

CONTENIDO

CAPITULO 1: INTRODUCCION	1
1.1 GENERALIDADES	1
1.2 ANATOMIA DE LA MADERA	1
1.2.1 Introducción	1
1.2.2 Estructura microscópica	2
1.2.3 Estructura submicroscópica	3
1.2.4 Estructura macroscópica	4
1.3 TENSIONES DE CRECIMIENTO	8
1.4 ANISOTROPIA	9
CAPITULO 2: PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS	13
2.1 PROPIEDADES FISICAS	13
2.1.1 El agua en la madera	13
2.1.2 Contenido de humedad de la madera	13
2.1.3 Higroscopicidad	14
2.1.4 Hinchazón y merma	15
2.1.5 Densidad	17
2.2 PROPIEDADES MECANICAS	19
2.2.1 Introducción	19
2.2.2 Propiedades mecánicas de la madera	19
2.2.3 Ensayos para la determinación de las propiedades mecánicas	26
2.2.4 Factores que influyen en las propiedades mecánicas	29
2.2.4.1 Contenido de humedad	30
2.2.4.2 Duración de la carga	31
2.2.4.3 Calidad de la madera	33
2.2.4.4 Temperatura	35
2.2.5 Efecto del tamaño de la pieza en la resistencia	35
2.2.6 Carga compartida	37
CAPITULO 3: BASES DE CALCULO	39
3.1 INTRODUCCION	39

3.2	FACTORES QUE INFLUYEN EN LAS PROPIEDADES MECANICAS	39
3.2.1	Contenido de humedad. Clases de servicio	39
3.2.2	Duración de la carga. Clases de duración de la carga	41
3.2.3	Calidad de la madera. Clasificación	42
3.3	PROPIEDADES DEL MATERIAL	43
3.3.1	Valores característicos	43
3.3.2	Clases resistentes de madera aserrada	45
3.3.3	Asignación de clases resistentes a las combinaciones de especie y calidad	48
3.3.4	Clases resistentes de madera laminada encolada	50
3.3.5	Valores de cálculo	53
3.4	ACCIONES	54
3.4.1	Valores característicos	54
3.4.2	Valores de cálculo	55
3.4.3	Combinación de acciones	55
	CAPITULO 4: DEFORMACIONES	59
4.1	CALCULO DE LA DEFORMACION	59
4.1.1	Deformación inicial	59
4.1.2	Deformación diferida	61
4.1.2.1	Introducción	61
4.1.2.2	Factor de fluencia k_{def}	64
4.1.3	Influencia de otros factores	65
4.1.3.1	Uniones	65
4.1.3.2	Condiciones ambientales	68
4.2	LIMITACION DE LA DEFORMACION	71
4.2.1	Introducción.	71
4.2.2	Limitaciones	72
	CAPITULO 5: COMPROBACION DE SECCIONES	75
5.1	GENERALIDADES Y NOTACION	75
5.2	COMPROBACION DE TENSIONES PARALELAS A LA FIBRA	78
5.2.1	Tracción paralela a la fibra	78
5.2.2	Compresión paralela a la fibra	80
5.2.3	Flexión.	82
5.2.3.1	Flexión simple	82
5.2.3.2	Flexión esviada	84

5.2.4	Solicitaciones combinadas	88
5.2.4.1	Flexotracción.	88
5.2.4.2	Flexocompresión	91
5.3	COMPROBACION DE LAS TENSIONES TANGENCIALES	92
5.3.1	Cortante	92
5.3.1.1	Generalidades	92
5.3.1.2	Comprobación	93
5.3.1.3	Vigas con entalladuras en los apoyos	95
5.3.2	Torsión	99
5.3.2.1	Torsión pura	99
5.3.2.2	Torsión y cortante combinados	102
5.4	COMPROBACION DE LAS TENSIONES PERPENDICULARES A LA FIBRA	103
5.4.1	Tracción perpendicular a la fibra	103
5.4.2	Compresión inclinada respecto a la fibra	107
5.4.2.1	Compresión perpendicular	107
5.4.2.2	Compresión oblicua	109
	CAPITULO 6: INESTABILIDAD EN PIEZAS DE MADERA	113
6.1	COLUMNAS	113
6.1.1	Fundamentos	113
6.1.2	Determinación del coeficiente k_c	114
6.1.3	Longitudes eficaces de pandeo	117
6.1.4	Comprobación de secciones en flexocompresión	119
6.1.5	Pilares compuestos con separadores o presillas	125
6.1.5.1	Descripción e hipótesis de cálculo	125
6.1.5.2	Comprobación de secciones	127
6.1.5.3	Comprobación de las presillas y medios de unión	128
6.2	VIGAS	135
6.2.1	Fundamentos del vuelco lateral	135
6.2.2	Vigas de sección rectangular	138
6.2.3	Comprobación de secciones	139
6.2.4	Disposiciones constructivas	142

**CAPITULO 7: COMPROBACIONES SINGULARES EN PIEZAS
DE MADERA LAMINADA DE SECCION VARIABLE
O DE DIRECTRIZ CURVA 147**

7.1	INTRODUCCION	147
7.2	CANTO VARIABLE Y DESVIO DE LA FIBRA	148
7.2.1	Estado de tensiones	148
7.2.2	Comprobación	150
7.3	PIEZAS CURVAS	155
7.3.1	Curvado de láminas	155
7.3.2	Tensiones normales	156
7.3.3	Tensiones perpendiculares a la fibra	157
7.4	ZONAS DE VERTICE	160
7.4.1	Introducción	160
7.4.2	Tensiones normales	162
7.4.3	Tensiones perpendiculares a la fibra	163

CAPITULO 8: PREDIMENSIONADO 169

8.1	INTRODUCCION	169
8.2	ESTRUCTURAS DE MADERA LAMINADA ENCOLADA	169
8.2.1	Consideraciones sobre el espesor de lámina	169
8.2.2	Piezas de la estructura principal	170
8.2.3	Piezas de la estructura secundaria. Correas	178
8.2.4	Estimación del peso propio	179
8.2.5	Aspectos más característicos de la comprobación de algunos sistemas estructurales	180
8.2.6	Tablas para el predimensionado de vigas rectas de madera laminada	185
8.2.7	Tablas para el predimensionado de correas de madera laminada	191
8.3	ESTRUCTURAS DE MADERA ASERRADA	199
8.3.1	Forjados	199
8.3.2	Cerchas ligeras	205
8.3.3	Cerchas de madera maciza con grandes escuadrías	206
8.3.4	Cerchas con escuadrías medianas	208
8.3.5	Tablas para el predimensionado de correas de madera aserrada	210

CAPITULO 9: UNIONES. CONSIDERACIONES GENERALES 219

9.1	INTRODUCCION	219
9.2	CONSIDERACIONES GENERALES DE CALCULO	220
9.2.1	Deslizamiento de las uniones	220
9.2.2	Medios de fijación de diferente tipo actuando conjuntamente	221
9.2.3	Efecto de agrupación de los medios de unión	223
9.2.4	Excentricidad de las uniones	224
9.2.5	Uniones sometidas a una inversión de esfuerzos	225
9.3	CONSIDERACIONES SOBRE EL EFECTO DE LA HINCHAZON Y MERMA	225
9.4	TRACCION PERPENDICULAR A LA FIBRA EN LAS UNIONES	227

CAPITULO 10: UNIONES TRADICIONALES 231

10.1	GENERALIDADES	231
10.2	TIPOLOGIA	231
10.2.1	Ensamblés	231
10.2.2	Empalmes	236
10.2.3	Acoplamientos	238
10.3	CALCULO	239
10.3.1	Generalidades	239
10.3.2	Ensamble en barbilla entre par y tirante	239

CAPITULO 11: ELEMENTOS DE FIJACION DE TIPO CLAVIJA 245

11.1	INTRODUCCION	245
11.2	DESCRIPCION DE LOS MEDIOS DE UNION	245
11.2.1	Clavos	245
11.2.2	Tirafondos	247
11.2.3	Pernos	247
11.2.4	Pasadores	248
11.2.5	Grapas	249
11.3	CALCULO EN SOLICITACION DE CORTE	250
11.3.1	Introducción	250
11.3.2	Propiedades de los materiales	250

11.3.2.1	Resistencia al aplastamiento de la madera	250
11.3.2.2	Resistencia a la flexión de la clavija.	
	Momento plástico	254
11.3.3	Capacidad de carga en sollicitación de corte	256
11.3.3.1	Notación	256
11.3.3.2	Uniones madera/madera y madera/tablero	258
11.3.3.3	Uniones madera/acero	262
11.4	DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS	267
11.4.1	Uniones clavadas madera/madera	267
11.4.2	Uniones clavadas tablero/madera	269
11.4.3	Uniones clavadas acero/madera	270
11.4.4	Uniones grapadas	270
11.4.5	Uniones con pernos	270
11.4.6	Uniones con pasadores	271
11.4.7	Uniones con tirafondos	272
11.5	CALCULO EN SOLICITACIONES AXIALES Y COMBINADAS	273
11.5.1	Clavos con carga axial	273
11.5.2	Clavos con carga de corte y axial combinadas	274
11.5.3	Pernos con carga axial	275
11.5.4	Tirafondos con carga axial	275
11.5.5	Tirafondos con carga de corte y axial combinadas	276
CAPITULO 12: UNIONES CON CONECTORES Y PLACAS CLAVO		283
12.1	GENERALIDADES	283
12.2	TIPOS DE CONECTORES	284
12.2.1	Conectores de anillo (tipo A)	284
12.2.2	Conectores de placa (tipo B)	285
12.2.3	Conectores dentados (tipo C)	285
12.2.4	Conectores de madera (tipo D)	286
12.3	CALCULO DE CONECTORES DE ANILLO Y PLACA	287
12.3.1	Introducción	287
12.3.2	Comportamiento mecánico	288
12.3.3	Capacidad de carga	290
12.3.4	Deslizamiento de la unión	292
12.3.5	Distancias y separaciones mínimas	292
12.4	CALCULO DE CONECTORES DENTADOS	294
12.4.1	Introducción	294
12.4.2	Comportamiento mecánico	295

12.4.3	Capacidad de carga	296
12.4.4	Deslizamiento de la unión	298
12.4.5	Distancias y separaciones mínimas	299
12.5	CONECTORES DE PLACAS DENTADAS	302
12.5.1	Introducción	302
12.5.2	Comportamiento mecánico	303
12.5.3	Capacidad de carga	303
12.5.4	Criterios de diseño de las uniones	304
CAPITULO 13: UNIONES CON BARRAS ENCOLADAS		307
13.1	INTRODUCCION	307
13.2	MATERIALES E INSTALACION	309
13.3	COMPORTAMIENTO MECANICO	310
13.3.1	Barras sometidas a cargas axiales	310
13.3.2	Barras sometidas a cargas de corte	310
13.3.3	Efecto de las variaciones del contenido de humedad	311
13.3.4	Fatiga	311
13.3.5	Corrosión	311
13.4	CAPACIDAD DE CARGA	312
13.4.1	Capacidad de carga axial	312
13.4.2	Capacidad de carga al corte	313
13.4.2.1	Barras encoladas en dirección perpendicular a la fibra	313
13.4.2.2	Barras encoladas en dirección paralela a la fibra	314
CAPITULO 14: ORGANIZACION CONSTRUCTIVA Y ESTABILIDAD DE LA CONSTRUCCION		321
14.1	INTRODUCCION	321
14.2	ESTABILIDAD DE LA CONSTRUCCION	322
14.2.1	Generalidades	322
14.2.2	Viga contraviento de cubierta	322
14.2.2.1	Configuración	322
14.2.2.2	Evaluación de las cargas que actúan sobre la viga	323
14.2.2.3	Correas puntales	324
14.2.2.4	Vigas contraviento de canto variable	325
14.2.2.5	Cálculo de la viga contraviento	325
14.2.3	Entramados frontales	327

14.2.4 Entramados laterales	329
14.3 CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS	330
14.3.1 Viga contraviento y de arriostramiento de la cubierta	330
14.3.2 Arriostramiento en el entramado lateral	331
14.4 EFECTO DE DIAFRAGMA	332
14.4.1 Comportamiento resistente	332
14.4.2 Disposiciones constructivas de los diafragmas de cubierta y de forjado	333
CAPITULO 15: DETALLES CONSTRUCTIVOS	335
15.1 CRITERIOS FUNDAMENTALES DE DISEÑO	335
15.2 APOYO DE PILARES	339
15.3 APOYO DE VIGAS EN MUROS DE FABRICA O ELEMENTOS DE HORMIGON	340
15.4 UNION ENTRE VIGA Y PILAR	343
15.5 ENLACES ARTICULADOS EN VIGAS CONTINUAS	347
15.6 UNION ENTRE VIGA Y CORREA	350
15.7 NUDOS DE PORTICOS Y ARCOS	352
15.7.1 Articulaciones ficticias	352
15.7.2 Articulaciones perfectas	354
15.7.3 Nudos rígidos de esquina en pórticos	356
15.8 UNIONES RIGIDAS DE CONTINUIDAD DE PIEZAS	358
CAPITULO 16: RESISTENCIA AL FUEGO	361
16.1 INTRODUCCION	361
16.2 COMPORTAMIENTO DE LA MADERA AL FUEGO	363
16.3 IGNIFUGACION DE LA MADERA	364
16.4 VELOCIDAD DE CARBONIZACION	365

16.5 RECUBRIMIENTOS DE PROTECCION	369
16.6 BASES DE CALCULO	369
16.6.1 Generalidades	369
16.6.2 Valores de cálculo de las propiedades del material	370
16.6.3 Valores de cálculo de las acciones y de sus efectos	371
16.7 METODOS DE CALCULO EN SITUACIONES DE INCENDIO	373
16.7.1 Introducción	373
16.7.2 Método de la sección eficaz	373
16.7.3 Método de la resistencia y rigidez reducidas	375
16.8 UNIONES	379
16.8.1 Introducción	379
16.8.2 Planteamiento general	379
CAPITULO 17: PROTECCION DE LA MADERA	381
17.1 INTRODUCCION	381
17.2 AGENTES DE DETERIORO	381
17.2.1 Agentes bióticos	381
17.2.2 Agentes abióticos	383
17.3 CLASES DE RIESGO	384
17.4 MEDIDAS CONSTRUCTIVAS DE PROTECCION PASIVA	387
17.5 PROPIEDADES DE LA MADERA RELATIVAS A LA PROTECCION	388
17.5.1 Durabilidad natural	389
17.5.2 Impregnabilidad	389
17.6 TRATAMIENTOS DE PROTECCION PREVENTIVA	389
17.6.1 Tipos de protección	390
17.6.2 Métodos de tratamiento	391
17.6.3 Protectores de la madera	393
17.6.4 Elección del tipo de protección	394
17.7 TRATAMIENTOS DE PROTECCION CURATIVA	396
17.7.1 Introducción	396
17.7.2 Detección de daños	397
17.7.3 Tratamiento	398

17.8 PROTECCION CONTRA LA CORROSION DE LOS ELEMENTOS METALICOS	400
---	-----

CAPITULO 18: EJEMPLOS DE CALCULO DE ESTRUCTURAS TIPO . . 404

18.1 FORJADO LIGERO DE MADERA	404
18.2 FORJADO PESADO DE MADERA	406
18.3 CERCHA DE PENDOLON Y TORNAPUNTAS	409
18.4 VIGA A DOS AGUAS DE MADERA LAMINADA	424
18.5 CORREA DE MADERA LAMINADA	431
18.6 PORTICO TRIARTICULADO DE MADERA LAMINADA	437

ANEXOS	455
A. Elasticidad en los materiales ortótropos	457
B. Metodología de ensayo para la determinación de las propiedades mecánicas	467
C. Determinación de las propiedades mecánicas a partir de probetas pequeñas y libres de defectos	479
D. Efecto de la duración de la carga en la resistencia	483
E. Efecto de la edad de la estructura en su capacidad resistente	493
F. Clasificación de la madera	497
G. Asignación de las clases resistentes de madera aserrada	507
H. Asignación de las clases resistentes de madera laminada encolada	521
I. Acciones	527
J. Efecto de la variación del contenido de humedad en las deformaciones y tensiones de las piezas de madera	539
K. Fundamentos del factor de pandeo en columnas, k_c	547
L. Fundamentos teóricos sobre el pandeo global de la estructura y longitudes eficaces de sus barras	553
M. Ecuaciones de Johansen	575
N. Cálculo de diafragmas	591
O. Esfuerzos generados en los sistemas de arriostramiento	597
P. Cálculo de uniones tipo corona	603
Q. Cálculo de uniones tradicionales	619
R. Clasificación de conectores	633
S. Influencia de la temperatura en las propiedades mecánicas de la madera	647
T. Resistencia al fuego de las uniones	649

3.3.5 Valores de cálculo

El valor de cálculo de una propiedad se obtiene por la siguiente expresión:

$$X_d = k_{\text{mod}} \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (3.4)$$

siendo

X_k ; valor característico de la propiedad. Generalmente corresponde al 5º percentil de la distribución estadística de los resultados de los ensayos.

γ_M ; coeficiente parcial de seguridad para el material con los siguientes valores:

Estados límites últimos

- combinaciones fundamentales :1,3
- combinaciones accidentales :1,0

Estados límites de servicio :1,0

k_{mod} ; factor de modificación que tiene en cuenta el efecto de la duración de la carga y del contenido de humedad en los valores resistentes. En la tabla 3.6 se recogen los valores de este factor.

Clase de duración de la carga	Clase de servicio		
	1	2	3
Permanente	0,60	0,60	0,50
Larga duración	0,70	0,70	0,55
Media duración	0,80	0,80	0,65
Corta duración	0,90	0,90	0,70
Instantánea	1,10	1,10	0,90
Si una combinación de hipótesis consiste en varias acciones pertenecientes a diferentes clases de duración de la carga, el factor k_{mod} puede elegirse como el correspondiente a la acción de más corta duración. Por ejemplo, para la combinación del peso muerto más carga de corta duración, k_{mod} corresponderá a la carga de corta duración.			

Tabla 3.6. Valores de k_{mod} para madera maciza, laminada y tablero contrachapado.

EJEMPLO 3.1:

La estructura de madera aserrada de la cubierta de una construcción que pertenece a la clase de servicio nº 2 se encuentra sometida a las siguientes acciones:

- 1.- carga permanente: CP
- 2.- nieve (de media duración: entre 1 semana y 6 meses): N
- 3.- viento (de corta duración: menos de 1 semana): V

Conociendo el valor característico de la resistencia a la flexión $f_{m,k} = 22 \text{ N/mm}^2$, se pide determinar los valores de cálculo.

$$f_{m,d} = k_{mod} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = k_{mod} \frac{22}{1,3}$$

El valor de k_{mod} variará en función de la combinación de acciones que se considere en el cálculo:

- | | | |
|----------------|--------------------|-----------------------------------|
| 1.- CP | ; $k_{mod} = 0,60$ | ; $f_{m,d} = 10,1 \text{ N/mm}^2$ |
| 2.- CP + N | ; $k_{mod} = 0,80$ | ; $f_{m,d} = 13,5 \text{ ''}$ |
| 3.- CP + N + V | ; $k_{mod} = 0,90$ | ; $f_{m,d} = 15,2 \text{ ''}$ |
| 4.- CP + V | ; $k_{mod} = 0,90$ | ; $f_{m,d} = 15,2 \text{ ''}$ |

Es decir, en cada situación de cálculo se empleará una resistencia correspondiente a la de la carga de menor duración que interviene.

3.4 ACCIONES**3.4.1 Valores característicos**

Los valores característicos de las acciones se definen en la normativa nacional de acciones, en el caso de España en la Norma Básica de la Edificación de Acciones en la Edificación (NBE-AE/88).

Para las cargas permanentes los valores característicos corresponden a los valores medios del peso. En las acciones variables el valor característico se determina con un criterio probabilístico. En el anexo I "Acciones" se amplían estos conceptos basándose en la normativa europea de acciones (Eurocódigo 1).

3.4.2 Valores de cálculo

El valor de cálculo de una acción se define en la siguiente expresión:

$$F_d = \gamma_F F_k \quad (3.5)$$

siendo

γ_F : coeficiente parcial de seguridad para las acciones. Tiene en cuenta la posibilidad de una desviación desfavorable del valor de las acciones, la posibilidad de falta de precisión en el modelo de las acciones y las incertidumbres en la evaluación del efecto de las acciones. Sus valores son los siguientes:

Acciones permanentes: 1,35
Acciones variables : 1,50

En la combinación de acciones los coeficientes de las acciones variables se reducen ligeramente en función de la simultaneidad de las acciones (ver apartado 3.4.3).

F_k : valor característico de la acción. En las cargas de carácter permanente es el valor medio. En las cargas variables se adopta un criterio probabilístico o un valor especificado. Estos valores se definen en la Norma Básica de la Edificación de Acciones en la Edificación (NBE-AE/88).

3.4.3 Combinación de acciones

Los coeficientes parciales de seguridad, recogidos en el apartado 3.4.2, pueden quedar reducidos en función de la simultaneidad de las acciones. En el anexo 9 "Acciones" se amplía la información sobre este aspecto basándose en el proyecto de norma Eurocódigo 1 de Acciones.

De acuerdo con las especificaciones incluidas en el anexo 9, los coeficientes parciales de seguridad, para las acciones más habituales son los recogidos en las tablas 3.7a y b, y se aplican sobre los valores característicos de las acciones.

permanente	sobrecarga uso	nieve	viento
1,35 (1,00)	1,50 (0)	0,90 (0)	0,90 (0)
1,35 (1,00)	0,75-1,05(*) (0)	1,50 (0)	0,90 (0)
1,35 (1,00)	0,75-1,05(*) (0)	0,90 (0)	1,50 (0)
(*); el valor más alto se aplica en casos de lugares de reunión y comercial (); los valores entre paréntesis corresponden a situaciones en las que el efecto de la carga es favorable; por ejemplo el efecto de succión del viento, equilibrio estático o por variación de la resistencia de cálculo al variar el k_{mod}			

Tabla 3.7a. Combinaciones fundamentales.

permanente	sobrecarga uso	nieve	viento	accidental
1,00	0,75-1,05(*) (0)	0	0	Ad
1,00	0,45-0,90(*) (0)	0,30 (0)	0	Ad
1,00	0,45-0,90(*) (0)	0	0,75 (0)	Ad
(*); el valor más alto se aplica en casos de lugares de reunión y comercial (); los valores entre paréntesis corresponden a situaciones en las que el efecto de la carga es favorable Ad; valor especificado para la acción accidental				

Tabla 3.7b. Combinaciones accidentales.

El Eurocódigo 5, permite una simplificación de estos coeficientes para las combinaciones fundamentales, que consiste en adoptar un valor de 1,50 para el caso de actuación de una sola acción variable y de 1,35 si actúan dos o más acciones variables.

De esta forma los coeficientes a adoptar se reflejan en la tabla 3.8.

	permanente	sobrecarga uso	nieve	viento
1 sola acción variable	1,35 (1,00) 1,35 (1,00) 1,35 (1,00)	1,50 (0) 0 0	0 1,50 (0) 0	0 0 1,50 (0)
2 o más acciones variables	1,35 (1,00)	1,35 (0)	1,35 (0)	1,35 (0)
(); los valores entre paréntesis corresponden a situaciones en las que el efecto de la carga es favorable; por ejemplo el efecto de succión del viento, equilibrio estático o por variación de la resistencia de cálculo al variar el k_{mod}				

Tabla 3.8. Combinaciones fundamentales y coeficientes parciales de seguridad simplificados.

Como se indica en las tablas, debido a la variación de la resistencia en función de la duración de la carga (asignada a la acción de más breve duración en una combinación) deberán comprobarse las diversas posibilidades de simultaneidad de las cargas; es posible que una actuación de pocas cargas pero de mayor duración den lugar a situaciones más desfavorables que la actuación de más acciones con una duración menor.

En aquellos casos en los que los resultados de una verificación sean muy sensibles a las variaciones de magnitud de una acción permanente de un lugar a otro de la estructura, las partes desfavorable y favorable de esta acción deberán considerarse como acciones individuales. Esto se aplica de modo particular a la verificación del equilibrio estático. En estos casos la parte favorable debería asociarse con $\gamma_{G,inf} = 0,9$ y la parte desfavorable con $\gamma_{G,sup} = 1,1$.

Anexos relacionados con este capítulo:

Anexo D: Efecto de la duración de la carga en la resistencia.

Anexo F: Clasificación de la madera.

Anexo G: Asignación de las clases resistentes de madera aserrada.

Anexo H: Asignación de las clases resistentes de madera laminada encolada.

Anexo I: Acciones.

Referencias bibliográficas:

Eurocódigo 5 (1.993). Proyecto de estructuras de madera. Parte 1.1: Reglas generales y reglas para la edificación. Norma experimental UNE ENV 1.995-1-1.

Eurocódigo 1: Acciones en la edificación. Proyecto de norma prUNE ENV 1.991.

Norma Básica de la Edificación de Acciones en la Edificación. NBE-AE/88.

Clase de duración de la carga	Clase de servicio		
	1	2	3
Permanente	0,60	0,80	2,00
Larga duración	0,50	0,50	1,50
Media duración	0,25	0,25	0,75
Corta duración	0,00	0,00	0,30
*) En el caso de madera maciza colocada en obra por encima o cerca del punto de saturación de la fibra, y que vaya a sufrir el proceso de secado en servicio, los valores de K_{def} deberían incrementarse en el valor 1,0.			

Tabla 4.1. Valores de k_{def} para la madera maciza y laminada encolada.

EJEMPLO 4.1:

Se desea calcular la deformación de un par de madera aserrada de una cubierta situada en una clase de servicio nº 2, bajo la acción simultánea de la carga permanente (CP) y la nieve (N), suponiendo que es una carga de duración media (entre 1 semana y 6 meses).

Las deformaciones instantáneas, obtenidas por cálculo, para cada acción actuando de manera independiente son:

- para CP : $f_{i,1} = 0,7 \text{ cm.}$
- para N : $f_{i,2} = 1,0 \text{ cm.}$

La deformación final, considerando la fluencia, para la actuación simultánea de ambas cargas es:

$$f_t = 0,7(1 + 0,8) + 1,0(1 + 0,25) = 2,51 \text{ cm.}$$

Siendo 0,8 y 0,25 los valores de k_{def} para las duraciones permanente y media, respectivamente.

4.1.3 Influencia de otros factores

4.1.3.1 Uniones

Los medios de unión utilizados en las estructuras de madera, tales como clavos, tirafondos, pernos, etc, precisan de ciertos deslizamientos para transmitir los esfuerzos que reciben. Estos deslizamientos suponen en algunos casos, tales como cerchas, pórticos con uniones en corona, etc., figura 4.7, un incremento de las deformaciones que puede ser significativo.

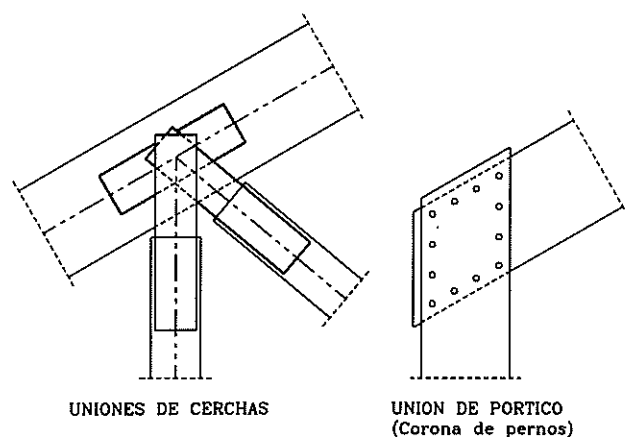


Figura 4.7. Deslizamiento de las uniones.

con uniones en corona, etc., figura 4.7, un incremento de las deformaciones que puede ser significativo.

Para la estimación del deslizamiento de las uniones realizadas con medios de fijación de tipo clavija (clavos, tirafondos, pernos y pasadores) se define el módulo de deslizamiento instantáneo, K_{ser} , cuyos valores se incluyen en la tabla 4.2 (Eurocódigo 5). Este módulo permite estimar el deslizamiento del medio de unión en función del esfuerzo de servicio que recibe por plano de corte.

Tipo de herraje	Madera-madera Tablero-madera Acero-madera
Pasadores, pernos Tirafondos Clavos (con pretaladro)	$\rho_k^{1,5} d/20$
Clavos (sin pretaladro)	$\rho_k^{1,5} d^{0,8}/25$
Grapas	$\rho_k^{1,5} d^{0,8}/60$
Si las densidades características de las dos piezas unidas son diferentes ($\rho_{k,1}$ y $\rho_{k,2}$), entonces se tomará como valor de ρ_k en las expresiones de arriba el siguiente: $\rho_k = \sqrt{\rho_{k,1} \cdot \rho_{k,2}}$	

Tabla 4.2. Valores de K_{ser} para medios de unión de tipo clavija en N/mm por plano de corte, con ρ_k en kg/m³ y d en mm.

Determinado el K_{ser} correspondiente el deslizamiento instantáneo del medio de unión viene dado por la expresión:

$$u_{inst} = F/K_{ser} \quad (4.7)$$

siendo F la carga de servicio en N, y K_{ser} en N/mm.

El deslizamiento final del medio de unión, teniendo en cuenta la fluencia de la madera, se determina mediante la expresión siguiente:

$$u_{fin} = u_{inst} (1 + k_{def}) \quad (4.8)$$

Si el medio de unión es un perno, debido a la holgura de hasta 1 mm del pretaladro, el deslizamiento final se obtiene mediante la siguiente expresión.

$$u_{fin} = 1 \text{ mm} + u_{inst} (1 + k_{def}) \quad (4.9)$$

La deformación final de una unión formada por piezas con diferentes propiedades reológicas ($k_{def,1}$, $k_{def,2}$), puede calcularse mediante la siguiente expresión :

$$u_{fin} = u_{inst} \sqrt{(1 + k_{def,1})(1 + k_{def,2})} \quad (4.10)$$

EJEMPLO 4.2:

Calcular el deslizamiento relativo entre las piezas de la unión con cubrejuntas clavado representada en la figura 4.8.

Clase de servicio : 1

Clase resistente : C18 ($\rho_k = 320 \text{ kg/m}^3$)

Clavos sin pretaladro : $d = 3,35 \text{ mm}$; longitud 65 mm

Axiles de servicio:

- carga permanente: 500 N ; $k_{def} = 0,60$

- carga variable de duración media: 2.000 N ; $k_{def} = 0,25$

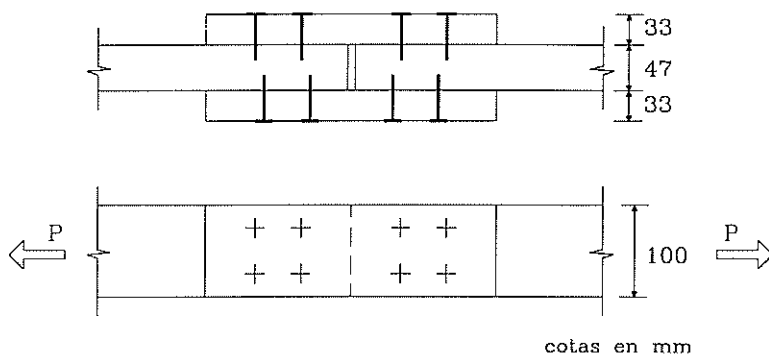


Figura 4.8. Deslizamiento de una unión clavada.

Determinación del coeficiente K_{ser} , tabla 4.2:

$$K_{ser} = \rho_k^{1,5} \cdot \frac{d^{0,8}}{25} = 320^{1,5} \cdot \frac{3,35^{0,8}}{25} = 602 \text{ N/mm}$$

Deslizamientos instantáneos:

- carga permanente por clavo: $F = 500/8 = 62,5 \text{ N}$

$$u_{inst,p} = 62,5/602 = 0,10 \text{ mm}$$

- carga variable por clavo: $F = 2.000/8 = 250 \text{ N}$

$$u_{inst,v} = 250/602 = 0,41 \text{ mm}$$

Deslizamientos con fluencia:

- carga permanente: $u_{fin,p} = 0,10 \cdot (1 + 0,60) = 0,16 \text{ mm}$

- carga variable: $u_{fin,v} = 0,41 \cdot (1 + 0,25) = 0,51 \text{ mm}$

Deslizamiento total, obtenido multiplicando por 2 la suma de los valores anteriores, debido a que cada parte desliza respecto a la otra:

$$\text{deslizamiento total} = 2 \cdot (0,16 + 0,51) = 1,34 \text{ mm.}$$

4.1.3.2 Condiciones ambientales

En el anexo J "Efecto de la variación del contenido de humedad en las deformaciones y tensiones de las piezas de madera" se exponen de modo detallado los fundamentos

CAPITULO 8: PREDIMENSIONADO

8.1 INTRODUCCION

En este capítulo se exponen las líneas generales que permiten predimensionar las piezas que constituyen la estructura con el fin de comprobar su validez posteriormente mediante el cálculo.

Las expresiones para el predimensionado se fundan en consideraciones geométricas de proporción para los casos más habituales de cargas; por tanto, el grado de ajuste con los requisitos estrictos del cálculo puede diferir en casos extremos.

El objeto principal del predimensionado se orienta hacia las piezas de madera laminada encolada. Sin embargo, también se incluyen algunas consideraciones para el caso de las estructuras de madera aserrada.

8.2 ESTRUCTURAS DE MADERA LAMINADA ENCOLADA

8.2.1 Consideraciones sobre el espesor de lámina

Cuanto mayor sea el espesor de la lámina menor será el costo de fabricación debido al ahorro de cola, cepillado de madera y mano de obra. El mayor espesor admitido en la norma UNE EN 386 "Madera laminada encolada. Requisitos de fabricación", es de 45 mm.

No obstante, existen dos condicionantes que pueden rebajar este espesor máximo de la lámina. El primero se relaciona con el ambiente de servicio y el segundo con la curvatura de la pieza, si existe. Estos requisitos se especifican en la norma citada anteriormente y son los siguientes:

El espesor de la lámina (t en mm) y el área de la sección transversal de una lámina (A en mm²) no deberán superar los valores indicados en la tabla 8.1.

	CLASE DE SERVICIO					
	1		2		3	
	t	A	t	A	t	A
CONIFERAS	45	10000	45	9000	35	7000
FRONDOSAS	40	7500	40	7500	35	6000

Tabla 8.1. Condiciones del espesor (mm) y sección de la lámina (mm²) en función del tipo de madera y clase de servicio.

En las piezas curvas el espesor de lámina no superará el siguiente valor:

$$t \leq \frac{R}{250} \left(1 + \frac{f_{m,k}}{80} \right) \quad (8.1)$$

siendo,

R ; radio de curvatura de la lámina, en mm .

$f_{m,k}$; resistencia característica a flexión de la madera aserrada utilizada en la fabricación de madera laminada, expresada en N/mm^2 .

8.2.2 Piezas de la estructura principal

Inicialmente se ha de elegir la clase de pieza adecuada: vigas rectas, arcos, pórticos, etc. En una primera aproximación, el canto (h) de la sección puede estimarse en función de la luz (l), según el tipo estructural (ver tabla 8.2), mediante la expresión:

$$h = l/k$$

siendo k , un coeficiente que depende del tipo de pieza. Por ejemplo, $k = 17$, para viga recta y biapoyada.

La anchura (b) de la sección varía normalmente entre un quinto y un octavo del canto (h).

$$b = h/5 \text{ a } h/8$$

La gama habitual para los anchos de piezas principales es: 135- 160- 180- 210 mm . Si se requiere un ancho superior a 210 mm , generalmente se recurre a secciones dobles, figura 8.1b.

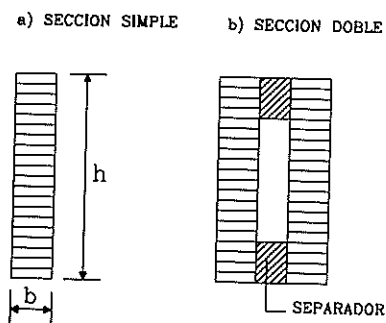


Figura 8.1. Secciones simples y dobles.

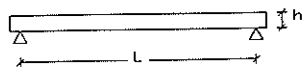
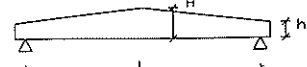
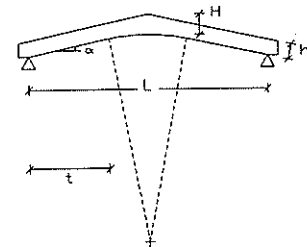
SISTEMA ESTRUCTURAL	Pendiente °sexag.	separación m	luzes m	predimen- sionado
 Viga recta de canto constante	0	5-12	10-30	$h = L/17$
 Viga a un agua	3-15	5-12	10-30	$h = L/30$ $H = L/15$
 Viga a dos aguas	3-15	5-12	10-35	$h = L/30$ $H = L/15$
 Viga a dos aguas. Intradós curvo-recto (extremos de canto constante).	5-15	5-10	10-20	$h = L/30$ $H = L/15$ $\alpha \leq 12^\circ$ $t = 7L/20$

Tabla 8.2. Tipos estructurales de madera laminada.

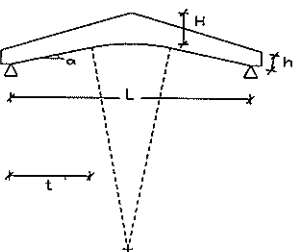
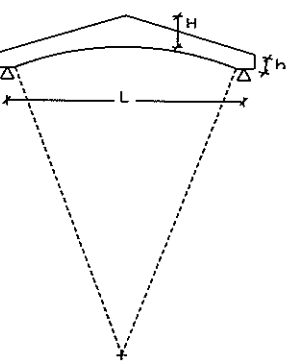
SISTEMA ESTRUCTURAL	Pendiente °sexag.	Separación m	Luces m	Predimen- sionado
 Viga a dos aguas. Intradós curvo-recto (extremos de canto variable)	5-15	5-10	10-20	$h=L/30$ $H=L/15$ $t=7L/20$ $\alpha \leq 12^\circ$
 Viga a dos aguas. Intradós curvo. Puede ser atirantada	5-15	5-10	10-20	$h=L/30$ $H=L/15$

Tabla 8.2. Tipos estructurales de madera laminada (cont.).

CAPITULO 12:

UNIONES CON CONECTORES Y PLACAS CLAVO

12.1 GENERALIDADES

En este capítulo se tratan los elementos de tipo mecánico que transmiten la carga a través de una superficie mayor que los de tipo clavija, explicados en el capítulo anterior. Dentro de este grupo se incluyen los conectores y las placas clavo.

Un conector es un elemento de fijación de forma circular o rectangular que se introduce ajustado entre dos piezas de madera y se afianza mediante un perno que atraviesa las piezas, figura 12.1a. La carga se transmite por aplastamiento entre la madera y el conector.

Los conectores se emplean para la transmisión de cargas más elevadas en piezas de mayor escuadría que en el caso de los elementos de fijación de tipo clavija. Un conector puede sustituir a varios elementos de clavija.

Los conectores se clasifican en los tipos siguientes: anillo, placa, dentado y de madera. Los conectores de anillo y de placa abarcan los diámetros desde los 60 hasta los 260 *mm* y los conectores dentados desde 38 hasta 165 *mm*. En madera laminada encolada se utilizan los diámetros superiores y en la madera aserrada no suelen emplearse diámetros mayores a 75 *mm*.

En todos ellos se precisa añadir pernos para mantener la posición de las piezas. Algunas veces en lugar de pernos pueden emplearse tirafondos.

Las placas clavo son elementos de fijación constituidos por una placa metálica de espesor delgado con una elevada densidad de puntas extraídas por estampación de la misma placa. Se emplean en los enlaces de estructuras prefabricadas con piezas de pequeño espesor disponiendo las placas en las superficies exteriores, figura 12.1b. Su clavado se realiza en prensas hidráulicas en fábrica.

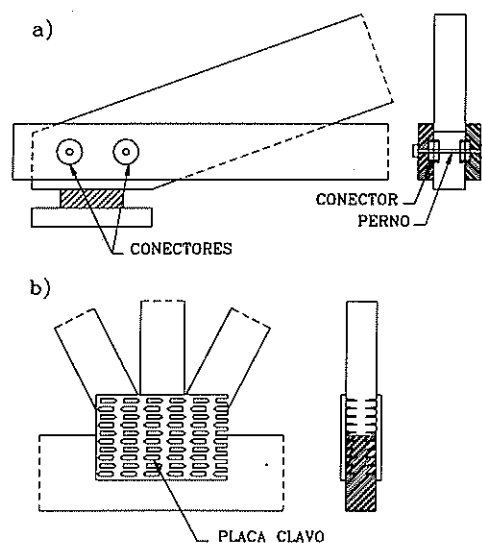


Figura 12.1. Conectores y placas-clavo.

12.2 TIPOS DE CONECTORES

En este subcapítulo se incluye una breve descripción de los conectores definidos en la norma prEN 912 "Herrajes para madera. Especificaciones de los conectores para madera". En esta norma se definen las dimensiones y los materiales de los conectores no patentados para uso en estructuras de madera. Los conectores patentados, que son los más extendidos en el mercado, presentan diseños específicos que pueden diferir con respecto a los que aquí se tratan; sus capacidades de carga son aportadas por el fabricante en base a ensayos certificados por un organismo competente. En el anexo R "Clasificación de conectores" se recoge una información más detallada de todos los tipos de conectores contemplados por la citada norma.

La norma clasifica los conectores en los tipos siguientes:

- Tipo A: conectores de anillo
- Tipo B: conectores de placa
- Tipo C: conectores dentados
- Tipo D: conectores de madera

12.2.1 Conectores de anillo (tipo A)

Son conectores con forma de anillo que puede ser cerrado o abierto. Se insertan entre las dos piezas de madera a unir alojando la mitad de su altura en cada una de ellas. En la figura 12.2 se representan dos tipos de conectores de anillo. Su diámetro varía desde 60 hasta 260 mm.

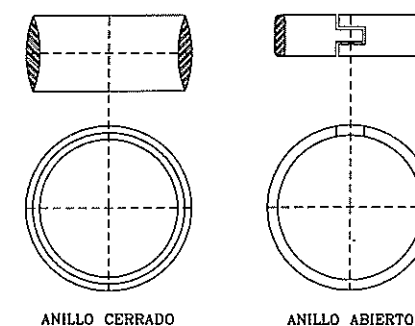


Figura 12.2. Conectores de anillo.

12.2.2 Conectores de placa (tipo B)

Estos conectores tienen forma de placa circular con una pestaña en uno de sus lados que se inserta en una caja realizada en la pieza de madera. Se emplean para unir madera con acero y el orificio central aloja al perno que completa la unión. En la figura 12.3 se representan dos tipos de conectores de placa. Su diámetro abarca desde los 65 hasta 190 mm.

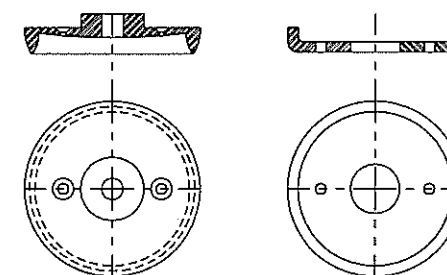


Figura 12.3. Conectores de placa.

12.2.3 Conectores dentados (tipo C)

Dentro de los conectores dentados se distinguen dos grupos principales. El primero está constituido por los conectores en forma de placa con dientes de aspecto triangular (púas) que pueden situarse a un lado o a ambos de la placa, figura 12.4. Su forma puede ser circular, rectangular o cuadrada (véase anexo R). Su diámetro varía desde 38 hasta 165 mm.

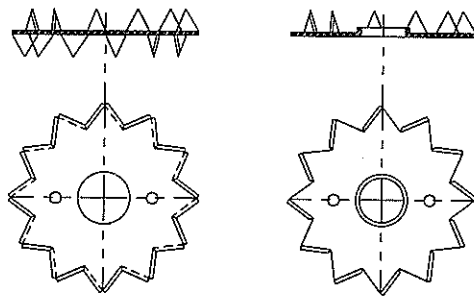


Figura 12.4. Conectores dentados con púas.

El segundo grupo está constituido por los conectores con dientes con forma troncocónica, que pueden también ser dentados a una o a dos caras, figura 12.5. Su diámetro varía desde 50 hasta 115 mm.

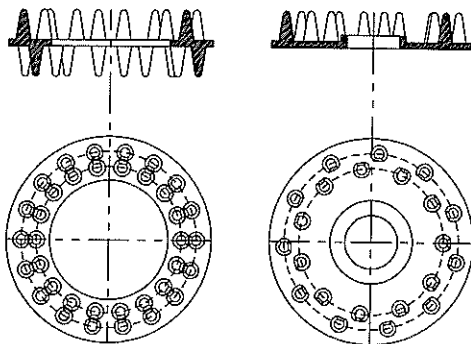


Figura 12.5. Conectores dentados (dientes troncocónicos).

12.2.4 Conectores de madera (tipo D)

Se fabrican en madera de roble con forma cilíndrica y con un agujero central para el perno. Se utilizan para la unión de dos piezas de madera. En la figura 12.6 se representa un ejemplo de este conector. Su diámetro varía desde 66 hasta 100 mm.

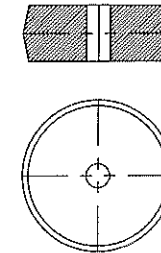


Figura 12.6. Conector de madera.

12.3 CALCULO DE CONECTORES DE ANILLO Y DE PLACA

12.3.1 Introducción

Los conectores de anillo y de placa se emplean en uniones entre piezas de madera y entre piezas de madera y acero, sometidas a cargas rasantes. Generalmente se utilizan combinados con pernos aunque en algunos casos se emplean tirafondos para mantener la unión.

Los conectores de anillo sólo se emplean para uniones entre madera y madera, mientras que los de placa pueden utilizarse en uniones madera-madera y en uniones madera-acero. Los conectores de placa se colocan normalmente antes del armado de la estructura y las uniones son desmontables, figura 12.7.

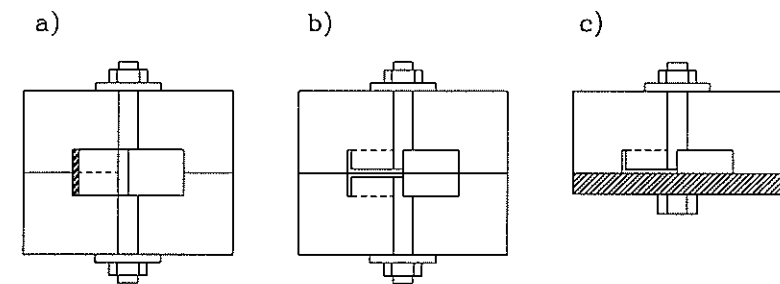


Figura 12.7. a) Conectores de anillo; b) y c) Conectores de placa.

La colocación de estos conectores se efectúa realizando en primer lugar el taladrado del agujero del perno y la ranura de alojamiento del conector mediante una broca adecuada; después se instalan los conectores y se acoplan las piezas de madera. Finalmente se introducen los pernos en los agujeros y se aprietan.

12.3.2 Comportamiento mecánico

En los conectores de anillo, la transmisión de la carga desde una pieza a la otra, se realiza a través de tensiones de aplastamiento entre el anillo y la madera. A su vez la sección circular del anillo queda sometida a tensiones tangenciales para transmitir el esfuerzo a la otra pieza de madera. El perno no llega a trabajar en la práctica y su misión se reduce a mantener en posición las piezas.

En el caso de los conectores de placa la transmisión de la carga sigue un camino ligeramente diferente. La carga se transmite de la madera al conector a través de las tensiones de aplastamiento, de igual forma que en los anillos, y después este esfuerzo es transmitido al perno, a través de tensiones de aplastamiento entre la placa y el perno. De esta forma la otra placa entra en carga a través del perno, que debe resistir el esfuerzo cortante. La tolerancia entre el diámetro del perno y el de la placa, que puede llegar a 1 mm, origina un deslizamiento inicial en las uniones con conectores de placa.

De la observación de las roturas de uniones con conectores de anillo y de placa, sometidas a un ensayo de tracción paralela se puede deducir el siguiente modelo de comportamiento, figura 12.8:

Las tensiones de aplastamiento, ejercidas en la mitad del anillo, se suponen uniformemente distribuidas en dirección paralela al esfuerzo. Estas tensiones son resistidas por la pieza de madera gracias a una superficie sometida a tensiones tangenciales, que cuando se alcanza la rotura sufre un deslizamiento por rasante.

La capacidad de carga del perno es despreciada, debido a que normalmente se aloja en agujeros sobredimensionados, y sólo puede trabajar cuando ha fallado la unión. Tampoco se considera el área que queda dentro del anillo con capacidad de transmitir esfuerzo mediante tensiones tangenciales, ya que en los ensayos se observa que su fallo acontece antes de alcanzar la carga última del conector.

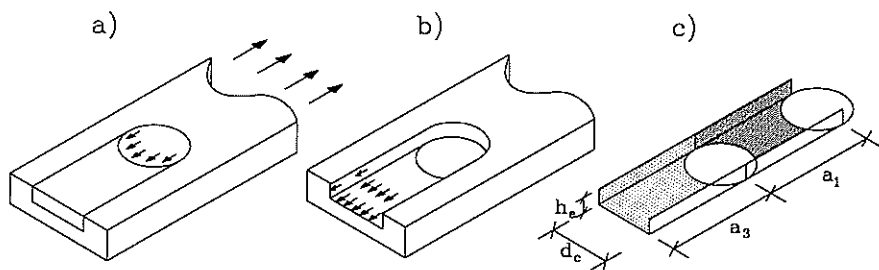


Figura 12.8. Tensiones y modos de rotura en conectores de anillo.

El fallo, por tanto, podrá producirse por cortante en la superficie definida en la figura 12.8b, o por tensiones de aplastamiento, figura a, si la distancia a_3 , figura c, es suficientemente grande.

El modo de rotura descrito corresponde a esfuerzos de tracción en dirección paralela a la fibra. Cuando el ángulo formado entre la carga y la dirección de las fibras en alguna de las piezas es superior 30° o cuando el esfuerzo es de compresión, el modo de rotura es diferente.

Las uniones entre piezas cuya disposición origina esfuerzos en los conectores, que forman un ángulo α con la dirección de la fibra comprendido entre 30 y 150° , muestran una rotura en la que aparecen grietas originadas por tensiones de tracción perpendicular a la fibra, figura 12.9a.

Por el contrario, si la disposición de las piezas se realiza de tal modo que el ángulo entre el esfuerzo y la fibra es menor a 30° , la rotura se produce por una combinación de aplastamiento y agrietamiento (tracción perpendicular). Inicialmente se aplasta la madera en contacto con el conector y finalmente se originan grietas de tracción perpendicular a la fibra. En la figura 12.9b se representa un ejemplo en el que los esfuerzos resultan paralelos a la fibra.

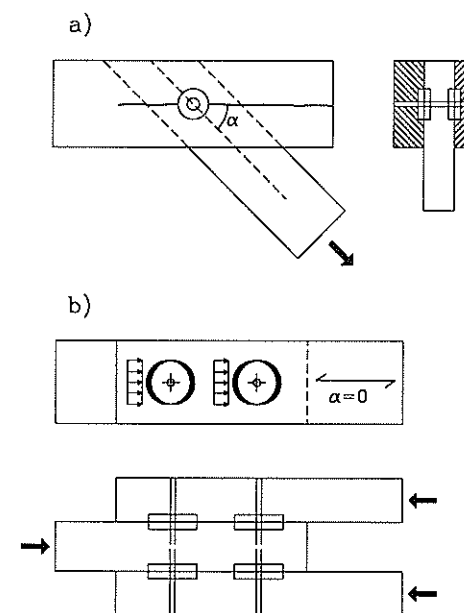


Figura 12.9. a) Fallo por tracción perpendicular en uniones con conectores de anillo; b) Fallo por aplastamiento.

2.2 PROPIEDADES MECANICAS

2.2.1 Introducción

Para conocer las posibilidades estructurales de la madera es obligado analizar sus características mecánicas y compararlas con las de otros materiales. En la tabla 2.2 se comparan los valores medios de las tensiones admisibles de la madera, hormigón y acero.

	Flexión	Tracción		Compresión		Cortante	Módulo de elasticidad
		paral.	perp.	paral.	perp.		
Madera	120	120	1,5	110	28	12	110.000
Hormg.	80	6		80		6	200.000
Acero	1700	1700		1700		1000	2.100.000

Tabla 2.2. Comparación de las tensiones admisibles en kp/cm^2 de la madera, hormigón y acero.

Se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Muy elevada resistencia a la flexión, sobre todo si se asocia a su peso (la relación resistencia/peso es 1,3 veces superior a la del acero y 10 veces la del hormigón).
- Buena capacidad de resistencia a la tracción y a la compresión paralelas a la fibra.
- Escasa resistencia al cortante. Esta limitación se presenta también en el hormigón pero no en el acero.
- Muy escasas resistencias a la compresión y a la tracción perpendicular a la fibra. Sobre todo en tracción, lo que supone una característica muy particular frente a los otros materiales.
- Bajo módulo de elasticidad, mitad que el del hormigón y veinte 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. Este valor neutraliza parte de la buena resistencia a la compresión paralela a la cual se ha hecho referencia anteriormente.

2.2.2 Propiedades mecánicas de la madera

Para comprender el comportamiento mecánico de la madera es preciso tener presente su constitución anatómica. Como se deduce de lo expuesto en el apartado relativo a la anatomía de la madera en el capítulo 1, la madera puede considerarse como un material

anisótropo formado por un haz de tubos huecos con una estructura específicamente diseñada para resistir tensiones paralelas a la fibra.

El árbol produce esta estructura tubular, con una elevada eficacia para resistir los esfuerzos a los que va a estar sometido en su vida. Estos son principalmente los esfuerzos de flexión producidos por la acción del viento y, con menor incidencia, los de compresión producidos por las acciones gravitatorias.

Debido a la ortotropía de su estructura, en la que se diferencian tres direcciones principales (longitudinal, radial y tangencial), es obligado considerar diferentes propiedades mecánicas al menos en dos direcciones: la paralela y la perpendicular a la fibra. En este hecho radica la principal diferencia de comportamiento frente a otros materiales utilizados estructuralmente, como el acero y el hormigón.

Las resistencias y módulos de elasticidad en la dirección paralela a la fibra son mucho más elevados que en la dirección perpendicular.

La seguridad que se obtiene mediante el cálculo estructural en las construcciones de madera es la misma que la conseguida con los restantes materiales estructurales. Los criterios de seguridad especificados en la reciente normativa de cálculo son los mismos para todos los materiales y por tanto en ese aspecto no presenta ninguna diferencia.

En este subcapítulo, se pretende dar una idea general de las capacidades resistentes de la madera para cada tipo de sollicitación, destacando las particularidades que tienen más influencia en el diseño estructural.

a) Tracción paralela a la fibra

La madera tiene una elevada resistencia a tracción paralela a la fibra. En la madera libre de defectos alcanza valores superiores a los conseguidos en la flexión. Sin embargo, en la madera clasificada, los valores característicos oscilan entre 80 y 180 Kp/cm^2 .

Como ejemplo de piezas sollicitadas a este esfuerzo se encuentran, principalmente, los tirantes y los pendolones de las cerchas.

La relación entre la tensión y la deformación en esta sollicitación es prácticamente lineal hasta la rotura. En la figura 2.2, se muestra el diagrama de tensión-deformación para una madera de conífera tipo, libre de defectos.

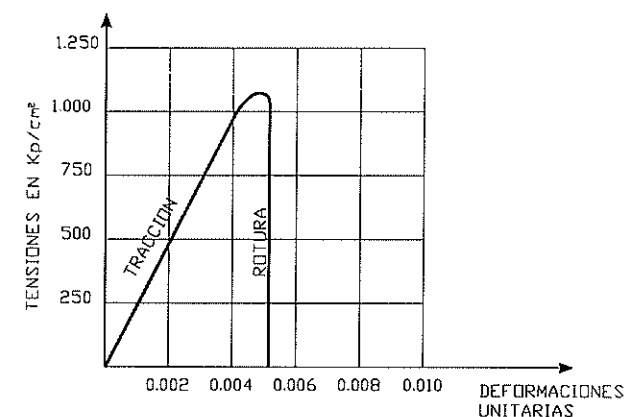


Figura 2.2. Relación entre tensión y deformación en tracción paralela.

b) Compresión paralela a la fibra

La resistencia a compresión paralela a la fibra de la madera es elevada, alcanzando valores característicos en la madera clasificada de 160 a 230 Kp/cm^2 .

Esta propiedad resulta importante en una gran cantidad de tipos de piezas, como pilares, montantes de muros entramados, pares de cubierta, etc.

Debe recordarse que el cálculo de los elementos comprimidos incluye la comprobación de la inestabilidad de la pieza (pandeo), en el que influye decisivamente el módulo de elasticidad. El valor relativamente bajo de este módulo reduce en la práctica la resistencia a la compresión en piezas esbeltas.

En la gráfica de tensión-deformación de un ensayo a compresión paralela a la fibra en madera libre de defectos, se presenta un comportamiento lineal en la primera fase y no lineal en la segunda, figura 2.3. El módulo de elasticidad en compresión paralela a la fibra es algo menor que el de tracción paralela a la fibra. Puede observarse como la resistencia a la tracción resulta superior a la resistencia a compresión en la madera libre de defectos. Sin embargo, en la madera clasificada esta relación se invierte, debido a la mayor influencia de los defectos (principalmente los nudos) en la resistencia a la tracción.

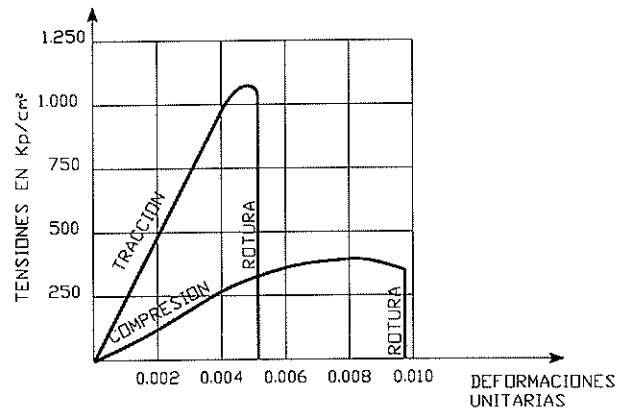


Figura 2.3. Relación entre tensión y deformación en compresión paralela a la fibra.

c) Flexión

La resistencia a flexión de la madera es muy elevada, sobre todo comparada con su densidad. Los valores característicos de la resistencia a flexión de las coníferas, que se utilizan habitualmente en estructuras, varían entre 140 y 300 Kp/cm^2 .

La flexión se origina por un momento flector, que produce en la sección de la pieza tensiones de compresión y de tracción paralelas a la fibra, que tienen sus valores máximos en las fibras extremas y que son nulas en la fibra neutra, figura 2.4.

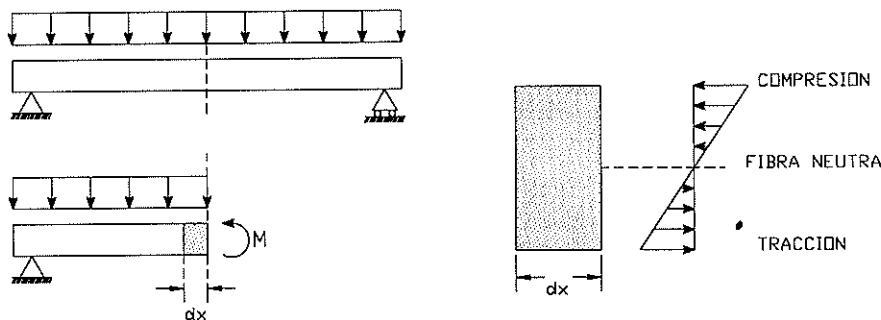


Figura 2.4. Flexión.

En madera es preciso hablar de una resistencia a la flexión, aunque esté formada por la combinación de una tracción y una compresión, ya que el comportamiento mecánico de estas dos propiedades es diferente, y por tanto resulta más práctico referirse al efecto conjunto de ambas en el caso de flexión.

Esta propiedad es importante en piezas tales como vigas, viguetas de forjado, pares de cubierta, etc.

d) Tracción perpendicular a la fibra

La resistencia de la madera a la tracción perpendicular a la fibra es muy baja (del orden de 30 a 70 veces menos que en la dirección paralela). El valor característico de la resistencia a tracción perpendicular es de 3 a 4 Kp/cm^2 .

Esta baja resistencia se justifica por las escasas fibras que tiene la madera en la dirección perpendicular al eje del árbol (radios leñosos) y la consiguiente falta de trabazón transversal de las fibras longitudinales. Este hecho, que podríamos denominar como de economía de medios, es coherente con las reducidas necesidades resistentes del árbol en esa dirección.

En la práctica y aplicado a las estructuras, esta sollicitación resulta crítica únicamente en piezas de directriz curva (arcos, vigas curvas, etc), figura 2.5.

Estas tensiones de tracción, también se pueden producir como consecuencia de la coacción del libre movimiento transversal de la madera en soluciones constructivas incorrectas, que pueden ser evitadas fácilmente con el conocimiento del material.

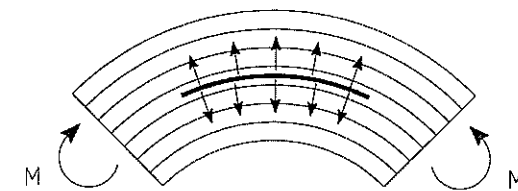


Figura 2.5. Tracción perpendicular a la fibra.

e) Compresión perpendicular a la fibra

La resistencia a compresión perpendicular a la fibra es, como ocurre con las propiedades transversales, muy inferior a la existente en la dirección paralela. Los valores característicos de resistencia varían entre 43 y 57 Kp/cm^2 , lo que representa la cuarta parte de la resistencia en dirección paralela a la fibra.

En la figura 2.6 se representa la gráfica de la relación tensión-deformación en un ensayo a compresión perpendicular a la fibra. Se observa que el comportamiento sólo es lineal en un primer tramo y que el fallo se produce por un aplastamiento sin llegar a la rotura clara.

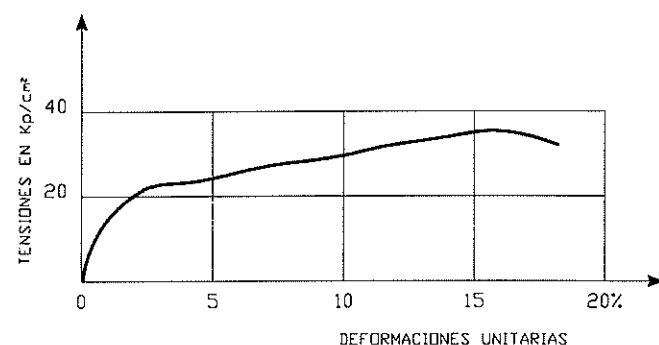


Figura 2.6. Relación entre tensión y deformación en compresión perpendicular a la fibra.

Este tipo de esfuerzo es característico de las zonas de apoyo de las vigas, donde se concentra toda la carga en pequeñas superficies que deben ser capaces de transmitir la reacción sin sufrir deformaciones importantes o aplastamiento, figura 2.7.

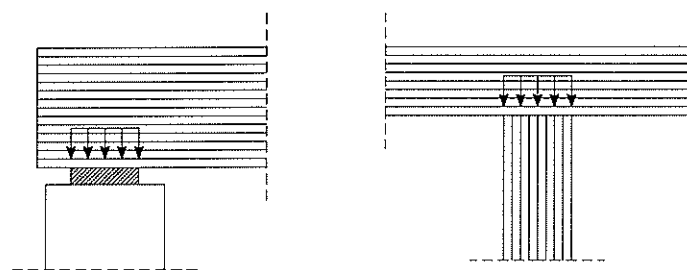


Figura 2.7. Compresión perpendicular a la fibra.

f) Cortante

El esfuerzo cortante origina tensiones tangenciales que actúan sobre las fibras de la madera según diversos modos.

En la figura 2.8 se representan los diferentes tipos de tensiones tangenciales que pueden darse en la madera en función de la orientación de la fibra en relación al esfuerzo:

- a) tensiones tangenciales de cortadura: las fibras son cortadas transversalmente por el esfuerzo. El fallo se produce por aplastamiento.
- b) tensiones tangenciales de deslizamiento: el fallo se produce por el deslizamiento de unas fibras con respecto a otras en la dirección longitudinal.

- c) tensiones tangenciales de rodadura: el fallo se produce por rodadura de unas fibras sobre las otras.

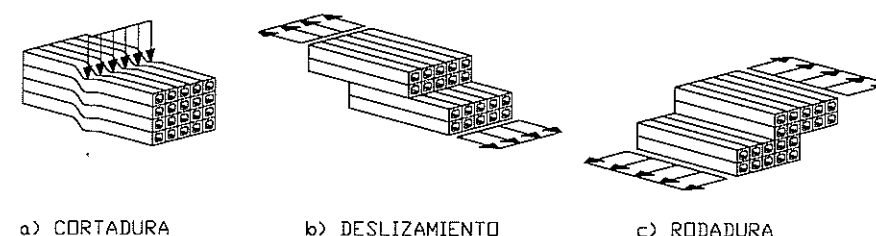


Figura 2.8. Tensiones tangenciales en la madera.

En las piezas sometidas a flexión y a cortante, las tensiones que intervienen son conjuntamente las de cortadura y deslizamiento. La rotura se produce por el plano más débil, que es el de deslizamiento (tensiones rasantes), figura 2.9.

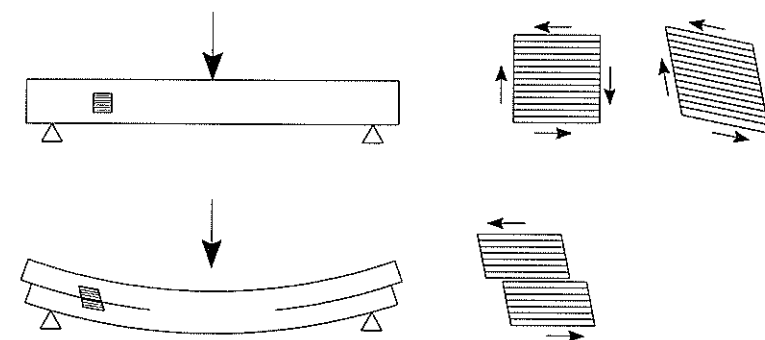


Figura 2.9. Tensiones tangenciales debidas al esfuerzo cortante.

Los valores característicos de la resistencia a cortante (por deslizamiento) varían entre 17 y 30 Kp/cm² en las especies y calidades utilizadas habitualmente en la construcción.

Las tensiones tangenciales por rodadura de fibras sólo se producen en casos muy concretos, como son las uniones encoladas entre el alma y el ala de una vigueta con sección en doble T. El valor de la resistencia por rodadura es del orden del 20 al 30% de la resistencia por deslizamiento.

g) Módulo de elasticidad

En la madera, como se ha expuesto anteriormente, el módulo de elasticidad en dirección paralela a la fibra adopta valores diferentes según se trate de sollicitaciones de compresión o de tracción.

En la práctica se utiliza un único valor del módulo de elasticidad para la dirección paralela a la fibra, adoptando el valor "aparente" del módulo de elasticidad en flexión (que resulta un valor intermedio entre el de tracción y el de compresión). Su valor varía entre 70.000 y 120.000 Kp/cm² dependiendo de la calidad de la madera.

En la dirección perpendicular a la fibra se toma, análogamente, un único módulo de elasticidad, cuyo valor es 30 veces inferior al paralelo a la fibra.

2.2.3 Ensayos para la determinación de las propiedades mecánicas

La determinación de las propiedades mecánicas se realiza mediante ensayos normalizados que emplean probetas de madera en tamaño comercial (similares al tablón de madera). Estas probetas son clasificadas de acuerdo con la norma correspondiente, conteniendo por tanto los defectos de la calidad estudiada. El ensayo se efectúa bajo condiciones normalizadas de temperatura y humedad relativa del aire y con una duración del ensayo determinada (5 ± 2 minutos).

Las normas o proyectos de norma europeas para la realización de los ensayos son las siguientes:

UNE EN 408	Estructuras de madera. Madera aserrada y madera laminada encolada para uso estructural. Determinación de algunas propiedades físicas y mecánicas.
prEN 1193	Estructuras de madera. Madera aserrada y madera laminada encolada para uso estructural. Determinación de propiedades físicas y mecánicas adicionales.

En el anexo B "Metodología de ensayo para la determinación de las propiedades mecánicas", se recoge una información más detallada sobre los métodos de ensayo.

Esta normativa, sustituye al procedimiento anteriormente utilizado en la determinación de las propiedades mecánicas de la madera que empleaba probetas de pequeño tamaño y libres de defectos (ver anexo C "Determinación de las propiedades mecánicas a partir de probetas pequeñas y libres de defectos").

El comportamiento mecánico de la madera es muy distinto si se refiere a madera limpia (probetas pequeñas y libres de defectos) o a madera comercial (probetas de tamaño real con defectos). Las diferencias de comportamiento se manifiestan con claridad en el modo de rotura de una probeta a flexión.

Al someter una pieza de madera libre de defectos a un ensayo de flexión, tiene lugar el proceso de deformación y distribución de tensiones que a continuación se describe.

En la figura 2.10 se representan gráficamente las curvas tensión - deformación en tracción y en compresión para el caso de una probeta de pino silvestre libre de defectos. Estas curvas son un caso particular de las representadas en la figura 2.5.

18.6 PORTICO TRIARTICULADO DE MADERA LAMINADA

Se trata de comprobar el pórtico triarticulado de madera laminada encolada, figura 18.21, que ha soportar las cargas que se generan como consecuencia de los datos siguientes:

Separación entre pórticos: 7,5 m

Peso del material de cubierta + correas: 35,70 kp/cm² de faldón

Altitud topográfica: 650 m

Zona eólica: W, NTE (cargas de viento)

Situación topográfica (viento): N (normal), NTE (cargas de viento)

Huecos de la edificación (viento): inferior al 33%, NTE (cargas de viento)

Clase de servicio: I

Clase resistente: GL28h

Espesor de lámina: 33 mm

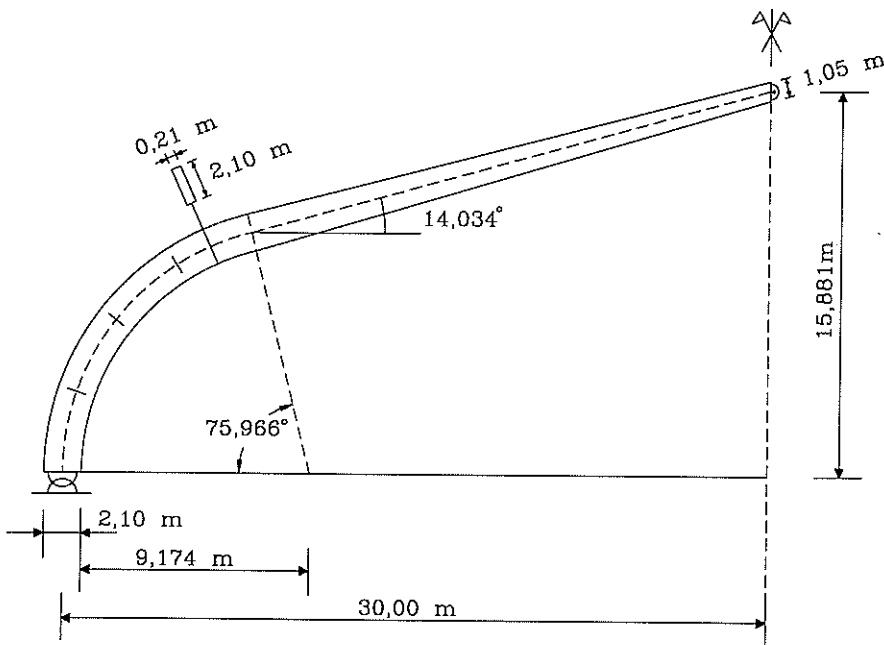


Figura 18.21. Ejemplo de pórtico triarticulado.

Las cargas, correspondientes a las condiciones anteriores, se obtienen aplicando la NBE y NTE (cargas de viento), sustituyendo el tramo curvo por una poligonal de cuatro tramos iguales, figura 18.22. Se han deducido en función de las hipótesis básicas y tiempos de duración de carga que se indican a continuación:

Hipótesis básicas	Duración
1 Carga permanente	permanente
2 Nieve	corta
3 Viento, A	corta
4 Viento, B	corta
5 Viento paralelo a la cumbrera	corta

La carga permanente representada en la figura 18.22, incluye el peso del material de cubierta más correas y el de la viga estimado con una densidad de $0,60 \text{ t/m}^3$. Este valor se ha tomado con criterio conservador superior al valor medio de la densidad de la clase resistente GL28h ($0,48 \text{ t/m}^3$), tomando la densidad que la NBE AE/88 asigna a las coníferas.

La clase resistente GL28h, tiene los siguientes valores característicos, en kp/cm^2 :

$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$E_{0,m}$	$E_{0,k}$
280	195	4,50	265	30	32	126.000	102.000

1) Selección de hipótesis de cálculo

En esta clase de edificación las hipótesis de cálculo y coeficientes de ponderación son, habitualmente, las siguientes:

HIPOTESIS	1	2	3	4	5	Duración
COMB.1	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	perm.
COMB.2	1,35	1,50	0,00	0,00	0,00	corta
COMB.3	1,35	0,00	1,50	0,00	0,00	corta
COMB.4	1,35	0,00	0,00	1,50	0,00	corta
COMB.5	1,35	1,35	1,35	0,00	0,00	corta
COMB.6	1,00	0,00	0,00	1,50	0,00	corta
COMB.7	1,00	0,00	0,00	0,00	1,50	corta

Las últimas combinaciones de hipótesis, la 6 y 7, que asocian las acciones del viento de mayor succión (viento más sobrepresión interior) mayorado, con la carga permanente sin mayorar, tratan de localizar la presencia de esfuerzos de signo contrario a los habituales con el fin de analizar alguna situación singular en las zonas de vértice.

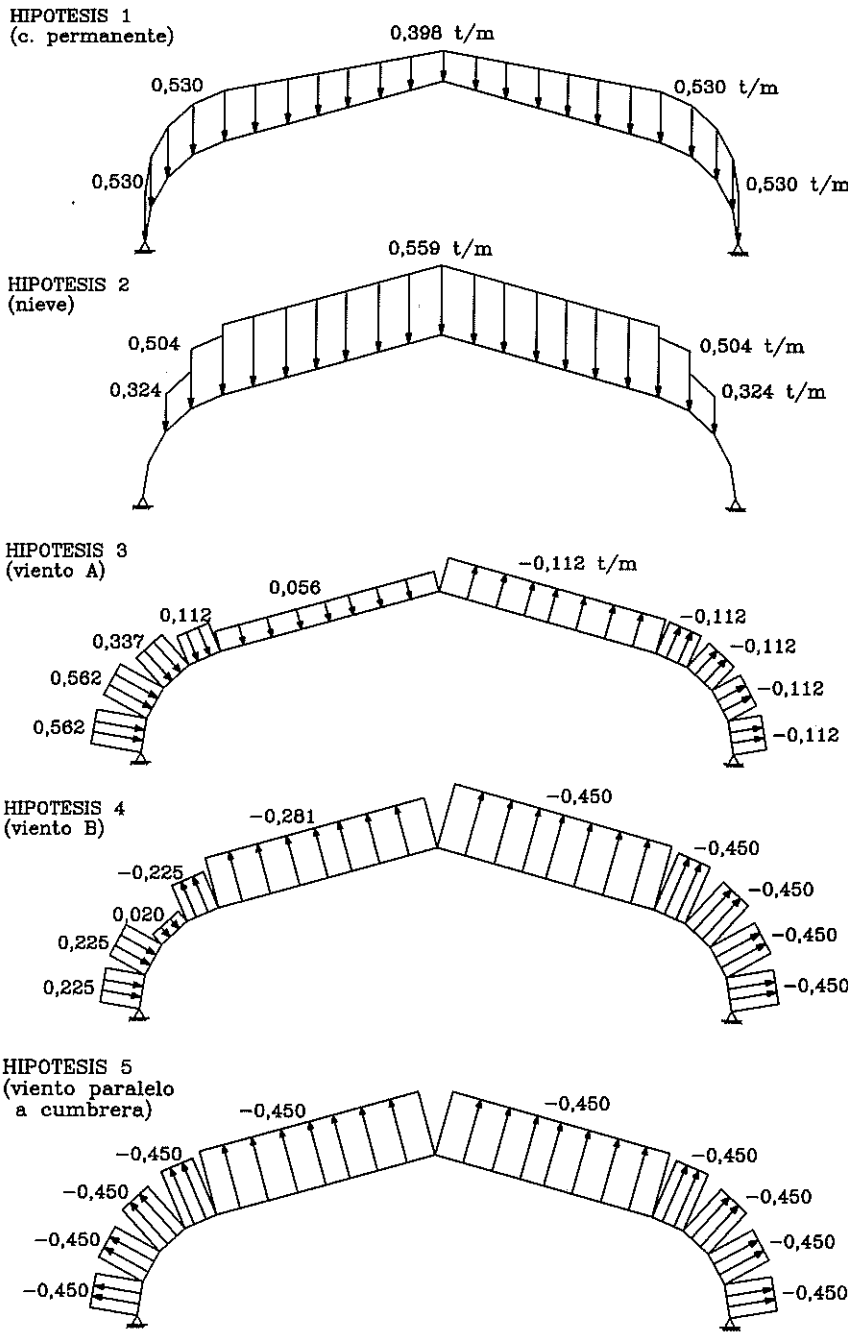


Figura 18.22. Hipótesis de carga.

2) Determinación de esfuerzos, reacciones y desplazamientos

Para realizar el cálculo de esfuerzos y desplazamientos se discretiza el pórtico según la poligonal representada en la figura 18.23, a la que se aplica un programa de cálculo matricial. Los tramos de sección variable se han dividido en diez barras de igual longitud a las que se asigna el área e inercia de sus secciones intermedias.

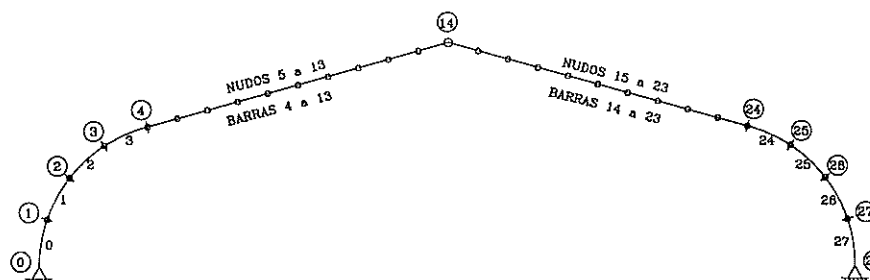


Figura 18.23. Esquema del pórtico para el cálculo matricial.

Barra	Area (cm ²)	Inercia (cm ⁴)	E (kp/cm ²)
0 a 3 24 a 27	4.410	16.206.000	126.000
4 y 23	4.299	15.021.000	126.000
5 y 22	4.079	12.826.000	126.000
6 y 21	3.858	10.857.000	126.000
7 y 20	3.638	9.100.000	126.000
8 y 19	3.417	7.543.000	126.000
9 y 18	3.197	6.176.000	126.000
10 y 17	2.976	4.984.000	126.000
11 y 16	2.756	3.956.000	126.000
12 y 15	2.535	3.081.000	126.000
13 y 14	2.315	2.345.167	126.000

Los esfuerzos obtenidos en las barras para cada una de las hipótesis básicas, son los siguientes:

FUERZAS DE BARRA (t y m·t)

Barra	hip.	nudos	Axil	Cort.	Flect.	Axil	Cort.	Flect.
0	1	0 1	-19.934	10.356	-0.000	-18.169	10.664	-35.501
	2		-18.215	13.260	-0.000	-18.215	13.260	-44.791
	3		-0.795	-5.388	0.000	-0.795	-3.489	14.993
	4		10.325	-10.469	0.000	10.325	-9.709	34.077
	5		14.879	-6.715	0.000	14.879	-8.235	25.248
1	1	1 2	-20.620	4.320	35.501	-19.046	5.174	-51.516
	2		-21.490	6.765	44.791	-21.490	6.765	-67.617
	3		0.358	-3.561	-14.993	0.358	-1.665	23.808
	4		12.880	-5.913	-34.077	12.880	-5.154	52.747
	5		16.728	-3.064	-25.248	16.728	-4.583	38.148
2	1	2 3	-19.694	-1.299	51.516	-18.484	0.020	-49.358
	2		-22.523	-0.589	67.617	-21.784	0.217	-66.990
	3		0.880	-1.458	-23.808	0.880	-0.321	26.809
	4		13.856	-0.686	-52.747	13.856	-0.619	54.948
	5		17.309	1.105	-38.149	17.309	-0.413	36.983
3	1	3 4	-17.484	-5.998	49.358	-16.769	-4.357	-31.892
	2		-20.668	-6.886	66.990	-19.989	-5.327	-46.389
	3		0.936	-0.017	-26.809	0.936	0.361	26.230
	4		13.303	3.925	-54.948	13.303	3.166	42.986
	5		16.501	5.243	-36.983	16.501	3.725	21.855
4	1	4 5	-15.938	-6.795	31.892	-15.625	-5.630	-17.595
	2		-18.978	-8.232	46.389	-18.645	-6.990	-28.873
	3		0.873	0.495	-26.230	0.873	0.624	24.941
	4		12.686	5.104	-42.986	12.686	4.457	31.985
	5		15.766	6.131	-21.855	15.766	5.095	8.937
5	1	5 6	-15.627	-5.627	17.595	-15.322	-4.490	-5.957
	2		-18.647	-6.986	28.873	-18.314	-5.744	-14.230
	3		0.873	0.624	-24.941	0.873	0.753	23.357
	4		12.687	4.454	-31.985	12.687	3.808	22.481
	5		15.767	5.092	-8.937	15.767	4.057	-1.587
6	1	6 7	-15.321	-4.492	5.957	-15.025	-3.386	3.108
	2		-18.313	-5.746	14.230	-17.980	-4.503	-2.437
	3		0.872	0.753	-23.357	0.872	0.882	21.475
	4		12.687	3.809	-22.481	12.687	3.163	14.458
	5		15.767	4.058	1.587	15.767	3.023	-9.735
7	1	7 8	-15.025	-3.386	-3.108	-14.737	-2.309	9.661
	2		-17.980	-4.503	2.437	-17.647	-3.260	6.496
	3		0.873	0.882	-21.475	0.873	1.011	19.297
	4		12.687	3.163	-14.458	12.687	2.516	7.923
	5		15.767	3.023	9.735	15.767	1.987	-15.500
8	1	8 9	-14.737	-2.303	-9.661	-14.456	-1.256	13.757
	2		-17.649	-3.253	-6.496	-17.315	-2.010	12.553
	3		0.873	1.010	-19.297	0.873	1.139	16.823
	4		12.688	2.510	-7.923	12.688	1.864	2.889
	5		15.767	1.980	15.500	15.767	0.945	-18.866
9	1	9 10	-14.456	-1.262	-13.757	-14.183	-0.244	15.490
	2		-17.314	-2.017	-12.553	-16.981	-0.774	15.766
	3		0.873	1.140	-16.823	0.873	1.269	14.052
	4		12.687	1.869	-2.889	12.687	1.222	-0.668
	5		15.767	0.951	18.866	15.767	-0.085	-19.863
10	1	10 11	-14.183	-0.244	-15.490	-13.918	0.744	14.915
	2		-16.981	-0.775	-15.766	-16.648	0.468	16.119
	3		0.873	1.269	-14.052	0.873	1.397	10.984
	4		12.687	1.222	0.668	12.687	0.576	-2.737
	5		15.767	-0.084	19.863	15.767	-1.120	-18.477

Barra	hip.	nudos		Axil	Cort.	Flect.	Axil	Cort.	Flect.
11	1	11	12	-13.918	0.744	-14.915	-13.661	1.703	12.099
	2			-16.648	0.468	-16.119	-16.315	1.711	13.611
	3			0.872	1.398	-10.984	0.872	1.526	7.619
	4			12.687	0.576	2.737	12.687	-0.071	-3.317
	5			15.767	-1.120	18.477	15.767	-2.156	-14.707
12	1	12	13	-13.661	1.703	-12.099	-13.412	2.633	7.109
	2			-16.315	1.711	-13.611	-15.982	2.954	8.244
	3			0.873	1.526	-7.619	0.873	1.655	3.958
	4			12.687	-0.071	3.317	12.687	-0.718	-2.409
	5			15.767	-2.156	14.707	15.767	-3.192	-8.553
13	1	13	14	-13.411	2.639	-7.109	-13.169	3.539	0.000
	2			-15.981	2.960	-8.244	-15.647	4.203	0.000
	3			0.873	1.655	-3.958	0.873	1.784	0.000
	4			12.687	-0.723	2.409	12.687	-1.370	0.000
	5			15.766	-3.198	8.553	15.766	-4.234	0.000
14	1	14	15	-13.170	-3.535	0.000	-13.412	-2.635	7.101
	2			-15.648	-4.202	0.000	-15.981	-2.959	8.241
	3			-0.138	1.981	-0.000	-0.138	1.723	-4.264
	4			11.666	5.170	-0.000	11.666	4.134	-10.708
	5			15.766	4.234	0.000	15.766	3.198	-8.553
15	1	15	16	-13.413	-2.629	-7.101	-13.662	-1.701	12.084
	2			-15.983	-2.952	-8.241	-16.316	-1.710	13.605
	3			-0.137	1.724	4.264	-0.137	1.466	-7.934
	4			11.668	4.129	10.708	11.668	3.094	-19.020
	5			15.767	3.192	8.554	15.767	2.156	-14.707
16	1	16	17	-13.662	-1.701	-12.084	-13.920	-0.741	14.893
	2			-16.316	-1.710	-13.605	-16.649	-0.467	16.110
	3			-0.137	1.466	7.934	-0.137	1.208	-11.011
	4			11.668	3.094	19.020	11.668	2.058	-24.949
	5			15.767	2.156	14.707	15.767	1.120	-18.477
17	1	17	18	-13.920	-0.741	-14.893	-14.185	0.247	15.462
	2			-16.649	-0.467	-16.110	-16.982	0.776	15.755
	3			-0.137	1.208	11.011	-0.137	0.950	-13.494
	4			11.668	2.058	24.949	11.668	1.022	-28.493
	5			15.767	1.120	18.477	15.767	0.084	-19.863
18	1	18	19	-14.185	0.247	-15.462	-14.458	1.266	13.721
	2			-16.982	0.776	-15.755	-17.315	2.018	12.539
	3			-0.137	0.950	13.494	-0.137	0.692	-15.385
	4			11.668	1.022	28.493	11.668	-0.013	-29.654
	5			15.767	0.085	19.863	15.767	-0.951	-18.866
19	1	19	20	-14.458	1.260	-13.721	-14.740	2.306	9.617
	2			-17.316	2.011	-12.539	-17.650	3.254	6.480
	3			-0.137	0.693	15.385	-0.137	0.435	-16.682
	4			11.668	-0.008	29.654	11.668	-1.044	-28.443
	5			15.767	-0.945	18.866	15.767	-1.980	-15.500
20	1	20	21	-14.663	2.753	-9.617	-14.952	3.975	0.897
	2			-17.543	3.789	-6.480	-17.877	5.199	-5.170
	3			-0.124	0.439	16.682	-0.124	0.148	-17.442
	4			11.631	-1.398	28.443	11.631	-2.565	-23.306
	5			15.700	-2.458	15.500	15.700	-3.625	-7.614
21	1	21	22	-15.189	2.941	-0.897	-15.486	3.899	-5.989
	2			-18.191	3.962	5.170	-18.524	5.037	-14.227
	3			-0.134	0.139	17.442	-0.134	-0.086	-17.496
	4			11.779	-1.762	23.306	11.779	-2.668	-18.846
	5			15.911	-2.541	7.614	15.911	-3.447	-1.587

22	1	22	23	-15.324	4.492	5.989	-15.629	5.626	-17.627
	2			-18.317	5.746	14.228	-18.650	6.988	-28.875
	3			-0.137	-0.081	17.496	-0.137	-0.339	-17.013
	4			11.668	-3.119	18.847	11.668	-4.154	-10.480
	5			15.767	-4.056	1.587	15.767	-5.092	8.936
23	1	23	24	-15.627	5.630	17.628	-15.940	6.795	-31.925
	2			-18.648	6.992	28.875	-18.981	8.235	-46.397
	3			-0.137	-0.338	17.014	-0.137	-0.596	-15.938
	4			11.667	-4.157	10.480	11.667	-5.193	0.279
	5			15.766	-5.096	-8.936	15.766	-6.131	21.855
24	1	24	25	-16.771	4.356	31.924	-17.486	5.997	-49.386
	2			-19.993	5.329	46.397	-20.672	6.887	-67.002
	3			-0.047	-0.610	15.938	-0.047	-0.988	-13.243
	4			12.308	-3.405	-0.279	12.308	-4.923	14.327
	5			16.501	-3.725	-21.855	16.501	-5.243	36.983
25	1	25	26	-18.486	-0.022	49.386	-19.695	1.297	-51.537
	2			-21.788	-0.216	67.002	-22.527	0.589	-67.630
	3			0.277	-0.950	13.243	0.277	-1.327	-9.402
	4			13.240	-0.649	-14.327	13.240	-2.167	19.076
	5			17.309	0.413	-36.983	17.309	-1.105	38.148
26	1	26	27	-19.047	-5.177	51.537	-20.621	-4.323	-35.512
	2			-21.494	-6.767	67.630	-21.494	-6.767	-44.799
	3			0.693	-1.165	9.403	0.693	-1.543	-4.833
	4			13.225	2.256	-19.076	13.225	0.737	14.027
	5			16.728	4.583	-38.148	16.728	3.064	25.248
27	1	27	28	-18.169	-10.668	35.512	-19.934	-10.359	0.000
	2			-18.218	-13.263	44.799	-18.218	-13.263	0.000
	3			1.149	-1.242	4.834	1.149	-1.620	0.000
	4			12.301	4.913	-14.027	12.301	3.393	0.000
	5			14.879	8.235	-25.248	14.879	6.715	-0.000

REACCIONES (t y m-t)	APOYO 0	HIPOT.	COMP.X	COMP.Y	MOMENTO
		1	+13.635	+17.852	-0.000
		2	+16.200	+15.658	-0.000
		3	-5.170	+1.712	+0.000
		4	-12.091	-8.367	+0.000
		5	-9.178	-13.500	+0.000
	APOYO 28	HIPOT.	COMP.X	COMP.Y	MOMENTO
		1	-13.639	+17.851	+0.000
		2	-16.203	+15.661	+0.000
		3	-1.398	-1.411	+0.000
		4	+5.461	-11.533	+0.000
		5	+9.178	-13.500	-0.000

3) Resistencias de cálculo

De acuerdo con los tiempos de duración de las cargas se deducen las resistencias de cálculo siguientes:

comb.2 a 6 comb.1

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot (f_{m,k} \cdot k_h) / 1,30 = 0,90(280 \cdot 1) / 1,30 = 193,84 \text{ kp/cm}^2; \quad 129,2 \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot f_{c,0,k} / 1,30 = 0,90 \cdot 265 / 1,30 = 183,46 \text{ kp/cm}^2; \quad 122,3 \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{c,90,d} = k_{mod} \cdot f_{c,90,k} / 1,30 = 0,90 \cdot 30 / 1,30 = 20,76 \text{ kp/cm}^2; \quad 13,84 \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{i,0,d} = k_{mod} \cdot (f_{i,0,k} \cdot k_h) / 1,30 = 0,90(195 \cdot 1) / 1,3 = 135 \text{ kp/cm}^2; \quad 90 \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{i,90,d} = k_{mod} \cdot (f_{i,0,k} \cdot k_h) / 1,30 = 0,90 \cdot 4,5 / 1,30 = 3,11 \text{ kp/cm}^2; \quad 2,07 \text{ kp/cm}^2$$

4) Longitudes eficaces de pandeo

Para la comprobación de las secciones a flexocompresión es necesario determinar previamente las longitudes eficaces de pandeo en el plano del pórtico. En este caso se ha utilizado un programa de cálculo matricial que incluye la matriz de rigidez geométrica analizando el pórtico solicitado por los esfuerzos axiales de compresión procedentes de la hipótesis básica 1ª. En la figura 18.24 se representa el modo de pandeo y en el cuadro siguiente las longitudes eficaces de pandeo, coeficientes β y esbelteces λ_y , que corresponden a las barras del pórtico

DATOS DE PANDEO DE BARRAS			
Barras	l_e (m)	β	λ_y
0-27	45,59	13,50	75
1-26	44,89	13,30	74
2-25	45,99	13,63	76
3-24	48,87	14,49	81
4-23	49,31	21,42	88
5-22	46,02	20,00	86
6-21	42,76	18,58	85
7-20	39,50	17,16	84
8-19	36,32	15,78	83
9-18	33,22	14,43	81
10-17	30,15	13,10	79
11-16	27,05	11,76	77
12-15	24,09	10,47	75
13-14	21,26	9,24	74

l_e ; longitud eficaz de pandeo en metros

β ; coeficiente que define la longitud eficaz, ver apartado 6.13

λ_y ; esbeltez de la barra en el plano del pórtico

Este tipo de pórtico triarticulado, con arranques curvos y dinteles rectos, no está contemplado en el anexo L "Fundamentos teóricos sobre el pandeo global de pórticos y longitudes eficaces de sus barras", y no es posible por tanto estimar la longitud eficaz a partir de expresiones simplificadas.

No obstante si se aplican las expresiones de los arcos triarticulados se obtendrían valores de 36,5 m según CB71 o de unos 22 m según DIN 1052. Si se asimilara a un pórtico con pilares inclinados más de 15°, se deduce una longitud eficaz de 28 m.

Se observa que dan lugar a valores menores a los obtenidos mediante el cálculo matricial (de 45 a 49 m).

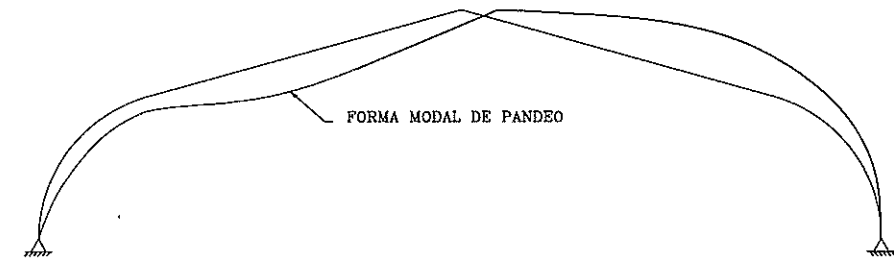


Figura 18.24. Modo de pandeo del pórtico.

En lo que respecta al pandeo transversal, es decir, perpendicular al plano del pórtico, la longitud eficaz de pandeo corresponde a la separación entre correas de arriostramiento: 3,90 m, excepto en la zona curva (barras 0 a 3 y 24 a 27) a la que corresponde una distancia superior entre puntos arriostrados, 6,77 m.

5) Comprobación de secciones

a) Arranques:

Se comprueban a esfuerzo cortante. Los esfuerzos de cálculo Q_d , se pueden deducir a partir de las reacciones. Teniendo en cuenta que las dimensiones de la sección son 21x210 cm, se calculan los índices de cortante correspondientes a las diferentes hipótesis de cálculo

COMB.	$f_{v,k}$	k_{mod}	γ_M	$f_{v,d}$	Q_d	τ_d	I_v
1	32	0,60	1,3	14,76	18,40	6,25	0,42
2	--	0,90	--	22,15	42,70	14,52	0,65
3	--	0,90	--	22,15	20,40(*)	6,97	0,31
4	--	0,90	--	22,15	10,20(*)	3,47	0,15
5	--	0,90	--	22,15	42,17(*)	14,34	0,64
6	--	0,90	--	22,15	5,44(*)	1,85	0,08
7	--	0,90	--	22,15	0,13	0,04	0,001
Ecuaciones				(3.4)		(5.9)	(5.11)

(*) El esfuerzo cortante Q_d corresponde al apoyo, 28. Los restantes al apoyo, 0.

El índice más desfavorable, 0,65, corresponde a la combinación número 2 y no supera a la unidad.