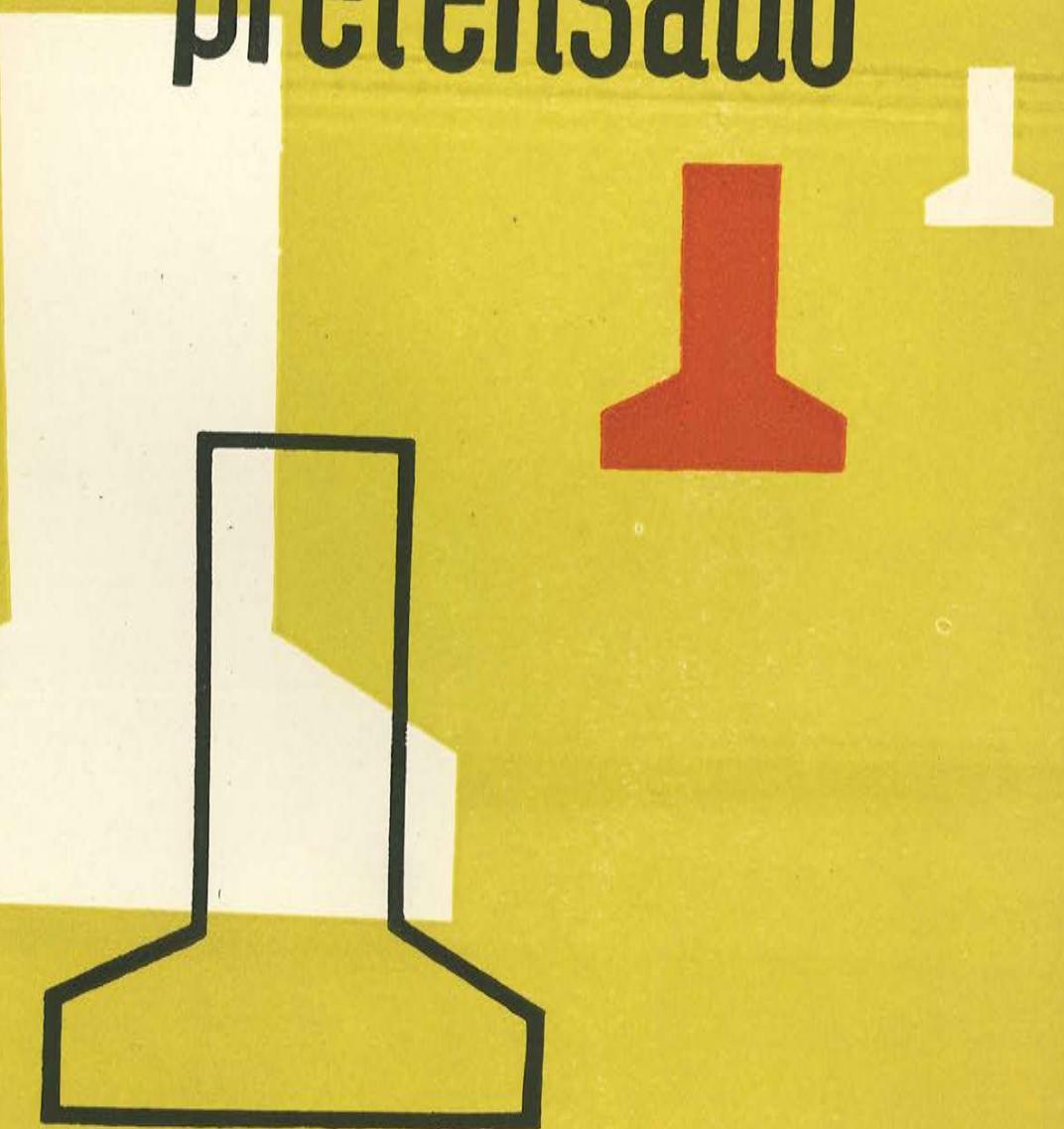


ULTIMAS NOTICIAS SOBRE

hormigón pretensado



BOLETIN NUM. 31 DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO
DEL INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

2

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
Patronato "Juan de la Cierva" de Investigación Técnica



U L T I M A S N O T I C I A S

Técnicas en Estructuras

Hormigón Pretensado

Boletín de circulación limitada

Nº 31

Marzo--Abril 1956

-- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO --

I N D I C E

Pág.

N O T A : El Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y edificación, no se hace responsable del contenido de ningún artículo, y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

- Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento -

1

457-3-6 DISTRIBUCION DE MOMENTOS EN LAS ESTRUCTURAS HIPERESTATI-
CAS PRETENSADAS, TRABAJANDO EN REGIMEN ANELASTICO

(Distributions des moments dans les constructions hyperestatiques précontraintes au-delà de la phase élastique)

Por Y. Guyon

INFORME GENERAL DE LA SESION "IIIa" DEL SEGUNDO CONGRESO DE LA FEDACION INTERNACIONAL DEL PRETENSADO - AMSTERDAM, Septiembre 1955

- SINOPSIS -

Se presenta un resumen de las comunicaciones recibidas, en relación con el tema de esta Sesión; sobre ellas, el autor hace unos comentarios muy interesantes, comparando las conclusiones, que de las mismas se deducen, con los resultados obtenidos en diversos ensayos por él realizados.

También, se señala la importancia que tienen los estudios experimentales y la necesidad de que, en el futuro, sean éstos cada vez más amplios y numerosos.

En relación con el tema fijado para esta Sesión se han recibido las siguientes comunicaciones:

1.- Distribution des moments dans les constructions hyperestatiques au-delà de la phase élastique. (Distribución de momentos en estructuras hiperestáticas, trabajando en régimen anelástico).

Por G. Magnel (Bélgica).

2.- Etude experimentale de poutres continues précontraintes dans

le domaine plastique et à la rupture. (Estudio experimental de las vigas continuas pretensadas trabajando en régimen plástico y a rotura).

Por Giorgio Macchi (Italia).

3.- Research in Great Britain on moment redistribution in prestressed concrete continuous beams. (Experiencias británicas sobre redistribución de momentos en las vigas continuas de hormigón pretensado).

Por P. B. Morice (Inglaterra).

4.- Détermination de la loi moment-courbure sur une poutre rectangulaire. (Determinación de la ley momento - deformación de una viga rectangular).

Por Y. Guyon (Francia).

También se recibieron otras dos comunicaciones, que serán publicadas en el Acta de la Reunión, y sobre las cuales sus autores ampliarán algunos detalles durante el Congreso. Dichas comunicaciones son:

5.- The ultimate strength of two-span continuous prestressed concrete beams as affected by tendon transformation and un-tensioned steel. (Influencia de las variaciones en el trazado de los cables y de la presencia de armaduras no tesadas, en la resistencia máxima de las vigas continuas, de dos tramos, de hormigón pretensado).

Por P. B. Morice y H. E. Lewis (Inglaterra).

6.- Essai d'une dalle précontrainte, sans chapignon. (Ensayo de una placa pretensada, sin capiteles).

Por M. Lebelle (Francia).

Todos estos trabajos se refieren a estudios experimentales.

Ensayos del Profesor Magnel

El profesor Magnel, en su comunicación, recuerda los ensayos por él realizados, anteriormente, en su laboratorio, sobre placas cuadradas, y en los cuales, la carga de fisuración obtenida se diferenciaba en un 5 por ciento, aproximadamente, de la calculada según el método elástico.

También da cuenta de otra serie de ensayos efectuados sobre cuatro vigas continuas de dos tramos, dos de las cuales iban provistas de redondos ordinarios, sin tesar, en los ángulos de la sección. Estas vigas se ensayaron a fisuración, fatiga y rotura, determinándose además, con todo esmero, sus reacciones. Antes de la fisuración no se produjo, en ninguna de las cuatro vigas, una redistribución apreciable, ni siquiera parece que ésta fuera completa en prerrotura, ya que las reacciones no llegaron a alcanzar, en ningún momento, los valores que hubieran tenido en el caso de una redistribución completa.

Fundándose en estos ensayos, el Profesor Magnel, deduce, por una parte, la imposibilidad de conseguir una adaptación antes de la fisuración y, por otra, la validez de las teorías elásticas hasta fisuración, por considerar suficiente la aproximación del 10 por ciento que con ellas se obtiene.

Comunicaciones inglesas

Las comunicaciones del Dr. Morice, y de éste en colaboración con M. Lewis, presentan los resultados de los ensayos rea-

lizados en Inglaterra, sobre vigas de dos tramos, por la "Cement and Concrete Association", el "Imperial College" y la Universidad de Leeds.

Uno de los fines fundamentales de los ensayos de la "Cement and Concrete Association" era comprobar que la carga de rotura de una viga continua sólo depende de la forma intrínseca del trazado del cable en cada tramo, pudiendo, dicho trazado, sufrir, sin que se modifique dicha carga de rotura, movimientos verticales en las secciones de los apoyos intermedios, siempre que permanezcan fijos los anclajes extremos.

Esta característica (que se observa, tanto en régimen elástico como en la fase de rotura) fué señalada ya, por el autor del presente informe, en una conferencia pronunciada en Londres en el año 1952. Los ensayos de la "Cement and Concrete Association" demuestran dicha independencia, pues los resultados obtenidos variaron, de unos a otros casos, solamente en un 5 por ciento, aproximadamente, a pesar de las considerables diferencias entre las alturas de los puntos de paso de los cables por las secciones de los apoyos, en las distintas piezas.

Los resultados, que corresponden a veintiocho vigas, pueden considerarse como datos suficientes para realizar un estudio estadístico.

De todos estos ensayos destacan, por su mayor interés, los relativos a dos vigas con cables parabólicos. En una de ellas, los alambres describían una parábola independiente en cada tramo; y en la unión de ambas parábolas sobre el apoyo central, se formaba un punto anguloso. En la otra, por el contrario, el trazado de

los cables se había transformado en una parábola única a lo largo de toda la viga, haciendo girar la curva correspondiente a cada tramo alrededor de su anclaje en el extremo. De esta manera, el punto de intersección de las dos paráolas sobre el apoyo intermedio va descendiendo y llega un momento en que el acuerdo de ambas líneas en dicha sección se efectúa según una tangente horizontal. Como es lógico, en esta segunda viga, el momento resistente de la sección correspondiente al apoyo central, deducido en el cálculo, resulta muy pequeño (del orden de 1/16 del que se obtiene, para la misma sección en la primera viga). Por lo tanto, de no producirse una redistribución de momentos, la viga, debería romperse, por insuficiente resistencia en la sección del apoyo central, bajo una carga muy pequeña. Sin embargo, dicha carga fué, no sólo casi igual a la obtenida en el ensayo de la primera viga (la diferencia entre ambas apenas excede del 5 por ciento), sino que, además, resultó aún mayor la de la segunda viga (3040 y 3200 kilogramos).

Los resultados numéricos, relativos al conjunto de los veintiocho ensayos, se exponen en la comunicación del Dr. Morice y M. Lewis, pero se ha considerado interesante destacar los valores obtenidos en los dos ensayos anteriormente comentados, porque vienen a confirmar lo que ya estaba suficientemente demostrado; y esto es, lo absurdo que resulta, en el caso de estructuras hiprestáticas, aplicar sección por sección los conceptos de seguridad, válidos únicamente para las estructuras isostáticas. La tabla I reproduce estos valores. Los momentos resistentes (calculados) son los que se indican en el mencionado informe.

T A B L A I

	Excentricidad del cable		Momento resistente calculado	
	En el tramo (cm)	Sobre el apoyo (cm)	M en el tramo (Kg . m)	M en el apoyo central (Kg . m)
Primera viga ca ble concordante	- 0,635	+ 1,27	+ 980	- 1.040
Segunda viga - cable rectifi- cado.	- 3,8	- 5,08	+ 1.550	- 62

La luz de cada tramo era de 2,286 metros.

El error consiste en admitir que las excentricidades de los esfuerzos creados por el cable, calculadas elásticamente, es decir, las del cable concordante, se mantienen hasta la rotura. Si así fuese, y suponiendo que el esfuerzo de rotura del cable fuese de 26.000 Kg, los momentos creados por el pretensado serían:

$$\begin{aligned} - 26.000 \times 0,635 &= - 16.600 \text{ Kg . cm} \text{ o sea } - 166 \text{ Kg . m en el tramo y} \\ 26.000 \times 1,27 &= 33.000 \text{ Kg . cm} \text{ o sea } 330 \text{ Kg . m en el apoyo central.} \end{aligned}$$

Por otra parte, los momentos producidos por una carga P, expresada en Kg, actuando en la sección media de cada tramo valen, en Kg . m, 0,357 P en el vano y - 0,428 P en el apoyo.

Por lo tanto, el valor mínimo de P, capaz de producir la rotura, vendrá dado por el más pequeño de los deducidos en las siguientes ecuaciones:

$$- 166 + 0,357 P = \text{momento resistente } M \text{ (vano)}$$

$$330 - 0,428 P = " " " M' \text{ (apoyo)}$$

Estos valores son: $P = 3160 \text{ Kg}$ para la primera viga y
 $P = 880 \text{ Kg}$ para la segunda viga.

Es decir, un valor 3,6 veces más pequeño que el anterior.

Ahora bien, la experiencia demuestra que este razonamiento es totalmente falso. En la práctica el cable no puede alcanzar, en el caso de la segunda viga, su tensión de rotura sobre el apoyo central sin que la pieza sufra grandes fisuraciones y fuertes deformaciones. Entonces la ley de proporcionalidad momentos-deformaciones deja de verificarse y la igualdad $330 - 0,428 P = M'$ no tiene, por lo tanto, ninguna significación, puesto que el primer término no es ya válido. Lo único que se sabe es que el centro de presión en la sección del apoyo, se encuentra situado a la mitad de la altura de la cabeza de hormigón que permanece intacta y que el momento en dicha sección tiende a alcanzar el valor del momento resistente. Pero el momento sobre el apoyo crece cada vez más lentamente y, por lo tanto, el del tramo cada vez más deprisa. Si la deformación de rotura, en la sección del apoyo, puede llegar a ser lo suficientemente fuerte para que el momento en el tramo alcance a su vez su valor límite M , se deberá tener:

$$\frac{P_1}{4} - \frac{M'}{2} = M \quad ó \quad \frac{P_1}{4} = M + \frac{M'}{2}$$

Ahora bien, las fórmulas que dan los valores de los momentos resistentes, y cuya validez quedó comprobada en el anterior Congreso, demuestran que, para un trazado intrínseco dado del cable, la suma $M + \frac{M'}{2}$ es constante cualquiera que sea la altura del punto de paso de la armadura sobre el apoyo central. En efecto, si h es el canto útil (distancia del cable al borde comprimido de la sección), F_r la carga de rotura del cable, b el ancho de la sección y R la resistencia del hormigón en compresión; el momento resistente será igual a:

$$h F_r \left(1 - \frac{1}{2} \frac{F_r}{b h R}\right) = F_r \left(h - \frac{1}{2} \frac{F_r}{b R}\right) = F_r \left(h - \frac{a}{2}\right),$$

siendo a el espesor de hormigón necesario para resistir la carga de rotura del cable; a es, por lo tanto constante e independiente del canto útil h . Luego si h y h' son los cantos útiles de la viga en el centro del tramo y sobre el apoyo intermedio, respectivamente, $M + \frac{M'}{2}$ será igual a: $F_r \left(h + \frac{h'}{2} - \frac{3a}{2}\right)$; pero $h + \frac{h'}{2}$ es constante cualquiera que sea la variación experimentada por el trazado del cable al trasladar su punto de paso sobre el apoyo intermedio, puesto que si se baja este punto una distancia u , el punto de paso por el centro del tramo bajará $\frac{u}{2}$, y, entonces, $\frac{h'}{2}$ disminuirá en $\frac{u}{2}$ y h , por su parte, aumentará en $\frac{u}{2}$; luego la suma $h + \frac{h'}{2}$ permanecerá constante.

Todo esto se explica, aunque de manera algo distinta, en la comunicación del Dr. Morice y M. Lewis; pero se ha estimado conveniente insistir en ello, porque parece que en la hipótesis de una redistribución completa, la propiedad de invariabilidad de la carga de rotura no debe ser objeto de las restricciones

que anteriormente han sido indicadas.

Dichas restricciones serían válidas únicamente en el caso en que, al cambiar el trazado del cable, éste pasase tan cerca del borde comprimido, en determinadas secciones, que el rendimiento en ellas (es decir, la relación entre el momento resistente efectivo y el momento máximo posible hF_r) disminuyese considerablemente. El Dr. Morice y M. Lewis hacen también referencia a esta restricción en su informe. La experiencia demuestra que este caso extremo no es fácil que se presente en la práctica y, si se estudian las fórmulas expuestas más arriba, en las cuales se reflejan las eventuales disminuciones en el rendimiento, que se originan cuando el valor de la h se hace muy pequeño en relación con el espesor fijo a , se comprende que así sea.

Otro estudio realizado en el curso de los ensayos descritos, y que tiene, también, gran interés, consistió en comprobar las cargas de rotura de dos vigas iguales, de dos tramos, una sometida a dos cargas P , simétricas, actuando en el centro de cada tramo y, la otra, sometida a la acción de una sola de dichas cargas P . Los valores de las cargas de rotura, es decir, el valor de cada una de las cargas P , ha sido sensiblemente el mismo para las dos vigas (con sólo una variación del 5 por ciento aproximadamente), lo que viene a confirmar la hipótesis de la redistribución completa.

En los ensayos realizados en la Universidad de Leeds se han utilizado siete vigas; en dos de ellas la armadura estaba constituida por alambres adheridos, rectilíneos; las otras cinco iban pretensadas mediante cables curvos. Las reacciones de los

apoyos extremos se midieron mediante un procedimiento ideado por Glanville y Thomas. Las vigas con alambres adheridos, se rompieron por esfuerzo cortante. En las pretensadas mediante cables, parece ser que la redistribución fué completa. En efecto, los momentos en el tramo y en los apoyos, deducidos de las medidas de las reacciones, resultaron iguales (con errores máximos del orden del 12 por ciento) a los valores de los momentos resistentes de las mismas secciones, calculados teóricamente.

No se conocen, todavía, los resultados detallados de los ensayos efectuados en el "Imperial College". Cuando el Dr. Morice redactó su informe no se habían, todavía, concluido y, por ello, únicamente hace referencia al objeto de dichos ensayos.

Ensayos italianos

Mientras los ensayos ingleses parecen confirmar la validez de los cálculos a rotura, basados en la hipótesis de una redistribución completa, las comunicaciones italianas mantienen importantes reservas sobre el particular.

M. Macchi ha presentado una comunicación relativa a los ensayos realizados por el "Centro de Estudios de los Estados de Coacción", de Turín, sobre tres vigas continuas, de tres tramos desiguales, sometidas a una carga única, actuando en la sección media del tramo central.

En el prólogo de dicha comunicación, el Profesor Franco Levi critica y resume los resultados obtenidos en estos ensayos y marca la orientación a seguir en futuros trabajos. Este preámbulo y sus comentarios constituyen, por sí solos, una contri-

bución muy interesante.

El informe de M. Macchi describe primeramente, con todo detalle, los dispositivos experimentales empleados para medir las diversas magnitudes necesarias para poder interpretar los ensayos: cargas, momentos, reacciones, deformaciones y momentos resistentes (éstos se determinan mediante ensayos directos realizados sobre trozos de la propia viga, después del ensayo principal). Se indican también las causas de los errores observados y la forma de evitarlos en futuros ensayos análogos.

Según anuncian el autor y el Profesor Franco Levi, esta comunicación constituye únicamente la primera parte de un trabajo más completo, en el que se estudiará la evolución del comportamiento de la viga, es decir, el proceso que sigue la viga al pasar, progresivamente, del estado elástico al estado plástico. Por el momento sólo se indican los resultados relativos a la rotura. La conclusión esencial a la que se debe prestar la mayor atención es la de que, en las vigas ensayadas, no se ha llegado, ni con mucho, a alcanzar la redistribución completa. La carga de rotura observada ha sido notablemente inferior a la que habría correspondido a una redistribución completa (del 13 por ciento para una relación de luces $\frac{1}{2} : 1 : \frac{1}{2}$; y del 22 por ciento cuando esta relación era $\frac{3}{4} : 1 : \frac{3}{4}$). El autor, por otra parte, recuerda que el profesor Magnel había obtenido, en un caso semejante (3 tramos iguales, con una carga en el tramo central), una redistribución muy limitada, antes de la rotura.

Finalmente, en la comunicación que se comenta se indica que el "rendimiento", o sea, la relación entre la carga de rotura efectiva y la correspondiente a una adaptación completa,

depende de la mayor o menor diferencia existente entre las reservas de resistencia que posean las distintas secciones críticas — (es decir, aquellas en que se producen las "rótulas plásticas"). En otros términos: si 1 y 2 son estas secciones críticas, M_{1e} y M_{2e} los momentos en dichas secciones durante el período elástico y M_{1r} y M_{2r} sus momentos resistentes, las reservas de resistencia valdrán, respectivamente, $\frac{M_{1r}}{M_{1e}}$ y $\frac{M_{2r}}{M_{2e}}$, y el rendimiento será función de la relación entre las citadas reservas.

En el prólogo de esta comunicación, el Profesor Francisco Levi expone el criterio de que es imposible calcular correctamente el margen de seguridad de una estructura, si no se tiene en cuenta la evolución total de las deformaciones.

Comunicaciones francesas

La comunicación de M. Lebelle se refiere a los ensayos realizados sobre un modelo de placa para forjado, en hormigón, pretensada en dos direcciones y apoyada sobre soportes sin capitel.

La fisuración se produjo bajo cargas muy superiores a las previstas por la teoría elástica, y la rotura sólo puede explicarse admitiendo que se uniformizan los momentos negativos a lo largo de las líneas que enlazan las cabezas de los soportes y los momentos positivos sobre una línea que pasa por el punto medio de la luz, y que se igualan los valores absolutos de estos dos momentos uniformes.

El autor señala además que en unos ensayos, recientemente efectuados en el "Laboratoire du Bâtiment et des Travaux

"Publics" sobre vigas hiperestáticas pretensadas, la adaptación fué también completa antes de la rotura.

En la comunicación presentada, por el autor del presente informe general, se describen los ensayos por él realizados en colaboración con la "Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France" sobre seis vigas isostáticas pretensadas, de sección rectangular. El objeto de estos ensayos era determinar la ley momento-deformación y, aunque se refieren a vigas isostáticas, encajan perfectamente en el tema de esta Sesión, por ser esta ley precisamente la que regula el funcionamiento de toda estructura hiperestática.

Estas experiencias demuestran que, en el caso particular estudiado, hasta llegar a la fisuración, los fenómenos plásticos carecen de importancia. También se observa que la resistencia a la fisuración es francamente superior en el borde de la pieza, comprimido por el pretensado, que en el opuesto y, finalmente, que las deformaciones máximas, registradas en el instante que precede a la rotura, resultan más pequeñas de lo que cabía esperar. Debe hacerse notar, sin embargo, que esta última conclusión se deduce a base de una extrapolación, hasta rotura, en los diagramas de carga, ya que las lecturas inmediatas a la rotura total se suspendieron para evitar daños en los aparatos. En uno de los ensayos, los aparatos se retiraron cuando la carga era sólo el 96 por ciento de la de agotamiento; y en otro, cuando era el 90 por ciento. Es posible, por lo tanto, que la deformación, en la última fase precedente a la rotura, aumente más rápidamente de lo que indica dicha extrapolación.

Resulta, por consiguiente, que al iniciarse este Segundo Congreso subsisten aún los mismo problemas que estaban ya planteados cuando se celebró el primero; se han hecho algunos progresos en lo que se refiere al conocimiento de determinados fenómenos, pero incluso estos progresos han sido causa de que se presenten nuevas dudas en relación con el problema esencial, es decir, con la seguridad a la rotura. Es necesario, por lo tanto, desechar esas dudas o, si se confirman, encontrar un método práctico para determinar la proporción en que deben disminuirse las cargas de rotura calculadas por los métodos corrientes, generalmente admitidos.

El primer problema con que se tropieza es el de la fisuración. Resulta particularmente importante cuando el criterio que se sigue para limitar el campo de utilización de una estructura, es el de exigir que no se produzcan fisuras.

El Profesor Magnel, fundándose en los resultados obtenidos en sus ensayos sobre vigas y losas, deduce que la fisuración se produce, con un error menor del 10 por ciento, a consecuencia de fenómenos puramente elásticos y sin ninguna adaptación previa.

El autor del presente informe, por su parte, desea hacer constar que una de las razones de los ensayos por él realizados, precisamente poco después de la terminación del último Congreso, era la de comprobar si se producían o no fenómenos plásticos antes de llegar a la fisuración. Se estimó que estas experiencias habían de aclarar la cuestión mucho más que un ensayo complejo sobre una estructura continua, ya que aquéllas se refieren a las causas de los fenómenos y no a sus efectos, los cuales pue-

den aparecer influenciados por circunstancias variables e incluso no ser apreciables en las circunstancias creadas, pero sí en otras distintas.

En el caso particular estudiado y que corresponde, — sensiblemente, a los mismos tipos de secciones y armaduras de unas vigas continuas que habían sido ya ensayadas, la respuesta es negativa; antes de llegar a la fisuración los fenómenos plásticos — tienen muy poca importancia. Parece, por consiguiente, que no pue de aceptarse — al menos en el caso de tracción— la hipótesis de la plasticidad, como explicación de los fenómenos de adaptación an-
tes de la fisuración. Esto no quiere decir, sin embargo, que di-
chos fenómenos no se produzcan. Existen diversos ensayos que de-
muestran su existencia. Lo que ocurre es que sus causas han de ser elásticas. Aunque el hormigón no sea un material elástico, no su pone ningún absurdo estudiar estos fenómenos de acuerdo con la teoría elástica, considerando dicha elasticidad como un fenómeno estadístico. Estudiando el problema bajo este punto de vista, se llega a la conclusión de que las adaptaciones observadas se pro-
ducen, tal vez, sólo en apariencia, y que es posible que se pro-
duzcan fisuras pero extraordinariamente finas que no puedan ser-
percibidas, es decir, lo que se llama microfisuración, o, incluso,
que exista fisuración sin rotura de contacto. Salvo en casos espe-
ciales, en los que la impermeabilidad sea imprescindible, tales —
fenómenos equivalen, en la práctica, a la ausencia de fisuración. .

Para que estas adaptaciones se produzcan, parece nece-
sario que la resistencia del elemento hiperestático sea tal que —
le permita actuar, sucesivamente, según diferentes regímenes fun-
cionales. El primero será el que normalmente se considera como com-

portamiento elástico habitual. En el segundo, la pieza funcionará todavía elásticamente, pero el régimen elástico habrá cambiado de comportamiento, como si se tratase de un elemento distinto. Si este cambio va acompañado de la aparición de reacciones internas que impidan se produzca la fisuración que ha debido, o producirse, o estar a punto de hacerlo al final del primer estado (ya que ella es, precisamente, la causa fundamental de este cambio de comportamiento), el fenómeno, en su conjunto, tendrá todas las apariencias de un fenómeno plástico.

Esto es, probablemente, lo que sucede en las placas continuas con vigas de borde de suficiente rigidez en el plano de la placa. Primeramente trabajan como placa a flexión; después, y a consecuencia de una fisuración sin rotura de contacto, o microscópica, se forma como un sistema de bielas en el interior de las placas, y éstas trabajan como un arco de una, dos o tres articulaciones, al cual sirven de estribos las vigas de borde.

Para que la estructura se comporte de esta última forma y trabaje como arco es necesario que se produzcan unos empujes (empujes que han sido comprobados en los ensayos), los cuales impiden que aparezcan fisuras hasta que la carga es muy superior a la teórica de fisuración deducida mediante los cálculos elásticos.

El autor del presente informe ha tratado de reproducir, para una de las vigas utilizadas en el ensayo realizado con el fin de determinar la ley momentos-deformaciones, unas condiciones análogas a las de las placas. Para ello se colocó a la viga un tirante exterior capaz de entrar en servicio una vez agotada la resistencia elástica de la pieza. De esta forma se consiguió obtener dos comportamientos elásticos sucesivos, no apreciándose

fisuración hasta el final del segundo de ellos^(*).

Los ensayos de M. Lebelle sobre losas no fungiformes, parece que vienen a confirmar esta teoría de los sucesivos estados resistentes y sus consecuencias.

Sea como quiera, no parece que exista ninguna contradicción formal al aceptar que puedan conciliarse la tesis de la adaptación y las teorías elásticas, sobre todo si se admite la posibilidad de que se produzcan fisuras que no lleguen a abrirse o permanezcan imperceptibles, y sin suponer riesgo alguno, en determinadas circunstancias. Si se quieren obtener los beneficios que se derivan de adjudicar a los elementos hiperestáticos una resistencia superior a la que se deduce de las teorías elásticas, es necesario estudiar la manera de lograr esa conciliación.

Por otra parte, supondría, sin duda, una pérdida innútil de tiempo discutir, simplemente, los principios. Lo más sensato es centrar la discusión sobre el único punto que puede tener una aplicación práctica. Desde este punto de vista, el problema consiste en lo siguiente: Dado un determinado coeficiente de seguridad, determinar la sección de armadura necesaria para que, en rotura, la pieza posea el margen de seguridad exigido.

Se sabrá o no calcular dicha sección, pero es evidente que, en cualquier caso, la armadura mínima corresponderá a la hipótesis de adaptación completa en prerotura. Si en la armadura, así determinada, se introduce una tensión constante e igual a la máxima admisible, pueden ocurrir dos cosas: Que la seguridad a la

(*) Los resultados de estos ensayos, así como de los realizados sobre placas continuas, serán publicados próximamente.

fisuración, calculada con arreglo a la teoría elástica, sea suficiente en cuyo caso la discusión no tiene objeto-, o que no lo sea. Solamente en esta segunda hipótesis es cuando se hace preciso establecer el criterio a seguir.

Inversamente, si habiendo determinado la armadura, de acuerdo con la teoría elástica, para obtener una seguridad dada en fisuración, se comprueba que el margen de seguridad que resulta en rotura no es excesivo, no hay lugar a discusión. Unicamente será útil dicha discusión cuando con la sección de armadura, así calculada, se obtenga una seguridad a la rotura muy superior a la necesaria.

Ahora bien, se ha podido comprobar que, la mayor parte de las veces, cuando se trata de vigas en las que sólo es posible un único régimen funcional, las piezas se comportan, salvo en zonas muy restringidas, de conformidad con lo expuesto en la primera hipótesis. Por consiguiente, cualquiera que sea la opinión mantenida sobre este asunto, parece que será siempre posible llegar a un acuerdo, con tal de que se admitan, para las estructuras hiperestáticas de esta clase y en dichas zonas restringidas, tensiones de tracción del orden de $1/12$ a $1/10$ de la resistencia del hormigón en compresión y exigiendo que, en las secciones en que tales tensiones son aceptadas, se garantice la seguridad de su regular funcionamiento como elemento de hormigón armado introduciendo la necesaria armadura ordinaria, sin tesar. (Se puede, por otra parte, hacer más rigurosa esta regla autorizando las indicadas tensiones de tracción únicamente en el caso de sobrecargas excepcionales y manteniendo, para la pieza descargada, los mismos límites habitualmente admitidos).

Esta idea fué ya expuesta en el Primer Congreso de la FIP. Parece muy razonable, y sólo exige llegar a un acuerdo sobre el valor de las tensiones admisibles en tracción; cuestión que podría ser incluida en el orden del día de este Segundo Congreso. Por otra parte, debe señalarse que ha sido ya aceptada en las normas de algunos países.

En ciertos sistemas estructurales más complejos, susceptibles de adoptar varios estados funcionales sucesivos, es posible que la seguridad a la rotura llegue a ser, excesivamente superior a la necesaria, cuando los cálculos se desarrollan partiendo de una seguridad dada a la fisuración y con arreglo a métodos convencionales, tales como los métodos elásticos, en los que, por otra parte, se introducen a veces, ciertos coeficientes empíricos, se admite que la resistencia en tracción es nula y se supone que la decompresión del borde en tracción, bajo carga, ocasiona, inmediatamente, la abertura de fisuras, capaces de poner en peligro las armaduras.

Por el contrario, cuando se puede demostrar que el primer comportamiento elástico de la pieza sólo se presenta durante una pequeñísima fracción de la vida del elemento, se puede conseguir un dimensionamiento más razonable tomando como base, en lugar de este estado, uno de los ulteriores (por ejemplo, en el caso de placas el comportamiento como bielas); a condición de que tal estado pueda, efectivamente, producirse (para comprobarlo será necesario hacer un estudio especial de las condiciones en los bordes o, de un modo más general, de las condiciones en los límites) y de que se demuestre, experimentalmente, que tal comportamiento no supone riesgo alguno para la buena conservación de las

armaduras. En estos casos resulta, además, totalmente indispensable realizar un cálculo a rotura.

Si, después de la discusión que parece necesaria, se llegasen a adoptar estos puntos de vista podría subsistir, circunstancialmente, cierto desacuerdo sobre la naturaleza de los fenómenos o sobre la posibilidad de una fisuración excepcional que no entraña peligro alguno, pero nunca sobre los métodos de cálculo que deben utilizarse en la práctica, ni sobre la cantidad de los distintos materiales que exige un determinado elemento.

De todo lo anteriormente expuesto se deduce, implícitamente, que para dimensionar una estructura debe adoptarse el método de los cálculos en rotura, comprobando, después, las secciones elásticamente, en lugar de seguir el orden inverso, y que es necesario admitir ciertas tolerancias locales en el valor de las tensiones de tracción.

Pero, ¿qué es lo que actualmente se sabe en relación con los cálculos en rotura?.

Este parece ser el problema más importante planteado por las comunicaciones recibidas.

Hasta ahora se creía que el método de las "rótulas plásticas" (*) daba una aproximación suficiente, para el cálculo de las vigas en rotura. Pero de la comunicación de M. Macchi, y del prólogo del Profesor Franco Levi, se deduce que, en ciertos

(*) Parece inútil insistir sobre lo adecuado del término "rótula". Este tema ha sido suficientemente discutido durante el Primer Congreso de la FIP. Basta con saber que sólo se trata de una fórmula abreviada para designar un fenómeno complejo.

casos, dicho método debe ser aceptado con importantes reservas.

En los ensayos descritos por M. Macchi sobre vigas de tres tramos, sometidas a una carga única en el tramo central, los "rendimientos" de dichas vigas, es decir, la relación entre la carga de rotura obtenida en la práctica y la que se habría deducido mediante el cálculo realizado según el método de las "rótulas plásticas", han variado de 0,87 a 0,78. Pero aún hay más, en el caso de la viga C-3 el momento sobre el apoyo apenas ha sobrepasado el valor que le hubiera correspondido si las teorías elásticas siguieran siendo válidas hasta rotura. (Este aumento fué sólo de un 11 por ciento. En el caso de haberse producido una redistribución completa, el aumento hubiera sido del 100 por cien). Es decir, que la redistribución ha sido muy pequeña.

Este resultado parece, a primera vista, en contradicción con los obtenidos por el Dr. Morice (que demuestran que la adaptación es, prácticamente, completa), con los de M. Labelle y el autor del presente informe y con los reseñados en la comunicación del Profesor Magnel. Esta última comunicación señala, para una de las vigas ensayadas, una adaptación incompleta, pero la diferencia entre la carga medida experimentalmente y la calculada no excede del 10 por ciento, de donde se deduce que se trata sólo de una cuestión de aproximación.

Ante todo debe hacerse notar que, con frecuencia, cuando se trata de comprobar si existe adaptación completa, los valores de los momentos resistentes se determinan mediante el cálculo y, por consiguiente, son sólo valores aproximados. En consecuencia, cuando el "rendimiento" de una pieza resulta muy próximo a la unidad, la diferencia debe atribuirse a un error en la -

valoración de los momentos resistentes, y no a falta de adaptación.

En el caso de los ensayos italianos, el momento resistente se ha determinado experimentalmente, sacando probetas de las partes de las vigas que quedaban en buen estado después del ensayo. Esto hace disminuir la incertidumbre sobre el valor exacto del momento resistente. Sin embargo, en el caso de la viga C-3, el valor del momento resistente se dedujo mediante fórmulas teóricas. Los diferentes valores teóricos, obtenidos de acuerdo con las distintas fórmulas indicadas en la comunicación, presentan dispersiones del orden del 11 por ciento, y resulta, si se pone del menor de estos valores, que el "rendimiento" es del 84 por ciento en lugar del 78 por ciento. Por las razones que más adelante se exponen, parece que se ha subestimado el valor del momento resistente de la viga C-3. Pero, de todas formas, la redistribución queda muy lejos de ser una redistribución completa. Puede ocurrir que se trate de un caso particular. Pero, no obstante, este resultado debe tenerse en cuenta.

Para el Profesor Franco Levi, la determinación del suficiente de seguridad (o el dimensionamiento de la estructura) exige un estudio completo de la evolución de las deformaciones durante todo el período plástico, hasta llegar a la rotura. Este estudio es teóricamente posible, si se conoce la ley momento-deformación. Pero esta ley no es única, sino que varía de una sección a otra, ya que depende de la forma de la sección y de la posición cuantía de la armadura. Esto da idea de la complejidad del problema, que el propio Profesor Franco Levi no trata de ocultar.

Es posible que no sea necesario aquilatar tanto; quizás baste con estudiar el comportamiento, no en toda la fase plástica, sino solamente en las proximidades de la rotura; es decir: admitiendo que se ha alcanzado el momento de rotura en una sección, estudiar la posibilidad o imposibilidad de que se alcance también en las demás secciones críticas, o, mejor aún, calcular simplemente el valor máximo que puede alcanzar el momento en dichas secciones.

Pero aun con estas simplificaciones, la solución sigue siendo muy laboriosa. Esto no quiere decir que se deba abandonar este camino. Por el contrario, lo que debe hacerse es seguir trabajando hasta encontrar el procedimiento adecuado para resolver el problema de un modo satisfactorio. En la comunicación del autor del presente informe se indican las posibilidades que, en este sentido, ofrecen ciertos métodos. Pero, sin duda, lo más conveniente es tratar de deducir, de las experiencias realizadas, reglas más o menos empíricas, de fácil aplicación, que pueden consistir, por ejemplo, en aplicar a las cargas de rotura "teóricas" ciertos coeficientes de reducción, en función de las condiciones de carga y de apoyo. M. Macchi esboza este estudio práctico, tomando como parámetro un coeficiente variable con la "discordancia"; este coeficiente viene a ser, en definitiva, una expresión de la relación existente entre los coeficientes de seguridad, deducidos con arreglo a la teoría elástica, que presentarán las secciones del tramo y las secciones sobre los apoyos. ¿Es este el parámetro que más conviene? Hay que tener en cuenta que no podrá ser aplicado en el caso de vigas con un número de tramos superior a dos o tres. Por otra parte, los ensayos ingleses, mencionados anteriormente, so-

bre vigas con cables parabólicos, demuestran que el parámetro de discordancia puede variar sin que se modifique la carga de rotura.

En resumen, parece que si se quiere llegar a deducir reglas prácticas, suficientemente aproximadas, es imprescindible realizar previamente un estudio general del problema.

Una de las finalidades de los ensayos efectuados por el autor del presente informe general para determinar la ley momentos-deformaciones era, precisamente, la de establecer las bases para poder realizar este estudio. Debe tenerse en cuenta que la ley indicada no corresponde más que a un caso particular de sección y de trazado de los cables. Se observa, no obstante, que es aplicable, con suficiente aproximación, a los casos de las secciones de las vigas ensayadas por M. Macchi.

Por otra parte, de los propios ensayos de M. Macchi, y partiendo de las medidas efectuadas con elongímetros sobre la viga isostática CR, se puede deducir la ley momentos-deformaciones correspondiente a estas experiencias. Si se expresan los momentos en tanto por ciento del momento de rotura tomado como unidad, la ley obtenida resulta casi igual a la deducida de los ensayos realizados por el autor del presente informe; pero debe hacerse notar que, en las experiencias de M. Macchi, sólo se llega hasta el 75 por ciento de la carga de rotura. En cambio en los otros ensayos, como ya se ha indicado, la carga se ha elevado hasta el 96 por ciento de la rotura.

De todos modos esto no es todavía suficiente, y será necesario proseguir las investigaciones. Sin embargo, admitien-

do estas leyes, extrapolándolas hasta la rotura y aplicando los métodos indicados en la comunicación de M. Guyón, se llegan a obtener unos "rendimientos" teóricos del 0,89 para la viga C-1 y de 0,86 para la viga C-3. Los rendimientos, realmente comprobados, han sido del 0,87 y del 0,78 respectivamente, pero, como más arriba se ha indicado, el rendimiento real de la viga C-3 puede llegar al 0,84, si, según se ha supuesto, su momento resistente ha sido sub-estimado.

Se justificarían así las reservas planteadas por M. Macchi, ya que no se trataría de unos resultados accidentales, sino de una limitación real y sensible (por otra parte, el cuidado con que se han hecho estos ensayos bastaría para excluir tal hipótesis).

De todo esto se deduce que, conforme a lo indicado por el Profesor Franco Levi, es imprescindible tener en cuenta las posibilidades de deformación y sus límites, para poder valorar el coeficiente de seguridad a la rotura. Pero parece exagerado pasar de un extremo a otro y negar todo valor a los órdenes de magnitud que se obtienen aplicando los métodos simplificados. El caso de las vigas italianas bien puede ser, en efecto, un caso excepcional, hábilmente escogido para poner en evidencia las reservas con que, en la práctica, debe ser aceptada la adaptación.

Se trata de unas vigas de tres tramos, en las cuales el cable es rectilíneo en los tramos laterales y presenta, en el central, un trazado compuesto por dos curvas A a M y M b B, cada una de ellas simétrica con respecto a los puntos a ó b del eje neutro, situados, respectivamente, a $1/4$ y $3/4$ de la luz del tramo (figura 1). Los momentos resistentes en A y M son iguales en ..

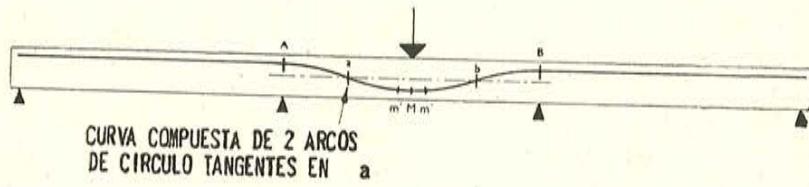


Fig. 1

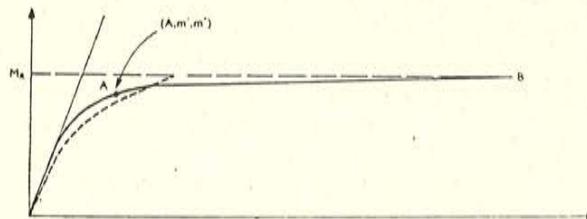


Fig. 2

valor absoluto. Si se admite que en rotura los momentos en A y M alcanzan estos valores, la curva de presión pasará por a y b y será también simétrica con relación a estos puntos; de donde se deduce que, cualquiera que sea la ley momentos-deformaciones, los giros positivos y negativos, a lo largo de la viga, serán también iguales en valor absoluto y, por consiguiente, los giros en A y B nulos. No podrá, por lo tanto, haber adaptación completa más que en el caso de que las tangentes resulten horizontales sobre los apoyos, o, dicho de otro modo, en el caso de que la viga esté empotrada. Ahora bien, como no lo está, a todo valor del momento M sobre los apoyos le corresponden unos giros de las secciones A y B consideradas como pertenecientes a los tramos laterales. Si la ley momentos-deformaciones estuviese representada por un diagrama como el de la figura 2, con fuertes deformaciones plásticas en las proximidades de la rotura, es decir, si existe la posibilidad de que se produzcan grandes variaciones de deformación para una débil variación del momento; y si, como consecuencia, la deformación en rotura es muy considerable (o, lo que es lo mismo, si el radio de curvatura de la pieza en rotura puede ser muy pequeño), la imposibilidad de que se alcance una adaptación completa dará lugar únicamente a una pequeña disminución en el rendimiento, ya que las tangentes de la deformada podrán ser paralelas en A y en un punto m' , muy próximo al punto medio M del tramo, haciendo el acuerdo mediante un arco $m'm$ de radio muy pequeño. El momento en A sería, entonces, prácticamente igual al momento en m' y, por consiguiente, casi el mismo que en M. Dicho de otro modo, los puntos A y B podrían ser los que se indican en el diagrama de la figura 2. El momento en A es casi igual al momento en B; y, en cambio, las deformaciones correspondientes a estas dos secciones

son muy diferentes. En estas condiciones, el giro de la sección A puede alcanzar un valor compatible con las condiciones impuestas por los tramos laterales, sin disminución sensible del rendimiento.

Si, por el contrario, el diagrama momentos-deformaciones, correspondiente a las secciones A y M tiene la forma indicada por la línea de trazos, de la figura 2 citada, la deformación en rotura es mucho más pequeña; el radio de curvatura del arco m' es, como consecuencia, mucho mayor; la longitud de este arco de acuerdo aumenta y el momento en m' (y correlativamente el momento en A) se separa, del valor máximo en M, mucho más de lo que resulta admitiendo el diagrama representado por la línea continua. Dicho de otro modo, las condiciones de compatibilidad imponen un cierto valor a la deformación en A y la forma del diagrama es tal que el valor del momento en A resulta sensiblemente inferior a su valor límite.

De lo expuesto se deduce que, en las vigas ensayadas por M. Macchi, cuanto más se aproxima uno a las condiciones de empotramiento, mayor debe ser el rendimiento y que éste debe aumentar a medida que aumenta la longitud de los tramos laterales. Las experiencias han confirmado estos extremos.

Es probable que la existencia de cartelas, sobre los apoyos, aumente, igualmente, el rendimiento. Esto plantea el problema de cuál es la forma más favorable, cuestión que sólo podrá resolverse realizando nuevos ensayos.

Parece que, en general, las condiciones han de ser menos desfavorables que aquellas en las cuales han sido ensayadas estas vigas. Sería conveniente comprobar, analíticamente, si esto

es cierto; pero, desde luego, los resultados experimentales así lo han demostrado.

La primera conclusión que se deduce es que resulta imprescindible proseguir los ensayos para determinar los diagramas momentos-deformaciones, haciendo variar los parámetros de los cuales puede depender esta ley y continuando las lecturas hasta cargas lo más próximas posible a las de rotura. Otra conclusión, que parece puede sacarse, pero que será necesario discutir en el Congreso, es la de que, utilizando la hipótesis de la redistribución completa, el orden de magnitud de los resultados que se obtienen en los cálculos a rotura de vigas, son perfectamente razonables. Hay que tener en cuenta que esto no es más que una aproximación y, que si los errores que son de esperar en el coeficiente de seguridad no exceden de un 10 ó incluso un 15 por ciento, el método es utilizable, a condición de que se emplee con prudencia, es decir, teniendo en cuenta, cuando se dimensionan secciones, el error que se puede cometer. Finalmente, parece necesario proseguir los estudios teóricos hasta conseguir métodos de cálculo precisos y que, por su sencillez, puedan ser empleados en la práctica.

El cálculo de las placas es otro problema, y, aun cuando no se ha hecho ninguna observación sobre los métodos actualmente utilizados para este fin, debe intentarse encontrar un procedimiento de cálculo más preciso que el que hasta ahora se emplea.

No se ha recibido tampoco ninguna comunicación relativa a la resistencia al esfuerzo cortante, más allá de la fase

elástica. Como ya se dijo en el último Congreso, es imprescindible realizar importantes estudios experimentales sobre este interesante tema. Es de desear que, tales estudios, sean iniciados lo más pronto posible.

30

837-0-4 PROGRESOS EN LA FABRICACION EN TALLER DE VIGAS PRETENSADAS Y EN LA UNION MEDIANTE EL PRETENSADO EN OBRA, DE ELEMENTOS PREFABRICADOS

(Progrés dans la fabrication en usine de poutres précontraintes et dans l'assemblage par précontrainte sur chantier, d'éléments préfabriqués)

Por D. H. New

INFORME GENERAL DE LA SESION II DEL SEGUNDO CONGRESO DE LA FEDERACION INTERNACIONAL DEL PRETENSADO - AMSTERDAM, Septiembre 1955

- SINOPSIS -

En este informe se hace un resumen de las diversas comunicaciones, doce en total, presentadas en relación con el tema de la Sesión II, al Congreso de la FIP celebrado en Amsterdam en Septiembre de 1955. En dichos trabajos se describen diversas obras construidas a base de elementos prefabricados que, una vez colocados en obra, se hacen solidarios entre sí mediante el pretensado. Se indican las principales características de este nuevo sistema constructivo que ofrece las más amplias posibilidades y que, por consiguiente, será sin duda uno de los más utilizados en el futuro.

Las comunicaciones recibidas sobre este tema corresponden a los siguientes países: Bélgica (^{nºs} 2 y 4); Alemania Occidental (^{nº} 6); Finlandia (^{nºs} 3 y 5); Francia (^{nºs} 7, 9 y 12); Gran Bretaña (^{nº} 8) y Holanda (^{nºs} 1, 10 y 11).

Fabricación en taller

Casi todas las comunicaciones recibidas se refieren al sistema de fabricación en cadena de piezas con alambres adhe-

ridos, lo que indica que este procedimiento es el más utilizado actualmente, estando considerado como el método normal de fabricación de viguetas en taller.

La contribución británica refleja el amplio desarrollo que, este sistema de producción, ha adquirido en Gran Bretaña y describe, brevemente, los diversos tipos de elementos que hoy día se fabrican. En líneas generales puede decirse que esta industria ha evolucionado en Inglaterra siguiendo el mismo camino que en los demás países.

Para completar los datos contenidos en el informe británico, a continuación se dan algunos detalles sobre los métodos utilizados en otras tres fábricas, a las cuales se hace referencia en las comunicaciones privadas presentadas por la A. B. Sträng beton de Estocolmo; el N V Nederlandse Spanbeton Maatschappij à Alphen aan den Rijn y los Etablissements K. et M. Simon de Peruwelz.

Fábrica de la A.B. Strängbeton

Longitud de los bancos: 30, 80 y 85 metros.

Solo se utilizan alambres de 2 mm de diámetro.

Se fabrica una gran variedad de productos, pero la partida más importante la constituyen los pilotes.

También se fabrican vigas, de hasta 32 m de longitud, con alambres anclados exclusivamente por adherencia.

En dos de los bancos, el curado se hace por inmersión en agua caliente.

No se emplea cemento aluminoso.

La tracción máxima admisible, durante la fabricación, es de 50 Kg/cm², que es mayor que la admitida en Inglaterra (35 kilogramos/cm²).

N. V. Nederlandse Spanbeton Maatschappij

La longitud de los bancos es de 107 y 30 m. También se utilizan bancos de puesta en carga de 12 m.

Los bancos de 107 m, reservados a la fabricación de pi lotes, están situados al aire libre. La dosificación y granulometría del hormigón empleado permite alcanzar resistencias de 350 Kg/cm², a los dos días, sin necesidad de recurrir a métodos especiales de curado.

Las pérdidas normales que se originan a consecuencia de las condiciones en que se realiza esta fabricación (a la intemperie), oscilan entre el 15 y el 20 por ciento; pero se considera, de todos modos, que resulta más económico aceptar estas pérdidas que construir una nave para albergar las cadenas de producción.

Los bancos de 30 m de longitud, por el contrario, se en cuentran situados en el interior de un edificio y se les puede someter a una corriente de vapor de agua para el rápido curado de las piezas en ellos construidas, con lo que se logra alcanzar, normalmente, resistencias, a las 24 horas, de 350 Kg/cm². Los pequeños elementos obtenidos en los bancos de 12 m, se curan también, al vapor, en cámaras especiales. En esta industria se fabrica una gran varie-

dad de piezas.

Como armaduras se emplean, generalmente, alambres corrugados de 5 mm de diámetro.

Établissements K. et M. Simon

Los bancos tienen 48 m de longitud.

Se emplean cables, formados por dos alambres de 2,5 milímetros y otros dos de 3 mm, e igualmente alambres corrugados de 5 y 7 mm de diámetro. El pretensado de las armaduras se efectúa por contrapeso, evitándose, así, tener que medir los alargamientos y hacer la lectura en los manómetros.

En una comunicación holandesa (la nº 11 de Herbschleb y Komijn) se destacan las ventajas que se obtienen cuando el teñido de los alambres se hace por parejas; y se describe un gato, que permite realizar esta operación y anclar los alambres de un modo rápido y sencillo. El desbloqueo del gato se hace automáticamente.

En Suecia y Gran Bretaña se vienen empleando, cada día en número creciente, pilotes fuertemente pretensados, para obras marítimas (puertos, escolleras, etc) en las cuales, el hormigón armado corriente, corre el riesgo de ser atacado por las aguas agresivas. Sin embargo, y como quiera que se trata de obras todavía recientes, no parece prudente sacar aún conclusiones definitivas sobre las ventajas que la introducción del pretensado en este tipo de estructuras puede proporcionar.

En Suecia, actualmente, se utilizan mucho, para la construcción de cubiertas, vigas pretensadas, simplemente apoya-

das, armadas. con alambres anclados por adherencias y de 32 metros de longitud máxima.

El informe nº 8, de Gran Bretaña, se refiere a la fabricación de traviesas pretensadas para los ferrocarriles británicos.

Una comunicación francesa (la nº 12 de Leontieff) se ocupa de una aplicación, muy reciente, de piezas prefabricadas en cadena: se trata de elementos, para canales de irrigación, que se colocan sobre unos soportes que los mantienen a una pequeña distancia del suelo. En dicho informe se describe también, el método utilizado para construir las juntas.

En otra comunicación (la nº 2 de Magnel.— Bélgica), se estudia la economía que se consigue, en la construcción de vigas, partiendo de elementos, de sección en I, prefabricados en taller. Estos elementos pesan de 750 a 1000 Kg, y en los extremos los nervios se ensanchan transformándose la sección en rectangular. Los cables se distribuyen a ambos lados del alma. En el informe se describen, algunos ejemplos notables de aplicación en la práctica y además se demuestra que, en ciertas condiciones, las vigas así fabricadas de 18 m de luz, aproximadamente, resultan tan ligeras como las de acero, calculadas para los mismos casos de carga y con una flecha máxima limitada.

En el informe se indica la manera de asegurar la continuidad de las vigas utilizando barras de corta longitud, fileteadas en sus extremos, que atraviesan las cabezas rectangulares de las piezas a enlazar y sobresalen por su cara superior donde se las ajusta mediante tuercas. Se señalan las ventajas de este ..

sistema sobre el de los cables curvos de continuidad, de pequeña longitud, anclados mediante cuñas, y se indica que, tanto en el caso de vigas principales que concurren sobre un soporte, como en el de vigas secundarias que inciden sobre otra principal, este procedimiento permite suprimir las ménsulas para apoyo de los extremos de las piezas, ya que el esfuerzo de pretensado introducido en la junta puede ser suficiente para compensar las tracciones creadas por el esfuerzo cortante que en dichos nudos actúa.

En otra comunicación belga (la nº 4 de Robin) se describe, igualmente, este sistema constructivo, y el autor insiste en que la continuidad conseguida mediante barras cortas, fileteadas, es mucho más conveniente que la que proporcionan los cables curvos de pequeña longitud. En este trabajo se describe además, la aplicación de este procedimiento a la construcción de una gran fábrica.

Soportes y pilotes

Las distintas ventajas de los métodos de prefabricación se aprovecharon, inicialmente, en la construcción de pilotes y tablestacas. Pero bien pronto se advirtió la posibilidad de incluir nuevos tipos de elementos estructurales, tales como los postes y soportes. Al principio se empleaban sólo soportes independientes, pero, después, también se utilizaron soportes rígidamente unidos a las vigas transversales formando pórticos.

En una comunicación francesa (la nº 7, de Jean-Bloch) se dan detalles sobre la construcción de un gran estadio, en el que los elementos principales están constituidos por una serie de

soportes y vigas en forma de ménsula. El montaje de estos elementos se realizaba de la siguiente forma: primeramente se introducían los soportes en los pozos de cimentación, previamente preparados; después, se colocaba el brazo de la ménsula en la posición definitiva que iba a llevar, y se hormigonaba la junta entre la viga volada y la cabeza del soporte. Acto seguido, se enlazaba el voladizo al soporte mediante un pretensado con cables Freyssinet que atravesaban la junta.

En esta comunicación se describe, por otro lado, la construcción de una serie de pórticos trian culados, en los cuales los soportes y las vigas se enlazaron entre sí mediante un pretensado ejecutado "in situ", de un modo semejante al anteriormente indicado. Una comunicación británica (la nº 8) presenta ejemplos de pórticos, análogos a los anteriores, y que han sido pretensados por los sistemas Gifford-Udall-CCL y Lee-Mc Call. Igualmente, se describen unos soportes independientes, de 18 m de altura, empleados en el "White City" de Londres, que se fabricaron en cadena con alambres anclados por adherencia y fueron transportadas después, por carretera a la obra.

Vigas para cubiertas de gran luz

La construcción de vigas, para cubiertas de gran luz, mediante el pretensado de una serie de elementos prefabricados, ha dado ya tan prometedores resultados que indudablemente su empleo habrá de generalizarse a medida que pase el tiempo.

Los hangares de la "British European Airways" en el aeropuerto de Londres son un ejemplo, bien conocido, de este tipo

de estructuras. Las vigas tienen 33 m de longitud y pesan 26 T, cada una. Están compuestas por elementos, de sección en T, de 1,80 m de canto, 90 cm de anchura y 10 cm, solamente, de espesor. Se pretensaron sobre el suelo y se montaron con la ayuda de una torreta metálica.

En el aeropuerto de Helsinki se han alcanzado luces, superiores a los 48 m, empleando vigas en celosía constituidas por una serie de piezas prefabricadas enlazadas entre sí, a través de los elementos longitudinales, mediante un pretensado. Las vigas, así obtenidas, se colocaban en su posición definitiva elevándolas por medio de una serie de gatos. Esta obra se describe con gran detalle en un informe finlandés (el nº 5, de Törmänen, Kakko y Janhunen), en el cual se hacen algunas indicaciones, muy interesantes, sobre los métodos empleados para hormigonar las juntas e inyectar los cables en tiempo muy frío.

Este procedimiento de empalme de elementos prefabricados para la construcción de vigas de 30 ó más m de luz, presenta indudablemente grandes ventajas; pero es conveniente recordar que, en Suecia, se han fabricado, también de una sola pieza, vigas de hasta 32 m de longitud, siguiendo el sistema de producción en cadena. Estos elementos se transportaron después, a veces centenares de Kms, hasta el lugar de su colocación en obra.

Estructuras trianguladas

En otra comunicación finlandesa (la nº 3, de Sandström) se dan detalles sobre dos edificios industriales, cuyas cubiertas se apoyan sobre una serie de cerchas formadas, cada una

de ellas, por dos pares, constituidos de elementos pretensados, un tirante, también pretensado, que anula el empuje creado por los pares. El tirante está suspendido de unos pendolones unidos a los pares.

En la comunicación británica (nº 8) se dan detalles sobre una estructura en arco, constituida por una serie de dovelas rectangulares y con un tirante pretensado que queda embebido en el espesor del forjado soportado por el arco. Asimismo se menciona otro tipo de estructura que, según parece, resulta especialmente ventajoso para la construcción de escuelas. Consiste en una pieza en doble voladizo que se apoya sobre un soporte triangulado.

Estructuras mixtas

El campo de aplicación de las estructuras mixtas, de hormigón pretensado y hormigón armado ordinario, que se enlazan entre sí constituyendo un conjunto monolítico, es cada día más amplio y, en la actualidad, existen muchos ejemplos interesantes de este tipo de obras.

En Inglaterra se utiliza principalmente este sistema en la construcción de forjados, compuestos por vigas rectangulares que trabajan monóliticamente con una losa de hormigón armado, moldeada "in situ". En el aeropuerto de Londres se han utilizado más de 20000 m² de este tipo de forjado.

Una de las comunicaciones holandesas (la nº 1, de Pelle y Bruggeling) presenta algunos ejemplos de puentes, constituidos por una serie de vigas prefabricadas y pretensadas que se enlazan, entre sí, mediante riostras y un entramado hormigonado

en obra y pretensado transversalmente. También se describe una modificación, introducida en los extremos de la viga, que consiste en prolongarlas, alternativamente en un sentido y en otro, por encima de los soportes y enlazarlas seguidamente mediante cables transversales. De esta forma se consigue asegurar, de un modo satisfactorio, la continuidad del sistema.

Es de destacar que, entre los métodos utilizados en Inglaterra y en Holanda, para realizar el enlace de los elementos pretensados con los de hormigón vertido "in situ", existe una pequeña pero interesante diferencia. Los ingleses utilizan, generalmente con este fin, estribos verticales y, en cambio, los holandeses emplean armadura en espiral.

Las comunicaciones holandesas indican que, normalmente, en el cálculo de las estructuras mixtas no se tiene en cuenta el efecto de la retracción del hormigón vertido "in situ". En Inglaterra, por el contrario, si se tiene en cuenta, pero, con el fin de simplificar los cálculos, lo que se hace es introducir, en todos los casos, un pretensado suplementario, de 14 Kg/cm^2 , destinado a compensar el efecto de esta retracción.

En una comunicación de Alemania Occidental (la nº 6, de Rühle) se describe un método que permite considerar los efectos de las deformaciones lentas y de la retracción del hormigón, al hacer el cálculo de las estructuras mixtas, y de las compuestas por elementos independientes enlazados entre sí mediante un pretensado. En esta comunicación se recomienda también, que el hormigón vertido "in situ" sea de la misma calidad que el de las vigas pretensadas. Esta opinión resulta muy interesante ya que, generalmente, existe el criterio de que, con el fin de reducir, lo

más posible, la retracción, el hormigón fabricado en obra debe contener el mínimo de cemento necesario para asegurar la resistencia requerida.

La comunicación francesa nº 9, de Barets, presenta algunos ejemplos de estructuras mixtas para edificios no industriales.

Estructuras en general

La comunicación francesa nº 7, de Jean Bloch, trata de las estructuras constituidas por elementos enlazados por medio del pretensado. Se describen los siguientes ejemplos de obras:

Un forjado para nave industrial, compuesto por una serie de vigas principales y secundarias, prefabricadas y enlazadas entre sí, por encima de los soportes, mediante cables de continuidad tipo Freyssinet; después de hormigonadas las juntas, todo el forjado se pretensó en dos direcciones.

Una estructura, levantada en el interior de un edificio ya construido, consistente en una serie de pórticos cuyos soportes están formados por bloques unidos mediante un pretensado; y las vigas, por piezas, separadas por diafragmas. Los extremos de las vigas se enlazaron con los soportes, al nivel de cada piso, por medio de cables de pretensado que atraviesan los diversos elementos que forman dichos soportes. Se consigue, así, una continuidad completa en todas las juntas.

El puente sobre el Amstel, que es un ejemplo notable de rapidez de fabricación y puesta en obra. La aplicación a grandes elementos prefabricados del procedimiento de curado por corriente de vapor, ofrece un especial interés. Los elementos fueron transportados a la obra con la ayuda de una grúa flotante.

Se describe, también, otro ejemplo interesante de fabricación, aplicada a la construcción de un muelle. Sobre las vigas, distantes entre sí cuatro metros según las dos direcciones, se apoyan las losas prefabricadas, de 8×8 m y 30 centímetros de espesor, que pesan 48 T, cada una, y van pretensadas en dos direcciones. Todo el tablero forma un conjunto monolítico, solidarizado mediante un pretensado que se efectúa después de hormigonadas las juntas. Un detalle interesante de esta fabricación lo constituye la forma de sacar las losas de los moldes, mediante gatos planos tipo Freyssinet.

Otra comunicación francesa (la nº 9, de Barets) describe varias estructuras, en las que se utilizaron cables para conseguir la continuidad.

La comunicación holandesa nº 10, de Bouvy, analiza, en relación con un puente de varios tramos, las ventajas y los inconvenientes que presentan los tramos isostáticos y los tramos continuos.

El autor describe un método para obtener la continuidad, que consiste en utilizar una serie de vigas prefabricadas,

cuyos extremos se extienden más allá de los soportes; de esta forma, sobre éstos hay doble número de vigas que en el centro del tramo. Las vigas se enlazan entre sí mediante un pretensado transversal, que se introduce sobre los soportes, por medio de cables que se tesan después del hormigonado y endurecimiento de las juntas. El rozamiento originado entre las vigas por este pretensado transversal es más que suficiente para resistir el esfuerzo cortante engendrado por los momentos flectores bajo la carga máxima.

La comunicación inglesa (nº 8) da algunos detalles sobre un gran número de estructuras, constituidas por elementos prefabricados y enlazados mediante un pretensado ejecutado en obra. Se citan ejemplos correspondientes a los cuatro procedimientos principales de pretensado utilizados y se describe la construcción de juntas. Se hace también, un informe sobre la construcción de un cinematógrafo en la isla de Malta. El ingeniero encargado de la obra se encontraba, en este caso, en una situación especial, bastante delicada, debido a que el propietario del cinematógrafo había decidido ser su propio contratista.

Se describen, además, varios puentes entre los que destaca uno, de 33 m de luz, en Gunthorpe sobre el río Trent, destinado a soportar una coducción de agua. Fue construido sobre la orilla junto al lugar de su ubicación definitiva, y desde aquí lanzado sobre el río con la ayuda de una torreta móvil que circulaba por la ribera y de un pontón flotante.

Otros ejemplos, igualmente interesantes, son: la pasarela de Whitleigh a Plymouth y el puente que une las islas de Lewis y Great Bernera.

Se describe, asimismo, un original procedimiento para la construcción de escuelas, conocido bajo el nombre de "Integrid". Una serie de elementos prefabricados de un tipo normalizado, y de un módulo igual a un metro, se colocan, al principio, simplemente apoyados sobre soportes pretensados; y, finalmente, se hacen solidarios unos con otros, en dos direcciones, por medio de un pretensado realizado en obra.

Además se cita un puente en Nueva Zelanda, cuyas vigas presentan la interesante particularidad de que las juntas entre los diversos bloques que las constituyen, se colocan en los puntos medios de las distancias que separan cada dos rigidizadores sucesivos, en lugardo en su coincidencia con ellos, como se hace corrientemente.

Finalmente, y como ejemplo de aplicación del pretensado en el caso de obras pequeñas, se mencionan las pasarelas del Hampshire County Council, en cuya construcción se ha utilizado un método, cuyas características principales se describen, y que puede ser empleado, con gran facilidad, en obras aisladas dotadas de un utillaje reducido.

Conclusión

Las comunicaciones recibidas y que han sido comentadas ponen de manifiesto hasta donde llega el ingenio de los técnicos que se ocupan del desarrollo del hormigón pretensado y sus aplicaciones, y demuestran que, especialmente en el caso de estructuras constituidas por elementos prefabricados enlazados mediante el pretensado, es imprescindible que exista una estrecha

colaboración entre el proyectista y el constructor, desde el momento mismo en que se inicia el estudio de un nuevo tipo estructural.

Cabe esperar que, gracias a esta colaboración, el desarrollo de este nuevo método constructivo, sencillo y económico, sea cada vez más amplio y acabe por eclipsar, en un futuro próximo, todo lo que hasta la fecha se ha conseguido en este campo.

- - -

