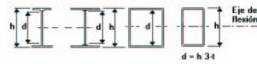


VIGAS MIXTAS

Clasificación de las secciones
Propiedades de las secciones
Predimensionado
Armadura mínima
Estado límite de servicio
Estado límite último
Cálculo de conectadores
Armadura transversal
Situación de incendio

Clasificación de las almas comprimidas (4.3.3, tabla 4.2)



Clase	Alma sometida a flexión	Alma sometida a compresión	Alma sometida a flexión y compresión
Distribución de tensiones (compresión positiva)			
1	$d/t \leq 72 \epsilon$	$d/t \leq 33 \epsilon$	Si $\psi > 0.5$: $d/t \leq 396 \epsilon / (130 - \psi)$ Si $\psi < 0.5$: $d/t \leq 396 \epsilon / \alpha$
2	$d/t \leq 86 \epsilon$	$d/t \leq 38 \epsilon$	Si $\psi > 0.5$: $d/t \leq 656 \epsilon / (130 - \psi)$ Si $\psi < 0.5$: $d/t \leq 41.5 \epsilon / \alpha$
Distribución de tensiones (compresión positiva)			
3	$d/t \leq 124 \epsilon$	$d/t \leq 42 \epsilon$	Si $\psi > -1$: $d/t \leq 42 \epsilon / (0.67 + 0.33 \psi)$ Si $\psi < -1$: $d/t \leq 62 \epsilon / (1 - \psi) \sqrt{1 - \psi}$

Parte I

Clasificación de las secciones:

Clases
Clasificación de alas comprimidas
Clasificación de almas comprimidas

Clasificación de las secciones

- Una sección se clasifica de acuerdo con la clase más desfavorable de sus elementos.
- La clase de una sección depende del signo de M.
- Un ala comprimida vinculada a la cabeza de hormigón puede considerarse C1 (4.3.2.(1))
- Para casos no incluidos en tablas anteriores ver tablas 5.3.1 de EC3

Clasificación de las secciones (4.3)

- Clase 1
 - Capacidad de rotación para un análisis plástico
- Clase 2
 - Alcanzan $M_{pl,Rd}$ pero sin capacidad de rotación para un análisis plástico
- Clase 3
 - Se alcanza f_{yd} en fibra extrema pero pandeo local impide alcanzar $M_{pl,Rd}$
- Clase 4
 - Pandeo local impide que se alcance f_{yd} en ningún punto

Parte II

Propiedades de la sección transversal:

Sección eficaz
Ancho eficaz
Rigidez a flexión

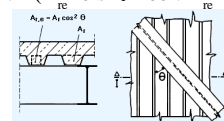
Clasificación de las alas comprimidas (4.3.2)

Tabla 4.1
Valores máximos de la relación [anchura/espesor]
para alas de acero exentas en compresión

Clase	Tipo	Ala exenta	Ala embebida
Distribución de esfuerzos (compresión positiva)			
1	Laminada Soldada	$c/t \leq 10 \epsilon$ $c/t \leq 9 \epsilon$	$c/t \leq 10 \epsilon$ $c/t \leq 9 \epsilon$
2	Laminada Soldada	$c/t \leq 11 \epsilon$ $c/t \leq 10 \epsilon$	$c/t \leq 15 \epsilon$ $c/t \leq 14 \epsilon$
3	Laminada Soldada	$c/t \leq 15 \epsilon$ $c/t \leq 14 \epsilon$	$c/t \leq 21 \epsilon$ $c/t \leq 20 \epsilon$
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275 355
	ϵ	1.0	0.92 0.81

Sección eficaz (4.2.1)

- Sección eficaz de los nervios de losa mixta (4.2.1 (2)):
 $A_{re} = A_r \cdot \cos^2 \theta$. ($A_{re} = 0$ si $\theta > 60^\circ$, $A_{re} = A_r$ si $\theta > 90^\circ$)



- No debe incluirse malla electrosoldada (4.2.1 (3))
- Chapas nervadas sólo se incluyen si (4.2.1 (4)):
 $\theta = 0$ y detalle que asegure resistencia rasante
- Se considerará deformabilidad por rasante de la losa en su plano (4.2.1 (1)):
 • Análisis riguroso o ANCHO EFECTIVO

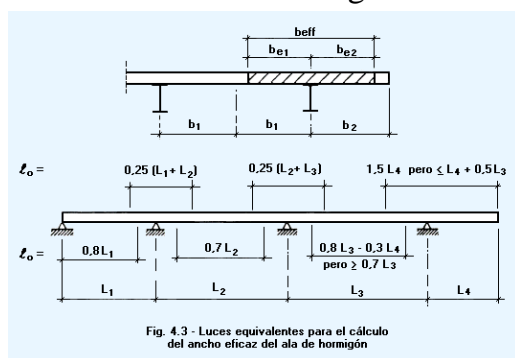
Ancho efectivo análisis global (4.2.2.1)

- Constante en cada vano
 - Valor en el empotramiento en voladizos
 - Resto de casos valor en el centro del vano
- $b_{eff} = l_o/8 < b$ a cada lado del eje de la viga
- b : la mitad de separación ejes de vigas
distancia eje a extremo losa
- l_o : distancia entre puntos de M nulo

Parte III

Predimensionado

Ancho efectivo análisis global (4.2.2.1)



Acciones, Combinaciones

- Acciones: Según "cuadro de cargas"
- Distribuciones de carga (2.2.5(5)):
 - Q en vanos alternos
- Combinación aproximada (2.3.3.1(6)):

$$\gamma_G G + \gamma_Q Q$$
- Coeficiente promedio γ

Ancho efectivo para cálculo M_{Rd} (4.2.2.2)

- b_{eff} variable en cada sección (\neq análisis global):
 - Flexión positiva valor en centro del vano
 - Flexión negativa valor en el apoyo
- EHE 18.2.1
 - $b_{eff} = l_o/5 < b$ (b_{eff} total, ambos lados del eje)
 - $b_{eff} = l_o/10 < b$ en vigas de borde
 - l_o , b ídem a EC4

Coeficientes de seguridad

- Coeficientes de seguridad parcial de acciones (2.3.3.1)

	Acciones permanentes (γ_G)	Acciones variables (γ_Q)	
		Acción variable principal	Acciones variables concomitantes
Efecto favorable (γ_{red})	1.0	—	—
Efecto desfavorable (γ_{sup})	1.35	1.5	1.5

- Coeficientes de seguridad parcial de materiales (2.3.3.2)

Tabla 2.3
Coeficientes de seguridad parciales para la resistencia y otras propiedades de los materiales

Combinación	Acero estructural γ_s (= γ_{s0} en EC3)	Hormigón γ_c	Acero de armadura γ_{st}	Chapa nervada γ_{sp}
Fundamental	1.10	1.5	1.15	1.10
Accidental (excepto terremotos)	1.0	1.3	1.0	1.0

Rigidez a flexión (4.2.3)

- Sección homogenizada: coeficiente de equivalencia (3.1.4.2)
 - Definición: $n = E_a/E'_c$. Se sustituye A_c por A_c/n
 - E_a : módulo de elasticidad del acero 210000 N/mm² (3.3.3)
 - E'_{cm} : módulo de elasticidad secante del hormigón (3.1.4.1)

Clase de hormigón (o fea)	(12)	(16)	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
E_{cm}	26	27.5	29	30.5	32	33.5	35	36	37
 - E'_c : módulo eficaz del hormigón:
 - Edificios industriales $E'_c = E_{cm}$ efectos instantáneos
 - $E'_c = E_{cm}/3$ efectos diferidos
 - Otros casos $E'_c = E_{cm}/2$
- Rigidez no fisurada $E_a I_{a1}$ y fisurada $E_a I_{a2}$

Predimensionado

- Criterio válido para forjados de losas mixtas (o losas de poco espesor, muy conservador en otros casos)

$$M_{Sd}/M_{Rd,perfil} < 1$$

- La acción mixta asegura el cumplimiento de E.L.S.
- Espesores de chapas en mm:

(4, 6), 8, 10, 12, 15, 20, 25, 30, 40, 45, 50, 60, 70, 80, 90, 100

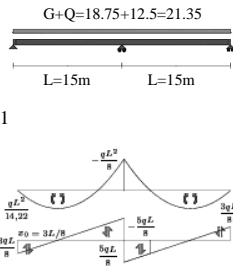
f_y, f_u según tabla 3.1 EC3
- Perfiles soldados: d y c pueden fijarse de acuerdo con las tablas 4.1, 4.2 para que las secciones sean de clase C1 o C2

Predimensionado. Ejemplo

- $G=3.5 \text{ kN/m}^2$; $Q=5.0 \text{ kN/m}^2$
- $s=2.5 \text{ m}$ ($b_{\text{eff}}=2 \cdot 1/8=2 (0.8 \cdot 15)/8=3 \text{ m}$)

$$\gamma = \frac{\gamma_G G + \gamma_Q Q}{G + Q} = \frac{1.35 \cdot 3.5 + 1.5 \cdot 5.0}{2.5 + 5.0} = 1.41$$

- $M_s = qL^2/11.66 = 411 \text{ kNm}$
- $M_{\text{Sd}}/M_{\text{Rd}} = 411 \text{ kNm}/M_{\text{Rd}} < 1$
- $M_{\text{Rd}} = W_{\text{pl}} \cdot f_{\text{yd}} = W_{\text{pl}} \cdot (355/1.1)$
- $W_{\text{pl}} > 1795 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \rightarrow \text{IPE500}$ ($W_{\text{pl}}=2194 \text{ cm}^3$, $\text{IPE450 } W_{\text{pl}}=2194 \text{ cm}^3$)

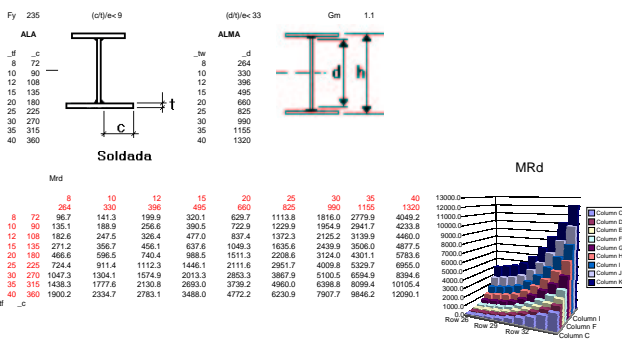


Parte IV

Armadura mínima

Predimensionado

- Clase 1



Armadura mínima

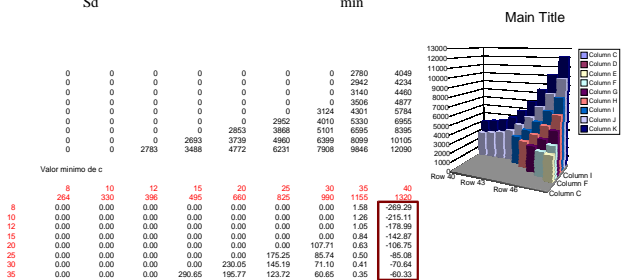
- Armadura mínima (transversal)
 - EC4 6.6.4.1: 0.2% (EHE 42.35: 0.18%)
- Armadura mínima (control fisuración)
 - NO es necesario controlar w: Ambiente C1 (5.3.1(4 y5))
 - 0.2% construcción no apeada. 0.4% construcción apeada
 - Es necesario controlar w (5.3.2(2))
 - $A_s > k_c \cdot k_{ct} \cdot f_{ct} \cdot A_{ct} / \sigma_{st}$
 - $k_c \approx 0.8$, $k_{ct} \approx 0.9$, $f_{ct} \approx f_{ctm}$ (tabla 3.1), σ_{st} (tabla 5.1)

Tabla 5.1										
Clase de hormigón, resistencia característica y compresión f_{cd} (puntos de diseño) y resistencia característica a tracción f_{ctd} (en N/mm ²)										
Clase de hormigón	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60			
f_{cd}	12	16	20	25	30	35	40	45	50	
f_{ctd}	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	
σ_{yk}	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	
$\sigma_{yk,20}$	1.5	1.7	1.9	2.3	3.3	4.2	4.6	4.9	5.3	

Tabla 5.1										
Máxima tensión en el acero para armadura mínima en barras de alta adherencia										
Diámetro máximo de barra (mm)	6	8	10	12	16	20	25	32		
Valor límite de la tensión de fluencia	Máxima tensión en el acero σ_{yk} (N/mm ²)									
$W_k = 0.3 \text{ mm}$	450	400	380	320	280	240	200	180	160	140
$W_k = 0.4 \text{ mm}$	500	500	500	450	380	340	300	280	260	240

Predimensionado

$$M_{\text{Sd}} = 2500 \text{ kNm. Valor de } c_{\text{min}}$$

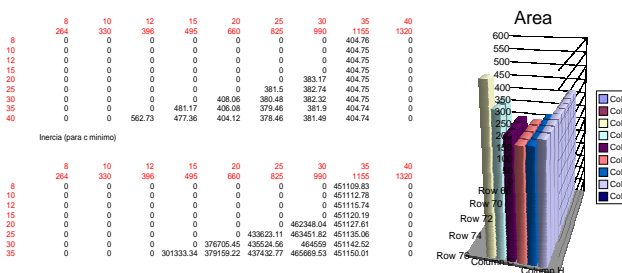


Parte V

Estado límite último

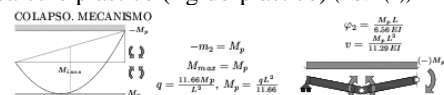
Predimensionado

$$\text{Area e inercia para } c_{\text{min}}$$



Cálculo de esfuerzos (M_s, V_s)

- Cálculo plástico (rígido-plástico) (4.5.2 (2))



Sección simétrica

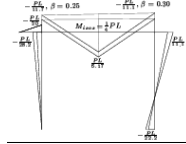
- Suficiente capacidad de rotación
- CC y proporciones deben impedir pandeo lateral
- Arriostramiento lateral suficiente
- Las condiciones anteriores se satisfacen si (4.5.2(2)):
 - Secciones de clase 1 y carga sensiblemente repartida,
 - Longitudes sensiblemente iguales:
 - Si $l_j < l_i$, debe ser $l_i < 2l_j$
 - Vano extremo: $l_j < 1.15 l_i$ del adyacente

Cálculo de esfuerzos (M_s, V_s)

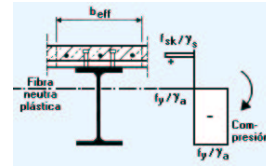
- Análisis elástico (4.5.3)
 - Análisis no fisurado: $E I_a$ constante en todo el vano
 - Análisis fisurado: $E I_a$ en el 15% de I junto a los apoyos
- Tensiones dependen del proceso constructivo (C3, C4)
- Efecto de retracción sólo en secciones C4
- Redistribución de momentos según tabla (en C4 los momentos previos a acción mixta no se redistribuyen)

Tabla 4.3
Límites a la redistribución de momentos flectores negativos, en porcentaje del valor inicial del momento flector que se reduce

Clase de sección en la región de momentos negativos	1	2	3	4
Para análisis elástico "no fisurado"	40	30	20	10
Para análisis elástico "fisurado"	25	15	10	0



Acero sin tracciones. Cálculo de M_{Rd}



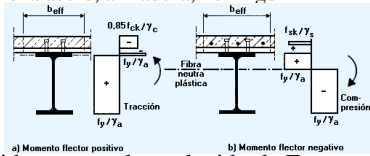
LN	B	H	Z	A _r	z _r	A ₊	Z ₊	F _d	F _r	F ₊	F ₂	F ₁ (z-L _n)
145.1	2500	60	559	0	559	150000	589	0.85	16.7	0	0	0
145.1	16.67	16	529	0	529	3351.04	529	1	434	0	1454.35	769351.87
145.1	200	16	484	0	484	3200	492	1	322	0	0	0
145.1	10.2	468	16	1316.62	80.54	3456.98	314.54	1	322	-423.95	-34144.98	27361.76
145.1	200	16	0	3200	8	0	16	1	322	-1030.4	-3543.2	141247.23
Sum f _w										-1454.35	1454.35	0.001
Ned _w												
M _{rd}										726.96	726.96	

Cálculo iterativo de LN

Ln1	F1	Ln2	F2	Ln3
145.08	0.00	160	-49	145.08
160	-49	130	48.53	145.08
160	-49	145.1	0	145.08

Resistencia: Momento flector, M_R (4.4.1)

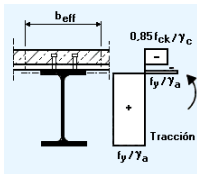
- Teoría plástica sólo en secciones C1 o C2 (4.4.1.2 y 3)
- Análisis elástico en cualquier sección (4.4.1.4)
 - Hipótesis Navier-Benoulli
- Se desprecia tracción en hormigón
- $M_{pl,Rd}$ (C1,C2) en secciones con conexión completa (4.2.1(6)):
 - Se asume interacción plena acero, armadura, hormigón
 - Distribución tensiones según figura
- Conexión incompleta: idem con valor reducido de F_c (4.4.1.3)



Resistencia: Cortante $V_{pl,Rd}$ (4.4.2)

- $V_{pl,Rd} = A_v f_{yd} / \sqrt{3}$ (4.4.2.2)
- A_v : Área de cortante
 - Perfiles laminados según catálogo
 - Perfiles soldados $A_v = d t_w$ (EC3 5.4.6(2,c))
- Para evitar pandeo por cortante alma no rigidizada
 - $d/t_w < 69 \epsilon$ (4.4.2.2(3))
- Para evitar interacción M/V (4.4.3(1))
 - $V_{Sd} / (V_{pl,Rd}/2) < 1$

Cálculo de M_{Rd}^+



LN	B	H	Z	A _r	z _r	A ₊	Z ₊	F _d	F _r	F ₊	F ₂	F ₁ (z-L _n)
131.4	2500	60	0	150000	30	0	60	0.85	16.7	-2129.25	-83877.5	215927.24
131.4	200	16	120	2282	125.71	918	133.71	1	322	-734.8	295.6	-52845.87
131.4	10.2	468	136	0	136	4773.6	370	1	322	0	1537.1	568726.7
131.4	200	16	604	0	604	3200	612	1	322	0	1030.4	506956.8
Sum f _w										-2864.05	2863.1	-0.959
Ned _w												
M _{rd}										1082.61	1082.73	

Cálculo iterativo de LN

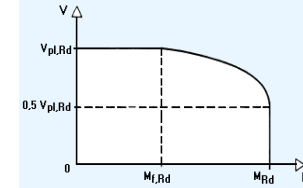
Ln1	F1	Ln2	F2	Ln3
140	-618.46	120	1468.65	134.07

Interacción entre flexión y cortante (4.4.3)

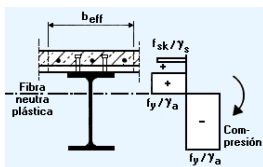
- Cuando $V_{Sd} > V_{pl,Rd}/2$ su efecto debe considerarse en el cálculo de $M_{pl,Rd}$
- Fórmula de interacción (4.4.3(2))

$$M_{Sd} < M_{f,Rd} + (M_{Rd} - M_{f,Rd}) [1 - (2V_{Sd}/V_{pl,Rd} - 1)^2]$$

$M_{f,Rd}$: Momento resistente eliminando el alma



Cálculo de M_{Rd}^-

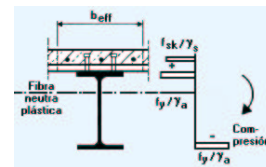


LN	B	H	Z	A _r	z _r	A ₊	Z ₊	F _d	F _r	F ₊	F ₂	F ₁ (z-L _n)
301.9	2500	60	559	0	559	150000	589	0.85	16.7	0	0	0
301.9	10	10	529	0	529	785.4	529	1	434	0	340.86	180316.84
301.9	200	16	484	0	484	3200	492	1	322	0	1030.4	506956.8
301.9	10.2	468	16	2916.08	158.95	1857.52	392.95	1	322	-938.98	598.12	85783.36
301.9	200	16	0	3200	8	0	16	1	322	-1030.4	0	-8243.2
Sum f _w										-1969.38	1969.38	0.009
Ned _w												
M _{rd}										764.81	764.81	

Cálculo iterativo de LN

Ln1	F1	Ln2	F2	Ln3
301.89	0.01	400	-644.46	301.89
400	-644.46	130	1129.12	301.89
301.89	0.01	400	-644.46	301.89

Interacción entre M y V: $M_{f,Rd}$



LN	B	H	Z	A _r	z _r	A ₊	Z ₊	F _d	F _r	F ₊	F ₂	F ₁ (z-L _n)
486.6	2500	60	559	0	559	150000	589	0.85	16.7	0	0	0
486.6	10	10	529	0	529	785.4	529	1	434	0	340.86	180316.84
486.6	200	16	484	0	484	3200	492	1	322	0	1030.4	506956.8
486.6	10.2	468	16	4773.6	370	0	16	1	322	-938.98	598.12	85783.36
486.6	200	16	0	3200	8	0	16	1	322	-1030.4	0	-8243.2
Sum f _w										-1200.83	1200.83	-0.006
Ned _w												
M _{rd}										513.6	513.6	

Cálculo iterativo de LN

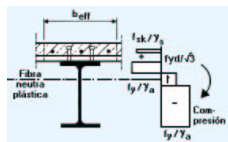
Ln1	F1	Ln2	F2	Ln3
486.65	-0.01	486.65	0.0	484.0
500	-1719.9	484	340.86	486.65
486.65	-0.01	486.65	0.0	484.0

$M_{V,Rd} = 513 \text{ kNm}$ para $V = 322/3 - (10.2 \cdot 468) = 887 \text{ kN}$ (1111 con A_v catálogo)

Interacción entre M y V: $M_{V,Rd}$

- $V_{Sd} \approx 300 \text{ kN} (< 887/2 = 443)$
- $V_{pl,Rd} = A_v f_{yd} / \sqrt{3}$
- $V_{Sd} / V_{pl,Rd} < 1 \rightarrow A_v > 1614 \text{ mm}^2$
- $d = 158 \text{ mm}$
- $M_v / M =$

$$744/765 = 0.97$$



LN	B	H	Z	A _c	z _c	A _s	Z _s	F _d	F _c	F _v	F ₂
301.9	2500	60	559	0	559	150000	589	0.85	16.7	0	0
301.9	10	10	529	0	529	785.4	529	1	434	0	340.86
301.9	200	16	484	0	484	3200	492	1	322	0	1030.4
301.9	10.2	468	16	2916.08	158.95	1857.52	392.95	1	322	-938.98	598.12
301.9	10.2	158	223	805.8	282.39	805.8	341.39	-1	322	259.47	-20497.94
301.9	200	16	0	3200	8	0	16	1	322	-1030.4	0
Sum f _v =								-1709.91	1709.92		
Net f _v =										0.009	
										Mid =	744.32

Calculo iterativo de LN

Ln1	F1	Ln2	F2	Ln3
400	-644.46	130	1129.12	301.89
301.89	0.01	400	-644.46	301.9

Estado límite de servicio

- Cálculo elástico (5.2.2(2)) con correcciones (5.1(2))
 - Plastificación local del acero (5.2.2(8))
 - Factor de reducción de momentos negativos f_2
 - $f_2 = 0.5$ si se alcanza f_y antes endurecimiento hormigón
 - $f_2 = 0.7$ si se alcanza f_y después endurecimiento hormigón
 - Retracción (sólo en vigas isostáticas) (5.2.2(9))
 - Despreciable si $L/h_{tot} < 20$ (criterio de diseño)
- $\varepsilon_{cs} > 400/10^6$ (hormigón normal ambiente seco $325/10^6$ (3.1.3 (2)))

Parte VI

Estado límite de servicio

Coeficientes de equivalencia

- n_1 : cargas instantaneas
 - $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$
 - $E_{cm} = 29000 \text{ N/mm}^2$ ($E = 10000 \cdot (25)^{1/3} = 29240 \text{ EHE 39.6}$)
 - $n = E_a / E_{cm} = 7.24$
- n_2 : fluencia
 - $E'_c = E_{cm} / 2 = 14500 \text{ N/mm}^2$
 - $n = E_a / E'_c = 14.48$

Estado límite de servicio

- Cálculo elástico (5.2.2(2)) con correcciones (5.1(2))
 - Deformación por rasante considerada si b_{eff} (5.2.2 (3))
 - Interacción imperfecta puede despreciarse si (5.2.2 (5)):
 - Conexión según capítulo 6.
 - Nº conectadores > 0.5 conexión total
 - Canto chapa nervada (59mm) $< 80 \text{ mm}$
 - Fisuración en flexión negativa: (5.2.2 (7))

- $E I_2$ (rigidez fisurada) en 0.15 L
- Redistribución de M' según figura

$$M = f_1 \cdot M'$$

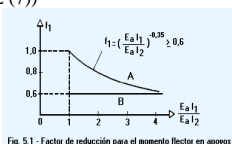


Fig. 5.1 - Factor de reducción para el momento flector en apoyos

Cálculo de I_1 (flexión positiva)

- n_1

B	H	Z	Z _{cdg}	N	A _m	I _m	A _c z _m	I _{y0}
2500	60	0	30.88	20718.23	6215469.61	621546.96	24861878.45	
200	16	120	120	1	3200	68266.67	384000	46148266.67
10.2	468	136	370	1	4773.6	87127747.2	1766232	740633587.2
200	16	604	612	1	3200	68266.67	1958400	1198609066.67
Area homogeneizada						31891.83	4730178.96	
Momento estático (z=0)							148.32	2010252798.99
Posición del cdg (z=0)								
Momento de inercia (z=0)								130867.53 Cm ⁴
- n_2

B	H	Z	Z _{cdg}	N	A _m	I _m	A _c z _m	I _{y0}
2500	60	0	30	14.48	10359.12	3107734.91	310773.48	12430939.23
200	16	120	120	1	3200	68266.67	384000	46148266.67
10.2	468	136	370	1	4773.6	87127747.2	1766232	740633587.2
200	16	604	612	1	3200	68266.67	1958400	1198609066.67
Area homogeneizada						21532.72	4419405.48	
Momento estático (z=0)							205.24	1997821859.76
Posición del cdg (z=0)								
Momento de inercia (z=0)								109077.67

Estado límite de servicio

- Cálculo elástico (5.2.2(2)) con correcciones (5.1(2))
 - Fluencia: coeficiente de equivalencia (3.1.4.2)
 - Definición: $n = E_a / E'_c$. Se sustituye A_c por A_c / n
 - E_a : módulo de elasticidad del acero 210000 N/mm^2 (3.3.3)
 - E_{cm} : módulo de elasticidad secante del hormigón (3.1.4.1)

Clase de hormigón (C-f _{yk})	(12)	(16)	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
E _m	26	27.5	29	30.5	32	33.5	35	36	37

- E'_c : módulo eficaz del hormigón:

- Edificios industriales $E'_c = E_{cm}$ efectos instantaneos
- $E'_c = E_{cm} / 3$ efectos diferidos

- Otros casos $E'_c = E_{cm} / 2$

Cálculo de I_2 (flexión negativa; n_1/n_2) acero con tracciones

- n_1

B	H	Z	Z _{cdg}	N	A _m	I _m	A _c z _m	I _{y0}
2500	60	0	30	7.24	20718.23	6215469.61	621546.96	24861878.45
10	30	1	785.4	4926.74	22651.54		717167.08	
200	16	120	120	1	3200	68266.67	408000	52497066.67
10.2	468	136	370	1	4773.6	87127747.2	1766232	740633587.2
200	16	604	612	1	3200	68266.67	1958400	1198609066.67
Area homogeneizada						32677.23	4779340.91	
Momento estático (z=0)							146.26	201731366.07
Posición del cdg (z=0)								
Momento de inercia (z=0)								131829.15 Cm ⁴
- Inercia Fisurada

B	H	Z	Z _{cdg}	N	A _m	I _m	A _c z _m	I _{y0}
2500	60	0	30	-7.24	20718.23	6215469.61	621546.96	24861878.45
Area homogeneizada						11959	4157793.94	
Momento estático (z=0)							347.67076	1992451487.62
Posición del cdg (z=0)								
Momento de inercia (z=0)								54690.81 Cm ⁴

Cálculo de I₂ (flexión negativa; n₁/n₂)
acero sin tracciones

B	H	Z	Z ₀₂	N	A _n	I _y ⁿ	A _z ⁿ	I _y ⁰
2500	60	0	30	7.24	20718.23	6215469.61	621546.96	24861878.45
16.67	16	30	1	381.53	53815.51	106030.96		308549.46
200	16	120	128	1	3200	68266.67	409600	52497066.67
10.2	468	136	370	1	4773.6	87127747.2	1766232	740633587.2
200	16	604	612	1	3200	68266.67	1958400	119869066.67
Área homogeneizada				35242.86		4856309.93		
Momento estático (z=0)				2019671144.45		137.80		2019671144.45
Posición del cig (z=0)								
Momento de inercia (z=0)								
Momento de inercia								
Inercia Fisurada				(Iterar sobre celda verde, hasta igualar el valor de la posición de la fisura y el				
2500	60	0	30	-7.24	-20718.23	-6215469.61	-621546.96	-24861878.45
200	16	120	128	-1	-3200	-68266.67	-409600	-52497066.67
10.2	282.4342	136.00	277.22	-1	-2880.83	-19150090.24	-798615.06	-240538844.99
Área homogeneizada				358.43421		8443.8		
Momento estático (z=0)				3028547.91				
Posición del cig (z=0)				358.43421				
Momento de inercia (z=0)				1701772354.34				
Momento de inercia								
Momento de inercia								

Cálculo de flecha

- Límites EHFE
 - $v_{tot} < 10 + L/500 = 0.040 \text{ m}$
 - $v_{act} < 5 + L/1000 = 0.020 \text{ m}$
- Límites EC4: (5.2.1(3)) (EC3 4.2.2(4))

- $v_{max} < L/200 = 0.075 \text{ m}$
- $v_{act} < L/250 = 0.048 \text{ m}$
- $v_{max} < L/250 = 0.048 \text{ m}$

Tabla 4.1 Valores límites recomendados para flechas verticales		
Condiciones	Límites máximos <i>Figura 4.1</i>	
	s_{sw}	s_s
Techos en general	L/200	L/300
Techos con vibración frecuente por personas o tránsito de las carrocerías del transporte por carretera	L/250	L/300
Suelos en general	L/250	L/300
Suelos y techos que soporten maquinaria o otros acabados frágiles o delicados no flexibles	L/250	L/300
Suelos que soporten columnas (a no ser que la flecha haya sido incluida en el análisis global para el estado límite último)	L/400	L/500
Donde s_{sw} puede especificar la apariencia del edificio	L/250	-

Plastificación acero estructural: f₂

- Antes de endurecer el hormigón
 - $G = 3.5 \text{ kN/m}^2 = 2.5 + (1.0)$ $M = (p \cdot s) \cdot L^2/8 = 175 \text{ kNm}$
 - $I_{(IPE500)} = 48200 \text{ cm}^4$
 - $$\sigma = \frac{M}{I} z = \frac{175}{48200 \cdot 10^{-8}} 250 \cdot 10^{-3} = 90767 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 90.76 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
- Después de endurecer el hormigón (acero con tracc.)
 - $G = (2.5) + 1.0$; $Q = 5.0$; $M = (p \cdot s) \cdot L^2/8 = 420 \text{ kNm}$
 - $I = 54690 \text{ cm}^4$
 - $$\sigma = \frac{M}{I} z = \frac{420}{54690 \cdot 10^{-8}} 281 \cdot 10^{-3} = 215798 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 215.80 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$
 - $$\sigma = 90.76 + 215.80 = 306.56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Parte VII

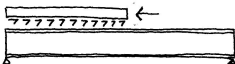
Cálculo de conectadores

Cálculo de flecha

- Corrección por fisuración (cargas instantaneas):
 - Flexión:- $f_1 = (I_1/I_2)^{0.35} = (130867/54690)^{0.35} = 0.73 (>0.6)$
- Corrección por fisuración (cargas larga duración):
 - Flexión:- $f_1 = (I_1/I_2)^{0.35} = (109077/54690)^{0.35} = 0.78 (>0.6)$
- Corrección por plastificación acero estructural
 - $f_2 = 1.0$

Esfuerzo rasante. V₁

- Condiciones para conseguir Conexión total (6.2.1.1):
 - Entre M⁺_{max} y apoyo
 - $V_1 = F_{cf}$
 - $F_{cf} = \min (A_s \cdot f_y / \gamma_s, 0.85 \cdot A_c \cdot f_{ck} / \gamma_c + A_{sc} \cdot f_{sk} / \gamma_s)$
 - A_s : Área de acero estructural. A_c : Área eficaz de hormigón
 - A_{sc} : Armaduras en compresión.
 - Entre M⁺_{max} y M-
 - $V_1 = F_{cf} + A_s \cdot f_{sk} / \gamma_s + A_{ap} \cdot f_{yp} / \gamma_{ap}$
 - A_s : Armaduras en tracción. A_{ap} : Área chapa nervada



Cálculo de flecha (vano extremo)

$M = -0.100 q L^2$		$v = \frac{5 q L^4}{384 EI} - \frac{ M L^2}{16 EI}$	
G	Q		
8.75	12.5		
Ea	Ia	Eia	
210000	48200	101220	
Ea	I0	EI0	F
210000	130867	274820.7	0.73
L	15		
		V0	Vinf
		V(M)	V(M)
Acero	G2.5(3.5)	0.040702	0.019637
G	0.020988	0.007354	0.013634
Q	0.029982	0.010506	0.019476
Vtot	0.035	Vact	0.022
	0.043		

Resistencia de cálculo de los conectadores P_{Rd} (6.3)

- Pernos con cabeza (6.3.2.1)
 - $P_{Rd} = \min (0.8 f_u (\pi d^2/4) / \gamma_v, 0.29 \alpha d^2 \sqrt{(f_{ck} / E_{cm}) / \gamma_v})$
 - f_u : resistencia a tracción del perno (catálogo del fabricante)
 - d: diámetro del perno
 - f_{ck} : resistencia característica del hormigón (tabla 3.1)
 - E_{cm} : módulo secante del hormigón (tabla 3.2)
 - h: altura total del perno
 - $\gamma_v = 1.25$
 - α :
 - 1 si $h/d > 4$
 - 0.2[(h/d)+1] si $3 < h/d < 4$

Resistencia de cálculo de los conectadores P_{Rd} (6.3)

- Pernos con cabeza (6.3.2.1)

Tipo	Díámetro d (mm) (inch)	Longitud n (mm) (inch)
10	9.52 3/8"	50 75 100 125 150 175
13	12.70 1/2"	50 75 100 125 150 175
16	15.87 5/8"	50 75 100 125 150 175
19	19.05 3/4"	60 80 100 125 150 175
22	22.22 7/8"	80 100 125 150 175

Tabla 3.1
Clases de hormigón: resistencia característica a compresión f_{ck} (presión), densidad y resistencia característica a tracción f_{ct} (presión)

Clases de hormigón	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40
f_{ct}	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.3	3.8
ρ_{rel}	1.1	1.3	1.5	1.6	2.0	2.3	2.7
ρ_{rel}	2.0	2.5	2.8	3.3	3.8	4.2	4.8

Tabla 3.2
Clases de hormigón: resistencia característica a compresión f_{ck} (presión), densidad y resistencia característica a tracción f_{ct} (presión)

Clases de hormigón	(12)	(16)	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck}	20	27.5	28	30.5	32	35.5	38	40	42

Ejemplo

- Solicitación ($V_{l, Sd}$).

– Sección extrema:

$$\bullet V_l = F_{cf} = \min \left(A_y \cdot f_y / \gamma_a \right) \quad (3597 \text{ kN})$$

$$0.85 \cdot A_c \cdot f_{ck} / \gamma_c + A_{se} \cdot f_{sk} / \gamma_s \quad (2129 \text{ kN})$$

(0.85 · 2500 · 60 · 16.7 / 1000 + 0)

– Sección interior ($A_s = 1\Phi 16 / 0.250 = 804 \text{ mm}^2 / \text{m} = 2010 \text{ mm}^2$)

$$\bullet V_l = F_{cf} + A_s \cdot f_s / \gamma_s + A_{ap} \cdot f_{yp} / \gamma_{ap} \quad (3002 \text{ kN})$$

(2129 + 2010 · 500 / 1.15 / 1000 + 0)

- Resistencia de un perno: $\Phi 19 \times 115$, $f_u = 450 \text{ kN/mm}^2$, $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$, $E_{cm} = 30500$

– $P_{Rd} = \min \left(0.8 f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v \right) \quad (81.6 \text{ kN})$

$$0.29 \alpha d^2 \sqrt{(f_{ck} \cdot E_{cm}) / \gamma_v} \quad (73.1 \text{ kN})$$

(0.29 · 1 · 19^2 · √(25 · 30500)) / 1.25 / 1000

Resistencia de cálculo de los conectadores P_{Rd} (6.3)

- Chapas con nervios paralelos a viga (6.3.3.1).

$$\bullet P_{Rd} = k_l P_{Rd}$$

$$\bullet k_l = 0.6 (b_o / h_p) [(h / h_p) - 1] < 1$$

– h : altura del perno ($< h + 75 \text{ mm}$ en cálculo)

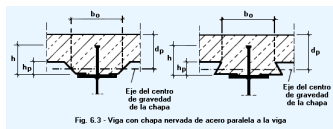


Fig. 6.3 - Viga con chapa nervada de acero paralela a la viga

Ejemplo

- Reducción chapa perpendicular a nervio

$$- k_t = (0.7 / \sqrt{N_r}) (b_o / h_p) [(h / h_p) - 1] \quad (0.79)$$

$$(0.7 / 2) (92 / 59) (120 / 59 - 1)$$

- Número de pernos necesarios:

– Sección extrema (abscisa $M_{max} = 6.22 \text{ m} \rightarrow 30$ ondas)

$$N > V_l / (k_t \cdot P_{Rd}) = 2129 / (0.79 \cdot 73.1) = 37 \quad (2 \Phi \text{ p.o.} = 60 \Phi)$$

– Sección interior (15m-6.22m=8.78m $\rightarrow 35$ ondas)

$$N > V_l / (k_t \cdot P_{Rd}) = 3002 / (0.79 \cdot 73.1) = 52 \quad (2 \Phi \text{ p.o.} = 70 \Phi)$$

Resistencia de cálculo de los conectadores P_{Rd} (6.3)

- Chapas con nervios perpendiculares a viga (6.3.3.2).

$$\bullet P_{Rd} = k_t P_{Rd}$$

$$\bullet k_t = (0.7 / \sqrt{N_r}) (b_o / h_p) [(h / h_p) - 1]$$

– N_r : pernos por onda (≤ 2 en cálculo)

– $k_t \leq 1$ si $N_r = 1$, ≤ 0.8 si $N_r \geq 2$

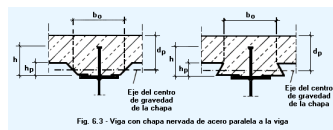


Fig. 6.3 - Viga con chapa nervada de acero paralela a la viga

Parte VIII

Armadura transversal

Comprobación (6.1.1(2))

- Losa maciza

$$\frac{V_{l, Sd}}{V_{l, Rd}} = \frac{V_{l, Sd}}{N \cdot P_{Rd}} < 1$$

- Chapas con nervios paralelos a viga

$$\frac{V_{l, Sd}}{V_{l, Rd}} = \frac{V_{l, Sd}}{N \cdot k_l \cdot P_{Rd}} < 1$$

- Chapas con nervios perpendiculares a viga

$$\frac{V_{l, Sd}}{V_{l, Rd}} = \frac{V_{l, Sd}}{N \cdot k_t \cdot P_{Rd}} < 1$$

Armadura transversal: Rasante en losa

- Debe evitarse la rotura por rasante longitudinal en la losa según los planos de rotura de la figura (6.6.1)
- $V_{Sd} \approx V_l / 2$ (en sección e-e)

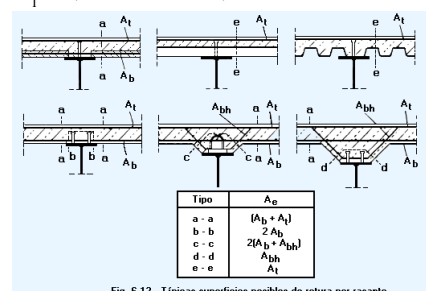


Fig. 6.12 - Tipicas superficies posibles de rotura por rasante

Armadura transversal

- Resistencia a esfuerzo rasante (por m 6.6.2)

$$- v_{Rd} = 2.5 A_{cv} \eta \tau_{Rd} + A_e f_{sk} / \gamma_s + v_{pd}$$

$$- v_{Rd} = 0.2 A_{cv} \eta f_{ck} / \gamma_c + v_{pd} / \sqrt{3}$$

τ_{Rd} : resistencia básica a cortante del hormigón ($\tau_{Rd} = 0.25 f_{ctk,0.05} / \gamma_c$)

$\eta = 1$ (hormigón normal)

A_{cv} : Área media de hormigón por unidad de longitud

A_e : Área de armadura transversal por unidad de longitud (figura)

v_{pd} : contribución de la chapa (nervios perpendiculares eje viga)

$$- v_{pd} = A_p f_{yp} / \gamma_{ap} \quad \text{Chapa continua}$$

$$- v_{pd} = P_{pb,Rd} / S < A_p f_{yp} / \gamma_{ap} \quad \text{Chapa discontinua, pernos soldados}$$

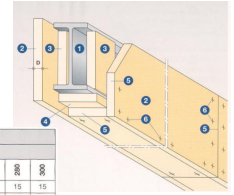
$$- A_p: \text{Área de la chapa (mm}^2\text{/m)} \quad \text{a través chapa}$$

$$- P_{pb,Rd}: \text{resistencia de un perno.} \quad S: \text{separación entre pernos}$$

Situación de incendio

- PROMATEC-H

- Factor de forma = $H_p / A = 107 \text{ m}^{-1}$
($(200+2\cdot500)/11173\cdot1000$)



H ₀ /A (m ⁻¹)	Pilares (espesores en mm.)															
	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300	320	340
Estabilidad al Fuego	EF 30	12	12	12	12	12	12	12	15	15	15	15	15	15	15	15
	EF 60	12	12	15	20	20	20	20	20	22	22	22	22	22	22	25
	EF 90	12	20	20	22	25	25	27	27	30	30	30	30	30	30	30
	EF 120	20	25	30	30	32	32	35	35	37	37	37	37	37	40	40
	EF 180	30	35	40	45	45	50	50	50	50	55	55	55	55	55	55
T ^o Crítica: 500 °C																
H ₀ /A (m ⁻¹)	Vigas (espesores en mm.)															
	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300	320	340
Estabilidad al Fuego	EF 30	12	12	12	12	12	12	12	15	15	15	15	15	20	20	20
	EF 60	12	12	15	20	20	20	20	20	25	25	25	25	25	25	25
	EF 90	12	20	20	22	25	25	27	30	30	30	30	30	30	30	30
	EF 120	20	25	30	30	32	32	35	35	37	37	37	37	40	40	40
	EF 180	30	35	40	45	45	50	50	50	50	50	55	55	55	55	55
T ^o Crítica: 500 °C																

Ejemplo

- Resistencia a esfuerzo rasante (por m 6.6.2)

$$- 2.5 A_{cv} \eta \tau_{Rd} = 45 \text{ kN/m} \quad (2.5\cdot6000\text{mm}^2/\text{m}\cdot1\cdot0.3\text{N}/\text{mm}^2)$$

$$\tau_{Rd} = 0.25\cdot1.8/1.5 = 0.3 \text{ N/mm}^2$$

$\eta = 1$ (hormigón normal)

$$A_{cv} = 0.060 \text{ m}^2/\text{m} \quad (\text{puede contabilizarse área nervios } 6.6.2 (3))$$

$$- 0.2 A_{cv} \eta f_{ck} / \gamma_c = 200 \text{ kN/m} \quad (0.2\cdot6000\text{mm}^2/\text{m}\cdot1\cdot25\text{N}/\text{mm}^2/1.5)$$

$$- v_{pd} = A_p f_{yp} / \gamma_{ap} = 360 \text{ kN/m} \quad (1119\text{mm}^2/\text{m}\cdot322\text{N}/\text{mm}^2/1000)$$

$$- v_{pd} = P_{pb,Rd} / S < A_p f_{yp} / \gamma_{ap} \quad 356 \text{ kN/m} \quad (73.1 \text{ kN}/0.205\text{m})$$

$$A_p = 8.79\text{kg}/\text{m}^2 / (7850\text{kg}/\text{m}^3) = 1119\text{mm}^2/\text{m} \quad (\text{según catálogo})$$

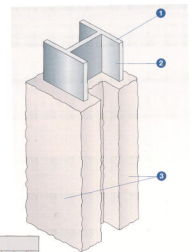
$$f_{yp} / \gamma_{ap} = 322 \text{ N/mm}^2$$

$$P_{pb,Rd} = 73.1 \text{ kN}$$

Situación de incendio

- IGNIPLASTER

- Factor de forma = $H_p / A = 143 \text{ m}^{-1}$
($(3\cdot200+2\cdot500)/11173\cdot1000$)



Factor de Forma (m ⁻¹)	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300	320	340
EF - 15	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 30	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 60	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 90	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 120	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 150	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 180	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 240	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 300	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 360	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 420	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 480	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 540	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 600	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 660	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 720	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 780	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 840	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 900	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 960	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 1020	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 1080	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 1140	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 1200	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 1260	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 1320	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 1380	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 1440	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 1500	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 1560	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 1620	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 1680	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 1740	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 1800	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 1860	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 1920	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 1980	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 2040	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 2100	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 2160	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 2220	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 2280	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 2340	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 2400	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 2460	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 2520	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 2580	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 2640	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 2700	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 2760	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 2820	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 2880	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 2940	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 3000	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 3060	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 3120	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 3180	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 3240	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 3300	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 3360	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 3420	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 3480	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 3540	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 3600	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8
EF - 3660	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	7	7	7	8	8</