



Código Técnico de la Edificación

DOCUMENTO DE APLICACIÓN DEL CÓDIGO

SI

Seguridad en caso de incendio

- SI 1 Inicio del incendio
- SI 2 Propagación del incendio en el edificio
- SI 3 Propagación del incendio entre edificios
- SI 4 Evacuación en caso de incendio
- SI 5 Extinción del incendio
- SI 6 Estabilidad estructural frente al fuego**



29/03/2002

[◀ IR A INICIO DE DOCUMENTO](#)

[◀ IR A ÍNDICE DE PONENCIA](#)

[◀ IR A ÍNDICE GENERAL DE PONENCIAS](#)

DOCUMENTO DE TRABAJO

Sección SI 6

Estabilidad estructural frente al fuego

DOCUMENTO DE TRABAJO



Exigencias

Definidas en la parte I del CTE:

Artículo 29 Estabilidad estructural frente al fuego. SI 6

- 1 El proyecto, la construcción y el *mantenimiento* de la *estructura* permitirán que, en caso de incendio, sea capaz de soportar la peor combinación de *acciones previsibles*, manteniendo su capacidad portante durante el tiempo necesario para posibilitar el cumplimiento de las exigencias restantes, en función de:
 - a) el uso y la altura de evacuación del edificio;
 - b) la proximidad a otros *edificios*;
 - c) el riesgo de incendio y la severidad de la acción térmica previsible, considerando la *carga de fuego*, las condiciones de ventilación y la disipación térmica;
 - d) el tamaño de los *sectores* de incendio;
 - e) las instalaciones de protección contra incendios existentes;
 - f) la intervención de los bomberos.
- 2 Cualquier elemento estructural debe tener una *estabilidad frente al fuego* no menor que la que deban tener los elementos que soporta dentro del mismo *sector de incendio*.
- 3 El colapso o la pérdida de integridad de *elementos estructurales* y de *elementos resistentes no estructurales* que requieren menor *estabilidad frente al fuego*, no debe originar el colapso de aquellos *elementos estructurales* o partes de la *estructura* que requieran una mayor *estabilidad frente al fuego*.
- 4 El colapso de *elementos resistentes no estructurales* como consecuencia de un incendio no debe provocar el colapso de ningún *elemento estructural* antes del tiempo durante el cual este deba mantener su función estructural, ni imposibilitar el cumplimiento de cualquier otra exigencia establecida en este requisito básico.



DOCUMENTO DE TRABAJO



Índice

I	ESTABILIDAD ANTE EL FUEGO EXIGIBLE A LA ESTRUCTURA.....	9
I.1	Generalidades	9
I.2	Elementos estructurales principales.....	9
I.3	Elementos estructurales secundarios.....	10
II	FLUJO DE CALOR NETO	11
II.1	Generalidades	11
II.2	Flujo de calor por radiación.....	11
II.3	Flujo de calor por convección	12
III	CURVAS DE INCENDIO NOMINALES	13
III.1	Generalidades	13
III.2	Curva estándar	13
III.3	Curva de incendio exterior.....	13
III.4	Curva de hidrocarburos.....	13
IV	MODELOS DE INCENDIO NATURAL	15
IV.1	Generalidades	15
IV.2	Curvas paramétricas	15
IV.3	Tiempo equivalente de la exposición en la curva estandarizada.....	16
IV.4	Carga de fuego de cálculo	17
IV.4.1	Carga de fuego característica por usos	18
IV.4.2	Estimación individualizada de la carga de fuego característica	19
V	DETERMINACIÓN DEL EFECTO DE LA ACCIÓN DE INCENDIO	21
V.1	Acciones indirectas.....	21
V.2	Acciones directas.....	21
V.2.1	Combinación de acciones	21
VI	ESTABILIDAD FRENTE A FUEGO DE LAS ESTRUCTURAS.....	23
VI.1	Generalidades	23
VI.2	Estructuras de Hormigón.....	24
VI.2.1	Generalidades	24



VI.2.2	Tablas de especificaciones	24
VI.2.2.1	Generalidades	24
VI.2.2.2	Soportes.....	25
VI.2.2.3	Muros.....	26
VI.2.2.4	Tirantes. Elementos sometidos a tracción.....	26
VI.2.2.5	Vigas.....	27
VI.2.2.6	Losas macizas.....	27
VI.2.2.7	Losas nervadas con bovedillas recuperables	28
VI.2.2.8	Forjados con bovedillas no recuperables	29
VI.2.2.9	Capas protectoras	29
VI.2.3	Métodos simplificados de cálculo	29
VI.2.3.1	Generalidades	29
VI.2.3.2	Método de la Isotherma 500	30
VI.2.3.3	Método de las Áreas.....	31
VI.2.3.4	Perfiles de Temperaturas.....	34
VI.2.3.5	Reducción de características mecánicas en función de la temperatura.....	34
VI.3	Estructuras de acero	38
VI.3.1	Generalidades	38
VI.3.2	Características mecánicas del acero en función de la temperatura	38
VI.3.3	Métodos simplificados de cálculo	39
VI.3.3.1	Campo de aplicación	39
VI.3.3.2	Clasificación de las secciones transversales.....	39
VI.3.3.3	Comprobación por resistencia	39
VI.3.3.4	Comprobación por temperatura.....	43
VI.3.3.5	Determinación de la temperatura del acero.....	44
VI.3.4	Conexiones.....	49
VI.4	Estructuras mixtas de hormigón y acero	50
VI.4.1	Generalidades	50
VI.4.2.	Tablas de especificaciones	50
VI.4.2.1	Generalidades.....	50
VI.4.2.2	Vigas.....	50
VI.4.2.3	Soportes.....	53
VI.4.3.	Métodos simplificados de cálculo.....	57
VI.4.3.1	Generalidades.....	57
VI.4.3.2	Forjados mixtos de chapa nervada sin protección.....	57
VI.4.3.3	Vigas mixtas con perfil de acero exento.....	60
VI.4.3.4	Esfuerzo rasante longitudinal.....	61
VI.4.4.	Disposiciones constructivas	62
VI.4.4.1	Generalidades.....	62
VI.4.4.2	Vigas parcial o totalmente embebidas en hormigón.....	62
VI.4.4.3	Vigas mixtas con perfil metálico exento.....	62
VI.5	Estructuras de Madera	63
VI.5.1	Generalidades	63
VI.5.2	Valores de cálculo de las propiedades del material y capacidades de cálculo..	63
VI.5.3	Propiedades de los materiales	65
VI.5.3.1	Carbonización de la madera	65
VI.5.3.2	Adhesivos.....	70
VI.5.4	Bases de cálculo para la comprobación de la resistencia	71
VI.5.4.1	Generalidades.....	71
VI.5.4.2	Método de la sección reducida	71
VI.5.4.3	Reglas simplificadas para el análisis de piezas.....	72
VI.5.5	Procedimiento de comprobación de muros y forjados.....	73



	VI.5.5.1	Generalidades.....	73
	VI.5.5.2	Análisis de la función de estabilidad al fuego (capacidad de carga)	74
	VI.5.5.3	Análisis de la función de sectorización.....	74
VI.5.6		Uniones.....	74
	VI.5.6.1	Generalidades.....	74
	VI.5.6.2	Uniones con piezas laterales de madera.....	75
	VI.5.6.3	Uniones con placas de acero al exterior.....	78
	VI.5.6.4	Tirafondos sometidos a carga axial.....	78
VI.5.7		Detalles constructivos.....	79
	VI.5.7.1	Muros y forjados.....	79
	VI.5.7.2	Otros elementos.....	80
VI.6		Proyecto de las estructuras de fábrica.....	81
VI.6.1		Generalidades.....	81
VI.6.2		Tablas de especificaciones.....	81
	VI.6.2.1	Generalidades.....	81
	VI.6.2.2	Muros y tabiques de fábrica de ladrillo cerámico o sílico-calcareo.....	81
	VI.6.2.3	Resistencia al fuego de muros y tabiques de fábrica de bloques de hormigón.....	82
ANEJO 1		PERFILES DE TEMPERATURA.....	84



DOCUMENTO DE TRABAJO



I ESTABILIDAD ANTE EL FUEGO EXIGIBLE A LA ESTRUCTURA

I.1 Generalidades

- 1 La elevación de la temperatura durante un incendio en un edificio provoca dos tipos de efectos en su estructura: por un lado, las propiedades del material se ven afectadas; en general, disminuyendo de forma importante sus propiedades mecánicas; y, por otro, aparecen acciones indirectas: deformaciones, y gradientes de deformaciones, que dan lugar a tensiones que se añaden a las actuantes previas al incendio. Deben contemplarse, en principio, ambos tipos de acciones.
- 2 La situación de la estructura tras el incendio no es considerada en este apartado. Ni, cuando se consideran incendios estandarizados, las acciones producidas por el incendio más allá del tiempo exigido.
- 3 La estabilidad al fuego de una estructura de edificación podrá ser verificada:
 - a) comprobando que es capaz de soportar un incendio dado por la curva de incendio nominal, definida en la norma UNE EN 1363, durante el tiempo indicado en este DAC en función del uso del edificio y situación del recinto;
 - b) comprobando que es capaz de soportar el incendio real previsible (curva natural o paramétrica) durante toda la duración del mismo;
 - c) comprobando que es capaz de soportar un incendio dado por la curva de incendio nominal estándar durante un tiempo igual al tiempo equivalente definido en función de las condiciones del recinto y la carga de fuego.
- 4 La comprobación en todos los casos podrá hacerse:
 - a) verificando elemento a elemento, sin tener en cuenta más efectos indirectos que los derivados del gradiente de deformaciones originado en el elemento;
 - b) verificando una parte de la estructura, estudiando todas las acciones indirectas originadas dentro de la subestructura, pero sin tener en cuenta las interacciones con las otras partes de la estructura;
 - c) verificando la estructura en su conjunto, con todas las interacciones entre sus elementos.
- 5 A su vez, la verificación de la resistencia podrá realizarse:
 - a) ajustando las dimensiones a valores dados en las tablas de este DAC, según la duración del incendio nominal exigida;
 - b) utilizando métodos simplificados de cálculo;
 - c) utilizando modelos generales de cálculo.
- 6 Cuando se utilicen curvas de incendio natural (paramétricas) podrá tenerse en cuenta para su estimación la existencia de medios activos de lucha contra el incendio, siempre que se establezcan los procedimientos adecuados para asegurar su funcionamiento.
- 7 La elección de los distintos pasos dentro del procedimiento de cálculo, podrá ser libre, pero deberá mantenerse la consistencia del procedimiento completo.

I.2 Elementos estructurales principales

- 1 Se considerarán satisfechas las exigencias relativas a estabilidad ante el fuego en todos los elementos principales de la estructura del edificio, junto con los forjados, las vigas, los soportes y los tramos de escaleras correspondientes que sean recorrido de evacuación que tengan, como mínimo, un tiempo de estabilidad al fuego que se indica en la Tabla 1. El tiempo exigido viene establecido en función de la máxima altura de evacuación del edificio y del uso del recinto inmediatamente inferior al forjado considerado. Para aquellos usos que no figuren en la tabla se procederá por asimilación, teniendo en cuenta el riesgo inherente al incendio.

**Tabla I.1 Estabilidad al fuego exigida a los elementos estructurales**

Uso del recinto inferior al forjado considerado	Plantas de sótano	Plantas sobre rasante		
		máx. altura de evacuación del edificio		
		<15 m	<28 m	≥28 m
Vivienda unifamiliar (1)	EF-30 (R-30)	EF-30 (R-30)	-	-
Vivienda, Residencial, Docente, Administrativo	EF-120 (R-120)	EF-60 (R-60)	R-90	R-120
Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	EF-120 (R-120) (2)	EF-90 (R-90) (3)	R-120	R-180
Garaje (uso exclusivo)		EF-90 (R-90) (4)		
Garaje (situados bajo un uso distinto)		EF-120 (R-120)		

(1) En viviendas unifamiliares agrupadas o adosadas, los elementos que formen parte de la estructura común tendrán la estabilidad al fuego exigible a edificios de uso Vivienda.

(2) R-180 si la altura de evacuación del edificio es ≥28 m.

(3) R-120 en edificios de uso Hospitalario con más de tres plantas sobre rasante.

(4) R-30 si los elementos estructurales pertenecen a cubiertas no transitables o las sustentan.

- 2 Las condiciones mínimas de Estabilidad al fuego exigibles a los elementos estructurales en locales o zonas de riesgo especial por el riesgo se establecen en la Tabla 2:

Tabla I.2 Estabilidad al fuego exigida en zonas de riesgo especial

Riesgo especial	Estabilidad exigible
Alto	EF-180 (R-180)
Medio	EF-120 (R-120)
Bajo	EF-90 (R-90)

- 3 En edificios exentos, salvo los de uso Hospitalario, las estructuras de cubiertas ligeras no previstas para ser utilizadas en la evacuación de los ocupantes y cuya altura respecto de la rasante exterior no exceda de 28 m, así como los soportes que únicamente sustenten dichas cubiertas, podrán ser EF-30 (R-30) cuando su fallo no pueda ocasionar daños graves a los edificios o establecimientos próximos, ni comprometer la estabilidad de otras plantas inferiores o la compartimentación de los sectores de incendio. A tales efectos, puede entenderse como ligera aquella cubierta cuya carga permanente no exceda de 1 kN/m².
- 4 Los elementos estructurales de una escalera protegida que estén contenidos en el recinto de ésta, serán como mínimo EF-30 (R-30). Cuando se trate de escaleras especialmente protegidas o de escaleras de incendio instaladas en aplicación del SI.2: IV.3.3, a los elementos estructurales no se les exige ninguna estabilidad al fuego.

I.3 Elementos estructurales secundarios

- 1 A los elementos estructurales secundarios, tales como los cargaderos o los de las entreplantas de un recinto, no se les exige estabilidad al fuego si su colapso no ocasiona daños a terceros, ni compromete la estabilidad global del conjunto ni la compartimentación en sectores. En otro caso se procederá conforme a los criterios anteriores.

II FLUJO DE CALOR NETO

II.1 Generalidades

- 1 La determinación de la situación térmica de un elemento durante un incendio se determina por el flujo de calor que se produce entre el recinto del incendio y el elemento, función de la temperatura alcanzada en el recinto de incendio y, por tanto, del tiempo.
- 2 Las acciones térmicas producidas sobre un elemento estructural se definen a partir del flujo de calor neto, \dot{q}_{net} [W/m²], en la superficie del elemento. En este flujo se deben considerar dos componentes: la de radiación y la de convección.

II.2 Flujo de calor por radiación

- 1 La componente de radiación del flujo de calor por unidad de superficie se determina por la expresión:

$$\dot{q}_{net,r} = \Phi \cdot e_f \cdot e_m \cdot s \cdot [(\Theta_r + 273)^4 - (\Theta_m + 273)^4], \text{ [W/m}^2\text{]}$$

donde:

Φ es un factor de configuración [-],

e_f es la emisividad del fuego [-],

e_m es la emisividad superficial del material[-],

Θ_r es la temperatura de radiación efectiva del ambiente del recinto de incendio [°C],

Θ_m es la temperatura superficial del elemento [°C], y

s es la constante de Boltzmann (= $5,67 \cdot 10^{-8}$) [W/m² °K⁴].

- 2 El factor de configuración (Φ) se puede tomar igual a 1,0, si no existen datos específicos.
- 3 El valor de la emisividad del fuego (e_f) puede tomarse igual a 1,0, si no existen datos específicos.
- 4 El valor de la emisividad superficial del material (e_m) puede obtenerse de la tabla siguiente:

Tabla I.3 Emisividad superficial según el material estructural

Material	e_m
Hormigón	0,56
Acero	0,50
Otros	0,70

- 5 Como temperatura de radiación (Θ_r) puede tomarse la del gas en el recinto (Θ_g) y puede ser obtenida como se indica en el apartado siguiente.
- 6 La temperatura superficial del elemento (Θ_m) debe determinarse mediante el análisis de la temperatura del elemento, teniendo en cuenta las características térmicas del mismo, según se indica en las partes siguientes correspondientes a cada material estructural.



II.3 Flujo de calor por convección

- 1 El flujo de calor por convección debe ser determinado por la expresión:

$$h_{net,c} = a_c \cdot (\Theta_g - \Theta_m), \quad [W/m^2]$$

donde:

a_c es el coeficiente de transferencia de calor por convección [W/m² °K]

Θ_g es la temperatura del gas en el ambiente del elemento [°C]

Θ_m es la temperatura superficial del elemento [°C].

- 2 Para el coeficiente de transferencia a_c cuando se utilizan curvas de incendio nominal puede tomarse el valor $a_c = 25$ W/m²K. para las curvas estándar y de incendio exterior y $a_c = 50$ W/m²K. para la de hidrocarburos.
- 3 En el lado no expuesto de elementos separadores, puede considerarse únicamente el flujo de calor por convección, tomando como coeficiente de transferencia el valor de $a_c = 9$ W/m² °K. Como temperatura del gas en el ambiente del recinto de incendio puede adoptarse:
- el valor dado por curvas nominales;
 - la obtenida a través de modelos en términos de los parámetros físicos del incendio (curvas paramétricas).



III CURVAS DE INCENDIO NOMINALES

III.1 Generalidades

- 1 Son curvas que establecen la evolución de la temperatura del gas en función del tiempo transcurrido desde que el incendio está totalmente desarrollado. Están definidas en la norma UNE EN 1363

III.2 Curva estándar

- 1 Válida para material incendiado fundamentalmente de tipo celulósico. Es la utilizada para establecer las propiedades de resistencia el fuego de los materiales de construcción.

Está definida por la expresión:

$$\Theta_g = 20 + 345 \log_{10} (8 t + 1) \quad [^{\circ}\text{C}],$$

donde

Θ_g es la temperatura del gas en el compartimento [$^{\circ}\text{C}$],

t es el tiempo desde el desarrollo del incendio [min].

III.3 Curva de incendio exterior

- 1 Debe utilizarse cuando se estudia el efecto producido en elementos estructurales situados en el exterior de un recinto por un incendio en el interior del mismo y que son afectados a través de los huecos en las paredes del recinto.
- 2 La curva de calentamiento está definida por la expresión:

$$\Theta_g = 660 (1 - 0,687 e^{-0,32 t} - 0,313 e^{-3,8 t}) + 20 \quad [^{\circ}\text{C}],$$

donde

Θ_g es la temperatura del gas en el compartimento [$^{\circ}\text{C}$],

t es el tiempo desde el desarrollo del incendio [min].

III.4 Curva de hidrocarburos

- 1 Debe utilizarse cuando material incendiado tiene un poder calorífico similar al de los hidrocarburos. Está definida por la expresión:

$$\Theta_g = 1080 (1 - 0,325 e^{-0,167 t} - 0,313 e^{-2,5 t}) + 20 \quad [^{\circ}\text{C}],$$

donde

Θ_g es la temperatura del gas en el compartimento [$^{\circ}\text{C}$],

t es el tiempo desde el desarrollo del incendio [min].



DOCUMENTO DE TRABAJO



IV MODELOS DE INCENDIO NATURAL

IV.1 Generalidades

- 1 Se entiende como curvas de incendio natural aquellos modelos de incendio que buscan obtener las curvas de temperatura reales alcanzadas en el recinto incendio y que tienen en cuenta el material combustible existente y las condiciones físicas del recinto donde se produce el incendio.
- 2 Pueden ser modelos generales basados en la Dinámica de fluidos computacional (CFD) o modelos simplificados (curvas paramétricas).

IV.2 Curvas paramétricas

- 1 Son las curvas de calentamiento obtenidas teniendo en cuenta los parámetros físicos del incendio:
 - a) la densidad de carga de fuego;
 - b) la condiciones de ventilación del recinto;
 - c) condiciones térmicas del contorno del recinto.
- 2 Los cálculos deben estar basados en la asunción de que toda la carga de fuego se consume en el incendio y es principalmente de tipo celulósico.
- 3 Las expresiones siguientes que definen la temperatura en el recinto son aplicables, únicamente a recintos de incendio de área menor de 500 m² y altura menor de 4m.

Fase de calentamiento

$$\Theta_g = 20 + 1325 (1 - 0,324 e^{-0,2t^*} - 0,204 e^{-1,7t^*} - 0,472 e^{-19t^*}) \quad [^{\circ}\text{C}],$$

donde:

Θ_g es la temperatura en el compartimento incendiado

$t^* = t \cdot \Gamma$ [h], con

t tiempo desde el incendio totalmente desarrollado (*flashover*) [h]

$$\Gamma = (O/b)^2 / (0,04/1160)^2, \quad [-]$$

donde, a su vez,

O es el factor de huecos = $A_v \sqrt{h} / A_t$, con los límites: $0,02 \leq O \leq 0,20$

$b = \sqrt{rcI}$; con los límites: $100 \leq b \leq 2\,200$

A_v es el área de los huecos verticales [m²]

h es la altura promedio de los huecos verticales [m]

A_t área total del recinto (paredes, suelo y techo, incluyendo huecos) [m²]

r densidad del contorno del recinto [kg/m³]

c calor específico del contorno del recinto [J/kg °K]

I conductividad térmica del contorno del recinto [W/m °K]

Cuando el contorno esté formado por diferentes capas o elementos el valor de $b = \sqrt{rcI}$ se obtendrá como la media ponderada de los distintos materiales o capas.

Temperatura máxima

- 4 Se considerará la curva de la fase de calentamiento hasta que se alcance una temperatura máxima definida para $t^* = t^*_{\max}$.



$$t_{max}^* = t_{max} \cdot \Gamma$$

$$t_{max} = 0,2 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O$$

donde

$q_{t,d}$ es la carga de fuego de cálculo relativa al área total del recinto A_t . Con la limitación $50 \leq q_{t,d} \leq 1000$ [MJ/m²]. Se obtiene $q_{t,d}$ como $q_{t,d} = q_{f,d} \cdot A_f / A_t$.
 $q_{f,d}$ es la carga de fuego de cálculo obtenida de IV.4
 A_f es el área del suelo del recinto

Fase de enfriamiento

5 A partir de la temperatura máxima debe seguir una fase de enfriamiento definida por:

$$\Theta_g = \Theta_{max} - 625 (t^* - t_{max}^*) \quad \text{para } t_{max}^* \leq 0,5$$

$$\Theta_g = \Theta_{max} - 250 (3^* - t_{max}^*) (t^* - t_{max}^*) \quad \text{para } 0,5 < t_{max}^* \leq 2$$

$$\Theta_g = \Theta_{max} - 250 (t^* - t_{max}^*) \quad \text{para } t_{max}^* \geq 2$$

IV.3 Tiempo equivalente de la exposición en la curva estandarizada

- 1 En los casos usuales de edificación pueden verificarse los efectos del incendio en estructuras de hormigón armado o de acero, como alternativa a las curvas paramétricas, el tiempo equivalente en la curva estandarizada.
- 2 Este tiempo equivalente sería el tiempo que habría que considerar en un incendio según la curva de incendio estandarizado para que produjese en la estructura el mismo efecto que el fuego paramétrico determinado.
- 3 Una vez establecido el tiempo equivalente pueden utilizarse los métodos de verificación válidos para los incendios nominales para una duración del incendio igual a ese tiempo equivalente.
- 4 El tiempo equivalente se puede obtener como:

$$t_{e,d} = (q_{f,d} \cdot k_b \cdot w_f) \cdot k_c \cdot d_c \quad [\text{min}]$$

donde:

$q_{f,d}$ es la carga de fuego de cálculo en función del área del suelo del recinto

k_b factor de conversión en función de las propiedades térmicas del recinto.

w_f factor de ventilación en función del área del recinto

k_c factor de corrección según el material estructural

d_c factor de corrección según las consecuencias del incendio

El factor de conversión k_b está relacionado con $b = \sqrt{rcI}$ de acuerdo con la tabla siguiente:

Tabla I.4 Valores de k_b en función de b

$b = \sqrt{rcI}$ [J/m ² s ^{0,5} °K]	k_b [min·m ² /MJ]
>2 500	0,04
720 ≤ b ≤ 2 500	0,055
<720	0,07

Puede tomarse k_b igual a 0,07 min·m²/MJ si no hay datos concretos de las propiedades térmicas del recinto.



El factor de ventilación w_f puede calcularse como:

$$w_f = (6/H)^{0,3} \cdot [0,62 + 90(0,4 - a_v)^4 / (1 + b_v a_h)] \geq 0,5 \quad [-]$$

donde:

$a_v = A_v/A_f$ es el área de los huecos verticales en fachada en relación con el área del suelo del recinto, con los límites $0,025 < a_v < 0,25$.

$a_h = A_h/A_f$ es el área de los huecos horizontales en relación con el área del suelo del recinto

$$b_v = 12,5 (1 + 10 a_v - a_v^2) > 0,5$$

H altura del recinto de incendio [m]

Para recintos pequeños ($A_f < 100 \text{ m}^2$), sin huecos en el techo el factor w_f puede ser calculado, también, como:

$$w_f = 0^{-1/2} \cdot A_f/A_t$$

Los valores k_c de pueden tomarse de la siguiente tabla:

Tabla I.5 Valores de k_c según el material estructural

Material de la sección transversal	k_c
Hormigón armado	1,0
Acero protegido	1,0
Acero sin proteger	13,7 · 0

Se entiende que el hormigón armado y el acero protegido tiene los recubrimientos usuales.

Los valores de d_c pueden obtenerse de la siguiente tabla

Tabla I.6 Valores de d_c según el tipo de edificio

Tipo de edificio o situación del recinto	d_c
Edificios de especial trascendencia (hospitales, etc) Recintos situados a más de 28m de altura	2,5
Recintos para cuya evacuación haya que salvar alguna altura, ascendente o descendente	1,5
Recintos situados a nivel de la salida del edificio	1,0

IV.4 Carga de fuego de cálculo

1 El valor de cálculo de la carga de fuego se determina como:

$$q_{f,d} = d_{q1} \cdot d_{q2} \cdot d_n \cdot q_{f,k}$$

donde:

d_{q1} factor que tiene en cuenta el riesgo de activación debido a la superficie del sector

d_{q2} factor que tiene en cuenta el riesgo de activación debido al tipo de uso

d_n factor que tiene en cuenta las medidas activas existentes debidamente homologadas,



$$d_n = \prod_{i=1}^4 d_{n,i}$$

$q_{f,k}$ la densidad de carga de fuego característica por unidad de superficie, que puede ser determinada:

- utilizando valores establecidos de cargas de fuego según usos, como los dados en la tabla I.10
- haciendo un estimación individualizada de la carga para un proyecto determinado.

Tabla I.7 Valores del coeficiente d_{q1} según el tamaño del sector

Área del sector A_f [m ²]	Riesgo de activación d_{q1}
25	1,10
250	1,50
2 500	1,90
5 000	2,00
10 000	2,13

Tabla I.8 Valores del coeficiente d_{q2} según el uso del sector

Usos	Riesgo de activación d_{q2}
Galería de arte, museo, piscina	0,78
Vivienda, oficina, hotel, residencia	1,00
Taller de maquinaria	1,22
Laboratorio químico, taller de pinturas	1,44
Taller pirotécnico, fábrica de pinturas	1,66

Tabla I.9 Valores de los coeficientes $d_{n,i}$ según las medidas activas existentes

Medidas activas $d_{n,i}$			
Detección automática	Alarma automática a bomberos	Extinción automática	Bomberos in situ
$d_{n,1}$	$d_{n,2}$	$d_{n,3}$	$d_{n,4}$
0,87	0,87	0,61	0,61

IV.4.1 Carga de fuego característica por usos

- Si no existen datos específicos, pueden adoptarse los siguientes valores medios y característicos para las cargas de fuego por unidad de superficie, según los usos de los sectores:

Tabla I.10: Cargas de fuego características según uso

Usos	Valor medio [MJ/m ²]	Valor característico q _{f,k} [MJ/m ²]
Comercial	600	730
Vivienda	550	650
Hospitalario /Residencial (habitaciones)	230	280
Administrativo / Oficinas	420	520
Docente	285	350
Teatros, cines	300	365
Almacenes	según uso	

(1) Para locales comerciales el valor indicado es el mínimo. Cargas de fuego para algunos usos Comerciales y Almacenes se indican en el "Reglamento de Seguridad contra incendios en los establecimientos industriales"

- 2 Para calcular la carga de fuego total a la carga según usos debe sumarse la carga debida al edificio en sí, incluyendo revestimientos y otros elementos permanentes.

IV.4.2 Estimación individualizada de la carga de fuego característica

- 1 Todo el contenido combustible del edificio debe tenerse en cuenta:
La carga de fuego total característica se define como:

$$Q_{f,k} = \sum M_{k,i} \cdot H_{u,i} \cdot m_i = \sum Q_{f,k,i} \quad [\text{MJ}]$$

donde:

$M_{k,i}$ es al cantidad de material combustible susceptible de incendiarse [kg]

$H_{u,i}$ es el valor calorífico neto [MJ/kg]

m_i factor opcional función del comportamiento de la combustión

El valor característico por unidad de área se define como:

$$q_{f,k} = Q_{f,k} / A_f, \quad [\text{MJ/m}^2]$$

Las cargas permanentes deben introducirse por sus valores esperados, según el muestreo.

Las cargas variables deben representarse por valores que no sean excedidos durante el 80 % del tiempo.

Valor calorífico neto de los materiales

- 2 El valor calorífico neto de los materiales debe determinarse de acuerdo con la norma UNE ... (ISO 1716). La humedad de los materiales puede tenerse en cuenta mediante la expresión:



$$H_u = H_{u0} (1 - 0,01 u) - 0,025 u, \text{ [MJ / kg]}$$

donde:

u es el contenido de humedad en %, y

H_{u0} es valor calorífico neto del material seco.

- 3 El valor calorífico de los materiales más usuales puede obtenerse del “Reglamento de Seguridad contra incendios en los establecimientos industriales”

DOCUMENTO DE TRABAJO

V DETERMINACIÓN DEL EFECTO DE LA ACCIÓN DE INCENDIO

La estructura de un edificio en que se produce un incendio está sometida a dos tipos de acciones mecánicas: directas e indirectas.

V.1 Acciones indirectas

- 1 Son aquellas originadas por las deformaciones impuestas o restringidas originadas por los cambios de temperatura. Deben ser tenidas en cuenta explícitamente salvo que
 - a) sean estimadas a priori como favorables o despreciables;
 - b) o bien estén implícitamente incluidas en las hipótesis o modelos de cálculo elegidos conservadoramente.
- 2 Para la estimación de las acciones indirectas, debe tenerse en cuenta:
 - a) la restricción a la dilatación de los elementos (pilares en estructuras reticulares con muros rígidos);
 - b) la dilatación de elementos estáticamente indeterminados (forjados continuos);
 - c) los gradientes térmicos en la sección transversal que origine tensiones internas;
 - d) la dilatación de elementos adyacentes (movimiento en cabeza de un pilar por dilatación de la viga);
 - e) dilataciones de elementos que afectan a elementos fuera del sector de incendios.
- 3 Las propiedades térmicas y mecánicas de los elementos y la acción de incendio de cálculo.
Las acciones debidas a elementos adyacentes no deben tenerse en cuenta cuando se considera las curvas de incendio estándar.

V.2 Acciones directas

- 1 Son aquellas que pueden actuar sobre la estructura del edificio independientemente de la existencia del incendio.

V.2.1 Combinación de acciones

- 1 Las acciones permanentes y variables deben ser consideradas como en el cálculo a temperatura normal, si es probable que actúen en caso de incendio. En particular:
 - a) no es necesario considerar la disminución de cargas debido a la propia combustión
 - b) la carga de nieve debe estimarse en cada caso si puede actuar
 - c) las cargas debidas al uso industrial, como las fuerzas de frenado de grúas, en general, no necesitan tenerse en cuenta
 - d) puede ser necesario considerar cargas adicionales, como las debidas a impacto por colapso de elementos

Regla de combinación de acciones

- 2 Los efectos de las acciones durante la exposición al incendio deben considerarse la siguiente combinación accidental:

$$\sum g_{GA} \cdot G_k + \sum \Psi_{2,i} \cdot g_{QA,i} Q_{k,i} + \sum A_d(t);$$

donde:



- G_k valor característico de las acciones permanentes
- $Q_{k,i}$ valor característico de las acciones variables
- $A_d(t)$ valor de cálculo de las acciones derivadas del incendio
- g_{GA} = 1; factor parcial para acciones permanentes en situaciones accidentales
- $g_{QA,i}$ =1; factor parcial en situaciones accidentales
- $\Psi_{2,i}$ coeficiente de acciones frecuentes para la acción variable considerada, indicado en el DAC-SE

DOCUMENTO DE TRABAJO

VIESTABILIDAD FRENTE A FUEGO DE LAS ESTRUCTURAS

VI.1 Generalidades

- 1 En este apartado se establecen métodos que permiten determinar el comportamiento frente al fuego de diferentes tipos estructurales.
- 2 El método general consiste en la comprobación de los distintos Estados Limite Últimos, teniendo en cuenta, tanto en la obtención de esfuerzos de diseño como en el análisis de la respuesta estructural, la influencia de la acción del fuego considerando el comportamiento físico fundamental.
- 3 Debe verificarse para el periodo de tiempo de estabilidad frente al fuego exigido:

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d} \quad \dots(VI.1)$$

donde:

$E_{fi,d}$ son los valores de cálculo del efecto de las acciones en situación de fuego, determinados de acuerdo con (referencia a DAC SE-AE), incluyendo las acciones indirectas debidas al fuego,

$R_{fi,d}$ es la resistencia de cálculo correspondiente a altas temperaturas.

- 4 Para verificar los requisitos de estabilidad frente al incendio nominal establecido en el presente DAC es suficiente realizar el análisis a nivel de elemento.
- 5 El análisis estructural debe representar adecuadamente las propiedades del material dependientes de la temperatura, incluyendo la rigidez, la distribución de temperatura en los distintos elementos de la estructura y el efecto de las dilataciones y deformaciones térmicas (acciones indirectas debidas al fuego).
- 6 Asimismo, cuando sea relevante, la respuesta estructural debe tener en cuenta las características de los materiales para las distintas temperaturas que pueden producirse en una misma sección transversal o elemento estructural.
- 7 Cualquier modo de fallo no tenido en cuenta explícitamente en el análisis de esfuerzos o en la respuesta estructural deberá evitarse mediante detalles constructivos apropiados.
- 8 Pueden emplearse métodos simplificados de comprobación siempre que conduzcan a resultados equivalentes o del lado de la seguridad con respecto a los que se obtendrían con los métodos generales.
- 9 En general, los métodos simplificados suponen una comprobación de los distintos Estados Limite Últimos considerando elementos estructurales aislados (se deprecian las acciones indirectas debidas al fuego -dilataciones, deformaciones, etc.-), distribuciones de temperatura preestablecidas, generalmente para secciones rectangulares y, como variaciones en las propiedades de los materiales por efecto de la temperatura, modelos asimismo simplificados y sencillos.
- 10 Dentro de los métodos de comprobación simplificados, esta la comprobación mediante tablas de especificaciones (basadas en ensayos o métodos avanzados de cálculo), que permiten obtener, a partir de hipótesis simplificadas y del lado de la seguridad, para diferentes tipos de elementos estructurales el tiempo de resistencia al fuego normalizado según las dimensiones geométricas de la sección transversal. Dicho método es el de menor nivel, y consecuentemente el de menor complejidad en cuanto a su aplicación. En algunos casos pueden requerirse comprobaciones adicionales.
- 11 Un método alternativo a los expuestos, es la comprobación frente al fuego mediante ensayos realizados e interpretados de acuerdo con las UNE correspondientes al tipo de elemento estructural estudiado.
- 12 En el presente DAC solo se incluyen métodos simplificados de comprobación (incluyendo tablas de especificaciones). Asimismo, en este Documento se tratan exclusivamente los métodos de protección pasiva frente al fuego.



VI.2 Estructuras de Hormigón

VI.2.1 Generalidades

En este apartado se establecen métodos simplificados que permiten determinar la resistencia al fuego según curva estándar de las estructuras de hormigón

VI.2.2 Tablas de especificaciones

VI.2.2.1 Generalidades

- 1 Se considera que un elemento aislado de una estructura tiene resistencia suficiente determinada según la curva estándar si se cumplen los requisitos que se especifican en las tablas y cláusulas siguientes.

Las tablas que se incluyen a continuación son válidas solamente para evaluar la resistencia a fuego según la curva estándar.

- 2 Para el uso de las tablas se define como recubrimiento mecánico equivalente a_m , a efectos de resistencia al fuego el valor.

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} f_{yki} (a_{si} - \Delta a_{si})] + \sum [A_{pi} f_{pki} (a_{pi} - \Delta a_{pi})]}{\sum A_{si} f_{yki} + \sum A_{pi} f_{pki}} \quad (\text{VI.2.1})$$

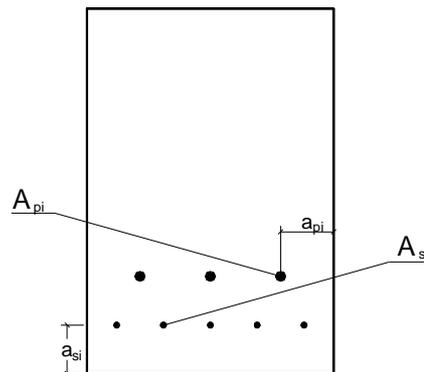


Figura. VI.2.1
Disposición de armado

donde:

- A_{si} , A_{pi} Área de cada una de las armaduras i pasiva o activa.
 a_{si} , a_{pi} Distancia del eje de cada una de las armaduras i , al paramento expuesto más próximo.
 f_{yki} , f_{pki} Resistencia característica del acero de las armaduras i .
 Δa_{si} Corrección debida a las diferentes temperaturas críticas del acero y a las condiciones particulares de exposición al fuego.
 Pueden considerarse para Δa_{si} los valores siguientes (ver Figura VI.2.1)

Las reducciones para valores de μ_i inferiores a 0,6 en vigas, losas etc.. sólo podrán considerarse cuando dichos elementos estén sometidos a cargas uniformemente distribuidas.

Tabla VI.2.1 Valores de Δa_{si}

μ_{fi}	Δa_{si}	
	Vigas*, losas (forjados) y elementos a tracción	Resto de los casos
0,4	-10	0
0,5	-5	
0,6	0	

(1) En el caso de armaduras situadas en las esquinas de vigas con una sola capa de armadura se incrementarán las tolerancias especificadas en la tabla en 10 mm, cuando el ancho de la misma sea inferior a los valores de b_{min} especificados en la columna 3 de la Tabla VI.2.6

donde μ_{fi} está definido mediante la expresión:

$$m_{fi} = \frac{E_{d,fi}}{R_{d,fi(0)}} \quad \text{relación entre el valor de cálculo del efecto de las acciones y la resistencia del elemento estructural en situación de incendio en el instante inicial (t=0).}$$

Δa_{pi} Corrección debida a las diferentes temperaturas críticas en los aceros y a las condiciones particulares de exposición al fuego.

Tabla VI.2.2 Valores de Δa_{pi}

μ_{fi}	Δa_{pi}			
	Vigas*, losas (forjados) y elementos a tracción		Resto de los casos	
	Barras	Alambres y cordones	Barras	Alambres y cordones
0,4	0	5	10	15
0,5	5	10		
0,6	10	15		

(1) En el caso de armaduras situadas en las esquinas de vigas con una sola capa de armadura se incrementarán las tolerancias especificadas en la tabla en 10 mm, cuando el ancho de la misma sea inferior a los valores de b_{min} especificados en la columna 3 de la Tabla VI.2.6

- Los valores dados en las tablas son aplicables a hormigones de densidad normal, confeccionados con áridos de naturaleza silíceo.
- Cuando se empleen hormigones con áridos de naturaleza caliza, pueden admitirse las reducciones siguientes:
 - en vigas y losas, un 10% tanto en las dimensiones mínimas de la sección recta como en los recubrimientos mecánicos equivalentes de las armaduras (a_m).
 - en muros y pilares, no se admitirá reducción alguna.
- En zonas traccionadas con recubrimientos de la armadura $c \geq 50$ mm debe disponerse una armadura de piel para prevenir el desprendimiento de dicho hormigón durante el periodo de resistencia al fuego. Dicha armadura consiste en un mallazo de dimensiones inferiores a 150 mm, que esté anclado regularmente en la masa de hormigón.

VI.2.2.2 Soportes

- Se considera que un soporte de hormigón estructural, de sección rectangular o circular tiene una estabilidad al fuego determinada según la curva estándar si se cumplen los requisitos que se especifican en la Tabla VI.2.3 (en función de las dimensiones y recubrimientos mecánicos equivalentes mínimos) y en las cláusulas siguientes.

**Tabla VI.2.3 Soportes de hormigón estructural. Sección rectangular o circular**

Estabilidad al fuego normalizada	Dimensión mínima b_{\min} / Recubrimiento mecánico equivalente mínimo a_{\min} (mm)
EF-30 (R-30)	150**/15
EF-60 (R-60)	200**/20
EF-90 (R-90)	250/30
EF-120 (R-120)	250/40
EF-180 (R-180)	350/45
EF-240 (R-240)	400/50

* Los soportes ejecutados en obra deben tener, de acuerdo con la Instrucción EHE, una dimensión mínima de 250 mm

- 2 Cuando la armadura del pilar sea superior al 2% del área de la sección de hormigón, ésta se distribuirá en todas sus caras para tiempos de resistencia a fuego normalizado exigidos superiores a 90 minutos. Esto no resulta necesario en zonas de solapo de armadura.

VI.2.2.3 Muros

- 1 Se considera que un muro portante de hormigón estructural tiene una resistencia al fuego determinada según la curva estándar si se cumplen los requisitos que se especifican en la Tabla VI.2.4 (en función del espesor de muro y del recubrimiento mecánico equivalente mínimos).

Tabla VI.2.4 Muros de hormigón estructural

Resistencia al fuego normalizada	Espesor mínimo b_{\min} / Recubrimiento mecánico equivalente mínimo a_{\min} (mm)	
	Muro expuesto por una cara	Muro expuesto por ambas caras
RF-30 (REI-30)	100/15	120/15
RF-60 (REI-60)	120/15	140/15
RF-90 (REI-90)	140/20	160/25
RF-120 (REI-120)	160/25	180/35
RF-180 (REI-180)	200/40	250/45
RF-240 (REI-240)	250/50	300/50

VI.2.2.4 Tirantes. Elementos sometidos a tracción.

- 1 Se considera que un elemento de hormigón estructural sometido a tracción tiene una estabilidad determinada según la curva de fuego estándar si se cumplen los requisitos que se especifican en la Tabla VI.2.5 (en función del ancho del elemento y del recubrimiento mecánico equivalente mínimos) y en las cláusulas siguientes.
- 2 En cualquier caso, al área de la sección transversal del hormigón debe ser mayor o igual que $2(b_{\min})^2$, siendo b_{\min} la dimensión mínima indicada en la Tabla VI.2.5.

Tabla VI.2.5 Elementos de hormigón estructural sometidos a tracción

Estabilidad al fuego normalizada	Dimensión mínima b_{\min} / Recubrimiento mecánico equivalente mínimo a_{\min} (mm)
EF-30 (R-30)	80/25
EF-60 (R-60)	120/40
EF-90 (R-90)	150/55
EF-120 (R-120)	200/65
EF-180 (R-180)	240/80
EF-240 (R-240)	280/90



- 3 Cuando la estructura soportada por el tirante sea sensible a su alargamiento por efecto del calor debido al fuego, se incrementarán los recubrimientos definidos en la Tabla VI.2.5 en 10 mm.

VI.2.2.5 Vigas

VI.2.2.5.1 Generalidades

- 1 Se consideran vigas expuestas al fuego por tres caras aquellas en las que la cara superior está aislada debido al solado o a cualquier otro tipo de elemento que mantenga su función aislante durante todo el período de resistencia al fuego. En este caso son de aplicación los criterios del apartado VI.2.2.5.2. En el resto de los casos las vigas se considerarán expuestas por sus cuatro caras y son de aplicación los criterios indicados en VI.2.2.5.3.
- 2 Para vigas de ancho variable, como ancho mínimo se considerará el que existe a la altura del centro de gravedad mecánico de la armadura traccionada.
- 3 Para vigas doble T, el canto del ala inferior deberá ser mayor que la dimensión mínima que se establezca como ancho mínimo. Cuando el canto del ala inferior sea variable se considerará, a los efectos de esta comprobación, el canto medio.

VI.2.2.5.2 Vigas con las tres caras expuestas al fuego

- 1 Se considera que una viga con tres caras expuestas al fuego tiene una estabilidad determinada según la curva estándar si se cumplen los requisitos que se especifican en la Tabla VI.2.6, (en función de las dimensiones, ancho del alma y recubrimiento mecánico equivalente mínimos) y en las cláusulas siguientes.

Tabla VI.2.6 Vigas con las tres caras expuestas al fuego

Estabilidad al fuego normalizada	Dimensión mínima b_{min} / Recubrimiento mecánico equivalente mínimo a_{min} (mm)				Ancho mínimo del alma $b_{0,min}$ (mm)
	1	2	3	4	
EF-30 (R-30)	80/20	120/15	200/10	-	80
EF-60 (R-60)	100/30	150/25	200/20	-	100
EF-90 (R-90)	150/40	200/35	250/30	400/25	100
EF-120 (R-120)	200/50	250/45	300/40	500/35	120
EF-180 (R-180)	300/75	350/65	400/60	600/50	140
EF-240 (R-240)	400/75	500/70	700/60	-	160

(1) Los recubrimientos por exigencias de durabilidad serán normalmente mayores.

- 2 Para estabilidad al fuego determinada según la curva estándar EF-90 (R-90) o superior, la armadura de negativos en vigas continuas se prolongará hasta el 33% de la longitud del vano con una cuantía no inferior al 25% de la requerida en apoyos.
- 3 En una longitud igual a dos veces el canto total de la viga a cada lado de los soportes, el ancho del alma b_0 , no será inferior al ancho mínimo b_{min} indicado en la Tabla VI.2.6.

VI.2.2.5.3 Vigas expuestas en todas sus caras

- 1 En este caso son de aplicación las dimensiones y recubrimientos mecánicos equivalentes mínimos establecidos en la Tabla VI.2.6. Asimismo, deberá verificarse que el área de la sección transversal de la viga no sea inferior a $2(b_{min})^2$ siendo b_{min} la dimensión mínima indicada en la Tabla VI.2.6.

VI.2.2.6 Losas macizas

- 1 Se considera que una losa maciza de hormigón estructural tiene una resistencia al fuego determinada según la curva estándar si se cumplen los requisitos que se especifican en la Tabla VI.2.7 (en función del recubrimiento mecánico equivalente mínimo) y las cláusulas siguientes.
- 2 Cuando de la losa se requiera sólo su función resistente (criterio R), el espesor será el necesario para cumplir con los requisitos de proyecto a temperatura ambiente. Si la losa debe cumplir con una función separadora (criterios E e I) su espesor deberá ser mayor que el mínimo establecido en la Tabla VI.2.7. A estos efectos, podrá considerarse como espesor el solado o cualquier otro elemento que mantenga su función aislante durante todo el periodo de resistencia al fuego.



Tabla VI.2.7 Losas macizas

Resistencia al fuego normalizada	Espesor mínimo h_{min} (mm)	Recubrimiento mecánico equivalente mínimo a_{min} (mm)		
		Flexión en una dirección	Flexión en dos direcciones	
			$l_y/l_x^{**} \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x^{**} \leq 2$
RF-30 (REI-30)	60	10*	10*	10
RF-60 (REI-60)	80	20	10*	20
RF-90 (REI-90)	100	25	15	25
RF-120 (REI-120)	120	35	20	30
RF-180 (REI-180)	150	50	30	40
RF-240 (REI-240)	175	60	50	50

(1) Los recubrimientos por exigencias de durabilidad serán normalmente mayores

(2) l_x y l_y son las luces de la losa, siendo $l_y > l_x$.

- En las tablas, el valor del recubrimiento a_{min} se refiere a la armadura de la capa inferior.
- Para losas macizas sobre apoyos continuos, en los casos de resistencias al fuego según la curva estándar RF-90 (REI-90) o superiores, la armadura de negativos deberá prolongarse un 33% de la longitud del vano con una cuantía no inferior a un 25% de la requerida en apoyos.
- Para losas macizas sobre apoyos puntuales, en los casos de resistencia al fuego según la curva estándar RF-90 (REI-90) o superiores, el 20% de la armadura superior sobre soportes deberá prolongarse a lo largo de todo el vano. Esta armadura debe disponerse en la banda de soportes. (véase EHE)

VI.2.2.7 Losas nervadas con bovedillas recuperables

- Se considera que una losa nervada unidireccional tiene una resistencia al fuego determinada según la curva estándar si se cumplen los requisitos que se especifican en la Tabla VI.2.6 (en función del ancho y del recubrimiento mecánico equivalente de las armaduras de los nervios) y en las cláusulas siguientes.
- Se considera que una losa nervada bidireccional tiene una resistencia al fuego determinada según la curva de fuego estándar si se cumplen los requisitos que se especifican en la Tabla VI.2.8 (en función del ancho del nervio y del recubrimiento mecánico equivalente mínimos) y en las cláusulas siguientes.

Tabla VI.2.8 Losas nervadas bidireccionales

Estabilidad al fuego normalizada	Ancho de nervio mínimo b_{min} / Recubrimiento mecánico equivalente mínimo a_{min} (mm)			Espesor mínimo h_s de la capa de compresión (mm)
EF-30 (R-30)	80/20	120/15	200/10*	60
EF-60 (R-60)	100/30	150/25	200/20	70
EF-90 (R-90)	120/40	200/30	250/25	80
EF-120 (R-120)	160/50	250/40	300/25	100
EF-180 (R-180)	200/70	300/60	400/55	120
EF-240 (R-240)	250/90	350/75	500/70	150

(1) Los recubrimientos por exigencias de durabilidad serán normalmente mayores

- Cuando de la losa se requiera sólo su función resistente (criterio R), el espesor será el necesario para cumplir con los requisitos de proyecto a temperatura ambiente. Si la losa debe cumplir con una función separadora (criterios E e I) el espesor de la capa de compresión deberá ser mayor que el mínimo establecido en la Tabla VI.2.7. A estos efectos, podrá considerarse como espesor el solado o cualquier otro elemento que mantenga su función aislante durante todo el periodo de resistencia al fuego.



- 4 En losas nervadas sobre apoyos puntuales, en los casos de resistencia al fuego según la curva estándar EF-90 (*R-90*) o superiores, el 20% de la armadura superior sobre soportes se distribuirá en toda la longitud del vano, en la banda de soportes. (véase EHE). Si la losa nervada se dispone sobre apoyos continuos, la armadura de negativos se prolongará un 33% de la longitud del vano con una cuantía no inferior a un 25% de la requerida en apoyos.

VI.2.2.8 Forjados con bovedillas no recuperables

- 1 Si los forjados disponen de elementos de entrevigado cerámicos o de hormigón y enlucido inferior, para resistencias a fuego según la curva estándar inferiores o iguales a EF-120 (*R-120*) bastará con que se cumplan los valores de canto total y recubrimiento mecánico equivalente de las armaduras establecidos para losas macizas en la Tabla VI.2.7, pudiéndose contabilizar a efectos de este último los espesores equivalentes de enlucido con los criterios y condiciones indicados en el apartado VI.2.2.9(3).

Para resistencias a fuego estándar superiores a EF-120 (*R-120*) deberán cumplirse las especificaciones establecidas para losas nervadas con bovedillas recuperables indicadas en el apartado VI.2.2.7.

- 2 Si los elementos de entrevigado no son de cerámica ni de hormigón o no se ha dispuesto enlucido inferior deberán cumplirse las especificaciones establecidas para losas nervadas con bovedillas en el apartado VI.2.2.8.
- 3 Para el espesor de la capa de compresión, ancho de alma y ancho de nervio se podrán tener en cuenta los espesores del solado y de las bovedillas no recuperables que mantengan su función aislante durante el periodo de resistencia al fuego, que puede admitirse igual a 120 minutos a falta de datos experimentales. En caso de bovedillas cerámicas pueden considerarse como espesores adicionales de hormigón equivalentes a dos veces su espesor real.

VI.2.2.9 Capas protectoras

- 1 La resistencia al fuego requerida puede ser obtenida mediante la aplicación de capas protectoras.
- 2 Las propiedades y funcionamiento del material aislante que se use para las capas protectoras deben ser determinadas utilizando procedimientos de ensayo. Dichos ensayos deben confirmar que el material permanece coherente y cohesivo para todas las temperaturas y deformaciones previsibles y debe proporcionar información sobre los siguientes aspectos:
 - a) distribución de temperaturas en la sección transversal de hormigón, en función de la duración del fuego y espesor de la capa protectora;
 - b) cuando sea posible, espesor equivalente de hormigón, en función de la duración del fuego;
 - c) propiedades térmicas del material en función de la temperatura.
- 3 No obstante, y aún a falta de datos experimentales, los revestimientos de yeso pueden considerarse como espesores adicionales de hormigón equivalentes a 1,8 veces su espesor real para duración de fuego según la curva estándar de hasta 120 minutos. En el caso de enlucidos aplicados bajo paramentos horizontales, como techos, para EF-90 (*R-90*) se recomienda que su puesta en obra se realice por proyección, mientras que para valores superiores a EF-120 (*R-120*) resulta necesario y además debe disponerse un armado interno no combustible firmemente unido a la vigueta.

VI.2.3 Métodos simplificados de cálculo

VI.2.3.1 Generalidades

- 1 Estos procedimientos consisten en determinar en primer lugar el perfil de temperatura de la sección recta, reducir la sección de hormigón, modificar las características mecánicas del acero y del hormigón en función de la temperatura y a continuación calcular la capacidad resistente de la sección recta reducida, de acuerdo con los procedimientos establecidos en el DAC, y comparar dicha
- 2 Los elementos estructurales deben diseñarse de forma que el desconchado (*spalling*) del hormigón, el fallo por anclaje o por pérdida de capacidad de giro, tengan una menor probabilidad de aparición que el fallo por flexión, por esfuerzo cortante o por cargas axiales.



VI.2.3.2 Método de la Isoterma 500

VI.2.3.2.1 Campo de aplicación

- 1 Este método es aplicable a secciones:
 - a) de hormigón armado y pretensado;
 - b) solicitadas por esfuerzos de compresión, flexión o flexo-compresión;
 - c) sometidas a cualquier curva de fuego.
- 2 Para poder aplicar este método los espesores mínimos de vigas o soportes, en función del tiempo de estabilidad al fuego exigido, tendrán que ser superiores a los indicados en la Tabla VI.2.9.

Tabla VI.2.9 Espesores mínimos de vigas y soportes

Estabilidad al fuego	EF-60 (R-60)	EF-90 (R-90)	EF-120 (R-120)	EF-180 (R-180)	EF-240 (R-240)
Espesor mínimo de la sección recta (mm)	90	120	160	180	200

VI.2.3.2.2 Determinación de la capacidad resistente de cálculo de la sección transversal

- 1 La resistencia de cálculo de la sección transversal puede obtenerse de forma simplificada mediante el procedimiento de carácter general establecido en la Instrucción EHE, considerando:
 - a) una sección reducida de hormigón, obtenida eliminando de la sección transversal las zonas que hayan alcanzado una temperatura superior a los 500°C durante el periodo de tiempo considerado;
 - b) que las zonas de hormigón que han alcanzado una temperatura superior a los 500°C se desprecian, a efectos de cálculo, al determinar la capacidad resistente de la sección;
 - c) que las características mecánicas del hormigón de la sección reducida no se ven afectadas por la temperatura, conservando sus valores iniciales en cuanto a la resistencia y módulo de elasticidad;
 - d) que las características mecánicas de las armaduras se reducen de acuerdo con la temperatura que hayan alcanzado durante el tiempo de resistencia al fuego considerado. Se considerarán todas las armaduras incluso aquellas que queden situadas fuera de la sección transversal reducida de hormigón.
- 2 Para una viga rectangular expuesta al fuego por tres caras, la sección transversal reducida en situación de fuego se obtendrá de acuerdo con la Figura VI.2.2.

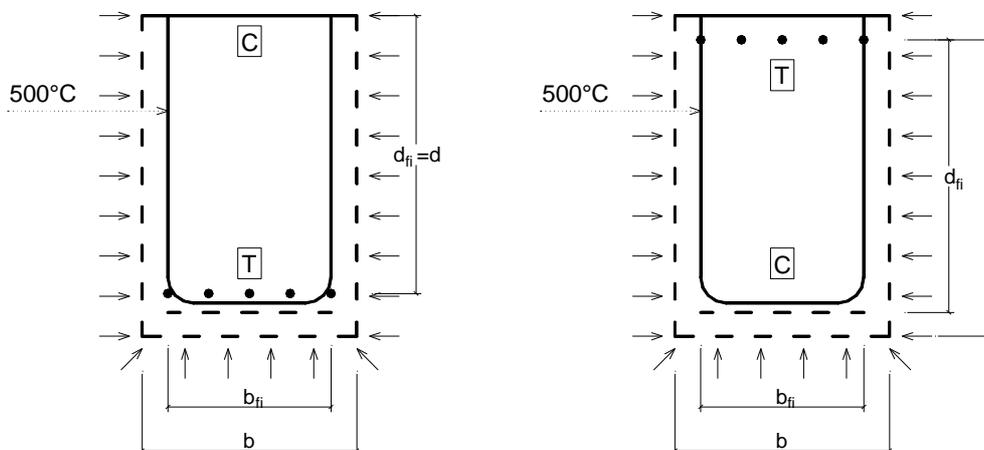


Figura VI.2.2 Sección transversal reducida en vigas expuestas al fuego por tres caras

- 3 Para una viga o soporte rectangular expuesto al fuego por cuatro caras, la sección transversal reducida en situación de fuego se obtendrá de acuerdo con la Figura VI.2.3.

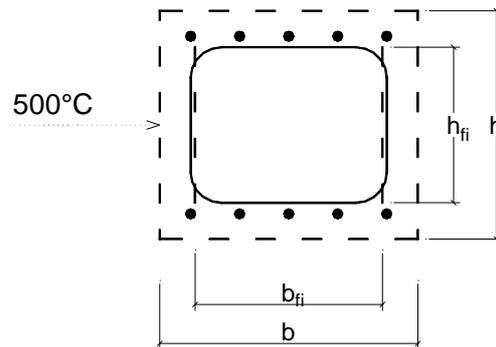


Figura VI.2.3

Sección transversal reducida en vigas y soportes expuestos al fuego por cuatro caras

- 4 Para determinar la isoterma 500 se proporcionan en el Anejo 1 los perfiles de temperatura para algunos tipos de secciones habituales. También pueden utilizarse modelos analíticos o ensayos para determinar la respuesta térmica de la sección.

VI.2.3.3 Método de las Áreas

VI.2.3.3.1 Campo de aplicación

- 1 Este método es aplicable a secciones :
- de hormigón armado y pretensado;
 - solicitadas por esfuerzos de compresión, flexión o flexo-compresión;
 - sometidas a fuego normalizado o a otro tipo de exposición, (Ej. fuegos paramétricos).

VI.2.3.3.2 Determinación de la capacidad resistente de cálculo de la sección transversal

- 1 La resistencia de cálculo de la sección transversal puede obtenerse de forma simplificada considerando:
- una sección reducida de hormigón obtenida eliminando de la sección transversal una zona de espesor a_z .
 - que las características mecánicas del hormigón de la sección reducida (resistencia a compresión y módulo de elasticidad) se suponen constantes en toda la sección e iguales a:

$$f_{cd}(q_m) = k_c(q_m) \times f_{ck}(20\text{ °C}) \quad (\text{VI.2.2})$$

$$E_{cd}(q_m) = [k_c(q_m)]^2 \times E_{ck}(20\text{ °C}) \quad (\text{VI.2.3})$$

donde:

$k_c(q_m)$ es el factor de reducción relativo a la temperatura q_m (véase apartado 2.3.5.1) correspondiente a cualquier punto M situado en el plano medio del muro equivalente (véase Figura VI.2.4)

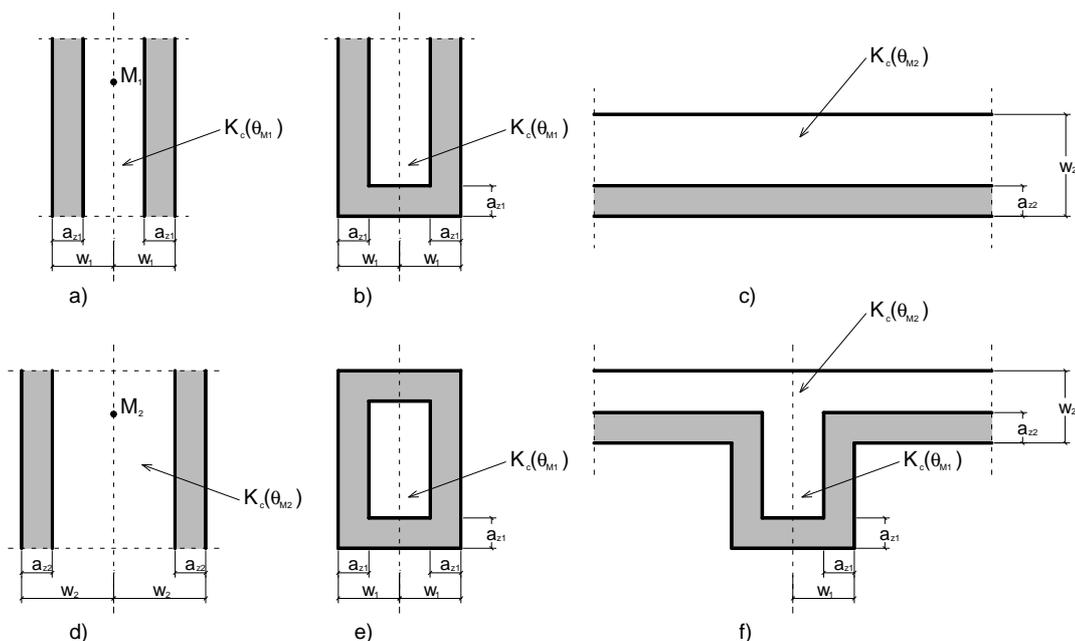


Figura. VI.2.4 Reduccion de resistencia y de sección transversal para secciones expuestas al fuego

- c) que las características mecánicas de las armaduras se reducen de acuerdo con la temperatura que hayan alcanzado durante el tiempo de resistencia al fuego requerido. Para la determinación de la temperatura de las armaduras pueden utilizarse los perfiles de temperatura incluidos en el Anejo 1, correspondientes a algunos tipos de secciones habituales. También pueden utilizarse modelos analíticos para determinar la respuesta térmica de la sección.

Se considerarán todas las armaduras aunque queden fuera de la sección transversal reducida.

- 2 El espesor a_z de la zona dañada (que puede ser distinto para las alas y el alma de una misma sección transversal en T, ver Figura VI.2.4 f.) se determina de forma individual en cada parte de la sección transversal de la siguiente forma:

- a) se determina el valor w , que se tomará igual a:
- Para una sección rectangular expuesta al fuego por una sola cara, se considera que el ancho de la sección es w , [véase Figura VI.2.4 c)].
 - Cuando están expuestas al fuego dos caras opuestas, se considera que el ancho es $2w$ [véase Figura VI.2.4 a), b), d), e), y el alma de la Figura VI.2.4 f)].
 - En la Figura VI.2.4 f) el ala puede ser equiparada al muro equivalente de la Figura VI.2.4 d) y el alma al muro equivalente de la Figura VI.2.4 a).
 - Para el fondo y los extremos de los elementos rectangulares expuestos al fuego, en los que el ancho sea inferior a la altura, se considera que el valor de a_z es el mismo que el calculado para las caras, véase Figura VI 2.4 b), e) y f).
- b) se divide el semiespesor del muro, w , en n franjas paralelas de igual espesor, donde $n \geq 3$ (véase Figura VI.2.5).

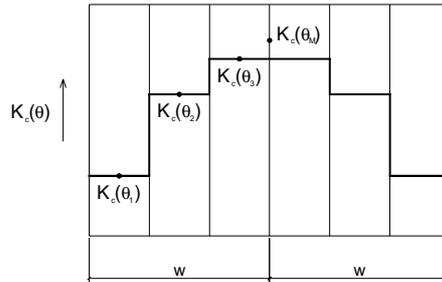


Figura. VI.2.5 División de un muro expuesto por ambas caras

- c) se calcula la temperatura en el centro de cada zona (pueden utilizarse los perfiles de temperatura incluidos en el Anejo 1 o procedimientos analíticos).
- d) se determinan los correspondientes coeficientes de reducción $k_c(\theta_i)$ en función de la temperatura, para las características mecánicas del hormigón (resistencia a compresión y módulo de elasticidad).
- e) el coeficiente de reducción medio, que incorpora un factor que contempla la variación de temperatura en el interior de cada zona $\left(1 - \frac{0,2}{n}\right)$, puede calcularse usando la ecuación (VI.2.4):

$$k_{c,m} = \left(1 - \frac{0,2}{n}\right) \cdot \sum_{i=1}^n k_c(q_i) \quad (\text{VI.2.4})$$

donde:

- n número de zonas paralelas en el espesor w
- w : la mitad del espesor
- m número de zona

- f) el espesor de la zona dañada puede calcularse utilizando las expresiones siguientes:

- i) para vigas, losas y elementos sujetos a esfuerzo cortante en su plano:

$$a_z = w \left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(q_M)} \right] \quad (\text{VI.2.5})$$

donde:

$k_c(\theta_M)$ es el coeficiente de reducción del hormigón en el punto M.

- ii) para soportes, muros y otras construcciones en que sea necesario considerar los efectos de segundo orden, puede calcularse usando la ecuación:

$$a_z = w \left[1 - \left[\frac{k_{c,m}}{k_c(q_M)} \right]^{1,3} \right] \quad (\text{VI.2.6})$$

donde:

$k_c(\theta_M)$ es el coeficiente de reducción del hormigón en el punto M.



VI.2.3.4 Perfiles de Temperaturas

- 1 Para la utilización de los métodos simplificados es necesario conocer las temperaturas en el interior de la sección transversal.
- 2 Las temperaturas en una estructura de hormigón expuesta al fuego, pueden obtenerse de forma experimental o analítica.
- 3 Los perfiles de temperatura dados en las gráficas del Anejo 1 pueden utilizarse para determinar las temperaturas en la sección recta con hormigones de áridos silíceos y expuestos a un fuego según la curva estándar hasta el instante de máxima temperatura del gas. Estos perfiles son conservadores para la mayor parte de tipos de áridos, pero no de forma generalizada para exposiciones a un fuego distinto del determinado según la curva estándar.

VI.2.3.5 Reducción de características mecánicas en función de la temperatura.

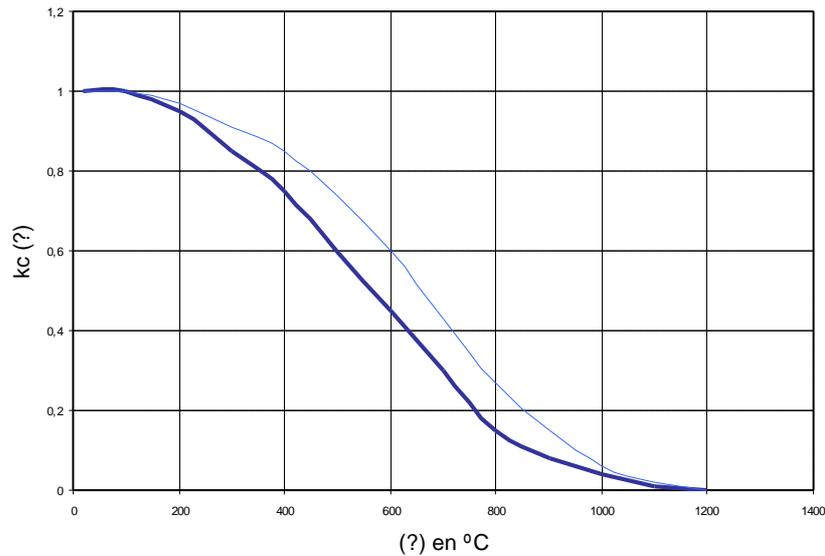
- 1 Para la utilización de los métodos simplificados expuestos anteriormente es necesario evaluar la reducción, en función de la temperatura de las características mecánicas de los materiales: hormigón y acero (véanse los apartados VI.2.3.5.1 y VI.2.3.5.2 respectivamente).
- 2 Los valores para la reducción de las resistencias características de los materiales que se dan en los siguientes gráficos sólo se aplicarán en condiciones de fuego normalizado hasta el instante de máxima temperatura.

VI.2.3.5.1 Hormigón

- 1 La reducción de la resistencia característica a compresión del hormigón en función de la temperatura θ se obtendrá a partir de la Tabla VI.2.10 o mediante el Gráfico VI.2.1:

Tabla VI.2.10 Valores de los parámetros principales de la relación tensión-deformación de hormigones con áridos silíceos, calizos a elevadas temperaturas.

Temperatura θ del hormigón	Áridos silíceos			Áridos calizos		
	$K_c(\theta)=f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu,\theta}$	$K_c(\theta)=f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu,\theta}$
[°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1.00	0.0025	0.0200	1.00	0.0025	0.0200
100	1.00	0.0040	0.0225	1.00	0.0040	0.0225
200	0.95	0.0055	0.0250	0.97	0.0055	0.0250
300	0.85	0.0070	0.0275	0.91	0.0070	0.0275
400	0.75	0.0100	0.0300	0.85	0.0100	0.0300
500	0.60	0.0150	0.0325	0.74	0.0150	0.0325
600	0.45	0.0250	0.0350	0.60	0.0250	0.0350
700	0.30	0.0250	0.0375	0.43	0.0250	0.0375
800	0.15	0.0250	0.0400	0.27	0.0250	0.0400
900	0.08	0.0250	0.0425	0.15	0.0250	0.0425
1000	0.04	0.0250	0.0450	0.06	0.0250	0.0450
1100	0.01	0.0250	0.0475	0.02	0.0250	0.0475
1200	0.00	-	-	0.00	-	-



- Curva (A): Hormigón de densidad normal compuesto de áridos silíceos.
 — Curva (B): Hormigón de densidad normal compuesto de áridos calizos.

Gráfico VI.2.1 Coeficiente $K_c(q)$ de reducción de la resistencia característica a compresión del hormigón de a altas temperaturas.

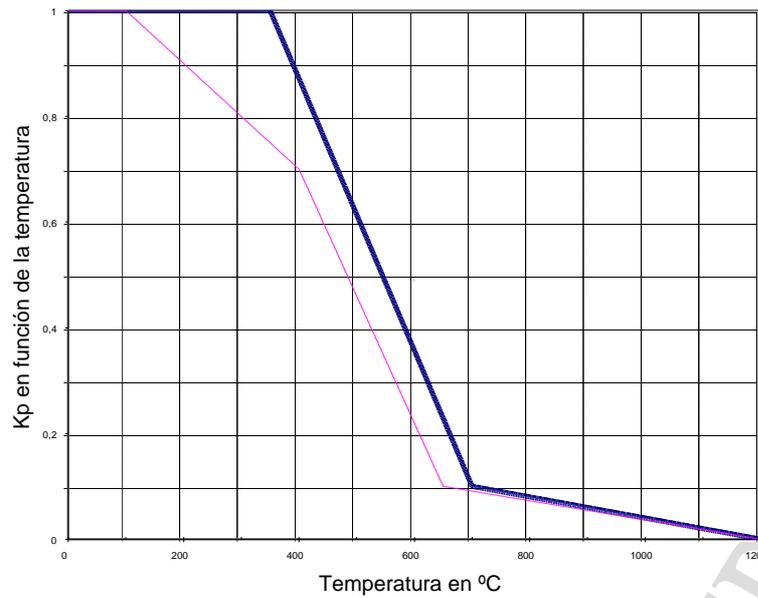
VI.2.3.5.2 Acero

- 1 La reducción de la resistencia característica del acero de armar en función de la temperatura θ se obtendrá mediante la Tabla VI.2.11.

Para armaduras en tracción de vigas y losas donde $\epsilon_{s,fi} \geq 2\%$ la reducción de la resistencia se obtendrá mediante la Tabla VI.2.11 (Columna 2 para laminado en caliente y Columna 3 para estirado en frío) o el Gráfico VI.2.2: Curva A.

Tabla VI.2.11 Valores de los parámetros de la relación tensión-deformación del acero laminado en caliente o estirado en frío a elevadas temperaturas.

Temperatura del acero θ [°C]	$f_{s,y,\theta} / f_{yk}$		$f_{s,d,\theta} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
	Laminado en caliente	Estirado en frío	Laminado en caliente	Estirado en frío	Laminado en caliente	Estirado en frío
1	2	3	4	5	6	7
20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
100	1.00	1.00	1.00	0.96	1.00	1.00
200	1.00	1.00	0.81	0.92	0.90	0.87
300	1.00	1.00	0.61	0.81	0.80	0.72
400	1.00	0.94	0.42	0.63	0.70	0.56
500	0.78	0.67	0.36	0.44	0.60	0.40
600	0.47	0.40	0.18	0.26	0.31	0.24
700	0.23	0.12	0.07	0.08	0.13	0.08
800	0.11	0.11	0.05	0.06	0.09	0.06
900	0.06	0.08	0.04	0.05	0.07	0.05
1000	0.04	0.05	0.02	0.03	0.04	0.03
1100	0.02	0.03	0.01	0.02	0.02	0.02
1200	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



- Curva (A): $K_s(\theta)$ aplicable para elongaciones $\epsilon_{s,fi} \geq 2\%$
- Curva (B): $K_s(\theta)$ aplicable para elongaciones $\epsilon_{s,fi} < 2\%$

Gráfico VI.2.2 Coeficiente $K_s(\theta)$ de reducción de la resistencia característica del acero de armar a altas temperaturas.

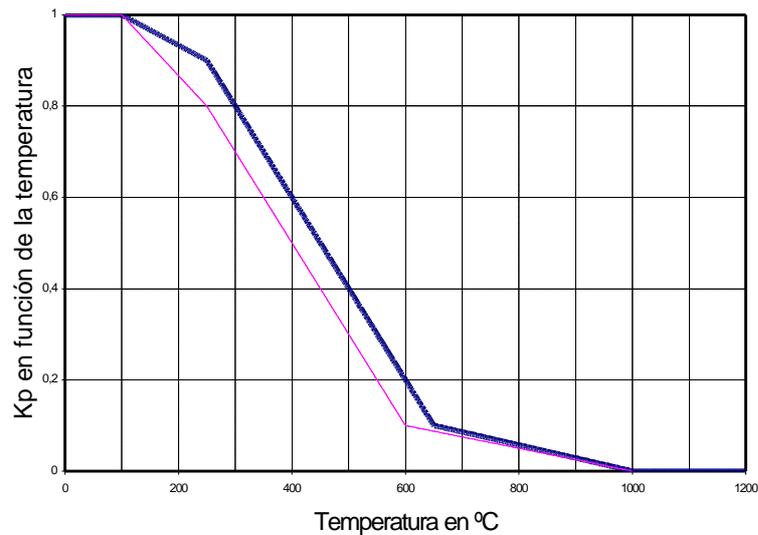
Para el armado a compresión en soportes y zonas comprimidas en vigas y losas donde $\epsilon_{s,fi} < 2\%$ la reducción de la resistencia se determina mediante el Gráfico VI.2.2 Curva B o las siguientes expresiones:

$K_s(\theta) = 1.0$	para	$20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$
$K_s(\theta) = 0.7 + 0.3 \cdot (400 - \theta) / 300$	para	$100^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}$
$K_s(\theta) = 0.1 + 0.6 \cdot (700 - \theta) / 300$	para	$400^\circ\text{C} < \theta \leq 700^\circ\text{C}$
$K_s(\theta) = 0.1 \cdot (1200 - \theta) / 500$	para	$700^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}$

- 2 La reducción de la resistencia característica del acero de pretensar en función de la temperatura θ se determina mediante la Tabla VI.2.12.o el Gráfico VI.2.3.

Tabla VI.2.12 Valores de los parámetros de la relación tensión-deformación del acero de pretensar estirado en frío (A) y el acero de pretensar enfriado y templado (B) a elevadas temperaturas.

Temperatura del acero θ [°C]	$f_{py, \theta} / (0.9 f_{pk})$		$f_{pp, \theta} / (0.9 f_{pk})$		$E_{p, \theta} / E_p$		$\epsilon_{pt, \theta}$ [-]	$\epsilon_{pu, \theta}$ [-]
	(A)	(B)	(A)	(B)	(A)	(B)	(A) (B)	(A) (B)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0050	0.0100
100	0.99	0.98	0.68	0.77	0.98	0.76	0.0050	0.0100
200	0.87	0.92	0.51	0.62	0.95	0.61	0.0050	0.0100
300	0.72	0.86	0.32	0.58	0.88	0.52	0.0055	0.0105
400	0.46	0.69	0.13	0.52	0.81	0.41	0.0060	0.0110
500	0.22	0.26	0.07	0.14	0.54	0.20	0.0065	0.0115
600	0.10	0.21	0.05	0.11	0.41	0.15	0.0070	0.0120
700	0.08	0.15	0.03	0.09	0.10	0.10	0.0075	0.0125
800	0.05	0.09	0.02	0.06	0.07	0.06	0.0080	0.0130
900	0.03	0.04	0.01	0.03	0.03	0.03	0.0085	0.0135
1000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0090	0.0140
1100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0095	0.0145
1200	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0100	0.0150



- Curva (A): acero de pretensar enfriado y templado (Barras).
— Curva (B): acero de pretensar estirado en frío (Alambres, torzales y cordones).

Gráfico VI.2.3 Coeficiente $K_p(q)$ de reducción de la resistencia característica del acero de pretensar a altas temperaturas.



VI.3 Estructuras de acero

VI.3.1 Generalidades

En este apartado se establecen métodos simplificados que permiten determinar la resistencia al fuego según curva estándar de las estructuras de acero.

VI.3.2 Características mecánicas del acero en función de la temperatura.

- En la Tabla VI.3.1 se proporcionan los coeficientes para la reducción de las características mecánicas del acero a elevadas temperaturas que se indican a continuación:

$k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$ Factor de reducción del límite elástico.

$k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$ Factor de reducción del límite proporcional.

$k_{E,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$ Factor de reducción del módulo de deformación longitudinal.

- Estos coeficientes son válidos para procesos de calentamiento con incrementos de temperatura entre 2 y 50 °K/min.

Temperatura del acero θ_s	Factores de reducción a temperatura θ_a relativos al valor de f_y ó E_s a 20° C		
	Factor de reducción del límite elástico (relativo a f_y) $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Factor de reducción del límite proporcional (relativo a f_y) $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Factor de reducción del módulo de deformación longitudinal (relativo a E_s) $k_{E,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$
20°C	1,000	1,000	1,000
100°C	1,000	1,000	1,000
200°C	1,000	0,807	0,900
300°C	1,000	0,613	0,800
400°C	1,000	0,420	0,700
500°C	0,780	0,360	0,600
600°C	0,470	0,180	0,310
700°C	0,230	0,075	0,130
800°C	0,110	0,050	0,090
900°C	0,060	0,0375	0,0675
1000°C	0,040	0,0250	0,0450
1100°C	0,020	0,0125	0,0225
1200°C	0,000	0,0000	0,0000

Tabla VI.3.1 Factores de reducción para la relación tensión – deformación del acero a elevadas temperaturas

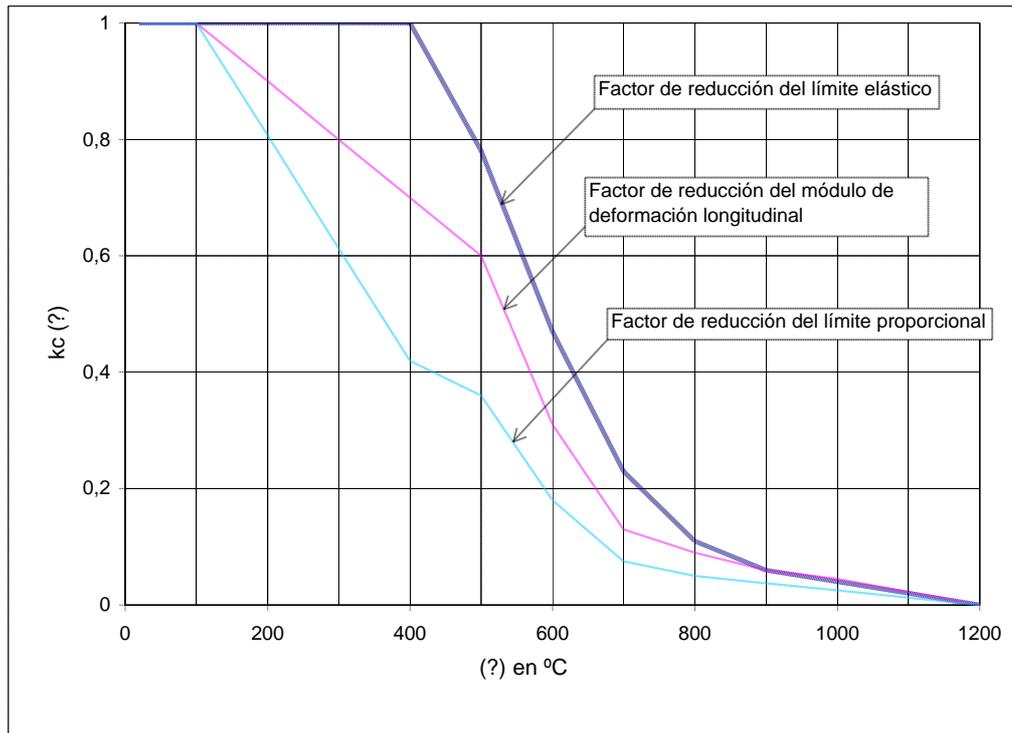


Gráfico VI.3.1 Coeficientes para la reducción de las características mecánicas del acero a elevadas temperaturas

VI.3.3 Métodos simplificados de cálculo

VI.3.3.1 Campo de aplicación

Los métodos simplificados solamente pueden aplicarse al análisis de elementos. Para el análisis global de la estructura o de parte de la misma debe utilizarse un método general de cálculo.

VI.3.3.2 Clasificación de las secciones transversales.

La clasificación de las secciones transversales en situación de cálculo frente a fuego, se realiza de la misma forma que a temperatura normal (véase el DAC SE-A).

VI.3.3.3 Comprobación por resistencia

- 1 Para el tiempo de resistencia al fuego exigido, debe verificarse:

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (\text{VI.3.1})$$

donde:

$E_{fi,d}$ es el valor de cálculo del efecto de las acciones para la situación de cálculo frente a fuego

$R_{fi,d,t}$ es el valor de la resistencia de cálculo del elemento para la situación de cálculo frente a fuego, en el instante t considerado.

- 2 El valor de $R_{fi,d,t}$ se determinará considerando la distribución de temperatura en la sección transversal y modificando las propiedades mecánicas del acero teniendo en cuenta su variación a temperaturas elevadas. De forma conservadora, puede considerarse que la temperatura en un instante t es uniforme en toda la sección e igual al máximo valor alcanzado en la misma en dicho instante.



- 3 Las expresiones incluidas en este apartado para evaluar la resistencia de cálculo del elemento se han establecido sobre la base de considerar una distribución uniforme de la temperatura en la sección transversal.
- 4 En el análisis del elemento puede considerarse que las coacciones en los apoyos y extremos del elemento durante el tiempo de exposición al fuego no varían con respecto a las que se producen a temperatura normal.
- 5 El valor de cálculo de los efectos de las acciones (reacciones en los apoyos y esfuerzos internos) puede obtenerse a partir del análisis de la estructura para temperatura normal mediante la siguiente expresión:

$$E_{fi,d} = h_{fi} E_d \quad (VI.3.2)$$

donde:

E_d es el valor de cálculo del efecto de las acciones para la situación de cálculo a temperatura ambiente;

h_{fi} es el factor de reducción de la carga de cálculo para la situación de cálculo frente a fuego, que se define mediante la siguiente expresión:

$$h_{fi} = \frac{g_{GA} G_K + \Psi_{1,1} Q_{K,1}}{g_G G_K + g_{Q,1} Q_{K,1}} \quad (VI.3.3)$$

con:

G_K valor característico de las acciones permanentes;

$Q_{K,1}$ valor característico de la principal acción variable;

g_{GA} coeficiente parcial para acciones permanentes en situaciones accidentales;

Se tomará el valor de $g_{GA} = 1$

g_G coeficiente parcial para acciones permanentes;

Se tomará el valor de $g_G = 1,35$

$g_{Q,1}$ coeficiente parcial de la principal acción variable;

Se tomará el valor de $g_{Q,1} = 1,5$

$\Psi_{1,1}$ coeficiente de combinación de la principal acción variable.

VI.3.3.3.1 Elementos traccionados

La capacidad resistente de cálculo $N_{fi,q,Rd}$ de un elemento de acero sometido a tracción simple con una distribución uniforme de temperaturas θ , puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$N_{fi,q,Rd} = k_{y,q} N_{Rd} [g_M / g_{M,fi}] \quad (VI.3.4)$$

donde:

$k_{y,q}$ es el factor de reducción del límite elástico del acero a temperatura q ;

N_{Rd} es la capacidad resistente de cálculo de la sección transversal bruta $N_{pl,Rd}$ para una temperatura normal de cálculo. Este valor se determinará según se indica en el DAC-SE-A;

g_M es el coeficiente parcial de seguridad del acero para la situación de cálculo a temperatura ambiente;

$g_{M,fi}$ es el coeficiente parcial de seguridad del acero para la situación de cálculo frente a fuego;

Se tomará el valor de $g_{M,fi} = 1$.

VI.3.3.3.2 Elementos comprimidos con secciones transversales de Clase 1, 2 ó 3.

- 1 La capacidad resistente de cálculo a pandeo $N_{b,fi,q,Rd}$ de un elemento de acero con una sección transversal de Clase 1, 2 ó 3, sometido a compresión simple, con una distribución uniforme de temperaturas q , puede determinarse mediante la expresión :

$$N_{b,fi,q,Rd} = c_{fi} A k_{y,q} f_y / g_{M,fi} \quad (VI.3.5)$$

donde:

c_{fi} es el factor de reducción para el pandeo a flexión en la situación de cálculo frente a fuego;

$k_{y,q}$ es el factor de reducción del límite elástico del acero a temperatura q ;

A es el área de la sección transversal;

$g_{M,fi}$ es el coeficiente parcial de seguridad del acero para la situación de cálculo frente a fuego;

Se tomará el valor de $g_{M,fi}=1$.

- 2 Como valor de χ_{fi} se tomará el menor de los valores de $\chi_{y,fi}$ y $\chi_{z,fi}$. Dichos factores se determinarán según se indica en el DAC-SE-A teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:
- la curva de pandeo c , con independencia del tipo de sección transversal o el eje de pandeo;
 - la longitud de pandeo l_{fi} en situación de cálculo frente a fuego en lugar de l ;
 - la esbeltez adimensional \bar{I}_q para la temperatura q_s , dada por:

$$\bar{I}_{q,max} = \bar{I} [k_{y,q} / k_{E,q}]^{0,5} \quad (VI.3.6)$$

donde:

$k_{y,q}$ es el factor de reducción del límite elástico del acero a temperatura q_s ;

$k_{E,q}$ es el factor de reducción del módulo de deformación longitudinal a temperatura q_s .

- 3 La longitud de pandeo l_{fi} de un soporte en la situación de cálculo frente a fuego se tomará igual a la determinada para la situación de cálculo a temperatura ambiente.
- 4 En el caso de estructuras arriostradas en las que cada planta sea un sector de incendio independiente, la longitud de pandeo de un soporte será $l_{fi} = 0.5 L$ en cualquier planta intermedia y $l_{fi} = 0.7 L$ en la última planta, siendo L la altura entre plantas.

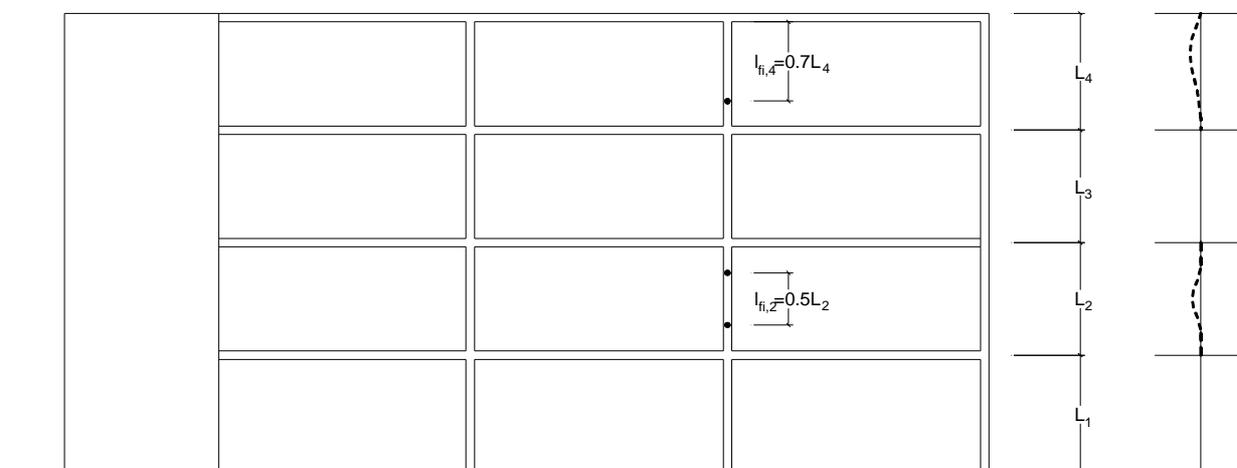


Figura VI.3.1

VI.3.3.3.3 Vigas con secciones transversales Clase 1, 2 ó 3

- 1 La capacidad resistente de cálculo $M_{fi,q,Rd}$ de una sección transversal de Clase 1, 2 ó 3 con una distribución de temperatura uniforme θ puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$M_{fi,q,Rd} = k_{y,q} [g_M / g_{M,fi}] M_{Rd} \tag{VI.3.7}$$

donde:

- $k_{y,q}$ es el factor de reducción del límite elástico del acero a temperatura q_s ;
 - M_{Rd} es el momento resistente plástico de la sección a temperatura normal o el momento resistente reducido, si es necesario considerar el efecto del esfuerzo cortante de acuerdo con el DAC SE-A;
 - g_M es el coeficiente parcial de seguridad del acero para la situación de cálculo a temperatura ambiente;
 - $g_{M,fi}$ es el coeficiente parcial de seguridad del acero para la situación de cálculo frente a fuego;
- Se tomará el valor de $g_{M,fi}=1$.

- 2 Si la esbeltez adimensional $I_{LT,q,com}$ para el valor máximo de temperatura q alcanzado no excede de 0,4 , no es preciso considerar el pandeo con torsión lateral.
- 3 Cuando $I_{LT,q,com}$ es mayor de 0,4, la capacidad resistente de cálculo con pandeo $M_{b,fi,q,Rd}$ de una viga no arriostrada lateralmente, se determinara mediante las siguiente expresiones, según la clase de la sección:

a) Secciones de clase 1 o clase 2

$$M_{b,fi,t,Rd} = c_{LT,fi} W_{Pl,y} k_{y,q} f_y / g_{M,fi} \quad (VI.3.8)$$

b) Secciones de clase 3

$$M_{b,fi,t,Rd} = c_{LT,fi} W_{el,y} k_{y,q} f_y / g_{M,fi} \quad (VI.3.9)$$

donde :

$\chi_{LT,fi}$ es el factor de reducción por pandeo con torsión lateral para la situación de cálculo frente a fuego;

$k_{y,q}$ es el factor de reducción del límite elástico del acero para la temperatura máxima q_s ;

$W_{Pl,y}$ es el módulo resistente plástico de la sección transversal;

$W_{el,y}$ es el módulo resistente elástico de la sección transversal.

- 4 El valor de $c_{LT,fi}$ se determinará como se indica en el DAC-SE-A¹, pero tomando la esbeltez adimensional $I_{LT,q}$ para la temperatura q dada por:

$$I_{LT,q} = I_{LT} [k_{y,q} / k_{E,q}]^{0,5} \quad (VI.3.10)$$

donde:

$k_{E,q}$ es el factor de reducción del módulo de rigidez del acero para la temperatura q_s .

VI.3.3.4 Elementos en flexocompresión con secciones transversales Clase 1,2 ó 3

- 1 La capacidad resistente de cálculo a pandeo $R_{fi,t,d}$ de un elemento sometido a flexocompresión debe verificarse mediante las expresiones que se indican en el DAC-SE-A² para elementos con secciones transversales Clase 1 o Clase 2, o las expresiones que se indican en el DAC-SE-A³ para elementos con secciones transversales Clase 3, usando los valores modificados dados a continuación:
- 2 Los valores modificados de las fuerzas internas y los momentos deberían tomarse como:

$$M_{y,Sd} = M_{y,fi,Ed}$$

$$M_{z,Sd} = M_{z,fi,Ed}$$

$$N_{Sd} = N_{fi,Ed}$$

- 3 Los términos de resistencia deberían modificarse usando:

$[\chi_{y,fi} / 1,2]$ en lugar de χ_y donde $\chi_{y,fi}$ es como se define en VI.3.3.3.2;

$[\chi_{z,fi} / 1,2]$ en lugar de χ_z donde $\chi_{z,fi}$ es como se define en VI.3.3.3.2;

$[\chi_{LT,fi} / 1,2]$ en lugar de χ_{LT} donde $\chi_{LT,fi}$ es como se define en VI.3.3.3.3;

$k_{y,q} f_y$ en lugar de f_y donde $k_{y,q}$ es como se define en VI.3.3.3.2;

$g_{M,fi}$ en lugar de $g_{M,l}$

VI.3.3.4 Comprobación por temperatura.

- 1 Como una alternativa a VI.3.3.3, la verificación de capacidad portante puede llevarse a cabo en el dominio de las temperaturas.
- 2 Se define, a estos efectos, como temperatura crítica aquella para la cual se produce el fallo del elemento. Excepto cuando se considere el criterio de deformación, la temperatura crítica del acero θ_{cr} para una distribución uniforme de temperaturas se puede determinar para cualquier factor de utilización m_b en el instante $t = 0$ la siguiente expresión:

¹ (5.5.2) de la ENV 1993-1-1

² (5.51) y (5.52) de la ENV 1993-1-1

³ (5.53) y (5.54) de la ENV 1993-1-1



$$q_{cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 m_b^{3,833}} - 1 \right] + 482 \quad (\text{VI.3.11})$$

- 3 Los valores de θ_{cr} para valores de μ_0 desde 0,22 a 0,80 se dan en la Tabla VI.2.
- 4 En los elementos con secciones transversales Clase 1,2 ó 3 y en todos los elementos traccionados, el factor de utilización m_b en el instante $t = 0$ puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$m_b = E_{fi,d} / R_{fi,d,0} \quad (\text{VI.3.12})$$

donde:

$R_{fi,d,0}$ es el valor de $R_{fi,d,t}$ para el instante $t = 0$;
 $E_{fi,d}$ y $R_{fi,d,t}$ están definidos en VI.3.3.3.

- 5 En los elementos traccionados y en vigas en las que no exista posibilidad de fallo por pandeo lateral o torsión, el coeficiente m_b puede obtenerse de forma conservadora mediante la siguiente expresión:

$$m_b = h_{fi} [g_{M,fi} / g_{M1}] \quad (\text{VI.3.13})$$

donde:

h_{fi} es el factor de reducción de la sollicitación para el cálculo frente a fuego, definido en VI.3.3.3.

- 6 En elementos con secciones transversales de Clase 4, la temperatura del acero θ_s en todas las secciones transversales no debe superar los 350 °C.

Tabla VI.3.2 Temperatura crítica $q_{s,cr}$ para valores del factor de utilización m_b

m_b	$\theta_{s,cr}$	m_b	$\theta_{s,cr}$	m_b	$\theta_{s,cr}$
0,22	711	0,42	612	0,62	549
0,24	698	0,44	605	0,64	543
0,26	685	0,46	598	0,66	537
0,28	674	0,48	591	0,68	531
0,30	664	0,50	585	0,70	526
0,32	654	0,52	578	0,72	520
0,34	645	0,54	572	0,74	514
0,36	636	0,56	566	0,76	508
0,38	628	0,58	560	0,78	502
0,40	620	0,60	554	0,80	496

VI.3.3.5 Determinación de la temperatura del acero

VI.3.3.5.1 Estructuras de acero interiores sin protección

- 1 Para una distribución uniforme de temperaturas equivalente en la sección transversal, el incremento de temperatura $\Delta\theta_{s,t}$ en un elemento desprotegido de acero durante un intervalo de tiempo Δt se determina mediante la expresión:



$$\Delta q_{s,t} = \frac{A_m/V}{c_s r_s} \dot{h}_{net,d} \Delta t \quad (VI.3.14)$$

donde:

A_m/V es el factor de forma para elementos de acero sin protección, [-].
Puede considerarse para A_m/V un valor no inferior a 10 m^{-1} ;

A_m es la superficie perimetral expuesta al fuego del elemento por unidad de longitud, [m^2/m];

V es el volumen del elemento por unidad de longitud, [m^3/m];

c_s es el calor específico del acero [J/kgK].

De forma simplificada puede considerarse que el calor específico del acero no depende de la temperatura, adoptando un valor de $c_s = 600$ [J/kgK];

$\dot{h}_{net,d}$ es el valor de cálculo del flujo de calor neto por unidad de área [W/m^2]

Se considera el valor de cálculo del flujo de calor neto como la suma del valor del flujo de calor por radiación y el valor del flujo de calor por convección, valores que vienen definidos en el punto II de este DAC.

Δt es el intervalo de tiempo [segundos].

Puede considerarse para Δt un valor no superior a 5 segundos;

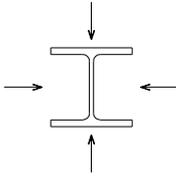
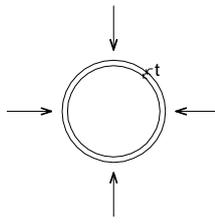
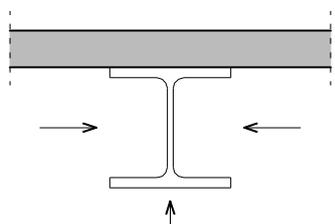
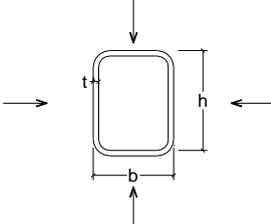
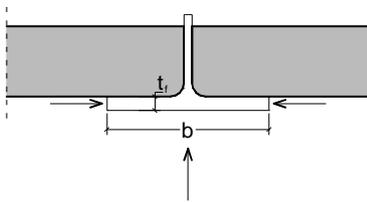
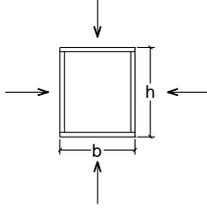
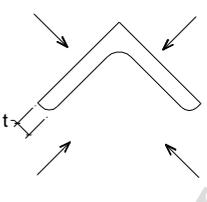
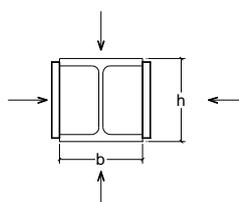
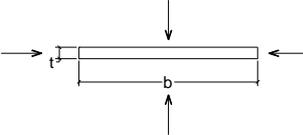
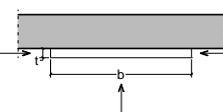
r_s es la densidad del acero [Kg/m^3].

De forma simplificada puede considerarse que la densidad del acero no depende de la temperatura, adoptando un valor de $r_s = 7850$ [Kg/m^3].

- Algunos valores de cálculo del factor de forma de la sección A_m/V para elementos de acero sin protección se dan en la Tabla VI.3.3.



Tabla VI.3.3. Factor de forma de la sección A_m/V para estructuras de acero interiores sin protección.

<p>Perfil abierto expuesto al fuego por todas sus caras:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\textit{perímetro}}{\textit{área de la sección transversal}}$ 	<p>Perfil cerrado expuesto al fuego por todas sus caras:</p> $A_m/V = 1/t$ 
<p>Perfil abierto expuesto al fuego por tres caras:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\textit{superficie expuesta al fuego}}{\textit{área de la sección transversal}}$ 	<p>Sección hueca (o sección rectangular de espesor uniforme) expuesta al fuego por todas sus caras: Si $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 
<p>Ala de un perfil en I expuesto al fuego por tres caras:</p> $A_m/V = (b + 2t_f)/(bt_f)$ <p>Si $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t_f$</p> 	<p>Sección en cajón expuesta al fuego en todas sus caras:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\textit{área de la sección transversal}}$ 
<p>Perfil angular (o cualquier abierto de espesor uniforme) expuesto al fuego por todas sus caras:</p> $A_m/V \approx 2/t$ 	<p>Sección en I con refuerzo en cajón expuesta al fuego por todas sus caras:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\textit{área de la sección transversal}}$ 
<p>Platabanda expuesta al fuego por todas sus caras:</p> $A_m/V = 2(b+t)/(bt)$ <p>Si $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 	<p>Platabanda expuesta al fuego por tres caras:</p> $A_m/V = (b+2t)/(bt)$ <p>Si $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 

**VI.3.3.5.2 Estructuras de acero interiores con protección**

- 1 Para una distribución uniforme de temperaturas en una sección transversal, el incremento de temperaturas $\Delta\theta_{s,t}$ de un elemento de acero aislado durante un intervalo de tiempo Δt se obtiene mediante la expresión:

$$\Delta q_{s,t} = \frac{I_p A_p / V}{d_p c_s r_s} \frac{(q_{g,t} - q_{s,t})}{(1 + f/3)} \Delta t - (e^{f/10} - 1) \Delta q_{g,t} \quad \text{con } Dq_{s,t} \approx 0 \quad (\text{VI.3.15})$$

siendo:

$$f = \frac{c_p r_p}{c_s r_s} d_p A_p / V$$

donde:

A_p/V es el factor de forma del elemento de acero aislado mediante material de protección frente al fuego, [-];

A_p es el área de la superficie interna del material de protección frente al fuego, por unidad de longitud del elemento, [m²/m];

V es el volumen del elemento por unidad de longitud, [m³/m];

c_s es el calor específico del acero, [J/kgK];

De forma simplificada puede considerarse que el calor específico del acero no depende de la temperatura, adoptando un valor de $c_a = 600$ [J/kgK];

c_p es el calor específico del material de protección frente al fuego, [J/kgK];

d_p es el espesor del material frente al fuego, [m];

Δt es el intervalo de tiempo [segundos];

Puede considerarse para Δt un valor no superior a 30 segundos;

$q_{s,t}$ es la temperatura del acero en el instante t;

$q_{g,t}$ es la temperatura del gas en el instante t;

$\Delta q_{g,t}$ es el incremento de la temperatura ambiente durante el intervalo de tiempo Δt ;

I_p es la conductividad térmica del material de protección frente al fuego, [W/mK];

r_s es la densidad del acero, [kg/m³];

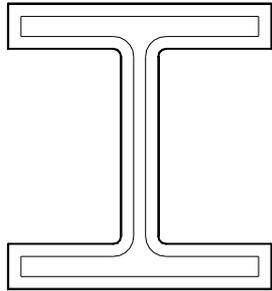
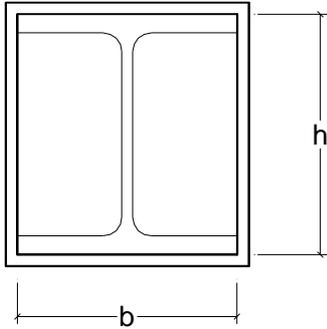
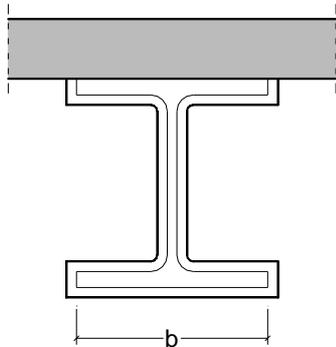
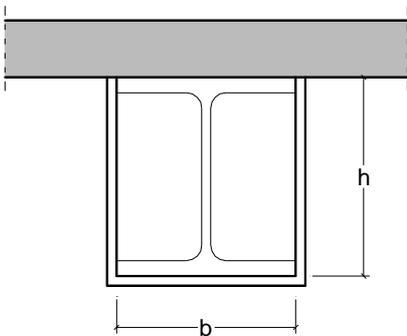
De forma simplificada puede considerarse que la densidad del acero no depende de la temperatura, adoptando un valor de $r_s = 7850$ [Kg/m³];

r_p es la densidad del material de protección frente al fuego, [kg/m³].

- 2 El área A_p del material de protección frente al fuego se tomará generalmente como el área de su cara interior, pero en el caso de elementos metálicos protegidos con pantallas térmicas separadas del elemento se puede adoptar el mismo valor que para elementos metálicos protegidos con pantallas térmicas que estén en contacto directo con el elemento.
- 3 Algunos valores de cálculo del factor de forma de la sección A_p/V para estructuras de acero interiores con protección se dan en la tabla VI.3.4.



Tabla VI.3.4 Factor de forma de la sección A_p/V para estructuras de acero interiores con protección

Esquema	Descripción	Factor de forma (A_p/V)
	Revestimiento perimetral de espesor uniforme	$\frac{\text{Perímetro del perfil}}{\text{Área de la sección transversal del perfil}}$
	Pantallas térmicas de espesor uniforme	$\frac{2(b+h)}{\text{Área de la sección transversal del perfil}}$
	Revestimiento perimetral de espesor uniforme expuesto al fuego por tres caras	$\frac{\text{Perímetro del perfil}-b}{\text{Área de la sección transversal del perfil}}$
	Pantallas térmicas de espesor uniforme expuestas al fuego por tres caras	$\frac{2(b+h)}{\text{Área de la sección transversal del perfil}}$

VI.3.3.5.3 Estructuras de acero interiores protegidas mediante pantallas térmicas

- 1 Las indicaciones dadas a continuación se aplican a ambos de los siguientes casos:
 - a) elementos de acero protegidos en sus cuatro caras mediante pantallas térmicas que no estén en contacto directo con el elemento (Figura VI.3.2); y
 - b) elementos de acero expuestos al fuego por tres caras (protegidas mediante pantallas térmicas que no estén en contacto directo con el elemento) y en contacto directo en su otra cara con una superficie (Figura VI.3.3).
- 2 El incremento de temperatura del acero $\Delta\theta_s$ se calculará de acuerdo con los métodos dados en los apartados VI.3.3.5.2 ó VI.3.3.5.1, dependiendo de si el acero está o no protegido, considerando como q_g la temperatura en el interior del recinto delimitado por pantallas térmicas.

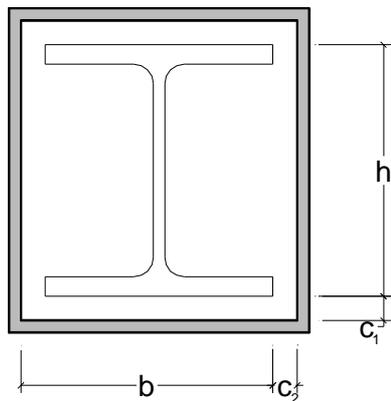


Figura VI.3.2.

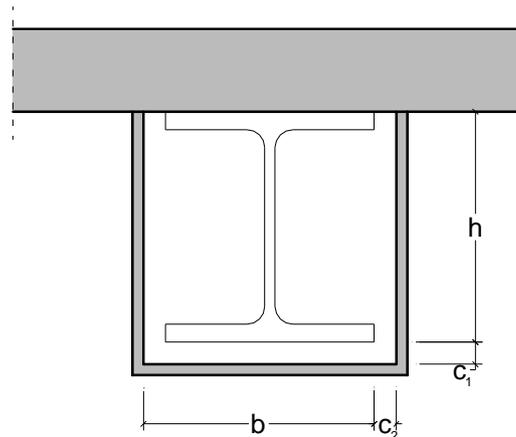


Figura VI.3.3.

Las dimensiones c_1 y c_2 no tendrán un valor superior a $h/4$.

VI.3.4 Conexiones

- 1 La conexión entre elementos debe tener un valor de $E_{d,fi} / R_d$ mayor que el valor pésimo de los elementos que une.
- 2 Si los elementos están protegidos, la unión entre los mismos debe estar protegida, de tal forma que el valor de la resistencia térmica $(d_p / \lambda_p)_c$ de la unión sea mayor o igual al de los elementos, siendo:
 - d_p espesor del material de protección
 - λ_p conductividad térmica del material de protección



VI.4 Estructuras mixtas de hormigón y acero

VI.4.1 Generalidades

- 1 En este apartado se establecen tablas de especificaciones y métodos simplificados que permiten determinar la resistencia al fuego según curva estándar de las estructuras mixtas de hormigón y acero.

VI.4.2. Tablas de especificaciones

VI.4.2.1 Generalidades

- 1 Se considera que un elemento aislado de una estructura tiene resistencia suficiente determinada según la curva estándar si se cumplen los requisitos que se especifican en las tablas y cláusulas siguientes. Asimismo, deberán verificarse las especificaciones establecidas en VI.4.4 relativas a disposiciones constructivas.
- 2 Las tablas de especificaciones que se incluyen a continuación son válidas solamente para evaluar la resistencia a fuego según la curva estándar.

VI.4.2.2 Vigas

VI.4.2.2.1 Vigas mixtas con perfil de acero parcialmente o totalmente embebido.

- 1 Se considera que una viga mixta formada por un perfil de acero parcialmente embebido en una sección de hormigón tiene una estabilidad al fuego determinada según la curva estándar si se cumplen los requisitos que se especifican en la Tabla VI.4.1, en función del nivel de carga $\eta_{fi,t}$ y en las cláusulas siguientes.

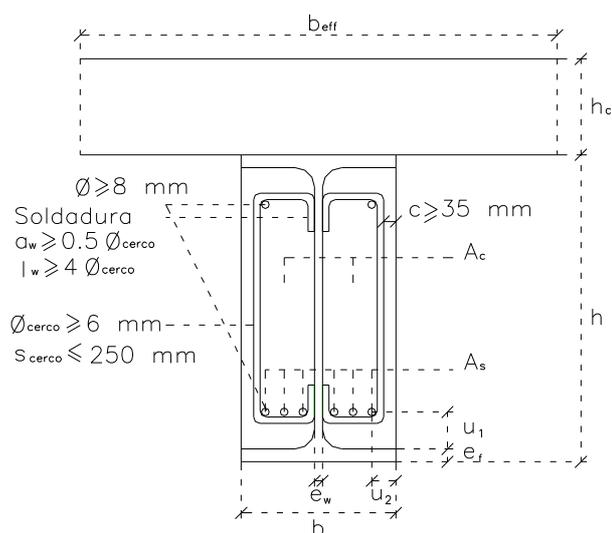
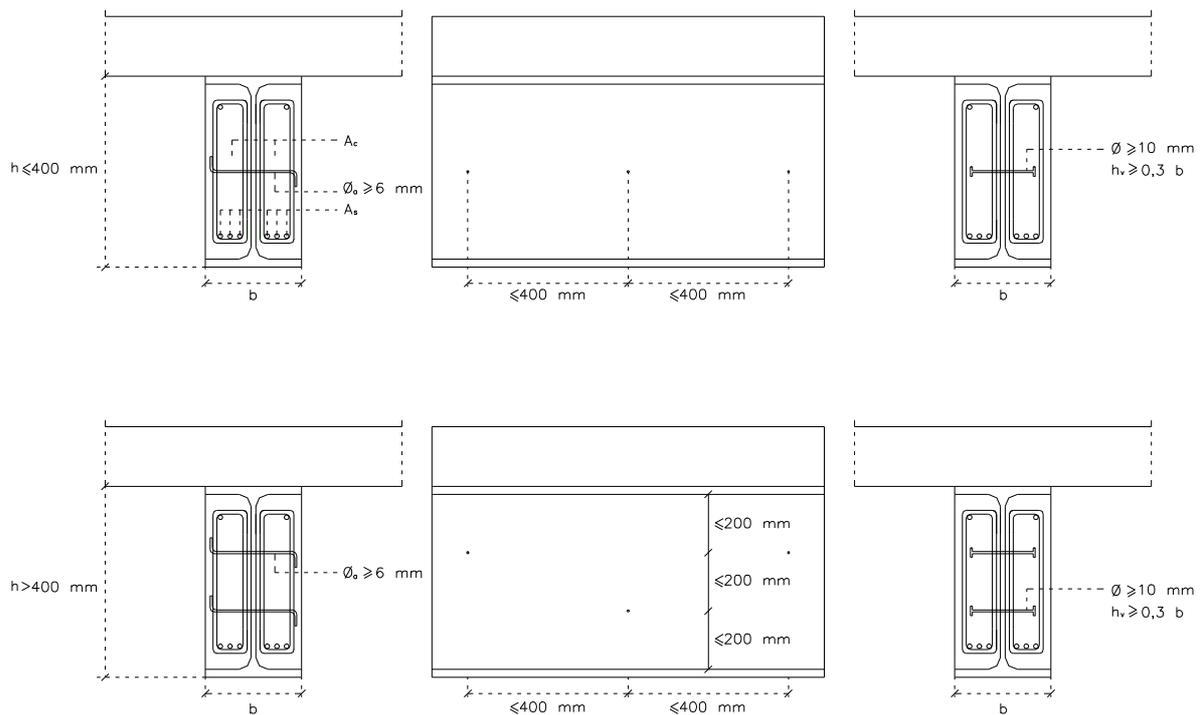


Figura VI.4.1 Viga mixta con cercos soldados al alma del perfil



**Figura VI.4.2 Viga mixta con cercos sin soldar al alma del perfil.
Disposición de barras transversales o pernos.**

- 2 La Tabla VI.4.1 es aplicable solamente a vigas simplemente apoyadas conectadas a alguno de los siguientes elementos:
 - a) losas planas de hormigón armado,
 - b) forjados mixtos con chapa nervada, siempre que al menos el 90% de la cara superior del perfil de acero está en contacto con la chapa, o se macicen con material apropiado para la protección frente al fuego del acero, los nervios de la zona inferior de la chapa situados sobre el ala superior del perfil metálico.

- 3 Además, para poder aplicar la Tabla VI.4.1 deberán cumplirse las siguientes condiciones:
 - a) el espesor del alma del perfil de acero e_w es menor o igual a $1/15$ del ancho b ;
 - b) el espesor del ala inferior del perfil de acero e_r es menor o igual al doble del espesor del alma e_w ;
 - c) el canto de la losa de hormigón h_c es mayor o igual a 120 mm;
 - d) el cociente entre el área de la armadura de refuerzo y el área total de las alas (superior e inferior) del perfil metálico $A_s/(A_c+A_s)$ es menor o igual a 0,05;

- 4 Para obtener el nivel de carga $\eta_{fi,t} = E_{d,fi} / R_d$, la resistencia de cálculo a temperatura normal R_d se determinará de acuerdo con el DAC SE-X, no considerándose en el cálculo la armadura de refuerzo A_s y limitando el ancho eficaz de la losa superior b_{eff} a 5 m.

- 5 Los valores dados en la Tabla VI.4.1 han sido determinados para:
 - a) acero estructural de calidad S355. Si se utiliza acero estructural de otra calidad, deberán multiplicarse los valores mínimos de armadura de refuerzo dados en la Tabla VI.4.1 por el cociente entre el límite elástico del acero utilizado y el del acero S355.
 - b) acero de armar de calidad B 500S.



Tabla VI.4.1 Valores mínimos de la dimensión b del cociente entre la armadura de refuerzo y el área del ala inferior del perfil (A_s/A_f), para vigas mixtas formadas por perfiles de acero parcialmente embebidos

	Estabilidad al fuego normalizado				
	RF-30 (R-30)	RF-60 (R-60)	RF-90 (R-90)	RF-120 (R-120)	RF-180 (R-180)
Dimensiones mínimas de la sección para nivel de carga $\eta_{fi,t} = 0,3$					
Min b [mm] / Relación A_s/A_f					
$h \geq 0,9 b$	70/0,0	100/0,0	170/0,0	200/0,0	260/0,0
$h \geq 1,5 b$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
$h \geq 2,0 b$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
Dimensiones mínimas de la sección para nivel de carga $\eta_{fi,t} = 0,5$					
Min b [mm] / Relación A_s/A_f					
$h \geq 0,9 b$	80/0,0	170/0,0	250/0,4	270/0,5	-
$h \geq 1,5 b$	80/0,0	150/0,0	200/0,2	240/0,3	300/0,5
$h \geq 2,0 b$	70/0,0	120/0,0	180/0,2	220/0,3	280/0,3
$h \geq 3,0 b$	60/0,0	100/0,0	170/0,2	200/0,3	250/0,3
Dimensiones mínimas de la sección para nivel de carga $\eta_{fi,t} = 0,7$					
A_s/A_f Min b [mm] / Relación A_s/A_f					
$h \geq 0,9 b$	80/0,0	270/0,4	300/0,6	-	-
$h \geq 1,5 b$	80/0,0	240/0,3	270/0,4	300/0,6	-
$h \geq 2,0 b$	70/0,0	190/0,3	210/0,4	270/0,5	320/1,0
$h \geq 3,0 b$	60/0,0	170/0,2	190/0,4	270/0,5	300/0,8

- 6 Cuando se disponga armadura de refuerzo, deben cumplirse las distancias mínimas desde la superficie del hormigón al eje de las armaduras, indicadas en la Tabla VI.4.2.

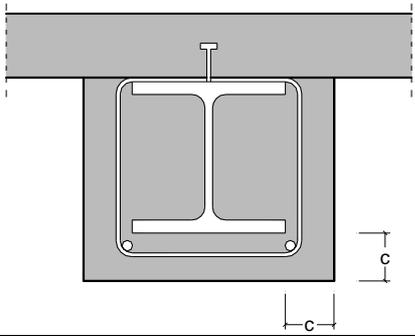
Tabla VI.4.2 Distancia mínima al eje de las armadura de refuerzo en vigas mixtas

Anchura del perfil b [mm]	Distancia mínima a ejes [mm]	Estabilidad al fuego normalizado			
		EF-60 (R-60)	EF-90 (R-90)	EF-120 (R-120)	EF-180 (R-180)
170	u_1	100	120	-	-
	u_2	45	60	-	-
200	u_1	80	100	120	-
	u_2	45	55	60	-
250	u_1	60	75	90	120
	u_2	45	50	60	60
≥ 300	u_1	40	50	70	90
	u_2	45	45	60	60

- 7 En vigas mixtas con perfil de acero totalmente embebido en hormigón, si éste se considera solamente a efectos de aislamiento térmico, la resistencia al fuego estándar se considera adecuada si se satisfacen las especificaciones establecidas para el recubrimiento de hormigón, c, indicado en la Tabla VI.4.3.

Cuando el recubrimiento de hormigón tenga solo función aislante, excepto para EF-30 (R-30), se dispondrá un mallazo de refuerzo alrededor del perfil de diámetro mínimo 4 mm con una separación máxima de 250 mm en las dos direcciones, según se indica en la figura incluida en la Tabla VI.4.3.

Tabla VI.4.3 Vigas mixtas con perfil de acero totalmente embebido en hormigón con función exclusivamente de aislamiento térmico

	Estabilidad al fuego normalizado				
	EF-30 (R-30)	EF-60 (R-60)	EF-90 (R-90)	EF-120 (R-120)	EF-180 (R-180)
Recubrimiento mínimo de hormigón c [mm]	0*	25	30	40	50

* Para EF-30 (R-30) sólo se necesitará disponer hormigón entre las alas de la sección de acero.

VI.4.2.3 Soportes

- 1 Las tablas VI.4.4 a VI.4.7 son válidas solamente para soportes que formen parte de pórticos arriostrados que cumplan las siguientes condiciones:
 - a) el incendio está limitado a una sola planta;
 - b) el soporte tiene restringida la rotación en ambos extremos;
 - c) la longitud del soporte es menor o igual a 30 veces su dimensión exterior menor.
- 2 Para obtener el nivel de carga $\eta_{fi,t} = E_{d,fi} / R_d$ (Tablas VI.4.6 y VI.4.7), la resistencia de cálculo a temperatura normal R_d se determinará de acuerdo con el DAC SE-X, considerando el soporte como bi-articulado con una longitud de pandeo igual al mayor de los valores siguientes:
 - a) la longitud de pandeo considerada en el cálculo del soporte a temperatura normal
 - b) la altura de planta.
- 3 Las Tablas VI.4.6 y VI.4.7 pueden usarse también para soportes articulados en sus extremos siempre que se adopte, para la determinación del nivel de carga $\eta_{fi,t}$, como longitud de pandeo el doble de la longitud de pandeo considerada en el cálculo del soporte a temperatura normal.
- 4 Las Tablas VI.4.4 a VI.4.7 son válidas para soportes sometidos tanto a carga centrada como a carga descentrada. En el caso de soportes sometidos a carga descentrada, la excentricidad deberá considerarse para determinar el valor de cálculo R_d .

VI.4.2.3.1 Soportes mixtos con perfiles de acero totalmente embebidos

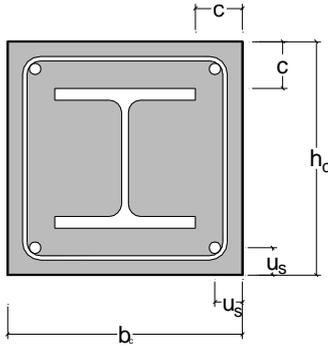
- 5 La resistencia al fuego de soportes mixtos formados por un perfil de acero completamente embebido en una sección de hormigón puede considerarse adecuada si se cumple con las especificaciones geométricas establecidas en cualquiera de la dos opciones incluidas en la Tabla VI.4.4.



- 6 La armadura debe estar formada al menos por 4 barras de diámetro 12 mm. En cualquier caso la cuantía de las armaduras longitudinales cumplirá con los valores máximos y mínimos prescritos en el DAC SE-X.

La armadura transversal cumplirá con lo establecido en la EHE para soportes de hormigón armado.

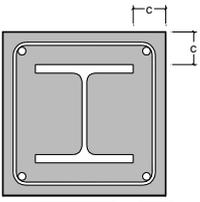
Tabla VI.4.4 Dimensiones mínimas de la sección, recubrimientos mínimos del perfil de acero y distancia mínima a los ejes de las armaduras para soportes mixtos con perfil de acero completamente embebido en una sección de hormigón

	Estabilidad al fuego normalizado					
	EF-30 (R-30)	EF-60 (R-60)	EF-90 (R-90)	EF-120 (R-120)	EF-180 (R-180)	EF-240 (R-240)
Opción A						
Dimensiones mínimas h_c y b_c [mm]	150	180	220	300	350	400
Recubrimiento mínimo de hormigón del perfil de acero c [mm]	40	50	50	75	75	75
Distancia mínima a ejes de barras de armado u_s [mm]	(20)	30	30	40	50	50
Opción B						
Dimensiones mínimas h_c y b_c [mm]	-	200	250	350	400	-
Recubrimiento mínimo de hormigón del perfil de acero c [mm]	-	40	40	50	60	-
Distancia mínima a ejes de barras de armado u_s [mm]	-	(20)	(20)	30	40	-

- 7 Si el hormigón que recubre totalmente el perfil de acero se considera solamente a efectos de aislamiento térmico, la resistencia al fuego se considera adecuada si se satisfacen las especificaciones establecidas para el recubrimiento de hormigón, c , indicadas en la Tabla VI.4.5.

En este caso, excepto para EF-30 (R-30), se dispondrá un mallazo de refuerzo alrededor del perfil de diámetro mínimo 4 mm con una separación máxima de 250 mm en las dos direcciones, según se indica en la figura incluida en la Tabla VI.4.5.

Tabla VI.4.5 Soporte mixto formado por perfil de acero completamente embebido en hormigón de aislamiento (sin función resistente)

	Estabilidad al fuego normalizado				
	EF-30 (R-30)	EF-60 (R-60)	EF-90 (R-90)	EF-120 (R-120)	EF-180 (R-180)
Recubrimiento del hormigón c [mm]	0(*)	25	30	40	50

(*) Para EF-30 (R-30) sólo se necesita disponer hormigón entre las alas del perfil de acero.

VI.4.2.3.2 Soportes mixtos con perfiles de acero parcialmente embebidos

- 1 Se considera que un soporte mixto formado por un perfil de acero parcialmente embebido en una sección de hormigón tiene una resistencia al fuego determinada según la curva estándar si se cumplen los requisitos que se especifican en la Tabla VI.4.6, en función del nivel de carga $\eta_{fi,t}$, y en las cláusulas siguientes.

Para obtener el nivel de carga $\eta_{fi,t} = E_{d,fi} / R_d$, la resistencia de cálculo a temperatura normal R_d se determinará de acuerdo con el DAC SE-A, no considerándose cuantías de armaduras $A_s/(A_c+A_s)$ superiores al 6% ni inferiores al 1%.

Tabla VI.4.6 Dimensiones mínimas de la sección, distancias a los ejes de las armaduras y valores mínimos de la relación entre el espesor del alma y el del ala e_w/e_f , en soportes mixtos con secciones metálicas parcialmente embebidas

	Estabilidad al fuego normalizado			
	EF-30 (R-30)	EF-60 (R-60)	EF-90 (R-90)	EF-120 (R-120)
Valor mínimo del cociente e_w/e_f	0,5	0,5	0,5	0,5
Especificaciones mínimas para nivel de carga $\eta_{fi,t} = 0,3$				
Dimensiones mínimas h y b [mm]	160	200	300	400
Distancia mínima a ejes de barras de armado u_s [mm]	-	50	50	70
Mínima relación $A_s/(A_c+A_s)$ en %	-	4	3	4
Especificaciones mínimas para nivel de carga $\eta_{fi,t} = 0,5$				
Dimensiones mínimas h y b [mm]	160	300	400	
Distancia mínima a ejes de barras de armado u_s [mm]	-	50	70	
Mínima relación $A_s/(A_c+A_s)$ en %	-	4	4	
Especificaciones mínimas para nivel de carga $\eta_{fi,t} = 0,7$				
Dimensiones mínimas h y b [mm]	160	400		
Distancia mínima a ejes de barras de armado u_s [mm]	40	70		
Mínima relación $A_s/(A_c+A_s)$ en %	1	4		

- 2 La Tabla VI.4.6 es válida para :
 - a) acero estructural de calidad S275 y S355;
 - b) acero de armar de calidad B 400S y B 500S.
- 3 Además, para poder aplicar la Tabla VI.4.6 deberán cumplirse la siguientes condiciones:
 - a) se disponen cercos de $\varnothing = 6$ mm para conectar el hormigón al perfil según se indica en la Figura VI.4.3;
 - b) la distancia entre cercos es inferior a 500 mm;
 - c) el recubrimiento del cerco u_s es superior a 35 mm;
 - d) los cercos traspasan el perfil a través de huecos practicados en el alma, o bien están soldados a la misma.

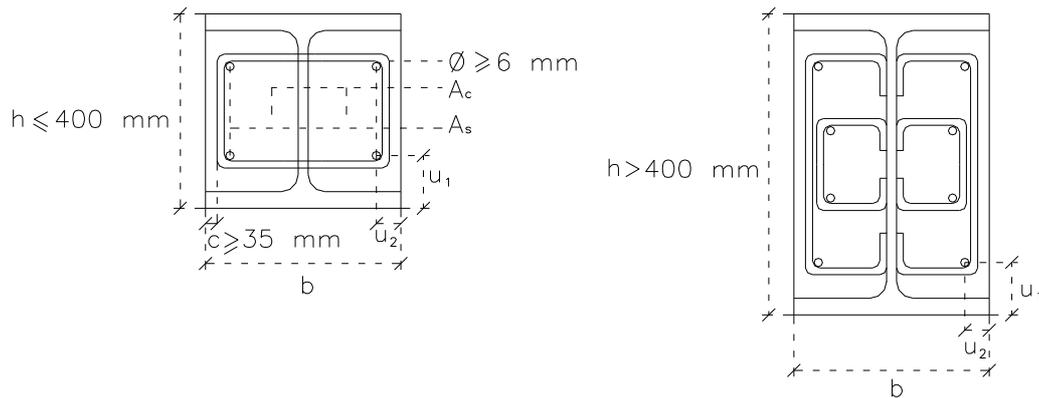


Figura VI.4.3 Soportes mixtos con perfiles de acero parcialmente embebidos

VI.4.2.3.3 Soportes mixtos con perfiles de acero huecos macizados de hormigón

- 1 Se considera que un soporte mixto formado por un perfil de acero hueco macizado de hormigón tiene una estabilidad al fuego determinada según la curva estándar si se cumplen los requisitos que se especifican en la Tabla VI.4.7, en función del nivel de carga $\eta_{fi,t}$, y en las cláusulas siguientes.
- 2 Para obtener el nivel de carga $\eta_{fi,t} = E_{d,fi} / R_d$, la resistencia de cálculo a temperatura normal R_d se determina de acuerdo con el DAC SE-X, adoptando las siguientes reglas:
 - a) se considera un límite elástico de 235 N/mm^2 independientemente de la calidad del acero del perfil de sección hueca;
 - b) el espesor de la pared del perfil de sección hueca no sobrepasará $1/25$ de b ó d
 - c) la cuantía de las armaduras $A_s/(A_c+A_s)$ superior al 3% no se tiene en cuenta;
 - d) se considera una resistencia del hormigón igual a la correspondiente a temperatura normal.
- 3 Los valores dados en la Tabla VI.4.7 son válidos para acero de armar A_s de calidad B 500S.
- 4 Además, para poder aplicar la Tabla VI.4.7 deberán cumplirse la siguientes condiciones:
 - a) se disponen cercos de $\varnothing = 6 \text{ mm}$ para conectar el hormigón al perfil;
 - b) la distancia entre cercos es inferior a 15 veces el diámetro menor de las armaduras longitudinales atadas por el cerco.

Tabla VI.4.7 Dimensiones mínimas de la sección, cuantías mínimas de armadura y distancia mínima de ejes de las armaduras hasta la superficie interna de la sección metálica, en soportes mixtos con secciones huecas rellenas de hormigón

	Estabilidad al fuego normalizado				
	EF-30 (R-30)	EF-60 (R-60)	EF-90 (R-90)	EF-120 (R-120)	EF-180 (R-180)
Especificaciones mínimas para nivel de carga $\eta_{fi,t} = 0,3$					
Dimensiones mínimas h y b ó diámetro mínimo d [mm]	160	200	220	260	400
Cuantía mínima de armado $A_s/(A_c+A_s)$ en (%)	0	1,5	3,0	6,0	6,0
Distancia mínima a ejes de barras de armado u_s [mm]	-	30	40	50	60
Especificaciones mínimas para nivel de carga $\eta_{fi,t} = 0,5$					
Dimensiones mínimas h y b ó diámetro mínimo d [mm]	260	260	400	450	500
Cuantía mínima de armado $A_s/(A_c+A_s)$ en (%)	0	3,0	6,0	6,0	6,0
Distancia mínima a ejes de barras de armado u_s [mm]	-	30	40	50	60
Especificaciones mínimas para nivel de carga $\eta_{fi,t} = 0,7$					
Dimensiones mínimas h y b ó diámetro mínimo d [mm]	260	450	550	-	-
Cuantía mínima de armado $A_s/(A_c+A_s)$ en (%)	3,0	6,0	6,0	-	-
Distancia mínima a ejes de barras de armado u_s [mm]	(25)	30	40	-	-

VI.4.3. Métodos simplificados de cálculo

VI.4.3.1 Generalidades

- 1 En este apartado se establecen métodos simplificados que permiten determinar la resistencia al fuego según curva estándar de las estructuras mixtas de hormigón y acero.

VI.4.3.2 Forjados mixtos de chapa nervada sin protección

- 1 La distribución de momentos en el forjado puede establecerse mediante análisis plástico.
- 2 El siguiente método es aplicable a forjados mixtos de hormigón (con y sin armaduras de refuerzo) sobre chapa nervada, continuos o simplemente apoyados, sometidos a la acción de fuego normalizado por su cara inferior (Figura VI.4.4).

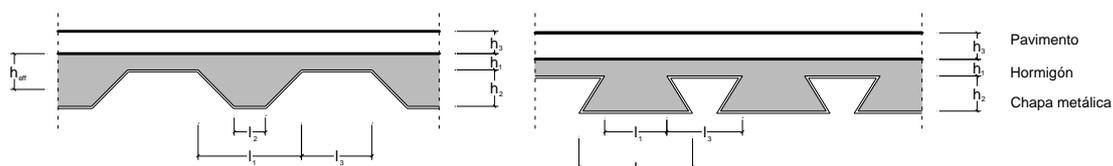


Figura VI.4.4 Dimensiones de la sección de un forjado mixto de chapa nervada sin protección

El método es solamente aplicable a forjados mixtos cuando bajo la chapa nervada no se dispone protección aislante de ningún tipo y no existe aislamiento entre el forjado y el pavimento.

- 3 El método no considera el posible efecto sobre la resistencia al fuego del forjado de las coacciones axiales que pudieran existir sobre el mismo.



- 4 Para forjados mixtos de hormigón sobre chapa nervada, con o sin armadura adicional calculados de acuerdo con el DAC SE-X, puede considerarse una resistencia mínima a fuego normalizado de 30 min, sin necesidad de realizar comprobaciones adicionales.

VI.4.3.2.1 Determinación del Momento resistente positivo de una sección sometida a fuego normalizado $M_{fi,Rd}^+$.

- 1 Para determinar el momento resistente de cálculo a flexión positiva de una sección de un forjado mixto de hormigón y chapa nervada de acero se procederá de forma análoga a la establecida en el DAC SE-X, modificando la capacidad resistente del acero (de la chapa nervada y del armadura de refuerzo, si existiera) en función de la temperatura máxima alcanzada durante la exposición al fuego considerada (véase apartado VI.3.2: Tabla VI.3.1). Dicha temperatura puede determinarse siguiendo las reglas que se establecen a continuación.
- 2 La temperatura en el alma y en las alas superior e inferior de la chapa nervada, en función del tiempo de exposición según la curva estándar, se determina mediante la siguiente expresión:

$$q = b_0 + b_1 \frac{1}{l_3} + b_2 \frac{A}{O} + b_3 F + b_4 F^2 \quad (V.4.1)$$

siendo:

θ la temperatura en el alma y en las alas superior e inferior de la chapa nervada [°C]
 A volumen de hormigón del nervio por metro lineal [m³/m], cuyo valor es igual a:

O Área expuesta del nervio por metro lineal [m²/m], cuyo valor es igual a:

$$O = l_2 + 2\sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2}$$

Φ factor de exposición del ala superior, cuyo valor viene dado por la expresión siguiente:

$$\Phi = \frac{1}{l_3} \left(\sqrt{h^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2} - \sqrt{h^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2}\right)^2} \right)$$

l_1 ancho superior del nervio [m]

l_2 ancho del ala inferior de la chapa nervada [mm]

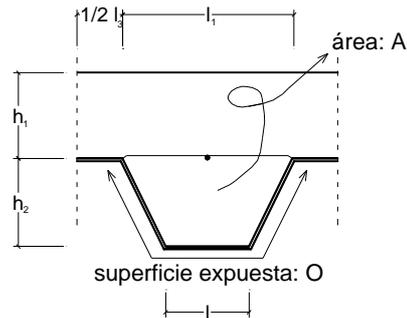
l_3 ancho del ala superior de la chapa nervada [mm]

h_2 altura del nervio [mm]

b_i coeficientes cuyo valor se indica en la Tabla VI.4.8. Para valores intermedios se puede interpolar linealmente.

Tabla VI.4.8 Coeficientes para la determinación de la temperatura en la chapa nervada

Estabilidad al fuego	Parte de la chapa nervada	b_0 [°C]	b_1 [°C mm]	b_2 [°C/mm]	b_3 [°C]	b_4 [°C]
60	Ala inferior	951	-1197	-2,32	86,4	-150,7
	Alma	661	-833	-2,96	537,7	-351,9
	Ala superior	340	-3269	-2,62	1148,4	-679,8
90	Ala inferior	1018	-839	-1,55	65,1	-108,1
	Alma	816	-959	-2,21	464,9	-340,2
	Ala superior	618	-2786	-1,79	767,9	-472,0
120	Ala inferior	1063	-679	-1,13	46,7	-82,8
	Alma	925	-949	-1,82	344,2	-267,4
	Ala superior	770	-2460	-1,67	592,6	-379,0


Figura VI.4.5 Área y volumen del nervio

- 3 Para determinar la temperatura de las armaduras de refuerzo del nervio, en función del tiempo de exposición según la curva estándar, se utilizará la siguiente expresión:

$$q_R = c_0 + c_1 u_3/h_2 + c_2 z + c_3 A/O + c_4 \alpha + c_5 1/l_3 \quad (\text{VI.4.2})$$

siendo:

θ_R la temperatura en las armaduras de refuerzo del nervio [°C]

z factor relativo a la posición de la armadura respecto del perfil [$\text{mm}^{-0.5}$], cuyo valor es igual a:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}}$$

u_1, u_2 la menor distancia desde el centro de la armadura a las almas del nervio de la chapa nervada [mm]

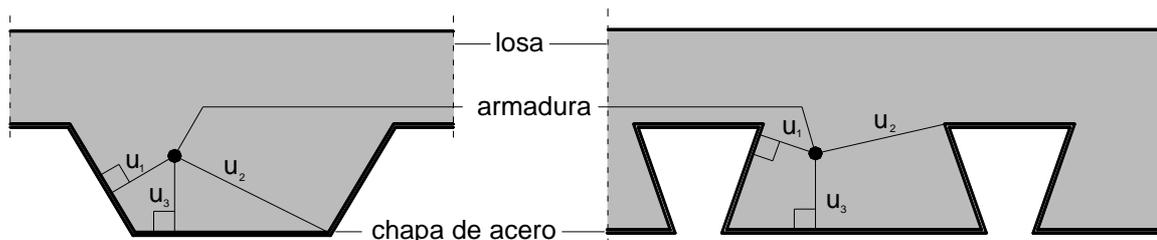
u_3 la menor distancia desde el centro de la armadura al ala inferior del nervio de la chapa nervada [mm]

α ángulo formado por el alma de la chapa nervada respecto de la horizontal [grados]

c_i Coeficientes cuyo valor se indica en la Tabla VI.4.9. Para valores intermedios se puede interpolar linealmente.

Tabla VI.4.9 Coeficientes para la determinación de la temperatura en la armadura de refuerzo

Estabilidad al fuego	c_0 [°C]	c_1 [°C]	c_2 [°C/mm ^{0.5}]	c_3 [°C/mm]	c_4 [°C/°]	c_5 [°C mm]
60	1191	-250	-240	-5,01	1,04	-925
90	1342	-256	-235	-5,30	1,39	-1267
120	1387	-238	-227	-4,79	1,68	-1326


Figura VI.4.6 Posición geométrica de la armadura



VI.4.3.2 Determinación del Momento resistente negativo de una sección sometida a fuego normalizado $M_{fi,Rd}$.

- 1 El momento resistente de cálculo a flexión negativa del forjado se determinará considerando una losa equivalente de hormigón armado de espesor uniforme de valor igual h_{ef} y prescindiendo de la contribución de la chapa nervada de acero. El momento resistente de la losa equivalente se determinará mediante análisis plástico, modificando las características mecánicas del hormigón y del acero de refuerzo en función de las temperaturas alcanzadas durante el periodo de exposición al fuego.
- 2 El espesor efectivo h_{ef} de la losa equivalente se obtiene mediante las siguientes expresiones:

$$h_{ef} = h_1 + 0,5h_2 \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) \quad \text{para } h_2 / h_1 \leq 1,5 \text{ y } h_1 > 40 \text{ mm} \quad (\text{VI.4.3})$$

$$h_{ef} = h_1 \left[1 + 0,75 \left(\frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right) \right] \quad \text{para } h_2 / h_1 > 1,5 \text{ y } h_1 > 40 \text{ mm} \quad (\text{VI.4.4})$$

Las dimensiones de la sección transversal se definen en la Figura VI.4.5.

- 3 La distribución de temperaturas en el interior de la sección en losa equivalente considerada puede obtenerse a partir de la Tabla VI.4.10.

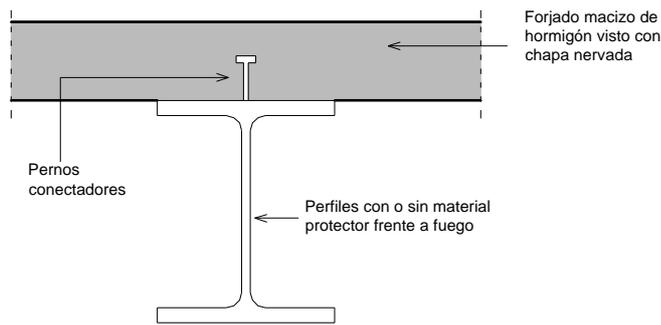
Tabla VI.4.10 Distribución de temperaturas en una losa de hormigón de 100 mm de espesor

profundidad mm	Temperatura de la losa transcurrido un tiempo t (min)					
	30	60	90	120	180	240
5	535	705				
10	470	642	738			
15	415	581	681	754		
20	350	525	627	697		
25	300	469	571	642	738	
30	250	421	519	591	689	740
35	210	374	473	542	635	700
40	180	327	428	493	590	670
45	160	289	387	454	549	645
50	140	250	345	415	508	550
55	125	200	294	369	469	520
60	110	175	271	342	430	495
80	80	140	220	270	330	395
100	60	100	160	210	260	305

cara expuesta de la losa

VI.4.3.3 Vigas mixtas con perfil de acero exento

- 1 El siguiente método es aplicable a vigas mixtas simplemente apoyadas sometidas a cargas uniformemente repartidas, con perfil de acero exento, que cumplan las siguientes condiciones:
 - a) el canto del perfil metálico es menor o igual 500 mm
 - b) el espesor de la losa superior de hormigón es mayor o igual a 120 mm
 - c) el perfil de acero es de Clase 1 ó 2


Figura VI.4.7 Viga mixta con una viga metálica exenta

- El método consiste en comprobar que la temperatura alcanzada en el perfil metálico, durante el periodo de exposición $\theta_{s,t}$ no supera la temperatura crítica θ_{cr} , cuyo valor se establece en la Tabla VI.4.10 en función del factor de utilización μ_0 ($=E_{fi,d}/R_{fi,d,0}$). Se considera una distribución uniforme de temperaturas en el perfil.

La temperatura en el perfil metálico $\theta_{s,t}$ se determinará de acuerdo con VI.3.3.5.1 y VI.3.3.5.2.

Tabla VI.4.10 Temperatura crítica para valores del factor de utilización

μ_0	q_{cr}	μ_0	q_{cr}	μ_0	q_{cr}
0,22	711	0,42	612	0,62	549
0,24	698	0,44	605	0,64	543
0,26	685	0,46	598	0,66	537
0,28	674	0,48	591	0,68	531
0,30	664	0,50	585	0,70	526
0,32	654	0,52	578	0,72	520
0,34	645	0,54	572	0,74	514
0,36	636	0,56	566	0,76	508
0,38	628	0,58	560	0,78	502
0,40	620	0,60	554	0,70	496

VI.4.3.4 Esfuerzo rasante longitudinal

- Se adoptará como esfuerzo rasante último de un perno con cabeza soldada automáticamente mediante anillo normal de soldadura el menor de los dos valores siguientes. Estas fórmulas son válidas para pernos de diámetro inferior a 22 mm y el anillo de soldadura deberá cumplir las especificaciones establecidas en DAC SE-X: 6.3.2.1.

$$P_{fi,Rd} = 0,8 K_{max,\theta} f_u (\pi d^2/4) / \gamma_{v,fi}$$

$$P_{fi,Rd} = 0,29 K_{c,\theta} \alpha d^2 (f_{ck} E_{cm})^{1/2} / \gamma_{v,fi}$$

siendo:

$K_{max,\theta}$ $K_{c,\theta}$ coeficiente de reducción de la resistencia del acero del perno y del hormigón, respectivamente. Se obtendrán de acuerdo con los apartados VI.2.3.5.2 y VI.2.3.5.1 considerando



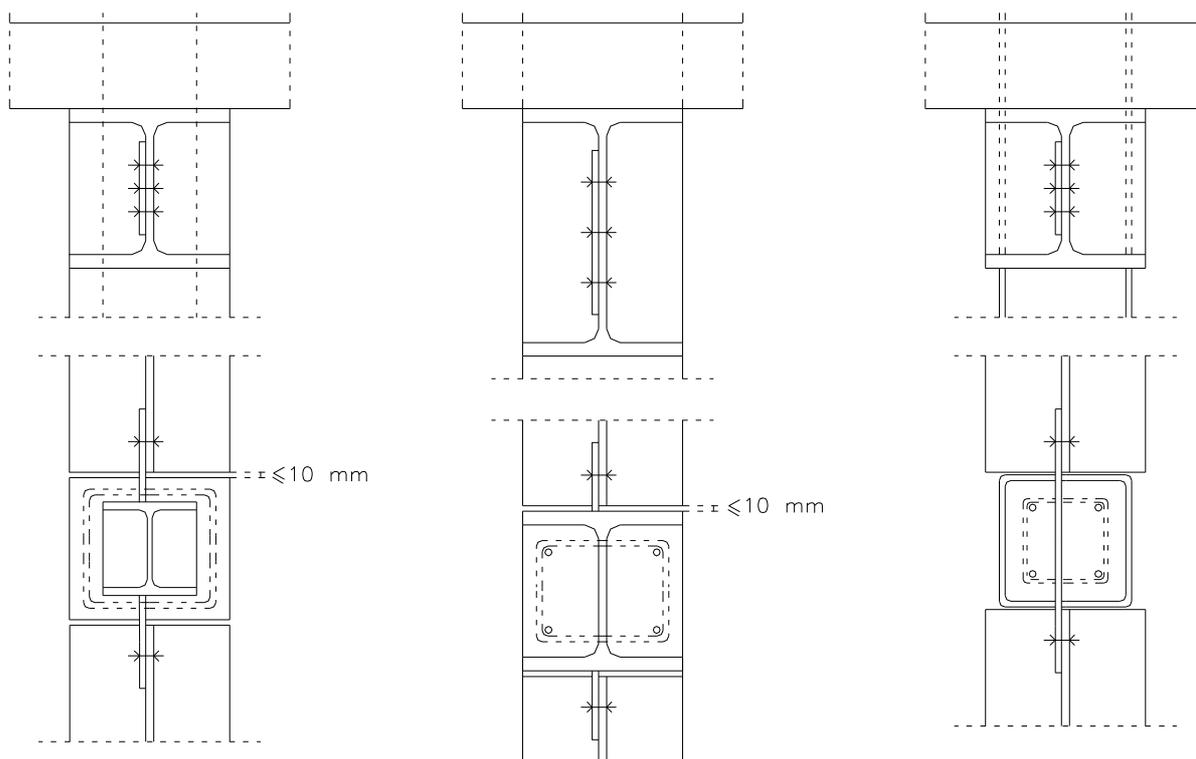
- como temperaturas en el perno y en el hormigón el 80% y el 40% de la temperatura del perfil metálico.
- f_u resistencia a tracción última especificada para el material del perno, no mayor de 500 N/mm²
- f_{ck} resistencia característica del hormigón
- E_{cm} módulo secante del hormigón
- d diámetro del vástago del perno
- α coeficiente igual a:
- 0,2 [(h/d)+1] para $3 \leq h/d \leq 4$
- 1 para $h/d >$
- $\gamma_{v,fi}$ coeficiente parcial de seguridad en situación de incendio. Se tomará igual a 1.

VI.4.4. Disposiciones constructivas

VI.4.4.1 Generalidades

- 1 Para garantizar la conexión de la viga al soporte, durante las condiciones de incendio se adoptará alguno de los detalles de las conexiones siguientes.

VI.4.4.2 Vigas parcial o totalmente embebidas en hormigón.



a) con soporte totalmente embebido b) con soporte parcialmente embebido c) mixto

VI.4.4.3 Vigas mixtas con perfil metálico exento



- 1 La conexión entre la viga y el soporte debe tener un valor de $E_{d,fi} / R_d$ mayor que el de la sección pésima de la viga.
- 2 Si el perfil está protegido, la unión entre la viga y el soporte debe estar protegida, de tal forma que el valor de la resistencia térmica $(d_p / \lambda_p)_c$ de la unión sea mayor o igual al del perfil, siendo:
 d_p espesor del material de protección
 λ_p conductividad térmica del material de protección

En ambos casos ver Figura VI.4.7 de este DAC

VI.5 Estructuras de Madera

VI.5.1 Generalidades

- 1 Este capítulo trata del proyecto de estructuras de madera para la situación accidental de incendio y solamente incluye las diferencias o complementos con respecto al cálculo en situación normal de temperatura. Se aplica a elementos constructivos que deban cumplir ciertas funciones en situación de incendio:
 - a) Evitar el colapso prematuro de la estructura (función resistente)
 - b) Limitar el avance del fuego (llamas, gases calientes, temperatura excesiva) entre áreas designadas (función de sectorización).

Comentarios

- 2 El contenido de este capítulo procede de la norma UNE-ENV 1995.1-2 (Eurocódigo 5. Parte 1.2).
- 3 En la norma citada, se exponen tres métodos para el cálculo, en situación de incendio, de la estabilidad al fuego de los elementos estructurales de madera:
 - a) El primero, denominado método de la sección eficaz, utiliza el concepto de profundidad eficaz de carbonización admitiendo una pérdida de la sección constante en las caras expuestas y una resistencia de cálculo también constante durante el incendio.
 - b) El segundo, denominado método de la resistencia y rigidez reducidas, considera igualmente el concepto de profundidad de carbonización en las caras expuestas, y una disminución de los parámetros de resistencia derivada de la relación entre la sección residual y su perímetro.
 - c) El tercero, denominado método de cálculo avanzado, adopta valores más reducidos de la velocidad de carbonización, pero además incluye el efecto de la distribución de la temperatura y del contenido de humedad a través de la sección.
- 4 El método expuesto en esta parte del Código Técnico de la Edificación es el primero (método de la sección eficaz) por tratarse del que presenta mayor sencillez de aplicación y en el cual, en general, pueden considerarse las siguientes hipótesis implícitas:
 - a) Se analizan, a estos efectos, solamente los elementos estructurales individualmente en lugar de la estructura global
 - b) Las condiciones de contorno y apoyo, para el elemento estructural, se corresponden con las adoptadas para temperatura normal
 - c) No es necesario considerar las dilataciones térmicas en las piezas de madera, aunque sí en otros materiales.

VI.5.2 Valores de cálculo de las propiedades del material y capacidades de cálculo

- 1 En la comprobación de la resistencia mecánica los valores de cálculo de las resistencias y parámetros de rigidez se determinarán de las expresiones siguientes:

$$f_{d,fi} = k_{\text{mod},fi} \frac{f_{20}}{g_{M,fi}}$$

(VI.5.1)



$$E_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{E_{20}}{g_{M,fi}} \tag{VI.5.2}$$

donde:

$f_{d,fi}$ resistencia de cálculo en situación de incendio
 $E_{d,fi}$ parámetro de cálculo de rigidez (módulo de elasticidad longitudinal o módulo de elasticidad transversal o de cortante) en situación de incendio.

f_{20} percentil 20 % de la resistencia a la temperatura normal.

E_{20} percentil 20 % del módulo de elasticidad a la temperatura normal

$k_{mod,fi} = 1,0$ factor de modificación en situación de incendio. Tiene en cuenta la reducción de la resistencia y de los parámetros de rigidez en temperaturas elevadas. Sustituye al factor de modificación en temperatura normal, k_{mod} . En el método de cálculo de la sección reducida, adoptado en este capítulo, toma el valor unidad.

$\gamma_{M,fi} = 1,0$ coeficiente parcial de seguridad para la madera en situación de incendio.

- 2 La capacidad de cálculo de uniones con elementos de fijación trabajando a cortadura se determinará mediante la siguiente expresión:

$$F_{Rd,fi} = h_{conn} \frac{F_{R20}}{g_{M,fi}} \tag{VI.5.3}$$

donde:

$F_{Rd,fi}$ valor de cálculo de la capacidad mecánica de la unión en situación de incendio para el tiempo t ;

F_{Rd20} percentil 20 % de la capacidad mecánica de la unión en la temperatura normal sin considerar el efecto de la duración de la carga y de la humedad ($k_{mod} = 1,00$);

η_{conn} factor de conversión para exposición a un fuego normalizado;

$\gamma_{M,fi} = 1,0$ coeficiente parcial de seguridad para la madera en situación de incendio.

- 3 Los percentiles del 20 % de la resistencia y módulo de elasticidad pueden obtenerse mediante las expresiones siguientes:

$$f_{20} = k_{fi} \cdot f_k \tag{VI.5.4}$$

$$E_{20} = k_{fi} \cdot E_{0,05} \tag{VI.5.5}$$

donde k_{fi} es un factor definido en la tabla VI.5.1

Tabla VI.5.1 Valores de k_{fi}

	k_{fi}
Madera maciza	1,25
Madera laminada encolada	1,15
Tableros derivados de la madera	1,15
Madera microlaminada	1,1
Uniones con pieza lateral de madera y tableros derivados de la madera	1,15
Uniones con pieza lateral de acero	1,05

- 4 Los percentiles del 20 % de la capacidad mecánica de las uniones deberán calcularse mediante la siguiente expresión:



$$F_{R,20} = k_{fi} \cdot F_{R,k} \quad (\text{VI.5.6})$$

donde:

k_{fi} factor definido en la tabla VI.5.1
 $F_{R,k}$ valor característico de la capacidad mecánica de la unión a la temperatura normal sin considerar el efecto de la duración de la carga y de la humedad ($k_{mod} = 1,00$).

VI.5.3 Propiedades de los materiales

VI.5.3.1 Carbonización de la madera

VI.5.3.1.1 Generalidades

- 1 Se considera la carbonización de todas las estructuras de madera y productos derivados de la madera directamente expuestos al fuego y en su caso en las estructuras protegidas, cuando la carbonización de la madera se inicie durante el tiempo de exposición al fuego especificado.
- 2 La profundidad de carbonización se calcula como la posición de la línea de carbonización teniendo en cuenta el tiempo de exposición al fuego y la velocidad de carbonización.
- 3 El cálculo de las propiedades mecánicas de la sección se basa en la sección reducida descontando la profundidad carbonizada incluyendo el redondeo de las aristas. Alternativamente puede utilizarse una sección nominal (notional, eficaz?) sin considerar el redondeo de las aristas determinada empleando una velocidad de carbonización nominal.
- 4 La velocidad de carbonización es, por lo general, diferente para:
 - a) Estructuras de madera inicialmente protegidas;
 - b) Estructuras de madera protegidas antes del fallo de la protección;
 - c) Estructuras de madera directamente expuestas al fuego después del fallo de la protección.

Notional = Nominal?

VI.5.3.1.2 Estructuras de madera sin protección

- 1 La velocidad de carbonización se considera constante en el tiempo y la profundidad carbonizada de cálculo se determina según la siguiente expresión, figura VI.5.1:

$$d_{char,0} = \beta_0 t \quad (\text{VI.5.6})$$

donde:

$d_{char,0}$ profundidad carbonizada de cálculo para una carbonización en una dirección,
 β_0 velocidad de carbonización básica,
 t tiempo de exposición al fuego, en minutos.

- 2 La velocidad de carbonización nominal incluyendo el efecto del redondeo de las aristas se considera constante en el tiempo y la profundidad nominal carbonizada se determina según la expresión siguiente:

$$d_{char,n} = \beta_n t \quad (\text{VI.5.7})$$

donde:

$d_{char,n}$ profundidad nominal carbonizada de cálculo para una carbonización en una dirección,
 β_n velocidad nominal de carbonización.

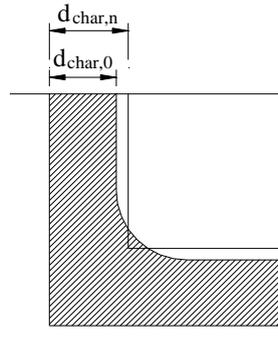


Figura VI.5.1 Profundidad carbonizada $d_{char,0}$ y profundidad nominal carbonizada $d_{char,n}$

- 3 Para estructuras de madera no protegidas las velocidades de cálculo de carbonización β_0 y β_n se definen en la Tabla VI.5.2. Las velocidades definidas en esta tabla se aplican a secciones transversales de madera con las siguientes condiciones:
 - a) Espesor residual mínimo de 40 mm cuando la carbonización se presenta en ambas caras en la dirección del espesor.
 - b) Espesor residual mínimo de 20 mm cuando la carbonización se presenta en una de las caras en la dirección del espesor.
- 4 Para espesores residuales menores las velocidades de carbonización deberán incrementarse en un 50 %.
- 5 Para la madera maciza de frondosas con densidad característica comprendida entre 290 y 450 kg/m³, se tomará como velocidad de carbonización el valor obtenido, interpolando linealmente entre los valores extremos de la densidad, de la Tabla VI.5.2.
- 6 Para las estructuras no protegidas de madera microlaminada de acuerdo con la norma prEN 13986 y prEN 124-aaa, los valores de cálculo de las velocidades de carbonización b_0 y b_n se dan en la Tabla VI.5.2
- 7 Cuando se utilice la velocidad de carbonización básica, la forma de la línea de carbonización en las aristas se debe considerar circular con un radio igual a la profundidad de carbonización. Esto es válido para radios que no sean superiores al menor valor de los dos siguientes: $b_r/2$ o $h_r/2$, donde b_r y h_r son el ancho y el canto de la sección residual respectivamente.
- 8 Para tableros de madera maciza y tableros derivados de la madera según normas UNE EN 309, UNE EN 313-1, UNE EN 300 y UNE EN 316, las velocidades de carbonización se incluyen en la Tabla VI.5.2. Los valores se aplican para densidad característica de 450 kg/m³ y para un espesor del tablero de 20 mm.
- 9 Para valores diferentes de la densidad característica r_k y del espesor h_p del tablero la velocidad de carbonización se determina mediante la siguiente expresión:

$$b_{0,r,t} = b_0 k_r k_t \quad (VI.5.8)$$

con:

$$k_r = \sqrt{\frac{450}{r_k}} \quad (VI.5.9)$$

$$k_h = \max \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{20}{h_p}} \\ 1,0 \end{array} \right. \quad (VI.5.10)$$

donde:

r_k densidad característica en kg/m³
 h_p espesor del tablero en mm

Tabla VI.5.2 Valores de cálculo de las velocidades de carbonización b_0 y b_n de la madera, madera microlaminada, tableros de madera y tableros derivados de la madera.

	β_0	β_n
	mm/min	mm/min
Coníferas y haya		
Madera laminada encolada con densidad característica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70
Madera maciza con densidad característica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,80
Fronosas		
Madera maciza o laminada encolada de frondosas con densidad característica $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70
Madera maciza o laminada encolada de frondosas con densidad característica $\geq 450 \text{ kg/m}^3$		0,55
	0,50	
Madera microlaminada		
Con una densidad característica $\geq 500 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70
Tableros ^{a)}		
Tableros de madera	0,9	-
Tableros contrachapados	1,0	-
Tableros derivados de la madera diferentes al tablero contrachapado	0,9	-
a) Los valores se aplican para una densidad características de 450 kg/m^3 y un espesor del tablero de 20 mm		

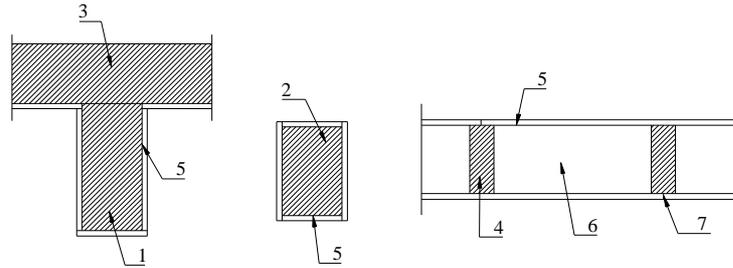
VI.5.3.1.3 Estructuras de madera con protección

- 1 En estructuras de madera protegidas por revestimientos de protección contra el fuego, Figura VI.5.2, otros materiales de protección o por otros elementos estructurales, deberá tenerse en cuenta lo siguiente:
 - a) El comienzo de la carbonización se retrasa hasta el tiempo t_{ch} ;
 - b) La velocidad de carbonización es menor hasta el tiempo de fallo t_f de la protección contra el fuego;
 - c) La velocidad de carbonización puede incrementarse después del tiempo de fallo t_f de la protección contra el fuego.

Nota 1: Existen otras protecciones contra el fuego tales como la aplicación de productos intumescentes por pincelado o impregnación. En la norma ENV 13381-7 se incluyen métodos de ensayo.

Nota 2: La protección que aportan otros elementos estructurales puede terminarse por las siguientes razones:

- d) Fallo o colapso de las piezas de protección;
- e) Excesiva deformación de la pieza de protección.



Leyenda:
 1 viga - 2 columna - 3 entrevigado - 4 montante o vigueta
 5 revestimiento o cerramiento - 6 cavidad hueca
 7 junta

Figura VI.5.2 Ejemplos de paneles utilizados como revestimientos de protección contra el fuego.

- 2 En estructuras de madera protegidas con un tiempo de fallo t_f menor que 10 minutos, el efecto de la protección deberá despreciarse, Figura VI.5.3.
- 3 En el caso de tiempos de fallo t_f de la protección de 10 minutos o superior, en el estado inmediatamente anterior al fallo de la protección, las velocidades de carbonización de la Tabla VI.5.2 deberán multiplicarse por 2 hasta que se alcance una profundidad carbonizada $d_{char,n}$ de 25 mm o sea igual a la profundidad carbonizada de una superficie no protegida, eligiendo el menor valor de los dos anteriores. A partir de ese momento deberán utilizarse las velocidades de carbonización indicadas en la Tabla VI.5.2, Figuras VI.5.3 y VI.5.4.

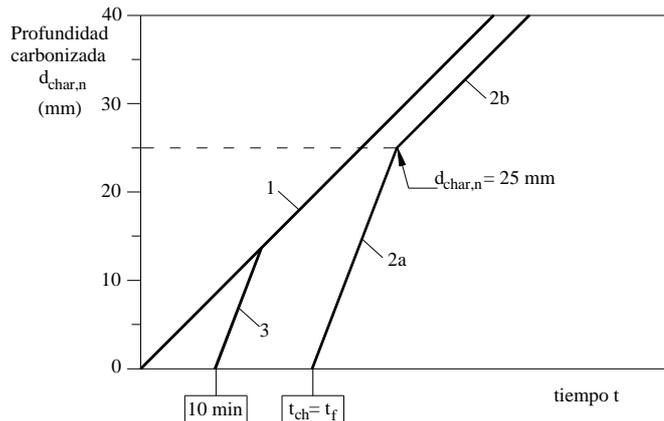


Figura VI.5.3 Relación entre profundidad carbonizada y tiempo para $t_{ch} = t_f$

- 1 Relación para piezas no protegidas para la velocidad de carbonización β_n
- 2 Relación para piezas protegidas después del fallo se la protección contra el fuego
- 2a Después de que la protección contra el fuego haya fallado y la carbonización comience con velocidad doble
- 2b Después de que la profundidad carbonizada exceda 25 mm la velocidad de carbonización se reduce a β_n
- 3 Relación para piezas protegidas con tiempo de fallo de la protección contra el fuego después de 10 minutos

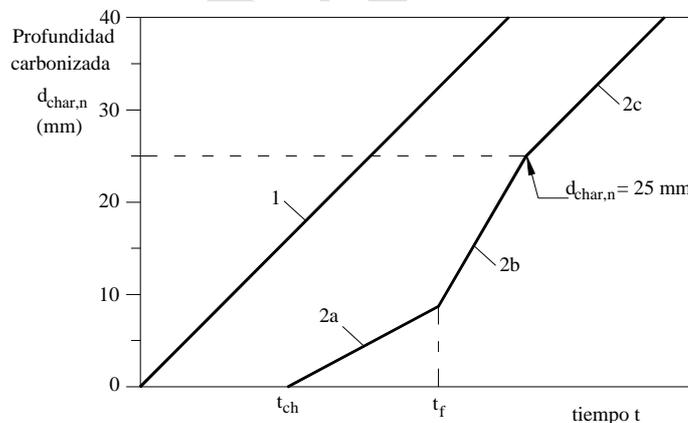


Figura VI.5.4 Relación entre profundidad carbonizada y tiempo para $t_{ch} < t_f$ y $t_f \geq 10$ minutos



- 1 Relación para piezas no protegidas para la velocidad de carbonización β_n
- 2 Relación para piezas protegidas cuando la carbonización comienza antes del fallo de la protección
- 2a La carbonización comienza en t_{ch} con una velocidad reducida mientras la protección se encuentra todavía en su posición
- 2b Antes de que la protección haya fallado y la carbonización comience con velocidad doble
- 2c Antes de que la profundidad carbonizada exceda de 25 mm la velocidad de carbonización se reduce a β_n

- 4 Deberá tenerse en cuenta el efecto de las juntas del revestimiento para el caso de holguras no rellenadas mayores de 2 mm en el comienzo de la carbonización y, cuando proceda, en la velocidad de carbonización antes del fallo de la protección.
- 5 Con la excepción de las disposiciones que se recogen en adelante, los aspectos siguientes deberán determinarse a partir de ensayos:
 - f) El tiempo para el comienzo de la carbonización t_{ch} de la pieza;
 - g) El tiempo de fallo del revestimiento de protección contra el fuego u otros materiales de protección t_f ;
 - h) La velocidad de carbonización después del fallo de la protección cuando $t_f > t_{ch}$.

Nota: En la norma prENV 13381-7 se indica un método de ensayo.

- 6 En los revestimientos de protección contra el fuego realizados con madera o tableros derivados de la madera el tiempo de fallo puede determinarse a partir de la expresión siguiente:

$$t_f = \frac{t_p}{b_0} - 4 \quad (\text{VI.5.11})$$

siendo:

- t_f tiempo de fallo en minutos;
 b_0 velocidad de carbonización básica del revestimiento, según tabla VI.5.2, en mm/min;
 h_p espesor total del revestimiento como suma de los espesores de todas las capas, en mm.

- 7 Para tableros de madera o derivados de la madera, puede suponerse que la carbonización de la pieza de madera protegida comienza en el momento del fallo del tablero, es decir, $t_{ch} = t_f$.
- 8 Para revestimientos consistentes en una capa de tablero de cartón – yeso de tipo A, F o H de acuerdo con la norma prEN 520, en zonas alejadas de las juntas de los tableros, o al lado de juntas, rellenadas o no, con una anchura menor o igual a 2 mm, el tiempo del comienzo de la carbonización puede tomarse como:

$$t_{ch} = 2,8 \cdot h_p - 14 \quad (\text{VI.5.12})$$

donde:

h_p es el espesor total del panel de revestimiento en mm.

- 9 En las zonas adyacentes a las juntas con holguras no rellenadas con un espesor superior a 2 mm, el tiempo de comienzo de la carbonización deberá calcularse mediante la siguiente expresión:

$$t_{ch} = 2,8 \cdot h_p - 23 \quad (\text{VI.5.13})$$

Nota: Los tableros de cartón – yeso de tipos E, D, R e I de acuerdo con la norma prEN 520 tienen iguales o mejores propiedades térmicas y mecánicas que los tipos A y H.

- 10 Para revestimientos consistentes en dos capas de tableros de cartón – yeso donde ambas capas permanecen en su posición y fallan simultáneamente, en los lugares alejados de las juntas de los paneles en la capa externa el tiempo de comienzo de la carbonización puede tomarse de acuerdo con la ecuación VI.5.12, donde h_p es el espesor total del panel (suma de ambas capas) en mm.
- 11 En los lugares adyacentes a las juntas en la capa exterior, el tiempo de comienzo de la carbonización deberá calcularse de acuerdo con la ecuación VI.5.13.

Nota: Por ejemplo, si la capa exterior es de tipo F y la interior es de tipo A o H, ambas capas fallarán, normalmente, de manera simultánea.



- 12 Para revestimientos formados por dos capas que fallan de manera separada, las ecuaciones VI.5.12 y VI.5.13 no son válidas.

Nota: Cuando se utilizan dos capas de tableros de cartón – yeso de tipo A o H, ambas capas fallarán, normalmente, en tiempos diferentes.

- 13 Los tiempos de fallo del tablero de cartón – yeso debidos a una degradación mecánica del material deberán determinarse mediante ensayo. Para los tipos A y H el tiempo de fallo se tomará como $t_f = t_{ch}$.

Nota 1: En las normas UNE EN 1363-1, UNE EN 1365-1, UNE EN 1365-2 y prENV 13381-7 se recogen métodos de ensayo.

Nota 2: En general, el fallo debido a una degradación mecánica depende de la temperatura y del tamaño de los paneles y de su orientación. Normalmente, la posición vertical es más favorable que la horizontal.

Nota 3: El tiempo de fallo depende también de la longitud de los elementos de fijación, que aportan el anclaje en la madera no carbonizada. En el apartado xxx se incluyen unas reglas de cálculo.

- 14 Para las piezas de madera protegidas por una única capa de tablero de cartón – yeso de tipo F, para $t_{ch} \leq t \leq t_f$ las velocidades de carbonización indicadas en la tabla VI.5.2 deberán multiplicarse por el siguiente factor:

$$k_2 = 1 - 0,018 \cdot h_p \quad (VI.5.14)$$

donde:

h_p tiempo del comienzo de la carbonización en minutos

h_{ins} espesor del material de aislamiento en mm

r_{ins} densidad del material de aislamiento en kg/m^3

- 15 La ecuación (VI.5.14) se aplica también al caso de dos capas de cartón – yeso, donde la capa exterior es de tipo F y la capa interna es de tipo A o H.

Nota: En piezas de un muro o de forjados se incluyen expresiones específicas.

- 16 En vigas o pilares protegido por mantas de lana de roca con un espesor superior a 20 mm y con una densidad superior a $26 kg/m^3$ que se mantenga con cohesión hasta los $1000\text{ }^\circ C$ el tiempo de protección puede tomarse de la ecuación siguiente:

$$t_{ch} = 0,07 \cdot (h_{ins} - 20) \cdot \sqrt{r_{ins}} \quad (VI.5.15)$$

donde:

t_{ch} tiempo de comienzo de la carbonización en minutos

h_{ins} espesor del material aislante en mm

ρ_{ins} densidad del material aislante en kg/m^3

VI.5.3.2 Adhesivos

- 1 Los adhesivos para uso estructural deben producir uniones con resistencia y durabilidad tales que la integridad del encolado se mantenga durante el periodo de estabilidad al fuego asignado.

Nota: Para algunos adhesivos, la temperatura de reblandecimiento es considerablemente más baja que la temperatura de carbonización de la madera.

- 2 Para el encolado de madera con madera, madera con productos derivados de la madera o productos derivados de la madera con productos derivados de la madera, deberán utilizarse adhesivos de tipo fenol-formaldehído y aminoplásticos de tipo 1 de acuerdo con la norma UNE-EN 301 y adhesivos para tablero contrachapado y madera microlaminada de acuerdo con la norma UNE EN 314.
- 3 Para el encolado de barras de acero, la temperatura de reblandecimiento del adhesivo deberá determinarse mediante ensayos.

VI.5.4 Bases de cálculo para la comprobación de la resistencia

VI.5.4.1 Generalidades

Para la comprobación de la resistencia en situación de incendio se aplicarán las reglas definidas en los capítulos correspondientes de esta parte del Código Técnico de la Edificación para la madera, considerando una sección transversal con las propiedades definidas en los apartados VI.5.4.2 y VI.5.4.3.

VI.5.4.2 Método de la sección reducida

- 1 En el cálculo de la capacidad de carga, en situación de incendio, se considerará para el elemento estructural la sección reducida, establecida a continuación.
- 2 La sección reducida debe calcularse descontando a la sección inicial la profundidad eficaz de carbonización d_{ef} , Figura VI.5.5.

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 \quad (VI.5.16)$$

donde:

$d_{char,n}$ de acuerdo con la Ecuación VI.5.6.

$d_0 = 7 \text{ mm}$

k_0 de la Tabla VI.5.3.

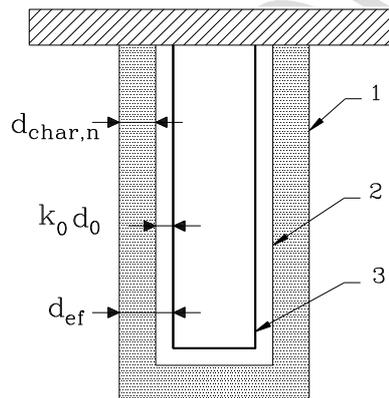


Figura VI.5.5 Definición de la sección residual y eficaz.

- 1 Superficie inicial de la pieza
- 2 Límite de la sección residual
- 3 Límite de la sección eficaz

Tabla VI.5.3 Determinación de k_0 para superficies no protegidas con t en minutos, figura VI.5.5

	k_0
$t < 20$ minutos	$t/20$
$t \geq 20$ minutos	1,0

- 3 Para las superficies protegidas con $t_{ch} > 20$ minutos o $t_f > 20$ minutos, deberá suponerse que k_0 varía linealmente desde 0 hasta 1 durante el intervalo de tiempo desde $t = 0$ hasta $t = t_{ch}$ o $t = t_f$, eligiendo el que ofrezca el menor valor, figura VI.5.6. Para superficies protegidas con $t_{ch} \leq 20$ minutos o $t_f \leq 20$ minutos se aplica la tabla VI.5.3

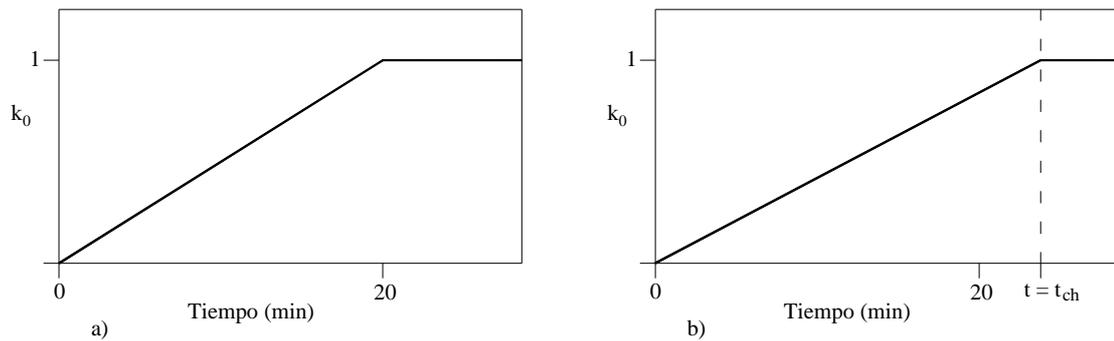


Figura VI.5.6. Variación de k_0 :

- a) Para piezas no protegidas,
 b) Para piezas protegidas (se muestra para $t_{ch} < t_f$).

- 4 La resistencia de cálculo y el módulo de elasticidad de la sección eficaz deberán tomarse de acuerdo con las ecuaciones VI.5.1 y VI.5.2 con $k_{mod,fi} = 1,0$.

VI.5.4.3 Reglas simplificadas para el análisis de piezas

VI.5.4.3.1 Generalidades

- 1 Puede despreciarse la compresión perpendicular a la fibra.
- 2 El cortante puede despreciarse en secciones rectangulares y circulares macizas. En vigas con entalladuras debe verificarse que la sección residual en las proximidades de la entalladura es como mínimo del 60% de la sección requerida en condiciones de cálculo a la temperatura normal.

VI.5.4.3.2 Vigas

Cuando el arriostramiento, de la viga, falle durante la exposición al fuego, debe considerarse el vuelco lateral para la viga sin arriostramiento.

VI.5.4.3.3 Soportes

- 1 Cuando el arriostramiento, del soporte, falle durante la exposición al fuego, debe considerarse el pandeo para el soporte sin arriostramiento.
- 2 En un soporte que constituye una columna continua de un pórtico indesplazable y que está contenido en un sector de incendio pueden admitirse condiciones de contorno más favorables que en el cálculo para temperatura normal. En plantas intermedias puede considerarse como biempotrado en sus extremos, en la planta superior puede considerarse empotrado en la base, figura VI.5.7. La longitud del pilar se tomará igual a la altura entre ejes de plantas, L .

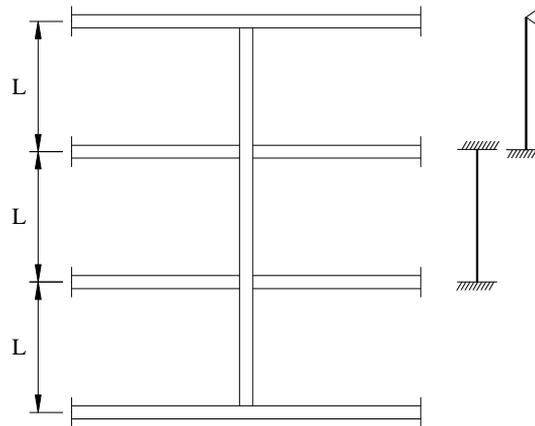


Figura VI.5.7 Soporte continuo

VI.5.4.3.4 Elementos compuestos con uniones mecánicas

- 1 En piezas compuestas con uniones mecánicas, deberá tenerse en cuenta que existe una reducción del módulo de deslizamiento en la situación de incendio.
- 2 El módulo de deslizamiento K_{fi} para la situación de incendio se determina a partir de la siguiente expresión:

$$K_{fi} = K_u \cdot h_f \quad (\text{VI.5.17})$$

donde:

- K_{fi} módulo de deslizamiento en la situación de incendio en N/mm
 K_u módulo de deslizamiento en la situación normal de temperatura para los estados límite últimos de acuerdo con el apartado XXX en N/mm
 h_f coeficiente de conversión definido en la tabla VI.5.4.

Tabla VI.5.4. Factor de conversión h_f .

Clavos	0,2
Pernos, pasadores, conectores	0,67

VI.5.4.3.5 Arriostramientos

- 1 Cuando las piezas sometidas a compresión o a flexión se calculan teniendo en cuenta el efecto del arriostramiento, debe verificarse que el sistema de arriostramiento no falla durante el tiempo requerido de exposición al fuego.
- 2 Se admite que el arriostramiento no falla si el ancho y la sección residual es al menos el 60% del ancho y la sección requerida en situación de cálculo a la temperatura normal, y está fijada con clavos, tirafondos, pasadores o pernos.

VI.5.5 Procedimiento de comprobación de muros y forjados

VI.5.5.1 Generalidades

- 1 Las reglas que se incluyen en este apartado se refieren a la determinación de la estabilidad y de la resistencia al fuego de los sistemas constructivos para muros y forjados. Para la función de sectorización las reglas son válidas para una resistencia máxima al fuego normalizado no superior a 60 minutos.



VI.5.5.2 Análisis de la función de estabilidad al fuego (capacidad de carga)

- 1 Los sistemas constructivos con cavidades huecas se analizarán de acuerdo con los apartados VI.5.3 y VI.5.4
Nota: En el anexo C de la norma prEN 1995-1-2 se recoge un método con carácter informativo para el cálculo de la estabilidad al fuego en el caso de muros o forjados con cavidades rellenas con materiales aislantes.
- 2 En los elementos constructivos con función estructural que no constituyen elementos de sectorización deberá suponerse que están expuestos al fuego por ambas caras y al mismo tiempo.
- 3 Cuando se utilicen tableros derivados de la madera o tableros de madera para rigidizar o arriostrar el entramado portante de madera, deberán tener un espesor residual de al menos el 60 % del espesor requerido para la situación de temperatura normal; en caso contrario el entramado deberá analizarse como si no estuviera arriostrado, véase VI.5.4.3.4.

VI.5.5.3 Análisis de la función de sectorización

VI.5.5.3.1 Generalidades

- 1 La fijación del panel a la cara no expuesta del sistema constructivo deberá asegurarse en la parte de la madera que no quedará carbonizada.
- 2 El eje de la línea de elementos de fijación deberá quedar a una distancia mínima de 5 mm de la línea de carbonización.
- 3 Los requisitos relativos al aislamiento (criterio I) se suponen cumplidos siempre que los detalles constructivos se realicen de acuerdo con las especificaciones del apartado VI.5.7.
- 4 Los requisitos relativos a la integridad (criterio E) se suponen cumplidos cuando los requisitos relativos al aislamiento (criterio I) son cumplidos siempre que los detalles se realicen de acuerdo con las especificaciones del apartado 8.8. También deberá garantizarse que los paneles permanecen fijados al entramado de madera en la cara no expuesta.
- 5 Las reglas que se incluyen en este apartado son de aplicación a las piezas de entramados de madera, revestimientos realizados con tableros derivados de la madera de acuerdo con la norma UNE EN 13986 y tableros de cartón - yeso de tipo A, F y H de acuerdo con la norma prEN 520. Para otros materiales, la integridad deberá determinarse mediante ensayos.
- 6 Para elementos de sectorización deberá verificarse la siguiente condición:

$$t_{ins} \geq t_{req} \quad (VI.5.18)$$

donde:

- t_{ins} tiempo en el que se alcanza en la cara no expuesta una temperatura general de 140 K o una temperatura en cualquier punto de la superficie de 180 K.
- t_{req} tiempo requerido de resistencia al fuego para la función de sectorización del sistema constructivo.

VI.5.5.3.2 Método simplificado para el análisis del aislamiento

En el apartado 5.3.2 de la norma prEN 1995-1-2 se incluye un método simplificado para la comprobación de la función de aislamiento térmico de los sistemas constructivos de muros y forjados.

VI.5.6 Uniones

VI.5.6.1 Generalidades

- 1 Este apartado se refiere a las uniones entre piezas en exposición al fuego normalizado realizadas con clavos, pernos, pasadores y conectores de anillo y de placa de acuerdo con la norma UNE EN 912 y con barras encoladas. Mientras en el texto no se indique lo contrario, las reglas son de aplicación para tiempos de estabilidad al fuego no mayor que 60 minutos

- 2 Las reglas que en este apartado se recogen son válidas para uniones simétricas de tres piezas sometidas a carga lateral.

VI.5.6.2 Uniones con piezas laterales de madera

El método que se recoge es un procedimiento simplificado expuesto en la norma prEN 1995-1-2. En esta norma se incluye además, un método más preciso denominado de la carga reducida.

VI.5.6.2.1 Uniones no protegidas

- 1 En uniones no protegidas entre madera y madera con separaciones y distancias entre elementos de fijación y con espesor de la pieza lateral que cumplan los requisitos mínimos definidos en el capítulo 6, los tiempos de estabilidad al fuego pueden obtenerse de la Tabla VI.5.5

Tabla VI.5.5 Tiempo de estabilidad al fuego de uniones no protegidas con piezas laterales de madera.

	Tiempo de estabilidad al fuego $t_{fi,d}$ min	Condiciones ^{a)}
Clavos lisos	15	$d \geq 2,8$ mm
Tirafondos	15	$d \geq 3,5$ mm
Pernos	15	$t_1 \geq 45$ mm
Pasadores	20	$t_1 \geq 45$ mm
Conectores según UNE EN912	15	$t_1 \geq 45$ mm

^{a)} t_1 es el espesor de la pieza lateral

- 2 Para alcanzar un tiempo de estabilidad al fuego superior al indicado en la tabla VI.5.5, pero no superior a 30 minutos, y utilizando pasadores, clavos o tirafondos en los que la cabeza no sobresalga de la superficie de la pieza, los siguientes factores:
- el espesor de las piezas laterales;
 - la longitud y anchura de las piezas laterales;
 - la distancia a la testa y a los bordes desde los elementos de fijación;
- deberán incrementarse en una cantidad a_{fi} , Figura VI.5.8, definida por la siguiente expresión:

$$a_{fi} = b_n \cdot k_{flux} (t_{req} - t_{fi,d}) \quad (VI.5.19)$$

donde:

- b_n velocidad de carbonización de la madera según Tabla VI.5.2.
 k_{flux} coeficiente que tiene en cuenta el incremento del flujo de calor a través del elemento de fijación. Puede tomarse como $k_{flux} = 1,5$.
 t_{req} tiempo requerido de estabilidad al fuego normalizado, en minutos,
 $t_{fi,d}$ tiempo de estabilidad al fuego de la unión no protegida de acuerdo con la Tabla VI.5.5.

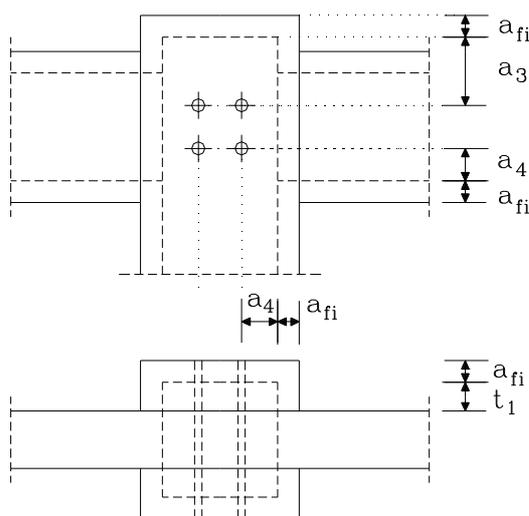


Figura VI.5.8 Espesor extra y distancias extras a la testa y al borde de la pieza desde los elementos de fijación.

VI.5.6.2.2 Uniones protegidas

- 1 Cuando la unión se encuentra protegida por el adosado de capas de tableros de madera, tableros derivados de la madera o tableros de cartón – yeso de tipo A o H de acuerdo con la norma UNE EN 520, la estabilidad al fuego adicional de la protección que se añade deberá cumplir la siguiente condición:

$$t_{ch} \geq t_{req} - 0,5 \cdot t_{fi,d} \quad (\text{VI.5.20})$$

donde:

- t_{ch} tiempo en el que comienza la carbonización de acuerdo con VI.5.3.1.3;
- t_{req} tiempo requerido para una exposición al fuego normalizado;
- $t_{fi,d}$ tiempo de estabilidad al fuego inherente de la unión sin proteger de acuerdo con la Tabla VI.5.5, cargada con el efecto de cálculo de las acciones en situación de incendio.

- 2 Cuando la unión se encuentra protegida por el adosado de un tablero de cartón – yeso de tipo F de acuerdo con la norma UNE EN 520, la estabilidad al fuego adicional de la protección que se añade deberá cumplir la siguiente condición:

$$t_{ch} \geq t_{req} - 1,2 \cdot t_{fi,d} \quad (\text{VI.5.21})$$

- 3 En uniones en las que los elementos de fijación están protegidos por tapones o parches encolados, el grueso del parche deberá determinarse mediante la expresión VI.5.19, figura VI.5.9
- 4 La protección adicional deberá fijarse de tal manera que se evite su fallo prematuro. La protección adicional que utiliza tableros derivados de la madera o tableros de cartón – yeso deberá permanecer en su posición hasta que comience la carbonización de la pieza ($t = t_{ch}$). La protección adicional que emplea tableros de cartón – yeso de tipo F deberá permanecer en su posición durante el tiempo requerido de estabilidad al fuego ($t = t_{req}$).
- 5 Para la protección de uniones con pernos la cabeza de los pernos deberá protegerse con un elemento de protección de grueso h_{fi} , Figura VI.5.9.
- 6 En la fijación de la protección adicional con clavos o tirafondos deberán cumplirse las siguientes condiciones:
 - a) la distancia entre elementos de fijación deberá ser de al menos 100 mm a lo largo de los bordes de la pieza y de al menos 300 mm en las líneas interiores (alejadas de los bordes);
 - b) la distancia a los bordes desde los elementos de fijación deberá ser al menos igual a la obtenida por la ecuación VI.5.19, Figura VI.5.9.

- 7 La profundidad de penetración de los elementos de fijación para la sujeción de la protección adicional con madera, tableros derivados de la madera o tableros de cartón – yeso de tipo A o H deberá ser al menos igual a $6 \cdot d$. Para tableros de cartón – yeso de tipo F, la profundidad de penetración en madera no carbonizada (es decir, detrás de la línea de carbonización) deberá ser al menos igual a 10 mm, Figura 8.8.1.2.

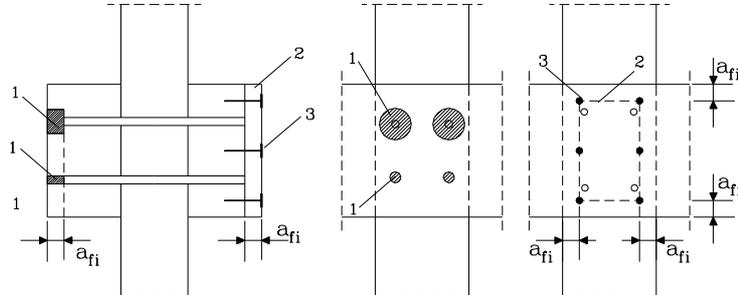


Figura VI.5.9 Ejemplos de protecciones adicionales mediante parches encolados y protección mediante tableros derivados de la madera o tableros de cartón – yeso (la protección de los bordes de las piezas laterales y central no está representada en el dibujo).

Leyenda:

- (1) Parches encolados
 (2) Protección adicional utilizando tableros
 (3) Fijación para la protección adicional con tableros

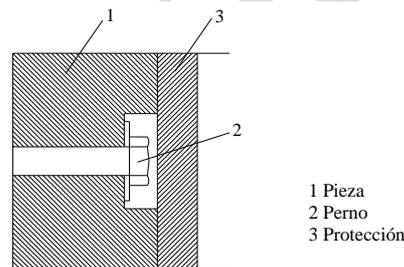


Figura VI.5.10. Ejemplo de protección de la cabeza de un perno.

VI.5.6.2.3 Reglas complementarias para uniones con placas de acero en el interior

- 1 En uniones con placas de acero situadas como piezas centrales con un espesor mayor o igual a 2 mm, y en las que la placa de acero no sobresale de la superficie de la pieza de madera, el ancho b_{st} de la placa de acero deberá cumplir las condiciones definidas en la Tabla VI.5.6

Tabla VI.5.6. Anchos de las placas de acero con bordes sin proteger.

		b_{st}
Bordes sin proteger en general	EF-30 (R-30)	≥ 200 mm
	EF-60 (R-60)	≥ 280 mm
Bordes sin proteger en uno o dos lados	EF-30 (R-30)	≥ 120 mm
	EF-60 (R-60)	≥ 280 mm



- 2 Los bordes de las placas de acero con una anchura menor que la anchura de la pieza de madera pueden considerarse como protegidas en los casos siguientes, Figura VI.5.11:
- En placas con un grueso no superior a 3 mm donde el retranqueo d_g es mayor que 20 mm para una estabilidad al fuego EF-30 (R-30) o superior y mayor que 60 mm para una estabilidad de EF-60 (R-60).
 - En uniones con filetes encolados o tableros derivados de la madera con un retranqueo d_g o grueso del panel h_p mayor que 10 mm para una estabilidad al fuego de EF-30 (R-30) y mayor que 30 mm para una estabilidad de EF-60 (R-60).

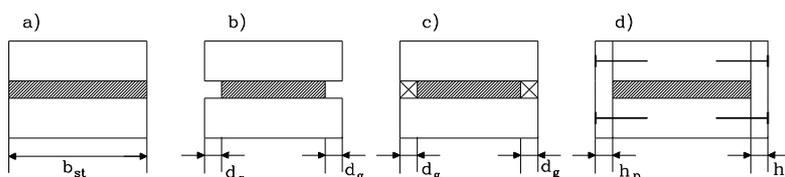


Figura VI.5.11. Protección de los bordes de las placas de acero (no se muestran las conexiones entre la placa y la madera): a) sin proteger, b) protegidas con retranqueo, c) protegidas con filetes encolados, d) protegidas con tableros.

VI.5.6.3 Uniones con placas de acero al exterior

VI.5.6.3.1 Uniones no protegidas

- La capacidad de carga de las placas de acero exteriores deberá determinarse de acuerdo con las reglas dadas en la norma UNE EN 1993-1-2 (o mediante la aplicación de las reglas definidas en la parte de acero de este código técnico).
- A los efectos del cálculo del factor de sección definido en la norma UNE EN 1993-1-2, las superficies de acero en contacto con la madera se pueden considerar protegidas.

VI.5.6.3.2 Uniones protegidas

- Las placas de acero utilizadas como piezas laterales pueden considerarse protegidas si están totalmente recubiertas por madera o productos derivados de la madera con un grueso mínimo igual a a_{fi} de acuerdo con la ecuación VI.5.19 con $t_{d,0} = 5$ min.
- Los bordes de la placa de acero deben protegerse adecuadamente. El efecto de otros tipos de protecciones contra el fuego deberá calcularse de acuerdo con la norma UNE EN 1993-1-3.

VI.5.6.4 Tirafondos sometidos a carga axial

- Las reglas contenidas en este apartado son de aplicación a los tirafondos sometidos a carga axial que se encuentren protegidos de la exposición directa al fuego.
- La capacidad de carga se obtiene multiplicando la capacidad de carga en la situación normal de temperatura, de acuerdo con las indicaciones del capítulo 6, por un coeficiente de reducción denominado factor de conversión, cuyo valor se expone a continuación.
- Para las uniones del tipo de las representadas en la Figura VI.5.12 con

$$d_2 \geq d_1 + 40 \quad (\text{VI.5.21})$$

$$d_3 \geq d_1 + 20 \quad (\text{VI.5.22})$$

donde d_1 , d_2 y d_3 son distancias en mm, el factor de conversión η_{conn} se define en las ecuaciones siguientes:

$$h_{conn} = 0 \quad \text{para } d_1 \leq 0,6 \cdot t_{fi,d} \quad (\text{VI.5.23})$$

$$h_{conn} = \frac{0,44 \cdot d_1 - 0,264 \cdot t_{fi,d}}{0,2 \cdot t_{fi,d} + 5} \quad \text{para } 0,6 \cdot t_{fi,d} \leq d_1 \leq 0,8 \cdot t_{fi,d} + 5 \quad (\text{VI.5.24})$$

$$h_{conn} = \frac{0,56 \cdot d_1 - 0,36 \cdot t_{fi,d} + 7,32}{0,2 \cdot t_{fi,d} + 23} \quad \text{para } 0,8 \cdot t_{fi,d} + 5 \leq d_1 \leq t_{fi,d} + 28 \quad (\text{VI.5.25})$$

$$h_{conn} = 1,0 \quad \text{para } d_1 \leq t_{fi,d} + 28 \quad (\text{VI.5.26})$$

donde:

d_1 es el recubrimiento lateral en mm, figura VI.5.12.

$t_{fi,d}$ es el tiempo requerido de estabilidad al fuego en minutos.

- 4 El factor de conversión η_{conn} para recubrimientos laterales $d_2 = d_1$ y $d_3 \geq d_1 + 20$ mm deberá calcularse mediante las ecuaciones VI.23-26 donde $t_{fi,d}$ se sustituye por $1,25 \cdot t_{fi,d}$.

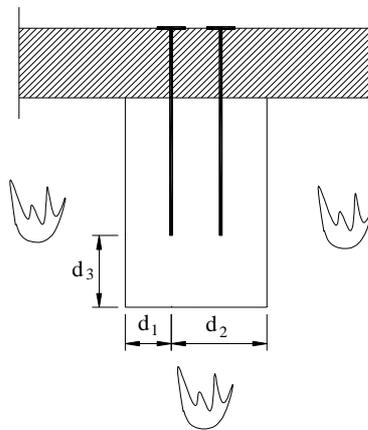


Figura VI.5.12 Sección transversal y definición de distancias.

VI.5.7 Detalles constructivos

VI.5.7.1 Muros y forjados

VI.5.7.1.1 Dimensiones y separaciones

- 1 La separación entre ejes de montantes de muros entramados y de viguetas de forjado no deberá superar los 625 mm.
- 2 En los muros, los paneles individuales deberán tener un espesor mínimo $t_{p,min}$

$$t_{p,min} = \max \left\{ \frac{l_p}{70}, \frac{l_p}{8} \right\}$$

donde:

$t_{p,min}$ es el espesor mínimo del panel en milímetros

l_p es la luz del panel (separación entre las piezas del entramado o travesaños) en milímetros.

- 3 En los elementos constructivos con una simple capa en cada lado los tableros derivados de la madera deberán tener una densidad característica de al menos 350 kg/m^3 .



VI.5.7.1.2 Detalles de las uniones de los tableros

- 1 Los tableros deberán fijarse al entramado de madera o a los travesaños. Para los paneles o tableros de madera o derivados de la madera fijados con clavos, la separación máxima entre clavos será de 150 mm. La profundidad mínima de penetración deberá ser ocho veces el diámetro del elemento de fijación para tableros portantes y seis veces el diámetro del elemento de fijación para los tableros no portantes. Si los paneles se fijan con tirafondos, la separación máxima será de 250 mm.
- 2 Para los tablero de cartón – yeso de tipo A o H es suficiente observar las reglas para el diseño en situación normal de temperatura en relación a la profundidad de penetración, separaciones y distancias a los bordes. Para los tirafondos, sin embargo, la separación a lo largo de los bordes no deberá ser superior a 200 mm y la separación en líneas alejadas de los bordes (interiores) no será superior a 300 mm.
- 3 Para los tableros de cartón – yeso de tipo F, la longitud de penetración de los elementos de fijación en la madera no carbonizada no será menor que 10 mm, Figura VI.5.13.

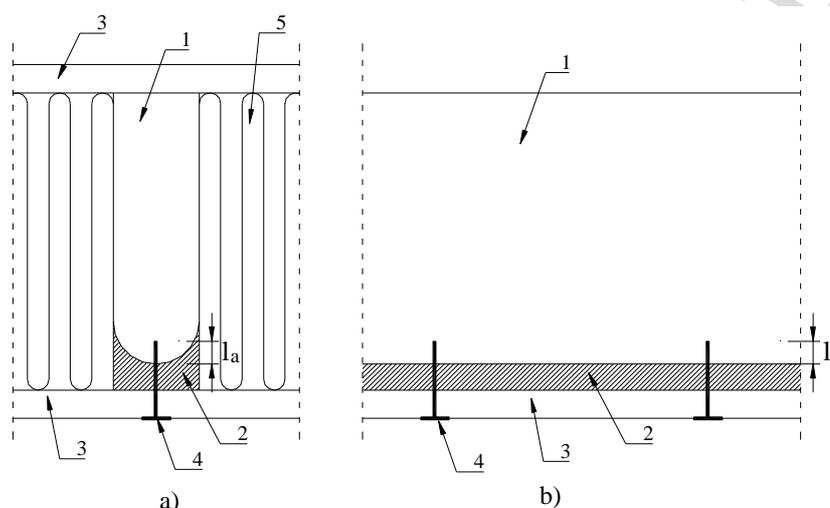


Figura VI.5.13 Piezas de madera protegidas con tableros de cartón – yeso. Ejemplos de longitudes de penetración de los elementos de fijación en la madera no carbonizada: a) Entramado con aislamiento en la cavidad, b) Alzado lateral de la pieza de madera en general.

Leyenda:

- 1 Madera intacta
- 2 Capa carbonizada
- 3 Tablero
- 4 Elemento de fijación
- 5 Aislamiento

- 4 Los cantos de los tableros deberán quedar en contacto con una holgura máxima de 1 mm. Deberán fijarse a las piezas de madera o travesaños en al menos dos bordes opuestos. En el caso de capas múltiples este requisito se aplica a la capa externa.

En el caso de capas múltiples las juntas de los paneles deberán desfasarse a menos 60 mm. Cada panel se fijará de manera individual.

VI.5.7.1.3 Aislamiento

Las capas de materiales aislantes o tableros que sean tenidos en cuenta en el cálculo deberán fijarse al entramado de madera de tal forma que se evite el fallo prematuro o descuelgue.

VI.5.7.2 Otros elementos

- 1 Los tableros utilizados en la protección de elementos tales como vigas y pilares deberán fijarse a las piezas de acuerdo con las indicaciones de la Figura VI.5.14. Los tableros deberán fijarse directamente a la pieza y no a otro tablero. En los revestimientos consistentes en múltiples capas de tableros, cada capa deberá fijarse individualmente, y las juntas deberán desfasarse al menos 60 mm. La

separación entre los elementos de fijación no deberá ser mayor que 200 mm. En relación a la longitud del elemento de fijación, se aplica el apartado VI.5.7.1.2, Figura VI.5.13.

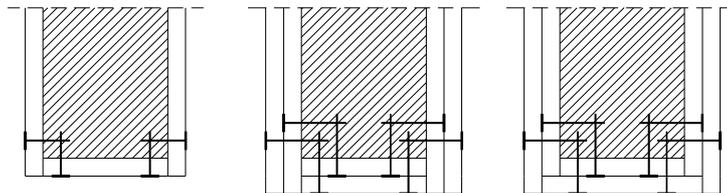


Figura VI.5.14 Ejemplos de fijaciones para los tableros de protección.

VI.6 Proyecto de las estructuras de fábrica

VI.6.1 Generalidades

En este apartado se establecen métodos simplificados que permiten determinar la resistencia al fuego según curva estándar de las estructuras de fábrica

VI.6.2 Tablas de especificaciones

VI.6.2.1 Generalidades

- 1 Puede considerarse que un elemento aislado de una estructura tiene una resistencia a fuego normalizado determinada siempre que se cumplan las especificaciones que para la misma se establecen en las tablas y apartados siguientes.
- 2 Las tablas de especificaciones que se incluyen a continuación son válidas solamente para evaluar la resistencia a fuego normalizado.

VI.6.2.2 Muros y tabiques de fábrica de ladrillo cerámico o sílico-calcáreo

- 1 La resistencia al fuego de los muros y tabiques de fábrica de ladrillo cerámico o sílico-calcáreo, pueden considerarse adecuados si se cumplen con las especificaciones establecidas en la Tabla VI.6.1.
- 2 La Tabla VI.6.1 es aplicable solamente a muros y tabiques de una hoja, sin revestir y enfoscados con mortero de cemento o guarnecidos con yeso, con espesores de 1,5 cm, como mínimo.

Tabla VI.6.1 Resistencia al fuego de muros y tabiques de fábrica de ladrillo cerámico o sílico-calcáreo

Tipo de revestimiento	Espesor de la fabrica en cm.			Con ladrillo macizo	
	4-5 Con ladrillo hueco	8-10	11-12	11-12	20-24
Sin revestir	(1)	(1)	(1)	180	240
Enfoscado:					
Por la cara expuesta al fuego	15	60	90	189	180
Por las dos caras	30	90	120	180	240
Guarnecido:					
Por la cara expuesta al fuego	60	120	180	240	240
Por las dos caras	90	180	240	240	240

(1) No es usual



- 3 Para poder aplicar la Tabla VI.6.1 en el caso de soluciones constructivas formadas por dos o más hojas puede adoptarse como valor de resistencia al fuego del conjunto la suma de los valores correspondientes a cada hoja.

VI.6.2.3 Resistencia al fuego de muros y tabiques de fábrica de bloques de hormigón

- 1 La resistencia al fuego de los muros y tabiques de fábrica de bloques de hormigón, pueden considerarse adecuados si se cumplen con las especificaciones establecidas en la Tabla VI.6.2.
- 2 La Tabla VI.6.2 es aplicable solamente a muros y tabiques de una hoja, sin revestir y enfoscados con mortero de cemento o guarnecidos con yeso, con espesores de 1,5 cm, como mínimo.

Tabla VI.6.2 Resistencia al fuego de muros y tabiques de fábrica de bloques de hormigón

Tipo de cámara	Tipo de árido	Tipo de revestimiento	Espesor nominal en cm	Resistencia al fuego (RF)	
Simple	Síliceo	Sin revestir	10	15	
			15	60	
			20	120	
	Calizo	Sin revestir	10	60	
			15	90	
			20	180	
	Volcánico	Sin revestir	12	120	
			20	180	
			Guarnecido cara expuesta al fuego	12	120
			Guarnecido dos caras	9	180
Guarnecido cara expuesta al fuego y enfoscado cara exterior			12	180	
20			240		
Arcilla expandida	Sin revestir	20	120		
Doble	Arcilla expandida	Sin revestir	20	240	
Triple	Síliceo	Sin revestir	25	240	

- 3 Para poder aplicar la Tabla VI.6.2 en el caso de soluciones constructivas formadas por dos o más hojas puede adoptarse como valor de resistencia al fuego del conjunto la suma de los valores correspondientes a cada hoja.



DOCUMENTO DE TRABAJO



ANEJO 1 PERFILES DE TEMPERATURA

- 1 Las Figuras siguientes representan perfiles de temperaturas para vigas, soportes y losas sometidas a fuego estándar. Son valores conservadores y se presentan para su uso en la determinación de la temperatura de las armaduras de la sección.

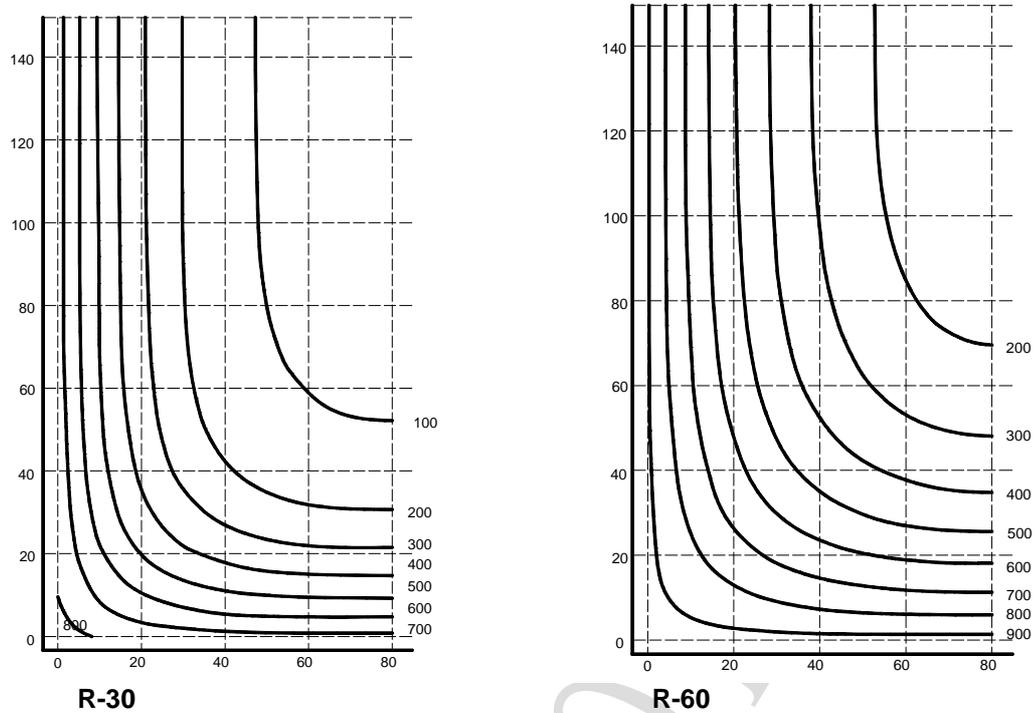


Figura VI.2.A.1. Perfiles de Temperaturas para vigas $h \times b = 300 \times 160 \text{ mm}$

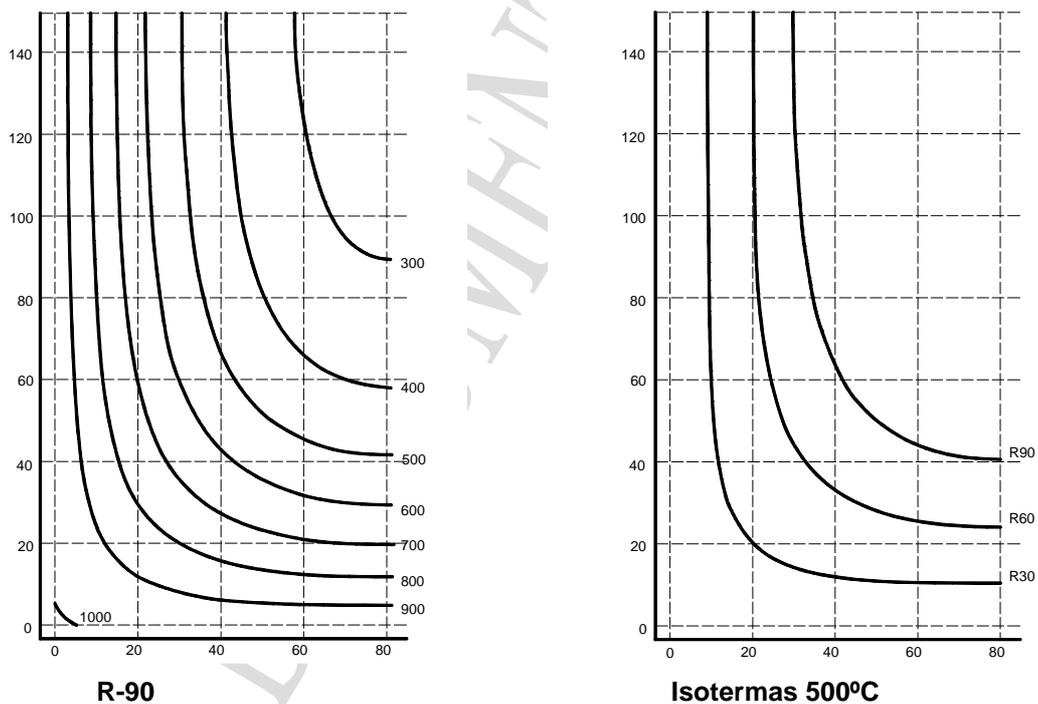


Figura VI.2.A.2. Perfiles de Temperaturas para vigas $h \times b = 300 \times 160 \text{ mm}$

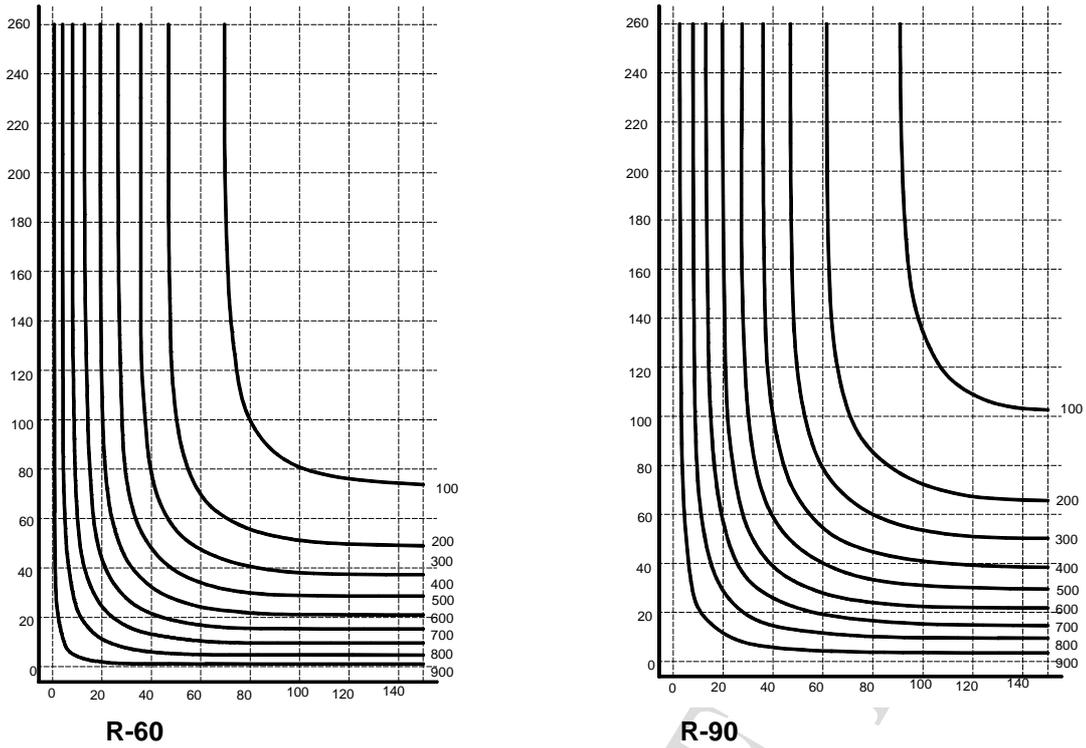


Figura VI.2.A.3. Perfiles de Temperaturas para vigas $h \times b = 600 \times 300$ mm

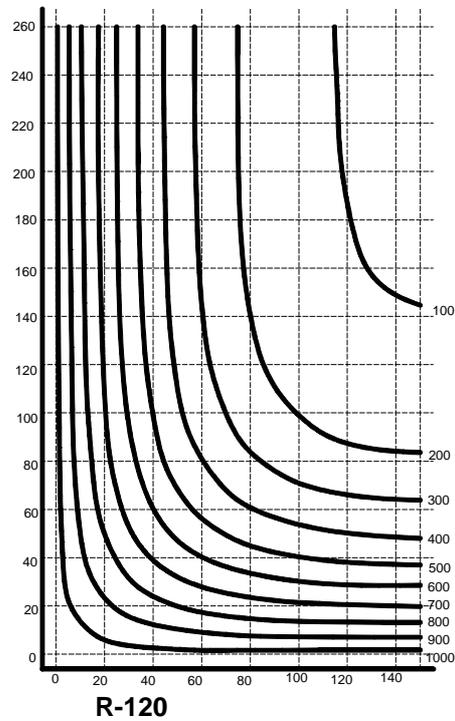


Figura VI.2.A.4. Perfiles de Temperaturas para vigas $h \times b = 600 \times 300$ mm

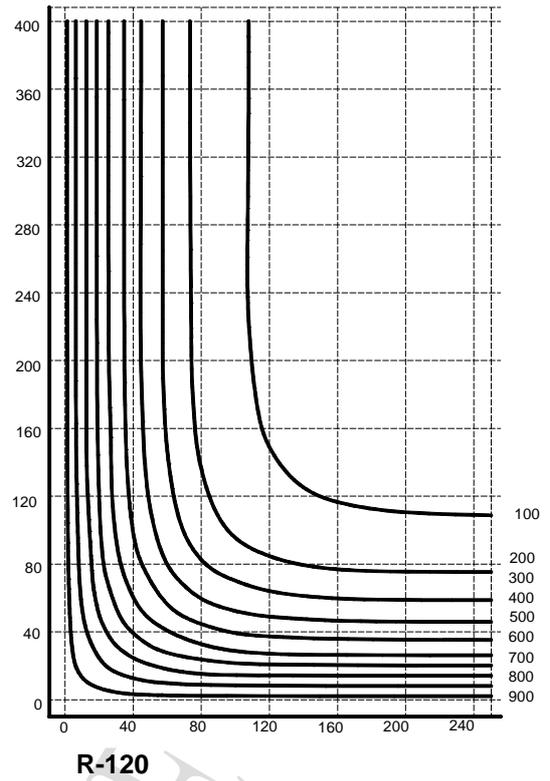
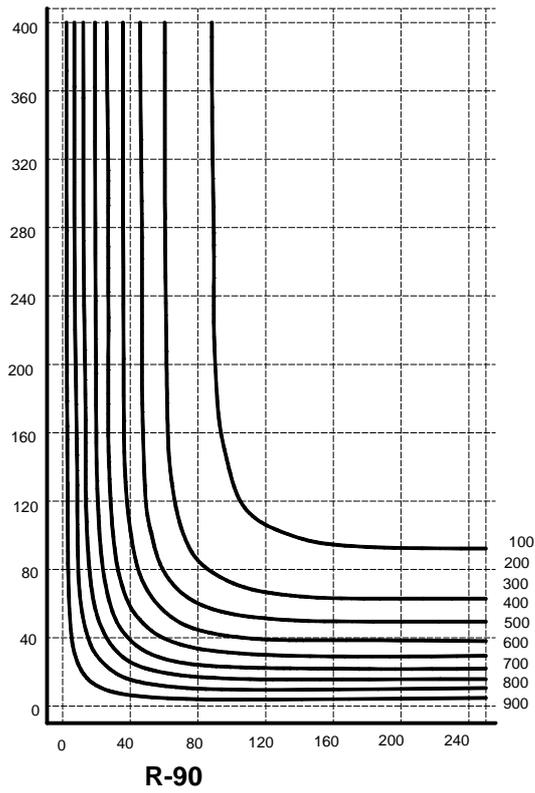


Figura VI.2.A.5. Perfiles de Temperaturas para vigas $h \times b = 800 \times 500 \text{ mm}$

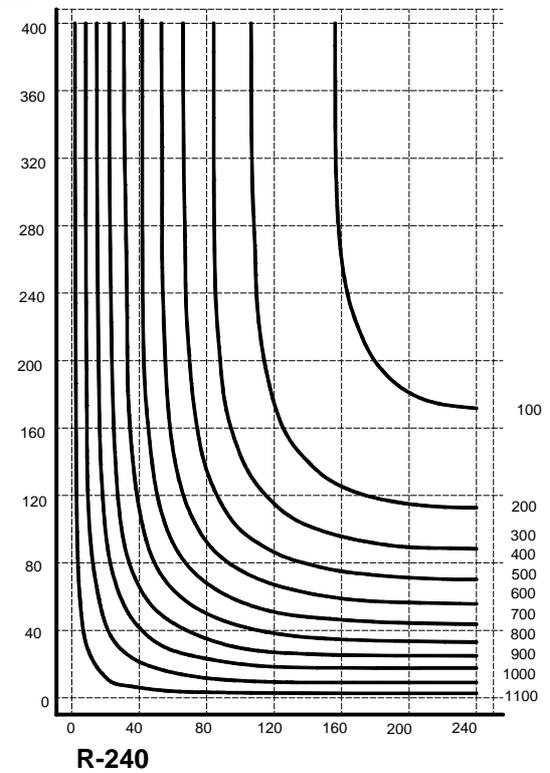
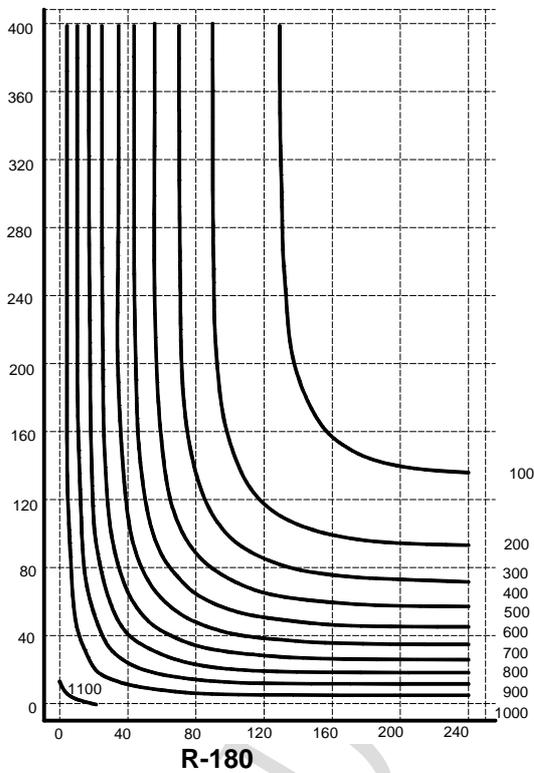


Figura VI.2.A.6. Perfiles de Temperaturas para vigas $h \times b = 800 \times 500 \text{ mm}$

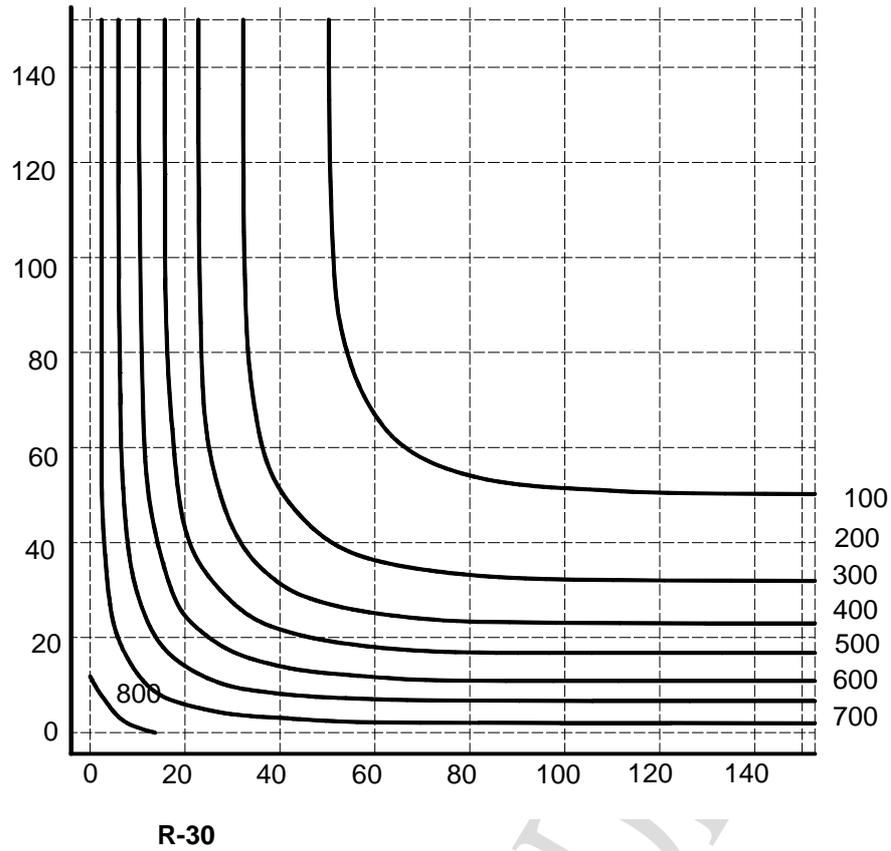


Figura VI.2.A.7. Perfiles de Temperaturas para soportes $h \times b = 300 \times 300$ mm

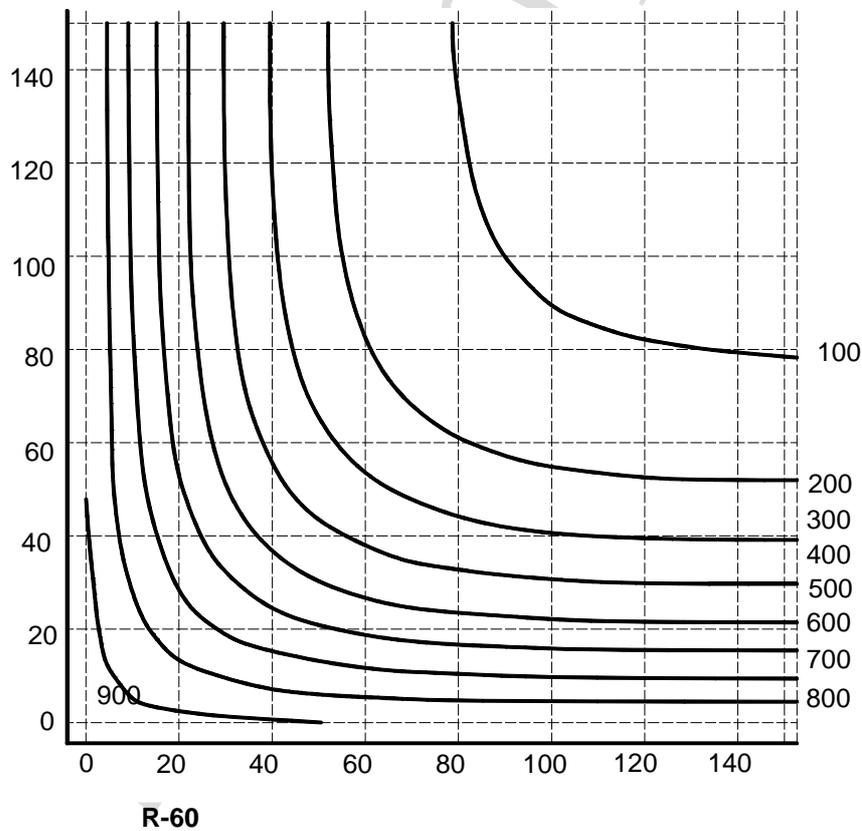


Figura VI.2.A.8. Perfiles de Temperaturas para soportes $h \times b = 300 \times 300$ mm

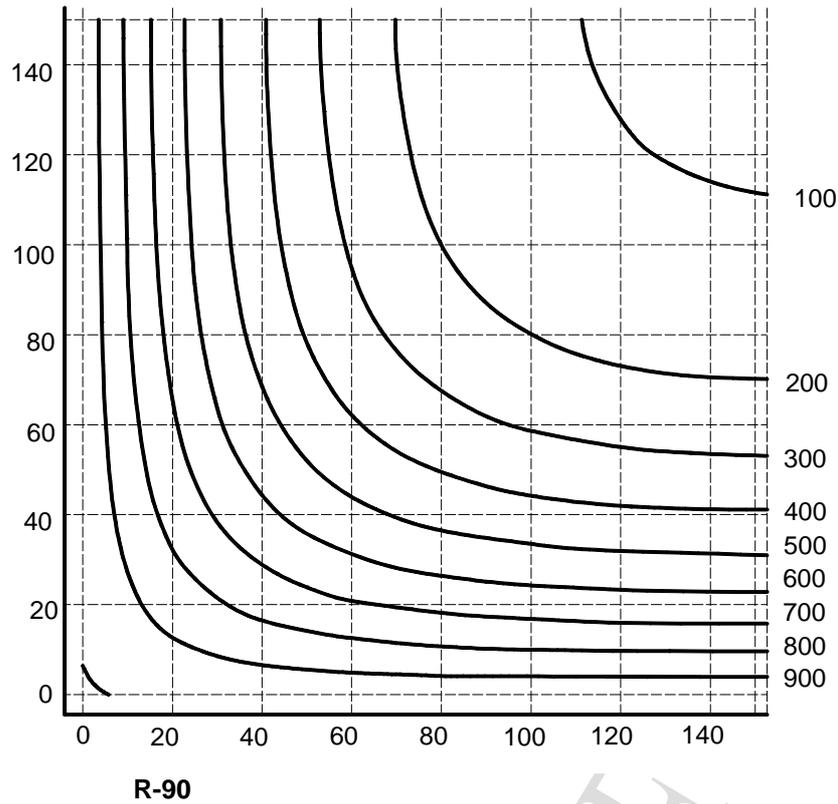


Figura VI.2.A.9. Perfiles de Temperaturas para soportes $h \times b = 300 \times 300$ mm

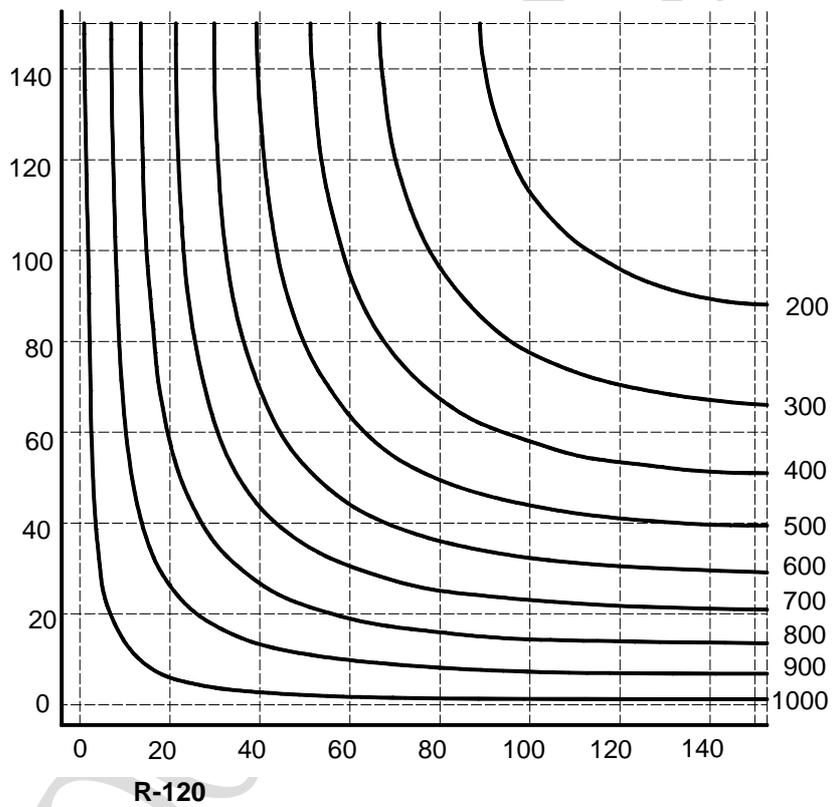


Figura VI.2.A.10. Perfiles de Temperaturas para soportes $h \times b = 300 \times 300$ mm

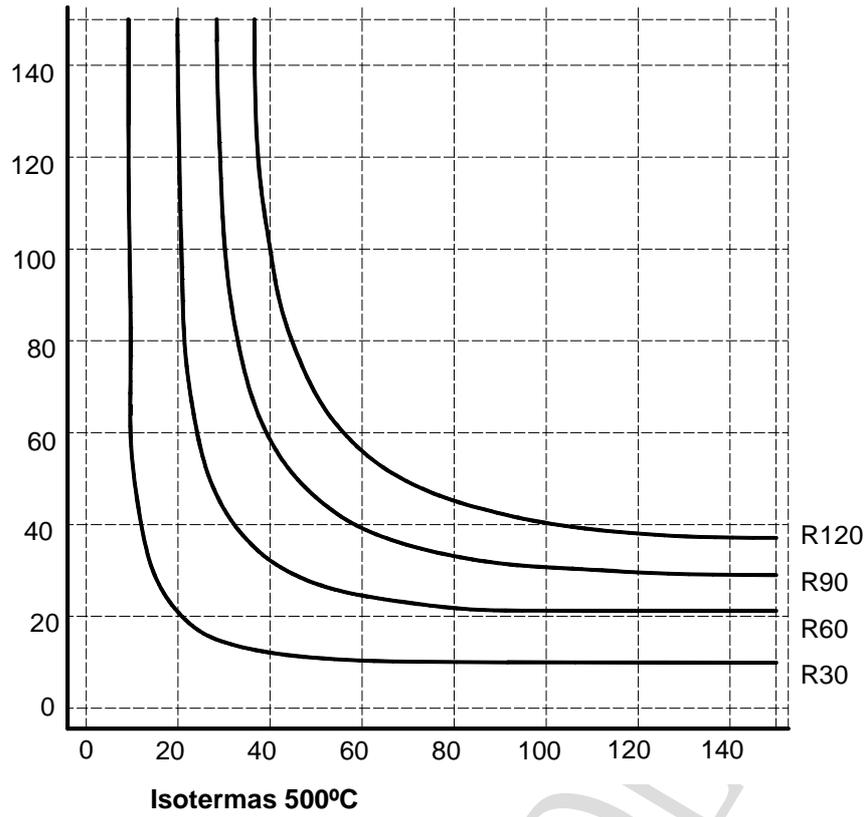


Figura VI.2.A.11. Perfiles de Temperaturas para soportes $h \times b = 300 \times 300$ mm

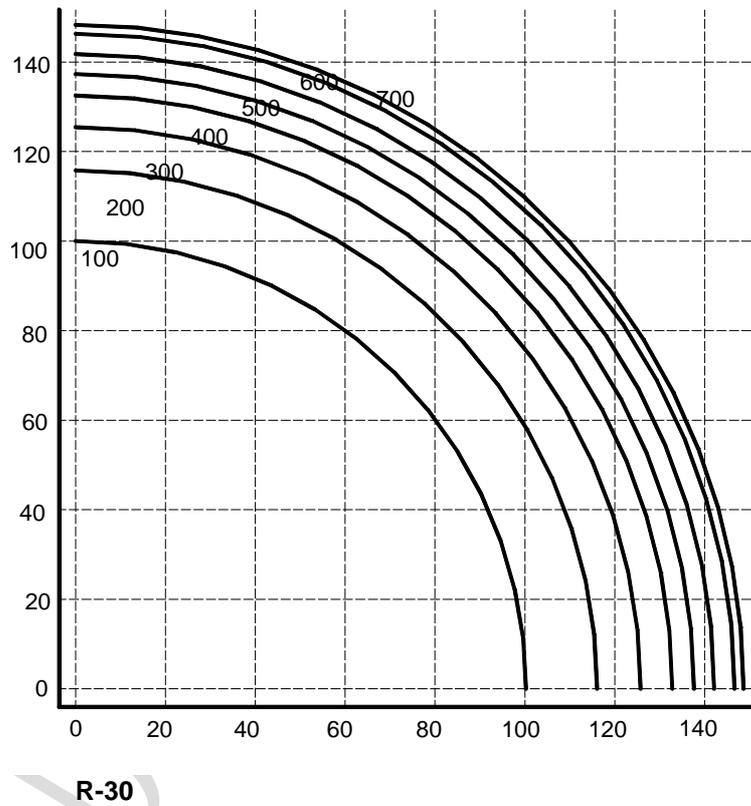


Figura VI.2.A.12. Perfiles de Temperaturas para soportes $\varnothing = 300$ mm

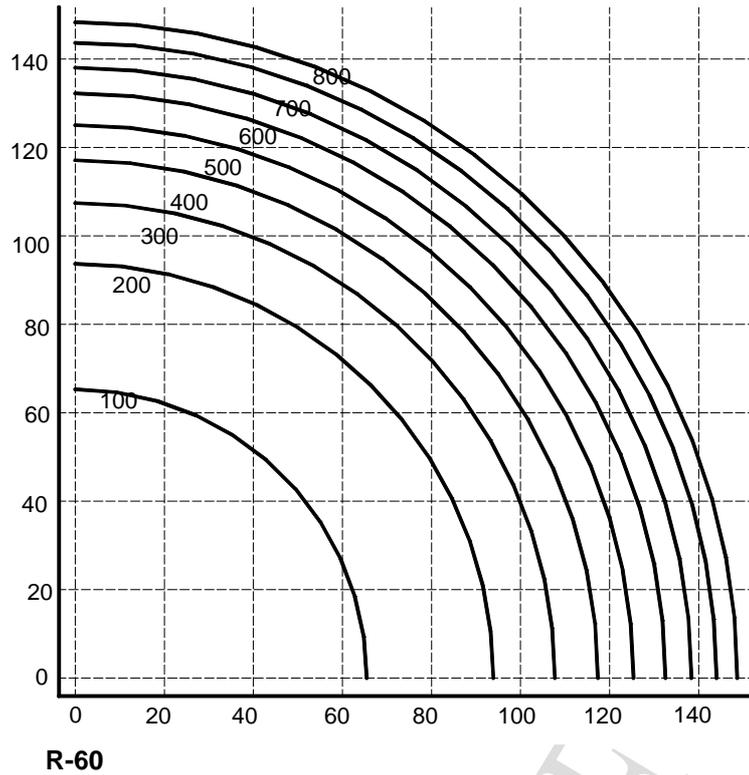


Figura VI.2.A.13. Perfiles de Temperaturas para soportes $\varnothing = 300\text{mm}$

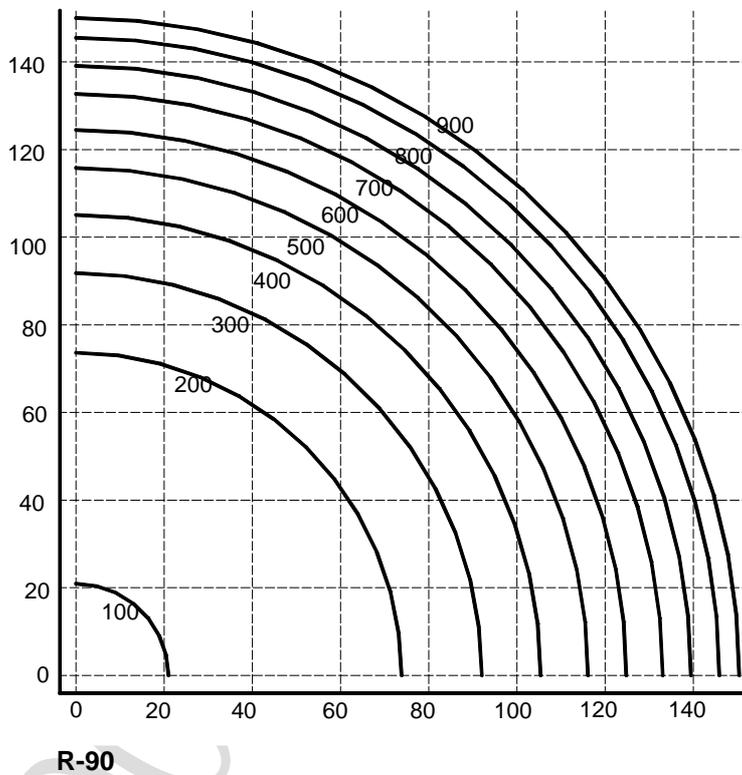
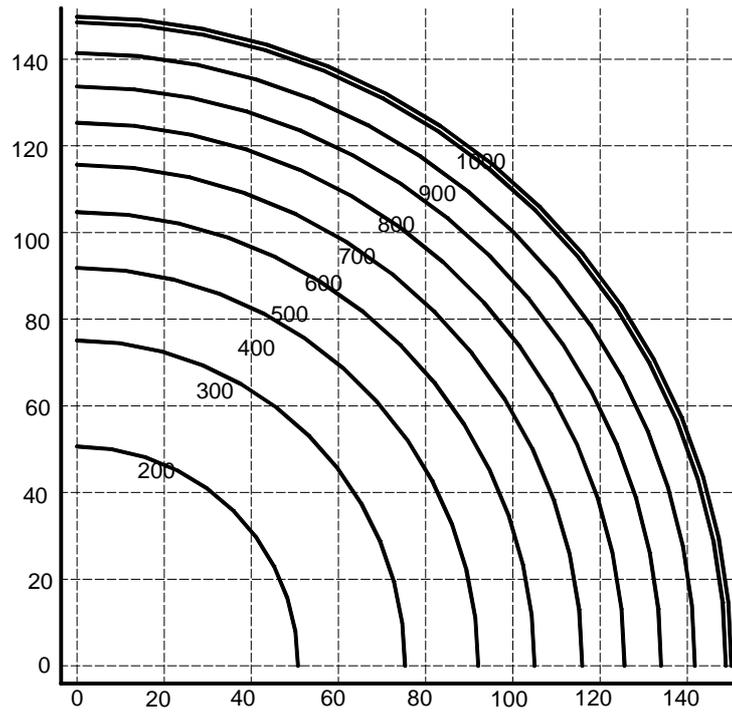
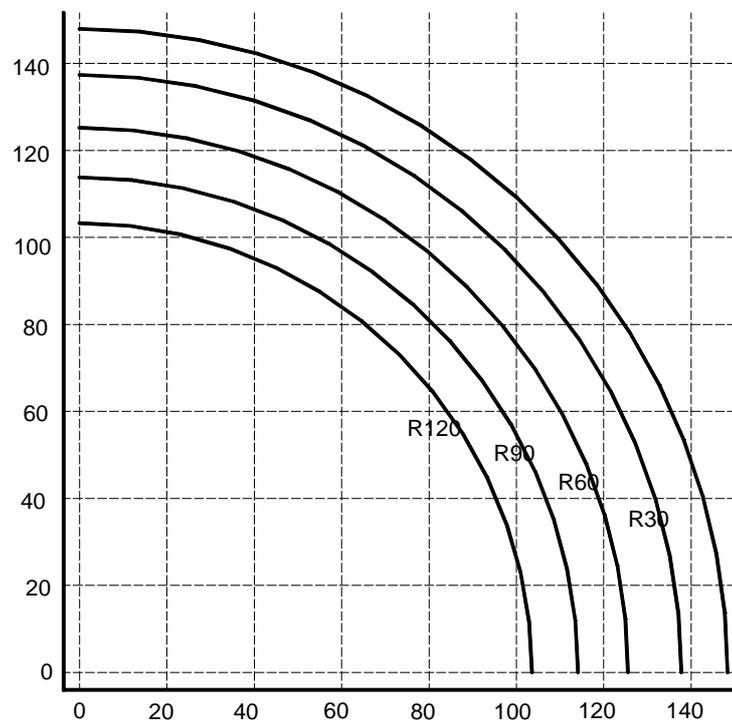


Figura VI.2.A.14. Perfiles de Temperaturas para soportes $\varnothing = 300\text{mm}$



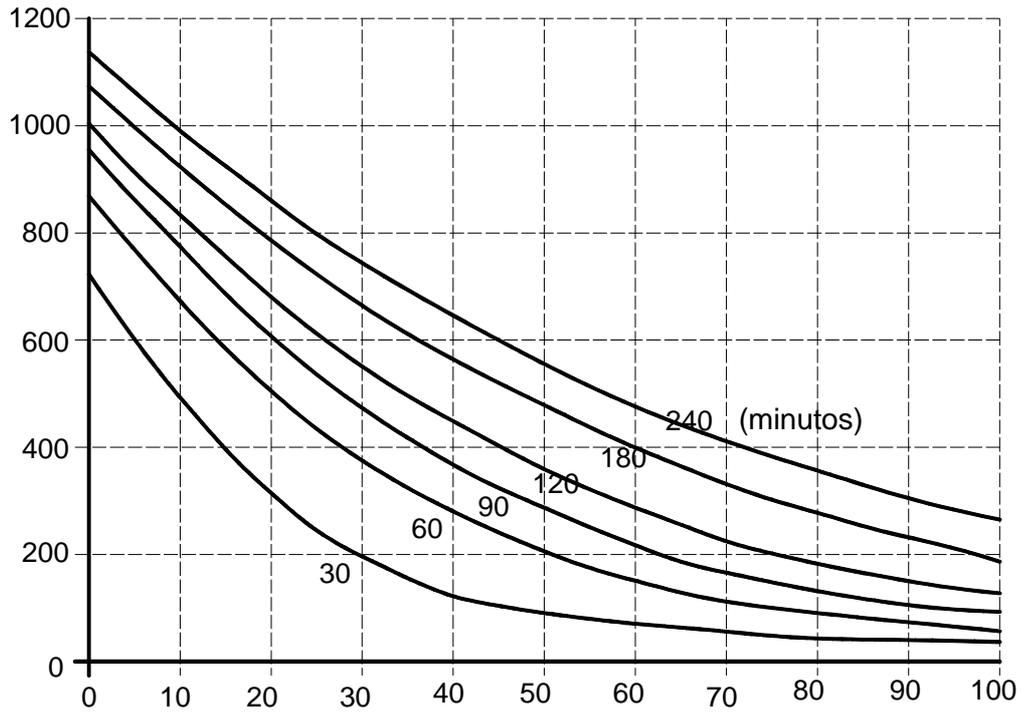
R-120

Figura VI.2.A.15. Perfiles de Temperaturas para soportes $\varnothing = 300\text{mm}$



Isotermas 500°C

Figura VI.2.A.16. Perfiles de Temperaturas para soportes $\varnothing = 300\text{mm}$



R-60 - R-240

Figura VI.2.A.17. Perfiles de Temperaturas para losas de espesor $h = 200$ mm

DOCUMENTO DE