



HORMIGON PRETENSADO

ULTIMAS NOTICIAS



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

ULTIMOS AVANCES

Técnicos en Estructuras

Hormigón Pretensado

Boletín de circulación limitada

Nº 6

- INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN Y DEL CEMENTO -

I N D I C E

=====

		Pág.	
457-2-3	Conferencia de M. Freyssinet.....	1	
457-0-2	Conferencia de M. Bouvy	"	8
457-8-2	Ensayos de carga en vigas de hormigón pretensado.	"	11
457-8-3	Conferencia de M. Dardanelli	"	15
457-8-4	Intervención de M. Guyon	"	18
457-1-3	Intervención de M. Freyssinet	"	19
457-0-3	Conferencia de M. Franco Levi	"	21
591-2-5	Puente de Villeneuve Saint-Georges sobre el Sena.	"	27
591-9-1	Aparcamiento subterráneo de Rouen	"	30
591-3-1	Galería de Rouen	"	32
591-9-2	Traviesas de hormigón pretensado, para vías férreas	"	33
591-9-3	Postes de hormigón pretensado, para líneas de conducción de energía eléctrica	"	35
591-3-2	La conducción forzada en hormigón pretensado de la fábrica hidroeléctrica de Sovorzeno	"	36
591-2-6	Visita de la obra de construcción del puente de Génovraye	"	42

NOTA:

El Instituto, uno 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.

* * *

457-2-3 CONFERENCIA DE M. FREYSSINET

Señor Presidente, señoras y señores:

Vuestra presencia, tan numerosa, en estas jornadas de hormigón pretensado, produce en mi una gran alegría, pues viene a demostrar que la palabra pretensado, utilizada por primera vez en 1933, ha suscitado un interés creciente y universal.

Permitidme por ello que os dé la bienvenida a la vez que os agradeczo vuestra presencia.

En 1933, se colocaron en líneas de conducción de energía eléctrica, unos postes de hormigón pretensado fabricados en serie según una técnica industrial que aún no ha sido mejorada.

Por desgracia, razones de economía, consecuencia de la crisis de 1931, impidieron mantener los pedidos que aseguraban una utilización racional de la fabricación en serie; así, la fábrica hubo de suspender la fabricación de los postes, después de haber suministrado varios millares. El estado actual de estos, que es irreprochable después de 17 años, a pesar de la delgadez de sus paredes, cuyo espesor es a veces menor de 20 mm. constituye la mejor respuesta a los que aún dudan de la resistencia que al tiempo puede ofrecer el hormigón pretensado.

Una técnica basada en los mismos principios, junto con unos nuevos métodos de tosado, me permitió realizar con éxito al año siguiente, unas obras para reforzar los cimientos en el puerto de El Havre; fué esta la primera aplicación del hormigón pretensado a la resolución de un problema difícil e importante de Ingeniería.

La cantidad y variedad de los distintos métodos de aplicación, así como los estudios, las observaciones y las modificaciones lógicas que de ellos se derivan, provocan una evolución tan rápida en los conceptos y en la técnica, que lo que dije aquí mismo hace dieciocho meses, no os lo mismo que pienso en la actualidad.

En efecto, en mis anteriores conferencias, me preocupé poco del papel que, en el hormigón pretensado, representaban las deformaciones plásticas; prestaba entonces mayor atención a los fenómenos elásticos. Las propiedades de los sistemas pretensados, en el campo elástico, pueden preverse fácilmente y al menos para los isostáticos, representan lo esencial de las posibilidades totales del material.

Hay que ponerse en guardia ante las reacciones de un público poco informado, que se enfrenta con ciertas propagandas que tienden a presentar al hormigón pretensado como un perfeccionamiento del hormigón armado, conseguido progresivamente, siendo el último perfeccionamiento el del empleo de armaduras fuertemente tensadas y de alto límite elástico, cuya paternidad se me atribuye. En realidad, hormigón pretensado y hormigón armado son dos técnicas que no tienen de común más que el empleo de cemento; sus diferencias en cualquier otro aspecto son esenciales e indudables.

Si se reducen las secciones de las armaduras, tensadas o no, en el hormigón armado, se aumentan sus deformaciones bajo sobrecarga durante tanto tiempo que no se satisfarán las definiciones del hormigón pretensado; ésta es la única razón de los fracasos de todas las tentativas anteriores a mis primeras publicaciones. Al insistir sobre los aspectos plásticos del hormigón pretensado, corría el peligro de favorecer los equívocos, creando confusiones en vez de aclarar ideas.

Hoy la situación es completamente diferente. Son ya muy numerosos los técnicos que han comprendido el interés de la nueva técnica. Un vasto terreno ha sido desbrozado y podemos pararnos en detalles.

No espero, de ningún modo, tratar hoy en su conjunto del problema de las deformaciones plásticas en las construcciones pretensadas. Es un problema tan vasto que es preciso confesar que lo que se sabe de él no es nada comparado con lo que se ignora. Para prever teóricamente estos nuevos hechos, tendríamos necesidad de conocer las leyes de deformación por esfuerzo cortante y tracción, bien en la zona plástica, bien en el caso de alargamientos según las armaduras, o bien en la zona casi elástica; sería preciso tener en cuenta la edad, las cargas y los efectos térmicos

e higrométricos, todo ello en ambos sentidos, carga y descarga, y en el caso de deformaciones repetidas, numerosas veces. Todavía no se ha comenzado a estudiar estas cuestiones, que presentan enormes dificultades.

Mi propósito es ante todo, brindaros la ocasión de reflexionar ante la presencia de ciertos hechos.

He dicho que entre el hormigón pretensado y el hormigón armado existe una especie de "tierra de nadie" en la que toda construcción insuficientemente armada (si se trata de hormigón armado) es insuficientemente pretensada (si se trata de hormigón pretensado) es peligrosa e inutilizable.

Volvamos a mi antigua definición de construcción pretensada:

Es pretensada una construcción sometida a la acción de un conjunto de tensiones permanentes, aplicadas antes que aquellas que resultan de las cargas y tales que las resultantes de estos dos sistemas de tensiones pueden ser soportadas indefinidamente por el material a los materiales que constituyen la construcción, cuando las cargas varían desde su mínimo hasta su máximo.

Ni que decir tiene que si las deformaciones bajo la acción de las tensiones resultantes son elásticas, la definición dada se cumplirá, - siempre naturalmente en el terreno teórico. La elasticidad de las deformaciones bajo la acción de las tensiones resultantes constituye pues una condición suficiente. Pero ¿es necesaria? A esta cuestión la experiencia responde negativamente en gran número de casos, pero en este nuevo campo no podemos tener otra guía que la experiencia.

Vuelve al caso, frecuentemente tratado, de la viga sobre dos apoyos que, para simplificar, se supone de igual resistencia.

Para una carga límite, se alcanza la resistencia del hormigón a extensión ¿Qué ocurre si se insiste?.

Se pueden hacer numerosas hipótesis, a propósito de la constitución del miembro extendido. Las dos extremas son:

1º) Una viga de armaduras exteriores ó no adherentes.

2º) Una viga dotada de armaduras adherentes repartidas en la masa de hormigón de forma que se provoque, en las mejores condiciones, el fenómeno de Considère, es decir la fluencia del hormigón a tracción constante. Se sabe que pueden alcanzarse valores importantes, superiores en más de diez veces al alargamiento elástico.

Por este hecho capital, se hace penoso el empleo del hormigón armado.

En la práctica, el comportamiento de las vigas es bien diferente. En el primer caso, el hormigón se rompe; la armadura sufre un brusco alargamiento con choque y vibraciones, y la flecha aumenta también bruscamente. Se abre una sola grieta en un punto que aumenta en forma de triángulo, en cuyo vértice el hormigón comprimido se rompe rápidamente, por exceso de carga en la fibra exterior.

La carga máxima soportada por la viga sobrepasa, poco o nada, a la carga de rotura del hormigón extendido.

En la hipótesis opuesta, el fenómeno de Considère se sustituye por la rotura del hormigón; los aceros de la armadura se alargan progresivamente con su envoltura, pudiendo aumentar su tensión hasta sobrepasar el límite elástico del metal; puede romperse la viga bien por rotura de los aceros o bien por rotura del hormigón comprimido, muy retardada con relación al caso precedente. El aumento de resistencia de la viga, para un esfuerzo de pretensado igual y realizado de igual modo, puede en el segundo caso, sobrepasar en un 50%, la carga de los aceros en el momento de la rotura y pudiendo pasar desde los 80 o 100 Kg/mm² aproximadamente, a más de 150 Kg/mm².

Cuando intervienen grietas, son finas y numerosas y su abertura total es bastante inferior a la abertura única de la primera hipótesis.

No se trata de una simple impresión. La S.N.C.F. ha realizado pruebas sobre probetas prefabricadas del puente de la Escuela Veterinaria de Toulouse, estudiadas por la S.T.U.P.; estas pruebas han puesto de manifiesto que una pequeña diferencia de edad en los morteros, que se inyectan para asegurar la adherencia de las armaduras, es suficiente para hacer va-

riar considerablemente la razón entre la resistencia real de rotura y la resistencia teórica límite.

Es por lo tanto cierto, que desde el punto de vista de la resistencia a la rotura y de la seguridad, los detalles de ejecución de las armaduras que aseguren la existencia del fenómeno de Considero, con el máximo de amplitud, tienen tanta importancia y eficacia como un aumento de la sección; el límite de rotura puede situarse con toda certeza más allá del límite elástico de la armadura, en lugar de coincidir con el coeficiente del esfuerzo de pretensado después de todas las relajaciones.

Hemos cargado nuestra viga ¿Qué va a ocurrir cuando se descargue? Dada la falta de datos, que ya se ha señalado, hemos de confirmos a conjeturas.

Lo más probable, de acuerdo con numerosas observaciones realizadas, parece ser que se produce un aumento instantáneo de la tensión de los aceros que disminuirá lentamente hasta un cierto límite cuyo orden de magnitud será una cuarta parte del aumento máximo bajo carga.

Y creo que las numerosas repeticiones de sobrecarga, hechas con intervalos suficientemente largos, traeían consigo un importante y definitivo aumento de la tensión y del esfuerzo de pretensado, por un fenómeno bastante análogo al auto-zunchado de los tubos de acero.

Este fenómeno de auto-tensión no es, desde luego, exclusivo del hormigón pretensado; el hormigón armado lo experimenta igualmente, y bajo la acción de cargas repetidas se puede convertir en pretensado; esto es a mi parecer el secreto de la duración de muchas obras de hormigón armado bajo la acción de sobrecargas repetidas.

Un fenómeno, parecido al que acabo de describir, intervino también, pero con mucha mayor intensidad y regularidad, en el caso de sistemas de tres dimensiones. Es absolutamente general, cualquiera que sea la complicación de las formas. Para que se comprenda fácilmente la importancia me limitaré al estudio del más sencillo de todos estos sistemas: una placa de caras paralelas que supondré uniformemente pretensada en el origen y fuertemente cargada en un punto; por ejemplo, en su centro.

Los límites de carga, obtenidos al igualar las tensiones de tracción a los límites de rotura por tracción, son radialmente inexactos, por las siguientes razones.

Supongamos que, para un valor C de la carga, la tracción que actúa sobre la cara inferior alcance el límite de tracción elástica del hormigón; el fenómeno de Considère, el alargamiento bajo carga constante, tiene a producirse.

Se sabe que puede alcanzar corrientemente diez veces el límite del alargamiento elástico antes que se produzca una fisuración visible.

Pero este alargamiento, considerablemente mayor que el alargamiento elástico, no puede valorarse más que si la deformación de los elementos próximos lo permite; dicha deformación debe pues aumentar más allá de los valores asignados a la hipótesis elástica; de todo lo dicho se deduce una redistribución de tensiones en la zona que rodea la región así extendida; las cosas ocurren como si los esfuerzos de pretensado repartidos en la placa se concentraran alrededor del punto cargado para aumentar la resistencia local junto a ese punto. En efecto, la resistencia real es considerablemente mayor que la resistencia calculada en la hipótesis elástica. Los ensayos realizados en la pista de aterrizaje de Orly por el Servicio de Puentes han puesto de manifiesto que, incluso repartiéndose la carga un número muy grande de veces las flechas permanecen constantes. El fenómeno es pues constante.

No espero dar aquí más que unas indicaciones que, sin duda, los suficientes por los que se puede, sin riesgo alguno, dividir las secciones de las armaduras, son muy elevados, del orden de tres ó cuatro unidades; se trata de saber si para armar un forjado de 20 cm., son indispensables diez cables por metro, o si bastan solo dos.

Desde luego, estos hechos no se limitan solo a las placas. De un modo general, en una masa de 3 dimensiones sometida a un conjunto continuo de esfuerzos de pretensado, toda causa que tienda a crear deformaciones elásticas provoca una concentración de dichos esfuerzos en las zonas en que las deformaciones tienden a separarse de la ley de Hooke bajo la acción de esta causa.

Esta redistribución de los esfuerzos de pretensado es por otra parte permanente en relación con las deformaciones que quedan fijas.

Existe otro campo en el que la importancia de las deformaciones plásticas es también considerable, el de las obras hiperestáticas clásicas; puentes de tramos múltiples, pórticos, etc. No puedo hablaros hoy más por falta de tiempo. Por otra parte, no podría aportar más que indicaciones fragmentarias ó incompletas. Creo por esto que debo ceder la palabra a aquellos colegas que quieran hablaros hoy sobre sus ideas y sus trabajos.

* * *

457-0-2 CONFERENCIA DE M. BOUVY

Ingeniero-consejero de La Haya.

Desde que os hablé, en Rouen, durante las primeras "Jornadas", - sobre el tema "Desarrollo del hormigón pretensado en Holanda", han transcurrido 16 meses.

Durante este periodo de tiempo se han fabricado e instalado en - gran escala, por encargo de los ferrocarriles holandeses, los pórticos para cables eléctricos, construidos industrialmente según el sistema de M. Weinberg y con las patentes de M. Freyssinet, numerosas aplicaciones interesantes en edificios industriales y 42 pasarelas de servicio de una luz - do 22 m. junto a dos grandes esclusas.

Actualmente, se está realizando cerca de Rotterdam, un viaducto de 150 m. de longitud total, dividido en 9 tramos de 16,50 m. cada uno; asimismo han comenzado los trabajos de construcción de dos depósitos circulares de 14 m. de diámetro.

Hoy quisiera hablaros de la S.T.U.V.O. círculo de estudios para el desarrollo del hormigón pretensado en Holanda, que se constituyó en 1949

Quisieramos aprovechar el actual Congreso, y la presencia de todos los reunidos para plantear la cuestión de organizar una colaboración - internacional de aquellos a quienes interese la nueva técnica del hormigón pretensado.

Supongamos que todos vosotros aceptais esta colaboración por ser útil e incluso necesaria. En las jornadas de 1949, fué discutida esta colaboración y se decidió organizar las relaciones internacionales por medio - de la A.I.P.C.

A nuestro parecer, se debe llegar a fundar un organismo internacional para el desarrollo del hormigón pretensado, organismo en el que podrían reunirse la A.S.P. por Francia, la "Prestressed Concrete Development

Group" por Inglaterra, la S.T.U.V.O. por Holanda, etc...

Rogamos que reflexionen sobre esta propuesta y que formen ideas que tiendan a encontrar el mejor modo de formar este organismo, que deseamos sea creado durante la sesión de clausura de este Congreso.

Los cuatro grandes problemas que presentan, en la actualidad, mayor interés para los miembros de la S.T.U.V.O. son:

- 1) La calidad del acero duro que ha de emplearse y las características que han de decretarse en los pliegos de condiciones.
- 2) La resistencia de las construcciones de hormigón pretensado ante la elevada temperatura que se produce durante un incendio.
- 3) El coeficiente de seguridad contra rotura en las obras de hormigón pretensado.
- 4) La teoría y más especialmente la redacción de cuadros o diagramas que faciliten los coeficientes para dimensionar más fácilmente las obras de hormigón pretensado.

El primer problema ya ha sido discutido en todos sus aspectos, y la fluencia, sobre todo, ha atraído toda nuestra atención. Nuestras investigaciones no han acabado aún, pero se halla ya en preparación una referencia sobre los resultados obtenidos, que será publicada igualmente en lenguas francesa e inglesa.

Sobre el segundo problema, M. Baar, Director Técnico de la Empresa de Obras Públicas "DURA" de Heerlen, publicará en breve los resultados de sus ensayos en los que esperamos estén tan interesados como nosotros mismos.

El tercer problema ha sido discutido, también muchas veces en las sesiones de la S.T.U.V.O. De él os va a hablar M. Haas, Director técnico de la empresa "NEDAM" de La Haya.

La teoría y la formación de cuadros que faciliten los coeficientes para dimensionar con facilidad las obras de hormigón pretensado, es el tema sobre el que ha de hablar, nuestro secretario M. Bruggeling, Ingenuero del Servicio Central de Edificios del Gobierno en La Haya.

* * *

- Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento -

457-8-2 ENsayos de Carga en Vigas de Hormigón Pretensado

Conferencia del Dr. A.M. Haas.

Director Técnico de la Empresa NEDAM. - La Haya.

Debido al interés que se ha despertado por el hormigón pretensado, el mundo técnico ha comensado a realizar aplicaciones prácticas, pudiendo comprobarse, en la actualidad, una tendencia a controlar los resultados por medio de ensayos de carga.

Estos ensayos se han realizado, bien cargando las vigas con grava, hasta la carga admisible del material, bien cargando hasta la aparición de la primera grieta ó bien hasta la rotura total.

La ventaja de los dos primeros métodos consiste en que las vigas pueden ser ensayadas en su emplazamiento definitivo y que pueden ser utilizadas después de los ensayos.

Cargando la viga de esta forma, no se obtienen más que algunos datos. Si no se produce fisuración, es decir si no se sobrepasa la resistencia del hormigón a tracción, lo que se hace es medir la flecha en el punto medio de la viga. Los valores así montados se comparan con los obtenidos - por el cálculo. En general se comprueba que existe una perfecta concordancia entre los valores encontrados y los calculados, contrariamente a lo que ocurre al medir las flechas de las vigas en hormigón armado.

El cálculo de las flechas de las piezas de hormigón pretensado se basa en las deformaciones elásticas del material homogéneo. No se produce perturbación en la repartición de tensiones, dada por la teoría de la mecánica aplicada, contrariamente a lo que ocurre con el hormigón armado, en el que la perturbación está muy marcada.

Por otra parte, se pueden utilizar estas medidas de flechas con el fin de determinar el módulo de elasticidad del hormigón, uno de los factores sobre el que se basa la teoría.

Este módulo de elasticidad puede ya fijarse a partir de medidas, efectuadas al someter a tensión los cables de pretensado.

La exactitud de la fórmula suiza para el módulo de elasticidad:

$$E = \frac{550.000 R'b}{150 \times R'b}$$

ha sido confirmada por los resultados obtenidos. En esta fórmula se ha tenido en cuenta la edad del hormigón ensayado, al calcular el valor $R'b$ de la resistencia a la compresión en un cubo.

Con el segundo método de carga, se conoce el instante en que se rebasa la resistencia del hormigón a tracción, por ser aquél en que se produce la primera grieta. Este fenómeno presenta dos fases: ó bien se produce una sola grieta, casi vertical, que se propaga de una sola vez incluso en la zona comprimida de la viga, o bien aparece una fisura menos marcada, en seguida de pequeñas fisuras en sus inmediaciones. Estas se producen generalmente en planos, situados perpendicularmente al eje de la viga. La explicación de este fenómeno es que, en el primer caso, los alambres son más o menos independientes del hormigón en una gran longitud. En el otro, la adherencia de los alambres al hormigón envolvente es bastante mayor, y la transmisión del esfuerzo de tracción del acero al hormigón en el alma de la viga, se produce por intermedio de la adherencia entre las fisuras.

En el caso de una fisura vertical larga se puede esperar que disminuya, cada vez más, la superficie de la zona comprimida al aumentar la sobrecarga. Se ha comprobado, frecuentemente, que la rotura se produce por aplastamiento del hormigón cuando una parte de la cabeza superior pandoa lateralmente.

Los ensayos de carga se han realizado en dos obras de la K.L.M. La Compañía Aérea Holandesa en La Haya y en el Aeropuerto de Amsterdam; en las construcciones industriales de Rottterdam y Harlen y con pórticos destinados a la electrificación de los ferrocarriles holandeses.

Interpretando los resultados del ensayo, se deduce que el coeficiente de seguridad, con relación a la 1^a grieta, es de 1,35; la rotura tu-

vo lugar con un coeficiente de valor 3.

En los ensayos, realizados con los pórticos para cables eléctricos en los ferrocarriles, se obtuvo como valor medio de los ensayos un coeficiente de seguridad contra la fisuración de un valor de 2,56 y contra la rotura de 4,18. Las dimensiones de los elementos fueron aumentadas a causa de la influencia de los esfuerzos horizontales perpendiculares a la sección vertical calculada.

Si la tensión de rotura del hormigón está calculada a partir de los valores obtenidos en el instante en que se produce la primera fisura, no existen más incógnitas que en los periodos siguientes: la fisuración depende de las tensiones máximas.

No es este el caso que se presenta en lo que concierne a la seguridad de rotura, pues depende de dos factores la resistencia a la rotura de los dos materiales y la forma de la sección.

¿De qué manera se podría hacer aumentar estos dos coeficientes de seguridad? La seguridad contra la fisuración será mayor cuanto más elevada sea la tensión de rotura del hormigón.

Esto conduce a la utilización de un hormigón de elevada tensión de rotura, obtenida sobre cubos. En el caso de una viga, que se supone cargada con el peso propio, actuando los esfuerzos de tracción en la fibra inferior, la primera fisura se producirá más rápidamente durante la carga de ensayo. Al aumentar las dimensiones de la sección, los coeficientes de seguridad contra la fisuración y la rotura son más elevados, pero la viga resulta muy pesada y muy costosa y no puede competir con las otras soluciones posibles.

Como ya se ha dicho pueden producirse, en el caso de rotura, dos posibilidades: que se sobrepase la tensión de rotura del acero, ó la compresión de rotura del hormigón. Si puede confiar en la adherencia, la rotura del acero de la armadura protensada será lógicamente decisiva cuando la sección conseguida sea económica y conveniente.

En resumen hay que comprobar que es recomendable en lo que concierne a la ejecución de una obra en hormigón pretensado, el empleo de un hormigón de elevada resistencia a la rotura, por una parte, y la inyección eficaz de mortero, por otra.

Quiero aún insistir, para terminar, sobre la importancia de realizar medidas precisas durante las cargas de ensayo. Aquellos datos en los que se puede confiar, solo se obtienen si los ensayos se preparan de una forma precisa; pues es este un trabajo de precisión al que no se presta una obra más que en última instancia.

* * *

— Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento —

457-3-3 CONFERENCIA DE M. DARDANELLI

Profesor de la Escuela Politécnica de Turín.

En Turín hay un centro de estudio para el hormigón pretensado se trata del que fundó el profesor Colonetti, a principios de 1947, dentro del Consejo Nacional de Investigaciones.

El problema que ha atraído especialmente la atención de este centro ha sido el de la valoración de las pérdidas de tensión.

El programa de experiencias comprende esencialmente dos series de investigaciones sistemáticas:

1º) Estudio de la variación de tensión de los alambres de acero mantenidos con longitud constante (distensión).

2º) Medida de la reducción que sufre el momento flector de fisuración de vigas de hormigón armado de hilos adherentes y de cables.

La primera serie de experiencias se ha realizado sobre hilos de acero de 2 y 5 mm. de diámetro y sobre cables de dos alambres de 2 mm. cada uno, tipo muy empleado en Italia en los elementos prefabricados de cerámica pretensada, que se utiliza para la preparación de forjados.

El objeto de estos ensayos era establecer experimentalmente los coeficientes que hacen falta introducir en la fórmula que permite calcular, en cada instante, la tensión residual en el acero, en función de la tensión inicial. En otros términos, se trata de establecer, en función del tiempo la ley según la cual se produce la relajación.

Un elongímetro acústico, fijado al alambre de acero, permite descubrir todo deslizamiento eventual en los dispositivos de anclaje, deslizamiento que se traduciría por una variación de la indicación del elongímetro.

La medida de la tensión residual se realiza periódicamente aplicando pesos al bastidor metálico que se utiliza. Se hace crecer gradualmente la carga aplicada hasta el instante en que el elongómetro indica, por una brusca variación de la inclinación de la curva "esfuerzos-deformaciones", que se ha abierto la grieta. Este método es extremadamente sensible; permite además no tener en cuenta los efectos de las variaciones de temperatura y evitar que la medida del esfuerzo residual no introduzca variaciones apreciables en la tensión que existe en el alambre.

Otra ventaja del dispositivo consiste en la posibilidad que ofrece de hacer variar la longitud del alambre durante el ensayo. Esta posibilidad permite reproducir experimentalmente las condiciones en las que se encuentra la armadura de una viga pretensada, que se apoya en una estructura de hormigón que se aconta como consecuencia de la retracción y de la fluencia.

Voy a resumir ahora los resultados obtenidos en los ensayos con longitud constante que se realizan desde hace dos años.

Las pérdidas de tensión medidas tienen los siguientes órdenes de magnitud.

9% en los hilos lisos de 2 mm. de diámetro tesados inicialmente a 107 Kg/mm^2

13% en los cables de dos alambres de 2 mm. de diámetro tesados inicialmente a 120 Kg/mm^2

13% en los hilos lisos de 5 mm. de diámetro tesados inicialmente a 105 Kg/mm^2

En los alambres de 5 mm. previamente levantados, las pérdidas de tensión parecen ser más elevadas; los elementos de que disponemos no permiten sin embargo dar aún valores absolutamente exactos.

La segunda serie de experiencias sistemáticas se propone medir las pérdidas globales de la tensión previa, que se producen en las armaduras de las vigas pretensadas.

En nuestras experiencias, hemos medido con mucho cuidado la variación del momento flector de fisuración.

Hemos comprobado que dicho momento experimental era inferior en un 20% aproximadamente, al momento teórico calculado teniendo en cuenta el esfuerzo de pretensado y una resistencia a la tracción, del hormigón, de 47Kg/cm (medida sobre probetas).

En efecto, al repetir la operación de carga sobre la viga agrietada se comprobó que la resistencia del hormigón a tracción era menos elevada y podía valornarse en 32 Kg/cm². En estas condiciones, la pérdida de tensión se reduce a un 16% aproximadamente.

Más tarde, las vigas fueron ensayadas periódicamente en las mismas condiciones. Cada vez, se descubría la fisuración colocando los elongómetros en las grietas establecidas previamente. A los 18 meses, se comprobó que la abertura de las grietas se producía bajo un momento flector que no era más que el 93% del que se había encontrado seis meses antes. Se puede pues valorar la pérdida total del esfuerzo de pretensado, a los 18 meses, en un 22% - aproximadamente. Después y hasta los 25 meses, no se comprobaron variaciones de importancia.

* * *

— Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento —

457-8-4 INTERVENCION DE M. GUYON.

Parece ser que la tensión de fisuración, calculada por la ley de Navier, aumenta cuando el coeficiente del esfuerzo de pretensado aumenta, es decir que, si se tiene una viga pretensada a 70 Kg/cm^2 se tendrá un esfuerzo de tracción aparente de 90 Kg/cm^2 ; mientras que, si se tiene una viga no pretensada, se obtendrá 50 Kg/cm^2 .

Hemos realizado varios ensayos sobre distintas vigas, unos aplicando las cargas en la mitad no armada y otros aplicando las mismas cargas en la mitad armada, ejerciendo el esfuerzo de pretensado mediante dos cables situados aproximadamente sobre un tercio de la viga.

Las medidas se efectuaron de un modo preciso y llegamos a los siguientes resultados: para las vigas no dotadas de aceros, dispersión muy grande y tensión aparente de tracción, calculada por la ley de Navier, de 30 a 40 Kg/cm^2 pero pudiendo alcanzar hasta 60 ó 70 si no existe ninguna ley.

En las vigas dotadas de aceros dulces, para un esfuerzo nulo de pretensado, es decir, con los cables enteramente sueltos, se obtuvo una tensión aparente de 50 Kg/cm^2 , (para un esfuerzo de pretensado de 40 Kg . se había obtenido 70 Kg/cm^2 , y para 60 Kg se obtuvo 100 Kg/cm^2)

* * *

157.1-3. INTERVENCION DE M. FREYSSINET

El fenómeno que ha descrito M. Guyón es un fenómeno completamente general; se trata de la regularización y del aumento considerable de las resistencias cuando se asocian elementos que adoptan irregularidades, por así decir, individuales.

Si se realiza la prueba hasta la rotura de los aceros, es muy frecuente, y esto se observa especialmente en las publicaciones alemanas de los años 1934 y 1935, que se encuentren resistencias a la rotura para el conjunto de armaduras, que puede estar formado por 50 ó 100 alambres, muy superiores al producto de las resistencias unitarias de cada alambre multiplicadas por el número de ellos.

He aquí el fenómeno: un alambre se rompe porque es débil; el inmediato se rompe en su punto más débil. Pero estos dos puntos de rotura no se encuentran en el mismo sitio. En consecuencia, cuando los hilos están agrupados, la resistencia se regulariza y se hace más elevada. En el caso del hormigón extendido que se armá con algunos alambres, se presenta un fenómeno del mismo género. Si en un hormigón cuya resistencia varía entre 30 y 50 Kgs. se disponen unos alambres que basten por si solos para elevar la resistencia de las secciones más débiles a la de las secciones más fuertes, el hormigón no se romperá hasta que se alcance una misma carga igual a la carga que ha determinado la resistencia más elevada.

El aumento de la resistencia del hormigón, segundo aspecto destacado por M. Guyon, es a mi parecer, un fenómeno que se explica en el hormigón endurecido bajo compresión y que llega a cerrar sus fisuras. Las resistencias son más elevadas de lo que suponemos (incluso diez veces mayores), pero estas resistencias se encuentran en gran parte anuladas por las pequeñas fisuras internas dando lugar a unas tensiones, en el extremo de las grietas, más elevadas que en su parte central. Es por esta razón por la que el hormigón se rom-

457-0-3 CONFERENCIA DE M. FRANCO LEVI

Durante la primera reunión de la A.S.P., en julio de 1949, pasé revista rápidamente a algunos aspectos del cálculo del hormigón armado pretensado, sobre lo que los investigadores italianos habían fijado su atención.

Quisiera ahora resumir brevemente los resultados que se han obtenido, desde esa fecha, en el centro del Consejo Nacional de Investigaciones de Italia, que estudió los "estados de coacción", es decir, los estados de tensión que no están en relación directa con la acción de las fuerzas exteriores.

En el campo teórico, nos encontramos ahora interesados en las siguientes cuestiones: estudio de los fenómenos de adaptación en las losas pretensadas apoyadas sobre un suelo elástico; estudio de las construcciones hiperestáticas pretensadas y valoración de las pérdidas de tensión.

El problema de los fenómenos de adaptación en las losas (y los problemas análogos que se plantean en todas las construcciones hiperestáticas) no son en realidad verdaderos problemas de pretensado. Toda construcción hiperestática es en efecto capaz de adaptarse a un aumento de los esfuerzos que soporta si se puede hacer uso de la intervención de las deformaciones plásticas ó de las fisuras. Pero esta posibilidad está infinitamente más extendida en las construcciones pretensadas que gozan de la notable propiedad de hacer desaparecer enteramente sus fisuras al ser descargadas. Se puede decir que el hormigón pretensado da lugar a "deformaciones plásticas reversibles" de gran amplitud. Al valorar los coeficientes de seguridad no debe presentarse ninguna duda sobre esta particularidad.

Habiendo tenido noticia de los resultados verdaderamente asombrosos obtenidos en este campo por M. Guyon en sus experiencias en el Aeropuerto de Orly, nos hemos esforzado en analizar por medio del cálculo, el papel

que desempeña la redistribución de los esfuerzos que se producen en una losa sobre apoyo elástico como consecuencia de la intervención de los fenómenos de adaptación.

Partiendo de las hipótesis clásicas de Kirshhof, pero suponiendo que puedan existir en la losa deformaciones elásticas del mismo orden de magnitud que las deformaciones elásticas, he generalizado en primer lugar la ecuación de Lagrange. La ecuación obtenida permite, al menos teóricamente, resolver el problema del equilibrio de una losa cualquiera "en fase de adaptación". El procedimiento se aplica en particular a las losas sobre apoyo elástico. Desgraciadamente la integración de Lagrange generalizada se encuentra con dificultades considerables, sobre todo para las losas sobre apoyo elástico. Por tanto debe realizarse, un estudio de adaptación, mediante aproximaciones sucesivas. No es pues prácticamente posible utilizar un procedimiento de cálculo muy complicado. Para claudir la dificultad, se podría pensar en el procedimiento del emparrillado elástico de Marcus, pero este método, aplicado a las losas sobre apoyo elástico, conduce a un sistema de ecuaciones lineales con un gran número de incógnitas. Hemos recurrido por esto a otro dispositivo que consiste en emplear las propiedades de reciprocidad que existen entre el efecto de una carga exterior y el de una deformación no elástica impuesta en un punto del cuerpo. Se demuestra en efecto que el momento flector que se produce en un punto K de la losa en una dirección X, cuando en un punto P actúa una carga vertical unitaria, se identifica con el desplazamiento vertical que sufre el punto P cuando se introduce en el punto K una rotación no elástica (distorsión de Somigliana) de amplitud unitaria en la dirección X. Esto permite calcular el efecto de una distorsión por medio de tablas numéricas que dan los momentos flectores en las losas sobre apoyo elástico; estas tablas se encuentran en las obras clásicas de Westorgaard, Schleicher, etc...

Dentro de unos días, en estrecha colaboración con la S.T.U.P. vamos a realizar en el Aeropuerto de Caselle, junto a Turin, el pretensado de una

sa de 150 m². Intentamos comprobar en esta losa los resultados del estudio teórico del que se acaban de enunciar los principios esenciales.

En el campo de las construcciones hiperestáticas, dos de mis colaboradores, Rainier y Merlino, partiendo de los trabajos de M. Guyon han continuado el estudio de las posibilidades que ofrece el pretensado en las construcciones con enlaces superabundantes. Los principales resultados obtenidos se refieren a la extensión de los teoremas fundamentales que son básicos en este capítulo de la resistencia de materiales en las construcciones hiperestáticas; la evidencia de las ventajas que puede presentar la realización de construcciones en las que, por la actuación de las reacciones hiperestáticas se haga salir la curva de presiones de la sección transversal; el dimensionamiento de construcciones de este género y en fin el estudio de la influencia que puede tener el pretensado sobre las condiciones de estabilidad del equilibrio.

Otra cuestión que ha llamado nuestra atención durante estos últimos años, y de la cual nos ocupamos actualmente, es la valoración de las pérdidas de tensión.

Es este, a mi parecer, un problema de importancia fundamental tanto desde el punto de vista técnico como desde un punto de vista económico; - aún no se ha encontrado su solución definitiva. Todos los que se ocupan del hormigón pretensado saben que si se calculan separadamente los efectos de retracción, de fluencia del hormigón de distensión del acero, de deslizamiento en los aparatos de anclaje, y en fin de la acción recíproca de los cables entre sí, se alcanzan porcentajes teóricos de reducción de las tensiones previas en extremo elevadas. Por ejemplo: en una viga cuya armadura está tesa a 100 Kg/mm² y en la que el esfuerzo de pretensado alcanza, a la altura del acero, los 100 Kg/mm², debería tenerse en cuenta por lo menos una retracción de 0,4/1000 y una fluencia específica de 0,6/100.000 Kg/cm² que produce un acortamiento de 0,6/1000, o sea en total un acortamiento de 1/1000 correspondiente a un descenso de la tensión previa de 20 Kg/mm². A este, sería preciso

añadir, como mínimo, de un 8 a un 10% de pérdida por relajación del acero - (en efecto, en los ensayos efectuados en Turín y de los que ha hablado M. Dardanelli, hemos obtenido más), y por último un 4% aproximadamente por efecto del anclaje y de la acción recíproca. Con esto se obtiene en total una pérdida de tensión de cerca del 33% que, a mi parecer, supera por lo menos en un 40% a la que debe producirse en realidad. Mi opinión sobre este punto se funda, por una parte en los resultados obtenidos por los experimentadores de diferentes países que se ocupan de la cuestión, y por otra parte en las medidas que hemos efectuado en Turín.

En el instante en que el impulso de las construcciones pretensadas exige que se disponga de datos indiscutibles sobre los que puedan fundarse las normas y los pliegos de condiciones, estimo que sería extremadamente útil aprovechar la reunión de nuestra Asociación para intentar aclarar estos desacuerdos.

A título de aportación a la discusión que deseo que se realice sobre la cuestión, exponré muy brevemente mi punto de vista.

Es, desde luego, cierto que calculando separadamente el efecto de los diferentes fenómenos, se olvida la influencia que estos ejercen unos sobre otros. Nosotros sabemos valorar con bastante exactitud el efecto de la fluencia sobre la pérdida de tensión provocada por la retracción; esta pérdida se encuentra por ello reducida en la medida de un 10% aproximadamente. Es evidente por otra parte que el acortamiento sufrido por el hormigón amino la relajación del acero. Creo personalmente que esta reducción debe ser bastante importante, pero en la actualidad faltan los datos numéricos sobre este punto.

Otro punto merece también nuestra atención. Se sabe que el módulo de elasticidad del hormigón aumenta a medida que este envejece. En una pieza sometida a una compresión constante el aumento del módulo da lugar a un alargamiento elástico, prácticamente equivalente a una fluencia negativa. En una viga pretensada se tendría pues por este hecho una valoración de los es-

fuerzos previos. Es muy fácil criticar nuestra razonamiento. Cuando medimos la fluencia operamos, en efecto precisamente bajo carga constante. Medimos pues solamente una "fluencia aparente" que es la diferencia entre la fluencia real y el alargamiento elástico. Se deduce de esto que nuestros cálculos tienen ya en cuenta, en cierta medida, las variaciones del módulo elástico. "En efecto, se sabe que la variación del módulo elástico es función de la tensión que soporta el hormigón. Si se tiene en cuenta este último aspecto del fenómeno se encuentra que el aumento del módulo presenta efectivamente un efecto favorable. Desgraciadamente los datos experimentales de que se dispone en este campo son aún muy inciertos para que los laboratorios de investigación fijen su atención sobre estos problemas sin dejarse desalentar por las dificultades verdaderamente considerables que ofrecen las medidas de la fluencia.

Quisiera decir, para terminar, algunas palabras sobre nuestras investigaciones en el campo experimental.

Ya he hecho alusión a los ensayos que nos proponemos hacer sobre la losa pretensada de Casella. A propósito de estos ensayos debe añadir que nuestras experiencias de laboratorio se completarán por medidas efectuadas directamente sobre las obras. A fines del mes de octubre nuestro centro debe, en efecto, proceder por cuenta del Ministerio de Obras Públicas de Italia, a la renovación de los cables de pretensado del puente sobre el ELSA - JUNTO a FLORENCIA, tramo recto de 40 m. de luz, que ha sido realizado hace tres meses por el sistema MORANDI.

Quiero destacar por último que en nuestra Laboratorio de Turín se hallan en periodo de realización, desde hace más de 6 meses, unos ensayos de fluencia de hormigones. En estas experiencias nos hemos esforzado en centrar lo más perfectamente posible el esfuerzo aplicado con el fin de evitar todas las dificultades de interpretación provocadas por la superposición de fenómenos no lineales. El fin principal de nuestros ensayos es valorar la amplitud de la fluencia en presencia de tensiones relativamente elevadas (60

de la carga de rotura). Hemos querido reproducir, en efecto las condiciones que se verifican en las vigas pretensadas cuando se realiza el tesado poco tiempo después de hormigonar.

* * *

591-2-5 PUENTE DE VILLENEUVE SAINT-GEORGES SOBRE EL SENA

Características generales

(fig 1,2,3 y 4)

Tipo general: Viga cantilever de 3 tramos de 41 m., 78 m y 41 m. de luz. El tramo central lleva un tramo independiente de 38,80 m.

Particularidades: El tablero (de sección celular, que lleva en su interior tres cajones) es de hormigón armado, pretensado en el sentido longitudinal por medio de cables dispuestos en el interior de la viga.

Tipo de pretensado: Este tipo está estudiado de forma que satisface las tres condiciones principales siguientes:

a) Intensidad regulable de la tensión que permita compensar, a medida que se necesite, la pérdida de tensión en los cables debida a la retracción y a la fluencia del hormigón por una parte, y la distensión propia del metal por otra, cualquiera que sea la amplitud real de estos fenómenos.

b) Reducción máxima de los momentos de flexión permanente en todas las secciones del tablero.

c) Supresión de todos los esfuerzos longitudinales de tracción en el intradós y en el trasdós del tablero, en cualquier caso de sobrecarga.

Dispositivo de pretensado: Los cables se encuentran repartidos, según los esfuerzos que han de absorber, en los tres cajones del tablero. Son accesibles y regulables en cualquier instante.

La inflexión de los cables a lo largo de la obra, se ha conseguido mediante unos balancines de hormigón armado colocados junto a los tabiques transversales. Estos balancines llevan unos dispositivos de apoyo para los cables, hechos de acero calado. Llevan una rótula del mismo material para facilitar la articulación.

Sección: Tablero de 9,25 m. de anchura total. Calzada de 8,40 m. Aceras en voladizo de 2,80 m. de anchura.

DISPOSICIONES PARTICULARES

Apoyos: Los dos pilares del río están cimentados mediante pilotes la articulación se hace mediante rótula de hormigón armado (Reacción 2840 T como máximo).

Los dos estribos están cimentados mediante pilotes hormigonados "in situ". El apoyo se realiza mediante pendulos de hormigón armado (Reacci 444 T como máximo).

Tablero de hormigón armado:

Espesor: 2,30 m. en la clave del tramo central.

6,85 m. en el eje de cada pilar.

2,45 m. sobre cada estribo.

Dosificación del hormigón armado

Para la viga vaciada, los péndulos y los balancines:

400 Kg. de cemento Portland 250/315 para 1227 de agregados secos

0 - 25

Control de la calidad del hormigón.

Durante el hormigonado se realizaron numerosos ensayos (10 probetas prismáticas 10 x 10 x 30 cm. y 9 cubos de 0,20 por cada 10 m³ de hormigón fabricado) Se entregará a la empresa una prima de "calidad", si el valor medio de la tensión de rotura a la compresión de las probetas ejecutadas durante un mes determinado, y el error medio aritmético de estos mismos resultados, están comprendidos en los límites previstos en el pliego de condiciones.

Cables y dispositivos de anclaje.

Los cables están constituidos por 193 hilos de 41/10, de 170 Kg/m de resistencia a la rotura por tracción. Su diámetro es de 60 mm. Están dis-

puestos al abrigo de la intemperie en el interior de la viga. Cada extremo del cable está terminado por una culata según la técnica conocida de los puentes colgantes; la culata se sujetó mediante tuercas, a 4 tirafondos roscados de 64 mm. de diámetro, soldados a las barras de anclaje de 32 mm. de diámetro y empotrados en el hormigón de la obra.

Cada cable soporta un esfuerzo de 160 T bajo un coeficiente de trabajo de 63 Kg/mm². Este coeficiente será prácticamente constante (realizados los cálculos, variará entre 63 y 65 Kg/mm² bajo el efecto de las sobrecargas).

Anclaje de los cables en el tramo independiente y junto a los estribos.

Las disposiciones que hay que adoptar para realizar el anclaje de los tirafondos de 32 mm. en el hormigón de la obra han sido objeto de estudio sobre modelo reducido; pues dada la compleja repartición de tracciones y el hecho de que se trate de placas espesas de material heterogéneo, se ha juzgado que un cálculo puramente teórico sería de una exactitud muy dudosa.

Por esta razón se decidió realizar un ensayo directo, sobre un modelo reducido a un tercio, hasta lograr la dislocación de la placa.

* * *

591-9-1 APARCAMIENTO SUBTERRÁNEO DE ROUEN

(fig. 5 y 6)

El recocimiento dado a los muelles de Rouen en la orilla derecha del Sena ha sido realizado mediante terraplenes con muro de contención en cuyo pie se extiende el muelle portuario.

En 1946 se pensó instalar un aparcamiento en el muelle de la Bolsa, entre los puentes Boieldieu y Juana de Arco. Este aparcamiento evitaría a ciertas horas una total congestión de la circulación.

El aparcamiento construido tiene 160 m. de longitud y 30 de anchura. El interior está muy despejado ya que solo existe una sola hilera de soportes según el eje longitudinal de la obra; la altura libre es 3,23 m. La entrada al aparcamiento se realiza mediante dos accesos, los cuales tienen 125 m. de longitud; el primero dará acceso igualmente a un garaje subterráneo instalado por la Cámara de Comercio en los bajos del Palais des Consuls.

El aparcamiento podrá albergar de 150 a 200 vehículos; para calcular la capacidad se admitió que los vehículos de más de 4 m. de longitud se alinearan junto a las paredes mientras que los más pequeños lo harían, en dos hileras, siguiendo el eje longitudinal del Aparcamiento. Los vehículos habrán de ser colocados en batería con una inclinación de 35° a 45° respecto al eje transversal de la obra. La circulación llevará un sentido único de 4,7 m. de anchura que permitirá maniobrar fácilmente aún a los vehículos más largos.

La estructura de la obra comprende esencialmente 3 partes.

1) Un muro macizo, al Norte, formado por soportes rectangulares separados 4 m. entre ejes, y que están unidos por un muro de contención de hormigón armado.

2) Un cierre, en la parte que da al Sena, formado por columnas gemelas

las unidas por su parte superior mediante vigas de borde. Los soportes distantes 8 m. están apoyados sobre pilotes; las vigas de borde están solidariadas llevando cada 40 m. una junta de dilatación.

3) Las vigas transversales descansan sobre los dos extremos desiertos y sobre una hilera de apoyos intermedios. Estas vigas soportan el forjado que cubre la galería el cual está formado por placas prefabricadas y unidas mediante pretensado cada 36 metros.

El esquema de ejecución es el siguiente:

Los portes rectangulares del lado del terraplén han sido hormigonados "in situ" y anclados sobre la viga continua que corona los pilotes, llevan un cable vertical axial para la unión con el extremo de la viga transversal.

Los apoyos centrales también se hormigonaron en la obra; en ellos van previstos unos taladros para el paso de los cables de pretensado que han de realizar la unión con las vigas transversales.

Las columnas gemelas también fueron hormigonadas en la obra; en cada una se dejó un cable vertical para realizar la unión con la viga de borde.

Estas vigas son prefabricadas y pretensadas antes de su colocación; cuando se fijan a las columnas se llenan las juntas entre los elementos y se les comprime mediante cables.

Las vigas transversales se hormigonan en el suelo en dos trozos de 15 m. y se pretesan parcialmente antes de ser colocadas. Los elementos de la parte del Sena se apoyan por una parte sobre el apoyo central y por la otra sobre un soporte provisional; los elementos del lado de la ciudad se apoyan en los pilotes centrales y en los apoyos de terraplén. Una vez colocadas las losas sobre las vigas transversales, y después de cerrar las juntas, los cables de pretensado del forjado se colocan en los taladros dispuestos a tal fin, y se tesan.

* * *

591-3-1 GALERIA DUBIERTA DE ROUEN

(Fig. 7,8 y 9)

2

De los 15.000 m³ de hormigón pretensado empleados en esta obra, una tercera parte se hormigonó "in situ" y el resto fué prefabricado.

En total hay 15 secciones diferentes en los 1800 m. de longitud de la obra; de ellos solamente dos son muy importantes: la sección normal (que se extiende a lo largo de 800 m.) y la estación de Saint-Sever que tiene 260 m.

La sección normal se realizó al ritmo de 8 m. de longitud por día 6 sea empleando en total 4 m; el volumen de obra prefabricada no representa más que el 60% del total de la superestructura; los contrafuertes y las pilas fueron moldeadas en la misma obra.

En la estación el volumen prefabricado representa el 86% del volumen total de la superestructura.

El conjunto de las dos secciones citadas representa alrededor del 60% de la obra total; por lo que se puede deducir que con una obra que no tuviese más que algunas secciones, se habría podido efectuar el montaje en 10 meses en lugar de los 15 empleados realmente teniendo en cuenta las detenciones debidas al trabajo a la intemperio y sobre todo a las dificultades sociales.

A pesar de haber surgido ciertas complicaciones, la experiencia ha demostrado que la prefabricación en nuestro caso particular, en que disponíamos de material de elevación, fué más interesante que la construcción normal con encofrados sobre puntales.

Estas ventajas son consecuencia de:

Una perfecta vigilancia más sencilla de la mano de obra, ya que se encuentra menos esparcida.

Una mayor utilización.

Una reducción de especialistas.

Una fabricación mejor ya que está hecha en taller.

Una economía real de los encofrados.

Una ligera economía de los materiales que reduce las pérdidas en el entretenimiento y el transporte.

Esta obra ha confirmado que el pretensado permite extender al máximo y con interóes la prefabricación.

* * *

591-9-2 TRAVIESAS DE HORMIGÓN PRETENSADO; PARA VIAS FERREAS.

(Construidos en los talleres de la sociedad "Lo Béton" en Bonnouil-sur-Seine)

(Fig. 10 y 11)

Tipo: 30 Toneladas.- **Volumen:** 60 litros.- **Peso:** 150 Kg.- **Aceros duros laminados:** $R = 140 \text{ Kg}/\text{mm}^2$ (aceros de Longwy), 6,5 Kg.- **Acero dulce:** 1,3 Kg.- **Sujeción mediante tirafondos y grapas elásticas R.N.**- **Ensayos estáticos:** 30 toneladas aplicadas sobre el eje del apoyo de los railes, reposando la traviesa sobre 2 rodillos a 40 cm. de distancia y simétrica respecto al eje.

La traviesa de hormigón pretensado, cuyo estudio se comprendió, para solventar la penuria de madera, está llamada hoy, a pesar de volverse a emplear ésta, a un gran desarrollo.

Esto es consecuencia lógica de las importantes ventajas técnicas y económicas que presenta, ventajas que esencialmente son:

- A) Las ~~con~~diciones elásticas;
- b) la posibilidad de soldar los carriles en una gran longitud;
- c) la estabilidad del trazado y la nivelación de la vía.

Pero la importancia de los esfuerzos que resultan del estado precario y de la irregularidad del apoyo sobre el balasto, así como la diversidad de cargas de los trenes, no puede ser determinada rigurosamente por el cálculo. El desgaste prematuro de la traviesa se debe frecuentemente a esfuerzos accidentales que rebasan la tensión admisible - provista.

Para absorber estos esfuerzos evitando secciones excesivas, es necesario recurrir a un hormigón pretensado. La traviesa S.N.C.F.- Vallette-Weinberg pone de manifiesto, un importante trabajo de investigación y de realización.

Ejecutada bajo las directrices y por cuenta de la S.N.C.F., presenta un perfil y unas secciones corrientes. Pero el empleo de una fabricación industrial perfecta, de un anclaje interno de las armaduras y de una vibración de alta frecuencia (7.000/9.000 por minuto) según los procedimientos BETON-ACIER, asegura unanotable homogeneidad y un hormigón excepcional.

* * *

591-9-3 POSTES DE HORMIGON PRETENSADO PARA LINEAS DE CONDUCCION DEENERGIA ELECTRICA.

(Electrificación París-Lyon)

(Fig. 12)

Características: Altura total de 11,30 m. a 11,70 m.- Momento máximo de empotramiento: de 7650 Kgm. a 25640 Kgm. Peso: de 1340 Kg a 3000 Kg. (Existen 5 tipos diferentes).

Estos postes cubren 185 Km. de doble vía entre París y Lyon. En total existen colocados unos 6500 soportes. Tienen un aspecto extremadamente ligero como consecuencia de su perfil y del débil espesor de sus miembros.

Este resultado solo ha podido conseguirse gracias a una evolución técnica sensible y a una esmerada fabricación. Los delgados elementos han necesitado el empleo de hilos duros revestidos, con anclajes internos, y un hormigón de excepcional calidad obtenido, mediante una vibración de alta frecuencia, en moldes metálicos (procedimientos Béton-Aciér). Los esfuerzos cortantes en los nudos han sido absorbidos por una importante armadura, realizada con rigurosa precisión.

Esta fabricación de alta calidad se ha simplificado por la creación de dos talleres capaces de una producción diaria de 15 postes, estos talleres están especialmente instalados para este trabajo. Estas fábricas han permitido sacar conclusiones precisas sobre las ventajas que hay que atribuir a este tipo de soporte, en particular: ligereza de aspecto, reducción de peso con relación a los soportes de hormigón armado, supresión de todos los gastos de entretenimiento y precio de coste inferior al de los postes metálicos.

* * *

591-3-2 LA CONDUCCIÓN FORZADA EN HORMIGÓN PRETENSADO DE LA FÁBRICA
HIDROELECTRICA DE SOVERZENE

Por: Edigio Indri.

Descripción de la obra

La instalación hidroeléctrica de los ríos Piave, Boite, Vajont, realizada por la S.A.D.E. (Società Adriattica de Elettricità) comprende los embalses de Piave di Cadore (Presa arco-gravedad), de Vajont (presa bóveda) y de Val Gallina (presa bóveda), de una capacidad total de 133.000.000 m³ que por medio de una galería de 31 Km. de longitud conduce las aguas a presión a la fábrica subterránea de Soverzene, equipada con 4 grupos de 60.000 KVA cada una, capaz de producir 800.000.000 de KWh. al año, incluido en ellos el aumento de producción de 150.000.000 de KWh. de las fábricas de agua abajo.

Cada turbina está alimentada por una conducción forzada compuesta de un tramo superior en tubería de palastro con dos válvulas de mariposa, de un tramo central de 175 m. de largo realizado con tubería de hormigón pretensado, fabricado fuera de la obra.

Los elementos se colocan, dos a dos, sobre los pozos inclinados de sección clíptica de 8,20 x 5,58 m. de 1 m. de base y 3 de altura, horadadas de abajo a arriba con un acceso en la base y otro a media altura; una vez acabada la perforación se ensanchó la sección de arriba a abajo y se revistieron las paredes con una capa de hormigón ordinario de un espesor de 40 cm. que constituye al mismo tiempo una protección para una escalera de servicio, y un apoyo para los raíles del carretón con que se montan los tubos.

Estos últimos se moldearon fuera de la obra, y se transportaron mediante un plano inclinado exterior hasta la cámara de las compuertas; en ella y sobre el mismo carretón se giraron 90° con el puente giratorio que hay en la cámara y, guiados por un cabrestante sobre los raíles de los pozos fueron colocados en sus sitios.

Método de cálculo y tensiones admitidas

El cálculo de la conducción se realizó según el esquema común a toda la estructura sometida a esfuerzos previos, es decir, en dos fases; en la primera, se considera la estructura en hormigón como homogénea, sin más esfuerzos que los debidos a las fuerzas aplicadas; en la segunda fase se busca el valor y la posición de una ó varias fuerzas de coacción, que al oponerse a las fuerzas exteriores, hacen que la tensión de trabajo del material esté comprendida dentro de los límites aceptables para la seguridad y el buen funcionamiento del mismo.

En el caso particular de un tubo, el examen de las fuerzas exteriores de la primera fase se ejecutó según el método clásico del profesor Guidi: el tubo está sometido a un esfuerzo de flexión compuesta con la fibra neutra situada bien a un lado del baricentro, bien al otro, según las secciones y las sobrecargas consideradas.

La determinación de las fuerzas de coacción se simplifica de acuerdo con la necesidad técnica de colocar los hilos de zunchado en la superficie exterior del hormigón; no es pues posible variar la posición de la resultante de pretensado en consideración al eje neutro en función de las variaciones del momento flector; la única posibilidad que queda es la de introducir en toda la sección del tubo un esfuerzo de compresión superior a la tracción máxima calculada en la primera fase.

En la práctica, el cálculo del tubo debe ejecutarse para toda condición posible de solicitación, que puede ser causada bien por la operación de pretensado, bien por las diferentes condiciones de trabajo. Se deben considerar asimismo las épocas en que se producen los esfuerzos, la resistencia real del hormigón en el momento en que se producen los diferentes esfuerzos y la fluencia del hormigón y del acero. Para la conducción de Soverzene, los cálculos de estabilidad se ejecutaron para tres épocas diferentes: a los 10 días, a los 365 días y para un tiempo infinito.

Las tensiones de trabajo, para el tubo sometido a la presión

máxima (21 Kg/cm^2) son:

	Tensión debida al pretensado: (kg/cm^2)	a los 10 días	a los 365 días	Tiempo infinito
En el hormigón	-156	-132	"	-125
En el acero	+8320	+6918	"	+6610

Tensión debida a la presión hidráulica.

	a los 365 días	Tiempo infinito
En el hormigón	+ 53,5	+ 184
En el acero	+ 545	+ 550

	Tensión combinada (pretensado + presión hidráulica)	a los 365 días	Tiempo infinito
En el hormigón.....	- 8,5	- 1,0	
En el acero	7463		+ 7160

Los esfuerzos han sido calculados suponiendo una colaboración del terreno igual al 30%, valor que parece aceptable en consideración a la excelente calidad de la roca y del cuidado con que se han ejecutado las inyecciones de las paredes de los pozos y el empotramiento de los tubos.

El coeficiente de seguridad a la fisuración es igual a 1,38 y a la rotura 2,37; las pruebas efectuadas sobre los tubos al ponerlos en la obra confirmaron los resultados dados por el cálculo.

Procedimientos de ejecución.

Los tubos tienen un diámetro interior de 2,55 m. una longitud de 4,50 m. y un espesor de 18,8 m; están revestidos por el exterior con un palastro de acero de 20/10 mm; por encima del palastro se enrollan dos espirales de hilo de acero de 5 mm. de alta resistencia (de paso variable en relación con la presión hidráulica relativa a la posición del tubo) que realizan el pretensado. El hilo de acero, que es suministrado en bobinas está soldado eléctricamente con los puntos de unión en toda la longitud del tubo y está recubierto de una capa de 2 cm. de gunita, excepto 3 cm. en los extremos, en los que se ha soldado al ponerlos en obra, un palastro de unión.

El hormigón ha sido confeccionado con arena y grava de río - (diámetro máximo 25 mm). 350 Kg. de cemento tipo 680 y 140 litros de agua por m^3 . Lleva también una armadura longitudinal, para resistir los esfuerzos que se producen durante las diferentes maniobras de transporte. Las fases de fabricación y de montaje de los tubos son las siguientes.

1º) Se prepara el encofrado en posición vertical, constituido exteriormente por el mismo palastro de acero que protege al tubo que queda sujeto por un andamiaje especial; en el interior lleva un macho, también de palastro, con virotillos que facilitan el desencofrado. Se colocan a continuación las barras de refuerzo y se vierte el hormigón por capas sucesivas vibrándolo por medio de 6 vibradores eléctricos fuera del encofrado, en el interior del tubo.

2º) Despues de las 24 horas del hormigonado, se quita el tubo del encofrado y los moldes vuelven a ser utilizados: el tubo se llena de agua y se doja durante 6 días.

3º) A los 6 días, después de controlar la resistencia del hormigón con testigos de cada tubo, este es transportado, mediante un puente grúa, a la máquina de zunchar (construida según patente de la empresa "Sacaim"), que está constituida esencialmente por un dispositivo para enrollar los cables y un sistema de tesado con regulación automática realizado por medio de un contrapeso de balanza con relleno de agua, que permite, bien tener constante la tensión del hilo de zunchado a pesar de las pequeñas diferencias de diámetro debidas a las irregularidades de los encofrados, o bien bajar la tensión de la espiral en las juntas soldadas. Un segundo dispositivo permite cambiar el paso de las espirales según la presión hidrostática a que está sometida cada tubo.

4º) Una vez que se ha acabado el zunchado, el mismo puente grúa coloca el tubo en posición vertical en el sitio en que ha de hacer el revestimiento de gunita; en este lugar se queda durante 3 meses antes de ser transportado a su sitio definitivo. Antes del transporte, el tubo se ensaya sometiéndolo a la máxima presión de trabajo.

5º) Despues de haber colocado el tubo en su lugar en los pozos, se ejecuta el montaje de la unión; se coloca sobre el borde superior del tubo una capa de mortero para alisar la superficie, y se suelda eléctricamente a los bordes del palastro, que han quedado libres, una banda de hierro de 40 x 8 mm. Se vierte el hormigón de relleno, que se vibra a continuación, y una vez acabado el montaje se inyecta, bien el revestimiento de los pozos, bien la capa de contacto entre los tubos y el hormigón de relleno. Para esto se han ejecutado previamente unos taladros y se han colocado sobre la cara superior 4 redondos de 10 mm. que sirven para guiar una sonda de 65 mm. con la que se perfora y ejecuta la inyección del revestimiento a lo largo de los pozos.

Consideraciones económicas.

Para establecer una comparación económica entre la conducción de hormigón pretensado y una de acero, es preciso considerar en primer lugar la situación completamente particular del emplazamiento, en el sentido de que no se puede comparar simplemente el costo de ambas sino que hay que enfocar el problema de la economía general de la instalación, - que considera los elementos completamente independientes del problema de la conducción forzada. El caso de conducción en pozos es sin duda lo que hace que la solución en hormigón pretensado se encuentre en las condiciones más favorables, sobre todo cuando se puede, como en Soverzene, contar con una cierta colaboración de la roca.

En presencia del agua, las estructuras de hormigón pretensado tienen la ventaja de no estar sometidas prácticamente a esfuerzos de tracción sobre la pared de contacto del agua. Se puede entonces reducir los espesores y como consecuencia los costos, incluso cuando el precio por m^2 de hormigón pretensado sea más elevado que el de hormigón armado.

En Soverzene se ha reducido también la sección de los pozos, con relación a lo que sería necesaria para una conducción de palastro, con motivo de la eliminación del espacio destinado para el montaje.

En el caso de Soverzene, que no es susceptible de generalización a causa de las condiciones particulares de la instalación, el costo

de los dos tipos se encuentra en la relación de 3,5 a 5 a favor de las conducciones de hormigón pretensado.

Debe repetirse que este resultado favorable depende de las condiciones locales, en particular de la configuración planimétrica y altimétrica de la conducción, y su diámetro. Se puede decir además que hay curvas en planta y en alzado que se deben realizar en palastros; si la conducción es muy reducida de diámetro o no se puede contar con la colaboración de la roca, la ventaja de la conducción pretensada no es tan clara ni evidente. La reducción del diámetro, sobre todo, realiza un papel muy importante ya que el precio de una conducción de acero se debe casi por entero al peso del metal, que varía según el diámetro. En cambio en las conducciones de hormigón pretensado, la economía del hormigón llega a hacerse insensible, porque no se pueden reducir los espesores por debajo de un cierto límite; además el costo de la maquinaria, de los aparatos de instalación varían muy poco respecto al diámetro del tubo y al volumen por metro de conducción.

Así, por ejemplo, en una instalación de la S.A.D.E. que prevé una larga conducción al aire libre, de diámetro muy reducido, y con una caída muy elevada, han sido adoptados los tubos de acero, no solo por razones técnicas (numerosos codos, dificultad en las juntas etc.) sino también por su costo más reducido.

En resumen, la elección de una conducción de hormigón pretensado en lugar de otra de otro tipo, no puede hacerse según sus consideraciones generales, sino después de estudiar cada caso particular, entre las diferentes soluciones posibles.

El estudio general del problema ha sido realizado por la S.A.D.E. mientras que los cálculos estáticos propiamente hechos han sido ejecutados por la S.A.C.A.I.M. que también ejecutó la maquinaria necesaria y ha realizado la obra bajo la vigilancia del personal de la primaria.

* * *

591-2-6 VISITA DE LA OBRA DE CONSTRUCCION DEL PUENTE DE GENEVRAYE.

(Sena y Marne)

El tablero del puente de la Genevraye está formado por un forjado de 24 m. de luz simplemente apoyado en sus extremos. El espesor neto de la losa (no comprendida la calzada) es de 0,85 m. en el eje, o -
sca 1/28,3 de la luz.

La losa es de hormigón pretensado en las dos direcciones por armaduras pretensadas fabricadas por la Sociedad "des Grands Travaux de -Marseille".

Las armaduras longitudinales (en número de 70) tienen una tonsión inicial de 76 Toneladas por unidad; esta tensión debe reducirse -después a 60 Toneladas como consecuencia de las deformaciones lontas del hormigón. Su trayectoria es curva con su punto más bajo en el punto medio de la luz.

Las armaduras transversales (en número de 20) tienen una tensión inicial de 52 toneladas, susceptible de ser reducida a 45 Toneladas como consecuencia de la fluencia. Su trazado es rectilíneo.

INDICACIONES SOBRE LA ARMADURA PRETENSADA DE 76 TONELADAS.

Las armaduras pretensadas se dividen en las siguientes partes esenciales (fig. 13):

1º Una capa exterior extendida (funda) formada por cabos de acero trifilado de alta resistencia a la tracción (180-200 Kg/mm²).

2º Un núcleo interior flexible (alma) formado por elementos de acero articulados entre si, capaces de soportar una fuerza de compresión igual a la tensión de la funda.

3º Dos culatas de anclaje que permiten trasladar a voluntad la tensión de la funda, bien al alma bien al hormigón de la obra que ha de pretensarse.

La funda se compono de 23 cordones de 12 hilos de 3 mm. de diámetro. Estos cordones estan enrollados helicoidalmente sobre un tubo en dos capas. El tubo es flexible y estanco. Está formado por dos llantas de acero dulce de una sección de 40 x 1,5 mm. unidos mediante una soldadura por puntos, enrollados en hélice; estas llantas llevan unos ganchos destinados a mantener los cables en su sitio. El diámetro interior del tubo es 44 mm.

El alma está formada por una cadena de elementos cilíndricos de 42,5 mm. de diámetro y de 160 mm. de longitud en acero templado al carbono. Cada uno de estos elementos está terminado por dos superficies cilíndricas de ojo transversal de 30 mm. de radio, unos convexos y otros cóncavos. En la armadura cargada, los elementos se apoyan unos en otros, pudiendo sufrir cada uno un desplazamiento angular con relación al elemento adyacente al deslizarse sobre la superficie de apoyo. Los elementos están unidos entre sí por medio de bielas.

Las culatas de anclaje son de hormigón zunchado de 0,50 m. de longitud y cuya sección transversal es un octógono de 0,10 m. de apotema, en el que se anclan los hilos de los 23 cables que constituyen la funda.

En el centro de la culata se encuentra el órgano de conexión entre el alma y la funda. Esto dispositivo es un tirafondo de acero atornillado en una hélice de ~~acero~~ dulce empotrado en el hormigón que forma la culata y que tiene como fin transmitir a esta el empuje del alma. El paso de hélice del tirafondo ha sido determinado de forma que permita un desatornillado fácil cuando la armadura está cargada.

Después que todas las armaduras quedan cargadas, se trasladan al encofrado del tablero y se disponen según el trazado previsto. Se procederá a continuación a colocar el hormigón que rodeará enteramente a las armaduras y a sus culatas de anclaje.

Un mes después de hacer el hormigonado, se suprimirán los enlaces existentes entre la funda y el alma de cada armadura desatornillando progresivamente los tirafondos extremos con lo que se conseguirá tratar al hormigón el apoyo de las culatas.

Las almas serán, entonces, extraídas y recuperadas para ser empleadas de nuevo lo mismo que los tirafondos.

El tablero del puente de Genevraye es la segunda obra protensa da mediante las armaduras descritas, fabricadas por la Sociedad "des Grands Travaux de Marscillo". La primera aplicación de estas armaduras fué realizada, durante el presente año, en las obras del puente de INGERSHEIM (Alto Rhin).

* * *

Alzado general de la obra

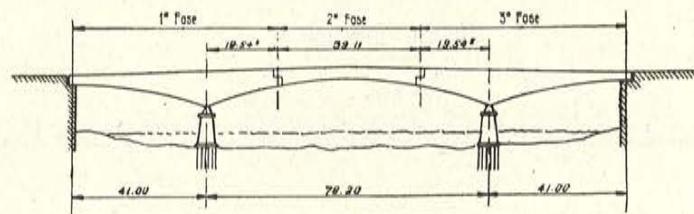


Figura 1.

Sección transversal

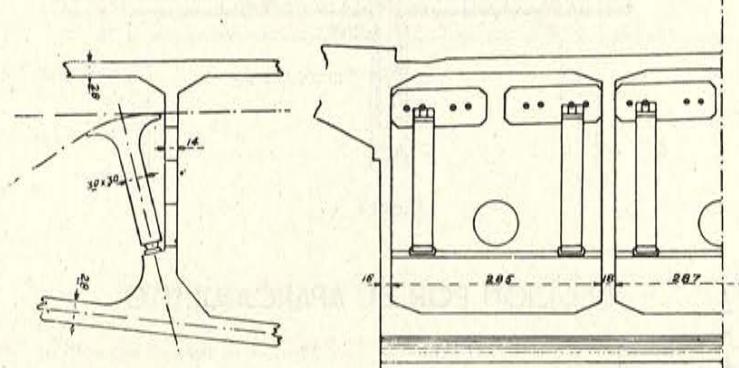


Figura 2.

Distribución de los cables en los voladizos y en los estribos

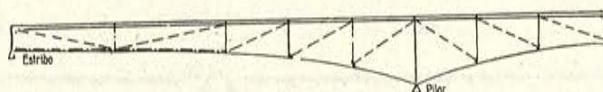
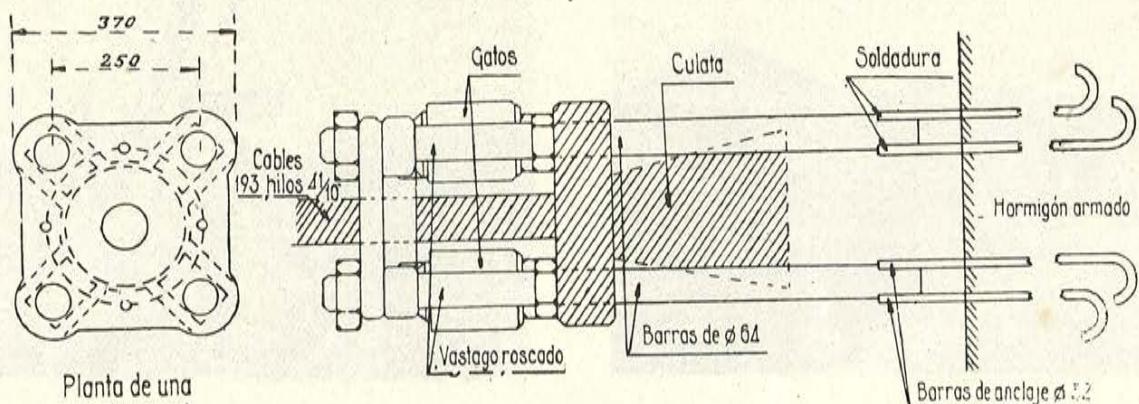


Figura 3.

Leyendo

- Cobles del trasdós
- - - Cobles inclinados
- - Cobles del intradós
- Anclaje

Detalle de un anclaje



Planta de una placa de anclaje

Figura 4.

APARCAMIENTO SUBTERRANEO DE ROUEN

Planta inferior

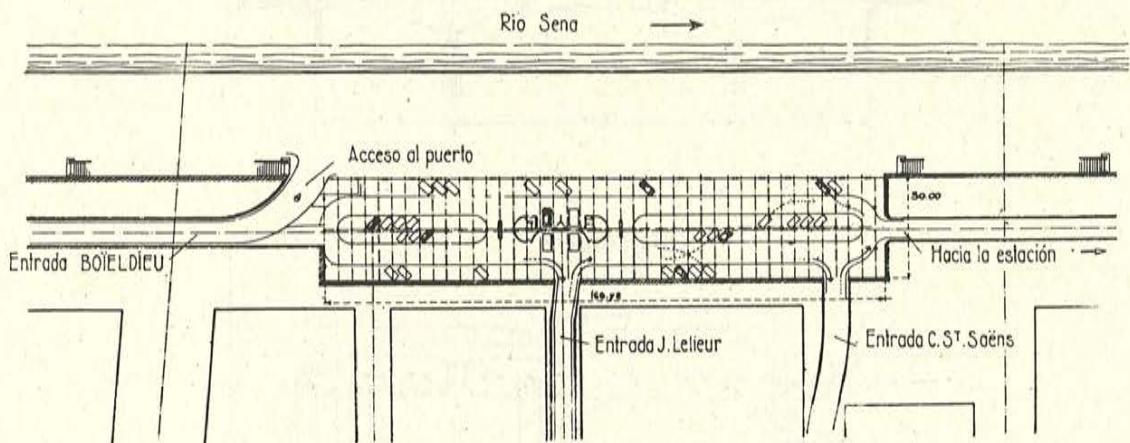


Figura 5.

SECCIÓN POR EL APARCAMIENTO

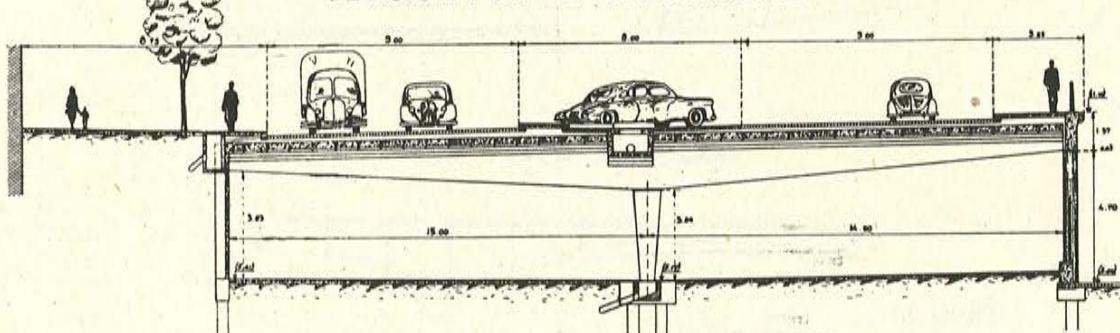


Figura 6.

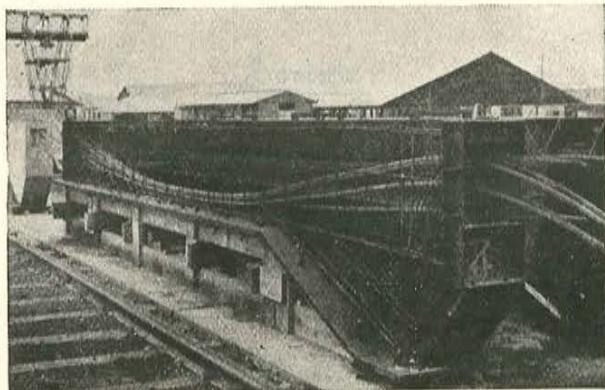


Figura 7.

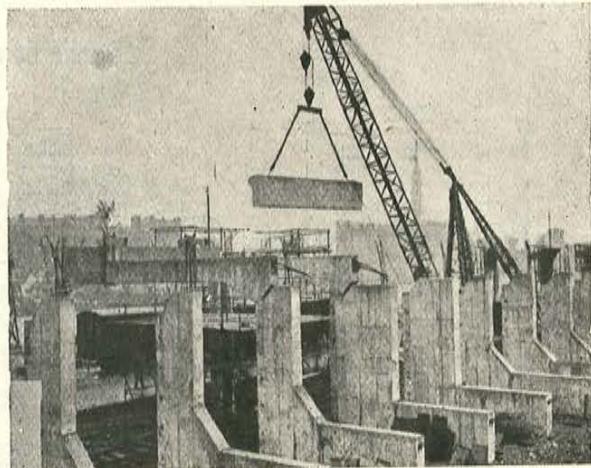


Figura 8.

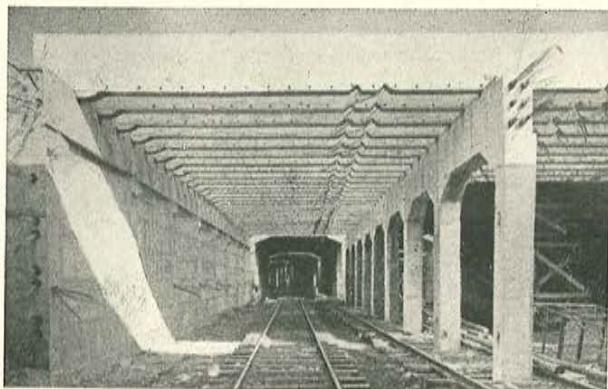


Figura 9

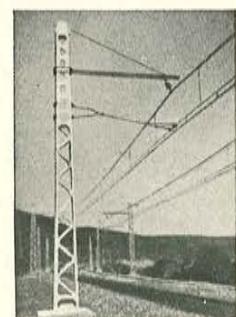


Figura 12.

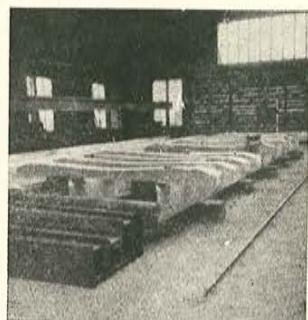


Figura 10.

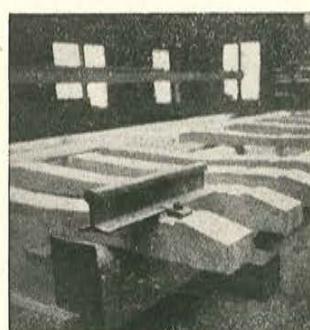
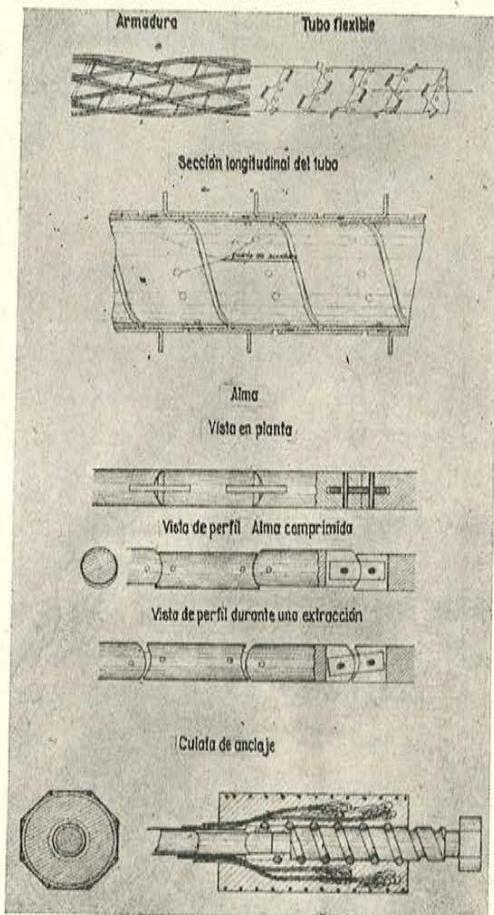


Figura 11.

Figura 13.