

# EL ACERO 500 FRENTE AL 400

Alfredo Páez Balaca.

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Ángel López López.

Ingeniero Técnico de Obras Públicas.

## RESUMEN

*A igualdad de esfuerzo de tracción ejercido, las barras corrugadas de 500 MPa de límite elástico son más económicas que las de 400, ya que sus respectivos precios comerciales no están en la proporción 500/400 de sus correspondientes capacidades mecánicas, sino en otra mucho menor (1.06 como término medio).*

*No obstante, cuando se emplean barras de más de 12 mm de diámetro, la anchura de las fisuras que aparecen en el hormigón, es tan grande, que se precisa reducir los alargamiento de las armaduras para no dejar desprotegido al propio acero. Esta adicional limitación resulta tanto más restrictiva, cuanto mayor es el diámetro de las barras, mayor la calidad del acero, y menor la cuantía de la armadura principal en tracción.*

*En el caso particular de que el recubrimiento de las barras sea de 30 mm, la máxima anchura admisible de fisuras en el hormigón de 0,2 mm, y suponiendo que el precio del kilogramo de acero 500 (incluido doblado y colocación en obra), es de 1,06 veces el precio de las barras de 400 MPa, de igual diámetro y peso, se deduce que las barras de acero 500 son más económicas que las de acero 400 en los tres siguientes casos:*

- a) Cuando el diámetro de las barras empleadas es menor que 20 mm.*
- b) Cuando, disponiéndose barras Ø 20 para la armadura principal, la cuantía geométrica de esta armadura es superior al 1%.*
- c) Cuando, utilizándose barras Ø 25, la cuantía de la armadura principal en tracción es superior al 2%.*

## ABSTRACT

*Exerting the same tractive force, corrugated rods of 500 Mpa elastic limit are cheaper than those of 400 since their respective market prices are not in the proportion 500/400 to their mechanical capacities but much lower (1/0.6 on average).*

*However, when rods of over 12 mm diameter are used, the width of the cracks in the concrete is so large that the length of the cracks in the concrete is so large that the length of the truss extensions has to be reduced to ensure protection of the steel. This additional restriction increases in proportion to the diameter of the rods and the quality of the steel, and the limitation becomes less with the size of the main truss under stress.*

*If the covering of the rods is 30 mm, for example, the maximum admissible width of the cracks in the concrete is 0.2 mm.*

*Then assuming that the price per kilo of 500 steel (including the bending and installation) is 1.06 times that of the rods of 400 MPa of the same diameter and weight, it is clear that the 500 rods are cheaper than those of 400 steel in the following three circumstances:*

- a) When the diameter of the rods is under 20 mm;*
- b) When, using 20 mm diam. rods for the main truss, its geometric extension is above 1%;*
- c) When, using rods of 25 mm diam, the size of the main truss under tension is over 2%.*

artículo, que deberán ser remitidos a la Redacción de la ROP antes del 30 de diciembre de 1996.

Recibido en ROP:  
febrero de 1995

## LAS CALIDADES Y LOS PRECIOS

En la Europa actual, la producción de barras corrugadas se divide en dos grandes grupos, el acero de calidad 400 y el de calidad 500, números que expresan, en MPa, el valor del límite elástico garantizado por el fabricante. El acero de calidad 600, puede decirse que sólo ocasionalmente se emplea en los Países Escandinavos.

Por razones, más comerciales que técnicas, parece que, en los próximos años, se seguirán fabricando los dos tipos anteriormente citados. Lo curioso es que el precio, tanto de una como de otra calidad, es prácticamente el mismo. Al menos con los modernos procesos de fabricación, con temperaturas estrictamente controladas, y partiendo de una misma palanquilla, se consigue la producción de barras, bien sea de 400 MPa como de 500 MPa, con solamente variar la velocidad o intensidad del enfriamiento final. Con estos términos no se pretende describir, ni menos acreditar, un proceso industrial que cuenta con múltiples variantes; simplemente se intenta justificar la razón que motiva la pequeña diferencia que existe entre unos casi iguales costes de producción. Así resulta que, paradójicamente, una barra de acero al carbono que, por tener doble calidad, resiste doble que otra de la misma sección y calidad mitad, no cuesta el doble, sino bastante menos, lo cual induce a la conclusión de que, a igualdad de esfuerzo resistido, y mientras la relación de precios sea inferior a la relación de calidades, cuanto mayor sea la calidad de la barra, más económica será su utilización.

Y ahora, cuando todo parecía indicar que el acero 500 tiene un mejor rendimiento económico que el acero 400, se añade que, sin embargo, el acero 600 no es más aconsejable que el acero 500 aún cuando su incremento de coste fuera inferior al 20% (relación 6/5 entre sus respectivos precios). La razón que motiva esta difícilmente comprensible actitud se debe a la circunstancia de que, al llegar a determinados límites, la fisuración producida en el hormigón por la utilización de estos aceros especiales, de tal modo deteriora el recubrimiento de las barras, que deja de ser una eficaz protección del acero frente al ataque de determinados agentes particularmente agresivos.

Estos criterios, aunque no puedan calificarse como erróneos, si se consideran como lo suficientemente imprecisos como para fomentar una inquietud que se hace oportuno analizar.

## LA FISURACIÓN

La escasa capacidad del hormigón para alargarse hace que, alcanzada una deformación límite, se fisure, dejando a la armadura la retención de unos esfuerzos que el hormigón no puede absorber. Obsérvese que, si una armadura se dispone para aceptar unos esfuerzos de tracción, es porque se admite el principio de que el hormigón es un material que no está capacitado para desarrollar tales esfuerzos. Si, en teoría, se prescinde de la dudosa resistencia del hormigón en tracción, tendremos que admitir la fisuración como una consecuencia lógica del mecanismo que se ha supuesto. Esforzarnos en impedirla, sería un contradictorio. Lo más que podemos hacer es difundir esas grietas; hacerlas apenas perceptibles; transformar un visible agrietamiento en una tenue microfisuración. A tales efectos preciso será establecer una valoración de ese límite entre las anchuras de unas fisuras que apenas se ven, y la amplitud de unas grietas más o menos aparatosas.

Muchos son los casos en los cuales este límite de permisividad, puede plantearse de un modo objetivo; pero mayores son las ocasiones en las que no existen tales imperativos, y si deseamos limitar la fisuración a unos términos discretos, es porque lo contrario nos alarma. Esta actitud, que podría calificarse de psicológica, es la consecuencia inmediata de una intuición o de un proceso racional. Cuando una estructura sufre un asiento diferencial en su cimentación, este descenso origina unos esfuerzos anormales, tanto más importantes cuanto mayor sea la rigidez de los elementos afectados. Gracias a la fisuración, esa rigidez disminuye, reduciéndose los esfuerzos. Como en tantos otros casos, las grietas son, a la vez, un aviso y un mecanismo que la estructura adopta para soportar mejor una circunstancia desfavorable. Acostumbrados a que las grietas denuncien situaciones fuera de lo normal, su presencia influye en nuestro ánimo a modo de una singular advertencia.

Desde un punto de vista práctico podremos admitir, como fisuración insignificante, aquella cuya anchura no supere los 0,2 mm. Por ser apenas perceptible, esta fisuración no puede confundirse con la llamativa amplitud de unas grietas claramente indicadoras de la existencia de unas deformaciones infrecuentes. Este criterio cuantitativo, a pesar de su formulación un tanto convencional, constituye el fundamento necesario para establecer el adecuado análisis comparativo entre dos

soluciones igualmente válidas: la primera a base de unas armaduras de acero 400, la segunda, con acero 500. Si nos limitamos a comparar la sección  $A_4$  de armaduras de acero 400, con la solución  $A_5$  de igual capacidad mecánica pero con acero 500, deduciremos que,

$$400 A_4 = 500 A_5$$

o, lo que es lo mismo, que la sección  $A_5$  es:

$$A_5 = 0,8 A_4 \quad (1)$$

Pero no podemos quedarnos con esta relación, que sólo será completamente válida mientras, tanto en una como en otra solución, la amplitud de las fisuras aparecidas en el hormigón sea inferior a 0,2 mm. Si no fuera así, si en una o en ambas soluciones, las fisuras superaran este límite, sería preciso corregir las secciones de armaduras deducidas, aumentándolas en la medida necesaria para que ese exceso de acero, por ser mecánicamente superior al estricto, implique una virtual reducción de la tensión del acero, reducción que supone una disminución en la anchura de las fisuras aparecidas. Si denominamos  $X_4$  y  $X_5$  los correspondientes coeficientes correctores, ambos, por supuesto, mayores que uno, resultará que, mientras que con un acero 400 se precisa una sección de armaduras de

$$A_4 X_4$$

con acero 500, a igualdad de esfuerzo resistido, a igualdad de diámetro, y a igualdad de fisuración límite, se precisará una sección de

$$A_5 X_5 = 0,8 A_4 X_4$$

o sea que, en lugar de la relación (1), la sección  $A_5$  de armadura deberá ser

$$A_5 = 0,8 A_4 X_4 / X_5 \quad (2)$$

para que ambas soluciones sean completamente equivalentes.

## ANCHURA PREVISIBLE DE LAS FISURAS

Son muchos los planteamientos o fórmulas que compiten en la previsión de la anchura de las fisuras en el hormigón. De un modo o de otro, to-

dos los tratadistas intentan valorar la diferencia que existe entre el alargamiento sufrido por la armadura y el del hormigón en tracción que la envuelve. El hecho de que tanto la distancia entre dos fisuras consecutivas, como la tensión de uno y otro material en cada punto, dependa de la adherencia entre ambos, complica el problema de tal manera que se hace preciso establecer unas fuertes simplificaciones.

Si denominamos

- $c$  : el recubrimiento de la armadura
- $w_m$  : la anchura media de las fisuras abiertas
- $w_M$  : el valor de la anchura máxima admisible
- $\phi$  : el diámetro nominal de las barras que componen la armadura en tracción
- $\sigma_s$  : la tensión en la armadura bajo las cargas máximas de servicio

la solución propuesta por Julio Ferry Borges es:

$$W_M = \left[ 1,5c + 0,04 \frac{\phi}{\rho} \right] \left[ \sigma_s - \frac{0,75}{\rho} \right] 10^{-5} \quad (3)$$

En esta expresión, el diámetro  $\phi$  de las armaduras longitudinales, al igual que el recubrimiento  $c$  y la anchura  $w_M$ , se deben expresar en milímetros y la tensión  $\sigma_s$  en MPa. Como simplificación, la cuantía geométrica

$$\rho = A_s / A_c$$

o cociente entre las áreas de acero y de hormigón en la sección que se considere, puede tomarse igual a

$$\rho = \frac{A_s}{b_w h}$$

para todas las secciones en T siendo, en estos casos,  $b_w$  la anchura del nervio. Sea como fuere, la cuantía  $\rho$ , por ser una relación entre áreas, es un número o coeficiente adimensional. Puesto que  $\sigma_s$  representa la tensión de la armadura en el entorno de la sección, podemos admitir que si  $\gamma_f$  (supuesto igual a 1,6) es el coeficiente parcial de seguridad multiplicador de las acciones o cargas, la tensión máxima previsible en condiciones de servicio, será:

$$\sigma_s = 0,625 f_{yd} \quad (4)$$

Conviene advertir que, en general, la armadura  $A_s$  que realmente se dispone, no es la  $A_{sT}$  teóricamente deducida, sino otra  $A_{sR}$  real, mayor que la anterior, que corresponde a un número entero de barras impuesto por el obligado redondeo a los diámetros comerciales. En consecuencia, y debido a este ajuste por exceso, la tensión máxima previsible de las armaduras, no será la teórica anteriormente expresada, sino más bien:

$$\sigma_s = 0,625 f_{yd} / X_s \quad (5)$$

siendo

$$X_s = A_{sR} / A_{sT} \quad (6)$$

la citada relación existente entre la sección de acero realmente dispuesta, y la sección que teóricamente se deduce al dividir el esfuerzo de tracción que la armadura debe retener, por el límite elástico de cálculo  $f_{yd}$ .

La fórmula (3) determina la anchura máxima de fisuración previsible. Es, por así decir, una fórmula de comprobación. Calculada la sección de armaduras  $A_s$ , y elegido un cierto diámetro  $\phi$  para las barras, se deduce la anchura  $w_M$  máxima previsible. Si esta anchura se considerara aceptable, la comprobación habría terminado positivamente. Si no fuera así, si la anchura deducida se estimara como excesivamente amplia, la primera tentativa que se llevaría a cabo para cumplir la limitación requerida, sería la de reducir el diámetro de las barras al calibre máximo de

$$\phi_{\max} = 25\rho \left[ \frac{w_M 10^5}{\sigma_s - \frac{0,75}{\rho}} - 1,5c \right] \quad (7)$$

pero si, por determinadas circunstancias, consideráramos excesivamente pequeño ese diámetro y prefiriéramos emplear unas barras más gruesas, todavía contaríamos con la posibilidad de disminuir la tensión del acero, que inicialmente hemos supuesto igual a:

$$\sigma_s = 0,625 f_{yd} \quad (4)$$

aumentando la sección de las armaduras. Si así lo hiciéramos, si en lugar de disponer la armadura  $A_{sT}$  que estrictamente se deduce de la ecuación

(4), colocáramos una armadura  $A_{sR}$  mayor que la  $A_{sT}$ , no sólo reduciríamos la tensión  $\sigma_s$  al valor (5), sino que además, al aumentar la cuantía  $\rho$ , se incrementaría la limitación  $\phi_{\max}$  dada en la ecuación (7).

Si entramos en la ecuación (3) para valorar una menor anchura de grietas producidas por una mayor sección de armaduras, resultará que, llamando  $\rho_1$  a la cuantía estricta (la definida por la sección teórica  $A_{sT}$ ) y dado que esta cuantía corregida equivale a:

$$\rho_2 = \rho_1 X_s$$

la nueva anchura máxima de grietas será

$$w_{M2} = \left[ 1,5c + 0,04 \frac{\phi}{\rho_1 X_s} \right] \left[ 0,625 \frac{f_{yd}}{X_s} - \frac{0,75}{\rho_1 X_s} \right] 10^{-5} \quad (8)$$

Identificando ahora la anchura  $w_{M2}$  de las fisuras, con el límite establecido de 0,2 mm, escribiendo la tensión  $f_{yd}$  en MPa, el diámetro  $\phi$  en milímetros y suponiendo que el recubrimiento de las barras es, en todos los casos, de 30 mm, estaremos en condiciones de resumir, en dos tablas (una para barras de 400 MPa de límite elástico garantizado, y otra para barras de 500 MPa), los correspondientes valores de  $X_s$  para diámetros de 12, 16, 20, 25, y 32 mm. En estas tablas, el coeficiente  $X_s$  expresado en la ecuación (6), adquiere ahora el carácter de un factor amplificador de la sección estricta  $A_{sT}$  a fin de que la armadura real resultante tenga una sección tal

$$A_{sR} = X_s A_{sT} \quad (9)$$

que goce de la inestimable propiedad de que, con esa sección, la amplitud máxima  $w_M$  de las fisuras en el hormigón, no rebasará el límite de 0,2 mm.

En las tablas I y II, aparecen los valores de este coeficiente corrector  $X_s$  deducido, a partir de la fórmula (8), en función del diámetro equivalente  $\phi$  de las barras y de la cuantía mecánicamente estricta  $\rho_1$  y, todo ello, tanto en la hipótesis de que el límite elástico de cálculo sea de

$$f_{yd} = 400/1,15 = 348 \text{ MPa} \quad (\text{Tabla I})$$

o de

$$f_{yd} = 500/1,15 = 435 \text{ MPa} \quad (\text{Tabla II})$$

TABLA I

Valor del coeficiente  $X_s$  que, multiplicado por la armadura estricta  $A_{s1}$ , determina la sección  $A_{s2} = X_s A_{s1}$  necesaria para que la anchura de las fisuras sea  $< 0,2$  mm

| Cuantía  | Aceros de 400 MPa |           |           |           |           |
|----------|-------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| $\rho_1$ | $\phi 12$         | $\phi 16$ | $\phi 20$ | $\phi 25$ | $\phi 32$ |
| 0,007    | 1,000             | 1,000     | 1,000     | 1,021     | 1,140     |
| 0,010    | 1,000             | 1,000     | 1,000     | 1,019     | 1,128     |
| 0,015    | 1,000             | 1,000     | 1,000     | 1,000     | 1,054     |
| 0,020    | 1,000             | 1,000     | 1,000     | 1,000     | 1,000     |
| 0,025    | 1,000             | 1,000     | 1,000     | 1,000     | 1,000     |
| 0,030    | 1,000             | 1,000     | 1,000     | 1,000     | 1,000     |

TABLA II

Valor del coeficiente  $X_s$  que, multiplicado por la armadura estricta  $A_{s1}$ , determina la sección  $A_{s2} = X_s A_{s1}$  necesaria para que la anchura de las fisuras sea  $< 0,2$  mm

| Cuantía  | Aceros de 500 MPa |           |           |           |           |
|----------|-------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| $\rho_1$ | $\phi 12$         | $\phi 16$ | $\phi 20$ | $\phi 25$ | $\phi 32$ |
| 0,007    | 1,000             | 1,051     | 1,156     | 1,276     | 1,426     |
| 0,010    | 1,000             | 1,045     | 1,135     | 1,237     | 1,365     |
| 0,015    | 1,000             | 1,000     | 1,060     | 1,147     | 1,254     |
| 0,020    | 1,000             | 1,000     | 1,000     | 1,073     | 1,168     |
| 0,025    | 1,000             | 1,000     | 1,000     | 1,019     | 1,104     |
| 0,030    | 1,000             | 1,000     | 1,000     | 1,000     | 1,054     |

**Figura 1.**  
Valores del coeficiente  $X_s$  en el caso de recubrimientos de armadura de 30 mm y anchura máxima de fisuras de 0,2 mm.

Como ya se ha indicado, tanto en una como en otra tabla, se ha partido del supuesto de que el recubrimiento de la armadura es de 30 mm, hipótesis que, por no afectar de manera significativa a los planteamientos desarrollados, se ha admitido a modo de adecuada simplificación.

Para evitar innecesarias interpolaciones, las figuras 1 y 2 expresan, gráficamente, los respectivos valores del coeficiente corrector  $X_s$  en función de la cuantía estricta, según sea, uno u otro, el diámetro de la barra y la calidad del acero.

## RESULTADOS COMPARATIVOS

Las tablas I y II permiten valorar (así como las figuras 1 y 2) el coeficiente corrector  $X_s$  que, aplicado a la sección estricta de armaduras  $A_{s1}$  como factor multiplicador, determina una sección algo mayor

$$A_{s2} = X_s A_{s1} \quad (10)$$

que goza de la propiedad de que el posible agrietamiento del hormigón extendido por la flexión o por la tracción, quede limitado a una anchura máxima de fisuras de 0,2 mm. Como es natural, los coeficientes  $X_s$  correspondientes a las armaduras de acero 500, son mayores que los equivalentes al caso de emplearse barras de 400 MPa de límite elástico garantizado. Este diferente comportamiento hace que, a igualdad de esfuerzo resistido, la sección de acero 400 no siempre sea un 25% mayor que la equivalente con aceros 500. La res-

Aceros de  $f_{yk} = 400$  MPa

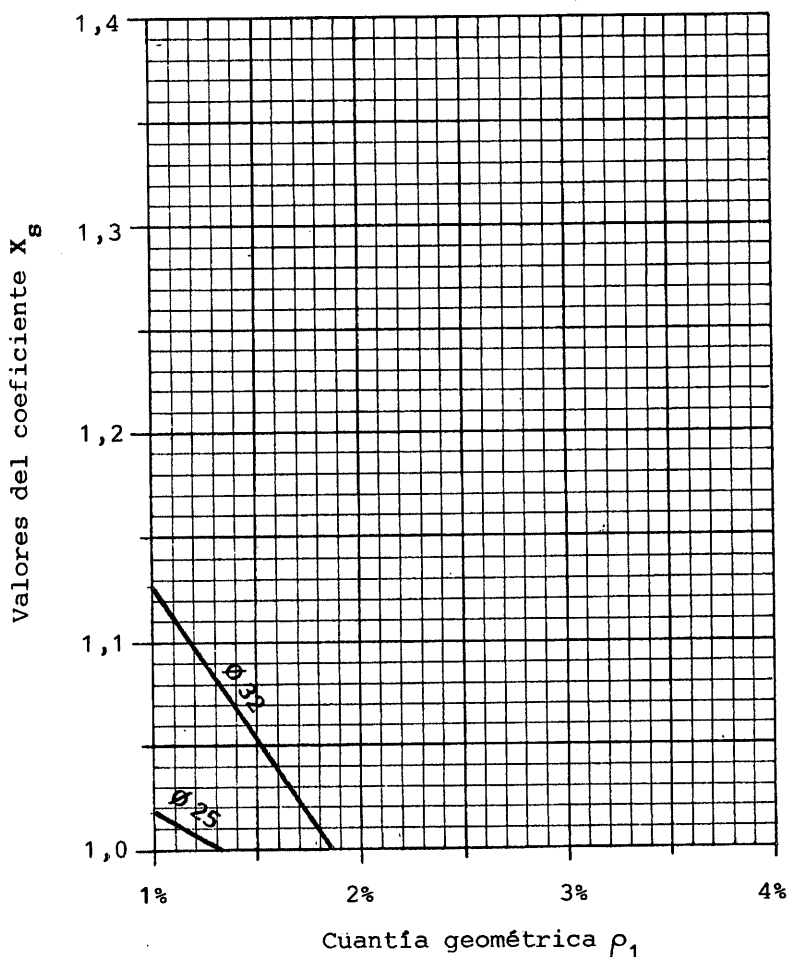
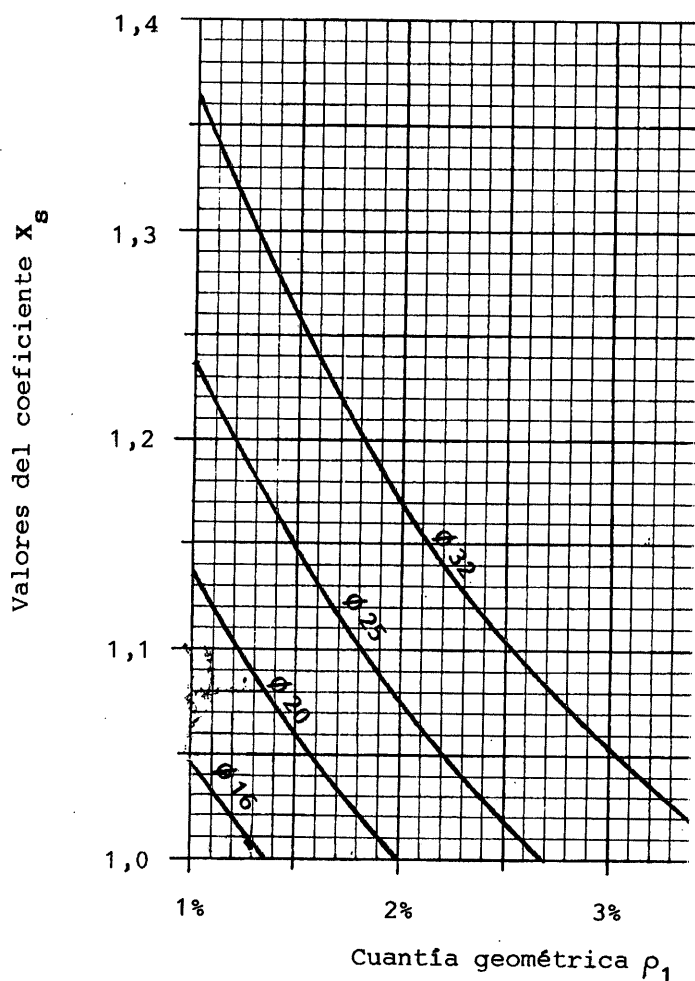


TABLA III

Relación  $C_{5/4}$  entre los precios de las barras de acero 500 y las de 400, para que, económicamente, sean equivalentes.

| Cuantía        | Diámetro |      |      |      |      |
|----------------|----------|------|------|------|------|
| ρ <sub>1</sub> | φ12      | φ16  | φ20  | φ25  | φ32  |
| 0,007          | 1,25     | 1,19 | 1,08 | 1,00 | 1,00 |
| 0,010          | 1,25     | 1,19 | 1,08 | 1,00 | 1,00 |
| 0,015          | 1,25     | 1,23 | 1,13 | 1,04 | 1,00 |
| 0,020          | 1,25     | 1,25 | 1,20 | 1,11 | 1,01 |
| 0,025          | 1,25     | 1,25 | 1,25 | 1,16 | 1,07 |
| 0,030          | 1,25     | 1,25 | 1,25 | 1,22 | 1,12 |

**Figura 2.**  
Valores del coeficiente  $X_s$  en el caso de recubrimientos de armadura de 30 mm y anchura máxima de fisuras de 0,2 mm.



Aceros de  $f_{yk} = 500 \text{ MP}$

tricción de 0,2 mm impuesta a modo de anchura límite de fisuras, determina la intervención de los coeficientes correctores  $X_s$  y así, mientras con un acero 400 se precisa una sección de armaduras de

$$A_4 X_4$$

con acero 500 basta con una sección de

$$A_5 X_5 = 0,8 A_4 X_4$$

Designando por  $p_4$  y por  $p_5$  los precios del kilogramo de armaduras de 400 y 500 MPa de límite elástico garantizado, respectivamente, se deduce que, para que el coste  $P$  global de una y otra armadura

$$P_4 = A_4 X_4 p_4 K \quad P_5 = A_5 X_5 p_5 K \quad (11)$$

sea el mismo, se precisa que, en igualdad de restantes condiciones

$$A_4 X_4 p_4 = A_5 X_5 p_5$$

es decir que las barras de acero 500 serán de más económico empleo que las de 400 MPa siempre que su precio  $p_5$  sea

$$p_5 < 1,25 X_4 / X_5 \cdot p_4$$

Dicho de otro modo, para que las dos armaduras mecánicamente equivalentes, resulten del mismo precio, se precisa que

$$p_5 = C_{5/4} p_4 \quad (13)$$

siendo la relación crítica de precios:

$$C_{5/4} = 1,25 X_4 / X_5 \quad (14)$$

en donde  $X_5$  es el coeficiente corrector relativo a las barras de acero 500, para igual diámetro que la barra de acero 400 con la cual se compara, pero con una cuantía igual a los 4/5 de la supuesta en la deducción del coeficiente  $X_4$  en razón a la diferente capacidad mecánica.

En la adjunta Tabla III se consignan los valores que se deducen de la aplicación de la fórmula (14) como expresión de la máxima relación de precios  $p_5/p_4$  que conduce a una equiparación de costes.

## CONCLUSIONES

Las tablas I y II definen el valor del coeficiente corrector  $X_s$  por el cual debe multiplicarse la sección de armaduras a fin de que las grietas producidas en el hormigón por las cargas de servicio, no sean tan peligrosamente amplias como para determinar fisuras de anchura superior a 0,2 mm. Como es natural, este incremento de la sección, es mayor para las barras gruesas que para las barras finas, y mayor también para las armaduras de acero 500 que para las de 400 MPa. Si no fuera por esta circunstancia de la fisuración inducida, las barras de acero 500 serían siempre más aconsejables que las de acero 400 mientras la relación de los respectivos precios estuvieran por debajo de la relación 5/4 de sus resistencias. Los citados riesgos de una fisuración excesiva del hormigón, hacen que la decisión se complique. La Tabla III expresa la máxima relación entre el precio del acero 500 y el del 400 para que aquel sea más económico que este.

Si ahora admitimos el principio de que, en el momento actual, el precio de las barras de acero 500 es del orden de 1,04 veces el precio de las barras

de acero 400, basta con entrar en la tabla III para deducir que, a igualdad de esfuerzo resistido (y dimensionando la armadura con el margen de seguridad necesario para que la previsible amplitud de las fisuras en el hormigón no supere el límite establecido de 0,2 mm), las barras de acero 500 son más económicas que las de acero 400 en los siguientes casos:

- a) si el diámetro de las barras principales es de 20 mm o menos
- b) si, siendo de 25 mm el diámetro de las barras más gruesas, la cuantía geométrica de las armaduras principales supera el 1,5%
- c) si la cuantía geométrica de armaduras, supera el 2,4%.

Finalmente se advierte que, como norma general, se considera rechazable la disposición, en una misma obra, de barras de diferentes calidades de acero. Como es lógico, esta prescripción no alcanza al caso de mallas que, por ser electrosoldadas, llegan a la obra en paneles, ni tampoco a las armaduras activas de las piezas pretensadas cuyos tendones se suministran en bobinas especiales o en rollos bien protegidos mediante envolturas aislantes.

Tal vez la principal ventaja de este planteamiento sea la de justificar el desinterés de los suministradores por las barras de acero 600, un tipo nórdico de armaduras hacia el cual la industria siderúrgica se ha mostrado reiteradamente reticente. ●