

ULTIMAS NOTICIAS SOBRE

hormigón pretensado



BOLETIN NUM. 48 DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO
DEL INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

6

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
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 48

Enero-Febrero 1 959



- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -

I N D I C E

	<u>Págs.</u>
457-0-20 Progresos en los métodos de cálculo, por el Prof. Rusch	1
Actas de la Primera Reunión del Consejo Administrativo de la F.I.P. ...	24
Finalidad y significado del Congreso de la F.I.P., por M.R. Ros	27

- - - - -

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.

- Deposito Legal: M-853-1958 -

TERCER CONGRESO DE LA FEDERACION INTERNACIONAL DEL PRETENSADO

Berlín, 1 958

Primera Sesión

Informe General

457 - 0 - 20 PROGRESOS EN LOS METODOS DE CALCULO

Ponente General: Prof. Rüsck

Alemania

Sobre este tema se ha presentado un gran número de comunicaciones, las cuales se ocupan, en su mayoría, del dimensionamiento de secciones sometidas a esfuerzos de compresión, flexión, esfuerzo cortante y torsión en piezas de hormigón pretensado. Algunos trabajos estudian formas especiales de piezas resistentes, así como las prescripciones válidas para el correspondiente dimensionamiento.

Resistencia a los esfuerzos de compresión.- Varios autores abordan el problema de la resistencia del hormigón bajo esfuerzos de compresión bi y triaxiales; el tema, a pesar de su positivo interés, está hasta ahora poco determinado. Desde los trabajos de Mohr, A. Föppl y Karmann que ya pertenecen al pasado, sólo se han logrado, hasta el presente, reducidos adelantos.

J. Glomb ha investigado la resistencia de un gran número de probetas cúbicas, de 20 cm de arista, sometidas a esfuerzos de compresión biaxial. La máquina empleada ha sido una prensa especialmente c

truída para estos ensayos. El autor encuentra que la resistencia deducida de estos ensayos es un 25 a un 50 por ciento mayor que la obtenida en los ensayos normales sobre probeta cúbica. Cuando uno de los esfuerzos unitarios de compresión es tan sólo la mitad del otro, el aumento de resistencia registrado es del orden de un 11 a un 25 por ciento. Todas las probetas se rompieron después de la aparición de fisuras situadas en el plano de los esfuerzos principales de compresión. Zunchando la probeta con armaduras perpendiculares a la dirección de las grietas, se aumenta la resistencia de un 24 a un 50 por ciento.

A la vista de estos resultados, Glomb sugiere que las tensiones admisibles de compresión deben ser aumentadas en el caso de esfuerzos de compresión biaxiales. Este aumento puede ser aplicado, según el autor, en los casos de placas de hormigón armadas en dos direcciones, de pavimento de hormigón pretensado y en el de láminas.

Los resultados presentados en el Informe de Glomb fueron obtenidos sobre probetas cúbicas. La coacción ejercida sobre las caras en las que se aplica la carga, impide su deformación transversal y provoca una acción semejante a la del zunchado. Este fenómeno ha sido ya observado en el ensayo normal sobre probetas cúbicas. El rozamiento ejercido por el plato de la prensa da lugar a un zunchado virtual, el cuál conduce al conocido aumento de resistencia respecto a las probetas cilíndricas. En el ensayo bajo esfuerzos de compresión biaxiales, esta acción queda todavía más patente, creándose, en la superficie de contacto, una co-

ción transversal análoga a la que se crea con la colocación de los zunchos empleados por Glomb.

Sería aconsejable continuar estos estudios experimentales intercalando discos de cartón entre el plato de la prensa y las probetas, con objeto de amortiguar la acción de zunchado ejercida por la máquina de ensayo. Se obtendrían entonces valores más reducidos para la resistencia, pero una relación más verosímil entre las resistencias bajo esfuerzos a compresión mono y biaxiales.

En el caso de vigas, la creación de unos esfuerzos transversales de compresión juega un importante papel, sobre todo a efectos de la resistencia de la pieza bajo la acción de los esfuerzos cortantes. Es sumamente interesante el caso en que una de las tensiones principales sea de compresión y la otra de tracción. En los trabajos de Páez y Whalter que más adelante se describen, los autores deducen fórmulas aproximadas basándose en las hipótesis de rotura de Mohr. No hay duda de que, precisamente en este caso particular, es indispensable realizar ensayos para definir el problema de un modo más preciso.

Resistencia a los esfuerzos de flexión.- La teoría sobre el comportamiento de las piezas sometidas a flexión, presentada por G. S. Ramaswamy y por S. K. Narayana, parte de hipótesis simplificadoras análogas a las que han sido ya propuestas para el dimensionamiento de vigas de hormigón armado. Los autores consideran únicamente las condiciones de equilibrio creadas por las fuerzas, pero prescinden de las limitaciones impues-

tas por las deformaciones. Admiten estas hipótesis basándose en que los datos que se poseen sobre las deformaciones de rotura en el hormigón, y sobre los alargamientos límites de los aceros en las inmediaciones de las fisuras, son muy reducidos y dispersos.

J. Riève, partiendo de una teoría anteriormente publicada (3) y de un diagrama de ella deducido, describe algunos puntos de vista fundamentales para la consideración de la influencia que ejerce la armadura, la calidad del acero y la forma de la sección en las solicitaciones que provocan la fisuración y la rotura de las vigas.

La contribución presentada por A. Páez describe once interesantes ensayos de rotura por flexión en vigas de hormigón pretensado, de 13,40 m de longitud y de sección rectangular de 21 x 40 cm. Estos ensayos se han efectuado para determinar la influencia ejercida, sobre el momento final de rotura, por la tracción inicialmente dada a los alambres y por la presencia de armaduras de acero ordinario colocadas en el borde de compresión y en el de tracción. También se intentaba determinar la influencia de la adherencia entre el hormigón y el acero producida por la acción de la lechada de cemento inyectada en los tubos.

La sollicitación aplicada consistía en una serie de dos a seis cargas iguales, concentradas, las cuales actuaban sobre la pieza. Salvo en un solo caso, la rotura se obtuvo fuera del trozo central definido por el intervalo comprendido entre las dos cargas simétricas centrales. El autor compara los momentos de rotura registrados en estos ensayos con l

resultados teóricos obtenidos por él y presentados al primer Congreso de la F.I.P. Puesto que dicha teoría sólo satisface las condiciones de equilibrio de fuerzas, admite algunas hipótesis sobre las tensiones alcanzadas por el acero, en el estado final de rotura, con objeto de obtener una concordancia satisfactoria con los resultados experimentales.

El trabajo de H. Wittfoth es muy interesante por la cuidadosa valoración que en él se hace de los ensayos comparativos realizados sobre piezas sujetas a sollicitaciones estáticas y dinámicas. Las piezas ensayadas eran extraordinariamente cortas (2 m de luz y 25 x 30 cm de sección). El autor, basándose en los valores por él registrados, intenta determinar la carga bajo la cual se produce el deslizamiento entre el hormigón y la armadura, así como la redistribución de tensiones que tiene lugar cuando se aumenta la frecuencia de los ciclos de carga. A juzgar por los datos facilitados, la acción de las cargas dinámicas da lugar a una mayor separación entre grietas y a un prematuro fallo en la adherencia entre los dos materiales.

Bajo cargas estáticas la rotura se origina por agotamiento de hormigón en compresión, mientras que en el caso de cargas dinámicas se produce la rotura por el fallo de la armadura. Por las dimensiones de las piezas ensayadas, la capacidad de resistencia de las piezas bajo las sollicitaciones dinámicas (carga mínima aproximadamente nula) es tan sólo el 48 por ciento de la carga de rotura estática, estando la zona de tracción agrietada.

La contribución presentada por Pietrzykowski se refiere a la resistencia de piezas pretensadas de piedra natural. El autor mantiene la opinión de que en algunos países es más costoso ejecutar un hormigón de elevada resistencia que recurrir al empleo de una piedra natural, de mediana resistencia y fácil de preparar. Describe los ensayos llevados a cabo sobre vigas de 5 m de longitud y 24 x 40 cm de sección, formadas, cada una de ellas por la unión de cinco bloques de piedra. La armadura de acero especial va alojada en unas ranuras prefabricadas que, posteriormente, se rellenan con mortero para conseguir una buena adherencia entre el acero y la piedra. En unos ensayos los bloques de piedra se pusieron a tope, mientras que en otros se dejó, entre cada dos bloques consecutivos, un espacio intermedio que después se relleno con mortero o interponiendo una plancha de cartón. Desgraciadamente, los resultados obtenidos se han dado de una forma incompleta, sin que sea posible establecer una objetiva comparación entre la resistencia de estas piezas y la de las vigas de hormigón pretensado.

Mikhailov estudia las ventajas de las estructuras pretensadas parcialmente prefabricadas. En esta forma fué construída la cubierta para la casa de máquinas de la Central Hidroeléctrica de Kuibyshev. La laboración entre ambos materiales, el hormigón prefabricado y pretensado y el vertido "in situ" hace posible un mayor aprovechamiento de la resistencia a la tracción del hormigón colocado en obra. En general, no puede aprovecharse el tramo del diagrama de tensiones-deformaciones situado allá del punto que define la tensión máxima de tracción del hormigón,

que este material no puede absorber esfuerzo alguno de tracción bajo unos alargamientos mayores de 0,1 milésimas. Mediante el empleo de elementos de hormigón pretensado, que bajo la acción de las máximas tensiones presentan un alargamiento de 0,5 milésimas, se obtienen estructuras en las que, al rebasarse la resistencia del hormigón en tracción, no se produce la rotura porque la capacidad de absorción de esfuerzos de tracción en estos elementos aumenta para deformaciones crecientes.

Mikhailov demuestra de un modo objetivo, mediante el trazado del diagrama tensión-deformación de los materiales que trabajan en íntima colaboración, que pueden encontrarse condiciones en las cuales se retrasa la aparición de grietas hasta unos alargamientos de 0,3 milésimas, por medio de un conveniente acoplamiento de piezas prefabricadas de hormigón pretensado que después se completaron como hormigón vertido "in situ" hasta constituir una sección de 36 x 80 cm. Estos ensayos han confirmado la posibilidad de un acoplamiento perfecto en el trabajo de deformación sufrido por los dos hormigones.

Muchos investigadores estiman como problemático el cálculo de los momentos de la rotura bajo esfuerzos de flexión. A tal efecto utilizan fórmulas que sólo consideran el equilibrio de las fuerzas actuantes en la sección, sin tener en cuenta la deformación en límite que dichos esfuerzos suponen. Este modo de proceder no puede ser del todo correcto dado el carácter del pretensado, cuyos principios descansan sobre una predeformación del acero. Las fórmulas obtenidas pueden proporcionar, no obstante resultados satisfactorios, pero sólo en el caso de piezas débilmente armadas,

que entonces basta con una valoración aproximada del brazo mecánico de los esfuerzos internos.

Algunos autores (bibliografía 1, 2, 3)* demuestran que también es posible desarrollar una teoría sencilla de flexión, sin perder de vista la evolución de las deformaciones experimentadas por la sección y su proceso resistente. Las diferentes limitaciones y los distintos criterios que hasta ahora se mantenían sobre el particular, han sido en cierto modo unificados gracias a nuevas aportaciones (véase bibliografía 4, 5 y 6)* y los estudios realizados por el Comité Europeo del Hormigón, habiéndose llegado a la conclusión de que, empleando fórmulas adimensionales, pueden obtenerse valores, para cualquier cuantía de armaduras, plenamente concordantes con los resultados experimentales. La zona de armaduras supra-críticas es más extensa y frecuente de lo que, en general, se supone, especialmente en el caso de solicitaciones de flexión compuesta. Las divergencias aún existentes entre los diferentes criterios sobre la distribución y magnitud de las deformaciones, proceden del erróneo supuesto de que la deformación máxima del hormigón en la fase final de rotura adquiere un valor constante. Puede demostrarse fácilmente, por el contrario, que el valor de la deformación de la fibra extrema, en el instante de la rotura, no sólo depende de la posición de la fibra neutra, si no también de la forma de la sección de la pieza. En el estado final de rotura por flexión, la ley de tensiones-deformaciones del hormigón se reproduce, en toda su extensión, hasta alcanzar la deformación crítica que conduce a un máximo momento de rotura (fig. 1)*.

*Tablas, figuras y bibliografía, van colocadas al final del texto sin numerar;

de la fibra extrema toma diferentes valores para los distintos casos. La forma de la sección tiene, lógicamente, una decisiva importancia en la de terminación de esta deformación. En la figura 1 se han representado los resultados obtenidos para un mismo diagrama de tensión-deformación cuando varía la forma de la sección y la posición de la fibra neutra. Como en la figura puede observarse, tanto el reparto de tensiones como la deformación máxima, alcanzan diferentes formas y valores para los distintos casos.

Resistencia a los esfuerzos cortantes.- En la teoría presentada por Alfredo Páez, se ha intentado el cálculo de las tensiones principales que se producen en la cabeza comprimida de una sección sometida a la acción simultánea de una flexión y de un esfuerzo cortante. El autor determina la capacidad límite de resistencia de la pieza basándose en el concepto de las curvas de resistencia intrínseca de Mohr, deduciendo las diferentes parejas de momentos flectores y esfuerzos cortantes que conducen a la rotura. Páez limita el empleo de esta teoría, que para la determinación de las sollicitaciones límites parte de hipótesis muy sencillas, a los casos en que la tensión máxima de compresión adopte valores superiores al 60 por ciento de la rotura, completando su diagrama mediante valores empíricos basados en la experimentación existente. Según el autor, la capacidad resistente de las piezas desprovistas de armaduras transversales depende, fundamentalmente, de la resistencia del hormigón y de la cuantía de las armaduras longitudinales.

R. E. Walther establece también el principio de que la capa-

cidad resistente al esfuerzo cortante está especialmente localizada en la cabeza comprimida de la pieza. En oposición a la teoría formulada por Páez, sólo considera posible la rotura por esfuerzo cortante cuando la tensión principal de compresión rebasa la resistencia del hormigón a este género de sollicitación, calculada mediante el círculo de Mohr. El autor considera, igualmente, el incremento de resistencia que puede proporcionar la presencia de armaduras longitudinales en el borde comprimido, así como la colocación de armaduras transversales destinadas a zunchar la cabeza del hormigón, comprimida por los esfuerzos de flexión. El reparto de esfuerzos y tensiones originado por una sollicitación combinada de flexión compuesta y esfuerzo cortante, lo estudia admitiendo hipótesis adicionales simplificadoras, un tanto arbitrarias, en función de la profundidad de la fibra neutra.

R. F. Warner y A. S. Hall consideran la aparición de la primera fisura como la verdadera causa de la rotura, afirmando que ésta sucede inmediatamente a la fisuración. Los autores calculan, así, la tensión principal de tracción como causa determinante de la fisuración y rotura, admitiendo una distribución lineal de tensiones longitudinales. El mismo cálculo lo aplican, tanto al caso de las secciones agrietadas como al de las no fisuradas. Comparando los resultados teóricos con los experimentales determinan una "resistencia virtual de tracción" que, a título de carga ficticia, supone el límite de agotamiento a la fisuración.

G. Kani intenta resolver el problema de los esfuerzos cortantes mediante la descomposición diagonal de esfuerzos de tracción y com-

presión preconizada por Mörsch. A tal efecto la sección de las armaduras transversales como la necesaria para absorber los incrementos de tensión de la armadura longitudinal. La mayor resistencia al esfuerzo cortante de las piezas pretensadas con anclajes por adherencia, la interpreta como una consecuencia de la menor variación de los esfuerzos de tracción desarrollados por la armadura pretesa a lo largo de la pieza. No se menciona el hecho de que los ensayos existentes contradicen, en parte, estas conclusiones.

R. H. Evans y A. H. Hosry analizan un gran número de ensayos recientemente efectuados en la Universidad de Leeds. Los autores tratan de expresar la tensión de rotura por esfuerzo cortante por medio de una función empírica dependiente de la luz cortante, de la resistencia del hormigón y de la intensidad del pretensado. Los autores proponen también unas fórmulas empíricas con objeto de considerar la acción de las armaduras transversales y para estimar la tensión principal que determina la aparición de las fisuras diagonales.

P. W. Abeles describe los ensayos realizados sobre una cubierta formada por piezas prefabricadas y hormigón colocado "in situ". Basándose en trabajos existentes, desarrolla interesantes observaciones sobre la acción de los esfuerzos cortantes.

B. Visser efectúa un minucioso análisis de los diferentes factores que intervienen en la capacidad resistente de las secciones frente

a la acción de los esfuerzos cortantes, recomendando la continuación de los ensayos.

X X X X X X

Los diferentes autores que han tratado sobre este tema de los esfuerzos cortantes, han planteado el problema de la rotura en formas muy diversas. Páez supone que, en piezas desprovistas de armaduras transversales, la rotura se produce cuando el círculo de M^öhr, representativo de las tensiones principales, corta la curva de resistencia intrínseca del material. Este estudio se realiza, especialmente, en la zona comprimida del hormigón por flexión. Walther sugiere que la resistencia al esfuerzo cortante radica en el exceso de resistencia del hormigón frente a las compresiones producidas por la flexión. Warner y Hall señalan que hay dos tipos diferentes de rotura:

- a) - La que se presenta de un modo lento en la cabeza comprimida de la viga cuando los esfuerzos cortantes son los dominantes.
- b) - La que se produce bajo fuertes esfuerzos de pretensado y que se presenta bruscamente e inmediatamente después de aparecida la primera grieta diagonal.

Kani estima que, cuando no existe adherencia entre la armadura pretensada y el hormigón, la rotura se produce en el nervio y por compresión diagonal. Cuando existen esfuerzos de adherencia, las armaduras

transversales pueden incrementar apreciablemente la capacidad resistente de la pieza. Evans clasifica los tipos de rotura en tres grupos: rotura por compresión de la cabeza comprimida por la flexión, rotura por compresión del nervio, y rotura por deslizamiento o cizalladura de la cabeza comprimida. Abeles apoya el punto de vista mantenido por Laupa, Sie y Newmark, en el sentido de que, para luces cortantes decrecientes (menores distancia de la carga aislada al apoyo), la rotura pasa de ser por aplastamiento en compresión de la cabeza a por cizallamiento diagonal del nervio.

Todos los autores están de acuerdo en que la rotura de las piezas se produce por la acción conjunta de los momentos flectores y de los esfuerzos cortantes. El método, hasta ahora usual, de calcular las armaduras y los demás elementos de la sección, separadamente para ambos esfuerzos, debe, en todo caso, abandonarse. La rotura típica en la flexión se produce al rebasar la armadura longitudinal su límite elástico. La rotura clásica por esfuerzo cortante supone un agotamiento de la capacidad resistente del hormigón a los esfuerzos diagonales de tracción. En ambos casos, la fase final de rotura se produce por aplastamiento del hormigón frente a los esfuerzos de compresión creados por una u otra causa. Esta rotura, como a continuación se indica, puede localizarse en diferentes puntos.

El tipo de rotura más frecuente es el de aplastamiento del hormigón en la zona de compresiones creada por la flexión. Cuando la fi

bra neutra se eleva se reduce la zona de compresiones,,aumentándose, con tal motivo, las tensiones, que se concentran en una zona cada vez menor. Evans, Walther y otros autores (8), suponen que este fenómeno está originado por una discontinuidad en el diagrama de tensiones-deformaciones. Conviene señalar, a este respecto (7), que, en estas condiciones, un fragmento de pieza, situado o debilitado por dos grietas adyacentes, posee una mayor longitud o desarrollo en el borde extendido que en el comprimido. La posición de la fibra neutra puede calcularse, en estos casos, por medio de la expresión:

$$k = \frac{b}{b \frac{b}{a} s}$$

El valor b/a depende, según se indica en la figura 2, de la distribución de las grietas.

Evans y otros autores (3) han demostrado que la zona comprimida por la flexión está capacitada para soportar elevados esfuerzos de compresión. Este principio sólo tiene validez cuando las cargas aplicadas en forma de cargas aisladas y puntuales actúan en el borde superior de las piezas, provocando, bajo ellas, un régimen de bicompresión que, conforme con la tesis expuesta por Glomb, aumenta considerablemente la resistencia del hormigón en esa zona.

La rotura por compresión diagonal del nervio se produce en los cascos de secciones en T o en I con débiles espesores en el alma. Una vez formada la grieta de flexión, se produce una redistribución de es -

fuerzos. La viga se comporta como una estructura atirantada, apareciendo en la cabeza comprimida fuertes esfuerzos (Fig. 3). El trazado lenticular de la línea de presiones provoca unos esfuerzos transversales que, al aumentar las cargas, conducen a un agrietamiento diagonal y a la rotura final. Las columnas diagonales que se forman quedan sometidas a unos esfuerzos excéntricos de compresión.

Cuando el nervio no está armado con cercos o barras levantadas la rotura sucede inmediatamente a la fisuración diagonal.

En el caso de cargas concentradas en las proximidades de los apoyos se produce la "rotura cortante", motivada bien por una excesiva compresión diagonal sobre el nervio, o bien por el fallo brusco de la adherencia de las armaduras.

Parece que, en principio, se conoce el mecanismo que produce la rotura. No obstante, aún falta mucho camino por recorrer hasta llegar a una formulación precisa de las leyes que gobiernan el fenómeno. La principal dificultad que se encuentra es que la rotura suele iniciarse en una zona fuertemente perturbada por tensiones locales. Como consecuencia de ello, son varios los factores que intervienen con variable eficacia y de difícil valoración:

a) Tanto en los apoyos como en los puntos en donde se aplican las cargas aisladas, aparecen fuertes tensiones locales.

b) La aplicación de una carga aislada produce, en su entorno,

un régimen de bicompressiones que refuerza la capacidad resistente de la zona afectada, aumentando el momento de agotamiento. Cuando las cargas, en lugar de estar aplicadas sobre la cara superior de la viga actúan sobre elementos transversales, o se aplican sobre la cara inferior, la acción antes mencionada desaparece.

c) El efecto producido por las cargas no es únicamente función de la relación $M : Vh$. La distribución de esfuerzos y el estado de tensión producido por la aplicación de las cargas depende, en forma no despreciable, del tipo de sustentación o apoyo. En la figura 3 se compara una pieza simplemente apoyada en sus extremos con otra rigidamente empotrada y de luz mayor, de tal modo que sean iguales los tramos de una y otra solicitados por momentos positivos. A pesar de ser idénticas las leyes de momentos y esfuerzos cortantes en los tramos de una y otra pieza, su resistencia es distinta. En la viga apoyada se desarrollan, en la zona de momentos nulos, esfuerzos verticales de compresión, inexistentes en la misma sección de la pieza empotrada. La resistencia de ésta última es inferior. Los ensayos realizados en Norteamérica (10) han permitido comprobar este extremo.

d) La fisuración de la pieza es una causa de adicionales perturbaciones en el régimen tensional. La grieta se inicia en la zona de fuertes tensiones. Su precisa localización depende, en gran parte, de la resistencia del hormigón en cada punto, habida cuenta de su dispersión. Abierta la grieta se produce un reajuste tensional, y la redistribución

final está también sujeta a influencias fuertemente casuales.

En estas circunstancias, parece que la solución más conveniente es la de probar fórmulas empíricas. La labor es difícil, ya que no será fácil encontrar una fórmula sencilla para expresar un fenómeno dotado de tantos parámetros.

En la tabla 1 se resumen y comparan las fórmulas propuestas por los diferentes autores. Como la mayoría consideran el momento de rotura como la más representativa exposición del fenómeno, todas las fórmulas se han transformado para que expresen dicho momento en las mismas unidades, con el fin de unificar los resultados y facilitar su estudio comparativo. Estas fórmulas sólo son válidas para secciones rectangulares de hormigón pretensado desprovistas de armaduras transversales.

Según se ha indicado anteriormente, los coeficientes que aparecen en las fórmulas propuestas por los diversos autores se han escogido de forma que los valores que de ellas se deducen concuerden de un modo satisfactorio, con los resultados obtenidos experimentalmente. En los diagramas de las figuras 4 y 5 se representan las diferentes leyes propuestas. Como puede apreciarse, existen sensibles diferencias que deben ser atribuidas al hecho de que cada una de las teorías propugnadas está basada en una serie distinta de valores experimentales. De todo ello se deduce que, desgraciadamente, existen todavía notables divergencias que es necesario eliminar para poder considerar resuelto el problema de un modo satisfactorio.

R.H. Evans y A.H. H. Hosry proponen, igualmente, en sus comunicaciones, unas fórmulas para determinar el valor de los esfuerzos cortantes que producen la rotura y las tensiones principales de tracción que originan la fisuración por esfuerzo cortante. Cabría esperar que, especialmente, el valor de esta tensión principal de tracción fuese constante, ya que el estado de tensiones en el hormigón, antes del agrietamiento, es conocido. Sin embargo, de los diversos ensayos realizados se deduce que la fisuración por esfuerzo cortante se presenta, en las diferentes piezas, bajo tensiones muy variables en el hormigón, lo que demuestra que también en este caso se originan las mismas perturbaciones ya señaladas anteriormente.

En definitiva, parece evidente que antes de poder llegar a formular una teoría satisfactoriamente convincente sobre la rotura por esfuerzo cortante es imprescindible llegar, mediante ensayos, a un perfecto conocimiento de la influencia real que puede ejercer cada uno de los diversos factores que en ella intervienen, entre los cuales destacan, por su importancia, los siguientes: forma de la sección; estado previo de tensiones; distancia entre el apoyo y el punto de aplicación de la carga (luz cortante); características del apoyo; modo y sistema de aplicación de la carga; cuantía de la armadura longitudinal; cuantía de la armadura transversal; resistencia del hormigón en compresión simple; en bicompresión, etc.

Resistencia a la torsión. - Sobre este tema se ha recibido, únicamente, la comunicación presentada por H.J. Cowan, en la cual se describe una se

rie de ensayos de torsión realizados sobre vigas de sección rectangular. El trabajo resulta de un gran interés, teniendo en cuenta que se trata de un problema hasta ahora muy poco estudiado. De los ensayos descritos se deducen las siguientes conclusiones:

1.- Las tensiones de tracción correspondientes a las solicitaciones de fisuración registradas concordaban con la resistencia del hormigón en tracción.

2.- En flexión pura existe un amplio margen entre la carga de fisuración y la de rotura. Por el contrario, bajo un esfuerzo de torsión pura, la rotura se produce inmediatamente después de la aparición de la primera fisura. En los ensayos que se describen, bajo la acción combinada de esfuerzos de flexión y torsión, las piezas se comportaron de un modo intermedio.

Construcción de láminas.— En la construcción de estructuras laminares la aplicación del pretensado ofrece la interesante posibilidad de disminuir, de un modo sensible, los esfuerzos de flexión a que dan lugar las condiciones en el borde. Sobre este tema se han presentado tres importantes trabajos.

S. Svoboda estudia las condiciones en el borde de las paredes de los depósitos cilíndricos de hormigón pretensado como consecuencia de su unión con la sclera del depósito. Describe los métodos propuestos por diversos autores para reducir los momentos que se originan en esa unión, y deduce las fórmulas necesarias para el cálculo exacto de

solera basándose en la teoría propugnada por Havelka.

G. Eimer estudia el problema del pandeo en las paredes de los depósitos cilíndricos, pretensados, llegando a la conclusión de que no existe peligro de pandeo mientras no se introduzca una deformación previa de dichas paredes. Las fórmulas que al final de su trabajo incluye vienen a confirmar que, en este tipo de estructuras, el peligro de pandeo se presenta únicamente en casos muy excepcionales.

M. Baretts trata de formular una teoría aproximada que permita simplificar el cálculo de las cubiertas laminares cilíndricas, partiendo de los resultados obtenidos en una interesante serie de ensayos por él realizados sobre un modelo, a gran escala, de una cubierta laminar pretensada. Termina su trabajo haciendo un estudio comparativo de los resultados experimentales con los teóricamente deducidos.

Túneles y galerías.- Uno de los procedimientos utilizados para el pretensado de galerías subterráneas consiste en rellenar, con mortero inyectado a alta presión, el espacio libre dejado entre el llamado anillo central y la roca. M. Kastner ha presentado una interesante comunicación en la que estudia el cálculo de las tensiones que se producen en dicho anillo central, y se aclaran diversos puntos relativos a las complicadas relaciones existentes entre las deformaciones elásticas y plásticas de la roca y el anillo. Finalmente, y con el objeto de aclarar conceptos, incluye algunos ejemplos numéricos de aplicación de las fórmulas por él propuestas.

Puentes.-- M. Voves describe los ensayos efectuados sobre un puente de hormigón pretensado, de 32 m de luz. De las flechas registradas deduce los datos necesarios para estudiar la distribución transversal de las tensiones y deformaciones en la estructura, lo que permite llegar al conocimiento de su real comportamiento bajo carga.

En una comunicación de M. Klimes se describen unos ensayos realizados sobre dos vigas de un puente de hormigón pretensado, de 25 m de longitud. Desgraciadamente, los datos que se consignan resultan incompletos, por lo que no es posible, como sería de desear, comparar los resultados obtenidos con los deducidos técnicamente.

Ensayos de tipo general y Normas Constructivas.-- A.J. Haaris presenta un interesante informe sobre los trabajos experimentales realizados en Inglaterra en relación con el hormigón pretensado. En la segunda parte de su comunicación discute los diferentes criterios defendidos por los diversos autores respecto al problema del sistema de cálculo que debe utilizarse para dimensionar las estructuras de hormigón pretensado, estudiando comparativamente los dos métodos más comunmente empleados: el basado en la teoría elástica y las tensiones admisibles, y el método de cálculo a rotura fundado en la teoría plástica.

En el trabajo presentado por A.A. Gvozcev; S.A. Dnitriev; B.A. Kalatourov y V.V. Mikhailov se estudian las Normas vigentes en Rusia para la construcción de estructuras de hormigón pretensado. Dicha comunicación resulta particularmente interesante, porque en ella se re

cogen, con todo detalle, los criterios mantenidos en dichas Normas referentes al problema de la seguridad y del cálculo en rotura de las estructuras. Desgraciadamente, dentro de los estrechos límites del presente informe, no es posible dar más pormenores sobre tan interesante trabajo.

A. Paduart, en su comunicación, partiendo del estudio comparativo de las Normas sobre hormigón pretensado vigentes en los diferentes países, que presentó al II Congreso de la F.I.P. celebrado en Amsterdam, somete a discusión una propuesta de Normas, de carácter internacional, que deben ser aplicadas a las construcciones pretensadas. Solicita de todos los congresistas que manifiesten su opinión crítica sobre tal propuesta con el fin de ver si es posible llegar a un acuerdo definitivo. Por su parte, el autor del presente informe estima que este intento merece el apoyo general del Congreso por su innegable interés y transcendencia.

R E S U M E N

Del gran número de comunicaciones recibidas se deduce la optimista conclusión de que se ha realizado un considerable progreso hacia la solución definitiva de varios de los diversos problemas con los que actualmente tropieza el desarrollo de esta relativamente moderna técnica del hormigón pretensado. Según parece, el tema, que todavía se en-

cuentra más atrasado, y que, por consiguiente, debe prestársele mayor atención, es el relativo al problema de la resistencia de los elementos de horni^{ón} pretensado al esfuerzo cortante. No obstante, y aún re conociendo lo mucho que sobre este tema falta todavía por hacer, cabe confiar en que, teniendo en cuenta el gran número de resultados experi mentales de que actualmente se dispone sobre el particular, y el indudable valor e interés de muchas de las hipótesis y teorías formuladas por diversos autores sobre este tipo de rotura, al quedar el problema confinado entre muy estrechos límites, pueda lograrse su solución en un plazo relativamente corto.

München, 1 - Enero - 1958.

FEDERACION INTERNACIONAL DEL HORMIGON PREFENSADO

Actas de la Primera Reunión del Consejo Administrativo
celebrado en Benjamin Franklin Congress Hall, el martes 6 de mayo
de 1.958 a las 9^h 30^m.

Presentes:	Profesor E. Torroja	España
	Monsieur Y. Guyon	Francia
	Dr. O. Rakosnik	Austria
	Monsieur A. de Strycker	Bélgica
	Profesor J. Klimes	Checoeslovaquia
	Dr. Chr. Ostenfeld	Dinamarca
	Mr. B. Kelopuu	Finlandia
	Dr. H. Minetti	Alemania Occidenta
	Profesor P. Mlosch	Alemania Oriental
	Mr. D.H. New	Gran Bretaña
	Mr. E.P. Nicolaidis	India
	Profesor F. Levi	Italia (1)
	Profesor C.C. Guidi	Italia (2)
	Dr. S. Ban	Japón
	Dr. G.F. Janssonius	Holanda
	Mr. J. Kajfasz	Polonia
	Sr. A. Páez	España
	Mr. G. Fritzell	Suecia

Presentes:	Mr. M.R. Ros	Suiza
	Mr. Ben C. Gerwick (Jr)	U.S.A.
	Profesor S.S. Davydov	U.R.S.S.
	Mr. P. Gooding	Gran Bretaña - (Secretario General y Tesorero)
	Mr. Inge Lyse	Noruega (Asistió como observador).
Esperados:	Herr P. Misch	Alemania
	Mr. W.B. Cousins	Gran Bretaña
	Mr. A.M. Monusov	U.R.S.S.

El Profesor Torroja ocupó la Presidencia.

- - - - -

Acta AC. 27

Las actas de la cuarta Reunión se leyeron y aprobaron con enmiendas.

Acta AC. 28

Se consideró y aprobó el informe de la Secretaria referente a las actividades de la F.I.P. desde el último Congreso.

Acta AC. 29.- Sección económica y suscripciones

29.1 - Suscripciones.-

El Secretario informó que se habían recibido 1.969 libras y 4 chelines (moneda inglesa), correspondientes a suscripciones de Miembros, Grupos y Asociaciones hasta el 1º de mayo de 1958.

Las Actas 29.2 y 29.3 hacen referencia al movimiento económico interior de la F.I.P.

Acta AC. 30.- Elecciones del Comité Ejecutivo

Bajo la proposición de la Secretaria General se reeligieron, por unanimidad, los tres Vice-Presidentes, de Finlandia, Inglaterra y Holanda, que han actuado como miembros del Comité Ejecutivo desde la Reunión de Lisboa del Consejo Administrativo en 1956. Se eligieron Presidentes de los grupos de Alemania Occidental, Estados Unidos y U.R.S.S. para formar parte del Comité. El resto de los puestos de este Comité se dejaron vacantes.

Acta AC. 31.- La revista de la F.I.P.

El Secretario informó sobre su visita a Bruselas para entrevistarse con el Director de la revista "Précontrainte-Prestressi (c.f. AC. 26). Se acordó dejar este tema en espera provisional.

Acta AC. 32.- Bibliografía y trabajos técnicos

El Secretario presentó un informe sobre publicaciones bibliográficas e informes técnicos. Se acordó se continúe esta gestión y que se extendiese donde fuera posible.

Acta AC. 33.- Cuarto Congreso Internacional

Se acordó que debía celebrarse un Cuarto Congreso Internacional en 1962. El Secretario informó de que no se había recibido ninguna invitación hasta la fecha, de parte grupos-miembro, para la organización del Cuarto Congreso Internacional.

Acta AC. 34 - Varios

34.1.- Elecciones.-

El Profesor Inge Lyse dijo que Den Norske Ingeniørforening debería ser elegido para la F.I.P. El Consejo Administrativo aceptó esta proposición y eligió al grupo por unanimidad.

Acta 34.2 - Colaboración con otras organizaciones científicas internacionales.-

El Profesor Levi presentó un breve informe en la Reunión conjunta de representantes de la C.E.B., A.I.P.C., I.C.S.S. y R.I.L.E.I

celebrada en Zurich el 24 de abril de 1958, para explorar las posibilidades de colaboración entre estos grupos y la F.I.P., así como establecer las demarcaciones de la esfera de actividades de estas entidades. Se acordó que las posibilidades de colaboración con estas Organizaciones debían ser investigadas. Esta colaboración se podría llevar a cabo, inicialmente, poniéndose de acuerdo sobre las fechas previstas para los Congresos Internacionales y explorando la posibilidad de que dos o más de estas Organizaciones cooperasen en el curso de un Congreso Internacional.

Bajo la sugerencia del Secretario General, el Consejo aprobó que, debido al tiempo limitado disponible, debía suspenderse, momentáneamente, toda consideración ulterior de este tema hasta la próxima Reunión del Comité Ejecutivo.

Acta 34.3 - Idiomas oficiales de la F.I.P.

El Profesor S.S. Davydov, de la U.R.S.S., propuso que se adoptase el ruso como lengua oficial de la F.I.P., y que se pudiera aceptar durante el próximo Congreso. Se acordó que este asunto se dejase para ser considerado en la próxima Reunión del Comité Ejecutivo.

En otros apartados se da cuenta de presupuestos, balances y movimiento económico de la F.I.P.

FEDERACION INTERNACIONAL DEL HORMIGON PRETENSADO

Finalidad y significado del Congreso de la F.I.P.

por

M.R. Rös, Ingeniero diplomado de Zurich

Traducción de la "Schweizerisch Bauzeitung", del 19 de Julio 1958

- - - - -

Visión futura de un gran Congreso Técnico

Si tenemos que valorar el éxito de un Congreso por el número de participantes, 1.200, por los países representados, más de 40, por la excelencia de la organización, tanto en su aspecto técnico como en su crecido número de personalidades, debemos admitir que el Congreso de Berlín, de 1958, organizado por la F.I.P., debe calificarse de excelente.

El número de participantes, creciente de uno a otro Congreso, nos obliga, sin embargo, a dedicar algunas ideas sobre el significado de estas sesiones organizadas, ya que el carácter de estas Reuniones internacionales ha experimentado un cambio fundamental en los últimos diez años.

Refiriéndonos a los verdaderos organizadores de cuanto se

refiere al hormigón pretensado, notamos la ausencia en el Congreso de hombres como Freyssinet y Magnel, que por razones de avanzada edad o defunción no han podido asistir. Estos ingenieros que en virtud de su experiencia ganada sobre un largo período de tiempo poseían una gran comprensión y sagaz habilidad para recoger rápidamente una visión clara de un problema determinado, eran capaces de fijar, dentro de su propio alcance, cada problema particular. Hoy sus puestos han sido cubiertos por especialistas más jóvenes que, como consecuencia de los rápidos desarrollos del momento, sólo pueden seguir parcialmente el gran conjunto de problemas de un campo tan amplio.

Este avanzado grado de especialización conduce a un conocimiento más ambicioso sobre puntos específicos. En ausencia de un conocimiento absoluto sobre el problema, o de una experiencia práctica adecuada, los intentos para llegar a resoluciones de valor general, sacados de estudios referentes a sólo una pequeña parte de este amplio campo, producen más bien una confusión que un esclarecimiento del tema de que se trate. Además, con el progresivo y extendido uso del hormigón pretensado, los ingenieros se ven envueltos en problemas que los especialistas han llegado a dominar y familiarizarse con ellos. Sucede, con frecuencia, que los que entran por primera vez en este campo carecen de experiencia que desde el punto

de vista técnico-experimental es necesaria y sin la cual, no es posible llegar a una conclusión válida de los resultados de un ensayo.

Por todo lo dicho, la necesidad de separar la paja del grano de una gran masa de papeles sometidos para su presentación en un Congreso, adquiere creciente importancia. En el futuro se exigirá una selección más cuidadosa de la documentación, ya que un "farum" internacional de expertos no es el lugar más apropiado para la divulgación de problemas técnicos de poca importancia, pues hay que tener en cuenta el esfuerzo económico que supone tanto la organización del Congreso como la impresión de los trabajos presentados.

Por ello, las Ponencias generales deberían verse descargadas de la obligación de mencionar, por cortesía, uno y cada uno de los informes sometidos para cada tema particular y el comentario que de él se desprenda. Se les debería permitir se concentrasen únicamente en aquellos documentos que no sólo merecieran la atención general, sino que sirvieran también de nuevo incentivo en el orden del saber o de recoger una experiencia comprensiva. Por otra parte, el Procurador general o, en su defecto, la persona que defiende la Ponencia, debería poseer tiempo suficiente para dar expresión comprensiva y adecuada a su propio alcance y apreciación personal del tema objeto de la consideración general. Si fuera posible debería intentarse dar un resumen del estado del desarrollo técnico logrado, sin limitación estricta al informe sometido a la co

sideración general, sacando de él ciertas conclusiones que forman el objeto de la discusión a tratar. Como ya se esforzó una vez el Profesor Magnel, un Comité de publicaciones debería recoger en forma de resumen, o en caso de temas apropiados en forma de resolución, el estado y desarrollo reflejado en la exposición de la Ponencia, haciendo resaltar los puntos de vista y directivas expuestas en la discusión.

Colaboración entre organizaciones internacionales.-

Cada vez se constituyen mayor número de organizaciones internacionales. Respecto al hormigón pretensado existen actualmente, por lo menos, unas cinco organizaciones que se ocupan del mismo tema; por ejemplo, la F.I.P., la I.V.B.H., la R.I.L.E.M., el Comité Europeo del Hormigón y una Organización que se dedica especialmente a la técnica constructora de las láminas. Aun si se admite la posible existencia simultánea de Organizaciones europeas e internacionales existe la duda, de la efectividad que pueda resultar de la actual dispersión y duplicación de esfuerzos en una misma dirección.

En la conferencia de alto nivel que la F.I.P. ha organizado en Berlín, el Profesor Torroja intentó llevar a discusión la cuestión de llegar a una mejor coordinación de las actividades de varias Organizaciones y constituir una unidad más cerrada. A esta sugestión sólo se adhirieron determinadamente el Sr. Guyon (Francia), el Profesor

Levy (Italia) y el autor de este artículo.

La mayoría de los delegados de la F.I.P. se oponían a la posible restricción de la libre gestión de la F.I.P., ya que el punto de vista consistía en que no debían existir obstáculos en la senda seguida por esta joven y vigorosa organización. Las perspectivas para la desaparición de la actual duplicidad de esfuerzos no son favorables momentáneamente.

Debiera darse la debida consideración a las distintas exigencias y necesidades de las Organizaciones afectadas, a las fuerzas impulsoras que dan forma al destino de dichas Organizaciones y, lo que aún es más, al individuo que aspira poner su tiempo y esfuerzo al bien general de la especialidad. A la larga, las Organizaciones vigorosas que cubren una necesidad real, y cuyas gerencias se dirigen hacia una orientación clara, perdurarán. Otras, por el contrario, declinarán en su importancia, desaparecerán sencillamente, o serán absorbidas por las más estables. En lo que se refiere a la F.I.P., los próximos diez años, abren un período de robusto crecimiento.

Las ventajas de una mejor colaboración entre las Organizaciones existentes han sido, sin embargo, reconocidas dentro de la F.I.P. El Presidente Torroja ha sido expresamente autorizado para que tome las apropiadas medidas en este sentido. En el futuro, el Congreso de

la F.I.P. se celebrará entre el período de tiempo que dejan los Congresos de la I.V.B.H., es decir, 1962, 1966, etc. El Presidente deberá hallar una fórmula satisfactoria para la participación directa o indirecta de la F.I.P. en el Simposium de la R.I.L.E.M.

Materia económica.--

Bajo la iniciativa del grupo inglés, se ha redactado un nuevo criterio para la determinación de las cuotas que deben pagar a la F.I.P. los grupos nacionales, para lo cual se tiene en cuenta no el número de personas adheridas en los distintos grupos, sino la producción de cemento en cada país, lo que dará el factor decisivo. Por tanto, las mayores suscripciones serán abonadas por los EE.UU., Inglaterra, Alemania, Francia e Italia, mientras que Suiza contribuirá, aproximadamente, con el 2% del presupuesto, es decir, unos 500 francos suizos por año.

El pago de suscripciones según el número de miembros adheridos resulta ser insatisfactorio, ya que algunos países registran a personas individuales como miembros, y en otros el conjunto de todos los adheridos constituye un solo miembro a efectos de registro.

Conclusión.--

Creemos que las conclusiones del Sr. Dumas, Ponente general, sientan la posición presente y los futuros alcances del hormigón pretensado. El Sr. Dumas dice: Resumiendo, el gran número de documentación so

metida para su presentación en este Congreso, sobre un tema de libre elección, justifica el empuje espectacular experimentado por el hormigón pretensado en todos los campos de la construcción. El paralelismo entre el hormigón pretensado y las construcciones metálicas se afirma cada vez más. Las construcciones que hacen uso de la chapa de acero se van sustituyendo por las láminas de hormigón; las piezas de perfiles laminados, por vigas secundarias de hormigón; las vigas metálicas armadas, por vigas principales hormigonadas en una o varias piezas; y las construcciones roblonadas o soldadas, por el hormigón pretensado.

En esta competencia con el acero, el hormigón pretensado lleva la ventaja (Para más detalles recomendamos ver el informe del Panel general Sr. Dumas). La sana competencia que se establecerá entre los dos medios estructurales no puede provocar sino una mejora de ambos, mientras que el campo de aplicación del híbrido material, el hormigón armado, declinará... En lo sucesivo, el hormigón pretensado puede considerarse como un material que ha alcanzado el grado de madurez. Este material noble puede mantenerse frente al acero. Las numerosas, y en muchos casos notables aplicaciones expuestas en el Congreso de Berlín, testimonian esta aserción.

Basándose en sus propias consideraciones de una economía ordenada, los representantes de los países comunistas han sentado una

T A B L A 1

Fórmulas propuestas para el cálculo de la resistencia al esfuerzo cortante.

Páez

$$m_s = f(q, t)$$

$$q = 0,9 p R_p / R_b$$

$$t = \frac{V}{bhR_b}$$

Walther

$$m_s = K_n (1 - \frac{1}{2} k_n)$$

$$k_n = \frac{\sigma_{sp} + 1.960 \sqrt{h/k'd}}{R_b / F + 3.300 \sqrt{h/k'd}}$$

Warner & Hall

$$m_s = \frac{aJ}{h^2 R_b S} \sqrt{\left(\frac{1}{2} p \sigma_{sp} + R_t\right)^2 - \left(\frac{1}{2} p \sigma_{sp}\right)^2}$$

$$R_t = a(R_b) \beta(a/h)$$

$$a(R_b) = 0,043 R_b \quad (R_b > 350 \text{ kg/cm}^2)$$

$$a(R_b) = 0,096 R_b - 1,50 \times 10^{-4} R_b^2 \quad (R_b < 350 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\beta(a/h) = 1,0 \quad (a/h > 1,5)$$

$$\beta(a/h) = 6,85 - 3,90a/h \quad (a/h < 1,5)$$

NOTACION

m_s	$\frac{M_s}{bh^2 R_b}$	
V		= esfuerzo cortante
R_b		= resistencia a la compresión en probeta cilíndrica
R_p		= resistencia a la tracción del alambre
R_t		= resistencia en tracción modificada
h		= canto útil
a		= envergadura de la fuerza cortante
S		= momento estático de la zona comprimida
J		= momento de inercia
d		= diámetro del acero
p		= A_s/A_b = proporción armadura/hormigón
σ_{sp}		= tensión del acero
k_n		= coeficiente para la altura de la zona comprimida
k_1		= coeficiente de distribución de los esfuerzos
k_2		= coeficiente de centro de gravedad
$\epsilon_{su}, \epsilon_{bu}$		= deformación unitaria del acero y del hormigón en el estado de ruptura
$\epsilon_{sp}, \epsilon_{bp}$		= deformación unitaria de pretensado en el acero y el hormigón
κ		= coeficiente de rozamiento (5,5 para alambres lisos, 1,5 para cables corrugados)

- (7) RÜSCH, H. Einfluss von Einzellasten auf die Festigkeit der Biegedruckzone. Schlussbericht zum Fünften Kongress der Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Lissabon 1956. SS. 595-597.
- (8) ZWOYER, E. M. and SIESS, C.P. Ultimate strength in shear of simply-supported prestressed concrete beams without web reinforcement. Journal of the American Concrete Institute. Vol. 26, No. 2. October 1954. pp. 181-200.
- (9) LAUPA, A., SIESS, C.P. and NEWMARK, N. M. Strength in shear of reinforced concrete beams. University of Illinois Engineering Experiment Station Bulletin No. 428. March 1955. pp. 73.
- (10) MOODY, K.G., VIEST, I. M., ELSTNER, R. C. and HOGNESTAD, E. Shear strength of reinforced concrete beams. Journal of the American Concrete Institute. Vol. 26. No. 4. December 1954. pp. 317-332. No. 5. January 1955. pp. 417-434. No. 6. February 1955. pp. 525-539. No. 7. March 1955. pp. 697-730.
-

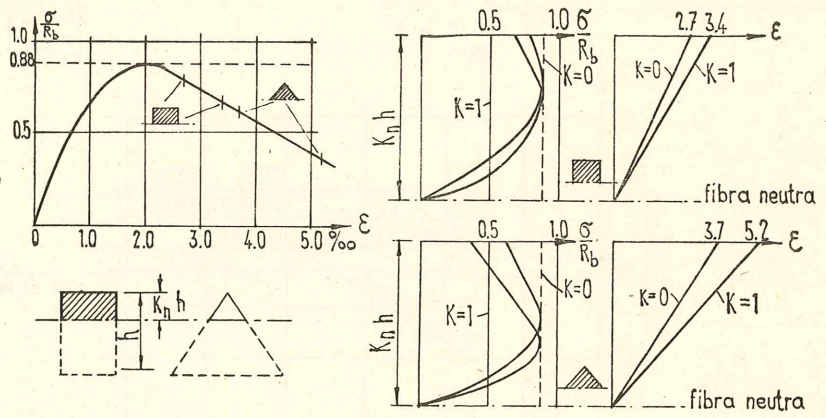


Fig. 1.

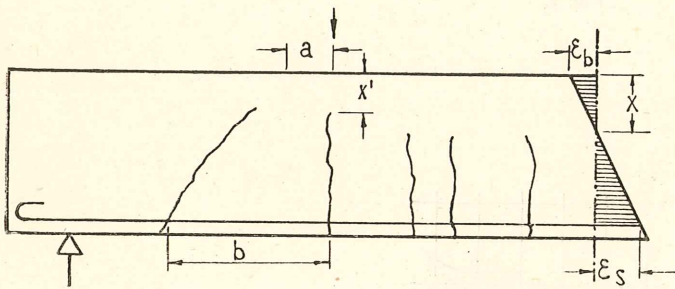


Fig. 2.

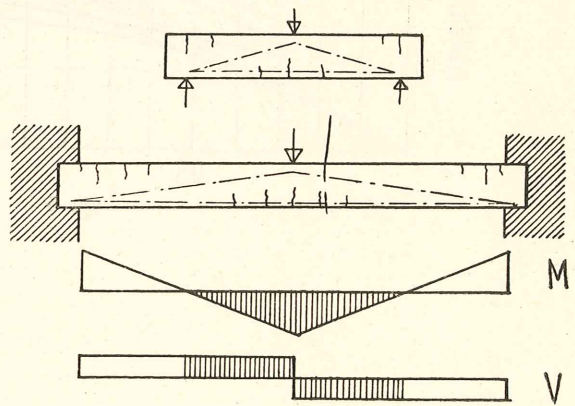


Fig. 3.

SUPOSICIONES

$\sigma_{sp} = 10.000 \text{ Kg/cm}^2$
 $R_p = 16.000 \text{ " "}$
 $R_b = 500 \text{ " "}$
 $p = A_s/A_b$
 $A_b = b \cdot h$
 $h/H = 0$

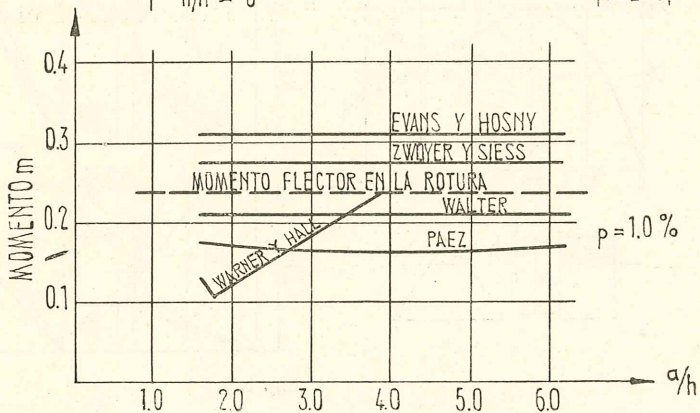
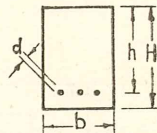


Fig. 4.

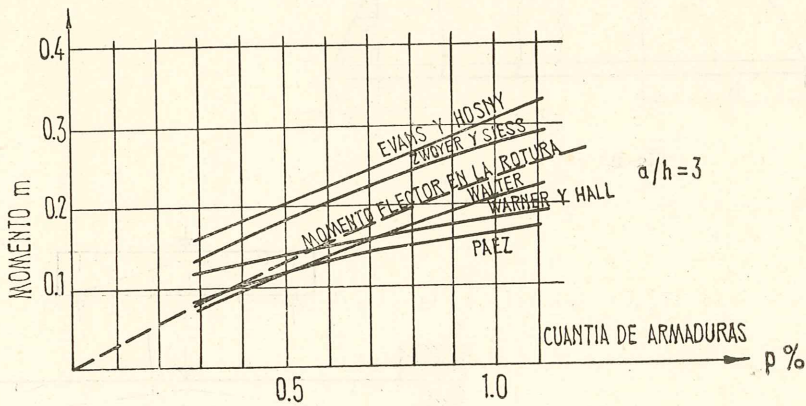


Fig. 5

