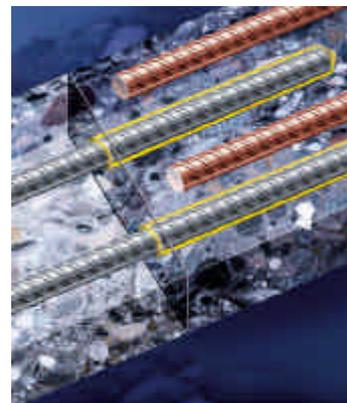


Sistema de inyección Hilti HIT para corrugados a posteriori



Basado en el concepto de seguridad del
Eurocódigo 2:
Proyecto de estructuras de hormigón
Parte 1. Reglas generales y reglas para edificación
ENV 1992-1-1 : 1992
y
Proyecto con anclajes Hilti

Contenido:

- A01 Detalles de redacción
- A02 Volumen aproximado de resina y marca de profundidad de la inyección
- A03 Diseño de anclajes y solapes a posteriori
- A04 Resumen de las especificaciones del Eurocódigo 2 (ENV 1992-1-1 :1992).
- A05 Comportamiento adherente de barras corrugadas en hormigón
- A06 Interacción entre '*splitting*' y adherencia
- A07 Diseño de conexiones con corrugados con el sistema Hilti HIT y el enfoque del ACI 318-02
- A08 Estados límite de servicio (ELS)
- A09 Comportamiento frente a corrosión de armadura colocada a posteriori
- A10 Diseño contra el fuego
- A11 Fatiga de armadura colocada a posteriori sometida a cargas cíclicas

A01 Detalles de redacción

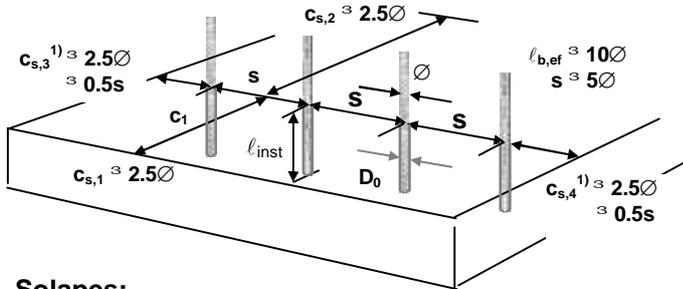
1. Símbolos

La definición y terminología empleados en el presente texto siguen la nomenclatura empleada en el EC2 (ENV 1992-1-1 : 1992) allí donde sea aplicable.

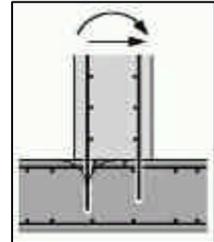
Los apartados relevantes del EC2 figuran entre {corchetes}.

El resto de los símbolos se escriben en negrita.

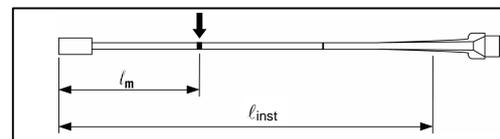
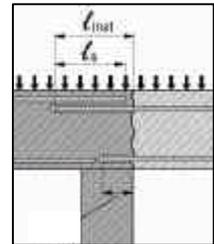
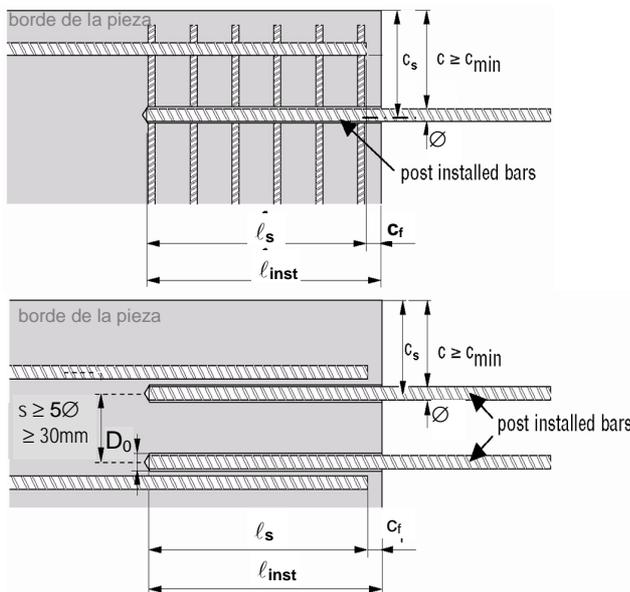
Anclaje de barras:



¹⁾ Si $c_{s,3} < 0.5 s$ o $c_{s,4} < 0.5 s$: deben colocarse estribos para evitar la rotura de borde por *splitting*.



Solapes:



Se emplean los símbolos indicados a continuación:

\varnothing	[mm]	diámetro nominal de la barra
D_0	[mm]	diámetro del taladro
l_b	[mm]	longitud nominal de anclaje
l_s	[mm]	longitud del solape
l_{inst}	[mm]	longitud de instalación de la barra colocada a posteriori
l_m	[mm]	marca de la profundidad de inyección (ver punto 2 de anejo A 02)
l_{min}	[mm]	longitud de anclaje mínima
s	[mm]	separación entre barras medida de eje a eje
c	[mm]	distancia desde la superficie de la barra al borde del hormigón (recubrimiento)
c_{min}	[mm]	distancia mínima de la barra al borde del hormigón
c_s	[mm]	distancia del eje de la barra al borde del hormigón (¡especificar en los planos!)
c_f	[mm]	distancia de la barra al borde de la junta de construcción

Otros símbolos se definen en el texto allí donde se apliquen.

Nota:

- En barras in situ, por razones prácticas (separadores), normalmente el recubrimiento (distancia a borde) se mide desde la superficie de la barra.
- En barras a posteriori se debe especificar en los planos la distancia del eje de la barra al borde del hormigón, ya que es significativo a la hora de taladrar.
 - Se usa el símbolo $c_{s,i}$: $c_{s,1}$ / $c_{s,2}$: bordes paralelos a la fila de barras;
 $c_{s,3}$ / $c_{s,4}$: bordes perpendiculares a la fila de barras.

A02 Volumen aproximado de resina y marca de profundidad de la inyección

1. Volumen inyectado aproximado

El volumen de inyección necesario, V_m , para rellenar la holgura entre barra y taladro figura en la tabla 1. No obstante esta cifra es aproximada, ya que es difícil estimar el volumen con exactitud, pues varía si se ejecuta un taladro más profundo, si existen huecos, si rebosa la resina, etc.

El volumen V_m [ml], ha sido calculado con un margen del 20% sobre el volumen teórico, según las fórmulas:

$$V_m = 0,0094 \times l_{b, inst} \times (D_0^2 - \varnothing^2)$$

$$V_m \text{ [ml]}, l_{b, inst} \text{ [cm]}, D_0, \text{ y } \varnothing \text{ [mm]}$$

Regla práctica: rellenar 2/3 del taladro.

Ajustar según las condiciones de la obra, (por ejemplo, los taladros ejecutados con martillo neumático requieren más volumen).

Recomendación: añadir 15% para la estimación del coste.

Tabla 1: Volumen inyectado aproximado

Ø	10		12		16		20		25		28		32		36		40	
	12	14	16	18	20	22	25	28	30	32	35	37	39	42	42	46	48	52
Tamaño de broca	V_m																	
l_{inst}	[ml]																	
[cm]	[ml]																	
10	5	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	5	11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14	6	13	15	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
16	7	15	17	28	22	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	9	19	22	34	28	43	43	73	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22	10	20	24	38	30	48	47	80	57	83	-	-	-	-	-	-	-	-
25	11	23	27	43	34	54	53	91	65	94	104	138	-	-	-	-	-	-
28	12	26	30	48	38	61	60	102	73	106	117	154	131	195	-	-	-	-
30	13	28	32	51	41	65	64	109	78	113	125	165	141	209	-	-	-	-
32	14	29	34	55	44	69	68	116	83	121	133	176	150	223	141	247	-	-
34	15	31	36	58	47	73	72	123	88	128	141	187	159	237	150	263	-	-
36	15	33	38	61	49	78	77	130	94	136	150	198	169	251	159	278	-	-
38	16	35	41	65	52	82	81	138	99	143	158	209	178	265	168	293	-	-
40	17	37	43	68	55	86	85	145	104	151	166	220	187	279	176	309	265	416
45	19	41	48	77	61	97	96	163	117	169	187	248	211	314	198	347	298	467
50	21	46	53	85	68	108	106	181	130	188	208	275	234	348	220	386	331	519
55	23	50	58	94	75	118	117	199	143	207	228	303	257	383	242	424	364	571
60	25	55	64	102	82	129	127	217	156	226	249	330	281	418	264	463	398	623
65	27	59	69	110	88	140	138	235	169	244	270	358	304	453	286	502	431	675
70	29	64	74	119	95	151	149	253	181	263	291	385	328	487	308	540	464	727
75	32	68	79	127	102	161	159	271	194	282	311	413	351	522	330	579	497	779
80	34	73	85	136	109	172	170	289	207	301	332	440	374	557	352	617	530	831
85	36	77	90	144	116	183	180	307	220	319	353	468	398	592	374	656	563	883
90	38	82	95	153	122	193	191	325	233	338	374	495	421	627	396	694	596	934
100	42	91	106	170	136	215	212	361	259	376	415	550	468	696	440	771	662	1'038
110	-	-	116	187	149	236	233	398	285	413	456	605	514	766	484	848	728	1'142
120	-	-	127	204	163	258	254	434	311	451	498	660	561	835	528	925	795	1'246
130	-	-	137	220	176	279	275	470	337	488	539	715	608	905	572	1'003	861	1'350
140	-	-	-	-	190	301	297	506	362	526	581	770	655	974	616	1'080	927	1'453
150	-	-	-	-	204	322	318	542	388	563	622	825	701	1'044	660	1'157	993	1'557
160	-	-	-	-	-	-	339	578	414	601	664	880	748	1'113	704	1'234	1'059	1'661
180	-	-	-	-	-	-	381	650	466	676	747	990	841	1'253	792	1'388	1'192	1'868
200	-	-	-	-	-	-	423	722	517	751	830	1'100	935	1'392	880	1'542	1'324	2'076

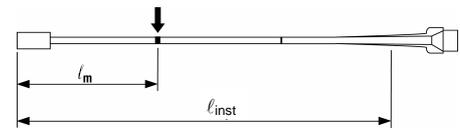
Corrugados a posteriori con resina

B 2.11

Europa EC2

2. Marca de profundidad ℓ_m

Para emplear la cantidad de resina justa se puede dibujar una marca a una distancia ℓ_m medida desde la punta del manguito de extensión (ver apartado "2.3.2 Instalación estándar de corrugados" del documento principal, "Parte 1: Reglas generales y reglas para edificación").



$$\ell_m = \ell_{inst} \times (\frac{\phi^2}{D_0^2} - 0.2) \quad \text{donde va incluido el 20\% de margen}$$

Nota:

- ℓ_m representa la longitud del taladro que no se rellena durante la inyección. Mientras se va inyectando resina en el taladro, se va extrayendo el manguito de extensión. Una vez que salga a la superficie la marca de profundidad, puede dejar de inyectarse.
- existen pistones de retención adecuados

Table 2: Marca de Profundidad ℓ_m

Ø	10		12		16		20		25		28		32		36		40	
	12	14	16	18	20	22	25	28	30	32	35	37	39	42	42	46	46	50
ℓ_{inst}	ℓ_m																	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
10	4	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	5	3	4	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14	6	4	5	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
16	7	4	5	3	7	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	9	6	7	4	8	6	8	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22	10	6	7	5	9	7	9	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25	12	7	9	6	11	8	11	7	12	10	-	-	-	-	-	-	-	-
28	13	8	10	6	12	9	12	8	13	11	12	10	-	-	-	-	-	-
30	14	9	10	7	13	9	13	9	14	12	13	11	-	-	-	-	-	-
32	15	9	11	7	14	10	14	9	15	13	14	11	15	12	-	-	-	-
34	16	10	12	8	14	11	14	10	16	13	14	12	16	12	-	-	-	-
36	17	11	13	8	15	11	15	11	17	14	15	13	17	13	19	14	-	-
38	18	11	13	9	16	12	16	11	18	15	16	14	17	14	20	15	-	-
40	19	12	14	9	17	13	17	12	19	16	17	14	18	15	21	16	22	17
45	22	13	16	11	19	14	19	13	22	18	19	16	21	17	24	18	25	19
50	24	15	18	12	22	16	22	15	24	20	22	18	23	19	26	20	27	22
55	27	17	19	13	24	18	24	17	27	22	24	20	26	20	29	22	30	24
60	29	18	21	14	26	19	26	18	29	24	26	22	28	22	32	24	33	26
65	32	20	23	15	28	21	28	20	32	26	28	24	30	24	34	26	36	28
70	34	21	25	17	30	23	30	21	34	28	30	26	33	26	37	28	38	30
75	37	23	27	18	33	24	33	23	37	30	33	27	35	28	40	30	41	33
80	39	24	29	19	35	26	35	24	39	32	35	29	37	30	42	32	44	35
85	42	26	30	20	37	27	37	26	42	34	37	31	40	32	45	35	47	37
90	44	27	32	22	39	29	39	27	44	36	39	33	42	34	48	37	50	39
100	49	31	36	24	44	32	44	31	49	41	44	37	47	38	53	41	55	44
110	-	-	39	26	48	36	48	34	54	45	48	40	52	41	58	45	61	48
120	-	-	43	29	52	39	52	37	59	49	52	44	56	45	64	49	66	52
130	-	-	47	31	57	42	57	40	64	53	57	48	61	49	69	53	72	57
140	-	-	-	-	61	46	61	43	69	57	61	52	66	53	74	57	77	61
150	-	-	-	-	66	49	66	46	74	61	66	55	70	57	80	61	83	66
160	-	-	-	-	-	-	70	49	79	65	70	59	75	60	85	65	88	70
180	-	-	-	-	-	-	79	55	89	73	79	67	85	68	96	74	100	79
200	-	-	-	-	-	-	88	62	98	82	88	74	94	76	106	82	111	88

A03 Diseño de anclajes y solapes a posteriori

1. Modelo de cálculo según la teoría de hormigón armado

Los principios de cálculo que se presentan en este apartado están basados en el Eurocódigo 2. En consecuencia, el método de cálculo sólo es aplicable a hormigón armado y la estructura debe estar modelizada según dicha normativa.

En anclajes y solapes colocados a posteriori sólo pueden usarse barras rectas por motivos constructivos.

1.2 Modelo de bielas y tirantes (figura 1 a):

El modelo de bielas y tirantes se emplea para definir las trayectorias de tensiones en elementos de hormigón armado. Dado que la resistencia a tracción del hormigón es muy baja comparada con su resistencia a compresión, las fuerzas de tracción se atribuyen a la armadura.

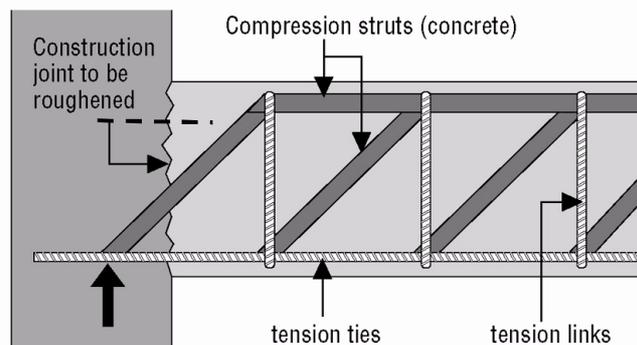


Figura 1a: Modelo de celosía

1.3 Junta rugosa

Las bielas diagonales comprimidas implican que su componente vertical (cortante) se transmite a través de la junta de construcción. Para que se verifique este fenómeno es preciso que la junta sea rugosa.

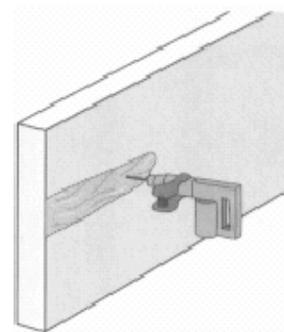


Figura 1b: Dotar de rugosidad a la junta

1.4 Modelo de corte fricción (figura 1 c)

El modelo de corte fricción se basa también en la hipótesis de existencia de rugosidad en la junta. Debido al desplazamiento paralelo a la junta provocado por la fuerza cortante, una parte de la junta "cabalga" sobre la otra, apoyándose en las rugosidades, y en consecuencia las superficies de junta se separan. Como resultado, las barras entran a trabajar a tracción y a flexión en función de la rugosidad de ambas superficies. Los ensayos demuestran que debido a dicha combinación de esfuerzos, las barras están solicitadas hasta el 50% de su límite elástico (ver Manual Hilti B 2.3, en inglés).

Parte del esfuerzo cortante puede ser resistido también por las fuerzas de cohesión y rozamiento.

El modelo de corte fricción se describe en ACI 3128-95 "Normas de diseño para elementos estructurales en edificación" publicado por el Instituto Americano del Hormigón (ACI) (Ref. 11.7), en el apartado 4.5.3 de la parte 3 del Eurocódigo 2 (ENV 1992-1-3:1994), y de modo más somero, en el artículo 47 de la instrucción española EHE.

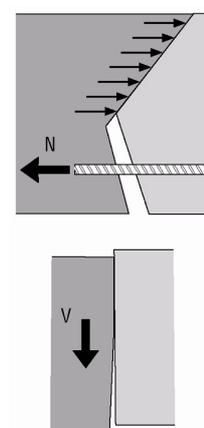


Figura 1c

2. Anclaje de la armadura

La armadura debe anclarse a partir del punto donde deja de ser necesaria. Puede ocurrir en las siguientes situaciones:

- Allí donde termina la trayectoria de tensiones de tracción (ej. apoyo, figura 2a)
- En puntos de corte de armaduras (ver figura 2b)
- Anclaje de barras en compresión (figura 2c)

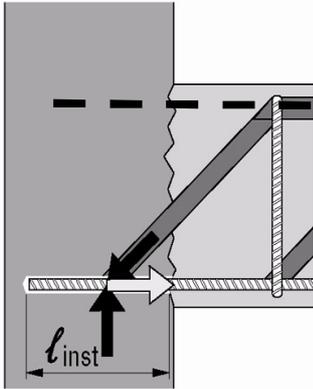


Figura 2a : Apoyo, analogía celosía

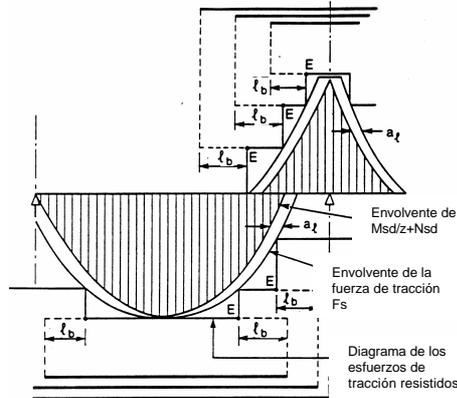


Figura 2b: Corte de armaduras

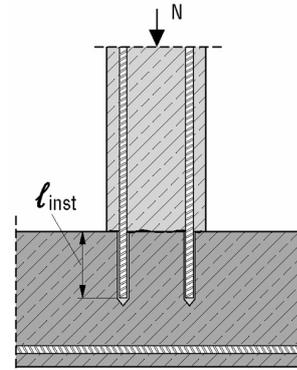


Figura 2c
Barras en compresión

3. Solapes de barras corrugadas:

Los solapes se usan para garantizar la continuidad en los tirantes de tracción del modelo de bielas y tirantes. La carga de una barra a otra se transmite por medio de bielas de compresión en el hormigón. Se asume un modelo de bielas a 45°.

El fallo de fisuración por *splitting* se controla mediante un recubrimiento, una distancia entre barras y una armadura transversal suficientes.

4. Modelo de cálculo según teoría de anclajes:

En el caso de hormigón en masa, o si la armadura no es conocida, o si no pueden satisfacerse los requisitos de transferencia de carga exigidos por la normativa de hormigón armado, se usa la teoría de cálculo de anclajes. La teoría de cálculo de anclajes supone que la fuerza de tracción en la barra se transmite por medio de tensiones de tracción en el hormigón, o por medio de un flujo de tracciones en la parte no armada del hormigón (figura 4). Resulta obvio, por tanto, que se necesita un planteamiento diferente para esta situación. La teoría del cálculo de anclajes se explica en el Manual Técnico de Anclajes Hilti¹.

Téngase en cuenta que normalmente en estos casos sólo se atribuyen fuerzas de tracción a la armadura y que el esfuerzo cortante se transmite a través de la rugosidad de la junta.

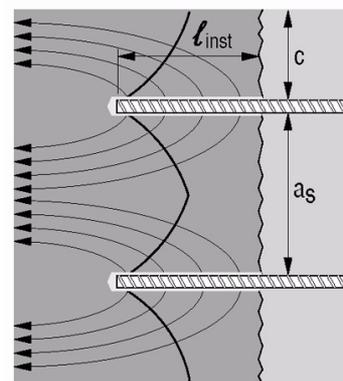
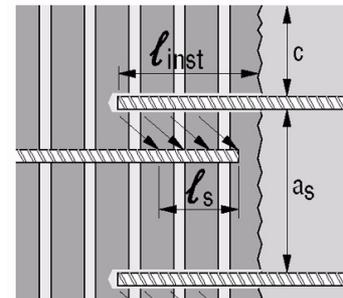


Figura 4.:Teoría de anclajes

5. Efecto pasador

La transmisión del cortante por medio de la flexión de la armadura (doblado de la barra, efecto pasador, figura 5) en superficies lisas se usa sólo cuando son admisibles grandes desplazamientos transversales (ej. en juntas de dilatación). Para este caso se aplica la teoría de anclajes (ver el Manual Técnico de Anclajes Hilti¹).

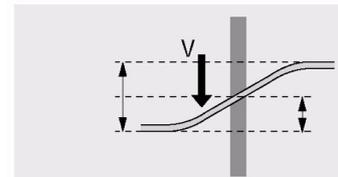


Figura 5: Efecto pasador

¹ Manual Técnico de Anclajes Hilti: puede solicitar una copia a la Oficina Técnica de Hilti o descargarlo de la página web, <http://www.hilti.es>

A04 Resumen de las especificaciones del EC 2 (ENV 1992-1-1 : 1992)
Requisitos de Diseño {2.3}

Estados límites últimos
 $S_d \leq R_d$ {2.6(b)}

 S_d es el valor de cálculo de la sollicitación y

 R_d es la correspondiente resistencia de cálculo

Combinación de acciones:

Situación de proyecto	Acciones permanentes G_d	Acciones variables		Acciones accidentales
		Una acción variable con su valor característico	Otras acciones variables con sus valores de combinación	
Permanente y transitorias	$\gamma_G G_k$	$\gamma_Q Q_k$	$\psi_0 \gamma_Q Q_k$	-
Accidentales *	$\gamma_{GA} G_k$	$\psi_1 Q_k$	$\psi_2 Q_k$	$\gamma_A A_k^{**}$

* Si no se especifica de otra forma en otro lugar

 ** Si A_d no se especifica directamente

Situaciones de cálculo permanentes o transitorias para comprobaciones diferentes de la fatiga y el pretensado (combinaciones fundamentales)

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{Q,i} Q_{k,i} \quad \{2.7(a)\}$$

Situaciones accidentales de cálculo (si no están ya especificadas de otra forma en otro lugar):

$$\sum \gamma_{GA,j} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \{2.7(b)\}$$

donde

 $G_{k,j}$ [kN] valor característico de la acción permanente j (ej. Carga muerta, el peso de la estructura Incluyendo tabiquería y acabados)

 $Q_{k,1}$ [kN] valor característico de la acción variable 1 (una acción variable)

 $Q_{k,i}$ [kN] valor característico de la acción variable i (resto de las acciones variable)

 A_d [kN] valor de cálculo (valor especificado) de la acción accidental

 $\gamma_{G,j}$ coeficiente parcial de seguridad de la acción permanente j

 igual que $\gamma_{G,j}$ pero para situaciones de cálculo accidentales

 $\gamma_{Q,i}$ coeficiente parcial de seguridad de la acción variable i

 ψ_0, ψ_1, ψ_2 coeficientes definidos en {2.2.2.3}

B 2.11
Corrugados a posteriori con resina
Coeficientes parciales de seguridad en estados límites últimos
{2.3.3}
Coeficientes parciales de seguridad de las acciones en estructuras de edificación
{2.3.3.1}

Para los Estados Límites Últimos (ELU) el cálculo de la estructura completa o de cualquier parte de ella, debería considerarse cada una de las combinaciones de carga que se dan en la tabla 2.2 del EC2 y el cálculo de secciones basarse en las tensiones más desfavorables que se produzcan. A continuación se reproduce la tabla 2.2 de EC 2:

	Acciones permanentes (γ_G)	Acciones variables (γ_Q)		Pretensado (γ_P) ***
		Una acción variable con su valor característico	Otras acciones variables con sus valores de combinación	
Efecto favorable	1.0 *	0 **	0 **	0.9 or 1.0
Efecto desfavorable	1.35 *	1.5	1.5	1.2 o 1.0

* Cuando, de acuerdo con el apartado {2.2.2.3 P(3)}, la parte favorable y la desfavorable de una acción permanente deban considerarse como acciones individuales, la parte favorable llevará un coeficiente $\gamma_{G,inf} = 0,9$ y la parte desfavorable $\gamma_{G,sup} = 1,1$.

** Véase EC 1. En los casos normales de estructuras de edificación $\gamma_{Q,inf} = 0$.

*** Véanse las cláusulas correspondientes de EC 2.

Coeficientes parciales de seguridad de los materiales
{2.3.3.2}

A continuación se reproduce la tabla 2.3 de EC 2:

Combinación	Hormigón γ_c	Acero pasivo γ_s
Fundamental	1,5	1,15
Accidental (excepto sismos)	1,3	1,0

Resistencias características de los materiales
Hormigón de peso normal:
{3.1.2}

El hormigón de peso normal es un hormigón que tiene una densidad, tras secado en horno a 105°C, mayor de 2000 kg/m³, pero sin exceder los 2800 kg/m³. El hormigón se describe en ENV 206.

EC 2 se basa en la resistencia característica a compresión en probeta cilíndrica, f_{ck} , definida como el valor de la resistencia que el 5% de todos los posibles resultados de ensayos sobre un determinado hormigón no llegan a alcanzar. (a 28 días)

Clases de hormigón, resistencias características a compresión f_{ck} (altura del cilindro 30 cm, diámetro 15 cm) resistencias medias a tracción f_{ctm} , resistencias características a tracción f_{ctk} del hormigón (en N/mm²).

La clasificación del hormigón, por ejemplo C20/25, se refiere a la resistencia en probeta cilíndrica (diámetro 15 cm, altura 30 cm) / probeta cúbica (150 mm de lado) tal como se define en el apartado 7.3.1.1 de ENV 206).

{Tabla 3.1}

Tipo o clase	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm}	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
$f_{ctk 0.05}$	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9
$f_{ctk 0.95}$	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3

f_{ctk} resistencia característica a compresión del hormigón en probeta cilíndrica

f_{ctm} (= 0.30 $f_{ck}^{2/3}$) valor medio de la resistencia a tracción

$f_{ctk 0.05}$ (= 0.7 f_{ctm}) resistencia característica inferior a tracción (percentil -5%)

$f_{ctk 0.95}$ (= 01.3 f_{ctm}) resistencia característica superior a tracción (percentil-95%)

A efectos de cálculo, cuando la dilatación o contracción térmica no tenga gran influencia, el coeficiente de dilatación térmica puede tomarse igual a $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ **{3.1.2.5.4}**

Para el módulo de elasticidad E_{cm} ver {Tabla 3.2, EC 2} (para casos normales puede adoptarse 30 kN/mm^2)

Para el coeficiente de fluencia ϕ ver {Tabla 3.3, EC 2}.

Para deformaciones de retracción ε ver {Tabla 3.4, EC 2}. (para casos normales puede adoptarse: interior -60 ‰ ; exterior del orden de -30 ‰)

Densidad: $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ para hormigón en masa **{4.2.1.2}**

$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$ para hormigón armado o pretensado con cuantías normales de armadura

Acero de armar **{3.2}**

Los métodos de producción, las características especificadas, los métodos de ensayo y los métodos de atestiguación de conformidad se definen en EN 10080.

Clasificación y geometría **{3.2.2}**

f_{yk} N/mm^2 Grado; tensión de cedencia o límite elástico convencional de cálculo del acero de armar (normalmente $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ para barras $f_{yk} = 550 \text{ N/mm}^2$ para parrillas electrosoldadas).

Clase Se refiere a las características de ductilidad
alta ductilidad $\varepsilon_{uk} > 5\%$; valor de $(f_t/f_y)_k > 1.08$; ductilidad normal $\varepsilon_{uk} > 2.5\%$; valor de $(f_t/f_y)_k > 1.05$.

ε_{uk} es el valor característico del alargamiento para la carga máxima en los ensayos.

ϕ mm Diámetro de la barra (nominal)

f_{Rk} Factor característico de corruga
barras de alta adherencia (barras corrugadas): f_{Rk} no inferior que el especificado en EN 10080

barras lisas: otras barras en las que f_{Rk} no satisfaga la condición anterior (baja adherencia)

Soldabilidad ver **{3.2.5.2}**

Módulo de Elasticidad: se puede adoptar un valor medio de 200 kN/mm^2 **{3.2.4.3}**

Coeficiente de dilatación térmica: $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ **{3.2.3}**

Densidad: 7850 kg/m^3 **{3.2.3}**

B 2.11
Corrugados a posteriori con resina
2. Detalles
2.1 Adherencia

{5.2.2.1 - 4}

2.1.1 Condiciones de adherencia

Para barras embebidas, las condiciones de adherencia se consideran buenas o malas dependiendo de la posición de la barra durante el hormigonado. La definición de las condiciones de adherencia se especifica en {figura 5.1, EC 2}

Dirección de hormigonado	
a) $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ para todo valor de h	c) : h > 250 mm
Dirección de hormigonado	
b) h ≤ 250 mm	d) : h > 600 mm
a) y b) buenas condiciones de adherencia para todo tipo de barras	c) y d) barras en zona rayada: buenas condiciones de adherencia
<p>Para barras instaladas a posteriori siempre las condiciones de adherencia son buenas, pero para solapes entre armaduras existentes y otras colocadas a posteriori las condiciones de adherencia de las barras embebidas existentes condicionan las longitudes finales de solape a adoptar.</p>	

2.1.2 Tensión última de adherencia

{5.2.2.2}

La tensión última de adherencia será tal que, para las cargas de servicio no se produzcan deslizamientos significativos entre el hormigón y el acero, y que haya un margen adecuado de seguridad frente a fallos por adherencia.

Valores de cálculo de la tensión de adherencia f_{bd} (N/mm^2)

en condiciones de buena adherencia y barras de alta adherencia donde $\phi \leq 32$ mm {Tabla 5.3}

Estos valores llevan incluido un coeficiente parcial de seguridad γ_c igual a 1.5

En condiciones de mala adherencia los valores de la tabla deben multiplicarse por un coeficiente de 0.7.

Clase de hormigón	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
f_{bd}	1.6	2.0	2.3	2.7	3.0	3.4	3.7	4.0	4.3

2.1.3 Longitud básica de anclaje
{5.2.2.3}

La longitud básica de anclaje es la longitud necesaria en prolongación recta para anclar la fuerza $A_s \times f_{yd}$ de una barra, suponiendo la tensión de adherencia constante e igual a f_{bd} .

$$\ell_b = (\phi/4) \times (f_{yd}/f_{bd}) \quad \text{\{ec. 5.3\}}$$

2.2 Anclaje
{5.2.3}

Las armaduras se deben anclar de modo que las fuerzas internas a que están sometidas sean transmitidas a al hormigón y se eviten las grietas longitudinales y los desconchones de este. Si es necesario, se dispondrán armaduras transversales.

2.2.1 Métodos de anclaje
{5.2.3.2}

Para barras colocadas a posteriori sólo puede usarse armadura en prolongación recta $\Rightarrow \alpha_a = 1.0$

Armaduras transversales paralelas a la superficie del hormigón

{5.2.3.3}

En vigas, la armadura transversal debe disponerse:

- Para anclajes en tracción, si no existe compresión transversal debida a la reacción del apoyo (como en el caso de apoyos indirectos, por ejemplo)
- Para todos los anclajes en compresión

El área mínima total de la armadura transversal situada en el plano definido por la armadura longitudinal es el 25 % del área de una barra anclada (figura 5.3).

La armadura transversal debe estar regularmente espaciada a lo largo de la longitud de anclaje. Al menos debe colocarse una barra en la zona del gancho, patilla o anclaje en U.

Para barras en compresión, la armadura transversal debe rodear las barras, concentrándose al final del anclaje, y debe cubrir más allá del final una distancia de al menos 4 veces el diámetro de la barra anclada (véase fig. 5.5b)

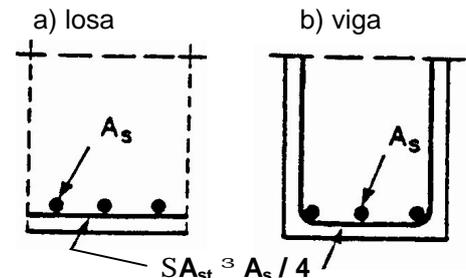


Fig. 5.3 Armadura transversal en la zona de anclaje de armadura

2.2.2 Longitud de anclaje necesaria
{5.2.3.4}

La longitud de anclaje necesaria $\ell_{b,net}$ se calculará mediante:

$$\ell_{b,net} = \alpha_a \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq \ell_{b,min}$$

donde

ℓ_b es la longitud básica de anclaje

$A_{s,req}$ es el área de la armadura necesaria

$A_{s,prov}$ es el área de la armadura dispuesta

$\ell_{b,min}$ indica la longitud mínima de anclaje

$\ell_{b,min} = 0.3 \ell_b \geq 10 \phi$ o ≥ 100 mm para anclajes en tracción

$\ell_{b,min} = 0.6 \ell_b \geq 10 \phi$ o ≥ 100 mm para anclajes en compresión

$\alpha_a = 1$ para barras rectas

B 2.11

Corrugados a posteriori con resina

2.3 Empalmes

{5.2.4}

Los detalles de los empalmes entre barras se realizarán de modo que:

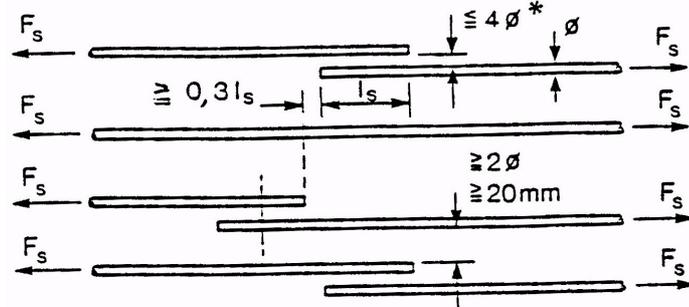
- la transmisión de fuerza de una barra a la siguiente quede asegurada;
- no se produzcan desconchamientos del hormigón en las proximidades del solape;
- la anchura de las fisuras al final de los solapes no exceda significativamente de los valores indicados en el apartado {4.4.2.1} del EC2.

Empalmes por solapo para barras

Disposición de empalmes por solapo

Siempre que sea posible:

- los solapes entre barras se deben alternar y no se deben colocar en zonas de tensiones elevadas, {véase también {2.5.3} del EC2, Análisis}
- los solapes en cada una de las secciones se deben disponer simétricamente y paralelos a la cara exterior de la pieza



* de lo contrario, la longitud solapada debe incrementarse en el valor en el que el espacio libre excede de 4ϕ .

Fig. 5.4: Solapes adyacentes

Los apartados {5.2.3.2 (1) a (4)} son también aplicables a empalmes por solape.

El espacio libre entre dos barras solapadas en un solape debe cumplir con los valores indicados en la figura 5.4.

2.3.1 Armadura transversal

{5.2.4.1.2}

Si el diámetro ϕ de las barras solapadas es menor de 16 mm, o si el porcentaje de barras solapadas en una sección es menor del 20%, se considerará suficiente la armadura transversal dispuesta por otras razones (ejemplo armadura de cortante, barras de reparto).

Si $\phi \geq 16$ mm, entonces la armadura transversal:

- tendrá un área total (suma de todas las ramas paralelas a la cara de la armadura solapada, véase figura 5.5) o no menor del área A_s de una barra empalmada ($\Sigma A_{st} \geq A_s$).
- estará formada por cercos si $a \leq 10\phi$ (véase figura 5.6) y será recta en otros casos.
- La armadura transversal se colocará entre la longitudinal y la superficie del hormigón.

Para la distribución de la armadura transversal se aplicará {5.2.3.3}

2.3.2 Longitud de solapo

{5.2.4.1.3}

La longitud necesaria de solapo es:

$$l_s = l_{b,net} \alpha_1 \geq l_{s,min} \quad \text{(ec. 5.7)}$$

donde:

$$l_{b,net} \text{ estará de acuerdo con la ecuación } \quad \text{(ec 5.4)}$$

$$l_{s,min} \geq 0.3 \alpha_a \alpha_1 l_b \quad \text{(ec 5.8)}$$

$$\geq 15 \phi$$

$$\geq 200 \text{ mm}$$

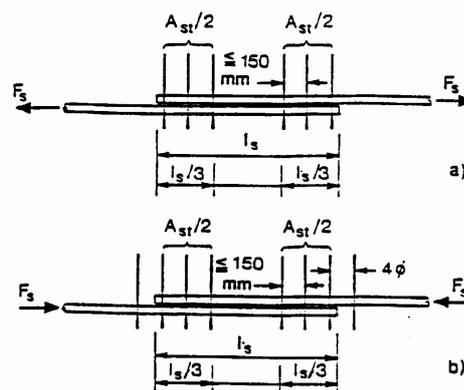


Fig. 5.5 Armadura transversal para barras solapadas

Los valores de α_1 son los siguientes:

% de barras solapadas	< 30 %	Todo el	> 30%
Distancia entre barras a	$\geq 10 \phi$	resto de	< 10 ϕ
Distancia a borde b	$\geq 5 \phi$	los casos	< 5 ϕ
$\alpha_1 =$	1.0	1.4	2.0
$L_{s,min} =$	$\begin{cases} 0.3l_b \\ \text{MAX } \{15\Phi \\ 200mm\} \end{cases}$	$\begin{cases} 0.42l_b \\ \text{MAX } \{15\Phi \\ 200mm\} \end{cases}$	$\begin{cases} 0.6l_b \\ \text{MAX } \{15\Phi \\ 200mm\} \end{cases}$

La tabla es válida para solapes en tensión y en compresión



Figura 5.6 Obtención de α_1

2.4 Reglas adicionales para barras de alta adherencia cuyo diámetro exceda 32 mm {5.2.6}

Detalles constructivos

Las barras de $\phi > 32$ mm sólo se usarán en elementos cuyo espesor mínimo no sea inferior de 15 ϕ .

Cuando se usen barras de diámetros grandes, se asegurará el control adecuado de la fisuración, bien usando armaduras de piel o bien mediante el cálculo.

Adherencia

Para barras de diámetro $\phi > 32$ mm los valores f_{bd} de la tabla 5.3 se multiplicarán por el coeficiente $(132 - \phi) / 100$ (ϕ en mm).

Anclajes y empalmes

Las barras de diámetro grande se anclarán como si se tratara de barras rectas o bien por medio de dispositivos mecánicos. No se anclarán en zonas de tracción.

Los solapes por solapo no se usarán para barras en tracción ni en compresión.

Para armaduras adicionales ver detalles en {5.2.6.3, EC 2}

2.5 Elementos Estructurales

{5.4}

2.5.1 Soportes

{5.4.1}

La cuantía mínima de armadura longitudinal $A_{s,min}$ viene dada por la siguiente condición:

$$A_{s,min} = \frac{0.15 \cdot N_{Sd}}{f_{yd}} \geq 0.003 \cdot A_c$$

f_{yd} es el límite elástico de la armadura;

N_{Sd} es la compresión axial de cálculo

A_c es la sección transversal del hormigón

Cuando el emplame sea por solapo, el área de la armadura no debe exceder el límite superior de 0.008 A_c .

Las barras longitudinales deberán distribuirse alrededor de la periferia de la sección. Para soportes que tengan una sección poligonal, deberá situarse una barra al menos en cada esquina. Para soportes de sección circular, el número mínimo de barras es 6.

B 2.11

Corrugados a posteriori con resina

2.5.2 Vigas

{5.4.2}

2.5.2.1 Armadura mínima y máxima

El área efectiva de la sección transversal de las armaduras longitudinales de tracción nunca será menor que la necesaria para controlar la fisuración, véase apartado {4.4.2} (ver también Estados límite de fisuración).

Esto es, no menor que:

$$A_{s,min} = 0.6 \cdot \frac{b_t \cdot d}{f_{yk}} \geq 0.0015 \cdot b_t \cdot d \quad (f \text{ y } K \text{ en N/mm}^2)$$

donde:

b_t indica la anchura media de la zona traccionada (para una viga en T con las alas en compresión, sólo se tendrá en cuenta la anchura del alma).

Las áreas de armadura a tracción y a compresión no serán en ningún caso mayores de $0.04 A_c$ excepto en las zonas de solapas.

En la construcción monolítica, aún cuando se hayan considerado en el proyecto apoyos simples, la sección se calculará para que el momento flector consecuencia del empotramiento parcial, sea de al menos el 25% del máximo momento flector en el vano.

2.5.2.2 Longitud de la armadura longitudinal

La envolvente de los esfuerzos de tracción de la armadura longitudinal se obtienen según se indica en Eurocódigo. Para detalles, ver {5.4.2.1.3, EC 2}

Para casos estándar:

$$a_1 = z / 2,$$

donde z puede tomarse como $0.9 d$ (d = canto útil de la viga)

El corte de barras debería anclarse con

$$\ell_{b,net} \geq d$$

desde el punto donde la armadura deja de ser necesaria.

2.5.2.3 Anclaje de la armadura inferior en un apoyo extremo

{5.4.2.1.4}

Sobre soportes con poco o ningún empotramiento, es necesario mantener no menos de $1/4$ de la sección de acero en el vano.

El anclaje de la armadura ha de ser capaz de resistir un esfuerzo de tracción de:

$$F_s = V_{Sd} \cdot a_1 / d + N_{Sd}$$

{ec. 5.15}

donde :

N_{Sd} es el esfuerzo axial de cálculo { 5.15}

La longitud de anclaje se mide desde la línea de contacto entre la viga y su soporte, y se tomará como:

- para un apoyo directo: $\frac{2}{3} \ell_{b,net}$

- para un apoyo indirecto: $\ell_{b,net}$

ver figura 5.12

2.5.2.4 Anclaje de la armadura inferior en un apoyo intermedio

{5.4.2.1.5}

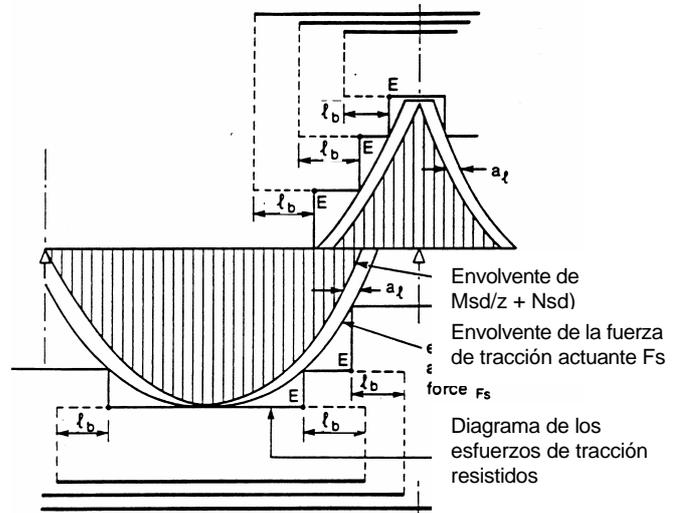


Fig. 5.11 Envolvente para el diseño de elementos a flexión, longitudes de anclaje

a) apoyo directo

b) apoyo indirecto

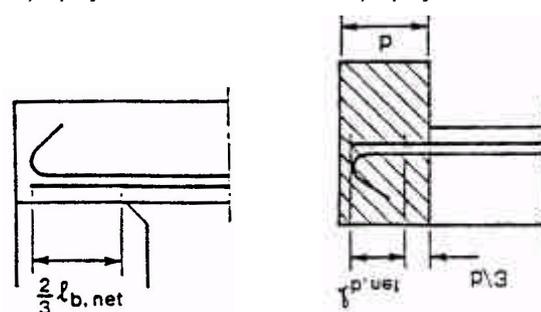


Fig. 5.12: Anclaje de la armadura inferior en apoyos extremos

Cantidad de armadura: aplicar {5.4.2.1.4}

Cada anclaje tendrá una longitud de no menos de 10ϕ

Se recomienda que la armadura sea continua y capaz de resistir momentos positivos accidentales (asentamiento del soporte, explosión, etc.).

2.5.3 Losas macizas hormigonadas in situ

{5.4.3}

Este apartado sólo es aplicable a losas macizas armadas en una y dos direcciones, donde b y $l_{\text{eff}} \geq 4h$.

2.5.3.1 Armaduras de flexión

{5.4.3.2}

Para los detalles referentes a la armadura principal, se aplicará {5.4.2.1} con $a_1 = d$ en {5.4.2.1.3}.

La armadura transversal secundaria será al menos el 20% de la armadura principal.

Los porcentajes mínimos y máximos de acero en la dirección principal se indican en {5.4.2.1.1}.

La separación máxima entre barras será como sigue:

para la armadura principal: $1.5 h \leq 350 \text{ mm}$

para la armadura secundaria: $2.5 h \leq 400 \text{ mm}$

Se aplicarán las reglas {5.4.2.1.3 (1) –(3)}, {5.4.2.1.4 (1) –(3)} y {5.4.2.1.5 (1) –(2)}.

2.5.3.2 Armadura de losas en las proximidades de los apoyos

{5.4.3.2.2}

En losas, **la mitad de la armadura calculada para el vano** se continuará hasta el apoyo y se anclará en el mismo.

Cuando puedan existir empotramientos parciales a lo largo de un borde de la losa, pero no se hayan tenido en cuenta en el cálculo, la armadura superior ha de ser capaz de resistir al menos un cuarto del momento máximo en el vano adyacente; esta armadura se dispondrá a lo largo de una longitud no menor de 0.2 veces el vano adyacente medida desde la cara interna del apoyo.

Para el anclaje de la armadura de tracción ($2.5 d$ desde el apoyo), en aquellos casos en los que se considere el aumento de la resistencia a cortante debido a la proximidad de un apoyo, considerar {4.3.2.2 (11) EC 2}.

2.5.4 Ménsulas cortas

{5.4.4}

Para detalles, ver {5.4.4}

2.5.5 Muros de hormigón armado

{5.4.7}

Para muros en los que la armadura se tiene en cuenta para el análisis de la resistencia, ver {5.4.7, EC 2}

B 2.11**Corrugados a posteriori con resina****2.6 Estados límites de fisuración**

{4.4.2}

La fisuración debe limitarse de tal modo que no perjudique el correcto funcionamiento de la estructura o haga que su apariencia sea inaceptable.

Nota: Normalmente, los requisitos en servicio se especifican por la propiedad.

Para detalles de cálculo ver {4.4, EC 2, Estado límite de Servicio}.

En las juntas de construcción, se debe tener especial cuidado con el estado límite de fisuración inducido por fuerzas de coacción debidas a retracción o efectos por temperatura durante el curado del hormigón.

Area mínima de armadura

{4.4.2.2}

Para determinar el área mínima de armadura requerida para asegurar una fisuración controlada en una pieza o en una parte de ella, sometida a tensiones de tracción debidas a deformaciones impuestas coartadas, el área mínima de armadura requerida puede calcularse con la siguiente relación:

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s \quad \text{(eq. 4.78)}$$

donde:

A_s = área de armadura en la zona traccionada.

A_{ct} = área de hormigón en la zona de tracción (aquella parte de la sección que está traccionada justo antes de formarse la primera fisura).

σ_s = la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de la formación de la fisura: para casos normales $\sigma_s = f_{yk}$, sin embargo, puede ser necesario un valor menor para satisfacer los límites de anchura de fisura especificados por el proyectista.

$f_{ct,eff}$ = la resistencia efectiva del hormigón a tracción en el momento en el que se espera que aparezcan las primeras fisuras:

para casos normales $f_{ct,eff} = 3 \text{ N/mm}^2$,
excepto otras especificaciones del proyectista para satisfacer condiciones especiales.

k_c = un coeficiente que tiene en cuenta la naturaleza de la distribución de las tensiones dentro de la sección inmediatamente antes de la fisuración. (combinación de los efectos de las cargas con los de las deformaciones impuestas coartadas).

= 1.0 para tracción pura

= 0.4 para flexión sin esfuerzo normal de compresión

(para secciones sometidas a un esfuerzo normal o pretensado, véase el párrafo {4.4.2.2 (7), EC 2}

k = un coeficiente que considera el efecto de tensiones no uniformes autoequilibrantes

= 0.8 generalmente para esfuerzos de tracción debidas a la coacción de deformaciones internas

= 0.8 para secciones rectangulares $h \leq 30 \text{ cm}$

= 0.5 para secciones rectangulares $h \geq 80 \text{ cm}$

= 1.0 para esfuerzos de tracción debidos a deformaciones externas coartadas

Resumen de normas de armado como ejemplo, para hormigón C20/25, para barras ϕ 32 mm			
Longitud básica de anclaje:			
Tensión última de adherencia de diseño f_{bd}	$f_{bd} = 2.3 \text{ N/mm}^2$	Barras a tracción y a compresión {tabla 5.3, EC 2} multiplicar por 0.7 para malas condiciones de adherencia	
Longitud básica de anclaje	$\ell_b = (\phi/4) \times (f_{yd}/f_{bd})$	{ecuación 5.3, EC 2}	
Longitud de anclaje ℓ_{inst}:	$\ell_{b,net} = a_a \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq \ell_{b,min}$		{ecuación 5.4, EC 2} $\alpha_a = 1.0$ para barras rectas
Longitud mínima de anclaje	$\ell_{b,min} = 0.3 \ell_b \geq 10 \phi$ o 100 mm $\ell_{b,min} = 0.6 \ell_b \geq 10 \phi$ o 100 mm	en tracción {ecuación 5.5, EC 2} en compresión {ecuación 5.6, EC 2}	
Armadura transversal	ver {5.2.3.3, EC 2}		
Apoyo extremo simplemente apoyado, considerar el mayor de:	$2/3 \ell_{b,net}$ $\ell_{b,net}$ $F_s = V_{Sd} \cdot a_1 / d + N_{Sd}$	para apoyo directo {5.4.2.1.4, EC 2} para apoyo indirecto {eq. 5.15, EC 2}	
Corte de armadura	el mayor de: $\ell_{b,net}$ o d	{5.4.2.1.3 (2), EC 2}	
Longitud de solape ℓ_s:	$\ell_s = \ell_{b,net} \cdot a_1 \geq \ell_{s,min}$ {ecuación 5.7, EC 2}		
% de barras solapadas	< 30 %	Todo el	> 30%
Distancia entre barras a	$\geq 10 \Phi$	Resto de	< 10 Φ
Distancia a borde b	$\geq 5 \Phi$	Los casos	< 5 Φ
$\alpha_1 =$	1.0	1.4	2.0
$\ell_{s,min} =$	$\text{MAX} \begin{cases} 0.3\ell_b \\ 15\Phi \\ 200\text{mm} \end{cases}$	$\text{MAX} \begin{cases} 0.42\ell_b \\ 15\Phi \\ 200\text{mm} \end{cases}$	$\text{MAX} \begin{cases} 0.6\ell_b \\ 15\Phi \\ 200\text{mm} \end{cases}$
Armadura transversal	{5.2.4.1.2, EC 2}		
Detalles:			
Distancia entre barras embebidas	$s \geq d_g$ $s \geq 1 \phi$ o 20 mm	d_g es el tamaño máximo del árido {5.2.1.1 EC 2}	
Distancia entre barras colocadas a posteriori	$s \geq 5 f$	Tener en cuenta desviaciones debido al proceso de taladro	
Recubrimiento de barras embebidas	$c \geq 1 \phi$	{4.1.3.3 (5ff) EC 2} adherencia protección a corrosión: {tabla 4.2, EC 2} resistencia: {parte X, EC 2}	
Recubrimiento de barras colocadas a posteriori	$c \geq 2 f$ o 30 mm	Tener en cuenta desviaciones debidas al proceso de taladro; protección a corrosión: {tabla 4.2, EC 2} resistencia a fuego: consulta a oficina técnica Hilti	
Max. Distancia entre barras a tracción	Control de fisuración: {4.4.2, EC 2} especificaciones mínimas en {5.4, EC 2}, elementos Estructurales se aplica tanto a barras colocadas in situ como a barras colocadas a posteriori.		

A05 Comportamiento adherente de barras corrugadas en hormigón

1. Barras corrugadas embebidas

Las teorías de hormigón armado asumen que las barras corrugadas sólo absorben fuerzas de tracción o compresión.

La transferencia de carga desde las barras al hormigón se realiza (aprox. 90%) por la acción resistente de las corrugas contra el hormigón (figura 1). Se asume que las reacciones del hormigón sobre la barra forman unas diagonales de compresión a 45°.

Si la tensión entre el hormigón y la barra alcanza valores elevados, las fuerzas resistentes concentradas en frente de las corrugas provocan la formación de fisuras en forma de cono que comienzan en la cresta de las corrugas. Las cuñas de hormigón resultantes entre las corrugas transfieren las fuerzas resistentes dentro del hormigón circundante, pero el efecto de acuñamiento de las corrugas es limitado. En este estado, el desplazamiento de la barra con respecto al hormigón (deslizamiento) se debe a la flexión de las cuñas y al aplastamiento del hormigón en frente de las corrugas.

Las fuerzas resistentes, que están inclinadas con respecto al eje de la barra, se pueden descomponer en direcciones paralela y perpendicular al eje de la barra. La suma de las componentes paralelas iguala la fuerza de adherencia, mientras que las componentes radiales inducen tensiones de tracción circunferenciales en el hormigón circundante, que podrían provocar fisuración radial (*splitting*).

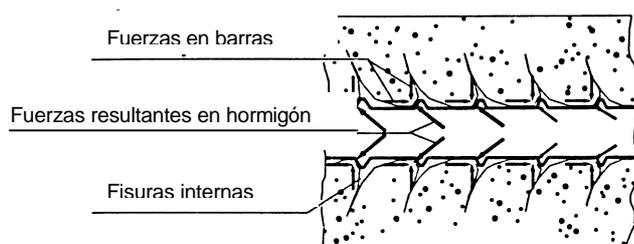


Figura 1a

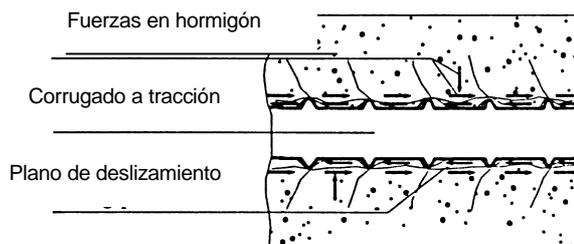


Figura 1b

La rotura de la adherencia podría ocurrir por arrancamiento (aplastamiento del hormigón entre las corrugas, figura 1b) o, si el confinamiento del hormigón circundante no es suficiente, por la fisuración del hormigón (tipo *splitting*). La fisuración (tipo *splitting*) viene determinada por el recubrimiento del hormigón, la armadura transversal, la distancia entre barras, diámetro de la barra y la fuerza en la barra (normalmente alcanzando el límite elástico).

En consecuencia se pueden considerar dos modos de fallo:

Rotura de la adherencia (figura 1b):

Si el confinamiento (recubrimiento del hormigón, armadura transversal) es suficiente para prevenir la fisuración (*splitting*) del recubrimiento de hormigón, la rotura de la adherencia es debida a la extracción de la barra corrugada. En ese caso las cuñas de hormigón se rompen y se crea un plano de deslizamiento alrededor de la barra. De este modo, el mecanismo de transferencia de cargas cambia, pasando a ser por rozamiento, en lugar de ser por la capacidad resistente de las cuñas. Puede tomarse como parámetro que separa estas dos situaciones la resistencia a rasante de las cuñas. Una vez producida la rotura de las mismas se produce una reducción considerable de las tensiones de adherencia. Manteniendo la carga, la superficie de deslizamiento se va alisando debido al desgaste y a la compactación, lo que conllevará una disminución mayor de las tensiones de adherencia, similar al caso de barras lisas.

Rotura por fisuración (*splitting*) (figura 1c):

Si la fisuración radial se propaga a través de todo el recubrimiento, la rotura de la adherencia por fisuración (*splitting*) es determinante. En ese caso, la máxima tensión de adherencia sucede al máximo confinamiento del hormigón, el cual se alcanza cuando las fisuras radiales han penetrado en torno al 70% en el recubrimiento. Una propagación mayor de la fisuración da como resultado un descenso de las tensiones de confinamiento. Estas tensiones se reducen mucho cuando se alcanza la superficie exterior,

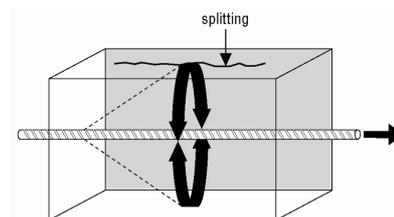


Figura 1c

produciéndose una brusca caída de la tensión de adherencia.

2. Solapes de barras

2.1 Modelo de transferencia de carga en solapes

La transferencia de carga entre barras se lleva a cabo por medio de diagonales (bielas) de compresión en el hormigón (figura 2a). Se asume un modelo de celosía a 45°. Las fuerzas perpendiculares resultantes actúan de modo similar a las fuerzas que provocan fisuración (tipo splitting), descritas en la sección anterior. Normalmente, la armadura transversal recoge las fuerzas que provocan fisuración (tipo splitting), e igualmente dichas fuerzas pueden ser recogidas por la resistencia a tracción del hormigón si los valores son pequeños. La cantidad de armadura transversal o de cosido necesaria se especifica en las normas de hormigón armado.

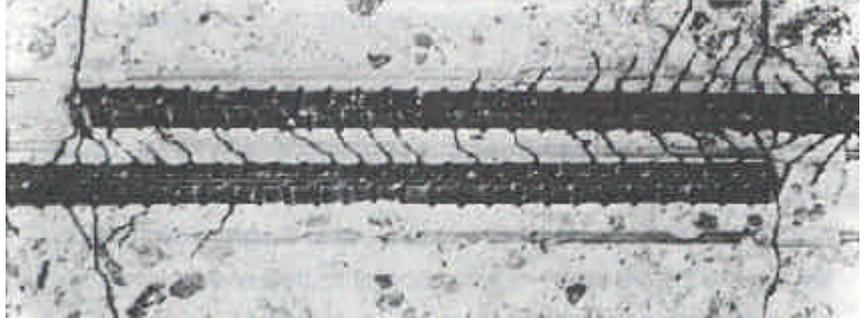


Figura 2a: Transferencia de carga en solapes

2.2 Influencia de la distancia entre barras y del recubrimiento en la fisuración del hormigón

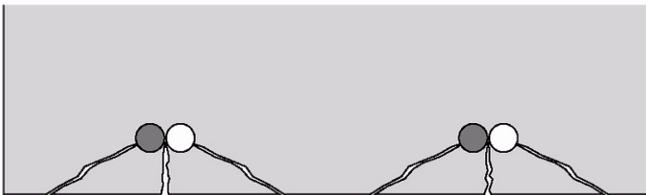


Fig 2b: Fisuración hacia borde o *splitting*

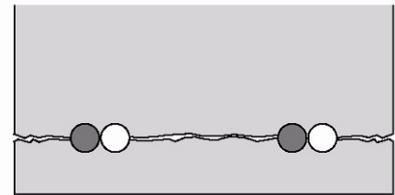


Fig 2c: Fisuración entre barras o *spalling*

En la mayoría de los casos, la armadura se coloca cerca de la superficie del elemento de hormigón para conseguir una buena distribución de fisuras y una capacidad a flexión económica.

Para solapes con amplias distancias entre corrugados (normalmente en losas, figura 2b), la capacidad de carga del hormigón depende sólo del espesor del recubrimiento del hormigón. Cuando la distancia entre corrugados es pequeña (normalmente en vigas, figura 2c) la capacidad de carga depende de la distancia entre barras y del espesor del recubrimiento.

La norma española EHE y el Eurocódigo 2 tienen en cuenta estos fenómenos en el cálculo del solape multiplicando la longitud de solape por un coeficiente en función de la separación entre barras, además de controlarlos indirectamente limitando el recubrimiento. Por el contrario la norma norteamericana ACI 318 sí lo tiene en cuenta en el cálculo de la longitud de anclaje, tal y como se explica en el anejo 07 del presente documento.

3. Comportamiento adherente de barras corrugadas colocadas a posteriori

La transmisión de carga para barras corrugadas colocadas a posteriori es similar a la de las barras embebidas. La eficiencia depende de la resistencia de la resina adherente frente a la carga concentrada cerca de las corrugas y de la capacidad de transferencia de carga en la superficie interior del taladro.

En muchos casos los valores de adherencia de las barras colocadas a posteriori son superiores a los de las barras embebidas debido a un mejor comportamiento de la resina. Pero para distancia a borde y/o entre barras pequeña, las fuerzas que provocan fisuración hacia borde (*splitting*) o entre barras (*spalling*) resultan determinantes debido a la baja capacidad a tracción del hormigón.

A06 Interacción entre *splitting*¹ y adherencia

1. Generalidades

Los anclajes y solapes de barras se definen en las correspondientes normativas de hormigón armado. En muchos casos estas longitudes se miden en múltiplos del diámetro de la barra. Dichas longitudes dependen del estado tensional existente en la zona de anclaje/solape y del recubrimiento y la distancia entre barras. Las normativas evitan los fallos por *splitting* y extracción de la barra, así como los desplazamientos excesivos, con las longitudes de anclaje y solape que prescriben.

Las barras colocadas a posteriori deben cumplir los mismos criterios en rotura y en servicio. *Splitting* es la rotura del hormigón alrededor del anclaje debido a tensiones radiales excesivas. Mientras que los procedimientos de diseño recogidos en las normativas controlan la rotura por *splitting* al limitar la distancia mínima al borde y la separación, dichas limitaciones deberían omitirse en el caso de corrugados a posteriori, porque su eficiencia estructural depende generalmente en su colocación cerca del borde del hormigón. Como el *splitting* es rotura pura del hormigón, el diseño de barras colocadas a posteriori debería respetar los mismos criterios que barras in situ. La normativa norteamericana de hormigón armado (*American Building Code, ACI 318-02*) proporciona fórmulas explícitas para el cálculo longitud de anclajes de barras colocadas in situ, teniendo en cuenta la calidad del hormigón y la geometría.

El otro modo de fallo de barras corrugadas es la rotura de la adherencia (fallo por extracción o *pull out*). Si la separación y distancia al borde no son determinantes, las tensiones de adherencia admisibles en barras colocadas in situ difieren bastante de las tensiones de adherencia admisibles en barras colocadas a posteriori. En barras embebidas, la resistencia de adherencia es función principalmente de la geometría de la corruga, mientras que la adherencia de las barras colocadas a posteriori depende de las características de la resina. Dichas características varían de un producto al otro.

2. Ensayos de solapes para determinar si la rigidez de la resina es adecuada

La transferencia de carga en solapes en hormigón armado funciona gracias a la microfisuración en la corruga, lo que hace que la tensión de adherencia se distribuya uniformemente incluso en solapes largos. Se consideró necesario demostrar que la rigidez de un solape con barras colocadas a posteriori es similar a la de un solape ejecutado con barras in situ, y que se pueda contar del mismo modo con la resistencia del hormigón a un fallo por *splitting*.

Se realizaron ensayos con barras solapadas colocadas in situ y con solapes en los que una barra se ejecutó in situ y la otra a posteriori con Hilti HIT-HY 150 o Hilti HIT-RE 500 (colocadas a los 28 días después de hormigonar). La figura 2 es un croquis de las muestras empleadas, en las que se dejó siempre la misma separación entre las superficies exteriores de las barras. Se midieron los desplazamientos de los extremos de las barras (tanto los extremos cargados como los no cargados) tomando como referencia la superficie del hormigón. También se midió el tamaño de las fisuras debidas al *splitting*.

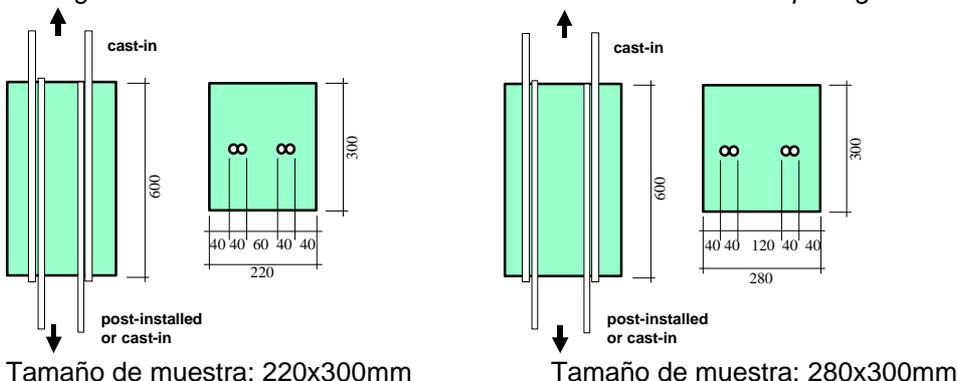


Figura 2: Muestras del ensayo de solapes

¹ En el anejo 05 se ha distinguido entre fisuración hacia borde o *splitting* y fisuración entre barras o *spalling*. De aquí en adelante se empleará el término *splitting* para denominar a ambos fenómenos, salvo que se indique lo contrario.

Corrugados a posteriori con resina

B 2.11

Europa EC2

3. Cargas de rotura

Las cargas de rotura de cada una de las tres combinaciones (dos barras ejecutadas in situ/ una barra in situ, una con Hilti HIT-HY150 / una barra in situ, una con Hilti HIT-RE 500) resultaron ser equiparables, con una dispersión del 10%.

Carga de Rotura	Muestra	
	220x300	280x300
ambas barras in situ	209.5 kN	259.4 kN
un lado con Hilti HIT-HY150	234.0 kN	271.9 kN
un lado con Hilti HIT-RE 500	234.1 kN	267.3 kN

Tabla 2: Cargas de rotura de los ensayos de solapes (valor medio de 3 ensayos por cada caso)

Spieth [11], [12] ha demostrado que para que el solape se comporte correctamente y las cargas últimas sean altas es necesario un reparto uniforme de la carga transferida a lo largo de la longitud empotrada y una rigidez comparable a la de barras in situ. La Tabla 2 muestra que las cargas últimas obtenidas con solapes colocados a posteriori con el sistema Hilti HIT son aún todavía mayores que las obtenidas en las muestras con solapes ejecutados in situ.

Se ha demostrado que solapes colocados a posteriori con las resinas Hilti HIT-HY 150 y Hilti HIT-RE 500 tiene un comportamiento igual al de solapes ejecutados in situ.

Spieth [12] hizo también ensayos de solapes para comparar con otras resinas. Las dimensiones de las muestras eran similares a las de la figura 2 de 220x300mm, pero además tenían armadura transversal. Las figuras 3 a-c muestran las tensiones máximas de acero sometido a la carga de rotura para solapes embebidos, luego solapes con un mortero híbrido, con mortero blando de poliéster y con un mortero rígido de epoxy.

En estos ensayos los solapes de barras in situ y con resina alcanzaron cargas de rotura similares. La carga de rotura con el sistema rígido de epoxy fue un 5-10% menor y la alcanzada por el mortero blando de poliéster fue un 25% menos.

4. Tensión de acero a lo largo del solape

Las figuras 3 a-c muestran la tensión del acero a lo largo del solape en el caso de a) ambas barras colocados in situ, b) una barra colocada in situ y una con Hilti HIT-HY150 y c) una barra colocada in situ y una con Hilti HIT-RE 500. Estos valores se midieron durante los ensayos en una muestra de 220x300mm, según la figura 2.

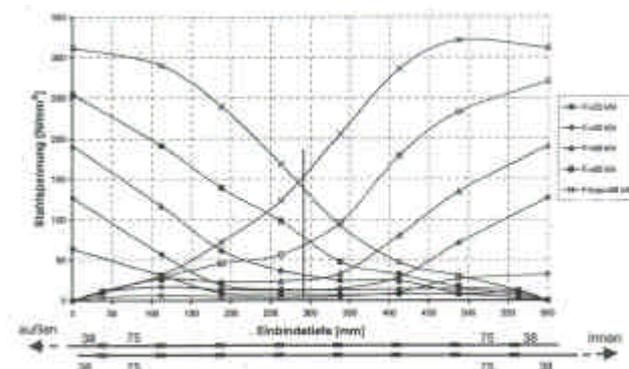


Figura 3a) Tensión de acero en solape con barras in situ (de [11]).

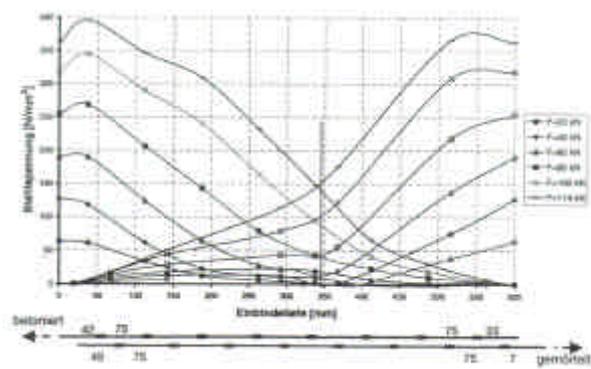


Figura 3b) Tensión de acero en solapes con barras in situ (izq.) y con Hilti HIT-HY 150 (drcha), (de [11]).

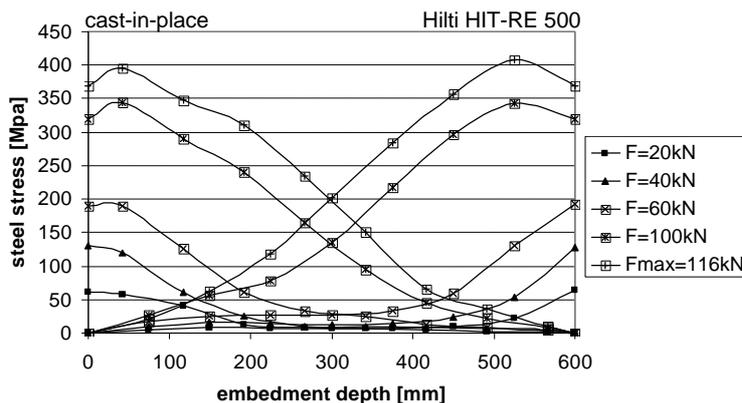


Figura 3c) tensión de acero en el solape, barra colocada con Hilti HIT-RE 500

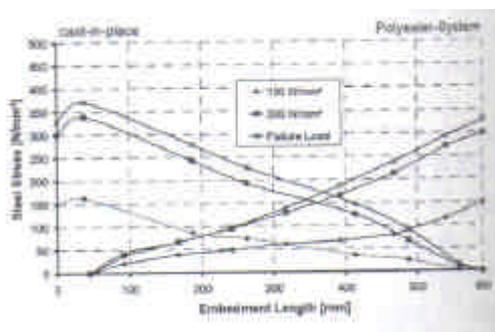
Corrugados a posteriori con resina

B 2.11

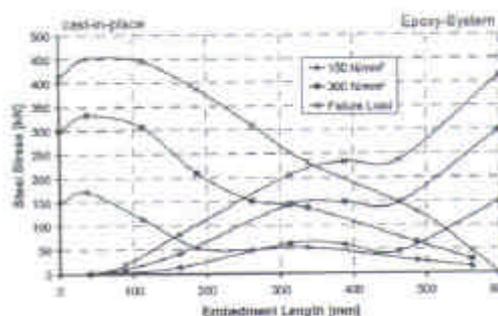
Europa EC2

La figura 3a muestra que la distribución de tensiones en las dos barras in situ es simétrica; en el solape con Hilti HIT-HY 150 (fig. 3b) existe una pequeña excentricidad en la distribución de tensiones, pero a la luz de los resultados de las cargas últimas, esta ausencia de simetría no es determinante, ya que los valores de carga se encuentran en el mismo rango. La figura 3c muestra que las tensiones en las barras colocadas con Hilti HIT-RE 500 son casi idénticas a las tensiones en barras in situ o colocadas con Hilti HIT-HY 150. Por tanto se puede afirmar que la distribución de cargas en barras colocadas con Hilti HIT-HY 150 y Hilti HIT-RE 500 es igual a la producida en barras colocadas in situ.

Otros ensayos hechos por Spieth [12] parecieron demostrar que los morteros que no proporcionan una rigidez general similar a la de barras embebidas, (morteros blandos con base de poliéster o resina rígida de base epoxídica), no son adecuados para estas aplicaciones. La transferencia de carga resultó ser claramente no simétrica, lo que llevó a una rotura prematura por *splitting* prematuro (fig. 3d,e).



d) Resina blanda de poliéster



e) Resina rígida de base epoxídica

Figura 3 d,e: Tensión de acero en solape (de [12])

Bibliografía

- [2] Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02) and Commentary 318R-02 American Concrete Institute, Michigan. ISSN 0065-7875.
- [3] Darwin, D., Idun, E.K. et al.: Reliability-Based Strength Reduction Factor for Bond. ACI Structural Journal, V. 95, No. 4, July-August 1998
- [4] Darwin, D., Zuo M.L., et al.: Development Length Criteria for Conventional and High Relative Rib Area Reinforcing Bars. ACI Structural Journal, V. 93, No. 3, May-June 1996.
- [5] Pullout and Direct Shear Tests of Deformed Reinforcement Using Product A. Final Test Report for Hilti. Prof. D.-U. Choi, Hankyong National University, Korea. December 1999.
- [6] Pullout Tests with Product B. Hilti internal test report. No publicado.
- [8] Chinn, Ferguson, Thompson, Neils, 1955. Lapped Splices in Reinforced Concrete Beams. ACI Journal, Proceedings V. 54, No. 8, Feb., pp. 689-698
- [9] Spieth, Eligehausen, Fuchs: Eingemörtelte Bewehrungsstäbe (Verbundmörtel HIT-HY 150), Auszugsversuche an Einzelstäben mit großer und kleiner Betondeckung. Bericht FH1/1 – 97/1 vom 18.8.1997
- [10] Kuster: Zur Verankerung von Bewehrungsstäben. Diplomarbeit ETH Zürich, 2001.
- [11] Tragverhalten von Übergreifungsstößen eingemörtelter Bewehrungsstäbe. Tesis doctoral de A. Quasem, Universität Stuttgart, März 1999
- [12] Spieth, Ozbolt, Eligehausen, Appl: Numerical and Experimental Analysis of Post-Installed Rebars Spliced with Cast-in-Place Rebars. International Symposium on Connections between Steel and Concrete. RILEM, Stuttgart, Sept. 2000.

A07 Diseño de conexiones con corrugados empleando el sistema Hilti HIT y el enfoque del ACI 318-02

1. Enfoque del ACI 318-02

La normativa norteamericana del *American Concrete Institute*, ACI 318-02, proporciona una formulación explícita para el diseño de anclajes y solapes teniendo en cuenta el posible fallo por *splitting* en función del recubrimiento (medido en dicha normativa desde el centro de la barra) y la separación entre barras (intereje). Para el diseño de conexiones con corrugados según el sistema Hilti HIT se adoptan y amplían dichas fórmulas. La longitud de anclaje o solape se calcula en función del límite elástico del acero, la resistencia del hormigón, el diámetro de la barra, el mínimo valor de el recubrimiento o la semidistancia entre barras y un coeficiente que tiene en cuenta la presencia de la armadura transversal.

La Figura 1 muestra la tensión de adherencia en función del parámetro c/\varnothing o $s/(2\varnothing)$. La tensión de adherencia limitada por el posible fallo por *splitting* está representada por una línea inclinada y crece junto con c/\varnothing o $s/(2\varnothing)$. Llega un momento en que la limitación de la tensión de adherencia ya no es debida al fallo por *splitting* sino al fallo de la adherencia entre ambos materiales (acero/hormigón en el caso de barras colocadas in situ o adherencia resina/hormigón en el caso de barras colocadas con resina). Dicho valor de tensión de adherencia máxima viene dado en las normativas de hormigón armado (punto 5.2.2.2 del EC 2) o por el fabricante de la resina en el caso de barras colocadas a posteriori y depende de la resistencia del hormigón. Por ejemplo, según la normativa ACI 318-02 la tensión de adherencia para un hormigón de calidad similar a la C25/30 (HA-25) es de 3.9 N/mm^2 .

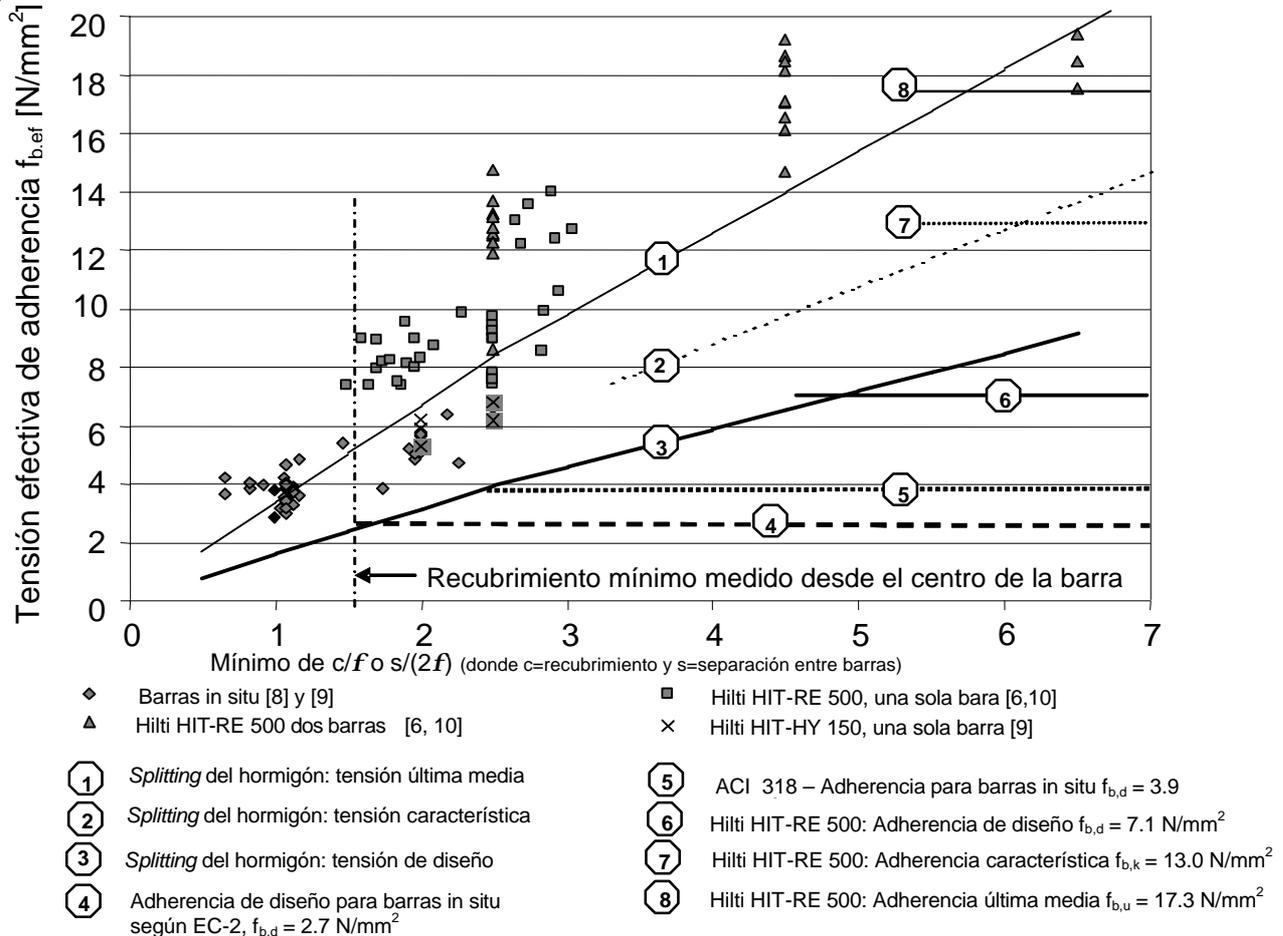


Fig. 1 Tensiones de adherencia, distinguiendo entre limitación por *splitting* y adherencia en hormigón C25/30

El límite de tensión de adherencia

Como se ve en la figura y se ha dicho en el párrafo anterior, la norma ACI 318-02 evita el fallo por extracción (*pullout*) al limitar la tensión de adherencia de diseño a 3.9 N/mm^2 en hormigón de clase C25/30 siempre que no se produzca un fallo por *splitting*. En casos de recubrimientos pequeños o poca separación entre barras, la tensión de adherencia de diseño se limita según las fórmulas. Otras normativas, como el EC 2 simplifica esta regla y limita la tensión de diseño a un valor tal que no se produzca fisuración por *splitting* si se respetan la separación mínima y el recubrimiento mínimos. El EC 2 fija la resistencia de adherencia de diseño para

Corrugados a posteriori con resina

B 2.11

Europa EC2

hormigón del clase C25/30 en 2.7 N/mm^2 . Así que, en rigor, la tensión de adherencia máxima especificada en el EC 2 no es una limitación debida a la adherencia entre el acero y el hormigón sino una condición fijada para evitar el *splitting*. La figura 1 muestra varias tensiones de adherencia tal y como se especifica para barras coocadas in situ y barras ejecutadas a posteriori.

En corrugados colocados a posteriori, la tensión adherencia máxima depende de las características de la resina y la función que la gobierna no tiene por qué ser igual la formulación para barras embebidas. Así que se ha adoptado la limitación de fallo por adherencia que figura en la normativa, empleando la tensión de adherencia de diseño específica de la resina y se ha adoptado también la función de fallo por *splitting* según los resultados de los ensayos.

2. Interacción entre recubrimiento y armadura transversal (armado contra *splitting*)

Los ensayos indican que armadura transversal mejora la resistencia al *splitting*. El efecto beneficioso de este armado se tienen en cuenta sumando un término al recubrimiento en la formulación (téngase en cuenta que en esta formulación el recubrimiento c es el menor de el recubrimiento o la semidistancia entre barras, ambas magnitudes medidas desde el centro de la barra). La normativa ACI 318-02 tiene en cuenta explícitamente la influencia de armadura transversal que pueda evitar *splitting* mediante el "índice de armadura transversal", K_{tr} .

Tensión de adherencia limitada por *splitting* según la formulación del ACI 318-02:

$$f_{bd} = \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{c + K_{tr}}{4 \cdot f \cdot x}; \quad K_{tr} = \frac{A_{tr} \cdot f_{yt}}{10.34 \cdot s_{tr} \cdot n}; \quad \frac{c + K_{tr}}{f} \leq 2.5 \text{ para barras colocadas in situ (Unidades del SI)}$$

SI)

donde:

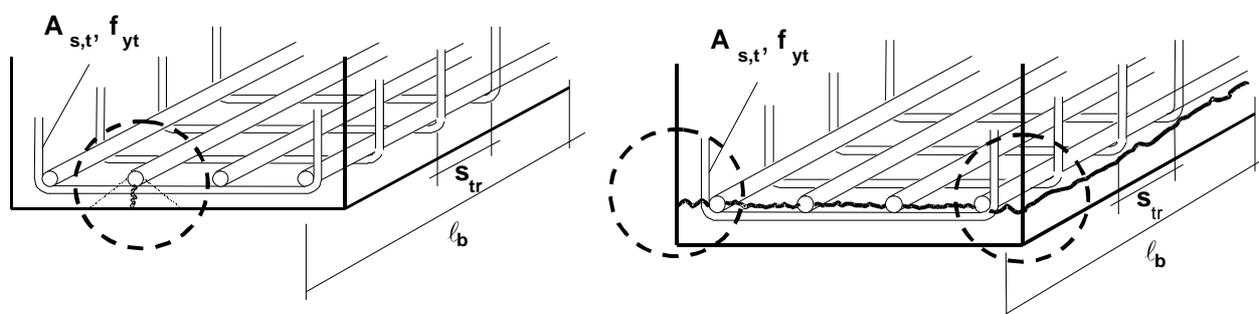
A_{tr} : Área de armadura transversal contenida en la separación s_{tr} , y que corta al posible plano de fisuración por *splitting* que contiene a la armadura a anclar [mm^2]

f_{yt} : límite elástico de la armadura transversal [N/mm^2]

s_{tr} : separación máxima de armadura transversal entre ℓ_b , eje a eje [mm]

n : número de barras longitudinales contenidas en el plano de *splitting* [-]

x : producto del resto de factores de ajuste



a) *splitting*: fisuración hacia borde

b) *spalling*: fisuración entre barras

Figura 2: Armadura transversal (armadura de *splitting*)

La Figura 2 muestra la influencia del armado transversal en dos casos típicos. Con poco recubrimiento del hormigón (Fig. 2a) la fisura se dirige desde la barra hacia el borde. La armadura transversal cruza el plano de *splitting* solamente una vez; por lo que el área total de armadura transversal que cruza el plano de *splitting* es $A_{tr} = A_{s,t}$ y el número de barras contenidas en el plano de *splitting* es $n=1$. Con poca separación, es determinante la fisuración entre barras o *spalling* (Fig. 2b.) En este caso, cada estribo cruza el plano de fisuración dos veces. Por tanto $A_{tr} = 2 A_{s,t}$ y $n = 4$. En una losa con armado horizontal en lugar de estribos, los valores de estos parámetros serían los mismos que en el caso de la figura 2a ($A_{tr} = A_{s,t}$, $n = 1$). Pero en el caso de *spalling* (Fig. 2b), no existiría contribución alguna de la armadura transversal ($A_{tr} = 0$) dado que ninguna barra del armado transversal cortaría el plano de fisuración.

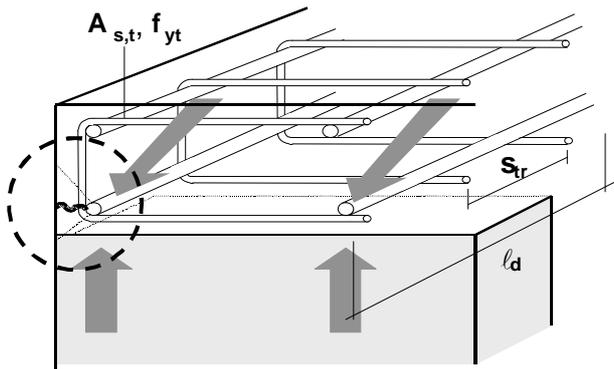
Por ejemplo, un armado transversal formado por barras de 10 mm de límite elástico de 500 N/mm^2 y separadas 200 mm arroja un valor de $K_{tr} = 19 \text{ mm}$ en el caso de la Figura 2a y $K_{tr} = 9.5 \text{ mm}$ en el caso de la Figura 2b. En una losa con armadura transversal horizontal, resultaría $K_{tr} = 0$ en el caso de *spalling* (fig 2b).

El índice de armadura transversal K_{tr} equivale, en la formulación, a un recubrimiento "adicional" de valor K_{tr} .

Corrugados a posteriori con resina

B 2.11

Europa EC2



La figura 2c muestra una losa simplemente apoyada. La fisuración vertical por *splitting* se evita por la reacción del apoyo y la biela inclinada. No obstante sí puede producirse una fisuración horizontal en el borde, a lo largo de la superficie lateral de la losa. La presencia de estribos en dicha zona mejora el anclaje de la barra si el armado transversal se tiene en cuenta en el cálculo

Figura 2c: Fisuración en el borde del apoyo

3. Formulas empleadas en las hojas Excel de cálculo diseñadas por Hilti

para $\frac{c + K_{tr}}{\phi} \leq 2.5$ (barras in situ y colocadas a posteriori):

$$f_{bd} = \frac{\sqrt{f_{ck}}}{4 \cdot g} \cdot \frac{c + K_{tr}}{f}; \quad \text{o:} \quad \frac{\ell_b}{f} = \frac{f_y}{\sqrt{f_{ck}}} \cdot \frac{g}{c + K_{tr}}$$

para $\frac{c + K_{tr}}{\phi} > 2.5$ (sólo barras colocadas a posteriori):

$$f_{bd} = \frac{\sqrt{f_{ck}}}{4 \cdot g} \cdot \left[2.5 + 0.75 \cdot \left(\frac{c + K_{tr}}{f} - 2.5 \right) \right]; \quad \text{or:} \quad \frac{\ell_b}{f} = \frac{f_y}{4 \cdot \sqrt{f_{ck}}} \cdot \frac{g}{2.5 + 0.75 \cdot \left(\frac{c + K_{tr}}{f} - 2.5 \right)}$$

donde:

f_{bd} Valor de diseño de tensión la adherencia

ℓ_b Longitud de anclaje

ϕ Diámetro nominal de la barra

f_{ck} Resistencia característica del medida en probeta cilíndrica

c $\min\{c_{\min}; 0.5 s\}$

c_{\min} distancia mínima desde el borde al eje de la barra

s separación entre barras, medida entre ejes

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} \cdot f_{yt}}{10.34 \cdot s_t \cdot n}; \quad \frac{c + K_{tr}}{f} \leq 2.5 \text{ para barras colocadas in situ}$$

A_{tr} : Área de armadura transversal contenida en la separación s_{tr} , y que corta al posible plano de fisuración por *splitting* que contiene a la armadura a anclar [mm²]

f_{yt} : límite elástico de la armadura transversal [N/mm²]

s_{tr} : separación máxima de armadura transversal entre ℓ_b , eje a eje [mm]

n : número de barras longitudinales contenidas en el plano de *splitting* [-]

γ factor del tamaño de barra: $\gamma = 0.8$ para diámetros iguales o menores que 19 mm
y $\gamma = 1.0$ para diámetros de barra iguales o mayores que 22 mm
(interpolando linealmente entre 19 y 22mm -> para diámetro 20mm: $\gamma=0.86$)

Nota: los factores siguientes usados en el ACI 318 adoptan el valor 1.0 en este caso.

$\beta = 1.0$ para armadura sin pintar

$\lambda = 1.0$ para hormigón de peso normal

Para más información, ver: Kunz, J.; Münger, F.: "Splitting- and bond failure of post-installed rebar splices and anchoring."; Corrugados a posterior en hormigón – desde investigación a la normativa, Notas del 3^{er} Simposio Internacional en la Universidad de Tecnología y Economía de Budapest, Hungría, 20 al 22 Noviembre 2002, p.447 -454.

(Puede solicitar una copia a la Oficina Técnica de Hilti)

A08 Estados Límite de Servicio (ELS)

1. Generalidades

El sistema Hilti HIT empleado con barras corrugadas ha sido diseñado para proporcionar una rigidez similar a las conexiones ejecutadas in situ.

Por tanto todas las exigencias de las normativas respecto a los estados límites de servicio son aplicables a conexiones a posteriori.

Debe comprobarse el estado límite de fisuración a altas temperaturas de servicio si se emplea resina de alta adherencia como la Hilti HIT-RE 500.

Para temperaturas de servicio elevadas y requisitos estrictos ver tabla 1.

Tabla 1: Hilti HIT-RE 500: limitación de la tensión de adherencia $f_{bt,s}$ para cargas cuasi-permanentes y temperaturas elevadas

Tamaño de barra \varnothing [mm]	10	12	16	20	25	28	32	40	w_m [mm]
Temperatura T									
50°C / 122°F	5.3	5.0	4.2	3.7	3.2	2.9	2.7	2.3	0.3
60°C / 140°F	4.3	4.1	3.3	2.9	2.5	2.2	2.1	1.7	

T [°C / °F] temperatura de servicio en el material base en la posición de la barra colocada con resina

$f_{b,s}$ [N/mm²] tensión de adherencia bajo cargas permanentes
(coeficiente de mayoración de cargas $\gamma_f = 1.0$ para la combinación casi permanente)

w_m [mm] Valor medio del ancho de fisura esperado para cargas permanentes

 No decisivo para casos normales

Notas:

- **Es determinante el estado límite último (ELU) en todos los caso.**
- **Téngase en cuenta que todas las cargas en el ELS son 50% a 60% de las cargas en ELU en casos normales.**
- Los valores que figuran en la tabla son válidos para hormigón de resistencia a compresión $f_{ck} \geq 25$ N/mm²
- Hay una dispersión considerable del ancho de fisura y en consecuencia pueden producirse fisuras mayores.

A09 Comportamiento frente a corrosión de armadura colocada a posteriori

La Asociación Suiza de Protección contra Corrosión (SGK) evaluó el comportamiento frente a la corrosión de corrugados colocados a posteriori en hormigón con los sistemas de inyección Hilti HIT-HY 150 y Hilti HIT-RE 500.

Se realizaron ensayos de corrosión con los objetivos de evaluar el comportamiento de los dos sistemas en situaciones similares a la que se dan en realidad en las obras y de comparar los resultados con el comportamiento de barras corrugadas colocadas in situ. El SGK tiene gran experiencia en dichos trabajos, especialmente en reparaciones y mantenimiento.

Los resultados se resumen en los párrafos siguiente:

Hilti HIT-HY 150

- La combinación del sistema Hilti HIT-HY 150 con barras corrugadas se puede considerar resistente a corrosión cuando se emplea en hormigón sano y alcalino. La alcalinidad de la resina evita la pasivación inicial del acero. Dado que la resina es porosa, se produce un intercambio con la solución alcalina del hormigón.
- Si se colocan barras corrugadas con Hilti HIT-HY 150 en hormigón sin cloruros y posteriormente se las expone al cloro, la velocidad de corrosión es *la mitad* de la de las barras colocadas in situ.
- En hormigón con contenido de cloruro, el comportamiento frente a corrosión del conjunto es el mismo que el de barras ejecutadas in situ. En consecuencia no es recomendable emplear barras sin protección en hormigón expuesto al cloro, dado que los fenómenos de corrosión tendrán lugar al poco tiempo.

Hilti HIT-RE 500

- Un revestimiento de adhesivo Hilti HIT-RE 500 de espesor suficiente aumenta considerablemente el tiempo que tarda en empezar el ataque de la corrosión.
- Puede considerarse el sistema Hilti HIT-RE 500 como resistente a corrosión, incluso en hormigón carbonatado y con cloro, si se puede asegurar un revestimiento de al menos 1 mm de espesor. En este caso, es determinante la parte del corrugado que atraviesa la junta entre los dos hormigones, dado que dicha parte de la barra no está protegida.
- Si no se puede asegurar el espesor del revestimiento, el sistema HIT-RE 500 solo se puede usar en hormigón sano. Alguna parte del corrugado puede estar en contacto con la pared del taladro. En ese caso, el acero se comporta como si tuviera un revestimiento fino de resina epoxy.
- En ninguno de los casos estudiados se apreció que acero oxidado de antemano (sin cloro) diese muestras de un ataque por corrosión, incluso en hormigón con cloruros.
- No se apreció una aceleración del proceso de corrosión en puntos defectuosos en el adhesivo. Tampoco se encontró bibliografía al respecto. Incluso si se forma un macro-elemento, la elevada resistencia a su propagación evita un aumento local de la velocidad de corrosión.
- Los datos obtenidos de las referencias concuerdan con los resultados de este estudio.

Puede solicitar un resumen del estudio a la Oficina Técnica de Hilti. Es informe No. 02015a, de fecha noviembre 25, 2002: “Corrosion behavior of fastenings made with Hilti HIT-HY 150 and Hilti HIT-RE 500 injection systems”.

A10 Diseño contra el fuego¹⁾

Si se deben cumplir con requisitos de prevención pasiva contra el fuego, deberá verificarse que se cumplen los ELU a temperatura ambiente. Puede diseñarse frente al fuego según el BS (*British Standard*) 8110 :1997.

En edificación los elementos de gran área (muros y forjados) pueden ser comprobados mediante las Tablas 1 y 2. Las tablas de diseño se deducen de ensayos realizados en la Universidad de Brunswick según la curva de temperatura/tiempo ISO 834 (Fig. 1). El informe Warrington¹⁾ confirmó los resultados del ensayo según las exigencia de los *British Standards* 476: Parte 20.

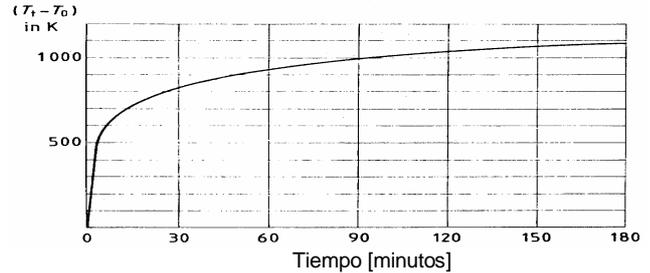


Figura 1: Curva estándar de temperaturas / tiempo (ISO 834)

Nota para Tablas 1 y 2: $F_{s,T}$ = fuerza admisible en la barra cuando está expuesta al fuego
Se puede interpolar linealmente valores intermedios, no extrapolar .

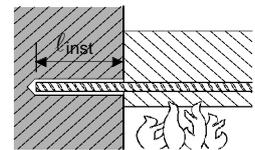


Tabla 1: Barra perpendicular a la losa o muro expuesta/o a fuego

Hilti HIT-HY 150							Tamaño de barra \bar{E}	Máx. $F_{s,T}$	Hilti HIT-RE 500						
Resistencia a fuego de la barra [kN]						l_{inst}			l_{inst}	Resistencia a fuego de la barra [kN]					
F30	F60	F90	F120	F180	F240	[cm]	[mm]	[kN]	[cm]	F30	F60	F90	F120	F180	F240
8.83	3.57	1.88	1.10	0.22	0	10	10	25.3	10	5.68	2.45	1.31	0.85	0.24	0
13.2	6.24	3.46	2.42	0.82	0.28	12			12	10.7	4.44	2.48	1.68	0.68	0.31
17.6	10.5	5.62	4.12	1.92	0.88	14			14	17.6	7.76	4.38	2.99	1.33	0.73
25.3	18.2	13.2	9.61	4.52	2.83	17.5			16.5	25.3	15.1	8.50	5.79	2.58	1.50
	25.3	20.9	17.3	7.57	5.62	21			19.5		25.3	17.6	12.2	5.12	2.93
		25.3	23.8	10.9	8.89	23.5			22			25.3	20.7	8.69	4.78
			25.3	14.2	12.0	25			23.5				25.3	11.8	6.30
				25.3	24.1	30.5			28					25.3	13.9
					25.3	31.5			32						25.3
15.9	7.48	4.15	2.90	0.98	0.34	12	12	36.4	12	12.8	5.33	2.97	2.01	0.82	0.37
23.8	15.2	9.20	6.07	3.13	1.58	15			14.5	23.2	10.7	6.02	4.12	1.84	1.03
36.4	28.4	22.4	18.1	7.99	5.69	20			18	36.4	24.3	15.0	10.1	4.41	2.55
	36.4	31.6	27.4	13.1	10.7	23.5			21		36.4	27.4	20.6	8.47	4.74
		36.4	32.6	18.3	15.8	25.5			23.5			36.4	31.0	14.2	7.56
			36.4	22.3	19.7	27			25				36.4	19.1	9.89
				36.4	34.2	32.5			29.5					36.4	21.4
					36.4	33.5			33.5						36.4
24.7	14.7	7.87	5.76	2.68	1.23	14	14	49.6	14	24.6	10.9	6.13	4.19	1.86	1.03
43.1	33.1	26.1	21.2	9.32	6.64	20			17	39.1	23.5	13.5	9.20	4.07	2.37
49.6	40.8	33.8	28.8	12.9	10.2	22.5			19.5	49.6	35.6	24.7	17.0	7.17	4.10
	49.6	43.1	38.1	21.4	18.4	25.5			22.5		49.6	39.2	31.3	13.5	7.34
		49.6	45.8	29.1	26.1	28			25			49.6	43.4	22.3	11.5
			49.6	33.7	30.7	29.5			26.5				49.6	29.5	15.0
				49.6	47.6	35			31					49.6	32.0
					49.6	36			35						49.6

Esta tabla continúa en la página siguiente

¹⁾ Puede solicitar una copia de los informes de a la Oficina Hilti de Hilti: (Informe Warrington WFRC No. C1211086)

- Informe de ensayo para conexiones con Hilti HIT-HY 150, IBMB, 16 de Julio de 1999
- Informe de ensayo para conexiones con Hilti HIT-RE 500, IBMB, 25 de Agosto de 2000

Corrugados a posteriori con resina

B 2.11

Europa EC2

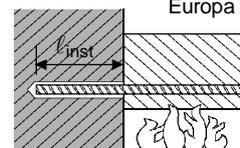


Tabla 1 (continuación): Barra perpendicular a la losa o muro expuesta/o a fuego

Hilti HIT-HY 150							Tamaño de barra Æ	Máx. F _{s,T} [kN]	Hilti HIT-RE 500						
Resistencia a fuego de la barra [kN]						l _{inst} [cm]			l _{inst} [cm]	Resistencia a fuego de la barra [kN]					
F30	F60	F90	F120	F180	F240	[cm]	[mm]	[kN]	F30	F60	F90	F120	F180	F240	
35.2	23.8	15.8	10.3	5.33	2.97	16	16	64.8	16	39.2	21.3	11.9	8.15	3.65	2.11
64.8	53.7	45.7	40.0	20.9	17.5	24.5			19	55.8	37.9	25.4	17.2	7.35	4.22
	64.8	58.0	52.3	33.2	29.8	28			21	64.8	49.0	36.5	27.5	11.3	6.32
		64.8	59.4	40.3	36.8	30			24		64.8	53.1	44.1	20.9	11.0
			64.8	47.3	43.9	32			26.5			64.8	57.9	33.7	17.1
				64.8	61.5	37			28				64.8	42.0	22.2
					64.8	38			32.5					64.8	44.8
									36.5						64.8
61.6	47.3	37.3	30.2	13.3	9.49	20	20	101.2	20	76.6	54.3	38.7	27.5	11.4	6.48
101.2	86.9	76.9	69.8	45.9	41.7	29			24	101.2	82.0	66.4	55.1	26.1	13.8
	101.2	92.3	85.2	61.3	57.0	32.5			27		101.2	87.1	75.9	45.6	23.4
		101.2	96.2	72.3	68.0	35			29.5			101.2	93.2	62.9	35.7
			101.2	78.9	74.6	36.5			31				101.2	73.2	45.7
				101.2	98.8	42			35.5					101.2	76.8
					101.2	43			39.5						101.2
104.5	86.6	74.1	65.3	35.4	30.1	25	25	158.1	25	139.0	111.1	91.6	77.6	39.9	20.6
132.0	114.2	101.6	92.8	62.9	57.6	30			27.5	158.1	132.7	113.2	99.2	61.3	31.8
158.1	141.6	129.1	120.2	90.4	85.1	35			30.5		158.1	139.1	125.1	87.2	52.8
	158.1	145.6	136.7	106.9	101.5	38			33			158.1	146.7	108.8	74.4
		158.1	150.5	120.6	115.3	40.5			34.5				158.1	121.8	87.3
			158.1	128.9	123.5	42			39					158.1	126.2
				158.1	153.8	47.5			43						158.1
					158.1	48.5									
							28	198.3	28	184.7	153.4	131.6	115.9	73.5	38.7
									29.5	198.3	168.0	146.1	130.4	88.0	49.9
									33		198.3	184.8	164.3	121.9	83.3
									35			198.3	183.6	141.2	102.4
									37				198.3	160.6	121.8
									41					198.3	160.5
									45						198.3
							32	259.0	32	255.3	219.6	194.7	176.7	128.2	84.2
									32.5	259.0	225.1	200.2	182.2	133.7	89.7
									36		259.0	238.9	220.9	172.5	128.4
									38			259.0	243.0	194.6	150.5
									39.5				259.0	211.2	167.1
									44					259.0	216.9
									48						259.0
							36	327.8	36	327.8	296.8	268.8	248.5	194.0	144.1
									38.5		327.8	299.9	279.6	225.1	175.2
									41			327.8	310.7	256.2	206.3
									42.5				327.8	274.9	225.0
									47					327.8	281.0
									51						327.8
							40	404.7	40	404.7	385.1	353.9	331.5	270.9	215.8
									41.5		404.7	374.6	352.2	291.6	236.5
									44			404.7	386.7	326.2	271.1
									45.5				404.7	346.9	291.8
									50					404.7	354.0
									54						404.7

$$\text{Max.F}_{s,T} = \frac{\pi}{4} \cdot \phi_e^2 \cdot \frac{0.500}{1,15 \cdot 1,35}$$

Corrugados a posteriori con resina

B 2.11

Europa EC2

Barra paralela a la losa o muro expuesta/o a fuego

Debe verificarse que la fuerza realmente actuante en la barra durante un incendio, $F_{s,T}$, puede ser resistida por la barra empotrada una longitud, l_{inst} . Nota: El diseño a temperatura ambiente en ELU es necesario en cualquier caso.

$$F_{s,T} \leq (l_{inst} - c_f) \cdot \varnothing \cdot \pi \cdot \tau_T \quad \text{donde: } (l_{inst} - c_f) \geq l_s;$$

l_s = longitud del solape calculada en condiciones normales

\varnothing = diámetro nominal de la barra.

$l_{inst} - c_f$ = longitud de solape real; debe ser por lo menos l_s , pero no mayor que $80 \varnothing$

τ_T = tensión de adherencia durante la exposición al fuego

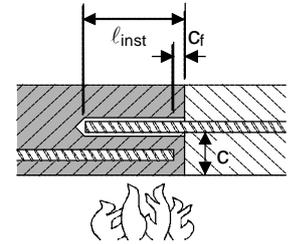


Tabla 2: Barra paralela a la losa o muro expuesta/o a fuego

Tensión máxima de adherencia, τ_T , en función de la distancia real a borde de hormigón según la clasificación de resistencia a fuego.

Resistencia a fuego para Hilti HIT-HY 150						Distancia al borde del hormigón c [cm]	Resistencia a fuego para Hilti HIT-RE 500					
Tensión de adherencia máxima, τ_T [N/mm²]							Tensión de adherencia máxima, τ_T [N/mm²]					
F30	F60	F90	F120	F180	F240		F30	F60	F90	F120	F180	F240
1,4	0,2	0	0	0	0	3	0,7	0	0	0	0	0
1,9	0,7	0	0	0	0	4	0,9	0,5	0	0	0	0
2,4	1,2	0,4	0	0	0	5	1,2	0,6	0	0	0	0
2,8	1,7	0,7	0,3	0	0	6	1,6	0,8	0,5	0	0	0
4,9	2,2	1,2	0,7	0	0	7	2,2	1,0	0,7	0,5	0	0
	2,5	1,7	1,0	0,2	0	8	3,0	1,4	0,8	0,6	0	0
	2,8	2,0	1,5	0,5	0	9	4,0	1,7	1,1	0,8	0,5	0
	4,0	2,3	1,9	0,7	0,3	10	5,4	2,3	1,4	1,0	0,6	0
		2,7	2,3	1,2	0,6	11		2,9	1,7	1,2	0,7	0,5
		2,9	2,6	1,6	0,8	12		3,8	2,2	1,6	0,8	0,6
		4,0	2,8	1,9	1,1	13		4,9	2,8	2,0	1,0	0,65
			3,0	2,2	1,4	14			3,6	2,5	1,2	0,7
			4,5	2,3	1,7	15			4,6	3,1	1,4	0,9
				2,5	2,0	16				3,9	1,7	1,0
				2,6	2,2	17				5,0	2,1	1,2
				2,7	2,4	18					2,5	1,4
				2,8	2,6	19					3,1	1,7
				2,9	2,8	20					3,7	2,0
				3,0	3,0	21					4,5	2,3
				4,5	4,4	22						2,7
						23						3,2
						25						4,5

A11 Fatiga de armadura colocada a posteriori sometida a cargas cíclicas

1. Comentarios generales

En elementos sometidos a esfuerzos variables importantes las conexiones deben diseñarse a fatiga. En el caso de corrugados colocados a posteriori, debe tenerse en cuenta por separado la influencia de la fatiga sobre el acero, sobre el hormigón y sobre la adherencia.

En casos simples se pueden emplear métodos de cálculo simplificados con factores de seguridad altos. Los factores de seguridad parciales para las cargas son los especificados en las normativas de hormigón armado. Los factores parciales de seguridad para los materiales figuran en la Tabla 1.

Tabla 1: Factores parciales de seguridad para materiales sometidos a cargas cíclicas

	Hormigón	Adherencia	Barras corrugadas (acero)
Factor parcial de seguridad	1.5	1.8	1.15

2. Fatiga de las barras corrugadas (acero)

La resistencia a fatiga de barras corrugadas (acero) es la especificada en la vigente normativa de hormigón armado. El comportamiento del acero de las barras colocadas a posteriori con Hilti HIT-HY 150 o Hilti HIT-RE 500 es como mínimo igual al de la armadura ejecutada in situ.

3. Fatiga de la adherencia y hormigón (enfoque simplificado)

Un enfoque simplificado que deja del lado de la seguridad es cumplir la ecuación 1:

$$F_{Sd,fat} \leq N_{Rd} \cdot f_{fat} \quad \text{ec. 1}$$

donde:

$F_{Sd,fat}$ Valor de diseño de la fuerza a anclar según el modelo vigente para el cálculo a fatiga.

N_{Rd} Resistencia de diseño a carga estática de la fijación (adherencia y hormigón).

f_{fat} Factor de reducción por fatiga de adherencia y hormigón: $f_{fat} = 0.5$ ec. 2

Si se conocen los valores máximos y mínimos de la fuerza solicitante se pueden emplear los factores de reducción de la Figura 1 (carga máxima $F_{Sd, fat max}$ admisible en función de $F_{Sd, fat min}$).

Figura 1

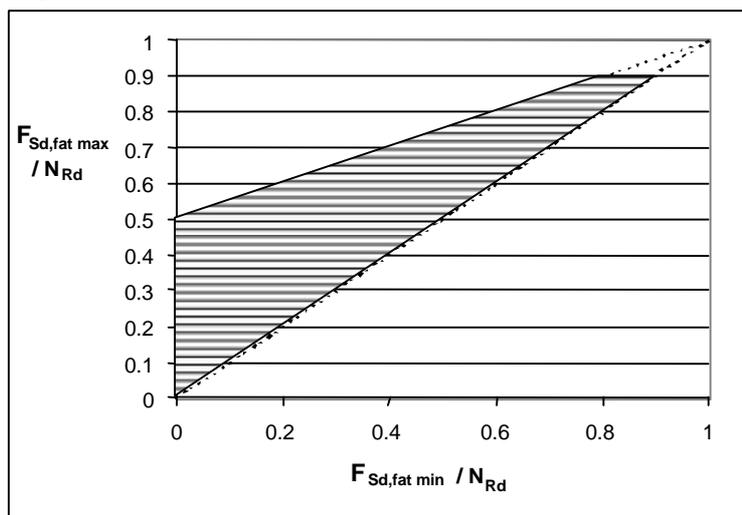
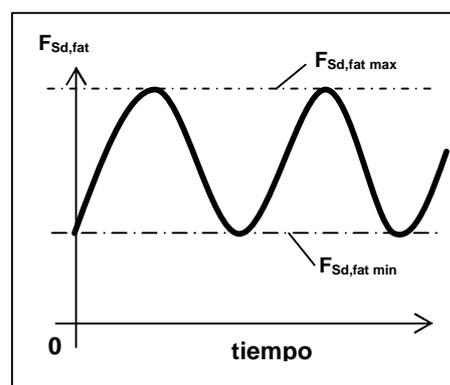


Diagrama para el enfoque simplificado con 10^6 ciclos (Diagrama de Weyrauch)



Si el método simplificado no resulta satisfactorio, puede emplearse las curvas de "Wöhler".

Puede solicitar a la Oficina Técnica de Hilti el siguiente informe: *TWU-TPF 06a/02 Hilti HIT-Rebar: Fatigue*