

# NOCIONES SOBRE EL HORMIGÓN PRETENSADO

ARQUITECTO: JOSE LUIS DE LEON

Es indudable que hoy día en España existe una restricción constructiva bastante grande a causa, principalmente, de la carestía del material metálico para forjados de piso. La Dirección General de Arquitectura, al intentar resolver esta cuestión, estimuló a los industriales, mediante ciertas ventajas, a fabricar elementos de forjados, en los cuales se reduce, indudablemente, el acero; pero la solución por ahora más revolucionaria en dicha materia no se ha abordado, y ello ha inducido al que suscribe

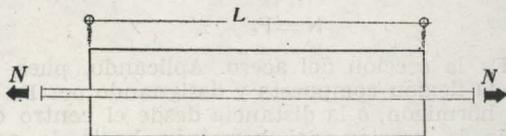


FIG. 1.

a lanzar unas ideas sobre esta materia, no en un tono científico y abstracto, sino de forma elemental, para que pueda llegar a la más fácil comprensión, tanto de nuestros compañeros como de los que se dedican a la fabricación de forjados, demostrando de un modo claro el ahorro que en materiales puede conducir la fabricación de viguetas de hormigón pretensado.

La idea fundamental en este material consiste en introducir en la pieza que se vaya a construir unas ten-

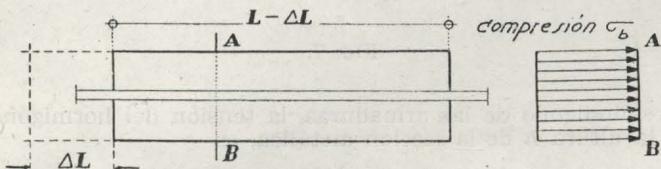


FIG. 2.

siones o fatigas previas que sean contrarias a las que haya de soportar dicho elemento. Un ejemplo aclarará conceptos: sea una pieza que haya de estar sometida a tracción (un tirante de una armadura). Se empezará por tensar la armadura mediante el oportuno mecanismo (fig. 1). Seguidamente se hormigonea la pieza que tendrá una longitud L. Una vez fraguado y endurecido suficientemente el hormigón, se libera la armadura del

un prisma de hormigón armado sujeto a una compresión, y cuyo valor sería:

$$N = \Delta L \frac{F_b \times E}{L}$$

siendo  $F_b$  el área de la sección del hormigón y  $E$  el coeficiente de elasticidad de dicho material. Ahora bien: como el prisma está destinado a soportar una extensión, la fatiga del hormigón será de compresión hasta tanto no se anule  $\Delta L$ , en cuyo instante  $\sigma_b$  será igual a cero.

Indudablemente, para ello será preciso emplear cementos y aceros de alta calidad que, si bien son más costosos, sin embargo, compensan excesivamente su precio por la reducción de las secciones necesarias.

También conduce el empleo de viguetas pretensadas a que éstas sean, digámoslo así, homogéneas, es decir, como si fuesen metálicas; por consiguiente, al seccionarlas, cada parte resiste proporcionalmente la carga que pueda soportar, pues al trabajar toda la sección del hormigón a compresión, las tensiones principales determinadas con el círculo de Mohr son muy reducidas y su orientación se aproxima al eje longitudinal y planos transversales, siendo, por consiguiente, innecesarios estribos y barras dobladas para absorber los esfuerzos tangenciales y de desgarramiento longitudinal derivados de la flexión.

El acero corrientemente empleado en la construcción tiene un coeficiente de rotura de 40 a 50 kgs./mm<sup>2</sup>; por consiguiente, sólo permite un tensado bastante moderado y cuyo efecto seguramente ha de desaparecer al suprimir la causa que produce dicha tensión debido a la contracción del hormigón, teniendo además el gran defecto de su alargamiento, del 20 al 30 por 100, alargamiento que el hormigón no puede acompañar sin fisuramientos; por ello debe utilizarse aceros extrarresistentes (como los que se utilizan en los cables submarinos, cuerdas de piano...), con un coeficiente de rotura de 240 kgs./mm<sup>2</sup> y un alargamiento del 1 al 2 por 100. Dada la homogeneidad de dicho material y como el alargamiento es muy pequeño, se puede asegurar que el acero conserva su elasticidad hasta la rotura, pudiéndose tomar un coeficiente de seguridad 2, o sea 12.000 kgs./cm<sup>2</sup>.

Respecto al hormigón, empleando bien cementos aluminosos o supercementos con una composición granulométrica conveniente, y su correspondiente relación agua-cemento y un fuerte vibrado (cosas factibles de realizar en un taller, con obreros especializados y laboratorio de ensayos), no es exagerado obtener resistencias cúbicas superiores a los veintiocho años de 800 kgs./cm<sup>2</sup>, por lo cual, tomando un coeficiente de seguridad de 4, se puede fijar el trabajo unitario de compresión en un máximo de 200 kgs./cm<sup>2</sup>.

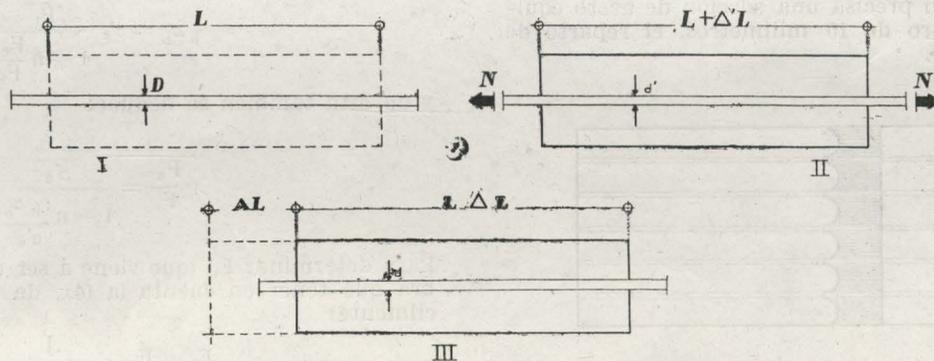


FIG. 3.

esfuerzo  $F$ , por lo cual se acortará una cierta magnitud  $\Delta L$  al tender el metal a recobrar su primitiva longitud, la cual también, por su íntima unión, compartirá el hormigón; luego el efecto sería idéntico al que sufriría

Resumiendo, se pueden utilizar como coeficientes de trabajo para el acero  $\sigma_e = 10.000$  kgs./cm<sup>2</sup>, pudiendo llegar en el tensado a  $\sigma'_e = 14.000$  kgs./cm<sup>2</sup>, y para el hormigón  $\sigma_b = 200$  kgs./cm<sup>2</sup>.

Pero, ¿podrá el hormigón aguantar la pretensión útil de 10.000 kilogramos por adherencia? Indudablemente, por las siguientes razones: debido a la pretensión, la fibra neutra se confundirá con el centro de gravedad de las armaduras cuando actúe la sobrecarga, por lo cual el coeficiente de trabajo del hormigón en dicha zona será nulo. Además, por el vibrado y la reducción del agua, la porosidad será mínima, por lo cual también lo será la contracción del hormigón, y ello es un factor importantísimo para que el metal no pueda deslizarse en el mismo; además de la fuerte adherencia de ambos materiales hay que tener muy en cuenta la expansión transversal del metal al suprimir los anclajes exteriores del tensado. Es decir, que si debido a la tensión  $\sigma_e = 14.000 \text{ kgs./cm}^2$  el acero experimenta un alargamiento  $\Delta L$  (fig. 3), el diámetro primitivo  $D$  se reduce a otro menor  $d'$ , hormigonándose a continuación la viga de longitud  $L$  (II); fraguado el hormigón hasta dar una resistencia cúbica de  $800 \text{ kgs./cm}^2$ , se suprime la actuación de  $N$ , y como el acero conserva su elasticidad, tenderá a recuperar su diámetro  $D$ , pero a esto se opondrá el hormigón, que si bien no consigue mantener el  $d'$ , si deja un diámetro intermedio  $d$  y, por consiguiente, un alargamiento útil de  $\Delta L$ , obligando al hormigón a trabajar a compresión con una fuerza

$$N = \Delta L \frac{F_b \times E}{L}$$

Por consiguiente, a la adherencia se unirá la oposición al deslizamiento que produce el hormigón al no dejar al metal recuperar su primitivo diámetro  $D$ ; por ello son completamente innecesarios los ganchos de anclaje terminales.

Además, debido a lo reducido del alargamiento del acero, el hormigón conserva su elasticidad hasta la rotura de la pieza, por lo cual puede realizarse el cálculo de la sección en la fase I, o sea que se considera íntegra la



FIG. 4.

sección del hormigón y no como se basa corrientemente en el cálculo de vigas de hormigón armado, que se considera agrietada la zona por bajo de la fibra neutra, o sea en la fase II.

Como coeficiente de elasticidad del acero puede tomarse  $E_e = 2.100.000 \text{ kgs./cm}^2$ , y del hormigón  $E_b = 210.000 \text{ kgs./cm}^2$ , por lo cual su relación  $n = 10$ .

Durante el pretensado, la zona superior de la viga estará sujeta a tracciones, y será conveniente el disponer una armadura ligera de acero de inferior calidad para atenuar este efecto; también, debido a la actuación de  $N$ , habrá que tener en cuenta el pandeo; pero el estudio de estos detalles se salen fuera de esta reseña de divulgación.

Por último, hay que hacer notar que el empleo de rondos superiores a cinco milímetros de diámetro no son convenientes, pues, como tantas veces se ha repetido, es factor esencialísimo la adherencia de los dos materiales, y, si debido al cálculo precisa una sección de acero equivalente a un diámetro de 10 milímetros, el reparto de

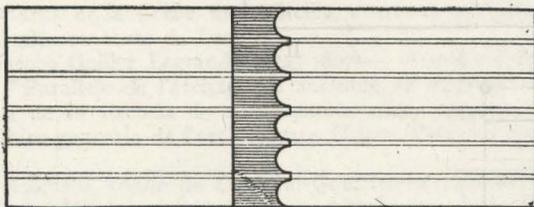


FIG. 5.

tensiones en el pretensado sería el indicado en la figura 4; en cambio, la misma sección, distribuida en alambres de un milímetro de diámetro, daría las tensiones de pretensado, según puede verse en la figura 5, uniformemente repartidas.

## DEDUCCION DE LAS FORMULAS DE FLEXION

La armadura se somete a una tensión  $\sigma_e$ , la cual queda reducida  $\sigma_e$  al liberar el acero de los anclajes exteriores.

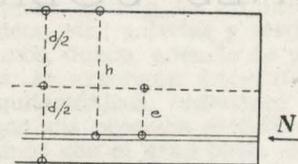


FIG. 6.

La tensión de compresión del hormigón a la altura del centro de gravedad de las armaduras será:

$$h \sigma_b = \frac{\sigma_e - \sigma_e}{n} \quad (1) \quad n = 10$$

La armadura actúa como una fuerza descentrada de valor

$$N = F_e \times \sigma_e \quad (2)$$

siendo  $F_e$  la sección del acero. Aplicando, pues, la fórmula de la flexión compuesta y designando por  $F_b$  la sección del hormigón,  $e$  la distancia desde el centro de gravedad de la sección del hormigón hasta la armadura (fig. 6) y  $J$  el momento de inercia de la misma sección

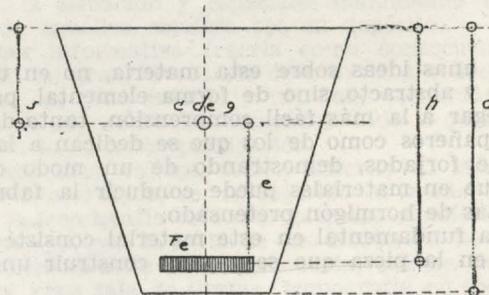


FIG. 7.

prescindiendo de las armaduras, la tensión del hormigón a la altura  $h$  de la sección metálica, es

$$h \sigma_b = \frac{N}{F_b} + \frac{N \times e}{J/e} = \frac{N}{F_1} \quad (3)$$

donde

$$\frac{1}{F_1} = \frac{1}{F_b} + \frac{e^2}{J} \quad (4)$$

de la (1), (2) y (3) se deduce:

$$\sigma_e = \sigma_e' \frac{1}{1 + n \frac{F_e}{F_1}} \quad (5)$$

de la (2), (3) y (5):

$$h \sigma_b = \sigma_e' \frac{F_e}{1 + n \frac{F_e}{F_1}} \quad (6)$$

y de ésta también se deduce:

$$\frac{F_e}{F_1} = \frac{h \sigma_b}{\sigma_e' - n \frac{h \sigma_b}{\sigma_e'}} \quad (7)$$

Para determinar  $F_1$  (que viene a ser una  $F_b$  reducida) habrá que tener en cuenta la (4), de donde se deduce fácilmente:

$$F_1 = F_b \frac{J}{J + F_b \times e^2} \quad (8)$$

el denominador es el momento de inercia de  $F_b$  referido al centro de gravedad de la armadura.

En la fase de pretensión, la distancia del centro de gravedad de  $F_b$  a la fibra neutra se obtendrá igualando a cero la fatiga del material; es decir:

$$\sigma = \frac{N}{F_b} + \frac{N \times e}{J/y} \quad y = \frac{J}{F_b \times e}$$

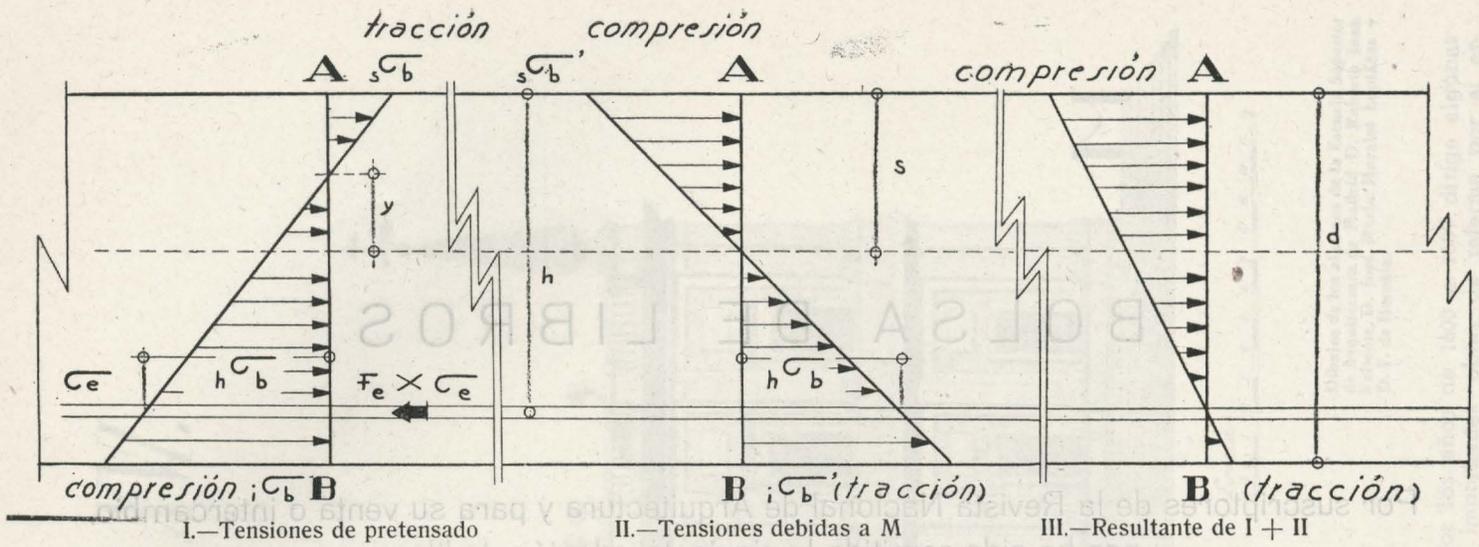


FIG. 8.

es decir, que la distancia,  $y$ , no depende de la intensidad de  $N$  y sí de su excentricidad,  $e$ , con que actúa.

Las tensiones en el borde superior son (figs. 7 y 8):

$$(9) \quad s \sigma_b = -h \sigma_b \frac{s-y}{h-s+y} \quad (\text{tracción})$$

y en el inferior:

$$(10) \quad i \sigma_b = +h \sigma_b \frac{d-s+y}{h-s+y} \quad (\text{compresión})$$

Por la actuación del momento  $M$  se produce en los bordes superior e inferior unas tensiones en el hormigón:

$$(11) \quad s \sigma_b = \frac{M \times s}{J} \quad (\text{compresión})$$

$$(12) \quad i \sigma_b = -\frac{M(d-s)}{J} \quad (\text{tracción})$$

y en el centro de gravedad de la armadura:

$$(13) \quad h \sigma_b = -\frac{M(h-s)}{J} \quad (\text{tracción})$$

las tensiones totales serán la suma algebraica de las anteriores.

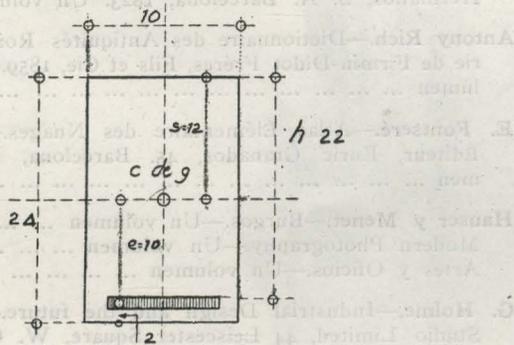


FIG. 9.

Un ejemplo aclarará conceptos (fig. 9).

Fatigas admisibles máximas:

Acero y hormigón: = 10.000/200 Kgs/mm<sup>2</sup>

$M = 188.000 \text{ cm}^2/\text{kgs}$ .

$d = 24 \text{ cms.}, h = 22 \text{ cms.}, b = 10 \text{ cms.}$

$$J = \frac{10 \times 24^3}{12} = 11.600 \text{ cm}^4, \quad e = 10 \text{ cms.}, \quad s = 12 \text{ cms.}$$

$$F_b = 24 \times 10 = 240 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{11.600}{240 \cdot 10} = 4,85 \text{ cms.}$$

$$J_1 = 11.600 + 240 \cdot 4,85^2 = 68.100 \text{ cm}^4$$

$$F_1 = 240 \frac{11.600}{68.100} = 41 \text{ cm}^2$$

aplicando (13):

$$h \sigma_b = \frac{188.000(22-12)}{11.600} = -162 \text{ kgs/cm}^2$$

como condición se fija que toda la sección  $F_b$  por encima de la armadura trabaja a compresión; es decir, que

$$+h \sigma_b = -h \sigma_b$$

de la (7) se deduce inmediatamente la sección del metal:

$$F_e = 41 \frac{162}{10.000} = 0,79 \text{ cm}^2$$

tensiones del hormigón en las fibras superior e inferior del pretensado. Fórmulas (9) y (10):

$$s \sigma_b = -162 \frac{12-4,85}{22-12+4,85} = -78 \text{ kgs/cm}^2$$

$$i \sigma_b = +162 \frac{24-12+4,85}{22-12+4,85} = 185 \text{ kgs/cm}^2$$

tensiones superior e inferior en los bordes del hormigón con la actuación de la causa externa  $M$ . Fórmulas (11) y (12):

$$s \sigma_b = +\frac{188.000 \cdot 12}{11.600} = +195 \text{ kgs/cm}^2$$

$$i \sigma_b = -\frac{188.000(24-12)}{11.600} = -195 \text{ kgs/cm}^2$$

evidentemente,  $s \sigma_b = i \sigma_b$ , porque el centro de gravedad coincide con la fibra neutra y con la mitad de la altura  $d$  por ser la sección rectangular.

Las tensiones totales serán en los bordes superior e inferior del hormigón:

$$s \sigma_b = -78 + 195 = 117 \text{ kgs/cm}^2$$

$$i \sigma_b = +185 - 195 = -10 \text{ kgs/cm}^2$$

el momento flector escogido es idéntico al de una viga de cinco metros de luz simplemente apoyada y con una carga de 600 kilogramos por metro lineal. La tensión total de  $\sigma_e$ , presuponiendo que si  $N = 12.000 \text{ kgs/cm}^2$ , y al cesar dicha fuerza queda la armadura sometida a una tracción  $\sigma_e = 10.000 \text{ kgs/cm}^2$ :

$$\sigma_e = 10.000 + n \times h \sigma_b = 10.000 + 10 \frac{188.000(22-12)}{11.600} = 11.620 \text{ kgs/cm}^2$$

Por lo anteriormente expuesto se deduce claramente la gran economía que en materiales se consigue, al utilizar éstos de clase superior, pues se llega al ahorro, muchas veces, de 90 por 100 del acero, y también grandemente del hormigón, con la consiguiente reducción de peso propio, tan esencial en esta clase de elementos para su transporte y elevación y puesta en obra.