 1960 se presenta en Estados Unidos un desarrollo espectacular en la fabricación de piezas de sección en doble te con alma de tablas aserradas y cabezas de madera clavadas.



Figura 2.8 Viga de sección en doble te con alma de tablero aserrado clavada a los cordones.

2.3. LA MADERA LAMINADA ENCOLADA Y SUS ADHESIVOS

Las estructuras de madera laminada aparecen a principios del siglo XX cuando el maestro carpintero alemán Friedrich Otto Hetzer patenta por primera vez en 1901 las vigas rectas. Posteriormente, el 22 de junio de 1906 registra también con el número 197773, una patente de un sistema de vigas curvas. La estrategia que sigue es utilizar piezas de pequeña escuadría llegando a formar piezas de tamaño casi ilimitado. Es a partir de la exposición mundial de Bruselas en 1910 cuando se conoce el producto que tuvo un desarrollo espectacular en Europa, sobre todo en Suiza. En 1920 existían más de doscientos edificios fabricados con la patente de Hetzer.



Pat. N° 197773
OTTO HETZER Año 1906
a) Patente de Otto Hetzer

b) Ejecución actual de unión en dentado múltiple y encolado posterior.

Figura 2.9 Patente de Friedrich Otto Hetzer. Y unión en dentado múltiple.

En 1923 Max Hanisch, socio de Hetzer, emigra a Estados Unidos para promocionar la madera laminada encolada. Inicialmente tuvo poco éxito. Su primera obra de cierta relevancia fue un gimnasio en Peshigo (Wisconsin) con pórticos de 19,50 metros de luz. Fue el Forest Products Laboratory el que colaboró en su desarrollo a través de un programa de ensayos de las piezas destinadas a la construcción del propio laboratorio.

Durante la segunda guerra mundial, debido a las restricciones existentes en el suministro de acero, se produce un desarrollo espectacular. Se estima que en 1942 se ahorraron más de 300.000 toneladas de acero al construir con madera. En esta época la evolución de los adhesivos sintéticos permitió utilizar la madera laminada en cualquier situación, sin las limitaciones de adhesivos para interior:

Su aplicación actual más característica son las vigas de cubiertas de grandes luces y los edificios de uso público.

Si bien las posibilidades del material desde el punto de vista estructural son grandes, hay cierta tendencia a repetir tipos estructurales y sistemas de conexión. Aquí es donde se encuentra el reto para el diseño estructural, principalmente en la resolución de los detalles de encuentros.

En lo que respecta a los adhesivos, tras el uso de las resinas de resorcina formaldehído con elevadas prestaciones en situaciones de exterior y de incendio, existe la tendencia a la utilización de otros adhesivos con menor incidencia en el medio ambiente como ocurre con las resinas de melamina, que además tienen, como ya he dicho, un color blanco traslúcido, pero con el inconveniente de una mayor exigencia en las variables de fabricación y control.

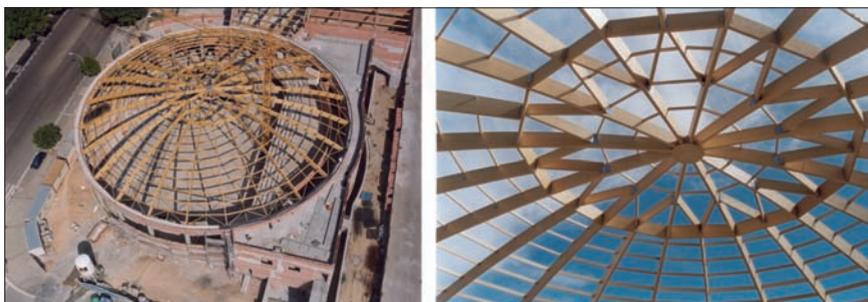


Figura 2.10 Piscina Parquesol en Valladolid. Cúpula de 50 metros de luz. Arquitectos Doblas & Fonseca.

2.4. ESTADO ACTUAL

A mediados del siglo pasado, dos ingenieros, Paul Metzger (Alemania) y Konrad Sattler (Austria), pusieron los cimientos que potencian la capacidad de resistencia de las uniones. La idea es la siguiente: una clavija es un vástago, en general de acero, que penetra en la madera y le transmite esfuerzos en dirección perpendicular a su eje. Debido a que la clavija es en general una pieza esbelta, su influencia sobre la madera que la rodea está limitada solamente a una parte de su longitud. Para mejorar la eficiencia de la unión se puede optar por sustituir la sección completa por dos o más secciones de madera de menor tamaño o, lo que es más operativo, insertar una o más placas de acero que generen para la misma sección varias superficies de corte. Fundamento de la mayoría de los sistemas de conexión desarrollados, entre otros, por Walter Greim, Willi Menig, Julius Natterer, Ernst Gehri y Herman Blumer.



Figura 2.11 Se intercalan placas de acero para mejorar el rendimiento de la unión.

Con estas ideas se han ido desarrollando modelos de conexión en los que se pone a prueba el ingenio y conocimiento de los proyectistas. Las uniones ideadas que reproducen comportamientos estructurales de rótulas, enlaces rígidos, empotramientos en la cimentación, empalmes de barras,

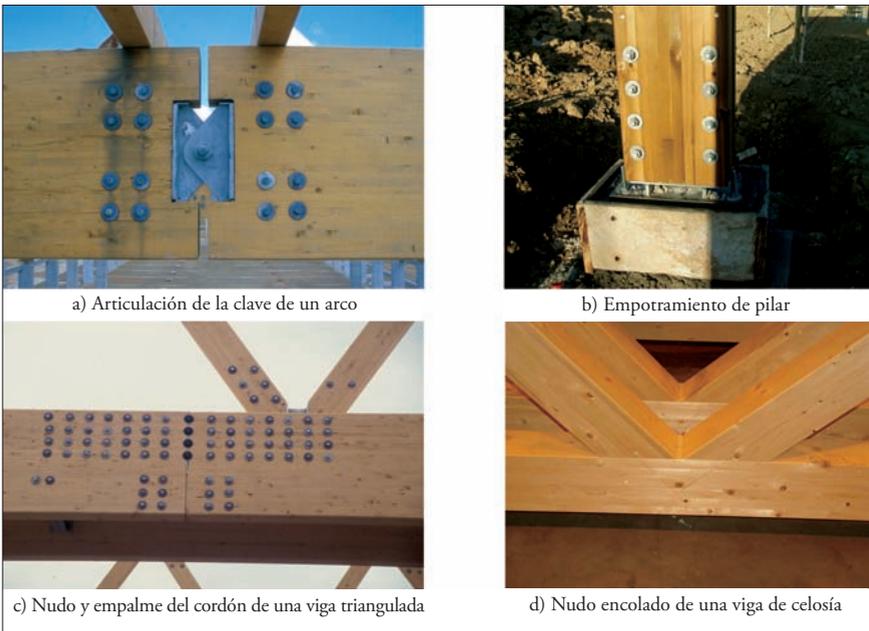


Figura 2.12 Algunos modelos de uniones.



a) Vista general



b) Vista inferior



c) Detalle del apoyo principal

Figura 2.13 Voladizo de 20 metros del Centro de Interpretación de de la Naturaleza de Salburua en Vitoria.

ensambles viga/pilar; nudos de celosías, nudos de emparillados, nudos de estructuras espaciales etc., están presentes en numerosas construcciones ya realizadas y su buen comportamiento está suficientemente sancionado por la experiencia adquirida.

El exceso de elementos metálicos en determinadas estructuras de madera aconseja considerar dichas construcciones como un híbrido madera-acero. En esta clasificación se podría incluir el voladizo de 20 metros del centro de interpretación de la naturaleza de Salburua en Vitoria. Los cordones formados por tres piezas de kerto-Q tratadas en autoclave alojan en el interior de los nudos dos placas de acero, figura 2.13.

A este mismo grupo se puede incorporar la estructura de madera del Edificio Residencial E3 de 7 alturas sito la calle Esmarch de Berlín.



Figura 2.14 Edificio residencial E3 de 7 alturas con estructura de madera en al calle Esmarch, Berlín. Agosto 2007-Mayo 2008.

3. ESTRATEGIAS DE DISEÑO

3.1. INTRODUCCIÓN

La unión es un posible punto de ruptura del material debido a la presencia de taladros, hendiduras, etc. y, a menudo, la combinación de dos o más materiales con propiedades diferentes. Para su correcta ejecución, además de verificar su capacidad de resistencia, su comportamiento en situación de incendio y su durabilidad, se deben tener presentes las particularidades que acompañan a la madera: anisotropía, variaciones de sus dimensiones provocadas por cambios de humedad (especialmente las transversales) y escasa resistencia a la tracción perpendicular.

3.2. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

Hay que garantizar las holguras suficientes entre el herraje y la madera asegurando su asentamiento, previo a su puesta en carga. Por otro lado se de-

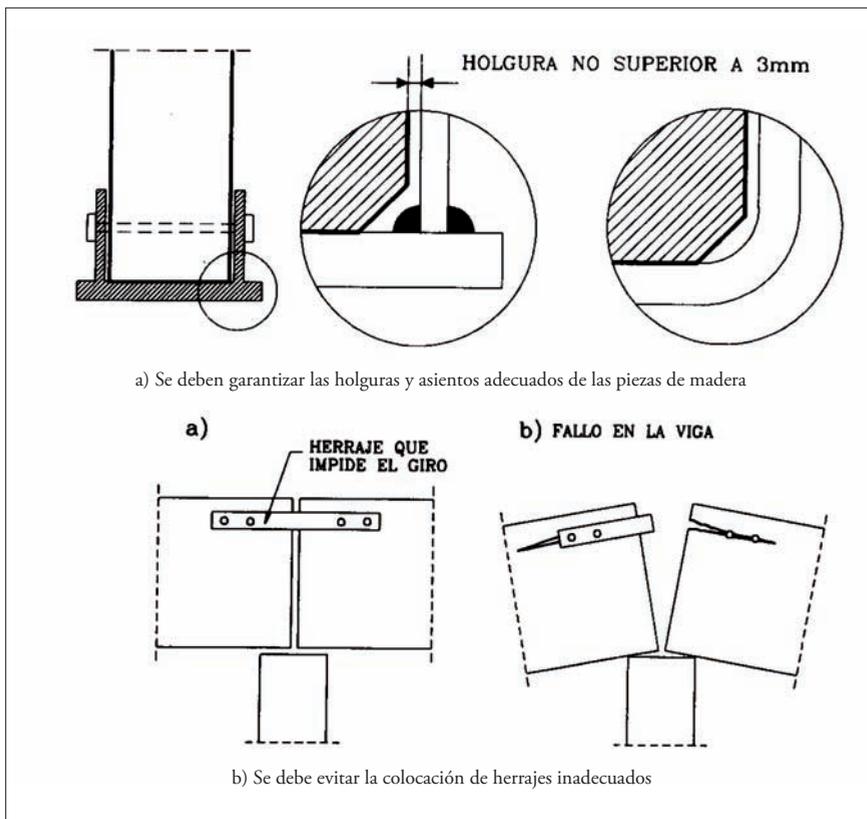


Figura 3.1 Aspectos constructivos de las uniones.

ben considerar detalles de proyecto como puede ser el impedimento que se genera al giro en el apoyo de una viga al colocar herrajes en la zona superior o la sujeción lateral en el extremo de la viga en el apoyo impidiendo su hinchazón o merma.

3.3. SOLUCIONES QUE EVITEN O NEUTRALICEN LA PRESENCIA DE LA TRACCIÓN PERPENDICULAR

En todos los encuentros debe analizarse la posible presencia de la tracción perpendicular a la fibra y adoptar la solución constructiva que la resista o la evite. Para ello se proyectarán disposiciones constructivas como las elegidas para las articulaciones intermedias de las vigas gerber en las que el tramo apoyado cuelga del tramo volado y no descansa sobre él, situación en la que se presentan tracciones perpendiculares a la fibra, figura 3.2.

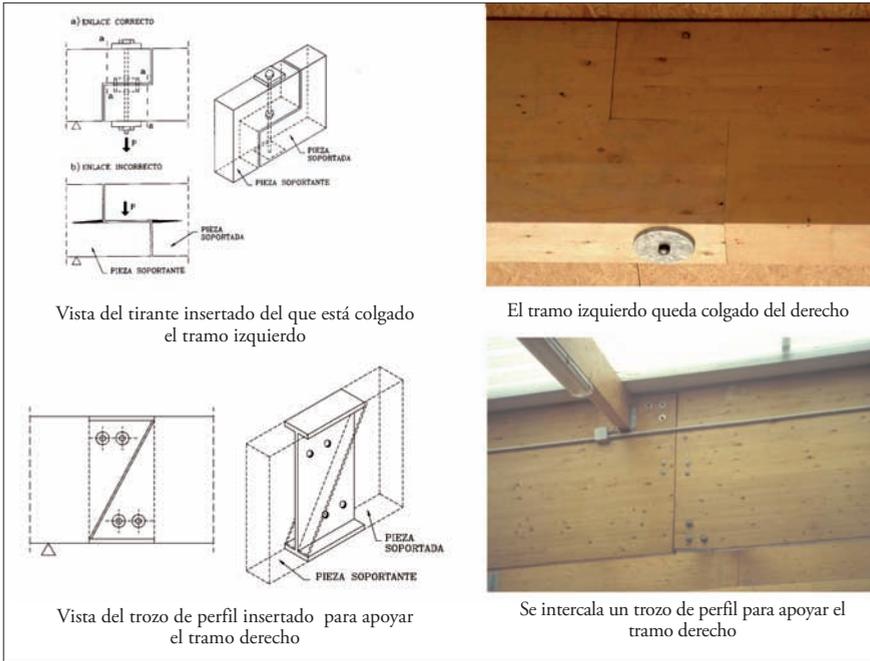


Figura 3.2 Soluciones de cuelgo que evitan la tracción perpendicular en las vigas gerber.

La otra alternativa es reforzar la resistencia a la tracción perpendicular en aquellas zonas en las que esté presente. Para ello se utilizan conectores metálicos especiales, como en los casos siguientes: vigas entalladas en apoyos, vigas con huecos y zonas de vértice de vigas curvas o a dos aguas, figura 3.3.

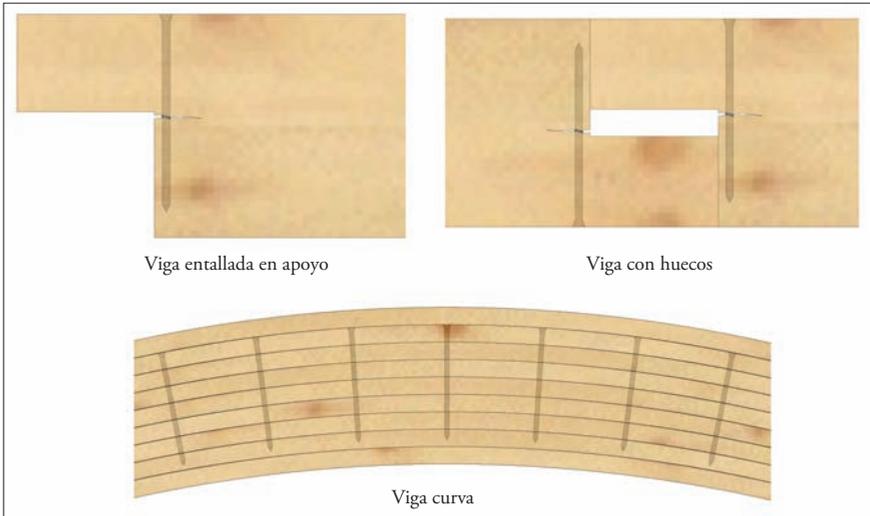


Figura 3.3 Utilización de herrajes que cosen la tracción perpendicular.

3.4. HINCHAZÓN Y MERMA

Los dispositivos de unión no deben restringir el movimiento de la madera en sentido transversal o, al menos, deben reducir su efecto al mínimo posible. Estos movimientos hacen poco adecuadas, por impedir el movimiento transversal de la madera, las fijaciones entre madera y metal que abarquen todo el canto de la pieza.

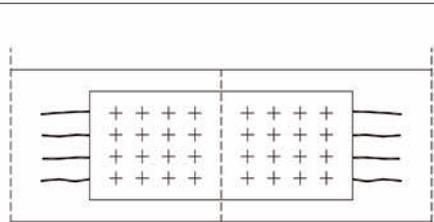
Así, si el empalme de una pieza de madera laminada encolada se realiza mediante cubrejuntas laterales metálicas que alcanzan su altura total, las contracciones por humedad pueden producir grietas longitudinales de tracción perpendicular concentradas en las líneas de los elementos de fijación más próximas al eje y orientadas en la dirección de las fibras. Estas grietas se pueden evitar sustituyendo los cubrejuntas metálicos por cubrejuntas de madera con las fibras en la misma dirección ya que toman iguales variaciones de altura. También pueden sustituirse los cubrejuntas integrales de acero por llantas, también de acero, situadas en los bordes de la viga de madera con un refuerzo central para resistir el esfuerzo cortante, figura 3.4.



a) Llantas en los bordes



b) Cubrejuntas integrales de madera



c) Fendado provocado por cubrejuntas integrales de acero

Figura 3.4 *Empalmes de vigas.*

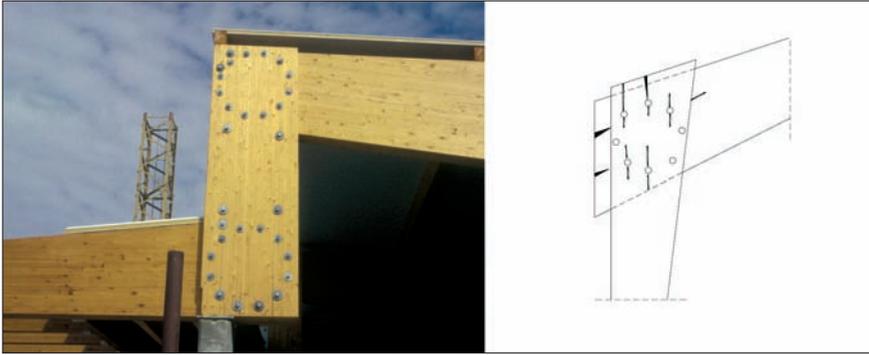


Figura 3.5 Riesgos de fendado en uniones de piezas de madera con diferentes orientaciones de sus fibras.

También puede producirse el fendado en uniones en las que intervienen piezas de madera de cierta altura con diferentes orientaciones de sus fibras, figura 3.5.

Otro ejemplo son las grietas que se producen en el dintel de un pórtico de pilar en V si las uniones de las barras del pilar impiden el movimiento transversal de la madera. En este caso el efecto de la retracción por pérdida de humedad puede neutralizarse concentrado en el lado de la barra comprimida los medios de unión en el borde inferior del dintel y disponiendo en el borde superior un taladro ovalado. En el lado de la barra del pilar solicitada a tracción los medios de unión deben situarse en posiciones alternadas con las anteriores, figura 3.6.

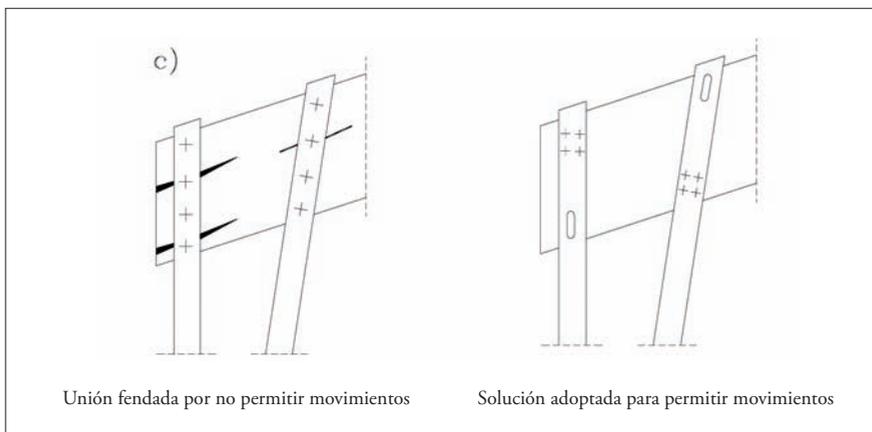


Figura 3.6 Disposiciones constructivas para evitar los riesgos de fendado por hinchazón y merma.

3.5. DURABILIDAD

Es necesario impedir cualquier disposición constructiva que entrañe riesgos de infiltración de agua o posibilidad de que el agua, procedente de humedades de condensación, quede estancada. En uniones realizadas al exterior debe facilitarse su evacuación mediante desagües, drenaje y evaporación.

No se deben dañar las barreras de protección formadas por productos activos aplicados para la conservación de la madera. Así en estructuras de madera aserrada, en clases de uso 3 y 4 (obras al exterior) el tratamiento preventivo se realiza en autoclave. Y en clases de uso 1 y 2 (obras bajo cubierta) es suficiente un pintado.

En las estructuras de madera laminada encolada en clases de uso 1 y 2 no se presentan dificultades específicas ya que el tratamiento se realiza después de la fabricación sobre piezas terminadas lijadas y taladradas para el paso de los medios de unión. Como contrapartida en clases de uso 3 y 4 el tratamiento se realiza sistemáticamente, en autoclave, para las láminas antes de encolar.



En obras realizadas al exterior es aconsejable para rebajar la clase de uso que la estructura principal quede protegida por un tejado, figura 3.7.

La durabilidad de una construcción depende de la estrategia a seguir debiendo cuidarse la protección de la madera y dar un tratamiento adecuado a los detalles de construcción y uniones. Un buen ejemplo es el puente de Saint Georgen construido en Austria en el año 1993, figura 3.8. Para su construcción se analizaron detenidamente los aspectos siguientes:

Figura 3.7 Protección con tejados de la estructura principal.

- Concepción de la obra,
- Elección de la madera y
- Tratamiento de los detalles constructivos.

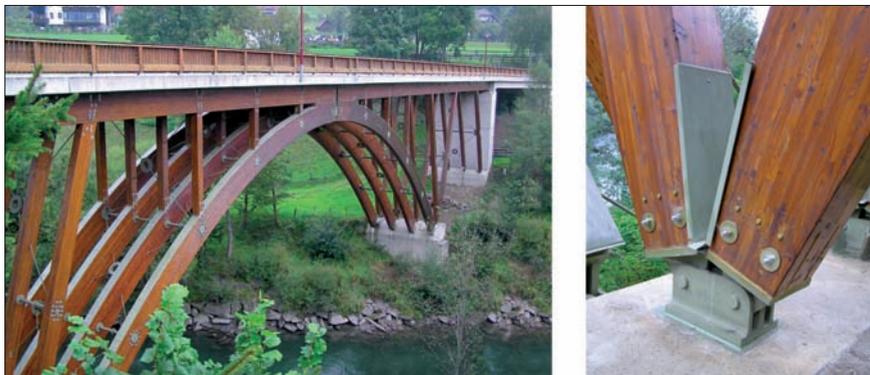


Figura 3.8 Puente de Saint Georgen en Austria.

A esta estructura de madera, por estar situada en un ambiente exterior no protegido, le correspondería una clase de uso 4. Al quedar resguardada por el tablero prefabricado de hormigón de la acción del agua se rebajó a una clase de uso 2.

Al utilizar una especie de madera, en este caso alerce, adaptada perfectamente a la clase uso 2, no se trató en autoclave.

Para los detalles de construcción se adoptaron las disposiciones siguientes:

- Protección de las caras superiores de los arcos con placas metálicas galvanizadas.
- Sellado de las testas.
- Separación del suelo de las bases de pilares y arcos.

En más de cuarenta puntos previamente identificados, correspondientes a las zonas de unión de las bases de pilares y arcos, la madera fue impregnada (1 bar de presión) a través de taladros realizados a estos efectos. También se inyectó (bajo 3 bar) una resina sintética para impedir cualquier ascenso de humedades. Además, el conjunto de las piezas metálicas, incluidas aquellas que están alojadas en la propia madera, son de acero galvanizado.

3.6. PROTECCIÓN CONTRA EL FUEGO

La resistencia al fuego de la estructura comprende la comprobación de las piezas de madera y de las uniones. La madera tiene buen comportamiento frente al fuego, por lo que es relativamente fácil alcanzar tiempos de resistencia de 30 y 60 minutos, cuando el grueso de la pieza es de al menos 100 o 180 mm, respectivamente. Sin embargo, las uniones constituyen el punto débil de la estructura frente al fuego, particularmente en el caso de las uniones con elementos de fijación metálicos.

El comportamiento de las uniones carpinteras, en las que los elementos metálicos, o no existen, o están presentes en cantidades mínimas y sin relevancia estructural, es el correspondiente al de la madera por sí misma. Su respuesta al fuego en general es buena ya que únicamente se produce una pérdida de sección en las superficies expuestas. No obstante, pueden alcanzarse situaciones críticas en las cajas o rebajes con profundidades escasas, en los que es fácil llegar a su desaparición en el tiempo requerido de resistencia al fuego. En estos casos, es sencillo añadir una pieza de madera que sirva de protección adicional como material de sacrificio.

En el caso de las uniones mecánicas, en las que se emplean elementos metálicos para realizar la conexión, la situación puede ser menos favorable. El acero sin proteger tiene una elevada conductividad térmica y sus propiedades mecánicas disminuyen con el aumento de la temperatura. El problema de la resistencia al fuego de las uniones mecánicas se puede dividir en los tres grupos siguientes: uniones entre piezas de madera (madera-madera-madera), uniones entre madera y acero al interior (madera-acero-madera) y uniones con herrajes expuestos.

Una unión del primer caso (madera-madera-madera) realizada con elementos de fijación metálicos expuestos, dimensionados para una situación normal de cálculo, queda asignada a una resistencia al fuego de 15 a 20 minutos dependiendo del medio de fijación utilizado. Los pasadores son los que presentan un mejor comportamiento al fuego.

Con un sobredimensionado de la capacidad mecánica de la unión, que incluye al aumento de las secciones de las piezas con respecto a la situación de cálculo en temperatura normal, es fácil alcanzar una resistencia al fuego



Figura 3.9 *Uniones no protegidas en situación de incendio.*

R30. Este valor permite resolver la mayoría de las situaciones de las estructuras de madera según las exigencias de la normativa.

Las uniones con chapas metálicas en el interior (madera-acero-madera) pueden con relativa facilidad alcanzar resistencias al fuego de R30 y R60. Y finalmente, el caso más desfavorable de las chapas metálicas expuestas al fuego, como es el caso de los herrajes visto de apoyo de correas requiere un estudio más detallado de su comportamiento y la norma de madera remite al cálculo siguiendo la normativa de acero en caso de incendio. En esta situación es más difícil superar la resistencia R30, salvo que se disponga de una protección añadida con otros materiales o elementos.

4. UNIONES TRADICIONALES

4.1. INTRODUCCIÓN

Las uniones tradicionales, procedentes de un saber ancestral y empírico, cayeron en desuso por la dificultad de encontrar carpinteros especializados y por el excesivo costo de su fabricación. Actualmente han recuperado especial protagonismo, gracias a la fabricación asistida por ordenador; al reducirse costos y aumentar la precisión de la ejecución. La limpieza de esta clase de uniones es muy superior a la de las uniones mecánicas en las que priman los elementos metálicos que implican, a menudo, un sobredimensionado de las escuadrías.

El comportamiento de las uniones tradicionales responde en general al de una articulación, estrategia que da una buena respuesta a los cambios dimensionales de la madera.

La tendencia actual consiste en realizar uniones tradicionales sin aportación alguna de herraje metálico que, de utilizarse, es solamente como medio de afianzamiento.



Figura 4.1 Fotografía de unión tradicional viga / soporte.

4.2. TIPOS DE UNIONES TRADICIONALES

Entre las uniones tradicionales se distinguen los tipos siguientes:

Ensamblajes por barbilla:

- Se utilizan para realizar uniones entre dos piezas que forman un ángulo inferior a 90° .
- Pueden corresponder a la unión de par y tirante o de pendolón y torrapunta, etc.
- La pieza comprimida apoya sobre un rebaje en la pieza que la recibe.
- Resultan indispensables pernos o bridas metálicas para afianzar la unión.

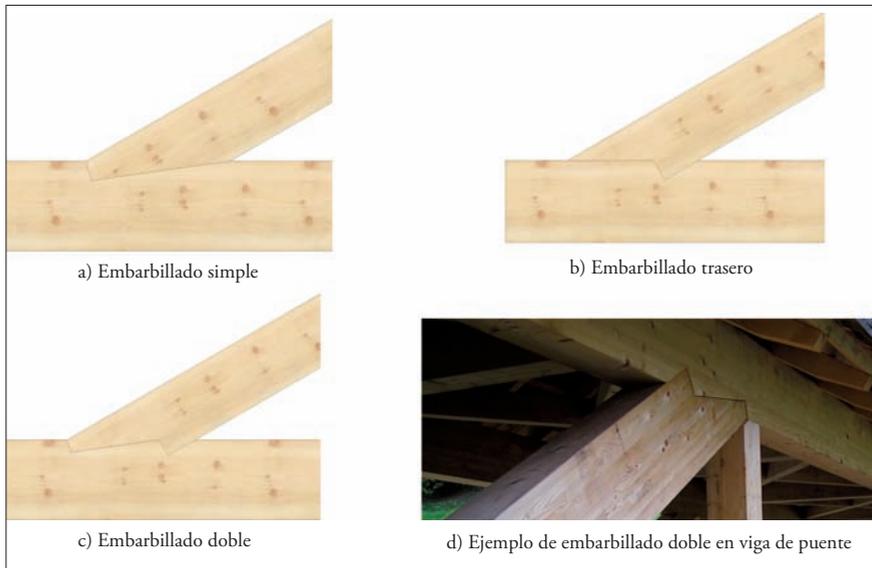


Figura 4.2 *Embarbillados.*

Ensamble de caja y espiga:

En esta clase de ensamble una pieza tiene en su extremo una parte adelgazada que se aloja en una entalladura de la otra pieza denominada caja o mortaja. Entre otras se presentan las uniones siguientes, figura 4.3:

Pie derecho sobre durmiente.

Apoyo de viga sobre pie derecho

Apoyo de viga sobre cara de pie derecho

Ensamble de jabalcón sobre viga

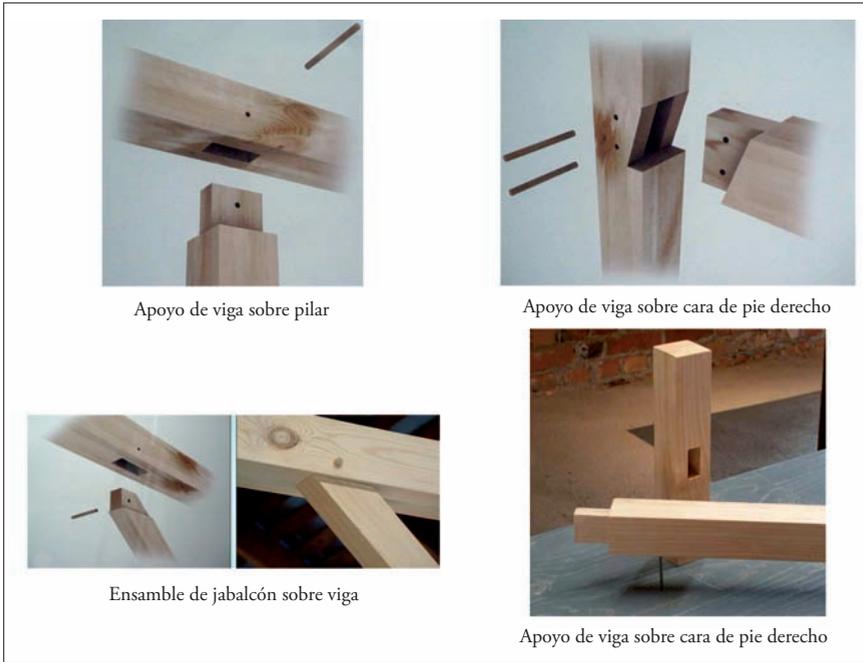


Figura 4.3 Ensamblados de caja y espiga.

Empalmes de llave y de rayo de Júpiter

Estos empalmes permiten realizar de dos piezas solicitadas a tracción por sus testas, como es el caso de los tirantes de las cerchas, figura 4.4. En este caso la sección eficaz queda reducida a menos de la mitad de la sección completa.



Figura 4.4 Empalme en rayo de Júpiter del tirante de una cercha.

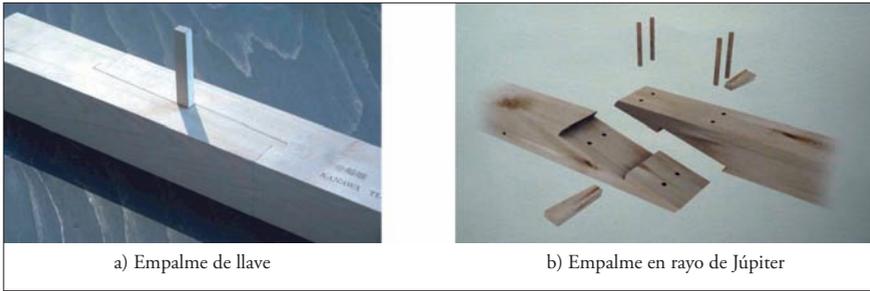


Figura 4.5 *Empalmes de llave y en rayo de Júpiter.*

En el empalme de llave las dos piezas presentan rebajes que se acoplan entre sí evitando su deslizamiento. La llave la constituye la clavija rectangular que sirve para ajustar el empalme, figura 4.5.a.

En el empalme en rayo de Júpiter el escalonado entre piezas es oblicuo, precisando bridas para su afianzamiento. La longitud del empalme está comprendida entre 2 y 5 veces la altura de la sección, figura 4.5.b.

Uniones en cola de milano:

El extremo de una de las piezas se adelgaza a media madera con una forma que recuerda a la cola del milano. Este extremo encaja en el vaciado de la otra pieza. Estos ensambles entre barras pueden resistir solicitaciones de tracción o compresión perpendicular y tracción oblicua o axial, figura 4.6.

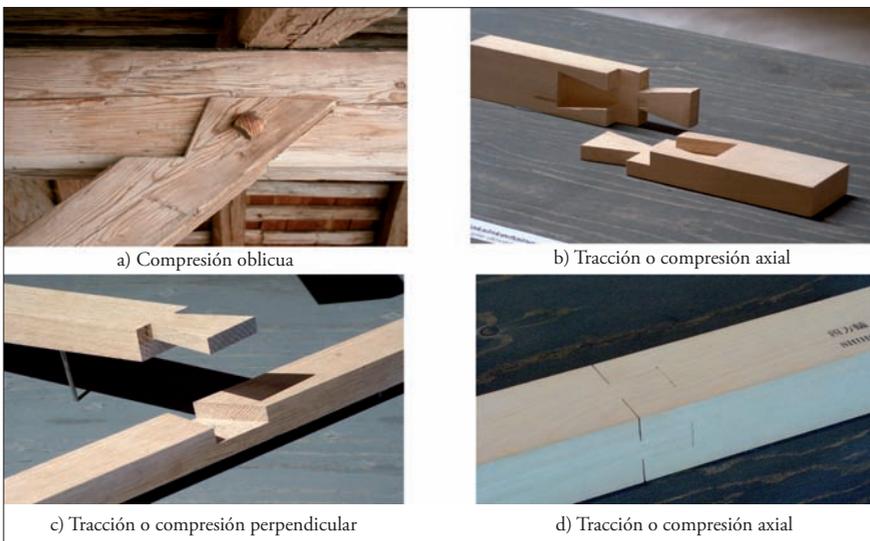


Figura 4.6 *Uniones en cola de milano.*

Muy utilizado últimamente es el enlace en cola de milano resistente al corte proyectado para realizar uniones entre vigas secundarias y vigas principales de cubiertas. Unión que permite un montaje sencillo y extremadamente rápido con el inconveniente de presentar una baja resistencia al fuego (R20) y un posible fallo por rotura frágil. Para evitarlo se debe incorporar algún tirafondo, figura 4.7.

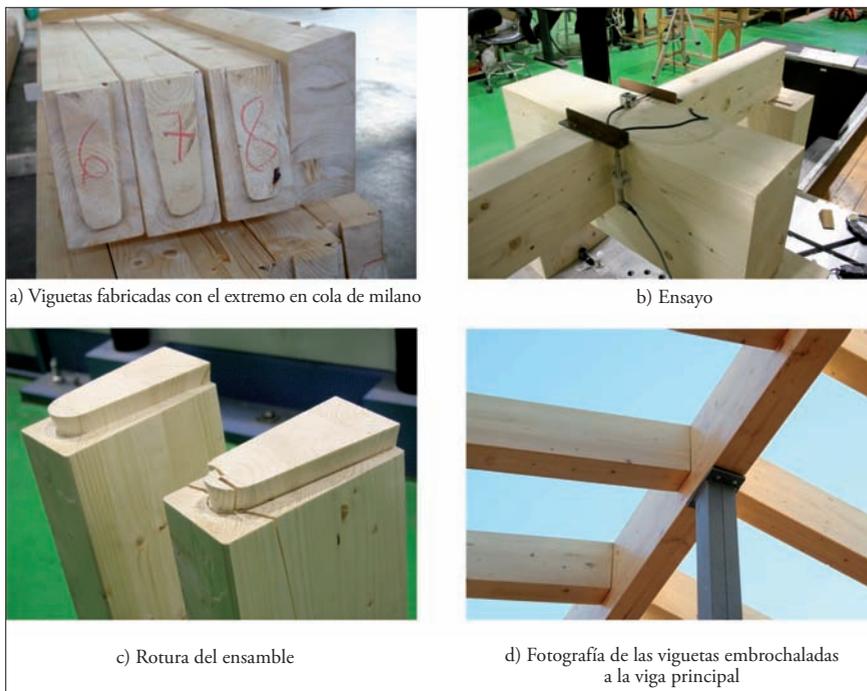


Figura 4.7 Unión en cola de milano resistente al corte.

Acoplamientos:

Corresponden a la unión de dos o más piezas por sus caras para formar una sección mayor. Tradicionalmente para conseguir una sección mayor se recurría al acoplamiento de dos más piezas de madera enlazándolas mediante llaves de madera o superficies dentadas realizadas en la zona de contacto, afianzadas con bridas, véase figura 2.3.

4.3. CÁLCULO

El cálculo de las uniones tradicionales se efectúa comprobando las tensiones tangenciales y de compresión desarrolladas entre las piezas enlazadas. Para ello se realizan hipótesis de cálculo muy simplificadas, suficientemente

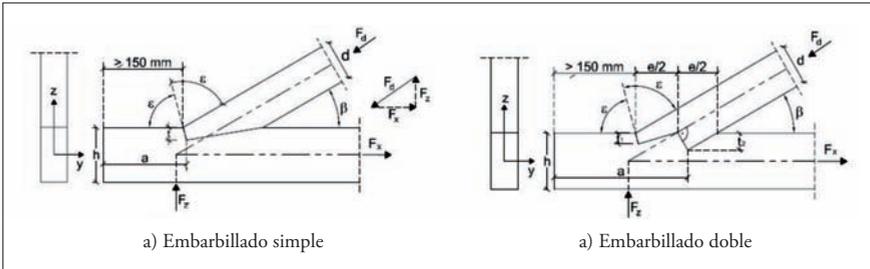


Figura 4.8 Cálculo de embarbillados. Artículo 8.5.3 del CTE.

sancionadas por la experiencia. El Código Técnico de la Edificación proporciona recomendaciones para la comprobación de uniones embarbilladas y en cola de milano.

En algunos casos, donde la justificación del cálculo no es fiable se procede al ensayo de modelos.

En la actualidad la aplicación del Método de los Elementos finitos es una herramienta muy potente que permite evaluar con mayor fiabilidad el comportamiento de esta clase de uniones. En nuestro país los profesores Manuel Guaita Fernández de la Universidad de Santiago de Compostela y Pablo Vidal López de la Universidad de Extremadura han desarrollado líneas de investigación para esta clase de uniones. En las simulaciones numéricas de las uniones embarbilladas se aprecia que la fricción entre superficies en contacto adquiere una alta importancia, poniendo de manifiesto que el cálculo convencional en el que se basa el Código Técnico Español de la Edificación, queda ampliamente del lado de la seguridad.

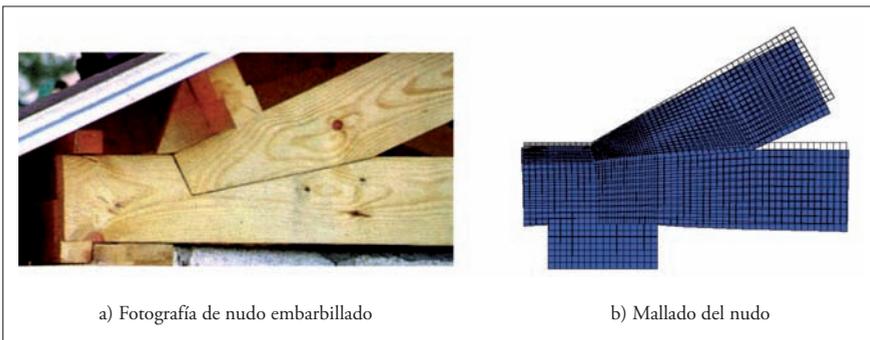


Figura 4.9 Desplazamientos de los nodos de un ensamble embarbillado para un ángulo de encuentro $\beta = 25^\circ$

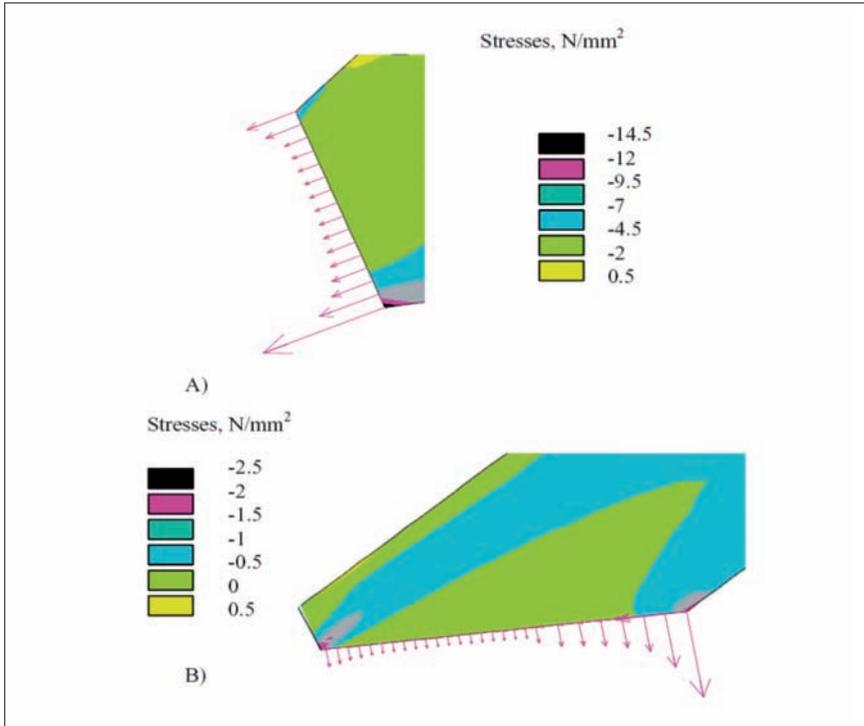


Figura 4.10 Distribución de tensiones normales a las superficies de contacto en un ensamble embarbillado.

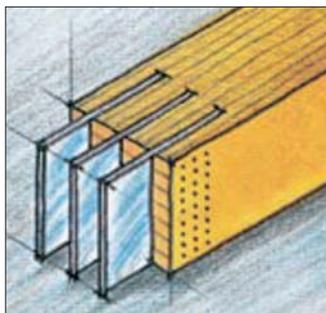
5. UNIONES MECÁNICAS

5.1. INTRODUCCIÓN

Son las más empleadas actualmente. Con esta denominación se incluyen todos los sistemas de unión que emplean elementos metálicos a modo de pasadores y placas, lo que implica la colaboración de otro material para la transmisión de los esfuerzos. Su aportación mejora sustancialmente los bajos rendimientos de las uniones tradicionales. Debe evitarse un exceso de elementos metálicos, ya que la unión estará tanto mejor resuelta cuanto menos piezas metálicas contenga y más simple sea su ejecución.

Se dividen en dos grupos:

1) En el primer grupo los conectores tipo clavija (clavos, tornillos, tirafondos, pasadores, grapas) constituyen la base de este medio de unión. Sus posibilidades están relacionadas con el número de secciones de ma-



dera solicitadas a cortadura y con las propiedades resistentes de la madera y del acero. Para conseguir una eficacia plena las piezas de madera deben tener un espesor mínimo con el fin de que la ruptura no se presente prematuramente por aplastamiento local antes de alcanzarse la resistencia límite del conector.

Se puede hablar de una esbeltez límite de la clavija definida como la relación ente la longitud de penetración en la madera y su diámetro, esbeltez que limita los gruesos de las piezas a unir por solape al existir un límite a partir del cual se alcanza el valor máximo de la resistencia de la unión. Este límite corresponde a 8 o 10 diámetros de la clavija. Si la pieza de madera supera esta dimensión se deben realizar hendiduras y colocar en ellas placas embutidas. Ha de tenerse en cuenta, además, que debido a la anisotropía y a la fragilidad de la madera en dirección perpendicular a la fibra la separación entre conectores tipo clavija debe respetar unas distancias mínimas para evitar fisuras.

2) En el segundo grupo se incluyen los conectores de superficie (anillos, placas y conectores dentados) que resisten también fuerzas de corte y son aún más exigentes en lo que se refiere a su separación.

5.2 CONECTORES TIPO CLAVIJA

5.2.1. Conectores tradicionales

Los clavos constituyen el medio de unión más común en los sistemas de entramado ligero. El tipo de clavo más utilizado es el de fuste de adherencia mejorada, con resaltos en forma de cuñas o de helicoides. Los clavos lisos tienen una muy baja resistencia a la extracción. El diámetro de los clavos varía entre los 3 y 8 mm y la longitud entre 40 y 200 mm. También se utilizan para la fijación de herrajes de apoyo o cuelgue, como los estribos de apoyo de correas en las piezas principales de madera laminada encolada. La resistencia mínima a tracción exigida al acero es de 600 N/mm².

El empleo de clavos para unir madera/madera o madera/tablero suele quedar limitado a piezas de un grueso moderado, entre 35 y 140 mm. Cuando

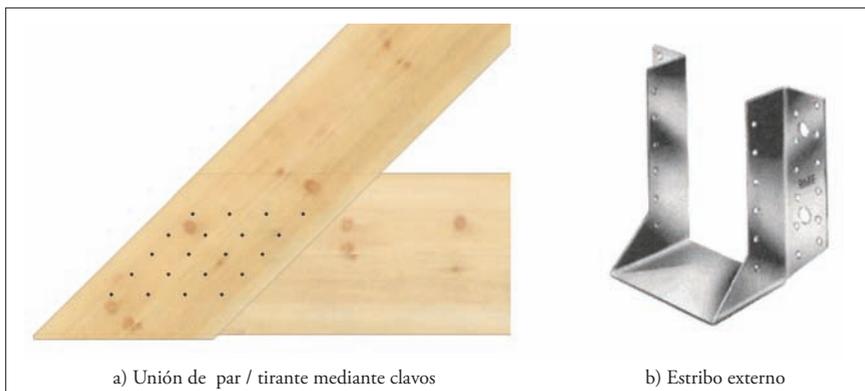


Figura 5.1 *Uniones clavadas.*

se utilizan para la fijación de herrajes son siempre de adherencia mejorada pudiendo penetrar en piezas de gran espesor. Los esfuerzos que transmiten están comprendidos entre 0,5 y 1,5 kN.

En los países anglosajones es frecuente su uso para la unión de pilares y vigas en nudos de pórticos, o en las uniones de cordones y celosía del alma en las vigas trianguladas cuando se utilizan cartelas de tablero contrachapado.

En la actualidad su colocación se facilita con clavadoras de clavo en rollo o en tira.



Figura 5.2 . *Ejemplos de uniones clavadas con tableros contrachapados.*

Los tirafondos o tornillos para madera clásicos o tradicionales se fabrican, en general, con diámetros que varían entre 4 y 20 mm y longitudes de 25 a 300 mm, aproximadamente, con cabeza hexagonal. Acero de calidades de 3.6 a 5.8. El 60% de la totalidad del vástago está roscado. Exigen pretaladro para que no se produzcan fisuras si el diámetro es superior a 5 mm. Su diferencia principal con los clavos es su mejor respuesta ante esfuerzos de ex-

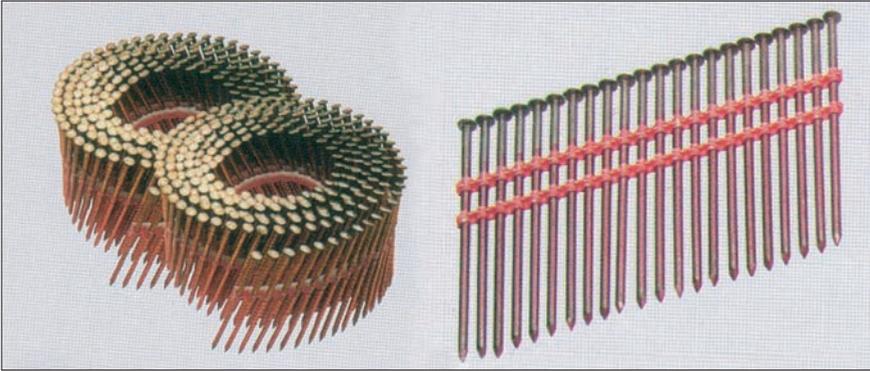


Figura 5.3 Clavos en rollo y en tira.

tracción. Se utilizan también en uniones acero/madera y para la unión de elementos secundarios de arriostramiento. La capacidad de carga ante esfuerzos de corte es algo superior a la de los clavos.

Los pernos: tienen fuste cilíndrico con cabeza y tuerca. De diámetros superiores a clavos y tirafondos, entre 12 y 30 mm, permiten la transmisión de cargas más elevadas. Se emplean para las uniones de piezas de madera aserrada con gruesos mínimos de 40 mm y de piezas de madera laminada. Pueden utilizarse para la unión directa madera/madera o acero/madera. El diámetro del agujero es hasta 1 mm mayor que el del propio perno, holgura que disminuye la capacidad de transmisión de carga y genera mayores deslizamientos que los que se presentan en las uniones realizadas con clavos, tirafondos o pasadores, de ahí que lo normal sea que el perno se utilice como elemento de fijación de otro tipo de conector. La capacidad de transmisión de esfuerzos es de 6 a 15 kN.



Figura 5.4 Tirafondos.



Figura 5.5 Fijación del herraje mediante tornillos de cabeza avellanada de rosado completo.



Figura 5.6 Pernos.

Los *pasadores* son barras lisas de acero de sección circular con diámetros comprendidos entre 8 y 24 mm, largos de 50 a 500 mm y extremos de embocaduras biseladas. Dan a la unión un aspecto estético mejor que los pernos al no tener cabeza, tuerca ni arandelas. El taladro es de un diámetro ligeramente inferior (de 0,8 a 1 mm) lo que obliga a su ajuste con cierta presión que garantiza su eficacia en la transmisión de esfuerzos. Es sencillo ocul-

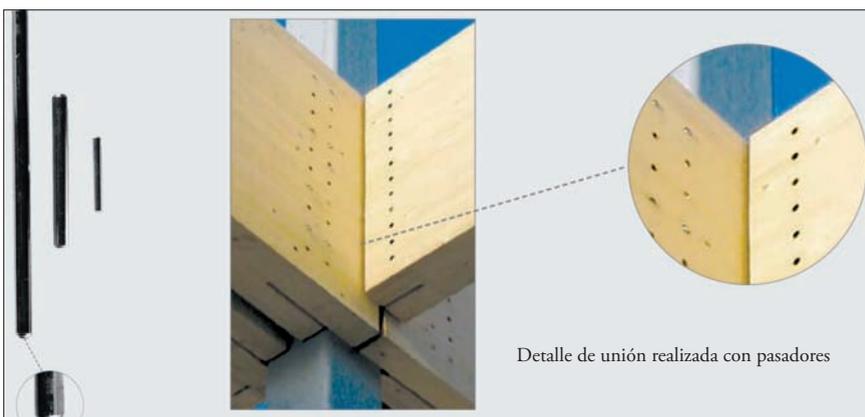


Figura 5.7 Pasadores.

tar los pasadores, con lo que se consiguen mejores prestaciones en caso de incendio. Se emplean en uniones de piezas de madera laminada encolada combinados, en general, con placas metálicas. Exigen una puesta en obra muy precisa y un control muy estricto del contenido de humedad para evitar movimientos indebidos.

5.2.2. Conectores de última generación

1) Pasadores autotaladrantes

Son de acero al carbono. Se fabrican con diámetros de 5 a 7 mm y largos que varían de 73 a 193 mm y de 113 a 233 mm, respectivamente. Se aplican en uniones acero / madera con un máximo de 3 placas de acero embutidas de 5 mm de espesor o una sola placa de 10 mm, figura 5.8.

En general se trata de uniones en las que la parte metálica queda protegida proporcionando una respuesta al fuego excelente.

El comportamiento de estas uniones ha sido analizado teóricamente y testado experimentalmente. Su rotura es dúctil, presentándose el fallo tras una deformación considerable de los pasadores.

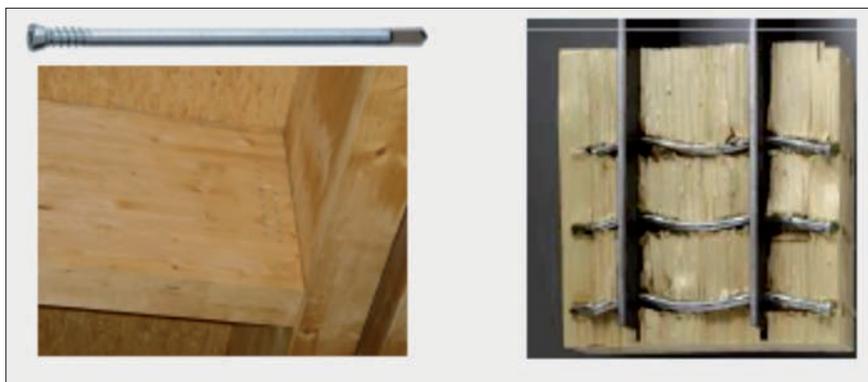


Figura 5.8 Pasadores autotaladrantes.

El campo de aplicación es muy extenso. Comprende nudos de vigas trianguladas; nudos de esquina de pórticos a dos aguas; empalmes de piezas de madera; empotramientos de pilares; uniones viga pilar y apoyos sobre pilares.

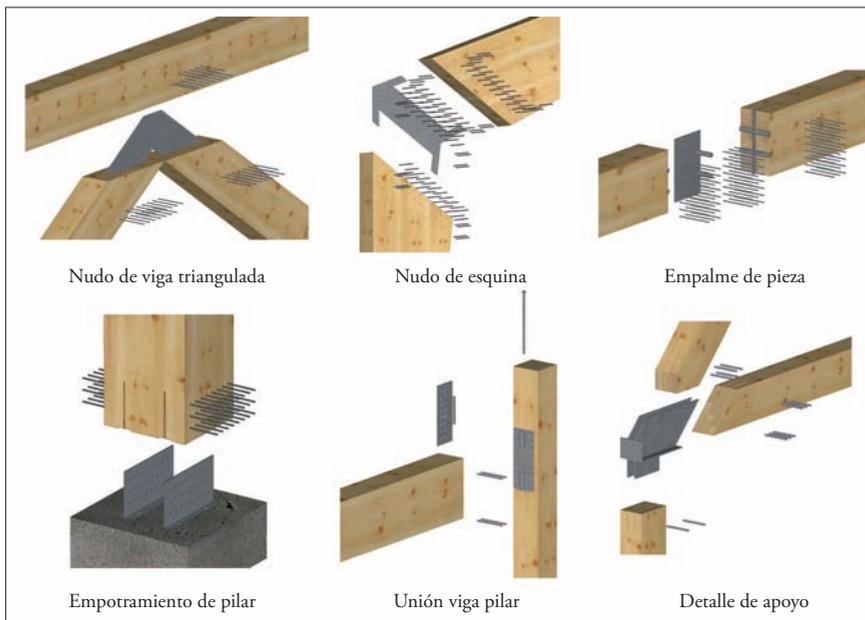


Figura 5.9 Uniones realizadas con pasadores y placas embutidas.

2) Conectores de doble rosca autoperforantes

Son elementos de enlace concebidos para unir piezas de madera/madera. Se diferencian de los tirafondos tradicionales por sus dos roscas, una de avance y otra de apriete. Entre las dos zonas roscadas hay una zona no roscada, denominada caña, de 30 mm de longitud. Las longitudes disponibles son: 160, 190, 220, 245 y 300 mm.



Figura 5.10 Conectores de doble rosca.

Gracias a las dos roscas, estos conectores, además de fuerzas de corte, pueden resistir fuerzas axiales de tracción y, también, de compresión, resultando enlaces particularmente eficaces y rígidos. El ensamblaje para la suspensión de viguetas, uniones de vigas cruzadas sobre los apoyos y refuerzo de vigas por acoplamiento de dos o más piezas son algunas de sus aplicaciones más habituales, figura 5.11.



Figura 5.11 . Algunas aplicaciones de los conectores de doble rosca.

Una ventaja adicional es que en las sollicitaciones a cortadura se desarrolla, además, un efecto soga que permite incrementar el valor de la capacidad portante deducida mediante las ecuaciones de Johansen.

Con estos conectores se realizan refuerzos parciales de las piezas de madera en aquellas zonas en las que está presente la tracción perpendicular; véase la figura 3.3, lo que evita refuerzos más complejos con varillas rosca-das encoladas.

También se disponen como refuerzo en zonas en las que se presentan tensiones importantes de compresión perpendicular a la fibra, como sucede en las uniones viga/pilar de edificaciones de uno, dos o más niveles, figura 5.12.



Figura 5.12 Uso de los conectores de doble rosca para refuerzo de zonas de compresión perpendicular.



Figura 5.13 Tornillo todo rosca con punta autoperforante con cabeza cilíndrica.

3) Los tornillos todo rosca de cabeza cilíndrica con punta autoperforante desarrollan análogos funciones que los de doble rosca.

4) Los tornillos todo rosca de cabeza avellanada con punta auto perforante se emplean para uniones madera / acero, figura 5.14.

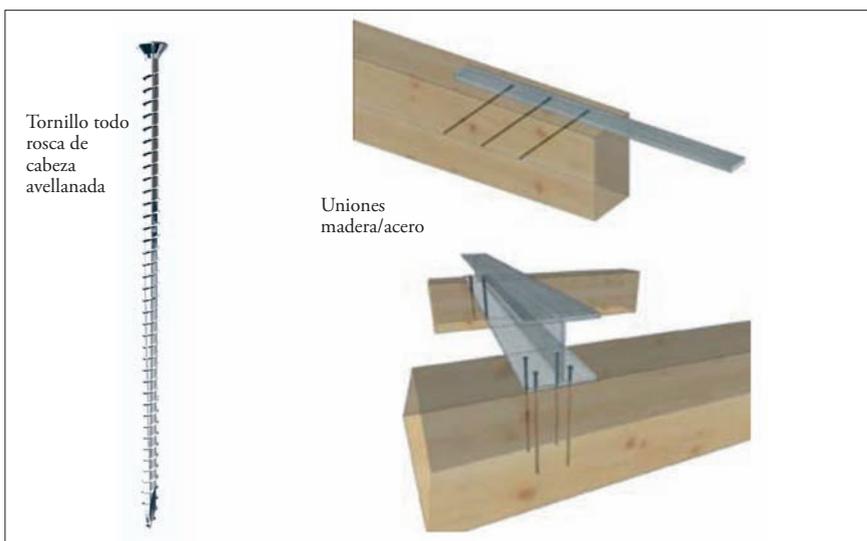


Figura 5.14 Tornillo todo rosca con punta autoperforante con cabeza avellanada.

5) Los conectores madera / hormigón se utilizan en obras de rehabilitación para hacer solidaria la losa de hormigón con la viga de madera consiguiéndose una viga mixta cuya capacidad de carga llega a duplicar a la de la madera, figura 5.15.

6) Barra todo rosca

Corresponde a un sistema de refuerzo en zonas de tracción perpendicular a la fibra (zonas de vértice, vigas entalladas y refuerzo en superficies de tracción perpendicular), véase la figura 3.3. Se trata de barras sin cabeza, de diámetro de 16 mm o 20 mm con largos de 3 metros de las que se obtiene por corte la longitud deseada. Resistencia a la tracción del acero: 800 N/mm².



Figura 5.15 Conectores madera/hormigón.

Requieren pretaladro:

- Diámetro 16 mm: pretaladro de 12 mm
- Diámetro 20 mm: pretaladro de 15 mm

Precisan de cabezal para la puesta en obra.



Figura 5.16 Barra todo rosca sin cabeza.

5.3. CONECTORES DE SUPERFICIE

El conector de superficie es un elemento de fijación de forma circular o rectangular que se introduce entre dos piezas de madera y se afianza mediante un perno. Los conectores se clasifican en los tipos siguientes: de anillo, de placa, dentados y de madera.



Figura 5.17 Apoyo de cercha realizado con conectores de superficie fijados con pernos.

Los conectores de anillo y de placa abarcan diámetros de 48 hasta 117 mm y los conectores dentados desde 38 hasta 165 mm. En las construcciones de madera laminada encolada se emplean los diámetros mayores y en las de madera aserrada no se alcanzan diámetros superiores a 75 mm.

Los conectores de anillo solamente se emplean para uniones madera / madera y los de placa pueden utilizarse en uniones madera / madera y madera / acero, figura 5.18.



Figura 5.18 Conectores de anillo y de placa.

Los conectores dentados incluyen dos grupos: el primero, con dientes de aspecto triangular (púas) que pueden situarse a uno o a ambos lados de la placa y el segundo, con dientes de forma troncocónica dispuestos en una o en las dos caras, figura 5.19.

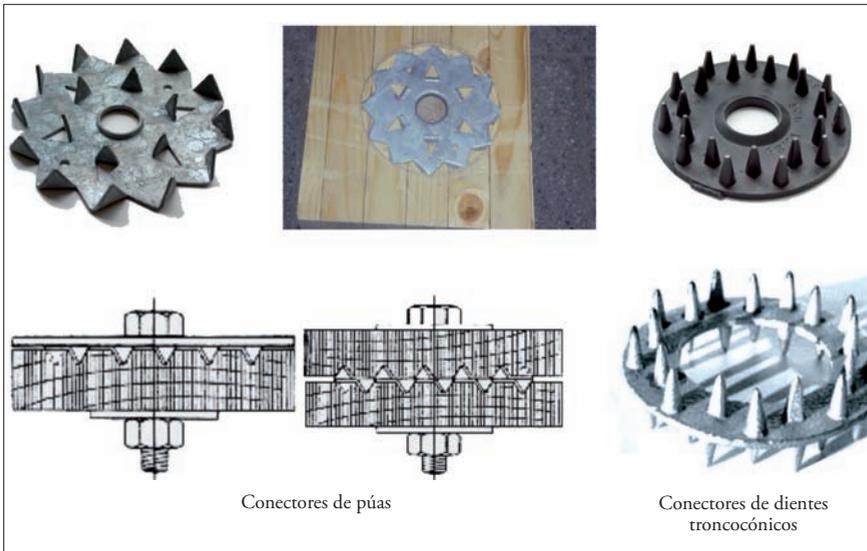


Figura 5.19 Conectores dentados.

Transmiten la carga por aplastamiento entre la madera y el conector a través de un área mayor que la de las de los conectores tipo clavija. Son adecuados en el caso de grandes esfuerzos y escuadrás. Cada elemento es capaz de resistir solicitaciones comprendidas entre 10 y 50 kN.

Los conectores de *placas-clavo*, son elementos de fijación que constan de una placa metálica de espesor reducido con una elevada densidad de puntas extraídas por estampación de la misma chapa y dobladas en dirección perpendicular:

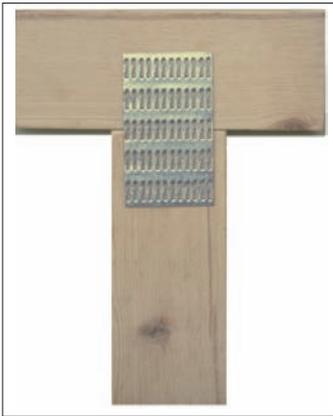


Figura 5.20 . *Placas clavo.*

Se emplean en uniones de piezas de madera con gruesos reducidos (35 a 70 mm) disponiendo las placas en las superficies exteriores. Su clavado se realiza con prensa hidráulica. Debido a sus posibilidades de estandarización son relativamente económicas. Su principal inconveniente es su mal comportamiento al fuego, consecuencia del reducido grueso de las secciones de madera y de las placas metálicas, lo que exige una protección total del falso techo. Los cálculos se realizan en general utilizando programas informáticos desarrollados por los propios fabricantes. Estos programas permiten además el diseño de la estructura y su fabricación.

5.4. CÁLCULO

5.4.1. Conectores tipo clavija

La capacidad de carga generada por medios de unión tipo clavija se determina evaluando su capacidad de resistencia al corte aplicando las ecuaciones de Johansen (1949), adoptadas por el Eurocódigo 5. Su planteamiento consiste en la determinación de las diferentes capacidades de carga de la unión al corte atendiendo a los posibles modos de rotura. La capacidad de carga real es la que corresponde al modo de rotura más débil.

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1+\beta} \cdot \sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} + \frac{t_2}{t_1}^2 + \beta^3 \cdot \frac{t_2}{t_1}^2 - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1}\right)\right)} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2+\beta} \cdot \sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1+\beta) + \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (2+\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2} - \beta} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1+2 \cdot \beta} \cdot \sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1+\beta) + \frac{4,5 \cdot \beta \cdot (1+2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2} - \beta} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1+\beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases}$$

Ecuaciones de Johansen

La capacidad de carga al corte está relacionada con:

- El aplastamiento de la madera en contacto con la clavija
- La plastificación por flexión de la clavija
- La resistencia a la extracción

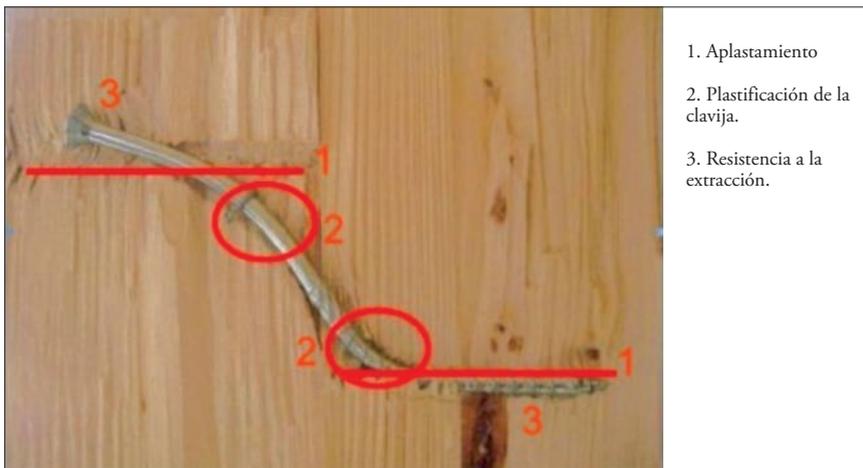


Figura 5.21 Fallo de una conexión realizada con clavija.

En el CTE se incluye el cálculo de las uniones correspondientes a: madera/madera, madera/tablero y madera/acero, analizando el fallo a simple y doble cortadura con las dos consideraciones siguientes:

1. La clavija se comporta como un elemento rígido presentándose el agotamiento por aplastamiento de la madera.
2. La clavija es más esbelta y el fallo se presenta por aplastamiento de la madera y agotamiento de la clavija al formarse rótulas plásticas.

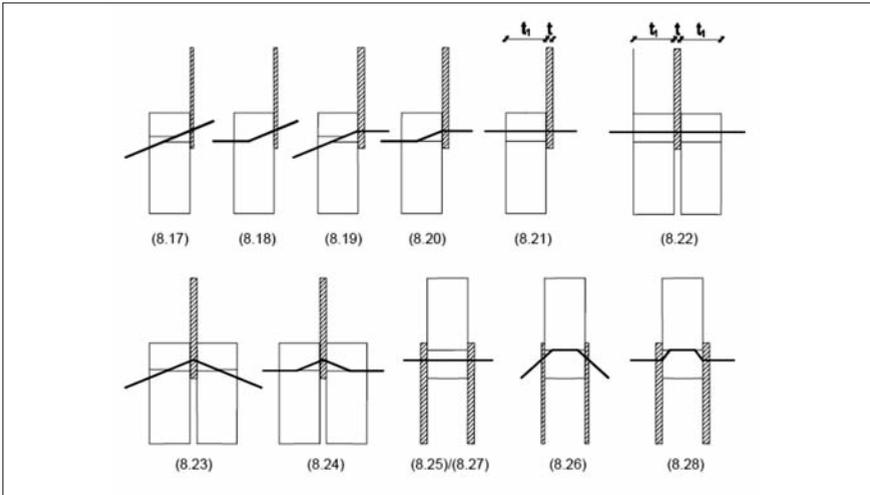


Figura 5.22 Modos de fallo en uniones de madera con madera y de madera con tablero según el CTE.

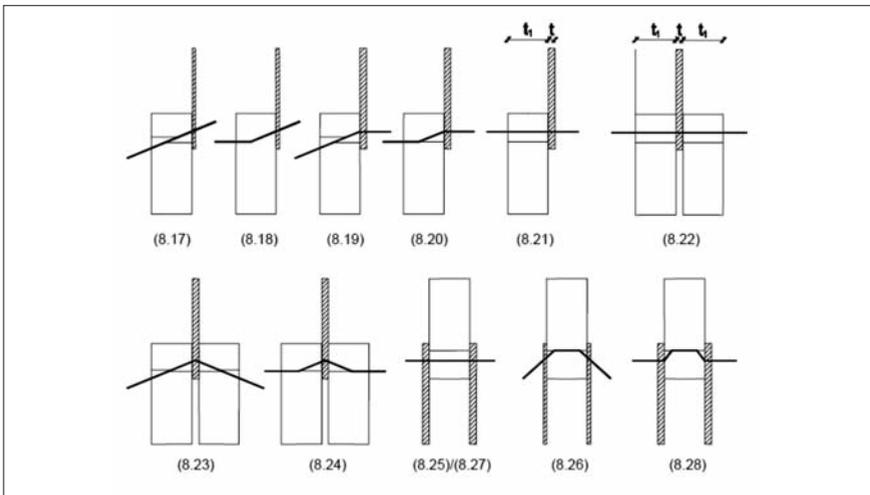


Figura 5.23 Modos de fallo en las uniones entre acero y madera según el CTE.

De los ensayos de las uniones se obtiene la representación de los diagramas que relacionan cargas/deslizamientos.

Para valorar la ductilidad de las clavijas se efectúan pruebas de doblado a 180° con la exigencia de la no presencia de fisuras. Esta capacidad de doblado es muy conveniente para resistir el sismo y también para acomodarse a los movimientos de la madera en las uniones madera/madera.



Dos simples cortaduras con doble rótula plástica.

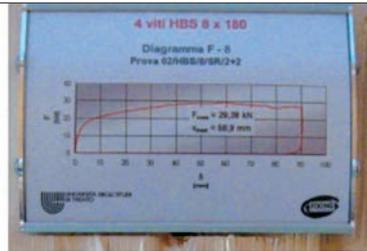


Diagrama cargas/desplazamientos del ensayo.



Fallo doble cortadura por aplastamiento de la madera.



Fallo de la clavija y de la madera por aplastamiento en doble cortadura.

Figura 5.24 Pruebas de resistencia al corte de conectores tipo clavija. Ensayos realizados en el Instituto de la madera para la construcción de la Universidad Técnica de Graz.

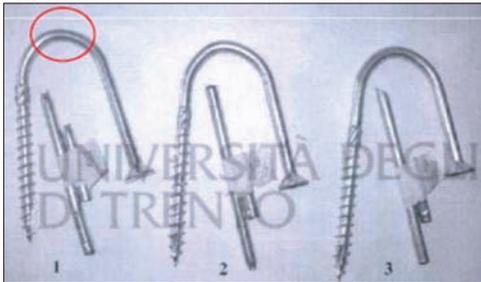


Figura 5.25 Prueba de doblado de las clavijas.

Debido a que las fórmulas de Johansen no tienen en cuenta los mecanismos de rotura frágiles, la normativa impone la necesidad de determinadas separaciones y distancias mínimas entre clavijas y entre clavijas y bordes.

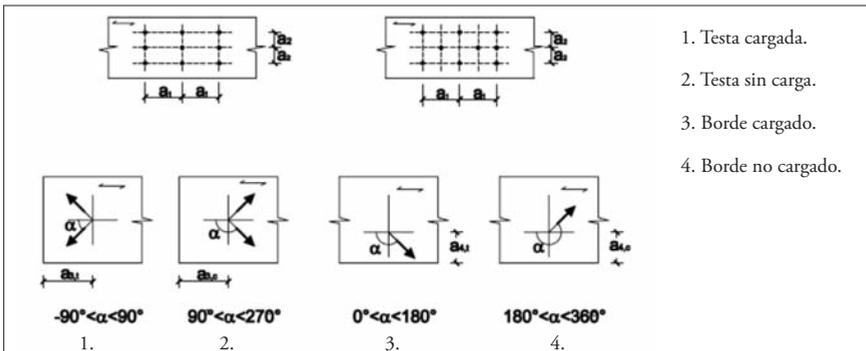


Figura 5.26 Distancias mínimas entre clavijas según el CTE.

5.4.2. Conectores de superficie

En los conectores de anillo y de placa se generan tensiones de aplastamiento entre el anillo y la madera. El perno no llega a trabajar debido a que normalmente se aloja en agujeros sobredimensionados, entrando solamente en carga cuando ha fallado la unión. Su misión queda reducida a mantener la posición de las piezas. El artículo 8.4.1 del CTE está dedicado al cálculo de estos conectores.

En los conectores dentados la carga se transmite por aplastamiento de la madera, bajo la acción de los dientes del conector y del fuste del perno, combinándose a veces con la flexión de los dientes. La rotura de estas uniones muestra un comportamiento plástico, por lo que es posible sumar las capacidades de carga de perno y conector. El CTE en el artículo 8.4.2, contempla su cálculo.



Figura 5.27 Pruebas de resistencia al corte de conectores de anillo y dentados. Ensayos realizados en el Instituto de la madera para la construcción de la Universidad Técnica de Graz.

5.5. DESLIZAMIENTO

Las uniones realizadas con elementos de fijación tipo mecánico sufren deslizamientos cuando entran en carga. La magnitud del deslizamiento depende de los esfuerzos que intervienen y de la rigidez propia del medio de unión (el deslizamiento es mayor en clavos y pernos que en pasadores).

Cada medio de unión tiene una rigidez diferente. Esta característica impide considerar como capacidad de carga de la unión la suma de las capacidades de carga de los diferentes elementos de unión que se combinan. Por ejemplo, al ser la unión encolada mucho más rígida que la unión clavada, los clavos no asumirán carga alguna hasta que se haya producido el fallo del encolado.

Es obligado considerar en el cálculo de esfuerzos y deformaciones la influencia de estos deslizamientos. Así, por ejemplo, en los pórticos de madera laminada con nudos de esquina realizados con una o más coronas de pernos el análisis de su comportamiento debe considerar que estas uniones son semirrígidas y no rígidas, lo que provoca cierta diferencia de giro entre pilar y dintel, con reducción de momentos flectores en los nudos y amplificación de momentos y flechas en los vanos.

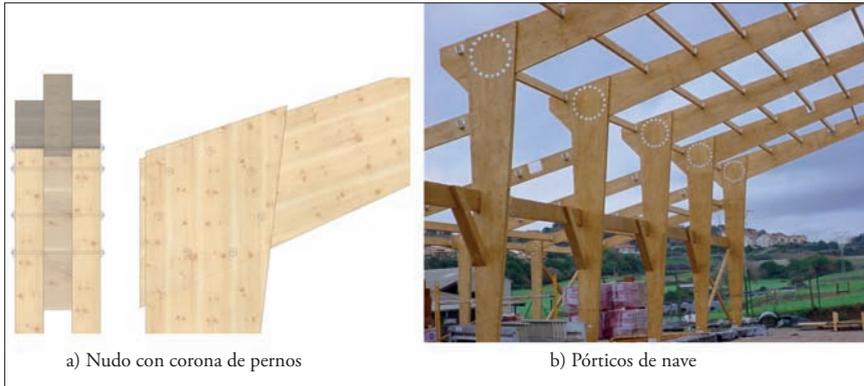


Figura 5.28 Pórticos con nudos de esquina con corona de pernos.

A las uniones se les debe exigir no sólo la resistencia adecuada sino también una buena ductilidad.

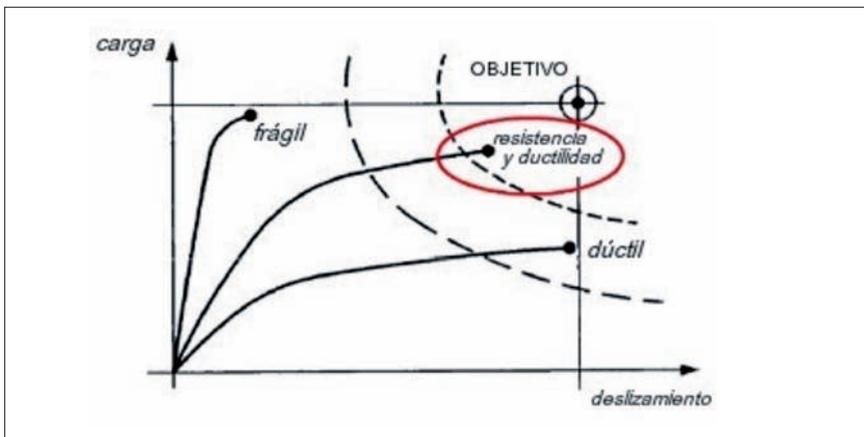


Figura 5.29 Curvas de cargas / deslizamientos en función de resistencia y ductilidad.

Las curvas cargas/deslizamientos propias de cada medio de unión o sistema de conexión son muy variables. La unión encolada es la más rígida y su comportamiento es elástico-frágil. Las uniones empernadas presentan

un comportamiento semirrígido con una ductilidad pronunciada. Las uniones realizadas con clavos tienen un comportamiento frágil si la densidad del clavado es fuerte y muy dúctil si es débil. Las uniones en las que participan conectores de anillo y conectores dentados presentan una cierta ductilidad. Las uniones en las que intervienen placas metálicas tienen un comportamiento acentuadamente semirrígido y relativamente dúctil.

5.6. COMPORTAMIENTO AL SISMO

Todos los conectores metálicos y, en particular, los de tipo clavija tienen, debido a su mayor capacidad de plastificación, la particularidad de constituir uniones semirrígidas elastoplásticas, lo que es muy favorable ante sollicitaciones sísmicas y dinámicas al reducir los picos de tensiones en la primera frecuencia natural, mejorar el coeficiente de amortiguamiento y alejar a la estructura del riesgo de resonancia.

Para analizar el comportamiento de las construcciones de madera ante sismos se ha llevado a cabo el Proyecto de investigación sobre edificación sostenible "Sofie" cuyo objetivo principal es evaluar el potencial y definir la ejecución de un sistema constructivo destinado a edificios de varias plantas, en los cuales, la estructura portante está formada por paneles masivos contralaminados de madera certificada procedente de la región de Trentino.

Este sistema constructivo se caracteriza por la baja demanda energética para su realización, los altos niveles de seguridad en caso de incendio, el elevado aislamiento acústico, su alta resistencia en caso de sismo y la elevada durabilidad. El sistema denominado X-LAM, consiste en una solución que utiliza como elemento base paneles contralaminados de madera.

Por la magnitud y lo novedoso se proyectará, a continuación, un video de uno de los ensayos (23 de octubre de 2007) en el que se simula el terremoto de Kobe (7,3 de magnitud en escala Richter y más de 6.000 víctimas en 1995) que está considerado como el peor desastre natural de Japón en la posguerra mundial. Para reproducir los sismos más devastadores y poder ensayar estructuras a escala real se construyó en Miki (2000-2005) la mesa vibratoria más grande del mundo (de 15 x 20 m y 1.200 toneladas de capacidad de carga).

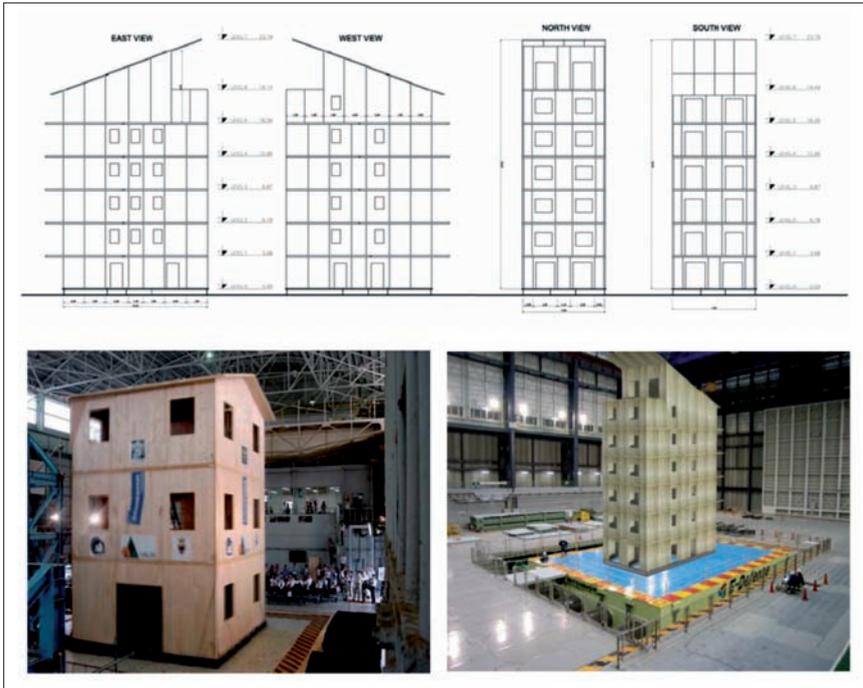


Figura 5.30 *Ensayos de sismo en edificios de madera de 3 y 7 plantas.*

El edificio probeta de madera construido a escala real tiene 7 plantas y 24 metros de altura. Los muros están conectados entre sí, mediante tornillos auto perforantes y los forjados de paneles contralaminados de 142 mm de espesor se unen a los muros mediante grapas metálicas y tornillos. Los resultados fueron muy satisfactorios.

6. SISTEMAS DE CONEXIÓN

6.1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de la ingeniería de las estructuras de madera está íntimamente relacionado con el progreso de las conexiones. A mediados del siglo pasado dos ingenieros Paul Metzger (Alemania) y Komrad Sattler (Austria) pusieron los cimientos que potencian la capacidad de las uniones. La idea es la siguiente: una clavija es un vástago, en general de acero, que penetra en la madera y le transmite esfuerzos en dirección perpendicular a su eje. Debido a que la clavija es habitualmente una pieza esbelta en relación con su

longitud, su influencia sobre la madera que la rodea está limitada solamente a una parte de esta longitud. Para mejorar la eficiencia de la unión se puede optar por sustituir la sección completa de madera por dos o más secciones de menor tamaño o, lo que es más operativo, insertar varias placas de acero que generen para la misma sección, dos o más superficies de corte. Esta conexión múltiple a corte es la base de la mayoría de los sistemas de conexión. Sistemas que, en general patentados, se aplican a problemas específicos y repetitivos en los que su utilización es rentable. De todos ellos solamente se presentan algunos de los más conocidos.

6.2. SISTEMA DE FIJACIÓN CTBA- HILTI

Utiliza placas metálicas de unos 6 mm insertadas en el interior de las piezas de madera. Como medio de fijación se utilizan clavos.

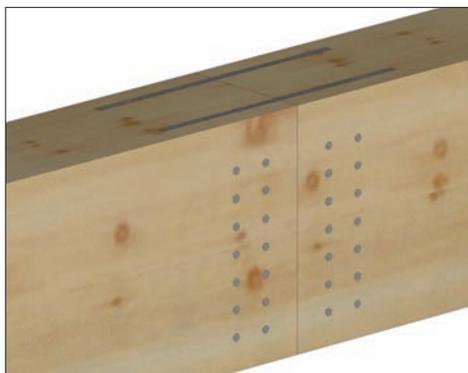


Figura 6.1 Sistema de conexión CTBA- Hilti.

6.3. SISTEMA GREIM

Desarrollado por Walter Greim (Munich, Alemania) trata de conseguir la máxima eficiencia de las uniones clavadas. Se utiliza principalmente en la fabricación de vigas trianguladas. Varias placas de acero, hasta 6, de 1,0 a 1,75 mm de espesor; quedan hendidadas en la madera, separadas entre 16 y 30 mm y unidas con clavos de 2,5 a 4,2 mm. El espesor máximo de las hendiduras de la madera realizadas con sierra circular es de 2 mm. Los clavos se introducen sin pretaladro a través de 3 o 4 placas, lo que facilita la rapidez de ejecución. Debido al incremento del número de secciones de corte y al aplastamiento local de las placas la capacidad de carga transmitida por el clavo es del orden de cuatro a seis veces mayor que la correspondiente a uniones madera/madera.

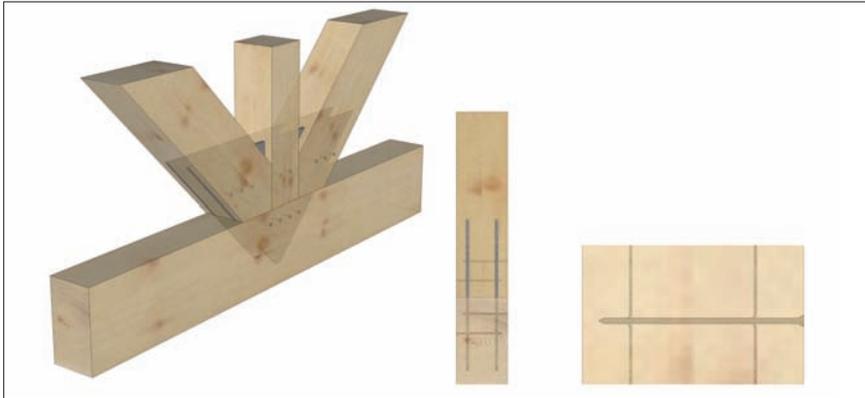


Figura 6.2 Sistema de conexión Greim.

Vigas trianguladas de luces de 25 o más metros responden de la eficacia de este sistema. En la figura se representan las vigas de la cubierta de 26,4 metros del pabellón de deportes de Ekibon (cantón de Lucerna) construido en 1974 y proyectado por Hans Banholzer.

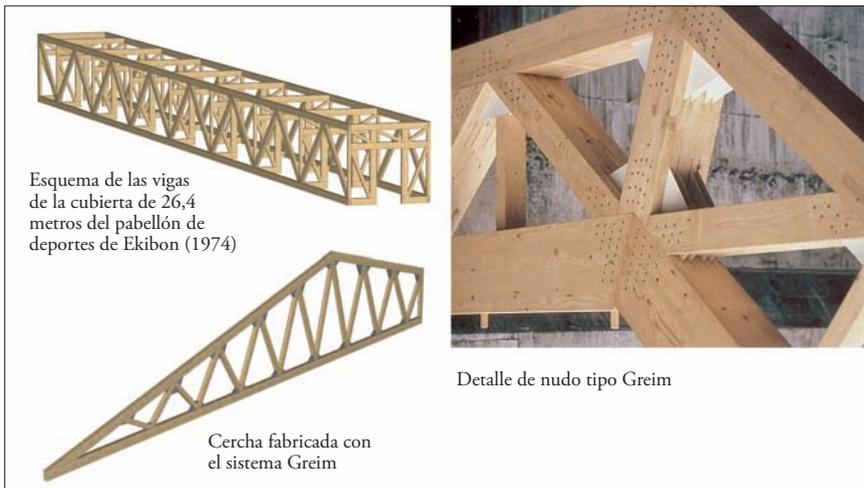


Figura 6.3 Vigas trianguladas realizadas con el sistema de conexión Greim.

6.4. SISTEMA BSB (BLUMER-SYSTEM-BINDER)

Este sistema, cuyos comienzos datan de los años cincuenta del siglo pasado, es un hito en la historia de las conexiones de madera. La puesta a punto del sistema se debe a las investigaciones realizadas en el ETH de Zurich a partir de 1980 y a los trabajos de Hermann Blumer (Waldst). Utiliza pla-

cas de acero intercaladas en las piezas de madera unidas por pasadores de acero. Permite realizar uniones de los nudos de vigas trianguladas, pórticos, emparrillados y estructuras espaciales. Una ventaja muy importante es que los elementos de conexión quedan ocultos. Los resultados de los ensayos realizados ponen de manifiesto que el fallo de la unión corresponde a un comportamiento dúctil.

Un programa informático, desarrollado específicamente, facilita el cálculo, el diseño y la fabricación. Los agujeros en la madera y placas destinados al paso de los vástagos se realizan con precisión suficiente para alojar hasta seis placas. Los pasadores son de diámetro pequeño, hasta 6 mm, debido a la exigua separación de las cartelas. La distribución de los pasadores puede ser lineal o circular.

En cualquier caso la comprobación de la unión puede realizarse por medio de tablas o, lo que es mejor, depositar en la propia empresa la responsabilidad del cálculo ya que integra un departamento de ingeniería.

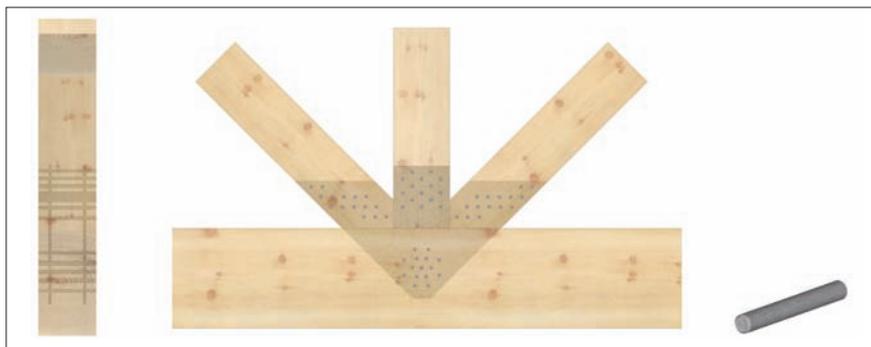


Figura 6.4 Nudo de una viga triangulada realizada el sistema de conexión BSB.

Este sistema que es de lo más competitivo permite realizar grandes estructuras. Sirvan como ejemplo el Selgis Road Bridge construido sobre el Muota en el cantón Schwyz en 2001. Y las vigas principales del pabellón de deportes de Gurlaina construidos en 1998.

De las experiencias realizadas entre 1982-1983 el ETH de Zúrich desarrolló, basado en este sistema, un modelo de nudo de estructuras espaciales de madera. La malla espacial de 27 x 45 metros que soporta la cubierta del Arbon Seepark (Cantón Thurgau) se montó a pie de obra izándose posteriormente en pocas horas. Los módulos de 3 x 3 metros son pi-

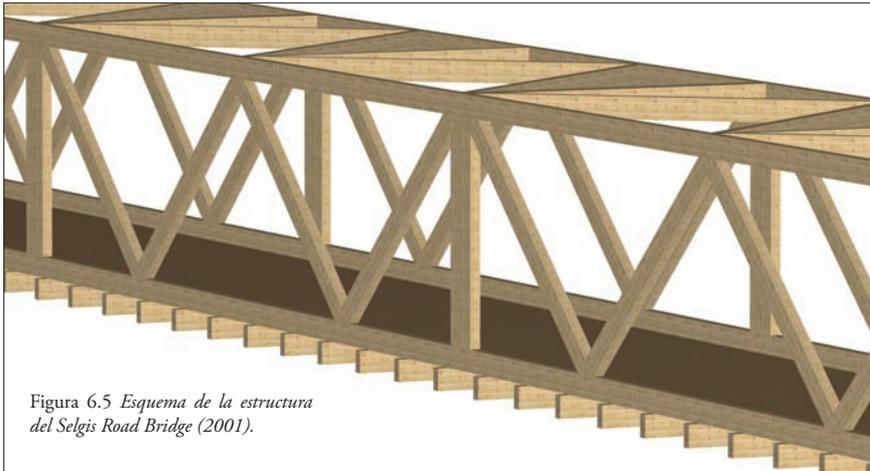


Figura 6.5 Esquema de la estructura del Selgis Road Bridge (2001).

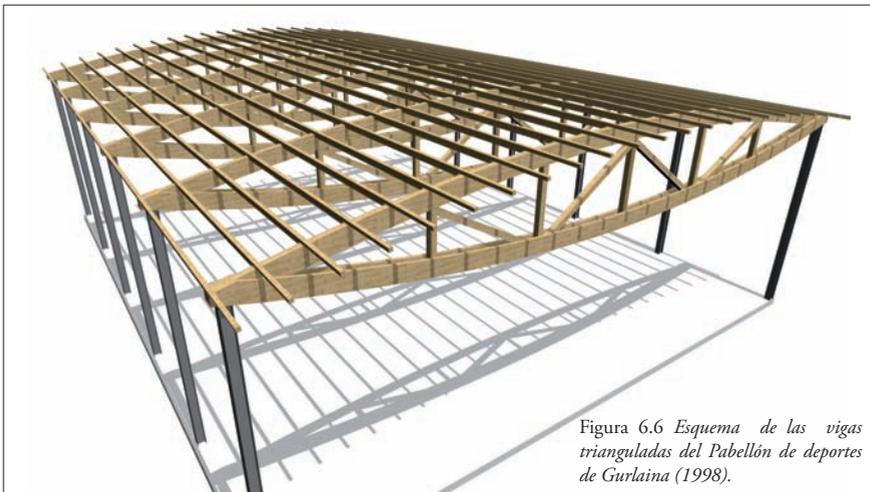


Figura 6.6 Esquema de las vigas trianguladas del Pabellón de deportes de Gurlaima (1998).

rámides de cuatro caras cuyos vértices quedan enlazados por una retícula de barras de madera.

El desarrollo constructivo basado en este sistema de nudos de estructuras rígidas espaciales ha permitido realizar la cubierta del Centro Nacional de Cultura y Deportes en Kirchberg (Luxemburgo) de 25.000 m² de superficie. Constituida de varias cáscaras fabricadas con una estructura de madera laminada apoya solamente en nueve puntos. Dado el descomunal tamaño de la cubierta las uniones deben resistir y transferir esfuerzos muy importantes. La estructura básica principal esta constituida por módulos triangulares de barras enlazadas rígidamente en los nudos utilizando el sistema BSB, que permitió un sencillo y rápido ensamblaje de los diferentes componentes de la cubierta.

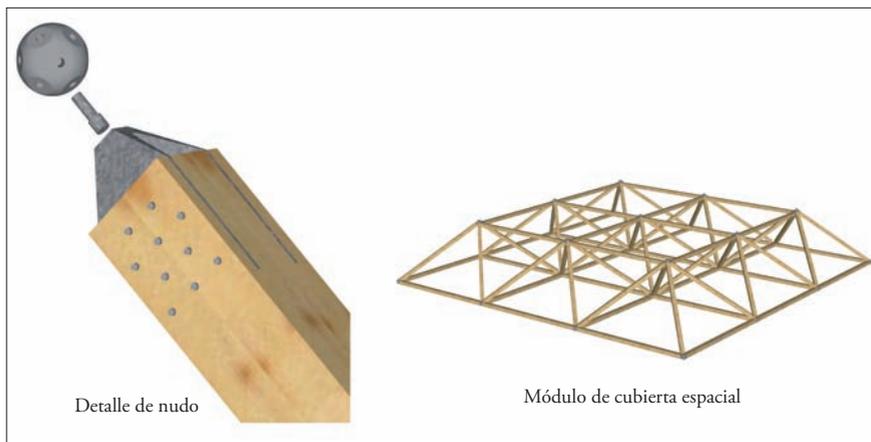


Figura 6.7 *Cubierta espacial del Arbon Seepark.*

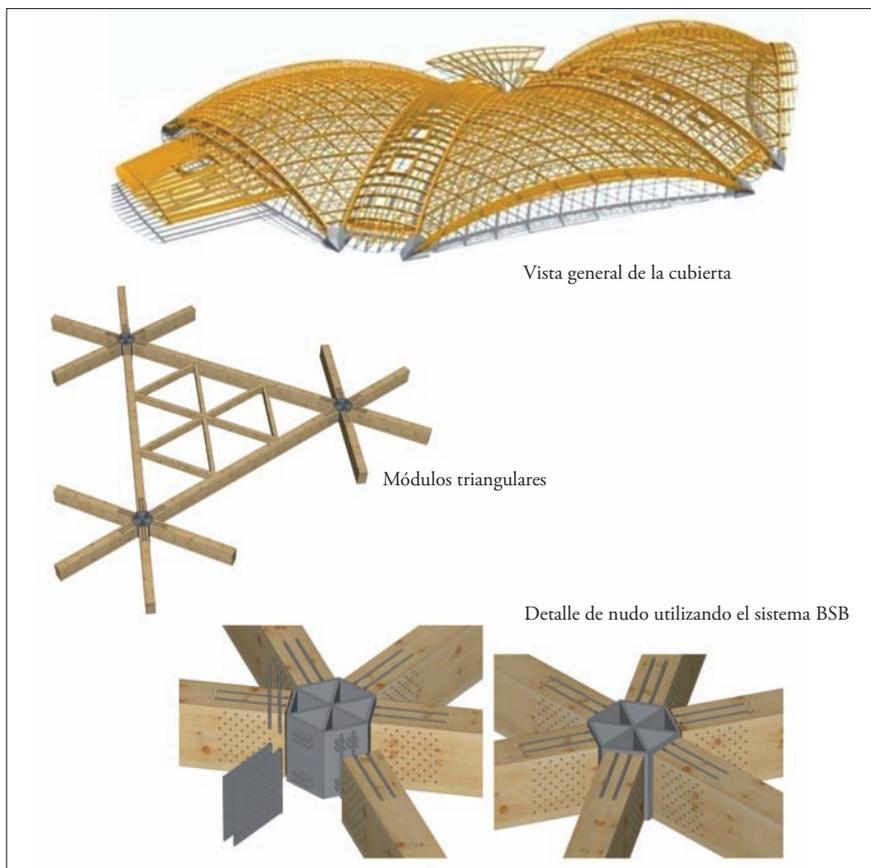


Figura 6.8 *Cubierta del Centro Nacional de Cultura y Deportes en Kirchberg (Luxemburgo).*

6.5. PLACAS MENIG

En este sistema se disponen a intervalos muy cortos, sobre una placa de resina armada con fibra de vidrio a la que se incorpora una mezcla sintética de 3 mm separada por una lámina de aluminio muy delgada, clavos de acero de 1,6 mm de diámetro con los dos extremos apuntados con una resistencia a la tracción de 800 N/mm^2 . Los clavos penetran mediante prensado en las dos piezas a ensamblar. Las placas se fabrican en formato de $500 \times 700 \text{ mm}$ ajustándose con gran facilidad a las dimensiones requeridas. Se utilizan principalmente para la fabricación de armaduras trianguladas.

Willy Menig realizó sus propios ensayos para comprobar la capacidad de carga de su sistema poniendo de manifiesto que estas placas ofrecen una resistencia y rigidez relativamente elevadas y, al quedar ocultas, proporcionan unas condiciones estéticas muy favorables y un excelente comportamiento al fuego. Su cálculo se realiza como el de una unión encolada.

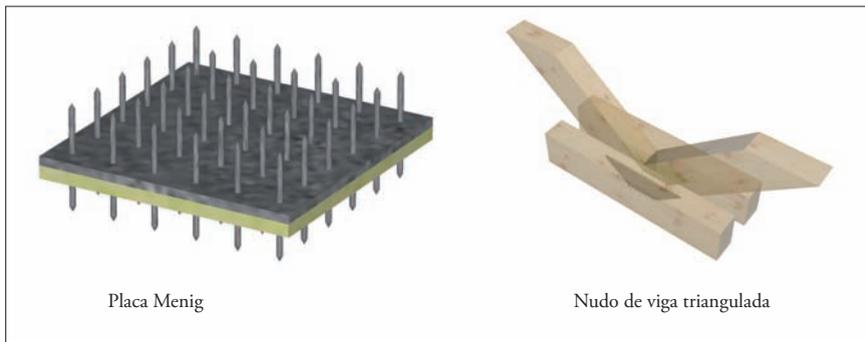
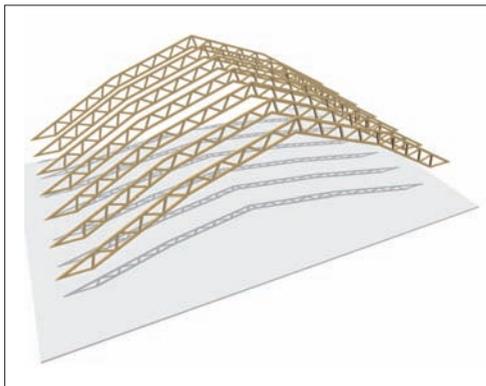


Figura 6.9 Conectores de superficie tipo Menig.



La cubierta del centro comercial CCA en Jona (cantón de St Gallen) construida en 1974 y formada por vigas armadas tipo Warren con luces de 60,4 metros, es un ejemplo de la eficacia de esta conexión.

Figura 6.10 Perspectiva de las vigas de la cubierta del centro comercial CCA en Jona.

6.6. SISTEMA JANEBO-BULLDOG

Permite enlazar pilares y vigas de edificación. Consta de placas metálicas insertadas en el alma de la viga cuyo borde extremo en forma de gancho enlaza con una placa metálica insertada, también, en el alma del pilar diseñada con los rebajes adecuados para recibir los extremos de las placas de la viga. El contacto entre ambas placas materializa un comportamiento de rótula. Las placas quedan unidas a la madera mediante vástagos.

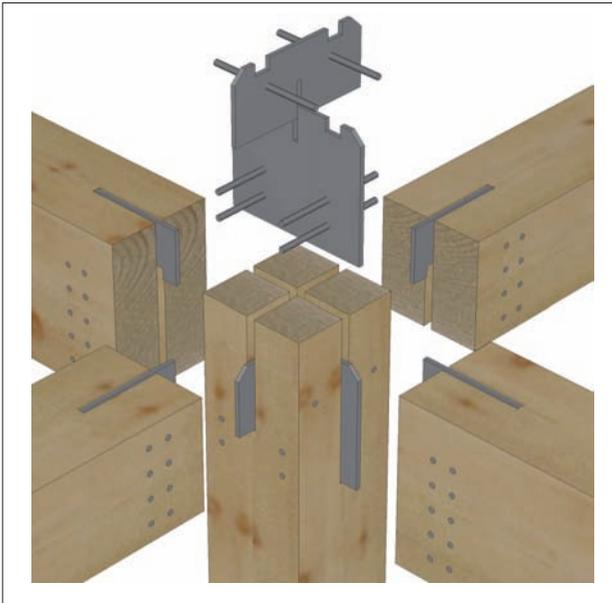


Figura 6.11 Nudo de unión viga/pilar realizado con sistema Janebo-Bulldog.

6.7. ANCLAJE BERSCHTE VERPRESS DÜBEL (BVD)

Corresponde a una unión bastante extendida en Europa. Se comporta de manera similar a de un vástago roscado encolado en la madera. El anclaje está constituido por un tubo de fundición de forma cilíndrica con partes del contorno vaciadas para permitir el paso de vástagos incorporados a través de taladros en las piezas de madera. Su extremo dispone de una rosca que le permite enlazarse con otros materiales. Una inyección de mortero de resina hace solidario todo el conjunto. Este sistema transmite esfuerzos de tracción importantes, 350 kN de carga admisible, con secciones de piezas de madera relativamente débiles, 140 x 160 mm. Puede utilizarse para soportar esfuerzos de tracción, compresión, cortante y sollicitaciones de flexión.

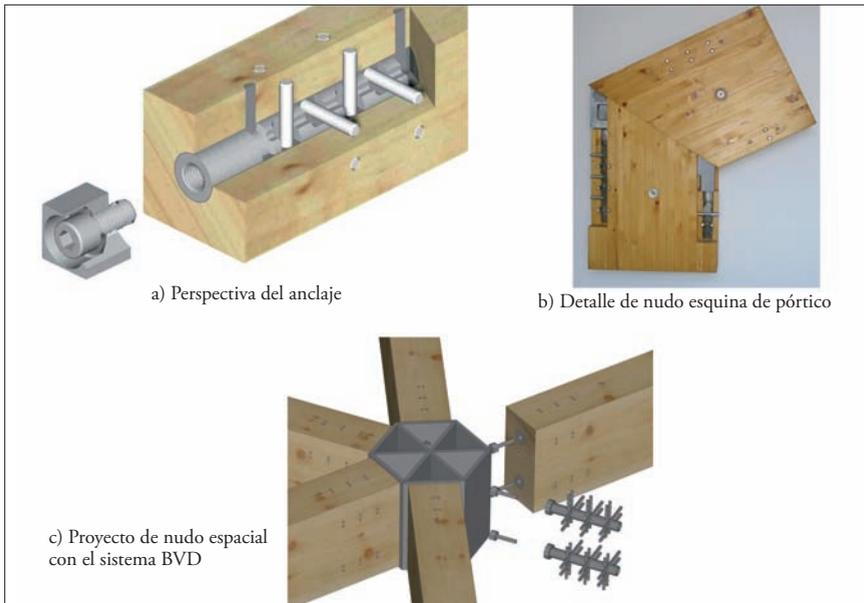
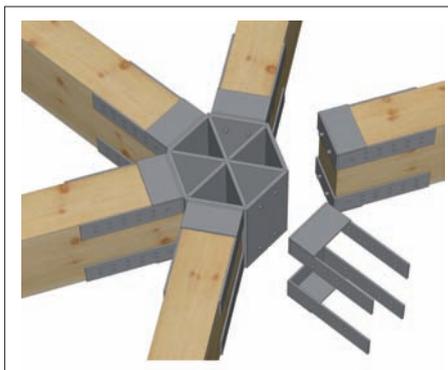


Figura 6.12 Sistema de conexión BERSCHTE (BVD).

6.8. SISTEMA VARAX

En este sistema la unión se realiza con llantas de acero, cosidas con pernos pasantes, abrazando lateralmente los extremos de los bordes de las vigas de madera laminada. Disposición que permite construir nudos de estructuras espaciales de grandes luces.

La cúpula de Tacoma, EEUU, con un vano de 162 m y una altura de 48 m, construida en 1982, es récord mundial de esta clase de estructuras y ejemplo de las posibilidades de la madera laminada cuando se resuelven adecuadamente sus enlaces.



Las piezas curvas de madera de 15 metros de longitud, 76 cm de canto y anchos de 17/22 cm forman los triángulos base de la superficie.

Un total de 1.608 piezas, incluidas vigas principales y secundarias de

Figura 6.13 Perspectiva de nudo espacial sistema Varax.



Figura 6.14 Fotografías de la cúpula de Tacoma.

madera laminada, se unieron en menos de dos meses. En términos económicos representó la oferta más ventajosa, un 20% menos que la de acero.

Para el cálculo de esta cúpula se supuso que las uniones en los nudos correspondían a enlaces semirrígidos a los que se asignaban unos determinados módulos teóricos de rigidez a la rotación que la realidad mejoró sensiblemente. La medición de la flecha efectuada en una construcción muy similar tras una nevada de carga equivalente a la considerada en los cálculos sólo alcanzó 1/2 pulgada cuando la previsión era de nueve. Esta diferencia se debe no sólo a la mayor rigidez de las uniones sino también a la colaboración del entablado de cubierta.

En el montaje se emplearon cinco postes de madera como apeo auxiliar hasta completar cada anillo. Un anillo ya terminado es una estructura estable. Después de la construcción se comprobó que el plomo de la clave sólo tenía un error de 1/2 pulgada.

Un año después de la construcción se construyó una nueva cúpula prácticamente idéntica pero con dos pulgadas más de vano.

7. UNIONES ENCOLADAS

7.1. BARRAS ENCOLADAS

7.1.1. Introducción

En Alemania, Rusia y países escandinavos, existe una experiencia de unos cuarenta años en la utilización de barras encoladas para el refuerzo o conexión de piezas de madera. El inicio de este medio de unión se debe a la necesidad de realizar reparaciones puntuales de vigas en zonas de apoyo o en zonas de fallo a cortante, figura 7.1

Refuerzos similares se emplean para evitar posibles grietas provocadas por la tracción perpendicular a la fibra en zonas de vértice de vigas a dos aguas, vigas curvas, en apoyos entallados y en huecos de vigas, figura 7.2.



Figura 7.1 Refuerzos en apoyos.

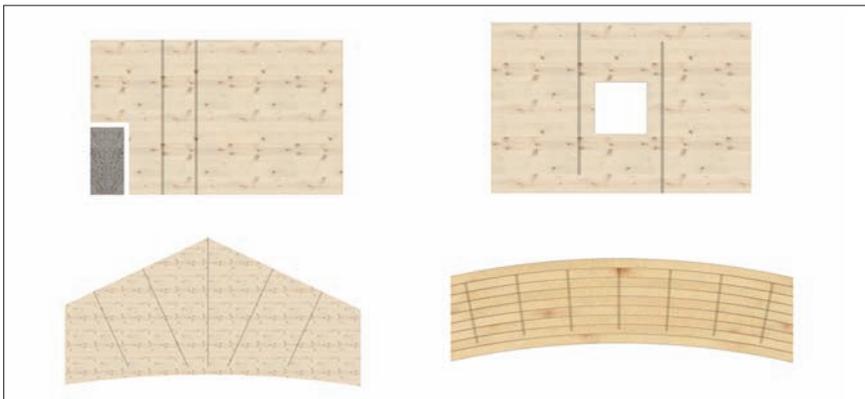


Figura 7.2 Disposición de armaduras de barras encoladas como refuerzo a la tracción perpendicular.

de madera sometidas a compresión o las que puedan estar afectadas por tracciones perpendiculares.

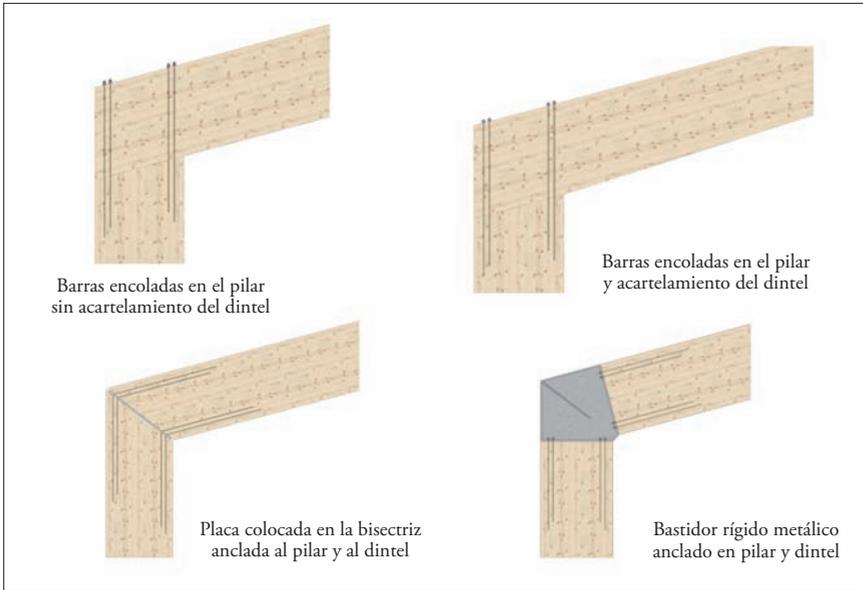


Figura 7.4 Nudos de esquina con barras encoladas de pórticos a dos aguas.

En edificación existen diferentes alternativas para la ejecución de nudos rígidos. Todas ellas tienen un comportamiento bastante dúctil, figura 7.5.

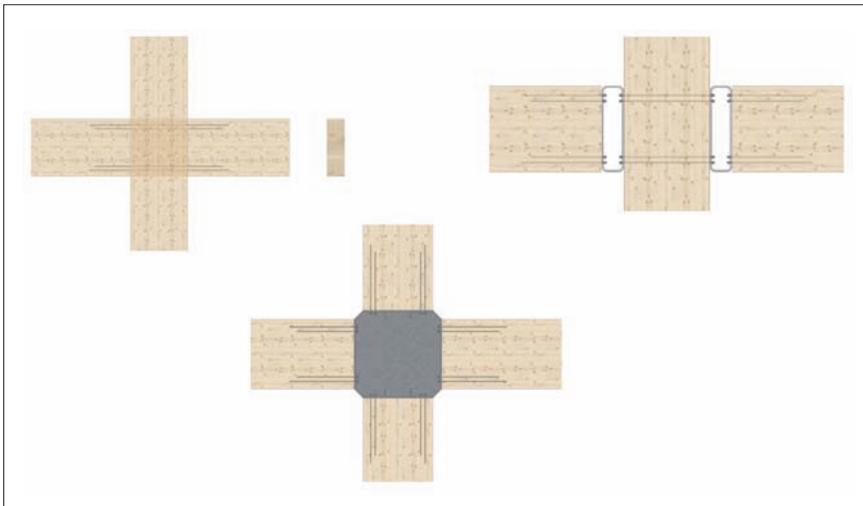


Figura 7.5 Nudos rígidos viga pilar en edificación.

Para conseguir el empotramiento de un pilar en cimentación pueden seguirse diferentes sistemas. Sirvan de ejemplo los dos que a continuación se indican:

a) El pilar de madera laminada aporta las barras encoladas que quedan alojadas directamente en cajetines que dispuestos en la zapata son rellenados con un mortero adecuado, figura 7.6.a.

b) Un bastidor de acero constituido por dos placas horizontales, unidas también por dos placas verticales soldadas, recibe en la parte superior los extremos roscados y atornillados de las barras encoladas. El conjunto, pilar y bastidor, es recibido por anclajes dispuestos en el hormigón mediante procedimientos tradicionales, figura 7.6.b. Este sistema de anclaje es muy parecido al empleado en las construcciones de acero, si se sustituye el pilar metálico por el de madera.

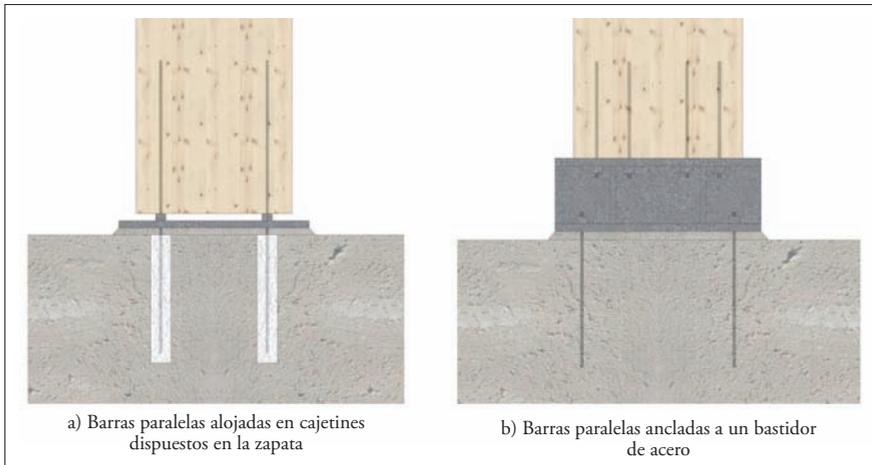


Figura 7.6 Empotramiento de un pilar en la zapata mediante barras ancladas.

2. Barras encoladas inclinadas respecto a la fibra

Aplicando este sistema Kangas inició estudios experimentales para enlaces resistentes a flexión en extremos de vigas. Posteriormente extrapoló el estudio a las uniones en la base de pilares (1994) quedando vistos los extremos de sus anclajes en el exterior de la pieza de madera y realizando, también, ensayos de resistencia al fuego (1999).

En la opinión de la profesora Otero, barras paralelas y barras inclinadas proporcionan valores de resistencia y fiabilidad comparables.

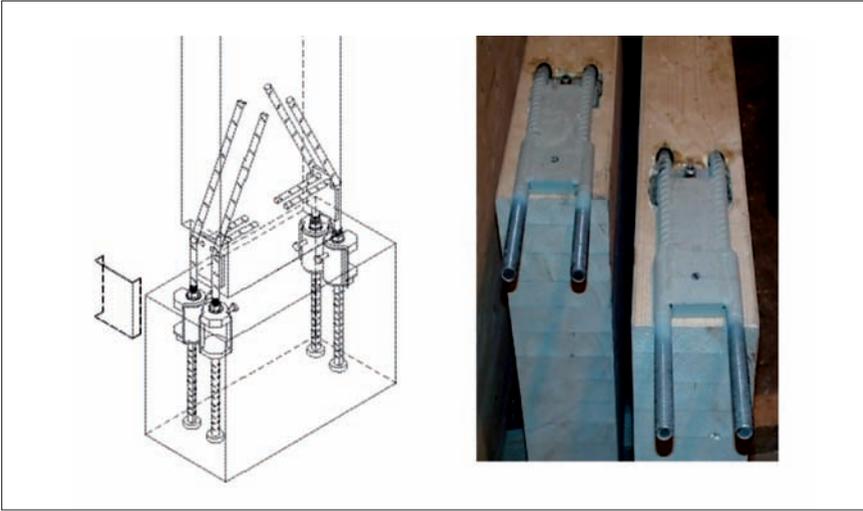


Figura 7.7 *Empotramiento con barras encoladas inclinadas (J. Kangas).*

7.1.2.2. Armaduras trianguladas, vigas Vierendel, empalmes y uniones viga/pilar

El aspecto estético de las vigas trianguladas y Vierendel cuyos nudos se realizan con este medio de unión es magnífico. El comportamiento del nudo responde al de un nudo rígido y en consecuencia deben tenerse en cuenta las tensiones secundarias. Esta clase de enlace facilita también el diseño de empalmes y de uniones de materiales diferentes (por ejemplo, viga de madera con columna de acero).

7.1.2.3. Emparrillados y nudos espaciales

El uso de barras encoladas permite desarrollar la imaginación de proyectistas experimentados. Cabe destacar el diseño ideado para el cruce de vigas al mismo nivel con el fin de conformar un emparrillado de vigas de madera combinando de modo adecuado entalladuras y anclajes de barras encoladas. En esta unión oculta se posibilita el refuerzo de las zonas debilitadas por la entalladura.

Para la construcción de la cubierta del estadio olímpico de Sydney (2000) se realizaron en uniones de gran responsabilidad nudos espaciales enlazando las vigas principales y anulares de la cubierta mediante nudos metálicos diseñados para atornillar los extremos de las barras encoladas.

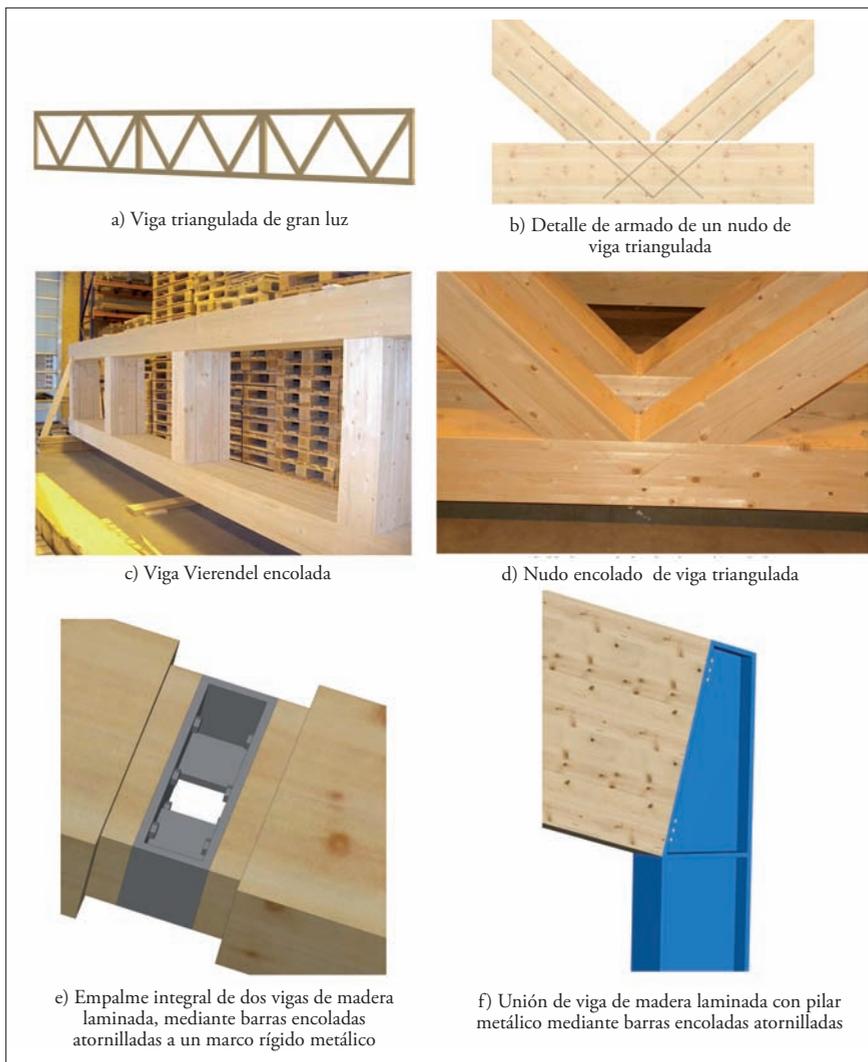
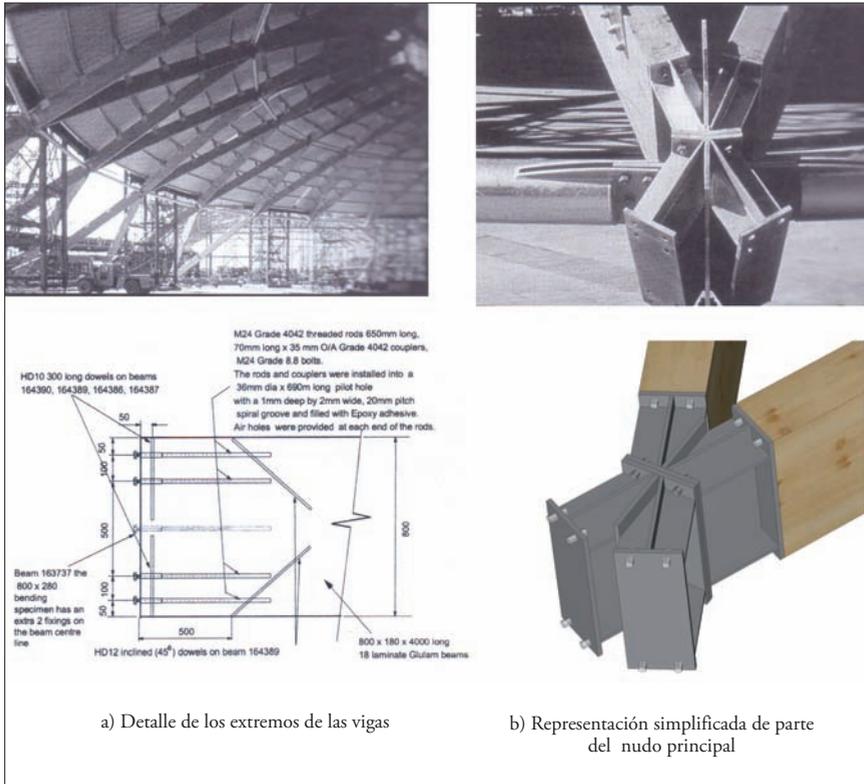


Figura 7.8. Uniones realizadas con barras encoladas.



Figura 7.9 Nudo de emparrillado realizado con barras encoladas.

Figura 7.10 *Pabellón Olímpico de Sydney 2000.*

7.1.3. Ventajas e inconvenientes

Las ventajas que ofrecen las uniones con barras encoladas son las siguientes:

- Enlaces de alta rigidez
- Distribución de tensiones más uniforme que en las uniones mecánicas
- Buen comportamiento al fuego, si la madera recubre y protege el acero suficientemente
- Posibilidad de prefabricación de las uniones
- Diseño de uniones con elementos de conexión ocultos
- Mejores resultados estéticos
- Ligereza
- Facilidad de prefabricación

Como inconvenientes se citan:

- Limitada ductilidad
- Sensibilidad a los cambios climáticos

- En algunos casos se precisa un proceso de fabricación complejo
- Las barras encoladas actúan como conectores de superficie trabajando principalmente la madera que está más próxima, lo que puede originar fallos prematuros debidos a concentración de tensiones
- Inexistencia de un marco normativo para su aplicación, al margen de la norma DIN 1052, ligado a la necesidad de realizar ensayos destructivos a la hora de evaluar la capacidad portante
- Debido a la dificultad de ejecución estas uniones sólo pueden ser realizadas por empresas suficientemente acreditadas y experimentadas.

7.1.4. Materiales

Las barras utilizadas son, en general, vástagos de acero con toda la superficie roscada para mejorar su adherencia con el adhesivo.

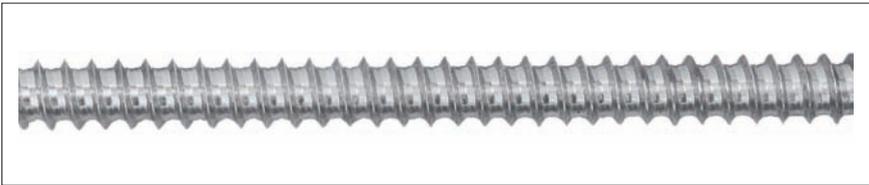


Figura 7.11 Barra de acero con toda la superficie roscada.

Algunos sistemas como el Tasbeam utilizan barras de acero corrugado de las usualmente empleadas en las construcciones de hormigón armado.

Como alternativa a las barras de acero se han estudiado barras fabricadas con polímeros y, también, con madera de frondosas (arce duro) encoladas en elementos estructurales de madera de conífera.

Los adhesivos utilizados son los de fenol-resorcinol, poliuretano de dos componentes o formulaciones epoxi. La elección del adhesivo debe hacerse en función del sistema de instalación (inyección o roscado).

En las barras que soportan esfuerzos axiales la eficacia de la unión depende de la correcta transmisión de las tensiones entre la barra y la madera. Si el método de aplicación es el de inyección deberá utilizarse una resina epoxi. Y si el método de instalación es el roscado, un defecto local del adhesivo no representa una pérdida grave de capacidad, ya que la transmisión de tensiones continúa de modo mecánico a través del roscado.

7.1.5. Cálculo

Los parámetros que intervienen en la capacidad de carga de la barra encolada son:

- Longitud del encolado (no es aconsejable superar los 20 diámetros)
- Geometría de la disposición de las barras y distancias a los bordes
- Diámetros de las barras (se recomiendan barras de diámetros comprendidos entre 10 y 24 mm)
- Espesor del adhesivo
- Tipo de adhesivo
- Clase resistente de madera y
- Otros factores:
 - condiciones ambientales
 - comportamiento ante el fuego
 - durabilidad

El método propuesto considera que pueden producirse los fallos siguientes:

- Fallo del vástago por deformación
- Fallo del adhesivo o de su adherencia a cualquiera de los soportes
- Fallo de la madera localizada alrededor de la unión
- Fallo del elemento de madera (hendidura de la madera)

La rotura por deformación de las barras exige un modo de rotura dúctil, lo que supone un criterio conservador de diseño en tanto no se disponga de estudios experimentales.

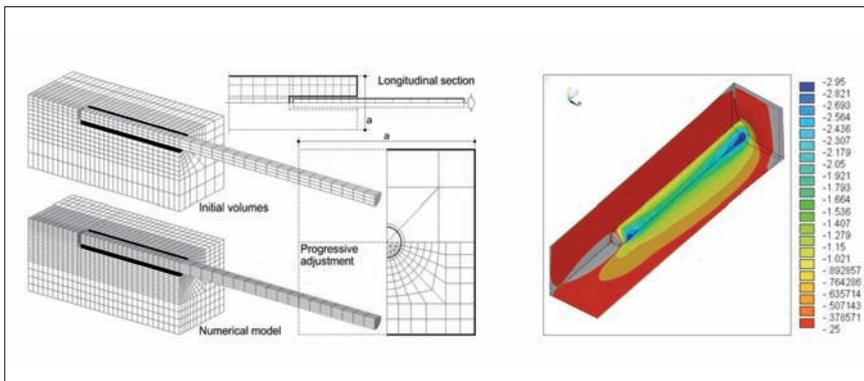


Figura 7.12 . Imágenes de la sección transversal y axonométrica del modelo y de las tensiones tangenciales en la unión de barras encoladas (E. Martín, Universidad de A Coruña).

Es importante el desarrollo de modelos numéricos que, relacionados con un análisis experimental, permita un ajuste de las formulaciones, siempre que proporcionen soluciones fiables, lo que exige muestreos significativamente amplios y variados.

7.1.6. Detalles constructivos

Es imprescindible cuidar extremadamente los detalles constructivos para evitar fallos localizados. Así, para impedir una excesiva concentración de tensiones que puede originar un arrancamiento de un bloque de madera es aconsejable disponer los largos de anclaje de modo escalonado cuando existen varias filas de barras y colocar las barras de mayor longitud más próximas al interior de la pieza de madera. Y para evitar fallos por tracción perpendicular en aquellas zonas donde puedan presentarse (uniones atornilladas a elementos rígidos como bastidores metálicos de nudos de esquina o empalmes de barras) se deben reforzar transversalmente los extremos de la pieza con barras perpendiculares, aconsejándose además contenidos de humedad de la madera que estén por debajo del equilibrio higroscópico.

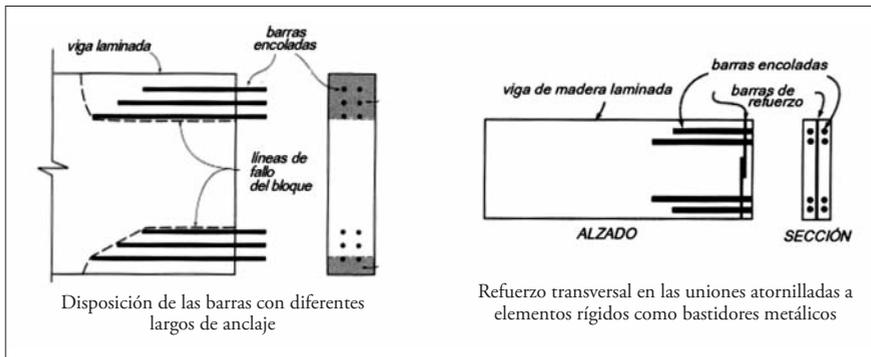


Figura 7.13 Disposiciones constructivas.

7.1.7. Líneas de investigación nacionales

En nuestro país los primeros estudios parten de los años ochenta realizados por el profesor Arriaga, de la Universidad Politécnica de Madrid, sobre el rendimiento de este sistema de unión, vinculado al refuerzo y la consolidación de estructuras existentes de madera.

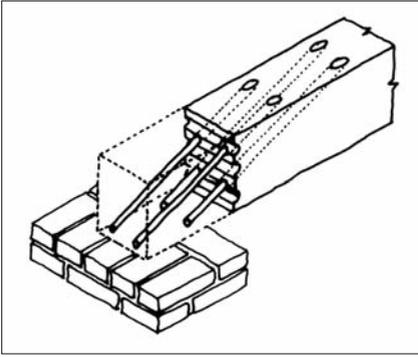
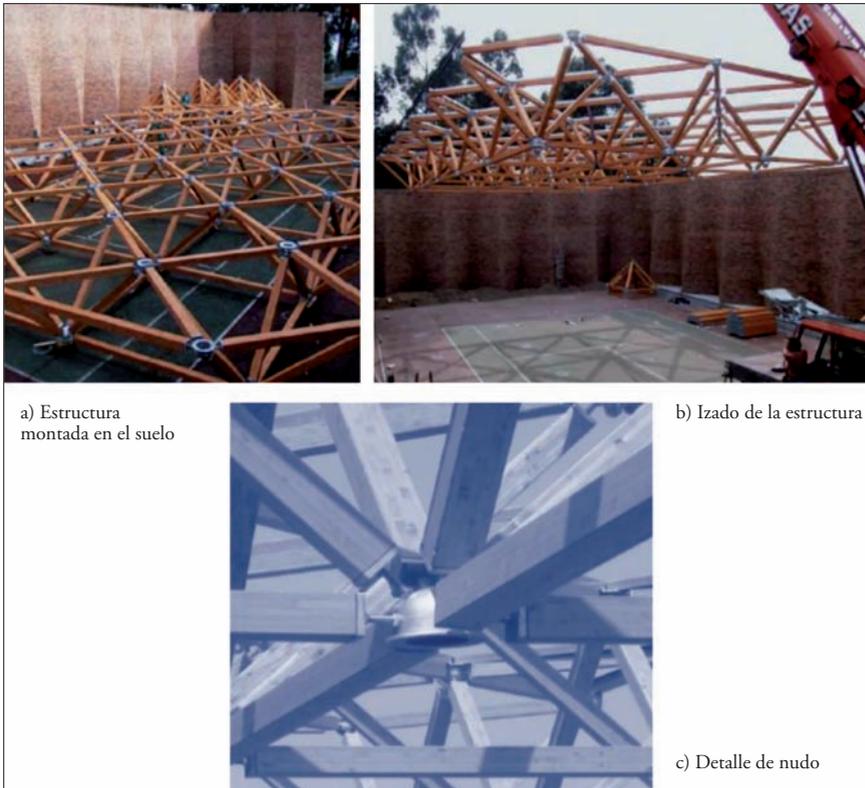


Figura 7.14 Refuerzo de apoyo de viga de madera.

En la actualidad, el profesor Estévez Cimadevila junto con otros colaboradores de la Universidad de La Coruña estudian el comportamiento de vástagos roscados metálicos en los nudos de estructuras espaciales.

El enlace de extremo de barra con el nudo metálico se realiza a través de un vástago metálico roscado de acero de calidad 8.8, de 24 o 27 mm de diámetro, según los casos, rematado con una chapa metálica cuadrada de dimensiones iguales al hueco interior de la barra, figura 7.15.c. El vástago se aloja dentro de un taco macizo de madera frondosa de alta densidad (Elondo) y se ancla a él mediante resina epoxi de dos componentes y baja viscosidad.



a) Estructura montada en el suelo

b) Izado de la estructura

c) Detalle de nudo

Figura 7.15 Estructura espacial de barras de madera unidas a los nudos mediante barras encoladas. Cubierta del Edificio Deportivo en el Campus de A Zapateira, UDC.

Actualmente se investiga la mejora de los anclajes mediante la realización de un bulbo en su interior. Para ello, se han diseñado varios tipos de brocas que permiten “mecanizar” un ensanchamiento que, según los primeros resultados, incrementa la capacidad portante de la unión, figura 7.16.

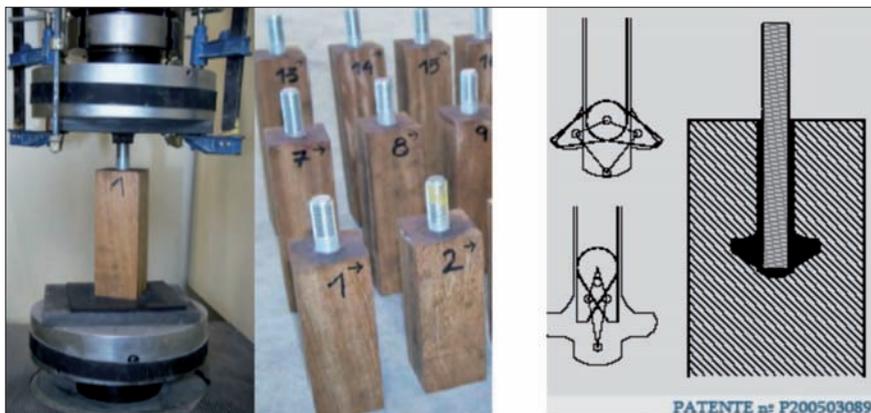


Figura 7.16 Ensayo de probetas y sistema de fijación de barras en madera mediante bulbo adhesivo.

7.2. UNIONES ENCOLADAS DE TRANSMISIÓN DIRECTA

La investigación del uso del encolado de estas uniones se dirige hacia la obtención de conexiones rígidas mediante empalmes integrales dentados entre piezas de madera. Los enlaces rígidos en los nudos de esquina de los pórticos permiten liberar en cierto modo a la construcción con madera de la limitación que presenta el recurrir a enlaces articulados. En estos casos se suelen emplear resinas epoxi o de poliuretano.

Esta unión, de fuerte presencia en los países nórdicos, es mirada aún con reservas en nuestro país. Se aplica a piezas de madera laminada de hasta 1,5 metros de canto y se ejecuta mediante una entalladura múltiple para la totalidad de la sección, de manera similar al empalme de las láminas en las piezas de madera laminada. Estas reservas se deben, por un lado, a que el modo de rotura es frágil con el fallo completo de la estructura y, por el otro, a las exigencias de ejecución en lo que se refiere a las condiciones de humedad y a la presión del encolado. Sin embargo, si nos atenemos a la experiencia obtenida con controles estrictos de fabricación, esta reticencia debe desaparecer al menos para las clases de uso 1 y 2.

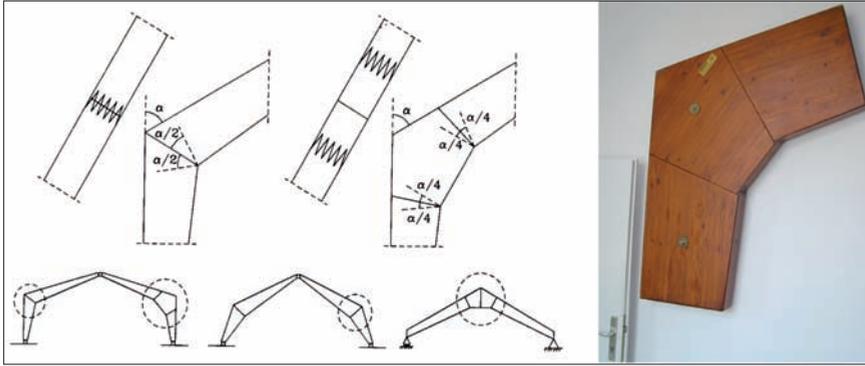


Figura 7.17 Nudos de esquina encolados de pórticos a dos aguas.

La capacidad de resistencia de la unión es mayor cuanto menor es el ángulo que forma la dirección de las fibras con la normal al plano del empalme. Así, de las dos posibles soluciones para realizar el nudo de esquina de un pórtico a dos aguas es más favorable proyectar dos empalmes, ya que en este caso al reducirse dicho ángulo mejora la capacidad de resistencia.



Figura 7.18 Centro Comercial Dendaraba (Vitoria).

La norma SIA 164 comprueba estos empalmes reduciendo la resistencia de la sección de madera laminada encolada en aproximadamente un 20%. Esta comprobación se realiza si el momento flector que actúa en el nudo comprime las fibras del borde inferior y solicita a tracción las del borde superior. Si se produce como consecuencia de una succión fuerte del viento

una inversión de esfuerzos cambiando el sentido del momento flector, se presentan tensiones de tracción perpendicular y, en este caso, la capacidad de resistencia de la unión es muy reducida, desaconsejándose su aplicación.

La estructura principal de la pasarela peatonal de Essing (Alemania) con una longitud de 200 metros consta de arcos suspendidos de madera laminada encolada cuyos tramos son empalmados utilizando uniones encoladas de transmisión directa.

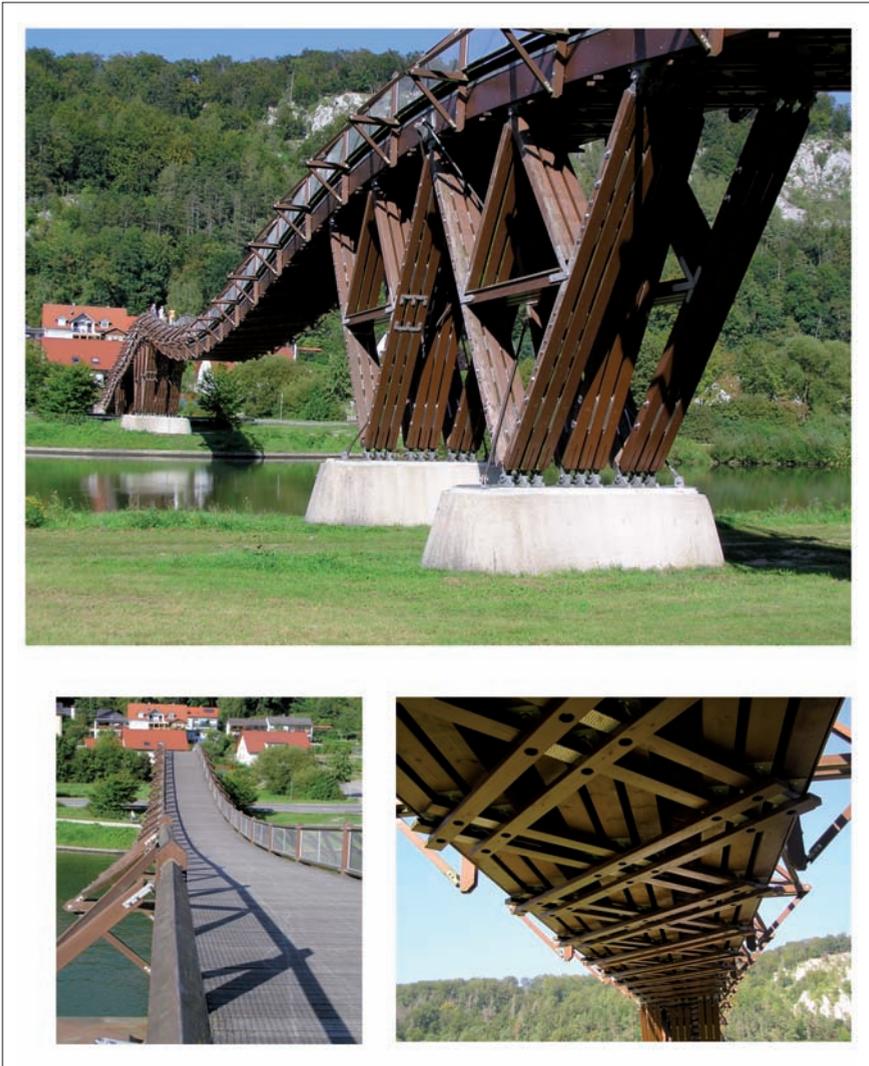


Figura 7.19 Pasarela peatonal de Essing (Alemania).

8. COLOFÓN

Eduardo Torroja, en su libro *Razón y ser de los tipos estructurales* decía de la madera que "es el único material vivo que se emplea en la construcción y, como todo lo que proporciona la vida, es algo menos rígido y esquemático. No hay dos piezas iguales en sus fibras y nudos, como no son nunca iguales las huellas de los dedos humanos; y el atractivo que tiene la madera procede, en gran parte, de esas cualidades vitales".

Para terminar agradezco a todos los asistentes, que presiento tolerantes con mis deficiencias, su asistencia, y deseo, fervientemente, no se hayan arrepentido de venir a escucharme.

BIBLIOGRAFÍA

Aicher, S; Hofflin, L; Wolf, M. Influence of specimen geometry on stress distribution in pull-out test of glued in steel rods in wood. *Otto-Graf-Journal*. Vol 9. FMPA. Stuttgart, Germany. 1998

Arriaga, F. Estructuras de Madera. Monografías de arquitectura, Tecnología y Construcción. Estructuras 13

Arriaga, F; Argüelles, R y Martínez, J.J. Estructuras de Madera. Diseño y Cálculo. Ed. Asociación de Investigación Técnica de las Industrias de la Madera y Corcho (AITIM). 2ª edición. Madrid 2000

Arriaga, F. Consolidación de estructuras de madera mediante refuerzos embebidos en formulaciones epoxi. Proyecto de investigación (AITIM); 02/2. Madrid 1984-1985

Arriaga, F. y Esteban, M. Diseño estructural de armaduras de cubiertas de madera. Planteamiento generales de proyectos. AITIM nº 207. 2000.

Buchanan, A. Timber Design Guide. University of Canterbury. ED New Zealand Timber Industry federation Inc. Third edition 2007.

Le Govic, C. Les Assamblages dans la construction en Bois. Centre Technique du Bois. Paris 1995

Código Técnico de la Edificación. Documento Básico SE-M. Seguridad Estructural. Madera. Abril 2009

Confemadera. Guía de la madera. Madrid 2009

Estévez, J. Ponencia: Madera. El futuro de las uniones. 2º Congreso de consultores de estructuras. Barcelona 6-7 de marzo. 2008

Fernández Cabo, J.L. Tipos Estructurales con Madera: claves para su elección. Cuadernos del instituto Juan de Herrera de la E.T.S. Arquitectura de Madrid. 2008

García, L., Guindeo, A. *et al.* La madera y su tecnología. AITIM. 202

Kangas. Technical research Centre of Finland. Finlandia.

Götz, K; Hoor, D; Moler, K; Natterer, J. Construire en Bois. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes. 2ª edición. Lausanne 1995

Kuhlmann, U; Ailcher, S; Lippert, P. Rigid frame corners with glued-in rods. Pro 22 Joints in timber Structures. Proceedings of the international RILEM Symposium, Stuttgart, Germany. 1998

Natterer, J; Sandoz, J.L.; Rey, M. Construction en bois. Matériau, Technologie et Dimensionnement. *Traité de Genie Civil*. Volum 13. Ecole polytechnique de Lausanne. Ed l'Ecole polytechnique de Lausanne.. Lausanne 2009

Nuere, E. La carpintería de armar española. Ministerio de Cultura. Dirección General de Bellas Artes y Archivos. Madrid. 1990

Otero, M D. Barras roscadas de acero encoladas en madera de frondosa. Universidad de A Coruña. Departamento de Tecnología de la construcción. Tesis doctoral. 2009

Angeli, A. Rotho School Seminarios. Publicado en Madrid. 2009

Rothofixing. Catálogo editado por Rotho Blaas Ibérica. Barcelona 2009.

Steurer, A. Developments in Timber Engineering. Birkhäuser – Publishers for Architecture. Basel. Switzerland. 2006

Villar, J. R.; Guaita M.; Vidal, P.; Argüelles, R. Numerical simulation of framed joints in sawn-timber roof trusses. Spanish Journal of Agricultural Research 2008

CRÉDITOS FIGURAS

Se agradece la colaboración de las personas, empresas e instituciones que figuran a continuación:

AITIM. Asociación de Investigación Técnica de las Industrias de la Madera y Corcho. www.aitim.es; informame@aitim.es

Figuras: 3.4.c; 3.5; 3.6; 7.14; 7.17

Cadwork Ibérica. www.Cadwork.com;

Figuras: 2.1.a y b; 2.3; 2.8; 3.3; 4.2.a, b, c; 5.1.a; 5.9; 5.12; 5.17; 5.28.a; 6.1-11; 6.12.c; 6.13; 7.1-2; 7.4 - 7.6; 7.8.a, b, e y f; 7.10.b; 7.17.a

Estévez, J & Vázquez, J.A.

Figuras: 7.15-16

Finnforest Ibérica S.L. www.finnforest.com; david.rifa@finnforest.com

Figuras: 1.10; 1.11; 2.11-2.13; 5.28.b

Guaita M. y Vidal, P

Figuras: 4.9-10

Lanik. Estructuras espaciales y estructuras de madera laminada, www.lanik.com; lanik@lanik.com

Figura: 2.10.

Madergia. Ingeniería especializada en soluciones con madera. Núñez, D.

Figura 2.12.b

Martín, E. Universidad de A Coruña

Figura: 7.12

Natterer, J. Ingeniero Estructural

Figura: 2.14.

Otero, M. D.

Figuras: 6.12.a; 7.3; 7.7; 7.9

Rotho Blaas Iberica. www.rothoblaas.com

Figuras: 5.1.b; 5.3; 5.5; 5.6; 5.7; 5.8; 5.11; 5.13; 5.14; 5.15; 5.16; 5.21; 5.25; 5.29; 7.11

Unidad Docente Cálculo de Estructuras de E.T.S.I.Montes de la U.P.M. ramon.arguelles@upm.es

Figuras: 1.1-6; 1.12; 2.4; 2.9.b; 2.12.a; 2.12.c-d; 3.1-2; 3.4-5; 3.7-9; 5.20; 5.24; 5.27; 7.8.c-d; 7.17.b; 7.18; 7.1

Vela Fernández, Felix

Figuras: 2.1.c-d; 2.2.a; 2.5-7.