

BOLETIN NUM. 41 DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO DEL INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

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

AS

ULTIMAS NOTICIAS

Técnicas en Estructuras

Hormigén Pretensado

Boletín de circulación limitada

No 41

Moviembre - Diciembre

- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -

### BOLDTIN DE "ULTIMAS NOTICIAS SOBRE HORMIGON PRETENSADO"

### Nº 41

### INDICE

- 457-8-16 1º.- Momentos transversales en las losas pretensadas para puentes: Por R.E. Rowe.
- 591-1-3 2º.- Hangar pretensado en el aeropuerto de Helsinki.
- 591-7-3 3º .- Puente pretensado de piedra natural.
- 591-9-7 40 .- Cimientos resistentes al asiento.
- 591-9-8 50.- Presa de hormigón pretensado, en Escocia.

NOTA.- 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. - Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento -

### 457-8-16 MOMENTOS TRANSVERSALES EN LAS LOSAS PRETENSADAS PARA PUENTES

R.E. Rowe, B.A.

C & CA, Reprint nº 19

### -Sinopsis-

La distribución de carga en los sistemas de tableros en los puentes, actualmente está despertando gran interés. Esta nota trata so bre la aplicación de las teorías de Massonnet y Guyon a un modelo de lo sa plana para puente. Se presta atención particular a la distribución y valores absolutos de los momentos transversales con respecto a los correspondientes teóricos. En el momento de redactar esta nota se ha ensayado solamente una losa, pero otros ensayos sobre losas de diferente relación entre luz y anchura se hallan en curso.

Los ensayos se han realizado sobre losas de hormigón pretensado en dos direcciones, apoyadas en dos lados y cargadas en varios puntos, a fin de investigar la validez de la solución de la distribución analítica a los reticulados metálicos en los puentos y losas derivadas de los tipos Massonnet y Guyon. La losa ensayada tiene una luz de 1,47 m, 1,17 m de anchura y un esposor de 2,5 centímetros.

En la notación de las teorías antes mencionadas, la losa se definía por los parámetros  $\Theta$ , la rigidez relativa a la flexión en las dos direcciones principales, que tienen un valor de 0,4 y  $\infty$ , la rigidez a la torsión por unidad de anchura y longitud relativa a las rigideces a la flexión correspondientes que tienen un valor unitario.

So llegó a la conclusión que, en lo que respecta las flexiones, la concordancia entre los valores teóricos y experimentales de los coeficientes de distribución era muy buena, ya que las discrepancias fueron del orden del 2 al 3 por ciento. A medida que se aumentaba la excentricidad de la carga, la discrepancia en el borde remoto de la carga aumenta del 9% con una carga situada en 3 b, siendo 2b la anchura de la losa, tomando el eje central como origen de los ejes de coordenadas. En la figura 1 se da una serie de curvas de cargas y fle xienes en la sección central transversal para una carga situada a los 4 b de la losa. A medida que se mueve la carga a le large de la luz, los valores experimentales de K (factor per el que hay que multiplicar la flexión media para lograr la flexión en el punto considerado), no varía de los que da Massennet para un percentaje mayor del cerros pendiente a los valores para una carga en la sección central transver sal.

La modida do las defermaciones utilizando un extensímetro mocánico desmontable de 20 mm no era aceptable en una estructura de este tamaño, por lo que se emplearen láminas de resistencia eléctrica de 25 mm. Este procedimiento dió locturas repetidas que se pedía confiar en ellas. El objeto principal de los ensayes se encaminó a la investigación de la magnitud y distribución de los mementos transversales, de los que esta nota se propone tratar únicamente.

Puesto que el análisis de Massonnet se basa en una relación de Peisson de valor cero, los factores experimentales µ se calcularon sobre esta base, siendo µ una constante en la forma de los mementos transversales,

$$M_y = M pb son \frac{\pi x}{2a}$$
,

dondo: p os la amplitud del primer términe de las series de Fourier co rrespondientes a la carga. Las curvas teóricas y experimentales para

la representación do M y varias posiciones de la carga se han repre sentado en la fig. 2. La forma de los des paquetes de curvas es prác ticamente idéntica, pero la discrepancia con los valores obtenidos es bastanto grando. Si se supone un valor para el cooficiente de Poisson, la magnitud del valor de at se altera, pero la forma de las curvas, en general, es la misma. Se averigué que la relación entre el memento transversal y ol longitudinal on cualquier punto, era considerablemen to mayor que la que normalmente se admitía. De acuerdo con el análitoórico, la condición más desfavorable se halla en la carga contral sobro la losa y, entonces, la relación correspondiente para un coe ficiento de Poisson de 0,00 es de 0,39. La relación experimental halla da fué, basándoso on el mismo supuesto, de 0,41; pero con un valor de 0, 15 para el coeficiente de Poisson, valor normalmente supuesto en el hormigón protonsado, la rolación se eleva a 0,53. De forma similar, pa ra una carga situada en go las relaciones son: de 0,35 para la teórica y do 0,35 para la experimental, siendo el coeficiente de Poisson igual a coro.

Así puos, para la rolación

Му Му

la teoría da valores muy aproximados con los hallados experimentalmen te, y sólo falta determinar la corrección que ha de aplicarse para per mitir el efecto del coeficiente de Poisson.

Si los momentos longitudinales teóricos, tal como se determinan en el análisis de Massennet, se aumentan de un 15% como ha sugorido Guyon, su valor estará en conformidad con aquellos que se obtiemm en los ensayos. Los mementos transversales se pueden temar entences como el 50% de los valores aumentados.

Otros estudios sobre losas con valores de 0,5 y 0,6 para están realizando actualmente, con objeto do verificar los resultados antes indicados y obtener la forma de la distribución de los momentos transversales en sentido longitudinal y en el transversal.

J.J.U.

#### Bibliografia. --

Morico, P.B. y Little, G. La distribución de la carga en los sistemas de hormigón protensado para puentes. "The Structural Engineer" 1954. Vol. 32, nº 3. Marzo, páginas 83 - 111.

Massonnot, C. Método de cálculo de puentes de vigas múltiples, tenien do en cuenta su resistencia a tersión. "International Association for Bridgo and Structural Engineering". Zurich, 1950. Vol. 10, páginas 147-182.

Guyon, Y. Cálculo de puentes anchos, con vigas múltiples solidarizadas por arriostramiento. "Annales des Ponts et Chaussées", 1946. Nº 24.Soptiembro - Octubro. Páginas 553 - 612.

- Instituto Técnico de la Construcción y del Comento -

# 591-1-3 HANGAR PRETENSADO EN EL AEROPUERTO DE HELSINKI

Indian Concrete Journal, Julio 1956

Para mejorar el servicio y hacer frente al aumento de tráfico aéreo en el aeropuerto de Helsinki, los servicios técnicos de la administración emprendieron un plan de construcciones, de las que la más importante era el hangar.

La construcción de este hangar empozó en el año 1954; su es tructura fué proyectada por la Pre-Stressed Concrete Co. Ltd. de Londres. A excepción de los muros laterales y las columnas del muro del fondo, el hangar se compone de elementos pretensados.

La anchura libre del hangar es de 150 m, la profundidad o fondo, de 50 m; y la altura libre, de 10,5 m en la entrada y 10,2 en el fondo. Las distintas partes del hangar son las siguientes:sobre las puertas van des trames en arce de 79,65 m de luz cada uno; el muro del fondo lleva 16 sepertes de 0,60 x 0,40 m de sección, espaciados a 8,75 m, referzado per un machén central de 3,00 x 0,40 m; 16 vigas secundarias, espaciadas a 8,75 m, y cuyas extremidades posteriores se apoyan sobre los sepertes, mientras que los frontales descansan, per suspensión, de des péndelas que arrancan en los arces de los des trames principales; una viga central, seperte de una grúa, que se ha hormigenado "in situ"; siete vigas de rigidez paralelas a los des trames principales; los muros laterales hormigenados en obra, provistos de machenes de rigidez de 5 m de longitudy, finalmente, la cubierta, que consisto en losas pretensadas sobre vigas de hormigén armado, elementes que se han preparado en un taller de prefabricación.

Elementos profabricados. - Los moldos de madera para los elementos protensados han de reunir las condiciones siguientes: 1) - facilidad de mon taje y de retirerlos; 2) - suficientemente robustos para resistir varios reempleos y, 3) - tener una superficie suficientemente lisa.

Gada moldo se compone de los costeros y de dos piezas do fondo, para poder desencofrar los costeros y dejar el elemento sobre las piezas de fondo hasta terminar su fraguado.

El hormigón emploado tenía una resistencia de 450 kg/cm² a los 28 días, la relación agua-comente era de 0,40 a 0,41, buena decilidad y, sin excepción, se obtenían caras muy lisas después de desence-frar.

Con objeto de controlar el hormigón se instaló un laboratorio de ensayos físicos en la obra. Los áridos se obtuvieron dentro
de la zena de trabajos. Estos áridos fueron objeto de un examen antes
de emplearlos, y se subdividieron en dos clases de grava natural: una
de menos de 20 mm de tamaño, y la otra, mayor, se machacaba y daba tamaños de 8 a 15 mm. Del total de los áridos, el 10 al 15% procedían
del machaqueo. El cemento utilizado era del tipo Portland.

La dosificación de comento fué de 425 á 450 kg/m<sup>3</sup>, y con la relación agua-comento de 0,40 a 0,41 antes indicada, se logró una buena decilidad.

La proparación do las vigas socundarias requirió en total unos 775 m<sup>3</sup> de hormigón. Para controlar este hormigón se hicieron 32 so ries de ensayos, cada una de tres probetas cúbicas: Una de estas probetas se ensayaba a los 7 días, etra a los 28 días y la tercera se de jaba en reserva. La resistencia media a los 28 días resultó ser de 483 kg/cm<sup>2</sup>. La dispersión S de los resultados de los ensayos se calcul 16 de acuerdo con la fórmula:

$$S = \sqrt{(X_1-m)^2 + (X_2-m)^2 + \dots + (X_n-m)^2},$$

$$n-1$$

dondo: X<sub>1</sub> es la resistencia de la probeta cúbica, m la resistencia mo dia y n el número de ensayos. Con estos datos se obtuvo para S un va lor de 33,3 kg/cm<sup>2</sup>, o lo que es igual un 6,9%.

La resistencia a tracción a los 28 días se obtuvo utilizando probetas prismáticas de 15 x 10 x 80 cm, y dió por resultado 65 kg/cm<sup>2</sup>.

Como la vibración directa con aguja aponas si so podía em plear, se tuvo que recurrir al vibrado de los moldos. Cada moldo iba provisto de des vibradores que se acoplaban a un tablón de madera, de 5 x 7 cm de sección, el cualse fijaba, a su vez, a los moldos. Antes de llegar a un método determinado de vibración se hicieron varios ensayos determinativos. A esta vibración complementaba la acción de des vibradores acoplados a una chapa de acero de 5 mm de espesor.

Cuando ya so llogó a un buen estado de avance en el hormigonado, se pedía hormigonar una pieza de tirante cada hora. El equipo de hormigonado se formó con un capataz; tres ayudantes en la hormigonera; uno para el transporte; y cinco para colocar el hormigón. Como el volumen por pieza unitaria de tirante era de 1,3 m³ y el tiempo ne cesario para desencefrar y fijar los vibradores en los meldos que debieran hormigonarse después era de una media hora, se pedía calcular unas 11,5 horas de mano de obra para el hormigonado de 1 m³, lo que parece resultar a un coste algo elevado. El hormigonado de las piezas unitarias del cordón superior y diafragmas necesitó una media de unas siete horas de mano de obra per metro cúbico de hormigón.

Proparación de cables y conductos. Se emplearen dos clases de cables una de 12 alambres de 7 mm y etra de también 12 alambres pero de 5 mm de diámetro. El acoro para el protensado, trefilado en frio presenta-

ba las caractorísticas siguientos:

Limite elástico para una deformación del 0,2 % kg/mm <sup>2</sup>	a Carga do ruptura kg/mm <sup>2</sup>
Alambre de 5 mm, de 145 a	170 a 190
Alambre do 7 mm, do 140 a	155 a 160

Los cables se prepararon sobre un banco de 55 m de longitud, en cuya parte superior se colocaron unos rodillos en posición ho rizontal, espaciados a 4 m, para facilitar el movimiento de los cables. Los alambres se trenzaron alrededor de un alma en espiral, y se ataban con alambre fino e cinta cada metro de longitud. Con un equipo de cinco personas se preparaba una media de 16 cables de 50 m de longitud por jornada de trabajo de 8 horas. Este equipo se encargaba de cortar los cables y de colocarlos en los lugares de almacenamiento. La preparación de uno de los cables requería 2,5 horas de mano de obra.

Las vainas de los cables están constituídas por tubos rectos, de 38 mm de diámetro exterior; conductos de tipo tubular, y tubos revestidos y simplemente colocados en vainas y montados en los en cofrados.

Los tubos rectos eran de 2 mm de espesor. Estos tubos se pasaban a través de los agujeros de las chapas que soportaban los ca bles, y tan pronto como el hormigón los recubria se les hacía girar. A las tres horas de haber hormigonado, los tubos se retiraban. El úni co inconveniente observado consistió en que, cuando el tubo se hallaba de 5 a 10 cm de la superficie, y si éste estaba algo torcido, al ha cerle girar movía el hormigón, dando lugar a ciertas fisuras en la su perficie. Este defecto sólo se manifestó una voz en todo el período constructivo, y, aún en esta vez, el inconveniente se produjo por haber dejado el tubo demosiado tiempo en el hormigón antes de proceder a hacerle girar y sacarlo.

La parte curva de los conductos se hizo con tubos flexibles hinchados con aire. A las diez horas de haber hormigonado se les dejaba escapar el aire, permitiendo así una fácil recuperación del tubo o manga. Es de notar que una vez se dejó el tubo flexible en el hor migón durante varios días y, no obstante, se pudo sacar con relativa facilidad.

Cuando se necesitaba de vainas para disminuir el rozamien to o cuando había cables curvos próximos unos con otros, el tubo empleado era de tipo flexible, pero recubierto con otra vaina flexible o rígida. Estos tubos se recuperaban como los otros. El procedimiento re sultó ser satisfactorio; más al parar los cables, las extremidades de estos podían estropear el final del tubo produciendo una especio de blo queo de la vaina. Afortunadamento, esto sólo ocurrió en un reducido nú mero de cables cortos, pero, aún así, se pudieron recuperar las vainas flexibles con relativa facilidad.

Un total de 30 cables de 51 m de longitud se colocaron en los oncofrados antes de hormigonar, estando ya dentro de sus vainas, y, aunque se tuvo especial cuidado en la formación de las juntas de las vainas, así como en las uniones entre cables y anclajes, no se pudo evi

tar que se introdujese mortero en el interior de las vainas. Este in conveniente se observó solamente detrás de los anclajes, pero se pudieron limpiar con varillas delgadas.

Por medio de un torno de mano, los cables se metían en sus vainas con bastante facilidad. Se empezaba por hacer pasar el cable del torno por el interior de la vaina, ayudándose de un alambre de gran resistencia, después de lo cual se ataba el cable del torno al de pretensado, y se empezaba a tirar de éste último con el torno. El atado entre el cable del torno y el del pretensado tenía que ser firme y se guro; pues, de no ser así, se podría soltar y dejar la operación en condiciones desfavorables, ya que el cable debía ser tirado hacia atras y dejar en el interior de la vaina un núcleo en espiral que servia de soporte del trenzado del cable. Debido a este inconveniente se tuvo, en cuatro ocasiones, que abrir un agujero en el costero de la viga para liberar la vaina del atasco.

Montaje de elementos prefabricados. Las partes estructurales en que se subdividen las vigas secundarias sont una viga tirante, formada por ocho elementos de 100 x 40-20 cm de sección y 4,76 m de longitud; un cordón superior, que se compone de dos partes y cada una de éstas constituída por ocho elementos de 50 x 25 cm y ocho elementos triangulares para las juntas. A estos elementos hay que añadir los bloques de las extremidades frontales y posteriores, cuya finalidad es la de unir los cordones superiores y tirantes entre las vigas. Así pues, cada una de estas vigas está formada por 33 elementos prefabricados que, a excepción de los bloques frontales y posteriores, se premoldearon en un taller a pie de obra. Estos elementos se llevaban a su debido tiempo, del almacón al suelo del hangar, donde se les colocaba después sobre

caballetes para formar las vigas. En esta posición, debajo del lugar de emplazamiento definitivo, se procedió a hormigonar los bloques de que se ha hablado anteriormente, ya que estos elementos eran muy pesados para manipularlos. Para el montaje de estos elementos se empleó una grúa móvil apropiada.

El equipo de montaje estaba constituído por un jafe, un con ductor de grúa y cinco ayudantes y, además, tres carpinteros se encar gaban de la construcción de los caballetes. El montaje de una viga ne cesitaba una media de tres días de ocho horas de trabajo, o, lo que es igual, 240 horas de mano de obra.

Inmediatamente después se rejuntaron las uniones con mortero de cemento rápido y áridos de 8 mm de máxima dimensión en la proporción de 1:214. La relación agua-comento para este mertero fué de 0,42. La resistencia exigida para estas piezas profabricadas, estipulada en 450 kg/cm², se alcanzó a los 10 días. La tensión en tracción por flexión del mertero empleado en el rejuntado se comprebó por medio de ensayos de probetas de 15 x 10 x 80 cm, hallándose a los tres días que ésta era de 47 a 61 kg/cm².

Todas las juntas se sometieron a ensayos, después de fraguar, de percusión con martillo. Del total de 672 juntas, nueve tuvie ron que rehacerse.

Molestias ocasionadas por el tiempo frio. Los cables transversales de pretensado de las vigas secundarias son de 5 metros de longitud y los de los tirantes varian de 50,40 a 52,25 metros.

Los cables cortos de la parte frontal se tesaron partiendo de un solo lado, sin que presentasen ninguna irregularidad, excepto que apenas si había bastante sitio para trabajar, cosa que retrasó bastante la operación de tesado.

bos extremos, pero, como había una curvatura acentuada en el cable del arco principal, el proyectista quería eliminar el rozamiento en la parte curva conservando este punto fijo para el cable. Esto dió lugar a que la longitud inicial del cable, do 52,25 m tuviese 45,40 m desde el punto fijo al punto de la extremidad posterior. El alargamiento resultó ser de 255 mm, y la longitud entre el punto fijo y la extremidad frontal fué de 6,85 m, con un alargamiento de 43 mm.

La operación de tesado se efectuó en cuatro fases, lo que permitió que el trabajo progresase en las dos extremidades y tan simul táneamente como era posible.

Pronto se observó que era necesario un aumento de esfuerzo de tesado en las dos extremidades. Se pudo comprobar, casi rotundamente, que si había diferencias de la tensión de tesado entre las dos extremidades, del orden de 30 kg/cm², los cables deslizarían, e, de lo contrario, existiría un retesado súbito del conjunto del cable al ser anclado e inmediatamente después. Debido a todo este no era posible, se gún la regla establecida proviamente, de que el alargamiente en la extremidad posterior fuera de 255 mm y de 43 mm en la frontal, pero el tesado se condujo de tal forma que las tensiones se mantuviesen lo más iguales posibles, terminando la operación tan pronto como el alargamien to total era de 255 + 43 = 298 milímetros.

Procediendo de tal sucrte, la operación de tesado se llevó a feliz término, dejando una tensión final no mayor de unos 390 kg/cm². Si la tensión tendía hacia un exceso de 100 a 110 kg/cm² para la cuarta parte del alargamiento, esto era un indicio de que existían más cur

vas de las normales en los conductos, lo que era la causa del aumento de rozamiento. En semejantes casos, el tesado se iba realizando más lentamente, para dar tiempo a que el rozamiento fuera cediendo.

La causa más común que explica un tesado defectuoso consigte en que en la proximidad del anclaje se cruzaban los cables. Dos veces se repitió el infortunio de que, durante el tesado, el núcleo, soporte en espiral de los cables, se fué forzando hasta llevarlo al cono hembra, y al colocar el cono macho, el espiral permaneció entre el cono macho y los alambres del cable, dando origen al deslizamiento de los alambres. Estos inconvenientes se pudieron subsanar posteriormente.

En los primeros pasos muchos alambres deslizaban en el anillo formando cuña del sistema de gatos Freyssinet; pero, a medida que los alambres se iban oxidando y se usaban las ranuras de los cables en el anillo cuña del gato, estos inconvenientes desaparecian gradualmente.

Durante el tesado de 256 cablos hubo ocho casos en los que un alambre deslizaba, ya parcial o totalmente, al cabo de algunas horas o hasta después de varios días de haberlos anclado. También pudo ocurrir que el cono machado no era completamente regular y, por tanto, incapaz de sujetar suficientemente fuerte al cablo que deslizaba.

La pérdida de alargamiente al anclar los cables fué, como media, de unos 6 mm en cada extremidad. La mayor parte de los cables más largos se tesaren en invierno; y como la extremidad posterior de las vigas se hallaban en una habitación con calefacción, el aire caliente penetraba en el interior de los conductos, condensándose den tro y pegando los cables a las paredes de los conductos al llegar al estado de congelación. Los cables no se pudieron despegar hasta el pró-

ximo deshielo, esperando a tenerlos completamente libres para poder continuar las operaciones de tesado. Con temperaturas inferiores a  $10^{\circ}$ C no se tesó nincún cable.

El equipo de pretensado en cada extremidad de viga se com ponía de un capataz y dos ayudantes. Entre las dos extremidades operantes se estableció una comunicación telefónica, dejando la inspección del trabajo a cargo de un ingeniero.

Los trabajos de separación de los cables de las paredes de los conductos y su preparación antes de proceder a su tesado la rea lizaron dos obreros, a los que se unía un mecánico para cuidar de gatos y herramientas, así como para pintar ciertas señales en los cables durante el tesado. Si todo el trabajo salía bien, utilizando dos capataces y seis personas, se podían tesar ocho cables por jornada de ocho horas, o, lo que es igual, nueve horas de mano de obra por cable.

Inyectado. En los tirantes de las vigas secundarias había 16 conductos, cada uno de 51 m de longitud, y como estos especialmente en la
proximidad del arco principal estaban muy próximos unos de otros, se
esperaba hubiera muchos puntos en que estos conductos se comunicaban
entre sí. Con objeto de tener una idea de conjunto de estas interconexiones, los conductos se trataron con aire y agua a presión. Por es
te procedimiento, naturalmente, no se pudo lograr en el examen una se
guridad absoluta de la topografía interior de los conductos; sin embargo, se pudo determinar aquellos conductos que eran completamente in
dependientes y aquellos que sólo presentaban algunos puntos de interconexión. También se pudo averiguar si había obstrucciones causadas por
las bandas de los cables, operación que se aprovechó para mojar los con
ductos antes de inyectar el mortero. Para seguridad adicional so per-

foró un agujero en cada extremidad del conducto, uno a los 6 u 8 del extremo posterior y, el otro, de 8 a 12 m do la extremidad frontal.

La inyección de mortero so verificó desde la extremidad posterior de la viga, utilizando dos lanzas que se aplicaban a los conductos que pertenecían al mismo grupo, sin que se moviesen de un agujero a otro mientras se estaba llenando el grupo. A medida que el mortero iba saliendo por la parte posterior del cable o por los agujeros de control frontales o laterales, estos agujeros se iban cerran do. Procediendo do esta forma, se pudo seguir el progreso de la opera ción de la inyección.

En general, el primer mortoro que salía al exterior - en particular el que procedía de los agujeros frontales- presentaba un aspecto mas fluído que el inyectado, ya que, en efecto, algunas ve-ces era agua pura. En estos casos, antos de cerrar el agujero se dejaba fluir el mortero hasta lograr un grado suficiente de consistencia.

La inyección se verificó con una o dos máquinas, cuya ca pacidad normal con una presión de unos 4 kg/cm² era de 1.000 litros por hora. Al empezar la inyección la presión solía ser siempre inferior a los 4 kg/cm², pero, a medida que iba progresando la operación, la presión aumentaba también, hasta llegar a la fase final en la que se llegó hasta de 8 a 10 kg/cm².

El tirante de la viga absorbió en total 800 litros; y si se trabajaba con solo una máquina de inyección, el tiempo necesario para este relleno ora del orden de tres horas, tiempo que se reducía a una y media si se trabajaba con dos máquinas.

Siempre que se operaba con dos máquinas, la inyección te

nía lugar en forma aceptable; pero si, por el contrario, se inyectaba con una sóla máquina, dos de los conductos quedaban siempre vacíos des de una distancia de 2 a 15 m a partir del extremo frontal, por lo que se necesitaba acceder a esta parte vacía abriendo nuevos agujeros e in yectando nuevamento en esta zona aún vacía. El fenómeno se explica si se tiene en cuenta que al operar con un solo inyector, éste necesitaba demasiado tiempo para llenar el conducto, lo que da tiempo para que se solidifique y obstruya el conducto lentamente.

El mortero inyectado era una especie de papilla de comento solamente, con una relación agua-comento de 0,45. Al mortero no se
le añadió arena, porque esto presentaba muchas dificultades aun con la
simple y fluída papilla o lechada de cemento. En los ensayos que se
efectuaron se pudo comprobar que el agua separada era del orden del 6%
en volumen. Al hacer unos taladros de comprobación, después de haber
inyectado, nunca se encontró agua en los conductos ya inyectados. Contrariamente, los conductos que se hallaban parcialmente rellenados,
siempre contenían algo de agua separada que, naturalmente, se drenaba antes de volver a inyectar.

Las condiciones climáticas invernales dieron lugar a una serie de dificultades adicionales, ya que durante la temporada de in yecciones se tuvo que construir una cámara provisional, con calefacción alrededor de las vigas de 52 m de longitud, así como proveerse de un ventilador de aire caliente que pudiera fundir el hielo formado en el interior de los conductos, condición necesaria para poder efectuar el ensayo previo con agua. Mientras se inyectaba no se calentaba la viga, naturalmente, pero se mantenta la temperatura por en cima de 0°C. Una vez terminada la operación de inyectar se continuada calentando la viga durante 24 horas, después se desmentaba la cámara calentando la viga durante 24 horas, después se desmentaba la cámara calentando la viga durante 24 horas, después se desmentaba la cámara calentando la viga durante 24 horas, después se desmentaba la cámara calentando cal

mara provisional quo cubría la viga y se la transportaba a la viga próxima para continuar el trabajo.

Todo ol trabajo, incluso la construcción y montaje de la cámara provisional do protección, necesitaba tres días por viga, es decir, unas 250 horas de mano de obra por viga, en cuya cantidad se incluye el personal de los inyectores y control del sistema de cale facción. El mortero pordido por las distintas causas se eleva al 20%. Montaje y elevación de las vigas posadas .- Las vigas están constituídas por un tipo de estructura en forma de arco, de 45,2 m de luz, y su tirante correspondiente. Cada viga se monto, pretenso e inyectó en el suelo, exactamente debajo de su posición final. El aparejo para el montajo, correspondiente a la parte frontal, se instaló sobre el arco principal, mientras que el aparejo de la parte posterior se colocó sobre las columnas o soportes de la cubierta. El peso total de cada viga os de 125 toncladas, de las quo 58,5 toncladas corresponden al aparejo de la parto posterior y las 66,5 restantes al de la parte frontal. Además, la parte frontal en voladizo se cargo con siete tonoladas más, como consecuencia de que los bloques permi tieron tesar todos los cables de la viga en el suelo. Así pues, la carga final que correspondió al aparejo frontal era de 74,5 teneladas.

En cada extremidad de la viga se colocaron dos barras verticales, fijadas a la viga, provistas de agujeros, espaciados a 135 mm, que servirían para la elevación de la viga. Estas dos barras con sus agujeros pasarian a través de un aparejo provisto de dos gatos, que constituyen el elemento metríz de la elevación. El aparejo consiste en un simple cabezal fijo, en el que se apoyan los

gatos y deslizan las barras a medida que van subiendo a través aparejo. Todo así dispuesto se empieza por fijar las dos barras a un cabezal, operación que se hace con cuatro tornillos. Después se ele van los dos gatos apoyados en el cabezal fijo del aparejo, y van em pujando al cabezal unido a las barras hasta que éstas han dejado un agujero libre entre los dos cabezales. Acto seguido se fijan las barras al cabezal fijo por modio de cuatro nuevos tornillos; se sueltan los cuatro del cabezal de las barras; se hace descender este ca bezal y los gatos hasta la altura del agujero libre; se sueltan los cuatro tornillos que retenían las barras, y óstas se vuelven a elevar nuevamente hasta salvar un nuevo agujero de las barras que van ascendiendo. Una vez en esta posición, se va repitiendo la operación por fases sucesivas hasta que la viga se halla en su posición definitiva. Cada fase hace subir a la viga 135 mm, y una voz ya elevada se la hace descender suavemente hasta apoyar sobre sus soportes definitivos.

DATOS MAS IMPORTANTES DE LA MANIOBRA DE ELEVACION

Elementos del aparejo	Frontal	Postorior
Barras do olovación	2 de 25 x 150 mm	2 do 25 x 127 mm
Agujeros	34 mm do diámetro (espaciados a 135 mm)	27 mm de diámetro (espaciados a 135 mm)
Tornillos	31 mm de diámetro	25 mm de diámetro
Gatos hidráulicos	4 de 50 tonola-	4 do 35 tonola- das

La altura total que se tuvo que elevar las vigas fuó do 10,2 m distancia que se cubrió en 76 operaciones succesivas in-

termedias. En estas operaciones no se toleraba ninguna inclinación transversal mayor de un centímetro. Los gatos hidráulicos TANGYE utilizados en la elevación de estas vigas dieron muy buen resultado, pues cada operación total de elevación solo duró 36 horas. Debe tenerse en cuenta, para mejor apreciar el buen funcionamiento de los gatos, que como se operó en una estación de bajas temperaturas, los gatos tenían que trabajar muy despacio.

Como medida de seguridad durante el proceso de la elevación de las vigas, y previendo pudieran fallar los gatos, el espacio entre el cabezal fijo inferior y el superior móvil, entre los
que actuaban los gatos, se iba llenando, a medida que la elevación
avanzaba, con calas sucesivas y, de tal forma, que de fallar los gatos, la caída máxima sería del orden de 5 milimetros.

El equipo de elevación necesario para la extremidad from tal se componía de un capataz y ocho ayudantes; y el del lado opues to, por un jefe y cuatro ayudantes. Como intervino también un carpin tero y un operario para las reparaciones, el equipo total final se componía de dos capataces y catolice operarios. Simultáneamente con las operaciones de elevación se iban montando, en los puntos próximos en que se debía continuar elevando más vigas, otro juego de aparejos de elevación, trabajo que realizaba un grupo de seis operarios y un jefe durante tres días de ocho horas de jornada.

Tan pronto como se había elevado una viga se procedía a colocar caballetes en las dos extremidades, lo que permitia recuperar los aparejos de elevación para llevarlos a sus nuevas y respectivas posiciones. Esta operación se hacía con una media de ocho homas, mientras que para preparar los caballetes, montarlos y desmontarlos se necesitaban ocho carpinteros en dedicación continua duran te tres días en jornada de ocho horas.

# 591-7-3 PUENTE PRETENSADO DE PLEDRA NATURAL

El arquitecto constructor, Fobrero-Marzo 1956

Debido a la importancia histórica del lugar, el proyecto de puente sobre el cañón Schöllenen, situado en los Alpes, cerca del St. Gotthard, dió origen a una gran discusión entre varios ingenieros, que más tarde publicaron sus puntos de vista en la revista suiza "Schweizerischen Bauzeitung". En el transcurso de la discusión aparecieron dos grupos de opiniones contrarias: uno de ellos proponía un puente de hormigón pretensado o metálico, cuyo cálculo se apoyaría en las técnicas recientes más arriesgadas, con objeto de sentar un precedente de los avances de la técnica actual; la segunda solución, pre sentada por el otro grupo, consistió en un arco de piedra natural que armonizase con el paisaje del paraje, teniendo en cuenta los rigores del clima del lugar.

Consideradas las dos soluciones propuestas, el autor sugirió la idea de construir un puente de piedra natural pretensado, del que vamos a dar una breve idea general.

Esta concepción se presenta a primera vista algo inusitada. Pero, si reflexionamos más detalladamente, no es muy difícil darse cuenta de su gran sencillez. Estáticamente, una sección cualquiera de esta obra pretensada se halla sometida a las mismas exigencias que lo estaría si se tratase de una estructura de mampostería ordinaria. ¿Qué es un arco, considerado estáticamente, sino una viga postesada por su propio peso? La obra pretensada permite un amplio campo de for ma para elegir libremente la posición y magnitud del esfuerzo de com presión. Además de todo esto, la obra de mampostería presenta algunas características ventajosas respecto al hormigón pretensado. Las zonas aleatorias que pueden enmascarar los resultados del cálculo, de

bido a la retracción y la deformación lenta, quedan limitadas al es pesor de las juntas, y, por tanto, se puede decir que desaparecen por completo; es decir, el único material de la obra cuyo comportamiento no se conoce con toda exactitud es el constituído por el mor tero de las juntas, ya que la silloría puede conocerse convenientemente antes de emplearla.

Por cuanto queda dicho, se puede prever con exactitudel esfuerzo que ha de exigirse al acero y evitar que la estructura siga deformándose en el transcurso del tiempo. Además, se puede lograr la desaparición casi completa de la deformación plástica, lo que per mite un ahorro mínimo del 10% de acero.

Al proyectar las mamposterías so prostará especial cuida do de que las juntas de los sillares o dovelas presenten las superfi cies de sus caras en un plano normal a la dirección del empuje, para que, de esta forma, el mortero de la junta no se vea sometido a ningún esfuerzo tangencial. Para que así sucoda, el aparejo resultante es el que se puede apreciar en la figura 1. El pretensado de los so portes del arco no es necesario si se da la debida forma al puente y, además, se procura quo la disposición do los cables no origine momen tos demasiado grandes en las cabezas de los apoyos. Para el anclaje de los cables de protensado, y para repartir uniformemente el esfuerzo de tesado sobre la mampostería, es necesario contar con un bloque de hormigón armado, que puede ser revestido lateralmente con piedra natural (fig. 2). Un pretensado puramente longitudinal, sin armaduras transversales, presenta el problema de la rigidez, ya que la estructura podría deformarse como consecuencia de cargas concentradas. Esto no obstante, las investigaciones realizadas con esta finalidad han dado por resultado que, disponiendo la mampostería con un buen aparejo -tratándose de puentes-, el roce de los sillares solapados sería suficiente para garantizar un buen reparto transversal de esfuerzos. Para ab
sorber el esfuerzo transversal, originado por la desviación de los cables de protensado, nos podemos apoyar en el mismo principio que acabamos de enunciar.

Económicamente esto tipo do puentes protensados, do piedra natural, sólo podrán realizarse en países técnicamente muy adelantados y en casos excepcionales. Sin embargo, en zonas alejadas la economía podría ser de consideración, ya que se lograría un gran ahorro en el transporte de materiales y mano de obra, pues los sillares podrían labrarse al pie de la obra.

Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento -

# 591-9-7 CIMIENTOS RESTATENTES AL ASTRINO

Concrete and Constructional E. Septiembre 1956.

El cologio técnico de North Staffordshire, de Stoke-on-Trent, tenía que ampliarse grandemente para incluir nuevos cologios, además, del ya existente del departamente de ingeniería. El colegio de cerámica, que constituye en volumen aproximadamente una décima par te del total de la obra, es el primero de los nuevos colegios que se ha de terminar, obra que comprende un edificio para la enseñanza y otro para el taller.

Debido a una posible explotación minera futura de vetas de carbón, que pudiera extenderse de profundidades someras hasta lle gar a otras de tipo moderado, precisamente por debajo del lugar de em plazamiento de la obra, los dos edificios se han proyectado para resistir sobriamente a los efectos de asiento que pudieran aparecer.

El edificio dedicado a la enseñanza tiene seis plantas y 20 x 18 m en planta. La superestructura no tiene nada que sobresalga de lo corriente, pues es un entramado de vigas y soportes de hormigón con forjados del mismo material. Los soportes exteriores tienen sus caras expuestas de un acabado particular. Los forjados llevan en su interior serpentines para la calefacción, y los techos se han formado revistiéndolos con baldosas suspendidas.

Los cimientos (fig. 1) están constituídos por un reticula do de vigas pretensadas, soportadas por grandes soleras. Los apoyos de estas vigas corresponden con los puntos de las vigas situados en las terceras partes de la luz, con objeto de reducir los efectos de asiento o empuje del suelo, fenómeno que puede ocurrir en muchas direcciones, incluso en el sentido diagonal. Las vigas longitudinales exteriores y las que se extienden a lo largo de los muros de los pa-

sillos, son de hormigón armado.

El hormigón armado se ha formado con una pasta, cuya dosificación es de 1:2:4, compactado por vibración.

Las dos vigas principales (A en la fig. 1) tienen 27,40 m de longitud, 0,60 m de anchura y 2,00 m de canto; sus alas superiores tienen una anchura total de 2,00 m y un espesor de 0,30 m en parte de su longitud, mientras que las de la cabeza inferior son de 1,20 m de anchura total y 0,45 m de espesor en toda su longitud.

Las armaduras de protensado están constituídas por 35 barras de 28 mm do diámetro, tipo Macalloy, de gran resistencia a tracción, cada una de las cuales se ha tesado a razón de 66,15 kg/cm², lo que resultó en un esfuerzo total de tesado por viga de 1.420 toneladas, aproximadamente. Las vigas B son también de unos 2,00 m de canto y espesor variable de 0,35 m a 0,50 m. El pretensado de estas últimas se realiza con 12, 14 ó 15 barras similares a las anteriores, dependiendo el número de ellas de la carga que han de resistir.

Las armaduras se colocaron en el interior de vainas flexibles antes de hormigonar. Después de tesar las barras, se procedió a inyectar con mortero de cemento aluminoso de relación agua/cemento 0,50 los huecos que dejaban en el interior de las vainas.

Los materiales empleados en el hormigón se mezclaron en la proporción de 51 kg de cemento, 91 de arena, 69 de árido 4/9 en milímetros y 108 de árido de 9/19. La relación agua-cemento fué de 0,40; y el hormigón, al que se le exigía una resistencia en probeta cúbica de 420 kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días, se consclidó con vibradoras de inmersión.

El edificio del taller, cuya superficie en planta es de 52 x 51 m, resultó de excesiva área para seguir el método de apoyarse

solamente en los puntos correspondientes a las terceras partes de la luz. Por lo que se subdividió en quince estructuras, de una sola plan ta, separadas por pasillos. Trece de estas estructuras se han cubier to con losas de una sola luz, soportadas por cuatro columnas, llevan do dos de ellas pares gemelos de losas que se soportan con seis commas. Los pasillos formados entre estas estructuras, se han cubierto con losas apoyadas sobre columnas metálicas. Las extremidades de las losas que cubron los pasillos vuelan al exterior.

Debido a que las cubiertas laminares son, en cierta medida flexibles y capaces de resistir con garantía grandes distersiones, no se necesitó de cimientos de tipo especial; sin embargo, se han previsto medidas contra los asientos y empujes del terreno, que consisten en unas vigas de hormigón armado colocadas entre las soleras de cimientos y bajo las limahoyas de los aleros, así como por debajo de los piñones.

Las figuras 2 y 3 dan una idea del desarrollo del período constructivo. El coste de esta obra se estimó en unos 20 millones de pesetas aproximadamento. El arquitecto municipal de Steke-on-Trent, Mr. J.R. Piggott, F.R.I.B.A., lleva a su cargo los nuevos cologios; Mr. R. Pemberton y Mr. J.T. Stephens fueron los arquitectos, en calidad de ayudantes encargados de la obra. El ingeniero consultor fué Mr. Donovan H. Lee, M.I.C.E; los señores Reynolds & Young, los esti madores de cubicaciones y materiales; y Hoare, Lea & Partners, los asesores para la calefacción, ventilación e instalaciones eléctricas. Los contratistas principales, encargados tambien de realizar el pretensado y hormigón armado, fueron C. Cornes & Son, de Hanley.

J.J.U.

# 591-9-8 PRESA DE HORMIGON PRETENSADO EN ESCOCIA

Concrete and Constructional E. Julio 1956.

Para la construcción do la prosa Allt-na-Lairigo, actualmente en período de ejecución por cuenta de la North of Scot-land Hydro-electric Board, se ha proyectado el empleo del hormi-gón protensado.

El rio Allt-na-Lairigo os un afluento del Fyne in Argyll. El embalse que se formará una vez construíde la presa almacenará unos tres millones y medio de metros cúbicos.

La prosa tendrá una longitud de aproximadamente 415 m, y su altura será de 22,25 m. El vertedero, partes laterales y la parte de estribos tienen secciones transversales del tipo de gravedad; pero el cuerpo central de la presa, de unos 295 m de longitud, se está construyendo con hormigón protensado. La figura 1 nos muestra una fase de la construcción de la parte protensada; la figura 2 es la sección y detallos de les armaduras del protensado.

Las economías que se obtienen empleando el protensado, comparedas con el tipo corriente de presas de gravedad, son una consecuencia de las fuerzas verticales de estabilización que se con siguen al tesar las barras. Para lograr un esfuerzo vertical de estabilización por medio del protensado, en lugar del propio pese del hormigón, el coste se puede reducir a la mitad, y, además, poder ha cor sentir este esfuerzo en un lugar determinado. Al disminuir la sección las economías se ven nuevamente mejoradas, ya que se reduce también la subpresión, exigiendo excavaciones de menor volumen

y reduciendo el período constructivo.

En este tipo de construcción pretensado la cantidad de hor migón es relativamente pequeña, pero sometida a un gran esfuerzo de com presión. En una presa, sin embargo, donde el esfuerzo de estabilización se obtiene por el peso, las economías que se pueden lograr se refieren a un proyecto que reduzoa, en la medida de lo posible, el volumen de hormigón, sin olvidar el coste de las armaduras necesarias, acero y anclajos que han de producir el esfuerzo de estabilización necesario. En esta obra, el resultado conjugado entre peso propio y esfuerzo de tesa do dió una sección de presa cuyo peso se eleva a 44.000 toneladas, decir, unos 18.350 m3 de hormigón y 48.000 toneladas de esfuerzo verti cal que debería obtenerse del pretensado. Por razones prácticas se provisto una fuerza constante de pretensado a través de toda la altura de la presa y sin anclajes intermedios. Esta forma de proceder permitió un hormigonado continuo sin soportes provisionales para las barras de pretensado, dejando todas las operaciones de tesado para hacerlas al final y en la parte superior de la presa después de haber fraguado el hormigón.

El criterio soguido para las fuerzas supuestas difiere do la práctica corriente en el cálculo de las presas de gravedad, ya que en este caso se ha previsto una subpresión completa para el paramento de aguas arriba en el pie, mientras que en la mitad inferior del paramento de aguas abajo se permitirá una tracción principal de 3,50 kg/cm<sup>2</sup> con el embalse vacío.

Ya que todas las fuerzas son relativamente bajas en el pie de la presa, este permitió un gran aumente en el brazo de palanca del acero en la base, consiguiendo así una economía no despreciable de armaduras. Para evitar la posible formación de grietas en el paramento de aguas abajo, debido a la presencia de tracciones, se colocó una pequeña cantidad de armaduras formendo tela metálica en dicho paramento, y en los anclajes de la parte superior e inferior se mentaren armaduras para resistir a las tensiones que se originan en las chapas correspondientes a estos anclajos. Estas tensiones sen del orden de 175 kg/cm<sup>2</sup>.

Al empozar los trabajos se procedió a la realización de una serie de ensayos para la determinación de la profundidad que necesitaban los anclajes en la roca, y para elegir el tipo de vaina que debía alojar las barras sin adherencia posible, o, lo que es igual, permitien do que deslizasen en su interior libremente. Para estos ensayes se utilizaren gatos planos Freyssinet, que se embebieren en el hormigén del fondo de los pocillos de ensayo, en los que después se logró inducir un esfuerzo de 4.400 toneladas.

Mótodos constructivos. La presa se construyo por bloques de 12,80m do longitud, provistos de dos anclajes de pie, espaciados a 6,40 metros. Cada uno de los anclajes se formó excavando un pozo, de 1,20 m de diámetro y de unos 8,25 m de profundidad, en el granito y por debaje de la zanja de cimientos. El fondo del pozo tenfa forma cónica para favorecer el anclaje.

Cada anclaje ostá constituído por 28 barras do 28,57 mm do diámetro, do acoro do alta rosistencia, que se tesaren a razón de 6.600 kg/cm², para reducirla después a una carga de trabajo de 576 kg/cm², lo que daba un esfuerzo tetal por anclaje de unas 1.040 teneladas. Las veinticoho barras se han anclado, en cada extremidad, por medio de tuer cas que las fijaban a una chapa. Estas barras se dispusieren de tal for ma, que permitían dar acceso a la parte central para su mentaje y hormigonado del pozo de anclaje.

Las barras se montaron en tres twoses (fig. 2). Los dos primeros corresponden a la parte inferior en la roca, donde se fueron hormigonando, primero en el pozo y después en lo que constituyo el cimiento de la presa. Las barras se recubrieron con una cinta in pregnada de petróleo mezclado con grasa, sobre la que se colocó otre embetunada para protegerla durante su manipulación y hormigonado. Un de los grupos de barras que forman el primer trozo de los pozos, se puede ver en la figura 3.

Las barras del primer trozo, una vez montadas como se ha dicho, se las descendió con una grúa al fondo del pozo, procediéndo se después al hormigonado del fondo cónico del pozo con hormigón de alta calidad de 1:4 que envolvía a las barras y placa de anclaje. Al terminar de hormigonar esta parte se quitaba la plantilla provisional de rigidez de la parte superior del paquete de barras, y se hacía el empalme con el paquete de barras que constituye el segundo trozo. Una vez hecha la conexión se tesaban ligeramente, y, para lo cual, se contaba con una cabeza provisional. Este somero tesado se realizó apretando las tuercas de las barras hasta que éstas se ende rezaban y se ponían en posición, procedióndose después a continuar el hormigonado hasta llegar al conducto de dronaje (fig. 2). Por er cima de este nivel las barras no se recubrian, pero se las dejaba encerradasen un conducto de 1,20 x 0,70 m, que quedaba hueco y libr hasta terminar con las operaciones de tesado. Este conducto empieza en la parte inferior de los bloques, y puede ser dronado por grave. dad.

El hormigonado continúó hasta una cota 4 m por debajo de la coronación de la presa, descendiendo después el tercer paquete de barras dentro del conducto libro y hormigonando, finalmento, esta par te hasta el anclajo. Durante la unión de estas barras con las correspondientes a las del segundo trozo, las barras del tercer trozo se sus pendieron de un caballoto metálico, tesándolas un poco para enderezar las y colocarlas en posición.

Con objeto de evitar la adherencia se revistieron las barras antes de hermigenar la parte superior, hermigenando después la cabeza, y dejando libro el conducto.

Dos tongadas posteriores de hormigón dieron fin al hormigonado de esta parte y cubrieron la placa de anclaje con hormigón 1:3 de áridos de granito. En la parte contral de la placa de anclaje se dejó un hueco, de 15 cm de diámetro, que se comunicaba con el condue to libro de las barras, que se hallaba a una cota 4 m más baja, permitiendo, de esta forma se pudiera rellenar de hormigón el conducto libro después de tesar las barras.

A excepción de los anclajos, todo el hormigón se halla se metido a reducidas cargas de trabajo. La desificación del hormigón es de 1:4 en el fondo, mientras que la correspondiente a la parte superior es de 1:5. El hormigón de la base es de 1:8 % en el nucleo, y 1:5 en la parte exterior hasta el paramento. El hormigón se colocó por capas de 1,50 m de esposor.

Los áridos do tamaño máximo do 60 mm, se obtuvieron de can teras de granito y después de un machaqueo; se desificaren per peso y se mezclaren en una hermigenera de 750 litros de capacidad. La arena procedente del machaqueo se mezeló, en partes iguales, con arena natu ral, mejerando la decilidad del hermigén per medio de un agente airean to. El hermigén de los pezos de anclaje se colocó per medio de tubos on forme de canaleta, utilizándose un procedimiento similar pare rellenar los conductos libros después de tesar las barras. En este último hermigenado se empleó un hermigen 1:5%, que dió muy buena decili-dad.

El tosado do las barras a partir de las placas superiores de anelaje se puede apreciar en la figura 5. La figura 6 es una vista general de la presa, en una fase en que se ha casi terminado el hormigonado. Los últimos trabajos de la presa están ya en vías de terminación, y prento podrá empezarse el período de embalse.

J.J.U.

### 457-8-16.—MOMENTOS TRANSVERSALES EN LAS LOSAS

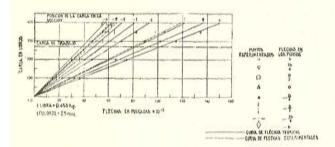
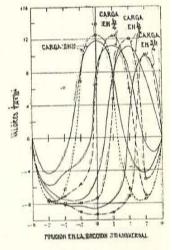


Fig. 1.

Fig. 1.—Curvas de cargas y flexiones correspondientes a puntos de la sección central transversal para una carga situada a 3/4 b.

Fig. 2.—Comparación de los valores teóricos y experimentales de  $\mu$  para  $\theta=0.4$  y  $\alpha=1$  para las distintas posiciones de la carga.



PUNTOS EXPERIMENTALES	CAROL EN
	10
Δ	2
	<u>\$</u>
V	32
	CURVAN TEORICAS

Fig. 2.

### 591-1-3.—HANGAR PRETENSADO EN EL AEROPUERTO DE HELSINKI

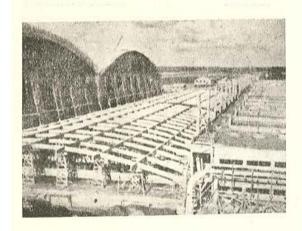


Fig. 1.

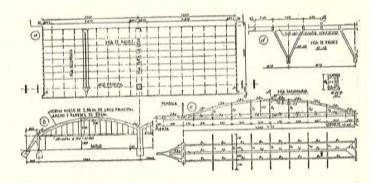


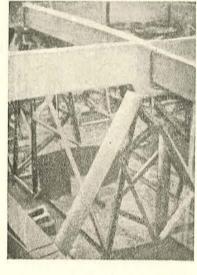
Fig. 2.

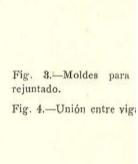
Fig. 1.—Vista general del hangar pretensado del aeropuerto de Helsinki.

Fig. 2.—Planta, alzado y detalles de la estructura del hangar.



Fig. 3.







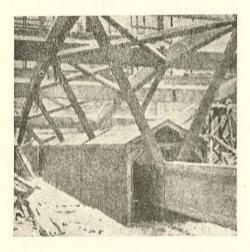


Fig. 5.

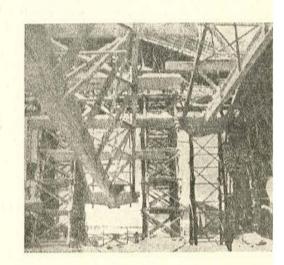


Fig. 7.



Fig. 6.

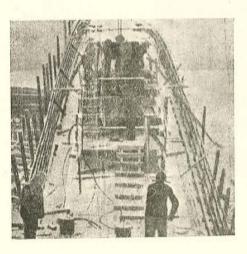


Fig. 8.

Fig. 5. — Cámara provisional a protección contra el frio.
Fig. 6. — Elemento provision para dar rigidez a los soportosteriores.
Fig. 7.—Una viga, ya levanta y soportada con caballetes. I otra, a su izquierda, en vías a elevación.
Fig. 8. — Aparejo de elevació para la colocación de las viga

### 591-7-3.—PUENTE PRETENSADO DE PIEDRA NATURAL

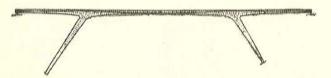


Fig. 1.

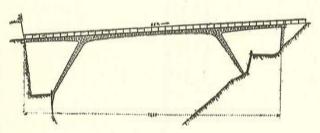


Fig. 2.

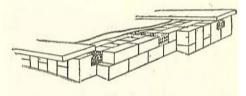


Fig. 3.

Fig. 1.-Disposición general de cables de pretensado, bloques de anclaje y apoyos.

Fig. 2.—Alzado general del puente mostrando la dis-posición y aparejo de sillares.

Fig. 3. — Perspectiva mostrando la situación de los paquetes de cables de pretensado.

### 591-9-7.—CIMIENTOS RESISTENTES AL ASIENTO

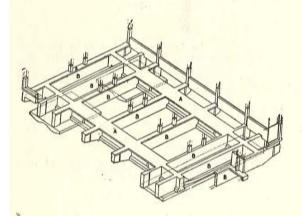


Fig. 1.



Fig. 2.

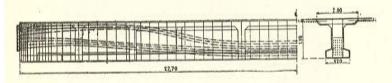


Fig. 4.

Fig. 1.—Disposición de cimientos.

Fig. 2.—Construcción de cimientos. Fig. 3.—En primer plano, el taller; al fondo, el edificio de los colegios.

Fig. 4.—Semialzado y sección de una viga.

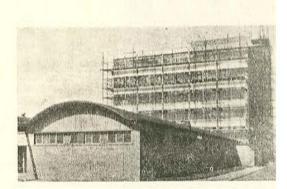


Fig. 8.

#### 591-9-8.—PRESA DE HORMIGON PRETENSADO, EN ESCOCIA

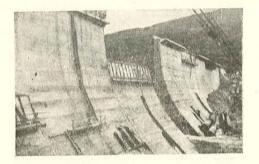


Fig. 1.



Fig. 3.

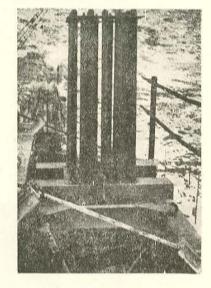


Fig. 4.



Fig. 5.

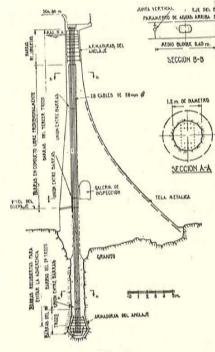


Fig. 2.

Fig. 1.—La presa de hormigón pretensado que se está construyendo sobre el río Allt-na-Lairiga.
Fig 2.—Sección transversal de la presa y detalles.

Fig. 3. — Paquete de barras ya montadas.

Fig. 4.—Barras correspondientes a la parte superior.
Fig. 5.—Tesado de barras.
Fig. 6. — Paramento de aguas abajo de la presa casi terminada.

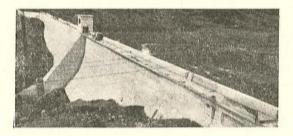


Fig. 6.

