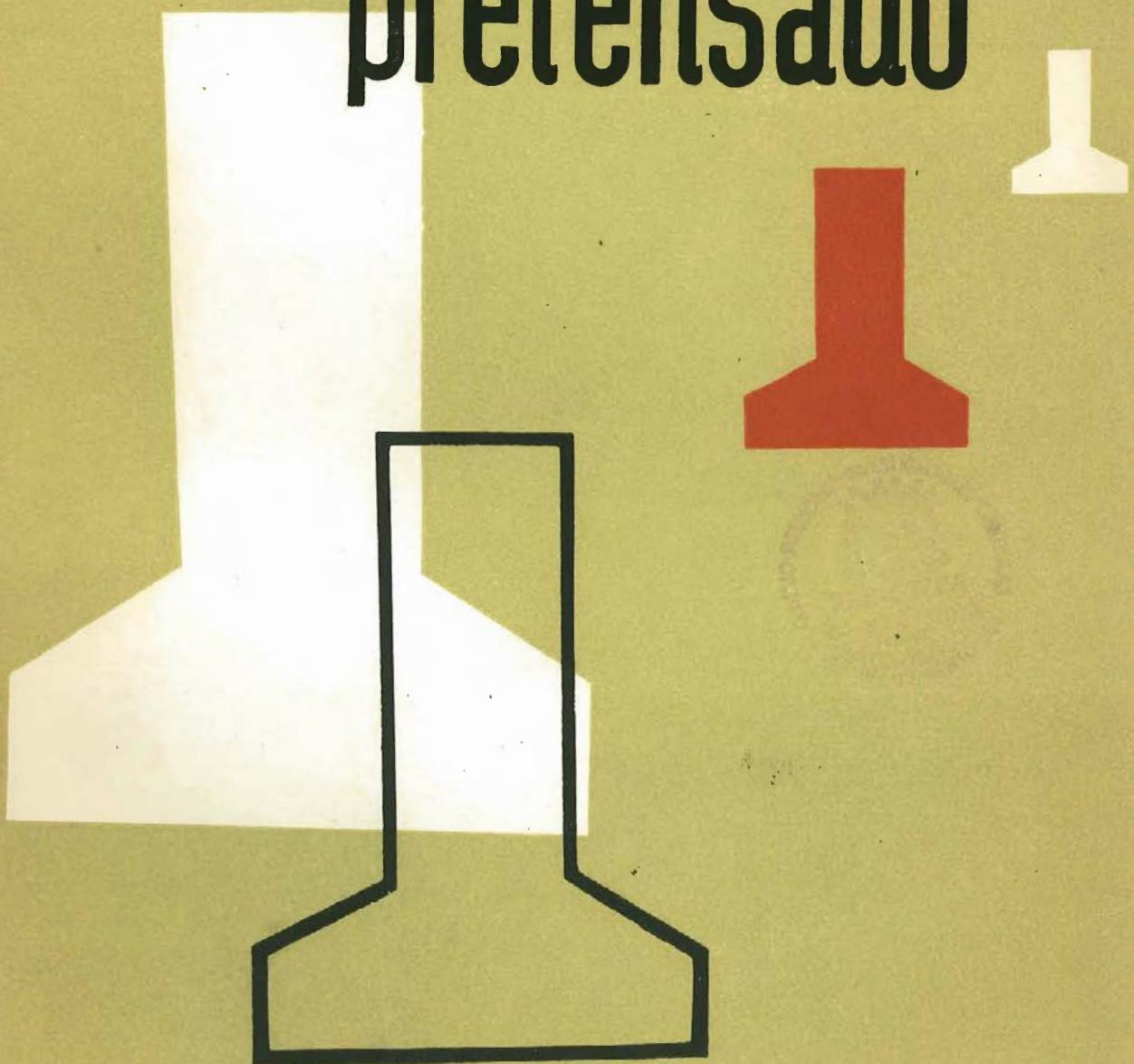


ULTIMAS NOTICIAS SOBRE

# hormigón pretensado



BOLETIN NUM. 23 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

ULTIMAS NOTICIAS

Técnicas en Estructuras

Hormigón Pretensado

Boletín de circulación limitada

Nº 23

Noviembre-Diciembre 1954

- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -

## I N D I C E

---

457-8-10	Placas compuestas, de hormigón, parcialmente pretensadas. Resistencia bajo cargas estáticas y dinámicas. Por P.W. Abeles . . . . .	Pág. 1
591-2-12	Estudio económico-comparativo de diversos <u>pro</u> yectos de puentes de hormigón pretensado. Anónimo . . . . .	" 26
591-4-4	Estudio económico-comparativo entre diversos sistemas de construcción de depósitos de <u>hor</u> migón pretensado. Anónimo . . . . .	" 34
	Segundo Congreso de la F.I.P. Información <u>pre</u> liminar . . . . .	" 42

- - -

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

457-8-10 PLACAS COMPUESTAS, DE HORMIGON, PARCIALMENTE PRETENSADAS.-

RESISTENCIA BAJO CARGAS ESTATICAS Y DINAMICAS

(Composite partially-prestressed concrete slabs.- Strength under repeated and static loading)

Autor: P. W. Abeles

"ENGINEERING", Octubre 1954

- S i n o p s i s -

Se inicia este artículo con un estudio sobre los diferentes tipos de rotura que presentan los distintos materiales, según su naturaleza, indicándose las principales ventajas e inconvenientes que cada uno de ellos ofrecen desde el punto de vista de su aplicación a la construcción de estructuras. Se hace después un estudio comparativo entre los sistemas de pretensado total y parcial, destacándose las ventajas del pretensado parcial en cuanto a la economía de acero y el comportamiento a rotura, bajo cargas dinámicas de las piezas fabricadas de acuerdo con los principios de este sistema. Se indica la conveniencia de emplear alambres rugosos, como armadura de los elementos parcialmente pretensados. A continuación se describen los primeros ensayos estáticos realizados sobre piezas con pretensado parcial, para comprobar su comportamiento en la práctica y se mencionan los satisfactorios resultados obtenidos en los mismos, y que dieron paso a las primeras aplicaciones de esta nueva técnica en la construcción de puentes carreteros. Seguidamente, se da cuenta de los ensayos dinámicos recientemente efectuados sobre tres placas de hormigón parcialmente pretensado, describiéndose detalladamente dichas experiencias y los resultados obtenidos. Finalmente se exponen, de forma resumida, las más interesantes conclusiones que, en relación con el comportamiento de las estructuras parcialmente pretensadas, cabe deducir a la vista de los resultados obtenidos en los ensayos dinámicos, ya citados, realizados sobre tres placas de hormigón.

La capacidad de resistencia de un cierto elemento o pieza está, evidentemente, condicionada por la carga de rotura del material que lo constituye. El tipo de rotura depende de la forma del diagrama de tensión-deformación del material. Si este diagrama tiene la forma representada en la fig. 1-a, la rotura es frágil, produciéndose tan pronto como se alcanza el límite de proporcionalidad.

El vidrio y la fundición presentan un diagrama análogo al de la fig. 1-a. La rotura se produce de un modo brusco sin la aparición de señales previas o de grandes deformaciones que denoten la proximidad del agotamiento del material. Otros cuerpos, tales como el acero extrasuave, presentan un diagrama de la forma indicada en la fig. 1b. La existencia de un amplio escalaón de relajamiento hace que, antes de producirse la rotura, se advierta claramente la proximidad del agotamiento resistente mediante la aparición de grandes deformaciones. La rotura deja de ser frágil para pasar a ser dúctil.

Finalmente, no faltan casos en los cuales el diagrama de tensión-deformación adopta una forma curva, fig. 1c, con el límite de proporcionalidad muy bajo respecto a la carga de rotura (caso del cobre y del aluminio), o relativamente próximo a la resistencia final (alambres de alta resistencia estirados en frío). La rotura es, como en el caso anterior, dúctil, y precedida siempre de un periodo de grandes deformaciones. Esta distinción de tipos de rotura, en los tres grupos representados en los diagramas 1a, 1b, 1c, ha sido también propuesta por Ros<sup>(1)</sup> y Hajnal-Kónyi<sup>(2)</sup>.

Los materiales frágiles, es decir los que pueden clasificarse dentro del grupo de la fig. 1a, presentan el fuerte

inconveniente que supone la ausencia de señales que indiquen su estado de agotamiento. Por su propia naturaleza, son poco resistentes a los efectos dinámicos, resistencia que, como se sabe, viene definida por el área de las superficies rayadas en los diagramas de la fig. 1.

Tanto a uno como a otro efecto, la superioridad de los materiales que presentan unos diagramas de tensión-deformación análogos a los 1b y 1c, sobre aquéllos que corresponden al tipo representado por la figura 1a, es bien evidente. De los tres comportamientos, el 1c, tiene aún, sobre el 1b, la ventaja de dar lugar a tensiones crecientes cuando aumenta la deformación por encima del límite de proporcionalidad, ventaja especialmente apreciable en los casos de solicitudes simples de tracción.

La costumbre, excesivamente generalizada, de estudiar el comportamiento resistente de una estructura dentro del dominio elástico, hace que, frecuentemente, los ingenieros olviden estos conceptos de rotura frágil y dúctil y solo centran su atención en el módulo de elasticidad correspondiente al campo de las deformaciones proporcionales. En muchos casos, una gran rígidez, origen de pequeñas deformaciones, se estima como una propiedad siempre deseable, cuando en realidad no es, por sí misma suficiente. Basta considerar los anteriores gráficos para comprender que no por tener un material en elevado módulo de elasticidad es mejor que otro menos rígido.

En la tabla I figuran diferentes módulos de elasticidad de diversos materiales. Para el hormigón se han fijado dos valores; uno correspondiente al caso de hormigones de alta resistencia, más que a casos muy frágiles. El otro corresponde a un hormigón muy plástico, de débil carga unitaria de rotura en compresión. -

T A B L A I

M a t e r i a l	Módulo de elasticidad (de Young) en $10^6$ Kg/cm <sup>2</sup>	Deformaciones en tanto por ciento, a la tensión de 70 Kg/cm <sup>2</sup>
Acero	2,1	0,0033
Vidrio	0,7	0,01
Hormigón de alta resistencia	0,5	0,0143
Hormigón de baja resistencia	0,21	0,033
Madera	0,1	0,067

Para el hormigón se han fijado dos valores; uno correspondiente al caso de hormigones de alta resistencia, más que a mezclas muy frágiles. El otro corresponde a un hormigón muy plástico, de débil carga unitaria de rotura en compresión. También se incluyen, en la citada tabla, las deformaciones, expresadas en tantos por ciento, correspondientes a una tensión de 70 Kg/cm<sup>2</sup>.

En el hormigón armado el diagrama de tensión-deformación varía entre amplios límites. El estado que se puede llamar elástico corresponde a una parte, relativamente reducida, de su carga de rotura. Tan pronto como se alcanza el período de fisuración las deformaciones crecen de un modo rápido. Si el elemento está armado con una cuantía de acero infracritica, la rotura de la pieza es gradual y en cierto modo dúctil, ya que antes de romperse, alcanza el acero su límite elástico y con él, la zona de las grandes deformaciones de la pieza. Por el contrario, cuando la cuantía es superior a la critica la ro-

tura se produce por agotamiento de la cabeza de compresión del hormigón, rotura que es frágil o brusca, por ser el hormigón la causa determinante de la rotura, que viene ahora limitada por la capacidad de resistencia de este último material.

El comportamiento del hormigón armado, así como el del hormigón pretensado, está representado en los tres diagramas de la fig. 1. Según sea la calidad del hormigón y, especialmente, la cuantía de armaduras podrá obtenerse uno u otro tipo de diagrama. En este sentido, la superioridad del hormigón pretensado sobre el simplemente armado es bien evidente. Mientras que el primero es casi perfectamente reversible, en el sentido de que las grietas se cierran, una vez cesa la carga o solicitud que las produjo, en el simplemente armado, las deformaciones remanentes son más importantes y las grietas no llegan a desaparecer por completo.

#### PRETENSADOS TOTALES Y PARCIALES

Los fenómenos de la retracción del hormigón, hacen imposible la eliminación de las fisuras en una pieza simplemente armada, ya que las deformaciones producidas por tal fenómeno son superiores al alargamiento límite del hormigón. Consecuentes con este criterio, parece que la solución ideal es la de introducir unos esfuerzos de precompresión, tales que no se produzcan alargamientos en el hormigón bajo los diferentes estados de solicitud exterior. Llevando al límite este criterio, la pieza sería totalmente elástica y su comportamiento bajo carga estaría representado por el diagrama de la fig. 1a. Se habría eliminado así toda la posibilidad de fisuración, pero a cambio de esta ventaja, se habría obtenido un elemento de frágil resistencia y po-

co apto para soportar los efectos dinámicos o de impacto.

Exceptuando los casos en los que la ventaja así obtenida, es decir la imposibilidad de aceptar la fisuración, compensa los inconvenientes citados, parece más lógico proyectar las piezas de tal modo que se obtenga una mayor resistencia a los esfuerzos dinámicos. Tal solución será siempre preceptiva cuando, por determinadas circunstancias, convenga evitar la rotura brusca mediante la interposición de un estado de agotamiento resistente en el cual la fisuración y las grandes deformaciones que aparezcan, avisen, con la suficiente antelación, la proximidad de la rotura. Los pretensados parciales cumplen esta condición al distanciar la carga de fisuración de la de rotura, antes simultáneas.

Un material de homogéneas características resistentes, con un prolongado tramo elástico, puede constituir, en muchas ocasiones, el material ideal. No obstante las condiciones de resistencia al impacto y resistencia a la rotura sugieren la idea de ser preferibles, en determinados casos, los materiales dúctiles con gran resiliencia.

Hay autores, como M. Freyssinet, que proponen el empleo de elementos de hormigón totalmente pretensados, es decir, de tal modo proyectados, que no queden fibras sometidas a esfuerzos de tracción bajo las hipótesis más desfavorables de sobrecarga. Este criterio, supone un sistema para prolongar el tramo elástico de la pieza.

La solución, en cierto modo opuesta, de introducir unos esfuerzos de pretensado más débiles y tales que aparezcan apreciables tensiones de tracción, en el borde extendido, bajo

las sobrecargas previstas, fué propuesta por el autor en el año 1940 y denominada "pretensado parcial". Según este criterio, se pueden obtener sensibles economías por reducción de la armadura pretesa.

Esta reducción es a veces tan fuerte que la sección de armadura pretesa no llega a cubrir los márgenes de seguridad a la rotura. Por esta razón se añaden alambres o armaduras adicionales, no pretesas, para mantener el coeficiente de seguridad a la rotura deseado o, lo que es equivalente, se reduce, en la medida oportuna, el esfuerzo unitario de pretensado sobre la armadura necesaria para cumplir las condiciones de rotura.

La extensa serie de ensayos efectuados sobre elementos parcialmente pretensados, han puesto de manifiesto, no sólo la obtención de unas apreciables economías de acero, sino también que se mejoran las características mecánicas del material. Esta última particularidad es, tanto más interesante, cuanto que, en un principio, la idea de los pretensados parciales fué rechazada como inadecuada y contraproducente.

Antes de realizar los citados ensayos, se opinaba que, si una sección se encontraba en pleno período de fisuración, podía admitirse una tensión en la armadura de  $75 \text{ Kg/mm}^2$ , siempre que la resistencia del acero fuese de  $150 \text{ Kg/mm}^2$  y el coeficiente de seguridad fuese igual a dos.

Esta tensión admisible de  $7500 \text{ Kg/cm}^2$ , puede parecer excesiva a todos aquéllos que, familiarizados en la técnica del hormigón armado, están acostumbrados a manejar tensiones máximas del orden de los  $1200 \text{ Kg/cm}^2$ . Conviene tener presente que hay países en donde se permiten unas tensiones admisibles de  $3500 \text{ Kg/cm}^2$ , con tal de que la armadura tenga una adecuada ru-

gosidad en su superficie, materializada por unos salientes o dientes continuos destinados a aumentar la capacidad de adherencia del acero con el hormigón.

Como se sabe, esta limitación de las tensiones admisibles en aceros de alta resistencia, está condicionada por la formación de fisuras demasiado amplias. Si los alambres que constituyen la armadura pretesa trabajan de un modo análogo a como lo hacen los redondos lisos de acero extrasuave ordinariamente utilizados en la técnica del hormigón armado, las grietas se desarrollan de idéntica forma, siendo entonces necesario fijar un límite a la tensión máxima admisible en dichos alambres. Por el contrario, si la armadura pretesa está corrugada, es decir, presenta una superficie que lejos de ser lisa es rugosa, la adherencia solo falla en las proximidades de la grieta, sin producirse los peligrosos deslizamientos que, en una gran longitud, se desarrollan con las armaduras ordinarias en las piezas de hormigón armado, dando lugar a grietas, poco numerosas, pero de prohibitiva anchura. Las piezas de hormigón, parcialmente pretensado, con armaduras finas de superficie rugosa, presentan así las numerosas fisuras de imperceptible anchura que aparecen en los elementos de hormigón armado dotados de armaduras corrugadas especiales.

#### ENSAYOS ESTATICOS

Los ensayos efectuados el año 1942 (3) mostraron las posibilidades de realización de los pretensados parciales propuestos por el autor. No obstante, y antes de dar un paso más definitivo, se estimó conveniente desarrollar una segunda serie

de experiencias a tamaño natural.

En este orden de escalas, se comenzaron por ensayar, en 1946<sup>(4)</sup>, una extensa serie de traviesas de hormigón, pretensadas con arreglo a estos nuevos criterios y en las cuales se pudo comprobar la extraordinaria capacidad de los pretensados parciales para absorber los esfuerzos de tipo dinámico. Despues de someter las traviesas a unos esfuerzos comprendidos entre el 85 y el 90% de la solicitación de rotura, y cuando ya se habían producido unas grandes deformaciones acompañadas de una fuerte fisuración de la pieza, se retiró la carga, en cuyo instante se pudo comprobar que todas las grietas se habían cerrado sin dejar apreciables deformaciones remanentes.

Basándose en estos resultados altamente satisfactarios se resolvió adoptar la solución de los pretensados parciales en puentes. La primera oportunidad la brindó un puente proyectado en el Departamento de Ingeniería Civil de la demarcación oriental de la red británica de ferrocarriles. El proyecto primitivo, fué transformado en otro, sin modificar más que la armadura, que en lugar de estar constituida por aceros de alta resistencia estaba realmente formada por elementos de hormigón pretensado, es decir que las fibras que deberían trabajar en tracción estaban materializadas por unas piezas pretensadas que, como tales, podían resistir determinados alargamientos.

Esta modificación cuya repercusión práctica se refleja en el proceso constructivo, responde a una sugerencia formulada por el Dr. Hajnal-Konyi y recogida por el autor de estas líneas. La aplicación más indicada es para tramos rectos carreteros hasta de 12 a 15 m. de luz. La losa, cuya sección se indica en la fig. 2 está formada por unas vigas pretensadas y pre-

fabricadas a modo de viguetas-encofrado. Estos elementos, que aparecen rayados en la figura, están capacitados para resistir, tanto su peso propio, como el del hormigón que, vertido "in situ", completa el forjado o tablero. La sección total así compuesta, dotada de una armadura adicional no pretesa, queda facultada para soportar las cargas permanentes y las accidentales.

En este primer proyecto se admitió una tracción unitaria de  $35 \text{ Kg/cm}^2$ , en el hormigón, bajo las sobrecargas previstas. En este proyecto, la armadura no pretesa se situó fuera de los elementos prefabricados es decir en la zona posteriormente hormigonada. La razón que motivó esta solución es que se tomó que la armadura no pretesa, al sufrir los fuertes alargamientos impuestos por la solicitación de fisuración, adquiriría unas deformaciones remanentes que, al no ser recuperables, dificultarían el cierre de las fisuras, una vez retirada la carga que las produjo. No obstante se pudieron ensayar dos vias provistas de armadura no pretesa.

Los ensayos sobre esta última clase de vigas, desarrollados en 1949<sup>(5)</sup>, demostraron que su comportamiento es idéntico al de las piezas que sólo poseen armaduras pretensas. Las grietas desaparecen, o al menos, no son visibles, una vez descargada la pieza. Aparentemente, las deformaciones remanentes de la armadura en las proximidades de la grieta, donde la adherencia se ha perdido, son tan pequeñas que hacen que la fisura remanente sea difícilmente perceptible.

En 1951<sup>(6)</sup> se ensayaron en Shorne Kent, placas de 6 m. de longitud 0,30 m. de espesor y 0,94 m. de anchura cuya sección se indica en la fig. 3. La armadura está formada por

60 alambres de 5 mm. de diámetro, en la zona de tracción, el 60% de los cuales fué teso y el resto se dejó sin tesar. Los resultados de los ensayos pusieron de manifiesto la completa cooperación, tanto de los elementos prefabricados con el hormigón vertido posteriormente, como entre los alambres pretesos y los que no fueron sometidos a esfuerzos previos. La separación del hormigón posteriormente colocado y de las piezas premoldeadas, sólo tuvo lugar en la fase final de rotura por flexión. El momento flector de rotura se calculó suponiendo que el esfuerzo de tracción, en el estado final de carga, es igual al producto de la sección total de acero (suma de las armaduras pretesa y no tesa) por la carga máxima de rotura del acero, y que la distribución de tensiones de compresión en el hormigón es rectangular (teoría plástica), es decir, independiente de la altura o defomación de cada fibra, e igual a la resistencia del hormigón en probeta prismática. La tensión del acero entre los labios de las grietas fué prácticamente igual a la carga máxima de rotura, aun cuando la rotura de la pieza se produjo por aplastamiento del hormigón después de haberse desarrollado unas amplias grietas en la zona extendida y unas grandes flechas que produjeron una fuerte reducción en la altura de la cabeza de compresión.

Se usaron dos tipos de mezclas para el hormigón colocado entre las vigas premoldeadas. En uno de los casos el hormigón postcolocado tenía la misma dosificación que el empleado para la fabricación de los elementos pretensados y premoldeados. En el segundo caso, se colocó un hormigón de más alta relación agua-cemento. Este segundo hormigón, de calidad normal, fué intensamente pervibrado, con el fin de conseguir una, al menos, aparente expulsión del agua saorante. Tanto en uno como en otro

caso, la capacidad resistente del conjunto fué, aproximadamente, la misma aunque en el segundo caso se emplease un hormigón con un menor contenido de cemento y de más cómoda aplicación práctica.

La fig. 4 muestra el comportamiento y las deformaciones producidas por una carga próxima ya a la de rotura. En los ensayos efectuados se observó que, algunas veces, el comportamiento de la pieza no es uniforme, deformándose más uno de los costados que el otro debido, sin duda, a la gran anchura de la viga comparada con su canto.

#### ENSAYOS DINAMICOS EN DOS PLACAS

Aunque los ensayos estáticos fueron satisfactorios, se estimó conveniente realizar una serie de ensayos dinámicos o de fatiga con el fin de aclarar las dudas existentes sobre el comportamiento de las piezas compuestas u hormigonadas en dos fases muy distanciadas.

Los resultados obtenidos presentan un gran interés, especialmente en lo que al desarrollo de la fisuración se refiere. Las enseñanzas y conclusiones que se obtuvieron del examen de estos resultados, son, en cierto modo, aplicables al caso de cargas mantenidas ya que existe un cierto paralelismo entre los efectos producidos por las cargas repetidas y los ocasionados por las cargas aplicadas durante largos intervalos, sobre todo en lo referente a la evolución de las deformaciones remanentes, si bien las deformaciones totales producidas por la fatiga del material en los ensayos dinámicos son superiores a las creadas por el cansancio de la pieza bajo cargas mantenidas.

El primer ensayo de fatiga se realizó sobre una placa que se designó por S-1. Este primer ensayo consistió en comenzar por someter la pieza a un ciclo de un millón de repeticiones con cargas tales que produjesen unos esfuerzos varia-bles entre  $3,5 \text{ Kg/cm}^2$  de compresión y  $38 \text{ Kg/cm}^2$  de tracción en las fibras extendidas de la placa. Esta última tensión se llamó nominal porque fué la carga que, en un ensayo estático previo, determinó la aparición de cinco grietas que alcanzaron la altura de un semicanto. Las cargas se aplicaron a un ritmo de cuatro repeticiones por segundo, durante 12 horas al día y se dejó descargada la pieza durante las otras 12 horas.

Al acabar el ensayo, es decir, una vez aplicado el millón de ciclos, se observó el perfecto cierre de todas las fisuras, siendo inapreciable la flecha remanente que pudiera quedar. Finalmente la pieza fué sometida a un ensayo de rotu-ra. La capacidad resistente de la pieza así tratada fué la misma que la obtenida en los ensayos estáticos novales, o sea que no se acusó descenso alguno en sus propiedades resistentes por cansancio previo del material.

Una segunda pieza fué sometida a un proceso previo análogo al citado. Después del primer millón de ciclos, se aplicaron otras dos series de un millón de ciclos cada una, aumen-tándose la carga en cada serie sucesiva. La fig. 5 muestra el diagrama correspondiente a las variaciones de flecha con la aplicación de la carga, correspondiendo la curva A al proceso noval estático de carga previa. Se han representado en el diagrama, tanto el esfuerzo de pretensado, como las tensiones reales y nominales de las fibras extendidas. Como puede verse aparecen visibles fisuras tan pronto como se alcanza un esfuerzo de trac-

ción de  $63 \text{ Kg/cm}^2$ , valor inferior al de la tensión normal de fisuración que suele ser de  $70 \text{ Kg/cm}^2$ . Esta disminución parece ser debida a la formación de ciertas oquedades, en la cara inferior de la pieza, ocasionadas por el empleo de mezclas excesivamente secas. Estas oquedades no fueron observadas hasta que se dió la vuelta a la placa con el fin de realizar el ensayo, ya que en éste se colocó la superficie superior de la pieza, hacia abajo, y las cargas se hicieron actuar de abajo a arriba. Después de haber efectuado el primer millón de repeticiones de carga en las placas S-1 y S-2, se rellenaron esas oquedades con un mortero de cemento altamente aluminoso, obteniéndose así, como en los anteriores casos, una satisfactoria adherencia y una perfecta cooperación con el hormigón de la pieza.

La curva B de la fig. 5, se refiere al primer ensayo estático efectuado después de haber completado el primer millón de repeticiones y de haber rellenado las oquedades descubiertas en la pieza, con el mortero de cemento antes mencionado. En este ensayo se alcanzó una carga mayor que el límite superior correspondiente al primer ciclo de un millón de repeticiones. En el segundo ciclo de un millón de repeticiones, el límite inferior fué el mismo que antes, pero la carga superior se elevó hasta la correspondiente a una tensión nominal de tracción de, aproximadamente,  $56 \text{ Kg/cm}^2$ , equivalente a la originada por el peso propio de la pieza más 1,4 veces la sobrecarga prevista. Después de este ciclo, se realizó un nuevo ensayo estático (curva C) en el cual se alcanzó la carga límite superior del ciclo tercero de un millón de repeticiones. Esta carga correspondía a una tensión nominal de trac-

ción de unos  $63 \text{ Kg/cm}^2$ , equivalente a la producida por el peso propio más 1,6 veces la sobrecarga. En este tercer ciclo fué necesario elevar el límite inferior de carga, desde la correspondiente a  $3,5 \text{ Kg/cm}^2$  en compresión, hasta la que origina una tensión nominal de tracción de  $24,5 \text{ Kg/cm}^2$ . La causa fué que la amplitud de las oscilaciones estaba limitada por la magnitud de la presión de aceite obtenible en el pistón.

En todos los casos, se compararon los resultados obtenidos en los ensayos estáticos y dinámicos, pudiéndose comprobar que la amplitud dinámica en el primer ciclo de un millón de repeticiones, era menor que la obtenida en el ensayo estático; en el segundo ciclo era igual; y en el tercer ciclo, mayor. Por consiguiente, la tensión nominal de tracción, al terminar el tercer ciclo de un millón de repeticiones era, probablemente, superior a los  $70 \text{ Kg/cm}^2$ .

Al terminar el segundo ciclo, ni se apreciaron fisuras ni se observó una sensible deformación remanente al retirar la carga, pero después del tercer millón de repeticiones ya pudieron verse algunas grietas, aunque las flechas seguían siendo despreciables.

La curva (1) de la fig. 5, representa el diagrama carga-flecha correspondiente al ensayo estático realizado después de haber terminado el tercer millón de repeticiones. Esta misma curva se vuelve a reproducir, a escala reducida, para poder representar, en la misma figura, los diagramas de carga a rotura, es decir, las curvas (1), (2) y (3). Debe hacerse notar que, antes de terminar el tercer millón de repeticiones, se rompieron dos de los alambres tesos, en las zonas en las cuales habían sido dispuestas ranuras para la colocación de los elongá-

metros. Como puede verse en la fig. 5, la carga de rotura (curva 3) excede ligeramente de la calculada para el esfuerzo máximo de tracción de los 58 alambres restantes, tesos y no tesos, suponiendo una resistencia máxima, real, del acero, de  $150 \text{ Kg/mm}^2$  y una resistencia, en probeta prismática, del hormigón de unos  $420 \text{ Kg/cm}^2$ .

En la fig. 6 puede apreciarse el aspecto de la placa después de haber aplicado el tercer ciclo de un millón de repeticiones, pero antes de realizar el ensayo estático a rotura. Hacia el final del primer ciclo de un millón de repeticiones, todas las mañanas, antes de empezar a cargar la pieza, se midieron las deformaciones remanentes de la placa. Aunque no se anotaron las temperaturas, puede suponerse que las diferencias térmicas entre las diversas observaciones eran despreciables, ya que siempre se hacían aproximadamente a la misma hora y antes de que el calor del sol pudiera influir en las deformaciones.

En la fig. 7 se representan las flechas medidas. Las ordenadas indican la distancia media de la placa, en el centro del tramo, al plano inicial de la superficie; han sido deducidas midiendo la diferencia entre el nivel de los apoyos y el del centro de la placa cargada. A cada aumento en el número de repeticiones corresponde un aumento gradual de la deformación, que se recupera, en gran parte, durante los fines de semana (desde el sábado por la tarde al lunes por la mañana) tiempo durante el cual la probeta se mantiene en reposo. Las observaciones diarias de la deformación al principio y al fin de cada ensayo dinámico, hubiesen dado, probablemente, resultados análogos a los indicados en la fig. 7, para el último ciclo de un millón de repeticiones, es decir, una mayor deformación al terminarse el en

sayo diario y una recuperación desde entonces hasta el momento de iniciarse nuevamente el ensayo, en la mañana siguiente<sup>(7)</sup>. (Debe hacerse notar que, en la fig. 7, se representan las contraflechas de la placa-contraflechas originadas por el pretensado- las cuales se reducen al cargar la pieza y se recuperan cuando la placa queda en reposo).

#### Ensayos de fatiga con placas construidas con cemento "Sealithor"

La tercera placa ensayada se construyó con una mezcla análoga a la utilizada para la fabricación de las otras placas, pero empleando cemento metalúrgico "Sealithor". Además como las pruebas se realizaron cuando el hormigón había envejecido mucho más que el de las otras placas, las condiciones de ensayo fueron distintas y el esfuerzo efectivo de pretensado, menor, según se indica en el diagrama cargas-flechas de la fig. 8

El primer ciclo de un millón de repeticiones, se aplicó sobre la pieza sin fisuración y empleando cargas comprendidas entre las correspondientes a una tensión en compresión de  $7 \text{ Kg/cm}^2$  y una tensión en tracción por flexión de  $45,7 \text{ Kg/cm}^2$ . La pendiente de la curva carga-flecha corresponde, en un principio, a un módulo de elasticidad de  $421.840 \text{ Kg/cm}^2$ , que va variando gradualmente hasta llegar a los  $281.230 \text{ Kg/cm}^2$ , según se indica en la fig. 8. Los orígenes de las curvas individuales del diagrama no están dibujados a escala con el fin de que se puedan apreciar mejor las curvas individuales de las flechas medidas, bajo carga estática, entre dos ciclos de carga. La deformación medida después de un millón de repeticiones, asciende solamente a  $0,04 \text{ mm}$ .

Después de este primer ciclo de un millón de repeticiones, cuando no se produjeron fisuras se realizó un ensayo bajo carga estática, hasta fisuración. En este ensayo se ha comprobado que, para cargas correspondientes a tensiones de tracción por flexión de hasta  $70 \text{ Kg/cm}^2$ , no es posible detectar fisura alguna. Sin embargo, para cargas correspondientes a tensiones de tracción por flexión de  $84 \text{ Kg/cm}^2$ , las fisuras son claramente apreciables y puede suponerse que tales fisuras se presentan ya bajo cargas inferiores, cuando se produce el cambio de pendiente en el diagrama carga-flecha.

Después de fisurada la sección se aplicó un segundo ciclo de un millón de repeticiones con una carga igual a la empleada en el primer ciclo. La deformación medida después de terminado este segundo ciclo, fué de 0,24 mm. Despues de aplicada la carga número 2.047.000, todavía desaparecieron totalmente las fisuras al descargar. A continuación, se aplicó nuevamente una carga estática igual a la que se hizo actuar después del primer ciclo de un millón de repeticiones pero, como puede apreciarse en el diagrama, la flecha fué un poco distinta.

En el tercer ciclo de un millón de repeticiones, se utilizó una carga más elevada que en los anteriores, según se indica en el citado diagrama. Cuando se habían realizado ya 313.900 repeticiones de este tercer ciclo, (es decir, después de la carga número 2.313.900) las fisuras todavía desaparecían al descargar, y las deformaciones seguían siendo pequeñas. La deformación remanente adicional era de 0,65 mm. y la total 0,89 mm. Al continuar el ciclo de repeticiones uno de los costados de la placa fué, gradualmente, deformándose más que el

otro y las fisuras, en lugar de desaparecer totalmente en la descarga, como antes, se hacían cada vez más y más amplias. Esta asimetría de cargas ha sido ya indicada en la fig. 4. Debi do a esta diferencia de carga y teniendo en cuenta que en es ta placa se utilizaron solicitudes más elevadas, los efectos de este tercer ciclo de repeticiones, en este ensayo, fue ron mucho más desfavorables que en el realizado con la segun da placa. Al no cerrarse las fisuras puede suponerse que la adherencia y rozamiento entre el hormigón y el alambre, que al principio quedaban anulados únicamente en la propia fisura, iban progresivamente desapareciendo en las proximidades de la grieta, terminando por agotarse finalmente el acero, por fatiga, de una forma análoga a lo ocurrido con los dos alambres de la placa S-2. La deformación remanente iba aumentando también, gradualmente, registrándose valores cada vez mayores a medida que se rompía cada uno de los alambres. Después de la carga número 2.313.900, es decir, la última para la cual todavía se ce rraban totalmente las fisuras al descargar, fué posible apli car 123.000 repeticiones más, antes de que se rompiesen la ma yor parte de los alambres y de que las grietas no recuperadas fuesen lo suficientemente amplias para poder suponer que se ha bía alcanzado el agotamiento por fatiga, lo que ocurrió des pués de la carga número 2.437.000. En la fig. 9 se aprecia el ancho de las grietas remanentes, después de la carga número 2.400.000, y en la fig. 10 se ve que, efectivamente, la defor mación en uno de los bordes de la placa es mayor que en el otro; por ello, las fisuras son muy amplias en uno de los la dos y van disminuyendo, gradualmente, según se avanza hacia el otro. En la fig. 11 se muestra el detalle de la rotura de uno de los alambres después de la carga número 2.400.000, es decir,

en el estado correspondiente a la fig. 9.

En la fig. 8, se reproduce también el diagrama de flechas para la carga número 2.422.300; este diagrama se obtuvo antes de llegar al agotamiento aparente, por fatiga, pero la deformación remanente había aumentado ya en 1,137 mm., sobre una deformación remanente total de 12,26 mm. En dicha figura se indican también las temperaturas registradas en el momento de realizar cada medida. Como se ve, estas temperaturas son bastante uniformes, por lo que puede suponerse que no influyen, de un modo apreciable, en la magnitud de las deformaciones adoptadas. Las medidas efectuadas cuando la diferencia de temperaturas era mayor, no han sido tomadas en consideración.

Nueve días después del agotamiento aparente por fatiga, se realizó un nuevo ensayo bajo carga estática; las flechas medidas en este ensayo se indican también en el citado diagrama de la fig. 8. Al principio de este ensayo, la deformación aumentó en 11,06 mm., en relación con la correspondiente a la carga número 2.422.300, siendo la flecha total de 23,32 mm. Apartemente, durante estos nueve días de descanso, la placa había experimentado una considerable recuperación, debido a lo cual la pendiente de la curva carga-flecha es bastante mayor en este caso que en el de agotamiento aparente por fatiga. La carga máxima alcanzada excede también en un 11% del límite superior al que se llegó en el segundo estado de cargas, bajo el cual se produjo el agotamiento aparente de la pieza por fatiga.

No es posible comparar los resultados de los ensayos efectuados sobre esta tercera placa, con los correspondientes a las otras dos anteriores, especialmente, porque en

esta tercera placa la carga, después de registrada la primera deformación remanente, dejó de estar ya uniformemente distribuida sobre toda la pieza. Uno de los bordes se deformó mucho más que el otro y, como consecuencia, la adherencia en las proximidades de las fisuras se destruyó más rápidamente en uno que en otro costado de la pieza, aun cuando la tensión nominal media en tracción fuese aproximadamente la misma o aún ligeramente inferior a la registrada durante el segundo ciclo de un millón de repeticiones sobre la placa S-2, al final del cual las fisuras todavía se cerraban totalmente. En el ensayo de la placa S-2, la carga era, aparentemente, uniformemente distribuida sobre el ancho total de la pieza, no sólo para el segundo millón de repeticiones, sino también para el tercero, después del cual la placa seguía sin deformación apreciable aun cuando la tensión nominal de tracción excedía, probablemente, de los  $70 \text{ Kg/cm}^2$ . Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que el tercer estado de cargas de la placa S-2, fué sensiblemente reducido, lo que, sin duda alguna influyó notablemente en el efecto producido por la solicitación de agotamiento.

Conclusiones deducidas de los ensayos de fatiga: Las siguientes conclusiones, basadas en los resultados obtenidos en los tres ensayos de fatiga realizados, son aplicables a hormigones de una resistencia determinada ( $420 \text{ Kg/cm}^2$ , aproximadamente, en probeta prismática, a los 28 días, y  $70 \text{ Kg/cm}^2$  de módulo de rotura); con alambres pretensos de 5 mm. de diámetro y  $15.700 \text{ Kg/cm}^2$  de resistencia y con unas condiciones de superficie satisfactorias. Indican claramente el comportamiento del hormigón pretensado mediante alambres bien adheridos, a los cuales pueden añadirse también otros alambres sin tensión.

- 1.- La fisuración por fatiga no se presenta en tanto que el límite superior de la carga no exceda del correspondiente a una tensión de tracción igual a los  $45 \text{ Kg/cm}^2$ . Por consiguiente, dicha tensión es admisible, como carga de trabajo, en aquellas estructuras sometidas a solicitudes de fatiga, pero sin impacto, tales como los puentes carreteros.
- 2.- Las cargas de fatiga cuyo límite superior no exceda del antes indicado, no influyen de un modo adverso en la fisuración que pueda originarse en un subsiguiente estado de carga estática; las fisuras se producirán bajo cargas correspondientes a un módulo de rotura de unos  $70 \text{ Kg/cm}^2$ .
- 3.- Cuando habiéndose ya fisurado una estructura, se someta ésta a una serie de cargas repetidas cuyo límite superior corresponda a una tensión nominal de tracción de  $45 \text{ Kg/cm}^2$ , no se producirá deformación remanente apreciable, ni aun después de un millón de repeticiones.
- 4.- La resistencia máxima de agotamiento bajo carga estática, no queda afectada por previos ciclos de cargas repetidas, de millones de repeticiones, aplicados sobre la sección en estado de fisuración, en tanto que el límite superior de tales cargas no exceda de la solicitud correspondiente a una tensión nominal de tracción, en el hormigón, de  $45 \text{ Kg/cm}^2$ .
- 5.- Las solicitudes de fatiga no destruyen la cooperación entre los dos tipos de hormigón de una viga compuesta. Realizado un posterior ensayo estático a rotura, los resultados obtenidos serían los mismos que si la pieza compuesta estuviese construida con un hormigón uniforme.

- 6.- Debido al aumento de la solicitudación de fatiga, la colaboración entre alambres y hormigón se va gradualmente eliminando. Este hecho se manifiesta claramente por la aparición de fisuras bien visibles y una deformación remanente apreciable. Sin embargo, la estructura es todavía capaz de soportar, sin agotarse, numerosos ciclos de carga, aun cuando es posible que los alambres se vayan rompiendo uno a uno según va aumentando la carga.
- 7.- Toda estructura de hormigón pretensado, aun después de alcanzado el agotamiento aparente por fatiga, es capaz de soportar una carga estática superior a la correspondiente al agotamiento aparente previo por fatiga.
- 8.- Cuando no existe adherencia entre los alambres y el hormigón, la cooperación entre ambos materiales se interrumpe, las condiciones resistentes de la estructura son totalmente diferentes de las correspondientes a piezas con armaduras adheridas y, como consecuencia, los alambres se rompen prematuramente. Por todo ello, para las estructuras con armaduras no adheridas, deben prescribirse tensiones muy inferiores a las admisibles en el acero bajo las condiciones de carga máxima y, así por ejemplo, debe tomarse para la resistencia a fatiga de los alambres de acero, un valor aproximadamente igual a los dos tercios de su resistencia estática.
- 9.- En piezas fabricadas con hormigones de  $420 \text{ Kg/cm}^2$  de resistencia en probeta prismática y alambres de acero de 5 mm. de diámetro y  $15.700 \text{ Kg/cm}^2$  de resistencia, se ha comprobado que, bajo cargas estáticas no superiores a las de agotamiento y siempre que la resistencia máxima del ace-

ro se corresponda con la resistencia en tracción del hormigón, existe una perfecta colaboración entre este último material y los alambres tanto tesos como no tesos. Esta colaboración subsiste aun cuando la pieza haya sido sometida, previamente, a solicitudes dinámicas de varios millones de repeticiones.

Desde el año 1949, la Demarcación Oriental de la red británica de ferrocarriles<sup>(8)</sup> ha realizado numerosos ensayos para la admisión de piezas de hormigón pretensado. Entre los años 1949 y 1953 estos ensayos se han extendido sobre una fabricación de cerca de tres mil unidades, de longitudes comprendidas entre los 3 y los 36 m., si bien únicamente una pequeña proporción de tales elementos fueron sometidos a ensayo. Las cargas aplicadas han sido las correspondientes a una tensión de tracción de 53 a 56 Kg/cm<sup>2</sup>, para piezas con armaduras pretensas y de 46 Kg/cm<sup>2</sup> para elementos con armaduras postesas. Se exigía que, bajo tales cargas, no hubiese fisuración, condición ésta que, casi siempre, fué satisfecha. Sin embargo, en contadas ocasiones las piezas sometidas a ensayo se fisuraron, pero siempre pudo comprobarse que ello era debido a algún defecto en el proceso de fabricación, tomándose entonces las oportunas medidas para evitarlo. En una ocasión, se mantuvo la carga de ensayo durante treinta días, sin que se llegasen a observar fisuras, aun cuando la deformación aumentó apreciablemente.

Los ensayos estáticos de 1946, 1949 y 1951, fueron realizados en el laboratorio de Mr. Harry Stanger, en Elstree, y el informe correspondiente redactado por el Departamento de Ingeniería Civil de la Demarcación Oriental de la red británica de ferrocarriles. Los tres ensayos de fatiga se llevaron

a cabo en el laboratorio del Profesor F. Campus, de Lieja, y el informe lo redactó el Departamento de Investigaciones de la Comisión Británica de Transportes, en colaboración con el Departamento de Ingeniería Civil ya citado anteriormente. Los informes de los ensayos realizados sobre las placas S-1 y S-2 los redactó el Departamento de los Ferrocarriles Británicos y el de la placa S-3, Mr. Uyttendale de la Sealithor Cement Development Company, Ltd.

Referencias bibliográficas

- 1 = M. Ros y A. Eichinger.- "Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr. II: Nichtmetallische Stoffe" - E.M.P.A. Nº 28, Zürich, 1928.
- 2 = K. Hajnal-Konyi.- "General conclusions regarding safety of structures".- International Association for Bridge and Structural Engineering. Fourth Congress, Cambridge, 1953.- Final report.
- 3 = P.W. Abeles.- "Fully and Partly Prestressed Concrete" .- Journal of the American Concrete Institute, Enero 1945 y Noviembre (discusión).
- 4 = "L.N.E.R. Report on Prestressed Reinforced Concrete Sleepers Tested as Simply-Supported Beams".- Concrete and Constructional Engineering. Abril y Mayo 1947.
- 5 = P.W. Abeles.- "Breaking tests on three full size prestressed concrete beams". The Structural Engineer.- Mayo 1951.
- 6 = P.W. Abeles.- "Some new developments in prestressed ~~Concrete~~". The Structural Engineer.- Octubre 1951.
- 7 = P.W. Abeles.- "Fatigue tests on partially prestressed concrete members". International Association of Bridge and Structural Engineering.- Fourth Congress, Cambridge, 1953. Final Report.
- 8 = P.W. Abeles.- "Principles and Practical Applications of Partially Prestressed Concrete".- Reinforced Concrete Review. págs. 249-301, Vol 3 (1954).

- Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento -

591-2-12 ESTUDIO ECONOMICO-COMPARATIVO DE DIVERSOS PROYECTOS  
DE PUENTES DE HORMIGON PRETENSADO

(Prestressed concrete bridges compared)

"ENGINEERING NEWS-RECORD", Octubre 1954

- S i n o p s i s -

Se hace un estudio comparativo de los presupuestos correspondientes a 20 puentes de hormigón pretensado, proyectados durante los años 1953 y 1954 en distintos Estados de América del Norte.

En una reciente encuesta realizada por la revista "Engineering News-Record" entre los Departamentos de Obras Públicas de los distintos Estados Americanos, se ha podido comprobar que cada día es más frecuente el empleo del hormigón pretensado para la construcción de puentes carreteros. Especialmente durante los dos últimos años, el número de estructuras de este tipo construidas es muy considerable pudiendo decirse que, en la actualidad, no existe ningún Estado en donde no se encuentre, por lo menos, un puente de hormigón pretensado.

Otro hecho interesante registrado en dicha encuesta, es el que se refiere a la evolución que se está produciendo

do en los métodos de pretensado utilizados. Hasta fines del pasado año, casi todas las vigas pretensadas se fabricaban "in situ" con armaduras pos-tesas, transmitiéndose el esfuerzo de los cables al hormigón mediante anclajes adecuados dispuestos en los extremos de las piezas. En el año en curso, se observa una mar- cada tendencia a sustituir los sistemas a base de armaduras pos-tesas, por aquello en los que se emplean armaduras pre-tesas, y en los cuales el hormigonado se realiza en moldes en los que, previamente, se han colocado y tesado los cables, confiándose - la transmisión del esfuerzo de la armadura al hormigón, a la sim- ple adhesión entre ambos materiales. Estos métodos requieren normalmente la prefabricación en taller, ya que se hace necesario realizar el moldeo de las piezas entre sólidos estribos ca- paces de soportar el esfuerzo ejercido por la armadura hasta que, una vez fraguado y endurecido el hormigón, puede transmitirse a este material la tensión introducida en los cables.

A continuación, y con fines comparativos, se resu- men los datos técnicos y económicos más característicos, corres- pondientes a veinte proyectos distintos de puentes carreteros de hormigón pretensado, aprobados durante los años 1953 y 1954 por los diversos Departamentos de Obras Públicas de los Estados Uni- dos de Norte América.

	<u>Proyecto № 1</u>	<u>Proyecto № 2</u>	<u>Proyecto № 3</u>
Sección tipo	Ver figura 12	Ver figura 13	Ver figura 14
Fecha del proyec- to	Octubre 1953	Octubre 1953	Junio 1954
Localidad en que está ubicado	Garden State N.J.	Washington D. C.	Salisbury, Md.

Sistema de preten- sado utilizado	Armaduras pre- tesas	Freyssinet	Armaduras pretesas
Tren de sobrecar- gas previsto	H-20; S-16; 44	H20-S16-44	H 20-S16-44
Número de tramos	8 puentes	1	6
Luz de cada tra- mo, en m.	De 12,2 a 18,6	22,86	12,2
Número de vigas	218	9	114
Armadura de ca- da viga	De 24 a 40 cor- dones de 9,5 mm de diámetro	12-18 alam- bres de 5 mm de diámetro	21 cordones de 9,5 mm. de diámetro
Precio por viga, en dólares	Las de 12,2 m. 820.-	2485.-	6360.-
	Las de 18,6 m. 1250.-		
Precio del table- ro, en dólares por $m^2$	39,67	24,24	86,41

	Proyecto № 4	Proyecto № 5	Proyecto № 6
Sección tipo	Ver figuras 15 a) y b)	Ver figura 16	Ver fig. 17
Fecha del pro- yecto	Abril 1954	1954	1954
Localidad en que está ubicado	Mr. Charlotte N.C.	Paint Ck.Kana- wha, W. Va.	Mr. Ripley, W. Va.
Sistema de preten- sado utilizado	Armadura pre- tesa	Freyssinet	Freyssinet
Tren de sobrecar- gas previsto	H 15-S12	H15-S16-44	H 20-S16-44
Número de tramos	4	3	2
Luz de cada tra- mo en m.	De 12,2 a 15,5	18,30	19,80
Número de vigas	24 de 83,8 cm. de canto y 16 de 53,3 cm. decanto	-	-

Armadura de cada viga	68 alambres de 6,35 mm. de diámetro	120 alambres de 5 mm. de diámetro	120 alambres de 5 mm de diámetro
Precio por viga, en dólares	Las de 15,5 m. 640.-	Las de 12,2 m. (83,8 cm. canto) 542.-	Las de 12,2 m. (53,3 cm. canto) 360.-
Precio del tablero, en dólares por $m^2$	En los tramos de 15,5 m. 45,43	En los tramos de 12,2 m. (83,8 cm canto) 48,91	130, 43
	En los tramos de 12,2 m. (53,3 cm canto) 32,61		146,74

	Proyecto № 7	Proyecto № 8	Proyecto № 9
Sección tipo	Ver fig. 18	Ver fig. 19	Ver fig. 20
Fecha del proyecto	Abril 1953	Abril 1954	Junio 1954
Localidad en que está ubicado	Louisville, Ky	Nr. Schenelleville Ind.	Dallas, Texas.
Sistema de pretensado utilizado	Freyssinet	Armadura pretesa	Armadura postesa
Tren de sobre cargar previsto	H 20-44	H 20-44	H 20-S16-44
Número de tramos	1	3	3
Luz de cada tramo, en m.	28,30 (14,5 grados de esviaje)	8,50	17
Número de vigas	14	8	42

Armadura de cada viga	Vigas interiores: 7 cables de $33,3 \text{ cm}^2$ de sección	64 cables de 7 alambres de $6,35 \text{ mm.}$ de diámetro	
	Vigas exteriores: 7 cables de $41,8 \text{ cm}^2$ de sección		
Precio por viga, en dólares	5408.- y 6107.- 500.-		1159.-
Precio del tablero, en dólares por $\text{m}^2$	143,48	73,26	52,17
	<u>Proyecto № 10</u>	<u>Proyecto № 11</u>	<u>Proyecto № 12</u>
Sección tipo	Ver figs. 21 a) y b)	Ver fig. 22	Ver fig. 23
Fecha del proyecto	Abril 1954	Diciembre 1953	Marzo 1954
Localidad en que está ubicado	Chambers Co., Texas	Los Angeles, California	Salinas, California
Sistema de pretensado utilizado	Armaduras postes	Prestressed Concrete Corp.	Prestressed Concrete Corp.
Tren de sobre cargar previsto	H 20-S 16-44	H 20-S 16-44	H 20-S 16-44
Número de tramos	32	2	2
Luz de cada tramo, en m.	16 y 24,40	14,60	30,60
Número de vigas	256	16	14
	En las vigas de 16 m, 6 cables de $2,5 \text{ cm.}$ de diámetro	2 cables de 10 alambres y 1 de 12 de $6,35 \text{ mm.}$ de diámetro	16 cables de 10 alambres de $6,35 \text{ mm.}$ de diámetro
Armadura de cada viga	En las vigas de 24,4 m, 10 cables de $2,5 \text{ cm.}$ de diámetro		

Precio por viga, en dólares	Las de 16 m., 613.-	—	—
	Las de 24,4 m., 1753.-	—	—
Precio del tablero, en dólares, por $m^2$	60,87	79,67	83,37
	<u>Proyecto № 13</u>	<u>Proyecto № 14</u>	<u>Proyecto № 15</u>
Sección tipo	Ver fig. 24	Ver fig. 25	Ver fig. 26
Fecha del proyecto	Junio 1954	Junio 1954	Junio 1953
Localidad en que está ubicado	Los Angeles, California	Nr. Los Angeles, California	Gilliam Co. Oregon
Sistema de pretensado utilizado	Prestressed Concrete Corp.	Armaduras postes	Freyssinet
Tren de sobrecargas previsto	H 20-S 16-44	H 20-S 16-44	H 20-S 16-44
Número de tramos	2	1	3
Luz de cada tramo, en m.	24.-	33,40	29,90
Número de vigas	20	14	15
Armadura de cada viga	9 cables de 10 alambres de 6,35 mm de diámetro	—	10 cables de 18 alambres y 2 de 12, de 5 mm de diámetro
Precio por viga, en dólares	—	—	4.200.-
Precio del tablero, en dólares por $m^2$ .	87,50	96,19	—

	<u>Proyecto № 16</u>	<u>Proyecto № 17</u>	<u>Proyecto № 18</u>
Sección tipo	Ver fig. 27	Ver fig. 28	Ver fig. 29
Fecha del pro - yecto	Octubre 1953	Febrero 1954	Julio 1954
Localidad en que está ubicado	Portland-Salem Exp., Oregón	Portland, Ore gón	Klickitat Co., Washington
Sistema de pre- tensado utilizado	Prestressed Concrete Corp.	Prestressed Concrete Corp.	Armaduras pos tesas
Tren de sobrecar- gas previsto	H 20-S 16-44	H 20-S 16-44	H 15-S12-44
Número de tramos	3	1	5
Luz de cada tra- mo, en m.	28,40 y 30,80	29,75	14,30 y 27,70
Número de vigas	15	10	10 de 14,30 m y 15 de 27,70 m.
Armadura de ca- da viga	13 cables de 10 alambres de 6,35 mm. de diámetro	16 cables de 10 alambres de 6,35 mm. de diámetro	---
Precio por vi- ga, en dólares	Las de 28,40 m., 3600.- Las de 30,80 m., 4.200.-	3100.-	Las de 14,30 m., 1200.- y las de 27,70 m., 3050.-
Precio del ta- blero, en dóla- res por $m^2$	---	---	---

	<u>Proyecto № 19</u>	<u>Proyecto № 20</u>
Sección tipo	Ver fig. 30	Ver fig. 31
Fecha del pro - yecto	Julio 1954	Julio 1954
Localidad en que está ubicado	Marin Co., Ca- lifornia	Nr. Guadalupe, Ca- lifornia

Sistema de pre-tensado utilizado	Armaduras post-tensas	Prestressed Concrete Corp.
Tren de sobrecargas previsto	H 20-S 16-44	H 20-S 16-44
Número de tramos	18	24
Luz de cada tramo, en m.	24,40	15,25
Número de vigas	270	120
Armaduras de cada viga	---	Vigas interiores: 5 cables de 12 alambres de 6,35 mm. de diámetro. Vigas exteriores: 3 cables de 10 alambres y 1 de 12, de 6,35 mm. de diámetro.
Precio por viga, en dólares	Hormigón... 790.- Acero y pretensado 560.-	---
Precio del tablero, en dólares por $m^2$	---	47,50

R.P.A.

591-4-4 ESTUDIO ECONOMICO-COMPARATIVO ENTRE DIVERSOS SISTEMAS  
DE CONSTRUCCION DE DEPOSITOS DE HORMIGON PRETENSADO

(Prestressed tank bids compare systems)

"ENGINEERING NEWS-RECORD", 7 Octubre 1954

- S i n o p s i s -

Se hace un estudio económico-comparativo de los diversos presupuestos presentados para la construcción de dos depósitos de hormigón pretensado, uno de 45,4 millones de litros de capacidad, y otro de 18,9 millones de litros, en California (Estados Unidos).

Recientemente, The East Bay Municipal Utility District, de California, encargada del abastecimiento de agua a Oakland, ha sacado a concurso la construcción de dos nuevos depósitos, de hormigón pretensado, uno de 45,4 millones de litros de capacidad y otro de 18,9 millones de litros. Esta Entidad lleva construidos ya treinta depósitos de hormigón pretensado, más que ninguna otra en el mundo. Uno de los depósitos está ubicado en Richmond y el otro en "Los Altos". La subasta se celebró en 1953 y, actualmente, las obras van ya muy avanzadas.

Depósito de Richmond: Es el mayor depósito de hormigón pretensado construido hasta la fecha. Tiene 61 m. de diámetro y 13,3 m. de altura y va cerrado, por su parte superior, por una cúpula

la laminar. Se había proyectado pretensarlo por el procedimiento "Preload", pero en la subasta celebrada se aceptó la propuesta presentada por la firma Erickson, Phillips and Weisberg, Concord., de California, que ofreció una solución 16.000 dólares más económica, a base de utilizar el sistema Freyssinet de pretensado.

A continuación se indican los datos económicos más interesantes de las distintas ofertas presentadas.

	<u>Entidad</u>	<u>Coste total</u>
Nº 1	Erickson, Phillips and Weisberg, Concord, California . . . . .	345.424-- dólares
Nº 2	Elmer J. Freethy, El Cerrito, California .	351.126-- "
Nº 3	Rothshild, Raffin and Weirick and Pacific Bridge Co., San Francisco California . . . . .	371.753-- "

Detalle de las ofertas

			<u>Precio unitario en dólares</u>	
<u>Concepto</u>	<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Oferta Nº 1</u>	<u>Oferta Nº 2</u>
Excavación para el depósito y aparcamiento.	m <sup>3</sup>	1.300	2,16	2,16
Excavación para zanjas y pozos	m <sup>3</sup>	287	7,20	3,93
Excavación para zanjas de drenaje.	m <sup>3</sup>	80	8,64	10,47
Terraplenes del depósito	m <sup>3</sup>	275	1,81	2,62

<u>Concepto</u>	<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio unitario en dólares</u>	
			<u>Oferta N° 1</u>	<u>Oferta N° 2</u>
Acabado de la superficie exterior del depósito.	m <sup>2</sup>	3.808	0,65	0,43
Tuberías de 15 cm. de saheamiento.	m.l.	177	3,61	3,28
Tubería de gres, de drenaje, de 20 cm.	m.l.	17	7,21	11,47
Tubería de acero, de 76 cm.	m.l.	12	18.-	88,50
Drenaje en terreno rocoso.	m <sup>3</sup>	245	9,36	5,89
Cimentación	m <sup>3</sup>	329	28,80	28,80
Impermeabilización de las paredes del depósito.	m <sup>2</sup>	1.664	1,58	1,43
Impermeabilización de la solera del depósito.	m <sup>2</sup>	1.430	1,97	1,91
Hormigonado de las paredes del depósito.	m <sup>3</sup>	214	49,74	36,65
Hormigonado de la solera del depósito.	m <sup>3</sup>	145	40,58	36,65
Hormigonado de las zanjas.	m.l.	148	3,61	3,28
Hormigón para el depósito.	m <sup>3</sup>	1.774	82,46	86,39
Hormigón para recubrimiento de las zanjas para tuberías.	m <sup>3</sup>	86	35,34	26,18

<u>Concepto</u>	<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio unitario en dólares</u>	
			<u>Oferta Nº 1</u>	<u>Oferta Nº 2</u>
Postes metálicos para el cerramiento	Partida alzada		5.000.-	5.170.-
Barras horizontales del cerramiento.	"	"	1.100.-	945.-
Cemento para inyección en los conductos de las armaduras:				
En el sistema "Preload" (*)	Ton.	735	20,29	22,06
En el sistema "Freyssinet"	Ton.	642	20,29	-
Mortero	Ton.	66	32,35	33,33
Armadura ordinaria	Ton.	51,3	244,44	244,44
Armadura de pretensado horizontal:				
Según el método "Preload" (*)	Partida alzada		53.600.-	58.422.-
Según el método "Freyssinet"	"	"	63.900.-	-
Armadura de pretensado vertical:				
Según el método "Preload" (*)	"	"	33.000.-	34.584.-
Según el método "Freyssinet"	"	"	36.000.-	-
Gunita	"	"	28.800.-	28.000.-
Bajantes	"	"	500.-	200.-

(\*) Las partidas señaladas con este asterisco, no fueron utilizadas en el proyecto definitivo.

<u>Concepto</u>	<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio unitario en dólares</u>	
			<u>Oferta Nº 1</u>	<u>Oferta Nº 2</u>
Tapas para los pozos.	Partida alzada		800.-	400.-
Otro material metálico.	Ton.	2,7	977,78	1.333,33
Tubería galvanizada, de 5 cm.	Partida alzada		33.-	50.-
Filtros prefabricados.	$m^2$	3	11,96	5,43
Pavimentación de los accesos	$m^2$	435	3,42	2,99
Pavimentación de los aparcamientos	$m^2$	836	3,29	2,51
Cubierta del depósito.	Partida alzada		4.000.-	2.750.-
Pasarelas	$m^3$	31	13.-	20,29

En el proyecto aprobado, la armadura de pretensado está distribuida en cables de 18 alambres que van alojados en cada uno de los 320 conductos verticales y 370 conductos horizontales, dispuestos previamente en el espesor de las paredes del depósito. Todos estos conductos, son metálicos. Los verticales tienen 3,8 cm. de diámetro y van espaciados uno de otro 61 cm. Los horizontales tienen 4,45 cm. de diámetro y van colocados cada 8,9 cm.

Depósito de "Los Altos".- Esto depósito, de 18,9 millones de litros de capacidad, ha sido pretensado mediante alambre de alta resistencia arrollado, bajo tensión, alrededor de las paredes de

hormigón de la estructura. En la subasta celebrada para la realización de las obras, éstas fueron adjudicadas a la firma "Elmer Freethy, El Cerrito, California, la cual, a su vez, contrató la ejecución del pretensado con la Preload Construction Corp., New York.

A continuación se indican los datos económicos más interesantes de algunas de las ofertas presentadas.

<u>Entidad</u>	<u>Costo total</u>
Nº 1 L. Neilson, Orinda, California . . . .	198.430.- dólares
Nº 2 Elmer J. Freethy, El Cerrito, California	199.353.- "
Nº 3 Peter Sorenson Co., Redwood City, California . . . . . . . . . . . . . . . . . .	234.394.- "

Detalle de las ofertas.

<u>Concepto</u>	<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio unitario, en dólares</u>	<u>Oferta Nº 1</u>	<u>Oferta Nº 2</u>
Excavación para el depósito.	m <sup>3</sup>	15.300	0,67	0,59	
Excavación para el drenaje.	m <sup>3</sup>	7	7,20	10,47	
Excavación para zanjas y pozos	m <sup>3</sup>	352	6,54	10,47	
Terraplenes del depósito.	m <sup>3</sup>	589	2,75	2,62	
Acabado de la superficie exterior del depósito.	m <sup>2</sup>	1.895	0,54	0,32	
Tuberías de 15 cm, para saneamiento	m.l.	195	4,92	4,10	

<u>Concepto</u>	<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio unitario, en dólares</u>	
			<u>Oferta Nº 1</u>	<u>Oferta Nº 2</u>
Tuberías de 15 cm, para drenaje.	Partida alzada		822.-	1.271.-
Tuberías de gres, de 51 cm.	m.l.	3,3	42,95	32,79
Tuberías de gres, de 40,5 cm.	m.l.	171	28,85	11,47
Tuberías de gres, de 15 cm.	m.l.	9	13,11	13,11
Tuberías de gres, de 20 cm.	m.l.	36,6	16,39	18,00
Tuberías de gres, de 25 cm.	m.l.	64	24,92	27,05
Hormigón para re- cubrimiento de las zanjas para tu- berías.	m <sup>3</sup>	19	32,72	27,49
Drenaje en terre- no rocoso	m <sup>3</sup>	145	7,85	6,54
Cimentación	m <sup>3</sup>	180	17.-	26,18
Impermeabilización	m <sup>2</sup>	1.756	1,95	1,91
Hormigón para la solera del depó- sito.	m <sup>3</sup>	218	30,10	36,65
Hormigón para las paredes del depó- sito.	m <sup>3</sup>	886	85,73	90,31
Hormigón para de- sagües.	m <sup>3</sup>	4	89,00	100,78
Hormigonado de las zanjas.	m.l.	134	3,61	3,28
Cerramiento metá- lico.	Partida alzada		4.433.-	4.523.-

<u>Concepto</u>	<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio unitario, en dólares</u>	
			<u>Oferta Nº 1</u>	<u>Oferta Nº 2</u>
Cemento para inyección en los conductos de las armaduras.	Ton.	388	14,70	21,76
Mortero	Ton.	36,4	28,43	31,37
Armadura ordinaria.	Ton.	30	244,44	222,22
Armadura de pretensado horizontal	Partida alzada	28.263.-	27.555.-	
Armadura de pretensado vertical.	" "	12.050.-	11.550.-	
Gunita	" "	13.450.-	7.800.-	
Bajantes	" "	252.-	232.-	
Tapas para los pozos.	" "	134.-	333.-	
Otro material metálico.	Ton.	1,4	1.022,22	1.111,11
Pavimentación	$m^2$	1.731.-	1,53	2,39
Cubierta del depósito.	Partida alzada	2.800.-	2.750.-	
Pasarelas	$m^3$	42	11,78	11,23
Compuerta	Partida alzada	189.-	260.-	
Cerca provisional	" "	352.-	75.-	

R.P.A.

- Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento -

SEGUNDO CONGRESO DE LA FEDERATION INTERNATIONALE DE LA  
PRECONTRAINTE (F.I.P.)

Amsterdam, Países Bajos, 29 Agosto al 2 Septiembre 1955

Secretariado: Ir. J.A.H. Hartmann - Groningsestraat 15 - La Haye  
Tel. 01700 - 551173

Información preliminar

A raíz del primer Congreso de la F.I.P. celebrado en Londres (Octubre 1953), el grupo holandés (S.T.U.V.O.), organización aneja a la Betonvereniging se encargó de la organización del Segundo Congreso.

Esta reunión se celebrará en Amsterdam, los días del 29 de Agosto al 2 de Septiembre de 1955 en el Real Instituto de las Regiones Tropicales, Mauritskade 63, Amsterdam O.

I - TEMAS QUE SE TRATARAN

Tema 1a.-

Influencia de los anclajes y de la inyección de mortero en el comportamiento de los elementos de hormigón pretensado.

Ponente: M. Kelopuu

Toma 1b.-

Experiencias y problemas relativos a la fabricación y empleo de los aceros especiales para el pretensado.

Ponente: M. Bruggeling

Tema 2.-

Progresos sobre la prefabricación en taller de vigas pretensadas y sobre la unión de las piezas en la obra mediante pretensados "in situ".

Ponente: M. New

Tema 3a.-

Distribución de momentos en las estructuras hiperestáticas pretensadas, fuera del dominio elástico.

Ponente: M. Guyon

Tema 3b.-

Influencia de la plasticidad en la resistencia e inestabilidad de las láminas pretensadas.

Ponente: M. Franco Levi

Comunicación A.-

Análisis comparativo de las Instrucciones relativas al hormigón pretensado en los diversos países.

Ponente: M. Paduart

Comunicación B.-

Ventajas económicas del hormigón pretensado en los diversos países.

Ponente: Dr. U. Finsterwalder

Organización de las sesiones: La primera sesión estará dedicada a los temas 1a y 1b. La segunda al tema 2 y la tercera a los 3a y 3b. En la cuarta sesión se desarrollarán, tanto las comunicaciones A y B, como las relativas a los temas libres, si hubiese tiempo disponible.

De acuerdo con las memorias que se hayan recibido, los ponentes de cada uno de los temas, presentarán al Congreso su informe general, procediéndose, a continuación a la correspondiente discusión. Únicamente las comunicaciones A y B no llevarán discusión aneja. A ser posible, se facilitarán traducciones simultáneas durante las sesiones.

II - PROGRAMA PRELIMINAR

Lunes 29 Agosto Mañana: Sesión de apertura del Congreso  
Tarde : Primera sesión

Martes 30 Agosto Mañana: Segunda sesión  
Tarde : Excursión

Miércoles 31 Agosto Mañana: Tercera sesión  
Tarde : Libre

Jueves 1 Septiembre Mañana: Cuarta sesión y clausura del Congreso  
Tarde : Excursión

Viernes 2 Septiembre: Excursión

Sábado 3 Septiembre: Se organizará una excursión para visitar las obras de contención, desecación y saneamiento del antiguo Zuiderzee (Polder sud-este). Esta excursión, que no se organizará si el número de personas interesadas es reducido, tiene un gran interés técnico aun cuando no se refiera, de un modo directo, a los temas tratados en el Congreso.

Las excursiones previstas para el martes, jueves y viernes, tendrán por objeto visitar diversos puentes y estructuras en construcción, sin perjuicio de aprovechar el viaje para conocer también las autopistas y contemplar algunos de los pintorescos paisajes holandeses.

Un comité de señoras holandesas se ocupará de las señoras y acompañantes durante su estancia en Amsterdam. A tal efecto, están previstas una serie de excursiones especiales para este grupo.

### III - COMUNICACIONES

Todas las memorias técnicas, deben estar presentadas en las secretarías de las asociaciones nacionales antes del 1º de Febrero de 1955. No podrá ser aceptado ningún trabajo presentado después de la citada fecha.

Las memorias presentadas a los distintos temas, deberán estar escritas a máquina en cualquiera de los tres idiomas

oficiales del Congreso (francés, inglés o alemán). La extensión máxima de dichas aportaciones será de 2500 palabras, debiendo estar acompañadas de un resumen de 100 a 150 palabras en los tres idiomas, siendo conveniente que los autores envíen 50 copias de su trabajo.

Todas las memorias, informes generales y comunicaciones, se enviarán, antes de que comience el Congreso, a todos los miembros que hayan satisfecho las cuotas de inscripción.

#### IV - INSCRIPCION

Los derechos de inscripción al Congreso serán:

Miembros efectivos (incluidos las memorias y actas del Congreso) . . . . . 60 fl. h. por p.

Miembros asociados (acompañantes) 10 fl. h. por p.

Los miembros asociados gozarán de los mismos derechos que los efectivos excepción hecha de las publicaciones, que no las recibirán.

Aproximadamente:

100 fr. franceses = 1 florín

100 fr. belgas = 7,60 florinos

1 fr. suizo = 88 florines

Los gastos de excursiones y alojamiento en hoteles se pondrán en conocimiento de los asociados en una segunda circular, la cual se publicará en los primeros días de la primavera de 1955 y en la que se detallarán los medios de efectuar el pa

go, la inscripción y la recepción. Con esta circular se enviarán los boletines de adhesión y el programa definitivo.

Esta segunda circular con la información necesaria, sólo se enviará a aquellos asociados que lo soliciten.

COMITE DE ORGANIZACION

Prof. Dr. Ir. A.M. Haas:	Presidente honorario
Dr. Ir. G.F. Janssonius:	Presidente
Ir. J.A.H. Hartmann:	Secretario, Groningsestraat 15, La Haya.
M.A. van Geluk:	Tesorero
Ir. A.S.G. Bruggeling:	Miembro
Ir. D. Dicke:	Miembro
Ir. C.F. van Bergen:	Miembro
Sra. van Bergen:	Comité de señoras
Srta. A.C. Schippers:	Secretaria de recepción.

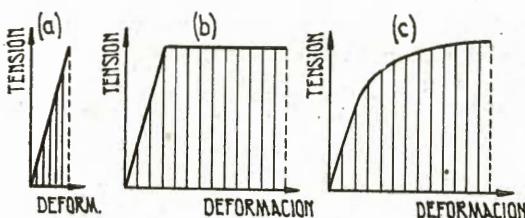


Fig. 1.—Diagramas característicos tensión-deformación para materiales: a), frágiles; b), con amplio escalón de relajamiento; c), dúctiles.

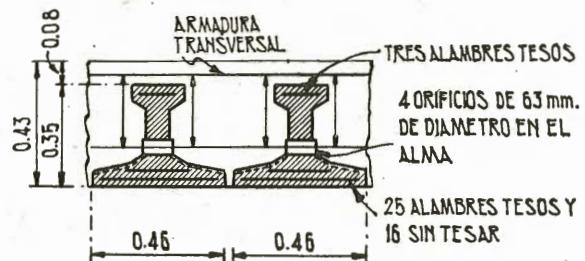


Fig. 2.—Viga compuesta primitiva, de hormigón parcialmente pretensado, para tableros de puentes de más de 15 metros de luz.

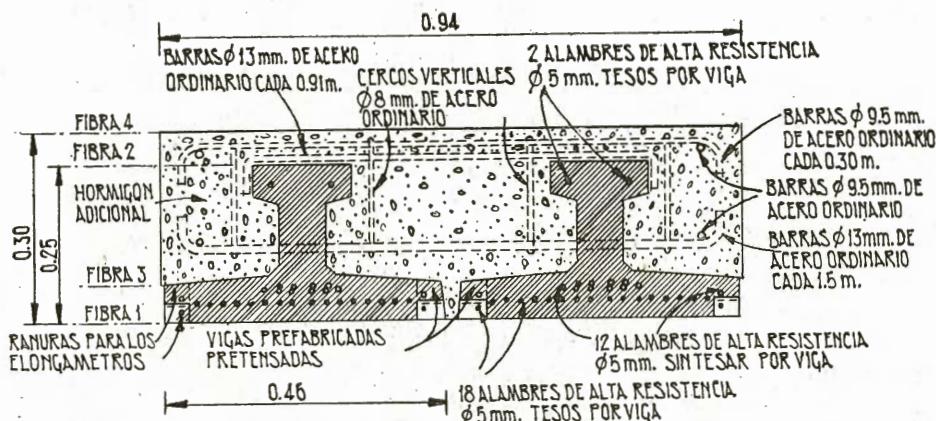


Fig. 3.—Los primeros ensayos realizados sobre vigas de este tipo demostraron una perfecta cooperación, tanto entre los alambres tesos y los no tesos, como entre el hormigón pretensado y el vertido posteriormente.

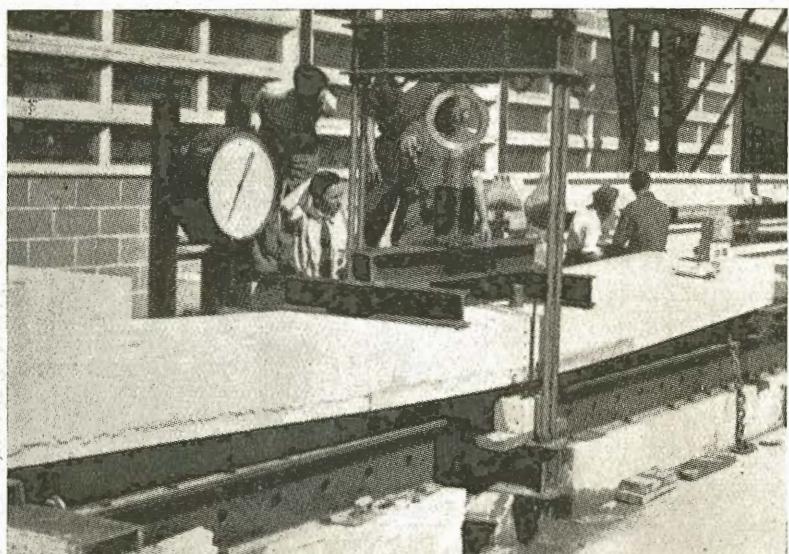


Fig. 4.—Placa deformada, en las proximidades de la rotura, en un primer ensayo estático.

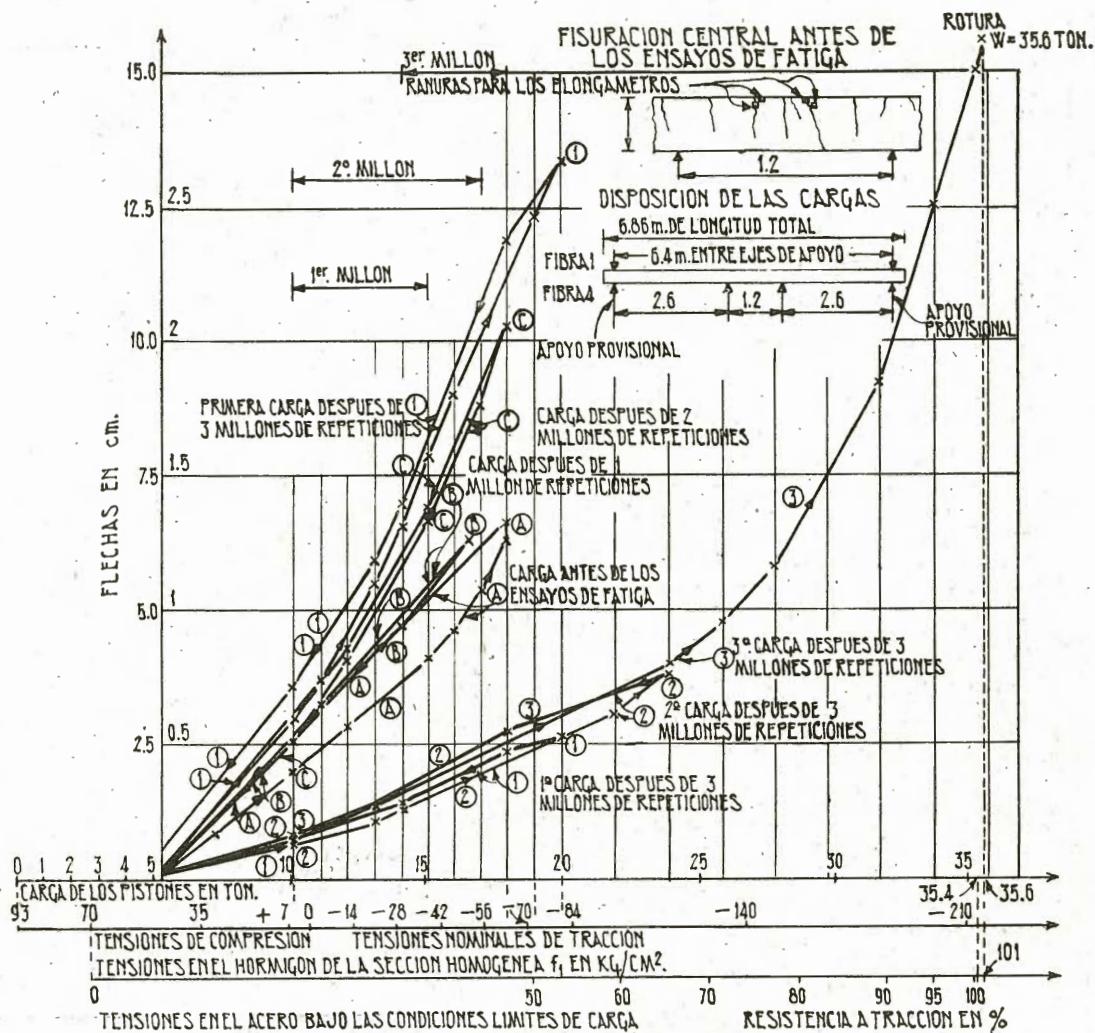


Fig. 5.—Diagrama carga-flecha correspondiente a la placa S-2.

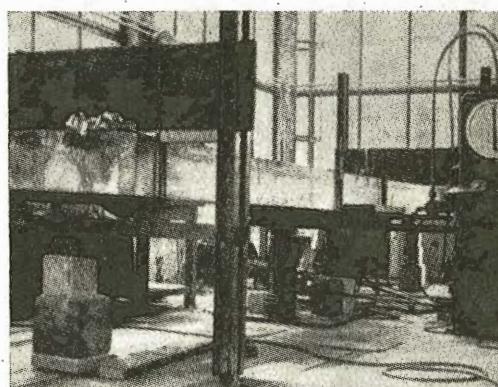


Fig. 6.—Ensayo de la placa S-2. Aspecto de la pieza después de haber efectuado tres millones de repeticiones de la carga.

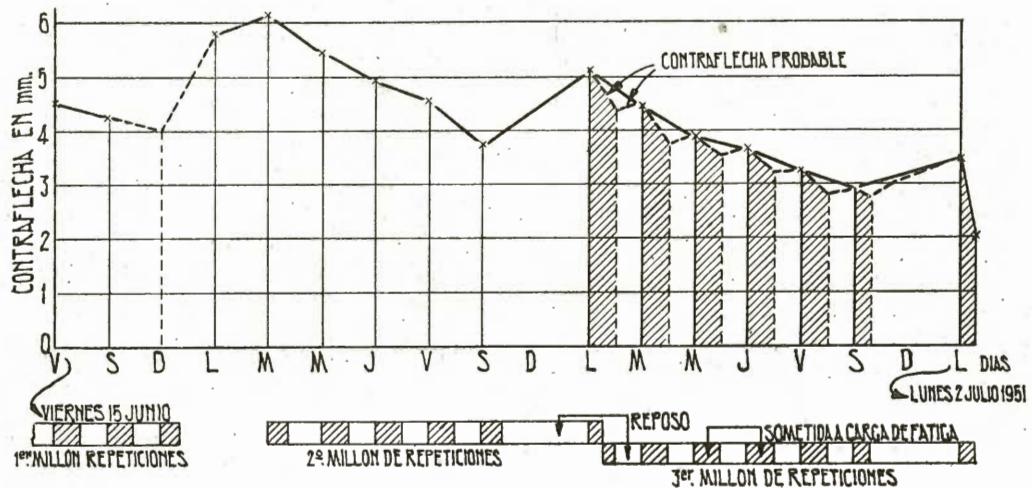
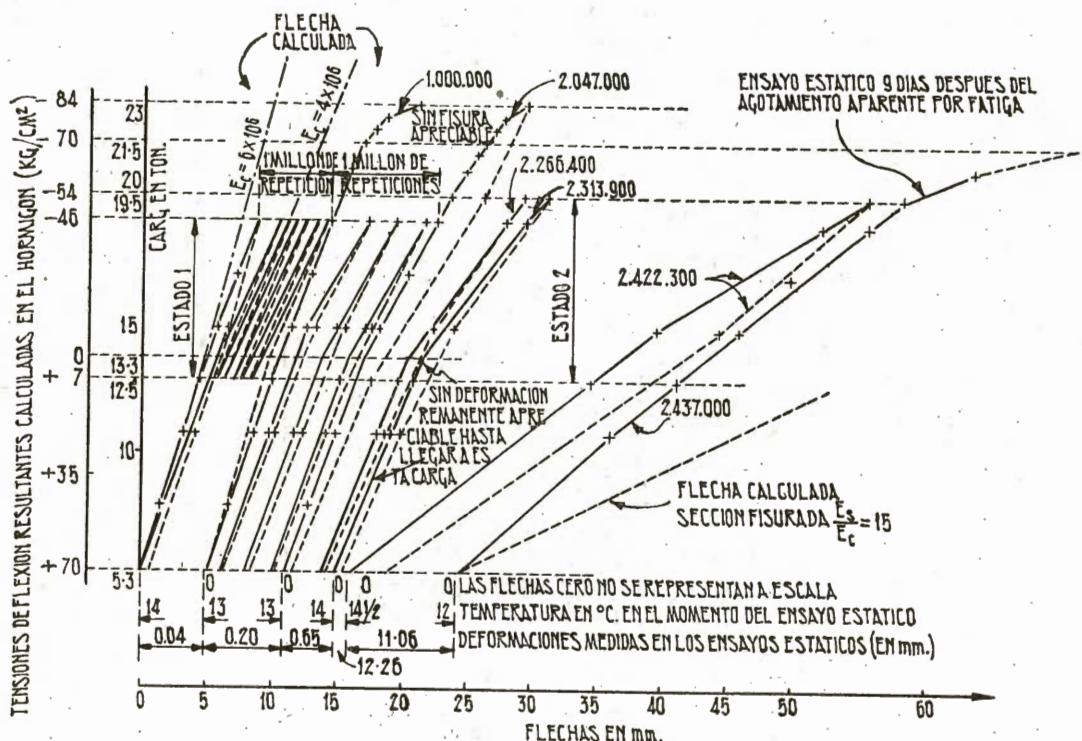


Fig. 7.—Variaciones en la deformación (contraflecha) durante el ensayo de fatiga. En el diagrama se aprecia la recuperación de la placa S-2 durante los largos períodos de reposo en los fines de semana.



ESTADO DE CARGA N°	LIMITES DE LA CARGA (EN TON.)	LIMITES DE LA TENSION (EN KG/CM²)
1	12.5 A 18.5	+7 A -46
2	12.5 A 19.5	+7 A -54

+ FLECHAS MEDIDAS

Nº DE REPETICIONES	ESTADO DE CARGA N°	OBSERVACIONES
1.000.000	1	SIN FISURAS
1	A FISURACION	CINCO FISURAS
1.000.000	1	DESAPARICION DE LAS FISURAS
314.000	2	
123.000	2	LAS FISURAS PERMANECEN ABIERTAS

Fig. 8.—Diagrama carga-flecha correspondiente a la placa S-3 fabricada con cemento metalúrgico «Sealithor».



Fig. 9.—Borde lateral de la placa S-3 después de haber sido sometida a 2.400.000 repeticiones de carga. Las fisuras se mantenían permanentemente abiertas bajo carga.

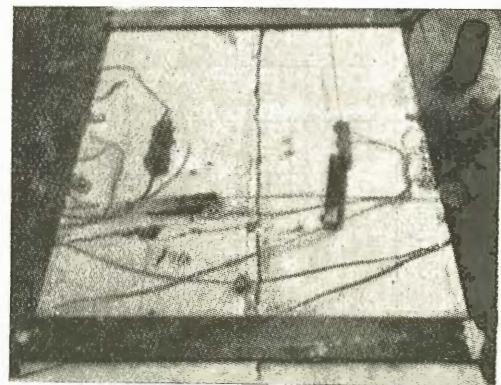


Fig. 10.—Cara superior de la placa S-3 después de haber sido sometida a 2.400.000 repeticiones de carga. Las variaciones en la anchura de la fisura indican la desigualdad de la carga que actúa todo a lo ancho de la pieza.



Fig. 11.—Un alambre de la placa S-3 roto después de haber sido sometida la pieza a 2.400.000 repeticiones de carga.

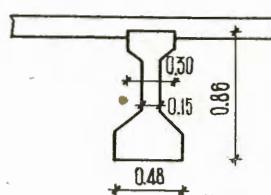


Fig. 12.

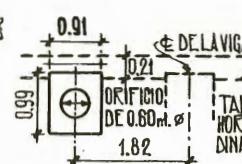


Fig. 13.

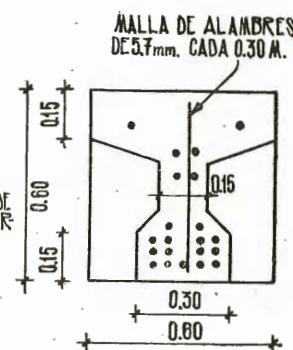


Fig. 14.

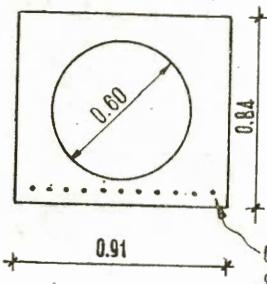


Fig. 15.

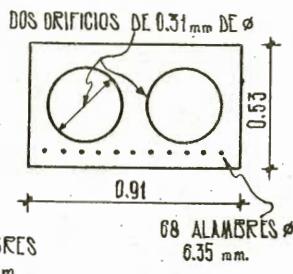


Fig. 15 bis.

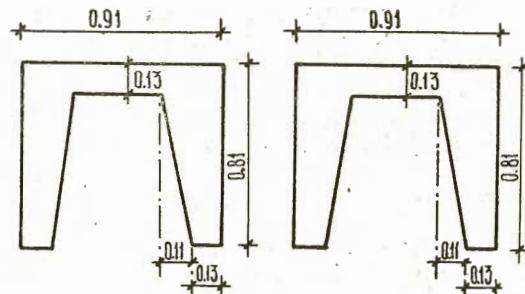


Fig. 16.

Fig. 17.

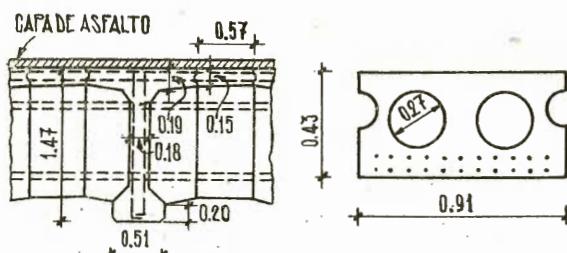


Fig. 18.

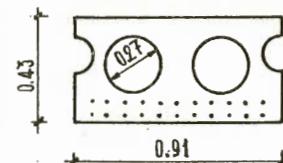


Fig. 19.

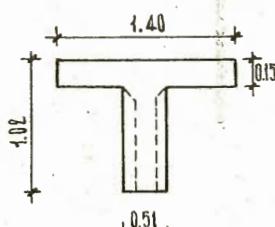


Fig. 20.

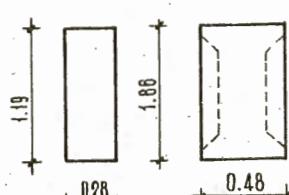


Fig. 21 a).

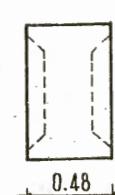


Fig. 21 b).

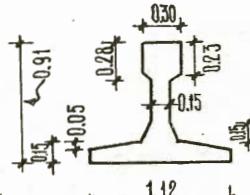


Fig. 22.

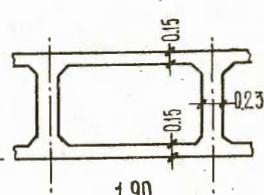


Fig. 23.

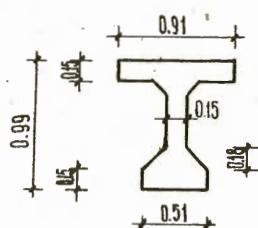


Fig. 24.

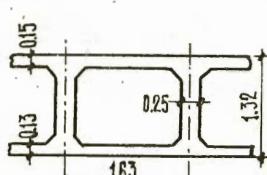


Fig. 25.

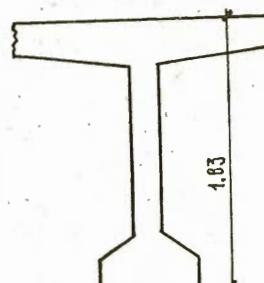


Fig. 26.

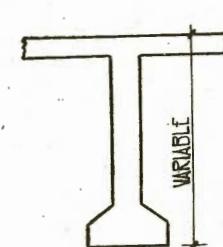


Fig. 27.

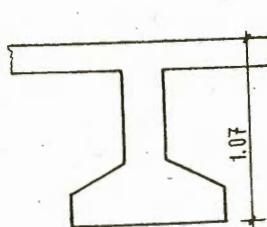


Fig. 28.



Fig. 29.

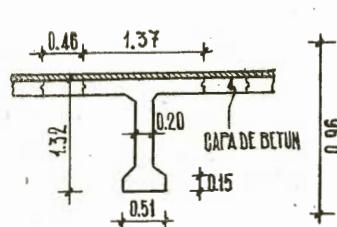


Fig. 30.

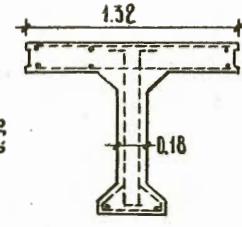


Fig. 31.

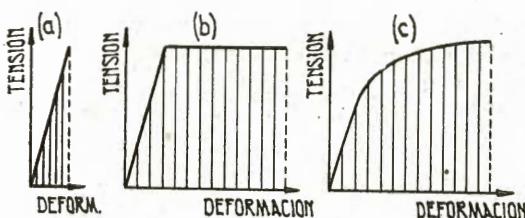


Fig. 1.—Diagramas característicos tensión-deformación para materiales: a), frágiles; b), con amplio escalón de relajamiento; c), dúctiles.

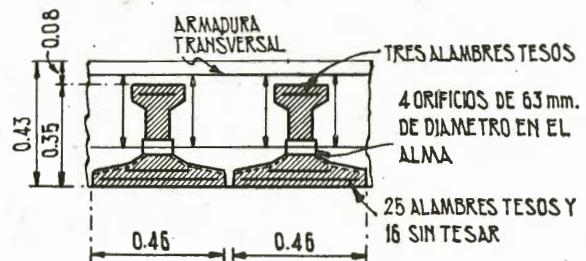


Fig. 2.—Viga compuesta primitiva, de hormigón parcialmente pretensado, para tableros de puentes de más de 15 metros de luz.

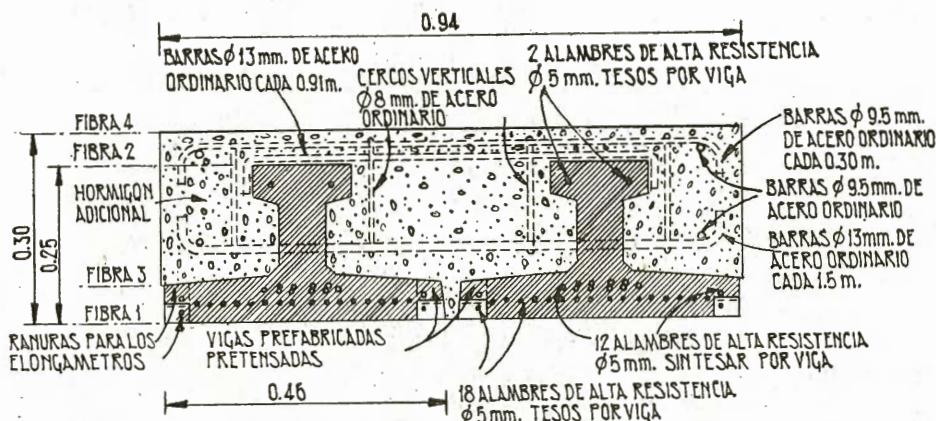


Fig. 3.—Los primeros ensayos realizados sobre vigas de este tipo demostraron una perfecta cooperación, tanto entre los alambres tesos y los no tesos, como entre el hormigón pretensado y el vertido posteriormente.

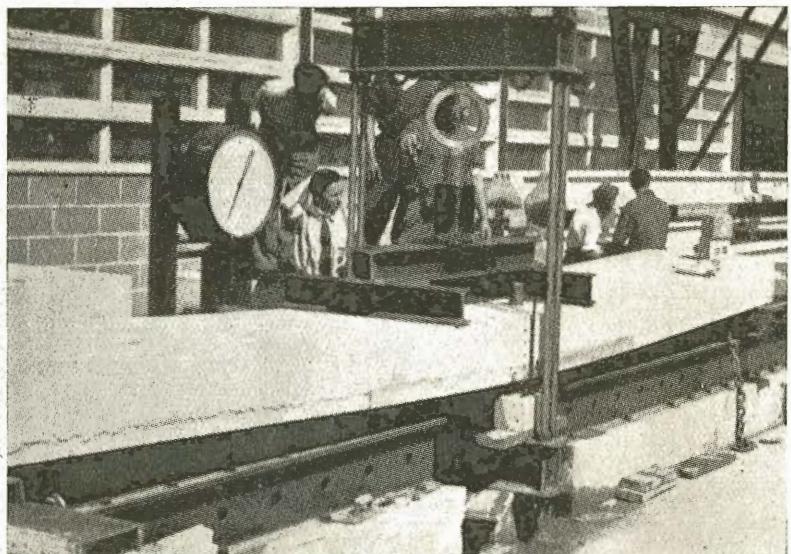


Fig. 4.—Placa deformada, en las proximidades de la rotura, en un primer ensayo estático.

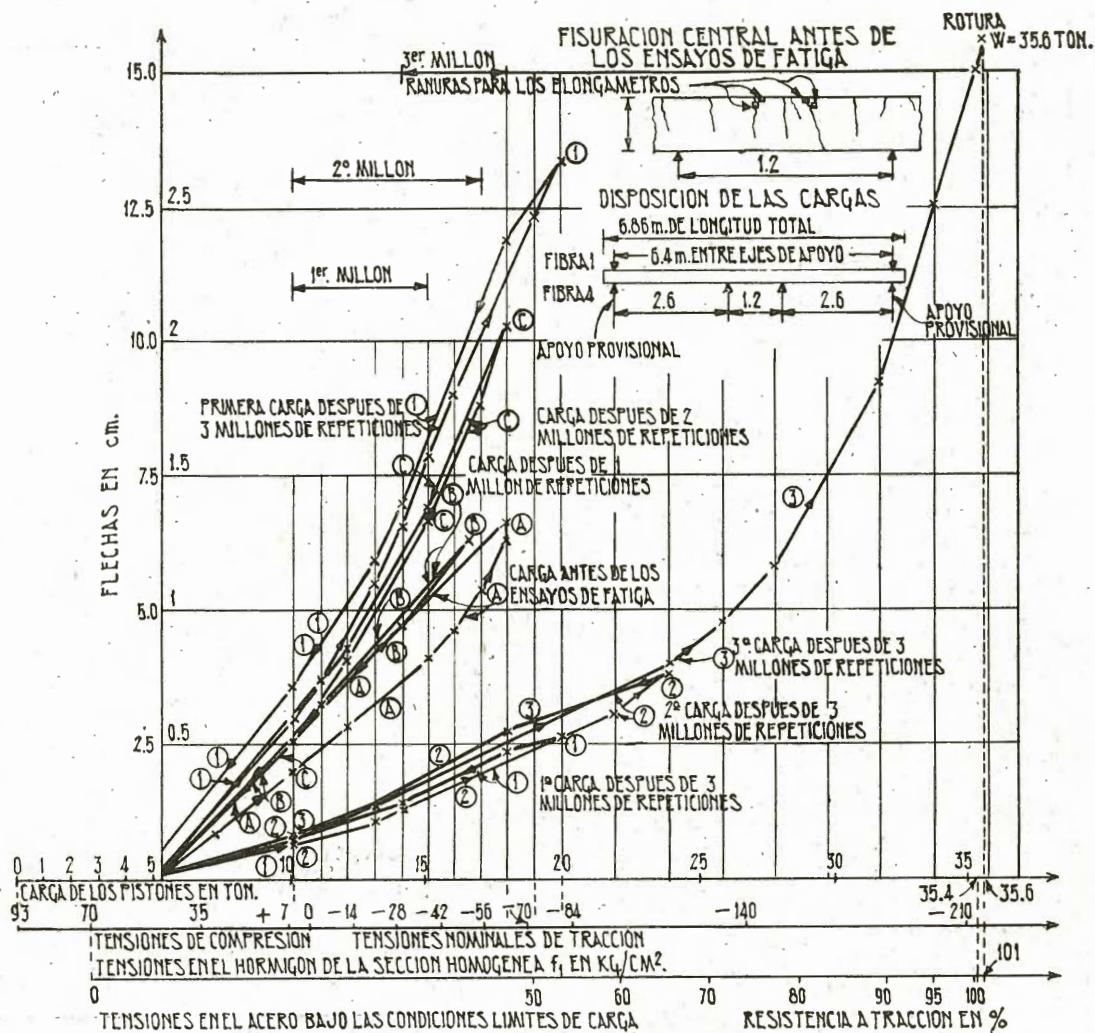


Fig. 5.—Diagrama carga-flecha correspondiente a la placa S-2.

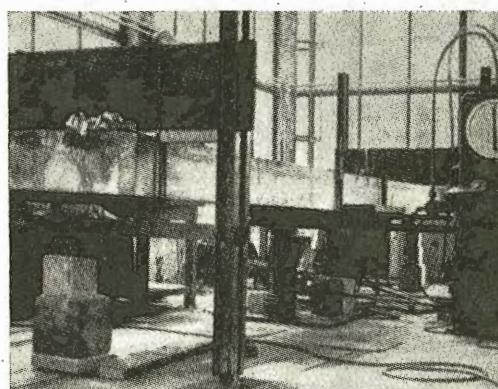


Fig. 6.—Ensayo de la placa S-2. Aspecto de la pieza después de haber efectuado tres millones de repeticiones de la carga.

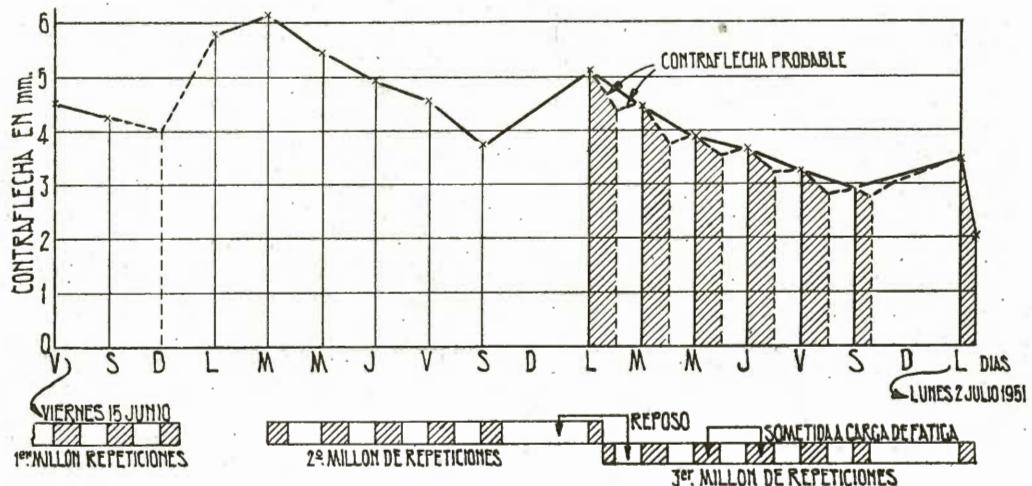
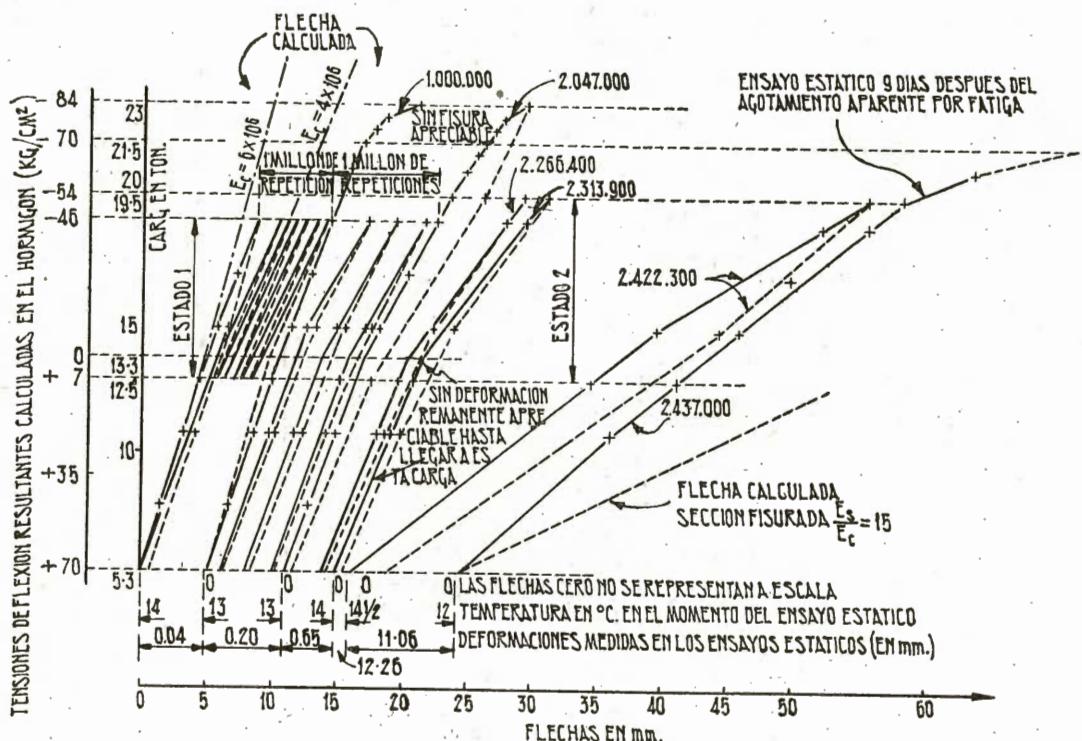


Fig. 7.—Variaciones en la deformación (contraflecha) durante el ensayo de fatiga. En el diagrama se aprecia la recuperación de la placa S-2 durante los largos períodos de reposo en los fines de semana.



ESTADO DE CARGA Nº	LIMITES DE LA CARGA (EN TON.)	LIMITES DE LA TENSION (EN KG./CM <sup>2</sup> )
1	12.5 A 18.5	+ 7 A - 46
2	12.5 A 19.5	+ 7 A - 54

#### + FLECHAS MEDIDAS

Nº DE REPETICIONES	ESTADO DE CARGA Nº	OBSERVACIONES
1.000.000	1	SIN FISURAS
1	A FISURACION	CINCO FISURAS
1.000.000	1 •	DESAPARICION DE LAS FISURAS
314.000	2	
123.000	2	LAS FISURAS PERMANECEN ABIERTAS

Fig. 8.—Diagrama carga-flecha correspondiente a la placa S-3 fabricada con cemento metalúrgico «Sealithor».



Fig. 9.—Borde lateral de la placa S-3 después de haber sido sometida a 2.400.000 repeticiones de carga. Las fisuras se mantenían permanentemente abiertas bajo carga.

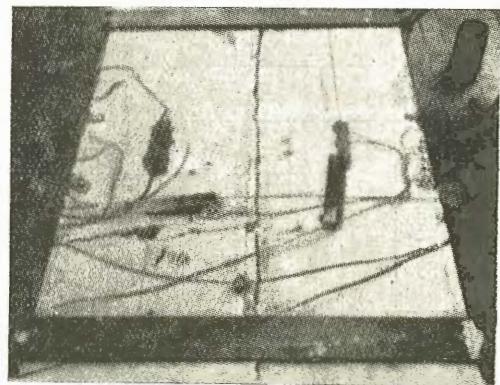


Fig. 10.—Cara superior de la placa S-3 después de haber sido sometida a 2.400.000 repeticiones de carga. Las variaciones en la anchura de la fisura indican la desigualdad de la carga que actúa todo a lo ancho de la pieza.



Fig. 11.—Un alambre de la placa S-3 roto después de haber sido sometida la pieza a 2.400.000 repeticiones de carga.

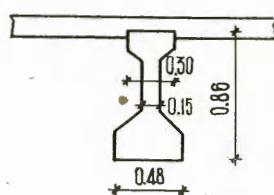


Fig. 12.

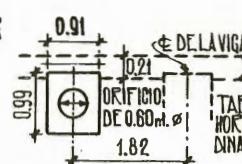


Fig. 13.

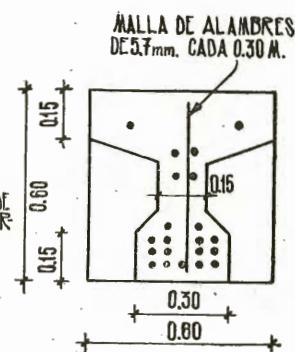


Fig. 14.

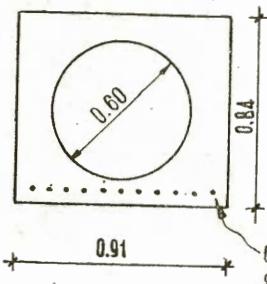


Fig. 15.

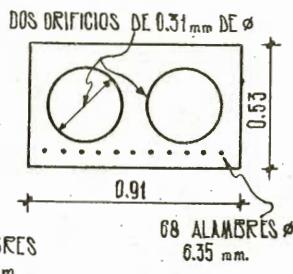


Fig. 15 bis.

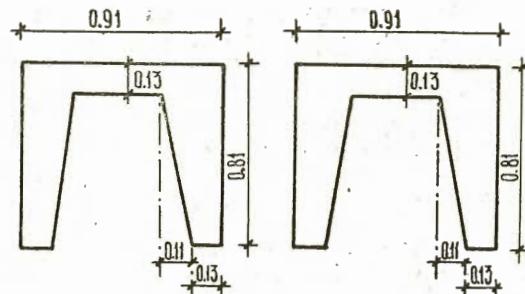


Fig. 16.

Fig. 17.

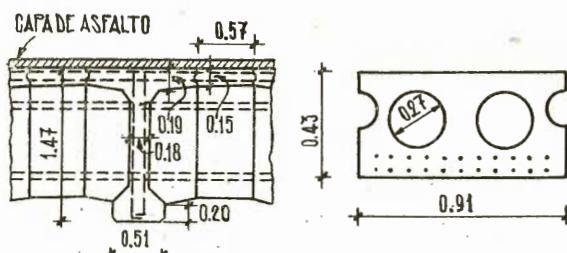


Fig. 18.

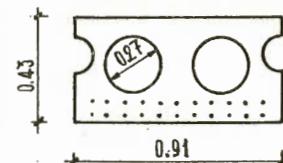


Fig. 19.

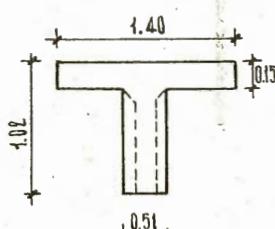


Fig. 20.

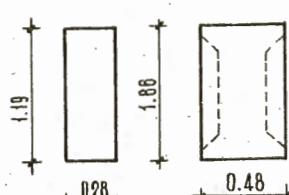


Fig. 21 a).

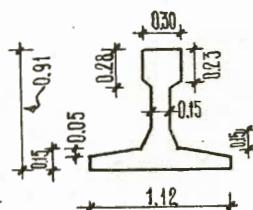


Fig. 21 b).

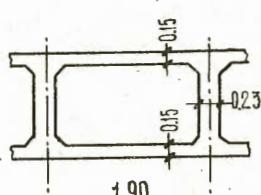


Fig. 23.

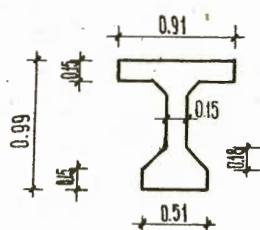


Fig. 24.

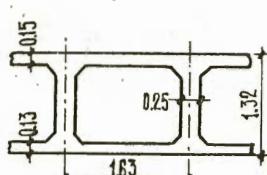


Fig. 25.

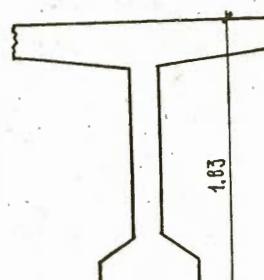


Fig. 26.

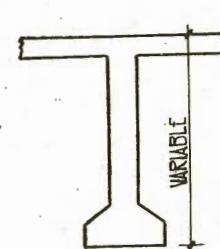


Fig. 27.

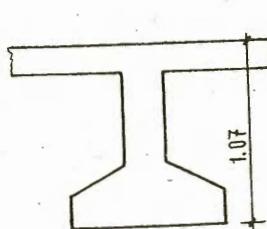


Fig. 28.



Fig. 29.

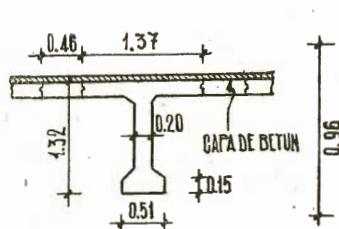


Fig. 30.

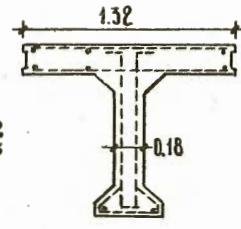


Fig. 31.

