

Cálculo

5

- 5.1.1 Predimensionado
 - Generalidades
 - Succión del viento
 - Sobrecarga de tabiquería
- Propiedades mecánicas de la madera
 - Sistema de clases resistentes
 - Normas de clasificación y calidades
 - Asignación de la clase resistente
- 5.1.2 Cimentación
 - Profundidad mínima de la cimentación, anchura mínima de las zapatas corridas y espesor de los muros de sótano
- 5.1.3 Muros entramados
 - Introducción, bases de cálculo y predimensionado
- Muros de troncos
- Forjados
 - Introducción
 - Viguetas de madera aserrada
 - Tablas de dimensionado
 - Viguetas prefabricadas en doble T
 - Tablero de entrevigado
 - Vigas y cargaderos
 - Pilares
- 5.1.4 Comprobación estructural de los diafragmas
 - Diafragmas de cubierta y forjado
 - Diafragma de muros

A

Predimensionado y bases de cálculo

Generalidades

Introducción

Este anexo tiene por objeto reunir información útil para el predimensionado de los elementos estructurales que intervienen en la construcción de viviendas de madera. En algunos temas se incluyen las líneas generales de cálculo.

En muchos casos, los tablas que se incluyen han sido extraídas de la bibliografía especializada, citando la fuente para su posible consulta. Debido a que estas informaciones están de acuerdo con normativas y códigos de construcción de otros países, los resultados pueden diferir ligeramente con respecto a nuestra normativa. No obstante serán de gran utilidad como referencia o predimensionado.

Siempre que ha sido posible se incluyen las líneas generales para la comprobación estructural de los elementos de acuerdo con la normativa europea de cálculo de estructuras de madera (Eurocódigo 5: Estructuras de madera. Principios generales de cálculo, que sirve de base a la futura Norma Básica de la Edificación de Estructuras de Madera, NBE-EM).

Esta normativa utiliza un método de cálculo con coeficientes parciales de seguridad (mayoración de acciones y minoración de la resistencia) y el

enfoque de los estados límites. Sin embargo todavía se emplean en algunos países métodos de cálculo basados en las tensiones admisibles, en los que el coeficiente de seguridad se introduce exclusivamente en la resistencia del material. En un plazo breve estos países abandonarán estos métodos adoptando el de los estados límites de cálculo.

De esta forma, hay tablas de cálculo basadas en esta normativa europea, definiendo las características resistentes de la madera de acuerdo con el sistema de clases resistentes europeo.

Ligereza de la construcción

Una de las principales particularidades de estos sistemas constructivos, sobre todo del sistema de plataforma o de entramado ligero, en relación a los sistemas constructivos tradicionales en España para la construcción de viviendas unifamiliares, es el reducidísimo peso propio de la construcción.

Esta característica, desde el punto de vista estructural, hace que el peso relativo de las acciones vivas (sobrecargas de uso, viento y nieve), frente al peso propio, sea muy superior comparado con las soluciones tradicionales.

Por este motivo, en algunos casos los efectos del viento pueden provocar succiones en la unión de la estructura con la cimentación, precisándose sistemas de anclaje que conecten entre sí la cubierta con los muros y a éstos con la cimentación.

Por otro lado la rigidez de los forjados ante las cargas gravitatorias es menor

5

A

Cálculo

que en los sistemas pesados. Este hecho, aún cuando las deformaciones se limiten de igual modo, da lugar a soluciones más sensibles a las vibraciones ante cargas móviles. La solución es el aumento de la rigidez de los forjados, en algunos casos haciendo trabajar solidariamente al entrevigado.

Si comparamos las disposiciones constructivas de los sistemas tradicionales con las de entramado ligero, atendiendo a su peso propio encontraremos grandes diferencias:

a) Construcción tradicional

Peso propio de los elementos constructivos (valores orientativos):

- Tabiques de ladrillo hueco sencillo de 4,5 cm de espesor, con guarnecido de yeso a dos caras: 80 Kp/m².
- Muros de carga exteriores de ladrillo cerámico perforado de 1 pie de espesor (24 cm), con aislamiento térmico y tabique de ladrillo hueco sencillo de 4,5 cm de espesor guarnecido de yeso en una cara: 440 Kp/m².
- Forjados de vigueta de hormigón pretensado con bovedilla cerámica y capa de compresión, incluyendo el solado con baldosa hidráulica o cerámica: 310 Kp/m².
- Cubierta constituida por un forjado sobre el que se disponen tabiquillos palomeros, tablero de rasilla y teja cerámica: 400 Kp/m².

Suponiendo un vano de crujías entre muros de carga de 4,5 m y una altura libre entre plantas de 2,60 m pueden

deducirse los siguientes pesos por m² de planta de piso:

- Tabiquería, suponiendo una distribución media por m² de piso de 0,5 m de tabique de 2,50 m de altura y peso de 80 Kp/m²: 100 Kp/m².
- Muros: 480 Kp/m²
- Forjados: 310 Kp/m².

Por tanto, como término medio el peso del piso incluyendo parte proporcional de tabiques y muros está alrededor de 900 Kp/m². (400 Kp/m², para la cubierta).

En una vivienda de dos plantas de forjado y la cubierta, las cargas en la cimentación serían del orden de 5 t/m en muros exteriores y de 10 t/m en los interiores.

Finalmente puede estimarse un peso propio por unidad de volumen edificado del orden de 310 Kp/m³.

b) Construcción de entramado ligero

Peso propio de los elementos constructivos (valores orientativos):

- Tabiques constituidos por dos paramentos de tablero de cartón-yeso de 12 mm de espesor, montados sobre un bastidor de perfiles ligeros de acero: 35 Kp/m².
- Muros de carga y de cerramiento exterior formados por un revestimiento de entablado de madera sobre un enras-trelado fijado a un tablero contrachapado, montantes de madera aserrada de 38 x 89 mm separados a 40 cm,

1

1

Predimensionado

relleno de aislamiento térmico y tablero de cartón-yeso al interior: 44 Kp/m².

- Forjados de viguetas de madera aserrada con sección de 40 x 235 mm separadas a 40 cm, entrevigado de tablero contrachapado, solado ligero sobre fieltro elástico y falso techo de tablero de cartón-yeso: 44 Kp/m².
- Cubierta formada por cerchas prefabricadas separadas a 60 cm, con tablero contrachapado de cerramiento, impermeabilización de material asfáltico, aislamiento térmico y falso techo de tablero de cartón-yeso: 65 Kp/m².

Para luces de forjado de 4,5 m y altura libre entre plantas de 2,60 m, se deducen los siguientes pesos por m² de planta de piso:

- Tabiquería, suponiendo la misma distribución media que en la tradicional, 0,5 m de tabique de 2,50 m de altura por m² de piso, con un peso de 35 Kp/m²: 44 Kp/m².
- Muros: 25 Kp/m².
- Forjados: 44 Kp/m².

De tal forma que el peso tipo por m² construido es del orden de 113 Kp/m². (65 Kp/m² en la cubierta).

En una vivienda de dos plantas de forjado y la cubierta, las cargas en la cimentación serían del orden de 0,9 t/m en muros exteriores y de 1,3 t/m en los interiores.

El peso específico de la edificación en madera es de alrededor de los 40 Kp/m³, es decir es casi ocho veces más ligera

que la tradicional.

En la tabla 1 se resumen los valores anteriores comparando los pesos propios de ambos sistemas.

Succión del viento

Aplicando el criterio de la Norma Básica de la Edificación de Acciones en la Edificación (NBE-AE/88), en relación a la acción del viento se pueden extraer las siguientes conclusiones.

La altura de coronación de las viviendas unifamiliares no suele superar los 10 m, situación en la que la norma considera una presión dinámica de 50 Kp/m² en situación normal y de 100 Kp/m² en situación expuesta. Estas presiones son equivalentes a unas velocidades del viento de 102 y 144 km/h, respectivamente.

Si se considera la acción del viento sobre la cubierta actuando en dirección paralela a la cumbrera, la sobrecarga del viento sobre la superficie de cubierta (por unidad de superficie de faldón o de planta) es de 20 Kp/m² (50x0,4) y 40 Kp/m² (100 x 0,4).

Si el peso de la cubierta es del orden de los 65 Kp/m² y se adoptan como coeficientes de seguridad de las acciones 0,9 para el peso propio y 1,5 para el efecto de succión del viento, se obtienen las relaciones siguientes:

Velocidad del viento 102 Km/h:
 $65 \times 0,9 / (20 \times 1,5) = 1,95$
 Velocidad del viento 144 « «:
 $65 \times 0,9 / (40 \times 1,5) = 0,97$

Tabla 1. Comparación de pesos propios de la construcción tradicional y de entramado ligero de madera

RELACION		TRADICIONAL FABRICA Y HORMIGON	ENTRAMADO LIGERO MADERA
PESO PROPIO	Tabiques	80	35
ELEMENTOS	Muros	440	44
CONSTRUCTIVOS	Forjados	310	44
Kp/m ²	Cubierta	400	65
PESO PROPIO	Tabiques	100	44
REPERCUTIDO	Muros	480	51
POR M ² DE PISO	Forjados	310	44
Kp/m ²	Suma	890	139
CARGAS EN	Muros exteriores	5	0,9
CIMENTACION	Muros interiores	10	1,3
PESO PROPIO			
t/m			
PESO PROPIO			
POR VOLUMEN			
CONSTRUIDO Kp/m ³		310	40
			7,7

De donde se deduce que existen problemas de seguridad frente a la succión del viento, con velocidades superiores a los 140 km/h. Este hecho obliga al anclaje de la estructura de la cubierta a los muros entramados.

Generalmente este anclaje se extiende entre plantas y entre cimentación y el muro de planta baja, aunque no siempre se generan efectos de levantamiento al nivel de la planta baja.

Uno de los aspectos constructivos que más problemas pueden presentar a efectos de succión del viento, son los voladizos en aleros y cubiertas salientes de la edificación.

La sobrecarga de tabiquería

En la norma NBE-AE/88 se especifican las sobrecargas de tabiquería como una carga uniformemente repartida y cuyo valor mínimo está relacionado con la sobrecarga de uso. Así, por ejemplo para una sobrecarga de uso inferior a 300 Kp/m² (caso en el que se encuentran las viviendas), la sobrecarga de tabiquería por metro cuadrado de piso que hay que considerar no será inferior a 100 kp/m², (este valor corresponde a una distribución por m² de piso de 0,5 m de tabique de 2,50 m de altura y peso de 80 Kp/m²).

En la construcción con madera, los

tabiques son generalmente mucho más ligeros (2,3 veces) y en las reglamentaciones norteamericanas se consideran como cargas lineales localizadas y no como cargas repartidas.

El criterio de la NBE, aplicado a la construcción ligera de madera resulta más conservador. No obstante, en el caso de tabiques dispuestos en dirección paralela al entrevigado, deberá situarse una vigueta o cargadero bajo el tabique, si las existentes no son capaces de asumir el exceso de carga que representa.

En la normativa común europea (Eurocódigo nº 1: Acciones en la edificación), las sobrecargas de tabiquería se plantean a efectos de cálculo como sobrecarga uniforme equivalente, considerando la densidad de distribución de la tabiquería y su peso propio.

5**A**

Cálculo

5

A

Cálculo

Propiedades mecánicas de la madera

En este apartado se incluye la información necesaria para la determinación de las características mecánicas de la madera a partir de los datos iniciales básicos:

- especie de madera
- calidad y norma de clasificación

Con estos parámetros puede asignarse una «clase resistente» en la que se incluyen los valores de resistencia y rigidez que se emplean en el cálculo.

El sistema de clases resistentes adoptado corresponde al de la norma UNE EN 338 «Madera estructural. Clases resistentes». Distingue 9 clases para la madera aserrada de coníferas y chopo y 6 clases para las especies frondosas. En la tabla 2 se indican los valores característicos de cada clase. Los valores característicos incluidos en la tabla están orientados a su aplicación dentro del Eurocódigo 5.

Normas de clasificación y calidades

En la tabla 3 se recogen las normas de clasificación de los países europeos y norteamericanos incluyendo las denomi-

Sistema de clases resistentes

		Especies coníferas y chopo						
		C14	C16	C18	C22	C24	C27	C30
Propiedades resistentes en N/mm²								
Flexión	$f_{m,k}$	14	16	18	22	24	27	30
Tracción paralela	$f_{t,0,k}$	8	10	11	13	14	16	18
Tracción perpendicular	$f_{t,90,k}$	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4
Compresión paralela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	20	21	22	23
Compresión perpendicular	$f_{c,90,k}$	4.3	4.6	4.8	5.1	5.3	5.6	5.7
Cortante	$f_{v,k}$	1.7	1.8	2.0	2.4	2.5	2.8	3.0
Propiedades de rigidez en kN/mm²								
Módulo de elasticidad								
paralelo medio	$E_{0,mean}$	7	8	9	10	11	12	12
Módulo de elasticidad								
paralelo 5º percentil	$E_{0,5\%}$	4.7	5.4	6.0	6.7	7.4	8.0	8.0
Módulo de elasticidad								
perpendicular medio	$E_{90,mean}$	0.23	0.27	0.30	0.33	0.37	0.40	0.40
Módulo de cortante medio	$G_{0,mean}$	0.44	0.50	0.56	0.63	0.69	0.75	0.75
Densidad en Ko/m³								
Densidad	ρ_k	290	310	320	340	350	370	380
Densidad media	$\rho_{0,mean}$	350	370	380	410	420	450	460

naciones de las calidades que diferencian.

Asignación de la clase resistente

En este apartado se incluye la información que permite asignar una clase resistente a una determinada combinación de especie de madera y calidad según una norma de clasificación.

Esta documentación está extraída del proyecto de norma prEN 1912 «Structural timber. Strength classes. Assignment of visual grades and species» (abril 1995).

En las tablas 4 y 5 se recogen las clases resistentes y las combinaciones

de especie y calidad correspondientes, para las coníferas y frondosas respectivamente.

Para definir la fuente (área geográfica de crecimiento de los árboles donde se asierra la madera) se emplean las siguientes abreviaturas:

CNE	Europa	Centro, Norte y Este de Europa
NNE	Europa	Norte y Noroeste de Europa
NC	Europa	Norte y Centro de Europa

En las tablas 6 y 7 se incluyen los nombres botánicos de las especies coníferas y frondosas y la numeración utilizada en las tablas 4 y 5 para la identificación de cada madera por nombre comercial.

C35	C40	Especies frondosas		D40	D50	D60	D70
		D30	D35				
35	40	30	35	40	50	60	70
21	24	18	21	24	30	36	42
0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7	0,9
25	26	23	25	26	29	32	34
6,0	6,3	8,0	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
3,4	3,8	3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
13	14	10	10	11	14	17	20
8,7	9,4	8,0	8,7	9,4	11,8	14,3	16,8
0,43	0,47	0,64	0,69	0,75	0,93	1,13	1,33
0,81	0,88	0,60	0,65	0,70	0,88	1,06	1,25
400	420	530	560	590	650	700	900
480	500	640	670	700	780	840	1080

Tabla 3: Normas de clasificación y calidades

Pais	Calidades	Norma de clasificación
Alemania	S13	German Standard DIN 4074 Teil 1
	S10	Sortierung von Nadelholz nach der Tragfähigkeit.
	S7	Nadelschnittholz. 1989.
Austria	G.BH	Austrian Standard ÖNORM B 4100-2 - Holzbau - Holztragwerke
Canadá	J&P Sel	Canadian Standard NLGA 1987
	J&P N°1	The national grading rules for dimension lumber.
	J&P N°2	
España (1)	ME-1	UNE 56.544
	ME-2	Clasificación visual de la madera para uso estructural.
	ME-3	
Francia	CF30	French Standard NF B 52-001-4 - 1992
	CF22	Règles d'utilisation du bois dans les constructions.
	CF18	Partie 4: Classement visuel pour emploi en structure pour les principales essences résineuses et feuillues.
Holanda	B	Netherlands Standard NEN 5480-1983
	C	Kwaliteitseisen voor hout (KVH 1980) Houtsoort europees vuren.
	A/B	Netherlands Standard NEN 5480 - 1983 Kwaliteitseisen voor hout (KVH 1980) Houtsoort azobé.
Países Nórdicos (2)	T3	Nordic grading rules - INSTA 142 - 1994
	T2	Nordic visual stress grading rules for timber.
	T1	
	T0	
	LT30	
	LT20	
Reino Unido	SS	British Standard BS 4978. 1988
	GS	Sections 1 and 2. Softwood grades for structural use.
	HS	British Standard BS 5756: 1980 Tropical hardwood grades for structural use.
Estados Unidos de América lumber	J&P Sel	USA Standard NGRDL 1975
	J&P Nol	The national grading rules for softwood dimension lumber
	J&P No2	

(1) Norma en fase de borrador.

(2) Países nórdicos: Dinamarca, Finlandia, Islandia, Noruega y Suecia.

5

A

Cálculo

5

A

Cálculo

Tabla 4 Asignación de las calidades de especies coníferas (+ Chopo) a las clases resistentes.

Clase	País que publica la norma de clasificación	Calidad (ver nota 4)	Especies
			resistente (ver nota 1 al final de la tabla)
C35			
C30	Francia	CF30	Spruce & Fir
		CF30	Douglas fir
	Alemania	S13	Spruce
		S13	Pine
		S13	Fir
		S13	Larch
	Países nórdicos	T3	Pine (Redwood)
		T3	Spruce (Whitewood)
		T3	Fir
		T3	Larch
	USA	J&P Sel	Southern pine
C27	Francia	CF30	Austrian black pine
		CF30	Corsican black pine
		CF30	Poplar (ver nota 3)

1

1

Predimensionado

5

A

Cálculo

Fuente	Identificación botánica	Comentarios
(ver nota 2 al final de la tabla)	(ver tabla 6)	
Francia	1.22	
Francia	54	
CNE Europa	22	
CNE Europa	47	
CNE Europa	1	
CNE Europa	15	
NNE Europa	47	
NNE Europa	22	
NNE Europa	1	
NNE Europa	15	
USA	35.36.43.46	
Francia	39	
Francia	39	
Francia	50	

5

A

Cálculo

Tabla 4 Continuación

Clase resistente	País que publica la norma de clasificación (ver nota 1 al final de la tabla)	Calidad (ver nota 4)	Especies Nombre comercial
C24	Austria	G.BH	Spruce
		G.BH	Pine
		G.BH	Fir
		G.BH	Larch
	Francia	CF22	Spruce & Fir
		CF22	Douglas fir
	Alemania	S10	Spruce
		S10	Pine
		S10	Fir
		S10	Larch
	Países nórdicos	T2	Pine (Redwood)
		T2	Spruce (Whitewood)
		T2	Fir
		T2	Larch
		LT30	Pine (Redwood)
		LT30	Spruce (Whitewood)
	Holanda	B	Spruce & fir
	Reino Unido	SS	Parana pine
		SS	Redwood
		SS	Whitewood
		SS	Douglas fir-Larch
		SS	Hem-fir
		SS	S-P-F
		SS	Southern pine
		SS	Pitch pine
	USA & Canadá	J&P Sel	Douglas fir-Larch
		J&P Sel	Hem-fir
J&P Sel		S-P-F	

1

1

Predimensionado

Fuente (ver nota 2 al final de la tabla)	Identificación botánica	Comentarios (ver tabla 6)
CNE Europa	22	Los anillos de crecimiento
CNE Europa	47	deben cumplir los
CNE Europa	1	requisitos de la DIN
CNE Europa	15	4074 Calidad S10
Francia	1.22	
Francia	54	
CNE Europa	22	
CNE Europa	47	
CNE Europa	1	
CNE Europa	15	
NNE Europa	47	
NNE Europa	22	
NNE Europa	1	
NNE Europa	15	
NNE Europa	47	LT: calidades para láminas
NNE Europa	22	de madera laminada
NC Europa	1.22	
Brasil	12	
CNE Europa	47	
CNE Europa	22	
USA & Canadá	18.54	
USA & Canadá	2.4.5.7.8.62	
USA & Canadá	3.6.23.25.26.27.32.34.45	
USA	35.36.43.46	
Caribe	33.42	
USA & Canadá	18.54	
USA & Canadá	2.4.5.7.8.62	
USA & Canadá	3.6.23.25.26.27.32.34.45	

5

A

Cálculo

5

A

Cálculo

Tabla 4 continuación

Clase resistente	País que publica la norma de clasificación (ver nota 1 al final de la tabla)	Calidad (ver nota 4)	Especies Nombre comercial	
C22	Francia	CF18	Spruce & Fir	
		CF18	Douglas fir	
		CF18	Poplar (Ver nota 3)	
	UK	SS	Larch	
		SS	Scots pine	
		SS	Corsican pine	
	USA	J&P No1	Southern pine	
		J&P No2	Southern pine	
	C18	Canadá	J&P Sel	Sitka spruce
		Francia	CF18	Austrian black pine
CF18			Corsican black pine	
CF22			Austrian black pine	
CF22			Corsican black pine	
CF18			Maritime pine	
Irlanda		SS	Norway spruce	
		SS	Sitka spruce	
Países nórdicos		T1	Pine (Redwood)	
		T1	Spruce (Whitewood)	
		T1	Fir	
		T1	Larch	
		LT20	Pine (Redwood)	
		LT20	Spruce (Whitewood)	
Reino Unido		SS	Western red cedar	
		SS	Sitka spruce	
		SS	Western white woods	
		SS	Douglas fir	
		SS	Norway spruce	
		SS	Sitka spruce	
		GS	Pitch pine	
		GS	Southern pine	
USA		J&P Sel	Western white woods	

1

1

Predimensionado

Fuente (ver nota 2 al final de la tabla)	Identificación botánica	Comentarios (ver tabla 6)
Francia	1.22	
Francia	54	
Francia	50	
UK	15.16.17	
UK	47	
UK	39	
USA	35.36.43.46	
USA	35.36.43.46	
Canadá	28	
Francia	39	
Francia	44	
Irlanda	22	
Irlanda	28	
NNE Europa	47	
NNE Europa	22	
NNE Europa	1	
NNE Europa	15	
NNE Europa	47	LT: calidades para láminas
NNE Europa	22	de madera laminada
Canadá	58	
Canadá	28	
USA	3.6.23.34.37.38.45.63	
Reino Unido	54	
Reino Unido	22	
Reino Unido	28	
Caribe	33.42	
USA	35.36.43.46	
USA	3.6.23.34.37.38.45.63	

5

A

Cálculo

5

A

Cálculo

Tabla 4 Continuación

Clase resistente	País que publica la norma de clasificación (ver nota 1 al final de la tabla)	Calidad (ver nota 4)	Especies Nombre comercial
C16	Alemania	S7	Spruce
		S7	Pine
		S7	Fir
		S7	Larch
	Holanda	C	Spruce & fir
	Reino Unido	GS	Parana pine
		GS	Redwood
		GS	Whitewood
		GS	Douglas fir-Larch
		GS	Hem-fir
		GS	S-P-F
		GS	Larch
	USA y Canadá	GS	Scots pine
		GS	Corsican pine
		J&P No1	Douglas fir-Larch
		J&P No2	Douglas fir-Larch
		J&P No1	Hem-fir
J&P No2		Hem-fir	
J&P No1	S-P-F		
J&P No2	S-P-F		

1

1

Predimensionado

Fuente (ver nota 2 al final de la tabla)	Identificación botánica (ver tabla 6)	Comentarios
CNE Europa	22	
CNE Europa	47	
CNE Europa	1	
CNE Europa	15	
NE Europa	1,22	
Brasil	12	
CNE Europa	47	
CNE Europa	22	
USA y Canadá	18,54	
USA y Canadá	2,4,5,7,8,62	
USA y Canadá	3,6,23,25,26,27,32,34,45	
Reino Unido	15,16,17	
Reino Unido	47	
Reino Unido	39	
USA y Canadá	18,54	
USA y Canadá	18,54	
USA y Canadá	2,4,5,7,8,62	
USA y Canadá	2,4,5,7,8,62	
USA y Canadá	3,6,23,25,26,27,32,34,45	
USA y Canadá	3,6,23,25,26,27,32,34,45	

5

A

Cálculo

Tabla 4 Continuación

Clase resistente	País que publica la norma de clasificación (ver nota 1 al final de la tabla)	Calidad (ver nota 4)	Especies Nombre comercial
C14	Canadá	J&P No1	Sitka spruce
		J&P No2	Sitka spruce
	Irlanda	GS	Sitka spruce
		GS	Norway spruce
	Países nórdicos	T0	Pine (Redwood)
		T0	Spruce (Whitewood)
		T0	Fir
		T0	Larch
	Reino Unido	GS	Western red cedar
		GS	Sitka spruce
		GS	Western white woods
		GS	Douglas fir
		GS	Sitka spruce
		GS	Norway spruce
	USA	J&P No1	Western white woods
		J&P No2	Western white woods

Nota 1: El área nórdica comprende Dinamarca, Finlandia, Islandia, Noruega y Suecia.

Nota 2: CNE Europa: abreviatura de Europa Central, del Norte y del Este.

NNE Europa: abreviatura del norte y el noreste de Europa.

NC Europa: abreviatura de Europa del Norte y del Centro.

Nota 3: La asignación sólo es válida para ciertos clones de chopo. Ver nota 1 hoja tabla 6.

Nota 4: Las calidades de esta tabla corresponden a las normas de clasificación definidas en la tabla 3.

1

1

Predimensionado

5

A

Cálculo

Fuente (ver nota 2 al final de la tabla)	Identificación botánica (ver tabla 6)	Comentarios
Canadá	28	
Canadá	28	
Irlanda	22	
Irlanda	28	
NNE Europa	47	
NNE Europa	22	
NNE Europa	1	
NNE Europa	15	
Canadá	58	
Canadá	28	
USA	3.6.23.34.37.38.45.63	
Reino Unido	54	
Reino Unido	22	
Reino Unido	28	
USA	3.6.23.34.37.38.45.63	
USA	3.6.23.34.37.38.45.63	

5

A

Cálculo

Tabla 5. Asignación de las calidades de especies frondosas a las clases resistentes.

Clase resistente	País que publica la norma	Calidad (ver nota 4)	Especies Nombre comercial
D70	Reino Unido	HS	Balau
		HS	Green heart
D60	Holanda	A/B	Azobé
	Reino Unido	HS	Ekki
		HS	Kapur
		HS	Kempas
		HS	Merbau
D50	Reino Unido	HS	Keruing
		HS	Carri
		HS	Opepe
D40	Reino Unido	HS	Iroko
		HS	Jarrah
		HS	Teak
D35			
D30			

Nota: Las calidades de esta tabla corresponden a las normas de clasificación definidas en la tabla 3.

1

1

Predimensionado

5

A

Cálculo

Fuente (ver nota 2 al final de la tabla)	Especie botánica (ver tabla 7)	Comentarios
Sudeste de Asia	113.114	
Sudeste de Asia	110	
Camerún, Liberia	100	
Oeste de Africa	100	
Sudeste de Asia	86.87	
Sudeste de Asia	98	
Sudeste de Asia	94.95	
Sudeste de Asia	80.81.82.83	
Australia	90	
Africa	107	
Africa	103.104	
Australia	91	
Sudeste de Asia y Africa	117	

Tabla 6. Identificación de especies coníferas y chopo

Nombre botánico	Número de identificación
<i>Abies alba</i>	1
<i>Abies amabilis</i>	2
<i>Abies balsamea</i>	3
<i>Abies concolor</i>	4
<i>Abies grandis</i>	5
<i>Abies lasiocarpa</i>	6
<i>Abies magnifica</i>	7
<i>Abies procera</i> (<i>A. nobilis</i>)	8
<hr/>	
<i>Araucaria angustifolia</i>	12
<hr/>	
<i>Larix decidua</i> (<i>L. europea</i>)	15
<i>Larix eurolepis</i>	16
<i>Larix kaempferi</i> (<i>L. leptolepis</i>)	17
<i>Larix occidentalis</i>	18
<hr/>	
<i>Picea abies</i>	22
<i>Picea engelmannii</i>	23
<i>Picea glauca</i>	25
<i>Picea mariana</i>	26
<i>Picea rubens</i>	27
<i>Picea sitchensis</i>	28
<hr/>	
<i>Pinus banksiana</i>	32
<i>Pinus caribaea</i>	33
<i>Pinus contorta</i>	34
<i>Pinus echinata</i>	35
<i>Pinus elliotii</i>	36
<i>Pinus lambertiana</i>	37
<i>Pinus monticola</i>	38
<i>Pinus nigra</i>	39
<i>Pinus oocarpa</i>	42
<i>Pinus palustris</i>	43
<i>Pinus pinaster</i>	44
<i>Pinus ponderosa</i>	45
<i>Pinus sylvestris</i>	47
<i>Pinus taeda</i>	48
<hr/>	
<i>Populus</i> (Ver nota 1)	50
<hr/>	
<i>Pseudotsuga menziesii</i>	54
<hr/>	
<i>Thuja plicata</i>	58
<hr/>	
<i>Tsuga heterophylla</i>	62
<i>Tsuga mertensiana</i>	63

5

A

Cálculo

1

1

Predimensionado

Nota 1 Para el *Populus* sólo es aplicable en los clones siguientes:

- Populus x euramericana cv «Robusta»
- Populus x euromericana cv «Dorskamp»
- Populus x euromericana cv «I 214»
- Populus x euromericana cv «I 4551»

Tabla 7 Identificación de especies frondosas

Nombre botánico	Número de identificación
<i>Dipterocarpus cornutus</i>	80
<i>Dipterocarpus costulatus</i>	81
<i>Dipterocarpus crinitus</i>	82
<i>Dipterocarpus sublamellatus</i>	83
<i>Dryobalanops aromatica</i>	86
<i>Dryobalanops oblongifolia</i>	87
<i>Eucalyptus diversi color</i>	90
<i>Eucalyptus marginata</i>	91
<i>Intsia bijuga</i>	94
<i>Intsia palembanica</i>	95
<i>Koompassia malaccensis</i>	98
<i>Lophira alata</i>	100
<i>Milicia excelsa</i>	103
<i>Milicia regia</i>	104
<i>Nauclea diderrichii</i>	107
<i>Ocotea rodiaei</i>	110
<i>Shorea glauca</i>	113
<i>Shorea maxwelliana</i>	114
<i>Tectona grandis</i>	117

5

A

Cálculo

5

A

Cálculo

1

1

Predimensionado

Cimentación

Profundidad mínima de cimentación

La profundidad de cimentación y la presión admisible del terreno se determinará, como en otros tipos de edificación, mediante el reconocimiento del mismo, apoyándose en los siguientes estudios:

- Observaciones e informaciones sobre el comportamiento de las cimentaciones de edificios próximos.
- Realización de perforaciones o calicatas.
- Realización de ensayos y estudios geotécnicos efectuados por personal especializado.

Con carácter orientativo se extrae , de la norma NBE-AE/88 Capítulo VIII «Presiones en terreno de cimentación», lo relativo a la presión admisible en el terreno y la profundidad de cimentación.

La presión admisible en un terreno bajo cargas verticales, depende fundamentalmente de la naturaleza del terreno y de la profundidad de anchura del cimientto y, además, de otras circunstancias. La variedad y dificultad de clasificación de los terrenos sólo permite dar valores de la presión admisible a título de orientación, debiendo en cada caso el autor del proyecto , con su criterio técnico y tras el reconocimiento y ensayos de terreno que considere precisos, elegir para cada caso la presión admisible que considere adecuada.

En la tabla 8 se indican con carácter orientativo los valores de las presiones admisibles para cada clase de terreno,

5

A

Cálculo

Tabla 8. Presiones admisibles en el terreno de cimentación.

Naturaleza del terreno Presión admisible en kg/cm² para profundidad de cimentación en m de:

	0	0.5	1	2	< 3
1 Rocas (1)					
No estratificadas	30	40	50	60	60
Estratificados	10	12	16	20	20
2 Terrenos sin cohesión (2)					
Graveras	-	4	5	6.3	8
Arenosos gruesos	-	2.5	3.2	4	5
Arenosos finos	-	1.6	2	2.5	3.2
3 Terrenos coherentes					
Arcillosos duros	-	-	4	4	4
Arcillosos semiduros	-	-	2	2	2
Arcillosos blandos	-	-	1	1	1
Arcillosos fluidos	-	-	0.5	0.5	0.5
4 Terrenos deficientes					
Fangos	En general resistencia nula, salvo que se				
Terrenos orgánicos	determine experimentable el valor admisible.				
Rellenos sin consolidar					

Observaciones:

- (1) a) Los valores que se indican corresponden a rocas sanas, pudiendo tener alguna grieta.
- b) Para rocas meteorizadas o muy agrietadas las tensiones se reducirán prudencialmente.
- (2) a) Los valores indicados se refieren a terrenos consolidados que requieren el uso del pico para removerlos. Para terrenos de consolidación media en que la pala penetra con dificultad, los valores anteriores se multiplicarán por 0,8. Para terrenos sueltos, que se remuevan fácilmente con la pala, los valores indicados se multiplicarán por 0,5.
- b) Los valores indicados corresponden a una anchura de cemento igual o superior a 1 m. En caso de anchuras inferiores, la presión se multiplicará por la anchura del cemento expresada en metros.
- c) Cuando el nivel freático diste de la superficie de apoyo menos de su anchura, los valores de la Tabla se multiplicarán por 0,8.

Fuente: NBE-AE/88

sin que estos valores garanticen que los asientos que se produzcan sean tolerables para cada obra en particular.

La observación 2 b) de la tabla 8, obligaría a la reducción de la presión admisi-

ble en terrenos sin cohesión, cuando la anchura del cemento es inferior a 1 m. Este es normalmente el caso de las cimentaciones en edificación con madera.

En la bibliografía técnica de los países

con clima frío se especifica que la profundidad del cimiento debe ser tal que quede por debajo del nivel de helada del terreno, si no existen espacios calefactados en sótano.

Anchura mínima de las zapatas corridas

Con carácter orientativo en la tabla siguiente se indican las anchuras mínimas de las zapatas corridas (Tabla 9).

En la tabla 10 se indican las anchuras de zapata corrida para diferentes cargas lineales y presiones admisibles del terreno.

Dimensiones mínimas de zapatas aisladas

En la tabla 11 se recogen las dimensiones de las zapatas aisladas para diferentes cargas y presiones admisibles del terreno.

Con carácter orientativo se recoge en la tabla 12 la superficie mínima de las zapatas aisladas, en función del número de plantas de la edificación.

Espesor de los muros de sótano

En la tabla 13 se indican con carácter orientativo los espesores mínimos de los muros de sótano y de arranque de cimentación.

Tabla 9. Anchura mínima en mm de la zapata corrida de cimentación para luces máximas de forjados de 4.9 m y carga máxima en forjados de 2.4 kn/m².

Número de plantas	Soportan muros exteriores	Soportan muros interiores
1	250	200
2	350	350
3	450	500

Tabla 10. Anchura en mm de zapatas corridas para diferentes condiciones de carga y presiones admisibles del terreno.

Carga total t/m	Presión admisible del terreno kp/cm ²			
	0,75	1,00	1,25	1,50
1.5	200	150	120	100
2.0	300	200	180	150
3.0	400	300	250	200
3.5	500	400	300	250

Fuente: NAHB Research Foundation. 1977

Tabla 11. Dimensiones en planta, en mm de las zapatas aisladas para pilares.

Carga en t	Presión admisible del terreno			
	0,75	1,00	1,25	1,50
2.5	600 x 600	500 x 500	450 x 450	450 x 450
4.5	800 x 800	700 x 700	600 x 600	550 x 550
7.0	1000 x 1000	850 x 850	750 x 750	700 x 700
9.0		850 x 850	800 x 800	

Fuente: NAHB Research Foundation 1977

Tabla 12 Superficie mínima de las zapatas aisladas.

Número de plantas	Área mínima m ²	Dimensiones mm x mm
1	0.40	650 x 650
2	0.75	900 x 900
3	1.00	1000 x 1000

5

A

Cálculo

Muros de sótano de entramado de madera tratada

En la tabla 14 se recogen las dimensiones de los montantes y durmientes de los muros entramados para sótano. La altura de tierras contenidas se relaciona con las escuadrías de los montantes y las clases resistentes de la madera. Es-

tas clases han sido traducidas desde los valores originales referidas a la normativa canadiense. Por tanto debe considerarse con carácter de predimensionado.

Tabla 13: Espesores mínimos de los muros de sótano.

Tipo de muro (m)	Espesor		
	mínimo mm	Muro sin arriostar en cabeza	Muro arriostado en cabeza
Hormigón de resistencia 15 MPa	150	0.76	1.52
	200	1.22	2.13
	250	1.37	2.29
	300	1.52	2.29
Hormigón de resistencia 20 MPa	150	0.76	1.83
	200	1.22	2.29
	250	1.37	2.29
	300	1.57	2.29
Bloque de hormigón	140	0.61	0.61
	190	0.91	1.22
	240	1.22	1.83
	290	1.37	2.13

Notas:

- 1.- Los muros se consideran arriostados en la cabeza cuando las viguetas del fajado quedan embebidas en el muro, o cuando el forjado está anclado a la cabeza del muro con pernios, en cuyo caso la dirección del forjado puede ser paralela o perpendicular al muro (disponiendo en este caso zoquetes entre la vigueta última y la vigueta de borde).
- 2.- Si en el muro existen huecos con una longitud mayor que 1,2 m o que el 25% de la longitud del muro, la parte del muro que queda bajo esos huecos se considerará como no arriostada, a no ser que se refuerce la zona que rodea al hueco para resistir el empuje del terreno.
- 3.- Cuando la longitud del muro comprendida entre huecos de ventanas sea menor que la longitud media de las ventanas, la longitud del terreno incluyendo macizos y huecos se considerará como un solo hueco.
- 4.- Cuando los muros de cimentación soportan muros de fábrica, se considerarán como muros arriostados por el primer forjado.

Tabla 14. Predimensionado para muros de sótano de entramados de madera tratada.

Nº de plantas	Altura de tierras de relleno (cm)	Escuadría del montante mm (*)	Clase resistente	Escuadría del durmiente mm
1	60	38 x 89	C 22	38 x 190
	120	38 x 89	C 24	38 x 190
	180	38 x 140	C 24	38 x 190
	220	38 x 140	C 30	38 x 190
2	60	38 x 89	C 27	38 x 240
	120	38 x 140	C 22	38 x 240
	180	38 x 140	C 24	38 x 240
	220	38 x 140	C 30	38 x 240

(*) Montantes separados a 300 mm.

Fuente: NAHB Research Foundation. 1977 (Wood - Frame House Construction)

5

A

Cálculo

1

2

Cimentación

Muros entramados

Introducción

En este apartado se incluyen unas nociones sobre el cálculo de los muros de entramado ligero formados por montantes de madera aserrada y un tablero de cerramiento, clavado a éstos, que aporta la rigidez al conjunto frente a acciones horizontales y contenidas en su plano. Además se dan tablas para el predimensionado de los montantes y el tablero de cerramiento, con carácter orientativo.

Bases de cálculo

Montantes

Para el cálculo del muro entramado frente a las acciones gravitatorias y del viento en dirección perpendicular al muro, en el caso de muros exteriores, se pueden seguir las hipótesis siguientes:

Los montantes se comportan como pilares bioarticulados en sus extremos sometidos a una carga axial, provocada por las cargas de cubierta (peso propio y nieve) y de los forjados (peso propio, sobrecarga de uso y de tabiquería).

Generalmente, el pandeo en el plano del entramado se considera impedido gracias al tablero de cerramiento clavado, siempre que éste sea estructural. En los muros interiores, en los que normalmente se emplea un tablero de cartón-yeso como revestimiento en ambas caras, se hace necesario intercalar una o dos lí-

5

A

Cálculo

neas de arriostamiento intermedias para disminuir la longitud libre de pandeo en ese plano. Estas líneas deben quedar trianguladas en los extremos mediante riostras.

Por otro lado, el efecto del viento sobre los muros de fachada, cuando este actúa en dirección perpendicular a su plano, hace trabajar al montante como una viga biapoyada en sus extremos

(base y cabeza sobre el diafragma del forjado) con una luz igual a su altura.

La comprobación debe combinar los efectos de compresión con pandeo y de flexión, limitando la deformación a un valor del orden de $l/300$.

El Eurocódigo 5 «Cálculo de estructuras de madera» permite el incremento

Tabla 15: escuadrías y separaciones de montantes

Muros exteriores

Escuadría del montante mm	Separación entre ejes en mm (Altura libre máxima en m)			
	Soporta cubierta	y además 1 piso	y además 2 pisos	y además 3 pisos
38 x 89	600 (2.4)	400 (2.4)	300 (2.6)	-
38 x 140	600 (3.0)	600 (3.0)	400 (3.4)	300 (2.4)

Muros interiores

Escuadría del montante mm	Separación entre ejes en mm (Altura libre máxima en m)				
	Sin carga	Soporta 1 piso	Soporta 2 pisos	Soporta 3 pisos	Soporta 4 pisos
38 x 89	600 (3.0)	600 (2.7)	400 (2.4)	300 (2.4)	-
38 x 140	600 (3.6)	600 (3.6)	600 (3.6)	400 (4.2)	300 (4.0)

Nota: el predimensionado contenido en esta tabla se ha realizado considerando una clase resistente de la madera C22, una presión del viento de 50 Kp/m^2 sobre la fachada expuesta al viento, una sobrecarga de uso de 200 kp/m^2 , y una carga permanente de forjado (incluyendo peso propio del forjado, tabiquería y parte proporcional de muros) de 113 kp/m^2 y una carga permanente de cubierta de 65 kp/m^2 . La crujía tipo considerada es de 4,5 m y la luz de cerchas

Tabla 16. Espesor del tablero de cerramiento de muros de entramado ligero.

Tipo de cerramiento	Separación entre montantes mm	Espesor mínimo del material mm
Madera aserrada	400	17,0
	600	17,0
Tableros contrachapados	400	6,0
	600	7,5
Tableros de virutas	400	6,35
	600	7,9

Nota: Esta información tiene únicamente carácter orientativo.
Fuente: Wood Reference Handbook.

de las resistencias, en un 10%, de las piezas que constituyen sistemas de carga compartida. Este es el caso de los entramados en los que las piezas no se encuentran separadas a más de 600 mm y el reparto de carga se encuentra asegurado por los testeros en cabeza. (Para más detalles consultar la norma UNE-ENV 1995 1-1 Eurocódigo nº 5)

Tablero de cerramiento

El tablero de cerramiento cumple dos misiones estructurales además de servir de arriostamiento de los montantes frente al pandeo en el plano del entramado antes citado.

Uno es resistir las cargas de viento en fachada actuando en dirección perpendicular a su plano, transmitiendo los esfuerzos a los montantes. Y la otra, de mayor relevancia, es la de constituir un diafragma para resistir los esfuerzos de descuadre del conjunto

(ver apartado de Diafragmas de este Anexo).

Predimensionado

En la tabla 15 se recogen las escuadrías y separaciones de montantes de muros relacionadas con las plantas que soportan y la altura límite máxima de los mismos. Los valores incluidos en las tablas tienen un carácter exclusivamente orientativo.

En la tabla 16 se recogen los espesores habituales para el tablero de cerramiento en función del material y el espaciamiento de los montantes.

Muros de troncos

Es muy escasa la bibliografía técnica relativa al cálculo de los muros de madera maciza en forma de troncos o piezas escuadradas. En general se utilizan espesores elevados y la estructura queda sobredimensionada. No obstante, se consideran de interés las siguientes orientaciones de cálculo y diseño.

Las únicas variables de diseño y cálculo, de los muros en las que puede intervenir son su espesor y la distancia entre puntos arriostados o fijos. Estos puntos fijos se obtienen gracias a los muros transversales con los que se cortan y entrelazan.

Cuando, por razones de distribución, no es posible disponer muros transversales

Tabla 17 Carga admisible en muros de troncos:

Dimensión del muro mm	Carga admisible en kN/m para una longitud entre puntos arriostados de					
	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m
HH 70	7	4	-	-	-	-
HH 95	19	10	7	6	4	-
HH 120	41	23	16	12	8	6
HH 145	76	41	29	21	14	10
φ 130	27	16	10	7	6	4
φ 150	43	26	16	12	10	6
φ 170	65	39	24	18	14	10
φ 190	93	55	34	26	20	14
φ 210	129	75	47	37	27	19
φ 230	172	100	63	49	36	25

Nota: La carga indicada en esta tabla es un valor admisible (acorde con los métodos de cálculo de las tensiones admisibles). La calidad de los troncos de sección rectangular (HH) y de sección circular (φ) corresponden aproximadamente a las clases resistentes C30 y C24, respectivamente. La altura del muro considerada es h=2,5 m y la excentricidad de la carga, h/400.

Fuente: Catálogo técnico de un fabricante de casas de troncos.

para acortar la longitud libre de un paño de muro puede recurrirse a una de las soluciones siguientes:

1.- Muros transversales de corta a longitud. Para que se pueda considerar eficaz, la longitud de este muro será como mínimo:

$$l = 4 \cdot e \cdot h / 2500 \geq 400 \text{ mm}$$

siendo e el espesor del muro y h su altura en mm (Figura 1).

2.- Pilares adosados al muro y empernados. La anchura total, para poder considerarlos eficaces será como mínimo:

$$l = 3 \cdot e \cdot h / 2500 \geq 210 \text{ mm}$$

siendo e, el espesor del muro y h su altura en mm (Figura 2).

En la tabla 17 se indican las cargas admisibles para varios tipos de muros

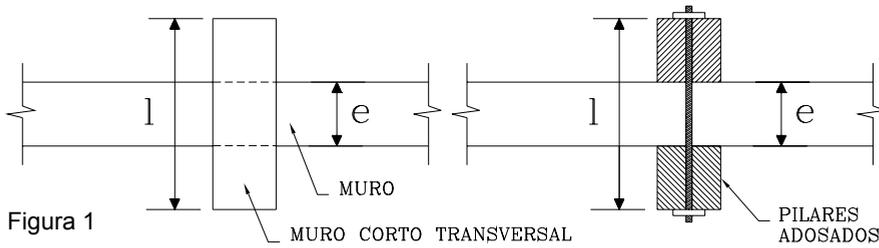


Figura 1

y varias longitudes libres entre puntos arriostados. Se supone que los muros transversales que sirven de arriostamiento no son de carga.

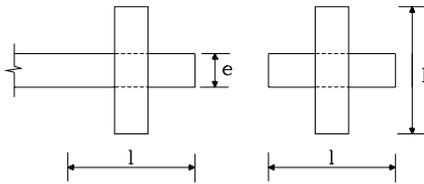


Figura 2

La capacidad de carga de una intersección de muros frente a una carga concentrada (transmitida, por ejemplo, por una viga) se calcula como si fuera un pilar. La longitud mínima del muro transversal debe ser $l = 3 \cdot e \geq 300$ mm, siendo e el espesor del muro (Figura 2)

En la tabla 18 se indican los valores admisibles de la capacidad de carga de estos elementos.

Tabla 18. Carga admisible en una intersección de muros, en función de la longitud l (Figura 2)

Dimensión del muro mm	Longitud l mm	Carga kN	Longitud l mm	Carga kN	Longitud l mm	Carga kN
HH 70	300	8	500	38	600	66
HH 95	300	11	500	52	600	90
HH 120	360	24	500	66	600	114
HH 145	435	52	500	79	600	137
ϕ 130	390	32	500	68	600	117
ϕ 150	450	57	500	78	600	135
ϕ 170	510	94	600	154	700	244
ϕ 190	570	147	700	273	800	355
ϕ 210	630	220	700	302	800	392
ϕ 230	690	317	800	428	900	483

Nota: HH corresponde a sección rectangular y ϕ a circular.

La altura de los muros es $h=2,5$ m

Forjados

Introducción

En este apartado se incluyen los criterios para el dimensionado de los forjados de entramado ligero, considerando la posibilidad de utilizar viguetas de madera aserrada o viguetas prefabricadas con sección en doble T. Estos últimos están desplazando a la madera aserrada en Norteamérica por las ventajas derivadas de su casi ilimitada longitud y la homogeneidad de sus características mecánicas.

Además se incluyen tablas para el predimensionado de viguetas y del tablero de entrevigado.

Bases de cálculo

Viguetas

El dimensionado de los forjados de madera es de cálculo sencillo, ya que generalmente se reduce a una viga biapoyada, pero existen ciertos factores de diseño que muchas veces quedan poco definidos en la normativa de cálculo.

Entre estos factores se pueden destacar los siguientes:

- 1.- La limitación de la deformación, cuyos valores oscilan entre $l/200$ y $l/400$, y que resultan en la mayoría de los casos el factor crítico de dimensionamiento.

En el Eurocódigo 5 se recomiendan, de modo general, unos límites de

$l/300$ (para flechas debidas a cargas variables) y $l/200$ (para flechas debidas a la carga total). En otras normativas se recomiendan valores más estrictos para forjados, con el fin de evitar los problemas de vibraciones, llegando a límites de $l/360$ y $l/300$ respectivamente.

- 2.- La sobrecarga de tabiquería especificada por la norma NBE-AE/88, de 100 kp/m^2 uniformemente repartidos, en el caso de viviendas, resulta más elevada que la existente con la tabiquería ligera utilizada en la construcción entramada.

- 3.- La consideración de la duración de las cargas tiene una gran repercusión en el cálculo de las deformaciones diferidas. En concreto la sobrecarga de uso se considera con duración larga, media o corta, según diferentes criterios. En algunos casos, se plantea considerar parte de ella (normalmente una tercera parte) como carga de duración permanente y el resto como carga de duración corta. Otra orientación habitual es considerar la sobrecarga como de media duración.

Tablero de entrevigado

El entrevigado se forma con un tablero estructural que se apoya sobre al menos tres líneas de viguetas (sus dimensiones obligan a la modulación de las viguetas).

La separación entre viguetas queda reducida a la gama siguiente: 300, 400 y 600 mm, resultado de dividir la longitud del tablero (normalmente 1200 mm) en 4, 3 y 2 vanos respectivamente.

Su cálculo no ofrece dificultades conociendo las propiedades mecánicas del tablero. Se considerará como una viga continua sometida a carga uniformemente repartida, limitándose la deformación a un valor de $l/300$ a $l/400$.

Además deberá comprobarse su resistencia a la flexión y cortante. No debe olvidarse la consideración de la hipótesis de una carga puntual de 100 kp, de acuerdo con la NBE-AE/88.

A veces el tablero, además de clavarse a las viguetas, se encola para mejorar su comportamiento evitando crujidos y aumentando su rigidez. No obstante, en el cálculo de las viguetas no se suele considerar la colaboración del tablero. Cuando el forjado debe actuar como diafragma, el tablero de entrevigado y su unión a las viguetas deberá cumplir las especificaciones recogidas en el apartado de Diafragmas de este Anexo.

Viguetas de madera aserrada

Las escuadrías utilizadas para viguetas de madera aserrada suelen correspon-

der a una gama muy reducida que varía según su procedencia (generalmente se puede diferenciar entre Norteamérica y Escandinavia).

En las tablas 19 y 20 se recogen las escuadrías habituales (en Norteamérica y Escandinavia respectivamente).

Tablas para el dimensionado de viguetas

En este apartado se incluyen tablas para el dimensionado de viguetas de forjado utilizando el sistema de clases resistentes europeo para definir las propiedades mecánicas de la madera (tablas 21, 22 y 23).

El cálculo está realizado bajo las hipótesis y criterios que a continuación se explican y que pueden servir de referencia para la realización de cálculos concretos.

Condiciones de apoyo y carga:
Viga simplemente apoyada con una luz, l , y carga uniformemente repartida, q .

Acciones consideradas:

Concarga: se ha considerado un valor de 42 kp/m^2 correspondiente a una

Tabla 19 Escuadrías habituales de viguetas en USA.

Dimensiones nominales pulgadas	Dimensiones reales pulgadas	
mm		
2 x 6	1.5 x 5.5	38 x 140
2 x 8	1.5 x 7.25	38 x 184
2 x 10	1.5 x 9.25	38 x 235
2 x 12	1.5 x 11.25	38 x 285

Tabla 20 Escuadrías habituales de viguetas en Escandinavia.

Dimensiones reales en mm

36 x 170
36 x 195
36 x 220
45 x 170
45 x 195
45 x 220

5

A

Cálculo

solución constructiva ligera:
 - solado de moqueta, parquet, suelo de plástico (10 kp/m²)
 - tablero de entrevigado (12 kp/m²)
 - falso techo y cuelgues (20 kp/m²)

A este valor se añade el peso propio de la vigueta, calculado con el valor medio de la densidad.

Sobrecarga de uso: 200 kp/m² (sobrecarga de uso en viviendas de acuerdo con la norma NBE-AE/88).

Sobrecarga de tabiquería: 100 kp/m² (NBE-AE/88)

Clase de servicio nº 1. Corresponde a las condiciones de interior en las que el contenido de humedad de la madera no supera el 12%.

Comprobaciones efectuadas.

1.- Limitación de la flecha f:

$$f \leq l/360$$

- debido a cargas variables, incluyendo la fluencia.

En este caso a efectos de la fluencia, la duración de la carga se ha considerado del modo siguiente:

- Sobrecargas de uso: 1/3 permanente, 2/3 corta.
- Sobrecarga de tabiquería: permanente.

$$f \leq l/300$$

- debido a la carga total, incluyendo la fluencia. Se obtiene añadiendo a la flecha anterior la debida a la carga permanente con su fluencia.

Además de estas condiciones para la

limitación de flechas debidas a cargas variables y carga total (l/360 - l/300), se han incluido otras dos limitaciones: (l/300 - l/200) y (l/400 - l/360).

La flecha se ha calculado mediante la expresión:

$$f = 5 \cdot q \cdot l^4 \cdot k / 384 \cdot E \cdot I$$

Siendo

q: carga considerada.

l: luz de la vigueta.

E: valor medio del módulo de elasticidad.

I: momento de inercia de la sección.

k: factor que incluye el efecto de la deformación por cortante.

$$k = (1 + 0,96 \cdot E/G \cdot (h/l)^2)$$

G: módulo de elasticidad transversal o de cortante.

h: canto de la sección.

2.- Resistencia a flexión:

Se comprueba la siguiente condición:

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$$

Siendo

$\sigma_{m,d}$: tensión de cálculo máxima de flexión aplicada.

$f_{m,d}$: resistencia de cálculo a flexión correspondiente a la combinación de hipótesis considerada. Se supone que no existe posibilidad de pandeo lateral, por encontrarse el borde comprimido clavado al entrevigado.

Las combinaciones de hipótesis consi-

1

3

Forjados

deradas son la siguientes:

- Actuación de las cargas permanentes (con carga y tabiquería).
- Actuación de todas las cargas (con carga, sobrecarga de uso y tabiquería), considerando una duración de carga «larga».

3.- Resistencia a cortante:

Se comprueba la siguiente condición:

$$\tau_d < f_{v,d}$$

Siendo:

τ_d : tensión de cálculo máxima de cortante aplicada.

$f_{v,d}$: resistencia de cálculo a cortante correspondiente a la combinación de hipótesis considerada.

La combinación de hipótesis consideradas son las mismas que en el caso de la flexión.

Viguetas prefabricadas con sección en doble T

La comprobación y dimensionado de este tipo de viguetas se realiza generalmente, a partir de tablas de cálculo que aporta el fabricante del producto.

5

A

Cálculo

Tabla 21. Dimensionado de viguetas de forjado

Carga permanente(sin incluir peso propio de las viguetas): 42 kp/m²Sobrecargas de uso: 200 kp/m²Sobrecarga de tabiquería : 100 kp/m²Flecha variable $\leq l/300$ (carga variable); $\leq l/200$ (carga total)

5

A

Cálculo

Sección mm	Sep. mm	Luces en cm según clase resistente.								
		C14	C16	C18	C22	C24	C27	C30	C35	C40
38 x 184	300	301	315	328	340	351	362	362	372	382
38 x 184	400	272	285	297	308	318	328	328	337	346
38 x 184	600	232	247	258	268	277	285	285	293	301
38 x 205	300	335	351	366	379	392	403	403	415	425
38 x 205	400	303	318	331	343	355	366	366	376	385
38 x 205	600	259	276	287	298	308	318	318	327	335
38 x 235	300	384	402	419	435	449	463	463	475	488
38 x 235	400	348	364	380	394	407	419	419	431	442
38 x 235	600	297	316	330	342	354	364	364	375	384
38 x 286	300	468	490	510	529	547	563	563	579	593
38 x 286	400	424	444	462	479	495	510	510	524	538
38 x 286	600	361	385	401	416	430	444	444	456	468
44 x 205	300	353	369	384	399	412	424	424	436	447
44 x 205	400	319	334	348	361	373	384	384	395	405
44 x 205	600	277	290	303	314	324	334	334	344	353
44 x 230	300	396	414	431	447	462	476	476	489	502
44 x 230	400	358	375	391	405	419	431	431	443	455
44 x 230	600	311	326	340	352	364	375	375	386	396
44 x 255	300	439	459	478	496	512	528	528	542	556
44 x 255	400	397	416	433	449	464	478	478	492	504
44 x 255	600	345	361	376	391	404	416	416	428	439
44 x 305	300	525	549	572	593	613	631	631	649	665
44 x 305	400	475	498	518	538	555	572	572	588	603
44 x 305	600	412	432	450	467	483	498	498	498	525

Tabla 22

Carga permanente: 42 kp/m²(sin incluir peso propio de las viguetas)
 Sobrecargas de uso: 200 kp/m²
 Sobrecarga de tabiquería: 100 kp/m²
 Flecha variable $\leq l/360$ (carga variable); $\leq l/300$ (carga total)

Sección mm	Sep. mm	Luces en cm según clase resistente.								
		C14	C16	C18	C22	C24	C27	C30	C35	C40
38 x 184	300	282	296	308	320	330	340	340	350	359
38 x 184	400	256	268	279	289	299	308	308	317	325
38 x 184	600	222	232	242	251	260	268	268	275	282
38 x 205	300	315	330	343	356	368	379	379	390	400
38 x 205	400	285	298	311	322	333	343	343	353	362
38 x 205	600	247	259	270	280	289	298	298	307	315
38 x 235	300	361	378	394	408	422	435	435	447	458
38 x 235	400	326	342	356	370	382	394	394	405	415
38 x 235	600	283	297	309	321	332	342	342	352	361
38 x 286	300	439	460	479	497	513	529	529	544	558
38 x 286	400	397	416	434	450	465	479	479	493	505
38 x 286	600	345	361	376	391	404	416	416	428	439
44 x 205	300	331	347	361	374	387	399	399	410	420
44 x 205	400	300	314	327	339	350	361	361	371	381
44 x 205	600	260	272	284	295	305	314	314	323	331
44 x 230	300	372	389	405	420	434	447	447	460	471
44 x 230	400	336	352	367	381	393	405	405	416	427
44 x 230	600	292	306	319	331	342	352	352	362	372
44 x 255	300	412	431	449	466	481	496	496	510	523
44 x 255	400	373	391	407	422	436	449	449	462	474
44 x 255	600	324	339	353	367	379	391	391	402	412
44 x 305	300	493	516	537	557	576	593	593	610	625
44 x 305	400	446	467	487	505	522	537	537	552	567
44 x 305	600	387	406	423	439	453	467	467	480	493

5

A

Cálculo

Tabla 23

Carga permanente (sin incluir peso propio de las viguetas): 42 kp/m²Sobrecargas de uso: 200 kp/m²Sobrecarga de tabiquería: 100 kp/m²Flecha variable $\leq l/400$ (carga variable); $\leq l/360$ (carga total)

Sección mm	Sep. mm	Luces en cm según clase resistente.								
		C14	C16	C18	C22	C24	C27	C30	C35	C40
38 x 184	30	268	280	292	303	313	322	322	331	340
38 x 184	40	242	254	264	274	283	292	292	300	308
38 x 184	60	210	220	229	238	246	254	254	261	268
38 x 205	30	298	312	325	337	349	359	359	369	379
38 x 205	40	270	283	294	305	316	325	325	334	343
38 x 205	60	234	245	255	265	274	283	283	291	298
38 x 235	30	342	358	373	387	400	412	412	423	434
38 x 235	40	309	324	338	350	362	373	373	383	393
38 x 235	60	268	281	293	304	314	324	324	333	342
38 x 286	30	416	436	454	471	487	501	501	515	529
38 x 286	40	376	394	411	426	441	454	454	467	479
38 x 286	60	326	342	356	370	383	394	394	406	416
44 x 205	30	314	329	342	355	367	378	378	388	398
44 x 205	40	284	297	310	321	332	342	342	352	361
44 x 205	60	246	258	269	279	289	297	297	306	314
44 x 230	30	352	369	384	398	412	424	424	436	447
44 x 230	40	319	334	348	361	373	384	384	395	405
44 x 230	60	276	290	302	313	324	334	334	343	352
44 x 255	30	390	409	426	442	456	470	470	483	496
44 x 255	40	353	370	385	400	413	426	426	438	449
44 x 255	60	306	321	335	347	359	370	370	380	390
44 x 305	30	467	489	509	528	546	562	562	578	593
44 x 305	40	423	443	461	478	494	509	509	524	537
44 x 305	60	366	384	400	415	430	443	443	455	467

Este procedimiento presenta algunos inconvenientes para la interpretación de los resultados por los profesionales españoles:

- 1.- Las cargas utilizadas en la normativa norteamericana difieren de las utilizadas en la norma española. Las sobrecargas de uso varían entre 150 y 200 kp/m² según el uso (frente a los 200 kp/m² de la madera española). La tabiquería se considera como carga localizada, y no como una sobrecarga uniformemente repartida.
- 2.- La normativa de cálculo de los Estados Unidos emplea el método de las tensiones admisibles, mientras que en Europa se utilizan los estados límites con coeficientes parciales de seguridad.

La gama dimensional es muy extensa. El tipo de vigueta más extendido está fabricado con cabezas de madera micro-laminada y alma de tablero contrachapado o de virutas orientadas, con la denominación TJI. La gama dimensional se indica en la tabla 24.

La sección más frecuente en viguetas de forjado en viviendas es la TJI/25 con canto de 301 mm.

Para el cálculo de estas viguetas, el fabricante aporta las siguientes características mecánicas de cada perfil:

- Rigidez a flexión, EI, para el cálculo de la deformación. Además incluye expresiones simplificadas para el cálculo de la deformación debida al esfuerzo cortante (en estas secciones, doble T, la influencia de la deformación debida al cortante, es mayor que en las sec-

ciones macizas rectangulares).

- Esfuerzo cortante máximo, reacción máxima en apoyos extremos o en apoyos intermedios y momento flector máximo. Estos valores son admisibles (incluyen los coeficientes de seguridad) y se refieren a una duración «normal» de la carga (la duración «normal» de la norma USA es aproximadamente equivalente a la duración larga de la normativa europea).

El paso de estos valores admisibles a unos valores característicos se realizaría, orientativamente multiplicando por un factor de 2,4 a 2,8.

En la tabla 25 se incluyen las características mecánicas de los tipos de viguetas más habituales.

Tabla 24. Gama dimensional de viguetas prefabricadas TJI.

Serie	Canto en mm
TJI/15	241
	301
TJI/25	241
	301
	355
	406
TJI/35	301
	355
	406
TJI/55	301
	355
	406

En la tabla 26 se recogen las luces recomendadas para las viguetas dispuestas biapoyadas con diferentes separaciones.

El tablero de madera cemento puede cumplir funciones resistentes en su aplicación como entrevigado y cerramiento, además de su utilización como encofrado. En la tabla 28 se incluyen datos orientativos para el dimensionado del espesor en función de la carga so-

Tablero de entrevigado

En la tabla 27 se recogen los espesores habituales para el tablero de entrevigado. Su validez es únicamente como valores orientativos, ya que el cálculo deberá concretar su espesor.

Tabla 25. Características mecánicas de las viguetas TJI

Tipo de máximo Kp m(3) viguetas	Canto mm	Peso(1) kp/m	E I(2) 10 ⁶ Kp cm ²	Cortante máximo Kp(3)			Momento		
				100%	115%	125%	100%	115%	125%
TJI/25	241	2.82	497	365	394	426	406	467	508
«	301	3.27	834	396	456	496	544	625	680
TJI/35	355	4.16	1609	499	573	623	891	1025	1114
«	406	4.46	2180	499	573	623	1046	1203	1307

1) Estos pesos se refieren a viguetas fabricadas con alas de pino Oregón (Douglas fir). Si se fabrican con pino amarillo del Sur (Southern Yellow Pine, el peso se incrementa en un 20% aproximadamente).

2) La deformación de una vigueta biapoyada, teniendo en cuenta la influencia del esfuerzo cortante, puede obtenerse aproximadamente a partir de la siguiente expresión:

$$f = 5 q l^4 / (384 E I) + q l^2 / (2,34 \cdot 10^5 h)$$

siendo

f = flecha en cm

q = carga uniformemente distribuida en kp/cm

l = luz en cm

EI = valor de la tabla en kp cm²

h = canto de la vigueta en cm

3) Los valores 100, 115 y 125%, corresponden a coeficientes de modificación de la resistencia en función de la duración de la carga, de acuerdo con la norma NDS for Wood Construction (USA-1986). La duración normal (100%) se aplica para duraciones de la carga no superiores a los 10 años, el valor 115% para duraciones de hasta 2 meses (por ejemplo la nieve) y el valor de 125% para duraciones inferiores a 7 días (por ejemplo el viento y en algún caso la nieve). Si la

Tabla 26. Luces recomendadas para viguetas TJI biapoyadas, en cm.

Separación mm	Canto de la vigueta mm				
	241	301	355	406	
300	FT	490	583	725	803
	FV	505	600	747	827
	M	557	645	826	895
	Q	699	758	955	955
400	FT	444	528	658	728
	FV	458	544	678	750
	M	483	559	715	775
	Q	524	568	716	716
600	FT	387	460	572	634
	FV	399	474	590	653
	M	394	476	584	633
	Q	349	379	477	477

NOTAS:

* Cargas consideradas: peso propio: 48 Kp/m²

sobrecarga de uso: 200 kp/m²

sobrecarga de tabiquería: 100 kp/m²

* Luces admisibles en cm según los siguientes criterios

FT: flecha debida a la carga total $l/240$. Considerando un factor de fluencia de 1,6 para las cargas permanentes (peso propio + tabiquería).

FV: flecha debida a la carga variable $l/480$ (sobrecarga de uso).

M: Momento flector máximo.

Q: Cortante máximo. En algunos casos se recurre a reforzar el alma de la vigueta con tableros clavados y encolados a las alas para aumentar la capacidad de cortante.

* Cuando las viguetas son continuas, en los apoyos intermedios pueden requerirse rigidizadores del alma para resistir el esfuerzo de reacción. En la documentación técnica del fabricante se detallan las condiciones en las que deben colocarse estos rigidizadores y su cuantía.

5

A

Cálculo

Tabla 27 Espesor del tablero de entrevigado. Valores orientativos.

Material	Separación entre viguetas mm	Espesor mínimo mm
Madera aserrada	300	17
	400	17
	600	19
Tablero		
contrachapado	300	15.5
	400	15.5
	600	19.0
Tableros de virutas		
	300	15.9
	400	15.9
	600	19.0

portada. Los valores se han recogido de tablas suministradas por los fabricantes.

5

A

Cálculo

Tabla 28. Valores orientativos de las cargas soportadas por los tableros de madera cemento en función de su espesor.

Espesor del tablero (mm)	Distancia entre apoyos (mm)	Carga uniformemente repartida (Kp/m ²)			
		con 2 ó 3 apoyos Carga máxima		con apoyos múltiples carga máxima	
		Carga	l/300	Carga	l/300
10	300	332	242	387	387
	400	187	102	217	217
	600	83	30	97	74
12	300	478	417	558	558
	400	269	176	314	314
	600	120	53	139	126
16	300	852	852	992	992
	400	475	417	558	558
	600	213	125	248	248
19	300	1176	1176	1371	1371
	400	662	662	771	771
	600	293	203	342	342
22	300	1576	1576	1838	1838
	400	887	887	1035	1035
	600	392	315	457	457
25	300	2035	2035	2373	2373
	400	1146	1146	1338	1338
	600	507	460	591	591

NOTA: la carga indicada para una deformación límite de l/300 incluye el peso del tablero. No se incluye el efecto de la fluencia en la deformación.

1

3

Forjados

Vigas y cargaderos

En este apartado se incluyen todos los elementos que trabajan a flexión y que se utilizan para salvar un vano permitiendo la existencia de huecos (puertas y ventanas) o la mayor diaphanidad de los locales.

El término «cargadero» se emplea para referirse a una pieza que trabaja a flexión (viga), generalmente con luz reducida y que salva un vano dentro de un muro de carga para el hueco de puertas o ventanas. Desde el punto de vista mecánico no se diferencia de una viga que soporta los forjados de la planta superior.

Materiales y productos

Madera aserrada

Se forman adosando de 2 a 4 piezas clavadas de cara hasta conseguir una sección suficiente para las cargas y luces. Se utilizan como cargaderos de muros y sus dimensiones habituales se indican en la tabla 29.

Madera microlaminada

Es un material de mayor resistencia y módulo de elasticidad que la madera aserrada (ver anexo de materiales). Su principal ventaja es la longitud ilimitada en la práctica, lo que permite soluciones más eficaces.

Al igual que la madera aserrada, se puede utilizar adosando varias piezas, hasta conseguir la sección necesaria para las cargas y luces a salvar.

La madera microlaminada se fabrica en Norteamérica, a partir de Pino Amarillo del Sur (Microlam) y en Europa a partir del abeto de Noruega (Kerto).

Los espesores varían entre 27 y 75 mm y las anchuras desde 140 a 457 mm, siendo los más habituales en construcción de viviendas el espesor de 44 mm y los anchos de 241, 301 y 355 mm.

En la tabla 30 se incluyen datos sobre la capacidad de carga de las vigas de madera microlaminada en función de su luz. Son valores extraídos de la documentación técnica del fabricante válidos para madera microlaminada con un módulo de elasticidad de 126.000 Kp/cm².

Es muy frecuente disponer vigas múltiples para aumentar su capacidad. En este caso y si las vigas reciben de forma solidaria la carga (aplicada sobre las piezas y repartida por igual) deberán unirse con dos hileras de clavos del 16d,

Tabla 29 Secciones y orden de magnitud de las luces salvadas por cargaderos compuestos por varias piezas

Composición de la viga (mm)	Luces en m (orden de magnitud)
3 de 38 x 184	1.2 a 2.4
4 de 38 x 184	1.2 a 2.7
3 de 38 x 235	1.2 a 3.0
4 de 38 x 235	1.5 a 3.3
3 de 38 x 285	1.5 a 3.8
4 de 38 x 285	1.8 a 3.9

5

A

Cálculo

5

A

Cálculo

con separaciones de 30 cm y colocadas al trespelillo. Si la viga tiene un canto mayor o igual a 355 mm, deben utilizarse 3 hileras de clavos. Finalmente si la carga se aplica sobre las piezas laterales, existen unas recomendaciones de clavado más estrictas, que el fabricante aporta en su documentación técnica.

Los valores característicos de las propiedades mecánicas del kerto, de acuerdo con la información suministrada por el fabricante son:

flexión: 51 N/mm²
cortante: 5,1 N/mm²
E medio: 14.000 N/mm²

Parallam (PSL)

Tiene unas propiedades mecánicas del mismo orden que la madera microlaminada, con longitudes prácticamente ilimitadas (hasta 24 m).

El acabado de este producto y su apariencia permite que quede visto sin precisar recubrimientos como ocurre con la madera microlaminada o aserrada.

Las escuadrías son las siguientes:

- espesor de 68 mm con cantos de 241, 301, 355 y 406 mm.
- espesores de 89, 133 y 177 mm con cantos de 241, 301, 355, 406 y 457 mm.

Tabla 30. Capacidad de carga en Kp/m de vigas de madera microlaminada

Luz (cm)	89 x 241 mm		89 x 301 mm		89 x 355 mm	
	CV	CT	CV	CT	CV	CT
182	----	1583	----	2121	----	2673
243	842	1089	----	1457	----	1798
304	457	673	842	1055	1313	1354
365	269	397	507	731	802	994
426	173	253	327	484	552	728
487	116	168	223	327	359	528
548	83	118	159	231	256	375
609	61	85	116	167	189	274

Notas:

- 1 - Los valores de las tablas representan las cargas máximas, además del peso propio de las vigas.
- 2 - CV: columna correspondiente a la carga variable limitando la deformación a $l/360$.
- CT: columna correspondiente a la carga total limitando la deformación a $l/240$.
- Si se desea utilizar el criterio más estricto de deformación de las cargas variables de $l/480$ en lugar de $l/360$, deberán multiplicarse las cargas de la columna C.V. por 0,75.
- 3 - Los valores están basados en la opción más desfavorable de vano simplemente biapoyado y vanos continuos.
- 4 - El borde comprimido de la viga debe quedar arriostrado cada 60 cm a efectos del pandeo lateral. Los apoyos deben quedar con soporte lateral que impida su vuelco.
- 5 - La longitud del apoyo nunca será inferior a 38 mm y su valor dependerá del valor de la reacción. Por ejemplo, en vigas de anchura de 44 mm se necesitan longitudes de apoyo de 51 mm para 907 Kp de reacción, 70 mm para 1361 Kp, 95 mm para 1814 Kp.
- 6 - Los valores de las cargas corresponden a los valores característicos (es decir no es preciso mayorarlas) ya que están obtenidas con criterios de tensiones admisibles.

1

3

Vigas y cargaderos

Tabla 31. Capacidad de carga en Kp/m de vigas de PSL

Luz (cm)	89 x 241 mm		89 x 301 mm		89 x 355 mm	
	CV	CT	CV	CT	CV	CT
182	----	3219	----	4313	----	5435
243	1872	2258	----	2963	----	3655
304	1006	1493	1872	2255	----	2750
365	598	881	1128	1627	1783	2202
426	382	560	729	1074	1162	1627
487	259	374	497	726	796	1173
548	183	260	353	510	568	830
609	134	186	259	371	420	606

Notas:

- 1 - Los valores de las tablas representan las cargas máximas, además del peso propio de las vigas.
- 2 - CV: columna correspondiente a la carga variable limitando la deformación a $l/360$.
- CT: columna correspondiente a la carga total limitando la deformación a $l/240$.
- Si se desea utilizar el criterio más estricto de deformación de las cargas variables de $l/480$ en lugar de $l/360$, deberán multiplicarse las cargas de la columna C.V. por 0,75.
- 3 - Los valores están basados en la opción más desfavorable de vano simplemente biapoyado y vanos continuos.
- 4 - El borde comprimido de la viga debe quedar arriostrado cada 60 cm a efectos del pandeo lateral. Los apoyos deben quedar con soporte lateral que impida su vuelco.
- 5 - La longitud del apoyo nunca será inferior a 38 mm y su valor dependerá del valor de la reacción. Por ejemplo, en vigas de anchura de 44 mm se necesitan longitudes de apoyo de 51 mm para 907 Kp de reacción, 70 mm para 1361 Kp, 95 mm para 1814 Kp.
- 6 - Esta tabla puede utilizarse para vigas con anchuras de 68 mm, 133 mm y 177 mm multiplicando los valores de cargas de la tabla por 0,76, 1,49 y 1,98, respectivamente.
- 7 - Los valores de las cargas corresponden a los valores característicos (es decir no es preciso mayorarlas) ya que están obtenidas con criterios de tensiones admisibles.

En la tabla 31 se incluyen datos sobre la capacidad de carga de las vigas de PSL en función de su luz. Son valores extraídos de la documentación técnica del fabricante válidos para PSL con un módulo de elasticidad de 140.000 Kp/cm².

Si se emplean dos piezas para resistir de forma solidaria, la carga (aplicada sobre las piezas y repartida por igual) se unirán mediante 2 hileras de tornillos de 12 mm a 60 cm de separación.

Madera laminada encolada

Las vigas realizadas con este producto, por lo general, se dejan vistas, debido a su acabado y apariencia de calidad.

Las escuadrías tienen una gama de anchos de 90, 100, 115, 130, 160, 180, 210 mm y de cantos desde 150 hasta 2.000 mm.

El predimensionado de las vigas biapoyadas puede realizarse tomando un canto igual a la luz dividida por 17. La anchura de la viga suele estar alrededor de una tercera parte de su canto.

5

A

Cálculo

Pilares

En la construcción de entramado ligero los pilares aparecen exentos en pocas ocasiones, ya que el sistema estructural es de muros de carga. El lugar más frecuente donde pueden aparecer es en los porches aportados.

Sin embargo si es normal que se inserten pilares en los muros entramados para servir de apoyo a vigas o cargaderos.

En estos casos es frecuente recurrir a lo que podría denominarse madera laminada clavada, y que consiste en adosar a uno de los montantes otras piezas de madera con la misma sección clavada entre sí, hasta conseguir la sección adecuada.

Cuando el pilar es aislado se puede recurrir al empleo de la madera maciza, laminada, encolada o parallam.

Tablas para el cálculo de pilares aislados

En la tabla 32 se incluyen las capacidades de carga de pilares de sección cuadrada de madera aserrada sometidos exclusivamente a un esfuerzo axial.

Los criterios de cálculo utilizados se exponen a continuación:

El pilar tiene una altura l , y se encuentra articulado en sus extremos. La condición que debe cumplir es la siguiente:

$$\sigma_{c,o,d} \leq k_c \cdot f_{c,o,d}$$

siendo

$\sigma_{c,o,d}$ = la tensión aplicada de compresión, obtenida por la siguiente expresión: Nd/F

Nd = axil de cálculo (mayorado)

F = área de la sección transversal

$f_{c,o,d}$ = resistencia de cálculo a compresión paralela a la fibra de la madera, obtenida por la siguiente expresión:

$$k_{mod} f_{c,o,k} / \gamma_M$$

k_{mod} = factor de modificación por la clase de servicio considerada (en este caso 1 ó 2) y por la duración de la carga dominante en la combinación de hipótesis (en este caso duración media); aplicándose un valor $K_{mod} = 0,8$

$\gamma_M = 1,3$ coeficiente parcial de seguridad del material

k_c = factor de penalización de la resistencia por efecto del pandeo, obtenido por la siguiente expresión:

$$K_c = 1 / (k + (k^2 - \lambda_{rel}^2)^{0,5})$$

$$k = 0,5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel} - 0,5) + \lambda_{rel}^2)$$

$$\beta_c = 0,2 \text{ en madera aserrada y } 0,1 \text{ en madera laminada.}$$

λ_{rel} = esbeltez relativa en compresión, obtenida por la siguiente expresión: $(f_{c,o,k} / \sigma_{crit})^{0,5}$

$f_{c,o,k}$ = resistencia característica a compresión paralela a la fibra de la clase resistente de la madera empleada.

σ_{crit} = tensión crítica de Euler, obtenida por la siguiente expresión: $\pi^2 E_{0,05} / \lambda^2$

1

3

Pilares

$E_{0,05}$ = valor característico del módulo de elasticidad de la clase resistente de la madera empleada

λ = esbeltez mecánica de la sección para el eje respecto al que pandea, obtenida como relación entre la longitud eficaz de pandeo y el radio de giro.

Muros entramados: montantes

La composición resistente de los montantes puede hacerse de forma similar al caso anterior, con la diferencia de que en los montantes se trata de una comprobación de flexocompresión con efecto de pandeo. La flexión está originada por la acción del viento en fachadas.

En la tabla 33 se recogen las capacidades de carga de muros entramados constituidos por montantes que se encuentran arriostrados por el tablero de cerramiento y no pueden pandear, por tanto, en el plano de la fachada.

Las consideraciones de cálculo que se han seguido para la elaboración de la tabla son las siguientes:

1. Las cargas de viento consideradas corresponden a dos escalones de la norma NBE AE/88: uno para una presión dinámica de 50 kp/m^2 (que genera una presión de viento de $0,8 \cdot 50 = 40 \text{ kp/m}^2$) y otro para una presión dinámica de 100 kp/m^2 (que genera una presión de viento de $0,8 \cdot 100 = 80 \text{ kp/m}^2$).

2. La deformación de los montantes por efecto de la flexión originada por el viento se limita a $l/300$, siendo l la altura del montante.

3. La carga aplicada por metro lineal de muro se supone correspondiente a una combinación de acciones cuya duración dominante es la media.

4. La comprobación de flexocompresión es la siguiente:

$$\sigma_{c,o,d} / (k_c \cdot f_{c,o,d}) + \sigma_{m,d} / f_{m,d} \leq 1$$

siendo

$\sigma_{c,o,d}$ = la tensión de compresión aplicada (valor de cálculo)

k_c = coeficiente de penalización de pandeo en el plano perpendicular al muro.

$f_{c,o,d}$ = resistencia de cálculo a compresión

$\sigma_{m,d}$ = tensión de flexión aplicada

$f_{m,d}$ = resistencia de cálculo a flexión, teniendo en cuenta el coeficiente de altura

5. La clase de servicio es la 1 ó la 2.

5

A

Cálculo

5

A

Cálculo

Tabla 32 - Axil de calculo en kp para pilares de sección cuadrada biarticulados y con duración media de la carga y clase de servicio 1 y 2.

SECCION cm	ALTURA cm	CLASE RESISTENTE						
		C 14	C 16	C 18	C 22	C 24	C 27	C 30
10 x 10	220	4304	4895	5402	6027	6604	7102	7155
	240	3685	4201	4643	5181	5689	6125	6160
	260	3183	3634	4021	4488	4933	5316	5340
	280	2774	3170	3510	3918	4310	4648	4665
	300	2437	2787	3087	3447	3794	4092	4105
	320	2157	2468	2735	3053	3362	3628	3638
12 x 12	220	8397	9465	10378	11572	12585	13465	13622
	240	7299	8270	9101	10152	11089	11899	12024
	260	6366	7236	7982	8907	9755	10488	10570
	280	5583	6360	7026	7841	8604	9261	9318
	300	4927	5621	6216	6937	7621	8211	8251
	320	4375	4996	5529	6172	6786	7314	7345
14 x 14	220	14149	15718	17067	19011	20453	21733	22265
	240	12626	14154	15460	17232	18659	19908	20279
	260	11202	12638	13866	15462	16828	18014	18264
	280	9934	11256	12388	13818	15093	16196	16366
	300	8833	10037	11069	12350	13522	14534	14653
	320	7884	8977	9914	11063	12134	13057	13142
16 x 16	220	21115	23100	24854	27659	29487	31163	32174
	240	19476	21518	23286	25930	27801	29479	30291
	260	17728	19767	21514	23971	25855	27516	28128
	280	16010	17980	19664	21920	23770	25384	25823
	300	14412	16270	17859	19916	21687	23224	23535
	320	12976	14702	16180	18049	19714	21154	21376
18 x 18	220	28852	31237	33417	37168	39411	41521	43059
	240	27355	29833	32043	35653	37946	40063	41241
	260	25599	28159	30393	33834	36181	38304	39447
	280	23672	26265	28498	31742	34124	36243	37155
	300	21701	24260	26451	29476	31854	33941	34637
	320	19797	22263	24370	27169	29492	31516	32031
20 x 20	220	37263	40104	42767	47553	50273	52878	54967
	240	35948	38872	41557	46218	48976	51581	53518
	260	34362	37387	40104	44617	47427	50038	51786
	280	32504	35629	38377	42714	45585	48204	49725
	300	30431	33622	36385	40515	43439	46061	47329
	320	28249	31444	34187	38086	41032	43636	44652

1

3

Pilares

Tabla 33. Valor de cálculo de la carga por metro lineal para muros entramados. Duración media de la carga (kp/m)

Altura de los montantes: l= 2400 mm

Montantes b x h (mm)	Separación s mm	Carga de viento kp/m ²	CLASE RESISTENTE						
			C 14	C 16	C 18	C 22	C 24	C 27	C 30
38 x 89	300	40	2466	2944	3367	3936	4401	4841	4938
	400	40	1628	1986	2307	2753	3100	3438	3529
	600	40	789	1028	1247	1569	1799	2035	2121
	300	80	1578	2056	2494	3139	3598	4071	4242
	499	80	739	1098	1434	1955	2296	2668	2833
	600	80	---	---	---	---	1265	1425	1765
	300	40	10085	11493	12713	14428	15729	16918	17344
	400	40	7229	8292	9216	10531	11508	12415	12757
	600	40	4373	5090	5719	6633	7287	7912	8170
38 x 140	300	80	8747	10181	11439	13266	14575	15824	16341
	400	80	5891	6979	7942	9368	10354	11321	11754
	600	80	3035	3778	4445	5471	6134	6818	7168

Altura de los montantes: l= 2600 mm

Montantes b x h (mm)	Separación s mm	Carga de viento kp/m ²	CLASE RESISTENTE						
			C 14	C 16	C 18	C 22	C 24	C 27	C 30
38 x 89	300	40	1991	2405	2774	3276	3679	4065	4157
	400	40	1269	1579	1859	2255	2555	2854	2941
	600	40	---	753	954	1234	1432	1642	1726
	300	80	---	1507	1890	2468	2864	3285	3452
	499	80	---	---	---	1447	1741	2073	2236
	600	80	---	---	---	---	---	---	---
	300	40	8742	10059	11204	12766	14005	15137	15465
	400	40	6208	7200	8067	9268	10198	11062	11333
	600	40	3674	4341	4931	5771	6392	6987	7202
38 x 140	300	80	7348	8683	9862	11542	12784	13975	14405
	400	80	4815	5825	6726	8044	8977	9900	10273
	600	80	2281	2966	3590	4547	5171	5825	6142

5

A

Cálculo

Entramado de cubiertas

El entramado de cubiertas de una construcción ligera de madera se compone de cerchas prefabricadas y de un tablero de cerramiento como ya se ha comentado en el Anexo 2.

Cerchas

La gran diversidad de luces, separaciones (300 a 600 mm), configuraciones y cargas, hacen difícil el predimensionado de estas estructuras, siendo necesario efectuar los cálculos de comprobación para cada caso concreto.

Lo habitual es que el fabricante de las cerchas disponga de un sistema informático para el cálculo y dimensionado de estos elementos. Las escuadrías más habituales que resultan de este proceso de cálculo son: 38 x 89 y 38 x 140 mm

En el cálculo de la deformaciones deberá tenerse en cuenta la deformación debida al deslizamiento de los medios de unión, generalmente placas metálicas dentadas. Debe calcularse específicamente y poner especial atención en los nudos.

Tablero de cerramiento

En la tabla 34 se indican los espesores mínimos que deben emplearse en el tablero de cerramiento de la cubierta y que depende del espaciado entre cerchas y el material utilizado.

Tabla 34 Espesores mínimos del tablero de cerramiento en cubiertas (valores orientativos).

Material	Separación entre pares mm	Espesor mm	
Madera maciza	300	17.5	
	400	17.5	
	500	19	
	600	19	
Tablero contrachapado	B. A	300	7.5
		400	7.5
		500	9.5
		600	9.5
	B. N	300	7.5
		400	7.5
		500	9.5
		600	9.5
Tableros de virutas	B. A	300	9.5
		400	9.5
		500	11.1
		600	11.1
	B. N.	300	9.5
		400	11.1
		500	12.7
		600	12.7

Fuente: Wood Reference Handbook.

Comprobación estructural de los diafragmas

Generalidades

Un diafragma es una disposición constructiva apta para el arriostramiento y la resistencia de los efectos del viento en construcciones de entramados ligeros de madera. En estos casos de edificaciones de baja altura, como son las viviendas construidas con entramados

ligeros, el arriostramiento se consigue con una estructura de tipo superficial en la que las cargas se resisten con el conjunto del entramado unido por el tablero que constituye la cara (o caras) del forjado, cubierta o muro.

En la figura 3 se representa, esquemáticamente, el funcionamiento de estos sistemas constructivos frente a la acción del viento.

El efecto de diafragma en la cubierta tiene un comportamiento similar al indicado para los forjados, constituyendo por lo general, una viga de gran canto con cada faldón (Figura 4).

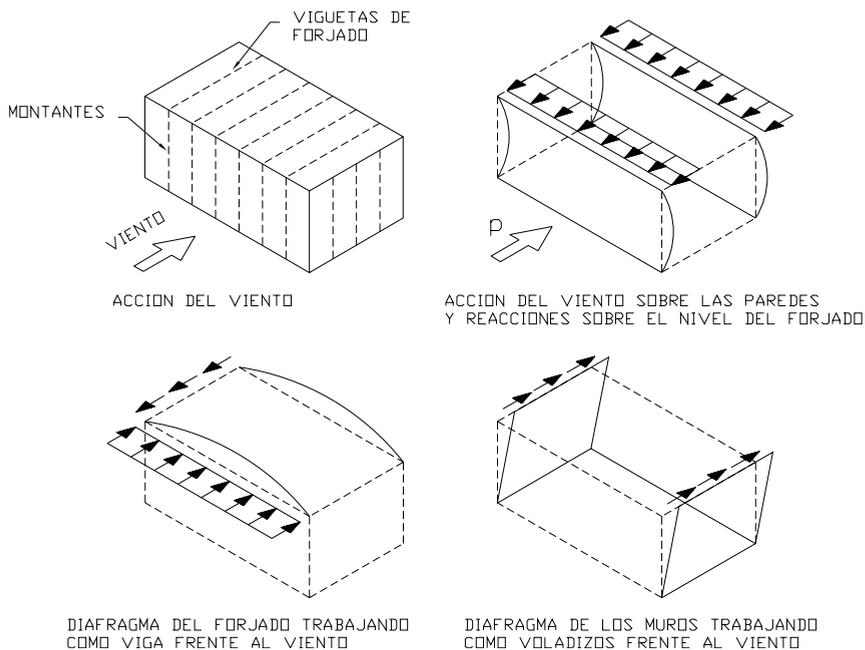


Figura 3

5

A

Cálculo

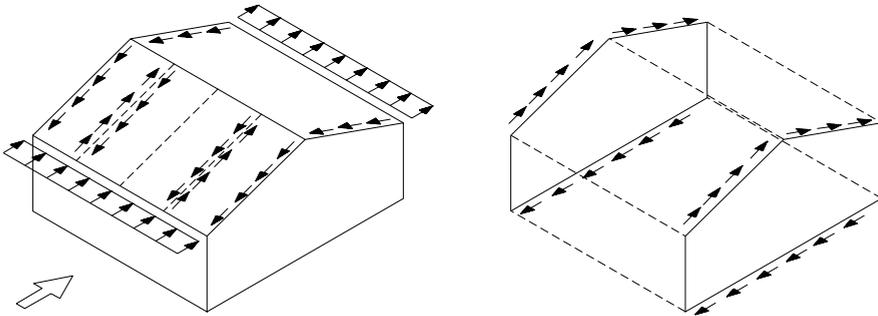


Figura 4

Diafragmas de cubierta y de forjado

El diafragma está formado por un tablero contrachapado o de virutas orientadas, clavado a las viguetas del forjado o a los pares de las cerchas de la cubierta. El tablero se dispone con su mayor longitud en dirección perpendicular a los nervios y generalmente con las juntas al trespolillo.

Los clavos serán de tipo corrugado o tirafondos, con un espaciado máximo a lo largo de la junta entre tableros de 150 mm y de 300 mm en los apoyos intermedios (Figura 5).

La capacidad de carga de los medios de fijación situados en los bordes de los tableros puede incrementarse por un factor de 1,2, con relación a los valores de cálculo definidos en el apartado de uniones mecánicas del Eurocódigo 5.

Para poder realizar el análisis simplificado que se expone a continuación se supone que las juntas de los tableros no apoyadas sobre las viguetas o pares, se encuentran unidas entre sí por medio de un cubrejuntas (Figura 6) o algún herraje metálico especial.

En el Eurocódigo 5 se recoge un análisis simplificado para diafragmas de cubier-

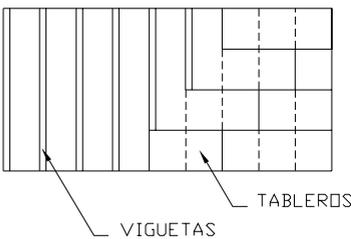
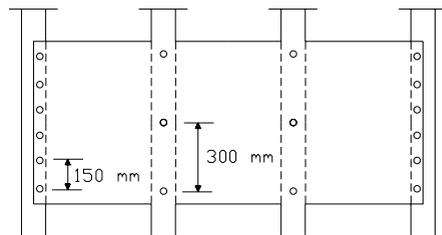


Figura 5



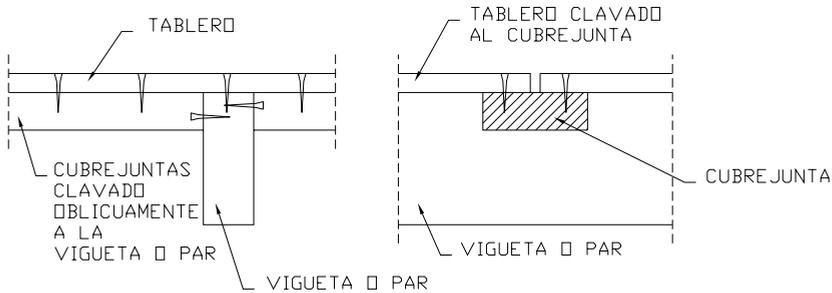


Figura 6

ta y forjado, con carga uniformemente repartida (Figura 7), siempre que se cumplan las condiciones siguientes:

- la luz l , estará comprendida entre 2 y 6 veces el ancho b .
- la condición crítica última de cálculo es el fallo de los medios de fijación y no de los tableros.
- la fijación de los tableros se realiza de acuerdo a las especificaciones recogidas al inicio de este apartado.

A no ser que se realice un análisis más detallado, las piezas de borde deberán

dimensionarse para resistir el momento flector máximo en el diafragma, M . Cada pieza quedaría sometida a un axil, N , de compresión o de tracción:

$$M = q \cdot l^2 / 8 ; N = M / b$$

En el caso de los forjados la pieza de borde puede consistir en la pieza de cabecero que remata las testas de las viguetas. Pero en el diafragma de cubierta es más difícil la colocación de estas piezas de borde.

El esfuerzo cortante, Q , que actúa sobre el diafragma puede suponerse uniformemente distribuido sobre su anchura, b ,

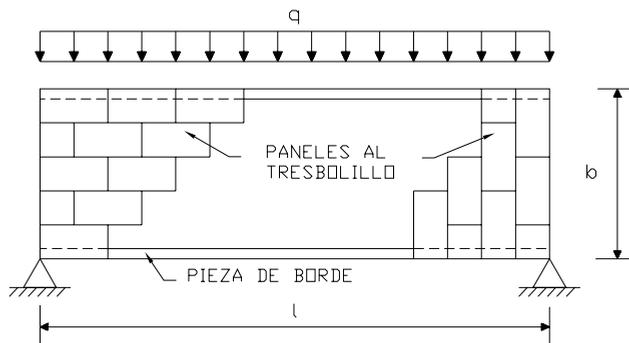


Figura 7

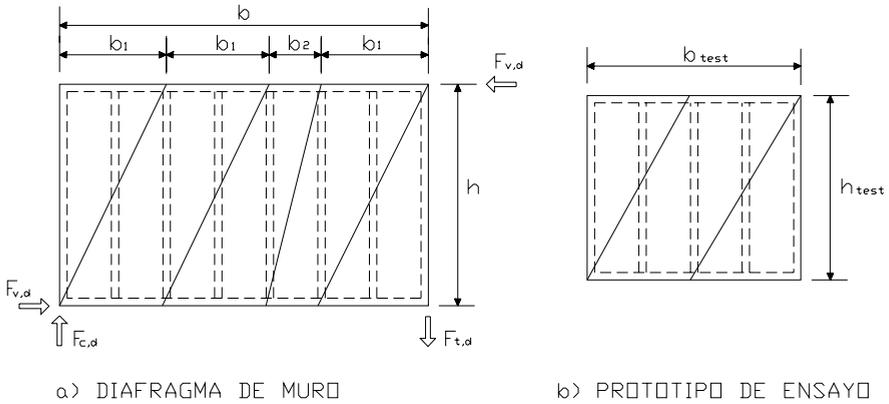


Figura 8

produciendo un esfuerzo por unidad de longitud, R:

$$Q = q \cdot l/2 ; R = Q/b$$

Diafragmas de muros

El diafragma de un muro consiste en un entramado constituido por los montantes y el durmiente y testero superior, con una piel formada por paramentos de tableros fijados con medios de unión mecánicos en una o en las dos caras del entramado.

El modo de trabajo del diafragma del muro es el de un voladizo sometido a una carga horizontal y en su plano, en el borde superior. El muro debe tener asegurada su resistencia y estabilidad frente al levantamiento (mediante acciones gravitatorias o mediante anclajes). La capacidad de carga F_k (resistencia al descuadre) del conjunto, puede determinarse por cálculo o mediante ensayo de prototipos.

A continuación se describe un procedimiento de cálculo simplificado que puede aplicarse al caso de muros con un paramento fijado a una de las caras del entramado de madera (Figura 8), con las siguientes condiciones:

- no existen huecos de tamaño superior a un cuadrado de 200 mm. de lado.
- la separación entre los medios de fijación es constante a lo largo del perímetro de cada tablero.
- la anchura, b, es mayor o igual a la cuarta parte de la altura, h.

El valor de cálculo de la capacidad de carga a cortante, $F_{v,d}$, puede obtenerse por la siguiente expresión:

$$F_{v,d} = \sum F_{f,d} (b/b_1)^2 (b_1/s)$$

donde:

$F_{f,d}$: valor de cálculo de la capacidad de carga lateral por

elemento de fijación.

- b_1 : anchura del tablero de mayor ancho de la modulación.
- b_i : anchura de los tableros restantes (b_2, b_3, \dots)
- s : separación entre los elementos de fijación.

El valor de cálculo de la capacidad de carga de los elementos de fijación a lo largo de los bordes de los tableros puede incrementarse por un factor de 1,2 sobre los valores de cálculo indicados en el apartado de uniones mecánicas del Eurocódigo 5.

Si existieran paramentos en ambas caras del muro, del mismo tipo y espesor, la capacidad de carga puede tomarse como la suma de las contribuciones individuales de cada paramento. En el caso de que los paramentos o los elementos de fijación sean de diferente tipo, únicamente podrá añadirse la mitad de la capacidad de carga del lado más débil.

Los montantes comprimidos deberán calcularse para resistir una fuerza F_d :

$F_d = 0,67 F_{v,d} h/b$ cuando existen paramentos en ambas caras

$F_d = 0,75 F_{v,d} h/b$ cuando sólo existe paramento en una de las caras

Los montantes traccionados deberán anclarse directamente a la base y calcularse para resistir una fuerza F_d :

$$F_d = F_{v,d} h/b$$

Si alguno de los módulos que forman el diafragma tienen huecos de puertas o ventanas, éstos módulos no deben considerarse en la contribución a la resistencia a cortante del conjunto. Cada grupo de módulos enteros adyacentes deberá anclarse como un diafragma individual, de la forma indicada en la figura 9.

Si se conoce la resistencia característica de un prototipo de ensayo, $F_{\text{test},k}$, (Figura 8), la resistencia de un muro construí-

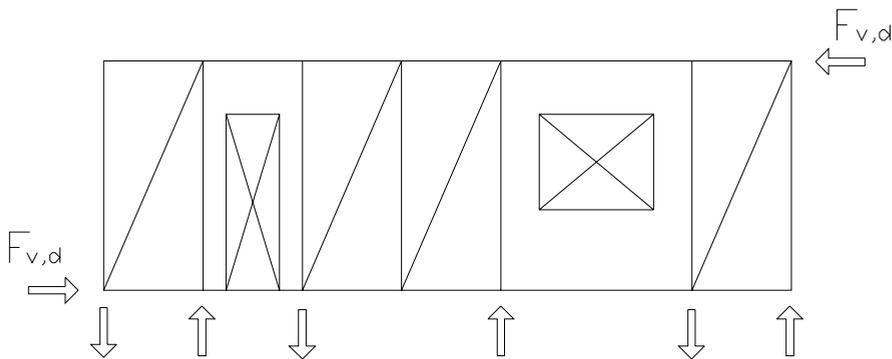


Figura 9

do de forma similar, pero con diferente altura, h , y anchura, b , viene dada por la siguiente expresión:

5

$$F_k = k_b k_h F_{\text{test},k}$$

donde:

$$k_b = b/b_{\text{test}} \quad \text{para } b_{\text{test}} \leq b$$

$$k_b = (b/b_{\text{test}})^2 \quad \text{para } 0,5 b_{\text{test}} \leq b < b_{\text{test}}$$

$$k_b = 0 \quad \text{para } b \leq 0,5 b_{\text{test}}$$

$$k_h = (h_{\text{test}}/h)^2 \quad \text{para } h \geq h_{\text{test}}$$

$$k_h = 1 \quad \text{para } h < h_{\text{test}}$$

Cálculo