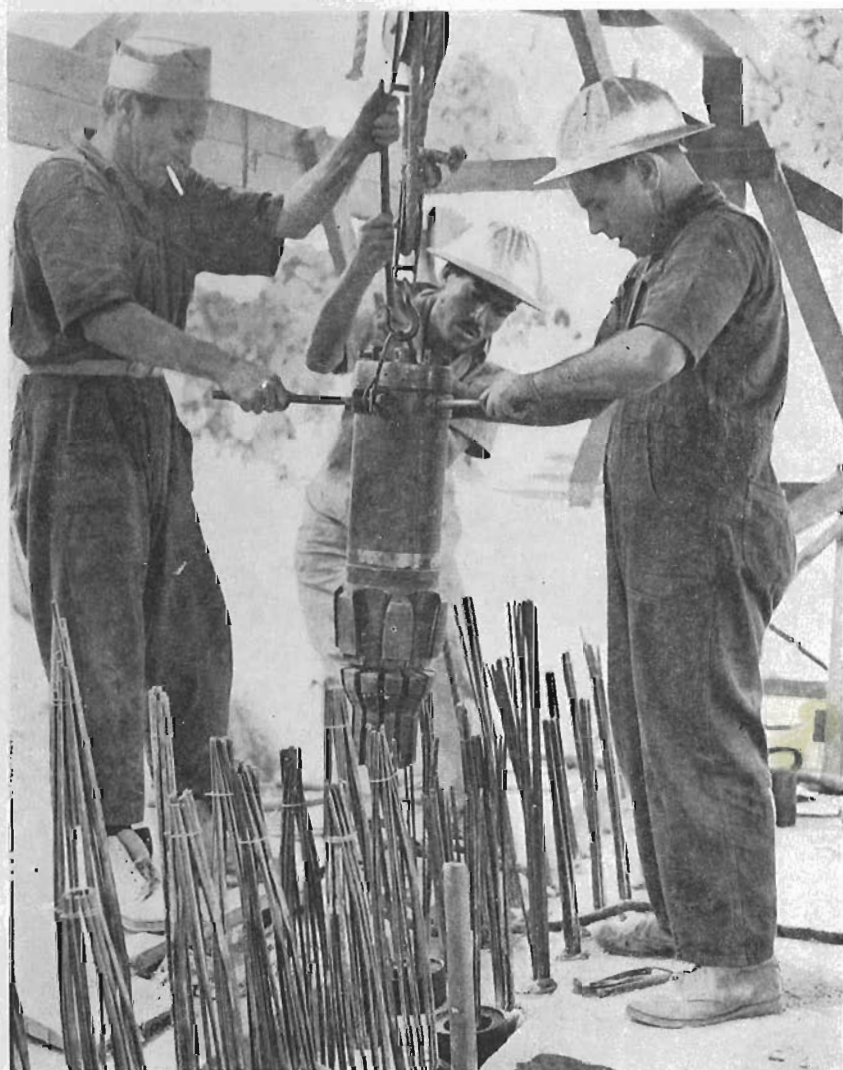


**asociación española
del hormigón pretensado**

instituto técnico de la construcción y del cemento

i.t.c.c.



**últimas noticias
técnicas en estructuras
de hormigón pretensado**

boletín de circulación limitada - n. 54

**elementos
pretensados**

C U Ñ A T

vigas - jácenas - cerchas

AGRAMUNT (Lérida) - Carretera Tárrega, núm. 13 - Teléfono 64

INDUSTRIAS DEL HORMIGÓN·S·A·

INEHOR

APLICACIONES INDUSTRIALES DEL HORMIGÓN PRETENSADO

dirección general

Embajadores, 242

Teléf. 39 56 00

MADRID

forjados

estructuras

cubiertas

cercas

acequias

tubos

traviesas

puentes

zancas

farolas

fábricas:

YUNCOS (Toledo) Teléfono 3

MENJIBAR (Jaén) Teléfono 16

MERIDA (Badajoz) Teléfono 1416

delegaciones de obras:

MADRID Tel. 27 41 16

TALAVERA DE LA REINA (Toledo) Tel. 267

JAEN Tel. 3755

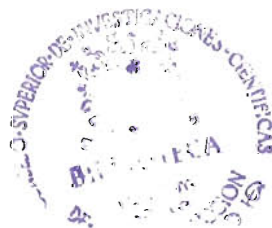
a

últimas noticias técnicas en estructuras

de **h**ormigón **p**retensado

boletín de circulación limitada núm. 54

enero . febrero . marzo 1960



i.t.c.c.

instituto técnico de la construcción y del cemento

PATRONATO «JUAN DE LA CIERVA» DE INVESTIGACIÓN TÉCNICA DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

VIGUETAS MARTINO

de hormigón pretensado *aprobadas por la D. G. A.*

ventanales

bloques

*más ligeras,
elásticas y económicas*

cerchas monolíticas



tubos

bovedillas

perfiles para claraboyas

JOSE A. MARTINO, Aparejador

Rambla de Cataluña, 104, 1.º - Tel. 37 03 00 - BARCELONA

postes

asociación española del hormigón pretensado

| CUOTA ANUAL | España | Extranjero |
|---|---------|------------|
| | Pesetas | Dólares |
| Socio adherido individual . . | 150,00 | 3,55 |
| Socio no adherido individual | 300,00 | 7,00 |
| Socio colectivo (aunque figuren como Socio adherido). | 800,00 | 15,00 |

índice

| | |
|----------|--|
| | Editorial |
| 457-9-11 | Distribución de armaduras en viguetas de hormigón pretensado. Por A. PAEZ |
| 591-3-5 | Tuberías de hormigón pretensado. Por C. CARRIL |
| 591-9-9 | Realizaciones en estructuras con armaduras postesas. Por R. BARREDO |
| 591-9-13 | Estructuras de hormigón pretensado realizadas y en vías de realización en 1959-1960. Por C. FERNANDEZ CASADO |
| 837-4-12 | Casco de hormigón pretensado para cabria flotante de 110 toneladas. Por R. ROMERO |
| 837-4-13 | Elementos prefabricados para la construcción de viviendas. Por A. YUS |

Tras largos años de trabajo ininterrumpido, la Asociación Española del Hormigón Pretensado ha sentido la necesidad de dar mayor realce a su Boletín, ante el creciente aumento de sus Asociados y del interés por sus publicaciones. Por ello, en este número, correspondiente al primer trimestre del año 1960, iniciamos su nueva edición y formato, que aparecerá a partir de ahora con carácter trimestral.

Según anunciábamos en nuestro anterior Boletín, el presente número aparece íntegramente dedicado a recoger algunos de los trabajos presentados a la IV Asamblea General de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, celebrada, con pleno éxito, en Barcelona, durante los días 30 de noviembre al 3 de diciembre últimos.

La falta de espacio nos impide reproducir, como sería nuestro deseo, todas las Comunicaciones que en dichas Reuniones fueron leídas. Por otro lado, y según informamos ya a nuestros lectores, la mayor parte de estos trabajos, todos ellos de gran categoría e indudable interés, tenían el carácter de propuestas para la redacción de los diferentes artículos de unas Normas sobre viguetas de hormigón pretensado. En la actualidad, y de conformidad con lo acordado en la citada Asamblea, el Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento, se ocupa de la puesta a punto del texto definitivo de las referidas Normas, en las que, naturalmente, se recoge el contenido de todas estas propuestas que, por consiguiente, llegarán a conocimiento de los interesados cuando, concluida la labor de recopilación, unificación y redacción final, que en estos momentos se está realizando, se proceda a su publicación.

En consecuencia, a continuación se incluyen, únicamente, aquellas Ponencias que, al no referirse concretamente al tema de las Normas, no habrán de figurar en ellas. Como quiera que hemos de procurar que los artículos que se publiquen sean siempre los que puedan interesar al mayor número posible de nuestros lectores, estimamos que, puestos en el trance de tener que elegir, son éstos los trabajos que deben ser escogidos, para su inclusión en este Boletín, por la mayor variedad y generalidad de los problemas que en los mismos se estudian.

* * *

Entre las Ponencias que, sin referirse concretamente al tema de las Normas, fueron presentadas durante las VII y VIII Sesiones de trabajo de la citada Asamblea, además de las que se incluyen en el presente Boletín, figuraba la siguiente:

Sistemas de pretensado: Sr. Agudo.

Hubiésemos deseado poder publicar también, en este número, el texto de dicha conferencia, pero no nos es posible hacerlo, puesto que, en el momento de pasarlo a imprenta, no ha llegado todavía a nuestro poder el original correspondiente.

Lamentamos que este retraso nos impida completar este Boletín con tan interesante comunicación, y procuraremos recogerla en alguna de nuestras próximas publicaciones.

distribución de armaduras en viguetas de hormigón pretensado

Conferencia pronunciada por A. PÁEZ
ingeniero de caminos
en la IV Asamblea General de la A. E. H. P.

Entre los diversos problemas que se plantean al fabricante de viguetas de hormigón pretensado cuyos alambres se anclan por adherencia, destacan, por su importancia, aquellos que se refieren a la colocación y distribución de las armaduras, tanto dentro de la sección como a lo largo de la viga.

¿Qué recubrimientos deben darse a las armaduras? ¿Cómo deben distribuirse estas armaduras dentro de la sección de la pieza? ¿Cuáles son las longitudes necesarias para el anclaje efectivo de las armaduras, por adherencia? ¿Qué fenómenos se originan a consecuencia de la concentración de esfuerzos en los apoyos? ¿Qué medidas deben adoptarse para evitar los perjuicios que esta concentración de esfuerzos puede ocasionar?

Todas estas preguntas son las que vamos a tratar de contestar, a continuación, con la brevedad a que nos obliga el corto plazo de tiempo que nos ha sido concedido, con el fin de no alargar, excesivamente, la duración de estas Sesiones de trabajo que con tanta brillantez se están desarrollando.

Y sin más divagaciones, pasemos al estudio del primero de los problemas que hemos enunciado.

Recubrimientos

Tanto en la técnica del hormigón armado como en la del hormigón pretensado, las armaduras no pueden dejarse al descubierto. Por un lado, deben estar totalmente envueltas de hormigón, con el fin de que los esfuerzos de adherencia puedan desarrollarse y transmitirse. Por otro, es necesario protegerlas de la acción de los agentes exteriores, separándolas de los paramentos de la pieza una cierta distancia, cuya magnitud depende de la agresividad del ambiente en que hayan de colocarse y de la eficacia de la protección.

Para un mismo espesor de recubrimiento, la protección será tanto más eficaz cuanto más rica en cemento sea la mezcla y más compacto el hormigón. Según los ensayos del profesor austríaco Klaudy, un recubrimiento de un centímetro es suficiente para evitar toda posible corrosión, siempre que el hormigón contenga una proporción de cemento no inferior a 250 kg/m^3 y esté bien compactado. Sin embargo, la posibilidad de una oxidación de las armaduras en los puntos en donde aparecen las fisuras obliga a aumentar los recubrimientos, tanto más cuanto mayor sea la anchura de grietas prevista.

En el caso del hormigón armado, siendo esta anchura prácticamente proporcional al diámetro de las barras, los recubrimientos deberán determinarse en función de dicho diámetro. La experiencia comprueba que, en ambientes no agresivos, el recubrimiento mínimo de un diámetro es suficiente para evitar peligrosas oxidaciones de la armadura, siempre que la dosificación y compacidad del hormigón sean apropiadas.

En el caso particular de las viguetas prefabricadas y pretensadas, los límites anteriores pueden reducirse. En este tipo de piezas, el hormigón, por imperativos de fabricación, es una mezcla muy rica en cemento. Una dosificación de menos de 400 kg/m^3 es muy poco frecuente. Puede decirse, por lo tanto, que estos hormigones presentan siempre un alto contenido de cemento, circunstancia favorable para ejercer una eficaz protección de las armaduras.

Por otra parte, estos hormigones son también muy compactos, ya que para su fabricación se utilizan mezclas secas, con una granulometría muy cuidada y que se colocan en los moldes gracias a un enérgico vibrado.

Estas dos propiedades características de los hormigones destinados a la fabricación de viguetas—alta compacidad y riqueza de cemento—, autorizan a reducir el recubrimiento mínimo de un centímetro, preconizado para el caso de los hormigones armados.

El segundo límite, el referente al diámetro de las armaduras, no tiene, en este caso concreto, un significado real. Por una parte, el diámetro de los alambres es muy inferior al centímetro. Por otra, tratándose de viguetas pretensadas, carece de sentido hablar de fisuras más que en los casos de excepcionales sobrecargas, hipótesis que, por representar un suceso transitorio, tiene poca influencia en los problemas de la oxidación. La grieta, una vez desaparecido el esfuerzo anormal que la produjo, se cierra herméticamente, en virtud de los esfuerzos de pretensado, para no volver a aparecer más que en otra circunstancia verdaderamente extraordinaria.

Las grietas permanentes bajo cargas de servicio, no son admisibles en el hormigón pretensado. Si en algún caso, por defectos de ejecución, colocación o proyecto, apareciesen, sería necesario sustituir el elemento agrietado, ya que ello indica que el material trabaja en condiciones contrarias a las que sirvieron de base para su proyecto. Es decir, una grieta permanentemente abierta indica que hay algo que no funciona como debiera.

Por si fuera poco, los moldes, generalmente metálicos y perfectamente definidos en sus dimensiones, garantizan unas tolerancias mínimas. Las armaduras, bien situadas con el auxilio de abundantes separadores, mantienen unas distancias, entre sí y a los moldes, perfectamente aseguradas y definidas.

En estas condiciones tan especiales y propicias, parece que unos recubrimientos mínimos de medio centímetro pueden ser suficientes en interiores de edificios, es decir, para piezas no situadas a la intemperie. Debe aclararse que este recubrimiento mínimo se entiende que es el que posee la armadura transversal que envuelve y rodea la armadura longitudinal. Este espesor deberá aumentarse al doble o al triple, cuando las piezas estén situadas a la intemperie o cuando estén en presencia de atmósferas agresivas, respectivamente.

Los recubrimientos mínimos indicados tienen un carácter limitativo, pero no recomendativo. Es cierto que la poca experiencia que se posee sobre este tema parece confirmar

la suficiencia de estas protecciones, pero, no obstante, debe advertirse que unos recubrimientos tan pequeños obligan a utilizar áridos de tamaño máximo demasiado reducido. Una vez más, el problema técnico queda subordinado a los problemas constructivos.

Tampoco conviene olvidar, cuando se trata de adoptar un recubrimiento mínimo, la posibilidad de que se produzca un incendio en el edificio, almacén, o local que ha de construirse con la vigueta y la protección que, ante esta eventualidad, debe darse a la armadura. Sobre este particular, pueden recordarse los ensayos de resistencia al fuego realizados por la Comisión Alemana sobre casas experimentales de varios pisos, bajo distintas condiciones de carga, recubrimientos, y calidades de áridos. De ellos se deduce que el comportamiento de las piezas en estas circunstancias depende, en gran parte, de su forma. Un recubrimiento de 1 cm, resulta suficiente para impedir que las armaduras de los forjados y placas alcancen la temperatura de 600° C, a la cual, según los citados ensayos, el acero ordinario pierde gran parte de su resistencia. Por el contrario, en jácenas y viguetas que presenten varios planos de armaduras concentradas, los efectos anormales creados por los alargamientos térmicos pueden producir la rotura, si las piezas han sido construídas con débiles recubrimientos.

Distribución de armaduras

En general, la distribución de las armaduras entre las dos cabezas, superior e inferior, de la vigueta, se hace teniendo en cuenta las condiciones en que va a trabajar la pieza.

Un tipo de vigueta bastante frecuente es la simétrica. Sus características recuerdan las de los perfiles metálicos. Como las armaduras de las dos cabezas son iguales, no existe ninguna posición preferente. Lo mismo da que su cabeza superior sea una u otra. No existe posibilidad de que se le haga trabajar invertida, lo cual es una ventaja. Se emplean, preferentemente, como vigas apoyadas, con voladizo en uno o en sus dos extremos, o como vigas elásticas o rígidamente empotradas.

Las viguetas simétricas son, en general, más caras que las asimétricas. La simetría de las armaduras agota prematuramente la cabeza comprimida. Actualmente, se tiende a sustituirlas por vigas con armadura disimétrica, reforzadas con redondos de acero ordinario en las zonas de momentos negativos. De esta forma resultan más económicas, pero tienen el inconveniente de que la posición de estas armaduras adicionales deberá ser distinta en cada pieza con arreglo a la distribución de luces, es decir, de acuerdo con la ley de momentos positivos y negativos del caso particular de que se trate.

Tanto en estas vigas como en las simplemente apoyadas en sus extremos, aparte ya del problema que supone la determinación del grado de coacción que puede ejercer el muro de apoyo, se plantea el dilema de cuál debe ser la relación de disimetría entre las armaduras de las dos cabezas.

Para estudiar un ejemplo concreto, supóngase el caso de una viga simplemente apoyada en sus extremos y cuyos apoyos no ejercen coacción alguna. La ley de momentos será, entonces, toda ella positiva.

Cuanto más disimétrica sea la distribución de alambres, menos armadura habrá que colocar. Los hilos de la cabeza de compresión no hacen más que comprimirla innecesariamente. Pero, sin embargo, no puede suprimirse la armadura superior. Si así se hiciera, la pieza se rompería, saltando por el centro, hacia arriba, al desbloquear los alambres. La fuerte excentricidad de los esfuerzos de pretensado produciría unas tensiones de tracción en la cara superior, cuando no existe más carga que la del peso propio, que llegarían a romper el hormigón de la cabeza que, posteriormente, bajo las sobrecargas, trabajaría en compresión.

Dicho de otro modo, la hipótesis de vigueta descargada, sin más peso que el suyo propio, obliga a disponer las armaduras con una excentricidad límite, para evitar que, en la

vigueta aislada, aparezcan fisuras longitudinales de tracción en el hormigón de la cabeza superior.

Todavía son más duras las condiciones cuando, por una circunstancia cualquiera, la pieza, bien en obra o en la fábrica, permanece tumbada lateralmente durante algún tiempo, caso bastante frecuente. Este caso corresponde a la hipótesis de cálculo de que ni siquiera actúa el peso propio de la pieza.

Por último, la hipótesis más desfavorable es que la vigueta, durante su transporte o colocación en obra, se vea suspendida por su punto medio. Su peso propio ocasiona, entonces, unas leyes de momentos negativos, máximos en el centro.

En la reunión del Consejo Administrativo de la Federación Internacional del Hormigón Pretensado que precedió al Congreso de Amsterdam, se concedió una importancia tal a este problema que se acordó incluirlo entre los temas que deberían tratarse, con especial interés, en el citado Congreso. Todos los Grupos o Asociaciones Nacionales, y entre ellos la Asociación Española del Hormigón Pretensado, se dirigieron por escrito a sus asociados y, especialmente, a los fabricantes de viguetas, solicitándoles información sobre las características o propiedades de sus productos, en relación con este tema, para su envío al D. H. New (Inglaterra), Ponente General de la II Sesión del Congreso Internacional de Amsterdam.

Fueron Inglaterra y Suecia las naciones que contribuyeron con una mayor aportación de datos. Los suficientes para demostrar la tremenda diversidad de criterios existentes en la apreciación de estas condiciones transitorias de carga. Unas fábricas, afirmaron que la distribución de sus armaduras se hacía de acuerdo con la hipótesis de eliminación total de tensiones longitudinales de tracción, aun en el caso de las más duras condiciones de transporte. Otras admitían, en las hipótesis extremas, tensiones de tracción de hasta 50 kg/cm² en el hormigón.

En Inglaterra se limita a 35 kg/cm² esta tensión de tracción, siendo la tensión de 20 kilogramos/centímetro cuadrado la más frecuentemente aceptada.

No parece que este criterio sea el más apropiado, y buena prueba de ello es la extraordinaria diversidad de valores que para tal límite se indican. Resulta más lógico establecer un mismo margen de seguridad en todos los casos y no una misma tensión límite. Esta tensión puede resultar muy baja cuando se utilizan hormigones de excepcional calidad, como, por ejemplo, los que emplean algunas fábricas polacas, y ser, por el contrario, inalcanzable en otros casos opuestos, por resultar superior a la de rotura.

El establecimiento de un coeficiente de seguridad de 1,4 ó 1,5 para la rotura, en estas condiciones de carga inversa (suspensión de la vigueta por el centro), parece expresar, con una mayor generalidad y facilidad de comprobación, las condiciones límites de estas cargas transitorias.

Es cierto que esta definición no prejuzga nada sobre la posible aparición de fisuras en los estados intermedios. También es cierto que una grieta capilar en la cabeza que en el futuro ha de estar siempre comprimida, en nada afecta a la estabilidad ni a la durabilidad del elemento. Siempre recordaré aquella viga, de 13 m de longitud y 12,60 m de luz, destinada a ser ensayada por flexión bajo cargas aplicadas hacia abajo, y cuya cabeza superior, fisurada circunstancialmente durante la maniobra de colocación de la viga sobre sus apoyos, no impidió que la pieza resistiese más que las cuatro restantes, no dañadas, de la misma serie experimental.

Adherencia y tensiones en los extremos de las viguetas

El tema de la adherencia en el caso de piezas armadas con alambres paralelos o cables compuestos por varios hilos trenzados tiene un gran interés, tanto para el fabricante como para el proyectista de viguetas prefabricadas de hormigón pretensado.

Los ensayos de Bach y Graff, que a principios de siglo demostraron que la adherencia mejoraba cuando las barras de acero ordinario estaban superficialmente oxidadas, no se han visto confirmados por las más recientes experiencias desarrolladas sobre alambres delgados sometidos a tensiones más elevadas.

Los tratamientos químicos para aumentar la aspereza de la superficie de las armaduras no han tenido éxito, y sólo han conseguido debilitar la resistencia final de las barras así tratadas.

Por el contrario, la inclusión de resaltos o rugosidades, así como el trenzado de las barras, ha conducido a unos positivos incrementos en la adherencia de las armaduras.

Los ingenieros soviéticos Ratz, Holmjanski y Kolner han desarrollado una amplia serie de ensayos con el fin de determinar la influencia que, sobre la adherencia, ejercen las diferentes variables.

Las conclusiones que de los mismos se deducen son las siguientes:

La calidad del hormigón, medida como resistencia en compresión, parece tener una importancia decisiva en la correcta unión del acero con el hormigón. De acuerdo con los resultados obtenidos sobre las 200 probetas por ellos ensayadas, las longitudes de anclaje o, con más propiedad, los deslizamientos observados entre el hormigón y la armadura, bajo las distintas cargas aplicadas, son, aproximadamente, inversamente proporcionales a las resistencias del hormigón.

La adherencia de las barras corrugadas es, naturalmente, mayor que la de las lisas. Cuanto mayor es la altura de los resaltos, mejor es la adherencia conseguida. Se considera que una altura de resaltos igual al 5% del diámetro es la más eficaz. Con altura de resaltos mayores la adherencia mejora, pero ya no en la proporción con que aumentaba en el caso de alturas de resalto inferiores.

Una mejora de 120 kg/cm² en la calidad del hormigón, equivale a aumentar al cuádruple la altura de los resaltos. La separación de los salientes tiene una influencia semejante a la de la altura. Para obtener una misma adherencia, deberá ser doble la altura de los resaltos doblemente espaciados.

Las armaduras tipo Isteg, formadas por dos alambres trenzados, tienen la misma adherencia que si los alambres estuvieran separados.

Los cables compuestos por 7 alambres de 1,6 mm de diámetro tienen las mismas propiedades de adherencia que las barras corrugadas de 3 ó 4 mm, con altura de resaltos de 0,2 mm, separados a 8 mm, excepto para los hormigones de alta calidad, en cuyo caso la adherencia de los cables es menor que la de dichas barras corrugadas.

Las longitudes de anclaje expresadas en centímetros, necesarias para poder contar con la plenitud de los esfuerzos de pretensado, en función de la tensión inicialmente introducida en los alambres y de la calidad del hormigón, son las siguientes:

LONGITUDES DE ANCLAJE, EN CENTIMETROS

| | Tensión del alambre (kg/cm ²) | Resistencia del hormigón | | |
|--|--|--------------------------|------------------------|------------------------|
| | | 200 kg/cm ² | 300 kg/cm ² | 400 kg/cm ² |
| Alambre liso \varnothing 3 mm | 6.000 | 36 | 18 | 9 |
| Alambre liso \varnothing 3 mm | 8.000 | 38 | 20 | 10 |
| Alambre liso \varnothing 3 mm | 10.000 | 41 | 23 | 13 |
| Alambre corrugado \varnothing 4 mm | 8.000 | 30 | 18 | 12 |
| Alambre corrugado \varnothing 4 mm | 10.000 | 31 | 19 | 13 |
| Alambre corrugado \varnothing 4 mm | 12.000 | 32 | 20 | 14 |
| Alambre corrugado \varnothing 5 mm | 8.000 | 51 | 29 | 22 |
| Alambre corrugado \varnothing 5 mm | 10.000 | 56 | 33 | 26 |
| Alambre corrugado \varnothing 5 mm | 12.000 | 60 | 38 | 32 |
| Cable trenzado de 2 \varnothing 2,6 | 8.000 | 27 | 12 | 5 |
| Cable trenzado de 2 \varnothing 2,6 | 10.000 | 31 | 15 | 6 |
| Cable trenzado de 2 \varnothing 2,6 | 12.000 | 36 | 18 | 8 |
| Cable trenzado de 7 \varnothing 1,6 | 8.000 | 40 | 23 | 15 |
| Cable trenzado de 7 \varnothing 1,6 | 10.000 | 43 | 26 | 17 |
| Cable trenzado de 7 \varnothing 1,6 | 12.000 | 47 | 30 | 20 |

Todas estas longitudes representan, como ya se ha indicado, la distancia que media entre la cara extrema de la pieza y el punto o sección donde la armadura alcanza su tensión de régimen. Dicho de otro modo, indican la longitud de armadura necesaria para la total transmisión del esfuerzo de pretensado al hormigón.

Conviene observar que estos resultados experimentales se han obtenido en laboratorio, y no en fábrica, y sobre probetas, y no sobre viguetas, sometidas a flexión.

Pero existen unos ensayos británicos, desarrollados por Base, que complementan, por el modo en que han sido realizados, los datos soviéticos.

Esta segunda serie de ensayos se ha desarrollado estudiando la correspondencia entre las experiencias de laboratorio y los datos obtenidos en diferentes fábricas en plena producción industrial.

Salvo contadas excepciones, las viguetas eran de sección en forma de doble T. Las armaduras aparecían concentradas en las cabezas, especialmente en la inferior.

Las probetas ensayadas por Ratz, Holmjanski y Kolner vienen así a ser una representación esquemática de estas cabezas. Esta representación es muy acertada, ya que los resultados de Base concuerdan perfectamente con los obtenidos por los ingenieros soviéticos.

Así, por ejemplo, Base encuentra que, como término medio, la longitud de anclaje necesaria en alambres lisos es del orden de los 100 diámetros. Los valores medios de las curvas de frecuencia de los ensayos estadísticos de Base, sobre alambres corrugados de 5 mm, coinciden con los soviéticos, si bien Base no precisa el esfuerzo de tracción aplicado a los alambres. En cambio distingue tres tipos de rugosidad, según la separación y altura de los resaltes transversales.

Mientras los ingenieros soviéticos estudian la influencia de la calidad del hormigón y de la magnitud del esfuerzo de tracción en las longitudes de adherencia, el ingeniero británico se preocupa más de las dispersiones de los ensayos, que expone en forma de «histiogramas», así como del reparto de deformaciones en diferentes secciones y a distintas alturas del canto de las viguetas.

Anotada la concordancia experimental en los resultados comunes, y efectuado, por decirlo así, el enlace entre uno y otro trabajo, pueden comentarse los nuevos resultados.

Base, como los ingenieros soviéticos, encuentra—punto común de partida—que cuanto más resistente es el hormigón, menor es la longitud de anclaje.

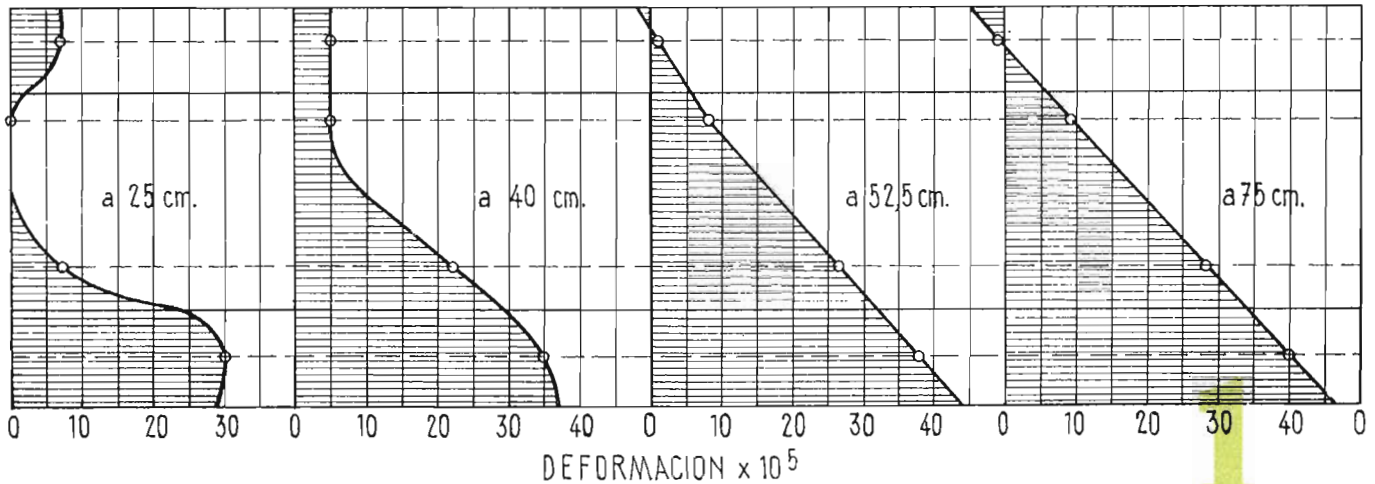
Y ahora, una conclusión del mayor interés. Según los ensayos británicos, la cabeza de la viga que en el momento del hormigonado aparece como cabeza superior, posee una relación agua-cemento más elevada como consecuencia de la compactación por vibración que produce el ascenso del agua sobrante. La cabeza superior durante la ejecución resulta ser la menos resistente y, como tal, la que exige mayores longitudes de anclaje.

Las deformaciones registradas en viguetas, construídas tanto en laboratorio como en fábrica, acusan este fenómeno. El acero alcanza antes, en la armadura inferior que en la superior, la tensión inicialmente aplicada.

Por otra parte, la transmisión de esfuerzos de la armadura al hormigón y de una fibra de éste a la siguiente, no es tan perfecta como la teoría supone.

En las viguetas, ocurre con frecuencia que toda la armadura longitudinal se concentra en las cabezas, quedando, en cambio, el nervio nada o muy poco armado. En el instante en que comienza el gradual desbloqueo de las armaduras, liberándolas de los amarres extremos, empieza a comprimirse el hormigón. Las dos cabezas de la viga inician su acortamiento, siguiendo a los alambres en su distensión. Sin embargo, en los extremos de la pieza, el nervio, elemento menos armado, parece no enterarse de la deformación de las cabezas que une, y sólo a una distancia del extremo igual al canto de la pieza comienza a solidarizarse con las alas de la viga.

DIAGRAMAS DE DEFORMACION A DIFERENTES DISTANCIAS DEL EXTREMO DE LA PIEZA

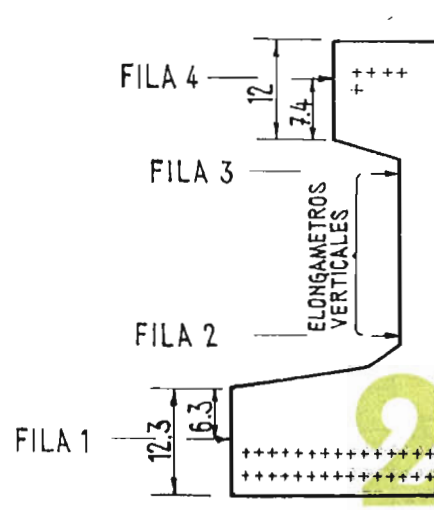


En la figura 1 aparecen representados los diferentes diagramas de las deformaciones longitudinales registradas, a distintas distancias del extremo, y a diferentes alturas en la viga, cuya semi-sección se detalla en la figura 2. En esta misma figura se señalan las alturas a las cuales se situaron las filas de elongómetros. Como puede observarse, la distribución de deformaciones sólo alcanza la ley lineal, a una distancia del apoyo aproximadamente igual al canto total de la pieza (0,60 m). La hipótesis de Saint-Venant se cumple con matemática precisión. Una vez más la experimentación, fría y desapasionada, rinde homenaje póstumo a la genial intuición de un teórico. En la sección situada a 25 cm del extremo, la deformación longitudinal a media altura del nervio es nula y, en cambio, los acortamientos de las cabezas son de 70 y 300 millonésimas.

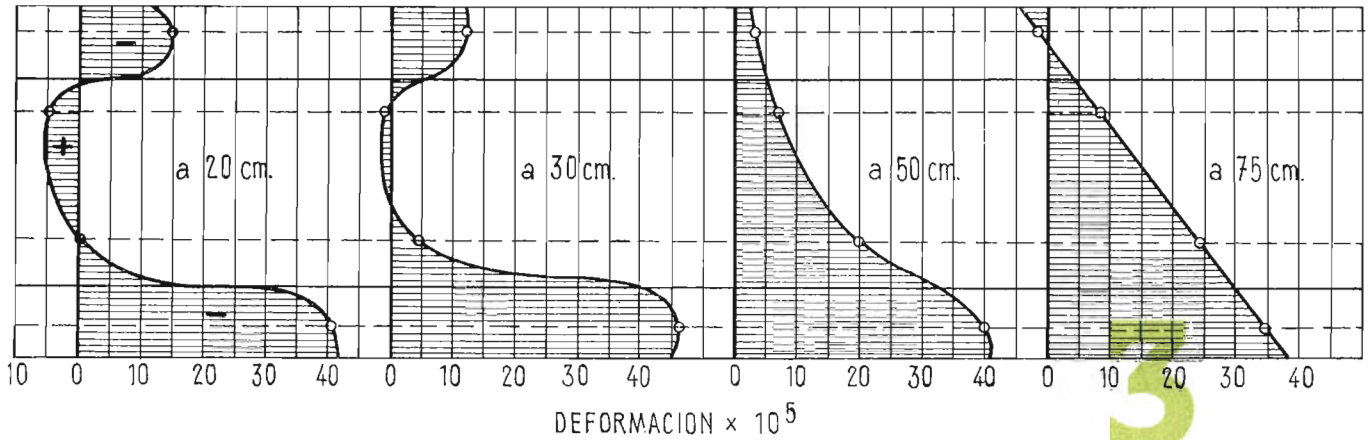
Los diagramas de la figura 1 pueden considerarse como diagramas-tipo, o representación de los valores medios obtenidos en la experimentación realizada sobre viguetas armadas con alambres de 2 mm de diámetro, distribuidos en la forma que en la figura 2 se indica.

En la figura 3 pueden observarse los resultados, realmente un poco excepcionales, obtenidos en el ensayo de una viga análoga, pero armada con alambres de 5 mm de diámetro. En la sección situada a 20 cm del extremo de la pieza, el elongómetro colocado en la unión del nervio con el ala superior registró un alargamiento longitudinal de 50 millonésimas, mientras los elongómetros de las cabezas indicaban acortamientos de 150 y 400 millonésimas. Sólo a 75 cm del extremo de la viga, la ley de deformaciones longitudinales puede considerarse lineal.

DETALLE DE LA POSICION DE LOS ALAMBRES Y ELONGAMETROS



DIAGRAMAS DE DEFORMACION A DIFERENTES DISTANCIAS DEL EXTREMO



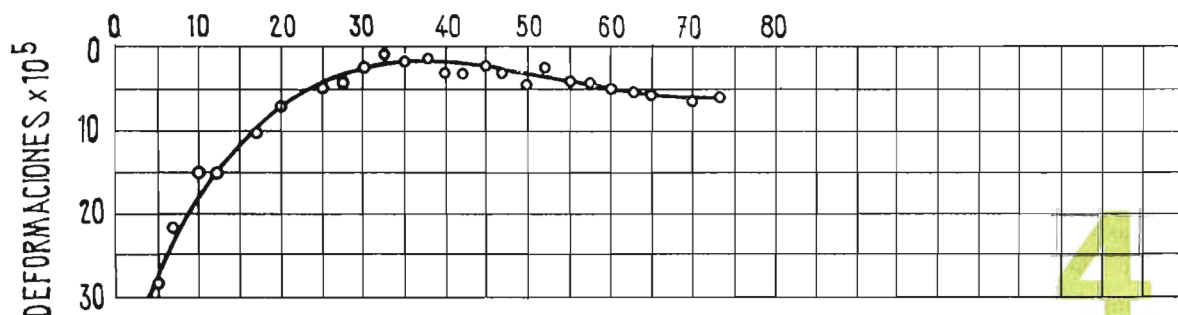
En la figura 4 aparecen dibujados los fuertes alargamientos registrados por los elongómetros colocados verticalmente, en el nervio, a diversas distancias del apoyo.

Estos alargamientos, origen de fuertes tensiones verticales de tracción, crecientes hacia el extremo, aparecen incluso sobre el apoyo, en contra de lo que, en principio, cabría esperar.

Cuando la sección es rectangular (fig. 5) no llegan a localizarse alargamientos o tensiones de tracción longitudinales, pero sí las mismas anomalías en la distribución de deformaciones con inflexiones, y un acortamiento mínimo, a la altura del baricentro de la sección, en los primeros 30 centímetros.

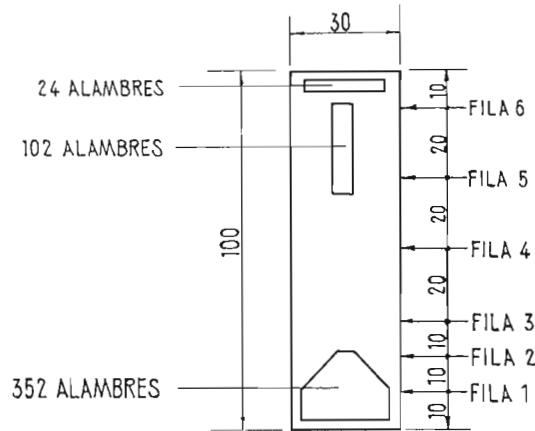
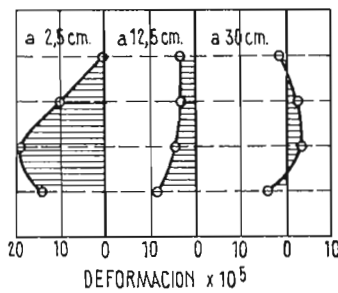
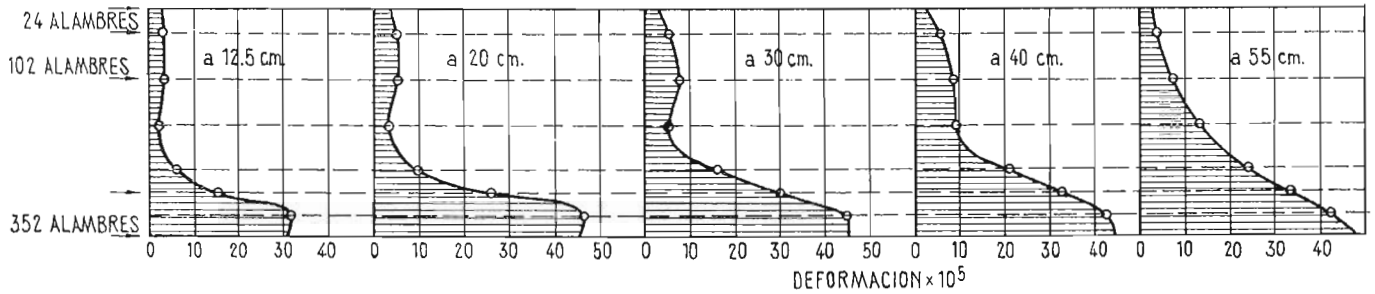
Las tensiones verticales de tracción siguen siendo ahora muy importantes.

DEFORMACIONES VERTICALES EN EL NERVIO SIN FISURACION APRECIABLE



4

**DIAGRAMAS DE DEFORMACIONES HORIZONTALES DIAGRAMAS DE DEFORMACIONES VERTICALES
ALZADO FRONTAL DE LA CARA EXTREMA DE LA VIGA**



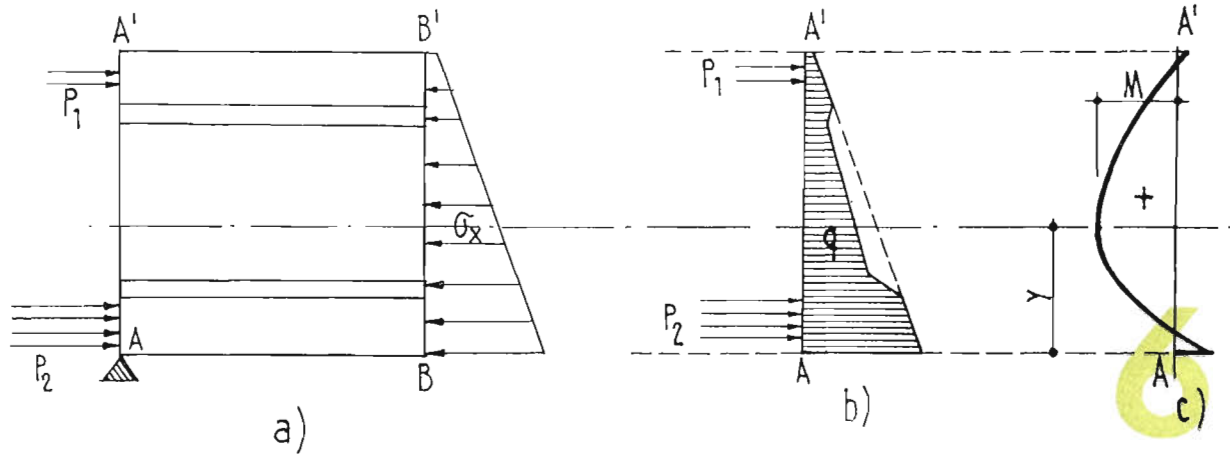
5

En el caso de la figura, con una distribución compacta de armaduras, llegaron a registrarse alargamientos verticales en el hormigón de 200 millonésimas, a una distancia de menos de 3 cm del extremo de la viga. A 12 cm, los alargamientos o tracciones son ya mucho más reducidos. A 30 cm, es decir, a un tercio del canto, aparecen las primeras compresiones verticales.

Para eliminar las posibles fisuras horizontales, que pueden aparecer en los extremos de las viguetas como consecuencia de las fuertes tensiones verticales de tracción que se desarrollan, hay dos soluciones: Una, distribuir las armaduras uniformemente por toda la sección, en vez de concentrarlas en las cabezas. Otra, armar fuertemente con cercos los extremos de la pieza, en una extensión igual al canto.

Debe hacerse notar que todas estas anomalías, producidas por una imperfecta transmisión de los esfuerzos de pretensado al hormigón, se acentúan cuando, en vez de proceder a un lento y gradual desbloqueo de los amarres extremos de las armaduras para dejarlas sin tensión en los espacios libres entre viguetas, antes de cortarlas, se sigue el brutal sistema de cortarlas con soplete, sin haber aflojado previamente los alambres.

Las consecuencias de esta práctica, bastante extendida, son imprevisibles. Entre vigueta y vigueta de una misma línea o cadena, la armadura pasa, bruscamente, de la tensión mantenida por los amarres, a la tensión nula. El impacto mecánico así producido por la energía de deformación súbitamente liberada, duplica, por lo menos, las longitudes de anclaje necesarias. El desequilibrio y la asimetría de cargas perturba de tal modo el estado de tensión de las viguetas que, a veces, se producen fallos de adherencia, en cadena, que dan lugar al alabeo de la pieza.



Un aspecto muy importante de esta compleja distribución de esfuerzos y tensiones en los extremos de las piezas, es el relativo a las consideraciones sobre la comprobación analítica de las secciones de apoyo.

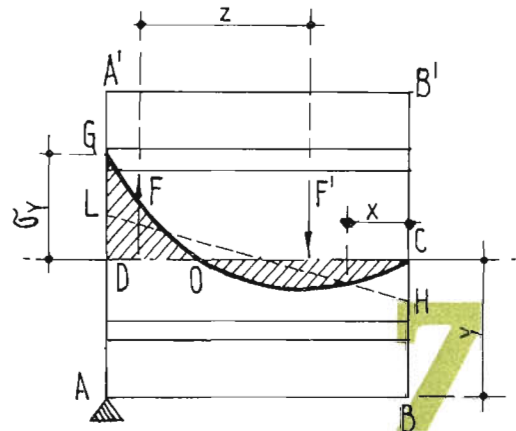
Se ha defendido muchas veces la tesis de que las viguetas pretensadas no necesitan cercos, o estribos, en las secciones de apoyo. El hormigón no se rompe por la acción de la tensión cortante τ , sino por el efecto de la tensión principal

$$\sigma_{II} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau^2}$$

que resulta de componer la tensión cortante τ con la tensión longitudinal σ_x de compresión, creada por los esfuerzos de pretensado.

Independientemente de otras objeciones referentes a la curva de resistencia intrínseca, ajenas al tema que ahora se trata, es evidente que para que el razonamiento sea correcto se precisa, como condición imprescindible, la existencia real de esa tensión σ_x longitudinal de compresión. Sin ella, el argumento deja de ser válido.

Los resultados experimentales obtenidos por Base sobre viguetas prefabricadas, pretensadas, con anclajes por adherencia, muestran, como se ha indicado, la inconsistencia de la hipótesis admitida. Aparte de que el esfuerzo de pretensado, en el caso de armaduras ancladas por adherencia, sólo es efectivo a unas distancias del extremo de la pieza, superiores a las longitudes de anclaje, la existencia de tensiones verticales y longitudinales de tracción en el nervio de la vigueta agrava más aún el fenómeno.



En el apoyo, a una corta distancia del extremo de la vigueta, no puede contarse, en el nervio, con el efecto beneficioso de las compresiones de pretensado, ya que estas compresiones, aparte de ser inferiores a las previstas, aparecen localizadas en las cabezas, o alas, de la pieza.

Si la armadura se distribuye de un modo perfectamente homogéneo, las tracciones y alargamientos del nervio se reducen a un mínimo. Si, por el contrario, la armadura se concentra o agrupa en determinadas zonas, aparecerán, a la altura de la fibra neutra, fuertes tracciones verticales que agrietarán la pieza con fisuras horizontales, a menos que no se dispongan cercos en cantidad suficiente para absorber estos esfuerzos.

Teóricamente, el método más riguroso para determinar el valor de estas tensiones es el que se basa en el estudio elástico de las cargas aplicadas sobre un cuerpo semi-indefinido en profundidad.

No obstante, este sistema, sobre ser muy laborioso y exigir el manejo de tablas y ábacos, no resulta muy preciso, dada la dudosa verosimilitud de la hipótesis, que consiste en admitir que la pieza sigue siendo un cuerpo idealmente elástico cuando las tensiones de tracción que se desarrollan son tan fuertes como para producir la fisuración. En el libro de Y. Guyon, «Béton Précontraint», se incluyen estas tablas y se indica el método que debe seguirse para resolver este problema, de acuerdo con la teoría elástica.

Dada la importancia que tiene, tanto para el proyectista como para el constructor de viguetas, la determinación de estas tensiones de tracción (que tanto influyen en la capacidad de resistencia del apoyo) o, lo que es equivalente, la determinación de las armaduras de refuerzo que deben disponerse en los extremos de la vigueta, se han dado varios métodos prácticos para resolver el problema planteado por las cargas concentradas de apoyo y anclaje.

Entre todos ellos, el propuesto por G. Magnel tiene la ventaja, no sólo de su generalidad, sino también de que sus resultados prácticos, fácilmente deducibles, se ven confirmados por la experimentación realizada.

Las hipótesis sobre las cuales descansa el método son, todas ellas, muy lógicas.

La primera de ellas consiste en admitir el principio de Saint-Venant, con todas sus consecuencias. A una distancia del apoyo igual al canto, la distribución de tensiones longitudinales es lineal y el estado de tensiones corresponde al que se deduce en el estudio de las piezas prismáticas. Las tensiones verticales son, por consiguiente, nulas.

Prescindiendo, por el momento, de la acción de los esfuerzos cortantes, el trozo de viga comprendido entre la sección de apoyo y la sección distante de ésta un canto debe estar en equilibrio bajo la acción de los esfuerzos longitudinales.

Sobre la cara dorsal o sección de apoyo AA' (figura 6a) actúan los esfuerzos de pretensado P_1 y P_2 , supuestos, a título de ejemplo, concentrados en las cabezas de la vigueta. A una distancia $AB = AA'$, en la sección BB' actúan las tensiones longitudinales σ_x , que equilibran las fuerzas P_1 y P_2 , en una distribución mecánicamente equivalente (principio de Saint-Venant).

El trozo de vigueta $AA' B'B$, bajo la acción de las fuerzas exteriores P_1 , P_2 y σ_x , trabaja como una viga de gran canto, apoyada, por decirlo así, en P_1 y en P_2 y sometida a las cargas σ_x (figura 6b). Para ser más precisos, habría que advertir que, si bien la distribución de tensiones es lineal, la distribución de cargas sobre la viga AA' esquematizada, sólo será lineal en el caso de ser la sección rectangular. En otro caso, por ejemplo si la sección fuese en doble T, la ley no será lineal, ya que estas cargas son el producto que resulta de multiplicar σ_x por el ancho que tenga la sección de la vigueta, a cada altura. Las fuerzas P_1 y P_2

equilibran, precisamente, estas cargas q , cuya suma total, o área rayada en la figura 6b, es igual a $P_1 + P_2$.

La viga ideal AA' está así sometida a unas cargas q , equilibradas por las reacciones P_1 y P_2 . En estas condiciones, si se da a la figura 6b un giro de 90° en el sentido opuesto al de las manillas de un reloj, las reacciones P_1 y P_2 actuarán hacia arriba y las cargas q hacia abajo, según estamos acostumbrados a ver en los esquemas de carga de las vigas. Bajo la acción de las cargas q , que ahora vemos verticales, el borde inferior de la viga AA' estará sometido a esfuerzos de tracción, lo cual permite comprender que, a lo largo del borde AA' (fig. 6a) existan tensiones verticales de tracción, una vez repuesta la figura en su verdadera posición.

En la figura 6c se ha dibujado la ley de momentos de la viga AA'. Sea M el momento máximo, obtenido a una distancia, o altura, y de A.

La viga AA'—que ahora se está considerando—no es más que el trozo AA'B'B de viga. El hecho de que a una distancia y de A exista un momento flector M , quiere decir que este momento actúa sobre la sección DC del trozo considerado (fig. 7).

De primera intención, parece lógico suponer que si el momento M actúa sobre la sección DC, producirá las tensiones dadas por el diagrama DLHC, siendo:

$$\sigma = \frac{Mv}{I} ,$$

en donde v es la mitad de DC, e I , el momento de inercia de la sección DC. De hacerlo así, sin embargo, se habría sido incongruente con el principio establecido, o hipótesis primera, que postula el hecho de que, en la sección BB', sección en la cual se ha restablecido el régimen de la pieza prismática, las tensiones verticales son nulas.

Se hace necesario, ahora, admitir una segunda hipótesis. Si el momento M actúa sobre la sección DC, debe producir compresiones en una zona OC y tracciones en otra DO. La ley de distribución de estas tensiones, GOC, debe pasar, forzosamente, por C, porque la tensión en BB' debe ser nula. La distribución GOC no puede ser, por consiguiente, lineal. Tiene que ser una distribución más compleja.

Magnel admite—segunda hipótesis—que esta distribución, no pudiendo ser lineal, será de segundo grado.

Sea x la distancia de un punto genérico al punto C. La distribución más sencilla imaginable es:

$$\sigma_y = Ax + Bx^2 .$$

Como en el estudio que se desarrolla no existen (fig. 6b) esfuerzos en la dirección AA', la ley de tensiones debe equilibrar el momento M , siendo el volumen total de compresiones igual al volumen total de tracciones. El área rayada entre O y C debe ser igual al área ODG (fig. 7).

Siendo constante el ancho del nervio en los diferentes puntos D a C, la ley σ_y que satisface esta condición es:

$$\sigma_y = kx \left(\frac{2}{3} h - x \right) .$$

Estas tensiones serán de compresión si resultan positivas y de tracción en caso contrario. El punto O de tensión nula se sitúa al tercio de DC a partir de D.

Tomando momentos resulta:

$$M = \int_0^h \sigma_y b_o x dx = \frac{kb_o h^4}{36}$$

y, por consiguiente:

$$k = \frac{36M}{b_o h^4},$$

siendo b_o el espesor, o anchura, del nervio, y h el canto de la vigueta ($h = AA' = DC$). Las tensiones verticales son así:

$$\sigma_y = \frac{36Mx}{b_o h^4} \left(\frac{2}{3} h - x \right).$$

En el borde AA' (fig. 7), en donde $x = h$, la tensión es máxima e igual a:

$$\sigma_y = -12 \frac{M}{b_o h^2},$$

que, como vemos, es negativa, y, por lo tanto, de tracción.

El esfuerzo total de tracción es:

$$N = \int_{\frac{2}{3}h}^h \sigma_y b_o dx = \frac{4}{81} kb_o h^3 = \frac{4}{81} \frac{36M}{h} = \frac{16}{9} \frac{M}{h} \approx 2 \frac{M}{h},$$

esfuerzo de tracción que debe ser absorbido por la armadura vertical de zunchado de la zona de anclaje. En esta expresión, M es el momento flector (fig. 6c), deducido al considerar los esfuerzos de pretensado P_1 y P_2 en la forma anteriormente explicada.

Es verdaderamente notable la fidelidad con que este método, que no deja de ser un procedimiento aproximado, reproduce los resultados experimentales. En la figura 5 puede observarse la aparición de tensiones σ_y de tracción, hasta una distancia de 0,30 m a partir del apoyo (un tercio del canto).

Conocido el esfuerzo de tracción que se precisa absorber en la longitud indicada del tercio del canto, se puede ya determinar la armadura vertical necesaria para contrarrestar estos esfuerzos, e impedir la aparición de las fisuras horizontales de apoyo. La circunstancia de que, por fallos de adherencia, se pueda extender la zona de tracciones más allá de las previsiones teóricas, aconseja extender la armadura así calculada, con la cuantía o densidad deducida, tanto a la zona que queda entre el extremo y el apoyo, como hasta una distancia igual al canto, a partir del apoyo, hacia el centro de la viga.

Esta armadura vertical no tiene nada que ver con los cercos o estribos necesarios para resistir el esfuerzo cortante. Su misión específica es distinta. Si no se dispusieran más cercos, estos quedarían sobrecargados, puesto que, a los esfuerzos que tienen que resistir por las razones hasta aquí apuntadas, se sumarían los producidos por el esfuerzo cortante.

Como, según se ha visto, el nervio, en las proximidades del apoyo, no está sometido a las compresiones longitudinales de pretensado, la vigueta, en las zonas extremas, trabaja como si fuese una pieza de hormigón armado. Los diagramas representativos de las deformaciones longitudinales (figs. 1 a 5) son suficientemente explícitos. La acción beneficiosa del pretensado, sólo se inicia, en el nervio, a una distancia del apoyo igual al canto de la pieza.

Antes, la distribución de tensiones presenta las anomalías y perturbaciones descritas en párrafos anteriores.

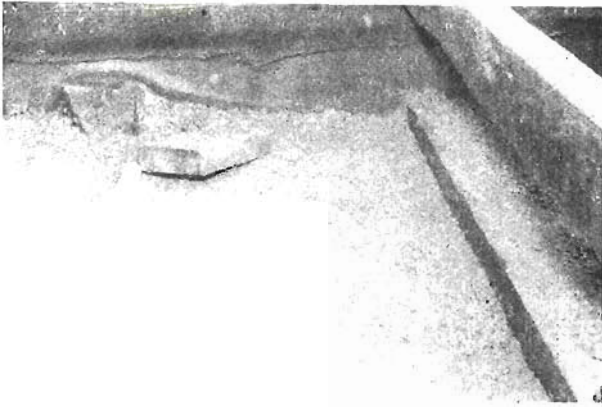


Fig. 8

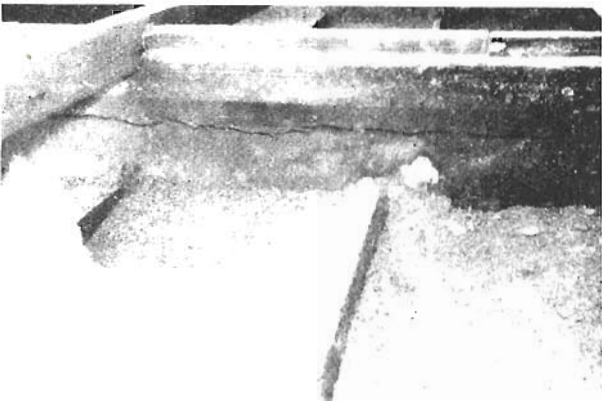


Fig. 9



Fig. 10



Fig. 11

El olvido de estas condiciones particulares de los extremos de las vigas ha tenido, en más de una ocasión, desagradables consecuencias. En las figuras 8, 9 y 10 aparecen fotografiadas unas espectaculares grietas que, en una longitud de más de 2 m, corrían paralelamente a la directriz de la pieza, obligando a la reparación y sustitución de todo el forjado de cubierta de las naves (figura 11). El perjuicio ocasionado por la urgente necesidad de la reparación superó, en este caso, los cuatro millones de pesetas.

No siempre la aparición de estas grietas longitudinales se debe a los esfuerzos locales de apoyo. A veces, son originadas por defectos de ejecución. Así, por ejemplo, cuando los moldes son de madera, con las tablas a tope, se entumescen con el agua de amasado y, al dilatarse, ejercen una fuerte tracción sobre el nervio, al presionar sobre las cabezas con un efecto de cuña. También ocurre que cuando se liberan las armaduras antes de retirar los costeros, al intentar la pieza tomar la contraflecha de pretensado (contraflecha tanto más acusada cuanto mayor es la disimetría de las armaduras en una y otra cabeza), el molde sujeta el ala inferior de la vigueta, impidiendo, con su rigidez, que se levante por el centro. Se crean así unas tracciones sobre el nervio, que son, también, origen de fisuras horizontales.

Salvo en estos casos especiales, fácilmente corregibles, la aparición de grietas en las proximidades de los extremos se debe a las causas antes citadas. Unas veces se acusan ya en fábrica, mientras que otras sólo se manifiestan cuando los esfuerzos cortantes, creados por las cargas, suman su efecto a las tensiones previas originadas por la concentración de armaduras y el anclaje de las mismas, de acuerdo con lo anteriormente indicado.

Si estas últimas son muy importantes y suficientes por sí solas para producir la fisuración, la grieta es prácticamente horizontal en todo su desarrollo. Cuando la grieta aparece después, una vez colocada la vigueta en obra y más o menos cargada la pieza, es decir, cuando la fisuración la produce el efecto combinado de la concentración de armaduras y del esfuerzo cortante, la grieta desciende, al llegar al apoyo, como una hipérbola que, pasando por este punto, situado en el borde inferior de la vigueta, tuviese una asíntota horizontal representada por la cabeza o ala superior.

Una vez más, las fisuras, con su letra de médico, escriben el diagnóstico del mal que padece la pieza.

tuberías de hormigón pretensado

Conferencia pronunciada por C. CARRIL
ingeniero de caminos
en la IV Asamblea General de la A. E. H. P.

Las perfecciones logradas en el diseño, en la fabricación y en la utilización de tuberías de hormigón pretensado, en los últimos años, es muy considerable. A ello han contribuído, de una parte, los programas de investigación desarrollados, por laboratorios especializados, en distintos países de Europa y Norteamérica, y por otra, la experiencia adquirida como consecuencia de una utilización creciente. En los Estados Unidos, solamente, el aumento de la producción de tuberías de hormigón, en los últimos diez años, es, según las estadísticas, del orden de las quinientas mil toneladas por año, y de este aumento corresponde, una parte importante, a las tuberías de hormigón pretensado.

Desde un principio, las técnicas europea y americana se han orientado hacia soluciones distintas. En América se emplea, principalmente, el tubo de hormigón pretensado con camisa de chapa, mientras que en Europa se utiliza, preferentemente, el tubo de hormigón pretensado sin camisa de chapa, ya sea de fabricación monolítica o de fabricación por fases.

Ello no quiere decir que en Norteamérica no existan conducciones con tuberías de hormigón pretensado sin camisa de chapa, y en Europa, tuberías de hormigón pretensado con camisa de chapa.

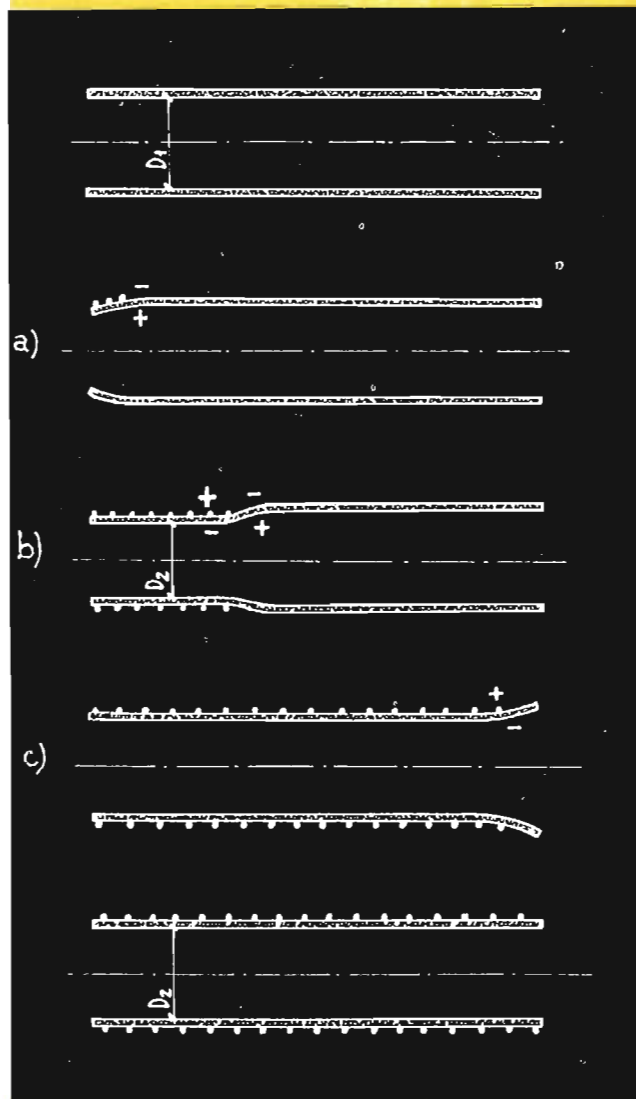


Fig. 1

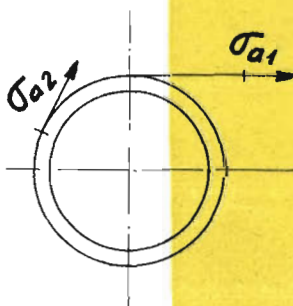
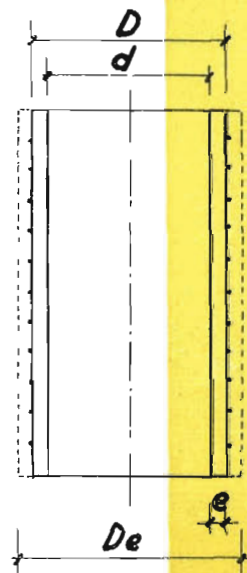
Pero las tendencias son muy claras y muy definidas, en el sentido que hemos indicado.

En cuanto al tipo de junta, la tendencia mundial es, para todos los tipos de tubos, la junta elástica con aro de goma, cuya sección varía de unos fabricantes a otros, y que, en el caso de la tubería con camisa de chapa, se aloja en una hendidura especialmente dispuesta en el refuerzo de extremidad macho del tubo, y en el caso del tubo sin camisa de chapa, se aloja en una entalladura debidamente moldeada en el hormigón.

El objeto de esta comunicación es dar a conocer, en líneas muy generales, el método de cálculo adoptado y el sistema seguido para la preparación de una colección de 22 ábacos, destinados al dimensionamiento de tuberías de hormigón pretensado y que son aplicables a cualquiera de los tres tipos de tubería que dejamos descritos, para diámetros interiores comprendidos entre 300 mm y 2.100 mm. La exposición va a ser muy somera, sin entrar, ni mucho menos, en detalles de cálculo, pues queremos ser muy breves y no hacernos excesivamente pesados.

Vamos a empezar por examinar a qué solicitaciones se somete el tubo durante la fabricación, la manipulación, el montaje y, finalmente, el servicio. Como caso más complicado, elegiremos el tubo de hormigón pretensado sin camisa de chapa, y de fabricación por fases.

Nomenclatura



d = diámetro interior

D = diámetro exterior primario

D_e = diámetro exterior tubo

e = espesor pared primario

a = sección de acero por m.l. tubo

σ_{a1} = tensión del acero durante el zunchado

σ_{a2} = tensión del acero inmediatamente después del zunchado

σ_a = tensión final del acero

h = sección del hormigón por m.l. de tubo

σ_{h1} = tensión de pretensado del hormigón inmediatamente después del zunchado

σ_h = tensión final de pretensado del hormigón

$$\frac{a}{h} = c$$

E_a = módulo de elasticidad del acero

E_{h1} = módulo de elasticidad del hormigón después de zunchado

E_{h2} = módulo de elasticidad en su estado final

$$\frac{E_a}{E_{h1}} = \eta_1$$

$$\frac{E_a}{E_{h2}} = \eta_2$$

Fig. 2

$$\frac{\sigma_{a1} - \sigma_{a2}}{E_a} = \frac{\sigma_{h1}}{E_{h1}}$$

$$a \sigma_{a1} + h \sigma_{h1} = 0$$

$$\frac{a}{h} = c \quad \text{''} \quad \frac{E_a}{E_{h1}} = \eta_1$$

$$\sigma_{a2} = \frac{\sigma_{a1}}{1 + \eta_1 c}$$

$$\sigma_{h1} = \frac{\sigma_{a1}}{\frac{h}{a} + \frac{1}{2} \eta_1}$$

Fig. 3

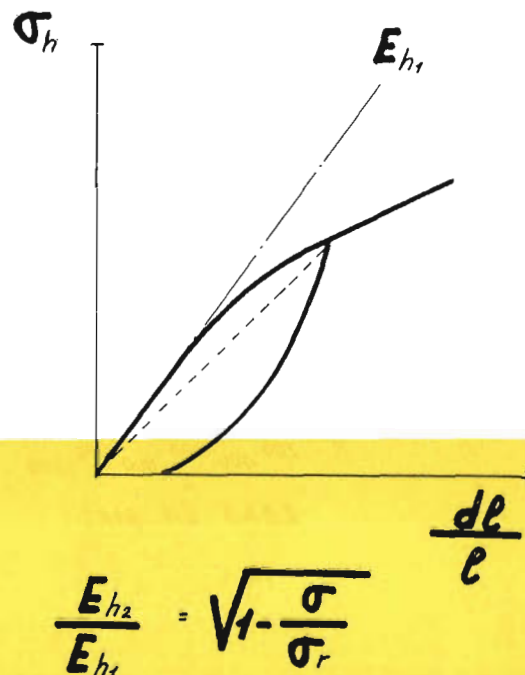


Fig. 4

$$\frac{E_{h2}}{E_{h1}} = \sqrt{1 - \frac{\sigma}{\sigma_r}}$$

Para fabricar este tubo (fig. 1)—como todos ustedes conocen—se empieza por fabricar un tubo primario de hormigón, en masa o ligeramente armado, y que puede estar, o no, pretensado longitudinalmente.

Sobre este tubo primario se enrolla, bajo tensión, una hélice de redondo de acero de alta resistencia.

Finalmente, se recubre la armadura de zunchado con un revestimiento exterior, cuya misión es la protección de dicha armadura contra la corrosión.

Al iniciar el zunchado, la extremidad del tubo toma la forma que se indica en la figura 1a. En esta zona se producen: un esfuerzo de tracción en la fibra exterior y una compresión en la fibra interior del hormigón.

Cuando el zunchado ha progresado, alejándose lo suficiente del extremo por el que se ha iniciado, existe una zona, ya zunchada, en la cual el tubo tiene un diámetro D_2 menor que D_1 y una zona, no zunchada, en la cual se mantiene el diámetro primitivo D_1 (fig. 1b). Entre ambas zonas, en las cuales el tubo es cilíndrico, la pared presenta una doble curvatura. A la izquierda del punto de inflexión, la fibra interior está tendida y la exterior comprimida. A la derecha del punto de inflexión, el sentido de los esfuerzos es contrario. Es el fenómeno conocido por los especialistas con el nombre de «efecto botella».

Al final del zunchado el fenómeno es inverso al producido al principio, es decir, la concavidad gira hacia afuera y es la fibra interior la que está sometida a tracción (fig. 1c).

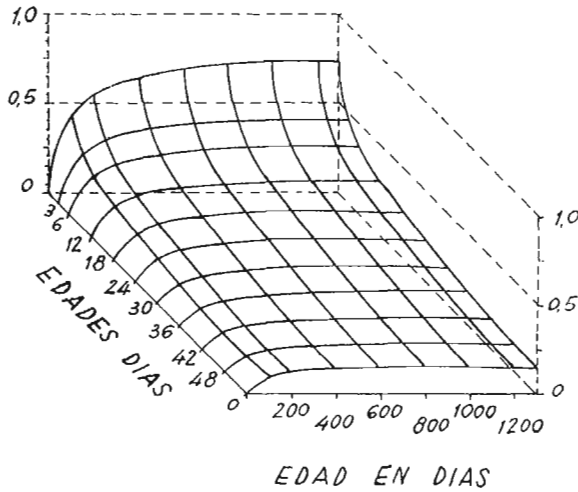


Fig. 5

$$\frac{d\ell}{\ell} = \varphi_1(\sigma) + \varphi_2(t)$$

para el acero:

$$\varphi_{1a}(\sigma) = \frac{(\sigma - 0,1\sigma_r)^{\frac{3}{2}}}{2107(\sigma_r - \sigma)^{\frac{1}{2}}}$$

para el hormigón:

$$\varphi_{1h}(\sigma) = \frac{K}{E_h} \sigma \quad K = 1,7$$

$$\varphi_{2h}(t) = 1 - 10^{0,01\sqrt{t}}$$

$$\sigma_h = \sigma_{h1} e^{-[\varphi_{1a}(\sigma) + \varphi_{1h}(\sigma) + \varphi_{2h}(t)]}$$

$$\frac{p_i R_i}{h} = \sigma_h \left(1 + \frac{E_a}{E_{h2}} \frac{a}{h} \right)$$

Fig. 6

Si llamamos a σ_{a1} la tensión que se da al acero durante el zunchado, σ_{a2} la tensión que tiene el acero al final del zunchado y σ_{h1} la compresión en el hormigón inmediatamente después del zunchado (fig. 2), podremos representar (fig. 3) el equilibrio existente al final de la operación de zunchado estableciendo la igualdad de deformaciones en el acero y en el hormigón y la igualdad de los esfuerzos totales. E_a es el módulo de elasticidad del acero y E_{h1} y E_{h2} el módulo de elasticidad del hormigón después del zunchado, y en su estado final, respectivamente.

Con ello podemos calcular los valores de las tensiones en el acero y en el hormigón al final del zunchado.

Como módulo de elasticidad del hormigón, en su estado de compresión al final del zunchado (figura 4), tomamos el valor dado por Caquot y deducido de la fórmula:

$$\frac{E_{h2}}{E_{h1}} = \sqrt{1 - \frac{\sigma}{\sigma_r}}$$

en la que σ_r es la carga de rotura a compresión simple.

Si se admite, por ejemplo, como es normal en tuberías de hormigón pretensado, que la carga máxima a que se somete el hormigón en el zunchado es de 0,4 veces la carga de rotura, resulta, para el módulo de elasticidad a considerar, el valor:

$$E_{h2} = 0,775E_{h1}$$

Terminada la fase de deformación elástica del hormigón y del acero, se inicia la fase de deformación plástica. Durante ella se produce un fenómeno mixto, intermedio entre una fluencia pura, es decir, una deformación, creciente con el tiempo, bajo carga constante, y una relajación, es decir, una caída de tensión a longitud constante. El conjunto de todo ello produce: una disminución de compresión en el hormigón, una disminución de tensión en el acero y, como consecuencia final, un aumento del diámetro del tubo.

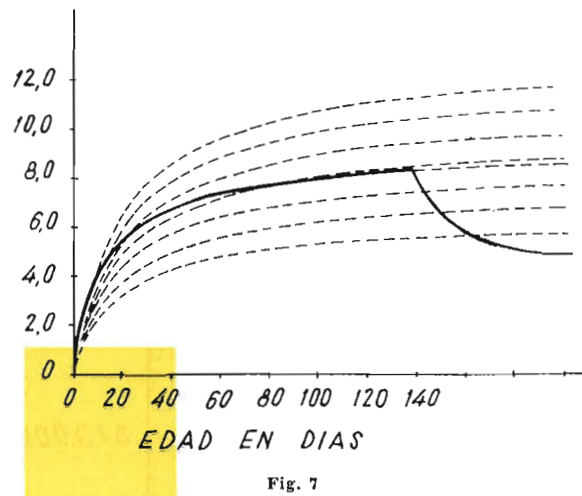


Fig. 7

En la figura núm. 5 se indica, en un gráfico tridimensional, la variación longitudinal del diámetro medio del tubo primario, en función: de la edad, en días, a la cual se efectuó el zunchado, y de los días transcurridos después del zunchado.

La fluencia de un material es función, por una parte, del esfuerzo a que está sometido y, por otra, del tiempo. Adoptando para el acero la fórmula dada por Cockerill (resultado de una gran serie de ensayos efectuados en Bélgica), en la cual σ_r es la tensión de rotura del acero, y para el hormigón la fórmula dada por Caquot, con un valor de $k = 1,7$ (que es el que corresponde a hormigones centrifugados), se llega a establecer la expresión que nos da la tensión del hormigón, en un tubo determinado, en función del tiempo y de la tensión que existía al final del zunchado (figura 6).

Terminado el tubo, y después de haber permanecido un determinado período de tiempo en el parque de la fábrica, es transportado, montado en obra y sometido a una presión interior que produce: una disminución de la compresión a que está sometido el hormigón, un aumento de la tensión a que está sometido el acero y, como consecuencia de todo ello, un aumento en el diámetro interior del tubo.

Se suele llamar presión característica, en un tubo de hormigón pretensado, la presión interior que produce la total descompresión del hormigón.

Si cogemos, ahora, una de las curvas representadas en nuestro gráfico tridimensional de la figura 5, y suponemos, por ejemplo, que a los 120 días de zunchado el tubo, lo sometemos a la presión que hemos llamado característica, veremos (fig. 7) que el hormigón recupera una parte de su acortamiento, de su deformación plástica.

Expresando el equilibrio entre las diferentes fuerzas que actúan sobre la sección del tubo en el momento de su puesta en servicio (fig. 6) tenemos, junto con la ecuación obtenida anteriormente, dos expresiones que son las que vamos a utilizar para la confección de nuestros ábacos.

El dimensionamiento de los tubos de hormigón pretensado, para las diferentes presiones de servicio, dentro de un mismo diámetro, se hace manteniendo, dentro de ciertos límites, el espesor de pared y haciendo variar la sección de acero. Ello se hace así por razones de economía de moldes.

Utilizando las dos fórmulas finales de la figura 6, y disponiendo el cálculo según el cuadro cuyo resumen se indica en la figura 8, pueden dibujarse las dos familias de curvas que se indican en la figura 9, las cuales nos dan la compresión del hormigón y la tracción en el acero en función de la relación entre las secciones de hormigón y de acero.

$$\sigma_{hr} = 500 \text{ kgs./cm}^2 \quad \sigma_{a_1} = 90 \text{ kgr./mm}^2$$

$$E_{h_1} = 400.000 \text{ Kgs/cm}^2 \quad \sigma_{a_2} = 130 \text{ Kgs/mm}^2$$

| σ_{h_1} | 50 | 100 | 150 | 200 | 250 |
|--|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1/ calculo de $\frac{a}{h}$ | | | | | |
| $E_{h_2} = E_{h_1} \sqrt{\frac{\sigma_h}{\sigma_{hr}}}$ | 379.000 | 357.000 | 334.000 | 309.000 | 282.000 |
| $\frac{E_a}{E_{h_2}}$ | 5,80 | 6,16 | 6,59 | 7,12 | 7,80 |
| $\sigma_{h_1} \frac{1}{2} \frac{E_a}{E_{h_2}}$ | 145 | 308 | 494 | 712 | 975 |
| $\sigma_{a_1} - \frac{\sigma_{h_1}}{2} \frac{E_a}{E_{h_2}}$ | 8855 | 8692 | 8506 | 8288 | 8025 |
| $\frac{a}{h} = \frac{\sigma}{\sigma_{a_1} - \frac{\sigma_{h_1}}{2} \frac{E_a}{E_{h_2}}}$ | 0,00565 | 0,0115 | 0,0176 | 0,0241 | 0,0311 |
| σ_{h_2} a los 4 meses | 42,4 | 81,6 | 117,3 | 148,5 | 174,2 |
| σ_{a_2} a los 4 meses | 7509 | 7092 | 6652 | 6154 | 5592 |
| $\frac{P_i R_i}{h}$ a los 4 meses | 43,6 | 86,5 | 128,0 | 167,0 | 202,3 |

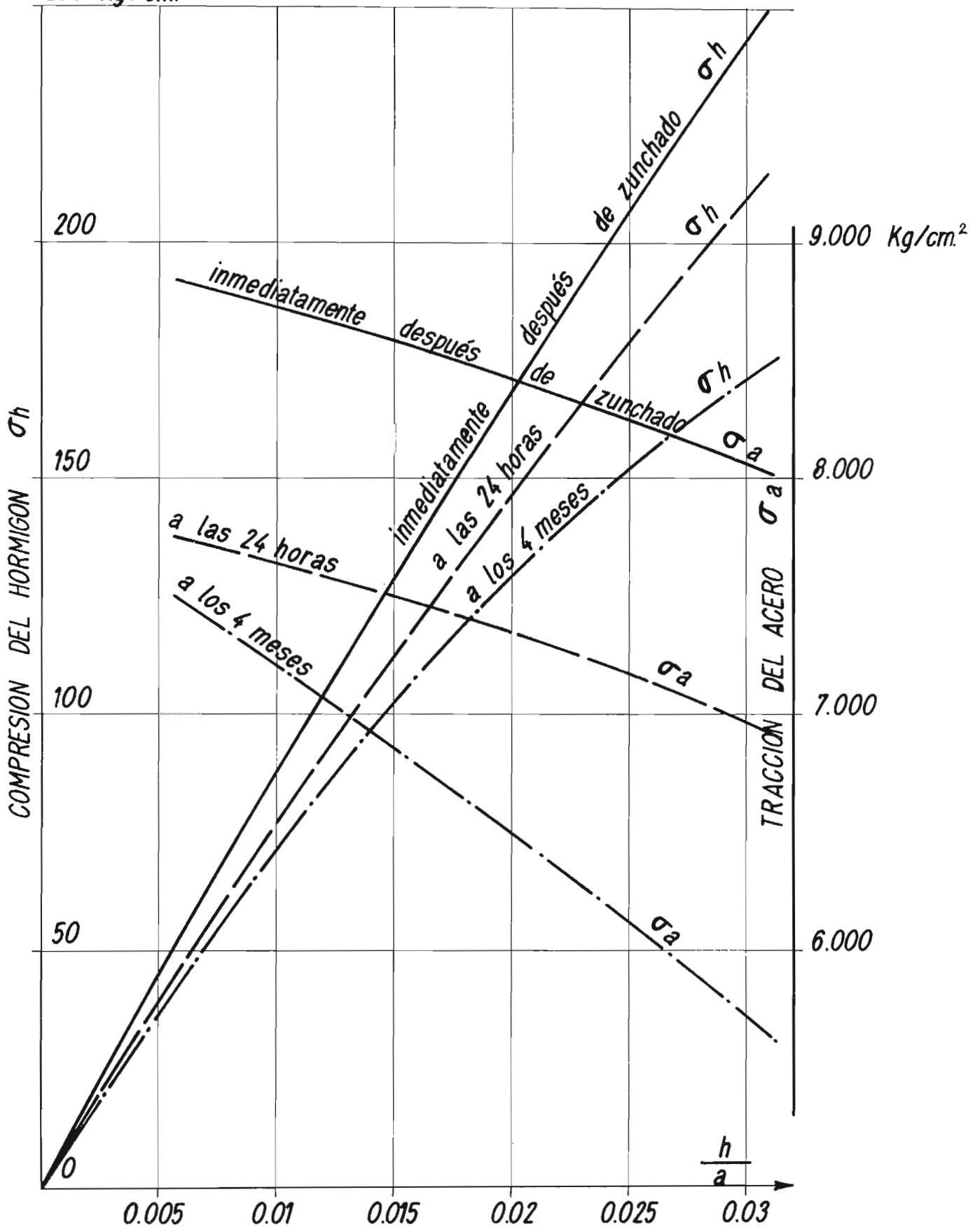
Fig. 8

Partiendo de estas curvas auxiliares (fig. 9) es posible dibujar unos ábacos, mediante los cuales, para un determinado espesor de pared del tubo y en función de su diámetro interior y de la presión característica, se puede determinar la sección de acero, expresada en cm^2 , necesaria por metro lineal de tubo (fig. 10).

Compresión del hormigón y tracción del acero

$$\sigma_{a1} = 90 \text{ Kg/m.m}^2 \quad \sigma_r = 130 \text{ Kg/m.m}^2$$

250 Kg/cm²



Sección de acero en el zuncho, en $\text{cm}^2/\text{m.l.}$

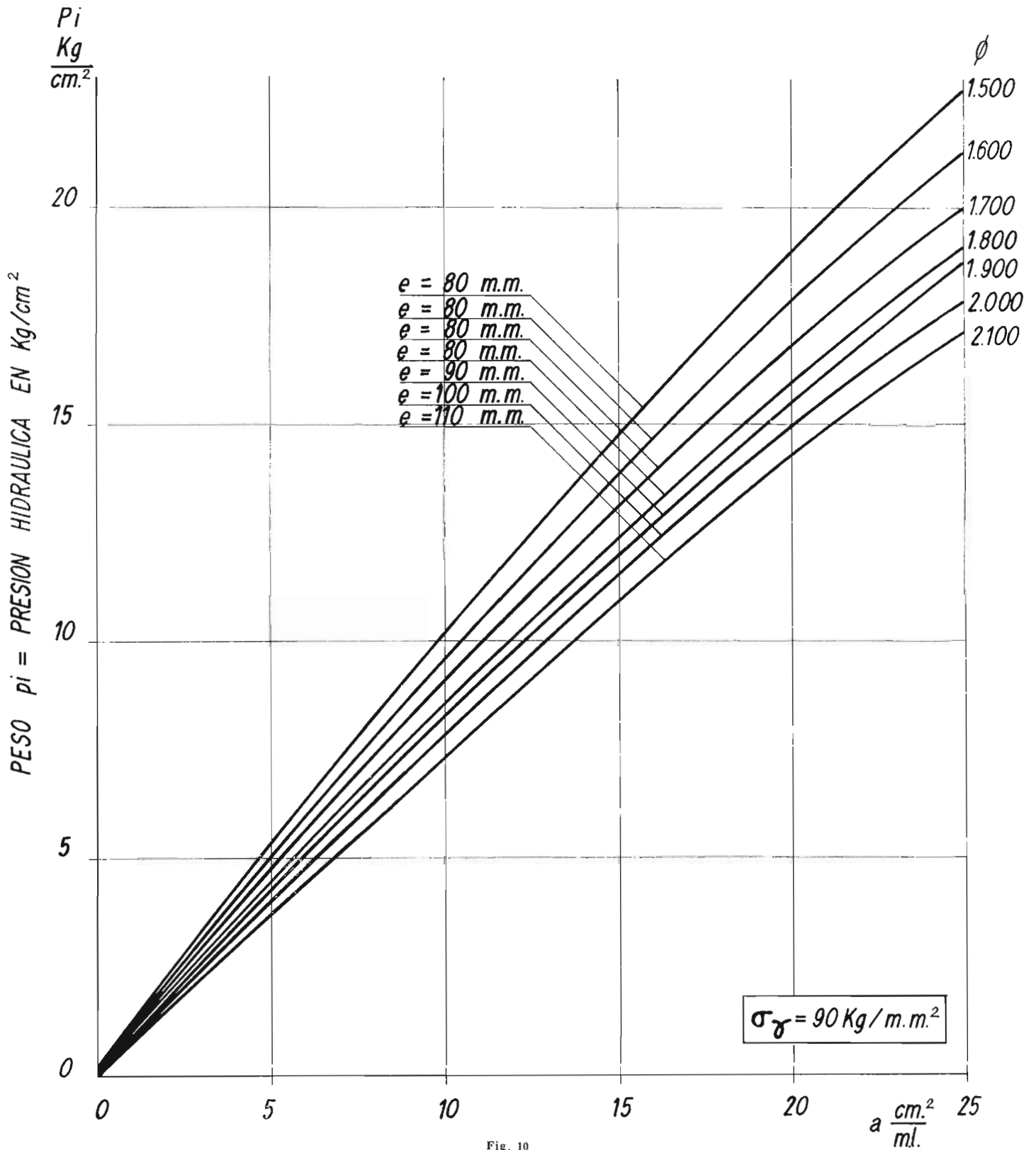


Fig. 10



realizaciones en estructuras con armaduras postesas

Conferencia pronunciada por R. BARREDO
en la IV Asamblea General de la A. E. H. P.

Es la primera vez que tengo el honor de hablar en Cataluña y, por tanto, de dirigirme, en su Región, a los técnicos catalanes. Por ello pido perdón a aquellos que ya tuvieron la amabilidad de escuchar conferencias mías anteriores, por las repeticiones que en ésta puedan encontrar, ya que, al tratar de cumplir lo que en el tema está marcado, "Estructura con armaduras postesas", he de hacer, obligadamente, un repaso general de aquellas obras, más sobresalientes, realizadas hasta ahora.

"Hormigón postesado" no necesita ninguna aclaración, pero mucho menos si es "hormigón pretensado con armaduras postesas". Ya sabéis todos que se trata de aquel sistema de pretensar en el cual utilizamos, como banco, las obras mismas, quedando las armaduras retenidas convenientemente mediante unos anclajes especiales en sus extremos.

Antes de entrar en materia con lo que hemos realizado, permitidme un recuerdo al pasado. Ya en el año 1926, y con un proyecto de don Eduardo Torroja, construimos, en el Acueducto de Tempul, una obra pretensada (fig. 1). Una obra en que las armaduras, como veis, están formadas por cables y tensadas con dos gatos hidráulicos situados en un corte de la cabeza de la pila central. Esta fué, según mi conocimiento y mis noticias sobre la materia, la primera vez que un cable de acero fué colocado en tracción en una obra de hormigón.

Decíamos que el hormigón postesado tenía normalmente unos anclajes y unos gatos. Estos constituyen, en general, patentes distintas y variadas. Por razones que fácilmente comprenderéis, voy a limitarme al sistema español que lleva mi nombre y que tengo el gusto de ofrecer para que pueda ser utilizado por todos. Tiene el honor de haber alcanzado, en estas fechas, patente de invención en Alemania y Estados Unidos de América del Norte, donde tan fino se hila sobre esta materia.

En este sistema, el anclaje está constituido por ese taco de hierro de la figura 2 y su cuña triangular que sujeta a la vez los tres hilos que forman el conjunto de tensión. Estos hilos son tensados mediante el gato que aparece en la figura 3, que, si bien es un elemento de tracción único, movido por un solo compresor, constituye realmente un sistema completo de tres gatos que, moviéndose bajo la misma presión, hacen tracción independiente de cada uno de los hilos, pero de todos ellos con el mismo esfuerzo, es decir, que dan los corrimientos necesarios para llegar a la misma tensión en todos los hilos, cualquiera que sea la colocación previa que se les hubiese dado.

Las cualidades fundamentales de este sistema que estamos comentando son: Primero, que los hilos se tensan uno a uno y todos a la misma tensión; segundo, que el anclaje tiene condiciones suficientes para resistir la tracción de los hilos hasta la rotura de los mismos, sin que la rotura se realice en el anclaje y sin que se produzca deslizamiento alguno entre los alambres y la cuña; tercero, que antes de inyectar podemos retesar tantas veces como se nos ocurra, sin necesidad de cambiar ninguno de los elementos que constituyen el anclaje y sin producir ningún daño ni trastorno a los hilos; y, por último, que al hacer estos retesados se mide la tensión a que la armadura se encontraba cuando el retesado se inició.

No creo sea necesario, dado vuestro gran conocimiento en la materia, explicaros ni enumerar las ventajas de estas cualidades que estoy reseñando; tengo la seguridad absoluta que las valoraréis con justicia.

Vamos a seguir el camino que hemos recorrido con nuestros equipos, pero, para ello, vamos a dividir en tres partes el conjunto de obras que os presentaremos:

La primera, aquella que lleva entubación, es decir, la que se hace por el procedimiento clásico; la obra que se realiza mediante una canalización de hierro dejada dentro del hormigón, para que en ella se coloquen, antes o después, los cables de acero de la armadura postesada. Como ejemplo bastante significativo presentamos, en la figura 4, el Reactor Nuclear de la Moncloa, que, con sus 32 kilómetros de entubación y su enorme dimensión de caja, de $32 \times 23 \times 22$ metros, da una pauta de lo que se puede hacer con este tipo de obra.

En la figura 5 vemos una pared del mismo, en donde se pueden apreciar las entubaciones; las horizontales para $3 \varnothing$ de 5 mm y las verticales para $9 \varnothing$ de 5 mm. Esta obra, de la Junta de Energía Nuclear, fué proyectada por los señores del Pozo y Cabañes y dirigida y ejecutada por el señor Noreña, juntamente con la empresa constructora Ramón Beamon-te, Ingenieros.

En la figura 6 podemos apreciar la cubierta de la misma, donde se ven claramente las entubaciones de las vigas, todas ellas para $9 \varnothing$ de 5 mm. En la figura 7 se aprecian las cabezas y el tensado de la losa superior, y aquí vemos, por último (fig. 8), cómo está cosida la pared mediante aquellas entubaciones horizontales que vimos anteriormente.

Esta exageración aparente de entubación está perfectamente justificada, dada la condición que se exigía a esta enorme caja, por tener dentro el Reactor, de que fuese capaz de soportar, sin fisuración, 380 kilos/m² de carga en sus paredes, dirigida esta carga en cualquier sentido.

Otro ejemplo de este mismo sistema lo tenemos en esta cubierta de Tarragona, 20 m de luz (fig. 9), cubierta laminar plegada, proyecto de los ingenieros, señores Torroja, del Pozo y Páez, y del arquitecto don Antonio de la Vega. La lámina es de insignificante espesor, y las entubaciones se aprecian perfectamente en esta figura y son las únicas armaduras que sostienen esta enorme cubierta. Su aspecto exterior lo vemos en la figura 10; y, por último, en la figura 11, un aspecto interior de la cubierta donde se aprecia, perfectamente, la belleza de sus líneas y de su conjunto.

Otro ejemplo claro del sistema de entubación, mejor dicho, más que claro, sobresaliente, es el depósito de Fedala. Depósito de 3.500 m³, 32 m de diámetro, en hiperboloide.

Las tracciones han sido ejecutadas siguiendo las mismas generatrices que se aprecian en este encofrado (fig. 12), en el que en un sentido van los tablonos y en otro la tabla, no siendo necesaria ninguna pieza curva para producir el encofrado del hiperboloide. Por estas dos familias de generatrices marchan las entubaciones y después los cables, consiguiendo hacer una tensión total del depósito, sin más que tensar armaduras rectas. El proyecto es de los señores Torroja, Páez y del Pozo, y fué construído en Fedala por la empresa Socié-té Marocaine d'Exploitation des Entreprises Fernández.

En la figura 13 se aprecia el conjunto exterior, desde un avión, y, por último, en la figura 14 puede apreciarse cómo lo ve la gente de a pie.

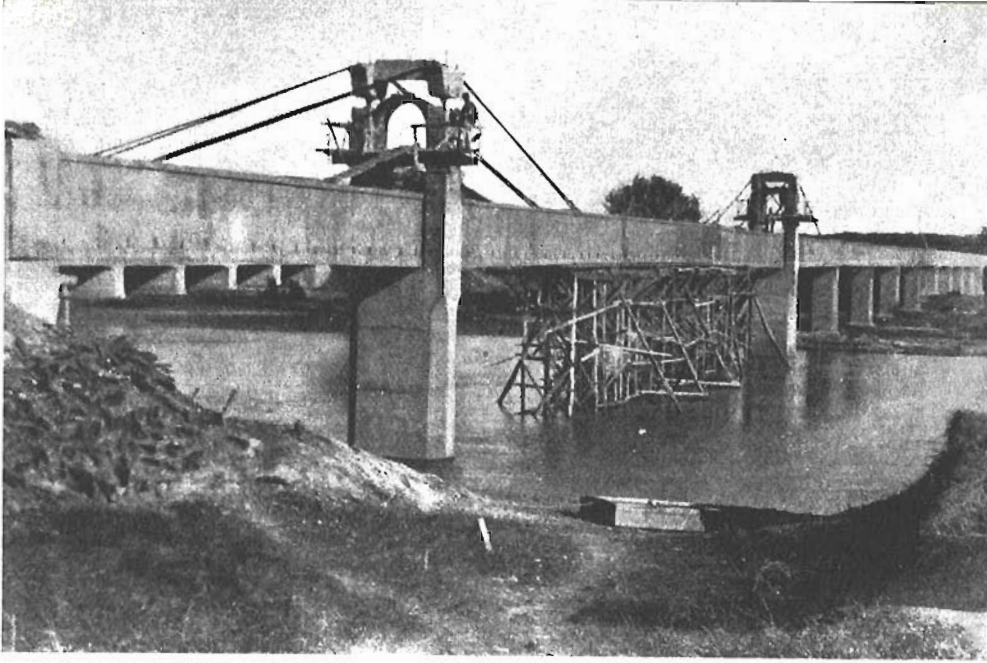
Podía mostraros muchos más ejemplos de este tipo de obra, pero ¡a qué continuar! Terminaremos esta parte con una fotografía del puente de Villaverde en Madrid (fig. 15), proyectado por el ingeniero don Lamberto de los Santos, y construído por Termac, S. A., y otra de una viga de Avilés (fig. 16), de la que me parece os va a hablar después don Carlos Fernández Casado, autor del proyecto con don Amalio Hidalgo.

Esto es, pues, un pequeño resumen de las obras construídas con entubación. Vamos a pasar al segundo grupo, es decir, a aquellas en que las armaduras van por el exterior.

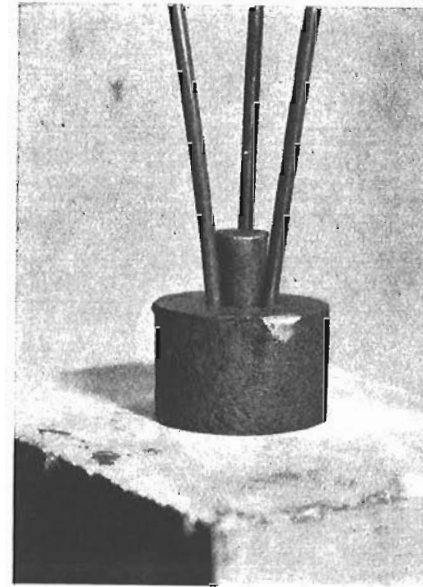
Como primer ejemplo de estas armaduras exteriores tenemos el puente de Almarail (figura 17). Esta viga en voladizo, en que toda su armadura longitudinal queda reducida a ese paquete de alambres que estáis contemplando, es el primer ejemplo y, además, la primera aplicación del sistema que estamos comentando, en la cual, bajo el proyecto del señor Torroja, la inspección del señor Páez y la supervisión del Ingeniero encargado, don José Martín Elvira, construímos esta obra en la que, además, para alivio de males, era yo el contratista.

La figura 18 es una vista del puente terminado, en la que puede apreciarse su esbeltez.

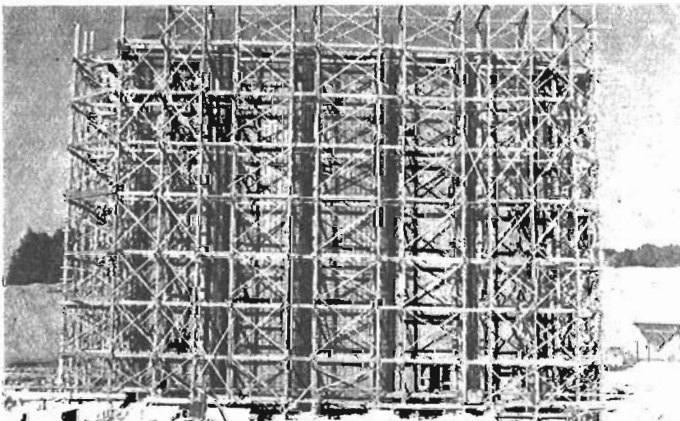
Otro de los ejemplos que podemos presentar en este tipo de obra, es el puente de Valdecañas, del señor Santonja. En la figura 19 tenemos las vigas construídas en el exterior.



1



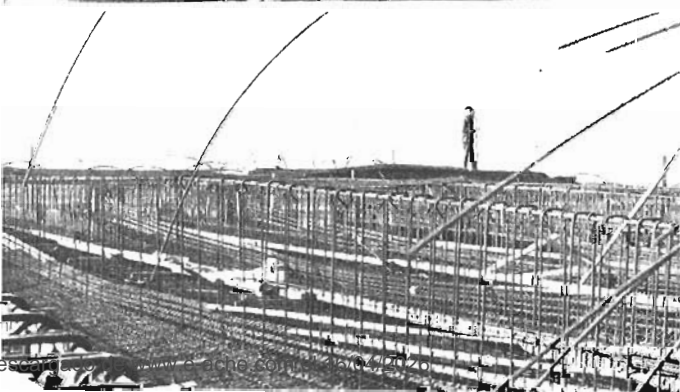
2



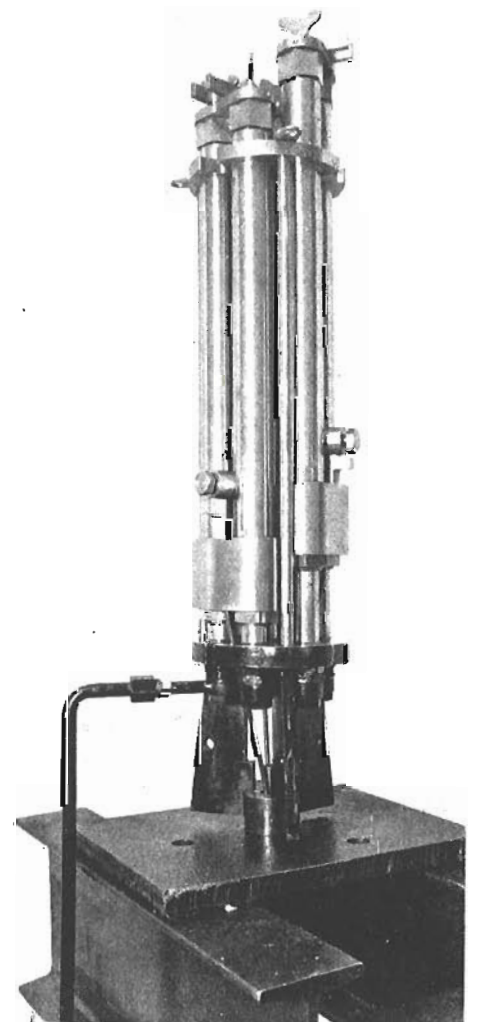
4



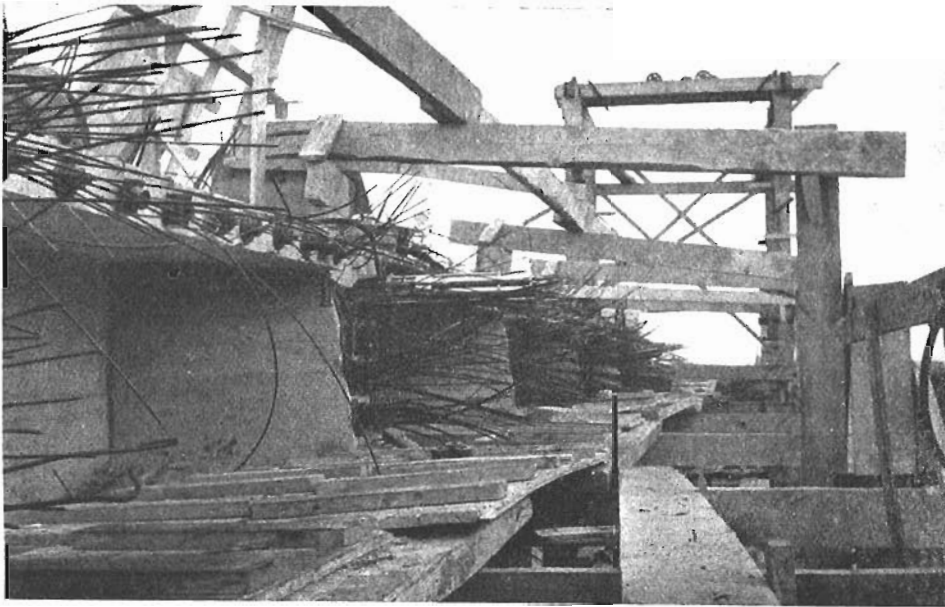
5



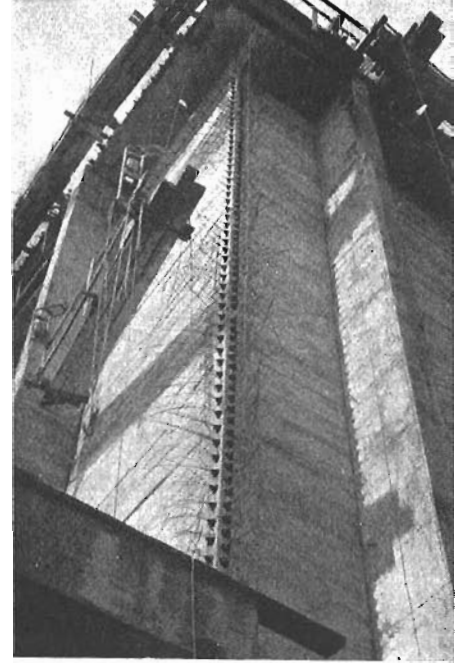
6



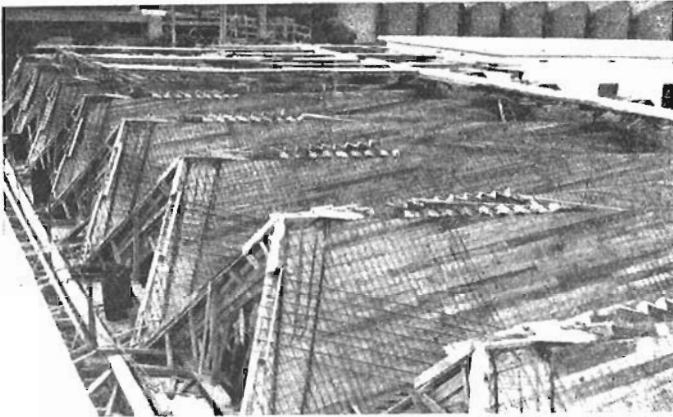
3



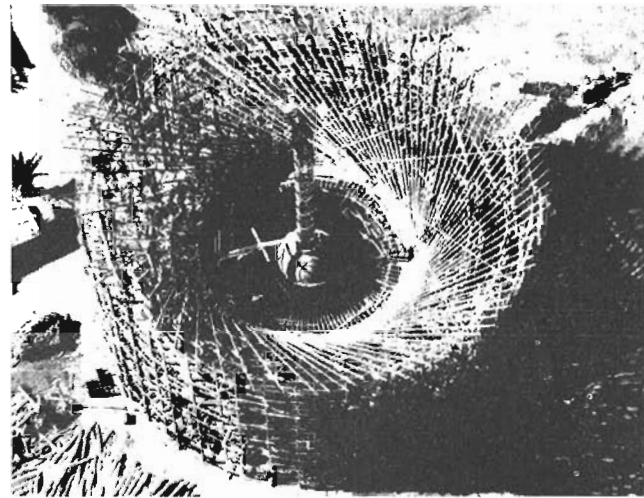
8



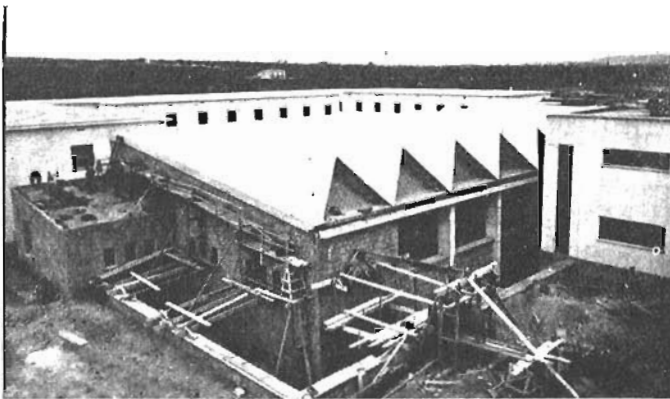
9



12



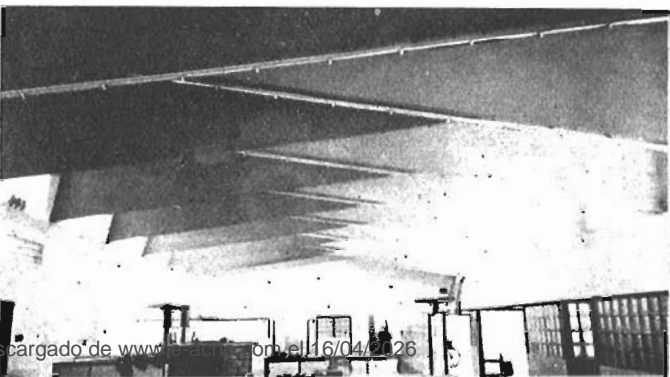
10



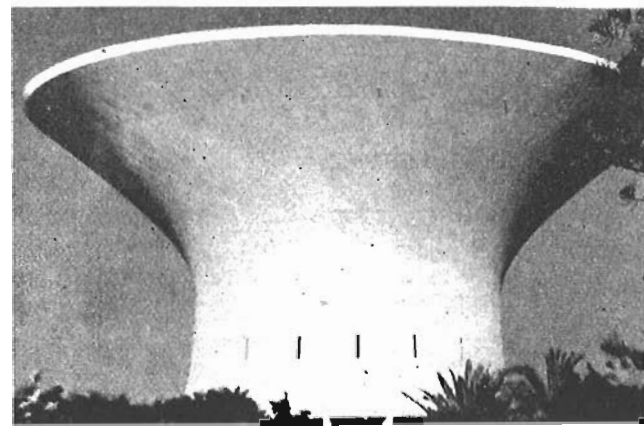
13



11



14



Están hechas en una sola pieza, y las armaduras discurren, como puede apreciarse, por sus costados. Después de tensadas son revestidas las armaduras con una capa de hormigón, montadas las vigas en unos carriles y transportadas mediante unos sencillos sistemas que las llevan (figs. 20 y 21), a través del puente que, como podéis apreciar, no es tan pequeño, pues son luces de 26 m y es de 6 el número de sus tramos. En la figura 22 tenemos un conjunto de la obra terminada. Esta obra pertenece a Hidroeléctrica Española, S. A.

Otro ejemplo lo presentan las vigas del señor López Jamar, de un puente-grúa en Elcano, construidas por Dragados y Construcciones, S. A. (fig. 23). En esta viga, dada su forma, pudo ser alojada dentro de su alma la armadura, mediante una pequeña ranura lateral, cubriéndose después mediante enlucido e inyección y siendo ésta una solución más, dentro de este sistema de economía de entubaciones, mediante armaduras por el exterior.

Como otra aplicación del sistema, que ha dado un gran resultado económico, presentamos este depósito de ladrillo (fig. 24), de 30 m de diámetro y 2.800 m³ de capacidad, de don José María Cano, para la Urbanizadora de Somosaguas, en el cual puede observarse cómo van las armaduras por el exterior; en la figura 25 podemos ver la esbeltez de su pared y, por tanto, su lógica economía. Los detalles de esta construcción aparecerán pronto en la revista "Informes de la Construcción".

Y para este grupo nada más. Vamos a pasar ahora a otra aplicación de esta misma idea.

Hemos estado hablando de armaduras por el exterior, en obra; esto nos lleva de la mano a utilizar este tipo de armaduras en las obras viejas, es decir, en todos aquellos casos en que, por cualquier motivo, necesitamos un refuerzo, ya que tenemos en la mano la posibilidad de ejecutarlo.

En la figura 26 tenemos un refuerzo de armaduras en una estructura cualquiera; para ello basta poner una cabeza, como la que se representa en la figura 27, y en ella anclar los elementos precisos para esas armaduras que se aprecian en la figura 26; en este caso, las armaduras iban inclinadas y constituyendo barras levantadas. En la figura 28 las vemos como barras horizontales, porque la forma de la viga daba altura suficiente para la efectividad de sus armaduras. En las figuras 29 y 30 nos encontramos con el refuerzo de un voladizo, a cuyo pilar extremo se le han aumentado las cargas más de lo previsto, y, entre otros casos más, podríamos presentar aquellos en que ha sido suprimido un pilar y sustituido por armaduras ancladas en los extremos de las dos vigas que se apoyaban sobre él.

Con esto queda clara la posibilidad de reforzar cualquier cubierta, cualquier elemento que tuviésemos en malas condiciones, siempre, naturalmente, que la cabeza de compresión lo admita y, sobre todo, parece que esto sería de una gran aplicación en aquellos puentes de hormigón, en viga recta, que quedaron escasos de resistencia para las cargas actuales y que, teniendo una gran cabeza de compresión en su tablero, bien pueden admitir un aumento de armaduras de tracción que, como hemos visto, es muy fácil darles con el postesado.

Pasemos ya al tercer grupo, es decir, a la prefabricación. En la prefabricación encontramos quizá el campo más lógico y natural para la utilización del sistema postesado, porque sus cualidades de tracción de armaduras nos permiten realizar las juntas, con una tranquilidad y seguridad que, en general, no proporciona el hormigón armado.

Presentamos en esta diapositiva una cabria flotante (fig. 31), de la que no voy a hablaros porque tenéis después una conferencia sobre la misma, por el señor Romero, ingeniero de Termac, Empresa que ha proyectado y construido esta cabria para su uso.

Otro ejemplo de esta forma de construir es el puente de Guadarrama. Proyecto de don Lamberto de los Santos y don Alfredo Páez, que fué construido en piezas, según se aprecia en la figura 32, armadas después las vigas y llevadas por estos elementos tan simples (fig. 33) a su posición definitiva (fig. 34).

Otro ejemplo digno de contemplar (fig. 35) es la cubierta laminar presentada por don Eduardo Torroja al Symposium de láminas que se celebró hace poco tiempo en Madrid. Construida con piezas de 3 cm de espesor, lleva un tirante por la parte inferior, formado por 3 \varnothing de 2,5 mm que, dada su ligereza, no podréis apreciar en la fotografía, a pesar de que está bastante clara.

Para explicar un poco esta forma de fabricación en piezas, voy a mostraros la construcción, es decir, los distintos momentos de la construcción, de unas vigas de cubierta que ya han sido aplicadas aquí en Barcelona.

En esta fotografía vemos cómo se preparan, para construir en serie, los estribos (fig. 36), con los que se forman jaulas que se colocan en la pieza correspondiente (fig. 37). Se colocan sujetándolos con las mismas barras que van a dejar después las perforaciones para el postesado. Echamos el hormigón, vibramos (fig. 38) y luego ponemos la V que cierra esas patas, que vemos ahora todavía abiertas, y terminamos así la pieza de la viga.

En la figura 39 tenemos el resultado: un parque de piezas para construir la cubierta de esa nave, dentro de la cual están las piezas.

Pero veamos cómo se hace la viga: Se suben las piezas a un pequeño andamio (fig. 40), se alinean bien, se rejuntan y una vez rejuntadas se tensan por sus extremos. Esa viga tensada y mediante estos carrillos que veis aquí en sus extremos (fig. 41), corre por encima del muro, yendo por su propio pie, a situarse, mediante la tracción de unos cabrestantes, al lugar que le corresponde, donde esos mismos gatos la depositan. Esta viga tiene 28 metros.

Aquí tenemos otro ejemplo con el aspecto arquitectónico que se puede conseguir con estas cubiertas (fig. 42).

La figura 43 es un diente de sierra hecho, como la anterior, por la empresa Entrecanales y Távora, S. A., en Salinas. La viga es de 23 m y tiene una resistencia de 1.800 kg/m. l.

La figura 44 nos muestra el mercado de Ruzafa, en Valencia: 28 m y pico de luz y 60 m de longitud. La figura 45 es una preciosa vista donde se ven ya dos naves, y, por último, la figura 46 es un conjunto de este mismo edificio, a vista de pájaro. Este mercado fué construido por la empresa Construcciones Rodrigo, S. A., y dirigido por los señores Arquitectos del Excmo. Ayuntamiento de Valencia.

Hecho este somero repaso de los distintos tipos de obras construídas, destacando algunas de las más importantes de cada clase, vamos a pasar al tema de los precios.

No pretendo dar una lección de precios, ni deseo discutir a cuánto vale el kilo de acero colocado, que tantas variaciones puede tener para cada obra, según las características especiales de ella. Solamente deseo determinar cuáles son las partidas que intervienen en la formación del precio de un kilo de acero postesado, y en qué proporción influyen en el precio total.

Referimos este estudio, solamente al caso de acero colocado en vainas o fuera de ellas, pero sin ningún aditamento de espirales, hélices, separadores, o distribuidores de los hilos, ya que en nuestro caso son innecesarios por las características especiales de nuestro sistema y que, por otra parte, aumentarían en una cifra muy respetable el coste del acero colocado.

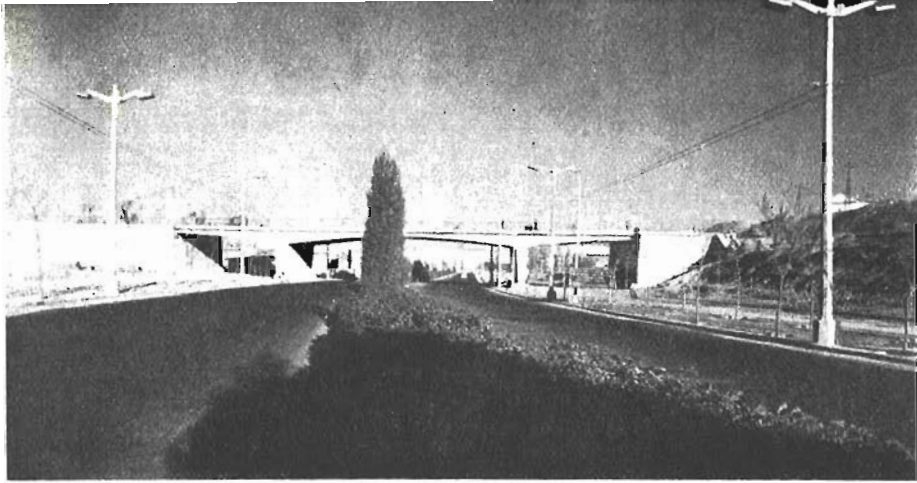
Para hacer este estudio hemos utilizado un tipo de obra simple y sencillo, que no necesita grandes complicaciones de andamios, ni de ningún otro elemento, que alteraría algo el precio que vamos a estudiar o, mejor dicho, los valores que vamos a determinar.

Para hacer las comparaciones se han considerado cuatro tipos diferentes de cordones pretensados, según el número de hilos que van por una canalización y según el diámetro de estos hilos. Estos cuatro grupos son: el de 3 \varnothing de 5 mm; el de 12 \varnothing de 5 mm; el de 3 \varnothing de 7 mm; y el de 12 \varnothing de 7 mm; y en ellos se ha estudiado el precio del kilo de acero colocado, tensado e inyectado, o sea, totalmente acabado en su ejecución, según las longitudes de los cordones, desde los 5 a los 100 metros.

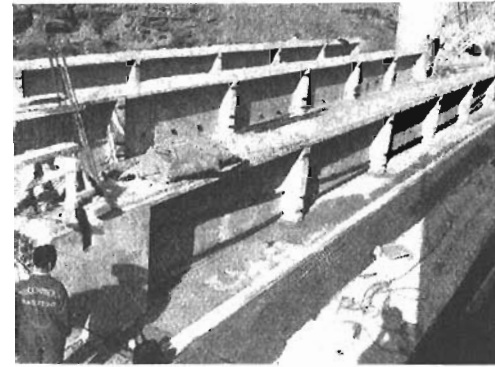
En la figura 47 aparecen los cuatro casos mencionados, y en ella se ha dado el valor de 100 al precio del kilogramo de acero colocado, con vaina, tensado, e inyectado, en cordones de 3 \varnothing de 5 mm, con 5 m de longitud. A este valor se ha referido el precio del acero en todos los demás casos. En la figura van indicadas, por las líneas de puntos y rayas, la influencia que tienen, en cada caso, para el coste total del kilo de acero, los valores de: acero colocado en obra, vaina, anclaje y tensión, y la inyección.

Las líneas de trazo continuo indican los precios totales, según se emplee entubación metálica para alojar las armaduras, o se trate de obra en la que no existe entubación.

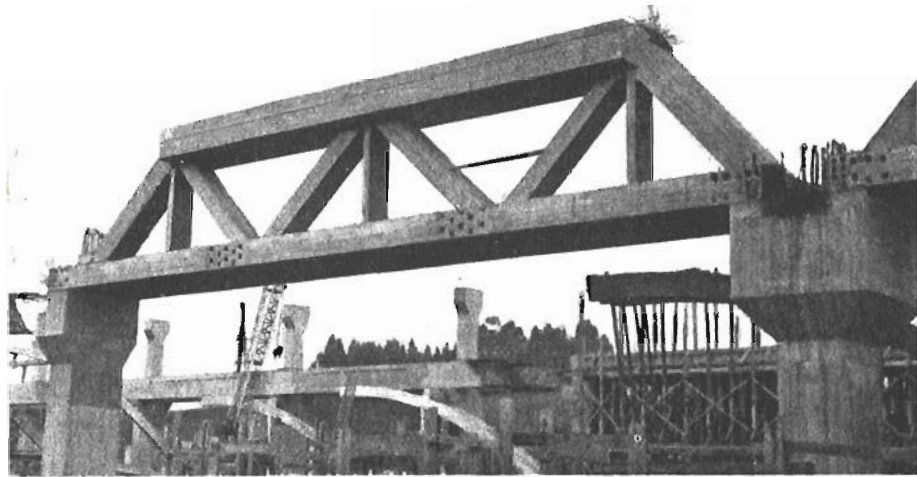
En esta figura lo primero que salta a la vista, es, cómo el coste que representa la curva de anclaje y tensión aumenta rápidamente cuando la longitud de los cordones se va acortando. Esto es lógico, dado que tanto el anclaje como la maniobra de tensión es la misma, independientemente de la longitud del cable.



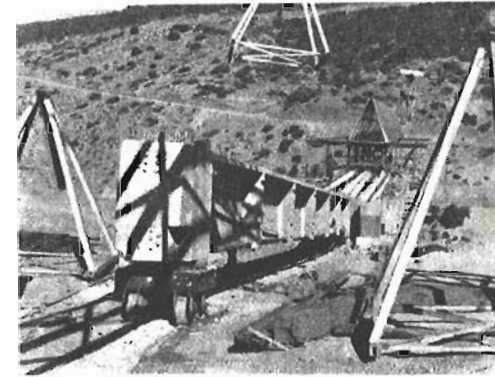
15



19



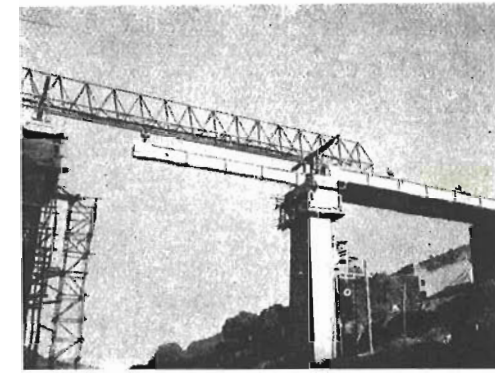
16



20



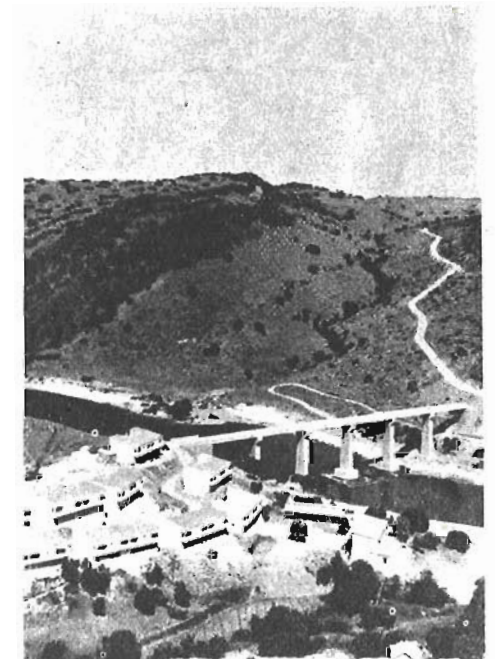
17



21

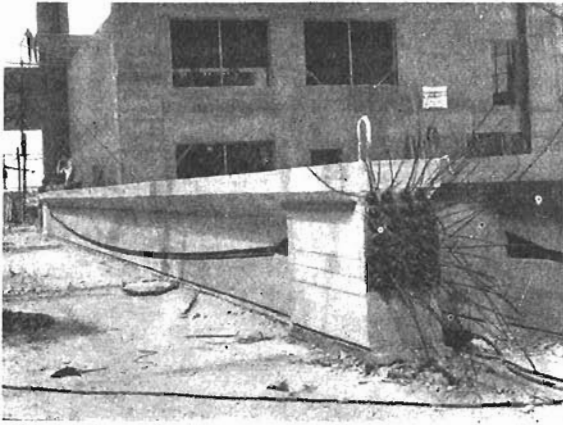


18

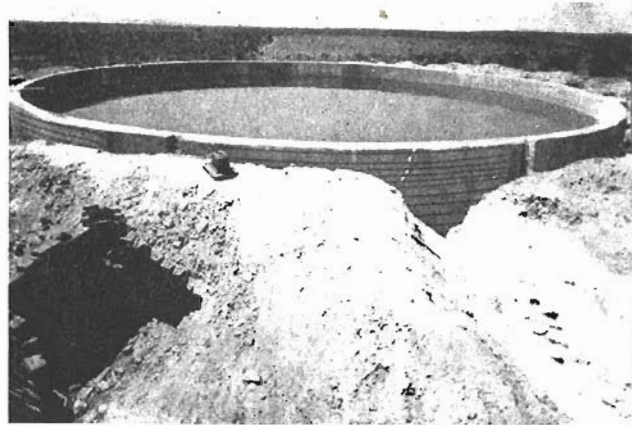


22

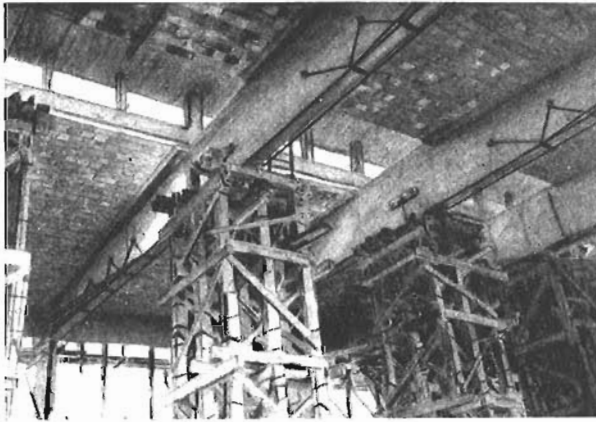
23



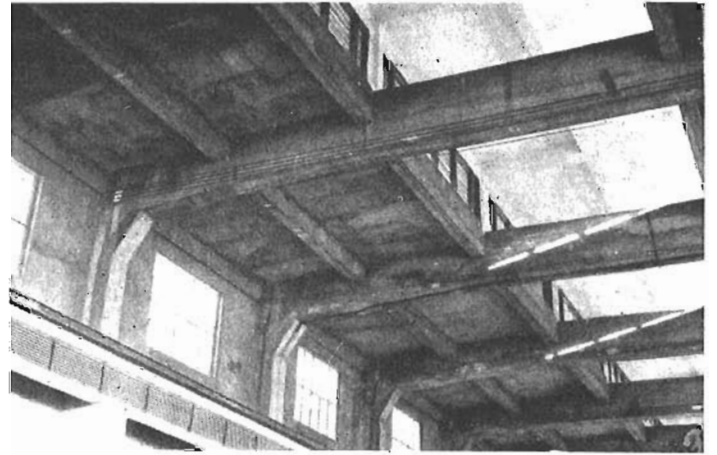
24



25



28

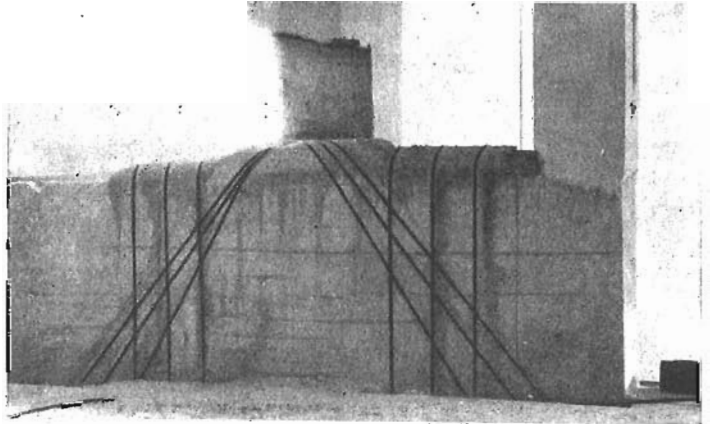


26

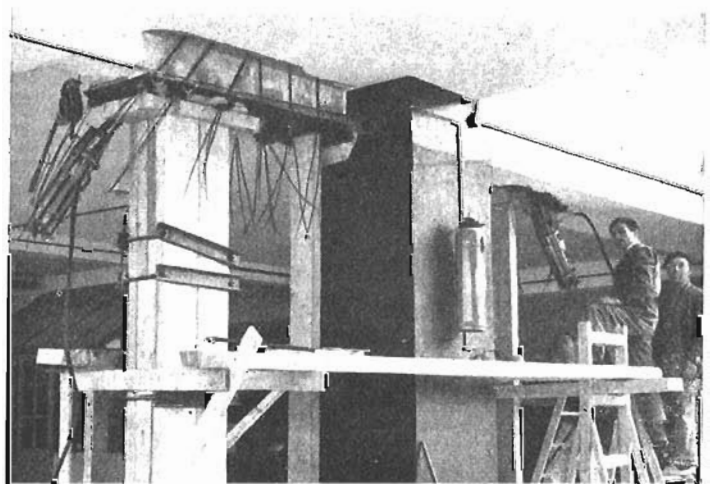


27

29



30



Así, pues, el enorme sobre-costo que suponen los anclajes, cuando las longitudes son pequeñas, justifica la necesidad del pretensado en banco, para la fabricación de las viguetas de que se ha ocupado esta Asamblea en sus sesiones anteriores.

Si observamos el cuadro correspondiente al grupo de 3 ϕ de 5 mm, vemos cómo el coste de la vaina colocada en obra se acerca mucho al coste del acero, también colocado, habiendo, por tanto, gran diferencia, en este caso, entre usar entubaciones o no usarlas, por lo que, en pocos casos, se utiliza esta solución de 3 hilos dentro de entubación.

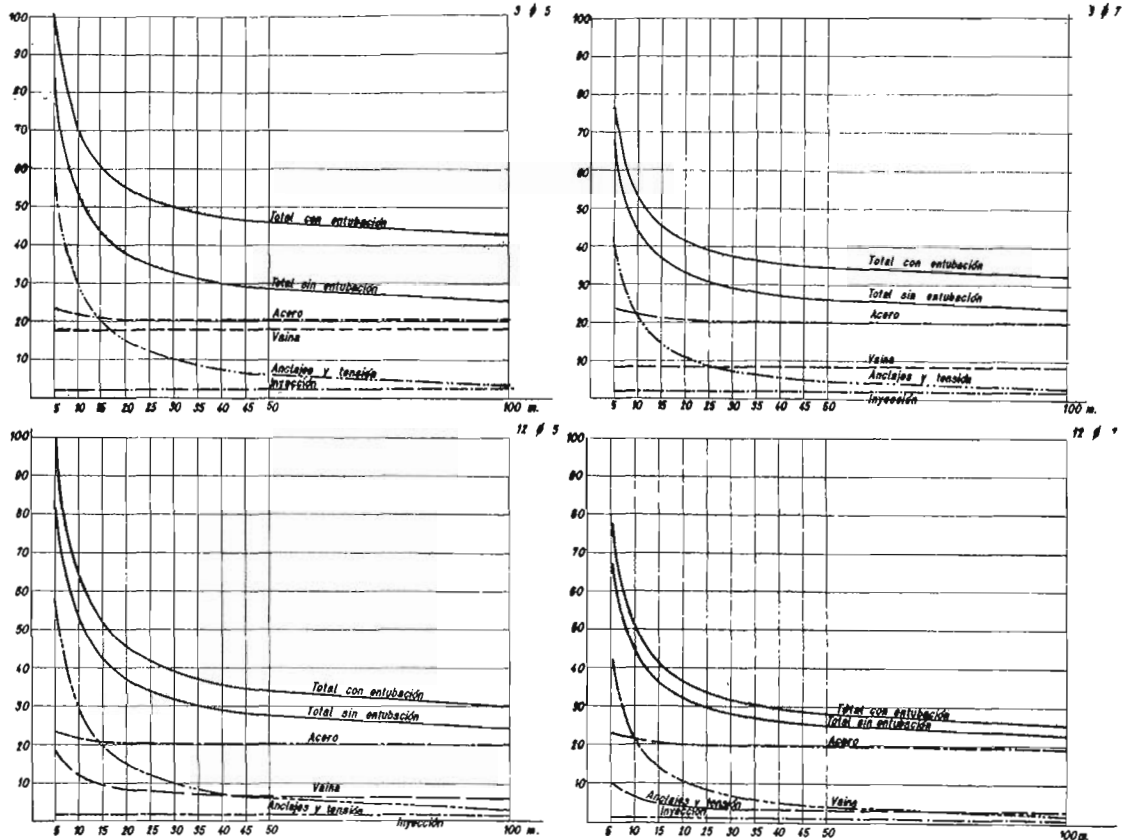


Fig. 47

El cuadro correspondiente a 12 ϕ de 5 mm nos muestra que, en este caso, queda bastante disminuida la influencia de la entubación. Hemos mejorado, por tanto, la posibilidad de aplicación de tubos en esta agrupación de alambres de acero. Tanto la inyección, como el acero y su colocación, siguen teniendo el mismo valor aproximado que teníamos antes, pero la diferencia en el precio de la vaina ha hecho disminuir bastante el coste total del kilo de acero, cuando se coloca alojado en una entubación metálica.

En el caso de 3 ϕ de 7 mm la entubación tiene también un valor menor que en el de 3 ϕ de 5 mm, aunque sin llegar, en la mayoría de los casos, a ser tan favorable como para el de 12 ϕ de 5 mm; y, por último, vemos que el precio del kilo de acero queda menos afectado, todavía, por la entubación, cuando por cada conducto llevamos 12 ϕ de 7 mm, que equivalen a 24 ϕ de 5 mm.

En estas figuras se aprecia, fácilmente, que el sobre-costo producido por la entubación disminuye según se van metiendo más hilos en un mismo conducto, aunque, para ello, haya de ir aumentando su diámetro y sea necesario organizar en su extremo una cabeza distribuidora a grupos de 3. De esta manera hemos llegado, en algunos casos de construcciones con entubación, a alojar en un mismo conducto hasta 100 y 200 grupos de 3 hilos, lo cual hace que se pierda totalmente la importancia del coste de la vaina. Como esto último se refiere a casos excepcionales, no se ha incluido en los valores que presento, pues, además, en estas condiciones, nos aproximamos mucho a los precios conseguidos cuando no hay entubación.

Como resumen comparativo de las curvas anteriores veamos la figura 48, donde aparecen los valores totales de los cuatro casos estudiados.

Las curvas de trazo continuo corresponden a las armaduras encerradas en vainas metálicas y las curvas de puntos a las armaduras sin entubación; de estas últimas, las dos superiores se refieren al alambre de 5 mm y las dos inferiores al alambre de 7 milímetros.

Apreciamos aquí que cuando utilizamos el acero sin entubación existen sólo pequeñas diferencias de precio al aumentar el diámetro de los alambres, y casi ninguna al aumentar el número de hilos de cada conducto. En cambio, si se utilizan vainas para dejar las perforaciones, se observan unas fuertes diferencias entre los distintos casos, diferencias que se modifican con la longitud de los cordones.

De todo esto se deduce que si la entubación fuese imprescindible, se deben meter, por un mismo conducto, todos los alambres que permita el tipo de obra y, sobre todo, siempre que sea posible, debe prescindirse del empleo de la entubación, careciendo entonces de importancia el número de hilos por cada cordón.

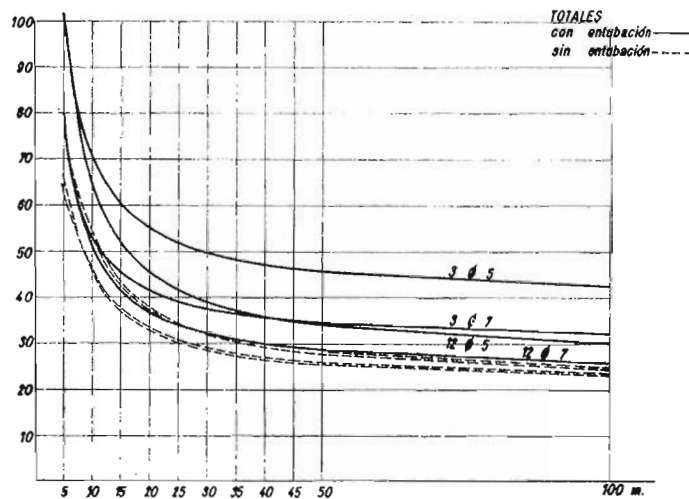


Fig. 48

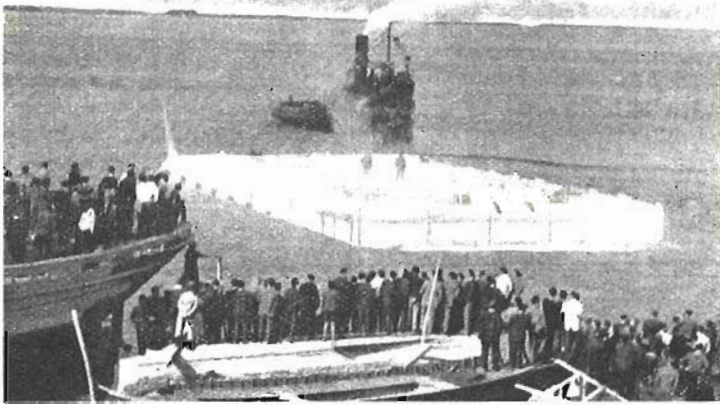
Se ve así, claramente, una de las ventajas de la prefabricación en piezas, o del empleo de armaduras exteriores, protegidas después del tesado.

Por otro lado, observamos en la figura anterior que el coste del acero, incluidas las puntas y la colocación, está aproximadamente, en todos los casos, alrededor del valor 20, y son las demás partidas que componen el precio total las que elevan dicho precio hasta las curvas superiores.

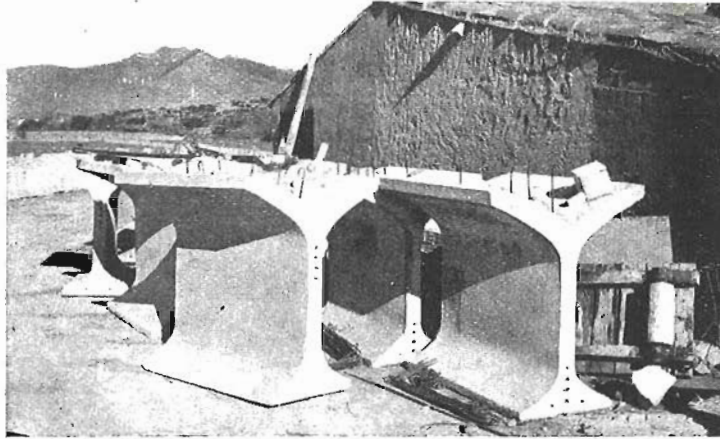
Refiriendo, pues, los costes al del acero colocado, vemos que para una longitud de cordones de 10 m el aumento producido sobre aquél oscila del 150 % al 250 %, según el tipo de cordones, si se emplea entubación, y del 125 % al 175 %, si no existe entubación. Estos valores van disminuyendo según aumenta la longitud de los cordones, de tal manera que para los 100 m tendríamos solamente unos aumentos del 25 % al 110 %, con entubación, y del orden del 20 %, si no hay entubación.

Para longitudes menores de 10 m, el aumento de precio del acero asciende casi en sentido vertical. No olvidemos que al hablar de longitudes de cables, esta longitud queda duplicada, respecto a la del elemento a tensar, en aquellos casos en que el proyectista se ha cuidado de conseguir que la armadura sea de ida y vuelta.

Estudiado así el precio del acero postesado vemos que, para la mencionada longitud de los 10 metros, todavía su coeficiente económico-resistente resulta ventajoso respecto al del acero normal de construcción. Por lo tanto, para longitudes desde este valor hacia arriba, es completamente lógico su empleo, aun sin contar con las demás ventajas que ofrece la técnica del pretensado, como son: posibilidad de mayores esbelteces, ausencia de fisuración, disminución de peso propio, posibilidades de prefabricación, etc.; ventajas que llegan a tener tanta importancia, como para compensar el aumento de coste de este acero y que la obra resulte económica, aun para longitudes menores de los 10 m, a pesar de lo que reflejan estos gráficos.



31



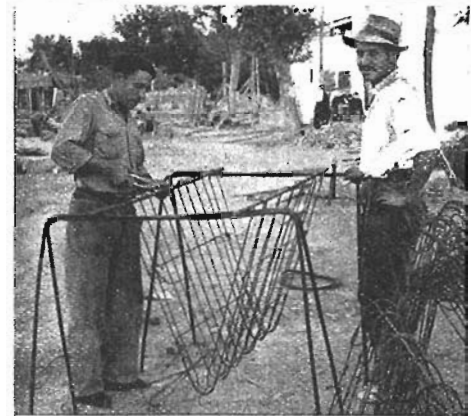
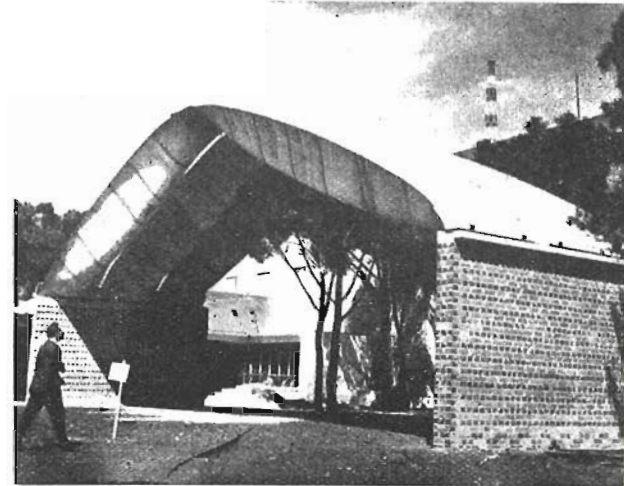
32



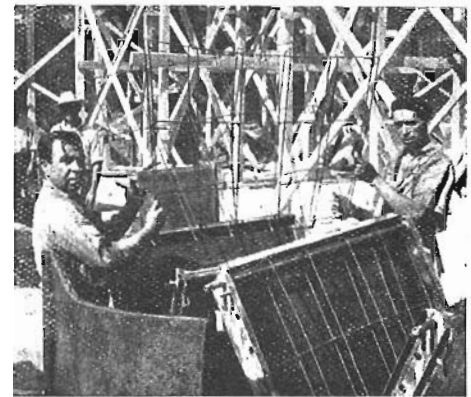
33



34



35

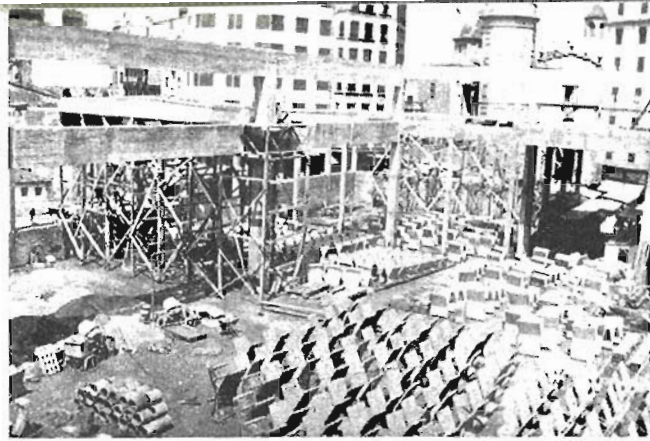


36

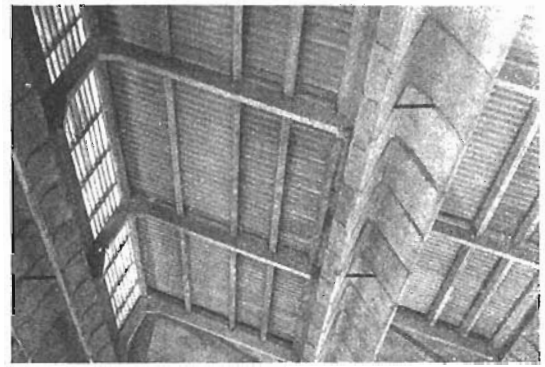


37

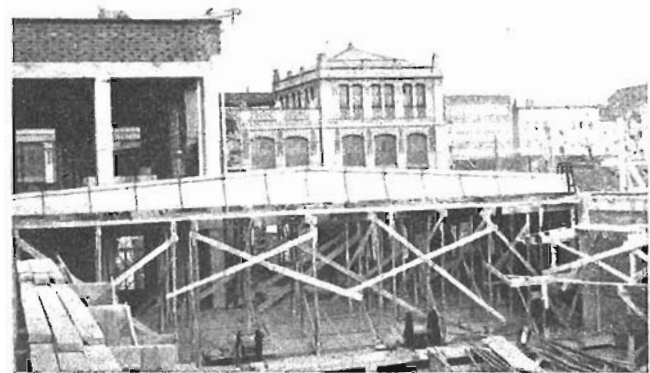
38



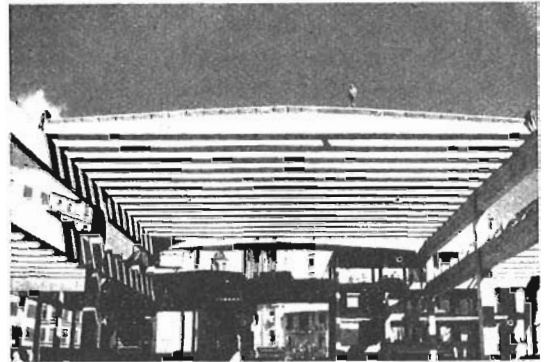
39



43



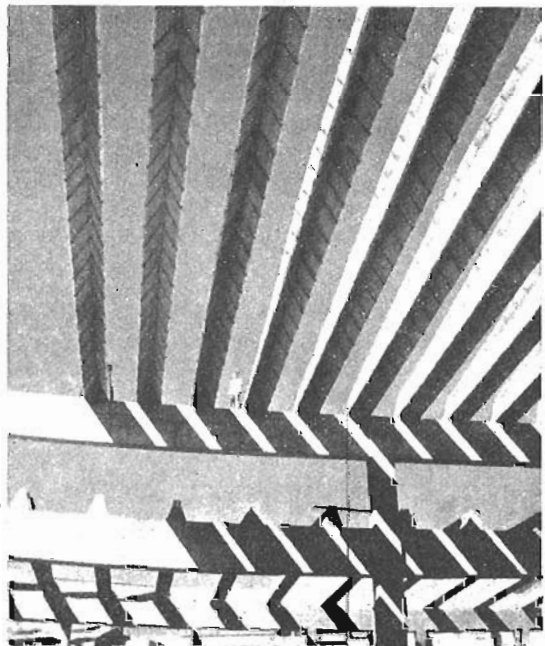
40



44



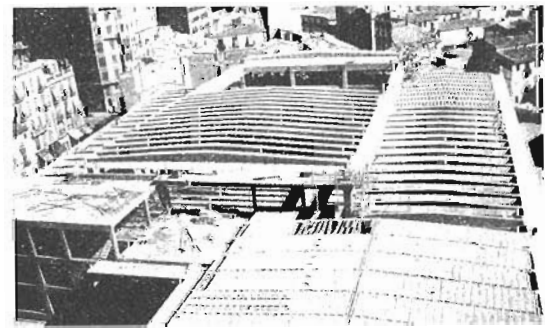
41



45



42



46

estructuras de hormigón pretensado realizadas y en vías de realización en 1959 - 1960

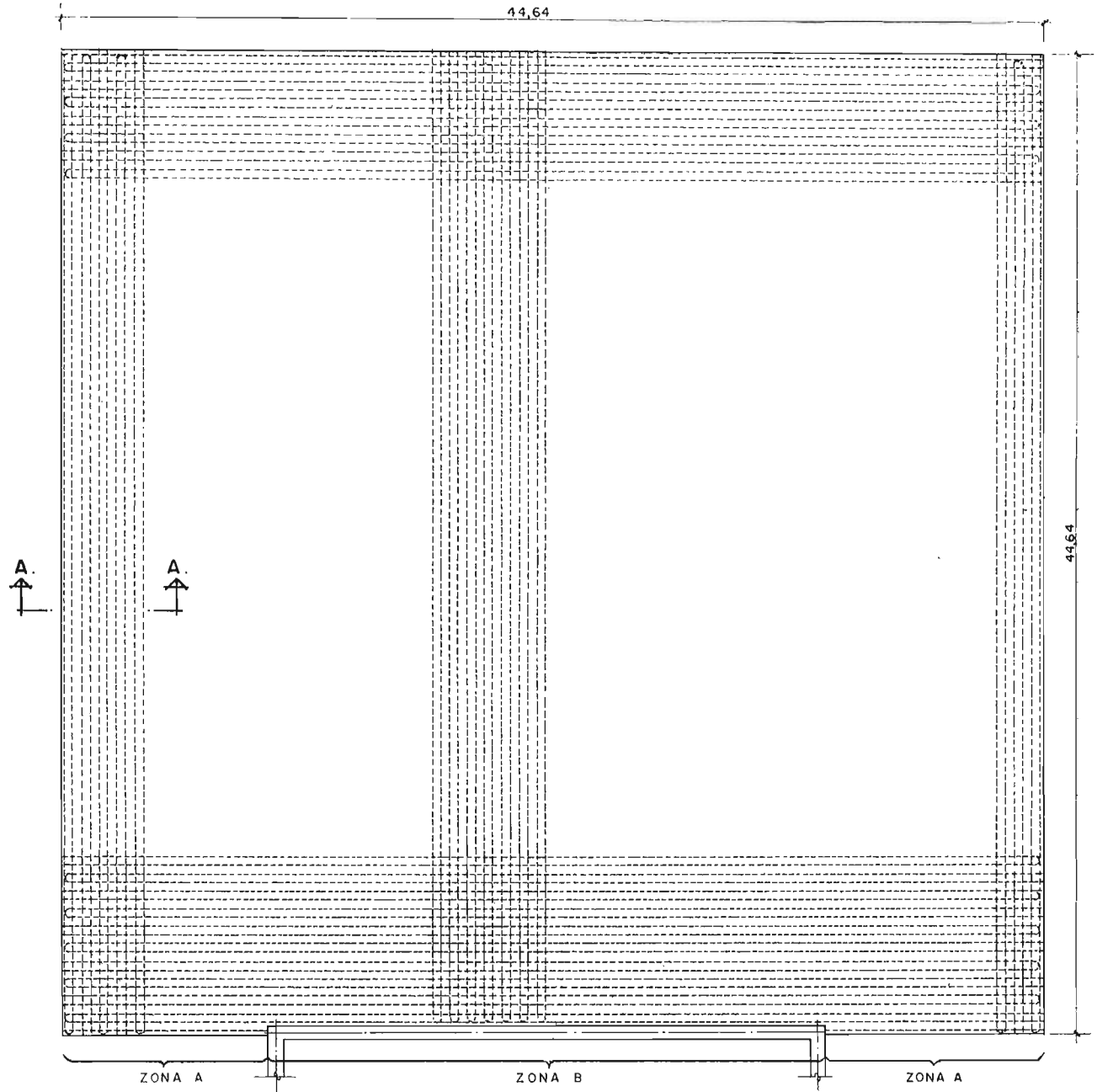
Conferencia pronunciada por C. FERNANDEZ - CASADO
ingeniero de caminos
en la IV Asamblea General de la A. E. H. P.

Vamos a pasar revista a las realizaciones y proyectos que hemos llevado a cabo desde la reunión de la Asociación del pasado año 1958.

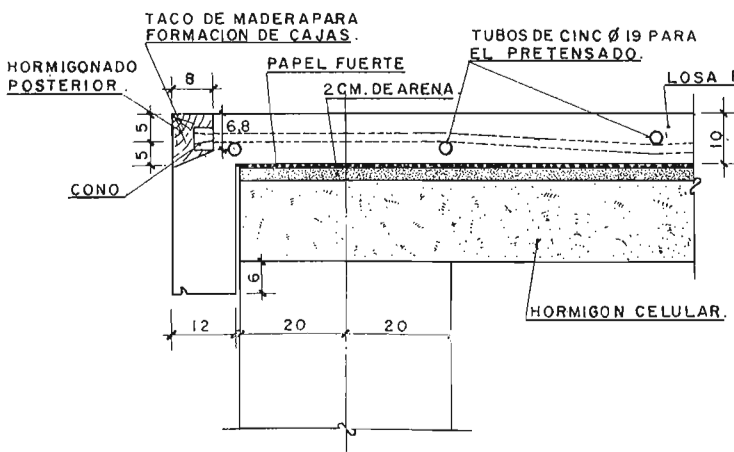
Casi todas se refieren a puentes. Así, tenemos: las losas pretensadas del puente de Mérida, ya terminadas; el arco atirantado del puente sobre el Río Tinto, actualmente en construcción; y los ensayos para las vigas del puente de La Baells, éste todavía en proyecto, y todos ellos a cargo de la Jefatura de Puentes y Estructuras. Asimilable también a puente, es la cobertura de la estación del apeadero de Gracia, en Barcelona, a cargo del Ayuntamiento de esta ciudad. Por último, nos referiremos a los puentes proyectados por Huarte y Cía. para un Concurso Internacional en Cuba, y construido uno de ellos en colaboración con la Empresa HEPSA de aquel país.

En obras de otro tipo tenemos, únicamente, una losa muy particular, que nos proporcionó experiencia aplicable al pretensado en pavimentos, y por la cual vamos a empezar.

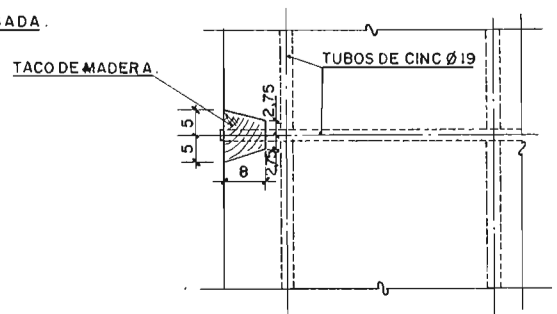
LAMINA I
 BODEGA SARRIA.
 LOSA PRETENSADA.



PLANTA.



ALZADO.



SECCION A-A.

losa de cobertura de la bodega de Sarría, Navarra (lámina I)

Se trataba de cubrir, a ras del suelo, las construcciones de una bodega enterrada—bóvedas de ladrillo, sobre pilares, con capa de tierra para aislamiento térmico—en una superficie cuadrada de $44 \times 44 \text{ m}^2$, asegurando, de un modo total, la impermeabilidad, ya que cualquier traza de humedad en las bóvedas podía ser desastrosa para la elaboración del vino.

Se estudiaron diversas soluciones de toda garantía, sin reparar en gastos, resultando la más conveniente ésta de una losa, pretensada en las dos direcciones, que se construyó en los meses del verano pasado. La losa tiene un espesor de 10 cm, está rebordeada con un nervio de 35×12 centímetros y se moldeó, sobre una solera de hormigón celular, con las pendientes estudiadas para facilitar el desagüe. Esta solera, a su vez, se vertió sobre el terreno consolidado. Entre ambas losas se dispuso una capa de arena, recubierta de carbón, para permitir los movimientos correspondientes a los acortamientos de pretensado.

El pretensado se realizó con cables de tres alambres de 5 mm, uniformemente distribuidos en las dos dimensiones, a razón de uno cada 40 cm, situados en el plano medio de la losa, lo que daba un pretensado uniforme de 15 kg/cm^2 . Cada cable se alojó en un tubo de cinc de 19 mm, y se dispuso en horquillas alternadas para reducir a la mitad el número de conos de anclaje y, por consiguiente, el de puntos de aplicación de gatos.

La realización tenía mucho interés, por la gran superficie y pequeño espesor, con vista a las aplicaciones a pavimentos de carreteras o aeropuertos. Se hormigonaron primero cuatro cuadrados simétricos, dejando dos fajas en cruz, que se construyeron a los dos días, con objeto de reducir la retracción del fraguado.

losas de tablero en el puente de Mérida (lámina II)

Se trata de las losas que cierran los ocho vanos longitudinales de $60 \times 6 \text{ m}^2$, entre los recrecimientos de las bóvedas gemelas de los tramos del puente. La adopción del hormigón pretensado para esta pequeña luz se hizo, a título de experiencia, y para reducir el peso, utilizando la prefabricación en fajas, consiguiendo, además, un buen monolitismo mediante el pretensado longitudinal.

Se fabricaron losas de $6,50 \times 1,50 \text{ m}^2$ armadas, como se indica en la lámina II, mediante dos horquillas, curvadas, de menor longitud que la luz a salvar. Las horquillas son un mazo de seis cables de tres alambres de 5 mm, de modo que, en el ancho de faja, tenemos veinticuatro cables en la zona central y doce en las laterales, reduciéndose además el número de anclajes a veinticuatro. El trozo transversal de las horquillas nos proporciona un pretensado transversal de cada faja, muy útil en estas zonas de máximo esfuerzo cortante. Existe, además, un pretensado transversal para las fajas, es decir, longitudinal al puente, mediante cinco cables que realizan el cosido de las veinte fajas correspondientes a medio tramo, o sea, treinta metros.

Para simplificar la colocación de los alambres y suprimir las entubaciones se dispusieron los mazos en rebajes de ambos bordes, atravesando la losa por conductos dejados de hormigonar, chafanados en cuarto de círculo, por placa metálica curvada. Estos conductos transversales servían, también, para dos de los cables longitudinales.

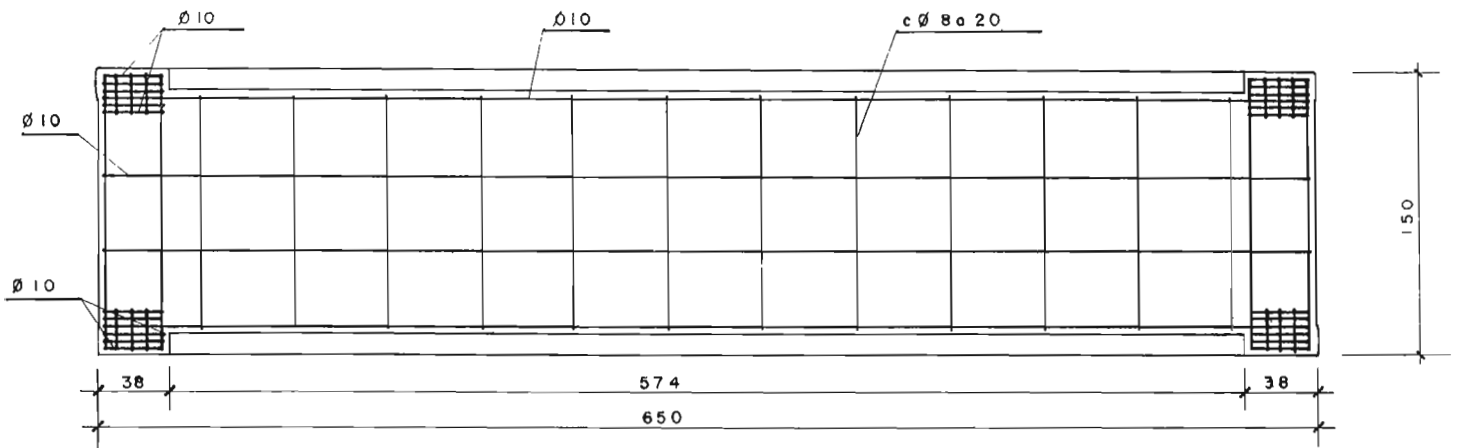
Los ejes de los mazos están situados en un plano horizontal, y con objeto de obtener la máxima eficacia de su tesado dimos a la losa una silueta óptima, aprovechando, en el contorno superior, las dos vertientes del bombeo de la calzada y disponiendo el contorno inferior, horizontal en la zona central y con dos acartelamientos en los extremos. Estos determinaban que el plano de los cables estuviera a media altura de las secciones extremas, produciendo en ellos una compresión centrada. En la sección central teníamos la máxima excentricidad, materializada, además, en el saliente que limitaba el rebajo y, dado el perfil poligonal de la directriz de la losa, conseguimos unos esfuerzos ascendentes, muy ventajosos para compensar cargas y mejorar la resistencia al esfuerzo cortante.

Las fajas se ejecutaron, primero sobre el terraplén y después sobre las anteriormente colocadas, en situación paralela a la definitiva y enfladas en el eje longitudinal, utilizando dos moldes metálicos para los costados y una serie de quince fondos de madera. En la foto primera aparecen las losas moldeadas, antes de pretensar, y al fondo vemos el sencillo dispositivo de dos carretones, con una viga doble T transversal, que permitió elevarlas, trasladarlas longitudinalmente y colocarlas en su sitio.

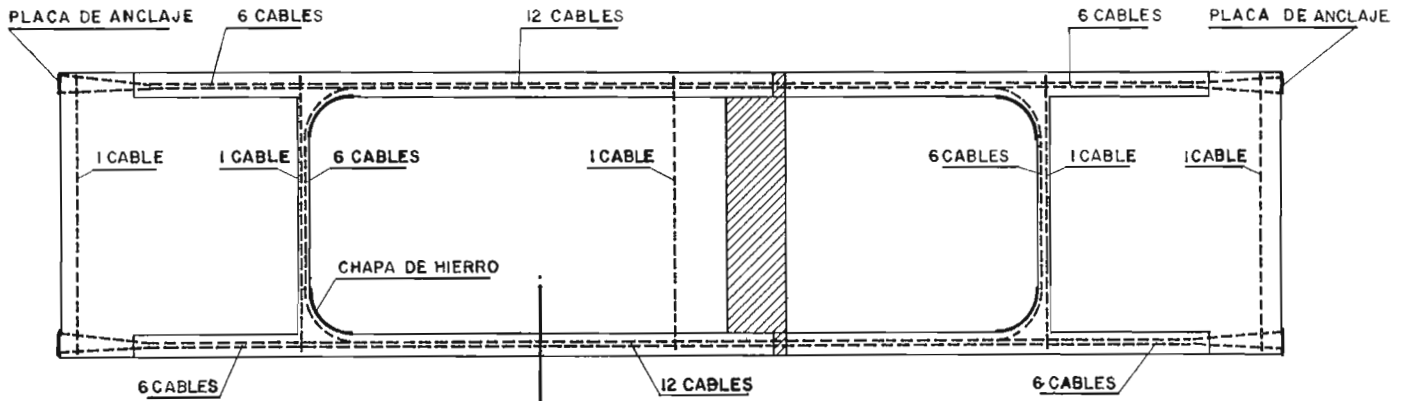
Cada losa se apoya provisionalmente en cuatro puntos, previamente nivelados y materializados en pequeñas placas metálicas, sobre las que se colocaba un trozo de redondo de 25 mm en dirección transversal al puente. Esto permitió situar correctamente las placas para la nivelación de la plataforma y cosido longitudinal, sirviendo los trozos de redondo como pequeños rodillos en el desplazamiento longitudinal de los elementos, al acortarse por el pretensado "in situ".

LAMINA II

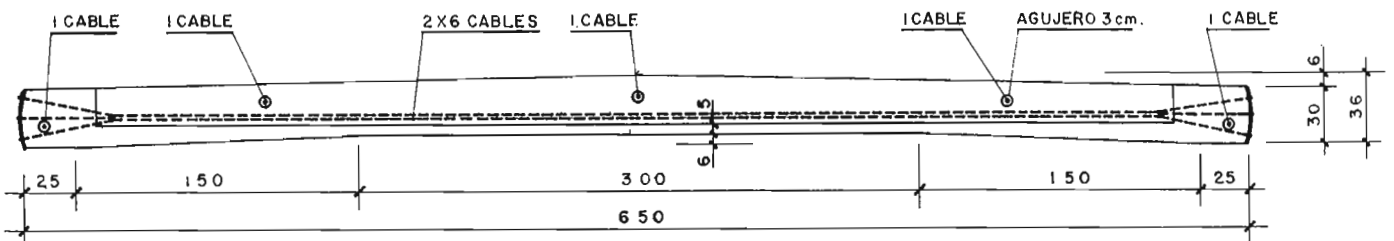
LOSA PRETENSADA.- PUENTE MERIDA.



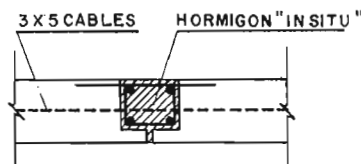
PLANTA



DISPOSICION DE CABLES DEL PRETENSADO EN PLANTA



DISPOSICION DE CABLES EN SECCION



..PRETENSADO TRANSVERSAL
SECCION A-A.

El apoyo definitivo de la losa se materializó rellinando el espacio entre ella y la coronación del hormigonado de los tímpanos, dejando una pequeña distancia desde la arista de dicho hormigón inferior que tenía ciertas irregularidades naturales. Para esto se dispuso, antes de la colocación de las losas, una tira de corcho, alineada en el citado borde, la cual materializaba la distancia libre, y al quedar aplastada por las losas servía de contención al mortero que se inyectó, posteriormente, a todo lo largo de la abertura del apoyo.

Antes de proceder al pretensado longitudinal se rellenaron los rebajos de las losas, que formaban canal al duplicarse los adyacentes, y después se realizó la inyección de todos los conductos. Estas obras, como todas las del puente, se llevaron a cabo por la Empresa Construcciones y Obras, S. A. Se utilizó el sistema Barredo de pretensado.

prueba de losas del puente de Mérida

El número total de elementos de losas prefabricados ha sido de trescientos veinticuatro, de los cuales cuatro se han destinado a ensayo hasta rotura, tres de ellos en la misma obra (aproximadamente, el 1 % del total) y uno de ellos, construido con anterioridad, en el Laboratorio de Estructuras de Huarte y Cia., en Madrid. Tuvimos el proyecto de ensayar, con cargas de servicio, el 10 % de las losas, es decir, treinta y dos, midiendo flechas y observando la ausencia de agrietamiento, lo cual era relativamente fácil; pero no llegamos a ponerlo en práctica.

En las fotos 2 y 3 aparecen las disposiciones de ensayo, en laboratorio y obra, respectivamente, en ambas con gato central, utilizándose en la segunda, como contraviga, la misma doble T que formaba parte del mecanismo para transporte y colocación de las losas. En laboratorio se utilizaron flexímetros, clinómetros y bandas, y en obra únicamente flexímetros y clinómetros. Estos ensayos sirvieron, además, para poner a punto los procedimientos constructivos, ejecutándose sobre losas completas, una de las cuales nos sirvió para el ensayo estructural.

La losa de laboratorio se experimentó durante un período de diez meses, haciéndose lecturas sistemáticas para estudiar las pérdidas de pretensado y su comportamiento bajo cargas de servicio, después de agotada en un primer ensayo con cables sin embeber en el hormigón. En estas condiciones la capacidad de la losa está muy disminuída, pues le falta una sección de hormigón importante al no haber rellinado los canales de los costados, pero, además, la forma de trabajar las armaduras es muy desfavorable, especialmente en cuanto las flechas son de consideración. En la lámina III aparecen los resultados de los ensayos característicos, en diagramas de cargas-flechas, y se reúnen los correspondientes a: la experiencia de agotamiento inicial, sin rellenar canales y conductos; una experiencia posterior, bajo cargas de servicio; y la experiencia final de agotamiento, con relleno e inyección de todos los conductos.

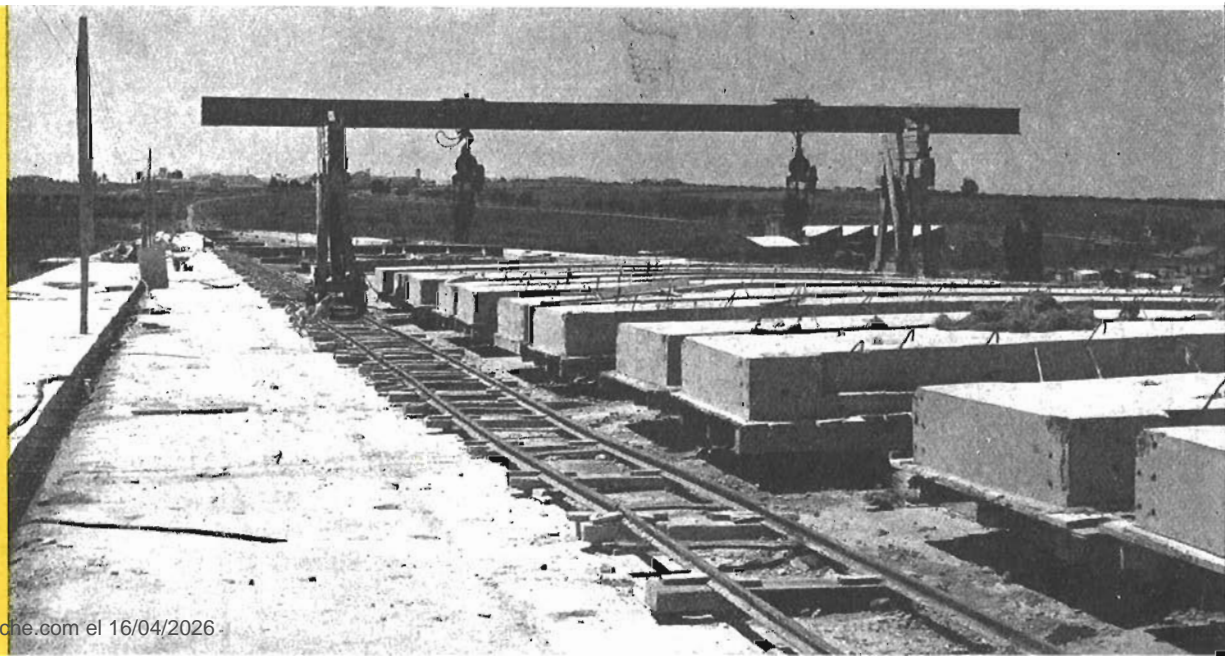


Foto 1. Serie de elementos premoldeados antes de pretensar y dispositivo para el manejo de los mismos. (Puente de Mérida.)

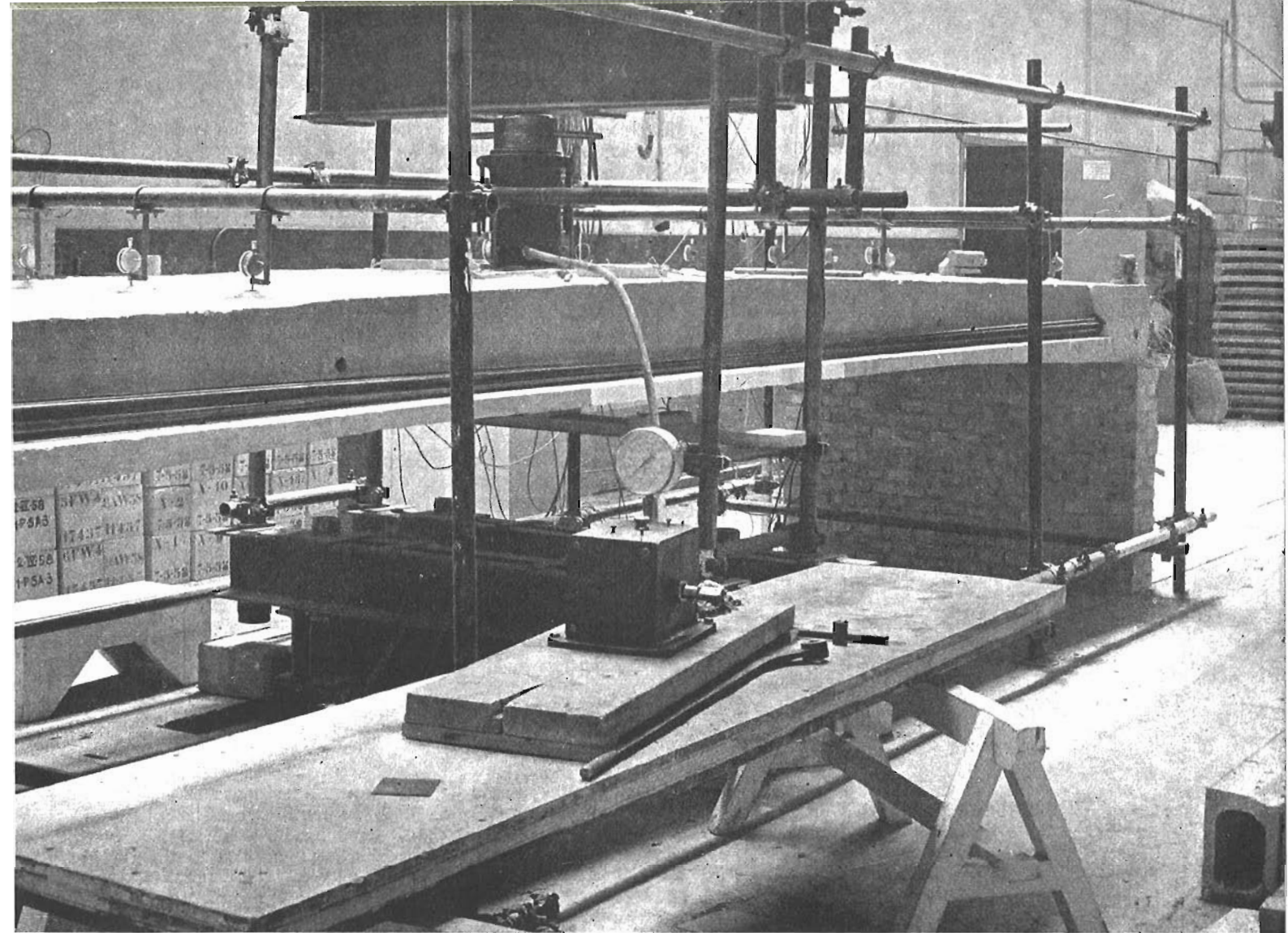


Foto 2. Dispositivos para el ensayo de laboratorio (puente de Mérida).

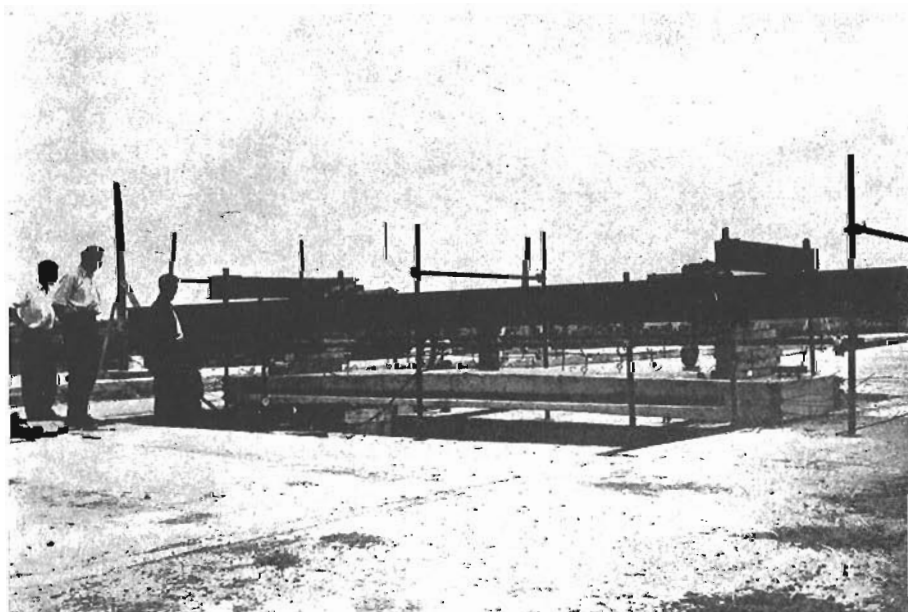
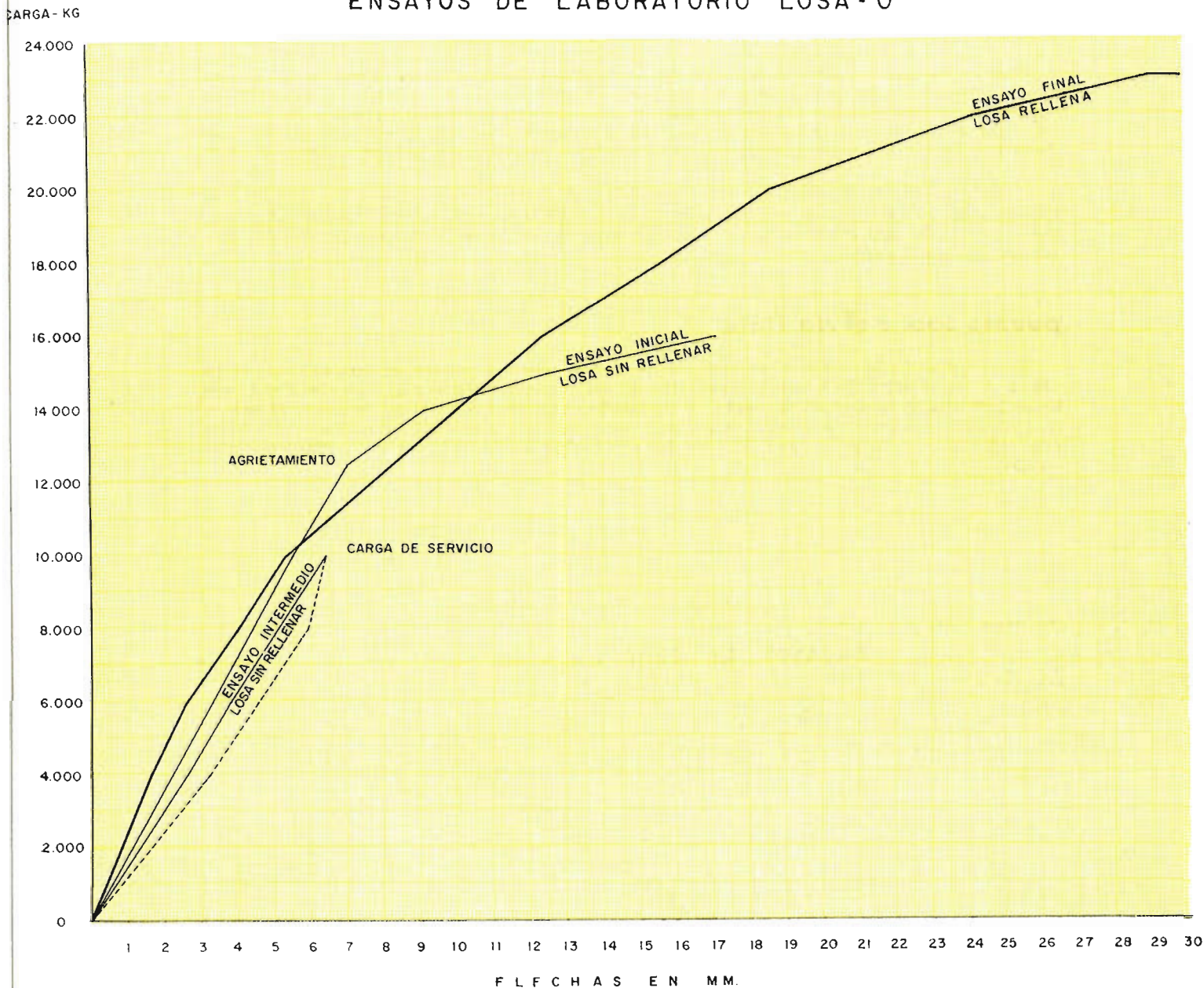


Foto 3. Dispositivos para el ensayo en obra (puente de Mérida).

LAMINA III (Puente de Mérida)

ENSAYOS DE LABORATORIO LOSA - O



En los ensayos de la primera etapa, el agrietamiento sobrevino a las 13 t, agotándose para unas 17 t. En los ensayos posteriores, de todas las semanas, la losa se comportaba perfectamente bajo las cargas de servicio de 10 t, aunque se observó un aumento progresivo de flechas; esto se corrigió haciendo un retesado de cables, que indicó una pérdida del 15 % de la tensión inicial, que resulta fuera de la normal, pero justificable teniendo en cuenta que se trata de cables cortos y la defectuosa disposición del codo en la que se pierde tesado, paulatinamente, si se trata de alambres descubiertos.

En la segunda etapa, con la viga ya agotada en la etapa anterior, se observó un completo rejuvenecimiento y aumento importante en la capacidad de carga, por haber completado la sección resistente del hormigón y haberse, también, incorporado los cables a la misma. Lo que no tenía sentido en este caso era determinar el coeficiente de seguridad a fisuración, ya que la losa venía completamente agrietada de los ensayos anteriores, que nos definen, por lo menos, un valor de 1,3 a sobrecarga.

En rotura llegamos a un coeficiente de seguridad de 2,40, a sobrecarga sólo, que equivale, aproximadamente, a 2,08 en carga más sobrecarga total. De haber hecho el ensayo de agotamiento, directamente, en sección completa e inyectada, hubiéramos tenido un valor superior.

Para los ensayos en obra se eligieron las losas más defectuosas y se probaron del mismo modo: primero sin rellenar y después rellenas e inyectadas. En la lámina IV aparecen los resultados correspondientes a una de ellas, que vemos son, en todo, análogos a los anteriores, aunque ligeramente inferiores. Aunque en la figura no aparece la carga final, ésta fue de 22 t, lo que da un coeficiente de seguridad de 2,2 a sobrecarga y de 1,93 a carga total.

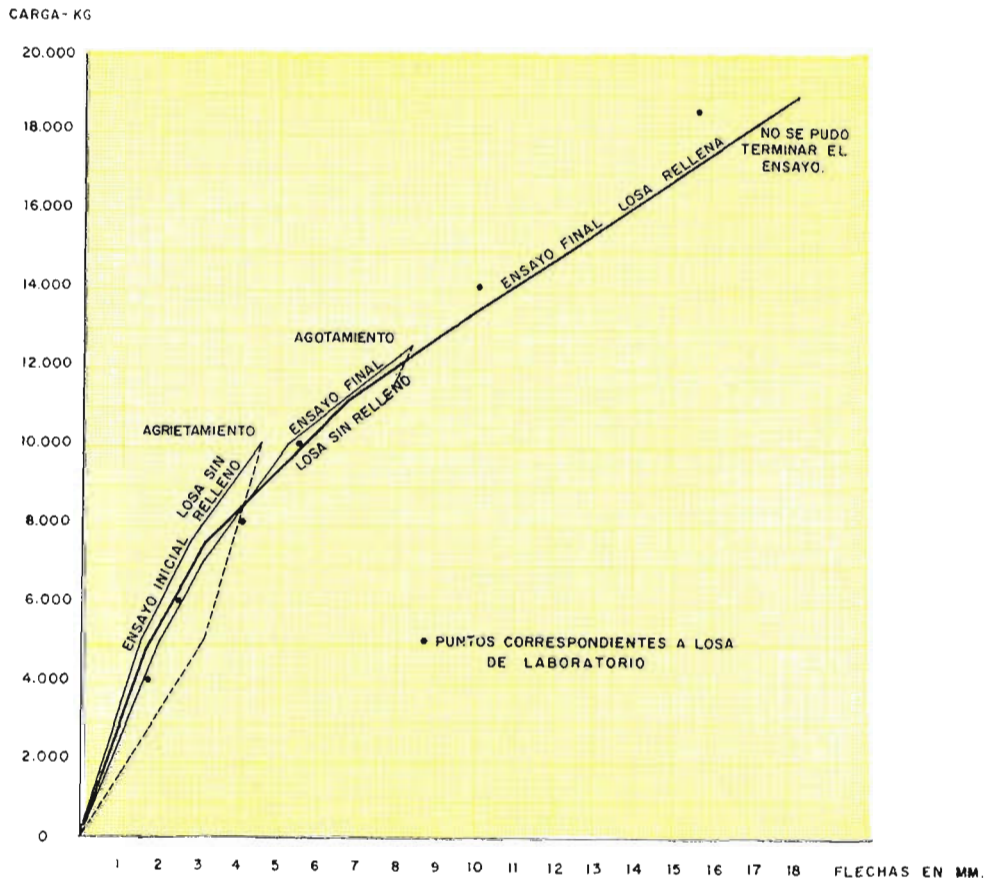
El agotamiento se iniciaba por extensión de las grietas verticales, en toda la zona central, pero la rotura definitiva era consecuencia de la aparición de una grieta diagonal de cortadura, que traía aparejado el fallo total por aplastamiento del hormigón en la línea central de la cabeza superior.

puente sobre el río Tinto

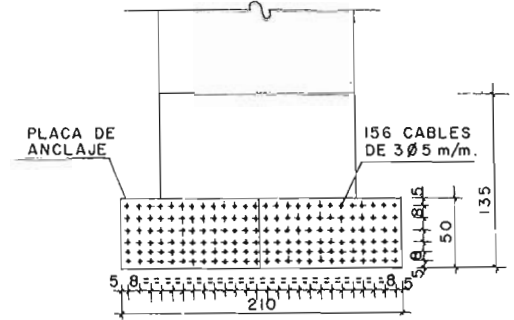
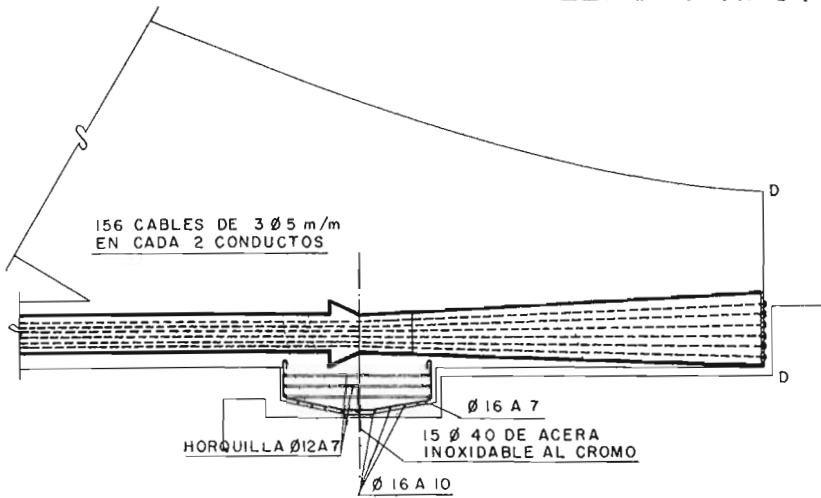
Está en marcha la fase final de este puente, que se refiere al tramo, de arco atirantado, de 110 m de luz teórica. El proyecto primitivo, de nuestro compañero don Vicente Roglá, con arcos reticulados de armadura rígida, lo modificamos en 1952 con objeto de alejar el peligro de oxidación, con arcos de sección cajón, para construir por premoldeo, y tablero pretensado, con vigas transversales y elementos de forjado longitudinales, ejecutados también por premoldeo.

LAMINA IV (Puente de Mérida)

ENSAYOS EN OBRA LOSA III

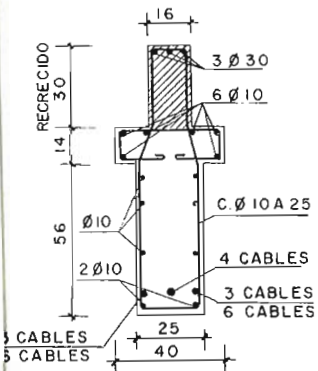


PUENTE SOBRE EL RIO TINTO
TABLERO Y APOYO ARCO

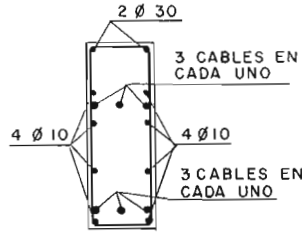


VISTA D-D

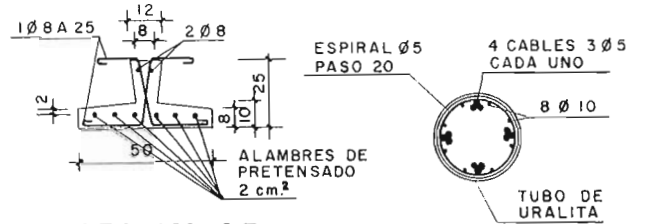
APOYO DE ARCO



SECCION B-B

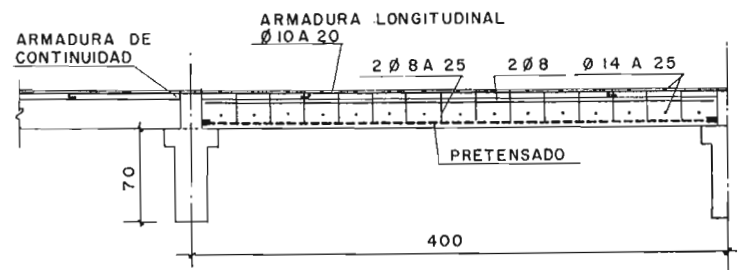
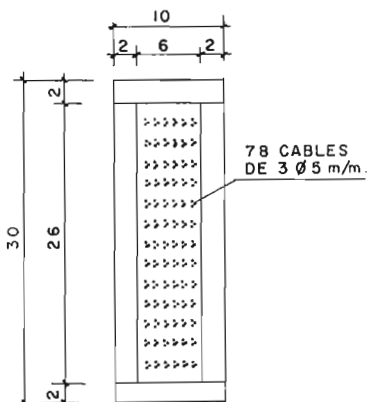
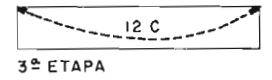
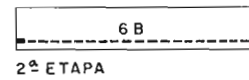
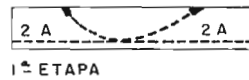
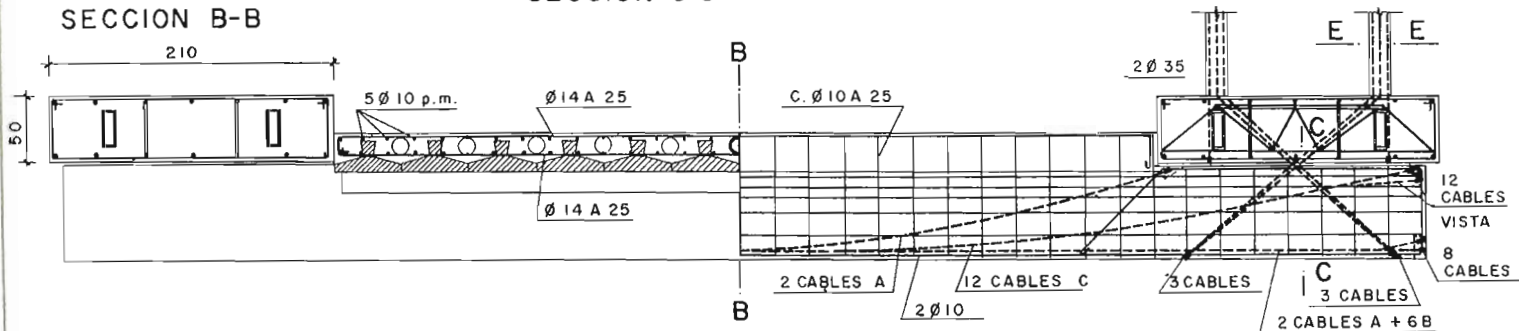


SECCION C-C



SECCION DE LA VIGA

SECCION E-E



SECCION LONGITUDINAL

Habiendo transcurrido tantos años desde aquella fecha, hemos reformado todo lo referente al pretensado, poniéndolo al día para el sistema Barredo, e incluyendo, además, las péndolas y tirante. Este consistirá, inicialmente, en un cajón de chapa soldada utilizado como tirante provisional durante el montaje de los arcos y después para alojar los cables, sirviendo también de entubación cuando se realiza el pretensado del hormigón que lo envuelve. Finalmente, se rellenará mediante inyección. Las péndolas se tesarán, previamente, colgando pesos, que se llevarán por flotación, y se terminarán rellenando de hormigón los tubos de uralita que ya existían en las péndolas del proyecto primitivo.

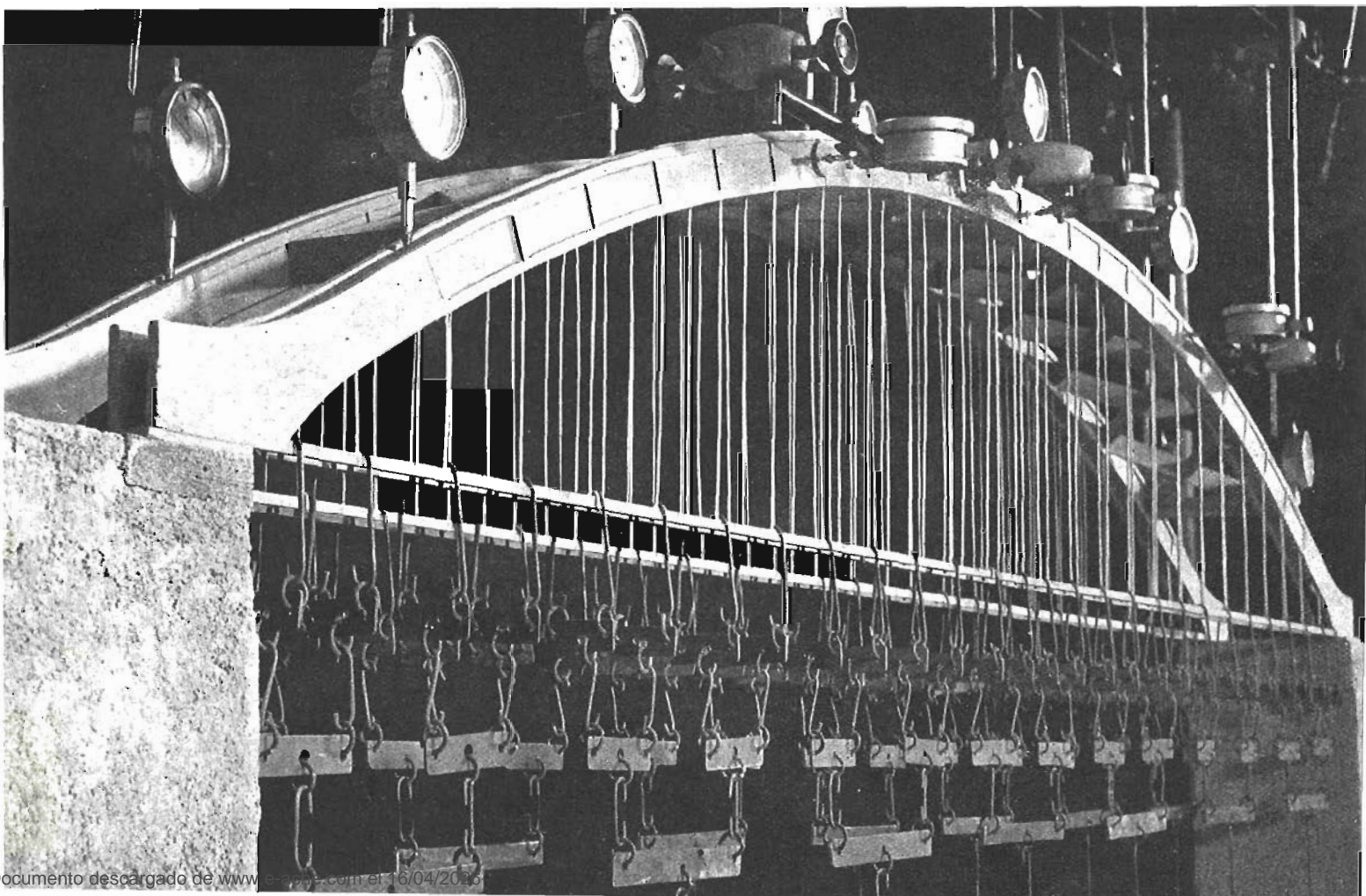
Las obras de esta última fase, como las anteriores de cimentación, explanación, estribos y acompañamiento, se llevarán a cabo por la empresa Entrecanales y Távora, S. A.

Los detalles de los elementos pretensados del puente aparecen en la lámina V, y en la foto 4 vemos el modelo reducido que se utiliza para hacer el estudio de la estabilidad de montaje, en el Laboratorio de estructuras de Huarte.

proyecto del puente de La Baells

De este proyecto, del que ya dimos cuenta en la reunión del año anterior, hemos desarrollado unos ensayos, en modelo reducido, de las vigas. Estas son análogas a las construidas, en gran número, para el taller de laminación de Avilés, sobre las cuales enviamos, en colaboración con nuestro compañero don

Foto 4. Dispositivos de ensayo. (Puente del Tinto.)



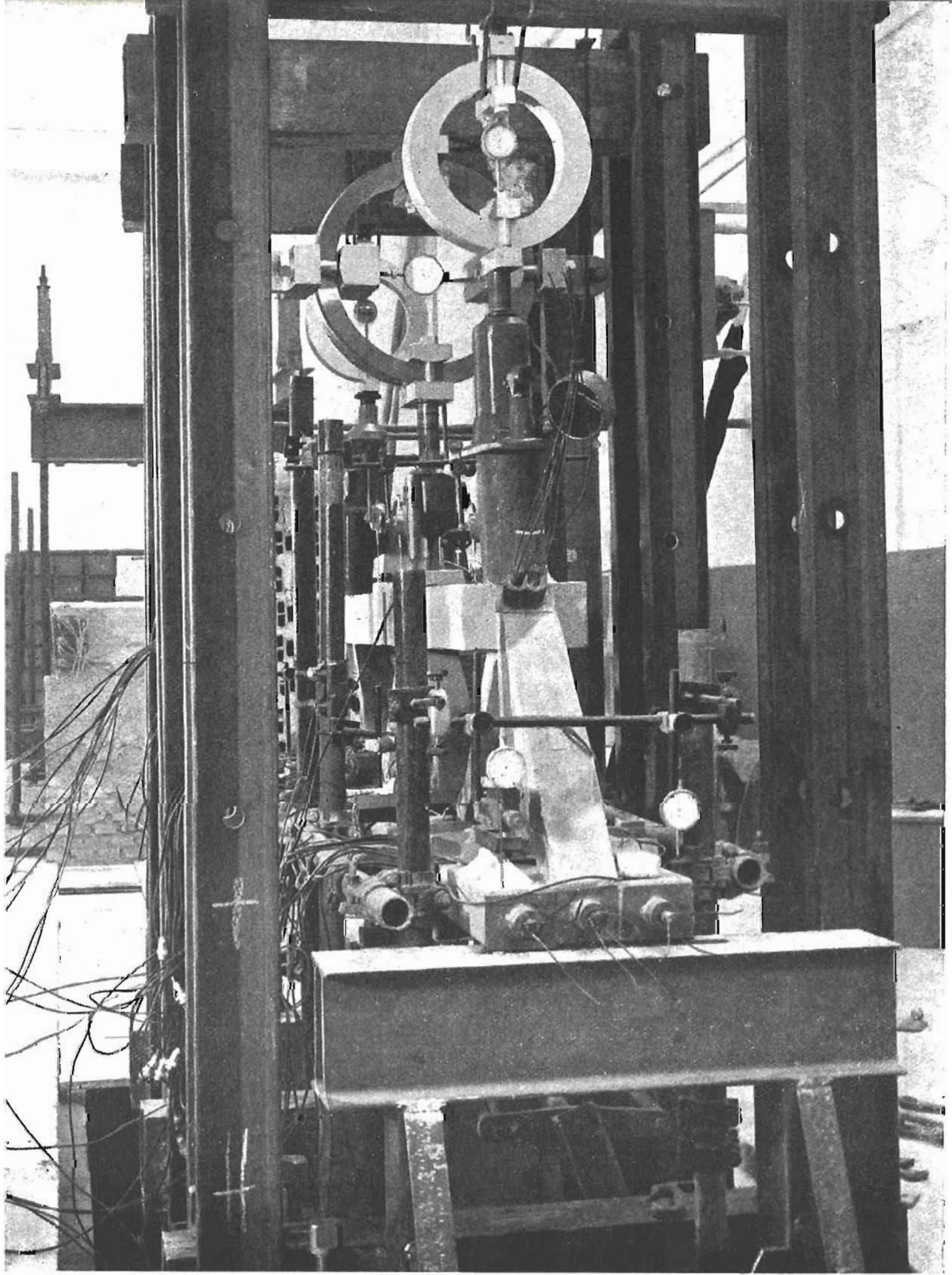


Foto 5. Dispositivo de ensayo de una viga. (Puente de La Baells.)

Amalio Hidalgo, Ingeniero Director de Obras Civiles de Ensidesa, una comunicación al III Congreso de la Federación Internacional del Pretensado, celebrado en Berlín en mayo del pasado año.

En las fotos 5 y 6 aparecen los dispositivos empleados en los ensayos actualmente en curso.

losa de cobertura del apeadero de Gracia, en Barcelona

Esta obra, actualmente en marcha en esta ciudad, lleva, como estructura más importante, un tablero de hormigón pretensado, que es el techo de la estación, a todo lo largo de la calle de Aragón y parte del Paseo de Gracia. Por ello, quedará sometido a la acción de las cargas circulantes y demás, de máximo peso. Se ha tenido en cuenta la Instrucción vigente para carreteras, con cargas de 60 t y trenes de camiones de 20 t. En la lámina VI aparecen todos los detalles de la obra, que resulta muy normal en luces y alturas de viga.

Se adoptó la solución de hormigón pretensado por resultar bastante más económica que la de hormigón armado normal y permitir, además, la ejecución por premoldeo total.

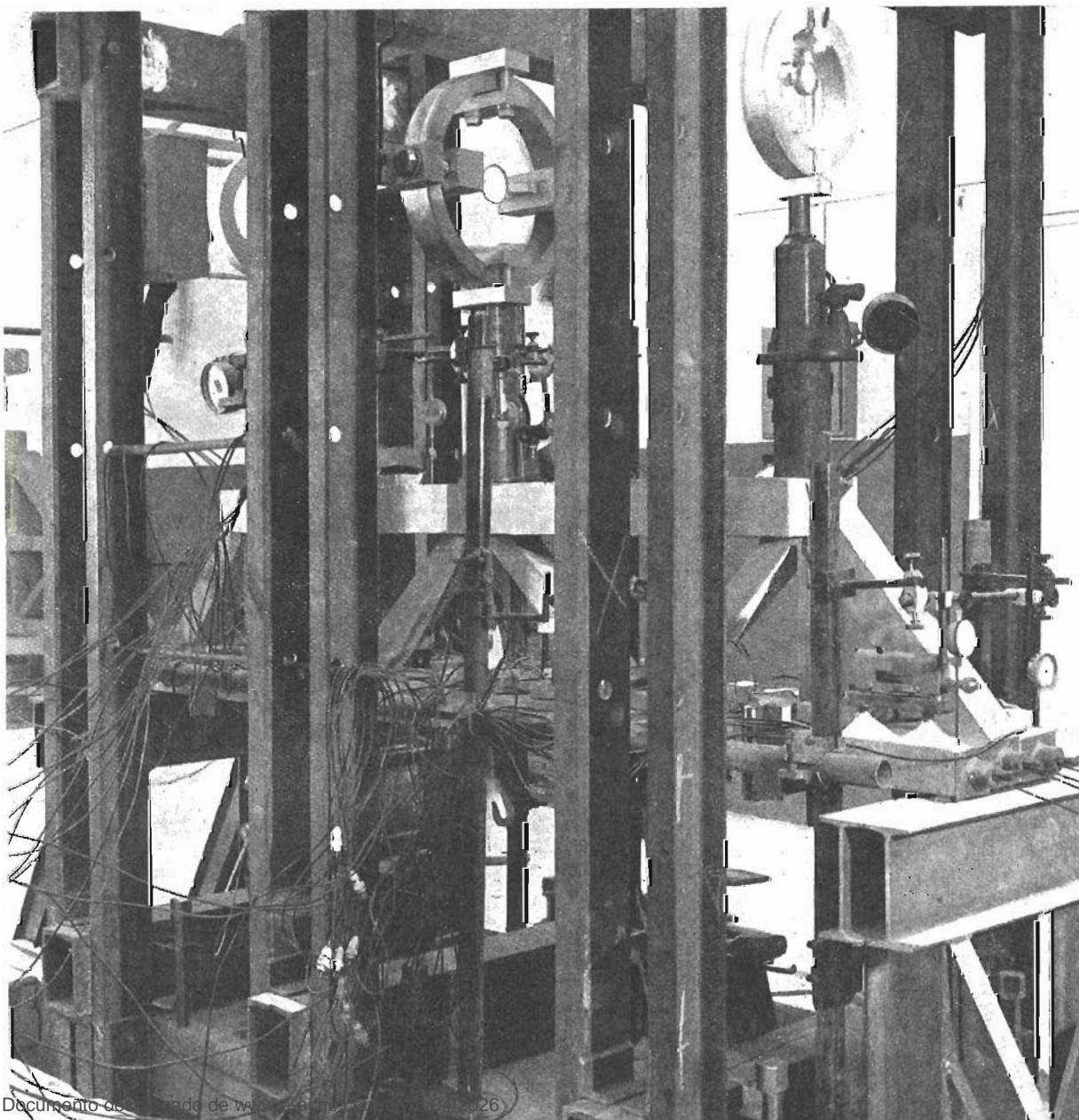
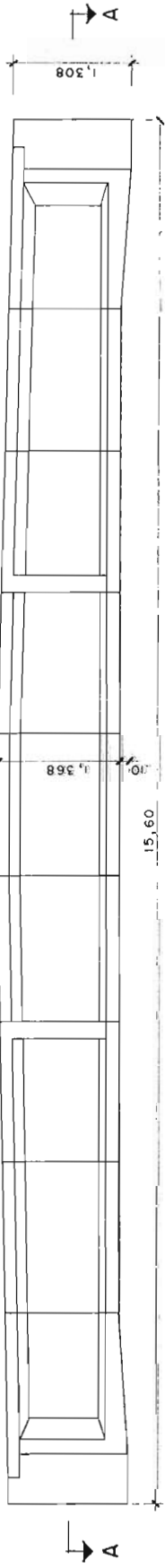
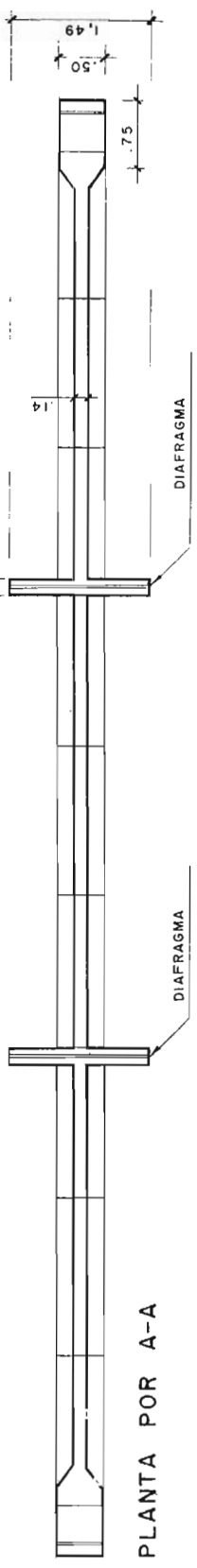


Foto 6. Dispositivo de ensayo. (Puente de La Baells.)

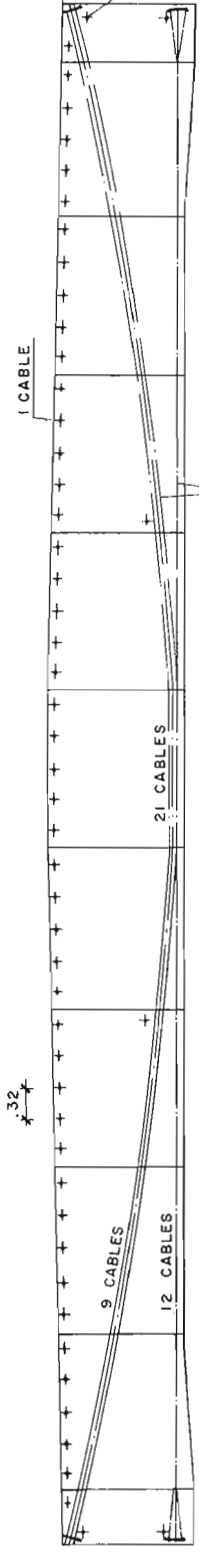
COBERTURA FERROCARRIL EN CALLE ARAGON - BARCELONA VIGA PRETENSADA



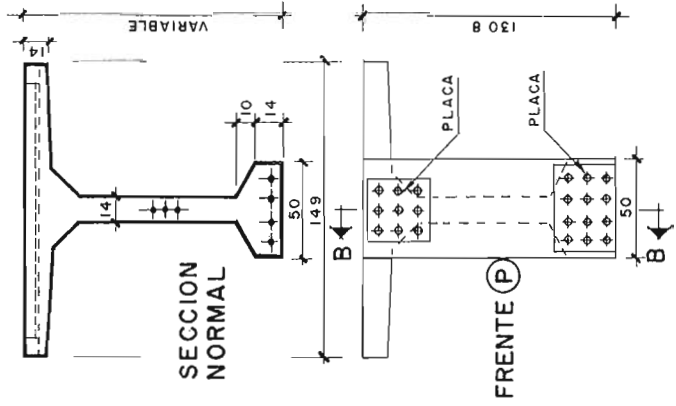
ALZADO DE VIGA



PLANTA POR A-A

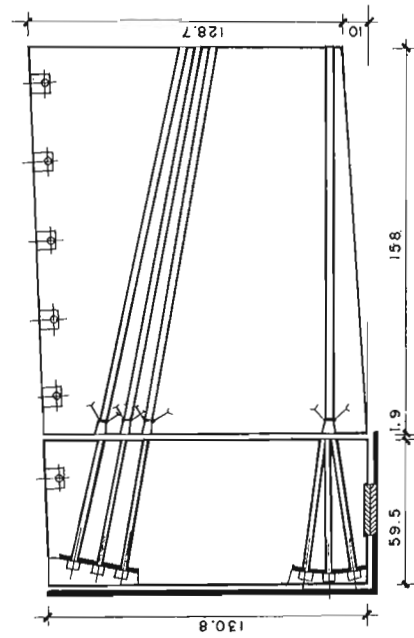


DISPOSICION DEL PRETENSADO

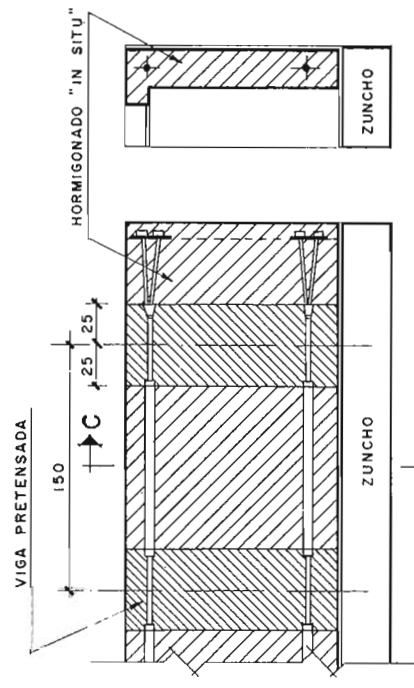


SECCION NORMAL

FRENTE (P)



SECCION B-B



PRETENSADO TRANSVERSAL
VIGA "IN SITU"

SECCION C-C

Así, aparte de la economía correspondiente a su ejecución en serie, dado que son 184 vigas iguales, se consigue no perturbar en nada el funcionamiento de la estación, en lo que se refiere a circulación de trenes y movimiento de viajeros, ya que no se precisa un solo puntal, al colocar las vigas por arriba. Como se ve en los dibujos, las vigas se moldean en once secciones, para lo cual se emplean moldes metálicos, disponiéndose el taller en un solar fuera de la ciudad. Los elementos independientes se transportarán a obra en camión, montándose allí sobre una base metálica con la forma exacta del intradós de la viga, con lo cual el replanteo del conjunto queda asegurado. Después se rellenarán, con mortero de cemento de alta resistencia, las juntas de 2,5 cm entre elementos, tesándose los alambres al día siguiente para, finalmente, inyectar los conductos y transportar las vigas a su ubicación definitiva.

En todas estas últimas operaciones, se seguirá un proceso análogo al utilizado en las losas de Mérida. Así, las vigas se montarán paralelamente a su posición definitiva y en el eje longitudinal de la estación, con lo cual los únicos movimientos que hay que efectuar son: elevación de unos centímetros, traslado longitudinal, y descenso a su sitio, dejando una junta, con la anterior, de 2 cm, que se rellenará en la zona de vigas riostras y forjado. El pretensado longitudinal del tablero se llevará a cabo al reunir veinte vigas, es decir, cada 30 m. Una vez inyectados los conductos de estos cables longitudinales, quedará la estructura terminada y la obra a falta del pavimento, constituido por 5 cm de hormigón asfáltico. Los trabajos se llevan a cabo por Huarte y Cía., en cuyo laboratorio de estructuras se va a realizar el ensayo, hasta rotura, de una viga tamaño natural. El pretensado se hará por el sistema Barredo.

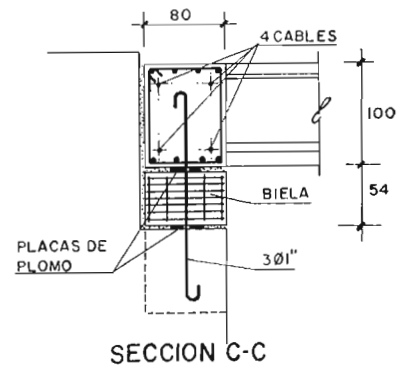
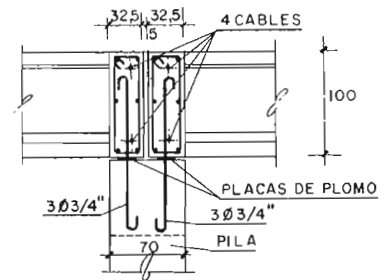
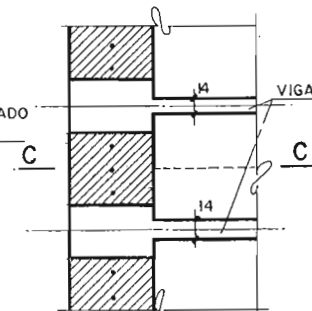
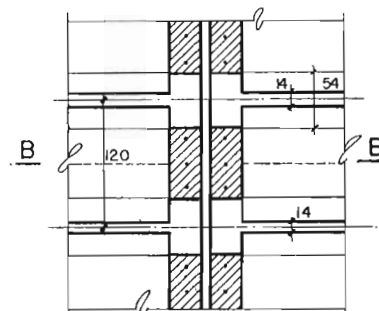
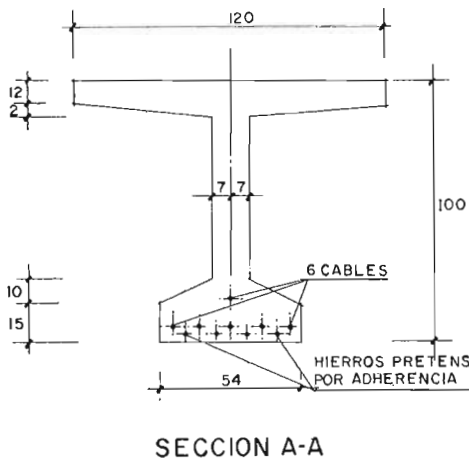
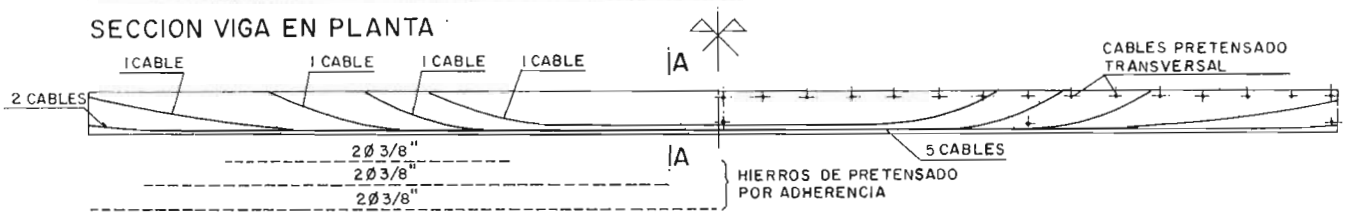
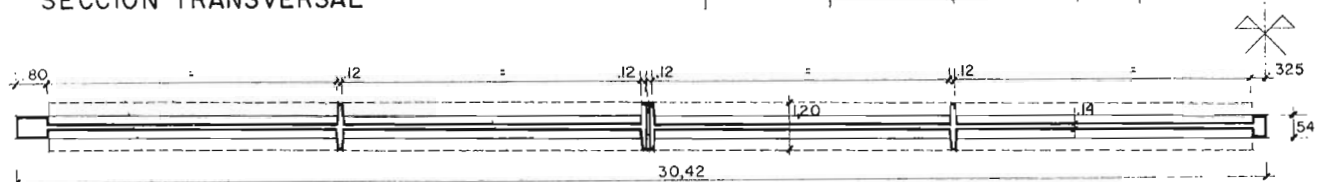
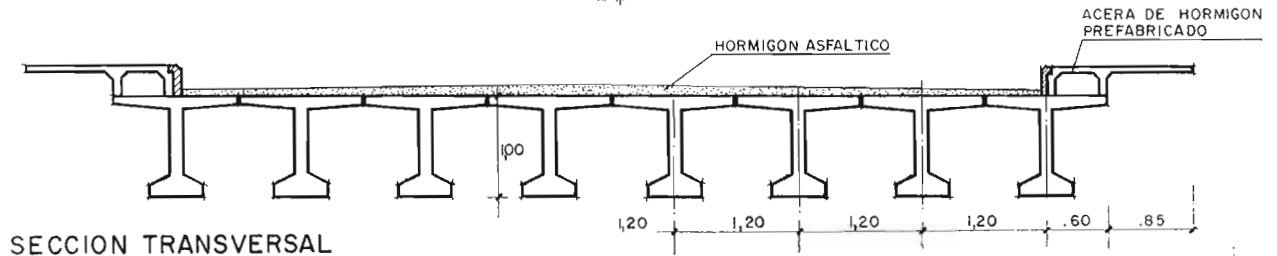
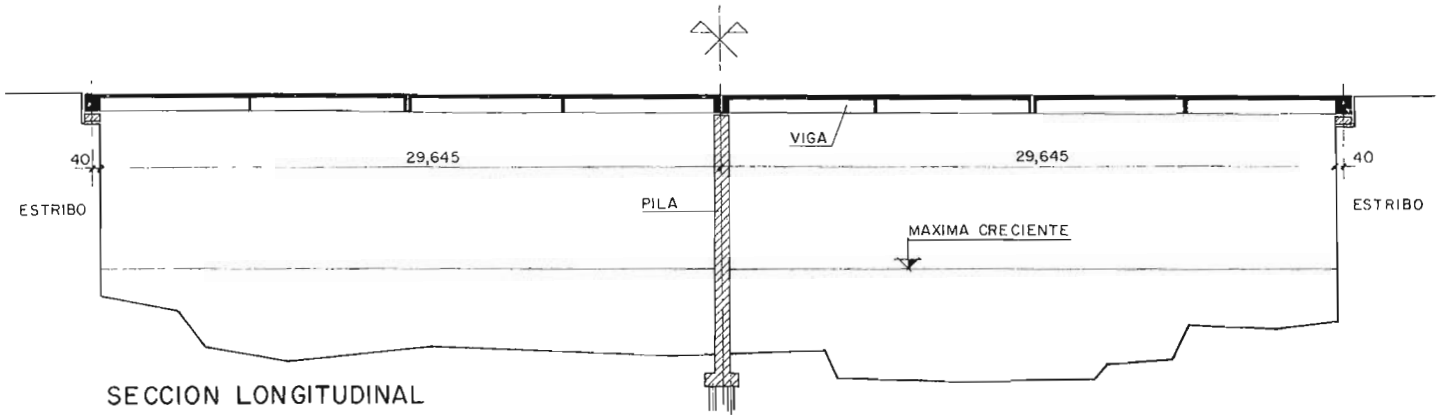
puentes en Cuba

Esta solución de vigas en T, premoldeadas, adosadas y cosidas por pretensado transversal en forjado y vigas riostras, la hemos utilizado también en un puente de 30 m de luz, construido en Cuba sobre el río Falcon (lámina VII). Las vigas se proyectaron para premoldear en dos mitades, pretensando, los elementos-mitad, en el banco longitudinal de una planta de prefabricación en La Habana, mitades que se enlazarían en obra, sobre apoyo provisional central, postesando el conjunto mediante cables curvos, con lo cual se cerraba perfectamente la junta. Pero al llevar a cabo la obra, se decidió ejecutar las vigas de una sola vez, en la planta de prefabricación, transportándolas enteras hasta la obra, a unos 350 km, sobre las plataformas y camiones de que disponía la citada planta. Claro está que las carreteras por donde se realizó el transporte corresponden a la zona llana de Cuba, zona que no tenemos, con distancias de este orden, en nuestro país, aparte de que tampoco disponemos de los medios de prefabricación y manejo de piezas, empleados en este caso, que constituye uno de los récords de longitud de viga y distancia de transporte.

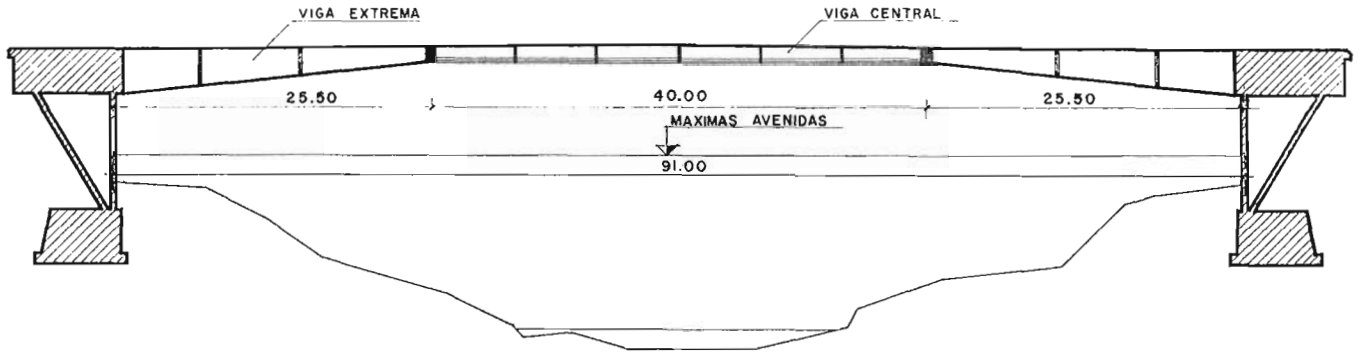
La obra se adjudicó en un concurso internacional de proyecto-construcción, convocado por el Ministerio de Obras Públicas cubano, desarrollándose por Huarte y Cía., en colaboración con la Empresa HEPESA de Cuba, e interviniendo en la construcción el Ingeniero de Caminos don Antón Aranzadi y el Ingeniero cubano don Fernando Munilla.

Y terminaremos esta enumeración de obras y proyectos inmediatos con la proyección de los detalles de un puente, que se quedó en proyecto en ese mismo concurso: el puente sobre el río Zaza (Lámina VIII) que, aun siendo el más económico de los presentados, quedó eliminado por plazo, pero fué recompensado con el premio al mejor proyecto, ya estipulado en el Concurso.

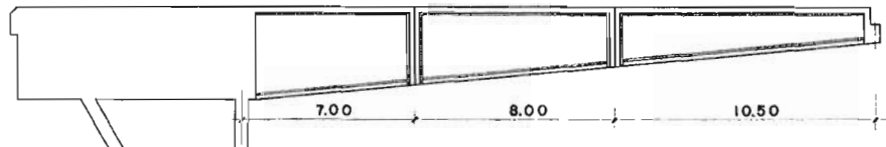
LAMINA VII
 PUENTE SOBRE EL RIO FALCON - CUBA



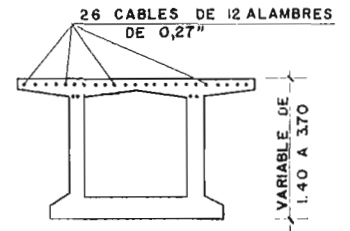
PUENTE SOBRE EL RIO ZAZA - CUBA



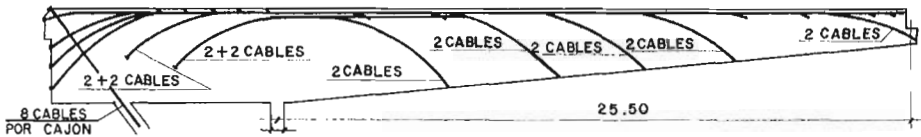
SECCION LONGITUDINAL



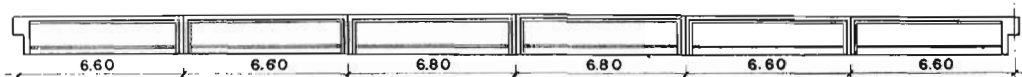
VIGA EXTREMA



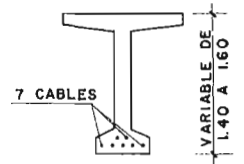
SECCION VIGA EXTREMA



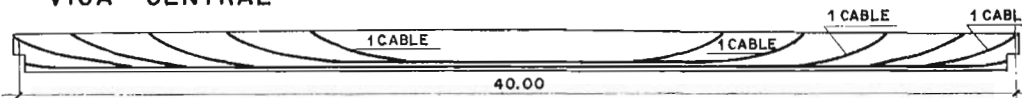
DISPOSICION PRETENSADO



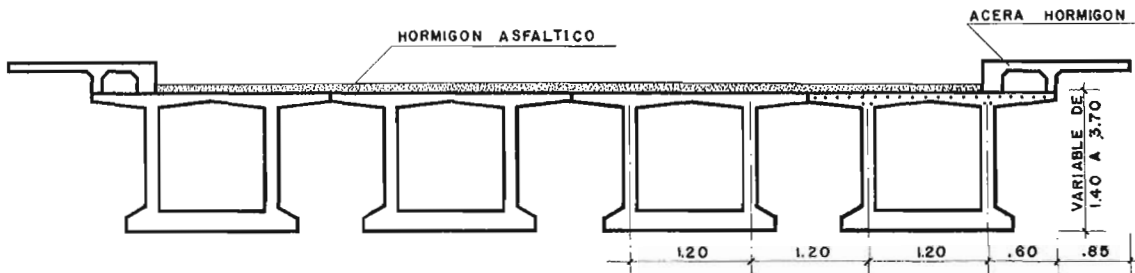
VIGA CENTRAL



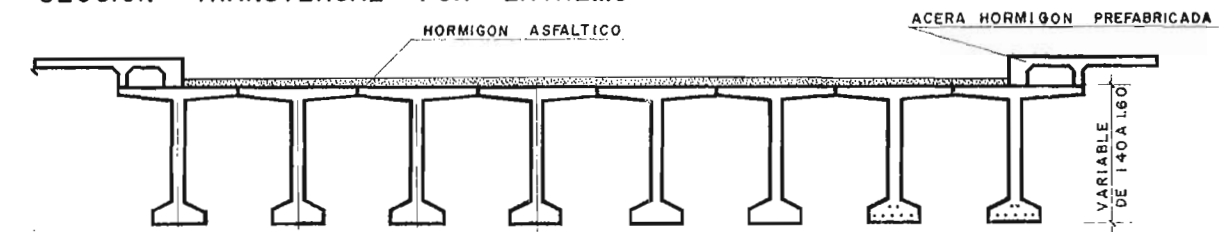
SECCION VIGA CENTRAL



DISPOSICION PRETENSADO



SECCION TRANSVERSAL POR EXTREMO



SECCION TRANSVERSAL POR CENTRO

casco de hormigón pretensado para cabria flotante de 110 toneladas

Conferencia pronunciada por R. ROMERO
ingeniero de caminos
en la IV Asamblea General de la A. E. H. P.

La cabria es, como sabemos todos, una grúa flotante utilizada para la colocación de bloques de hormigón en masa en la construcción de los muelles.

Del flotador, o casco de dicha cabria, hecho, en este caso, de hormigón pretensado, con armaduras postesas, es de lo que vamos a tratar.

Es la primera cabria que se fabrica en España de hormigón pretensado. Se construyó a base de piezas prefabricadas, hormigonadas «in situ», a tope, y creo es la primera obra española de hormigón pretensado, proyectada para trabajar sumergida en el mar.

He dividido la conferencia en cuatro partes:

- 1.^a Solución adoptada.
- 2.^a Justificación de dicha solución.
- 3.^a Dimensionamiento y características técnicas.
- 4.^a Detalles de ejecución y botadura.

primera parte

Solución adoptada

Esta cabria es un elemento auxiliar que la Empresa Constructora Termac necesitaba, en sus obras del Puerto de La Coruña, para bloques de 110 t. La idea de hacerla en piezas prefabricadas, que luego se «coserían» por el tesado de las armaduras, fué del Director Gerente de dicha Empresa, que me encomendó llevar a la práctica su idea. Debo decir que la orientación que me dió el profesor Alfredo Páez para los cálculos y la experiencia del señor Barredo, cuyo sistema de anclaje se empleó, facilitaron mucho mi labor. Fué, pues, una obra resuelta en equipo.

En la planta de la cabria (fig. 1) vemos, además de las dimensiones principales y la colocación de defensas, elementos de la superestructura, etc..., la planta de las piezas A, B y C, que se fabricaron, por ese orden, con dos juegos de encofrados de pieza A.

La prefabricación de las piezas A, B y C se hizo «in situ», y las piezas se hormigonaron, a tope, en rampa del 12 %.

Las dimensiones principales son $31 \times 15,5 \times 3,25$ metros.

Otros datos: Alcance: 7 m. Altura: 18 m. Bloque: 110 t. Peso en la botadura: 750 t. Lastre fijo: 45 t. Lastre agua: 120 toneladas.

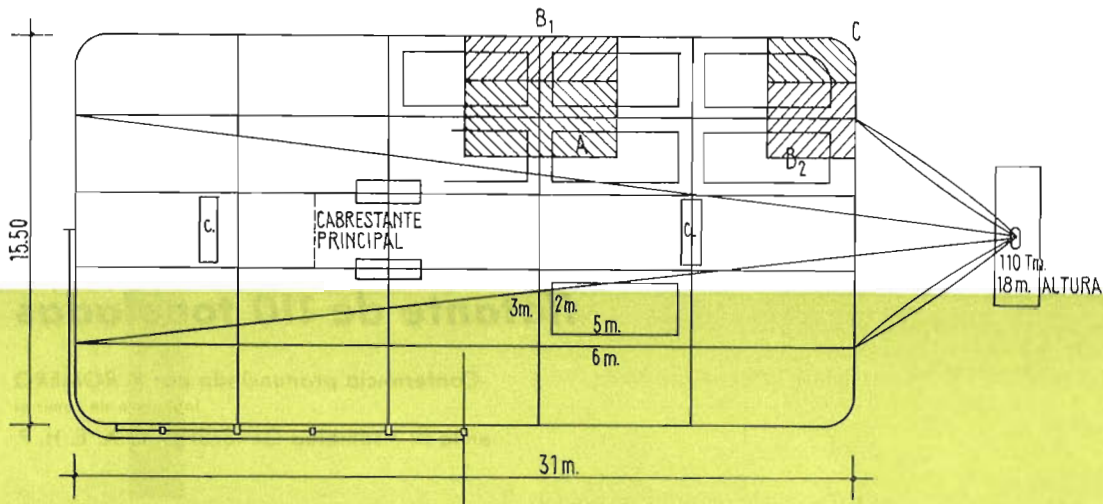


Fig. 1

segunda parte

Justificación de la solución adoptada

Primero señalaremos los inconvenientes de la solución adoptada y después las ventajas.

Inconvenientes

- 1.º El largo plazo de construcción, debido a la fabricación consecutiva de las 36 piezas, con sólo dos juegos de encofrados (se tardó ocho meses hasta el día de su botadura).
- 2.º La gran vigilancia que continuamente hay que tener, por la cantidad de detalles que lleva la obra, y más cuando el dimensionamiento se aquilata, hasta el centímetro, en los tabiques. En los días de hormigonado, sobre todo, la vigilancia ha de ser permanente y total.
- 3.º Peligros:
 - a) Los choques laterales, o de fondo, que, siendo lo suficientemente violentos, pueden perjudicar toda una banda de pretensado.
 - b) Las juntas de hormigonado van en los ejes de las placas inferiores, donde el espesor del hormigón es sólo de 15 cm. Una junta imperfecta y, sobre todo, un hormigonado imperfecto, al facilitar el ataque de las armaduras de pretensado por el agua marina, pueden constituir un peligro serio.

Ventajas

- 1.º Ahorro de moldes (hay sólo dos juegos para las piezas internas, que valen también para las exteriores). Se emplean 12 veces y el desmolde es muy sencillo.
- 2.º Impermeabilización. El pretensado del hormigón evita la aparición de fisuras de tracción.
- 3.º En los choques fuertes con otras embarcaciones, y bajo la acción de esfuerzos extraordinarios o dinámicos, como en el momento de la botadura, pueden aparecer fisuras, momentáneamente, pero se cierran, a continuación, por efecto del pretensado, comportándose el casco como un todo, menos rígido, y mucho más elástico, que si fuese de hormigón armado.

- 4.º Son 25 compartimientos estancos, cada uno con su agujero de hombre, en cubierta, de 60 centímetros de diámetro. La flotabilidad no puede en ningún caso peligrar.
- 5.º Presupuesto. El ahorro obtenido con esta solución, en relación con la de un casco análogo de hormigón armado, ha sido del orden del 25 por ciento.

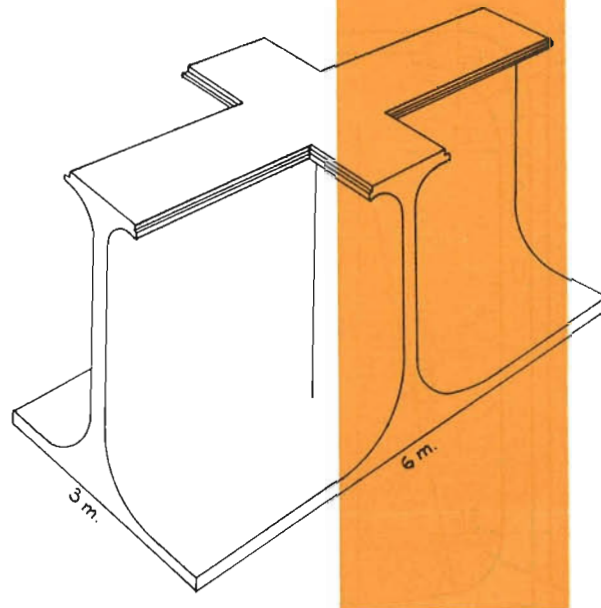


Fig. 2

tercera parte

Dimensionamiento y características técnicas

A la vista de las seis figuras que se acompañan, citaremos las características principales. Debe aclararse que las placas de fondo y las laterales llevan también sus armaduras ordinarias propias.

Flotabilidad

La altura del pequeño metacentro sobre el centro de gravedad es de 6,40 metros.

Los resguardos mínimos son de 60 centímetros.

Hipótesis de cálculo y esfuerzos

Se han tenido en cuenta en el cálculo: los esfuerzos dinámicos de la cabria, con el bloque de 110 t, y el lastre; las olas dentro y fuera del puerto; las presiones dinámicas del agua exterior; y los esfuerzos extraordinarios durante la botadura de proa, al deslizar sobre las anguilas. (Véase «a» de la figura 6.)

El casco se estudió, como viga isostática única, en las dos direcciones principales. Como casos particulares se calcularon la viga transversal de popa que sirve de apoyo a las patas de la cabria y el tabique de apoyo contrario, en la fase final de la botadura. Las torsiones en la zona entre este tabique y el segundo, así como las torsiones originadas por olas esquinadas, etc., se comprobaron y eran admisibles.

Considerado el casco como viga longitudinal, los momentos máximos obtenidos fueron de + 900 m. t, en la botadura, y de - 1.300 m. t, y los esfuerzos cortantes máximos han sido de + 195 y - 190 toneladas.

Como viga transversal, el momento máximo fué de 950 m. t, en la botadura, y el esfuerzo cortante ha sido de - 293 toneladas.

Pretensado

Las armaduras se repartieron según las inercias de cada tabique, considerado como viga independiente, y el pretensado se hizo en las dos direcciones principales, doblando las armaduras postesas del fondo y continuándolas, verticalmente, en las cuatro bandas laterales. (Véanse figuras 5 y 6.) El tesado se realizó, simultáneamente, desde los dos extremos.

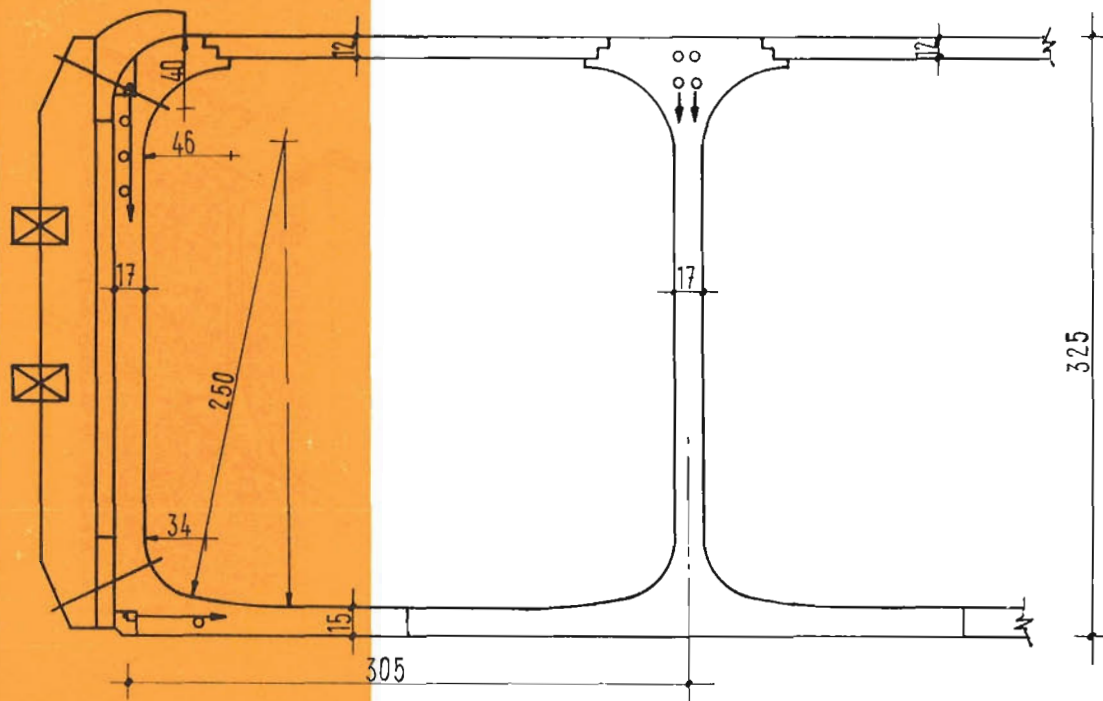


Fig. 3

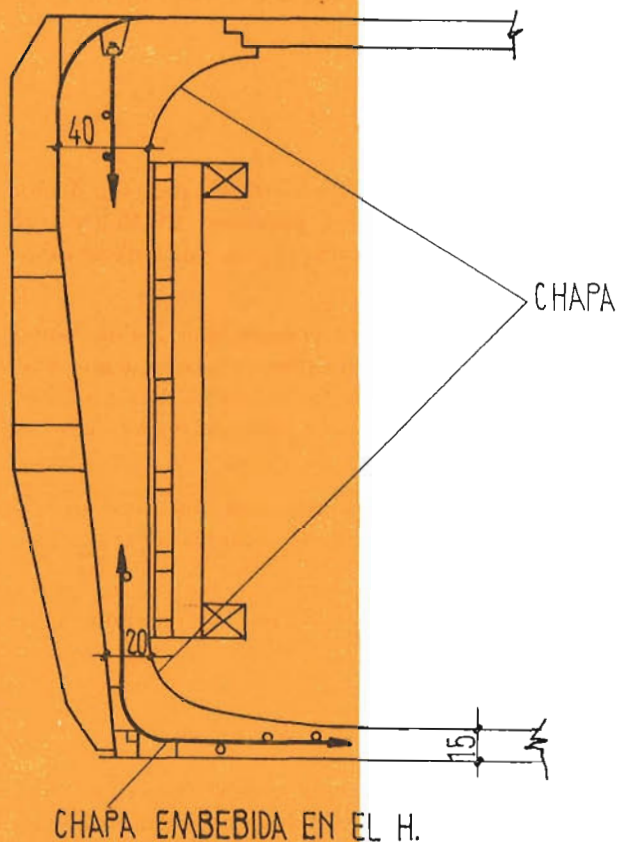


Fig. 4

La primera mitad de las armaduras postesas se tensó a 115 kg/mm^2 y la segunda a 110 kg/mm^2 .

Los esfuerzos de pretensado fueron de 1.600 t, longitudinal, y de 1.100 t, transversalmente.

De esta manera, las tensiones resultantes en el hormigón fueron: 75 kg/cm^2 de compresión máxima y 3 kg/cm^2 de tracción máxima. En la botadura se llegaba a 8 kilogramos/cm² de tracción máxima.

Otras características

Las armaduras ordinarias, tanto de las placas de cubierta como de las placas del fondo y laterales, trabajaron a 800 kg/cm^2 .

Estas armaduras y los tubos para alojamiento de los alambres de pretensado se prepararon formando mallas construídas aparte.

El hormigón fabricado con supercemento era de consistencia seca. Se utilizaron vibradores de encofrado, a 6.000 rpm, y la resistencia alcanzada fué de 450 kg/cm², en compresión.

El encofrado (figs. 3 y 4) era metálico en las partes curvas (radios de 40 cm, 46 cm y 34 cm) y de madera en las partes rectas.

Los cintones, o defensas del casco contra los choques, están calculados para choques con embarcaciones de 200 t y velocidad relativa de 0,2 m/s.

cuarta parte

Algunos detalles de la ejecución y botadura

He considerado que los criterios prácticos adoptados para la resolución de los pequeños problemas que fueron surgiendo a lo largo de la ejecución podían ser tan interesantes o más que el mismo proyecto; así, pues, voy a citar algunos de ellos.

Las piezas centrales, en forma de cruz (fig. 2), se hormigonaron sobre la propia rampa de lanzamiento con la misma inclinación del 12 por 100 que ésta tenía. Para ello, la zona central de la rampa (fig. 6) estaba constituida por una solera de mortero, sobre la cual se extendía una capa de arena suelta, de 5 cm. de espesor, cubierta con un papel grueso, que servía de molde para el fondo de las piezas. Los cierres de madera de los extremos de los cuatro brazos de la cruz, estaban convenientemente horadados para dar paso a las armaduras y a los tubos de alojamiento de los alambres de pretensado. Estos cierres se colocaban en posición, arriostándolos de un modo adecuado mediante una serie de puntales exteriores, y de ellos se colgaba el encofrado metálico, curvo, que servía de molde al cuerpo central de la cruz. De esta forma, la base inferior de la pieza que, como puede apreciarse en la figura 2, estaba constituida por un rectángulo de 3 × 6 m, quedaba totalmente libre de puntales.

El hormigón se vertía desde arriba, por medio de canaletas situadas a la altura conveniente para evitar la disgregación de la pasta. La zona central inferior resultaba muy difícil de trabajar bien, a causa de la gran rigidez de los encofrados metálicos curvos, ya citados. El proceso que se seguía era el siguiente: se hormigonaban, primero, las cuatro placas que constituyen la base de la pieza; después, se vertía un poco de mortero, en el centro y, en seguida, se echaba encima el hormigón, vibrando y retacando, al propio tiempo, para conseguir una buena consolidación. La operación se vigilaba, atentamente, a través de unas ventanillas dispuestas en el encofrado metálico. El volumen total de hormigón de cada una de estas piezas centrales, en cruz, era de 9'5 metros cúbicos.

Antes de hormigonar, las juntas se picaban, limpiaban, regaban y pintaban con lechada. Las diferentes piezas se fueron hormigonando alrededor de un núcleo central para que fueran retrayendo sobre ese núcleo.

Las cajitas dispuestas en las piezas exteriores para alojar los tacos de anclaje de las armaduras postesas tenían las dimensiones mínimas necesarias, con el fin de no perjudicar a las secciones de hormigón. En las figuras 3 y 4 se representan los diferentes tipos de estas cajitas, las cuales se cerraban después con cemento expansivo. El conjunto quedaba así liso. Las curvas con que se mataron los bordes superiores y de esquina favorecen la estética del casco.

Los codos de las armaduras de pretensado se resolvían colocando una chapa que quedaba embebida en el hormigón (fig. 4).

Las placas de cierre del casco por su parte superior, se hormigonaron «in situ» aprovechando los mismos encofrados de las piezas en cruz. Trabajan como simplemente apoyadas, y cada una lleva su agujero de bajada.

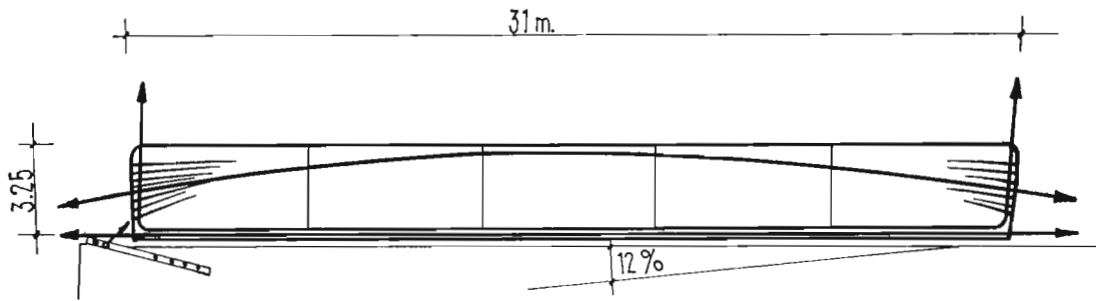


Fig. 5

Para los pernos destinados a sujetar los cintones o defensas del casco, así como para los de anclaje de los elementos mecánicos de la superestructura no sometidos a vibración, era necesario disponer los correspondientes orificios de paso. Con el fin de lograr la máxima perfección, estos orificios se labraron a cincel, una vez hormigonadas las piezas.

Terminada la construcción se colocaron tacos de madera, acuñados (véase *t*, figura 6), entre el fondo del casco y los muretes de los bordes de babor y estribor de la rampa de lanzamiento. Después se vació la zona central de dicha rampa, con lo que el casco quedó apoyado solamente por los bordes exteriores, sobre los tacos, y se pudo proceder a la limpieza e impermeabilización de su fondo. Para la impermeabilización se utilizaron productos asfálticos.

Debe hacerse notar que el hecho de que el casco, así apoyado, resistiese perfectamente, sin fisurarse lo más mínimo, ni siquiera en la junta central (fig. 6), constituye una buena prueba de la estructura, puesto que, según se ha indicado antes, esta era la hipótesis más desfavorable para su sección transversal. Se recordará que, para esta hipótesis, resultaban incluso unas pequeñas tracciones.

Para proceder al lanzamiento, primero se colocaron las anguilas, con el sebo correspondiente (véase *a*, figura 6), 1,5 cm por debajo del fondo del casco (figs. 5 y 6). Después se fueron quitando, poco a poco, todos los tacos hasta que la estructura quedó apoyada, exclusivamente, en las anguilas laterales. Durante esta maniobra se observaron algunas pequeñas flechas, pero tampoco se produjo fisura alguna.

Se tenían previstas dos bancadas para apoyo de dos gatos, de 50 toneladas cada uno, con el fin de empujar el casco durante su botadura; pero fueron inútiles, puesto que el deslizamiento se produjo, con toda normalidad, sin necesidad de la ayuda de los gatos.

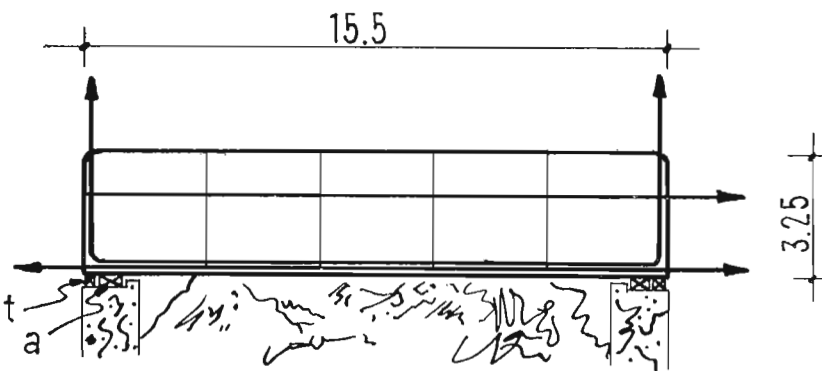


Fig. 6

elementos prefabricados para la construcción de viviendas

Conferencia pronunciada por A. YUS
en la IV Asamblea General de la A. E. H. P.

Hasta ahora en España, el hormigón pretensado se ha venido utilizando, principalmente, en obras de ingeniería, consideradas como las más indicadas para esta nueva técnica del hormigón y, en la mayor parte de estas obras, se ha empleado el procedimiento de tesado posterior al endurecimiento de las piezas, o de la construcción total. Así se han construido puentes de grandes y medianas luces, depósitos, tuberías, losas de puentes, grandes vigas para cubiertas, pórticos y vigas para puentes-grúa en edificios industriales, etc.

En el campo de la construcción de edificios, por el contrario, las aplicaciones son escasas, salvo algunas construcciones parciales realizadas a título de experimentación y prueba. Constituyen una excepción las viguetas para forjados, cuyo empleo se ha extendido considerablemente.

Sería de verdadero interés ampliar el campo de los pretensados a la total construcción de edificios y bloques de viviendas.

El pretensado es una técnica que se presta extraordinariamente para la prefabricación de los elementos o piezas que, debidamente ensamblados, pueden constituir la estructura, y aun otras partes, de un edificio.



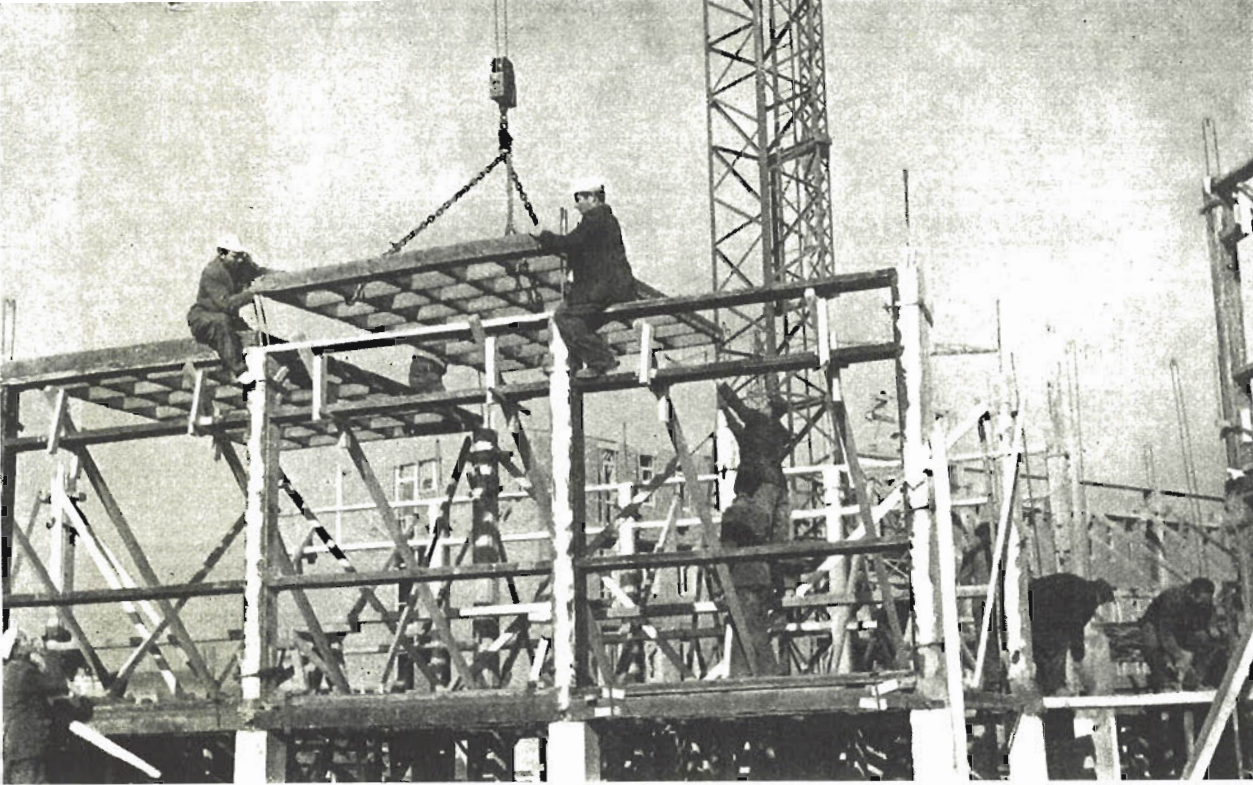


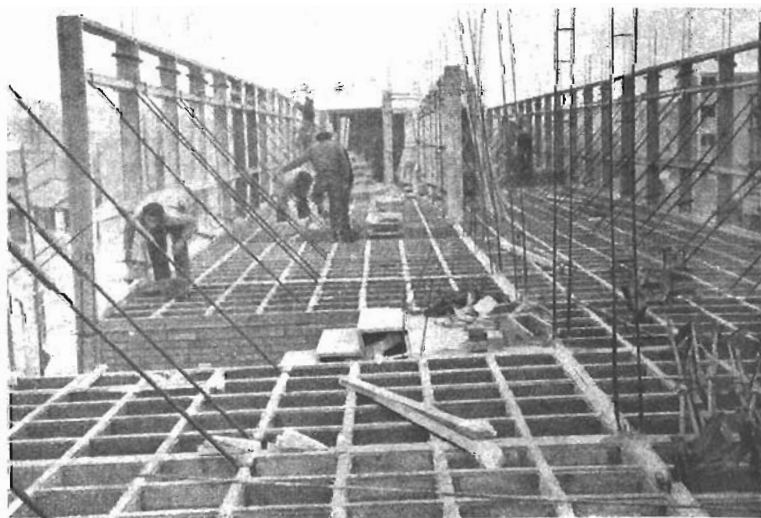
Fig. 1



Fig. 2

Para estas construcciones se ha de estudiar una modulación de las distintas partes de la obra, con el objeto de poder fabricar un gran número de elementos de cada tipo, con un solo molde, con los mismos medios auxiliares, y con un equipo mínimo de personal especializado en esta labor concreta. De esta forma, los gastos de fabricación y mano de obra se reducen a un mínimo. Los gastos generales de la Empresa se reducen también considerablemente y el beneficio puede aquilatarse, ya que, dada la gran cantidad de elementos iguales fabricados, con una inversión estudiada, de poco entretenimiento y larga amortización, pueden obtenerse beneficios rentables que animen a las Empresas a montar estas instalaciones de prefabricación de elementos pretensados.

Fig. 3



La construcción de edificios, o bloques de viviendas, se reduciría así al montaje de estas piezas, moduladas y prefabricadas. Sería necesario también estudiar minuciosamente estos montajes, siguiendo un plan establecido de antemano, al realizar el proyecto de la vivienda. En él habría de conjugarse el dimensionamiento de las piezas, el plan y proceso de fabricación y el procedimiento de montaje, estudiando detalladamente el transporte y almacenamiento en obra de las piezas prefabricadas y los medios de elevación y encaje de las piezas.

Lo ideal, tendiendo a la mayor economía, sería instalar, en la misma obra, los talleres de prefabricación, iniciándola, simultáneamente, con la construcción de los bloques de viviendas. Esto puede hacerse perfectamente.

Siguiendo un proceso análogo al indicado (salvo en lo que se refiere a la prefabricación en la misma obra, que no pudo hacerse por no disponer de espacio suficiente), hemos colaborado en la construcción de dos bloques de viviendas en Madrid, en los que se han empleado elementos de hormigón pretensado y hormigón armado, según las condiciones de trabajo de cada uno de ellos.

En el proyecto, del arquitecto don Ignacio Alvarez Castelao, se estudió un módulo para cada uno de los elementos que constituyen la estructura. Esta se compone, únicamente, de tres tipos de piezas: de hormigón armado, para las paredes de fachada; soportes, de hormigón armado también, para la crujía central; y placas reticuladas de hormigón pretensado, para la estructura horizontal. No se emplearon vigas ni dinteles, sustituyéndolos por los elementos horizontales de las piezas prefabricadas.

Las placas para las paredes de fachada consisten en unos bastidores que, al mismo tiempo que soportan las cargas verticales, resuelven el alféizar, los dinteles y los huecos de balcones (fig. 1). El enlace de estas placas está asegurado por una armadura que recorre verticalmente desde los cimientos a la cubierta y que se aloja en el espacio que dejan entre sí dos placas contiguas, espacio que se rellena de hormigón a medida que se van colocando las placas. Las dimensiones de estas piezas son: 2,35 m de anchura por 2,50 m de altura.

Los pies derechos, resistentes, de la crujía central, están prefabricados en dos mitades y, como las placas de pared, se hallan unidos por una armadura vertical, continua en toda la altura del bloque y alojada entre el hueco de las dos mitades, posteriormente hormigonado. Las dimensiones, terminado el soporte, son 0,28 m de lado por 2,50 m de altura (fig. 2).

Apoyadas en las placas de pared por un lado y en los soportes resistentes por un vértice, se sitúan las placas horizontales de hormigón pretensado. Son placas caladas, formando retículas cuadradas de 0,40 m de lado. El espesor de las placas es de 0,12 m y están pretensadas en dos direcciones normales. La armadura va colocada en los nervios que limitan las retículas. La unión entre placas está asegurada por tensores, alojados en los espacios que dejan entre sí las placas contiguas, los cuales, posteriormente, se hormigonan. Las dimensiones son: 2,15 m por 3,80 metros (fig. 3).

Baldosas de 0,40 m de lado rellenan los huecos de las retículas horizontales, con lo que queda el piso terminado.

El espacio entre los travesaños de las placas verticales de fachada se rellena con fábrica de ladrillo, dejando huecos para las ventanas (fig. 4).

Las tres clases de piezas se fabricaron en nuestras instalaciones de pretensado de Madrid. Para las piezas verticales se utilizaron ocho moldes metálicos que se situaban, para su llenado, en una mesa vibratoria y, posteriormente, se curaban al vapor; el desmoldeo se hacía cada cuatro horas, volviendo a llenar el molde en la misma jornada de trabajo.

Para las piezas reticuladas horizontales se construyó una instalación de pretensado, con anclajes para las armaduras en cuatro lados, y capaz para diez piezas, formando un banco de pretensado de 30 m de longitud por 4,50 m de anchura. La vibración se efectuaba por medio de vibradores deslizantes, y el curado y endurecimiento, por vapor, con lo que se alcanzaba una producción de diez placas por jornada de trabajo. Los moldes eran metálicos, constituidos por retículas de hierros en U, soldadas, para el fondo de las piezas, y moldes cajones, de 0,40 x 0,40, encajados en las retículas de las soleras para formar los nervios.

Las mitades de los soportes se fabricaron sin necesidad de molde, en una mesa vibratoria, especialmente estudiada. El ritmo de producción fué de 200 medios soportes por jornada de trabajo.

La colocación y ensamblado de las piezas, y el resto de la obra, la efectuó la Empresa Constructora Asturiana, Sociedad Anónima, que empleó grúas sobre carriles para cada uno de los bloques.

Se han construido dos bloques de viviendas: Uno, "Solución en Línea", que comprende 48 viviendas, y otro, "Solución Planta en Estrella", con 24 viviendas. Para la "Solución en Línea", se colocó la grúa sobre carriles paralelos a la fachada (fig. 5). El brazo de la grúa abarcaba la anchura del bloque, con lo cual podía llegarse a todos los puntos de la edificación trasladando la grúa longitudinalmente. Para la "Solución Planta en Estrella" se situó la grúa fija en el centro del bloque. El brazo alcanzaba todos los vértices del bloque.

La grúa situaba en posición las piezas verticales y soportes, en toda la planta, vertía el hormigón en los huecos de las piezas contiguas, y colocaba las piezas horizontales. Todo el material necesario para el terminado de la entreplanta, como son baldosas, ladrillo, mortero, y los accesorios de cocinas, sanitarios, etc., los situaba asimismo la grúa, mientras se preparaban los elementos de la planta siguiente, con lo que se conseguía un trabajo continuo en la grúa y sin interrupciones en la edificación del bloque.

De esta forma se llegó, con un reducido número de obreros, a construir una vivienda y media por jornada de trabajo.

Las fachadas laterales, de cierre, se levantaron de fábrica de ladrillo visto, al mismo ritmo de la elevación de las plantas (fig. 6).

En esta construcción se llegó a un perfecto sincronismo en todas las operaciones, previo adiestramiento del personal, el cual mejoró, considerablemente, en el transcurso de la obra.

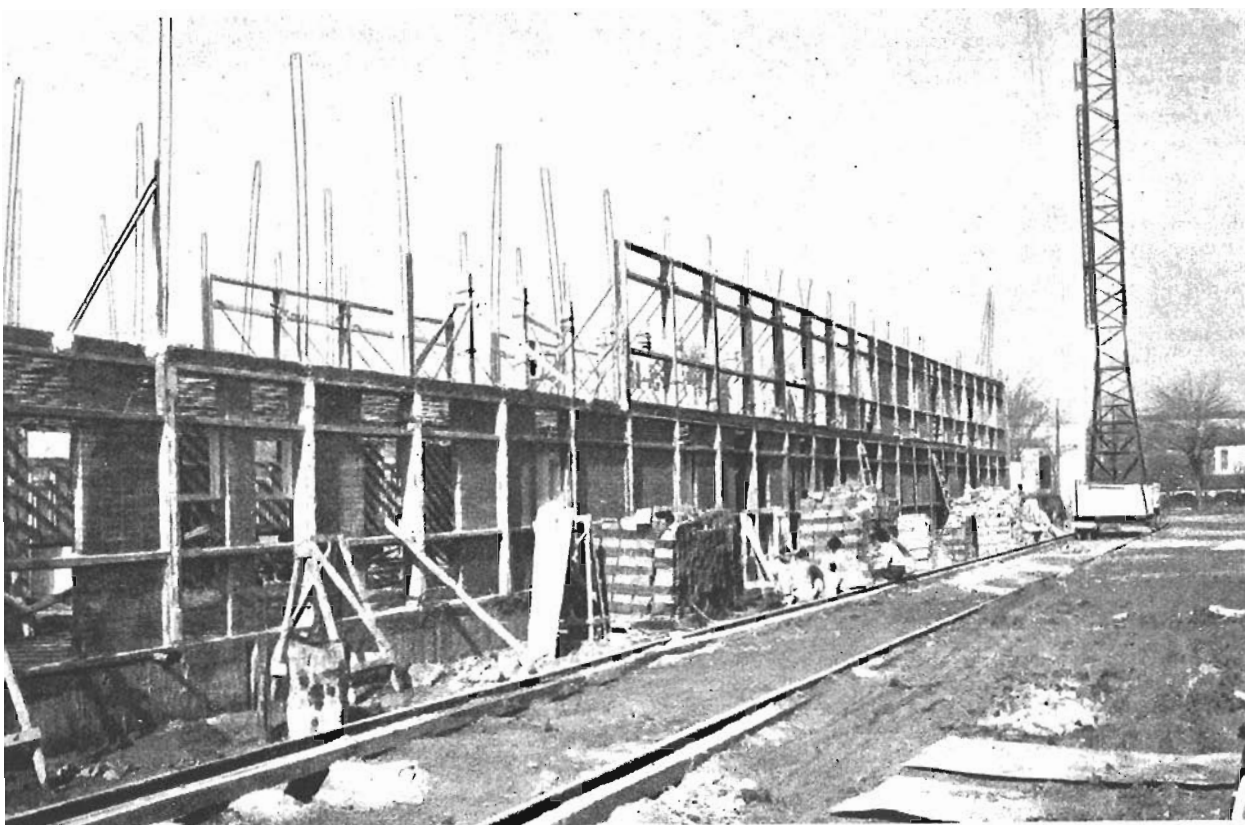


Fig. 4

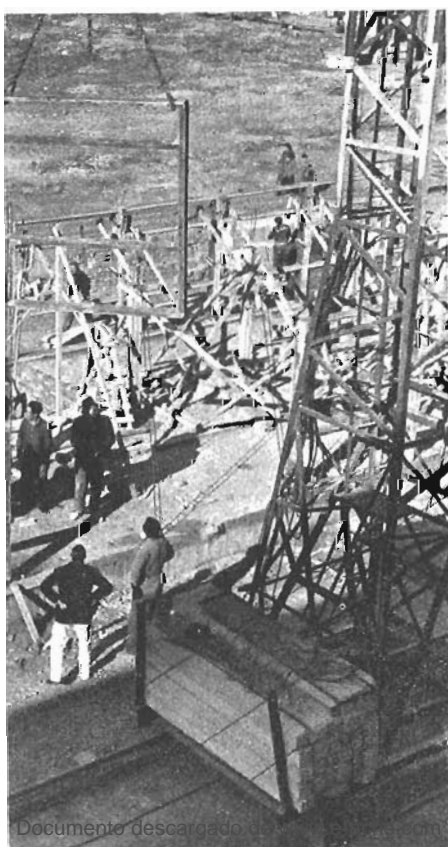


Fig. 5

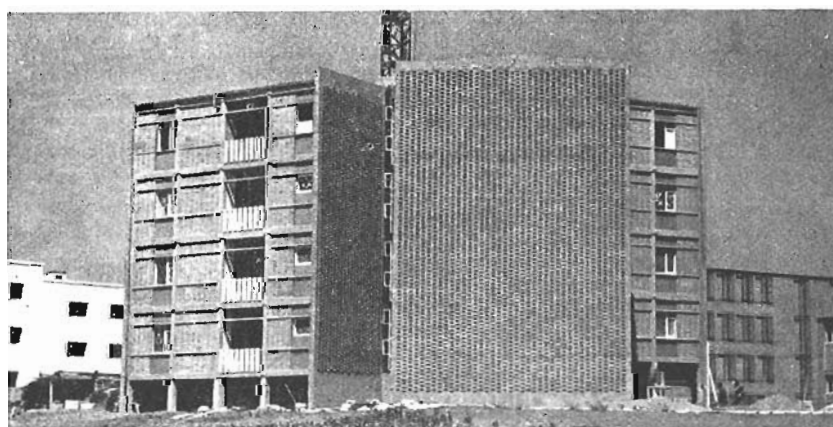


Fig. 6

En el proyecto estaban previstas la totalidad de las operaciones de colocación en obra de todos los elementos de la misma, con sus tiempos correspondientes, por unidades y conjuntos, y los aparatos y mecanismos auxiliares necesarios, no dejando, para resolver en obra, ningún aspecto ni detalle de la construcción. De esta forma se facilitó considerablemente el trabajo, que se realizó, en cada caso, de acuerdo con las indicaciones del proyecto de construcción y montaje, a completa satisfacción del Arquitecto-Director, el cual vivió al día tanto la marcha de la obra como la prefabricación de los elementos que la constituyen.

nota

Rogamos a todos aquellos asociados que deseen seguir perteneciendo a la **Asociación Española del Hormigón Pretensado**, y no hayan contestado a la circular de fecha 19/XII/59, que, una vez cumplimentada la presente ficha, nos la devuelvan.

procedimientos

Barredo

de hormigón pretensado

características

- 1** tensión independiente por cada hilo
- 2** seguridad en el anclaje superior a la resistencia de los hilos
- 3** posibilidad de retesado
- 4** facilidad de comprobación de la tensión de la armadura, en cualquier momento