

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

n. 70

últimas noticias técnicas en estructuras

de **h**ormigón **p**retensado

núm. **70**

enero - febrero - marzo 1964

i.e.t.c.c.

instituto Eduardo Torroja

DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

PATRONATO «JUAN DE LA CIERVA» DE INVESTIGACION TECNICA DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

Depósito legal: M. 853-1958

procedimientos

Barredo

de hormigón pretensado



antes el gato...

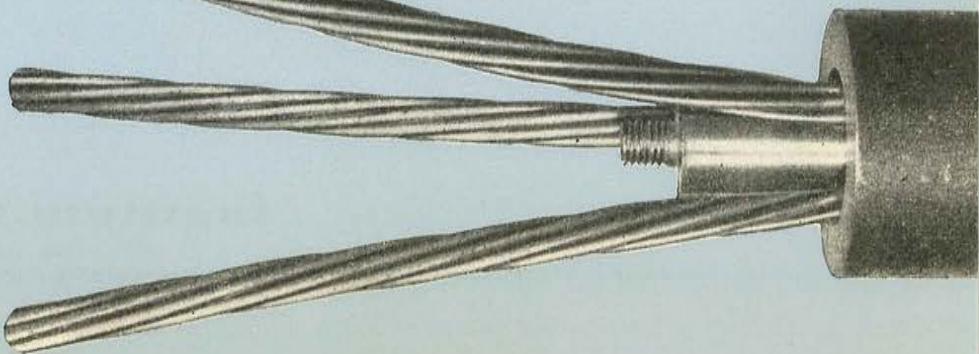


**...ahora
el
tigre**

Raimundo Fdez. Villaverde, 45

Teléfono 233 03 00

MADRID



asociación española del hormigón pretensado

CUOTA ANUAL	ESPAÑA	EXTRANJERO
	Pesetas	Dólares
Socio adherido individual	150,00	3,00
Socio no adherido individual	300,00	6,00
Socios colectivos (aunque figuren como socios adheridos)	800,00	16,00

índice

Págs.

Editorial.

- | | | |
|----------|--|----|
| 457-0-28 | Normas británicas para el uso del hormigón pretensado en edificios. Inglaterra, 1959 | 5 |
| 591-2-23 | Puente de carretera de Omonita en hormigón pretensado sobre el río Ulua, en Honduras | 37 |

editorial

Continuando la labor de difusión de Normas sobre hormigón pretensado, recoge este boletín las correspondientes a Inglaterra. Con ellas se termina de cubrir el panorama normativo en los principales países.

He aquí un índice de las Normas publicadas en el boletín:

- | | |
|------------|--|
| ALEMANIA | Normas para el proyecto de elementos de hormigón pretensado: 1. ^a parte, boletín número 13; 2. ^a parte, boletín núm. 14; 3. ^a parte, boletín núm. 15; 4. ^a parte, boletín núm. 16, y Comentarios, boletín número 17. |
| ESPAÑA | Propuesta de Normas para la fabricación y colocación de viguetas de hormigón pretensado. Reuniones de las Comisiones encargadas de su redacción. (Boletín número 52.) |
| E.E. U.U. | Recomendaciones prácticas sobre hormigón pretensado (Informe del Joint ACI-ASCE Committee on Prestressed Reinforced Concrete). 1. ^a parte, boletín núm. 60; 2. ^a parte, boletín núm. 61, y 3. ^a parte, boletín, núm. 62. |
| FRANCIA | Normas provisionales relativas al empleo del hormigón pretensado. (Boletín número 63.) |
| INGLATERRA | Normas técnicas para el suministro de alambres y barras de acero de alta resistencia para construcciones pretensadas. 1. ^a parte, boletín núm. 67, y 2. ^a parte, boletín núm. 68. |
| ITALIA | Normas técnicas para el uso del hormigón pretensado en edificios. (Boletín número 70.) |
| SUIZA | Normas técnicas para el empleo de las estructuras de hormigón pretensado. (Boletín núm. 64.) |
| | Normas para hormigón pretensado. (Boletín núm. 65.) |

Últimas publicaciones

cálculo en rotura del hormigón armado

recomendaciones prácticas del Comité Europeo del Hormigón

(en prensa)

A los diez años de su fundación, el C. E. B. ha ultimado este Reglamento unificado a escala internacional. Se abandonan los métodos clásicos de cálculo del hormigón armado y se da entrada al llamado «cálculo en rotura», aprovechando el mejor conocimiento (obtenido por vía experimental) del comportamiento de los materiales, especialmente en su fase plástica. La teoría semiprobabilista de la seguridad y la noción de los «estados límites» son dos de los pilares de este nuevo Reglamento, cuya aplicación conduce a proyectar, calcular y construir con mayor eficacia. Es decir, de un modo más científico, más seguro y más económico.

instrucción h. a. 61 del Instituto Eduardo Torroja

De todas las existentes, esta Instrucción es la primera, y única hasta la fecha, que se ajusta en sus líneas generales a las «Recomendaciones» del C. E. B. Publicada hace más de dos años, introduce el concepto de «resistencia característica», desarrolla la teoría semiprobabilista de la seguridad y pone a punto el cálculo en rotura por el método del «momento tope», una de las más valiosas contribuciones de su creador, Eduardo Torroja, al cálculo del hormigón armado. El técnico familiarizado con esta Instrucción encontrará fácil el acceso a las «Recomendaciones» del C. E. B., y sacará de ellas el mayor provecho.

principios
recomendaciones
comentarios

tomo I

anejo de notación
anejo de bibliografía
anejo de flexión
(método del momento
tope)
anejo de ensayos
(interpretación estadística)

tomo II

materiales
ejecución

1.^a
parte

documentos del proyecto
cálculo de piezas lineales
planas

2.^a y 3.^a
parte

**Pedidos a: Instituto Eduardo Torroja
Sección de Distribución**
Apartado 19.002 - MADRID

Inglaterra 1959

normas británicas para el uso del hormigón pretensado en edificios

I. Generalidades

101. ALCANCE

Esta Norma trata del uso estructural del hormigón armado en edificios y se extiende a las obras realizadas «in situ» y a las piezas prefabricadas de hormigón pretensado.

En la redacción de esta Norma se ha supuesto que el proyecto de hormigón pretensado se ha confiado a un técnico en estructuras o ingeniero civil con experiencia en el uso del hormigón y que la obra se realiza bajo la dirección de un supervisor competente. Este, no sólo estará familiarizado en la fabricación de hormigón de alta calidad, sino también en las distintas operaciones de tesado. La operación de tesado se llevará a cabo bajo su directa supervisión.

Las recomendaciones dadas en esta Norma pueden aplicarse a menudo, con las modificaciones convenientes, al proyecto y construcción de otras estructuras que no sean de edificios. Las recomendaciones para el uso de hormigón pretensado en depósitos para líquidos se dan en CP 2007, «Estructuras de depósitos para líquidos».

En ese documento ha sido necesario limitar las clases de cemento a las especificadas en B. S. 12 y B. S. 146, y las de los áridos, a las especificadas en B. S. 882. Es posible extender el alcance donde lo aconsejen datos adecuados.

Estas recomendaciones pueden aplicarse también al proyecto y construcción de piezas pretensadas con materiales distintos del hormigón, incluidos materiales compuestos, siempre que se tengan en cuenta sus diferentes propiedades.

102. DEFINICIONES

Para el objeto de esta Norma son aplicables las definiciones dadas en B. S. 2787 con la inclusión del término «armadura de pretensado».

Hormigón pretensado:

Hormigón en el cual se introducen artificialmente tensiones internas reales, normalmente por medio de acero tesado antes de la puesta en carga de la estructura.

Armadura de pretensado:

Elemento tesado usado en una pieza o estructura de hormigón, para comunicar el pretensado al hormigón. En esta Norma se ha supuesto que la armadura de pretensado es de acero.

Las definiciones que damos a continuación se aplican cuando el pretensado se introduce mediante armadura:

Pretesado:

Método de pretensado, en el cual la armadura se tesa antes del vertido del hormigón.

Postesado:

Método de pretensado, en el cual la armadura se tesa después del fraguado del hormigón.

103. NOTACIÓN

- A_{su} sección de la armadura ordinaria en la cabeza de tracción.
- A_{st} sección de la armadura de pretensado en la cabeza de tracción.
- b ancho de la zona de compresión del hormigón.
- c deformación lenta del hormigón por unidad de longitud y unidad de tensión aplicada, para el período considerado.
- d canto total de la viga.
- d_1 distancia del centro de gravedad de la armadura de pretensado a la superficie exterior de compresión, bajo las condiciones finales de carga.
- d_n distancia del eje neutro a la superficie exterior de compresión, bajo las condiciones finales de carga.
- e_s excentricidad de la armadura de pretensado, relativa al centro de gravedad de la sección de hormigón.
- E_1 módulo de elasticidad del hormigón, correspondiente a resistencia cúbica en el momento de la transmisión de esfuerzos de la armadura al hormigón.
- E_2 módulo de elasticidad del hormigón, correspondiente a resistencia cúbica después del período considerado.
- f_m tensión máxima que se alcanzaría en la armadura de pretensado en la rotura de la viga.
- f_u resistencia a tracción del acero de pretensado.
- f_y límite elástico para el acero dulce (o la tensión apropiada de trabajo para acero de alta resistencia) usado como armadura.
- K constante (depende del tipo de vaina, etc...) que se usa para el cálculo de pérdidas de tensión debidas al rozamiento.
- L luz de cálculo para momentos flectores.
- M_u momento de rotura de la viga o de otro elemento a flexión.
- μ coeficiente de rozamiento entre la armadura de pretensado y el material contra el que roza.
- P fuerza de pretensado en la armadura.
- P_x fuerza de pretensado en la armadura durante el tesado a una distancia x del gato.
- P_0 fuerza de pretensado en la armadura en el extremo del gato.
- P_1 fuerza de pretensado después de la transmisión de esfuerzos de la armadura de pretensado al hormigón.
- P_2 fuerza de pretensado después del período considerado.

p_e	tensión efectiva en la armadura de pretensado, que es la tensión que queda después de la pérdida de tensión.
R	radio de curvatura de la armadura de pretensado.
u_t	resistencia mínima exigida al hormigón en probeta cúbica en el momento de la transmisión de esfuerzos de pretensado, realizada según especificaciones del B. S. 1881, «Métodos de ensayo del hormigón», pero curado bajo condiciones similares a las de obra.
u_w	resistencia exigida al hormigón en probeta cúbica a los 28 días, determinada según las indicaciones del B. S. 1881, «Métodos de ensayo del hormigón».

104. MEDIDAS DE SEGURIDAD

La armadura de pretensado, cuando está tesada, contiene una suma considerable de energía acumulada. En el caso de rotura de un cable de pretensado, cuando está tesado o durante su tesado, o de la rotura de un anclaje, pueden causarse lesiones serias al personal y utillaje por el escape repentinio de dicha energía.

Mientras no sea posible evitar por completo el riesgo de tal accidente, siempre deberán tomarse precauciones razonables cuando se trabaje con o cerca de alambres tesados o durante el proceso de tesado. Por tanto, el personal no deberá permanecer de pie en línea con las armaduras de pretensado, sus anclajes o equipo de tesado, ni andará junto a los alambres. Se colocarán en línea con las armaduras de pretensado, y detrás de los gatos, unos robustos protectores de madera recubiertos de acero para proteger al personal que pasa cumpliendo sus obligaciones normales.

Cada fábrica o local comprometido estudiará por separado qué medidas constituyen la forma más razonable de protección sin que interfieran indebidamente el proceso normal de producción.

Debe ponerse de manifiesto que la experiencia ha demostrado que la forma más eficaz de protección, es el propio entrenamiento del personal en las técnicas del pretensado y su comportamiento en las proximidades de las armaduras durante el tesado.

II. Materiales

201. CEMENTO

El cemento utilizado será cemento portland o cemento portland de alto horno.

El cemento portland cumplirá las condiciones impuestas por el B. S. 12, «Cemento portland (de fraguado normal o rápido)».

El cemento portland de alto horno cumplirá las indicaciones del B. S. 146, «Cemento portland de alto horno».

Otras clases de cementos, tales como el aluminoso, el de bajo calor de hidratación y los resistentes a los sulfatos, pueden ser convenientes en circunstancias especiales, pero solamente se utilizarán con la aprobación del ingeniero. Los hormigones fabricados con cementos aluminosos suelen dar malos resultados en ambientes húmedos y calurosos. Este cemento debe utilizarse ajustándose a las instrucciones del fabricante.

202. ARIDOS

Esta Norma se basa en la suposición de que los áridos se ajustan a las indicaciones del B. S. 882, «Áridos gruesos y finos de origen natural para hormigones».

El ingeniero responsable del proyecto en hormigón pretensado puede autorizar el uso de otros áridos, basándose en los datos de las propiedades del hormigón fabricado con estos áridos, tales como densidad, resistencia, deformación lenta, retracción, módulo de elasticidad y durabilidad. Cuando estas propiedades difieran de aquellas que tiene el hormigón fabricado con los áridos supuestos en el párrafo anterior, se harán las variaciones correspondientes en las bases del proyecto, tensiones admisibles y mano de obra, dadas más adelante en esta Norma.

203. AGUA

El agua estará limpia y libre de materias nocivas.

204. CALIDAD DEL ACERO Y DEL HORMIGÓN

La totalidad de las ventajas del hormigón pretensado solamente se obtienen si el hormigón y el acero de pretensado son de alta calidad.

205. ACERO DE PRETENSADO

a) *Generalidades*.—Cuando el anclaje se confía a la adherencia entre el acero y el hormigón, los alambres o barras estarán libres de grasa o de otro material que perjudique a la adherencia. Una película delgada de óxido no es necesariamente nociva, sino que puede mejorar la adherencia. Sin embargo, el acero no debe estar picado [ver cláusula 502 a)].

b) *Materiales*.—El acero de pretensado será uno de los siguientes:

- (I) Alambres lisos de acero estirados en frío que cumplan las condiciones del B. S. 2691, «Acero para hormigón pretensado, Parte 1: Alambres lisos de acero estirados en frío».
- (II) Alambres corrugados de acero estirados en frío que cumplan las condiciones del B. S. 2691, excepto lo referente al ensayo de plegado.
- (III) Barras de acero de alta resistencia de acero al crisol, con contenidos de azufre y fósforo menores del 0,05 por 100.

Las barras lisas o deformadas deben tener una resistencia a tracción superior o igual a 60 t por pulgada cuadrada (9.300 kg/cm^2), con un límite elástico correspondiente a una deformación remanente del 0,2 por 100, mayor del 75 por 100 ó menor del 92 por 100 de la actual carga de rotura. Para los métodos de ensayo, ver B. S. 18, «Ensayo de tracción de los metales».

- (IV) Otros alambres, cables o barras, con propiedades no inferiores a las expuestas en B. S. 2691 o en la subcláusula (III) anterior.

206. ARMADURA ORDINARIA

Cuando haya que colocar armadura ordinaria en hormigón pretensado, ésta será una de las siguientes:

- (I) Acero que se ajuste a las especificaciones del B. S. 785, «Armadura de redondos de acero y alambres estirados en frío, Partes I y II».
- (II) Acero que se ajuste al B. S. 1144, «Barras torsionadas en frío para armaduras de hormigón».
- (III) Acero que se ajuste a la cláusula 205 b).

- (IV) Cualquier otra armadura que pueda ser conveniente, teniendo presente la tensión de rotura, ductilidad, resistencia a tracción y otras propiedades esenciales.

207. HORMIGON

a) *Dosificación de la mezcla.*—La mezcla de hormigón será estudiada para que cumpla con las exigencias especificadas para resistencia en probeta cúbica. Para hormigones fabricados con cemento portland de fraguado normal o rápido, o con cemento portland de alto horno, la dosificación será mayor o igual de 500 libras y menor de 900 libras de cemento por yarda cúbica de hormigón acabado (entre 296 y 533 kg/m³). La resistencia en obra a los 28 días, en probeta cúbica, no será menor de:

- obras con acero pretesado: 6.000 lb./sq. in. (aproximadamente 421 kg/cm²),
- obras con acero postesado: 4.500 lb./sq. in. (aproximadamente 316 kg/cm²)

Con objeto de permitir variaciones inevitables, la dosificación debe ser tal que proporcione una resistencia media mayor que la resistencia especificada en obra con un margen que depende del nivel de control de calidad que se adopte. Se prevén dos métodos de control de calidad [ver subcláusulas d) (III) y (IV)], que se les designa, respectivamente, como método normal de control de calidad y método especial de control de calidad.

El método normal de control de calidad se basa en la exigencia de que la resistencia de probetas cúbicas moldeadas durante las operaciones de hormigonado no sea menor que la resistencia especificada. Si utilizamos este método de control, la dosificación se hará para que la resistencia media en obra, medida en probeta cúbica, exceda en 2.000 lb./sq. in. (unos 140 kg/cm²) a la resistencia especificada. Cuando pueda demostrarse a satisfacción plena del ingeniero director, que el nivel de aceptación de la resistencia en obra de probetas cúbicas puede mantenerse con un margen menor, la dosificación se reajustará usando un margen más reducido que no será menor de 1.500 lb./sq. in. (105 kilogramos por centímetro cuadrado).

El método especial de control de calidad se basa en el mantenimiento de una resistencia media del hormigón y en la limitación de la desviación típica durante las operaciones de hormigonado [ver subcláusula d) (IV)]. Este método se usa para proporcionar niveles más altos que los obtenidos con el método normal de control de calidad, y no debe usarse donde sea probable que la desviación típica exceda de 750 lb./sq. in. (52 kg/cm²). Con este método de control, la dosificación se hará para que la resistencia media exceda de la especificada en dos veces la desviación típica esperada.

Las proporciones elegidas serán tales que el hormigón sea de la trabajabilidad adecuada para lograr la compactación con los medios especificados [ver cláusula 501 f) (III)].

b) *Control de áridos.*—La granulometría de los áridos se controlará separando el árido grueso en un tamaño para áridos de 3/8 in. (9,5 mm) de dimensión nominal máxima, en dos tamaños para áridos de 3/4 in. (19 mm) de dimensión nominal máxima o en tres tamaños para áridos de 1 1/2 in. (38 milímetros) de dimensión nominal máxima. La dimensión máxima del árido grueso podrá ser tan grande como sea posible, dentro de los límites especificados en B. S. 882 y previniendo que el hormigón pueda ponerse en obra sin dificultad así como que rodee las armaduras y rellene las esquinas de los encofrados.

La dimensión del árido grueso y la granulometría del árido fino se determinará, al menos una vez por cada 100 t suministradas. Una vez por semana, como mínimo, se comprobará si los suministradores mantienen la misma granulometría que la de las muestras usadas en los ensayos preliminares.

c) *Medidas.*—La cantidad de cemento, áridos finos y gruesos, se determinará en peso. El árido fino y los distintos tamaños de árido grueso se pesarán por separado. La cantidad de agua se determinará por volumen en tanques calibrados o por peso. Se tendrá en cuenta la humedad de los áridos [ver también la cláusula 501 b) y c)].

d) *Control de la calidad del hormigón:*

(I) *Ensayos preliminares de resistencia en probeta cúbica.*—Antes de iniciar los trabajos de construcción y también siempre que se piense en el cambio de materiales o de las proporciones que se usan, se hará un ensayo preliminar de resistencia en probeta cúbica según la norma B. S. 1881. «Métodos de ensayo del hormigón», para probar si la resistencia media coincide con la exigida en el proyecto. No se confiará en la resistencia obtenida de tres ensayos realizados a partir de una muestra única, sino que se enviarán al laboratorio para el ensayo de resistencia en probeta cúbica muestras separadas y tomadas en tres ocasiones distintas con intervalos menores de un día. De cada muestra se harán seis probetas: tres para el ensayo a los siete días y las otras tres para el ensayo a los veintiocho días.

Cuando la fabricación se hace en centrales donde se pueda demostrar que durante un período de tiempo el nivel de control requerido se mantiene firmemente con la dosificación y materiales usados, puede renunciarse al ensayo preliminar de resistencia en probeta cúbica.

(II) *Ensayos en obra de resistencia en probeta cúbica.*—Las probetas realizadas en obra, ya sean para el método normal, ya para el especial de control de calidad—descritas, respectivamente, en las subcláusulas (III), (IV) y siguientes—, se harán y curarán en la forma descrita en B. S. 1881. Cuando el hormigón puesto en obra sea compactado por vibradores o mesas vibrantes adecuadas, las probetas se compactarán por medios similares y de tal modo que se obtenga la compactación completa sin segregación y sin excesiva lechada [ver cláusula 501 f) (III)].

(III) *Método normal de control de calidad.*—Al comenzar las obras de construcción, se tomará una muestra de hormigón en cada uno de los primeros cuatro días y se harán las probetas correspondientes, es decir, seis de cada muestra del hormigón tomado: tres para el ensayo a los siete días y tres para el ensayo a los veintiocho días. Como resistencia media en obra del hormigón, se tomará la media de las tres probetas ensayadas a su edad correspondiente. Esta resistencia en probeta cúbica puede considerarse que cumple las exigencias especificadas para la resistencia en obra, si ninguna de las tres resistencias a compresión de las probetas es menor que la resistencia exigida en obra o si la resistencia media es mayor que la exigida en obra y la diferencia entre la resistencia mayor y la menor no es superior al 20 por 100 de la resistencia media.

Si las resistencias en obra deducidas de estos ensayos para los cuatro primeros días de hormigonado no alcanzan el valor deseado, la dosificación volverá a ser estudiada. Después de los primeros cuatro días, la frecuencia del muestreo y el número de muestras tomadas será decidido por el ingeniero.

Se puede considerar alcanzada la resistencia exigida si la relación de la resistencia obtenida a los siete días a la exigida en obra a los veintiocho días no es menor de los dos tercios o, mejor, si no es menor que la relación entre la resistencia a los siete días y la resistencia a los veintiocho días, obtenida en los ensayos preliminares de resistencia.

(IV) *Método especial de control de calidad.*—En los sitios donde se adopte el método especial de control de calidad, se tomará una muestra de hormigón en tres ocasiones distintas durante cada uno de los cuatro primeros días después del comienzo del hormigonado. Se tomarán muestras posteriores del hormigón vertido, diarias o cada 500 yardas cúbicas (382 m³) según cual necesite un muestreo más frecuente. De cada una de estas muestras se harán tres probetas: dos para romperlas a los siete días y otra para romperla a los veintiocho días.

La resistencia media en cada edad y la desviación típica (*) se calcularán a partir de los resultados de las 24 primeras probetas ensayadas. La resistencia media no será menor ni la desviación típica

(*) La desviación típica viene dada por:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum(x - \bar{x})^2}{(N - 1)}}$$

donde: N = número total de probetas ensayadas.

\bar{x} = media de los resultados.

x = resultado individual.

mayor que los valores respectivos usados para la dosificación. Además, no se tolerará que más de una de las 24 primeras probetas ensayadas tenga una resistencia menor a la especificada en obra, ni que alguna baje del 90 por 100 de dicho valor. Si los resultados dejan de cumplir estos requisitos se volverá a estudiar la dosificación y se repetirá este procedimiento.

Por consiguiente, se confrontarán la resistencia media y la desviación típica, tan pronto como estén disponibles los resultados de las probetas, para asegurar el mantenimiento del nivel de control.

Se puede obtener una indicación anticipada del nivel de control, haciendo la hipótesis de que la relación entre la resistencia de una probeta a los 7 días y a los 28 días es la misma que la obtenida en los ensayos preliminares de resistencia.

e) *Determinación de la resistencia del hormigón en el momento de la transmisión de los esfuerzos de pretensado.*—Además del muestreo realizado para los ensayos de calidad del hormigón [cláusula 207 d) (II)], se sacarán muestras de hormigón y se harán probetas en intervalos lo suficientemente frecuentes para asegurar que la resistencia del hormigón puesto en obra en el momento de la transmisión de esfuerzos de pretensado se ajusta a la dada en la cláusula 303. La frecuencia del muestreo y el número de probetas hechas lo decidirá el ingeniero en relación con el tamaño de la obra pretendida construida en ese momento. Estas probetas se guardarán en el mismo ambiente que el hormigón en obra. En aquellos casos donde la transmisión del pretensado se confía únicamente a la adherencia entre hormigón y acero, la resistencia cúbica del hormigón en el momento de la transmisión de esfuerzos de pretensado es preferible que no sea menor de 5.000 lb./sq. in. (351 kg/cm²) (ver cláusula 701). Sin embargo, podrá aceptarse una resistencia menor, la cual no será nunca inferior a las 4.000 lb./sq. in. (281 kg/cm²), para piezas prefabricadas hechas bajo condiciones controladas donde el ingeniero esté convencido que se obtendrá por adherencia un anclaje adecuado de las armaduras de pretensado. Cuando usemos el sistema de postesado, es aconsejable que la resistencia del hormigón en probeta cúbica en el momento de la transmisión de los esfuerzos de pretensado no sea menor de 4.000 lb./sq. in. (281 kg/cm²).

III. Proyecto

301. HIPOTESIS BASICAS

El cálculo de las tensiones se desarrollará siguiendo las leyes de la Mecánica y los principios generales aceptados relativos al cálculo del hormigón pretensado.

302. CARGAS

Las cargas impuestas se ajustarán a la Norma C. P. 3, capítulo V, «Cargas».

Para el cálculo del peso propio se tomarán los pesos de los materiales, a menos que se convenga otra cosa, B. S. 648, «Tabla de pesos unitarios de los materiales de construcción».

Normalmente se tomará, como peso del hormigón pretensado, el de 150 lb./ft³. (2.400 kg/m³).

NOTA.—Una vez que se haya establecido el nivel requerido con el método especial de control de calidad, puede esperarse que del 2 al 3 por 100 de los resultados obtenidos de las probetas sean inferiores a la resistencia especificada en obra.

Si en alguna ocasión es necesario definir la resistencia del hormigón en una parte particular de la obra, habiéndose utilizado el método especial de control de calidad, se tomará como resistencia la media de las resistencias de probetas hechas en no menos de tres ocasiones por separado, de muestras de hormigón obtenidas sucesivamente de esa parte de la obra.

303. TENSIONES ADMISIBLES

a) *Generalidades.*—Las tensiones admisibles dadas en las subcláusulas b) y c) son para el proyecto de estructuras en general. En vigas, las tensiones admisibles pueden exigir una limitación mayor para cumplir con la cláusula 309, referente a la tensión de rotura o con la cláusula 320, que se refiere a las flechas.

Los efectos que el manejo y construcción puedan tener en las tensiones de las piezas, se tendrán en cuenta en el proyecto.

b) *Tensiones admisibles en el hormigón:*

(I) *Tensiones de compresión.*—Las tensiones de compresión en el hormigón no excederán de las dadas en la tabla I, donde:

u_w es la resistencia exigida en obra en probeta cúbica a los 28 días,

u_t es la resistencia mínima en probeta cúbica, exigida al hormigón, en el momento de la transmisión de los esfuerzos de pretensado.

Las tensiones de compresión de valor superior a 3.000 lb./sq. in. (211 kg/cm²), en hormigón, deberán usarse con precaución.

T A B L A I
Tensiones admisibles de compresión en hormigón.

NATURALEZA DE LA CARGA	TENSIONES ADMISIBLES DE COMPRESION
Máxima carga de trabajo:	
En flexión	0,33 u_w .
	En vigas continuas o en otras estructuras estáticamente indeterminadas, se puede incrementar a 0,4 u_w para los momentos en los apoyos.
En compresión directa	0,25 u_w .
Carga de viento	Como para la máxima carga de trabajo, aumentadas un 25 por 100, con tal que el exceso sea debido únicamente a las fuerzas de viento.
Transmisión de esfuerzos de pretensado (*)	0,5 u_t , para distribución triangular o casi triangular del pretensado. 0,4 u_t , para distribución uniforme o casi uniforme del pretensado. o bien: 3.000 lb./sq. in. (211 kg/cm ²), siempre que sea menor que las anteriores.

(*) Cuando las tensiones en este momento se aproximen a los límites dados en la tabla I, los descuentos por pérdidas se considerarán cuidadosamente y las tensiones de trabajo se limitarán a valores adecuados.

(II) *Tensiones de tracción debidas a flexión.*—Las tensiones de tracción debidas a flexión bajo la máxima carga de trabajo, no excederán de las dadas en la tabla II.

Estas tensiones se entienden para piezas o estructuras que actúan como si fuesen monolíticas, pero no son admisibles tensiones en mortero o juntas de hormigón de elementos hechos con unidades prefabricadas.

Las tensiones dadas en la tabla II pueden aumentarse como máximo en 250 lb./sq. in. (17,5 kg/cm²), siempre que se demuestre, mediante ensayos, que la tensión resultante no excede de los tres cuartos

de la tensión de tracción calculada a partir de la carga que produce la primera fisura. En los casos en que se permita dicho aumento, la máxima tensión de pretensado en el hormigón no será menor de 1.500 lb./sq. in. (105 kg/cm²); el acero de pretensado se distribuirá uniformemente por toda la zona de tensión de la sección y la armadura de postesado será complementada, si es necesario, por acero ordinario que no tenga que pretensarse y colocada cerca de la parte en tensión de la pieza.

T A B L A I I

Tensiones admisibles de tracción por flexión en el hormigón,
en lb./sq. in. (kg/cm²)

NATURALEZA DE LA CARGA	TENSIONES ADMISIBLES DE TRACCION POR FLEXION					
	Con pretensado y resistencia especificada en obra (u_w), en lb./sq. in. o en (kg/cm ²) de:		Con postesado, y adherencia adecuada y resistencia especificada en obra (u_w) en lb./sq. in. o en (kg/cm ²) de:			
	6.000 421 (kg/cm ²)	7.500 527 (kg/cm ²)	4.500 316 (kg/cm ²)	6.000 421 (kg/cm ²)	7.500 527 (kg/cm ²)	
La máxima carga de trabajo se presenta a menudo y/o de corta duración.	300 21 (kg/cm ²)	325 22,8 (kg/cm ²)	175 12 (kg/cm ²)	200 14 (kg/cm ²)	225 15,8 (kg/cm ²)	
La máxima carga de trabajo raramente se presenta y de corta duración, p. e. presión del viento.	450 31,6 (kg/cm ²)	500 35 (kg/cm ²)	275 19,3 (kg/cm ²)	300 21 (kg/cm ²)	325 22,8 (kg/cm ²)	

Cuando la máxima carga de trabajo que se considere sea de naturaleza temporal y excepcionalmente alta en comparación con la carga normal que soporta, se admitirán unas tensiones de tracción mayores que las indicadas en la tabla II, siempre que bajo condiciones normales la tensión sea de compresión, para asegurar que cualquier fisura que se haya podido producir cierre completamente.

Las tensiones de tracción en el momento de la transmisión de los esfuerzos de pretensado no deben exceder, generalmente, de los valores dados en la tabla III. Sin embargo, a discreción del ingeniero, estas tensiones pueden aumentarse para un período corto que no exceda de las 48 horas; las tensiones incrementadas es aconsejable que no excedan del doble de las indicadas en la tabla III.

T A B L A I I I

Tracciones admisibles en el hormigón en el momento de la transmisión de los esfuerzos de pretensado.

Resistencia del hormigón en probeta cúbica, en el momento de la transmisión de esfuerzos, en lb./sq. in. (kg/cm ²)	Tracciones admisibles, en lb./sq. in. (kg/cm ²)
3.000 (211 kg/cm ²) (*)	150 (10,5 kg/cm ²)
4.500 (316 kg/cm ²)	175 (12 kg/cm ²)
6.000 (421 kg/cm ²)	200 (14 kg/cm ²)
7.500 (527 kg/cm ²)	225 (15,8 kg/cm ²)

(*) Incluido con fines de interpolación, solamente para postesado.

(III) *Tensión de tracción.*—Las tensiones admisibles en tracción directa no excederán de la mitad de las admisibles por flexión dadas en la tabla II para las condiciones apropiadas de carga y resistencia especificada de trabajo.

(IV) *Tensión principal de tracción.*—La tensión principal de tracción basada en un análisis relativo a la posibilidad de rotura por esfuerzo cortante, se estudia en la cláusula 311.

(V) *Tensiones temporales durante la construcción y manipulación.*—Las tensiones producidas durante la construcción y manipulación pueden, para períodos cortos que no excedan de 48 horas, superar los valores permitidos en las subcláusulas (I) y (II) siempre que el ingeniero esté convencido de que tal incremento no llevará a un deterioro o fisuración permanente del hormigón, o a unas pérdidas de pretensado mayores que las permitidas para el proyecto.

c) *Tensiones admisibles en el acero de pretensado:*

(I) *Alambres de acero estirados en frío según B. S. 2691.*—La tensión inicial de tracción en alambres de acero estirados en frío que cumplen las condiciones de la B. S. 2691 no excederá del 70 por 100 de su tensión de rotura. Sin embargo, se permiten sobretensiones temporales como se indica en la cláusula 304 b).

(II) *Barras de acero de aleación.*—En barras postesas la tensión inicial no excederá del 70 por 100 de la resistencia a rotura ni del 85 por 100 de la tensión que produce una deformación remanente del 0,2 por 100.

En barras pretesas, la tensión inicial no excederá del 75 por 100 de la resistencia a rotura ni del 90 por 100 de la tensión que produce una deformación remanente del 0,2 por 100.

d) *Secuencia de pretensado.*—El orden en el cual se tesarán los alambres o cables que forman parte de un tendón de pretensado, será tal que en ninguna etapa se sobrepasen las tensiones admisibles. El orden lo decidirá el ingeniero responsable del proyecto y estará indicado en los planos de obra.

Análogamente, en las estructuras que tienen varios tendones separados (por ejemplo, una losa sometida a un pretensado en dos direcciones), el orden de tesado de los tendones lo dispondrá el ingeniero y estará indicado en los planos de obra.

304. PERDIDAS DE PRETENSADO

a) *Generalidades.*—Los descuentos por pérdidas de pretensado se harán de acuerdo con las recomendaciones dadas en las subcláusulas b) a g). Los valores numéricos para el cálculo de las pérdidas que se dan en párrafos sucesivos, se recomiendan para el proyecto de piezas de hormigón pretensado bajo condiciones normales. Sin embargo, puede ser necesaria alguna revisión de estos valores para la estimación de la pérdida total de pretensado en condiciones ambientales anormales o cuando se introduzcan nuevos métodos o materiales.

b) *Pérdidas de pretensado debidas a la deformación lenta del acero.*—Para la máxima tensión inicial admisible dada en la cláusula 303 c) (I), se recomienda que la pérdida de tensión, debida a deformación lenta del acero, se tome en 15.000 lb./sq. in. (1.054 kg/cm²) para alambres de acero estirados en frío sin tratamientos posteriores. Este valor se reducirá a 10.000 lb./sq. in. (703 kg/cm²) cuando el alambre haya sido tratado por el fabricante o cuando sea sobretesado en un 10 por 100 de la tensión inicial durante un período de dos minutos durante las operaciones de tesado. Aún puede reducirse a valores más bajos a estimación del ingeniero, cuando es evidente experimentalmente su utilidad. Tal evidencia se basará en ensayos de una duración mínima de 1.000 horas con una tensión inicial del 70 por 100 de la resistencia a rotura del alambre. Para otros tipos de acero de pretensado, el valor de la pérdida será fijado por el ingeniero sobre la base de ensayos.

c) *Pérdidas de pretensado debidas a deformaciones elásticas del hormigón.*—El cálculo de la pérdida intermedia de tensión en los tendones, debida a deformaciones elásticas del hormigón en el momento de aplicación de los esfuerzos de pretensado, se basará en los valores del módulo de elasticidad del hormigón dados en la tabla IV y en hipótesis de que el módulo de elasticidad del acero es 28×10^6 lb./sq. in. (2×10^6 kg/cm²).

T A B L A I V
Valores del módulo de elasticidad del hormigón.

Resistencia del hormigón en probeta cúbica en la etapa considerada, en lb./sq. in. (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad del hormigón, ×10 ³ lb./sq. in. (×10 ⁶ kg/cm ²)
3.000 (211 kg/cm ²)	3 (0,21 kg/cm ²)
4.000 (281 kg/cm ²)	4 (0,28 kg/cm ²)
5.000 (351 kg/cm ²)	4,5 (0,31 kg/cm ²)
6.000 (421 kg/cm ²)	5 (0,35 kg/cm ²)
8.000 (562 kg/cm ²)	6 (0,42 kg/cm ²)
10.000 (703 kg/cm ²)	6,5 (0,45 kg/cm ²)

Para pretesado, la pérdida de tensión en los tendones en el momento de la aplicación al hormigón de los esfuerzos de pretensado se tomará como el producto de la relación de módulos y de la tensión en el hormigón adyacente.

En elementos con alambres o barras postesas que no se tesen simultáneamente, hay una pérdida progresiva de tensión durante la transmisión de los esfuerzos de pretensado al hormigón, debida a la aplicación gradual de la fuerza de pretensado. La pérdida resultante de tensión en los tendones se tomará como la mitad del producto de la relación de módulos y la tensión del hormigón adyacente.

En el cálculo de las pérdidas debidas a deformaciones elásticas del hormigón, es suficiente suponer que los tendones están colocados en sus centros de gravedad.

d) *Pérdidas de pretensado debidas a la retracción del hormigón.*—Las pérdidas de tensión en el acero de pretensado, debidas a la retracción del hormigón, se calcularán, a partir del módulo de elasticidad del acero dado en la cláusula 304 c), con la hipótesis de que:

- (I) para pretesado, la retracción final, por unidad de longitud, es 300×10^{-6} .
- (II) para postesado entre la segunda y tercer semana después del hormigonado, la retracción, por unidad de longitud, es 200×10^{-6} .

Para postesado anterior se tomará para la retracción, por unidad de longitud, un valor intermedio entre 200 y 300×10^{-6} .

Cuando sea necesario determinar la deformación del hormigón, debida a la retracción en alguna etapa anterior a la situación final, se supondrá que la mitad de la retracción total tiene lugar durante el primer mes después de la aplicación al hormigón de los esfuerzos de pretensado y que las tres cuartas partes tienen lugar en los seis primeros meses.

e) *Pérdidas de pretensado debidas a la deformación lenta del hormigón.*—Estas pérdidas se calcularán suponiendo que la deformación lenta es proporcional a la tensión inicial en el hormigón para las tensiones admisibles recomendadas en esta Norma. Las pérdidas de tensión se obtienen multiplicando el módulo de elasticidad del acero dado en la cláusula 304 c) por la deformación lenta del hormigón adyacente al acero de pretensado. Normalmente es suficiente suponer en el cálculo que los tendones están colocados en sus centros de gravedad.

Para pretesado en el cual la resistencia mínima especificada del hormigón en el momento de la aplicación de los esfuerzos de pretensado sea mayor que 6.000 lb./sq. in. (421 kg/cm²), la deformación lenta del hormigón, por unidad de longitud, se tomará como $0,33 \times 10^{-6}$ por lb./sq. in. Para valores más bajos de 6.000 lb./sq. in. (421 kg/cm²), la deformación lenta se tomará como $0,33 \times 10^{-6} \times \frac{6.000}{u_t}$ por lb./sq. in.

Para postesado entre la segunda y tercera semana después del hormigonado, y con una resistencia mínima especificada en el momento de la transmisión de esfuerzos mayor de 6.000 lb./sq. in. (421 kilogramos/centímetro cuadrado), la deformación lenta del hormigón, por unidad de longitud, se tomará como $0,25 \times 10^{-6}$ por lb./sq. in.

Los valores dados en los párrafos anteriores se refieren a la deformación lenta límite que se alcanza después de varios años. Cuando sea necesario determinar la deformación lenta del hormigón en alguna etapa anterior, se supondrá que la mitad de la deformación lenta total tiene lugar durante el primer mes y que las tres cuartas partes tienen lugar en los seis primeros meses después de la aplicación al hormigón de los esfuerzos de pretensado.

f) *Pérdida de pretensado durante el anclaje.*—En los sistemas de postesado, las pérdidas de tensión se producen por movimiento del acero en el anclaje cuando se transfiere la fuerza de pretensado del equipo tensor al anclaje. La pérdida debida a este movimiento es particularmente importante en piezas cortas, y para tales piezas, las previsiones de tales pérdidas hechas por el proyectista se comprobarán en obra.

g) *Pérdidas de pretensado debidas al curado al vapor.*—Cuando se emplee el curado al vapor en la prefabricación de piezas de hormigón pretensado en grandes bancadas, puede ser necesario considerar una nueva pérdida de pretensado [ver cláusula 501 g)].

305. PERDIDAS DEBIDAS A ROZAMIENTO

a) *Generalidades.*—En los sistemas de postesado habrá un movimiento de la mayor parte del tendón respecto al conducto circundante durante las operaciones de tesado, y, si el tendón está en contacto con el conducto o con cualquier espaciador, el rozamiento causará una reducción en la fuerza de pretensado, que aumenta con la distancia al gato. Además, existe otro rozamiento que se desarrolla en el mismo gato y en el anclaje a través del cual pasan los tendones.

De no existir evidencia de que sea de otra forma, la variación de tensión probable a lo largo del perfil se fijará de acuerdo con las subcláusulas b), c), d) y e) para obtener la fuerza de pretensado en la sección crítica considerada en el proyecto. La extensión del tendón se calculará teniendo en cuenta la variación de tensión a lo largo de su longitud.

b) *Rozamiento en el gato y en el anclaje.*—Es proporcional a la presión del gato, pero variará considerablemente entre los diversos sistemas, debiendo calcularse para el tipo de gato y anclaje usados.

c) *Rozamiento en el conducto debido a su desviación del trazado proyectado.*—Si el trazado del conducto es recto o curvo, o una combinación de ambos, habrá ligeras variaciones en la línea definitiva del conducto, las cuales pueden causar puntos adicionales de contacto entre el tendón y las paredes del conducto, produciendo de este modo un rozamiento. La fuerza de pretensado P_x a una distancia x del gato se calculará por la fórmula:

$$P_x = P_o \cdot e^{-kx} \quad (*) \quad [1]$$

siendo:

P_o = fuerza de pretensado en el extremo;

e = base de los logaritmos neperianos;

k = constante que depende del tipo de conducto o vaina empleada, de la naturaleza de su superficie interior, del método de encofrado y del grado de vibración empleado en el hormigonado.

El valor de k por pie de longitud en la fórmula anterior, se tomará normalmente de 10×10^{-4} como mínimo, pero cuando se usen vainas bastante rígidas y sujetas de tal forma que no se desplacen durante el hormigonado, el valor de k que se tomará será 5×10^{-4} .

(*) Para valores de $k \cdot x$ o $\frac{\mu \cdot x}{R}$ que no excedan de 0,2, es suficientemente aproximado suponer que $e^{-kx} = 1 - kx$ y $e^{-\frac{\mu \cdot x}{R}} = 1 - \mu \cdot x/R$.

d) *Rozamiento en el conducto debido a la curvatura del tendón.*—Cuando un tendón está curvado, la pérdida de tensión debida al rozamiento depende del ángulo girado de parte a parte y del coeficiente de rozamiento μ entre el tendón y el material sobre el que apoya.

La fuerza de pretensado P_x a una distancia x a lo largo de la curva desde el punto de tangencia, se calculará mediante la fórmula:

$$P_x = P_o \cdot e^{-\mu x/R} \quad [2]$$

siendo:

P_o = fuerza de pretensado en el punto de tangencia próximo al extremo del gato;

R = radio de curvatura.

Los valores de μ que pueden tomarse son:

0,55 para acero que roza sobre hormigón,

0,30 para acero que roza sobre acero,

0,25 para acero que roza sobre rodillo de acero.

e) *Rozamiento en construcción circular.*—Cuando se tesan tendones circulares por medio de gatos, las pérdidas debidas al rozamiento se calcularán a partir de la fórmula dada en el párrafo d) anterior, pero los valores de μ que se tomarán son:

0,45 para acero sobre hormigón liso,

0,25 para acero sobre soportes de acero fijados en el hormigón,

0,10 para acero sobre rodillo de acero.

306. SEPARACION DE TENDONES

En todas las piezas pretensadas habrá hueco suficiente entre los tendones para permitir moverse al árido de tamaño mayor, bajo vibración, por todas las partes del molde.

307. ADHERENCIA

En el pretensado es esencial buena adherencia entre el hormigón y los tendones.

La longitud de adherencia necesaria para transmitir la fuerza total de pretensado en un alambre al hormigón, dependerá del grado de compacidad del hormigón, del diámetro del alambre y de su deformación. El ingeniero basará la longitud de adherencia, tanto como le sea posible, en resultados experimentales.

En la cláusula 701 se da más información sobre longitudes de adherencia obtenidas mediante investigación.

308. RECUBRIMIENTO

Cuando los tendones se protejan mediante un recubrimiento de hormigón, el espesor de este recubrimiento (sin contar yeso u otros acabados decorativos) para obras interiores no será menor de 1 pulgada (25,4 mm).

Para obras exteriores, obras en contacto con la tierra y para obras interiores con ambiente particularmente corrosivo, el recubrimiento de hormigón no será menor de 1 1/2 pulgadas (38 mm) para toda clase de armadura, incluso estribos, etc., excepto cuando la superficie del hormigón esté protegida adecuadamente por un recubrimiento de acero inoxidable o por un baño protector.

En sistemas de postesado, en particular con conductos anchos o grandes, se tendrá un cuidado especial para asegurar un recubrimiento compacto de hormigón.

En piezas pretensadas prefabricadas destinadas a utilizarse en estructuras interiores, el recubrimiento necesario es menor de 1/2 pulgada (12,7 mm), y cuando hayan de usarse en obras exteriores, el recubrimiento necesario no es mayor de 1 pulgada (25,4 mm).

Los extremos de los alambres individuales de pretesado, generalmente no requieren recubrimiento de hormigón. Es preferible cortarlos a ras del extremo del elemento de hormigón.

Cuando los tendones están colocados fuera de la estructura de hormigón, la protección de hormigón compacto que se coloque recubriendolos será tal que el recubrimiento tenga un espesor no menor que el necesario para tendones interiores a la estructura de hormigón bajo condiciones similares [ver cláusula 401 e) (III)].

El recubrimiento de la armadura ordinaria se ajustará a la B. S. Code of Practice CP.114, «Uso estructural del hormigón armado en edificación».

Puede requerirse un recubrimiento adicional de hormigón cuando se considere la resistencia al fuego (ver cláusula 326).

Vigas y otras piezas en flexión

309. BASES DEL PROYECTO

El proyecto de vigas de hormigón pretensado y otras piezas en flexión se ajustará a las dos prescripciones siguientes:

(I) Las tensiones calculadas en el hormigón y en el acero, no excederán de las tensiones admisibles dadas en la cláusula 303 durante la transmisión de esfuerzos, manejo y construcción, y bajo las cargas de trabajo;

(II) Las piezas serán capaces de soportar, sin colapso, una carga total de una vez y media la carga muerta más dos veces y media la sobrecarga viva impuesta; pero cuando se calcule según la cláusula 313, la resistencia no es necesario que exceda de dos veces la suma de la carga muerta y viva impuesta.

Cuando la producción de elementos idénticos o similares permite el muestreo y ensayo sistemático de los productos terminados, tales muestras y ensayos pueden ofrecerse en lugar de cálculos como una justificación de la resistencia del producto, siempre que se demuestre mediante ensayos que los métodos normales de cálculo son inaplicables. Cuando se adopte este procedimiento, el comportamiento bajo la carga de trabajo y la evaluación de la resistencia a rotura, tienen que considerarse como problemas separados. Los detalles de estos ensayos se decidirán por el ingeniero. En lo concerniente a la resistencia a rotura, se harán ensayos suficientes para comprobar que las piezas tienen, al menos, una resistencia equivalente a la recomendada en el párrafo (II) anterior (ver cláusula 602).

310. LUZ DE CALCULO

Para el cálculo de los momentos flectores, la luz L de cálculo de una viga simplemente apoyada se tomará como el menor valor de los dos siguientes:

- (I) distancia entre ejes de apoyos, o
- (II) distancia libre entre apoyos, más el canto de la viga.

311. ESFUERZO CORTANTE

Los efectos del esfuerzo cortante pueden reducir la resistencia a fisuración y a rotura de las piezas flectadas. En secciones no fisuradas, la tensión principal de tracción se calculará en los puntos de máximo esfuerzo cortante o en los de cambio de sección. Se colocará armadura para absorber el cortante de acuerdo con los requisitos de esta cláusula.

Cuando la tensión principal de tracción bajo cargas de trabajo debida al pretensado, flexión y cortante, excede de la dada en la tabla V, se introducirá armadura para absorber el cortante. La proporción de esfuerzo cortante que es resistido por esta armadura se supondrá que varía linealmente con la tensión principal de tracción, desde el valor 0 para la tensión dada en la tabla V hasta el valor 1 para una tensión de 1,5 veces la dada. Cuando la tensión principal de tracción sea mayor de 1,5 veces la dada en la tabla V, la totalidad del cortante lo absorberá la armadura.

A menudo es aconsejable armadura para el cortante en piezas grandes de estructuras, aun cuando la tensión principal de tracción sea menor que los valores correspondientes de la tabla V, particularmente para vigas de alma delgada, para lo cual se dan unas recomendaciones en la cláusula 315.

T A B L A V

Límites de las tensiones principales de tracción en el hormigón bajo cargas de trabajo.

Resistencia especificada del hormigón, en lb./sq. in. (kg/cm ²)	Tensiones principales de tracción, en lb./sq. in. (kg/cm ²)
4.500 (316 kg/cm ²)	125 (8,78 kg/cm ²)
6.000 (421 kg/cm ²)	150 (10,5 kg/cm ²)
7.500 (527 kg/cm ²)	175 (12 kg/cm ²)

Cuando la tensión principal debida al cortante y al pretensado efectivo en secciones no fisuradas, bajo la carga de rotura especificada en la cláusula 309 (II), excede de la dada en la tabla VI, la totalidad del esfuerzo cortante en exceso del resistido por la armadura pretensada inclinada, se absorberá por armadura que trabaje a una tensión que no exceda del 80 por 100 de la tensión de rotura.

T A B L A VI

Límites de las tensiones principales de tracción en el hormigón, en secciones no fisuradas bajo carga de rotura.

Resistencia especificada del hormigón, en lb./sq. in. (kg/cm ²)	Tensiones principales de tracción, en lb./sq. in. (kg/cm ²)
4.500 (316 kg/cm ²)	300 (21 kg/cm ²)
6.000 (421 kg/cm ²)	350 (24,6 kg/cm ²)
7.500 (527 kg/cm ²)	400 (28 kg/cm ²)

Deberá considerarse con especial cuidado la resistencia al esfuerzo cortante bajo carga de rotura cuando la sección esté fisurada por flexión. Debe examinarse la posibilidad de desarrollar tal resistencia por medio de bielas, arco o acciones similares. Cuando se considere una de estas acciones, se colocará una armadura que cumpla las exigencias del párrafo precedente de esta cláusula.

312. CALCULO PARA CARGAS DE TRABAJO

El cálculo de las tensiones para las condiciones de carga definidas en la cláusula 309 (I), se realizará de acuerdo con las leyes de la mecánica. Para estos cálculos puede suponerse que:

- (I) las secciones planas permanecen planas después de la deformación,
- (II) después del tesado inicial de los tendones, que pueden estar sometidos a relajación [ver cláusula 304 b)], el comportamiento del acero es elástico, dentro de los límites de las tensiones admisibles dadas en la cláusula 303 c),
- (III) la retracción del hormigón, cuyos valores se dan en la cláusula 304 d), es uniforme en toda la sección y afecta a la distribución de tensiones en el hormigón solamente por su influencia sobre las tensiones en los tendones,
- (IV) el hormigón, cuando está sometido a unos esfuerzos que producen unas tensiones dentro de los límites admisibles dados en la cláusula 303 b), presenta una deformación elástica instantánea, que puede calcularse a partir de los valores del módulo de elasticidad para el hormigón dados en la tabla IV; esta deformación elástica es seguida por una deformación lenta, que en cualquier momento es proporcional a la tensión aplicada y puede calcularse a partir de los valores para deformación lenta bajo tensión unidad dados en la cláusula 304 e),
- (V) hay adherencia completa entre los tendones y el hormigón solamente cuando el acero es pretensado, si es postesado, cuando se inyecta lechada de cemento, o, en el caso de tendones externos, si se colocan barras para el cortante y un recubrimiento de hormigón.

313. CALCULO DE LA RESISTENCIA A ROTURA DE VIGAS

a) *Generalidades.*—El cálculo de vigas de hormigón pretensado bajo cargas de trabajo, normalmente permite la selección de secciones en las que las cuantías de acero de pretensado son relativamente bajas. Para el acero adherido realmente al hormigón, estas cuantías son tales que se alcanza aproximadamente el límite elástico del acero cuando la carga es suficiente para producir la rotura por flexión. Para estas secciones, la distribución de tensiones en el hormigón, en la cabeza de compresión, así como su valor máximo adoptado en el cálculo, tienen una influencia pequeña sobre el cálculo del momento de rotura. Cuando las cuantías de acero de pretensado son mayores o en circunstancias no corrientes, en las que el acero no tiene adherencia con el hormigón, la tensión en los tendones en el momento de rotura no alcanza el límite elástico.

b) *Hipótesis para el cálculo de vigas.*—Varios ensayos de rotura realizados con vigas de hormigón pretensado, en las que el acero de pretensado cumplía con la cláusula 205 b) y que había sido tesado inicialmente entre el 0,6 y el 0,7 de su resistencia a tracción, han demostrado que las siguientes hipótesis, junto con las recomendaciones dadas en las subcláusulas c), d) y e) de esta cláusula, proporcionan una base razonable para el cálculo de la resistencia a rotura por flexión de vigas de sección rectangular por encima del eje neutro en rotura:

1. La tensión media de compresión en el hormigón de la cabeza de compresión es el 0,4 de la resistencia específica en probeta cúbica a los 28 días.
2. La profundidad del centro de gravedad de las fuerzas de compresión sobre el hormigón es el 0,4 de la profundidad del eje neutro.
3. El hormigón no resiste tracciones.
4. Para el cálculo de la tensión en tendones o armadura situada en la cabeza de compresión, el acortamiento en el hormigón es proporcional a la distancia al eje neutro y tiene un valor máximo del 0,002.

c) *Tensiones en los tendones en el momento de rotura.*—Para pretensado, las tensiones en los tendones en el momento de rotura, f_m , referidas a la resistencia en rotura, f_u , se dan en la tabla VII.

Para postesado en el que el ingeniero esté conforme en que las condiciones de trabajo y la inspección serán tales que pueda asegurarse una adherencia efectiva entre acero y hormigón, las tensiones de los tendones en el momento de rotura pueden suponerse que alcanzan los valores, referidos en la resistencia a tracción, f_u , dados en la tabla VII.

T A B L A VII
Condiciones en rotura para vigas con acero pretesado o con acero postesado con adherencia efectiva.

$\frac{f_u}{u_w} \cdot \frac{A_{st}}{b \cdot d_1}$	Tensión de los tendones en rotura, en relación con la resistencia a tracción f_m / f_u		Relación de la profundidad del eje neutro a la del centro de gravedad de la armadura de pretensado d_n / d_1	
	Pretesado	Postesado con adherencia efectiva (por encima del límite)	Pretesado	Postesado con adherencia efectiva
0,025	1,0	1,0	0,06	0,06
0,05	1,0	1,0	0,125	0,125
0,10	1,0	1,0	0,25	0,25
0,15	1,0	1,0	0,375	0,375
0,20	1,0	0,95	0,50	0,475
0,25	1,0	0,90	0,625	0,56
0,30	1,0	0,85	0,75	0,64
0,40	0,9	0,75	0,90	0,75

Cuando hay duda de la eficiencia de la probable adherencia que se obtenga con acero postesado, la tensión en los tendones en rotura se referirá, normalmente, a la tensión efectiva de pretensado, p_e (que es la que permanece después de descontar todas las pérdidas) según se da en la tabla VIII.

Este cuadro corresponde a la condición de que no exista adherencia, y se basa en las siguientes hipótesis:

1. La tensión efectiva de pretensado, p_e , no excede de $0,55 f_u$ en el caso de alambres o de 36 t/pulg^2 (5.579 kg/cm^2) en el caso de barras de acero de alta resistencia que cumplan la cláusula 205 b) (II).

2. Los tendones están dentro de vainas, o, si están libres como en secciones huecas, hay que colocar diafragmas para prevenir una reducción del canto útil.

3. El canto útil está determinado suponiendo que los tendones estén en contacto con la parte alta de las vainas o con el intradós de los diafragmas.

Sin embargo, en circunstancias especiales puede el ingeniero, a su discreción, adoptar una tensión para el acero de postesado que sea intermedia entre los límites inferior y superior que corresponden a adherencia nula y a adherencia efectiva, respectivamente.

La notación anterior indica:

A_{st} es el área de la sección transversal de los tendones en la zona de tracción,

b es la anchura de la zona de compresión del hormigón,

d_1 es la distancia del centro de gravedad de los tendones en zona de tracción a la superficie de la zona de compresión, bajo las condiciones de carga de rotura,

d_n es la distancia del eje neutro a la superficie de compresión, bajo la carga de rotura.

TABLA VIII

Condiciones en rotura para vigas con acero de pretensado sin adherencia.

$\frac{p_e \cdot A_{st}}{u_w \cdot b \cdot d_1}$	Relación entre la tensión en tendones en rotura y la tensión efectiva de pretensado f_m/p_e	Relación de la profundidad del eje neutro a la profundidad del centro de gravedad de los tendones en zona de tracción d_n/d_1
0,025	1,7	0,11
0,05	1,6	0,20
0,10	1,4	0,35
0,15	1,3	0,49
0,20	1,2	0,60

d) *Descuento por armadura ordinaria.*—Puede tomarse en consideración la armadura ordinaria en la zona de tracción para el cálculo de la resistencia a rotura. El área de la sección transversal de los tendones puede incrementarse mediante la suma del área efectiva de armadura dada por la ecuación [3]:

$$\text{área efectiva} = \frac{A_{su} \cdot f_y}{f_u} \quad [3]$$

en donde:

A_{su} es el área de la sección transversal de la armadura en la zona de tracción,

f_y es el límite elástico del acero de la armadura si éste es acero dulce o la correspondiente a una deformación remanente del 0,2 por 100 para aceros de alta resistencia.

e) *Resistencia de vigas con armadura de tracción solamente.*—Para vigas de hormigón pretensado de sección rectangular por encima del eje neutro en rotura y sin tendones o armadura ordinaria en la zona de compresión, las recomendaciones dadas en esta cláusula conducen a la expresión del momento de rotura dado en la ecuación [4] en la que la profundidad del eje neutro, d_n , tiene los valores dados en las tablas VII y VIII:

$$M_u = f_m \cdot A_{st} \cdot (d_1 - 0,4d_n) \quad [4]$$

314. CUANTIAS DE ACERO DE PRETENSADO EN VIGAS

La proporción del acero de pretensado en vigas pretensadas de hormigón estará dentro de tales límites que, si la viga está sobrecargada, la fisuración del hormigón preceda al colapso debido a la rotura del acero o al aplastamiento del hormigón.

Estas exigencias se conseguirán en el caso anterior si el porcentaje de acero, calculado respecto a un área igual al producto del ancho inferior de la viga por su canto total, no es menor de $15/f_u$, en donde f_u es la resistencia a tracción del acero expresada en t/pulg².

315. ARMADURA ORDINARIA EN VIGAS

En ciertas circunstancias, puede ser conveniente el uso de armadura ordinaria en vigas pretensadas de hormigón.

Hay que observar que la armadura ordinaria situada paralelamente al eje de pretensado puede, en algunas ocasiones, actuar como armadura longitudinal en compresión. Puede ser necesario disponer unos cercos transversales para evitar el pandeo de la armadura y particularmente si su diámetro es grande.

Frecuentemente, se necesitará armadura en los extremos de las piezas para absorber las tracciones que pueden producirse cerca de éstos, debidas a la fuerza de pretensado y, en particular, las producidas durante la transmisión de esfuerzos.

Puede ser necesaria armadura, particularmente cuando se usan sistemas de postesado, para evitar las fisuras que resultan por la coacción del encofrado a la retracción longitudinal antes de la aplicación del pretensado.

Es aconsejable armadura de alma en vigas de alma delgada, en particular cuando las vainas o tendones están situados en ella. En general, en vigas con canto mayor de 2 pies (61 cm) y longitud mayor de 30 pies (915 cm), en las cuales la altura del alma es mayor de cuatro veces su anchura, es aconsejable el uso de armadura vertical en forma de cercos. Cuando esta armadura se dispone mediante barras de acero dulce, el área total de las barras no será menor del 0,1 por 100 de la sección en planta del alma. Cuando se use acero de alta resistencia, el área de esta armadura puede reducirse en relación con el área de acero dulce que necesitaría en razón inversa de sus tensiones admisibles correspondientes dadas en CP.114.

En cualquier caso, es recomendable que esta armadura se coloque separada a una distancia igual o menor al canto total del alma. El diámetro de las barras será tan pequeño como sea posible para el fácil manejo.

Cuando las vigas pretensadas tengan que resistir cargas de impacto, se armarán con cercos cerrados y armadura longitudinal de acero dulce.

La disposición de la armadura para proporcionar resistencia al fuego se trata en la cláusula 326 y la armadura necesaria para resistir al cortante, en la cláusula 311.

316. VIGAS ESBELTAS

Los problemas asociados con las vigas esbeltas de hormigón pretensado son diferentes de los encontrados en vigas de hormigón armado. Es probable que se presenten estas dos clases de condiciones:

(I) *Durante el manejo*.—Cuando un elemento de hormigón pretensado está siendo izado, las tensiones en la superficie superior son normalmente pequeñas, mientras que las tensiones de compresión en la base pueden ser grandes. Cuando la relación luz/ancho no excede de 60, normalmente no hay peligro en iar tales vigas sin limitación de tensión, siempre que se ponga cuidado durante el izado (para la luz efectiva, ver la cláusula 310).

Pueden usarse mayores relaciones luz/ancho si se colocan provisionalmente apoyos laterales durante el izado y hasta que se hagan efectivos los apoyos laterales definitivos. Si el canto es grande comparado con el ancho (a partir de cuatro veces), hay que proceder con cuidado aun cuando la relación luz/ancho sea menor de 60. En estos casos, la parte de la viga que está bajo tensión ejerce una pequeña coacción sobre la otra parte (en comparación, sin tensión) y un movimiento lateral pequeño crearía unas condiciones que conducirían a la rotura por torsión.

(II) *Después de su colocación y bajo la carga de cálculo*.—Cuando una viga pretensada está en su posición definitiva y soportando su carga de cálculo, las tensiones de compresión en la superficie superior de la viga pueden ser grandes mientras que las tracciones en la parte inferior son normalmente pequeñas.

Si no actúan fuerzas transversales y el canto de la viga no excede de 2,5 veces su ancho b , no hay necesidad de disminuir las tensiones admisibles dadas en la cláusula 303, con tal que la relación de longitud entre apoyos laterales efectivos al ancho de la sección no exceda de 30.

Cuando esta relación excede de 30, puede ser necesario reducir las tensiones de trabajo a menos que se tomen algunas precauciones especiales para proveer a la viga de puntos de apoyo laterales adecuados o de rigidizadores.

317. CONSTRUCCION DE LOSAS NERVADAS

En la construcción de losas nervadas, el ancho efectivo de la cabeza de compresión de las vigas se tomará como el menor de los siguientes:

- (I) la separación entre vigas,
- (II) un tercio de la luz efectiva,
- (III) el ancho de la viga, más doce veces el espesor de la losa.

En las vigas de borde, al lado de las cuales no continúe la losa, se tomará como ancho efectivo el menor de los siguientes:

- (IV) la mitad de la separación de vigas,
- (V) un sexto de la luz efectiva,
- (VI) el ancho de la viga, más seis veces el espesor de la losa.

Las tensiones, en el momento de la transmisión de los esfuerzos de pretensado, no excederán de los valores admisibles, ya sea cuando se supone que el ancho de la losa es el ancho efectivo, ya cuando se supone que el ancho de losa es la separación de vigas para las interiores o la mitad de la separación para las vigas de borde, si estos últimos anchos son mayores que el ancho efectivo.

318. VIGAS COMPUESTAS

Pueden crearse elementos de hormigón pretensado para actuar conjuntamente con elementos de hormigón disponiéndose, para la transmisión del esfuerzo cortante horizontal en la superficie de contacto, unos conectadores adecuados o unas rugosidades o irregularidades convenientes en la superficie del hormigón. En las formas de construcción en las que no es evidente la eficacia de la conexión para el esfuerzo cortante, ésta se comprobará mediante ensayos hasta rotura.

Las diferencias de retracción entre el hormigón agregado y el hormigón pretensado, pueden producir en ciertas circunstancias un incremento de las tracciones.

Sin embargo, este efecto no es, generalmente, de gran importancia. Las tensiones de compresión en el elemento pretensado en la cara de contacto con el hormigón vertido posteriormente, pueden aumentarse por encima de los valores dados en la cláusula 303 b) hasta en un 50 por 100, con tal que pueda demostrarse que la rotura de la viga compuesta se debe al excesivo alargamiento del acero.

T A B L A I X

Tracciones admisibles por flexión en el hormigón agregado, en lb./sq. in. (kg/cm²)

NATURALEZA DE LA CARGA	Resistencia característica en probeta cúbica del hormigón agregado en la etapa considerada, en lb./sq. in. (kg/cm ²)		
	3.000 (211 kg/cm ²)	4.500 (316 kg/cm ²)	6.000 (421 kg/cm ²)
La máxima carga de trabajo se presenta a menudo y es de larga duración.	200 (14 kg/cm ²)	250 (17,5 kg/cm ²)	300 (21 kg/cm ²)
La máxima carga de trabajo se presenta rara vez y es de corta duración.	300 (21 kg/cm ²)	375 (26 kg/cm ²)	450 (31,6 kg/cm ²)

Las tensiones de tracción en el hormigón vertido en la superficie de contacto con la pieza pretensada, no excederán de los valores dados en la tabla IX. Sin embargo, estos valores pueden aumentar-

tarse en un 50 por 100, con tal que las tensiones de tracción admisibles en la pieza de hormigón pretensado [ver cláusula 303 b)] se reduzcan en igual proporción.

Cuando se hormigona un tablero «in situ» sobre una viga pretensada, el ancho efectivo del tablero se obtiene según la cláusula 317.

319. SISTEMAS DE FORJADOS CONTINUOS

Cuando un forjado continuo se compone de piezas prefabricadas de hormigón pretensado, junto con hormigón armado «in situ» sobre los soportes, pueden despreciarse las compresiones en los extremos de las piezas pretensadas, con tal que el ancho de la pieza no exceda de un tercio de la distancia entre ejes de piezas y que se rellene con hormigón el espacio comprendido entre piezas en los extremos de éstas. Cuando, en piezas pretensadas, este ancho excede de un tercio, se debe procurar obtener una longitud de anclaje máxima (ver cláusula 701).

320. FLECHAS

a) *Generalidades*.—Las flechas de las vigas de hormigón pretensado bajo combinaciones normales de cargas de trabajo, teniendo en cuenta la deformación lenta y la retracción del hormigón, no alcanzarán valores que perjudiquen la resistencia o eficiencia de la estructura, o que produzcan fisuras en las capas de enlucidos, revocos, o en las superestructuras.

b) *Contraflechas de vigas*.—La contraflecha de vigas causada por el esfuerzo de pretensado puede calcularse mediante las leyes normales de la mecánica, suponiendo que este esfuerzo crea un momento que, sin embargo, puede no ser constante, ya que los tendones tienen una excentricidad variable. Cuando las cargas permanentes aplicadas son pequeñas, la contraflecha puede tender a aumentar debido a los efectos de fluencia del hormigón, lo cual se tendrá en cuenta en los cálculos. Este efecto es de singular importancia para elementos de forjado, en los que puede producirse una contraflecha adicional debida a efectos térmicos.

Para una viga de sección transversal uniforme, con excentricidad de los tendones constantes, en la cual las tensiones debidas a carga muerta son despreciables, la contraflecha instantánea después de la transmisión de esfuerzos está dada por la ecuación [5]:

$$\text{contraflecha después de la transferencia} = \frac{P_1 \cdot e_s \cdot L^2}{8 \cdot E_1 \cdot I} \quad [5]$$

Debido a la deformación lenta del hormigón, es de esperar que esta contraflecha aumente, después de un cierto tiempo, a un valor dado por la ecuación [6]:

$$\text{contraflecha después de un cierto tiempo} = \frac{P_2 \cdot e_s \cdot L^2}{8I} \left(\frac{1}{E_2} + c \right) \quad [6]$$

En estas expresiones:

P_1 = esfuerzo de pretensado después de la transferencia.

P_2 = esfuerzo de pretensado después del período considerado,

e_s = excentricidad de los tendones respecto al centro de gravedad de la sección de hormigón,

E_1 = módulo de elasticidad del hormigón correspondiente a la resistencia en probeta cúbica en el momento de la transferencia (ver tabla III),

E_2 = módulo de elasticidad del hormigón correspondiente a la resistencia en probeta cúbica después del período considerado (ver tabla III),

c = deformación lenta del hormigón por unidad de longitud para una tensión unidad aplicada después del período considerado [ver cláusula 304 e)],

I = momento de inercia de la sección.

Si hay que aplicar a las vigas pretensadas una capa de enlucido, revoco o similar, la contraflecha total no excederá, en general, de $L/300$. Sin embargo, cuando pueda asegurarse la uniformidad de contraflechas en las piezas adyacentes, se admite una contraflecha mayor.

Elementos en compresión

321. GENERALIDADES

Un elemento de hormigón que trabaja a compresión puede estar sometido, algunas veces, a un pretensado para resistir flexiones producidas, bien por continuidad, bien por cargas excéntricas, o bien por otras causas.

Con tal que los tendones se fijen al elemento en compresión en un número suficiente de puntos, éste no pandeará bajo los esfuerzos de pretensado mientras que el elemento en compresión y la línea de acción de dichos esfuerzos se deformen conjuntamente. Sin embargo, en una pieza de hormigón pretensado se estudia su estabilidad para cargas exteriores de forma análoga a como se hace en las restantes piezas.

En esta Norma, un elemento en compresión se considera pretensado si la tensión principal en la sección de hormigón producida por los tendones excede de 400 lb./sq. in. (28 kg/cm^2).

322. BASES PARA EL CALCULO DE ELEMENTOS EN COMPRESION

Cuando la relación de la luz efectiva a la dimensión lateral mínima sea menor de 15, el cálculo de elementos pretensados a compresión se realizará de modo que las tensiones que resultan en el hormigón y en el acero no excedan de las admisibles dadas en la cláusula 303 para combinaciones normales de carga durante la transferencia, manejo y construcción, y bajo las cargas de servicio.

Cuando el elemento en compresión está sometido a una combinación de carga axil y flexión producida por carga permanente y sobrecarga, si la tensión en el hormigón debida a la carga axil es menor que 1/4 de la máxima tensión producida por la flexión, las compresiones admisibles en el hormigón serán las dadas en la cláusula 303 b) (I) para flexión. Cuando la relación entre la tensión debida a la carga axil y la máxima producida por flexión sea mayor que 1/4, las compresiones admisibles en el hormigón serán las dadas para el caso de compresión directa en la cláusula 303 b) (I).

El cálculo de las tensiones en los materiales se adaptará a la hipótesis hecha en la cláusula 312.

Cuando la relación de luz efectiva a dimensión lateral mínima sea mayor de 15, se estudiará la estabilidad de la pieza. Como guía, pueden usarse los coeficientes de reducción de cargas admisibles en columnas esbeltas, dados en CP.114. Cuando el ingeniero quiera utilizar otros coeficientes, realizará los ensayos necesarios que justifiquen su uso.

No se dan recomendaciones para el cálculo de la resistencia a rotura de elementos en compresión, pero la disposición de los tendones y de cualquier armadura adicional, se hará de manera que proporcionen un margen de seguridad adecuado a rotura.

323. ARMADURA ORDINARIA EN ELEMENTOS EN COMPRESSION

La colocación de armadura ordinaria en elementos en compresión se ajustará, en general, a las recomendaciones dadas para vigas en la cláusula 315. En resumen, cuando una pieza en compresión esté provista de armadura ordinaria, habrá que disponer la armadura transversal o helicoidal necesaria para evitar el pandeo de las barras longitudinales. Toda barra colocada cerca del paramento estará enlazada eficazmente. Los extremos de la armadura transversal estarán correctamente anclados.

El espaciamiento de esta armadura no será mayor que la menor de las tres distancias siguientes:

- (I) la dimensión lateral mínima de la pieza,
- (II) doce veces el diámetro de la armadura longitudinal menor,
- (III) 12 pulgadas.

Sin embargo, cuando la armadura ordinaria longitudinal se coloca solamente con objeto de mantener en su posición a la armadura de pretensado y su diámetro no excede de 3/8 de pulgada (9,5 milímetros), *bastará con los cercos constructivos*.

Otras estructuras

324. ESTRUCTURAS ESTATICAMENTE INDETERMINADAS

En el cálculo para cargas de servicio de sistemas estáticamente indeterminados, se tomarán en cuenta, no solamente las cargas aplicadas y peso propio, sino también los esfuerzos causados en la estructura por la aplicación del pretensado, así como la retracción y deformación lenta subsiguientes en el hormigón después del pretensado; esto es particularmente importante, cuando se añaden coacciones durante o después del pretensado inicial.

325. ESTRUCTURAS ESPECIALES

Algunas estructuras especiales no pueden ser analizadas fácilmente, bien respecto a las tensiones en las piezas durante la transferencia, manejo y construcción, y bajo cargas de servicio, o bien respecto a su resistencia a rotura. La resistencia exigida en esta Norma se supondrá que se satisface en tales estructuras, si se puede demostrar mediante ensayo que se comportan satisfactoriamente bajo cargas de servicio y que tienen una resistencia a rotura adecuada. El comportamiento bajo cargas de servicio se determinará mediante un ensayo realizado según la cláusula 602. Para vigas y otras piezas en flexión se mostrará que la resistencia a rotura satisface la cláusula 309 (II).

Resistencia al fuego

326. GENERALIDADES

a) Se tendrá en cuenta la resistencia al fuego de las piezas de hormigón pretensado, comprobando que proporcionan, para el tipo y uso del edificio, la resistencia al fuego exigida en los reglamentos o estatutos locales.

Cuando el espesor de cualquier parte de la sección de una pieza de hormigón pretensado sea menor de dos pulgadas, deberá preverse su incorporación a la construcción de tal modo que quede com-

pletamente protegida de la exposición directa al fuego, a menos que pueda demostrarse por ensayos ajustados a la B.S.476, 1.^a parte, «Ensayos de resistencia al fuego de materiales de construcción y estructuras», que la pieza posee una resistencia al fuego adecuada.

La resistencia al fuego de vigas de hormigón pretensado de mayores anchos se mide, generalmente, por el tiempo que tarda el acero en alcanzar la temperatura de 400º C, a la cual el colapso de la viga es inminente.

Para las condiciones y materiales referidos en la subcláusula b), se supondrá que la resistencia al fuego tiene los valores allí dados. Sin embargo, la información dada no afecta a la validez de los resultados de ensayos realizados sobre elementos de la estructura según la B.S.476, 1.^a parte.

b) *Espesor mínimo de hormigón y otros recubrimientos.*—Los espesores mínimos de recubrimiento de hormigón para los tendones, que proporcionan protección suficiente para diferentes períodos de duración del fuego, se dan en la tabla X.

T A B L A X
Recubrimientos de hormigón para varios períodos de resistencia al fuego.

Espesor del recubrimiento de hormigón, en pulgadas (mm)	Período de resistencia al fuego, en horas
1 1/2 (38 mm)	1
2 1/2 (63,5 mm)	2
4 (101 mm)	4

Cuando el espesor requerido para el recubrimiento de hormigón sea 2 1/2 pulgadas (63,5 mm) o más, se colocará una ligera malla de armadura en la viga que retenga el hormigón en su posición alrededor de los tendones. Esta malla tendrá un recubrimiento de hormigón de 1 pulgada (25,4 mm). Pueden obtenerse períodos mayores de resistencia al fuego incrementando el recubrimiento de hormigón de los tendones. También puede protegerse mediante fijación adecuada de placas especiales a la superficie del hormigón. En la tabla XI se dan ejemplo de diferentes materiales y de los espesores requeridos para aumentar en dos horas, aproximadamente, la resistencia al fuego.

T A B L A XI
**Espesores necesarios de placas especiales para aumentar en dos horas,
aproximadamente, la resistencia al fuego.**

MATERIAL	ESPESOR, en pulgadas (mm)
Forro de placas de hormigón con vermiculita ...	1 (25,4 mm)
Enlucido de yeso con vermiculita	7/8 (22,2 mm)
Asbesto proyectado	3/4 (19 mm)

Cuando se usa en edificios el hormigón armado junto con el hormigón pretensado, la construcción también se ajustará a la CP.114 en lo referente a resistencia al fuego.

Tolerancias

327. TENSIONES ADMISIBLES

Las tolerancias admisibles serán definidas por el ingeniero. Al especificar las tolerancias se tendrá en cuenta la deformación lenta, retracción y acortamiento elástico del hormigón, y excentricidad de la armadura.

Se hace notar que el querer ajustar demasiado las tolerancias que sean realmente necesarias puede dar lugar, en la práctica, a dificultades considerables.

IV. Sistemas de tesado (incluyendo anclajes y protección del acero de pretensado)

401. SISTEMAS DE TESADO

a) *Generalidades*.—El tesado de los alambres se realiza, bien por pretesado o bien por postesado (ver cláusula 102, «Definiciones»), de acuerdo con las necesidades particulares de la forma de la construcción. En cada sistema se usan diferentes procedimientos y equipos, los cuales definen el método de tesado, forma del anclaje y, en postesado, la protección del acero.

b) *Aparatos de tesado*.—El medio normal para el tesado de los alambres es el de gatos hidráulicos, aunque a veces se usan pesos y/o torniquetes. Los aparatos de tesado reunirán las condiciones generales siguientes:

- (I) los medios de sujeción de los alambres al gato, serán seguros y de confianza (ver cláusula 104),
- (II) cuando se tengan dos o más alambres simultáneamente, se harán las disposiciones necesarias para que las tensiones en los alambres sean las mismas,
- (III) el aparato de tesado será tal que la fuerza total controlada se aplique al hormigón sin que produzca tensiones secundarias peligrosas en el acero, anclaje o en el hormigón,
- (IV) se dispondrán dispositivos que midan directamente la fuerza en los alambres durante el tesado o se fijarán manómetros en los sistemas hidráulicos, para determinar la presión en los gatos. En este último caso, existirá facilidad para la medida del alargamiento de los alambres y de cualquier movimiento de éstos en los aparatos de sujeción cuando se transmite el esfuerzo de pretensado al hormigón.

c) *Pretesado*.—Cuando se usan sistemas de pretesado, la tensión se mantendrá por medios eficaces en el período comprendido entre el tesado y la transferencia.

Cuando se fabrican las piezas en grandes bancadas, se colocarán unas placas distribuidas a lo largo de toda la longitud de la bancada para asegurar que los alambres se mantienen en la posición correcta durante el hormigonado. Cuando se fabrican varias piezas simultáneamente, los moldes podrán deslizar libremente en dirección longitudinal y permitir así la transferencia de la fuerza de pretensado al hormigón a lo largo de toda la línea.

Cuando se fabrican en moldes individuales, éstos serán lo suficientemente rígidos para sostener la fuerza de pretensado sin deformación.

- d) *Postesado*.

(I) *Colocación de los tendones*.—Cuando no se tengan simultáneamente todos los alambres de un cable, los espaciadores serán lo suficientemente rígidos para no desplazarse durante las sucesivas operaciones de tesado.

(II) *Anclajes*.—El sistema de anclaje comprende, en general, el anclaje propiamente dicho, la colocación de los tendones y la armadura designada para actuar con el anclaje.

La forma del sistema de anclaje facilitará la distribución de tensiones en el hormigón de los extremos de la pieza, con objeto de hacer mínimas las tensiones principales locales de tracción. El sistema de anclaje podrá mantener la fuerza de pretensado bajo cargas oscilantes y prolongadas y bajo los efectos de impacto.

Se tomarán las medidas necesarias para proteger los anclajes de la corrosión.

e) *Protección del acero de pretensado*.

(I) *Generalidades*.—Es esencial la protección efectiva del acero de pretensado contra la corrosión.

(II) *Protección del acero de pretensado interno*.—El acero de pretensado interno se protegerá, bien con inyección de lechada de cemento o bien de mortero de arena y cemento. Cuando se use la inyección de mortero es conveniente limitar el tamaño de la arena al que pase por el tamiz núm. 14. Ambos tipos de inyecciones pueden mejorarse mediante el uso de aditivos especiales, tales como plastificantes. También puede protegerse el acero mediante materiales bituminosos u otros apropiados, con tal que se tengan en cuenta los efectos sobre la adherencia y la resistencia al fuego.

(III) *Protección del acero externo de pretensado*.—Normalmente se protege recubriendo los tendones con un hormigón denso que se sujeta al hormigón principal mediante redondos salientes de este último.

Si se usa para recubrir un mortero de arena-cemento, su densidad será la adecuada para evitar la corrosión. También puede recubrirse el acero con protecciones especiales tales como revestimientos bituminosos.

f) *Vainas y tubos extraíbles*.—Cuando se usen vainas, éstas no tendrán grietas de tal ancho que permitan que la lechada del hormigón penetre lo suficiente para causar un aumento apreciable en el rozamiento.

Las vainas y tubos extraíbles conservarán su sección y trazado correcto durante la colocación y compactación del hormigón. Deben mantenerse así, ya que si, durante el hormigonado, se produce una distorsión, el rozamiento puede aumentar de tal forma que sea imposible obtener el pretensado deseado.

V. Puesta en obra y fabricación

501. HORMIGÓN

a) *Almacenamiento de áridos*.—Los áridos de diferentes tamaños se almacenarán en montones separados, combinándose en las proporciones correctas en la planta de dosificación. Los áridos estarán amontonados durante varias horas, un día si es posible, antes de su uso. Los áridos finos es aconsejable que estén cubiertos, para hacer mínimo el cambio del contenido de humedad.

b) *Dosificación*.—Las cantidades de cemento y áridos del hormigón se dosificarán por pesada.

La cantidad de agua puede dosificarse, bien por volumen en depósitos calibrados o bien por pesada.

Todo el equipo de dosificación se mantendrá en condiciones de servicio y se comprobará periódicamente su precisión.

c) *Contenido de agua.*—Es muy importante mantener constante la relación agua/cemento. Con este fin, la determinación del contenido de humedad en el árido fino, según la B. S. 812, «Métodos para el muestreo y ensayo de áridos, arenas y fillers», se hará, al menos, una vez al día o con más frecuencia en tiempo lluvioso. El contenido de humedad del árido grueso se determinará de vez en cuando. Las cantidades de agua añadidas se ajustarán para compensar cualquier variación observada en estos contenidos de humedad.

d) *Mezclado.*—El hormigón se mezclará en hormigonera mecánica de eje vertical o de otro tipo adecuado. La mezcla se continuará hasta que se produzca una distribución uniforme de los materiales y un color uniforme de toda la pasta.

e) *Transporte.*—El hormigón se transportará desde el lugar de mezcla hasta el lugar de vertido definitivo, tan rápidamente como sea posible, por métodos que eviten la segregación o daño de cualquiera de los componentes. Se depositará tan cerca de su posición final, como sea posible en la práctica, para evitar nuevas manipulaciones.

f) *Puesta en obra.*

(I) *Generalidades.*—El hormigón se colocará normalmente pronto después del mezclado y antes de que haya comenzado a fraguar, pero se permitirá alguna demora con tal de que la mezcla pueda colocarse y compactarse eficazmente sin la adición de más agua.

(II) *Junta de construcción.*—Las juntas de construcción se evitarán en lo posible; pero cuando sean necesarias, el hormigonado se realizará continuamente hasta tales juntas, las cuales serán normales a la línea de máxima compresión.

La posición y distribución detallada de todas las juntas de construcción se determinará por el ingeniero.

Cuando el hormigonado tiene que reanudarse sobre una superficie ya endurecida, se quitará la película superficial, preferentemente mientras el hormigón está aún fresco, por medio de chorro de agua a presión, para dejar al descubierto los áridos. También puede realizarse mediante picado de la superficie. La superficie se humedecerá y cepillará por completo, colocándose el hormigón fresco sobre una superficie húmeda y limpia. Excepto cuando esté permitido especialmente por el ingeniero, la superficie se cubrirá primeramente con una capa de mortero compuesto de cemento y arena en la misma proporción que en la mezcla de hormigón, o con una lechada de cemento. Estas se mezclarán y colocarán inmediatamente antes de la colocación del hormigón.

(III) *Compactación.*—El hormigón será completamente compactado, durante su puesta en obra, mediante vibración, presión, sacudidas u otros medios. Recubrirá perfectamente los tendones, conductos, armaduras, dispositivos embebidos y llenará las esquinas del encofrado, formando así una masa sólida sin huecos.

Se aconseja el informe de la Institutions of Civil and Structural Engineers, (La vibración del cemento), 1956.

Las imperfecciones de pequeña superficie puestas al descubierto al retirar el encofrado se repararán a discreción del ingeniero.

g) *Curado.*—El hormigón se cubrirá preferentemente con sacos, lonas o materiales absorbentes similares, y se conservará constantemente húmedo durante siete días como mínimo.

También se puede regar por completo el hormigón y cubrirlo con un material impermeable, debiendo permanecer así durante siete días como mínimo.

El período de siete días puede reducirse a cuatro días con tal de que el hormigón no esté expuesto a la luz solar o a vientos secos durante más de tres días.

Puede utilizarse el curado al vapor como protección adecuada. Excepto cuando se usa el sistema de pretensado de moldes individuales, es conveniente retardar en cuatro horas, como mínimo, el curado al vapor [ver también la cláusula 304 g)]. No se usará el cloruro cálcico cuando se emplee el curado al vapor.

h) *Acabado de las juntas en estructuras formadas por piezas prefabricadas.*—Las uniones entre una serie de elementos prefabricados de hormigón que han de ser postesados, serán tales que permitan asegurar la transmisión de la compresión desde un elemento a sus vecinos. Los métodos adecuados comprenden:

(I) *Relleno completo con mortero.*—Las uniones entre elementos tendrán un ancho de 3/4 de pulgada a 1 1/4 de pulgada (19 a 31,8 mm), y las caras opuestas de los elementos estarán lisas y sin salientes que puedan causar concentraciones locales de tensiones. El mortero será de consistencia seca en la proporción de 1 de cemento y 1 1/2 de arena, se colocará por tongadas y se picará y amartillará hasta quedar completamente compactado. Si es posible, el relleno se efectuará simultáneamente desde ambos lados de la junta, llenándose los últimos 1/8 de pulgada (3 mm) con un mortero de igual dosificación pero de consistencia más flúida.

(II) *Relleno con hormigón.*—El hormigón será de calidad igual a la de las piezas y las juntas tendrán una anchura suficiente para permitir la compactación correcta del hormigón. Normalmente, estas juntas tendrán como mínimo un ancho de 3 pulgadas (76 mm).

Sea cual sea el método usado, es esencial que los agujeros para los cables de pretensado estén perfectamente hechos y colocados en perfecta alineación con los extremos. Los calibradores se usarán siempre. Se pondrá especial cuidado en asegurar que el material de unión no penetra en los conductos o que presiona la vaina contra el acero de pretensado.

No se permitirá la práctica de formar las juntas colocando mortero sobre la cara de una pieza, adosando entonces la otra pieza contra ésta, ya que es imposible asegurar por este medio incluso la conexión.

j) *Hormigonado en tiempo frío.*—Cuando se hormigone a temperaturas próximas a las de helada, se tomarán las precauciones necesarias para asegurar que la temperatura del hormigón, al ponerlo en obra, es superior a los 40° F y que después se mantiene por encima de los 36° F hasta que haya fraguado por completo. Si es necesario, se calentarán los materiales componentes del hormigón antes de mezclarlos y se protegerá cuidadosamente el hormigón una vez colocado. No debe confiarse la prevención de los riesgos de helada a los aditivos. Hasta que la corrosión no sea mejor conocida no es recomendable el uso de cloruro cálcico o de sal, pues un exceso de éste es peligroso. No se usarán materiales helados o que contengan hielo.

Todo hormigón dañado por helada será demolido.

k) *Inyectado.*—Es importante asegurar que todo el espacio interior al conducto y que rodea al acero de pretensado queda completamente lleno al inyectar.

Hay que cuidar que la inyección pueda pasar de un extremo a otro. A veces es aconsejable llenar los conductos de agua antes de inyectar, cuidando de eliminar después toda esta agua, o de que sea desplazada por la inyección. Cuando las piezas están compuestas por unidades cortas, no deben llenarse de agua hasta que el material de unión no se haya colocado correctamente.

El inyectado continuará, desde un extremo o desde el centro del conducto, hasta que una cantidad apreciable de lechada sea forzada a salir por el otro extremo o extremos.

Los tubos de inyección se llenarán hasta arriba si cuando se desconecta la bomba o aparato de presión se produce un descenso o merma de la lechada. Cuando el cable tiene un perfil senoidal, se dejarán en los puntos altos unos escapes para el aire. Los conductos curvos se inyectan de forma más efectiva desde el punto más bajo de la curva.

Se llama la atención sobre el peligro de que se separe agua libre de la lechada de cemento durante el proceso de fraguado. Dicha agua es un peligro cuando la estructura está expuesta a heladas, ya que si llega a helarse destruirá el hormigón que la rodea [ver cláusula 401 e)].

502. ACERO DE PRETENSADO

a) *Limpieza*.—Todo el acero para pretensar estará libre de escamas, herrumbre, aceite, grasas u otras materias nocivas en el momento de su incorporación a la pieza [ver cláusula 205 a)] y no estará picado.

La limpieza del acero puede realizarse por inmersión en una solución adecuada, con cepillo de alambre o mediante polvo de carborundo a presión.

b) *Almacenamiento*.—Todo el acero de pretensado se almacenará en un cobertizo adecuado y se protegerá de la humedad del suelo. Cuando el acero ha sido almacenado durante un período prolongado, el ingeniero comprobará que no está picado y, si fuese necesario, realizará unos ensayos que aseguren que las características físicas del acero no han variado.

c) *Enderezado*.

(I) *Alambres*.—Para la mayoría de los usos, el alambre de pretensado lo proporcionará el fabricante en rollo de suficiente diámetro para asegurar que queda recto al desenrollarlo.

En aquellos casos en que no se requiera que el alambre sea recto, éste podrá suministrarse por el fabricante en rollos de pequeño diámetro, correspondiente al diámetro de las máquinas de estirado.

(II) *Barras*.—Las barras de acero para pretensado pueden obtenerse rectas de los fabricantes. Cualquier pequeño ajuste para conseguir la derechez necesaria se realizará por flexión en una dobladora de tipo normal. Las barras no se doblarán cuando su temperatura sea menor de 50° F.

d) *Colocación*.—Los tendones se colocarán y mantendrán en su posición exacta, tanto en horizontal como en vertical, según indiquen los planos.

El método adoptado para sostener y fijar en su posición los tendones o vainas será tal que no puedan desplazarse por una vibración fuerte y prolongada, por la presión del hormigón fresco o por los obreros.

Los tendones o vainas se atarán adecuadamente a la armadura secundaria o se sujetarán mediante pasadores al encofrado, con bloques prefabricados de hormigón o con medios similares efectivos.

Sin embargo, los medios de sujeción de los tendones no deben dar lugar a un rozamiento excesivo cuando el acero está siendo tesado.

Decidido el método de sujeción, se recuerda que cualquier desviación de los tendones de su posición correcta cuando está aplicada la fuerza de pretensado, no solamente alterará la distribución de tensiones en la sección transversal de la pieza, sino que también obligará a la pieza a tomar un perfil distinto del indicado en el proyecto.

e) *Corte*.—Todos los cortes longitudinales o desbastes de los extremos se harán con las cizallas mecánicas o sopletes adecuados. Cuando se utilice un soplete hay que cuidar de que la llama no esté en contacto con otros tendones tesados. En los sistemas de postesado, no es prudente cortar las puntas que sobresalen detrás del anclaje hasta después de haber inyectado.

f) *Procedimientos de tesado*.—La puesta en tensión se llevará a cabo bajo una dirección competente y de tal modo que las tensiones en los tendones vayan aumentando de modo gradual y constante. Despues del tesado y del anclaje, las tensiones en los tendones serán las exigidas en el proyecto.

El supervisor del tesado estará en antecedentes del alargamiento requerido de los tendones y de la presión de los gatos. Periódicamente se comprobará la exactitud del equipo usado para medir la fuerza de pretensado. Durante el tesado se descontarán las pérdidas por rozamiento en el gato y en el anclaje.

El tesado continuará hasta que se alcancen los alargamientos y/o presiones requeridas. Se descontarán del alargamiento cualquier deslizamiento que ocurra en el extremo opuesto al del gato. La

comparación entre el alargamiento observado y el valor de la presión en el gato proporciona una comprobación de la exactitud de las hipótesis hechas en el proyecto sobre las pérdidas por rozamiento.

En caso de rotura de uno o más alambres, cuando se están tensando gran número de ellos, deberá mantenerse la fuerza total de pretensado, pero la tensión individual de cada alambre no podrá aumentarse en más del 2,5 por 100.

El tesado de las barras no se realizará a temperatura inferior a 35° F.

g) *Anclaje de los tendones.*—Si se usan anclajes patentados, se seguirán estrictamente las instrucciones y recomendaciones del fabricante. Cualquier pérdida por deslizamiento del acero durante el anclaje se ajustará a las previsiones del ingeniero y la pérdida que realmente ocurría se anotará en cada anclaje.

Después de anclar la armadura, la fuerza ejercida por los aparatos de tesado irá descendiendo gradualmente para evitar sacudidas a los tendones o al anclaje.

503. ARMADURA ORDINARIA

Se acudirá a la CP.114 (cláusula 502) en todo lo que sea aplicable a armaduras ordinarias en hormigón pretensado.

504. ENCOFRADOS

a) *Generalidades.*—El encofrado será lo suficientemente rígido para no deformarse durante la puesta en obra del hormigón y lo suficientemente estanco para evitar pérdidas de lechada. Generalmente, en las construcciones pretensadas se vibra el hormigón, por lo que hay que proyectar los encofrados para que resistan las fuerzas adicionales así creadas.

El intradós estará apoyado adecuadamente para evitar cualquier descenso, que causaría la rotura del hormigón. Si el hormigón se tiene que pretensar sobre el encofrado, habrá que prever el acortamiento elástico del hormigón debido a la fuerza de pretensado y la transmisión del peso propio una vez pretensado.

Se llama la atención sobre la importancia del proyecto del encofrado, que puede ser un factor importante en la economía y eficacia de las construcciones de hormigón pretensado. El proyecto detallado deberá realizarlo un experto y se considera fuera del alcance de esta norma. Las cualidades importantes de un buen encofrado son:

- rigidez y resistencia,
- economía de material,
- reutilización,
- facilidad de colocación,
- buena superficie de acabado.
- anulación de coacciones al acortamiento elástico del hormigón.

b) *Apuntalado.*—El apuntalado vertical se llevará a una parte de la estructura lo suficientemente fuerte para proporcionar, sin peligro, el apoyo requerido.

c) *Limpieza y tratamiento del molde.*—Antes de verter el hormigón se limpiará el molde de toda suciedad, particularmente de astillas, virutas y serrín. Las superficies del molde que estén en contacto con el hormigón se limpiarán y tratarán con un producto adecuado. Se cuidará de que este producto no esté en contacto con los tendones.

d) *Desencofrado.*—Cuando la forma de la sección de hormigón es tal que el encofrado tiene ángulos entrantes, deberá retirarse el encofrado tan pronto como sea posible después del fraguado del hormigón para evitar fisuras de retracción.

Todos los encofrados se quitarán sin sacudidas o vibraciones que puedan perjudicar al hormigón.

Generalmente, no deben retirarse los puntales ni el fondo del encofrado hasta después de efectuar el pretensado.

e) *Contraflecha.*—En el caso de vigas de gran luz, es a veces aconsejable dar inicialmente una contraflecha para asegurar que no se combarán bajo las cargas de servicio; esto solamente podrá hacerse cuando así lo permita el proyecto de las vigas (ver cláusula 320).

f) *Tolerancias.*—El encofrado se construirá de manera que las dimensiones finales de la pieza queden dentro de las tolerancias admisibles especificadas en el proyecto (ver cláusula 327).

505. BLOQUES DE FIJACION

Los bloques de fijación pueden quedar embebidos en el hormigón, con tal que la resistencia y la protección de cualquier parte de la estructura no se reduzca por debajo de los valores exigidos por esta Norma.

VI. Inspección y pruebas

601. INSPECCION

Inmediatamente antes de quitar el encofrado se inspeccionarán cuidadosamente los defectos superficiales del hormigón [ver cláusula 501 f) (III)].

602. PRUEBAS DE CARGA DE ESTRUCTURAS

Se harán pruebas de carga sobre la estructura completa o sobre parte de ella si así se exige en el Pliego de Condiciones o si hay una duda razonable sobre el valor alcanzado por la resistencia o por el pretensado.

En tales pruebas se someterá la estructura a la acción de una sobrecarga de 1,25 veces la sobrecarga tomada en el proyecto. Esta carga se mantendrá durante un período de 24 horas. Durante las pruebas, se colocarán por debajo unos apoyos suficientemente resistentes para soportar la carga total, pero sin estar en contacto con la pieza que se está ensayando.

Si dentro de las 24 horas siguientes a la retirada de la sobrecarga, la estructura no muestra una recuperación del 85 por 100, como mínimo, de la flecha tomada después de 24 horas bajo carga, se repetirá la prueba. Debe considerarse que la estructura no ha cumplido la prueba si la recuperación después de este segundo ensayo no es, por lo menos, del 85 por 100 de la flecha adquirida durante este segundo ensayo.

Si durante el ensayo o después de retirar la carga la estructura muestra signos de debilidad, flechas excesivas o defectos de construcción, ésta se reconstruirá o reforzará según sea necesario.

Para piezas prefabricadas, cuando está en duda la eficacia del pretensado, se someterá la pieza durante un período de 5 minutos a una carga calculada para que la tracción en la cara inferior debida a la flexión sea igual a $u_w/10$. Puede considerarse que el pretensado es efectivo si no se observan fisuras durante el ensayo.

603. COMPROBACION DEL EQUIPO

La exactitud de todo el equipo usado para determinar la fuerza de pretensado y para medida de las cantidades de cemento, áridos y agua usadas en el hormigón, será periódicamente comprobado.

VII. Apéndice

701. LONGITUD DE ADHERENCIA (véase cláusula 307).

La información que existe sobre la longitud necesaria para la transmisión total mediante adherencia de los esfuerzos de pretensado no es muy extensa, pero los datos experimentales disponibles conducen a las conclusiones que se insertan en los párrafos siguientes.

Se ha visto que la resistencia del hormigón es un factor importante, por lo cual los extremos de las piezas estarán bien compactados. Además de esto, tienen una influencia importante las deformaciones superficiales del acero—por ejemplo, el corrugado—y la dimensión menor de la sección del alambre. A la vista de estas variables, se han determinado las recomendaciones generales siguientes, en relación con las condiciones de fabricación:

- a) Para piezas producidas en taller usando aceros lisos o con un pequeño corrugado—por ejemplo: resaltos de 0,012 pulgadas (0,3 mm) y espaciado de 1 1/2 pulgadas (38 mm)—se considerará una longitud de adherencia de 100 diámetros si los extremos están bien compactados y la resistencia del hormigón en probeta cúbica en el momento de la transferencia no es menor de 5.000 lb./sq. in. (351 kilogramos/centímetro cuadrado).
- b) Para piezas que utilizan alambres de un corrugado considerable, por ejemplo: resaltos de 0,04 pulgadas (0,1 mm) y espaciado de 1 1/2 pulgadas (38 mm), se considerará una longitud de adherencia de 65 diámetros si los extremos están bien compactados y la resistencia del hormigón en probeta cúbica en el momento de transferencia no es menor de 5.000 lb./sq. in. (351 kg/cm²).
- c) El reparto de tensiones desde el extremo de la pieza hasta el punto de máxima tensión es tal, que puede suponerse que el 80 por 100 de la tensión máxima se reparte en una longitud de 70 diámetros para el caso a) y de 54 diámetros en el caso b).
- d) Cuando la diferencia cúbica del hormigón en el momento de la transferencia es menor de 5.000 lb./sq. in. (351 kg/cm²) se aumentarán las longitudes de adherencia proporcionalmente.
- e) El corte brusco de los alambres mediante soplete u otros medios, conduce a un aumento de las longitudes de adherencia en el extremo en el cual se ha procedido al corte.

puente de carretera de Omonita en hormigón pretensado sobre el río Ulua en Honduras

(Tomado de los Annales de l'Institut Technique du Bâtiment
et des Travaux Publics, octubre 1963.)

A) EL PROYECTO

1) Introducción.

En octubre de 1960, la Administración de Puentes y Caminos de la República de Honduras (América Central) sacó a concurso internacional un proyecto para la realización de un puente en Omonita sobre el río Ulua.

Esta obra debía asegurar el enlace por carretera de dos ciudades principales de Honduras (San Pedro Sula y Tegucigalpa) con las provincias del Norte y del Este. Era necesario, para asegurar el desarrollo económico de estas regiones, reemplazar el sistema antiguo de barcas por una obra fija con dos vías de circulación que permitiese la salida rápida del tráfico en todas las estaciones.

La Administración de Honduras había optado por una solución en hormigón y la Compagnie Française d'Entreprises presentó dos en hormigón pretensado:

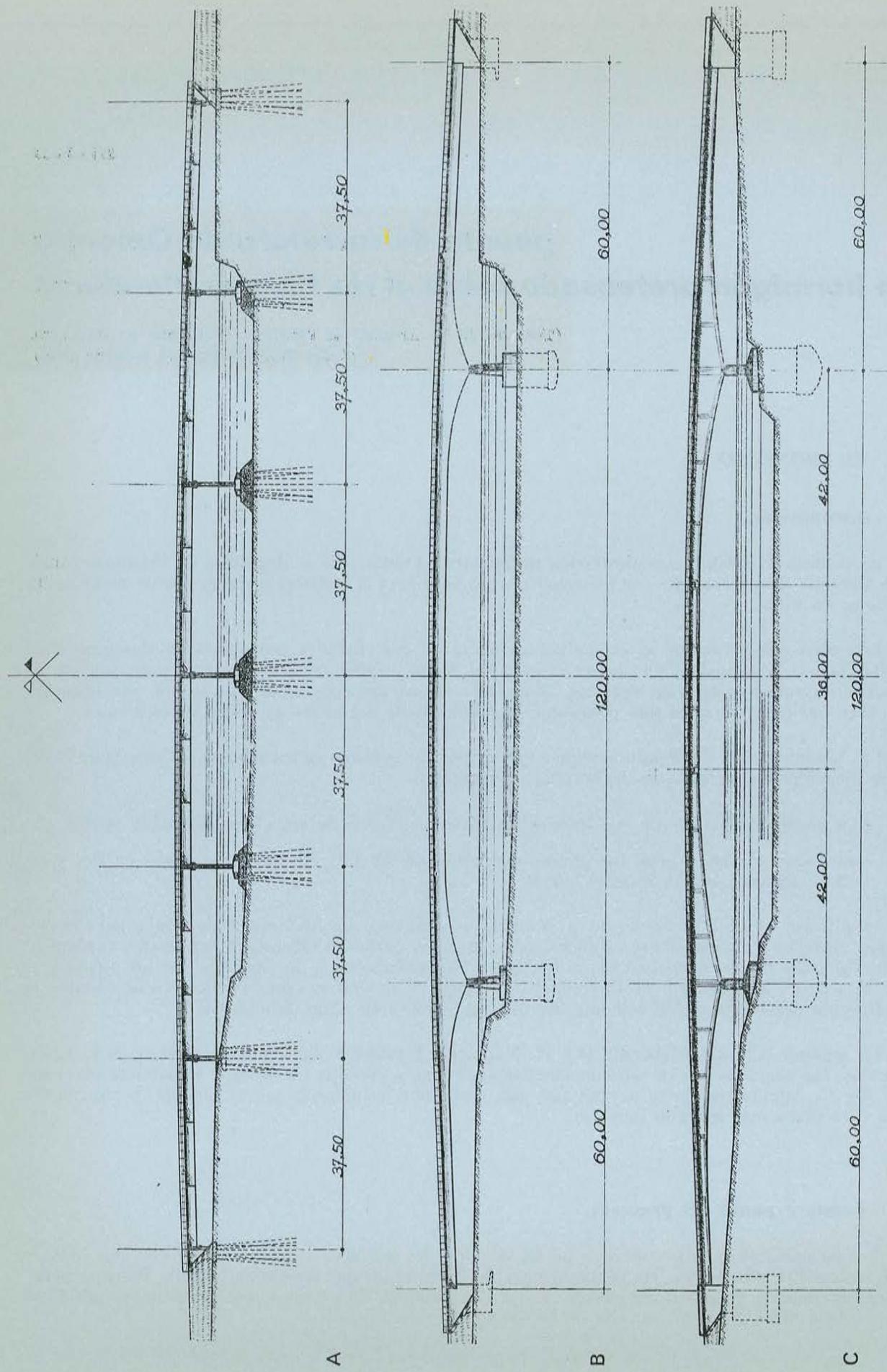
- un puente de 225 m, con seis tramos isostáticos, de 37,5 m de luz, cimentado sobre pilotes,
- un puente de 240 m, con tres tramos continuos, de 60, 120, 60 metros, apoyado en dos pilas sobre cajones y en dos estribos laterales.

La primera solución no se aceptó, a pesar de su economía. La Administración temía, para la ejecución correcta y cimentaciones en plena agua: por una parte, las dificultades inherentes al régimen hidrológico del río, caracterizado por la frecuencia, la importancia y lo repentino de las crecidas, y por otra parte, la reducción de la sección de desagüe, a la cual se suma, en tiempos de crecida, la obstrucción provocada por la acumulación de arrastres de toda clase (árboles, etc.).

La segunda solución, elaborada por M. Jeanbloch, Presidente del Omnium Técnico de la Construcción, fue aceptada por ser sus cimentaciones robustas y permitir un desagüe importante en el eje del río. La Administración se mostró, por otra parte, muy complacida por el carácter de vanguardia que presentaba este segundo proyecto.

2) Puesta a punto del proyecto.

Los documentos que iban unidos a la convocatoria del concurso no permitían hacerse una idea, lo suficientemente precisa, de las características de los terrenos que ocuparían la obra. Por otra parte, el emplazamiento definitivo del puente se fijó a un centenar de metros aguas arriba del eje primitivo, lo que hizo necesario una campaña de reconocimiento del subsuelo.



Primeramente, los sondeos se llevaron a cabo sistemáticamente alrededor de los cuatro apoyos a una profundidad de 30 a 35 m. Estos sondeos indicaron:

- superficialmente y en un espesor de 10 a 12 m, un suelo constituido por capas alternantes silíceas con arena muy variable y con la inclusión de arcilla,
- después, una capa de arena silícea y grava con un espesor de 6 a 7 metros,
- una capa impermeable de arena arcillosa aparentemente compresible de 8 a 10 m de espesor, y
- finalmente, unos terrenos muy permeables formados por arena y grava.

Con el fin de evaluar posteriormente la importancia de las diferentes capas se hizo un reconocimiento del suelo, con penetrómetro dinámico pesado, por la Société Auxiliaire des Travaux Techniques pour le Bâtiment et les Travaux Publics (SATTEC), bajo la dirección del Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics (CEBTP) que aseguraba la interpretación y procedía al análisis de las muestras que provenían de los sondeos.

En definitiva, era posible asegurar las cimentaciones de los cajones de las pilas superficialmente sobre la primera capa arenosa con una tensión de trabajo aceptable de 5 kg/cm^2 , utilizándose, para el cálculo de la resistencia dinámica de rotura, la fórmula holandesa con un coeficiente de 1/20.

Sin embargo, se comprobó que era indispensable tener en cuenta los asientos probables de la capa arcillosa subyacente, estimados en unos 10 cm. La continuidad del tablero se acomodaba mal con asientos tan importantes, decidiéndose realizar, por este motivo, una obra isostática; el tramo central de 120 m se convirtió en dos ménsulas de 42 m, solidarias a los tramos extremos, que soportaban un tramo apoyado de 36 metros.

Por otra parte, las cimentaciones de los estribos sobre placa no era posible en los limos superficiales socavables y sin resistencia y, por este inconveniente, se ejecutaron sobre cajones análogos a los de las pilas.

3) Consideraciones sobre el establecimiento del proyecto.

La longitud del tablero de 240 m podía ser repartida en tres tramos con proporciones diferentes. Es frecuente decir que la proporción 2 : 3 : 2 es la más económica. Esta proporción no es cierta en una obra de hormigón pretensado en la que la proporción 1 : 2 : 1 conduce, en cada uno de los tramos, a haces de cables de potencia muy próxima.

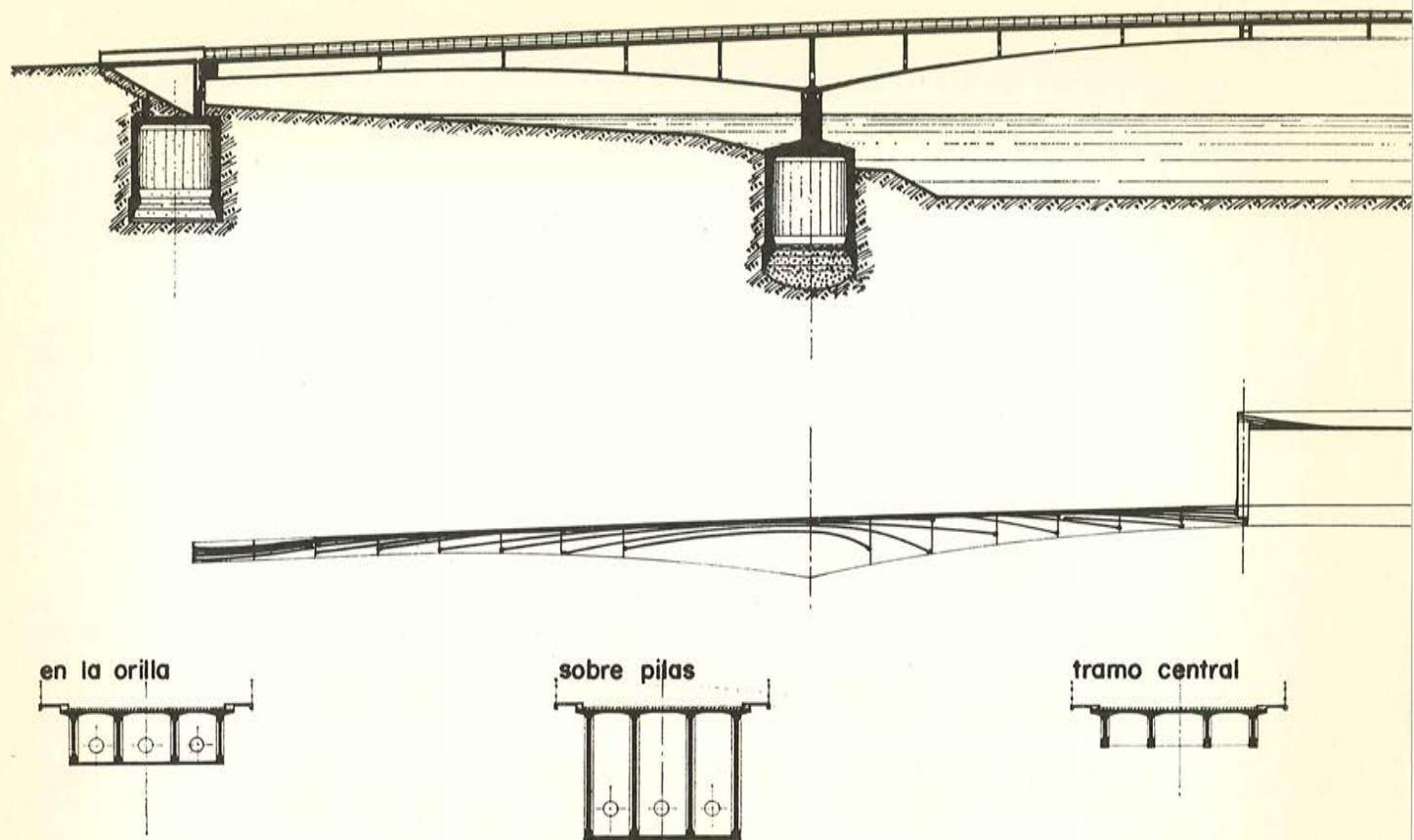
En el caso del río Ulua esta proporción tenía aún otra ventaja: la de aproximar las pilas a las márgenes del río y permitir su ejecución y la de sus cimientos sin tener que recurrir a máquinas flotantes.

La altura del tablero por debajo de las pilas se hallaba limitada a 6 m para respetar el perfil de la calzada y para colocar las articulaciones por encima del nivel de las crecidas bruscas y frecuentes, evitando así el riesgo de choques con cuerpos flotantes.

Esta altura sobre apoyos es pequeña, solamente la veintava parte de la luz central, y conducía inexorablemente a tener que realizar una obra ligera.

Podría haber sido posible la construcción mediante un voladizo hasta la mitad del tramo central, pero, en este caso, las tensiones de compresión habrían sido muy importantes y la unión, al mismo nivel, de los extremos de las dos ménsulas tan flexibles, muy difícil de realizar.

El espesor del tablero estaba limitado, especialmente sobre los apoyos, por lo cual era importante reducir el peso muerto de la obra, que representa la casi totalidad de las cargas. Esta necesidad condujo a limitar a 1,80 m el espesor en la sección media. El espesor medio del tablero, es decir, el cociente de la sección transversal de alma por su longitud es de 2,91, o sea, un poco menos del cuarentavo de la luz. El espesor en clave, constante en una longitud de 36 m, es igual al 1,5 por 100 de la luz.



A. Sección longitudinal.—B. Lado de armaduras.—C. Secciones transversales.

Tal obra es susceptible de deformaciones importantes en valor absoluto, puesto que las sobrecargas máximas admitidas pueden, según su reparto sobre el tablero, producir en el punto medio una elevación de 6 cm o un descenso de 10 cm. Estas deformaciones, para ser importantes, no han de ser inferiores a la milésima de la luz (120 m).

El proyecto inicial era una viga continua, cuya parte central tenía una altura constante mayor, en una longitud más importante que en el proyecto adoptado definitivamente. El tablero continuo y el tablero en voladizo, en el dominio elástico, poseen la misma capacidad de resistencia, pero con la ventaja del segundo que el descenso de un apoyo no introduce ningún esfuerzo nuevo.

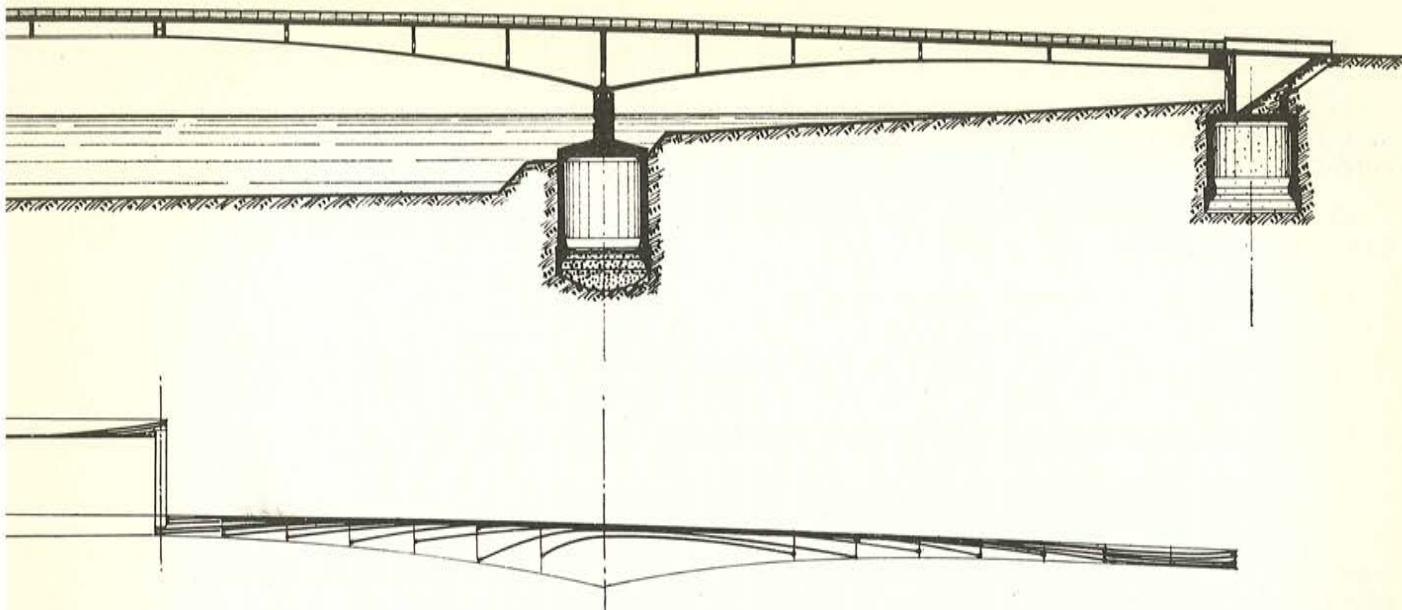
4) Descripción de la obra.

LA SUPERESTRUCTURA:

a) Generalidades.

El tablero de la obra se compone, esencialmente, de tres elementos en hormigón pretensados longitudinal y transversalmente:

— en los tramos extremos, dos elementos en cajón de 102 m, de los cuales 60 corresponden a la distancia entre pilas y estribos, y los otros 42, a voladizos sobre el río; cada elemento se compone de cuatro vigas cuya altura varía de 6 m sobre las pilas a 1,80 en los extremos, un forjado superior, un forjado inferior y vigas diafragma transversales de arriostramiento;



— en el centro, un elemento isostático de 36 m de longitud, formado por cuatro vigas de 1,80 m de altura, enlazadas por un forjado superior y por diafragmas transversales.

El extradós de la obra se compone de dos pendientes del 4 por 100 y un enlace central parabólico en una longitud de 150 metros.

El intradós deja libre, aproximadamente, 5 m hasta el nivel de máximas avenidas, que es sensiblemente el de coronación de las pilas y de los apoyos sobre los estribos.

El puente permite el paso de dos trenes de vehículos del tipo AASHO-H15 S12-44. La sección transversal se compone de una calzada, de 7,30 m y dos aceras de 1,35 m (o sea, un ancho total de 10 m), apoyada sobre las cuatro vigas que están espaciadas 2,10-2,60-2,10 metros.

b) *Las vigas.*

En el tramo normal, las almas tienen un espesor de 0,18 m con cartelas de unión:

- por una parte, con el tablero superior de 1,30 m de longitud y 0,22 a 0,16 m de espesor;
- por otra parte, con un talón de 0,36 m de longitud con una altura variable de 0,15 a 0,30 m. Estos últimos elementos van incorporados a la placa de la calzada y al forjado inferior de contraviento.

A la derecha de las pilas extremas, el espesor del alma se eleva a 0,24 m y la altura del talón a 0,30 metros.

Alrededor de los anclajes de los cables que aseguran el pretensado longitudinal tiene el alma unas bandas verticales, de 0,36 m de espesor, que reparten los esfuerzos sobre el diafragma que corre entre las cartelas horizontales o sesgadas, según el nivel de anclaje.

c) *Los diafragmas transversales.*

E. reparto de los esfuerzos producidos por los trenes de vehículos entre los diferentes elementos y la rigidez transversal, quedan asegurados por unos diafragmas de arriostramiento repartidos cada 9 m y 12 m. Estos diafragmas pretensados, que tienen un espesor constante de 0,24 m, llevan unos orificios circulares que permiten la visita de la obra.

d) *Los forjados.*

El forjado superior está constituido por una placa, de 0,16 m de espesor, que soporta una capa de hormigón de reparto y un revestimiento asfáltico. Las aceras están en voladizo sobre las vigas de borde.

El forjado inferior sirve de cabeza de compresión y asegura el arriostramiento. Su espesor varía de 0,15 en la parte normal a 0,30 m sobre las pilas.

Los dos forjados se pretensan transversalmente.

e) *El pretensado.*

Las armaduras principales de flexión están compuestas:

- en las vigas, por cables longitudinales, y
- en los diafragmas, por barras transversales,

según los procedimientos de pretensado Freyssinet y utilizando los anclajes de la Sociedad Técnica para el uso del Pretensado (S. T. U. P.).

Los cables longitudinales permiten aplicar un esfuerzo útil de 105 t y están constituidos por 12 cables paralelos de 1,27 cm, con una sección de 93 mm² de acero de alta resistencia (180/200 kg/mm² a la rotura).

En los elementos extremos, el pretensado se realiza en cada viga mediante catorce cables de 26 a 103,50 m de longitud. En el elemento central isostático, el pretensado se efectúa, en cada viga, por cuatro cables. Las tensiones de compresión del hormigón en servicio están comprendidas entre 130 y 150 kg/cm², con algunos puntos en los que se alcanzan los 170 kg/cm².

Las barras transversales, de 26 mm de diámetro en acero de alta resistencia, van separadas a 1,50 metros en las placas de la calzada y a 2 m en el forjado inferior.

Los diafragmas están pretensados, según su altura, por dos o tres barras.

f) *Los apoyos.*

Los apoyos del tramo central isostático sobre los extremos de los elementos en ménsula adyacentes son placas de neopreno zunchado sobre 3 cm de espesor.

Los apoyos sobre las pilas son apoyos fijos de obra. Dada la importancia de las cargas que transmiten, se realizan por articulaciones prefabricadas en hormigón zunchado, dispuestas en el plano del diafragma de apoyo a continuación de las vigas y en el eje de los cajones, o sea, siete articulaciones por pila.

Los apoyos móviles se efectuaron sobre dos estribos por bielas oblicuas en hormigón armado dispuestas en el mismo plano de cada viga. El extremo de los cajones que constituyen el tablero ha sido lastrado para evitar las tracciones en estas piezas para sobrecargas en el tramo central.

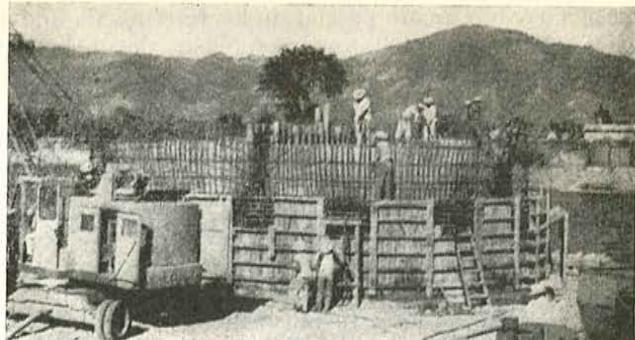
LA INFRAESTRUCTURA:

a) *Las pilas.*

La pila propiamente dicha se compone de un muro de 2 m de espesor y de 10 m de longitud, terminado por dos semicilindros.

El apoyo de la pila sobre el cajón de cimentación se realiza por una placa de forma troncocónica de 0,60 a 1,70 m de espesor.

El cajón de cimentación lleva dos alvéolos semicirculares de 8,40 m de diámetro y de 0,50 m de espesor, reunidos por dos paredes planas de 5 m de longitud. Un tabique transversal de 0,60 m de espesor asegura el arriostramiento del cajón cuyo interior se ha dejado vacío para reducir la carga de trabajo sobre el suelo que alcanza los 4 kg/cm². El apoyo sobre el suelo se realiza sobre una superficie de 110 m², aproximadamente, mediante un tapón abovedado de hormigón en masa de 3 m de espesor, que se apoya sobre un resalto dejado en el interior de las paredes.



Armado y encofrado del cajón.

b) *Los estribos.*

Los estribos son de tipo aligerado; se componen, esencialmente, de cuatro diafragmas longitudinales de 0,20 y 0,25 m de espesor, un forjado de 0,20 m y 9 m de longitud y de un muro frontal de 0,75 m de espesor que recibe las bielas del apoyo móvil. El espesor de la placa superior de los cajones es de 0,60 m. Los cajones circulares tienen el mismo perfil que el de las pilas. Dadas las pequeñas cargas transmitidas por la obra, los cajones han sido rellenados de tierra.

B) PROCESOS Y METODOS DE EJECUCION

1) Las cimentaciones.

Los cajones de cimentación han sido construidos sobre sus emplazamientos definitivos partiendo de un área de trabajo hormigonada.

Para los estribos fue preciso desmontar parcialmente los diques que cerraban el curso del río. Para las pilas, las plataformas se realizaron en el límite de las corrientes importantes, reunidas en la orilla y protegidas por cordones de mampostería.

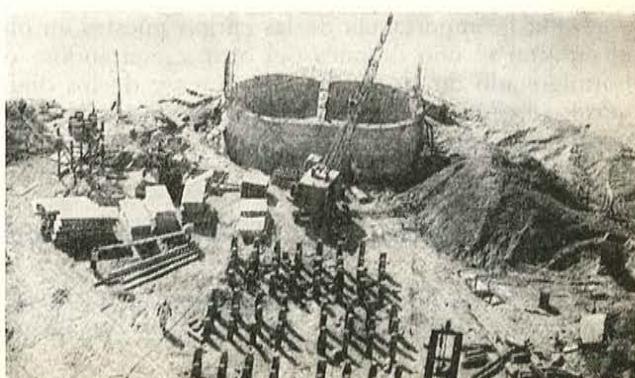
Después de hormigonar un primer trozo del brocal de 3,20 m de altura, el descenso de los cajones y el hormigonado de las paredes se efectuaron alternativamente por alturas de 3 metros.

El descenso de los cajones de las pilas, de 9 por 14 m de sección, se llevó a cabo por excavación con la ayuda de excavadora de cuchara en la forma clásica.

A partir de los 12 m de profundidad, los lentejones de arcilla, muy duros, producían el desprendimiento de los cuchillos del cajón y provocaron inclinaciones.

Para facilitar el descenso de los cajones se recurrió a variaciones rápidas del nivel de agua por bombeo, conjuntamente con la utilización de trépanos.

Este procedimiento tuvo que ser abandonado en la proximidad de la capa arenosa de asiento, con el fin de evitar la dis-



Cajón de estribo y colocación de las palizadas.

locación y el arrastre parcial de los terrenos de apoyo, donde existían presiones artesianas importantes. Con este fin se solicitaron los servicios de un hombre rana para dirigir los trabajos de hincá, al pie de la pared interior del cajón, y para señalar y dirigir el ataque contra las zonas duras.

Los trabajos han sido ejecutados simultáneamente en las dos pilas de la orilla con un desfasado correspondiente a la reutilización de los encofrados de las paredes.

Para el hormigonado y el hundimiento de los cajones de los estribos se ha procedido de manera análoga.

El reparto de los esfuerzos sobre el terreno se aseguró, en la parte inferior de las pilas, por tapones abovedados. El hormigonado de estos tapones se hizo «en manantial» por tubos cerrados que descendían en el hormigón fresco y se mantenían llenos con el fin de evitar el menor deslavado. El extenso del hormigón y el contacto con el resalto de apoyo lo dirigió y controló un hombre rana.

Las placas superiores de los cajones así como las pilas y estribos elevados, de un tipo clásico, no crearon ningún problema particular.

2) El tablero.

Ante la imposibilidad de realizar correctamente los apoyos provisionales en el curso principal del río, se decidió construir las ménsulas de 42 m del tramo central en voladizos sucesivos por elementos de 6 m. También se empleó la prefabricación para las otras partes de la obra correspondientes a los tramos de los extremos de 60 m y al elemento isostático central de 36 metros.

Un entramado especial y un material de ejecución apropiado se estudiaron y se pusieron a punto para asegurar la construcción de la obra según las tres grandes fases descritas a continuación:

a) Parte construida sobre las pilas.

Primeramente se hormigonó sobre cada pila un elemento de tablero de 24 m de longitud, de los cuales 18 m se construyeron sobre la orilla y 6 m en voladizo sobre la pila. La cimbra estaba constituida por dos vigas trianguladas de 24 m de longitud y 3 m de altura y se apoyaba por un extremo sobre la pila y por otro extremo sobre una palizada provisional construida sobre pilotes y situada a una distancia de 18 m de la pila.

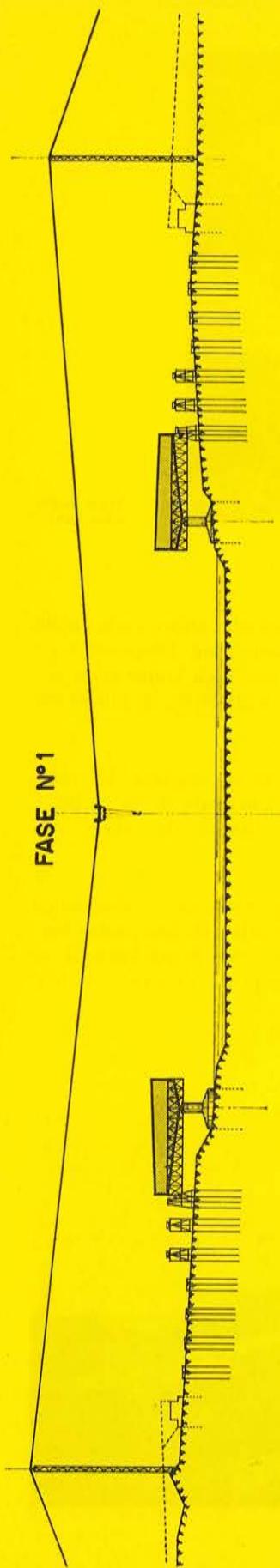
El encofrado de la parte inferior estaba formado por un entramado metálico compuesto por un conjunto de pendolones regulables por tornillos, lo que permitía adaptarse a la curvatura del intradós. En el extremo del voladizo, dos tajamares de 2 m soportaban una pasarela transversal.

Dada la importancia de las cargas puestas en obra, los dos cajones aguas arriba y aguas abajo se ejecutaron el uno después del otro, asegurándose el pretensado longitudinal en cada viga antes del hormigonado de las placas superiores y de los diafragmas. Después de realizar el pretensado transversal se quitaron las cimbras apoyándose el elemento de 24 m, ya hormigonado, directamente sobre la palizada provisional y la pila.

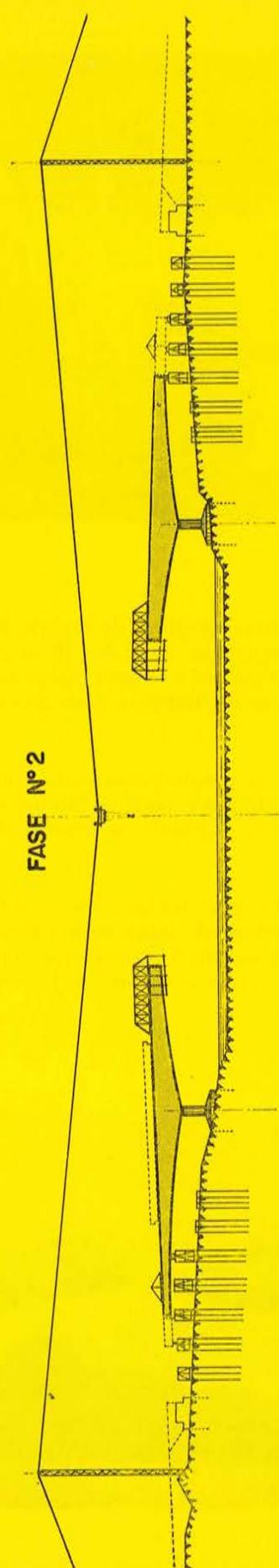
b) Parte construida en voladizo y sobre la orilla.

Estando asegurado el vuelco sobre la orilla se prosiguió la ejecución por la construcción y unión simultánea a las partes ya ejecutadas de dos elementos de 6 m de longitud:

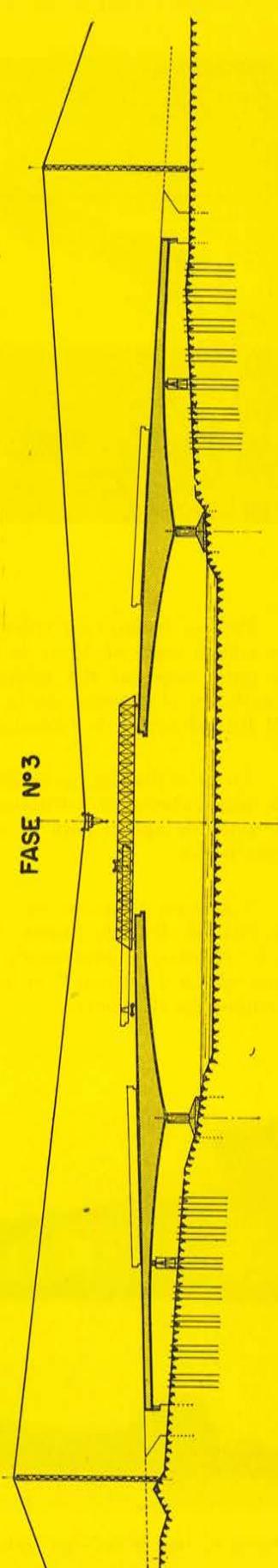
- uno en el extremo de la ménsula hormigonada «in situ»,
- el otro en el tramo de la orilla prefabricado sobre palizadas.



FASE N°1

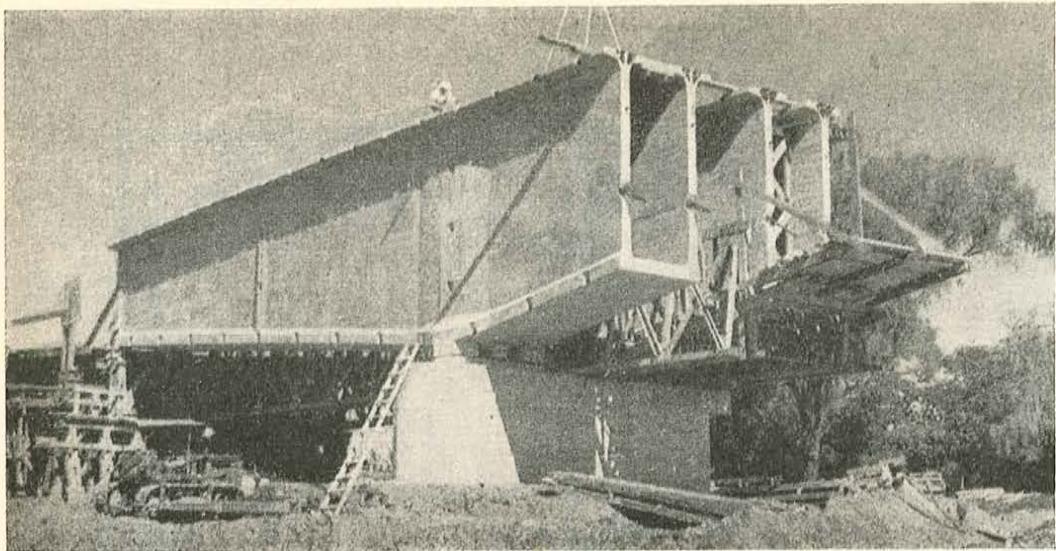


FASE N°2



FASE N°3

Fase de ejecución de los trabajos.

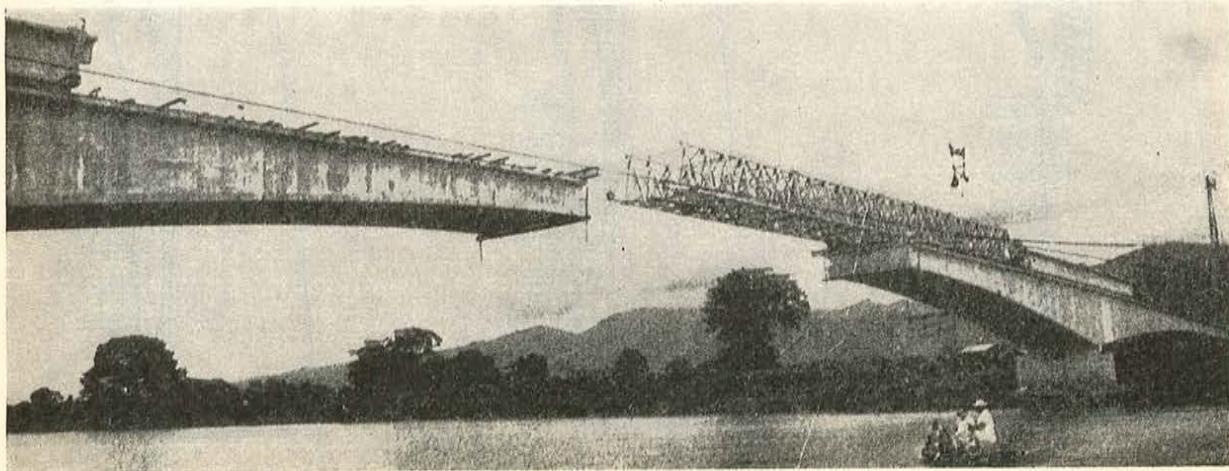


Vigas cajón sobre apoyo.

Para el trabajo en voladizo, las cimbras metálicas de soporte fueron desdobladas sobre cada orilla en cuatro vigas de 12 m de longitud completadas hasta los 16 m por dos suplementos. Dispuestas en la parte superior del tablero, se apoyaban en su centro sobre una chaveta metálica transversal colocada en el extremo de la ménsula; unos contrapesos y un amarre trasero aseguraban la absorción de los esfuerzos de basculamiento.

En la orilla, las palizadas de apoyo se construyeron cada 6 m sobre pilotes de madera. Dotadas de una cabeza en estructura metálica, sirvieron para la fabricación de los elementos de la orilla y después de apoyo para el tablero antes de la puesta en tensión de un cierto número de cables longitudinales.

Tanto en el tramo en voladizo como en el tramo sobre la orilla, el hormigonado de los elementos se efectuó dejando juntas. Antes del pretensado transversal, y después de reguladas, dichas juntas fueron cerradas; el pretensado longitudinal no intervino más que como último recurso. Seguidamente se procedió a desplazar 6 m la estructura soporte y al cambio de la palizada de apoyo; después el ciclo comenzaba de nuevo.



Puesta en obra de las vigas centrales.

A partir de un cierto estado de la construcción, se aseguró la estabilidad al vuelco utilizando los elementos de la orilla como contrapeso, antes de su unión, por medio de soportes especiales en la estructura. Igualmente, fue necesario conservar una palizada de apoyo en el eje de cada tramo de orilla hasta la terminación de la obra, con objeto de aliviar a este tramo en ausencia de momentos sobre la pila.

c) *Elemento central.*

Cuando los trabajos descritos en la fase precedente alcanzaron un cierto desarrollo, las vigas del elemento central isostático se prefabricaron sobre el mismo tablero del puente a razón de dos sobre cada pila con objeto de no modificar la estabilidad de la obra en construcción, ni sobrecargar las palizadas provisionales.

Cuando se terminaron las ménsulas y se aseguró el enlace con los estribos, se quitaron las estructuras de la cimbra y se subieron sobre uno de los tramos en voladizo, formando una viga de 52 m de longitud, formada por dos vigas trianguladas arriostradas. Dicha viga, de 52 m de longitud, se lanzó sobre la parte central utilizando como contrapesos las dos vigas prefabricadas.

Dos carretones se desplazaban por la cabeza de dicha viga, lo que permitió el lanzamiento, el descenso y la colocación de las cuatro vigas de hormigón sobre los apoyos de las ménsulas en la posición definitiva. El forjado superior y los diafragmas se hormigonaron *«in situ»* y se pretensaron transversalmente.

Los trabajos de acabado pudieron ejecutarse, entonces, muy rápidamente para el conjunto de la obra; éstos fueron, principalmente:

- la colocación de los elementos prefabricados de la acera y su unión a las vigas de borde,
- la colocación de barandillas metálicas, y
- la formación de la calzada, las evacuaciones de agua y el revestimiento asfáltico.

C) INSTALACIONES DE OBRA

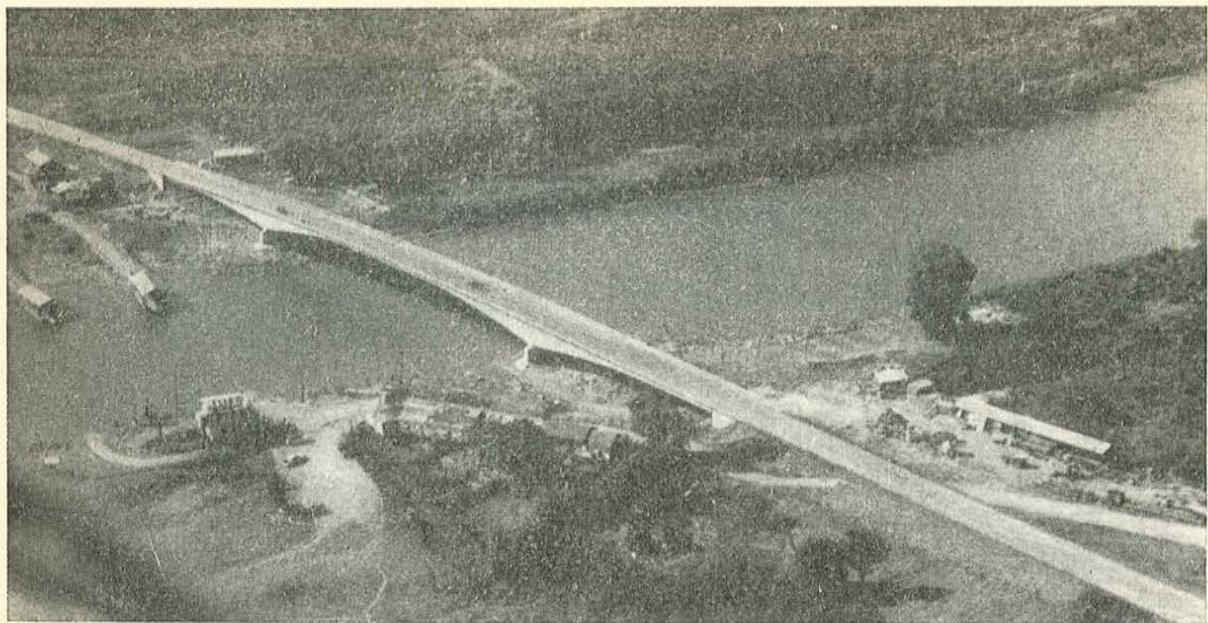
1) **Machaqueo. Lavado. Cribado.**

Los áridos, que provenían de una cantera próxima a la obra, fueron tratados en obra por medio de una unidad móvil. Esta unidad se componía, esencialmente, de:

- una criba vibrante de tres paneles;
- un decantador de hélice de Arquímedes $\phi 400$ y 3 m de longitud;
- un grupo moto-bomba de 20/25 m³/hr de 2 kg de presión.

La energía para esta unidad la proporcionaba un grupo electrógeno de 25 kVA.

Estos áridos fueron abundantemente lavados con objeto de obtener hormigones de primera calidad. Una vez tratados, los áridos eran almacenados en la propia cantera y después, a medida de las necesidades, eran cargados en camiones y transportados a un almacenamiento secundario en la central de hormigonado.



Vista aérea después de terminado.

La composición por m^3 de hormigón en obra es la que sigue:

Arena 0/5	700 kg.
Arena 5/10	445 kg.
Grava 10/25	745 kg.
Cemento	400 kg.
Agua	193 kg.

La relación agua/cemento de 0,484 resultó satisfactoria, tanto para la resistencia como para la puesta en obra del hormigón.

Las resistencias medias obtenidas son:

	Compresión (kg/cm ²)	Tracción (kg/cm ²)
A los 7 días	320 a 380	25 a 30
A los 28 días	420 a 480	28 a 33
A los 90 días	520 a 580	30 a 35

En la puesta en obra de los hormigones por vibración se extremaron las precauciones (vibradores potentes y vibradores de encofrado).

Las importantes tensiones localizadas en la proximidad de los anclajes de los cables longitudinales necesitaron un estudio particular de la distribución del hormigón, por una parte, y de la disposición de secciones y formas de las armaduras de zunchado, por otra parte. Se extremó el cuidado en el trazado de las armaduras alrededor de los puntos de aplicación de los esfuerzos de compresión, con objeto de asegurar el reparto en toda la masa.

La recepción provisional de la obra terminada tuvo lugar el 31 de enero de 1963 con la satisfacción completa del Director de la obra, que puso toda su colaboración con el Contratista durante la ejecución de los trabajos.

**instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento**

A. G. MAG, S. L - Madrid - 21879