

EH73.

Según **EH73**, en vigas, la tracción derivada del modelo de bielas y tirantes con que se estudiaba el cortante se resistía mediante hormigón (V_{cu}) y armaduras (V_{su}). Se suponía que el hormigón asumía holgadamente la compresión de la biela sin más consideraciones.

V_{cu} valía $f_{cv} \cdot b_w \cdot d$. f_{cv} era la resistencia a cortante del hormigón, b_w era el ancho menor del alma de la viga y d su canto útil. f_{cv} , tenía un valor constante, $f_{cv} = 0,5 \sqrt{f_{cd}}$, donde f_{cd} era la resistencia de cálculo del hormigón a compresión expresada, como f_{cv} , en kp/cm^2 .

V_{su} era $0,9 \cdot n_t \cdot A_{\theta t} \cdot \frac{d}{s_t} \cdot f_{td} + 0,9 \cdot n_{\alpha} \cdot A_{\theta \alpha} \cdot \frac{d}{s_{\alpha}} \cdot f_{ad} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$ donde:

- V_{su} contribución de las armaduras a la resistencia al cortante (en kp).
- n_t número de ramas verticales (2,3,4..) del cerco vertical.
- $A_{\theta t}$ área del redondo de cada rama del cerco vertical (en cm^2).
- f_{td} resistencia de cálculo del acero de los cercos verticales en kp/cm^2 (≤ 4.000 kp/cm^2).
- s_t separación entre cercos verticales medida en horizontal (en cm).
- n_{α} número de ramas verticales (2,3,4..) de los cercos o número de barras separadas s_{α} inclinados un ángulo α respecto a la horizontal.
- $A_{\theta \alpha}$ área del redondo del cerco inclinado o las barras inclinadas.
- f_{ad} resistencia de cálculo del acero de los cercos inclinados o barras inclinadas (no limitada).
- s_{α} separación entre cercos inclinados o barras inclinadas, medida en horizontal.
- d canto útil de la sección (en cm).

Para poder ser tenida en cuenta en el cálculo, la capacidad mecánica de la armadura transversal total (cercos verticales y barras inclinadas) debía ser $A_{sw} \cdot f_{td} \geq 0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$ de forma que, si solo existían cercos verticales, su separación máxima debía cumplir $s_t \leq \frac{50 \cdot n_t \cdot A_{\theta t} \cdot f_{td}}{f_{cd} \cdot b_w}$, donde $A_{\theta t}$ debía expresarse en cm^2 , f_{td} y f_{cd} en kp/cm^2 y b_w en cm , obteniéndose s_t en cm . Tal separación no podía superar **0,85d** ni **50** cm . **No se contabilizaban para el cálculo las cargas situadas a menos de un canto útil d del apoyo o la cara del pilar.** Se debía prolongar la colocación de cercos o estribos medio canto más allá de donde teóricamente dejasen de ser necesarios.

EH80.

EH80 introdujo un concepto nuevo, la "regla de cosido" según la cual cualquier sección por un plano P sometida a cortante debía ser atravesada por armaduras (de cosido) cuya capacidad mecánica debía ser $\sum A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha} \cdot d \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \geq \tau_d \cdot b$, siendo τ_d la tensión tangencial de cálculo según el plano P, que no debía exceder de $0,3f_{cd}(1 + \cot \alpha)$, y α el ángulo formado por las armaduras respecto de dicho plano P. En la práctica, como el cálculo se refería a una sección $b_w \cdot d$ y el valor de τ_d (con un cortante de cálculo V_d) resultaba $\tau_d = V_d / b_w \cdot d$, lo anterior se traducía en que el valor máximo del cortante en una sección no podía superar $0,3f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$, que, para cercos verticales ($\alpha = 90^\circ$) era $0,3f_{cd} \cdot b_w \cdot d$.

Las contribuciones del hormigón y el acero a la resistencia a la tracción eran las mismas que en EH73, es decir, $V_{cu} = f_{cv} \cdot b_w \cdot d$ y $V_{su} = 0,9 \cdot n_t \cdot A_{\theta t} \cdot \frac{d}{s_t} \cdot f_{td} + 0,9 \cdot n_{\alpha} \cdot A_{\theta \alpha} \cdot \frac{d}{s_{\alpha}} \cdot f_{ad} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$, con los mismos significados. Además, debía comprobarse que en cualquier sección sometida a un cortante V_d no se producía el agotamiento por **compresión oblicua** del alma para lo que $V_d \leq 0,3f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 0,45f_{cd} \cdot b_w \cdot d$, que, para cercos verticales ($\alpha = 90^\circ$), se resumía en que $V_d \leq 0,3f_{cd} \cdot b_w \cdot d$.

Se mantenía la condición de separación máxima de los cercos verticales (que ahora se expresaba como "armadura mínima") $s_t \leq \frac{50 \cdot n_t \cdot A_{\theta t} \cdot f_{td}}{f_{cd} \cdot b_w}$. Además, se establecía que dicha separación máxima no podía exceder de **0,85d** ni **30¹** cm . **No se contabilizaban para el cálculo las cargas situadas a menos de un canto útil d del apoyo o la cara del pilar.** Se debía prolongar la colocación de cercos o estribos medio canto más allá de donde teóricamente dejasen de ser necesarios.

¹ 50 en EH73.

EH88 y EH91

Más o menos, EH88 y EH91 mantuvieron las cosas como habían establecido EH73 y EH80.

En cuanto a la "regla de cosido", la expresión de la capacidad mecánica de la armadura que debía atravesar el plano P se generalizaba a $\sum A_d f_{y,d} \sin \alpha (\cotg \alpha + \cos \theta) \geq \tau_d \cdot b_w$ en la que θ era el ángulo de inclinación de las compresiones, es decir, de las bielas. En línea con lo anterior, debía comprobarse que τ_d no excedía de $0,6 f_{cd} b_w d \operatorname{sen}^2 \theta (\cotg \alpha + \cotg \theta)^2$. En cuanto al resto de las expresiones y consideraciones (contribución del hormigón y las armaduras, agotamiento de biela oblicua y armado mínimo y separaciones máximas), se mantenían igual que en EH80. **No contabilizaban para el cálculo de la armadura de cortante las cargas situadas a menos de un canto útil d del apoyo o la cara del pilar.** Se debía prolongar la colocación de cercos o estribos medio canto más allá de donde teóricamente dejasen de ser necesarios.

EHE³.

El cortante seguía estudiándose mediante un modelo de "cercha" a base de bielas comprimidas de hormigón y tirantes (hormigón y armaduras traccionados). Debía comprobarse, por tanto, que ni unas ni otros fallasen.

El esfuerzo cortante que **AGOTABA LAS BIELAS POR COMPRESIÓN** era $V_{u1} = K \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$, donde

- K** Coeficiente que para vigas sin pretensado ni esfuerzo normal según su directriz valía 1.
f_{cd} Resistencia a compresión del hormigón de las bielas oblicuas, de valor **0,60 f_{cd}**.
α Ángulo de las armaduras con el eje (normalmente horizontal) de la viga.
θ Ángulo de las bielas con el eje de la viga.

Así, para una viga sin normal según su directriz, ángulo de bielas $\theta=45^\circ$ y cercos verticales ($\alpha=90^\circ$), la expresión se transformaba en $V_{u1} = 1 \cdot 0,60 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \frac{\cot 45^\circ + \cot 90^\circ}{1 + \cot^2 45^\circ} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$, valor ya conocido.

Si se optaba⁴ por $\theta=63,43^\circ$, $V_{u1} = 1 \cdot 0,60 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \frac{\cot 63,43^\circ + \cot 90^\circ}{1 + \cot^2 63,43^\circ} = 0,24 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$ (para cercos verticales).

Si se optaba por $\theta=26,57^\circ$, $V_{u1} = 1 \cdot 0,60 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \frac{\cot 26,57^\circ + \cot 90^\circ}{1 + \cot^2 26,57^\circ} = 0,24 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$ (para cercos verticales).

En cuanto a la **RESISTENCIA A LA TRACCIÓN DERIVADA DEL CORTANTE**, el procedimiento era el siguiente⁵:

- 1 Para una sección **QUE DISPUSIESE DE ARMADURA A TRACCIÓN POR FLEXIÓN** debía calcularse:

$$V_{u2} = (0,12 \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} - 0,15 \sigma'_{cd}) b_w \cdot d$$

El paréntesis era la **resistencia a cortante** (τ_u) en N/mm² (con b_w y d en mm) y el resto de variables:

- ξ** Variable de valor $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$, siendo d el canto útil en mm.
ρ_l Cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada $\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0,02$, anclada a una distancia igual o mayor que d a partir de la sección de estudio⁶.
f_{ck} Resistencia característica del hormigón a compresión en N/mm².
σ' _{cd} Tensión axial media en el alma de la sección (tracción positiva).
 Si $\sigma'_{cd} = 0$ (viga sin tracción ni compresión según su directriz) V_{u2} resultaría $V_{u2} = 0,12 \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ y la resistencia a cortante $\tau_u = 0,12 \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}}$ podría tabularse, para $f_{ck} = 25$ N/mm² (H25):

² Según se deduce, la EH80, anterior, consideraba que $q=45^\circ$, lo que conducía a las expresiones allí contempladas $\sum A_d f_{y,d} (\sin \alpha + \cos \alpha) \geq \tau_d \cdot b_w$ y $V_d \leq 0,3 f_{cd} b_w d (1 + \cotg \alpha)$.

³ Algunos, erróneamente, la llamaban EH98, imagino que por la fecha del decreto de su aprobación (11 de diciembre de 1998). Su nombre es "Instrucción de Hormigón Estructural, EHE" a secas.

⁴ Como veremos más adelante, la inclinación de las bielas respecto al eje de la viga podía tomarse entre $63,43^\circ$ y $26,57^\circ$.

⁵ La Instrucción distinguía entre dos casos: "Piezas sin armadura de cortante" y "Piezas con armadura de cortante". Salvo losas, zapatas y algún forjado pretensado, no conozco casos en que no sean necesarias armaduras de cortante (en vigas siempre son obligatorias). Yo interpreté siempre estos dos casos (tal vez atrevidamente) como "Piezas en las que, tras calcular, no es necesaria la armadura de cortante porque el hormigón basta" y "Piezas en las que, tras calcular, resulta necesaria armadura de cortante porque el hormigón no basta". Así calculaba yo y así se lo enseñé a mis alumnos. Me tranquiliza saber que otros profesores de mucha más enjundia que yo hacían lo mismo.

⁶ Lo que quiere decir que esa armadura traccionada debía medir, más allá de la sección en estudio y en el sentido decreciente de los momentos, al menos $l_b + d$ (l_b =longitud de anclaje y d =canto útil).

Tabla 1: RESISTENCIA A CORTANTE ($0,12 \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}}$) en N/mm²

h(mm)	d(mm)	Cuantía geométrica ρ de armadura traccionada												
		3‰	4‰	5‰	6‰	7‰	8‰	9‰	10‰	11‰	12‰	13‰	14‰	15‰
200	160	0,470	0,517	0,557	0,592	0,623	0,651	0,678	0,702	0,724	0,746	0,766	0,785	0,803
250	210	0,464	0,511	0,550	0,585	0,616	0,644	0,669	0,693	0,716	0,737	0,757	0,776	0,794
300	260	0,441	0,485	0,523	0,556	0,585	0,611	0,636	0,659	0,680	0,700	0,719	0,737	0,754
400	360	0,410	0,451	0,486	0,517	0,544	0,569	0,591	0,612	0,632	0,651	0,668	0,685	0,701
500	460	0,390	0,429	0,462	0,491	0,517	0,541	0,562	0,582	0,601	0,619	0,635	0,651	0,666
600	560	0,375	0,413	0,445	0,473	0,498	0,520	0,541	0,561	0,579	0,596	0,612	0,627	0,642

El cálculo a cortante, se convertía así, en una prolija sucesión de operaciones para determinar, según el corte de las barras a negativos (que suele ser donde el cortante es mayor), las cuantías de armadura longitudinal y la variación de la resistencia a cortante del hormigón. El proceso resultaba tedioso por lo que unos y otros buscábamos simplificaciones más o menos razonables. Una de las más conservadoras consistía en tomar los valores de τ_u sombreados en la tabla, para una cuantía del 3‰, la mínima de la armadura traccionada, fuese cual fuese la cuantía real.

2 Si $V_{rd} \leq V_{u2}$ NO HACÍA FALTA DISPONER ARMADURA A CORTANTE POR CÁLCULO.

Lo que habitualmente pasaba para losas y no para vigas.

3 Si $V_{rd} > V_{u2}$ HACÍA FALTA DISPONER ARMADURA A CORTANTE POR CÁLCULO.

LO QUE RESISTÍA EL HORMIGÓN EN ESTE CASO.

En esta situación, se admitía que el hormigón era capaz de resistir una parte del cortante, según la expresión $V_{cu} = 0,10 \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} \cdot b_w \cdot d \cdot \beta$, es decir, sensiblemente la misma anterior, ligeramente reducida (0,10 en vez de 0,12) y con un factor adicional β . Y aquí era donde el asunto se complicaba.

El valor de β dependía de la inclinación de las bielas comprimidas (θ) en comparación con el valor θ_e que la Instrucción llamaba "ángulo de referencia de la inclinación de las fisuras", según:

$$\beta = \frac{2 \cot \theta - 1}{2 \cot \theta_e - 1} \quad \text{si } 0,5 \leq \cot \theta \leq \cot \theta_e \qquad \beta = \frac{\cot \theta - 2}{\cot \theta_e - 2} \quad \text{si } \cot \theta_e \leq \cot \theta \leq 2$$

θ_e se obtenía mediante una fórmula, función de la resistencia del hormigón a tracción ($f_{ct,m}$) y las tensiones normales en la dirección del eje de la viga (σ_{xd}) y la perpendicular a él (σ_{yd}) derivadas de acciones exteriores:

$$\cot \theta_e = \frac{\sqrt{f_{ct,m}^2 - f_{ct,m} (\sigma_{xd} + \sigma_{yd}) + \sigma_{xd} \sigma_{yd}}}{f_{ct,m} - \sigma_{yd}} \quad \begin{cases} \geq 0,5 \\ \leq 2,0 \end{cases}$$

Lo habitual en vigas era (y es) que no existieran tracciones o compresiones en la dirección perpendicular a la directriz y que, en la longitudinal, fueran despreciables⁷. De esta forma, resultaría que $\sigma_{xd} = \sigma_{yd} = 0$ con lo que $\cot \theta_e = 1$, es decir, $\theta_e = 45^\circ$ que sería el **ángulo de referencia de inclinación de las fisuras** (o de las bielas comprimidas), valor para el que las expresiones anteriores de β se transformarían en:

$$\beta = 2 \cot \theta - 1 \quad \text{si } 0,5 \leq \cot \theta \leq 1 \qquad \beta = 2 - \cot \theta \quad \text{si } 1 \leq \cot \theta \leq 2$$

EHE08 permitía considerar la inclinación θ de las bielas comprimidas entre $63,43^\circ$ y $26,57^\circ$, valores para los que β se anularía⁸ (y, en consecuencia, EL HORMIGÓN NO RESISTIRÍA NADA) resultando el valor máximo $\beta = 1$ para $\theta = 45^\circ$. Si tomamos este valor, el cortante resistido por el hormigón resultaría $V_{cu} = 0,10 \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ y la resistencia a cortante, $\tau_{u2} = 0,10 \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}}$, podría tabularse, para $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ (H25):

Tabla 2: RESISTENCIA A CORTANTE ($0,10 \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}}$) en N/mm²

h(mm)	d(mm)	Cuantía geométrica ρ de armadura traccionada												
		3‰	4‰	5‰	6‰	7‰	8‰	9‰	10‰	11‰	12‰	13‰	14‰	15‰
200	160	0,392	0,431	0,464	0,493	0,519	0,543	0,565	0,585	0,603	0,622	0,638	0,654	0,669
250	210	0,387	0,426	0,458	0,488	0,513	0,537	0,558	0,578	0,597	0,614	0,631	0,647	0,662
300	260	0,368	0,404	0,436	0,463	0,488	0,509	0,530	0,549	0,567	0,583	0,599	0,614	0,628
400	360	0,342	0,376	0,405	0,431	0,453	0,474	0,493	0,510	0,527	0,543	0,557	0,571	0,584
500	460	0,325	0,358	0,385	0,409	0,431	0,451	0,468	0,485	0,501	0,516	0,529	0,543	0,555
600	560	0,313	0,344	0,371	0,394	0,415	0,433	0,451	0,468	0,483	0,497	0,510	0,523	0,535

⁷ En vigas inclinadas puede no ser tan despreciable.

⁸ Nótese que $\cot(63,43^\circ) = 0,5$ y $\cot(26,57^\circ) = 2$.

LO QUE RESISTÍAN LAS ARMADURAS EN ESTE CASO.

La expresión general de la contribución de las armaduras (dependiendo de α y θ) era $V_{su}=0,9 \cdot d \cdot \text{sen}\alpha \cdot (\text{cotg}\alpha + \text{cotg}\theta) \sum A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d}$. Para cercos verticales ($\alpha=90^\circ$), $V_{su}=0,9 \cdot n_t \cdot A_{\phi t} \cdot \frac{d}{s_t} \cdot f_{td} \cdot \text{cotg}\theta$.

Para $\theta=45^\circ$ $\text{cotg}45^\circ=1$ y resultaba $V_{su}=0,90 \cdot n_t \cdot A_{\phi t} \cdot \frac{d}{s_t} \cdot f_{td}$
 Para $\theta=63,43^\circ$ $\text{cotg}63,43^\circ=0,5$ y resultaba $V_{su}=0,45 \cdot n_t \cdot A_{\phi t} \cdot \frac{d}{s_t} \cdot f_{td}$ (la mitad).
 Para $\theta=26,57^\circ$ $\text{cotg}26,57^\circ=2,0$ y resultaba $V_{su}=1,80 \cdot n_t \cdot A_{\phi t} \cdot \frac{d}{s_t} \cdot f_{td}$ (el doble).

La **armadura mínima** volvía a regirse por la condición de que su capacidad mecánica fuese, al menos, $0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$ que, PARA CERCOS VERTICALES, seguía implicando la condición $s_t \leq \frac{50 \cdot n_t \cdot A_{\phi t} \cdot f_{td}}{f_{cd} \cdot b_w}$.

La separación entre cercos o barras inclinadas debía cumplir la condición:

$s_t \leq 0,80 d \leq 300 \text{ mm}$	si	$0 \leq V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1}$
$s_t \leq 0,60 d \leq 300 \text{ mm}$	si	$\frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1}$
$s_t \leq 0,30 d \leq 200 \text{ mm}$	si	$\frac{2}{3} V_{u1} < V_{rd} \leq V_{u1}$

lo que, según la Instrucción se hacía para controlar la fisuración oblicua y significaba reducir la separación máxima de **0,85d** de Instrucciones anteriores a **0,80d**, manteniéndose los **30 cm**.

No contabilizaban para el cálculo de la armadura de cortante las cargas situadas a menos de un canto útil d del apoyo o la cara del pilar. Se debía prolongar la colocación de cercos o estribos medio canto más allá de donde teóricamente dejasen de ser necesarios.

EHE-08.

El esfuerzo cortante que **AGOTABA LAS BIELAS POR COMPRESIÓN** seguía rigiéndose por la misma expresión de EHE⁹ $V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{\text{cot}\theta + \text{cot}\alpha}{1 + \text{cot}^2\theta}$, con los mismos significados expuestos, las mismas limitaciones en cuanto al ángulo θ de inclinación de las bielas comprimidas (entre $63,43^\circ$ y $26,57^\circ$) y los mismos resultados para cercos verticales:

$\theta=45^\circ$	$V_{u1} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$.
$\theta=63,43^\circ$	$V_{u1} = 0,24 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$
$\theta=26,57^\circ$	$V_{u1} = 0,24 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$.

Respecto a la **RESISTENCIA A LA TRACCIÓN**, el procedimiento era el mismo de EHE¹⁰ con alguna variación sustancial:

1 Para una sección cualquiera QUE DISPUSIESE DE ARMADURA A TRACCIÓN debía calcularse:

$$V_{u2} = \left(\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi^3 \sqrt{100 \rho_l f_{ck} + 0,15 \sigma'_{cd}} \right) b_w \cdot d$$

con los mismos significados que en EHE (salvo que, ahora, σ'_{cd} era positiva si era de compresión). Para $\gamma_c=1,5$ (valor habitual) y $\sigma'_{cd}=0$, la expresión resultaba idéntica: $V_{u2}=0,12 \cdot \xi^3 \sqrt{100 \rho_l f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$.

Con un **valor mínimo**¹¹:

$$V_{u2} = \left(\frac{0,075}{\gamma_c} \sqrt{\xi^3 f_{cv} + 0,15 \sigma'_{cd}} \right) b_w \cdot d$$

En la expresión anterior, f_{cv} era igual a la resistencia a compresión f_{ck} del hormigón¹², o sea, **25 N/mm²** para hormigón **H25**, por ejemplo. Considerando **H25**, $\gamma_c=1,5$ y $\sigma'_{cd}=0$, la tabla de τ_u resultaba:

⁹ En EHE-08 al ancho b_w dejaron de llamarlo b_w para llamarlo b_0 . Mantendremos b_w para no liar las cosas.

¹⁰ Rizando el rizo, EHE-08 consideraba tres casos: "Piezas sin armadura de cortante en regiones no fisuradas", "Piezas sin armadura de cortante en regiones fisuradas a flexión" y "Piezas con armadura de cortante". La primera yo creo que se producía en casos de forjados pretensados, por lo que, a efectos de las vigas, consideré que las que valían eran la segunda y la tercera, para las que sería de aplicación lo expuesto en el pie de página nº 5.

¹¹ LO que representaba una novedad respecto a EHE.

¹² Es decir, que NO TENÍA NADA QUE VER CON EL VALOR DE f_{cv} QUE CONTEMPLABA EH73.

Tabla 3: RESISTENCIA A CORTANTE en N/mm²

h(mm)	d(mm)	Cuanía geométrica ρ de armadura traccionada												
		3‰	4‰	5‰	6‰	7‰	8‰	9‰	10‰	11‰	12‰	13‰	14‰	15‰
200	160	0,707								0,724	0,746	0,766	0,785	0,803
250	210	0,694								0,716	0,737	0,757	0,776	0,794
300	260	0,643							0,659	0,680	0,700	0,719	0,737	0,754
400	360	0,576					0,591	0,612	0,632	0,651	0,668	0,685	0,701	
500	460	0,534			0,541	0,562	0,582	0,601	0,619	0,635	0,651	0,666		
600	560	0,505				0,520	0,541	0,561	0,579	0,596	0,612	0,627	0,642	

(Los valores sombreados corresponden a resistencia mínima).

2 **Si $V_{rd} \leq V_{u2}$ NO HACÍA FALTA DISPONER ARMADURA A CORTANTE POR CÁLCULO.**

Lo que habitualmente pasaba para losas y no para vigas.

3 **Si $V_{rd} > V_{u2}$ HACÍA FALTA DISPONER ARMADURA A CORTANTE POR CÁLCULO.**

LO QUE RESISTÍA EL HORMIGÓN EN ESTE CASO.

El hormigón era capaz de resistir una parte del cortante, según la expresión:

$$V_{cu} = \left(\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \xi^3 \sqrt{100 \rho_1 f_{ck}} + 0,15 \sigma'_{cd} \right) \beta \cdot b_w \cdot d$$

que, con $\gamma_c=1,5$ y $\sigma'_{cd}=0$, era $V_{cu}=0,10 \cdot \xi^3 \sqrt{100 \rho_1 f_{ck}} \cdot b_w \cdot d \cdot \beta$, es decir, la misma que en EHE. β se obtenía en la misma forma, por lo que, para $\theta=45^\circ$ la expresión anterior era también la misma, $V_{cu}=0,10 \cdot \xi^3 \sqrt{100 \rho_1 f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$.

Vía "corrección de errores", en un decreto posterior a la aprobación de la Instrucción, se establecía un **VALOR MÍNIMO**¹³ para V_{cu} :

$$V_{cu} = \left(\frac{0,075}{\gamma_c} \sqrt{\xi^3 f_{cv}} + 0,15 \sigma'_{cd} \right) \cdot b_w \cdot d$$

que, con $\gamma_c=1,5$ y $\sigma'_{cd}=0$, era $V_{cu}=0,05 \sqrt{\xi^3 f_{cv}} \cdot b_w \cdot d$. Considerando **H25**, la tabla de τ_u resultaba:

Tabla 4: RESISTENCIA A CORTANTE en N/mm²

h(mm)	d(mm)	Cuanía geométrica ρ de armadura traccionada												
		3‰	4‰	5‰	6‰	7‰	8‰	9‰	10‰	11‰	12‰	13‰	14‰	15‰
200	160	0,707												
250	210	0,694												
300	260	0,643												
400	360	0,576											0,584	
500	460	0,534									0,543	0,555		
600	560	0,505								0,510	0,523	0,535		

(Los valores sombreados corresponden a resistencia mínima).

LO QUE RESISTÍAN LAS ARMADURAS EN ESTE CASO.

La expresión general de la contribución de las armaduras (dependiendo de α y θ) era la misma de EHE, $V_{su}=0,9 \cdot d \cdot \text{sen}\alpha \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \sum A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}$, que para cercos verticales ($\alpha=90^\circ$) y distintos θ era:

$$\begin{aligned} \theta=45^\circ & \quad V_{su}=0,90 \cdot n_t \cdot A_{\phi t} \cdot \frac{d}{s_t} \cdot f_{td} \\ \theta=63,43^\circ & \quad V_{su}=0,45 \cdot n_t \cdot A_{\phi t} \cdot \frac{d}{s_t} \cdot f_{td} \text{ (la mitad).} \\ \theta=26,57^\circ & \quad V_{su}=1,80 \cdot n_t \cdot A_{\phi t} \cdot \frac{d}{s_t} \cdot f_{td} \text{ (el doble).} \end{aligned}$$

La **armadura mínima** debía ser $\frac{A_\alpha f_{y\alpha,d}}{\text{sen}\alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} b_w$ donde $A_\alpha f_{y\alpha,d}$ era la capacidad mecánica de la armadura con una inclinación α y $f_{ct,m}$ era la resistencia media a tracción del hormigón, de valor $f_{ct,m} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$, es decir:

HORMIGÓN (fck)	25	30	35	40	45	50
Cuanía mínima	0,0205 · f _{cd} · b _w	0,0193 · f _{cd} · b _w	0,0183 · f _{cd} · b _w	0,0175 · f _{cd} · b _w	0,0169 · f _{cd} · b _w	0,0163 · f _{cd} · b _w

¹³ Como vimos para EHE, para los ángulos $\theta=26,57^\circ$ y $\theta=63,43^\circ$, β se anularía lo que implicaría que el hormigón no resistía nada. Como contrapartida, para $\theta=26,57^\circ$ los cercos resistirían el doble. No quedaba claro en EHE08 cómo había que manejar la resistencia mínima del hormigón ni en este caso ni en los demás, especialmente para $\theta=63,43^\circ$ en que el hormigón no resistiría nada y el acero, además, la mitad. Me temo que fue un error en la "corrección de errores".

por lo que tomar una cuantía mínima de valor $0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_w$ (como hasta ahora) resultaba seguro, pudiendo establecerse la condición (para cercos verticales) $s_t \leq \frac{50 \cdot n_t \cdot A_{gt} \cdot f_{td}}{f_{td} \cdot b_w}$.

La separación entre cercos o barras inclinadas debía cumplir la condición:

$$\begin{array}{ll} s_t \leq 0,75d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 600 \text{ mm} & \text{si } 0 \leq V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1} \\ s_t \leq 0,60d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 450 \text{ mm} & \text{si } \frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1} \\ s_t \leq 0,30d \cdot (1 + \cot \alpha) \leq 300 \text{ mm} & \text{si } \frac{2}{3} V_{u1} < V_{rd} \leq V_{u1} \end{array}$$

que, para CERCOS VERTICALES, era la de EHE, salvo la reducción de la separación máxima de **0,80d** a **0,75d**.

No contabilizaban para el cálculo de la armadura de cortante las cargas situadas a menos de un canto útil d del apoyo o la cara del pilar.

CÓDIGO ESTRUCTURAL.

Según el Código Estructural (CE), el cortante puede resistirse **mediante el hormigón o las armaduras**. La conjunción es disyuntiva (**o**), es decir, una cosa o la otra. El procedimiento operativo es el siguiente:

1 Para una sección de dimensiones b_w y d , sometida a un **cortante de cálculo** V_{Ed} , debe obtenerse:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad \text{donde:}$$

γ_c Coeficiente de seguridad de la resistencia del hormigón.

k Variable de valor $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$, siendo d el canto útil en mm.

ρ_l Cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$, anclada a una distancia igual o mayor que d a partir de la sección de estudio.

f_{ck} Resistencia característica del hormigón a compresión en N/mm².

σ_{cp} Tensión axial media en el alma de la sección (compresión positiva).

Para $\gamma_c = 1,5$ y $\sigma_{cp} = 0$, la expresión resulta $V_{Rd,c} = 0,12 \cdot k \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$, es decir, la misma que para EHE y EHE-08.

CE establece un **VALOR MÍNIMO**¹⁴ $V_{Rd,c} = \left[0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$ que, para $\sigma_{cp} = 0$ resulta $V_{Rd,c} = 0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$, pudiendo tabularse τ_u ($0,12 \cdot k \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}}$ o $0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$) para H25:

Tabla 5: RESISTENCIA A CORTANTE en N/mm²

h(mm)	d(mm)	Cuantía geométrica ρ de armadura traccionada												
		3‰	4‰	5‰	6‰	7‰	8‰	9‰	10‰	11‰	12‰	13‰	14‰	15‰
200	160	0,495	0,517	0,557	0,592	0,623	0,651	0,678	0,702	0,724	0,746	0,766	0,785	0,803
250	210	0,486	0,511	0,550	0,585	0,616	0,644	0,669	0,693	0,716	0,737	0,757	0,776	0,794
300	260	0,450	0,485	0,523	0,556	0,585	0,611	0,636	0,659	0,680	0,700	0,719	0,737	0,754
400	360	0,410	0,451	0,486	0,517	0,544	0,569	0,591	0,612	0,632	0,651	0,668	0,685	0,701
500	460	0,390	0,429	0,462	0,491	0,517	0,541	0,562	0,582	0,601	0,619	0,635	0,651	0,666
600	560	0,375	0,413	0,445	0,473	0,498	0,520	0,541	0,561	0,579	0,596	0,612	0,627	0,642

(Los valores sombreados corresponden a resistencia mínima).

2 **Si $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ NO HACE FALTA DISPONER ARMADURA A CORTANTE POR CÁLCULO**¹⁵.

Lo que habitualmente pasa para losas y no para vigas.

3 **Si $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ HACE FALTA DISPONER ARMADURA A CORTANTE POR CÁLCULO.**

CE considera que, en este caso, EL HORMIGÓN NO RESISTE NADA, o sea que TODO EL CORTANTE DEBE SER RESISTIDO POR LAS ARMADURAS.

¹⁴ Que es el de EHE08 reducido un 30%.

¹⁵ Otra cuestión es que deba disponerse **armadura mínima**, como en vigas.

CAPACIDAD RESISTENTE PARA EL CASO DE ARMADURAS VERTICALES (CERCOS U HORQUILLAS).

Se obtiene mediante $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg\theta$, debiendo comprobarse que no se supera $V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cotg\theta + \tan\theta}$, donde:

- A_{sw}** es el área de la armadura de cortante ($n \cdot A_\emptyset$, siendo **n** el número de ramas y **A_∅** el área del redondo).
- s** es la separación de los cercos u horquillas.
- z** es el brazo mecánico para flexión, normalmente **z=0,9d**.
- f_{ywd}** es el **límite elástico de cálculo** de la armadura de cortante¹⁶.
- θ** es el ángulo de inclinación de las bielas comprimidas con el eje de la viga.
- v₁** es un coeficiente de valor **v₁=0,6** $\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right]$ con **f_{ck}** en N/mm².
- α_{cw}** es un coeficiente de valor **1** para estructuras sin pretensado.

Ambas expresiones, para hormigón **H25**, **γ_c=1,5** y distintos valores de **θ** resultan:

θ=63,43°	$V_{Rd,s} = 0,45 \cdot n \cdot A_\emptyset \cdot \frac{d}{s} \cdot f_{ywd}$	Y	$V_{Rd,max} = 3,24 \cdot b_w \cdot d$	(en N, con b _w y d en mm)
θ=45°	$V_{Rd,s} = 0,90 \cdot n \cdot A_\emptyset \cdot \frac{d}{s} \cdot f_{ywd}$	Y	$V_{Rd,max} = 4,05 \cdot b_w \cdot d$	"
θ=26,57°	$V_{Rd,s} = 1,80 \cdot n \cdot A_\emptyset \cdot \frac{d}{s} \cdot f_{ywd}$	Y	$V_{Rd,max} = 3,24 \cdot b_w \cdot d$	"

En vigas rectangulares el cortante de cálculo suele ser muy inferior a **V_{Rd,max}**, por lo que habitualmente no es necesaria tal comprobación (que es, en realidad, la de colapso por compresión de la biela oblicua). En vigas en "T", al disminuir sensiblemente el valor de **b_w** también lo hace el de **V_{Rd,max}**, por lo que puede darse el caso de que el cortante de cálculo lo supere,

CAPACIDAD RESISTENTE PARA EL CASO DE ARMADURAS INCLINADAS.

Se obtiene mediante $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg\theta + \cotg\alpha) \cdot \text{sen}\alpha$, debiendo comprobarse que no se supera $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cotg\theta + \cotg\alpha}{1 + \cotg^2\theta}$, donde **α** es el ángulo de inclinación de las armaduras con el eje de la viga.

Las expresiones, para **H25**, **γ_c=1,5**, inclinación de las armaduras **α=45°** y distintos valores de **θ**, resultan:

θ=63,43°	$V_{Rd,s} = 0,955 \cdot n \cdot A_\emptyset \cdot \frac{d}{s} \cdot f_{ywd}$	Y	$V_{Rd,max} = 9,72 \cdot b_w \cdot d$	(en N, con b _w y d en mm)
θ=45°	$V_{Rd,s} = 1,273 \cdot n \cdot A_\emptyset \cdot \frac{d}{s} \cdot f_{ywd}$	Y	$V_{Rd,max} = 8,10 \cdot b_w \cdot d$	"
θ=26,57°	$V_{Rd,s} = 1,909 \cdot n \cdot A_\emptyset \cdot \frac{d}{s} \cdot f_{ywd}$	Y	$V_{Rd,max} = 4,86 \cdot b_w \cdot d$	"

La **cuantía geométrica mínima** de armadura transversal, $\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \text{sen}\alpha}$, no debe ser menor que $\frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$, lo que conduce a que $s \leq \frac{A_{sw} \cdot f_{yk}}{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot \text{sen}\alpha}$, que, para CERCOS VERTICALES (**α=90°**), hormigón **H25** y acero de cercos **B500**, es $s \leq \frac{1.250 \cdot n \cdot A_\emptyset}{b_w}$, siendo **n** el número de ramas del cerco y **A_∅** el área del redondo.

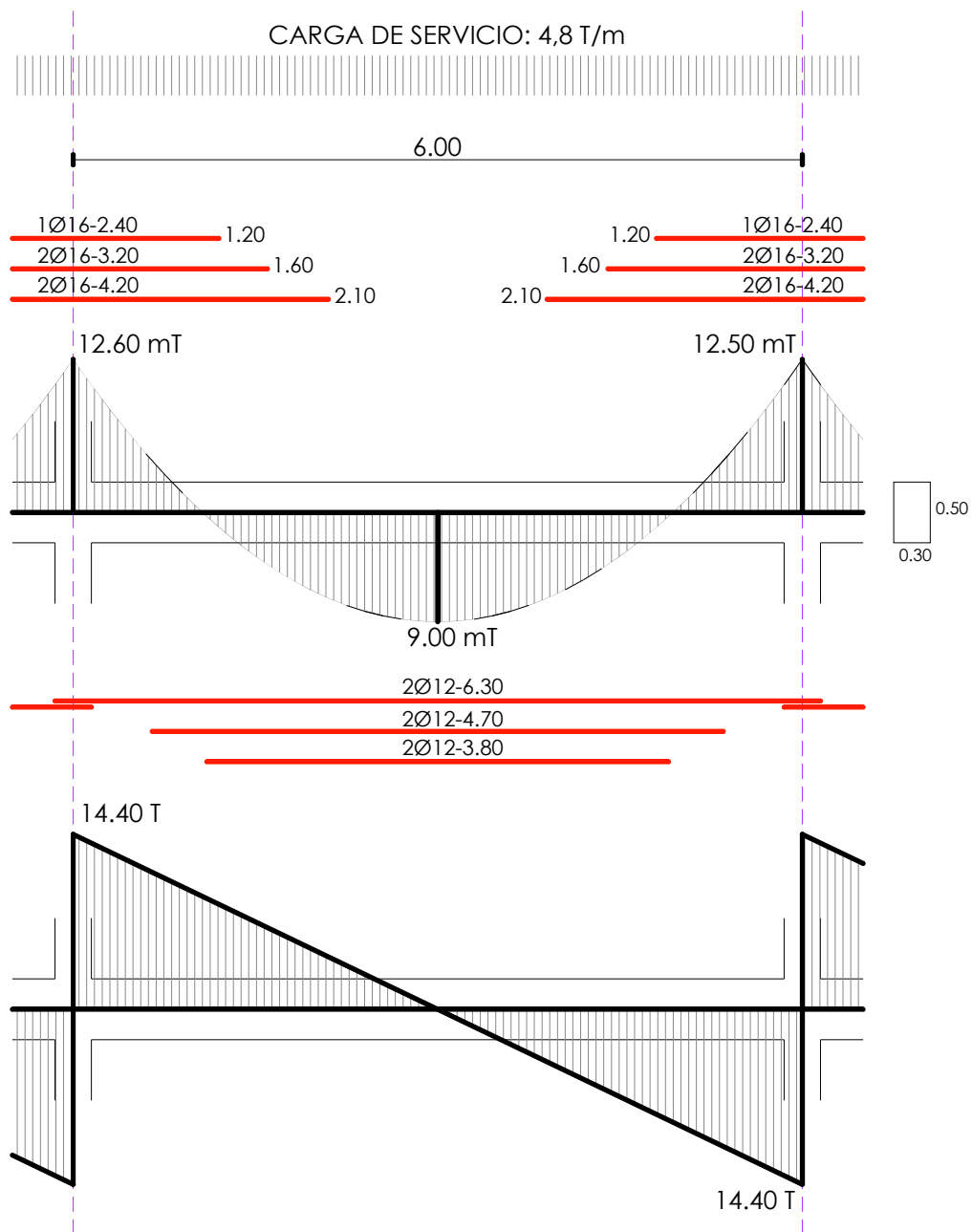
La **separación longitudinal** (en la dirección de la viga) entre cercos verticales debe ser **s_l ≤ 0,75 · d** y entre barras levantadas (o cercos inclinados) **s_b ≤ 0,6 · d · (1 + cotgα)** (**s_b ≤ 1,2 · d** para **α=45°**). La **separación transversal** (en la dirección del ancho de la viga) entre las ramas de un cerco debe ser **s_{t,b} ≤ 0,75 · d ≤ 600 mm**.

Para el cálculo de las armaduras, las cargas situadas entre la cara del pilar (o el apoyo) y una distancia desde aquel **α_v < 0,5d**, contabilizan la cuarta parte. Las situadas a una distancia desde la cara del pilar o el apoyo **0,5d ≤ α_v ≤ 2d** lo hacen en función del coeficiente **β=α_v/2d**.

¹⁶ Es decir, que no está limitado a **400 N/mm²**, por lo que con acero **B500** y **γ_s=1,15** puede tomarse **f_{ywd}=435 N/mm²**.

UN EJEMPLO DE APLICACIÓN.

Sea la viga de la figura, con las dimensiones, solicitaciones y armado longitudinal reflejados.

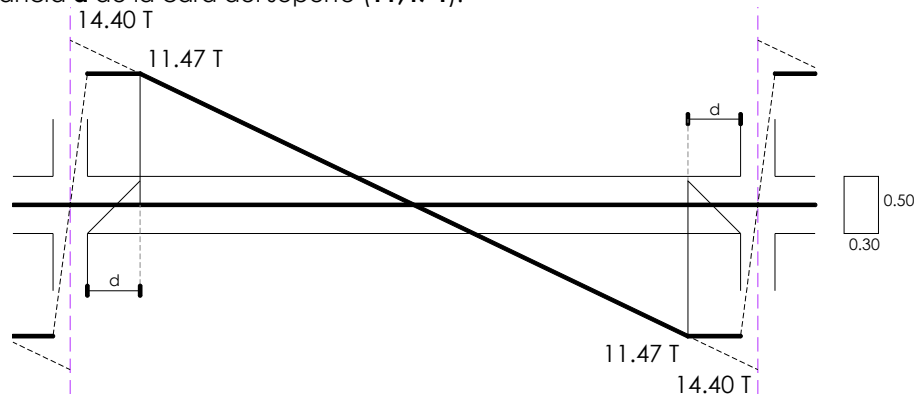


Se ha supuesto:

Hormigón	H25	$\gamma_c=1,50$	$f_{ck}=250 \text{ k/cm}^2$	$f_{cd}=250/1,50=166,66 \text{ k/cm}^2$
Acero	B500S	$\gamma_s=1,15$	$f_{yk}=5.000 \text{ k/cm}^2$	$f_{td}=5.000/1,15=4.350 \text{ k/cm}^2 \leq 4.000 \text{ k/cm}^2$
Acciones		$\gamma_f=1,40$ (promedio)		
Ancho		$b_w=30 \text{ cm}$		
Canto		$h=50 \text{ cm}$		
Canto útil		$d=46 \text{ cm}$		

EH73.

El primer gráfico corresponde al diagrama de cortantes (de servicio) para el cálculo de armaduras, con el valor máximo a una distancia **d** de la cara del soporte (**11,47 T**).

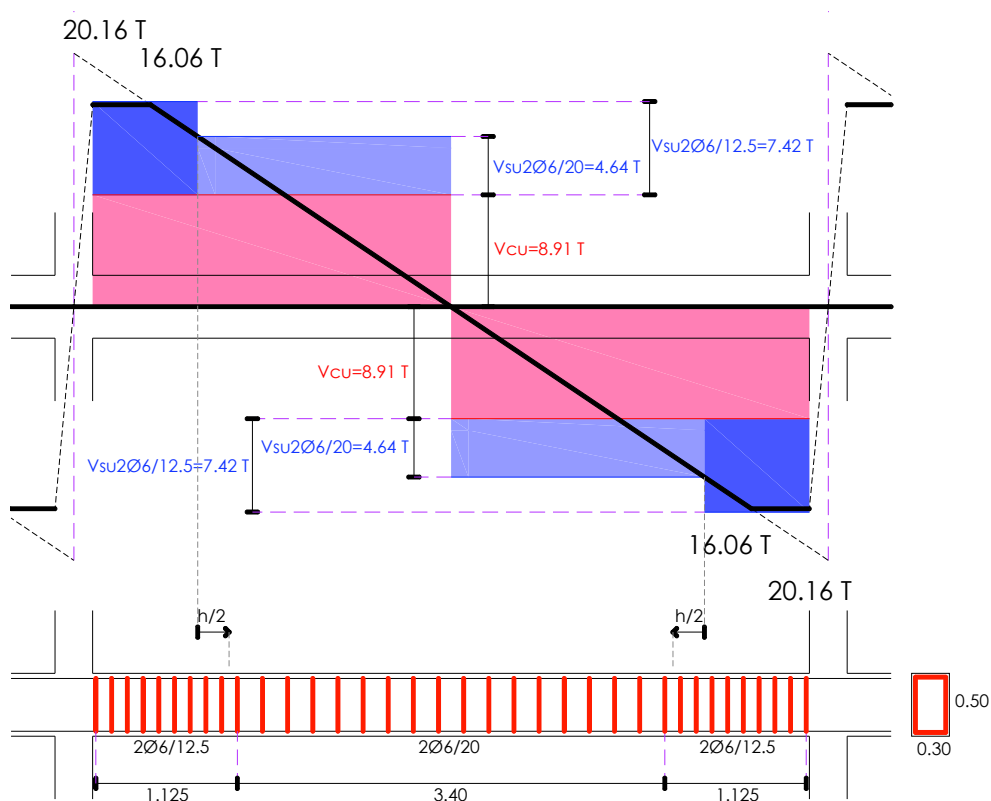


El segundo gráfico contempla el despiece de la armadura transversal para los valores de cálculo, incluyendo las prolongaciones **h/2** en el sentido desfavorable. La capacidad resistente del hormigón a cortante es $V_{cu} = 0,5 \sqrt{f_{cd}} \cdot b_w \cdot d$, es decir, $V_{cu} = 0,5 \sqrt{166,66} \cdot 30 \cdot 46 = 8.908 \text{ kp} \sim 8,91 \text{ T}$. Con cercos de **2** ramas de diámetro **6** mm (**0,28 cm²** cada redondo), la separación máxima para poder contemplarlos en el cálculo debe ser $s_t \leq \frac{50 \cdot n_t \cdot A_{\phi t} \cdot f_{td}}{f_{cd} \cdot b_w} = \frac{50 \cdot 2 \cdot 0,28 \cdot 4000}{166,66 \cdot 30} = 22,4 \text{ cm}$ ($< 0,85d = 30,6$ y < 50 cm). Redondearemos a $s_t = 20 \text{ cm}$. La capacidad resistente de esa armadura (**2Ø6/20**) sería:

$$V_{su,2\phi 6/20} = 0,9 \cdot n_t \cdot A_{\phi t} \cdot \frac{d}{s_t} \cdot f_{td} = 0,9 \cdot 2 \cdot 0,28 \cdot \frac{46}{20} \cdot 4 \left(\frac{\text{T}}{\text{cm}^2} \right) = 4,64 \text{ T}$$

de manera que, la suma de V_{cu} y $V_{su,2\phi 6/20}$ es $8,91 + 4,64 = 13,55 \text{ T}$. El máximo cortante de cálculo es $V_{dmax} = 16,06 \text{ T}$, que no queda cubierto por el valor anterior, por lo que, donde se supere habrá de disponerse los cercos a menor separación, cubriendo $16,06 - 8,91 = 7,15 \text{ T}$. La s_t necesaria para ello debe ser:

$$s_t \leq \frac{0,9 \cdot n_t \cdot A_{\phi t} \cdot d \cdot f_{td}}{V_{su}} = \frac{0,9 \cdot 2 \cdot 0,28 \cdot 46 \cdot 4 \left(\frac{\text{T}}{\text{cm}^2} \right)}{7,15} = 12,97 \text{ cm} . \text{ Tomaremos un valor algo menor, } s_t = 12,5 \text{ cm} .$$



EH80, EH88 y EH91.

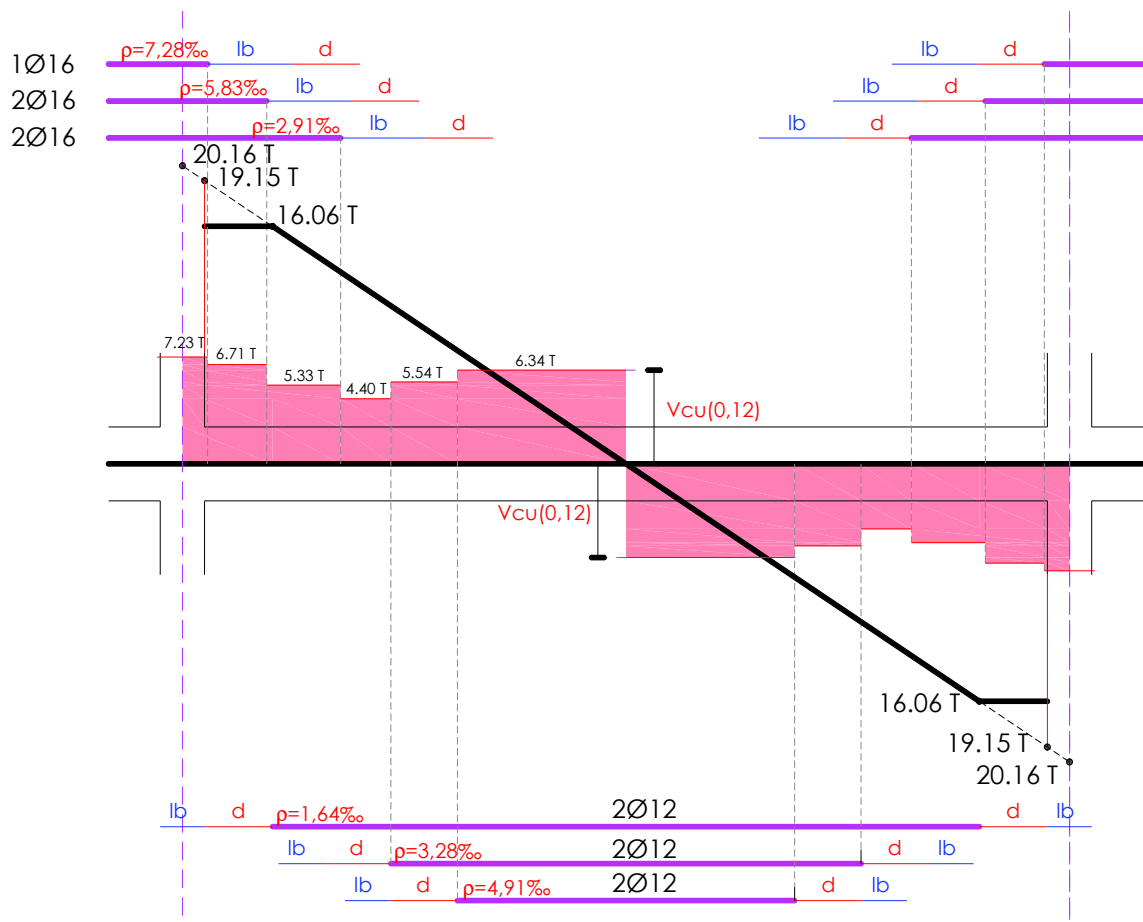
Como vimos, en lo que se refiere a resistir la tracción derivada del cortante y armado mínimo, estas Instrucciones prescribían lo mismo que EH73. La separación máxima pasaba de **50 a 30 cm**, lo que no nos afecta.

Debía comprobarse que en ninguna sección el cortante de cálculo V_d superaba el valor $0,3f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot (1 + \cotg\alpha)$ (EH80) o $0,6f_{cd} b_w d \operatorname{sen}^2\theta (\cotg\alpha + \cotg\theta)$ (EH88 y EH91) que, para $\theta=45^\circ$ y $\alpha=90^\circ$ (CERCOS VERTICALES), se convierten en la misma, $0,3f_{cd} b_w d$, que en nuestro caso resulta $0,3 \cdot 166,66 \cdot 30 \cdot 46 = 68.997 \text{ k} \approx 69 \text{ T}$, que no se supera en ninguna sección¹⁷.

El resultado del armado a cortante es el mismo anterior.

EHE.

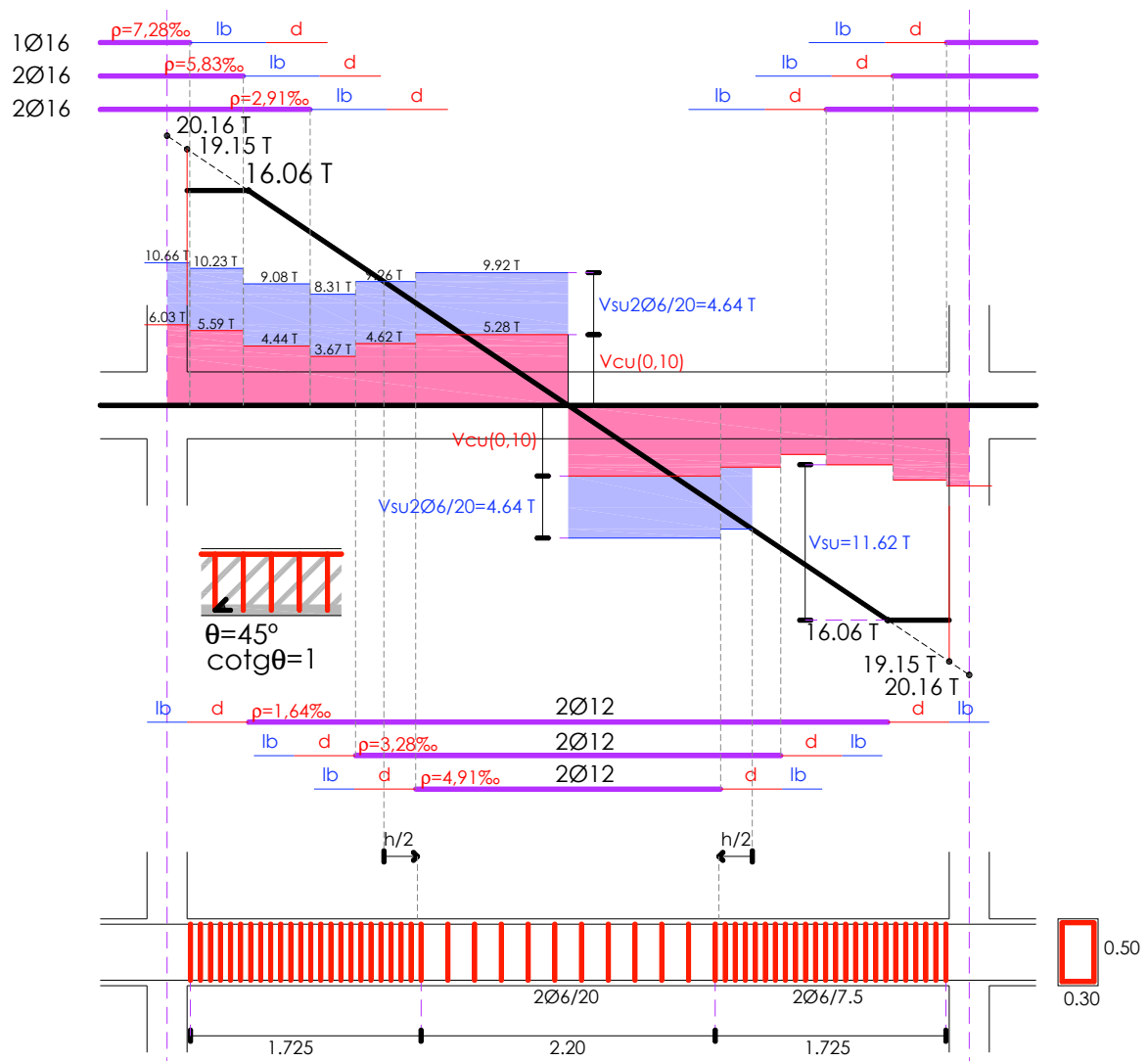
El dibujo adjunto ilustra de la capacidad mecánica del hormigón a cortante (V_{u2}) según la expresión $V_{u2} = (0,12 \cdot \xi^3 \sqrt{100 \rho_1 f_{ck}} - 0,15 \sigma'_{cd}) b_w \cdot d$. Se han dibujado, sobre cada armadura, las cuantías geométricas acumuladas que pueden contabilizarse y los puntos a partir de los que puede hacerse, una vez descontados el canto útil d y la longitud de anclaje de las barras l_b . La gráfica de cortante resistido por el hormigón es, cuando menos, curiosa y grandes zonas del diagrama de cortantes quedan sin cubrir. HAY QUE DISPONER ARMADURA DE CORTANTE.



Si hay que disponer armadura de cortante, el hormigón resiste un poco menos que lo antes dibujado. Ahora es $V_{cu} = 0,10 \cdot \xi^3 \sqrt{100 \rho_1 f_{ck}} \cdot b_w \cdot d \cdot \beta$ donde, además de cambiar de 0,12 a 0,10 el factor inicial, aparece la variable β que tenía que ver con el ángulo de inclinación de las bielas y que influía en la resistencia del hormigón y la de los cercos.

¹⁷ Especialmente en la cara del pilar. Se ha supuesto que el contacto entre el pilar y la viga es la sección de esta. Podría no ser así si se tratara, por ejemplo, de una viga plana más ancha que el pilar, en cuyo caso, en la expresión b_w sería el ancho de la zona en contacto.

Así, para $\theta=45^\circ$, $b=1$, el hormigón resiste $V_{cu}=0,10 \cdot \xi \cdot \sqrt{100 \rho_l f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ y los cercos $V_{su}=0,90 \cdot n_t \cdot A_{\phi t} \cdot \frac{d}{s_t} \cdot f_{td}$, con los valores del siguiente dibujo, donde ya se ha incluido el despiece de las armaduras necesarias.



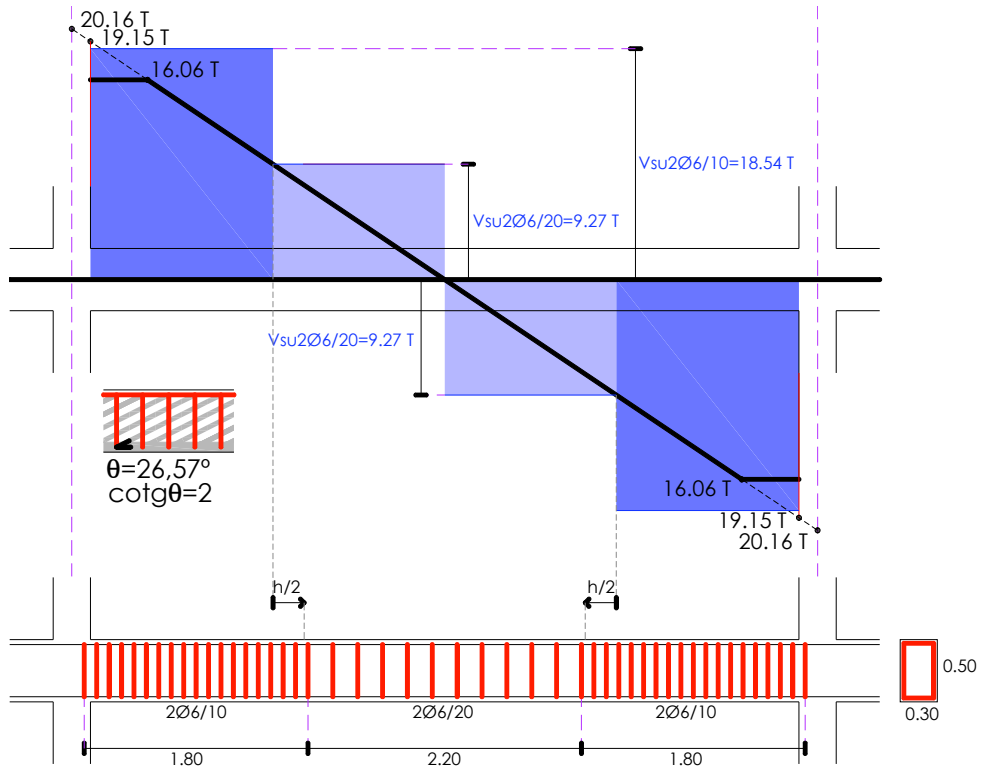
Como se ve en la parte derecha, el cortante de cálculo a resistir en los extremos es $V_{su}=11,62 \text{ T}$. La separación de los cercos a base de $2\phi 6$ debe ser $s_t \leq \frac{0,90 \cdot n_t \cdot A_{\phi t} \cdot d \cdot f_{td}}{V_{su}} = \frac{0,9 \cdot 2 \cdot 0,28 \cdot 46(\text{cm}) \cdot 4 \left(\frac{\text{T}}{\text{cm}^2}\right)}{11,62(\text{T})} = 7,98 \text{ cm}$, habiéndose tomado $s_t=7,5 \text{ cm}$.

Como se ha elegido el ángulo de bielas $\theta=45^\circ$, la expresión de su agotamiento es $V_{u1} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$, es decir, el mismo valor anterior (EH80, EH88 y EH91) $V_{u1}=69 \text{ T}$, que no se supera en ningún punto.

Además, para evitar problemas de fisuración, donde el cortante de cálculo fuese menor que $V_{u1}/5$ (13,8 T) los cercos no podían estar separados más de $0,80d$ (36 cm) ni 30 cm y en donde el cortante de cálculo tuviese un valor entre $V_{u1}/5$ y $2V_{u1}/3$ (46 T) la separación entre cercos no podía superar $0,6d$ (27 cm) ni 30 cm. Ambas condiciones se cumplen con holgura.

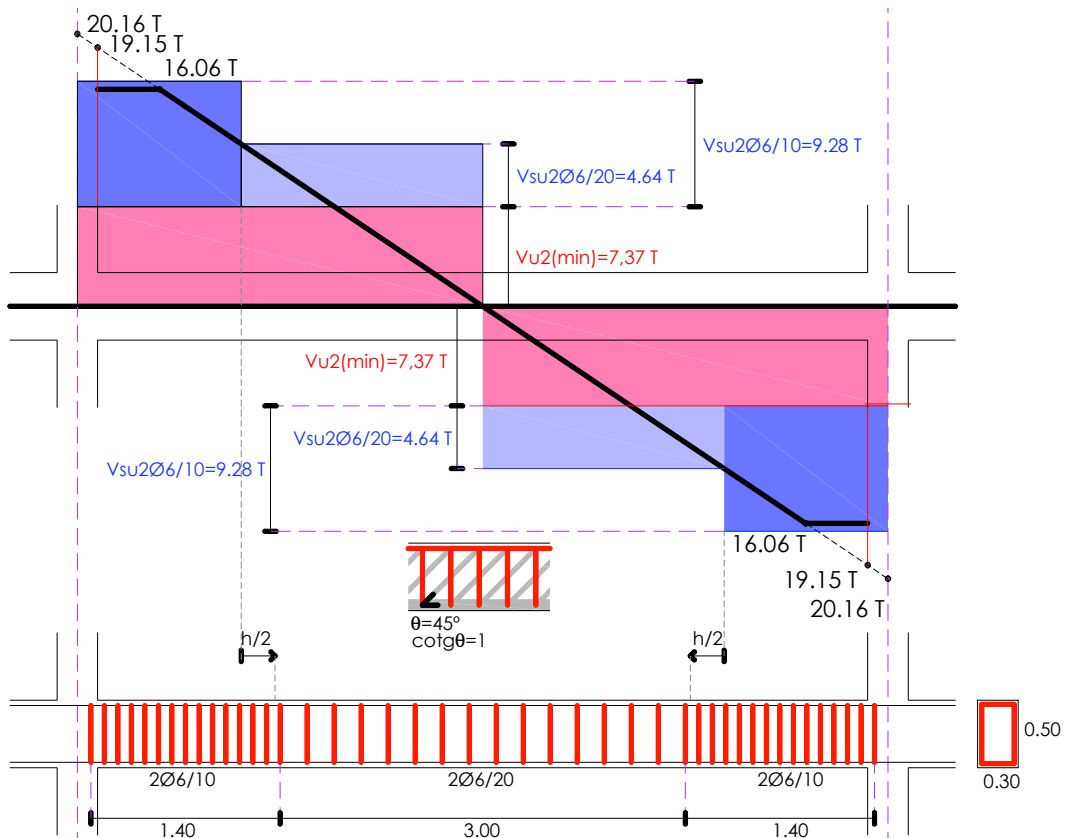
Pero, según EHE podría elegirse cualquier otra inclinación θ de bielas entre $26,57^\circ$ y $63,43^\circ$.

En particular, si tomamos $\theta=26,57^\circ$, el hormigón no resiste nada pero, como contrapartida, el acero resiste el doble, $V_{su}=1,80 \cdot n_t \cdot A_{\phi t} \cdot \frac{d}{s_t} \cdot f_{td}$, con lo que el despiece es del dibujo siguiente, muy similar al anterior. El valor de V_{u1} disminuye a $V_{u1} = 0,24 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$ (55,20 T), lo que no es merma apreciable ni altera la comprobación de bielas a compresión ni las limitaciones por fisuración.



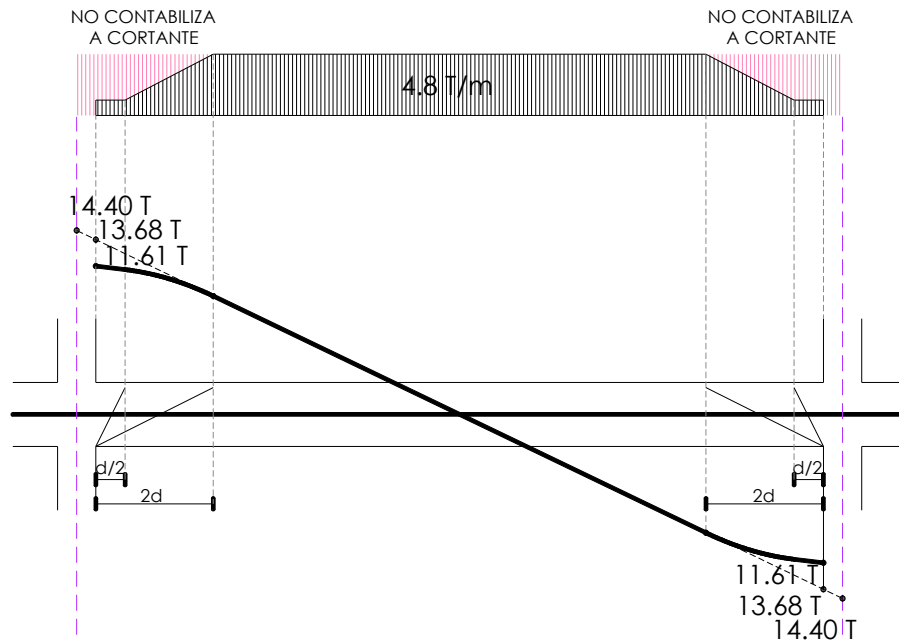
EHE08.

Como vimos cuando estudiamos esa Instrucción, se establecía una resistencia mínima del hormigón con el mismo valor tanto para piezas sin armadura de cortante como para las que dispusiesen de ella, de valor $V_{cu2} = V_{cu} = 0,05 \sqrt{\xi^3 f_{cv}} \cdot b_w \cdot d$. que, para nuestro caso, representa $0,05 \sqrt{1,66^3 \cdot 25} \cdot 300 \cdot 460 = 73.745 \text{ N} \sim 7,37 \text{ T}$. Para el cálculo de las armaduras se ha optado con considerar $\theta = 45^\circ$, ángulo para el que $V_{su} = 0,90 \cdot n_t \cdot A_{\phi t} \cdot \frac{d}{s_t} \cdot f_{td}$ (con f_{td} limitado a 4 T/cm^2). Lo demás es igual. La gráfica del despiece de las armaduras es:

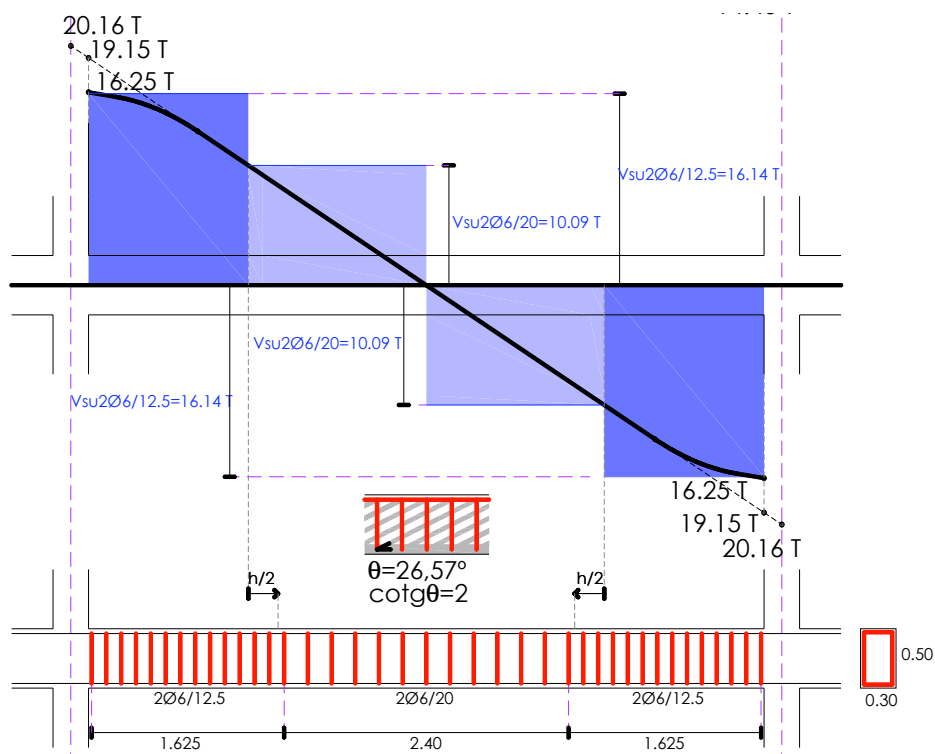


CÓDIGO ESTRUCTURAL.

La interpretación de la carga que contabiliza y la que no en las proximidades de los apoyos está en el dibujo siguiente: Desde el centro hasta un punto a dos cantos útiles de la cara del pilar contabiliza toda la carga; desde ese punto hasta el que está a medio canto útil, cada vez va contabilizando menos carga hasta valer un cuarto. A partir de ahí ese cuarto se mantiene constante hasta la cara de pilar. El valor del cortante que afecta al armado es **11,61 T**, sensiblemente el mismo que se obtuvo anteriormente, que era **11,47 T** (ver cálculo en EH73)¹⁸.



La capacidad resistente del hormigón solo es, sensiblemente, la misma que se obtuvo en el cálculo con EHE (ver dibujo primero de ese caso), por lo que es preciso utilizar armadura. Pero entonces el hormigón no cuenta, aunque, como en EHE, la armadura puede resistir el doble si $\theta=26,57^\circ$. Además, la tensión de cálculo para acero B500 puede llegar a 435 N/mm . El gráfico con el despiece de armaduras para solicitaciones de cálculo es el que se adjunta, admitiéndose la pequeña pérdida de seguridad de disponer $2\text{Ø}6/12,5$ ($V_{su}=16,14 \text{ T}$) para resistir $V_d=16,25 \text{ T}$.



¹⁸ Por lo que, en mi opinión, puede seguir haciéndose lo que ya hacíamos: es más fácil.