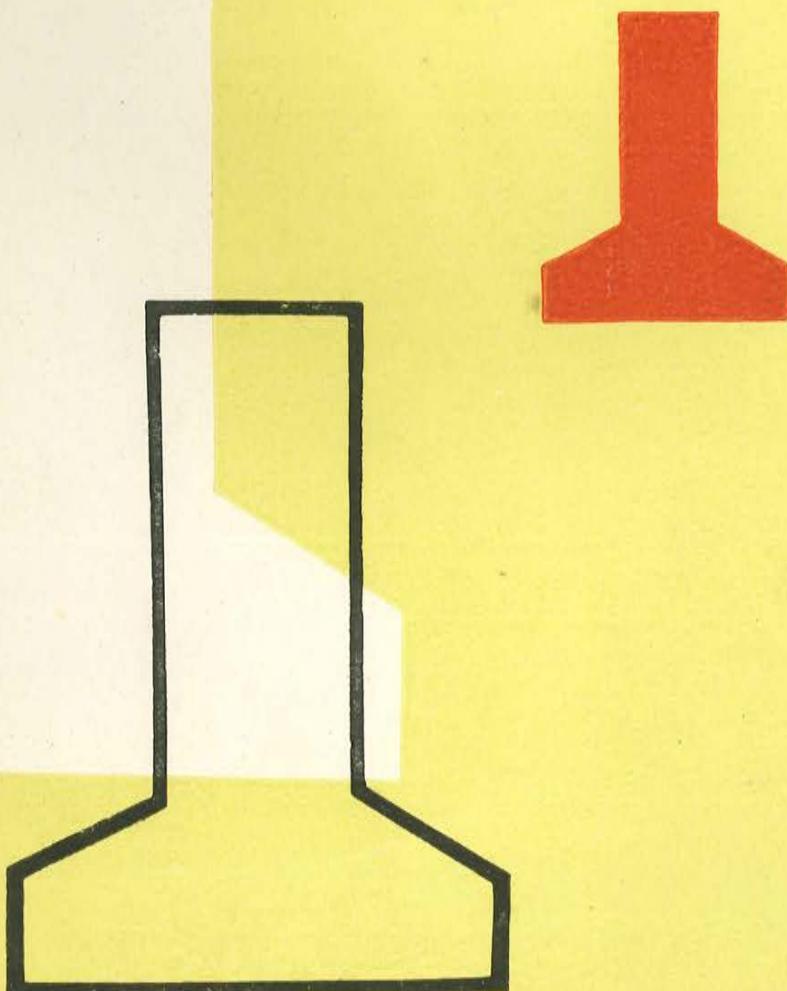


ULTIMAS NOTICIAS SOBRE

hormigón pretensado



BOLETIN NUM. 39 DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO
DEL INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

A

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 39

Julio-Agosto 1957

- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -

I N D I C E

=====

pág.

- 457-5-1 Apreciación del trabajo de fatiga en las estructuras
de hormigón pretensado.- R.E. Rowe..... 1
- Tercer Boletín de la Federación Internacional del Pre
tensado.- (F.I.P.)

N O T A.- El Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la cons
trucción 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.

457-5-1 APRECIACION DEL TRABAJO DE FATIGA EN LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PRETENSADO

por R.E. Rowe, ingeniero

- S i n o p s i s -

Se estudia el trabajo de fatiga en las estructuras de hormigón pretensado, y se dan las observaciones que varios investigadores han formulado.

Todos los ensayos han mostrado la excelente resistencia a la fatiga del hormigón pretensado, cuando éste trabaja dentro de los límites de carga admitidos en los proyectos. Al revisar los resultados se pone de manifiesto que, para cargas fuera de los límites mencionados, es decir, después de aparecer la fisuración, el factor que gobierna la resistencia a la fatiga del hormigón pretensado es la solicitación a que se somete el acero de alta resistencia a tracción que se ha empleado para el pretensado. Los resultados numéricos obtenidos para la fatiga de los cables de acero de alta calidad muestran que, para la mayoría de los tipos hoy en uso, el valor medio que debe tomarse es de 60 a 65 % del correspondiente al límite de rotura. Para las barras de aleaciones de gran resistencia a tracción no se dispone de datos comparables de las condiciones de fatiga.

Se dan algunas sugerencias para la investigación futura sobre la fatiga del hormigón pretensado, y se pone de relieve la necesidad de un estudio fundamental sobre el comportamiento de los cables de alta resistencia a tracción, así como de barras de aleaciones de acero sometidos, tanto unos como otras, a las condiciones de fatiga.

— — —

Introducción

El problema de la fatiga en los materiales estructurales, sólo recientemente ha sido considerado por varias organizaciones dedicadas a la investigación. Puesto que el hormigón pretensado es un ma-

terial estructural relativamente nuevo, la investigación se ha limitado, principalmente, al desarrollo y propia mejora, pero sin prestar gran atención a su resistencia a la fatiga.

Debido a la naturaleza del hormigón pretensado y, particularmente, a los grandes esfuerzos a que se someten los aceros de alta calidad y el hormigón, antes de recibir la sobrecarga, la aplicación de esta última a una estructura de este material, causa variaciones en la solicitación media, de alto valor, que actúa en el acero y hormigón. Dentro de los límites de carga de trabajo, las variaciones de las solicitudes son pequeñas; pero en ciertas estructuras, en las que se repiten las sobrecargas, como sucede con las traviesas de ferrocarril y algunos puentes, la resistencia a la fatiga inherente a la estructura puede ser de una importancia considerable. La fatiga dentro de los límites elásticos de la estructura no es el único factor que debe considerarse ya que la fisuración puede presentarse, ocasionalmente, debido a una sobrecarga excesiva.

En este trabajo se propone la revisión de varios ensayos de fatiga ya realizados, o que pudieran hacerse en el hormigón pretensado, y sugerir las directivas para la ulterior y más utilitaria investigación.

Ensayos de fatiga en las estructuras de hormigón pretensado

Históricamente hablando, el primer ensayo de fatiga del hormigón pretensado lo realizó Freyssinet en 1934. Este ensayo se aplicó a dos postes telegráficos, uno de hormigón armado y, el otro, de hormigón pretensado, los que se acoplaron entre sí. El ensayo mostró la superioridad del poste pretensado, ya que resistió después de haberse roto el de hormigón armado. Lebelle, también llevó a cabo algunos ensayos de fatiga sobre hormigón pretensado; pero, desgraciadamente, no se

dispone de copias del informe del ensayo.

El primer ensayo con informe más completo, referente a la fatiga, corresponde al realizado por Abeles, en 1946, sobre traviesas de ferrocarril de hormigón pretensado. Los ensayos compararon el comportamiento, bajo la acción de cargas estáticas, de traviesas no usadas con otras que han estado en servicio durante dos años y medio. Se admitió que las traviesas usadas se habían sometido a más de 4.000.000 de repeticiones de carga, 150.000 de las cuales lo fueron con cargas axiles de hasta 22 toneladas. De estos ensayos concluyó Abeles que no había diferencias significativas entre las traviesas puestas en servicio y las no usadas; que su resiliencia, después de retirar una carga equivalente al 70 % de la carga de ruptura, era notable; que la ruina en cada caso obedecía al estirado o fractura del acero, y que una ligera fisuración debida a la fatiga de carga no era detriental, siempre que las traviesas tuviesen un factor de seguridad 2. Es interesante destacar que, en ningún caso, la ruina de la traviesa obedecía a la destrucción de la adherencia entre el hormigón y los cables, y que la fatiga por carga no afectó en forma alguna a la adherencia.

En 1948, trabajando para el Building Research, Campus realizó una serie de ensayos sobre traviesas. Las traviesas se soportaron en los asientos del carril, y se cargaron de la misma forma en cuatro puntos, constituyendo dos grupos de dos puntos, espaciados a 68,5 cm, y simétricamente situados bajo cada carril. Después de una carga inicial estática que no produjo fisuración, se procedió a la carga que originaba la fatiga. El límite superior de la fatiga aumentaba después de cada millón de ciclos de carga. Las observaciones se concentraron sobre la formación de grietas y su magnitud. De esta forma se ensayaron dos tipos de traviesas: El tipo Hoyer, fabricado en moldes múltiples, y el tipo Atlas, siguiendo el procedimiento de molde individual.

Los ensayos tenían por objeto el estudio de la fatiga en una corta longitud de la traviesa bajo el carril, y no en la traviesa considerada en conjunto, por lo que los resultados debían considerarse desde este punto de vista. En las de tipo Hoyer se observaron tres roturas de extremidad, debidas al deslizamiento de cables, de las que dos de ellas fueron acompañadas de ruina por esfuerzo cortante entre cinco y seis millones de ciclos, y la otra, por una combinación de flexión y cortante desarrollada entre nueve y diez millones de ciclos. Una extremidad de una de las traviesas permaneció intacta después de un total de diez millones de ciclos. En las del tipo Atlas se observaron dos ruinas, que obedecían a la rotura de cables en una grieta producida por flexión, una entre nueve y diez millones de ciclos, y, la otra, debido al esfuerzo cortante sin fractura de cables y, entre siete y ocho millones de ciclos. Una extremidad permaneció intacta después de diez millones de ciclos.

Después de los ensayos se sugirió que éstos se debían continuar, ya que la amplia variación de los modos de producirse la ruina y los límites de resistencia dificultaban la labor de llegar a conclusiones definitivas. Debe notarse, sin embargo, que el propio hormigón no llegó a la ruina, en ningún caso, debido a la fatiga.

En 1951 Abeles llevó a cabo otros ensayos sobre vigas parcialmente pretensadas, empleadas en la construcción de puentes de los ferrocarriles ingleses y armados con cables de 5 mm de diámetro. Se colocaron dos vigas en T invertida, una al lado de la otra, para formar una losa, de 0,30 m de espesor, que se hormigonó "in situ". Esta losa se proyectó para hacerla trabajar a tracción de $38,7 \text{ kg/cm}^2$ en las fibras inferiores. La losa se soportó sobre un vano de 6,40 m de luz, cargándose simétricamente en dos puntos espaciados a 1,21 m.

De este tipo de losa se ensayaron tres, las dos primeras se cargaron estéticamente para producir la fisuración y, después, para llegar a la fatiga. En la primera losa, la carga de fatiga fué tal, que produjo una variación de tensión en las fibras inferiores de -35 kg/cm^2 a $+38,7 \text{ kg/cm}^2$, sometiéndola a un millón de ciclos. Esta carga no dió lugar a una deformación permanente de la losa, y todas las grietas resultaron invisibles al terminar el ensayo. En la segunda losa la fatiga se mantuvo durante tres millones de ciclos, aumentando el límite superior de la carga para dar 56 y $66,8 \text{ kg/cm}^2$ de tensión a tracción después del primer y segundo millón de ciclos respectivamente. A medida que aumentaba el número de ciclos de fatiga, la deformación de la losa se hacía mayor, y antes de terminar el ensayo se rompieron dos cables. Después del ensayo las grietas eran visibles, aunque la deformación de la viga era pequeña. La carga de rotura de la losa, determinada partiendo del ensayo de carga estática, después de terminar los ensayos de fatiga, era mayor que la de una losa similar no sometida a fatiga.

La tercer losa se ensayó fatigándola con tensiones de -7 kg/cm^2 y $+45,70 \text{ kg/cm}^2$ para un millón de ciclos. En este ensayo no se observaron grietas. A fin de llegar a la fisuración se realizó un ensayo con carga estática, al que le siguió una serie de ciclos de fatiga con mayores límites de tensiones. A los 2.437.000 ciclos se presentó una ruina aparente de la viga debido a la rotura de algunos cables. Esta ruina precoz fué debida, especialmente, a haber inducido una sobretensión en un lado de la losa como consecuencia de una carga no uniforme. Después de un periodo de nueve días se efectuó un ensayo

Las tensiones de compresión van precedidas del signo (-) y las de tracción del signo (+).

estático llevado a la rotura, en el que la carga de rotura de la viga resultó ser el 11 % mayor que la mantenida durante los ensayos de fatiga.

Abeles llegó a la conclusión que los ciclos previos de rotura dentro de los límites de las cargas de trabajo no tienen un efecto evidente al empezar la fisuración por cargas estáticas; que en una estructura pretensada agrietada la carga de fatiga, dentro de los límites de tensiones de trabajo, da lugar a deformaciones despreciables y las grietas se cierran al quitar la carga; que algunos millones de ciclos de fatiga no afectan, por el contrario, la capacidad límite de sustentación; que la colaboración completa del acero tesado y no tesado existe bajo las condiciones de fatiga, y, finalmente, que en el acero sin adherencias la tensión desarrollada es la correspondiente a la fatiga, es decir, el 65 % de la resistencia a la rotura, como se pudo apreciar en la rotura de cables que tuvo lugar en las ranuras que se dejaron para medir la deformación.

La British Transport Commission ha realizado ensayos recientes de vigas pretesadas utilizando cables de 7 mm de diámetro. Estos ensayos resultaron ser más inteligibles que los que se han descrito anteriormente, y proporcionaron algunos datos interesantes. Tres de las vigas de una luz de 4,10 m se cargaron simétricamente en dos puntos espaciados a 1,06 m, dos de ellas se pretensaron con 8 cables y una de 8 cables tenía, además, 6 cables que no se tesaron. La primera viga ensayada, sin cables no tesados, se cargó estáticamente hasta llegar a la fisuración con una tensión a tracción de $74,5 \text{ kg/cm}^2$, cagándola, después, dentro de los límites de fatiga de -0,7 a + 42,2 kg/cm^2 y sometiéndola a un millón de ciclos y dos sobrecargas estáticas adicionales durante el periodo del ensayo. Al terminarse el ensayo la deformación permanente dio una flecha de 0,003 mm, y la carga estáti-

ca de ruptura era de 11,9 toneladas, mientras que la correspondiente a una viga idéntica, no fatigada, fué de 12,1 toneladas. La segunda viga ensayada, que tampoco tenía cables sin tesar, se ensayó con pura fatiga con objeto de determinar el límite de su resistencia (cansancio). El primer millón de ciclos se efectuó dentro de los límites de tensiones de -2,1 a +45,7 kg/cm², el segundo millón entre los límites -18,9 a +45,7 kg/cm², y a cada millón subsecuente de ciclos se le daba un aumento de tensión por encima de dichos límites hasta llegar a la rotura. Las grietas bajo los efectos de una carga menor que cero no se hacían visibles a simple vista hasta llegar a los 7.070.000 ciclos, es decir, dentro de un campo de tensiones que se extiende hasta +77,34 kg/cm². La rotura inicial se presentaba después de 9.638.000 ciclos dentro de los límites de tensión, extendido el superior a 89,29 kg/cm²; pero la rotura final aparecía después de los 9.671.000 ciclos, debido a la rotura de varios cables al llegar al límite superior de tensión de 105,4 kg/cm². La tercera viga, provista de cables tesados y no tesados, se ensayó de forma similar a la primera, si bien la sobrecarga estática fué mayor. Se le dió una tensión de tracción de tesado de 109,7 kg/cm², aplicándole un campo de fatigas que iba aumentando de -18,3 a +45,70 kg/cm², a -18,3 a +66,8 kg/cm². Despues de un millón de ciclos, el ensayo estático llevado a la rotura dió un esfuerzo máximo de 17,4 toneladas, mientras que para una viga idéntica pero no fatigada (disturbada), el referido esfuerzo fué de 15,8 toneladas.

De estos ensayos resaltan varios puntos de interés. Se puede apreciar que el diagrama de tensiones y deformaciones del hormigón no presentaba discrepancias apreciables, como consecuencia de la fatiga, respecto a aquéllos obtenidos en los ensayos estáticos, cosa que no sucedía con el acero tesado. La parte lineal del diagrama tensión-deformación de los cables disminuía a medida que el número de ciclos de

fatiga aumentaba; así, pues, en el ensayo de la segunda viga la relación se mantuvo lineal hasta la carga inicial de 6 toneladas y hasta 2 toneladas después de cinco millones de ciclos, permaneciendo no lineal después de nueve millones de ciclos. La tensión en los cables fracturados se estimó que se hallaba entre el 53,2 y 65,2 % de la resistencia a la rotura, aunque la presencia de grietas hubiese aumentado estos valores localmente. La rigidez de las vigas no se hallaba afectada apreciablemente por la fatiga de los ciclos, y cualquier deformación inducida se recobraba durante los períodos de descanso. Los ensayos de resistencia o cansancio pusieron de manifiesto que la ruina se producía en un límite de tensión a tracción de $89,30 \text{ kg/cm}^2$, lo que daba un gran coeficiente de seguridad respecto a la tensión de trabajo de $42,2 \text{ kg/cm}^2$. Finalmente, los ensayos mostraron que el uso de cables de 7 mm de diámetro, y la presencia de cables no tesados no afectó, por el contrario, la resistencia a la fatiga de una viga.

En 1952 se supo que la Universidad de Colorado se había lanzado a un programa de investigación concerniente a la fatiga del hormigón pretensado; pero, desgraciadamente, no se han dado detalles de estos trabajos.

En 1952 Inomata informó sobre una serie de ensayos. Estos ensayos se refieren al pretensado con cables de 3 y 2 mm de diámetro. Estos ensayos mostraron que, el coeficiente de seguridad contra la rotura, bajo las cargas de fatiga, se halla entre 1,56 y 1,74, cuando la carga de trabajo se basa en el supuesto de que la tensión de tracción sea nula. La relación entre la carga de ruptura bajo fatiga y la correspondiente a una carga estática varía entre 0,44 a 0,48.

La Building Research Station ha emprendido una serie de ensayos sobre elementos pretensados sujetos a fatiga. En la investiga-

ción, en la que se emplearon cables de 5 mm de diámetro, va encaminada a la determinación de la influencia de pliegues, dentellado y otros procesos de prefabricación de vigas que requieren cierta resistencia a la fatiga de los varios tipos de cables que pueden contener. Antes de poder dar un informe recopilado sobre un programa tan extenso será necesario de un considerable período de tiempo. Sin embargo, los ensayos preliminares han indicado que las roturas por fatiga se presentan siempre en los cables y nunca en el hormigón, y que la tensión máxima, bajo las condiciones de fatiga que se pueden desarrollar en los cables al salvar las grietas, es del orden del 70 al 75 % de la resistencia a la ruptura.

La fatiga en elementos estructurales postesados

Magnel realizó en 1950 y 1951 varios ensayos sobre vigas inyectadas y postesadas. La primera viga ensayada presentaba una luz de 11,80 m, y se cargó en los puntos correspondientes a las cuartas partes de la luz; se le dió una contraflecha de 33 cm y se tesó con 24 cables de trazado prácticamente rectilíneo y de 5 mm de diámetro. La carga de trabajo de la viga fué de 8,5 toneladas, y 21 para la carga estática de fisuración. La fatiga inducida consistió en más de seis millones de ciclos, con un aumento del límite superior de la carga del ciclo cada millón de éstos. Durante el ensayo se rompieron siete cables antes de romperse el hormigón por aplastamiento en las fibras superiores. El coeficiente de seguridad hallado para la fisuración dinámica fué de 1,51, de 2,50 el correspondiente a la carga estática y de 2,05 el coeficiente de seguridad respecto a la rotura dinámica. Magnel estimó que, en un cable completo, la tensión de rotura en la sección crítica era el 65 % del límite de rotura, por tanto, que ningún cable se rompió a tensiones mayores que este valor. También se observó que la fisuración bajo

la carga de fatiga se presenta cuando la tensión es de $29,5 \text{ kg/cm}^2$ y, por el contrario, en un ensayo convencional se halló que el módulo de ruptura era $84,4 \text{ kg/cm}^2$.

En el segundo ensayo se realizó, prácticamente, sobre una viga igual, pero con la excepción de que los cables presentaban una superficie dentellada en lugar de ser lisa. En este caso, la carga de trabajo de la viga fué de 7,1 toneladas y de 17,2 la carga estática de fisuración, lo que dió un coeficiente de seguridad contra la fisuración estática de 2,43. Los ensayos estáticos y de carga de fatiga sucedieron alternativamente. Las cargas estáticas aumentaban en magnitud después de cada ensayo de fatiga, y los ensayos subsiguientes de esta clase se realizaron entre un límite inferior de 3,9 toneladas y otro superior idéntico al empleado en el ensayo estático anterior. La viga se rompió después de fatigarla con 4.870.000 ciclos con una carga máxima de 14,6 toneladas, dando un coeficiente de seguridad respecto a la ruina por fatiga de 2,06. En el momento de la ruptura el hormigón se aplastó en la sección crítica, comprobándose que se habían roto nueve cables. La tensión estimada en los cables durante la ruina era el 60 % de la correspondiente a la ruptura. Magnel llegó a la conclusión de que ya que el coeficiente de seguridad respecto a la rotura por fatiga era el mismo para las dos vigas, resultaba preferible, debido a sus propiedades mejoradas de adherencia, el empleo de cables dentellados en las vigas inyectadas y postesadas.

Billington, en 1952, ensayó una viga similar a las empleadas por Magnel, pero empleando un tipo especial de anclaje por adhesión para los cables en una extremidad de la viga y no inyectando los cables. El coeficiente de seguridad respecto a la fisuración estática fué de 1,88. Para esta viga se adoptaron una serie de ensayos similares a los realizados por Magnel, hallándose que, el coeficiente de

seguridad respecto a la fisuración dinámica es 1,4, pero que la fisuración se presentó 800.000 ciclos antes que en la viga experimentada por Magnel. A los 4.683.000 ciclos la viga se rompió por aplastamiento del hormigón en la sección crítica, encontrándose que se rompieron siete cables; además, los reticulados utilizados para espaciar resultaron severamente deformados, uno de los cuales fué totalmente demolido. El coeficiente de seguridad con relación a la ruina por fatiga fué mayor que el obtenido por Magnel, debido, en primer lugar, a la ausencia de concentraciones de tensiones en los cables en el hueco de las grietas, como ocurre cuando se inyectan los cables. Un punto de particular interés del ensayo es que la tensión estimada en el acero durante la ruina es el 81 % del límite de ruptura, valor que es mucho mayor que el hallado por Magnel. El anclaje por adherencia resistió esta gran tensión y ciclos de fatiga sin que se observase algún desgarro.

Recientemente se ha informado sobre los trabajos de Lin sobre la resistencia de vigas continuas postesadas sometidas a cargas de fatiga. Se han experimentado dos vigas de 15,25 m de longitud soportadas sobre dos vanos iguales de 7,50 m de luz. Cada viga tenía una sección uniforme, de 20 x 15 cm, postesándose con un cable tipo Magnel, de 32 alambres de 4,8 mm de diámetro, que se colocó en forma concordante con dos cargas simétricamente dispuestas respecto al soporte central y espaciados a 5,25 m. En una de las dos vigas se colocaron dos barras adicionales, de acero dulce, sobre el soporte central y debajo de las cargas. La carga pulsante aplicada a las vigas empezaba con la mitad del valor de la carga de trabajo en los primeros 500.000 ciclos; y para los sucesivos 500.000 ciclos posteriores, el límite superior se iba aumentando por quintas partes de la carga de trabajo. Los ensayos estáticos se realizaron en intervalos durante la pulsación de las cargas, y, después de la rotura por fatiga de cierto número de cables, se efectuó un

ensayo final estático llevado a la ruina.

Los resultados obtenidos presentan interés, puesto que se pudo comparar el comportamiento entre las vigas sometidas a cargas de fatiga y el de dos vigas idénticas bajo la acción única de cargas estáticas. Los coeficientes de seguridad respecto a la fisuración fueron de 1,60 y 1,44 para las vigas fatigadas, provistas o no de acero dulce adicional, y de 1,44 y 1,35 para las vigas cargadas estáticamente de la misma forma. Los coeficientes de seguridad con relación a la ruptura fueron de 2,60, 2,20, 4,15 y 3,54 donde el orden era el mismo antes indicado. Los coeficientes de seguridad bajo las condiciones de fatiga concuerdan con los que han hallado otros investigadores.

Más recientemente Xercavins ha realizado un número de ensayos para determinar el efecto del aumento de tensión en el acero teñido, de 5 mm de diámetro, al fatigar vigas inyectadas postesadas. En estos ensayos Xercavins empleó el límite superior de carga que producía la ruina después de un millón de ciclos, a razón de 500 ciclos por minuto como criterio. Basándose en esto sus ensayos mostraron que, a medida que se aumentaba la tensión permanente en el acero de alta resistencia a tracción, aumentaba la carga que producía la ruina por fatiga. También mostró que, a medida que aumentaban los límites de la variación de tensión por encima de la tensión permanente en el acero, en general, el número de ciclos que producían la ruina decrecía. Los resultados obtenidos para el valor de la tensión del acero en la rotura eran mucho mayores que los logrados por otros investigadores. En un caso extremo, la tensión varió entre 0,77 y 0,90 de la carga de ruptura del acero a tracción. Sin embargo, el acero utilizado en los ensayos era diferente del empleado en otros ensayos, ya que aquél tenía un 0,2 % de la tensión de prueba, que era del 99,4 % de la resistencia a la rotura a tracción. De donde se deduce que su tensión de trabajo, si

ésta se toma como el 0,8 del 0,2 % de la tensión de prueba, sería del orden del 79,5 % de la resistencia a la ruptura a tracción. La tensión permanente empleada por Xercavins hubiera caído entonces por debajo de la tensión de trabajo. Los ensayos presentan interés porque ponen de relieve la necesidad de determinar todos los tipos nuevos de acero de alta resistencia a tracción desde el punto de vista de la fatiga, a fin de poder lograr la ventaja de la gran tensión de seguridad en la fatiga que Xercavins encontró.

Observaciones generales sobre datos experimentales

La primera observación importante que se podría hacer es que no existe evidencia alguna de la ruina del hormigón bajo la acción de las cargas de fatiga. En todos los ensayos la rigidez de las vigas permaneció notablemente constante, indicando que el módulo del hormigón no se afecta por la fatiga. En algunos casos se observó un trabajo significativo de efecto de rigidez del hormigón debido a las cargas de fatiga dentro de los límites elásticos. Esto se tradujo en un aumento de rigidez, y pudo sugerir que la carga normal de fatiga elástica podía ser mantenida indefinidamente por el hormigón.

Esta conclusión encuentra una justificación ulterior en el trabajo realizado por Le Campus. Sus ensayos demostraron que para el hormigón en masa y el armado en tracción y compresión la tensión de fatiga en la ruina solamente fué incluida entre los límites de cero al 50 % de la carga estática de rotura. Puesto que la tensión del proyecto en miembros pretensados viene generalmente restringida al 0,33 de la tensión de rotura a los 28 días, los límites de la fluctuación de tensión serán de cero a 0,33 de la carga límite bajo la carga de fatiga elástica, la que se halla dentro de los límites hallados por Le Campus.

La ruina por fatiga de los cables tesados era el factor dominante en todos los ensayos en que se experimentaba una unidad completa (excluyendo los ensayos realizados por Campus). Las roturas no obedecían a fallos de la adherencia entre el hormigón y los cables de los miembros pretesados, aún cuando el diámetro de los cables empleados fuera de 19 mm. En los miembros pretesados la variación de tensión correspondiente a la rotura por fatiga es de consideración. La determinación de esta tensión es extremadamente difícil, puesto que se han de emplear extensímetros eléctricos para hallar directamente la resistencia y, además, la adherencia puede dislocarse en la vecindad inmediata de los extensímetros, a lo que hay que añadir que en los procedimientos indirectos la profundidad de la sección no agrietada ha de ser medida y la distribución de la tensión final en el hormigón ha de ser supuesta. En los miembros inyectados postesados, la tensión correspondiente a la rotura del acero parece que es del orden del 60 al 65 % de la tensión de ruptura. Estos valores son el resultado de dos ensayos, por lo que sería de desear se realizasen más ensayos para la confirmación necesaria.

Los ensayos de Xercavins muestran la gran mejora de la tensión que aparece durante la ruina del acero por fatiga, si las características del diagrama tensiones-deformaciones del acero son tales, que el 0,2 % de la tensión de prueba resulta ser un porcentaje muy elevado de la tensión de ruptura a tracción. El acero de este tipo se va usando cada vez más en Francia.

Sin embargo, para el acero más empleado generalmente en Inglaterra, parece ser que del 60 al 65 % de la tensión de ruptura es la tensión media que gobierna bajo las condiciones de fatiga. Esto corresponde groseramente a la tensión de trabajo del acero, pero es necesario recordar que las pérdidas debidas a la retracción del hormi-

gón, deformación lenta y relajación del acero, reducen la tensión permanente en el acero a un valor máximo del orden del 55 % de la tensión de ruptura. Por tanto, dentro de las condiciones normales de un proyecto, cuando la variación de tensión es del orden del 4%, la tensión en el acero se halla por debajo de los límites críticos.

En los miembros postesados no inyectados, el valor de la tensión de ruina por fatiga del 81 % de la tensión de ruptura, dado por Billington, es excesivamente elevado; y puesto que no aparecen concentraciones locales de tensiones en una viga no inyectada, no parece probable que semejante valor tan elevado se presente en la mayoría de los casos. Esto no obstante, como el empleo de vigas no inyectadas sólo presenta un interés académico respecto a consideraciones de resistencia a la corrosión, uniformidad de fisuración, etc., es necesario que las vigas postesadas se inyecten en casi todos los casos de aplicaciones prácticas.

Los coeficientes de seguridad obtenidos contra la rotura por fatiga son del orden de 2, tanto para los elementos pretesados como para los postesados. La fatiga en los elementos fisurados, siempre que los límites de las cargas de fatiga no excedan a una vez y media de la carga de trabajo, no parece afecten el comportamiento del elemento ni entre los límites elásticos ni entre los de ruptura. En todos los ensayos la carga de fatiga se presentaba a una frecuencia sostenida de aproximadamente 250 ciclos por minuto. Semejante frecuencia es, simplemente, necesaria en los ensayos de laboratorio, pero será también simplemente posible que no se obtenga en la práctica. La importancia de los llamados períodos de descanso, durante los cuales el elemento recobra completamente su estado original, tratándose de cargas de fatiga de hasta aproximadamente el 70 % de la carga de ruptura del elemento, fué puesta de relieve por varios investigadores, y aún debería recalcarse más en las aplicaciones prácticas.

Conclusiones

Partiendo de esta revisión de la situación actual respecto a la fatiga en el hormigón pretensado, ha sido posible deducir tres importantes conclusiones:

La primera es que se necesita mucha más información sobre la frecuencia y los límites de la carga de fatiga en varios tipos de estructuras. Hasta que se conozca con un buen grado de exactitud qué carga de fatiga se confía puede mantener una estructura particular durante todo el tiempo que dure, no existe razón para poder asignarle el valor de los resultados de laboratorio referentes a los ensayos de fatiga. Este es un problema particularmente difícil, que no puede resolverse de una forma completa. Lo mejor que se puede esperar, partiendo de una base estadística, es obtener la probabilidad de las cargas de fatiga, dentro de límites específicos de la tensión y de sobrecargas capaces de provocar la fisuración.

En segundo lugar, que se requiere más información sobre la resistencia a la fatiga del acero estirado en frío, de los cables tratados térmicamente y, especialmente, de las barras de aleaciones de acero empleadas en el hormigón pretensado. Esta investigación fundamental sobre las propiedades del acero usado en el pretensado, no parece se haya abordado en gran escala, y, aparte de algunos resultados obtenidos por Röös, Soete and Vancrombrugge y la British Transport Commission, poco se ha informado a este respecto.

La tercera conclusión se refiere a que es necesario se realicen más ensayos de laboratorio sobre la fatiga de elementos posteados, particularmente dirigida hacia la determinación de la tensión en que se produce la rotura del acero. Puesto que no se ha realizado ningún trabajo sobre el empleo de barras de aleaciones de acero en elemen-

tos postesados sometidos a cargas de fatiga, este campo requiere una atención particular.

La posición respecto a la fatiga en elementos pretesados deberá presentarse en gran medida aclarada cuando la Building Research Station haya terminado el programa de investigación que se ha propuesto llevar a cabo.

J. J. U.

— — —

BIBLIOGRAFIA

- (1) FREYSSINET, E. A revolution in the technique of the utilisation of concrete. 19th March 1936. The Structural Engineer. Vol. 14, Nº 5, Mayo 1936, págs. 242-262.
- (2) LEBELLE, P. Coefficients de sécurité des pièces fléchies en béton précontraint. Institut Technique du Bâtiment. Circulaire Serie J. Nº 5. 15 Febrero, 1945, págs. 36.
- (3) ABELES, P. W. Prestressed reinforced concrete sleepers tested as simply supported beams. Concrete and Constructional Engineering. Vol. 42, Nº 4, Abril 1947, págs. 123-132, Nº 5, Mayo 1947, págs. 155-161.
- (4) CAMPUS, F. Le béton précontraint. Annales des Travaux Publics de Belgique. Vol. 103, Nº 2, Abril 1950, págs. 303-313.
- (5) CAMPUS, F and JACQUEMIN, R. Essais d'endurance sur traverses de voies ferrées, en béton armé ou précontraint. Bulletin du Centre d'Etudes de Recherches et d'Essais Scientifiques des Constructions du Génie Civil et d'Hydraulique Fluviale de l'Université de Liège. Vol, 2, 1947, págs. 133-145.
- (6) ABELES, P=W. Static and fatigue tests on partially prestressed concrete constructions. Journal of the American Concrete Institute, 1954, Vol. 26, Nº 4, Diciembre, págs. 361-376.
- (7) BRITISH TRANSPORT COMMISSION RESEARCH DEPARTMENT. Static and fatigue tests made on prestressed concrete beams using 0.276 in. diameter wire (Sin publicar).
- (8) New fatigue machine tests prestressed concrete. Engineering News-Record. Vol, 149, Nº 15, Octubre 1952, págs. 76.
- (9) INOMATA, S. Fatigue tests on prestressed concrete beams. Journal, Japan Society of Civil Engineers. Vol, 37, Nº 10, Octubre 1952, págs. 443-449.
- (10) MAGNEL, G. Nouvel essai de fatigue d'une poutre en béton précontraint. Science et Technique, Nº 7/8, 1953, Reprint, págs. 8.
- (11) MAGNEL, G. Essai de fatigue d'une poutre en béton précontraint. Proceedings of the International Congress of Prestressed Concrete, Ghent, 1951. Communication Nº B. 51, págs. 637-692.

- (12) BILLINGTON, D.P. The dynamic testing of self anchorage in a prestressed concrete beam. Précontrainte Prestressing. Vol, 2, Nº Enero-Junio 1952, págs. 84-93.
- (13) LIN, T.Y. Strength of continuous prestressed concrete beams under static and repeated loads. Journal of the American Concrete Institute, Vol, 26, Nº 10, Junio 1955, págs. 1037-1059.
- (14) XERCAVIS, P. Recherche de la valeur optimum de la tension des armatures de précontrainte. Second congress of the Federation Internationale de la Précontrainte, Amsterdam, 1955. Session Ib.P. per Nº 5, págs. 11.
- (15) LE CAMUS, B. Recherches sur le comportement du béton et du béton armé soumis à des efforts répétés. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Circulaire Série F.Nº 2 Julio 1946, págs. 24.
- (16) ROS, M. Vorgespannter Beton. Zurich, Eidgenössische Materialprüfungs und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerb (EMPA) Report Nº 155, 1946, págs. 96.
- (17) SOETE, W. and VANCROMBRUGGE, R. La résistance à la fatigue ondulée des fils utilisés en béton précontraint. Annales des Travaux Publics de Belgique. Vol, 102, Nº 5, Octubre 1949, págs. 513-53 London, Cement and Concrete Association. Library Translation, Nº 25, 1951, Cj.25 (1/51), págs. 22.
- (18) BRITISH TRANSPORT COMMISSION RESEARCH DEPARTMENT. Tensile and fatigue tests on prestressing wire (Sin publicar).

- - -

- Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento -

TERCER BOLETIN DE LA FEDERACION INTERNACIONAL DEL HORMIGON PRETENSADO

Indice : Sección 1^a. Generalidades

Sección 2^a. Publicaciones normales de la Federación.

Sección 3^a. Bibliografía sobre hormigón pretensado.

— — —

Sección 1^a. Generalidades:

a) Asociados:

Grupos cuyas solicitudes como asociados a la Federación han sido aceptadas:

- I) Osterreichisches Komitee für Spannbeton (Austria)
- II) Institut pour les Recherches Scientifiques du Bâtiment (Rumania)
- III) Prestressed Concrete Institute (U.S.A.)

Actualmente, la Federación está constituida por 20 Grupos y Asociaciones. Se halla pendiente de resolución una solicitud de un Grupo checoeslovaco.

b) Reuniones del Comité

Desde la aparición del último Boletín, del 21 de octubre de 1955, se han reunido el Consejo Administrativo y el Comité Ejecutivo.

La sesión del Consejo Administrativo tuvo lugar el domingo, 24 de Junio de 1956, en el Laboratorio Nacional de Ingeniería Ci-

vil de Lisboa (Portugal), a la que asistieron cinco miembros del Consejo conjuntamente con dos observadores, uno de Holanda y otro portugués. El Dr. Ostenfeld y Mr. New no pudieron asistir, pero les representaron Mr. W. Johnson y Mr. A. J. Harris respectivamente.

En esta sesión se procedió a la votación para cubrir las tres vacantes del Comité Ejecutivo. Además de los elegidos en esta reunión, el Comité Ejecutivo está compuesto por los asociados siguientes:

Sr. E. Freyssinet	(Francia)	- Presidente (representado por el Sr. Guyon)
Profesor E. Torroja	(España)	- Diputado General Vicepresidente.
* Mr. J.A.H. Hartmann	(Holanda)	-- Vicepresidente.
* Mr. B. Kelopuu	(Finlandia)	-- Vicepresidente.
* Mr. D. H. New	(Inglaterra)	-- Vicepresidente.
Mr. F. Gooding	(Inglaterra)	-- Secretario General y Tesorero.

Se tomaron en consideración las propuestas para la redacción de Normas Internacionales para el empleo del hormigón pretensado y para la publicación de una revista técnica de la Federación, así como los datos preliminares para la preparación del Tercer Congreso Internacional.

La reunión del Comité Ejecutivo tuvo lugar el lunes, 8 de Octubre de 1956, en el Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento, de Madrid (España), al que asistieron cinco de sus seis miembros. El Dr. G.F. Janssonius representó a Mr. Hartmann, que no pudo asistir. El Dr. H. Minetti y Herr P. Misch de la Deutscher Beton-Verein E.V., asistieron como observadores. En esta reunión, se tomó en con-

* Elegidos recientemente.

sideración la organización del Tercer Congreso Internacional con gran detalle, así como los datos preliminares del programa. Se presentó, por el Secretario General, una recomendación para un sistema nuevo de suscripciones, la que fué tomada en consideración con las propuestas referentes a la publicación de una revista técnica.

c) Tercer Congreso Internacional

Como ya se ha dado a conocer, el Tercer Congreso Internacional de la Federación Internacional para el Hormigón Pretensado, tendrá lugar en Berlín entre los días 5 a 10 de Mayo de 1958. La organización correrá a cargo de la Deutscher Beton-Verein E.V., afiliada a la Asociación alemana de la F.I.P.

Durante el Congreso se elevaron a la consideración general los informes presentados por las ponencias siguientes:

a) Desarrollo de los métodos de proyectar (Para esta ponencia se ha exigido, particularmente, la aportación de trabajos experimentales sobre esfuerzos cortantes).

Ponente: Profesor Dr. Ing. H. Rüsch (Alemania)

b) Avances en la técnica en obra, particularmente con referencia a la inyección de mortero, disminución de rozamientos o fricción y medidas de seguridad.

Ponente: Dr. Ing. C. F. Janssonius (Holanda)

c) Progreso en la fabricación de elementos de hormigón pretensado en taller y empleo y montaje de los elementos en obra (La colaboración de fabricantes y usuarios de estos elementos, quienes describirían su labor, sería muy deseable).

Ponente: D.H. New E.R.D.-B.Sc.- M.I.C.E.
M.I. Struct.E. M.I.

d) Edificios y estructuras ejecutadas total o parcialmente con hormigón pretensado desde el Congreso de 1955, en las que se han introducido importantes variantes en sus proyectos o construcción, han sido incluidas en esta ponencia.

Ponente: Monsieur F. Dumas (Francia)

Los Grupos y Asociaciones afiliados a la F.I.P. deben invitar a sus miembros a que contribuyan con estudios que traten sobre los temas antes indicados. Cada estudio referente a los tres primeros temas, así como sus recapitulaciones redactadas en los cuatro idiomas admitidos en el Congreso, acompañado de cinco copias, será remitido a la Secretaría General de Londres antes del 15 de Agosto de 1957. El texto tendrá la menor extensión posible, sin que exceda de 4.000 palabras. Las ilustraciones se reducirán en la medida de lo posible.

Las copias impresas de las contribuciones recibidas después del 15 de Agosto de 1957 no tendrán prioridad sobre las que participan en el Congreso; sin embargo, se mandará una copia del original al Relator General, quien dará cuenta de ella en su informe impreso o verbalmente en la Sesión.

Las contribuciones para la cuarta Sesión no se imprimirán previamente; sin embargo, se mandarán copias del texto en triplicado, redactadas en uno de los cuatro idiomas adoptados por el Congreso, así como los resúmenes correspondientes en los cuatro, acompañados de simples copias de las ilustraciones, al Comité Organizador alemán o al Secretario General de la F.I.P. antes del 1 de Octubre de 1957.

El Relator General nombrado para la Sesión dedicada a este tema dispondrá la forma en que deben entregarse las contribuciones y, si fuera necesario, se pondría de acuerdo con los participantes en estas contribuciones para la exposición de las películas y proyecciones

que deseen mostrar con objeto de reproducir la acción y máximo interés sobre el sujeto.

Los idiomas oficiales del Congreso serán: inglés, francés, alemán y español.

d) Conferencia Mundial sobre el Hormigón Pretensado

En principio se sugirió que el Tercer Congreso International debía realizarse en San Francisco, conjuntamente con la Conferencia Mundial sobre el Hormigón Pretensado, la que se está organizando por la Universidad de California y el Instituto del Hormigón Pretensado de los EE.UU. para el periodo 29 de Julio al 2 de Agosto de 1957. ~~Es~~to no obstante, se consideró que, en vista de la gran distancia que separa a la mayoría de los Grupos afiliados a la Federación de los EE.UU hubiera resultado impracticable aceptar esta invitación. Por lo que se ha decidido enviar una Delegación oficial que probablemente encabezará el Profesor E. Torroja, Diputado General, Vicepresidente de la F.I.P. en esta Conferencia. El Secretario General agradecería a todos los Gru pos que le informasen lo antes posible de los nombres de sus delegados que los Grupos desean se unan a dicha Delegación.

e) Suscripciones

Existen todavía un cierto número de suscripciones para el año 1956 y anteriores, correspondientes a los Grupos y Asociaciones afiliadas a la F.I.P., que se hallan al descubierto. El Secretario General requiere se le hagan efectivas lo antes posible, para lo que puede utilizar giros bancarios abonables a la cuenta corriente del Cement and Concrete Association, Lloyds Bank (Belgravia Branch) Grosvenor Gardens London S.W.1.

Sección 2^a. Publicaciones de la F.I.P.

a) Proceedings of First International Congress, London, 1953. (Memoria del Primer Congreso Internacional)

Estas Memorias se pueden obtener en la Secretaría General, al precio de dos libras y media (sterling) o diez dólares por copia.

b) Proceedings of the Second International Congress, Amsterdam, 1955 (Memoria del Segundo Congreso Internacional).

Esta publicación se está preparando actualmente, pero ha sido retardada considerablemente por la huelga que ha afectado a las imprentas en Inglaterra.

Sección 3^a. Lista bibliográfica de publicaciones tratando sobre temas de pretensado

La lista adjunta da cuenta de los libros y publicaciones tratando sobre temas de hormigón pretensado que han aparecido durante el año 1956.

