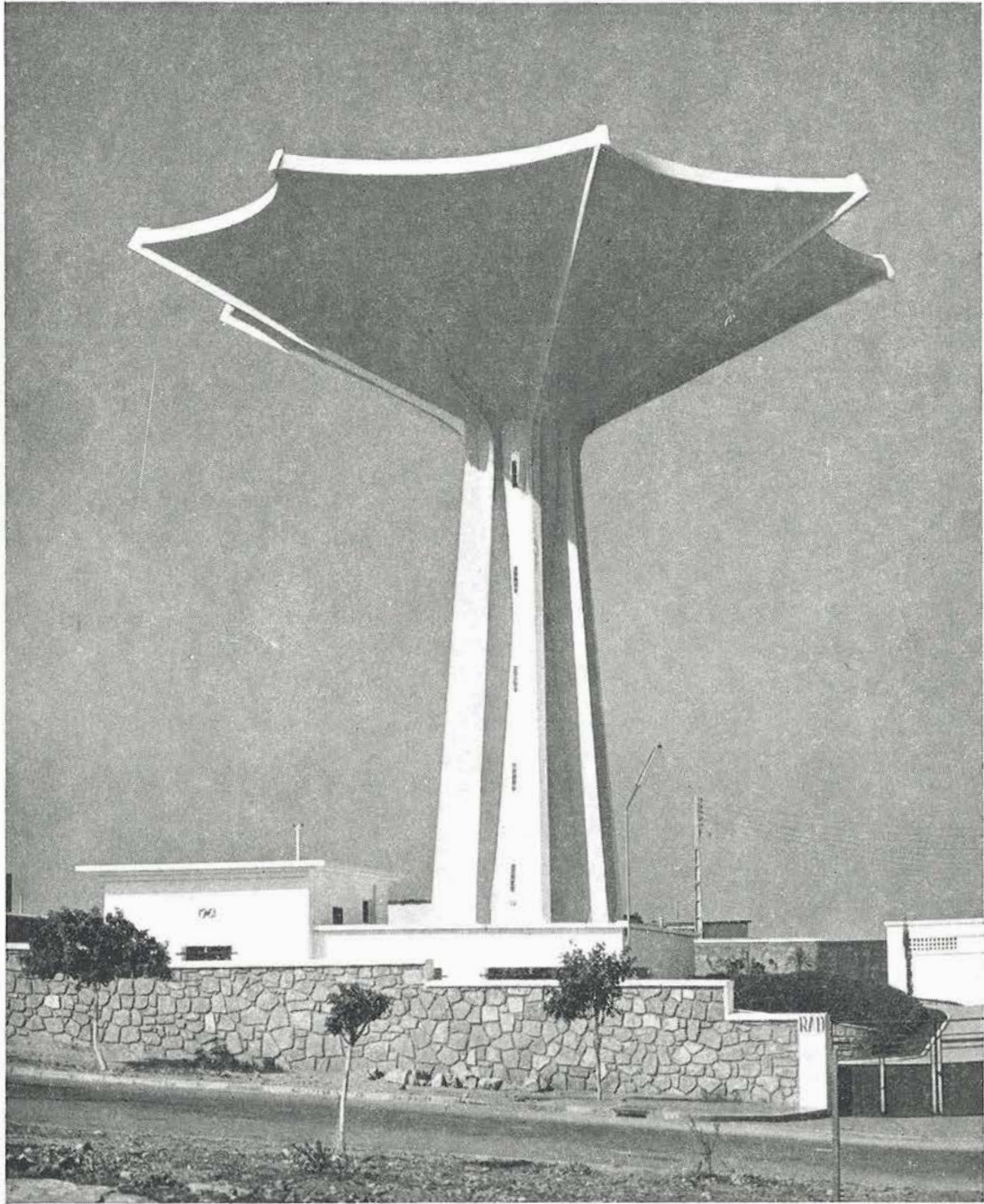




asociación española del hormigón pretensado

i.e.t.c.c.

instituto eduardo torroja
de la construcción y del cemento



últimas noticias técnicas en estructuras
de hormigón pretensado

boletín n. 63

nota

Dificultades de diversa índole han impedido la aparición regular, en las fechas oportunas, de los últimos números del Boletín. Superadas todas las anomalías, nuestros asociados recibirán los números atrasados en el plazo más corto posible.

concesión de los premios de investigación técnica del patronato "Juan de la Cierva"

El Jurado designado para fallar el Concurso de trabajos correspondientes al Patronato «Juan de la Cierva» de Investigación Técnica, del Consejo Superior de Investigaciones Científicas, ha acordado otorgar los siguientes:

Premio «Francisco Franco» para trabajos de equipo, al titulado «Estudio químico-físico de pimientos y pimentones», realizado por un equipo en los Laboratorios de Química-física de la Facultad de Ciencias de la Universidad de Murcia, dirigido por el profesor Sancho.

Premio «Francisco Franco» para trabajos de autor o autores, al titulado «Solución del estado tensional en las presas de gravedad o de contrafuertes constituidas con dos materiales de características elásticas muy diferentes», del que es autor don Florencio del Pozo Frutos.

Premio «Juan de la Cierva» para trabajos de autor o autores, al titulado «Obtención de los azúcares de la algarroba con resinas de intercambio iónico», del que son autores don Eduardo Primo Yúfera, don Bernardo Lafuente Ferriols y don Vicente Cortés Navarro.

últimas noticias técnicas en estructuras

de **h**ormigón **p**retensado

boletín de circulación limitada núm. 63

abril - mayo - junio 1962

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



Fédération Internationale de la Précontrainte

nota circular núm. 55

Con el mayor sentimiento informamos a todos los asociados de la muerte del señor E. Freyssinet, acaecida el pasado viernes 8 de junio.

A los continuos esfuerzos y a la perseverancia del señor Freyssinet debe el hormigón pretensado su existencia. Y una prueba de los inmensos avances hechos por esta técnica es que, aún en vida suya, nació y se desarrolló una organización internacional dedicada a este tema. El señor Freyssinet fue, por supuesto, Presidente de la F.I.P., desde su fundación en 1953 hasta su tercer Congreso, celebrado en Berlín en 1958.

En nombre de la F.I.P. se ha enviado a madame Freyssinet un testimonio de profunda condolencia.

asociación española del hormigón pretensado

CUOTA ANUAL	ESPAÑA	EXTRANJERO
	Pesetas	Dólares
Socio adherido individual	150,00	3,55
Socio no adherido individual	300,00	7,00
Socio colectivo (aunque figure como Socio adherido)	300,00	15,00



	Págs.
Editorial.	
157-0-22 Normas provisionales relativas al empleo del hormigón pretensado	5
Anejo I.—Articulado	5
Anejo II.—Informes de la Comisión ...	29
Anejo III.—Recomendaciones para la redacción de proyectos particulares y para la ejecución de obras de hormigón pretensado	39
Anejo IV.—Explicaciones complementarias relativas a la tercera excepción a la regla general de seguridad formulada en el art. 11 de las Normas.	41
Noticias	43
Nota de la Asociación Española del Hormigón Pretensado. Intercambio de publicaciones	

En los dos números pasados, ha publicado el Boletín las "Recomendaciones prácticas sobre hormigón pretensado" redactadas por el Joint Committee ACI-ASCE. El número actual se dedica por completo a las Normas francesas provisionales, relativas al empleo del hormigón pretensado; pues ha parecido preferible, para su más cómodo manejo y empleo, el no dividir las en dos publicaciones distintas. Ello obliga, por razones de espacio, a no incluir en el presente número del Boletín otros artículos sobre temas de actualidad, como ha sido y es costumbre de nuestra revista; circunstancia excepcional ésta que queda justificada por el hecho de ser las Normas francesas, a falta de Normas nacionales, las más comúnmente empleadas por nuestros proyectistas. Es de suponer, por tanto, que su publicación en un sólo volumen sea de la mayor utilidad para nuestros lectores.

El Anejo I está constituido por una parte de articulado (bajo el título de "Normas provisionales") y otra de Comentarios explicativos; las cuales, para mayor comodidad de consulta, se publican en páginas enfrentadas. Ambas partes van seguidas de unos ejemplos de cálculo y de fórmulas destinadas a facilitar su aplicación.

El Anejo II es un resumen del informe justificativo que, con fecha 5 de febrero de 1953, emitió la Comisión especial del Consejo General de Ponts et Chaussées, encargada de preparar las Normas.

El Anejo III contiene recomendaciones para la redacción de proyectos particulares y para la ejecución de obras de hormigón pretensado. Como el Pliego General de Condiciones para obras de hormigón armado no contiene prescripciones relativas al hormigón pretensado, los proyectos particulares deben incluir las cláusulas oportunas, de acuerdo con lo establecido en este Anejo III.

Por último, el Anejo IV contiene aclaraciones complementarias sobre un punto especial que, en el informe de la Comisión, aparece tratado muy brevemente.

En números sucesivos, el Boletín continuará publicando las Normas extranjeras de mayor importancia, sin descuidar los artículos de información de la actualidad. Entre tales artículos debe figurar, y el conseguirlo es nuestra mayor inquietud actual, una buena cantidad de originales de nuestro país y de Hispanoamérica; ya han llegado varios a nuestra Redacción y confiamos en que su número irá en aumento. Pues no debe olvidarse que la difusión de nuestro Boletín posee la doble vertiente: española, entre todos los asociados, y extranjera, según el régimen de intercambio existente, a través de la F. I. P., con el resto de los países.

Para este tema, como para cualquier otro, nuestros asociados encontrarán, en el Instituto Eduardo Torroja, una constante atención a sus sugerencias, advertencias o consejos.

normas provisionales relativas

comentarios

Artículo 1. Campo de aplicación.

Estas normas no hacen referencia más que a las construcciones de hormigón pretensado, en el sentido en que se han definido.

Los sistemas de construcción que combinan el empleo de fuerzas artificialmente creadas y armaduras ordinarias solicitadas a tracción, y en las cuales se acepta de hecho la rotura del hormigón por tracción (o al menos su posibilidad), no entran en la definición de hormigón pretensado.

Las partes de estas construcciones que respondieran a esta definición podrían justificarse según las prescripciones de las presentes normas.

Las reglas del hormigón armado podrán aplicarse a las partes de esas construcciones cuyas condiciones de equilibrio no difieran de las que se encuentran en las construcciones de hormigón armado.

Pero las partes de esas construcciones cuyas condiciones de equilibrio sean diferentes de las del hormigón pretensado y de las del hormigón armado, no parecen justificables teóricamente en el estado actual de la ingeniería. Convendrá acudir al ensayo y a la experiencia para su justificación.

Art. 2. Armaduras de pretensado.

(1) Se tiene aquí en cuenta el caso en que la puesta en tensión de las armaduras se utiliza para crear las fuerzas de pretensado.

Francia - 1953

al empleo del hormigón pretensado

(Ministère des Travaux Publics, des Transports et du Tourisme)

anejo n.º 1

preámbulo

Artículo 1. Campo de aplicación.

Estas normas se aplican a las construcciones de hormigón pretensado.

Se dice que una construcción de hormigón es de hormigón pretensado cuando está sometida a la acción de un sistema de fuerzas artificialmente creadas y aplicadas constantemente—que se denominan fuerzas de pretensado—, tales que, cuando esa construcción está sometida al efecto simultáneo de este sistema de fuerzas, de las cargas, de las sobrecargas y de las diversas acciones que puede verse obligada a soportar, el hormigón que la constituye debe resistir en todos sus puntos, en perfecto estado de integridad, sin romperse ni fisurarse.

Título primero

Cualidades de los materiales empleados

Art. 2. Armaduras de pretensado.

Las armaduras de pretensado son aquellas cuya puesta en tensión permanente se utiliza para desarrollar las fuerzas de pretensado (1).

Se escogerán las características mecánicas de los aceros utilizados en la constitución de estas armaduras:

— Por una parte, para que su riesgo de rotura resulte prácticamente eliminado en el momento de la puesta en tensión, habida cuenta de los dispositivos empleados, de los esfuerzos máximos aplicados y de las deformaciones eventualmente impuestas;

— Por otra parte, para que pueda asegurarse que su tensión, en servicio, se mantendrá, por lo menos, igual a la mínima calculada.

Art. 3. Armaduras ordinarias.

(1) El caso de sollicitación a tracción, en servicio, de las armaduras ordinarias, corresponde únicamente a los estribos de las vigas.

(2) El caso de sollicitación a tracción durante la construcción, de las armaduras ordinarias, corresponde tan sólo a las armaduras longitudinales provisionalmente empleadas en tracción.

(3) La obligación que se fija en el artículo 9 de tener en cuenta en el cálculo de esta tensión los efectos de retracción y fluencia del hormigón, conducirá, en general, a tener que prescindir del acero dulce como elemento constitutivo de armaduras comprimidas.

Para las armaduras ordinarias sollicitadas a compresión—aun cuando estas armaduras sean susceptibles de ser sollicitadas a tracción durante la construcción (ver art. 11)—cuyo límite elástico sea superior o igual a 36 kg/mm², no será necesaria ninguna comprobación de tensiones.

Se hace notar que el último párrafo del artículo 3 no es aplicable a las armaduras longitudinales llamadas barras de montaje. Se considerarán como barras de montaje las armaduras cuyo diámetro individual sea inferior en todos los casos a 8 mm, o a 1/200 del canto de la sección pretensada si ese canto excede 1,60 m, y cuya sección total sea inferior a 1/2.000 del área de la sección pretensada.

Art. 4. Hormigón para hormigón pretensado.

(1) Se podrá admitir que la resistencia a la rotura por cortante simple es igual a la resistencia a la rotura por tracción simple.

Art. 3. Armaduras ordinarias.

Las armaduras distintas a las de pretensado se llaman armaduras ordinarias, cualquiera que sea su papel.

Se caracterizarán estas armaduras:

1.º En todos los casos, por su aptitud para sufrir, sin riesgo de rotura, las manipulaciones previstas.

2.º Cuando se tomen en cuenta en la resistencia de piezas pretensadas, por el valor de su límite elástico.

3.º Eventualmente, por su aptitud para ser soldadas.

La tensión máxima de las armaduras ordinarias susceptibles de ser solicitadas, en servicio, a la tracción, se limitará a las cincuenta y cuatro centésimas de su límite elástico convencional bajo el efecto de causas de sollicitación que no comprenden la acción del viento, y a las sesenta centésimas de este mismo límite elástico en caso contrario (1).

La tensión máxima de las armaduras ordinarias susceptibles de ser solicitadas a tracción durante la construcción, se limitará a las setenta y cinco centésimas de su límite elástico convencional (2).

La tensión máxima de las armaduras ordinarias susceptibles de ser solicitadas a compresión, se limitará a las sesenta centésimas de su límite elástico convencional (3).

Art. 4. Hormigón para hormigón pretensado.

La calidad del hormigón se caracterizará por:

1.º Su resistencia a la rotura por compresión simple, a la edad de noventa días.

2.º Su resistencia a la rotura por tracción simple, a la edad de noventa días (1).

La composición del hormigón, las condiciones de su fabricación y de su puesta en obra, serán tales que las características supuestas se alcancen efectivamente. Se entiende por características supuestas las que se tienen en cuenta en el cálculo del proyecto.

Un hormigón para hormigón pretensado debe ser de alta calidad, elevada resistencia, gran compacidad y débil deformabilidad.

**Título segundo****Preparación de los proyectos, datos, principios y proceso de cálculo****Art. 5. Sobrecargas.**

1.º *Puentes.*—Para los puentes, el programa de sobrecargas a considerar, comprendidas sus mayoraciones dinámicas, será el mismo que el impuesto, en las instrucciones vigentes, para las obras de hormigón armado de igual destino.

Art. 6. Principios de comprobación de estabilidad de las obras.

(1) Los datos experimentales de base son, por ejemplo, las condiciones de rotura del hormigón, el rozamiento de un cable de tipo determinado en su vaina, etc.

(2) No siendo objeto de la presente norma la codificación de estos ensayos experimentales, corresponde a los ingenieros el apreciar para qué elementos y en qué condiciones pueden admitirse estas comprobaciones.

Se atrae su atención sobre el hecho de que la determinación en servicio de los coeficientes de seguridad es delicada, y debe, a defecto de procedimientos satisfactorios, dar lugar a estudios más profundos.

(3) Estas comprobaciones constituyen uno de los principales objetos de las presentes normas.

(4) En el caso más general, las fuerzas de pretensado se ponen en juego antes de la terminación de las obras, a veces en distintas etapas, y son variables en el tiempo. Resulta, pues, que, desde el momento de la ejecución, las fuerzas de pretensado y las cargas son o pueden ser variables, así como las propias formas geométricas de las obras, sus condiciones de estabilidad y la resistencia del hormigón que las constituye.

(5) Se atrae la atención sobre el hecho de que la estabilidad de las obras de hormigón pretensado, en servicio, debe comprobarse, por una parte, cuando la obra está descargada, y, por otra, cuando está sobrecargada en las condiciones más desfavorables.

Art. 7. Principios generales de cálculo de las obras.

(1) El relleno de agujeros por inyección de mortero de cemento después de la puesta en tensión de las armaduras de pretensado, no da derecho a dejar de deducir los huecos correspondientes, ni aún para el cálculo de deformaciones o de tensiones debidas a esfuerzos aplicados después del endurecimiento del mortero inyectado.

(2) Tener en cuenta la sección de las armaduras de pretensado en el cálculo de las constantes mecánicas de las piezas, equivale a tener en cuenta la influencia de las deformaciones bajo las

Igualmente ocurre para la presión del viento.

2.º *Estaciones de ferrocarril y cubiertas.*—Para las estaciones de ferrocarril y cubiertas de toda especie, se acudirá a los reglamentos en vigor.

3.º *Otras obras.*—Las demás obras, tales como palizadas, hangares, forjados de piso, muros de contención, depósitos de agua, conductos a presión, etc., se calcularán a la vista de las sobrecargas más desfavorables que tengan que soportar, sea en servicio, sea durante la construcción.

Se tendrá en cuenta la acción del viento según las circunstancias locales.

Art. 6. Principios de comprobación de estabilidad de las obras.

La comprobación de estabilidad de las obras puede hacerse, ya por referencia directa a ensayos, ya por cálculo fundado en datos experimentales de base (1).

1.º *Referencia directa a ensayos.*—En ciertos casos particulares, las experiencias directas sobre un número suficiente de unidades de una serie de elementos idénticos—experiencias llevadas en el dominio elástico y después continuadas hasta rotura—pueden valer como comprobación de la estabilidad de los elementos de la serie (2).

2.º *Comprobaciones de cálculo* (3).—Además de la comprobación del equilibrio estático, si no está asegurado con toda evidencia, se exigen dos tipos de comprobaciones para una construcción de hormigón pretensado.

El primer tipo se refiere a la resistencia del conjunto de hormigón que constituye la obra, bajo las sollicitaciones enumeradas en el artículo 1.º Las comprobaciones correspondientes comprenderán las de resistencia del hormigón, material constitutivo de la obra, en todo punto de la construcción, de acuerdo con las prescripciones del artículo 11, así como las de seguridad con vistas a los fenómenos de inestabilidad (pandeo, alabeo), si ha lugar a ellas.

El segundo tipo de comprobaciones se refiere a las condiciones de ejecución y a los valores de las fuerzas de pretensado. Las comprobaciones correspondientes se conformarán a las prescripciones del artículo 12, cuando estas fuerzas provengan de la puesta en tensión de las armaduras.

Estos dos tipos de comprobaciones se harán para cada una de las distintas fases de la ejecución, habida cuenta de todas las condiciones introducidas, y en el orden de sucesión de esas fases (4).

Las comprobaciones del primer tipo se harán, en cuanto a las obras en servicio, para todas las combinaciones posibles de disposición de las sobrecargas, de los valores extremos de la temperatura y de la acción del viento (5).

Art. 7. Principios generales de cálculo de las obras.

Los cálculos de deformación y de resistencia se efectuarán en la hipótesis de la elasticidad del hormigón y de las armaduras, conforme a los principios y por los procedimientos de la Resistencia de Materiales.

En la determinación de áreas, centros de gravedad, momentos de inercia, etc., de secciones de piezas prismáticas, tenidas en cuenta para el cálculo de deformaciones, se deducirán los huecos longitudinales, tales como agujeros o muescas, que hayan sido dispuestos para el paso

comentarios

sobrecargas. Por su redacción, el texto subordina esta consideración a la certidumbre de la adherencia de las armaduras al hormigón.

En general, se podrá prescindir de considerar la temperatura sobre el valor de las fuerzas de pretensado.

Art. 8. Efectos de la temperatura.

(1) Convendrá justificar los valores admitidos en el cálculo para los valores extremos $\pm \lambda_t$ de la dilatación unitaria y, habida cuenta de la rapidez de las variaciones térmicas, el valor E_b adoptado para el coeficiente de elasticidad del hormigón pretensado. En general, con el clima de Francia continental y para construcciones al aire libre que no sean en grandes masas, se podrán admitir, para el producto $\pm \lambda_t E_b$, valores comprendidos entre ± 20 kg/cm² y ± 30 kilogramos por centímetro cuadrado.

Art. 9. Retracción y fluencia del hormigón.

(1) Convendrá justificar los valores admitidos en el cálculo para el acortamiento proporcional debido a la retracción, λ_r , y para el módulo de elasticidad E_b del hormigón.

Puede admitirse que en Francia continental, para construcciones al aire libre que no sean en grandes masas, el producto $\lambda_r E_b$ vale 30 kg/cm². De cualquier modo, si se toman precauciones para dejar que una parte de la retracción se efectúe antes de que entren en juego las coacciones de apoyo, se puede admitir un valor menor, sin bajar en ningún caso de 10 kg/cm².

Se permitirá considerar la fluencia asimilando su efecto a una disminución del módulo de elasticidad del hormigón. En esas condiciones, la fluencia normalmente no tendrá efecto en las reacciones hiperestáticas. Si no es así, se podrá adoptar como valores del módulo de elasticidad del hormigón:

— Bajo cargas o sobrecargas de corta duración de aplicación, o bajo el efecto de modificaciones rápidas de las condiciones de apoyo:

$$E_t = 18.000 \sqrt{N}$$

— Bajo cargas y sobrecargas permanentes, fuerzas de pretensado y sobrecargas repetidas:

$$E_d = 6.000 \sqrt{N}$$

de la armadura de pretensado. Para el cálculo de tensiones, se deducirán, además, los huecos tales como agujeros o muescas de dirección transversal al eje de las piezas, que hayan sido dispuestos por cualquier razón que sea (1).

Podrá tenerse en cuenta, en el cálculo de los elementos precedentes, la sección de las armaduras longitudinales de pretensado multiplicada por un coeficiente de equivalencia escogido convenientemente, en el caso en que estos aceros hayan sido puestos en tensión antes de la puesta en obra del hormigón, y efectivamente recubiertos por este último a partir de esta puesta en obra. A este respecto, una armadura de pretensado no podrá considerarse como recubierta más que si cada uno de los elementos activos (alambres o barras) que la componen, puede entrar en contacto directo con el propio hormigón constitutivo de la obra, con exclusión de todo mortero de inyección, sin interposición de vaina o capa de lubricante (tal como betún, aceite o grasa).

El ancho del forjado a considerar a cada lado de un nervio no sobrepasará la mitad del intervalo existente entre dos vigas paralelas ni $1/6$ de la luz de la viga.

En el cálculo de los sistemas hiperestáticos se tendrá en cuenta, no sólo las deformaciones debidas a la influencia de las cargas y sobrecargas, sino también las deformaciones de las obras debidas a la influencia de los esfuerzos de pretensado.

No se tendrá en cuenta la eventual influencia de las deformaciones de las obras sobre el valor de las fuerzas de pretensado (2).

Art. 8. Efectos de la temperatura.

Se tendrá en cuenta la influencia de los efectos térmicos sobre el valor de las reacciones de apoyo en las obras que no puedan dilatar libremente (1).

Art. 9. Retracción y fluencia del hormigón.

En las obras que no puedan dilatar libremente, se tendrá en cuenta la influencia sobre el valor de las reacciones de apoyo, de las disminuciones proporcionales de dimensiones de la construcción debidas a la retracción del hormigón, y eventualmente a su fluencia (1).

En todas las obras se tendrá en cuenta la influencia, tanto sobre la tensión de las armaduras de pretensado como sobre la tensión de las armaduras ordinarias empleadas eventualmente en compresión, de las variaciones unitarias de longitud del hormigón debidas a su retracción y a su fluencia (2).

viniendo expresados en kilogramos por centímetro cuadrado los módulos de elasticidad instantáneo y diferido E_i y E_d , así como N , resistencia a la rotura por compresión del hormigón. En las fórmulas anteriores, N es la resistencia efectiva del hormigón, habida cuenta de su edad; para una edad superior a 90 días, se adoptará para N el valor de la resistencia contada a los 90 días.

(2) Se supondrá que las armaduras de pretensado interiores al hormigón y las armaduras ordinarias empleadas en compresión, sufren los acortamientos unitarios de retracción λ_r y de fluencia λ_f , del hormigón que las rodea.

Puede admitirse en Francia continental, para construcciones al aire libre que no sean en grandes masas, que λ_r vale 0,0002. Para las armaduras de pretensado que han sido preservadas por las vainas de la acción de la retracción, antes de la puesta en tensión, puede adoptarse un valor más pequeño, siempre superior o igual a 0,0001, y únicamente en el caso en que el hormigón haya alcanzado, en el momento de la puesta en tensión de las armaduras, la resistencia supuesta en el cálculo a 90 días.

A falta de resultados experimentales demostrativos, se permitirá calcular el acortamiento unitario de fluencia λ_f , como una deformación elástica diferida en función de la tensión de compresión, n , del hormigón al nivel de la armadura correspondiente, y de la resistencia del material. Se tendrá así:

$$\lambda_f = \frac{n}{E_f} ,$$

siendo E_f el módulo de deformación bajo fluencia, cuyo valor, expresado en kilogramos por centímetro cuadrado, será función de N , resistencia a rotura por compresión del hormigón expresada en kilogramos por centímetro cuadrado:

$$E_f = \frac{E_i \times E_d}{E_i - E_d} = 9.000 \sqrt{N}$$

En las fórmulas anteriores, n será la tensión máxima de servicio, habida cuenta de las cargas permanentes, de las fuerzas de pretensado de servicio, de las sobrecargas más desfavorables susceptibles de repetirse, de los efectos de temperatura y de la retracción.

N será la resistencia efectiva del hormigón en el momento de aplicación de las fuerzas de pretensado, si esa resistencia es inferior a la considerada a 90 días; y esta última, si la resistencia efectiva es igual o superior.

No serán aplicables las fórmulas y deberá mayorarse λ_f , si el hormigón no tuviese edad suficiente para haber alcanzado los ocho décimos de su resistencia a 90 días. El pretensado de un hormigón tan joven requiere precauciones particulares.

Art. 10. Relajación de las armaduras de pretensado.

(1) Puede admitirse, salvo justificación de un valor más favorable, que para alambres trellados, agrupados en cables de hilos paralelos de 5 mm de diámetro, de una resistencia a la rotura comprendida entre 140 y 160 kg/mm² y tesos inicialmente entre 90 y 110 kg/mm², la pérdida de tensión por relajación es sensiblemente igual al 10 por 100 de la tensión inicial.

Art. 10. Relajación de las armaduras de pretensado.

Se tendrá en cuenta la influencia de la relajación del acero en la determinación del valor de la tensión de las armaduras de pretensado, la cual habrá de ser calculada teniendo en cuenta el mínimo de servicio a que hace referencia el artículo 2.

Las justificaciones que se hagan deben basarse en resultados experimentales y tendrán en cuenta la forma real de puesta en tensión de las armaduras (1).

Art. 11. Resistencia del hormigón.

(1) Esta justificación no puede considerarse como cumplida más que si el cálculo hecho ha tenido bien en cuenta las tensiones principales extremas, y no solamente las principales que estén contenidas en un plano de dirección privilegiada.

(2) No se impone a los ingenieros ningún procedimiento sobre la forma de definición del dominio de resistencia del hormigón. La forma de definición escogida debe únicamente estar de acuerdo, de un modo suficiente, con los resultados experimentales. Se podrá, en particular, utilizar el concepto de curva intrínseca.

(3) Llamando n_1 y n_3 a las tensiones principales extremas de tracción y de compresión, la condición $n_3/|n_1| \geq 49/4$ equivale, en el caso de un pretensado únicamente longitudinal (en el que son muy fácilmente conocidas la tensión n de compresión que se ejerce sobre un elemento de plano de sección recta y la tensión t de cizallamiento que se ejerce sobre este elemento de plano y sobre el elemento normal a él y al plano medio del alma) a la condición $\frac{n}{t} \geq \frac{45}{14}$, e igualmente, a la condición $\frac{n_3}{t} \geq 3,5$.

(4) Se llama la atención sobre el hecho de que, en las comprobaciones relativas a una fase dada de la ejecución, convendrá tener en cuenta los valores efectivos de las fuerzas de pretensado y las resistencias efectivamente alcanzadas por el hormigón en esta fase.

Se llama la atención igualmente sobre el riesgo de inestabilidad mecánica de ciertas vigas flectadas, con carga aún incompleta, en caso de fisuración accidental de la zona en tracción. Convendrá entonces comprobar la resistencia de sus secciones, sin tener en cuenta el hormigón en tracción.

(5) Para que una viga, que se encuentra provisionalmente en el estado de equilibrio de una viga de hormigón armado sometida a flexión compuesta, pueda tomar en servicio el estado de equilibrio de una viga pretensada, conviene, en primer lugar, que ningún obstáculo exterior (tal como hormigón colocado contra la viga) se oponga al cierre de las fisuras eventuales o a la reabsorción del alargamiento del hormigón en tracción, y además, que la magnitud de las fisuras eventuales de tracción sea limitada. A este respecto, habrá que tomar las medidas necesarias para que el orden de magnitud del ancho de las fisuras eventuales sea, como máximo, 1/200 del diámetro de las armaduras ordinarias en tracción.

En lo que concierne a estas armaduras ordinarias, se permitirá, o bien tener en cuenta su existencia en el cálculo de secciones pretensadas, como armaduras ordinarias en compresión, en las condiciones fijadas en las presentes normas, o bien no tenerlas en cuenta; en este último caso, se supondrá que experimentan los acortamientos unitarios del hormigón a la altura en que se encuentran. En ambos casos deben tenerse en cuenta los suplementos de tensión debidos a los deslizamientos relativos de estas armaduras y del hormigón en su tránsito del estado en tracción al estado comprimido. Se permite evaluar este efecto sobre el acero de un modo es-

S
timativo en $4 \frac{S}{\omega}$ kg/cm² (S, sección de la viga, y ω , sección de las armaduras ordinarias en tracción, expresadas en las mismas unidades).

Además, las armaduras ordinarias provisionalmente en tracción no deben llevar ningún doblado de pequeño radio (por ejemplo, ganchos o patillas a 90°).

Art. 12. Puesta en tensión y tensión de servicio de las armaduras de pretensado.

(1) La tensión de servicio de las armaduras de pretensado se determina a partir de la tensión inicial efectiva, teniendo en cuenta todas las causas de pérdida: relajación del acero, acortamien-

Art. 11. Resistencia del hormigón.

La comprobación de la integridad del hormigón residirá en la verificación de que sus tensiones, en todo punto de la obra, admiten por extremos las fronteras de un dominio de seguridad deducido del dominio de resistencia del material (1).

Este dominio de resistencia podrá definirse a partir de la única consideración de las resistencias a rotura por compresión simple, por tracción simple y por cortante simple (2).

El cálculo de las tensiones deberá recoger todas las influencias anotadas en los artículos 5 a 10.

El dominio de seguridad se deducirá, como regla general, del dominio de resistencia, por una reducción homotética en la relación 1 a 0,28, con relación al origen de los vectores representativos de las tensiones.

De cualquier modo, se añaden a la regla general las siguientes excepciones, de las cuales las tres primeras se refieren a las obras en las condiciones de servicio, y la cuarta, a las obras durante su ejecución.

Primera excepción.—En una pieza prismática sometida a flexión, las fibras extremas deben estar siempre comprimidas. En la fibra extrema más próxima a la línea de acción de los aceros de pretensado, la tensión mínima de compresión será, por lo menos, igual al 8 por 100 de la tensión máxima de compresión en esta fibra.

Se permite no tener en cuenta esta excepción en las obras o partes de obras que estén protegidas de la intemperie, y cuya estabilidad no interese a la seguridad pública. En este caso, es válida la regla general.

Segunda excepción.—Cuando las características de una pieza sometida a flexión sean tales que las tensiones de compresión sobre una fibra extrema no puedan más que disminuir por la aplicación de sobrecargas, podrá admitirse que la tensión máxima de compresión sobre dicha fibra alcance los 4/10 de la resistencia a rotura por compresión del hormigón.

Tercera excepción.—Esta excepción se refiere a la resistencia al esfuerzo cortante de las vigas o arcos flectados en su plano medio.

La condición general de seguridad, siempre necesaria, no será considerada como suficiente si, siendo una de las tensiones principales extremas una tracción, el cociente de las tensiones principales extremas de compresión y tracción es inferior a 49/4 en algún punto del alma (3).

Si se produce esta circunstancia, se deben prever estribos capaces de resistir el esfuerzo cortante, habida cuenta de la acción de las bielas de hormigón que serían cortadas por fisuras eventuales. Se admitirá que estas fisuras son paralelas a la tensión principal extrema de compresión en el punto del alma en que su ángulo con la fibra media de la viga es máximo.

Cuarta excepción.—Se admitirá, durante la construcción de las obras, que el dominio de seguridad del hormigón se deduce del dominio de resistencia por una reducción homotética en la relación de 1 a 0,45, con relación al origen de los vectores representativos de las tensiones (4).

Se admitirá, además, que la estabilidad de las vigas en flexión puede asegurarse con el empleo de armaduras ordinarias longitudinales solicitadas provisionalmente a tracción, a reserva de que estas vigas satisfagan, en servicio, las condiciones de estabilidad de las vigas pretensadas y a reserva de que la tensión de compresión de las armaduras a que nos referimos quede limitada, en servicio, al máximo fijado por el artículo 3 para las armaduras ordinarias susceptibles de ser solicitadas a compresión (5).

Art. 12. Puesta en tensión y tensión de servicio de las armaduras de pretensado.

Las comprobaciones relativas a las condiciones de ejecución y a los valores de las fuerzas de pretensado comprenderán las de resistencia mecánica de las armaduras en el momento de la

to elástico, retracción y fluencia del hormigón. Resulta de ello que la tensión máxima en servicio no está limitada reglamentariamente.

(2) Por ejemplo, en el caso de armaduras estiradas por tracción, apoyándose sobre el hormigón endurecido y corriendo dentro de vainas embebidas en ese hormigón, habrá que tener en cuenta el rozamiento en las curvas, el rozamiento en las partes rectas, la limitación de la tensión local máxima en razón del riesgo de rotura, y el acortamiento de la construcción bajo la acción de las armaduras puestas en tensión con posterioridad a la armadura estudiada.

Se podrá admitir, por ejemplo, a falta de resultados experimentales demostrativos, que para armaduras compuestas de alambres paralelos de 5 mm de diámetro, el coeficiente de rozamiento en las curvas sobre vainas revestidas de acero, vale 0,4, a reserva de que el radio de las curvas sea, por lo menos, de 4,00 metros.

(3) Se permitirá dividir las armaduras en varios grupos, para los cuales se admitirán tensiones de servicio diferentes. En este caso, hay que hacer comprobaciones separadas para cada grupo, o bien limitarse a considerar la armadura colocada en las condiciones más desfavorables.

Art. 13. Inestabilidad elástica.

(1) Se recuerda que las fuerzas de pretensado desarrolladas por armaduras dispuestas en la pieza de forma que son arrastradas por la pieza en las deformaciones que constituyen el pandeo, no intervienen en el fenómeno de pandeo.

Se llama la atención sobre el hecho de que los fenómenos de inestabilidad pueden exigir dos comprobaciones distintas, si se admite el asimilar el efecto de fluencia a una disminución del módulo de elasticidad del hormigón (art. 9, comentario 1). En este caso, hay que hacer una comprobación teniendo en cuenta exclusivamente los esfuerzos permanentes (cargas permanentes y sobrecargas aplicadas largo tiempo), o lentamente variables (temperatura, retracción), en su combinación más desfavorable, y adoptando el valor E_d del módulo de elasticidad del hormigón. Si pueden intervenir esfuerzos rápidamente variables (sobrecargas de corta duración de aplicación, viento), hay que hacer una segunda comprobación teniendo en cuenta la totalidad de los esfuerzos de todo tipo en su combinación más desfavorable, y adoptando el valor E_i .

Art. 14. Seguridad con relación a las sobrecargas.

(1) Las comprobaciones de que se habla en los artículos 11 a 13 no conducen necesariamente a una seguridad suficiente en cuanto a un rebasamiento imprevisto de las sobrecargas de cálculo; de ahí la necesidad de las comprobaciones exigidas en este artículo.

En el cálculo de los esfuerzos bajo sobrecargas dobladas, se conservarán los valores de los coeficientes de mayoración dinámica considerados en el cálculo de esfuerzos producidos por las sobrecargas normales.

(2) Para la evaluación del módulo de elasticidad del hormigón a considerar, se admitirá que el estado de sobrecargas dobladas no puede ser más que de corta duración.

(3) Los resultados experimentales conocidos se interpretan de un modo suficientemente exacto admitiendo que el momento de rotura de una sección pretensada sometida a flexión simple, es igual a la menor de las dos cantidades que pueden llamarse sus momentos resistentes de rotura: el momento resistente de rotura de las armaduras de pretensado M_{RA} , por una parte, y el momento resistente de rotura del hormigón M_{RH} , por otra.

Si M_C y $2M_S$ designan, respectivamente, los momentos flectores provocados por las cargas permanentes y las sobrecargas dobladas, el margen de seguridad a rotura exigido podrá juzgarse conveniente cuando se tenga

$$M_C + 2M_S \leq 0,9M_{RA} \quad \text{y} \quad M_C + 2M_S \leq 0,7M_{RH}$$

puesta en tensión, las de los valores máximos de las fuerzas de pretensado en el momento de ser introducidas y las de los valores mínimos permanentes de estas fuerzas a lo largo de la duración de servicio de las obras (1).

La determinación de los valores máximos de las fuerzas de pretensado en el momento de ser introducidas, deberá tener presente todas las causas de variación de tensiones en las armaduras, y apoyarse en comprobaciones experimentales demostrativas (2).

Las comprobaciones de las tensiones de servicio susceptibles de mantenerse permanentemente en las armaduras de pretensado, deberán basarse en los resultados de la determinación anterior, y tener en cuenta las influencias apuntadas en los artículos 9 y 10.

Las comprobaciones precedentes deben corresponder a las armaduras colocadas en las condiciones más desfavorables (3).

Art. 13. Inestabilidad elástica.

Las piezas susceptibles de ser elásticamente inestables por pandeo, pandeo laminar o alabeo, serán objeto de justificaciones especiales.

Para las piezas susceptibles de pandear por compresión simple, las fuerzas que tienden a provocar el pandeo serán, como máximo, iguales al tercio de la fuerza crítica de Euler (1).

Para las piezas prismáticas pretensadas por la puesta en tensión de armaduras en las cuales la posición relativa de la pieza y de las armaduras no esté fijada en cada sección por ligaduras continuas o suficientemente próximas, se tendrá en cuenta, en el cálculo de tensiones, los desplazamientos relativos de la pieza y de las armaduras de pretensado.

Art. 14. Seguridad con relación a las sobrecargas.

Se harán comprobaciones especiales relativas a la estabilidad estática, a la estabilidad elástica y a la resistencia mecánica de las obras, en la hipótesis de que se doblasen los valores de las sobrecargas (considerándose todas las combinaciones posibles) y de la acción del viento (1).

Se establece, en lo relativo a la estabilidad elástica, que para las piezas expuestas a pandeo por compresión simple, las fuerzas que tienden a provocar el pandeo serán, a lo más, iguales a la mitad de la fuerza crítica de Euler (2).

En cuanto a la resistencia mecánica, deberá justificarse que los esfuerzos totales aplicados son inferiores, con un margen de seguridad conveniente, a los esfuerzos de rotura. Esta comprobación se basará en resultados experimentales para las secciones pretensadas por armaduras, sometidas a flexión simple. En los demás casos (en particular, la acción del esfuerzo cortante en las vigas) deberá comprobarse que las tensiones del hormigón admiten como límites las fronteras de un dominio de seguridad deducido del dominio de resistencia por una reducción homotética en la razón 1 a 0,56, con relación al origen de los vectores representativos de las tensiones (3).

En el caso de que la disposición de una construcción fuese tal que las sobrecargas apareciesen limitadas, sin error posible, a un valor determinado, inferior al doble de las sobrecargas de servicio, se harán las comprobaciones anteriores para ese valor.

El momento resistente de rotura de las armaduras de pretensado se evalúa, a reserva de que estas últimas se adhieran al hormigón (a estos efectos, es suficiente la adherencia obtenida por medio de mortero de inyección), con una aproximación conveniente, con la fórmula

$$M_{RA} = 0,9h'\omega R$$

donde h' es la distancia de la cara comprimida de la pieza al centro de gravedad de las armaduras de pretensado; ω , la sección de estas últimas, y R , su tensión de rotura.

Podrá admitirse, si no se quiere una valoración más exacta, que el momento resistente a rotura del hormigón de una sección rectangular es igual a

$$M_{RH} = 0,22b'h'^2N$$

donde b' es el ancho de la sección, y N , la resistencia a rotura del hormigón a compresión simple. Y que el momento resistente de rotura del hormigón de una sección en T es la suma del momento resistente de su alma (de ancho b'), que puede encontrarse por la fórmula anterior, y del momento resistente de rotura de su cabeza de compresión, cuya expresión puede ser

$$M_{RH} = 0,9(b - b')\varepsilon h'N$$

siendo b el ancho total de la cabeza, y ε , su espesor, en el caso en que ε sea inferior a la cuarta parte de h' . Y

$$M_{RH} = 0,22(b - b')h'^2N$$

en el caso contrario.

Art. 15. Armaduras de pretensado.

(1) Por ejemplo, una viga sobre apoyos simples con alambres adherentes deberá prolongarse más allá de sus apoyos de forma que se encuentre efectivamente pretensada en las zonas de esos apoyos.

(2) Naturalmente, deberá comprobarse que la tensión de compresión localizada en el hormigón es admisible. Esta tensión será, a lo más, igual a la tensión de rotura a compresión simple del hormigón para un apoyo situado en plena masa.

Titulo tercero

Preparación de los proyectos - Disposiciones constructivas

Art. 15. Armaduras de pretensado.

La eficacia y seguridad de los tipos de anclaje previstos para las armaduras de pretensado deberán haber sido comprobadas experimentalmente.

Los anclajes deberán poder resistir, sin perturbación, las tracciones que comporten la rotura de la armadura.

Los anclajes que no sean por adherencia no deberán permitir deslizamiento apreciable de la armadura después de su tesado. Si la experiencia demuestra que existe este deslizamiento para un tipo de anclaje, pero se mantiene inferior a un valor determinado, podrá admitirse tal tipo de anclaje a condición de tener en cuenta la caída de tensión debida al deslizamiento máximo, para las armaduras cuya longitud sea inferior a veinte mil veces el valor de este deslizamiento.

Los anclajes por adherencia que no hayan dado lugar a ensayos acerca del conjunto de un anclaje, podrán justificarse por el cálculo. El coeficiente de adherencia y, eventualmente, el coeficiente de rozamiento en curva, tenidos en cuenta en el cálculo, deberán siempre haber sido determinados experimentalmente para el tipo de armadura utilizada. Además, la resistencia al deslizamiento calculada deberá ser un 60 por 100 superior a la tracción que comporta la rotura de la armadura. Las zonas de anclaje por adherencia se sustraerán, por las disposiciones adoptadas, de la acción de los esfuerzos que interesan las partes activas de las construcciones (1).

Las armaduras de pretensado no rectilíneas podrán apoyarse sobre el hormigón si su curvatura tiene por efecto comprimir el hormigón hacia el interior de las piezas y no empujarlo hacia el exterior (2).

Art. 16. Juntas de dilatación y de construcción, costuras, armaduras transversales y zunchos.

(1) El proyecto deberá indicar el trazado, el espesor de la junta y el tratamiento de sus caras (véase artículo 18).

(2) Estas normas de cosido muestran el interés que tiene el prever las juntas de hormigonado en el proyecto y la necesidad de indicarlas en los planos de ejecución.

Art. 17. Distancia mínima de las armaduras entre sí y a las paredes de los encofrados.

(1) Los valores indicados para las distancias a las paredes no son aplicables a las obras especiales de paredes delgadas, tales como tubos, postes de líneas eléctricas, etc.

En el caso en que tales armaduras no se apoyasen directamente en el hormigón, o tendiesen, de hacerlo, a empujarlo al exterior, se preverán en las partes curvas o en los cambios de dirección, disposiciones especiales, que darán lugar a las correspondientes comprobaciones particulares.

Art. 16. Juntas de dilatación y de construcción, costuras, armaduras transversales y zunchos.

Las juntas destinadas a ser retacadas u hormigonadas, y las juntas de hormigonado, se dispondrán en lo posible normalmente a la dirección media de los esfuerzos de compresión.

Las disposiciones de las juntas de una obra se preverán en el proyecto (1).

La componente normal de la tensión sobre un elemento del plano de corte de hormigonado no debe ser nunca una tracción. Si el ángulo de esta tensión con ese elemento puede hacerse menor de $\pi/4$, la junta deberá atravesarse de armaduras ordinarias de cosido, tales que, suponiéndolas en tracción al límite fijado por el artículo 3, la tensión total que actúa en cada punto del plano del corte, forme con él un ángulo superior a $\pi/4$ (2).

Las armaduras de cosido y los estribos se anclarán sólidamente en las partes en que no sea de temer fisuración por efecto de cizallamiento.

Se preverán armaduras ordinarias transversales en cantidad suficiente para atender a las posibles consecuencias de los defectos de fabricación de las piezas.

Las armaduras ordinarias empleadas en compresión serán solidarizadas eficazmente con el cuerpo de las piezas por medio de ataduras transversales espaciadas, a lo más, un trecho de doce veces su diámetro. Si esas armaduras se utilizan provisionalmente en tracción en el momento de la construcción, se dispondrán las ataduras en dos direcciones sensiblemente ortogonales.

El uso de zunchos con armaduras ordinarias, al objeto de aumentar las tensiones de compresión admisibles, no se admitirá en el cuerpo de las piezas.

Podrán disponerse zunchos en las zonas de anclaje de las armaduras de pretensado, donde las fuerzas de pretensado no pueden suponerse repartidas según la ley de Navier.

Art. 17. Distancia mínima de las armaduras entre sí y a las paredes de los encofrados.

Las distancias de las armaduras de pretensado y ordinarias a las paredes de los encofrados serán suficientes para permitir el paso fácil entre ellas y el encofrado de los elementos más gruesos empleados en la fabricación del hormigón. Las distancias de las armaduras a las paredes no serán inferiores a 35 milímetros si se trata de obras junto al mar, o a 20 milímetros si se trata de otras obras (1).

Para el caso en que se prevea en el sistema utilizado el recubrimiento de las armaduras de pretensado a que hace referencia el artículo 7, las distancias de las armaduras entre sí serán suficientes para permitir el paso fácil de los elementos más gruesos del hormigón, así como el relleno de todos los huecos.

Art. 18. Ejecución de las obras.

(1) El Pliego particular se redactará habida cuenta de las recomendaciones formuladas en el anejo III.

(2) La determinación previa de un diagrama de tracción es evidentemente inútil si el procedimiento de tesado de armaduras permite establecerlo con precisión (cables o hilos rectilíneos tendidos sobre un banco, por ejemplo).

(3) Si una armadura es accesible en toda su longitud, el mejor medio de controlar su tensión, conocida la relación tensión-deformación, es medir sus desplazamientos en un cierto número de puntos escogidos con juicio.

Si una armadura (o una parte de armadura), tendida por tracción, es inaccesible, pero es rectilínea y no tiene rozamiento con su envoltura, la medida de los desplazamientos de sus extremos dará el mejor medio de medir su tensión.

Para las armaduras no accesibles y que presentan rozamientos (en parte recta o en curva), la única garantía de un tesado correcto reside en un acuerdo satisfactorio entre el cálculo y las medidas en cuanto a la relación entre esfuerzos y alargamientos.

Se llama la atención sobre el hecho de que el empleo de manómetros como instrumentos de medida de esfuerzos exige precauciones especiales, pues estos aparatos son muy susceptibles de descorregirse. Siempre deben tararse los manómetros en taller, antes de su empleo. Es interesante, en obras de importancia, que su contraste pueda hacerse periódicamente en taller mediante un aparato apropiado. Se recomienda emplear dos manómetros en paralelo sobre el mismo gato de tesado, lo cual es una forma de control mutuo de ambos instrumentos.

Es indispensable la apreciación de las pérdidas por rozamiento en cada gato utilizado, y eventualmente, en los dispositivos de anclaje susceptibles de desarrollar rozamientos (por ejemplo, desviación angular de los alambres al atravesar el dispositivo). En lo que concierne a una disposición de tesado por tracción, puede efectuarse el tarado en taller de un conjunto gato-manómetro, y eventualmente de un dispositivo de anclaje, tesando sobre un banco «ah hoc» una armadura rectilínea, libre y elástica, cuya deformación se mide; o también, tesando sobre un banco una armadura libre, que actúa sobre un dinamómetro preciso y fiel. Dos gatos, o dos conjuntos gato-dispositivo de anclaje, pueden tararse, si los manómetros lo han sido previamente, por funcionamiento en oposición y medida de las presiones de cada gato, alimentando con la bomba sucesivamente cada uno de ellos.

Titulo cuarto

Ejecución de las obras - Pruebas

Art. 18. Ejecución de las obras.

La fabricación y puesta en obra del hormigón, el control de su resistencia y trabajabilidad, los encofrados y andamios, el control de la calidad, manejo y almacenamiento de las armaduras, etc., se ejecutarán conforme a las prescripciones contenidas en el Pliego particular (1).

Si una obra comprende elementos ejecutados independientemente y reunidos por pretensado, el espesor de las juntas deberá ser tal que permita la ejecución de un rejuntado de mortero o de un hormigón de unión tan resistente como el hormigón que constituye la obra. Las caras de la junta podrán ser planas y brutas de desencofrado, si la tensión que actúa sobre el plano de la junta es siempre de compresión, no formando en ningún punto con la normal a ese plano un ángulo cuya tangente sea superior a 0,4. Si esa tangente está comprendida entre 0,4 y 0,75, las caras de la junta se picarán cuidadosamente en la totalidad de su superficie, o se acabarán en diente de sierra o en acanaladuras mediante una disposición especial del encofrado, pudiendo en este caso quedar brutas en el desencofrado. Si la tangente está comprendida entre 0,75 y la unidad, el trazado acanalado o en diente de sierra se empleará obligatoriamente. No se admitirá un valor de la tangente superior a la unidad.

El control del tesado de armaduras de pretensado se efectuará midiendo simultáneamente las deformaciones de la armadura y los esfuerzos aplicados.

El tesado se efectuará conforme a un programa detallado cuya realización forma parte de la de los proyectos de ejecución.

Este programa precisará los medios de tesado y los medios de medición de esfuerzos y deformaciones (en particular, la posición de señales entre las que se medirán las deformaciones).

Se acompañará el programa de una nota de cálculo detallada en la que se precisará la relación teórica entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones medidas. En esta nota se evaluarán las tensiones conforme a las prescripciones del artículo 12; las deformaciones debidas a tensiones que sobrepasen el límite de proporcionalidad de los alargamientos del acero, se evaluarán sobre la base de los diagramas de tracción que se hayan encontrado en los ensayos del lote de acero con que se trabaja (2).

Se establecerán un programa y un cálculo justificativo para cada armadura de tipo, composición, longitud o trazado diferentes.

Los cálculos tendrán en cuenta el orden de tesado de las distintas armaduras y las deformaciones progresivas de la obra durante la puesta en tensión.

Los aparatos de medición de esfuerzos serán, en lo posible, independientes de los ingenios utilizados para producir dichos esfuerzos. En caso contrario, se tararán en taller esos ingenios tan a menudo como sea necesario (3).

Art. 19. Pruebas de las obras.

Los puentes de hormigón pretensado se probarán de la forma prescrita por los reglamentos e instrucciones en vigor para puentes metálicos y de hormigón armado.

Las cubiertas y estaciones de ferrocarril se probarán de la forma prescrita por los reglamentos en vigor.

Las demás obras se someterán a las pruebas previstas por el proyecto particular.

ejemplos de cálculos y fórmulas para la aplicación de las normas provisionales relativas al empleo del hormigón pretensado

1. Dominio de seguridad del hormigón

El dominio de seguridad del hormigón puede definirse fácilmente, en el plano del círculo de Mohr, por una representación analítica de una curva homotética de la curva intrínseca, en la relación 0,28, con relación al origen de los vectores representativos de las tensiones.

Son particularmente cómodas dos formas de representación analítica, la una debida a M. Caquot y la otra derivada de la que se debe a los señores Chalos y Beteille.

En las dos se define el dominio de seguridad del hormigón a partir de los valores absolutos de las tensiones límites admisibles a compresión R_b y a tracción R'_b (o sea, los 28/100 de las resistencias a rotura por compresión simple y tracción simple a los 90 días).

Muy generalmente puede admitirse en el estudio de proyectos que la razón R_b/R'_b es igual a 13.

Representación de M. Caquot.

El estado de tensión en el punto que se estudia se supone definido por las tensiones principales extremas, inferior, n_1 , y superior, n_3 (se consideran las compresiones como positivas), o lo que es igual, por la abscisa $p = \frac{n_1 + n_3}{2}$ del centro, y el radio $r = \frac{n_3 - n_1}{2}$ del círculo de Mohr.

Puede representarse en este caso el dominio de seguridad del hormigón por la fórmula:

$$(p + R'_b)^2 \geq r^2 + \frac{r^3}{r_0} \quad [1]$$

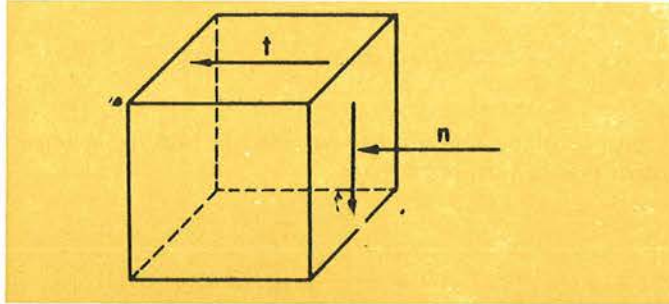
donde la tensión r_0 tiene por valor:

$$r_0 = R_b^3 / 8R'_b(R_b + R'_b) \quad [2]$$

es decir, $1,509R_b$, si la razón R_b/R'_b es igual a 13.

Representación según MM. Chalos y Beteille.

Se considera el caso, muy frecuente en el estudio de vigas, en que la tensión principal intermedia que actúa sobre planos paralelos al plano medio es nula, por lo que el estado de tensión en un punto viene definido por la tensión normal, n , y la de cizallamiento, t , que se ejercen sobre un elemento de sección recta, y por la tensión de cizallamiento puro, t , que se ejerce sobre un elemento de plano perpendicular a la sección recta y al plano medio.



El dominio de seguridad del hormigón puede venir representado en este caso, suponiendo iguales—como lo autoriza el comentario del artículo 4—las resistencias de rotura a tracción y a cizallamiento simples, por la fórmula:

$$t^2 \leq \frac{R'_b}{R_b} (R_b - n)(R'_b + n) \quad [3]$$

donde la tensión n se considera positiva si es una compresión, y negativa si es una tracción.

Puede observarse que si la tensión t es nula, como es el caso de las fibras extremas de una sección flectada, la desigualdad [3] equivale a

$$-R'_b \leq n \leq R_b \quad [4]$$

II. Cálculo de las tensiones

1.º Considerándose aquí el hormigón como un material elástico, la ley de Hooke o de adición de efectos de fuerzas se aplica al cálculo de sus tensiones.

Será lícito entonces calcular separadamente las tensiones desarrolladas por los diferentes esfuerzos que actúan sobre la construcción, fuerzas de pretensado, cargas permanentes, sobrecargas, eventualmente reacciones hiperestáticas de pretensado, de dilatación y de retracción, y calcular las tensiones que actúan efectivamente sobre la construcción, por suma de tensiones susceptibles de desarrollarse simultáneamente.

2.º En el caso de vigas de plano medio, la tensión normal, n , en un punto se encontrará por la fórmula clásica

$$n = \frac{N}{S} + \frac{My}{I} \quad [5]$$

donde S representa el área; N , el esfuerzo normal; M , el momento flector; I , el momento de inercia, e y la ordenada del punto considerado con relación al eje central de inercia normal al

plano medio, contada positivamente del lado en que un momento positivo da tensiones de compresión.

Si se trata de evaluar la pre-tensión normal, n_p , el esfuerzo normal N toma el valor de la componente P de las fuerzas de pretensado, normal a la sección recta de la viga, y el momento flector M , el valor Pe , designando e la excentricidad, u ordenada con relación al eje central de inercia normal al plano medio, del punto de paso en la sección de la resultante de las fuerzas de pretensado; de donde la fórmula

$$n_p = P \left(\frac{1}{S} + \frac{ey}{I} \right) \quad [6]$$

En el caso de vigas de plano medio y de sección sin huecos, la tensión de cizallamiento, t , en un punto se encuentra por la fórmula clásica

$$t = \frac{T\mu}{Ib} \quad [7]$$

donde μ representa el momento estático con relación al eje central de inercia normal al plano medio, del área de la parte de sección recta situada a un mismo lado de la paralela a dicho eje central, pasando por el punto considerado;

b , la longitud del segmento de dicha paralela interior a la sección;

T , el esfuerzo cortante.

Si se trata de evaluar las tensiones de cizallamiento, t_p , el esfuerzo cortante T toma el valor de la componente T_p de las fuerzas de pretensado, paralela a la sección recta de la viga.

3.º Sea, a título de ejemplo, una viga recta sobre apoyos simples. La comprobación de la estabilidad del hormigón en servicio en un punto de la viga llevará consigo el cálculo de las tensiones normales n_p , n_c y de las tensiones de cizallamiento t_p , t_c , desarrolladas, respectivamente, por las fuerzas de pretensado y las cargas permanentes.

En lo que concierne a las sobrecargas, si el punto considerado es un punto del alma en el que las tensiones de cizallamiento juegan un papel preponderante, habrá que calcular las tensiones n_{s1} , t_{s1} y n_{s2} , t_{s2} , que corresponden a los esfuerzos cortantes extremos de signos contrarios, en la sección en que se encuentra el punto considerado.

Las tensiones de servicio en los dos casos extremos a considerar serán las sumas algébricas

$$\begin{aligned} n_1 &= n_p + n_c + n_{s1} & t_1 &= t_p + t_c + t_{s1} \\ n_2 &= n_p + n_c + n_{s2} & t_2 &= t_p + t_c + t_{s2} \end{aligned}$$

Cada una de las parejas de valores n_1 , t_1 y n_2 , t_2 deberá cumplir la desigualdad [3].

Si el punto considerado está situado sobre la fibra extrema de una sección flectada, y si n_s es la tensión normal que ahí se desarrolla por el momento máximo bajo las sobrecargas, las desigualdades a comprobar se reducen a

$$\begin{aligned} R' &\leq n_p + n_c + n_s \leq R \\ R' &\leq n_p + n_c \leq R \end{aligned}$$

tomando los límites R y R' , según los casos, los valores R_b y $-R'_b$; o bien, los fijados por las excepciones del artículo 11 de las Normas.

III.- Tesado de un cable por tracción de sus extremos

Sea un cable de pretensado, de trazado simétrico y puesto en tensión simultáneamente sobre el hormigón endurecido por sus dos extremos, mediante gatos que ejercen fuerzas iguales. Se supone que sobre una de las mitades AD de su longitud, y a partir del anclaje A, el cable presenta una parte rectilínea, AB, de longitud d_1 , una parte de curvatura circular, BC, de ángulo en el centro, α , y radio, r , y una parte recta, CD, de longitud d_2 .



Conociendo el valor máximo, T_v , del esfuerzo teórico ejercido por un gato (igual al producto de la superficie del pistón por la presión teórica máxima del líquido), conviene calcular la tensión T_D en D.

Siendo inmóvil el punto D del cable por razón de simetría, la tensión del cable varía siempre en el mismo sentido, disminuyendo de A a D. En estas condiciones, la tensión en A a la salida del anclaje es igual a

$$T_A = a T_v \quad [8]$$

siendo a un coeficiente numérico que caracteriza la reducción relativa de tensión por los rozamientos internos del gato y por el rozamiento del cable sobre el dispositivo de anclaje.

Admitiendo, según indican los ensayos, que la pérdida de tensión de un elemento rectilíneo del cable es proporcional a su longitud y a su tensión, la tensión a la entrada de la curva en B es igual a:

$$T_B = T_A e^{-\varphi d_1} \quad [9]$$

representando φ la pérdida relativa de tensión por unidad de longitud.

Admitiendo, lo cual interpreta con suficiente aproximación los resultados de los ensayos, que la pérdida de tensión de un cable en curva es asimilable a la de un hilo sin rigidez y sin peso enrollado sobre un cilindro rugoso según una sección recta, la tensión a la salida de la curva, para los radios corrientemente admitidos en la práctica, es igual a:

$$T_C = T_B e^{-f\alpha} \quad [10]$$

siendo f el coeficiente de rozamiento aparente del cable sobre su vaina.

En fin, la tensión en D es igual a:

$$T_D = T_C e^{-\varphi d_2} \quad [11]$$

De las anteriores relaciones resulta la tensión buscada:

$$T_D = a T_v e^{-f\alpha - \varphi(d_1 + d_2)} \quad [12]$$

En la ejecución, conviene calcular el alargamiento del cable de modo que pueda controlarse la forma correcta de tesado por acuerdo entre las mediciones y el cálculo.

Se suponen las tensiones suficientemente moderadas (o el metal suficientemente elástico por tracción previa) para que los alargamientos sean proporcionales a los esfuerzos. Los alargamientos de diferentes trozos se suman. Sus valores son:

Sobre el trozo AB:

$$\delta_{AB} = T_A (1 - e^{-\varphi d_1}) / E \omega \varphi \quad [13]$$

siendo E el módulo de elasticidad del cable y ω su sección.

Sobre el trozo BC:

$$\delta_{BC} = T_B r (1 - e^{-r a}) / E \omega f \quad [14]$$

Sobre el trozo CD:

$$\delta_{CD} = T_C (1 - e^{-\varphi d_2}) / E \omega \varphi \quad [15]$$

Si las señales de medida están situadas al exterior de los anclajes, habrá que tener en cuenta los alargamientos de las partes tendidas del cable entre anclajes y señales.

IV.- Tensión de servicio de una armadura de pretensado

Conocida la tensión, n'_t , de una armadura de pretensado en un punto, en el momento de su tesado (por ejemplo, la tensión en D, T_d/ω , en el caso visto antes), conviene calcular la tensión mínima en servicio, n'_s , de esta armadura.

Supongamos que se trata de un cable constituido como se indica en el comentario del artículo 10 de las Normas, y que no se han hecho medidas de relajación. La pérdida de tensión por relajación del acero valdrá:

$$0,1n'_t$$

La pérdida por retracción del hormigón es igual, según el comentario del artículo 9 de las Normas, si el hormigón ha alcanzado su resistencia contada a noventa días en el momento del tesado, a:

$$0,0001E$$

es decir, prácticamente, 2 kg/mm².

La pérdida por fluencia del hormigón será igual, según el mismo comentario, a:

$$nE_f/E_f$$

La tensión mínima de servicio de la armadura será así igual a:

$$n'_s = n'_t - 0,1n'_t - 0,0001E - nE_f/E_f$$

Informe de la Comisión (extractos)

I.- El carácter del proyecto de la Comisión

Si pese a su reciente aparición, la construcción en pretensado ha dado lugar a múltiples aplicaciones para que pueda y deba dar lugar a instrucciones reglamentarias, sus conceptos y sus medios evolucionan aún y evolucionarán, sin duda, como lo han hecho desde su nacimiento. Conviene, pues, no poner trabas a transformaciones necesarias al progreso.

Por otra parte, la construcción en pretensado no escapa a la complejidad moderna de las técnicas, y, a este respecto, la garantía de la bondad de sus realizaciones parece radicar más en los conocimientos y el juicio de los ingenieros encargados de redactar los proyectos y dirigir la ejecución, que en la minucia de unas reglas en las que no se podría preverlo todo.

Las consideraciones precedentes caracterizan el espíritu dentro del cual la Comisión ha llenado su cometido, y explican el título de «Normas provisionales» que ha dado al texto que presenta.

II.- Delimitación del campo de aplicación de las Normas

Como sistema de construcción, el hormigón pretensado descansa sobre varios principios que pueden formularse así:

El primero, que es de orden lógico, es que una construcción de hormigón debe ser necesariamente estable si los materiales que la constituyen conservan su integridad (ni fractura, ni fisura) en todos sus puntos.

El segundo, que está de acuerdo con los resultados experimentales, es que la integridad del hormigón en un punto no depende más que de los valores y la distribución de las tensiones que lo solicitan, y que dicha integridad está asegurada si esas tensiones no alcanzan las fronteras de un dominio de resistencia, característico del material.

El tercero, en el que reside la idea esencial del hormigón pretensado, es que pueden modificarse unas tensiones dadas superponiéndoles otras creadas artificialmente (pre-tensiones) y que, escogiendo convenientemente estas últimas, es posible lograr que las tensiones resultantes sean compatibles con la integridad del hormigón.

El cuarto, en fin, es que, pudiendo considerarse el hormigón como elástico bajo las solicitudes de servicio, sus tensiones en una construcción pueden determinarse por los procedimientos de la Resistencia de Materiales.

Reviste así el hormigón pretensado, en su concepción, un aspecto teórico, y el dimensionamiento y determinación de las llamadas fuerzas de pretensado, nacen del cálculo elástico, sobre la base del conocimiento experimental de las propiedades resistentes del hormigón que lo constituye.

El valor y alcance práctico del sistema de construcción así definido, han quedado demostrados por numerosas obras y ensayos.

Tales eran, en un pasado aún muy reciente, las ideas que formaban la base de la concepción del hormigón pretensado, y que constituían, de hecho, un cuerpo de doctrina aceptado en su conjunto por la mayoría de los ingenieros.

La Comisión ha observado, a través de la encuesta efectuada entre los constructores, una tendencia general a buscar, fuera de este cuerpo de doctrina, una extensión de las posibilidades del hormigón pretensado. Se quiere sacar partido, para la construcción de vigas hiperestáticas, de las propiedades de gran deformabilidad antes de la rotura por flexión, que poseen las vigas pretensadas por armaduras; asociar piezas pretensadas y piezas de hormigón armado en la misma construcción; aún, disponer armaduras de hormigón armado y armaduras de pretensado en la misma pieza.

Cualquiera que sea la diversidad de los sistemas que se entrevén, su carácter común es el de no poderse justificar teóricamente y «a priori», sino necesitar el control del estudio experimental para conocer su valor. Habiéndose apenas comenzado este estudio experimental, ha estimado la Comisión que no estaba en condiciones de redactar normas concernientes a esos procedimientos a los que ahora se va. Y no ha estimado que deba emprender el estudio experimental en cuestión, entendiéndolo que dicho estudio no puede ser presentado mejor, ni más ampliamente desarrollado, que por los autores de las nuevas concepciones.

Por el contrario, la utilidad está en ofrecer a los ingenieros no especializados el medio de distinguir lo que puede hoy día considerarse como principios y procedimientos garantizados de la construcción en hormigón pretensado, de unas innovaciones que no sería prudente aceptar sin más profundo examen.

Es por ello por lo que la Comisión ha limitado el alcance de su texto, salvo excepciones justificadas más adelante, únicamente a las construcciones que respondan a la definición teórica de hormigón pretensado.

La Comisión se ha encontrado, en el curso de sus trabajos, en presencia de resultados lo bastante numerosos y demostrativos para que, a la vista del carácter que se ha esforzado en dar a las Normas, no haya creído oportuno retardar su elaboración, procediendo a nuevas experiencias.

La Comisión quiere subrayar, por último, que la limitación del alcance de las Normas no tiende, a, ni quisiera tener por consecuencia el, impedir la evolución del hormigón pretensado. Por el contrario, desea que se favorezca esta última, animando a los ingenieros a profundizar en el estudio de supresiones y reformas que, ciertamente, habrán de proponerse a las presentes Normas.

Justificamos ahora aquellas disposiciones esenciales de las Normas y de sus comentarios, que no tienen paralelo en los reglamentos actualmente en vigor, o que requieren aclaraciones particulares.

Título primero

Calidad de los materiales empleados

De un modo general, la construcción en hormigón pretensado debe utilizar materiales de alta calidad, para sacar partido de sus condiciones especiales de equilibrio y ser económica. Una parte de los esfuerzos de los investigadores en esta rama de la construcción se orienta precisamente hacia el estudio de las posibilidades de obtener, a un precio suficientemente bajo, materiales de una calidad suficiente. Las características de los diversos materiales utilizados, principal-

mente los aceros empleados para la creación de las fuerzas de pretensado, y el hormigón que constituye las obras, no están fijadas actualmente, y se asiste en este campo, en cada momento, a nuevos progresos. Por ello, la Comisión no ha podido dar indicaciones absolutas, no tanto sobre las cualidades mínimas a exigir a los materiales, cuyas prescripciones corresponden más bien al Pliego General de Condiciones, o al proyecto particular, cuanto sobre las tensiones límites admisibles para dichos materiales en las distintas condiciones de construcción y servicio; pero se ha hecho depender estas tensiones límites de las cualidades de los materiales.

Art. 2. Armaduras de pretensado.

En lo que concierne a las armaduras de pretensado, este artículo se limita a exponer dos condiciones que se deducen de las necesidades fundamentales siguientes:

Es necesario, para crear las fuerzas de pretensado, poder tesar las armaduras sin riesgo de romperlas. Por otra parte, es necesario que la tensión de estas armaduras, si es que es inevitable que sufra una disminución en el tiempo, no descienda por debajo de la mínima sobre la que se basa el cálculo.

Art. 3. Armaduras ordinarias.

En lo que concierne a las armaduras ordinarias, que son análogas a las de hormigón armado, la Comisión ha concluido, de las enseñanzas experimentales dadas por el hormigón armado, que no tiene objeto la consideración del límite de rotura de estas armaduras. Sólo importan en hormigón armado, desde el punto de vista de la ejecución, una cierta ductilidad que permita el manejo de las armaduras en la forma prevista, y desde el punto de vista de la resistencia de las obras en servicio, el límite elástico de las armaduras, ya que las piezas de hormigón armado tienden a desorganizarse cuando las deformaciones longitudinales de las armaduras y sus tensiones alcanzan las que corresponden a ese límite.

La limitación de la tensión de tracción en servicio no se refiere, en hormigón pretensado, más que a una tensión eventual y de cálculo de los estribos de las vigas. En la elección de las tensiones límites admisibles, la Comisión se ha atendido al coeficiente de seguridad que habían adoptado, con relación al límite elástico, las Normas del 19 de julio de 1934 relativas a hormigón armado, para el efecto de solicitaciones que no comprenden la acción del viento; y ha adoptado, para las solicitaciones que la comprenden, un coeficiente de seguridad ligeramente inferior, igual al que ha escogido para la compresión.

Para las armaduras utilizadas en tracción durante la construcción, la Comisión se ha referido a los procedimientos seguidos en materia de montaje de puentes metálicos, para aceptar un coeficiente de seguridad menor que en servicio.

En lo concerniente a las armaduras ordinarias empleadas en compresión, la Comisión ha adoptado un límite de tensión relativamente elevado, pero ha insertado en el texto que propone toda una serie de prescripciones relativas al cálculo de las tensiones, que deben conducir, generalmente, a eliminar el acero dulce para su constitución. En efecto, ha estimado, basándose en experiencias recientes, que el empleo del acero dulce en compresión en un hormigón de alta calidad, lejos de conducir a un aumento de la seguridad, podría, por el contrario, conducir a disminuirla. Los comentarios dispensan de dar justificaciones relativas a las tensiones de las armaduras comprimidas cuando el límite elástico de estas últimas es superior o igual a 36 kilogramos por milímetro cuadrado.

Título segundo

Preparación de proyectos - Datos, principios y proceso de cálculo

Art. 6. Principios de justificación de estabilidad de las obras.

La Comisión, teniendo en cuenta una observación que le había sido hecha durante su encuesta, ha juzgado útil abrir formalmente una vía a comprobaciones experimentales para el dimensionamiento de piezas fabricadas en serie. No se ha podido dar ninguna precisión, y no pueden confiarse la utilidad de los ensayos a intervenir y la interpretación de sus resultados más que a la apreciación y al juicio, en cada caso específico.

Para los demás casos, conforme a los principios que se han expuesto más arriba, se prevé que las obras en hormigón pretensado den lugar a comprobaciones teóricas a partir de datos experimentales de base, cuya naturaleza se precisa en los comentarios.

Art. 8. Efecto de la temperatura.

No ha parecido posible dar en el texto mismo de las Normas indicaciones precisas, ya que el coeficiente de dilatación de un hormigón depende de su composición, y las variaciones lineales térmicas de una obra determinada dependen de su temperatura efectiva. Pero esta última depende de múltiples circunstancias, clima, grados de exposición de la obra, masa de la obra, etcétera.

Ha parecido posible, sin embargo, fijar en los comentarios, para las construcciones al aire libre, que no son en grandes masas, el orden de magnitud de la variación del producto $\lambda_t E_b$, que sólo interviene en los cálculos usuales de la resistencia de materiales, basándose en las consideraciones siguientes:

La temperatura efectiva de una obra no es igual a la temperatura exterior, en razón de la inercia calorífica.

Sus variaciones diarias son, en particular, relativamente débiles, y sus consecuencias mecánicas menos importantes que las de sus variaciones anuales, aunque la deformabilidad del hormigón aumenta con la duración de aplicación de los esfuerzos.

La variación máxima anual de la temperatura efectiva de una obra no es igual al intervalo entre las temperaturas extremas del año. Estas últimas no se alcanzan más que durante ratos demasiado cortos para que la obra pueda ponerse en equilibrio térmico con la atmósfera, tanto más cuanto que el hormigón tiene un mediano poder emisor o absorbente. Las temperaturas extremas efectivas de la obra no son, de hecho, otra cosa que los valores extremos de la temperatura exterior media durante un cierto número de días consecutivos.

Ha estimado la Comisión en estas condiciones que convenía, como media, basar los cálculos de dilatación en Francia continental sobre una carrera anual de temperatura de $\pm 20^\circ\text{C}$, con relación a la temperatura media del lugar.

El coeficiente de dilatación térmica del hormigón puede variar de 7 a 12×10^{-6} . Parece, pues, que los valores extremos de la dilatación térmica de una construcción de hormigón pretensado, deben ser del orden de $\pm 1,4 \times 10^{-4}$ a $\pm 2,4 \times 10^{-4}$.

En cuanto al módulo de elasticidad del hormigón relativo a las variaciones lentas de los esfuerzos, puede admitirse que, para los casos más corrientes de resistencias a rotura por compresión comprendidas entre 430 y 500 kg/cm², varía de 120.000 a 140.000 kg/cm².

Se deducen los valores extremos susceptibles de ser adoptados para el producto $\lambda_t E_b$:

$$+ 17 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad + 34 \text{ kg/cm}^2$$

Esos son los valores, redondeados a $\pm 20 \text{ kg/cm}^2$ y $\pm 30 \text{ kg/cm}^2$, que se indican en los comentarios.

Art. 9. Retracción y fluencia del hormigón.

La retracción y la fluencia del hormigón modifican los valores de las reacciones de apoyo de las obras que no pueden dilatar libremente, la tensión de las armaduras de pretensado y la compresión de las armaduras ordinarias. El artículo 9 prescribe tener en cuenta esas diferentes influencias. Los comentarios indican los órdenes de magnitud de las cantidades que permiten su cálculo.

1.º *Retracción.*—La retracción interviene con su valor absoluto en el cálculo de las tensiones de las diversas armaduras. La Comisión ha adoptado el valor relativamente bajo de 0,0002 en el clima de Francia continental, considerando, en primer lugar, que la retracción es un fenómeno higrométrico y que el clima de este país es, como media, bastante húmedo, y además, que los hormigones de excelente calidad empleados en pretensado, presentan retracciones más débiles que los empleados en hormigón armado. Habrá interés en adoptar un valor mayor si la obra se encuentra construida en un clima seco o con un hormigón de menor calidad que el considerado por la Comisión (1).

En la determinación de las reacciones hiperestáticas, la retracción no interviene más que por su producto con el módulo de elasticidad del hormigón. El valor a considerar de este último corresponde a una aplicación lenta de los esfuerzos y (habida cuenta del valor absoluto 0,0002 adoptado para la retracción) a un hormigón de calidad excelente. Ha estimado la Comisión que convenía tomar $E_b = 150.000 \text{ kg/cm}^2$, de donde se deduce el valor de 30 kg/cm^2 atribuido al producto $\lambda_t E_b$. Parece que este valor puede aplicarse a hormigones de calidad no tan buena, pues, dado que la dosificación de cemento para los hormigones de pretensado es prácticamente constante, el valor absoluto de la retracción de los diferentes hormigones y su módulo de elasticidad varían en sentido contrario.

2.º *Fluencia.*—La fluencia del hormigón es un fenómeno mal conocido, cuyas leyes no han sido encontradas aún. Aumenta con la tensión aplicada, y, a dosificación constante de cemento (como ocurre aquí prácticamente), varía en sentido inverso de la resistencia a la rotura por compresión simple del hormigón. Admitiendo, con ciertos autores, que la fluencia es proporcional a la tensión aplicada, la comisión ha estimado, sin prejuzgar su naturaleza compleja, que podía asimilarse desde el punto de vista del cálculo, a un fenómeno de elasticidad diferida. Esto lleva a hacer uso de dos valores del módulo de elasticidad del hormigón, uno E_i , llamado módulo de elasticidad instantánea, aplicable a las puestas en carga rápidas, y otro E_d , llamado módulo de elasticidad diferida, valor límite del módulo de elasticidad del hormigón bajo un proceso de carga prolongado.

Es cómodo poder apreciar los valores de E_i y E_d en función de la resistencia a rotura por compresión simple, N , del hormigón. Las expresiones numéricas que ha dado la comisión en función de la raíz cuadrada de N , de uso corriente en Francia, representan, en lo que ello es posible en parecida materia, los resultados de numerosos ensayos ejecutados en Suiza y Francia.

En el cálculo de las reacciones hiperestáticas de los sistemas de vigas contenidas en un plano —el más frecuentemente considerado en Resistencia de Materiales—, se elimina el módulo de

(1) La retracción y la dilatación térmica, fenómenos de naturaleza diferente, no son independientes para un clima dado. En Francia continental, sus efectos se compensan parcialmente, siendo el invierno más húmedo que el verano. En otros sitios será diferente, y convendrá entonces valorar de un modo diferente el efecto combinado de la retracción y de las variaciones de la temperatura.

elasticidad del material. La fluencia, tratada como un fenómeno de elasticidad diferida, no tendrá, pues, influencia en las reacciones de apoyo de estos sistemas.

Por contra, las armaduras de pretensado y ordinarias sufrirán los efectos de los acortamientos de fluencia del hormigón que hay a su nivel. Sea $\delta l_i/l$ el acortamiento relativo del hormigón bajo la tensión inicial de puesta en carga n_i y $\delta l_d/l$ el acortamiento final después de la fluencia, siendo n_d la tensión final. El acortamiento relativo de fluencia será:

$$\frac{\delta l_f}{l} = \frac{\delta l_d}{l} - \frac{\delta l_i}{l} = \frac{n_d}{E_d} - \frac{n_i}{E_i} = \frac{n_d E_i - n_i E_d}{E_i E_d}$$

Como medida simplificada, justificada por la aproximación de las hipótesis admitidas, y considerando lo que la Comisión ha tenido en cuenta acerca de los fenómenos de aceleración y aumento de fluencia que parecen manifestarse bajo la acción de cargas repetidas, prescribiendo que el cálculo de la fluencia debe basarse en la consideración de la tensión máxima en servicio, n , se ha admitido que puede hacerse, en las relaciones anteriores:

$$n_d = n_i = n$$

con lo que:

$$\frac{\delta l_f}{l} = \frac{n}{E_f} \quad \text{con} \quad E_f = \frac{E_i E_d}{E_i - E_d}$$

llamándose la cantidad E_f módulo de deformación bajo fluencia.

Así, con el artificio de asimilar la fluencia a una elasticidad diferida, ha podido la Comisión, teniendo en cuenta ciertas críticas a las que había dado lugar su primer proyecto, permitir una apreciación suficientemente aproximada de los efectos de la fluencia, mediante un conjunto de hipótesis coherentes que conducen a cálculos muy sencillos.

La aplicación de dicho artificio no ha parecido totalmente satisfactoria en el caso de hormigones muy jóvenes, y esa es la razón por la cual se ha excluido explícitamente para este caso.

Art. 10. Relajación de las armaduras de pretensado.

Por supuesto, que es indispensable tener en cuenta la relajación del acero en el cálculo de las fuerzas de pretensado, como lo prescribe el artículo 9. Pero los datos numéricos que pueden poseerse sobre el fenómeno de relajación no tienen más que un valor relativo a lotes de acero determinados, y el objeto de las investigaciones actualmente en curso se orienta precisamente a obtener aceros cuya relajación sea lo más reducida posible. La Comisión no ha podido, pues, más que hacer referencia a los ensayos experimentales para la evaluación de los efectos de la relajación.

Los valores indicados en comentario parecen corresponder a aceros de una calidad bastante mediocre en lo que concierne a la relajación. Tales cifras se han adoptado con el fin de estimular a estudios experimentales y a la búsqueda de mejoras en la calidad de los aceros desde este punto de vista. Se llama la atención, por último, sobre el hecho de que ciertos aceros pueden presentar valores de relajación aún más elevados.

Art. 11. Resistencia del hormigón.

La regla general que fija el artículo 11, en cuanto a la apreciación de la resistencia del hormigón a partir de las tensiones, no es más que el enunciado preciso del principio fundamental del hormigón pretensado, tal como lo ha considerado la Comisión.

El primer comentario no hace sino llamar la atención sobre el hecho de que conviene considerar en cada punto todas las tensiones que actúan sobre el hormigón, y no sólo aquellas que actúan sobre los elementos de plano normal a un plano privilegiado.

En el segundo comentario se ha introducido una referencia a la noción de curva intrínseca, porque ello parece proporcionar el medio más sencillo de representar el dominio de resistencia del hormigón.

La condición general de seguridad enunciada en el artículo 11 viene acompañada de las cuatro excepciones siguientes:

La primera hace referencia únicamente a las obras que interesan la seguridad pública y expuestas a la intemperie. Exige que las fibras extremas de las piezas flectadas se mantengan siempre comprimidas en servicio, y hasta fija una compresión mínima para la fibra más cercana a las armaduras de pretensado. La exigencia de una compresión permanente se justifica por el hecho de que el hormigón comprimido presenta una impermeabilidad mejor que el teso y, por consecuencia, una resistencia mejor a la corrosión atmosférica.

La exigencia de un mínimo de compresión tiende a reservar un margen de seguridad que permite considerar que la compresión permanente buscada estará bien alcanzada en servicio, a pesar de los errores de que puede ir afectada la apreciación de las fuerzas de pretensado; errores que más probablemente serán por defecto que por exceso. Los procedimientos empleados hasta hoy han sancionado en todo momento esta noción de margen de seguridad.

Se ha planteado la cuestión de saber si el mínimo de compresión debía fijarse en valor absoluto o relativo a la mayor tensión de compresión utilizada. Los estudios de la Comisión han demostrado que fijar un mínimo en valor absoluto podría conducir a un gasto relativamente importante de armaduras de pretensado en vigas poco solicitadas y sometidas a flexiones de sentido contrario, y, por otra parte, conducir a una reserva de seguridad insuficiente en lo tocante a vigas fuertemente solicitadas a flexión, siempre en el mismo sentido. Para estas últimas vigas, el margen proporcional que se adoptó finalmente corresponde a un suplemento de gasto de armaduras de pretensado relativamente muy pequeño, muy inferior al 8 por 100.

La segunda excepción permite esencialmente aumentar las tensiones de compresión en servicio del hormigón en las zonas inferiores de las vigas independientes simplemente apoyadas. La zona inferior de una viga tal está comprimida en el momento de introducir las fuerzas de pretensado hasta un valor que nunca más se alcanzará durante la vida de la obra, debido a la existencia de fenómenos de retracción, fluencia y relajación. El tesado, pues, constituye una prueba directa de resistencia de dicha zona, y parece lícito sacar provecho de ello, elevando las tensiones de servicio.

Impone la tercera excepción disponer estribos en el alma de una viga pretensada, cuando el cizallamiento del alma bajo el efecto del esfuerzo cortante es excesivo con relación a la compresión media. Ello tiende a paliar el peligro de los efectos de las diferencias de retracción entre las cabezas y las almas, si estas últimas son, relativamente hablando, demasiado delgadas.

En efecto, se producen fisuras transversales en almas delgadas antes de introducir las fuerzas de pretensado.

Se puede temer que en un alma muy solicitada a cizallamiento, la acción simultánea de este último y las diferencias de retracción, provoquen la aparición de fisuras. Si el alma no está cosida con aceros, pueden entonces producirse en la viga, bajo la acción de las fuerzas de pretensado, movimientos que tiendan a dislocarla. Se exigen, por esta razón, armaduras secundarias análogas a las de hormigón armado para las vigas cuyas almas están sometidas a tensiones de cizallamiento excesivas, pero no para las demás.

El criterio que permite distinguir los dos casos está basado en las condiciones de estabilidad del alma en servicio, suponiendo desaparecidas las diferencias de retracción. Dependiendo del cociente entre las tensiones de cizallamiento y la de compresión del alma, las fracturas o

fisuras que podrían producirse por defecto accidental del hormigón tendrán el carácter de roturas por compresión—en las que los dos labios de la fractura tienden a deslizar uno sobre otro sin apartarse—o bien de roturas por tracción—en las que esos dos labios tienden a separarse uno de otro—. Es únicamente en este último caso donde puede ser útil, y de hecho se exige, la presencia de estribos (1).

La cuarta excepción autoriza márgenes de seguridad menores que los de servicio durante la construcción de las obras. Su justificación reside en los procedimientos seguidos en los modos clásicos de construcción, en particular en la construcción metálica.

Por otra parte, pueden aparecer riesgos especiales de inestabilidad en las zonas de las obras en que el pretensado total se introduce antes de la completa aplicación de las cargas. Se ha decidido prevenirse contra tales riesgos mediante el empleo de armaduras que actúen temporalmente como armaduras principales en tracción de hormigón armado. A este respecto, se han reseñado las precauciones oportunas para que los deslizamientos relativos del acero y del hormigón, que son inherentes al funcionamiento del hormigón armado, no puedan comprometer la continuidad y la integridad de las piezas pretensadas, y para que la presencia de armaduras provisionalmente en tracción, que resultarán ulteriormente comprimidas en servicio, no disminuya la resistencia de las piezas. La justificación de dichas precauciones puede requerir el cálculo de la magnitud de las fisuras eventuales de tracción. Los principios sobre los que se apoya permiten igualmente evaluar los suplementos de tensión que impone a las armaduras ordinarias normalmente comprimidas en servicio, su utilización provisional en tracción durante la construcción. Esos suplementos se apartan poco de un valor medio, que siempre resulta suficiente considerar, y que permite establecer la fórmula que figura en los comentarios.

Art. 12. Tesado y tensión de servicio de las armaduras de pretensado.

No se ha fijado ningún límite reglamentario a la tensión de servicio de las armaduras de pretensado, puesto que esta última se deduce a partir de la tensión inicial.

Este extremo, sobre el cual el proyecto de Normas crea innovaciones con respecto a todos los textos reglamentarios anteriores, requiere aclaraciones particulares.

La tensión de una armadura de pretensado nunca es susceptible de sobrepasar, en servicio, la tensión que se le impuso en el tesado. A condición de que el hormigón no se fisure (lo cual garantiza el no rebasamiento de las tensiones admisibles) las mayoraciones de tensión que pueden presentarse en la armadura por los alargamientos del hormigón en servicio, son siempre inferiores a la disminución de tensión inicial que resulta de la relajación del acero y de la retracción y fluencia del hormigón. El tesado de armaduras de pretensado aparece así como una prueba individual de cada armadura que garantiza su resistencia, en comparación con su tensión estática.

Se ha preocupado la Comisión, por otra parte, de la resistencia a la fatiga de las armaduras de pretensado, dado que la amplitud de las variaciones de tensión admisibles a este respecto, disminuye cuando aumenta la tensión media.

Las únicas obras que podrían resultar afectadas por el fenómeno de fatiga de sus armaduras son aquellas en las que las sobrecargas son susceptibles de repetirse un gran número de veces, aplicándose, por tanto, rápidamente. Pero, siendo las variaciones de tensión de las armaduras de pretensado, bajo la acción de sobrecargas rápidamente aplicadas, del orden de cinco a seis veces mayores que las del hormigón que está a su misma altura, esas variaciones resultan ser relativamente muy débiles para el acero, habida cuenta de la magnitud de las solicitaciones prácticamente posibles para el hormigón.

(1) En el anejo IV se dan aclaraciones más extensas sobre este punto particular.

Los diversos ensayos de fatiga hechos sobre vigas pretensadas parecen haber confirmado la buena disposición a la fatiga de las armaduras de pretensado tesas a los valores corrientemente empleados.

Las posibilidades prácticas que se tienen de tesar armaduras de pretensado sin romperlas, limitan en todo momento las tensiones máximas que se les puede aplicar.

Por otra parte, la evolución de los aceros para armaduras de pretensado no permite hoy día determinar los límites de tensión por encima de los cuales podría resultar peligrosa la fatiga.

En estas condiciones, no ha creído útil la Comisión, para la seguridad de las obras, limitar la tensión de las armaduras de pretensado, temiendo que una limitación, que sólo podría ser arbitraria, llegaría a ser algún día un entorpecimiento para el progreso.

Art. 14. Seguridad con relación a las sobrecargas.

Salvo circunstancias especiales, no puede asegurarse que no vayan a ser rebasadas las sobrecargas máximas de cálculo de una obra, pues su apreciación, sea o no reglamentaria, tiene un carácter aleatorio. Es, pues, indispensable que una obra presente una seguridad conveniente a la vista de un aumento imprevisto de las sobrecargas.

En los métodos clásicos de construcción, se pueden encontrar obras en las que las comprobaciones prescritas no conducen, en lo relativo a las sobrecargas, a la seguridad buscada; el juicio de los ingenieros ha debido, en ciertos casos, suplir las lagunas de los reglamentos, en particular en aquellos en que las tensiones no son proporcionales a los esfuerzos totales aplicados.

Ello es así en las construcciones de hormigón pretensado; pero las circunstancias del tipo expuesto se presentan aquí con más frecuencia, porque las fuerzas de pretensado varían poco con las sobrecargas. Es posible establecer el proyecto de vigas que, satisfaciendo a las condiciones de cálculo fijadas por el artículo 11, presenten una seguridad a la rotura con relación a las sobrecargas netamente inferior a 2. Esas vigas son excepcionales, y la inmensa mayoría de las construcciones pretensadas hoy día realizadas, no se encuentran en ese caso. Sin embargo, resulta de ello la posibilidad de serios peligros para ciertas construcciones, contra los cuales es fuerza precaverse.

Es por ello por lo que la Comisión ha estimado necesario exigir comprobaciones complementarias de seguridad, en caso de aumentos accidentales de las sobrecargas. Las repercusiones de una prescripción tal no pueden tener más que un impacto económico muy pequeño, mientras que se aporta una considerable garantía de seguridad.

Se presentan dos casos muy diferentes en relación con el comportamiento de las construcciones de hormigón pretensado: el de la flexión de vigas (y losas) y el de otros tipos de sollicitación.

Una viga pretensada mediante armaduras, que ha sido sometida a un momento de flexión superior al momento máximo para el que ha sido calculada, y que se ha fisurado por este hecho, recupera su integridad después de la descarga y no pierde sus cualidades primitivas, siempre que el esfuerzo aplicado no haya sido demasiado grande. Esta propiedad de las vigas pretensadas autoriza, en general, a utilizarlas con momentos de servicio relativamente próximos a los momentos llamados de transformación, que llevan consigo su fisuración, sin temor de que vayan a sufrir gravemente por un rebasamiento accidental de las sobrecargas máximas consideradas en el cálculo.

Para que esto sea efectivamente así, es necesario adoptar unas disposiciones tales que haya un intervalo suficiente entre el momento máximo de servicio y el de rotura de una viga.

La Comisión ha estimado que convenía que esa viga no fuese susceptible de romperse en el caso en que las sobrecargas, dispuestas del modo más desfavorable, doblasen su valor; ello implica el reservar un margen entre el momento total que sería soportado por la viga en este caso, y su momento efectivo de rotura.

Para estimar el valor atribuible a este margen, ha parecido necesario establecer que las vigas pretensadas mediante armaduras pueden romperse por flexión siguiendo dos mecanismos diferentes, según que sea insuficiente el acero o la cabeza de compresión.

La rotura por insuficiencia de acero es la que se produce más generalmente, y han sido muy numerosos los ensayos a este respecto, por lo que es posible apreciar el momento de rotura en este caso con una precisión suficiente. La fórmula correspondiente ha sido incluida en los comentarios.

La rotura por insuficiencia de hormigón en la zona de compresión es excepcional, y los ensayos, actualmente, no proporcionan más que enseñanzas incompletas en cuanto a la evaluación del momento de rotura. Las expresiones de los valores del momento resistente de rotura del hormigón de una sección rectangular y de una sección en T que figuran en los comentarios parecen merecer cierta confianza: en efecto, no se han observado vigas que se rompan por insuficiencia de hormigón y cuyo momento resistente de rotura del hormigón, calculado por la fórmula de que hablamos, fuese superior al momento efectivo de rotura; mientras que se ha observado que se rompen por insuficiencia de acero vigas cuyo momento efectivo de rotura es igual o ligeramente superior al momento resistente de rotura del hormigón, calculado por dicha fórmula. La fórmula relativa al momento resistente de rotura del hormigón de una viga delgada se funda en hipótesis, y si bien la experiencia del hormigón armado parece indicar que dicha fórmula es razonable, no ha conocido en ningún momento el control de los ensayos. Por otra parte, a la mayor o menor incertidumbre del cálculo, según los casos, se añade siempre la que reina sobre la apreciación de la verdadera resistencia del hormigón.

Es por ello por lo que la Comisión se ha decidido por valores del margen entre momento de rotura y momento total bajo sobrecargas dobladas, muy diferentes para la rotura por insuficiencia de acero (10 por 100) y para la rotura por insuficiencia de hormigón (30 por 100).

Entre los casos de solicitación de las construcciones distintas a las de flexión, el más importante es el de esfuerzo cortante en las vigas. Pocos ensayos se han efectuado hasta la fecha en ese dominio. Sin embargo, han mostrado que la ruina de una viga puede ser debida a la rotura del alma por esfuerzo cortante. Esta ruina tiene un carácter brutal, y no va acompañada de ninguna gran deformación antes de la rotura, a la inversa de lo que ocurre en flexión. Se buscan reglas de seguridad, tanto más necesarias cuanto que, en numerosas vigas, los esfuerzos cortantes de servicio están compensados por la inclinación que se da, sobre la fibra media de la viga, a las armaduras de pretensado, y por ello, en el caso en que el doblar las sobrecargas no suponga más que doblar igualmente el esfuerzo cortante correspondiente, las tensiones de cizallamiento del alma pueden resultar, no sólo dobladas, sino triplicadas.

Con un criterio simplificador, la Comisión ha estimado que las comprobaciones de la resistencia a rotura debían basarse sobre la consideración de los esfuerzos desarrollados bajo sobrecargas dobles, como en el caso de flexión; y a la vista de la ausencia de grandes deformaciones antes de la rotura y de la insuficiencia de resultados experimentales, ha estimado igualmente, que estas comprobaciones no puedan desarrollarse más que siguiendo los principios del artículo 11, de forma que se asegure la integridad del hormigón.

Era indispensable, para que el artículo 14 no constituyese una regla más severa que las fijadas por el artículo 11, adoptar un dominio de seguridad más amplio en lo tocante a solicitaciones del hormigón bajo sobrecargas dobles. Ha estimado razonable la Comisión doblar la extensión del dominio de seguridad del hormigón, lo que supone, con relación a la rotura de este último, un coeficiente de seguridad del orden de 1,8.

Título cuarto

Ejecución de las obras - Pruebas

Art. 18. Ejecución de las obras.

El fin perseguido por la Comisión en la redacción del texto y de sus comentarios, ha sido el de incitar a que se preste todo el cuidado y espíritu científico convenientes en la ejecución de obras de hormigón pretensado y, en particular, en las operaciones necesarias para la introducción de las fuerzas de pretensado.

anejo n.º III

Recomendaciones para la redacción de proyectos particulares y para la ejecución de obras de hormigón pretensado

Composición y fabricación del hormigón

El principio fundamental es que el origen y las diversas características de la grava y de la arena, la naturaleza, clase y origen del cemento, las proporciones de mezcla de estos elementos, así como la cantidad de agua de amasado, no deben fijarse sino tras estudio, por un método racional, y tras un control con ensayos de resistencia.

En general, es interesante confiar el cuidado de este estudio al contratista.

El proyecto particular deberá, pues, imponerle la obligación de presentar a la aprobación del Ingeniero las proporciones, acompañadas de justificación, relativas a la composición del hormigón, que él estime deberá adoptar para obtener efectivamente las resistencias señaladas.

El proyecto particular deberá, sin embargo, salvo excepción, imponer la dosificación de cemento. Esta última puede fijarse normalmente para las partes corrientes de las obras en 400 kg/m³ de hormigón en obra. El hormigonado de ciertas partes de las obras (partes localmente zunchadas, juntas, etc.), puede requerir aumentos de dosificación que deberán estudiarse y justificarse en correlación con las modificaciones a introducir en las características de la grava y la arena y sus proporciones.

El proyecto particular fijará, si hace falta, en condiciones análogas a las previstas para el hormigón en hormigón armado por el Pliego General de Condiciones, las limitaciones convenientes a la libertad de elección del contratista en lo tocante a procedencia, naturaleza y granulometría de la grava y arena, y naturaleza y procedencia del cemento a utilizar.

El hormigón deberá fabricarse siempre de un modo mecánico.

Se asegurará siempre la puesta en obra y compacidad del hormigón mediante vibrado mecánico. Son aplicables a este respecto las disposiciones del primer apartado del párrafo c del artículo 105 del Pliego General de Condiciones. La memoria general, de que se habla en ese

texto, deberá indicar las posiciones de los vibradores si son fijos, o incluir un programa de vibración si son móviles.

Si, por causa de un incidente imprevisto, es preciso accidentalmente volver a hormigonar sobre un hormigón cuyo fraguado está bastante avanzado como para que no sea aceptable vibrarlo de nuevo, no se autorizará el nuevo hormigonado sin orden del Ingeniero, y después de haberse efectuado las demoliciones que este último haya juzgado necesarias para asegurar, en la junta, una posición y orientación convenientes.

Los encofrados deberán presentar las características de resistencia, estanquidad y, eventualmente, ligereza que puedan ser necesarias con miras a las disposiciones previstas para la compactación mecánica del hormigón.

De un modo general, son aplicables a la ejecución del hormigón pretensado, las prescripciones del Pliego General de Condiciones relativas a la ejecución del hormigón armado, en lo que no sean contrarias a las recomendaciones precedentes. Deberá hacerse mención expresa en el proyecto particular de las modificaciones introducidas en estas prescripciones.

Cualidades de las armaduras de pretensado

Se deberán imponer las características mecánicas principales de las armaduras de pretensado, en particular, el límite elástico convencional y el límite de rotura.

Deberán definirse los ensayos de recepción en lo que concierne a su naturaleza, número de probetas a ensayar y resultados a obtener. Se preverán siempre ensayos de tracción, pudiendo exigirse eventualmente la determinación del diagrama tensión-deformación. Podrán preverse ensayos de plegado, de relajación, etc., si es necesario, principalmente cuando se trate de aceros que no han sido utilizados aún, o lo han sido pocas veces.

Para las armaduras que vayan a tesar una vez endurecido el hormigón, se deberán imponer las condiciones de obtención en taller de armaduras perfectamente rectilíneas, antes de ser colocadas en obra: empleo de alambres autodesenrolladores o estirado individual de los alambres por tracción, si se estima necesario.

Puesta en obra de las armaduras de pretensado

Deberá exigirse el empleo de vainas metálicas estancas para las armaduras postesas de pretensado, las cuales se colocarán en los moldes antes del hormigonado. El Ingeniero deberá conocer las condiciones de fabricación de esas vainas y las disposiciones previstas para asegurarles una resistencia suficiente al aplastamiento y una estanquidad completa a la lechada de cemento.

Deberá exigirse un blindaje metálico en las partes curvas de las vainas reservadas para el paso de las armaduras postesas de pretensado.

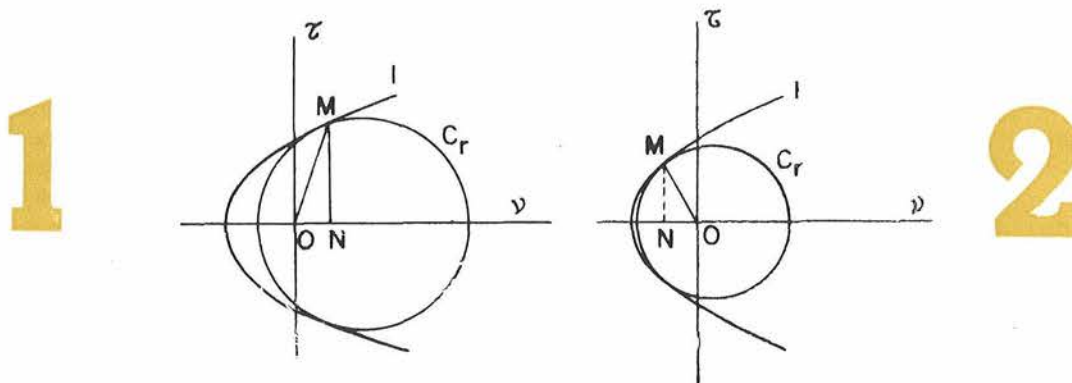
anejo n.º IV

Explicaciones complementarias relativas a la tercera excepción a la regla general de seguridad formulada en el artículo 11 de las Normas

Por la tercera excepción a la regla general de seguridad en él formulada, el artículo 11 prescribe prever estribos en las almas de las vigas cuando en cualquier punto de esas almas, la tensión principal extrema de tracción sobrepasa en valor absoluto los $4/49$ de la tensión principal extrema de compresión. Esta prescripción está justificada por las consideraciones siguientes:

El punto de contacto, M , de un círculo de Mohr de rotura, C_r , y de la curva intrínseca, I , puede tener una abscisa positiva o negativa en el plano de representación de tensiones.

En el primer caso (fig. 1), siendo la componente normal, ON , de la tensión de rotura una compresión, los dos labios de la fractura o fisura no tienden a separarse. En el segundo (fig. 2), siendo la componente normal una tracción, los dos labios de la fisura tienden, por el contrario, a separarse. La presencia de estribos no puede ser útil más que en el segundo caso.



Cuando las tensiones principales extremas de rotura, inferior N_1 y superior N_3 , son de signos contrarios, la razón $N_3/|N_1|$ es una función creciente de la abscisa del punto N_1 si se consideran, según costumbre, las compresiones como positivas. Se podrá apreciar, pues, si un estado de tensión de rotura corresponde al primer caso o al segundo, comparando el valor de la razón $N_3/|N_1|$ que le corresponde con el valor que toma esa razón para el círculo de Mohr de rotura C_o , cuyo punto de contacto con la curva intrínseca tiene una abscisa nula.

La representación analítica de M. Caquot permite calcular las coordenadas del punto de contacto de un círculo de rotura y la curva intrínseca. Esta última se define como envolvente de los círculos de rotura:

$$(\nu - p)^2 + \tau^2 = r^2 \quad [a]$$

donde la abscisa del centro, p , y el radio, r , están ligados por la relación

$$(p + T)^2 = r^2 + r^3/R \quad [b]$$

en la cual, T representa en valor absoluto la resistencia a rotura por tracción del hormigón, y $R = 1,509N$ cuando la relación N/T de resistencias a rotura por compresión N , y por tracción del hormigón es igual a 13, valor que es el más comúnmente admitido en los proyectos.

Según la teoría de las envolventes, la abscisa del punto de contacto del círculo y su envolvente tiene por expresión:

$$v = 3pr - 2TR / (2R + 3r) \quad [c]$$

que es nula si:

$$3pr - 2TR = 0 \quad [d]$$

Las dos ecuaciones [b] y [d] permiten determinar p y r . Hechos los cálculos se obtiene:

$$p = 3,32N \quad r = 3,94N$$

de donde:

$$N_3 = p + r = 7,26N \quad N_1 = p - r = -0,62N$$

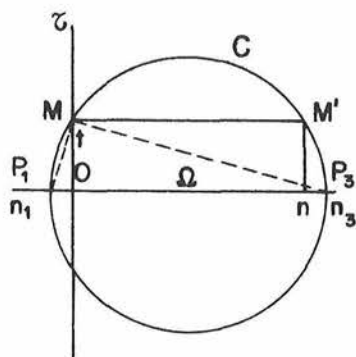
y

$$N_3 / |N_1| = 11,7$$

Sea ahora un estado de tensión en servicio en un punto del alma de una viga, definido por los valores n_3 (positivo) y n_1 (negativo) de las tensiones principales extremas.

Se admite que un hormigón alterado en ese punto, en condiciones susceptibles de entrañar una rotura o una fisura, puede venir caracterizado por una curva intrínseca reducida, reducción homotética de la curva intrínseca del hormigón sano, con relación al origen de coordenadas en el plano del círculo de Mohr. En esas condiciones, si $n_3/|n_1|$ es superior a 11,7, el punto de contacto del círculo de Mohr con la curva intrínseca reducida del hormigón alterado, tendrá una abscisa positiva y no estará justificada la presencia de estribos. Ocurrirá lo contrario si la relación $n_3/|n_1|$ es inferior a 11,7.

3



El valor de $n_3/|n_1|$ que separa reglamentariamente los dos casos, ha sido fijado en 49/4, o sea, 12,25, como medida de seguridad por un lado, y por las razones simplificativas que siguen, por otro.

Para este valor, en efecto, en el caso más corriente de un pretensado únicamente longitudinal, la tensión, n , de compresión que se ejerce sobre un elemento de plano de sección recta de

la viga, y la tensión t de cizallamiento que se ejerce sobre este elemento de plano y sobre el elemento normal a él y en el plano medio del alma, están ligadas racionalmente entre sí y con n_3 . En el triángulo rectángulo P_1MP_3 de la figura 3, que representa el círculo de Mohr correspondiente al estado de tensión que consideramos, OM es altura:

$$\overline{OM}^2 = \overline{OP}_1 \times \overline{OP}_3$$

es decir,

$$t^2 = |n_1| \times n_3 = 4n_3^2/49$$

de donde

$$n_3 = 7t/2$$

La abscisa del centro Ω del círculo C es igual a $n/2$ y también a la media de las tensiones principales, de donde:

$$n = n_1 + n_3 = n_3 - |n_1| = n_3(1 - 4/49) = t \times 7 \times 45/2 \times 49 = 45t/14$$

noticias

A continuación se incluye una reseña de la Novena Asamblea del Consejo Administrativo de la F. I. P., que se ha reunido en Roma el día 26 de mayo del corriente año.

Asistentes

M. Y. Guyon.	Francia.	Presidente.
Mr. J. M. Antill.	Australia.	Representando a Mr. K. J. Cavanagh, Vicepresidente.
Prof. J. Klimes.	Checoslovaquia.	Vicepresidente.
Dr. Chr. Østenfeld.	Dinamarca.	Vicepresidente.
Mr. B. Kelopuu.	Finlandia.	Vicepresidente.
Dr. H. Minetti.	Alemania (Este).	Vicepresidente.
Mr. D. H. New.	Inglaterra.	Vicepresidente.
Prof. E. Giangreco.	Italia.	Vicepresidente.
Prof. F. Levi.	Italia.	Vicepresidente.
Dr. S. Ban.	Japón.	Vicepresidente.
Dr. G. F. Janssonius.	Holanda.	Vicepresidente.
Prof. Z. Waslutynski.	Polonia.	Representando al Prof. Dr. W. Olszak, Vicepresidente.
Mr. D. Dumitrescu.	Rumania.	Representando a Mr. R. Bogdan, Vicepresidente.
Mr. N. Gaina.	Rumania.	Vicepresidente.
Ing. G. Fritzell.	Suecia.	Vicepresidente.
Herr M. R. Ros.	Suiza.	Vicepresidente.
Prof. T. Y. Lin.	U. S. A.	Vicepresidente.
Prof. V. Mikhailov.	U. R. S. S.	Representando al Prof. S. S. Davydov, Vicepresidente.
Prof. G. Gotziridze.	U. R. S. S.	Vicepresidente.
Mr. P. Gooding.	Inglaterra.	Secretario General y Tesorero.
Dr. R. P. Andrew.	Inglaterra.	Ayudante del Secretario.

Minutas

Habiéndose enviado previamente las minutas de la Octava Asamblea del Consejo Administrativo, fueron aprobadas y firmadas por el Presidente.

Misa en memoria del profesor Torroja

El Presidente dio cuenta de los preparativos realizados para la Misa que tendría lugar inmediatamente después de la ceremonia de apertura del Cuarto Congreso, en memoria del Profesor Eduardo Torroja.

Reunión de la asamblea general

El Secretario dio cuenta de los preparativos para la reunión de la Asamblea General, siendo el único punto del orden del día la elección de Presidente y Vicepresidente. El Consejo Administrativo se mostró unánime en proponer el nombramiento de M. Y. Guyon como Presidente, y del Prof. F. Levi como Diputado General Vicepresidente.

Cuarto congreso de la F. I. P.

El Secretario dio cuenta de los preparativos hechos para el Cuarto Congreso.

Quinto congreso de la F. I. P.

El Presidente propuso que el Quinto Congreso, a celebrar en 1966, tenga lugar en París, y el Consejo Administrativo agradeció al Presidente su ofrecimiento, que fue unánime y cordialmente aceptado.

El Consejo discutió el procedimiento que debe adoptarse para el Quinto Congreso, particularmente en relación con la posibilidad de reducir el volumen de papel impreso. Se decidió que la cuestión se discutiría con detalle en la próxima reunión del Consejo Administrativo, en cuyo momento el Comité Ejecutivo tendría oportunidad de hacer propuestas definitivas.

Miembros de la F. I. P.

El Secretario informó que se había formado un grupo en Nueva Zelanda, que había solicitado oficialmente su admisión como grupo miembro de la F. I. P. El Consejo Administrativo acordó unánimemente dar la bienvenida al grupo de Nueva Zelanda como nuevo miembro.

Igualmente informó el Secretario, con sentimiento, que el grupo brasileño había solicitado la baja como grupo miembro. La razón era que la totalidad de la suscripción correspondiente al grupo brasileño estaba siendo pagada por una sola persona, la cual estimaba que no podía continuar en esa situación indefinidamente. Se acordó aceptar, con sentimiento, la baja del grupo brasileño, a la vez que su Secretario sería nombrado observador oficial.

Composición del comité ejecutivo

El Secretario informó de los esfuerzos realizados para persuadir al grupo chino de que se afiliase a la F. I. P., y sugirió que, por el momento, la vacante producida en el Comité Ejecutivo podría quedar abierta, en la esperanza de que dicho grupo realizase su afiliación. Se acordó que la cuestión de la vacante se incluiría en el orden del día de futuras reuniones del Consejo Administrativo.

Fecha y sitio de la próxima reunión

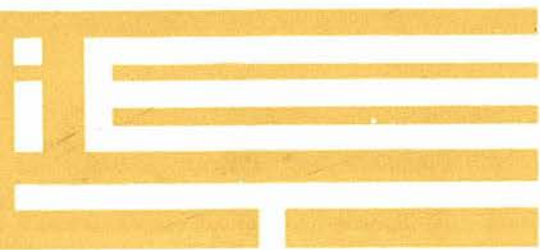
Se acordó provisionalmente que la próxima Reunión del Consejo Administrativo tendría lugar en París, en 1963, coincidiendo con la reunión del Bureau International du Béton Manufacturé.

Expansión de las actividades de la F. I. P.

El profesor Wasintynski preguntó si podría la F. I. P. considerar el emprender otras actividades, además de su actividad principal de organizar un Congreso cada cuatro años. El profesor Gotzridze sugirió que tales actividades podrían incluir la organización de symposia entre los congresos principales de la F. I. P. Tras alguna discusión se decidió enviar este punto al Comité Ejecutivo para su consideración.

Representación de Alemania Este

El profesor Gotzridze expresó su sentimiento ante el hecho de no haber sido posible la asistencia de los representantes de Alemania Este al Cuarto Congreso de la F. I. P. El Consejo hizo suyo ese sentimiento.



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