

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

4798

hormigón y acero 74
técnicas de hormigón pretensado

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION
Y DEL CEMENTO DEL PATRONATO «JUAN DE LA CIERVA»
DE INVESTIGACION TECNICA
DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES
CIENTIFICAS - MADRID

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

hormigón y **a**cero
últimas noticias de hormigón pretensado

n. **74**

enero - febrero - marzo 1965

i.e.t.c.c.

instituto Eduardo torroja

DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

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

Depósito Legal: M. 853-1958

procedimientos **Barredo**

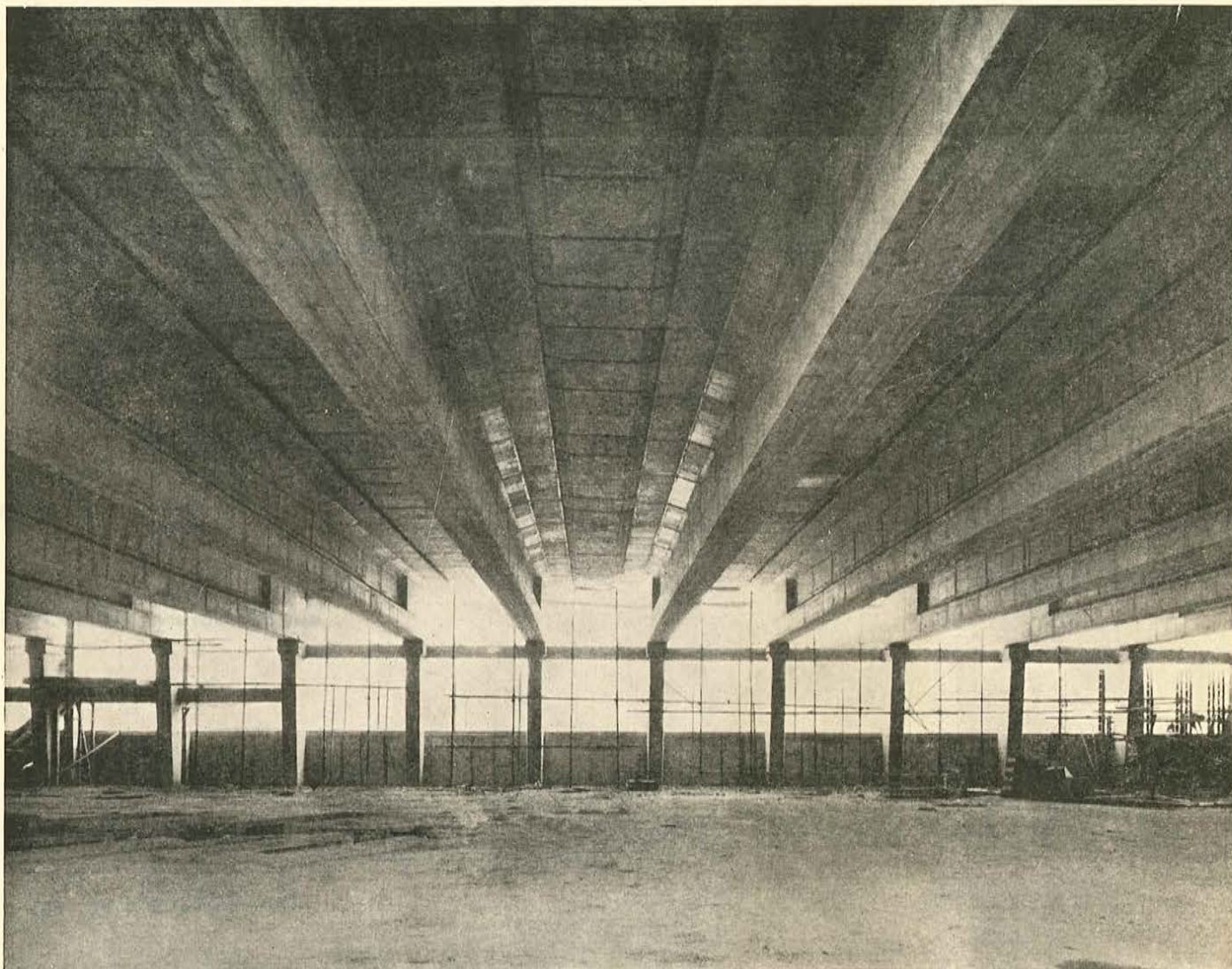
Forjado de 32 m. de luz para entreplanta en edificio industrial de TREMA OSNUR, S. A.

Postesado con el Sistema Barredo con cables de 12 mm de diámetro

Empresa constructora: Construcciones MB

Arquitecto: D. Luis Blanco Soler

Ingeniero: D. Vicente Cudós



procedimientos **Barredo**

Raimundo Fernández Villaverde, 45 - Teléfono 233 03 00

M A D R I D

asociación española del hormigón pretensado

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

hormigón y acero n. 74

últimas noticias de hormigón pretensado

índice

	Págs.
591-2-25 La construcción de puentes de hormigón pretensado. Nuevas posibilidades	15
U. Finsterwalder.	
457-0-35 Método directo para el cálculo de vigas de hormigón pretensado	20
Yu-Lin Wang.	
457-0-36 Normas peruanas para el hormigón pretensado	39
J. L. Bosio, H. Gallegos, E. Gallo y P. Lainez Losada.	

nota de la A. E. H. P.

Para conocimiento de aquellos de nuestros Asociados a quienes puede interesarles, a continuación se incluye copia de un escrito que nos ha sido enviado por el Secretario General de la F.I.P.

«SIMPOSIO SOBRE LA RESISTENCIA AL FUEGO DEL HORMIGÓN PRETENSADO»

El Comité ad-hoc de la F.I.P., sobre «Resistencia al fuego del hormigón pretensado», en colaboración con el Grupo alemán de la F. I. P. ha organizado un Simposio que se celebrará en Braunschweig, Alemania, del 9 al 11 de junio de 1965.

La participación en dicho Simposio se reserva, exclusivamente, para aquellos técnicos particularmente especializados en el tema y que puedan aportar a las reuniones alguna contribución de interés.

Los que deseen inscribirse en el mismo deberán dirigirse, directamente, a:

Professor Dr. Ing. Karl Kordina
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
der Technischen Hochschule Braunschweig
33 Braunschweig
Beethovenstr. 52
West Germany

última publicación

cálculo en rotura del hormigón armado

recomendaciones prácticas del Comité Europeo del Hormigón

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

principios recomendaciones comentarios

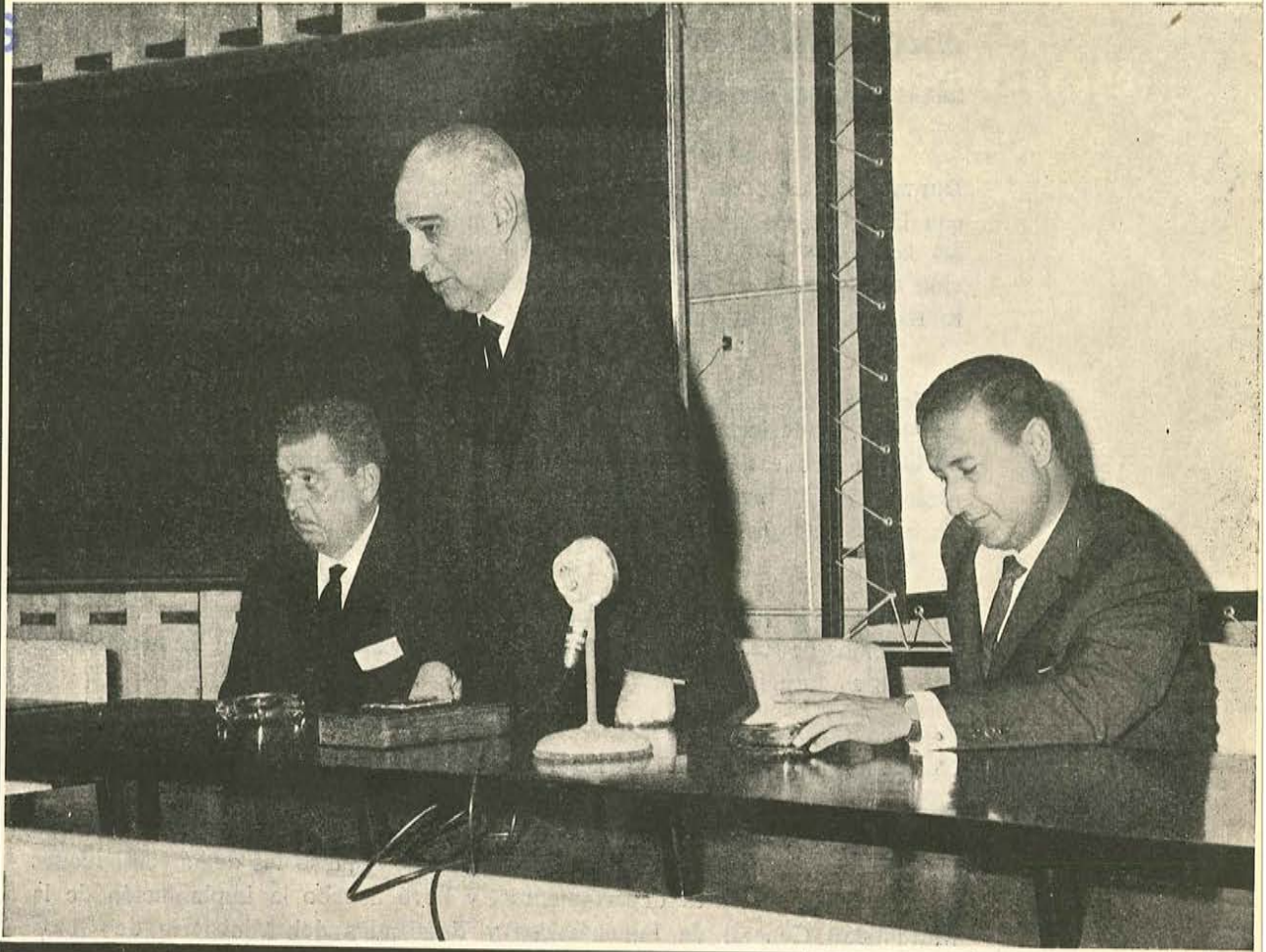
anejo de notación anejo de bibliografía anejo de flexión (método del momento tope)

anejo de ensayos (interpretación estadística)

tomo I

tomo II

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



El Excmo. Sr. D. Federico Turell Boladeres, Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Presidente del Consejo Técnico Administrativo de este Instituto, falleció el día 8 de diciembre de 1964. Que el Señor le tenga consigo y mantenga viva, en los que quedamos, la huella de su entrañable y ejemplar recuerdo.

Ostentó el cargo de Presidente desde el año 1947, fecha en la que, por acuerdo de la Junta de Gobierno del Patronato «Juan de la Cierva», se constituyó el Consejo Técnico Administrativo del entonces denominado Instituto Técnico de la Construcción y Edificación, y en el que, bajo su presidencia, figuraban como Vocales los Excmos. Sres. D. José María Aguirre Gonzalo, D. Modesto López Otero y D. Eduardo Torroja Miret.

Desde esa fecha fue nuestro Presidente, nuestro primer Presidente.

Y desde esa fecha desempeñó sus altas funciones con la modestia, devoción y desinteresada entrega que guiaron sus pasos a lo largo de su fecunda y meritoria vida.

Dentro de un profundo sentido humano hizo, de la rectitud y sentido del deber, norma y guía de toda su vida, que ahora queda como mejor ejemplo para todos, y de un modo especial para los que tuvimos el honor y la satisfacción de conocerle y convivir con él.

Sus propias palabras son la mejor expresión de nuestro sentir:

... «Y para terminar, aunque en nuestra mente y corazón ocupen el primer lugar, hemos de deplorar profundamente la pérdida de aquellos que fueron prestigiosos colaboradores en nuestras tareas y que Dios ha llevado a la Gloria, pero cuyo recuerdo permanece indeleble en este Instituto.» (*)

(*) Palabras de clausura de la Sesión Académica conmemorativa del XXV Aniversario de la fundación del I.E.T.C.E.

excelentísimo señor don Federico Turell Boladeres

Durante los años que prestó servicio en la Diputación de Barcelona inició, con la aplicación de aglomerantes bituminosos, el Plan de modernización de las carreteras provinciales, que sirvió de pauta para el desarrollo y ejecución del Circuito de Firms Especiales, proyectado por el Ministro de Fomento Excmo. Sr. Conde de Guadalhorce.

En los años que desempeñó el cargo de Ingeniero Director del Puerto y Ría de Avilés, y, posteriormente, el de Jefe de la Sección de Puertos del Ministerio de Obras Públicas, dio un considerable impulso a la reconstrucción y modernización de los puertos de España, arbitrando los medios de financiación de las obras y adquisiciones necesarias a tal fin.

Al frente de la Jefatura de Obras Públicas de Madrid, prosiguió los importantes trabajos de los accesos a la capital, con una visión amplia de las necesidades del tráfico futuras.

No menos importante fue su labor como Subsecretario de Obras Públicas, en donde, con una gran compenetración con el Ministro Excmo. Sr. D. José María Fernández Ladreda y los Directores Generales respectivos, estudió y desarrolló las primicias de un Plan General de Carreteras, impulsó las demás actividades de los correspondientes departamentos, y llevó a cabo la implantación de la Mutualidad General de Funcionarios y Empleados del Ministerio de Obras Públicas.

Después de jubilado, y como Jefe del Gabinete Técnico de Arquitectura del Ministerio de Obras Públicas, terminó la ejecución de las obras de los edificios y urbanización de la gran plaza de las dependencias de los Nuevos Ministerios, que abarcan los de Obras Públicas, Trabajo y Vivienda, inaugurados todos ellos hace pocos meses por S. E. el Jefe del Estado.

Durante estos últimos años de su vida activa inició, como Delegado del Gobierno y Presidente de la Junta del nuevo abastecimiento de Barcelona, las costosas e importantes obras de la traída de aguas del río Ter, pudiendo decirse que, en el momento de su muerte, los trabajos estaban totalmente encauzados y estudiados para su completa terminación.

Entre las demás actividades que venía desempeñando actualmente, cabe destacar también la del Consejero de E.N.H.E.R. y Presidente del Instituto Eduardo Torroja, en donde, como en todas partes, dejó lo mejor de su dilatada experiencia técnica y administrativa, así como su total dedicación. Si se hubiese de resumir en pocas palabras el rasgo más característico de su personalidad, se diría que, a pesar de los cargos destacados que ostentó en su vida y los honores y condecoraciones con que fue distinguido, nadie vio empañada jamás su modestia, su disciplina y su alto sentido del deber.

breve descripción de las estructuras más importantes de hormigón pretensado, presentadas en el IV congreso de la F. I. P. celebrado en Nápoles en 1962

(continuación)

Fig. 7. — PUENTE EN ROERMOND, HOLANDA

Los tramos son de 60; 80; 72,5, y 57,5 m. El emparillado del tablero está formado por vigas prefabricadas, pretensadas. Los voladizos se han anclado a las pilas por medio de un pretensado vertical (Película FIP).

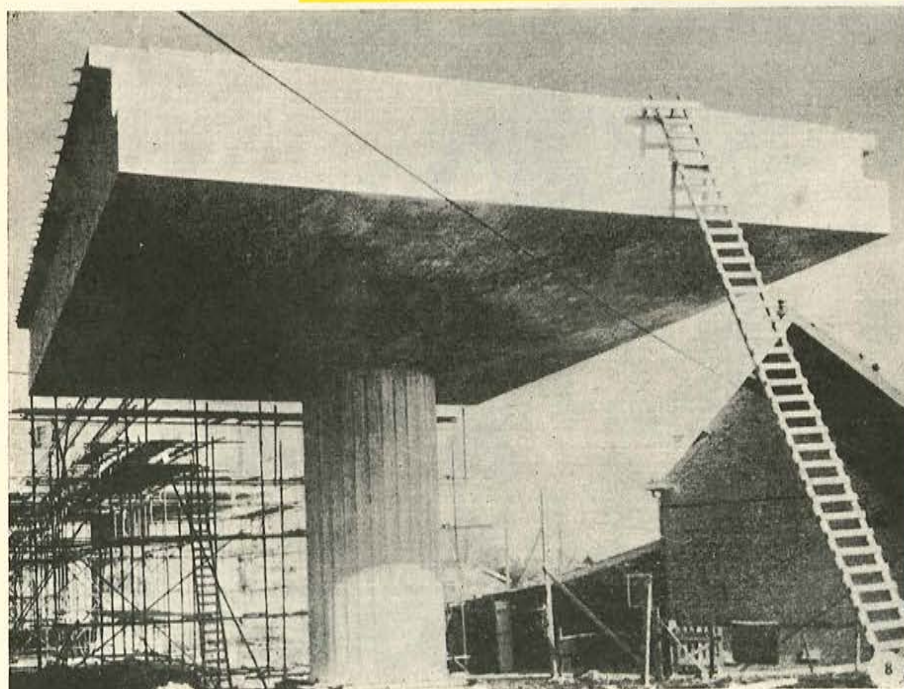
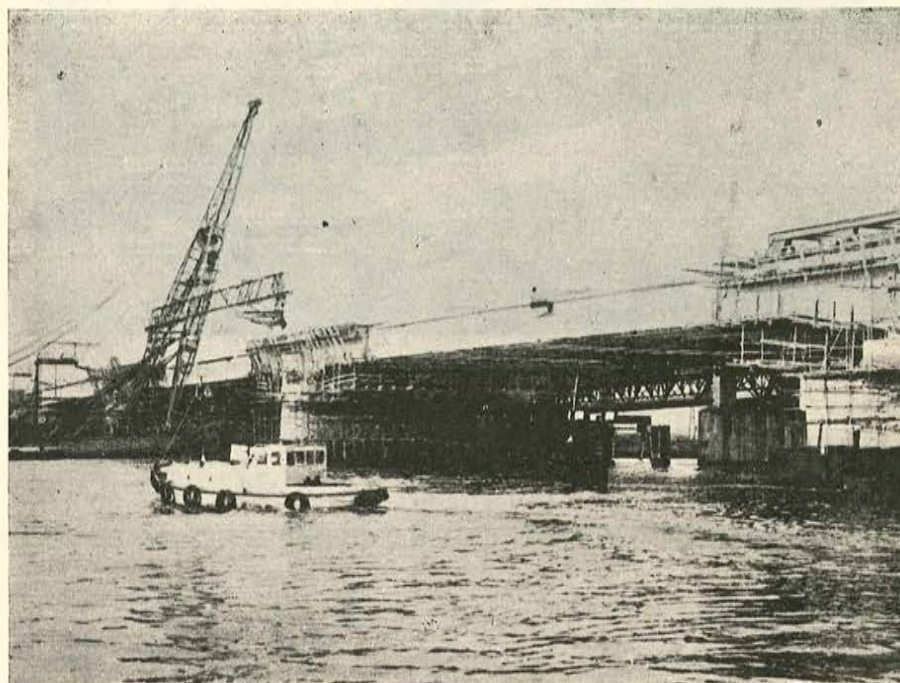
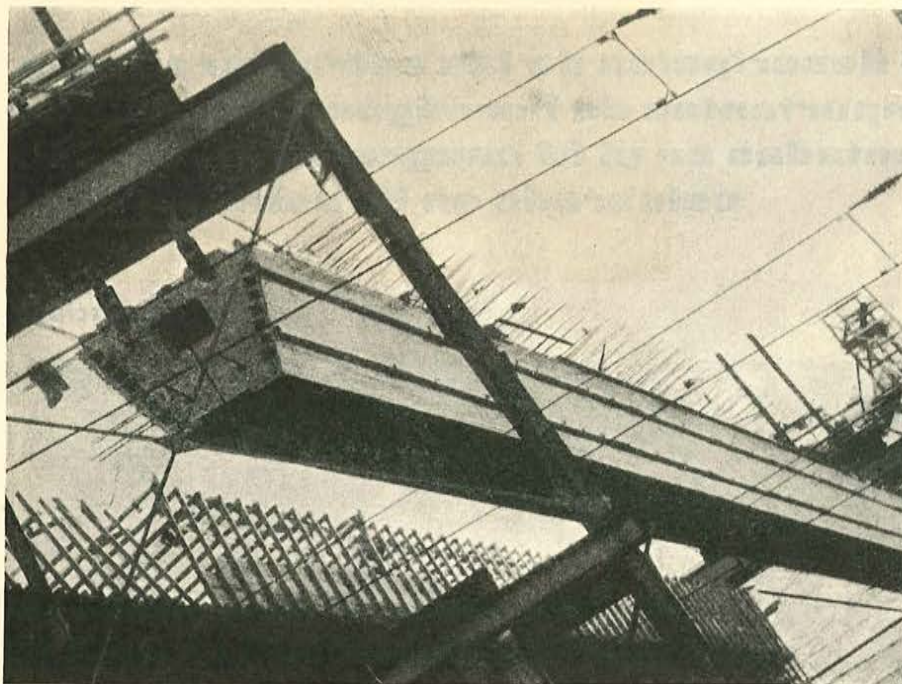


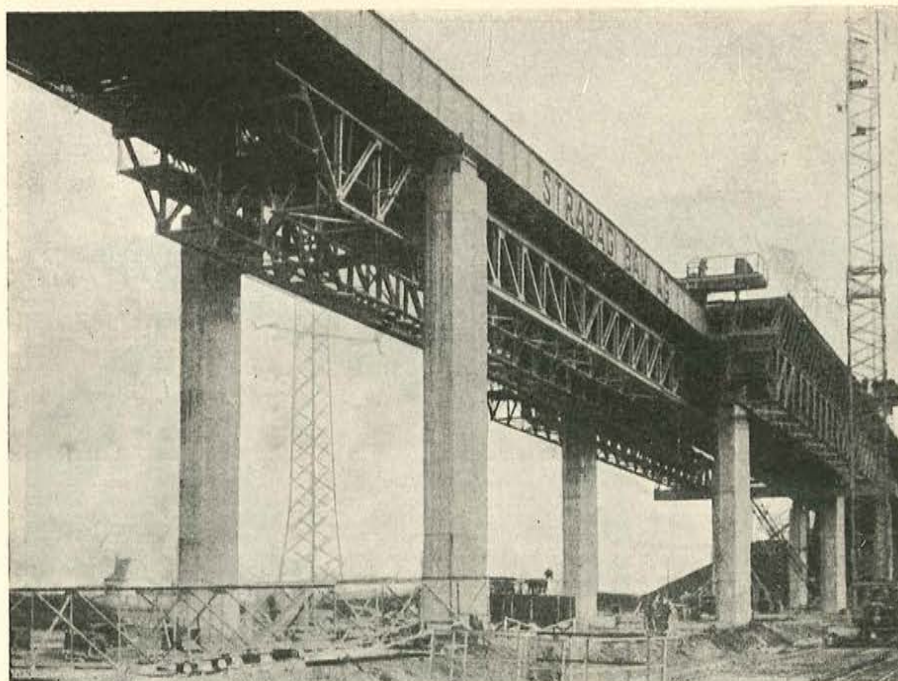
Fig. 8.—PUENTE BODEGRAVEN, HOLANDA

Los tramos son de 26,4 m; 33,65 m; dos de 45 m; 33,65 m y 26,4 m. Las zonas que están sobre las pilas se han hormigonado «in situ» y unido monolíticamente a las mismas. El resto del tablero está formado por vigas prefabricadas y pretensadas (Película FIP).



**Fig. 9.—PUENTE LOENGA,
EN OSLO, NORUEGA**

Tiene un tramo de 21 m, tres de 40 m y otro de 21 m. Es un puente carretero, sobre el ferrocarril, a la entrada de la Estación E., de Oslo. En la figura se aprecia una viga de gran longitud de 173 toneladas de peso (Película FIP)



**Fig. 10.—VIADUCTO CARRETERO DE KETTIGER
HANG, CERCA DE ANDERNACH,
ALEMANIA OCCIDENTAL**

Está formado por 13 vanos de 39,2 m de luz cada uno. Los tramos se construyeron con el encofrado móvil que se aprecia en la figura (Película FIP)

Fig. 11.—ENLACE DE CARRETERA EN TREBOL, EN YAKARTA, INDONESIA

Tiene tres tramos de 50 m de luz (Película FIP)

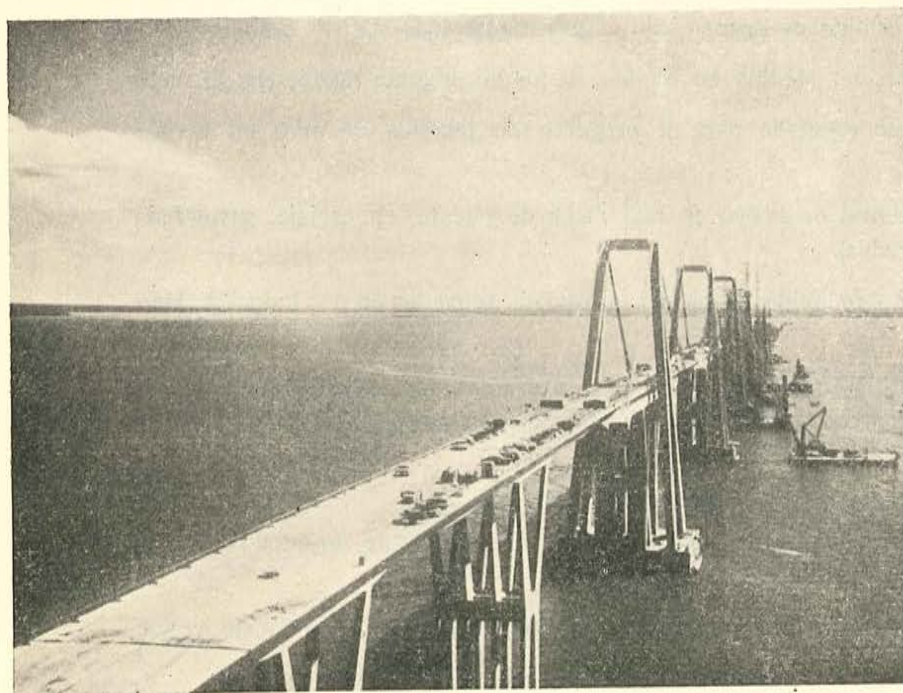
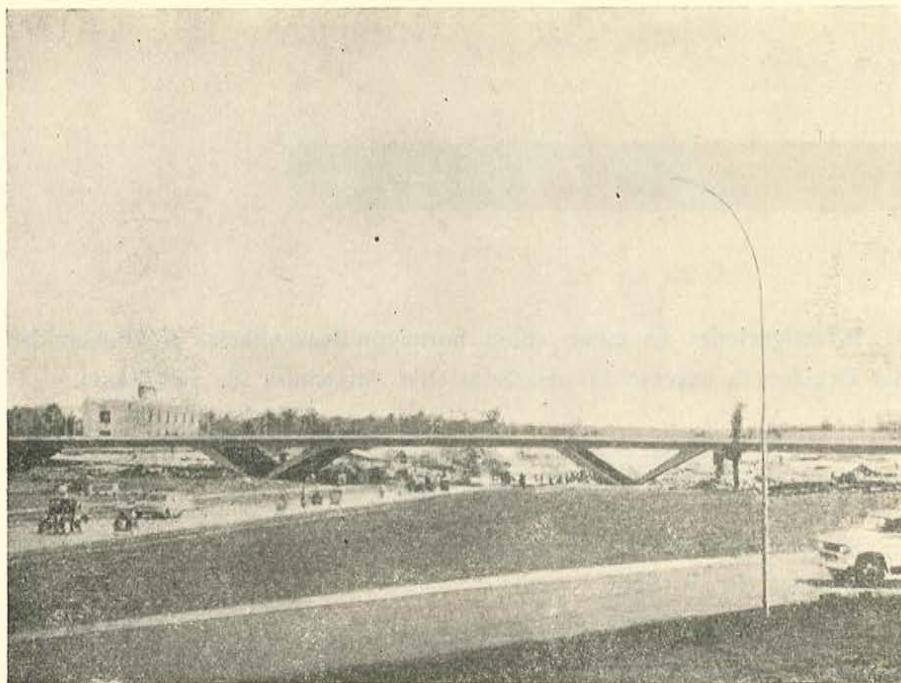


Fig. 12.—PUENTE SOBRE EL LAGO MARACAIBO, EN VENEZUELA

El puente, de 9,3 km de longitud total, está formado por 136 tramos. El proyecto está basado en el empleo de vigas normalizadas, de hormigón pretensado, fabricadas en serie. En cada uno de los tramos de 46,5 m, entran cuatro de estas vigas. Los cinco tramos centrales, de 232,5 m, se dimensionaron de forma que fuese posible utilizar también en su construcción estas vigas normalizadas (Película FIP)

noticias de la F. I. P.

Investigaciones en curso sobre hormigón desarrolladas en Universidades de la Alemania Occidental, excepto las del Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.

Universidad de Munich (Prof. Dr. Ing. H. Rüsch).

Determinación de la seguridad a rotura por esfuerzo cortante en piezas de hormigón ligero armadas (Dr. R. Sell).

Determinación de las longitudes necesarias para el anclaje de cables por adherencia y rozamiento en vigas pretensadas usadas en la construcción de viviendas (Dr. G. Rehm).

Distribución de estribos en vigas pretensadas para forjados (C. Zelger).

Ensayos para la determinación de la armadura necesaria para resistir el esfuerzo cortante, entre piezas prefabricadas de hormigón pretensado, y losas de hormigón ejecutadas in situ (S. Stöckl).

Ensayos de resistencia a esfuerzo cortante en vigas de hormigón armado (H. Mayer).

Medida de flechas en estructuras de hormigón armado (H. Mayer).

Influencia del ancho de fisura en la corrosión del acero de las armaduras, en diversos ambientes (Dr. G. Rehm).

Resistencia de los hormigones ligeros bajo cargas mantenidas (Dr. R. Sell).

Resistencia a compresión, medida en flexión, de los hormigones ligeros (Dr. R. Sell).

Ensayos sobre modelo reducido para el proyecto de puentes de arco en esviaje (A. Hergenröder).

Cálculo de las reacciones de apoyo en una placa de puente, en esviaje, sustentada en dos bordes (A. Hergenröder).

Ensayos sobre modelo reducido de placas, en esviaje, apoyadas en dos lados (A. Hergenröder).

Problemas de seguridad en puentes de hormigón pretensado; estudio estadístico de la distribución de armaduras en 11 puentes de hormigón pretensado, en el Sur de Alemania (E. Paloheimo).

Coefficientes de rozamiento para cables curvos (C. Zelger).

Ensayos de forjados cerámicos resistentes en una dirección y de forjados cerámicos armados resistentes en dos direcciones (C. Zelger).

Ensayos sobre el comportamiento resistente de elementos mixtos de vidrio y hormigón armado (C. Zelger).

Influencia de las condiciones de contorno en las deformaciones de los modelos reducidos de hormigón (S. Stöckl).

Influencia de la deformación elástica diferida en el comportamiento de las estructuras de hormigón (E. Grasser).

Comportamiento físico del hormigón bajo carga (E. Grasser).

La influencia de la fisuración y de la no-homogeneidad del hormigón en la resistencia a compresión en flexión (H. Hilsdorf).

Influencia de la calidad del hormigón en el comportamiento de soportes zunchados de hormigón armado, de sección rectangular (S. Stöckl).

Influencia de las cargas repetidas en la fluencia del hormigón (H. Hilsdorf).

Observación de los fenómenos de fluencia en probetas de mortero de cemento, bajo condiciones variables de humedad (W. Ruetz).

Factores especiales que afectan a la resistencia bajo carga de larga duración (Chr. Rasch).

Influencia de la magnitud y duración de una carga previa en la resistencia, bajo cargas de corta duración, determinada inmediatamente después de la aplicación de dicha carga previa (S. Stöckl).

Aplicación de los rayos X a la determinación de las tensiones en el hormigón (W. Ruetz).

La resistencia a la fatiga, y la corrosión, de los aceros de alta resistencia (Dr. G. Rehm).

Estudio sobre la relación entre la deformación y el tipo y el estado de carga, en el caso de sollicitaciones que no produzcan efectos secundarios (S. Stöckl).

Otto-Graf Institut. — Universidad de Stuttgart - Vaihingen (Prof. E. Leonhardt).

A. *Hormigón pretensado*

Influencia de las vibraciones en las vigas de hormigón armado y pretensado.

Efecto de la vibración en la torre de televisión de Stuttgart.

Estudio de las tensiones en los apoyos intermedios de las vigas continuas pretensadas.

Investigaciones sobre la resistencia a esfuerzo cortante de las vigas de hormigón pretensado.

B. *Hormigón armado*

Influencia del efecto arco en la resistencia a rotura de las placas continuas de hormigón armado.

Influencia de la dirección de la armadura en la resistencia a rotura de los diafragmas de hormigón armado, sometidos a tracción.

Cálculo de tensiones en escaleras con descansillo en ménsula.

Ensayos sobre resistencia en rotura y distribución eficaz de armaduras, en placas de hormigón armado para cimentación de soportes aislados.

Investigación de la resistencia a esfuerzo cortante de vigas y placas de hormigón armado.

Resistencia a rotura y seguridad a pandeo de soportes de hormigón con armadura supracrítica.

Investigación de la resistencia en rotura y del ángulo admisible de giro en las rótulas de hormigón.

Determinación de la distribución eficaz de armaduras en vigas-pared, de uno o varios tramos, de hormigón armado.

Desarrollo de un método de cálculo para determinar la resistencia de placas y soportes de hormigón armado, sometidos a la acción del fuego.

Influencia de la deformación debida al esfuerzo cortante en el comportamiento de vigas continuas de hormigón armado.

C. *Hormigón*

Retracción y fluencia de los bloques huecos de hormigón de piedra pómez y de las paredes construidas con dichos bloques.

D. *Otros temas*

Estudio foto-elástico sobre el comportamiento de secciones compuestas, de paredes delgadas, sometidas a torsión.

Estudio fotoelástico de problemas referentes a la transmisión de esfuerzos en membranas cilíndricas.

Estudio sobre modelo reducido de un nuevo tipo de puente colgante aerodinámicamente estable.

Estudio sobre modelo reducido del efecto perturbador de borde en una membrana en forma de paraboloide hiperbólico.

Estudio fotoelástico de una placa de hormigón cimentada en roca.

Estudio fotoelástico de la distribución de tensiones en las uniones, mediante cordones de soldadura.

Estudio sobre modelo reducido de cubiertas colgantes.

Otto-Graf Institut. — Universidad de Stuttgart - Vaihingen (Prof. Dr. Ing. K. F. Henke).

Investigaciones sobre suspensiones de cemento para inyección.

Estudio comparativo de varios métodos para medir la humedad de los áridos.

Instituto del Hormigón y Hormigón Armado.—Universidad de Karlsruhe (Prof. Dr. Ing. G. Franz).

Investigaciones sobre la relación entre el momento flector y la deformación en vigas de hormigón armado.

Investigaciones sobre la resistencia de los forjados en las zonas de apoyo sobre soportes.

Estudio de placas sobre apoyos puntuales, con y sin vigas de borde.

Estudios sobre modelo reducido del proceso de fisuración de vigas de hormigón armado.

Unión de piezas prefabricadas de hormigón armado, mediante morteros de resinas sintéticas.

Influencia de la diferencia de dirección entre los momentos flectores, y las armaduras, en las placas de hormigón armado.

Estudios sobre modelo reducido de láminas pretensadas.

Métodos de cálculo de estructuras plegadas pretensadas.

Ensayos para la determinación de la resistencia de vigas cortas, en voladizo.

Universidad de Darmstadt (Prof. Dr. Ing. A. Mehmel).

Influencia de las temperaturas superiores a 100° C en la resistencia a compresión del hormigón (Dipl. Ing. R. Fischer).

Comportamiento a rotura del hormigón sometido a un estado biaxial de tensiones (Dipl. Ing. G. Becker).

Investigación sobre tipos de armadura equivalentes al zunchado (Dipl. Ing. J. Henzel).

Investigación sobre la influencia de la deformación elástica de los soportes, sobre las tensiones resultantes en placas esviadas (Dipl. Ing. K. Reissmann).

Composición y propiedades que deben poseer los hormigones ligeros para conseguir un hormigón armado de resistencia media (Dipl. Ing. K. Reissmann).

Perturbaciones de borde, en los arranques de una bóveda múltiple de medio cañón, y su transmisión (Dipl. Ing. W. Kruse).

Relación entre la teoría aproximada de Schörrer y la de las estructuras plegadas, y campo de aplicación de dicha teoría (Dipl. Ing. G. Keifer).

Comportamiento resistente de las placas de forjado (Dipl. Ing. W. Baader).

Diafragmas cuyo contorno es de forma cualquiera (Dipl. Ing. F. Haas).

Universidad de Aachen.

(Prof. Dr. Ing. K. Wesche.)

Ensayos, mediante un método normalizado internacionalmente, con objeto de comparar las resistencias del hormigón para la construcción de carreteras, obtenidas por varios países (Dipl. Ing. Boes).

Investigaciones sobre la relación entre la deformación y la duración y estado de carga, en el caso de una sollicitación estática de larga duración (Dipl. Ing. Flatten, en colaboración con el Prof. Rüschi, Munich).

Universidad de Braunschweig.

(Prof. Dr. Ing. K. Kordina.)

Influencia de los revestimientos en la resistencia al fuego de los forjados de hormigón pretensado (Dipl. Ing. Meyer-Ottens, Dipl. Ing. Bornemann).

Comportamiento de las estructuras de hormigón armado sometidas a una onda explosiva. a) Comportamiento de las estructuras o edificios en su conjunto. b) Comportamiento de las armaduras (Dipl. Ing. Ehm).

Proyecto y cálculo de piezas de hormigón que pueden pandear (Prof. K. Kordina).

Influencia de las deformaciones lentas en la carga de pandeo de membranas cilíndricas (Dipl. Ing. Eibl).

Hormigón sometido a un estado biaxial de tensiones (Dipl. Ing. Eibl).

Influencia de los áridos y de su granulometría en la deformabilidad del hormigón para la construcción de carreteras sometidas a flexión (Dipl. Ing. Lewandowski).

Universidad de Dusseldorf.

(Prof. Dr. Ing. K. Waltz).

Influencia de un amasado o almacenamiento prolongado en las propiedades del hormigón.

Los hormigones ligeros de alta resistencia y sus propiedades mecánicas.

Resistencia al hundimiento, por tracción, del hormigón.

Empleo del agua caliente para el amasado del hormigón en tiempo frío.

Influencia de la relación agua/cemento en la resistencia del hormigón.

Uso del chorro de arena, en las caras vistas de elementos de hormigón contruidos con encofrados de madera.

Resistencia a flexión del hormigón.

Influencia de la relación agua/cemento en la resistencia inicial del hormigón.

Determinación de la porosidad, y del tamaño y distribución de los poros, mediante un método óptico.

la construcción de puentes de hormigón pretensado. nuevas posibilidades

U. Finsterwalder

Tomado de «Promotion Newsletter». Cembureau. PN 19/1964

En el presente artículo se discuten los nuevos problemas que se presentan en el proyecto de puentes carreteros como consecuencia del rápido auge de las autopistas, y se comenta el renacimiento del arte de la construcción de puentes a que ha dado lugar el audaz empleo del hormigón pretensado y, en particular, las soluciones del tipo «banda pretensada» («Spannband») desarrolladas por el autor.

El incremento de tráfico ha hecho necesaria la construcción de las autopistas. Tales vías de tráfico deben ser proyectadas mucho más cuidadosamente que las ordinarias y estar exentas al máximo de edificios colindantes y de intersecciones.

Frecuentemente, tienen vías separadas por una mediana; sus pendientes están limitadas; y debido a su alta velocidad de tráfico específica, las transiciones de sus curvas, tanto horizontales como verticales, deben ser mucho más suaves que en las carreteras normales. En consecuencia, las autopistas son mucho más difíciles de adaptar al terreno y requieren mayor número de obras de fábrica, en especial de puentes.

Por esta razón el antiguo arte de construir puentes está experimentando un renacimiento en nuestros días.

Ya antes de la guerra existía competencia entre los métodos constructivos en hormigón y en acero. Después de ella, se redujo considerablemente el coste de la construcción en hormigón, debido al desarrollo del hormigón pretensado, y sus posibilidades técnicas aumentaron. La construcción en acero se vio así forzada a recurrir a nuevas soluciones aligeradas. De este modo, se inició una revolución en la construcción de puentes.

Una vez ampliamente introducido el hormigón pretensado en la construcción de puentes de pequeña luz, la terminación del nuevo puente de la autopista sobre el Rin, en Coblenza, demostró que el hormigón es, de hecho, competitivo incluso para una luz de 208 m (fig. 1).

A principios de 1960 se celebró un concurso libre para la adjudicación de la construcción de un puente de 1.000 m de longitud, en el que, prácticamente, tomaron parte todas las Empresas constructoras alemanas importantes. La decisión finalmente adoptada, en diciembre de 1961, fue la de construir, por primera vez, un puente de hormigón pretensado, de luz superior a los 200 m; ello hizo posible el rápido avance del sistema de construcción por ménsulas sucesivas desarrollado por el autor.

Desde 1950, en que se construyó el puente de Lahn, en Balduinstein, de 62 m de luz, primero en el que se utilizó el sistema de ménsulas sucesivas, dicho método se ha aplicado en más de cincuenta puentes de hormigón pretensado, en diferentes países, incluyendo entre ellos el puente sobre el Rin, en Lustenau, y el del Ródano, en Martigny (Suiza). El desarrollo de este sistema conduce desde el puente de Balduinstein, pasando por el puente del Rin, en Worms, de 114 m de luz, hasta el puente de la autopista sobre el Rin, en Coblenza *, de 208 m de luz, cuya construcción alcanzó el centro del río, partiendo de la orilla izquierda, a finales de 1963. La segunda mitad, que parte de la orilla derecha, se completará este año **.

La esbeltez de este puente, con vigas cuyo canto sobre pilas es $1/20$ de la luz y en el centro del río tan sólo $1/50$, no ha sido sobrepasada ni aun por las más ligeras estructuras metálicas. Pero no es esto todo; en la actualidad es posible conseguir luces todavía mayores y con mayor esbeltez mediante el método de la «banda pretensada», desarrollado por el autor y propuesto por primera vez para el puente sobre el Bósforo, de 1.200 m de longitud y de 50 m de altura (fig. 2).

En esencia, la estructura del puente consiste en una «banda pretensada», libremente colgante, anclada en los estribos sobre ambas orillas y tendida sobre dos pilas intermedias, con secciones en ménsula. Esta estructura, sometida a un esfuerzo adecuado de pretensado, es capaz de soportar un tráfico rápido. Mediante una armadura constituida por 2.600 barras, de 26 mm de diámetro, de un acero de 105 kg/mm^2 de resistencia a tracción, se introduce un esfuerzo de pretensado total de 80.000 toneladas. Dichas barras quedan embebidas en una placa o banda de hormigón, de 30 cm de espesor y 20 m de ancho. En estas condiciones, un camión de 60 t sólo incrementa la flecha de la «banda pretensada», que es de 150 cm, en unos 5 cm. Los puentes colgantes de grandes luces corren el riesgo de entrar en resonancia bajo la acción del viento. La seguridad de la «banda pretensada» a este respecto, se ha comprobado mediante ensayos en túnel aerodinámico. El proyecto del puente del Bósforo fue aprobado, previo detenido estudio, por una Comisión internacional presidida por el Profesor F. Stüssi, de la Eidgenössische Technische Hochschule (Universidad Técnica) de Zurich. Este nuevo sistema constructivo constituye uno de los tipos más sencillos de puente colgante; en él los cables de suspensión, los tirantes, las vigas de rigidez y el tablero de los puentes clásicos se combinan en un único elemento resistente la «banda pretensada».

El modelo del puente Naruto (fig. 3), proyectado para cruzar un canal en el Japón, muestra otro tipo de estructura. En este caso, cruza un vano de 586 m con un tablero pretensado colgante de 336 m de longitud, tendido sobre dos ménsulas de 125 m cada una.

En Alemania, en un concurso para un nuevo puente sobre el Rin en Colonia, se presentó una solución, en hormigón pretensado, construido por el sistema de ménsulas sucesivas. El proyecto (fig. 4) fue considerado por el jurado como de posible ejecución y fue premiado, aunque, por razones económicas, el tramo principal se hará de acero. Debe señalarse que, en lo que concierne a la superestructura, no había diferencia de coste con las demás soluciones, aunque, por causa del terreno, la «banda pretensada» tenía que ser dos veces más larga de lo necesario en condiciones óptimas. El elevado coste de la cimentación de los estribos en el lecho del río, formado por gravas en los estratos inferiores al nivel freático, trastocó las condiciones económicas.

Después de este concurso puede considerarse demostrado que el método de la «banda pretensada» es totalmente competitivo.

Un interesante avance en la construcción de carreteras elevadas lo constituye el puente, recientemente construido, de 420 m de longitud, que forma parte del «Messedamm» en Hannóver (figura 5). Dicho puente, de 20 m de ancho, está sustentado por una sola fila central de esbeltos

* Véase Technical Newsletter TN 24/1963, «Construcción del puente sobre el Rin, en Bendorf»; véase también Promotion Newsletter PN 18/1964.

** El tramo principal se acabó el 20 de agosto de 1964.

pilares, de 2,7 m de diámetro solamente, distanciados 30 m unos de otros. El tablero del puente es una placa rígida, de hormigón pretensado, de sólo 50 cm de espesor, que permite proyectar las intersecciones con 5 m escasos de altura de rasante.

Las ventajas de este tipo de construcción, tanto en zonas urbanas como rurales, son evidentes: se reduce el espacio requerido mediante el empleo de rampas más cortas, y se mejoran la distribución y la visibilidad debido al escaso número de pilas necesarias.

Como un ejemplo más puede citarse la solución adoptada para la intersección del ramal «Innsbruck-Sur» de la autopista de Brenner con la desviación a dicha ciudad, situada en las dos laderas del Monte Isel, y la carretera al trampolín olímpico de esquí (fig. 6).

De no ser por este tipo de viaducto no se hubiera podido realizar la intersección por falta de espacio, y se habría hecho necesario construir un túnel a través del Monte Isel, con un coste aproximadamente dos veces mayor.

Otra característica interesante de este tipo de puentes es la rapidez de construcción; en Hanóver se construyeron 30 m de puente por semana de cinco días laborables, con un empleo mínimo de encofrados.

En terrenos difíciles se utilizan cimbras móviles que avanzan en ménsula; de esta forma puede construirse una carretera elevada, incluyendo las pilas y la cimentación según el sistema de voladizos sucesivos.

Dado que en la actualidad es ya posible y económico construir soportes de más de 100 m de altura, las posibilidades para el proyecto de autopistas en terrenos difíciles, por ejemplo los pasos alpinos, resultan prácticamente ilimitadas.

Las exigencias de la construcción de autopistas ha estimulado en alto grado el progreso técnico. Pero no sólo esto; también la evolución de las estructuras en el aspecto estético ha influido en las técnicas constructivas. En diversas ocasiones se ha dicho que las estructuras no tienen que ser eternas. Y, sin embargo, es indudable que los puentes de las actuales carreteras son estructuras que durarán varias generaciones y que, cada vez más, contribuyen a formar el ambiente en que vivimos. Por ello, debemos esforzarnos en crear estructuras de permanente valor artístico.

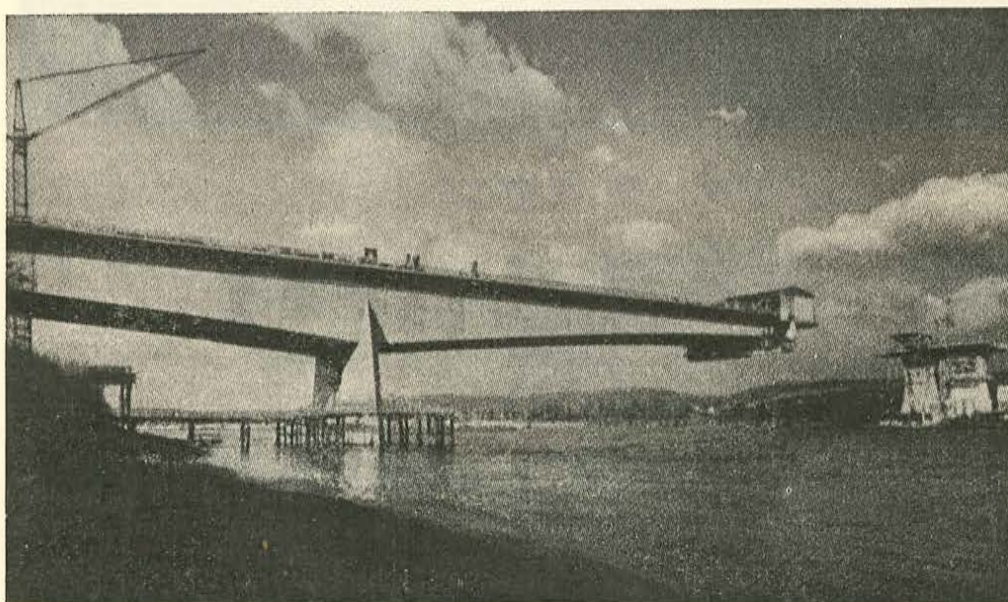


FIG. 1. *Puente de Bendorf cerca de Coblenza.*

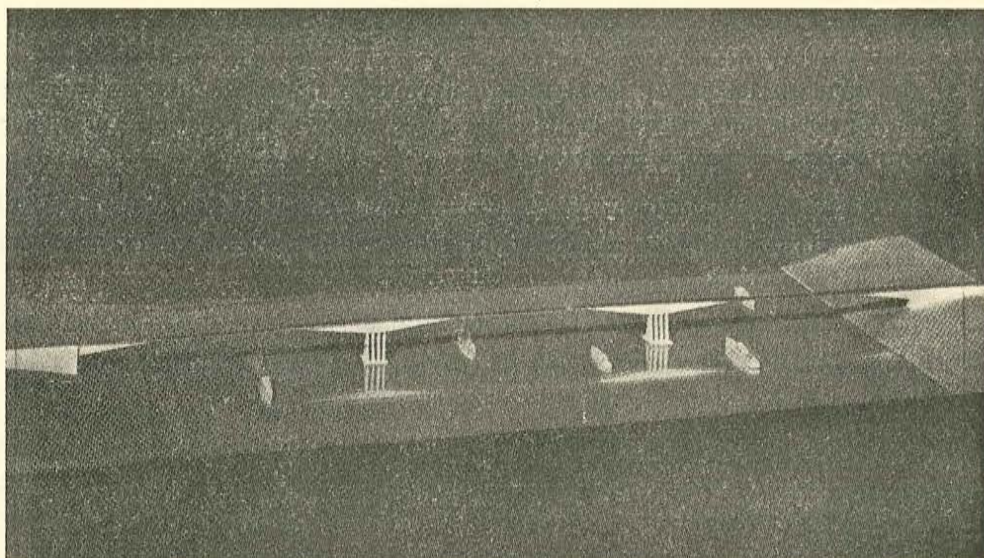


FIG. 2. *Modelo del puente sobre el Bósforo.*

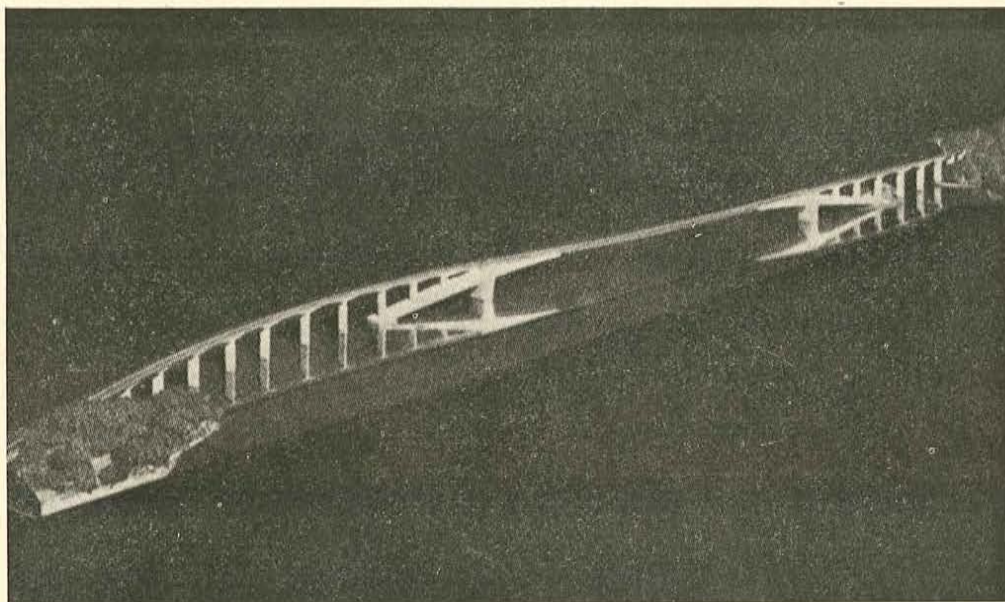


FIG. 3. *Modelo del puente Naruto (Japón).*



FIG. 4. *Proyecto del puente sobre el Rin (Colonia).*

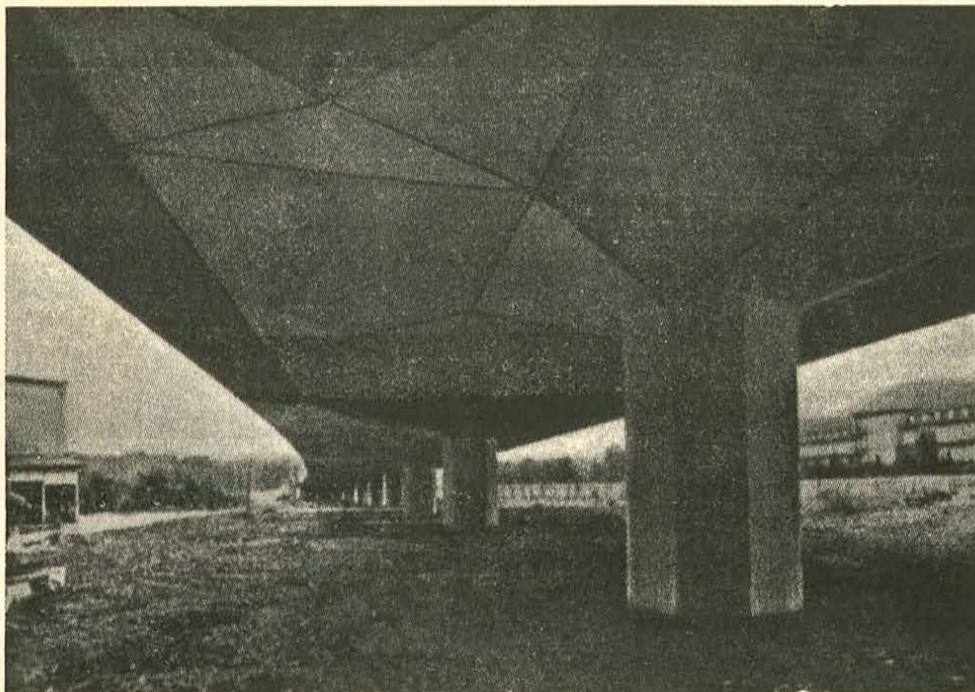


FIG. 5. *Puente en Hannover.*

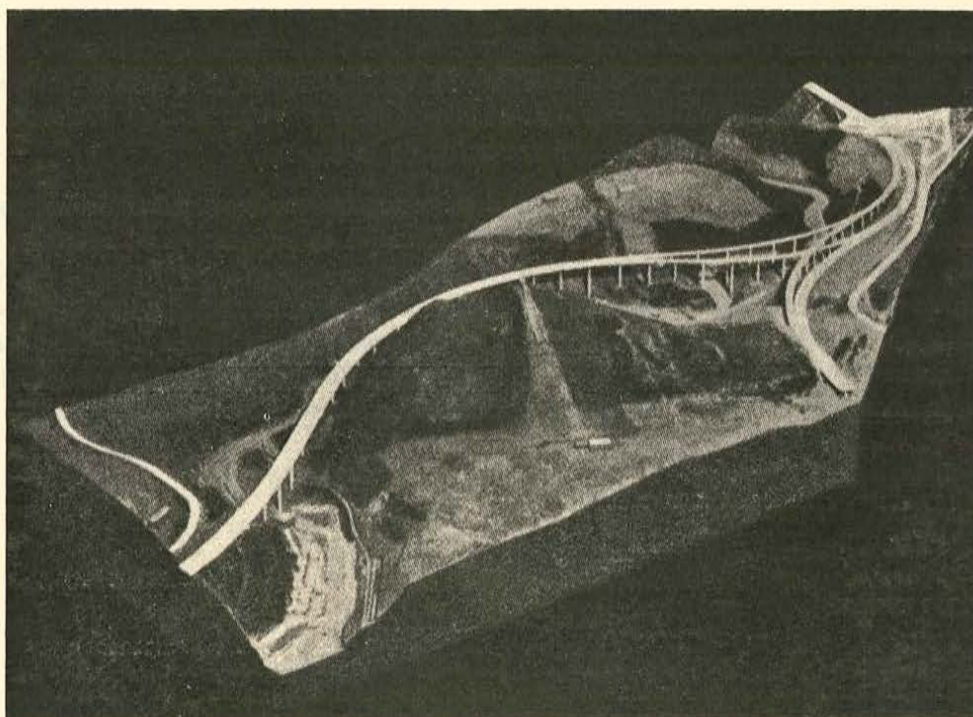


FIG. 6. *Modelo de intersección de autopistas, Monte Isel (Innsbruck).*

método directo para el cálculo de vigas de hormigón pretensado

Yu-Lin Wang

(Tomado del JPCI, febrero 1964)

sinopsis

Se presenta a continuación un método para el cálculo de piezas de hormigón pretensado solicitadas a flexión. A partir de una sollicitación exterior dada, se determinan las dimensiones de la sección de hormigón y la magnitud y excentricidad del esfuerzo de pretensado por medio de fórmulas matemáticas. Se suponen conocidas las tensiones admisibles. El cálculo se simplifica notablemente con el uso de los ábacos que se insertan en el artículo. Se utilizan los métodos de cálculo en rotura, siguiendo las recomendaciones de las normas ACI-ASCE, y se tienen en cuenta las tensiones de flexión, en cualquier sección de la viga, producidas por un cable de directriz curva. Con este método se consigue un cálculo rápido y un dimensionamiento económico.

introducción

En el momento actual, la mayor parte de los proyectistas dimensionan las secciones de las piezas de hormigón pretensado en función de sus módulos de sección, Z_b y Z_t ; pero resulta más conveniente determinar la sección transversal en función del módulo mínimo Z'_b respecto a la fibra extrema inferior, y de la distancia y'_b desde dicha fibra al centroide de la sección.

El valor y'_b depende de tres factores: y_m , y_o e y_u . Estos factores se pueden determinar, directa o indirectamente, a partir de los datos de cálculo y se discutirá sobre ellos en el apartado que trata de la posición de la fibra neutra. Tanto Z_b y Z_t como Z'_b e y'_b se pueden utilizar para la determinación de dos dimensiones desconocidas de la sección transversal. Teóricamente hablando, estas dos dimensiones desconocidas pueden ser cualesquiera; pero en las secciones en doble T parece más conveniente elegir como variables las anchuras de las dos cabezas. En este último caso, el cálculo se simplifica aún más, mediante el uso de los ábacos que contiene el artículo.

notación

sección transversal:

A = área total de la sección de hormigón, en pulgadas cuadradas (pulg²)

A_w = área del alma (pulg²)

- A_s = área total de la armadura de pretensado (pulg²)
 H = canto total de la sección (pulg)
 h = canto del alma (pulg)
 d_b (d_t) = espesor medio de la cabeza inferior (superior) (pulg)
 B_b (B_t) = ancho de la cabeza inferior (superior) (pulg)
 B_w = ancho del alma (pulg)
 B = ancho medio de las cabezas en la sección básica (pulg)
 cgc = centro de gravedad de la sección de hormigón
 cgs = centro de gravedad de la armadura de pretensado
 Z_b (Z_t) = módulo de sección respecto a la fibra extrema inferior (superior) (pulg³)
 Z_m = mínimo necesario de Z_b (pulg³)
 Z_s = módulo de sección necesario, respecto a la fibra inferior, para resistir sólo la acción de las sobrecargas (pulg³)
 Z_G = ídem para resistir el peso total de la viga (pulg³)
 Z'_G = ídem para resistir el peso de una viga de 1 pulgada² de sección transversal (pulg)
 y_b (y_t) = distancia del cgc de hormigón a la fibra inferior (superior) (pulg)
 y_m = valor de y_b en una sección de Z_b y Z_t mínimos (pulg)
 y_o = valor de y_b dado por $e_s + y_s$ (pulg)
 y_u = valor necesario de y_b en una sección dimensionada en función de la resistencia a rotura por flexión (pulg)
 y_x = Distancia desde el eje de referencia X — X a la fibra inferior (pulg)
 y_s = distancia desde el centro de gravedad de la armadura de pretensado a la fibra inferior (pulg)
 e_s = distancia entre el cgc y el cgs en la sección central de la viga (pulg)
 e_x = distancia entre el cgc y el cgs en la sección X (pulg)
 e_u (e_l) = valor límite superior (inferior) de e_s (pulg)
 e_{xu} (e_{xl}) = valor límite superior (inferior) de e_x en la sección x (pulg)
 I (I_x) = momento de inercia de la sección de hormigón respecto al eje que pasa por su cgc (eje de referencia) (pulg⁴)
 K_o = factor de flexión de la fibra inferior (pulg)
 L = luz (pies)
 l = longitud del tramo horizontal del trazado de un cable (pies)
 x = distancia entre la sección central y la considerada (pies)
 $k_b, k_t, k_x, k_m, k_1, k_2$ = constantes adimensionales, de valor:

$$k_b = \frac{y_b}{H}; \quad k_t = \frac{y_t}{H}; \quad k_x = \frac{y_x}{H}; \quad k_m = \frac{y_m}{H}$$

$$k_1 = \frac{\frac{H}{h} \left(\frac{h}{H} + \frac{d_b d_t}{H^2} \right)}{3 + 3 \frac{h}{H}}$$

$$k_2 = 2 k_x k_b - k_b^2 - \left(k_x - \frac{d_b}{3H} \right) \frac{d_b}{H}$$

$A', A'_s, B'_b, B'_t, Z'_b, e'_s, e'_u, e'_l, K'_o$ = símbolos correspondientes a: $A, A_s, B_b, B_t, Z_b, e_s, e_u, e_l$ y K_o , en la sección corregida.

cargas y esfuerzos de pretensado:

M_G = momento flector debido al peso propio (libras por pulgada).

M_s = momento flector debido a las sobrecargas, tanto permanentes como móviles (libras por pulgada).

M_u = momento flector debido a la carga total de rotura (libras por pulgada).

$M_d (M_l)$ = momento flector debido a las sobrecargas permanentes (móviles) (libras por pulgada).

M_{lx} = momento flector, debido a las sobrecargas móviles, que actúa en la sección situada a X pies de la sección central (libras por pulgada).

F = esfuerzo total de pretensado transmitido al hormigón (libras).

$F_u (F_l)$ = máximo (mínimo) valor de F necesario cuando el cgs de la armadura de pretensado se encuentra situado a la distancia $e_u (e_l)$ (libras).

α = tracción del momento debido al peso propio de la viga que afecta al módulo de sección requerida.

β = fracción del momento debido al peso propio de la viga que contrarresta el efecto del esfuerzo de pretensado, en el momento de la transmisión.

F' = valor de F necesario en la sección corregida.

η = fracción de F que permanece después de experimentadas todas las pérdidas.

m = constante de la fórmula $M_G = mL^2A$.

tensiones en el acero y en el hormigón:

f'_o = resistencia del hormigón a los 28 días (libras/pulg²).

f'_{oi} = resistencia del hormigón en el momento del tesado (libras/pulg²).

$f'_{cp} (f'_{tp})$ = tensión admisible de compresión (tracción) bajo las cargas de trabajo (libras/pulg²).

$f_{cpi} (f_{tpi})$ = tensión admisible de compresión (tracción) en el momento del tesado (libras/pulg²).

f_a = tensión media del hormigón debida a F en la sección proyectada o a F' en la corregida (libras/pulg²).

$f_{au} (f_{al})$ = tensión media máxima (mínima) del hormigón debido a $F_u (F_l)$ aplicado en $e_u (e_l)$ (libras/pulg²).

$f_F^b (f_F^t)$ = tensión del hormigón de la fibra inferior (superior) debida a F (libras/pulg²).

$f_{Fu}^t (f_{Fl}^t)$ = tensión en la fibra superior debida a $F_u (F_l)$ aplicado en $e_u (e_l)$ (libras/pulg²).

$f_{Fu}^b (f_{Fl}^b)$ = tensión en la fibra inferior debida a $F_u (F_l)$ aplicado en $e_u (e_l)$ (libras/pulg²).

$f_o (f_{ti})$ = tensión en la fibra superior bajo las cargas de trabajo (durante el tesado) (libras/pulg²).

f'_s = resistencia en rotura del acero de pretensado (libras/pulg²).

f_{so} = tensión admisible en el acero de pretensado (libras/pulg²).

convenio de signos:

Las excentricidades son positivas si el cgs está debajo del cgc o de la fibra neutra.

Las tensiones, o las tensiones admisibles, se considerarán positivas si son de compresión.

fórmulas generales

módulos necesarios

El módulo mínimo necesario de la sección transversal de una pieza de hormigón pretensado se puede expresar de la forma:

$$Z_b \text{ (mín)} = Z_m = \frac{M_s + \alpha M_G}{\eta f_{cpl} - f_{tp}} \quad [1-1]$$

$$Z_t \text{ (mín)} = \frac{M_s + \alpha M_G}{f_{cp} - \eta f_{tp}} \quad [1-2]$$

En la práctica, se puede tomar siempre para Z_b el valor mínimo admisible Z_m ; pero Z_t , en la mayor parte de los casos, es mayor que $Z_t \text{ (mín)}$ debido a los valores que es necesario dar a y_o ó a y_u . La magnitud de α depende del trazado de la armadura y viene dada por:

$$\alpha = 1 - \eta B$$

Cuando la armadura tiene un tramo central horizontal y se levanta hacia los extremos $\beta = 1 - \frac{l^2}{L^2}$

$$\text{y } \alpha = (1 - \eta) + \eta \frac{l^2}{L^2} \text{ (fig. 1).}$$

Para una armadura curva o con un solo punto de inflexión en la sección central: $l = 0$, $\alpha = 1 - \eta$. En el caso de armadura recta: $l = L$, $\alpha = 1$.

Se puede sustituir M_G en las [1-1] y [1-2] por una expresión de la forma $M_G = mL^2A$. En una pieza simplemente apoyada, de sección uniforme, $m = 1,56$, considerando un peso para el hormigón de 150 libras/pie³, poniendo L en pies, A en pulgadas cuadradas y M_G en libras por pulgada.

Por consiguiente, es posible escribir la [1-1] de la forma:

$$Z_m = \frac{M_s}{\eta f_{cpl} - f_{tp}} + \frac{\alpha mL^2A}{\eta f_{cpl} - f_{tp}} \quad [1-3]$$

Haciendo:

$$Z_s = \frac{M_s}{\eta f_{cpl} - f_{tp}} \quad [1-4] \text{ y } Z'_G = \frac{mL^2}{\eta f_{cpl} - f_{tp}} \quad [1-5]$$

la [1-3] queda:

$$Z_m = Z_s + \alpha Z'_G A \quad [1-6]$$

En la [1-6], fijado un valor de η , se conocen Z_s , α y Z'_G sin necesidad de calcular A . Z_t se puede hallar directamente por medio de la fórmula: $Z_t = Z_b \frac{y_b}{y_t}$, una vez determinada la sección a partir de los valores necesarios de Z_b ($= Z_m$) e y_b . Por ello, la [1-2] raras veces se usa.

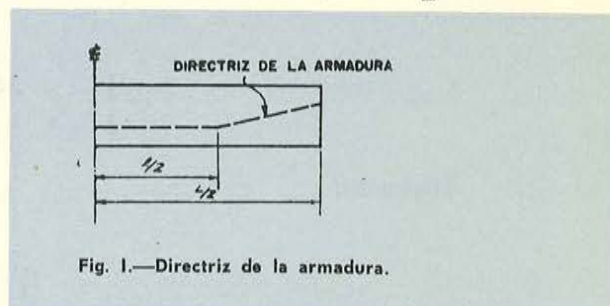


Fig. 1.—Directriz de la armadura.

excentricidad y magnitud del esfuerzo de pretensado

Con objeto de que las tensiones del hormigón no superen los valores admisibles, tanto bajo las sollicitaciones normales de trabajo como durante el tesado, las tensiones f_F^b y f_F^t deben cumplir las condiciones siguientes:

$$f_{Fl}^b = \frac{1}{\eta} \left[f_{tp} + \frac{M_s + M_G}{Z_b} \right] \leq f_F^b \leq f_{cpl} + \frac{\beta M_G}{Z_b} = f_{Fu}^b$$

y

$$f_{Fl}^t = f_{cpl} - \frac{\beta M_G}{Z_t} \leq f_F^t \leq \frac{1}{\eta} \left[f_{cp} - \frac{M_s + M_G}{Z_t} \right] = f_{Fu}^t$$

A continuación se indican los valores de β cuando la armadura tiene un tramo central horizontal y se levanta hacia los extremos (fig. 1): $\beta = 1 - \frac{l^2}{L^2}$.

Para una armadura curva o con un solo punto de inflexión en la sección central: $\beta = 1$.

En el caso de armadura recta: $\beta = 0$.

Cuando $Z_b = Z_m$, se tiene:

$$\begin{aligned} \frac{M_s}{Z_b} &= (1 - \eta\beta) \frac{M_G}{Z_b} = \eta f_{cpl} - f_{tp} \\ \frac{1}{\eta} \left[f_{tp} + \frac{M_s + M_G}{Z_b} \right] &= f_{cpl} + \frac{\beta M_G}{Z_b} = f_F^b = f_{Fu}^b = f_{Fl}^b \end{aligned} \quad [a]$$

Haciendo:

$$\begin{aligned} f_F^b &= \frac{F}{A} + \frac{F e_s}{Z_b} = f_{cpl} + \frac{\beta M_G}{Z_b} \\ M_G &= mL^2 A \quad \text{y} \quad \frac{Z_b}{A} = K_e \end{aligned}$$

se obtiene el siguiente valor de e_s en función de $f_a \left(= \frac{F}{A} \right)$:

$$e_s = K_e \left(\frac{f_{cpl}}{f_a} - 1 \right) + \frac{\beta mL^2}{f_a} \quad [2-1]$$

o si se quiere, f_a en función de e_s :

$$f_a = \frac{K_e f_{cpl} + \beta mL^2}{K_e + e_s} \quad [2-2]$$

Las [2-1] y [2-2] dan la relación entre e_s y f_a cuando $Z_b = Z_m$.

Dado que, corrientemente, se verifica $Z_t > Z_t$ (mín) o bien $y_b > y_m$, f_F^t tiene dos valores límites: El valor máximo:

$$f_{Fu}^t = \frac{1}{\eta} \left[f_{cp} - \frac{M_s + M_G}{Z_t} \right] \quad [b]$$

y el valor mínimo:

$$f_{Fi}^t = f_{tpi} - \frac{\beta M_G}{Z_i} \quad [c]$$

La tensión máxima f_{Fu}^t , se obtiene al aplicar el esfuerzo máximo admisible de pretensado, F_u , con la mayor excentricidad, e_u , y la tensión mínima, f_{Fi}^t al aplicar el esfuerzo mínimo F_i con la menor excentricidad e_i .

De las fórmulas generales:

$$f_F^b = \frac{F}{A} + \frac{F e_a}{Z_b}$$

$$f_F^t = \frac{F}{A} - \frac{F e_a}{Z_t} \quad \text{y} \quad Z_b k_b = Z_t k_t$$

se obtiene la expresión:

$$f_a = f_F^b k_a + f_F^t k_b \quad [d]$$

Sustituyendo f_F^b y f_F^t en [d] por f_{Fu}^b de [a] y f_{Fi}^t de [b], respectivamente, se tiene que la tensión media máxima del hormigón, $f_{au} \left(= \frac{F_u}{A} \right)$, producida por el máximo esfuerzo admisible de pretensado, F_u , actuando a la distancia, $+e_u$, en el momento de la transmisión del pretensado al hormigón, es la siguiente:

$$f_{au} = \frac{1}{\eta} (f_{cp} k_b + f_{tpi} k_t) \quad [2-3]$$

De un modo totalmente análogo, sustituyendo f_F^b y f_F^t en [d], por f_{Fi}^b de [a] y f_{Fi}^t de [c], respectivamente, se obtiene $f_{ai} \left(= \frac{F_i}{A} \right)$, tensión media mínima del hormigón, producida por el mínimo esfuerzo de pretensado, F_i , aplicado con la excentricidad, e_i , en el momento de la transmisión del pretensado al hormigón:

$$f_{ai} = f_{opi} k_t + f_{tpi} k_b \quad [2-4]$$

Las [2-3] y [2-4] dan los valores límites de f_a para la [2-2]. Al sustituir estos dos valores límites f_{au} y f_{ai} en [2-1], se hallan las excentricidades máxima y mínima, e_u y e_i , respectivamente. En la práctica, e_a se determina generalmente por medio de la ecuación:

$$e_a = y_b - y_n, \text{ con la condición } e_u < e_a < e_i.$$

La figura II muestra los diagramas de distribución de tensiones.

En este caso, tanto Z_b como Z_t son mínimos, es decir, $Z_b = Z_m$ y $y_b = y_m$, y, entonces, f_a y e_a tienen un valor único. La magnitud de f_a se halla por medio de las [2-3] o [2-4].

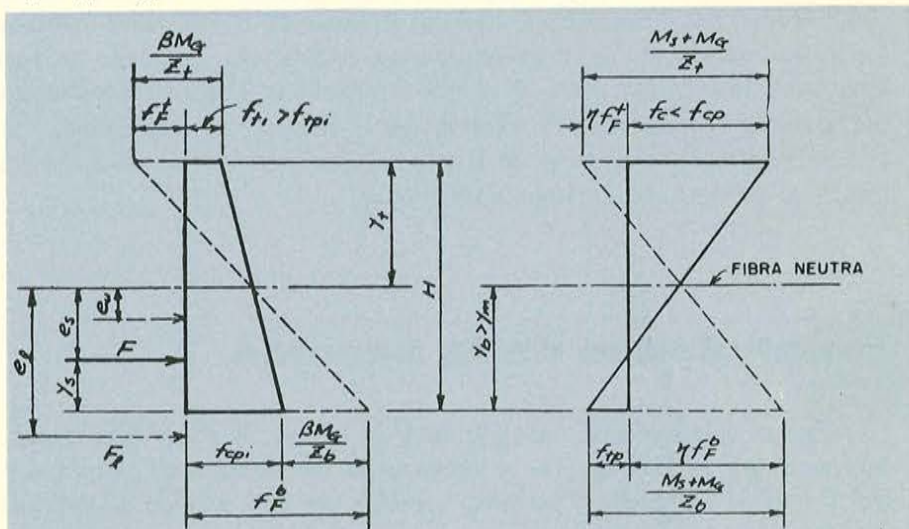


Fig. II.—Distribución de tensiones en el caso en que se verifique $Z_b = Z_m$, $y_b > y_m$ y $e_u < e_a < e_i$

posición de la fibra neutra

La posición de la fibra neutra (*cgc*) de una sección transversal, o el valor de y_b , depende de tres factores, cuya influencia se discutirá en este apartado.

Cuando los valores de y_o e y_u indirectamente calculados por las exigencias de la resistencia en rotura no son determinantes y las anchuras de las dos cabezas pueden variarse según las necesidades del proyecto, el proyectista puede elegir una sección transversal en la que Z_b y Z_t tengan sus valores mínimos. A partir de las [1-1] y [1-2] se determina k_m , en función de las tensiones admisibles:

$$k_m = \frac{\eta f_{cpi} - f_{tp}}{f_{cp} - f_{tp} + \eta (f_{cpi} - f_{tpi})} \quad [3-1]$$

En la ecuación anterior, k_m es el mínimo valor que es posible utilizar en el cálculo de una sección transversal con $Z_b = Z_m$. Si $k_b < k_m$, Z_t será menor que Z_t (mín), y las tensiones en la fibra superior, f_{ti} y f_o , serán mayores que las admisibles. Si $Z_b = Z_m$, $y_b = y_m$, f_a es igual al valor de f_{au} deducido de [2-3], o al de f_{ai} deducido de [2-4], y e_a es la magnitud resultante de la aplicación de [2-1], las tensiones resultantes serán iguales, teóricamente, a sus correspondientes valores admisibles:

$$f_{cpi}, f_{tpi}, f_{cp} \text{ y } f_{tp}.$$

En las piezas de grandes luces y armaduras de trazado curvo, y_b viene determinada principalmente por la condición $y_o = e_s + y_s$. Para un valor dado de y_s , es posible expresar y_o por medio de una ecuación cuadrática cuyos coeficientes son incómodos de utilizar. Su forma, sin desarrollar, es:

$$y_o = K_o \left(\frac{f_{cpi}}{f_{au}} - 1 \right) + \frac{\beta m L^2}{f_{au}} + y_s \quad [3-2]$$

El valor de y_o , dado por la [3-2], es el mínimo y_b necesario para que $y_b = e_s + y_s$. Teniendo en cuenta que K_o y f_{au} son también funciones de y_b , no es práctico resolver directamente la [3-2]. Es preferible proceder por tanteos, dando valores a y_b y comprobando si $e_s + y_s$ resulta igual o menor que el y_b tanteado.

El tercer factor a considerar es que la anchura de la cabeza superior ha de determinarse en función de la resistencia a rotura requerida y que y_b debe ser un valor tal de y_u que proporcione la anchura necesaria a dicha cabeza superior. El valor de y_u se puede hallar por medio de una ecuación cuadrática basada en las recomendaciones ACI-ASCE. Para ello se parte primero de unos valores arbitrarios de y_s y M_G pero el cálculo resulta muy laborioso. Por consiguiente, el procedimiento práctico consiste en comprobar la sección por el método en rotura, una vez determinada dicha sección con un valor arbitrario de y_b . Si la y_u necesaria es mayor que la y_b de la sección comprobada, hay que repetir el proceso con un valor mayor de y_b .

propiedades de la sección

Sólo se estudian aquí las vigas en I, en las que hay que determinar las anchuras de las cabezas. Las secciones en I en las que se conocen las dimensiones de la cabeza superior, las secciones en T, y TT y en U se pueden determinar también por este método, pero los cálculos resultan entonces más complicados.

Cuando todas las dimensiones de una sección, excepto B_t y B_b , se han elegido de acuerdo con las condiciones de flecha admisible, resistencia a esfuerzo cortante, espacio disponible, etc., se pueden determinar B_t y B_b de acuerdo con las exigencias de Z_m e y_b . Con objeto de simplificar el cálculo y evitar la resolución de un sistema de ecuaciones, es conveniente partir de una sección básica en I, en la que las dos cabezas tengan la misma anchura, B . A continuación se determina el eje de referencia, X-X, con la condición de que el momento de inercia, respecto a él, de la parte de la cabeza inferior que resulte de la misma área que la cabeza superior sea igual al momento de inercia de dicha cabeza superior respecto a X-X.

El área total A y el momento de inercia I_x respecto al eje X-X son entonces invariables cuando disminuye (aumenta) la cabeza inferior, siempre que la superior aumente (disminuya) en la misma cantidad (fig. III). La distancia de la fibra inferior al eje X-X es:

$$y_x = k_x \cdot H = \frac{H}{Z} + \frac{H + Zh}{b(H + h)} (d_b - d_t) \quad [4-1]$$

donde

$$k_x = \frac{1}{2} + \frac{1 + 2 \frac{h}{H}}{6 + 6 \frac{h}{H}} \left(\frac{d_b - d_t}{H} \right) \quad [4-2]$$

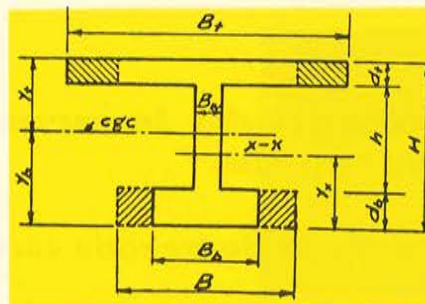


Fig. III.—Sección básica.

Una vez que la anchura de la cabeza superior ha pasado de B a B_t y la de la cabeza inferior a B_b , para cumplir los requisitos exigidos a y_b , de acuerdo con lo indicado en el párrafo anterior relativo a la posición del eje neutro, el momento de inercia, I , de la nueva sección respecto al eje que pasa por su centro de gravedad, será igual a $I_x - A(y_b - y_x)^2$. Los términos I_x y $A(y_b - y_x)^2$ son función de las variables A y B , y B , a su vez, es función de A . Por tanto, I se puede expresar en función de A . Haciendo $I = Z_b y_b$; $Z_b = Z_s + \alpha Z'_G$, y $y_b = k_b H$, la ecuación de A resulta:

$$A = \frac{Z_s y_b + \left(y_x - \frac{h + 2d_b}{3} \right) (h + d_b) h B_w}{2y_x y_b - y_b^2 - \left(y_x - \frac{d_b}{3} \right) d_b - \alpha Z'_G y_b} = \frac{Z_s k_b + k_1 H^2 B_w}{k_2 H - \alpha Z'_G k_b} \quad [4-3]$$

donde:

$$k_1 = \frac{1}{H^3} \left(y_x - \frac{h + 2d_b}{3} \right) (h + d_b) h = \frac{\frac{h}{H} \left[\frac{h}{H} + \frac{d_b d_t}{H^2} \right]}{3 + 3 \frac{h}{H}} \quad [4-4]$$

y

$$k_2 = \frac{1}{H^2} \left[2y_x y_b - y_b^2 - \left(y_x - \frac{d_b}{3} \right) d_b \right] = 2k_x k_b - k_b^2 - \left(k_x - \frac{d_b}{3H} \right) \frac{d_b}{H} \quad [4-5]$$

En los ábacos I y II están representadas las [4-4] y [4-5], respectivamente.

Una vez determinado A , los valores de B_b y B_t se deducen fácilmente de las ecuaciones siguientes:

$$B_b = \frac{(2y_t - d_t) A - (H - d_b) A_w}{(H + h) d_b} \quad [4-6]$$

y

$$B_t = \frac{(2y_b - d_b) A - (H - d_b) A_w}{(H + h) d_t} \quad [4-7]$$

El módulo de sección, Z_b , y el factor de flexión, K_o , correspondientes a la sección transversal así obtenida son:

$$Z_b = \frac{k_2}{k_b} HA - \frac{k_1}{k_b} H^2 B_w \quad [4-8]$$

y

$$K_o = \frac{Z_b}{A} = \frac{k_2}{k_b} H - \frac{k_1 H^2 B_w}{k_b A} \quad [4-9]$$

trazado de la armadura y sección transversal corregida

armaduras de trazado curvo

Una vez determinada la excentricidad e_s en la sección central de la pieza, la posición del bari-centro de armaduras en cualquier otra sección puede variarse dentro de un cierto intervalo, sin que las tensiones en el hormigón resulten superiores a las admisibles.

El límite inferior de este intervalo viene dado por la curva:

$$e_{xi} = e_s - \frac{4m}{f_a} x^2 \quad [5-1]$$

y el límite superior por:

$$e_{xu} = e_s - \frac{M_L}{\eta F} - \frac{4(M_d + M_G)}{\eta FL^2} x^2 + \frac{M_{Lx}}{\eta F} \quad [5-2]$$

Si la sobrecarga está también uniformemente distribuida y $M_{Lx} = \left(1 - \frac{4x^2}{L^2}\right) M_L$, la [5-2] se transforma en:

$$e_{xu} = e_s - \frac{4(M_s + M_G)}{\eta FL^2} x^2 \quad [5-3]$$

Las curvas de [5-1] y [5-3] son parábolas. El perfil parabólico del cable, que se ha de encontrar entre las dos parábolas anteriores, se determina fácilmente de acuerdo con las exigencias de los anclajes extremos. En el caso de que las sobrecargas no sean uniformemente distribuidas es necesario aplicar la [5-2] en vez de la [5-3]. La curva de la [5-2] hay que dibujarla calculando los valores de M_{Lx} en los puntos intermedios. Con objeto de disminuir las tensiones cortantes y la contraflecha producida por el pretensado, la excentricidad de la armadura debe ser la menor posible y, por tanto, su trazado se determina normalmente en función de la curva límite superior y del espacio disponible en las secciones extremas (fig. IV).

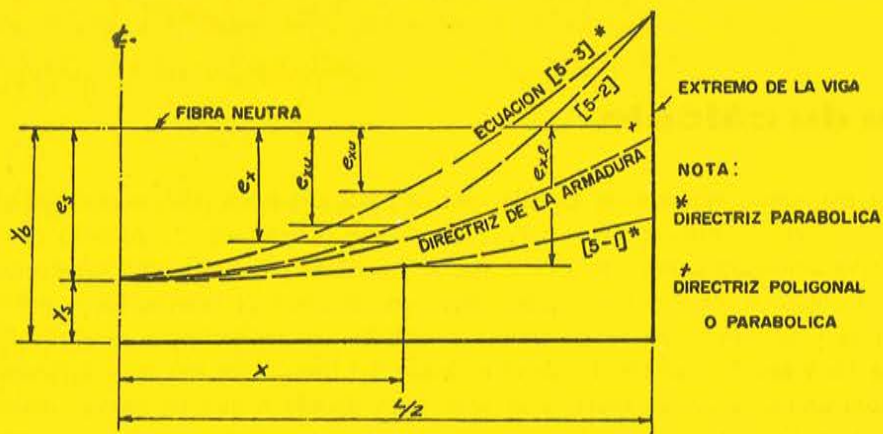


Fig. IV.—Directriz de la armadura y sus curvas límites.

sección transversal influenciada por el trazado de la armadura

Cuando la sobrecarga es relativamente grande y los momentos por ella originados en las secciones centrales de la pieza tienen un valor cercano al mínimo, las excentricidades para dichas secciones dadas por la curva límite superior son muy pequeñas, y el trazado de la armadura resulta demasiado plano. Si el cálculo exige una curva parabólica de mayor curvatura o un trazado poligonal con tramos de acusada pendiente, una parte de dicho trazado quedará fuera de la curva límite superior de la [5-2]. En tal caso, la sección transversal adoptada para resistir las sollicitaciones en el centro de la pieza debe rectificarse de acuerdo con las exigencias de la sección más desfavorable. El área A' de la sección rectificada, se puede hallar por medio de la ecuación siguiente, suponiendo invariable f_a :

$$A' = A \frac{\eta f_a (e_{ux} - e_x)}{(\eta f_a - f_{tp}) \frac{k_2}{k_b} H + \eta f_a e_x - m (L^2 - 4x^2)} \quad [5-4]$$

Las anchuras de las cabezas inferior y superior, B'_b y B'_t , el módulo de sección, Z'_b , y el factor de flexión, K'_c , de la sección corregida, se pueden calcular a partir de las [4-6], [4-7], [4-8] y [4-9], sin más que sustituir A por A' .

La excentricidad del esfuerzo de pretensado en la sección central de la pieza se puede hacer variar ligeramente hasta el valor e'_s , si bien no es necesario en la mayor parte de los casos. El valor límite inferior de e'_s es:

$$e'_i = K'_c \left(\frac{f_{opl}}{f_a} - 1 \right) + \frac{\beta m L^2}{f_a} \quad [5-5]$$

y su valor límite superior:

$$e'_u = \frac{M_s}{\eta F'} + K' \left(\frac{f_{tp}}{\eta f_a} - 1 \right) + \frac{\beta m L^2}{\eta f_a} \quad [5-6]$$

Teniendo en cuenta que e_s está siempre comprendida entre e'_i y e'_u , se ve que será posible mantener $e'_s = e_s$ con tal de que la distribución de la sección de armadura exigida por el esfuerzo de pretensado F' necesario lo permita. Resulta, por tanto, que un pequeño aumento de la sección transversal y del esfuerzo de pretensado pueden facilitar el cálculo de una sección para determinado tipo de sobrecarga.

ejemplo de cálculo

A continuación, como ejemplo, se calcula, paso a paso, una pieza postensada para un edificio. Con objeto de aclarar el procedimiento para corregir la sección proyectada, de acuerdo con las exigencias del trazado de una armadura curva, en la IV etapa se considera el caso de una sobrecarga no uniforme. Este tipo de sobrecarga se presenta, frecuentemente, en las vigas de puente. En la práctica, si el peso propio de la pieza y la sobrecarga permanente son grandes, no es necesario efectuar dicha corrección ni siquiera para las vigas de puentes. La determinación del trazado de una armadura curva en una pieza con sobrecarga uniformemente repartida es muy fácil, debido a que las curvas límites de e_{x1} y e_{x2} son parabólicas y el intervalo dentro del cual puede situarse cgs en las secciones extremas es muy amplio. En el ejemplo que se incluye, el valor límite superior es $-8,23$ pulgadas y el inferior $+6,51$ pulgadas. La comprobación en rotura, en la III etapa, se realiza de acuerdo con el apartado 209.2 de las recomendaciones ACI-ASCE.

En este ejemplo la sección se determinó en función de las exigencias de la resistencia en rotura, y, por suerte, no resulta necesario repetir ningún cálculo. A veces, cuando se hace la hipótesis de resistencia nula del hormigón a tracción o cuando se utilizan armaduras rectas, los valores mínimos necesarios de Z_b y Z_t son considerablemente mayores que los obtenidos del cálculo por el método de las tensiones admisibles o en el caso de cables curvos. En tales ocasiones, la condición determinante de y_b puede ser el valor necesario de y_m y resulta entonces más conveniente tomar una sección de tanteo tal que $y_b = y_m$. Otras veces, el canto de una pieza con armadura curva viene limitado por condiciones de gálibo, especialmente cuando se trata de grandes luces. En estos casos la condición determinante de y_b será y_o y el valor de y_b en la sección de tanteo debe ser mayor que y_m . En las piezas para las cuales no se puedan estimar *a priori* las condiciones determinantes de y_b , es preferible tomar para la sección de tanteo $y_b = \frac{H}{2}$ ó $k_b = 0,5$ (si $k_m < 0,5$) y ver cuál de los tres factores, y_m , y_o , y_u , es el más influyente. Un valor de $k_b = 0,5$ es razonable, y el cálculo resulta así más fácil que si se toma para k_b otro valor cualquiera. Una vez conocida la condición determinante de y_b , es necesario tantear una sección en que y_b sea aproximadamente igual al límite definido por dicha condición y repetir al proceso a partir de la segunda etapa. Por razones económicas, cuando y_m , y_o e y_u sean menores que $\frac{H}{2}$ se debe repetir el cálculo, dando a y_b el mayor valor de las tres magnitudes anteriores, con objeto de reducir al máximo las secciones de hormigón y acero. En un cálculo real, éste será el método más sencillo.

En el ejemplo que sigue, los datos de partida para el cálculo de una pieza postensada para un edificio son los siguientes:

Luz: $L = 50$ pies — 0 pulgadas.

Momento debido a las sobrecargas: $M_s = 4.500.000$ libras por pulgada.

Resistencia del hormigón: $f'_c = 5.000$ libras/pulg², $f'_{ci} = 4.000$ libras/pulg²

Resistencia del acero: $f'_s = 250.000$ libras/pulg².

De acuerdo con las prescripciones de las Recomendaciones ACI-ASCE, 1958, las tensiones admisibles serán:

$$f_{opl} = 0,55 f'_{ci} = 2.200 \text{ libras/pulg}^2$$

$$f_{tp1} = -3 \sqrt{f'_{ci}} = 190 \text{ libras/pulg}^2$$

$$f_{ep} = 0,45 f'_c = 2.250 \text{ libras/pulg}^2$$

$$f_{tp} = -3 \sqrt{f'_c} = -212 \text{ libras/pulg}^2$$

$$f_{so} = 0,7 f'_s = 175.000 \text{ libras/pulg}^2$$

y se supone $\eta = 0,85$.

I etapa: Cálculo de Z_s , Z'_G y k_m .

$$\eta f_{cpi} - f_{tp} = 0,85 \times 2.200 + 212 = 2.082 \text{ libras/pulg}^2$$

$$mL^2 = 1,56 \times 50^2 = 3.900 \text{ libras/pulg}.$$

$$\text{Aplicando la [1-4]: } Z_s = \frac{4.500.000}{2.082} = 2.160 \text{ pulg}^3$$

$$\text{De [1-5] se deduce: } Z'_G = \frac{3.900}{2.082} = 1,87 \text{ pulg}$$

$$\alpha Z'_G = 0,15 \times 1,87 = 0,28 \text{ pulg}$$

y, finalmente, según [3-1]:

$$k_m = \frac{2.082}{2.250 + 0,85 \times 190 + 2.082} = 0,463.$$

II etapa: Tanteo de una sección en la que $k_b = 0,5$.

Se supone: $H = 30$ pulg, $d_t = 6$ pulg, $d_b = 9$ pulg, $B_w = 6$ pulg y, por tanto, $h = 15$ pulg, $A_w = 90 \text{ pulg}^2$.

A partir de los ábacos I y II se obtienen, respectivamente:

$$k_1 = 0,062$$

$$k_2 = 0,145$$

Aplicando las fórmulas [4-3], [4-9], [2-3] y [2-1] se obtiene:

$$\text{de la [4-3]: } A = \frac{2.160 \times 0,5 + 0,062 \times 30^3 \times 6}{0,145 \times 30 - 0,28 \times 0,5} = 336 \text{ pulg}^2$$

$$\text{de la [4-9]: } K_o = \frac{0,145}{0,5} 30 - \frac{0,062 \times 30^3 \times 6}{0,5 \times 336} = 6,70 \text{ pulg}$$

$$\text{de la [2-3]: } f_{su} = \frac{0,5}{0,85} (2.250 - 212) = 1.200 \text{ libras/pulg}$$

$$\text{de la [2-1]: } e_u = 6,70 \left(\frac{2.200}{1.200} - 1 \right) + \frac{3.900}{1.200} = 8,85 \text{ pulg}$$

De todos estos valores se deduce:

$$y_s = 0,5 \times 30 - 8,85 = 6,15 \text{ pulg}$$

$$F_u = 1.200 \times 336 = 403.000 \text{ libras}$$

$$A_s \text{ exigida por } F_u = \frac{403.000}{175.000} = 2,3 \text{ pulg}^2$$

Según [4-6]

$$B_b = \frac{(30 - 6) 336 - (30 - 9) 90}{(30 + 15) 9} = 15,23 \text{ pulg}$$

Una vez conocido A_s y las dimensiones de la cabeza inferior, se puede determinar y_n . Admitiendo que basta con $y_n = 5$ pulg, entonces se puede tomar $e_n = 10$ pulgadas.

Según [2-2]:

$$f_n = \frac{6,70 \times 2.200 + 3.900}{6,70 + 10} = 1.116 \text{ libras/pulg}^2$$

Y de la [2-4] se deduce:

$$f_{n1} = 0,5 (2.200 - 190) = 1.005 < 1.116 \text{ libras/pulg}^2$$

Por lo tanto:

$$F = 1.116 \times 336 = 375.000 \text{ libras}$$

$$A_s = \frac{375.000}{175.000} = 2,14 \text{ pulg}^2$$

Según [4-7]:

$$B_t = \frac{(30 - 9) 336 - (30 - 6) 90}{(30 + 15) 6} = 18,13 \text{ pulg}$$

III etapa: Comprobación en rotura:

$$p = \frac{2,14}{18,13 \times 25} = 0,00472$$

$$f_{su} = 250.000 \left(1 - 0,5 \frac{0,00472 \times 250.000}{5.000} \right) = 220.500 \text{ libras/pulg}^2$$

Distancia de la fibra neutra al borde superior:

$$1,4 \times 25 \times 0,00472 \frac{220.500}{5.000} = 7,29 > 6 \text{ pulg}$$

$$A_{st} = 0,85 \times 5.000 (18,13 - 6) \frac{6}{220.500} = 1,40 \text{ pulg}^2$$

$$A_{sr} = 2,14 - 1,40 = 0,74 \text{ pulg}^2$$

Comprobación:

$$\frac{A_{sr} f_{su}}{b d' f'_c} = \frac{0,74 \times 220.500}{6 \times 25 \times 5.000} = 0,2175 < 0,3$$

La sección, por lo tanto, puede resistir un momento:

$$M_{u1} = 0,74 \times 220.500 \times 25 (1 - 0,6 \times 0,2175) + 1,4 \times 220.500 \times 22 = 10.350.000 \text{ libras por pulgada}$$

Se supone que el momento que actúa en la sección es:

$$M_{u2} = 1,8 (\text{sobrecarga} + \text{peso propio}) = 1,8 (4.500.000 + 3.900 \times 336) = 10.460.000 \text{ libras por pulgada}$$

La diferencia entre los dos momentos:

$$10.460.000 - 10.350.000 = 110.000 \text{ libras por pulgada}$$

Puede ser resistida aumentando la armadura de pretensado o disponiendo la necesaria sección de acero ordinario.

Comprobación:

$$p \frac{f_{su}}{f'_c} = 0,00472 \frac{220.500}{5.000} = 0,208 < 0,3$$

IV etapa: Corrección de la sección transversal a causa de la actuación de la sobrecarga móvil.

Se supone que el momento producido por la sobrecarga permanente es:

$$M_d = 1.500.000 \text{ libras por pulgada.}$$

En la tabla siguiente se han calculado los momentos máximos debidos a las sobrecargas móviles en las secciones de la parte central de la pieza que se indican (en fracción de la luz). En las secciones extremas se suponen coincidentes el centro de gravedad de la sección de hormigón y el baricentro de la armadura de pretensado.

Fracciones de la luz	x (pies)	M_{Lx} (pulg/mil libras)	$\frac{M_{Lx}}{\eta F}$ (pulg)	$\frac{4(M_d + M_G)}{\eta FL^2} X^2$ (pulg)	$e_s - \frac{M_L}{\eta F}$ (pulg)	e_{xu} (pulg)	e_x (pulg)	$e_{xu} - e_x$ (pulg)
0,5	0	3.000	9,41	0	0,59	10	10	0
0,4	5	3.000	9,41	-0,35	0,59	9,65	9,60	0,05
0,3	10	2.800	8,78	-1,41	0,59	7,96	8,40	-0,44

Según [5-4]:

$$\eta f_a = 0,85 \times 1.116 = 950 \text{ libras/pulg}^2$$

Por tanto:

$$A' = 336 + \frac{950 \times 0,05 \times 336}{(950 + 212) \frac{0,145}{0,5} 30 + 950 \times 9,6 - 1,56 (2.500 - 100)} = 337 \text{ pulg}^2$$

Según [4-6]:

$$B'_b = \frac{24 \times 337 - 21 \times 90}{45 \times 9} = 15,28 \text{ pulg}$$

Según [4-7]:

$$B'_t = \frac{21 \times 337 - 24 \times 90}{45 \times 6} = 18,22 \text{ pulg}$$

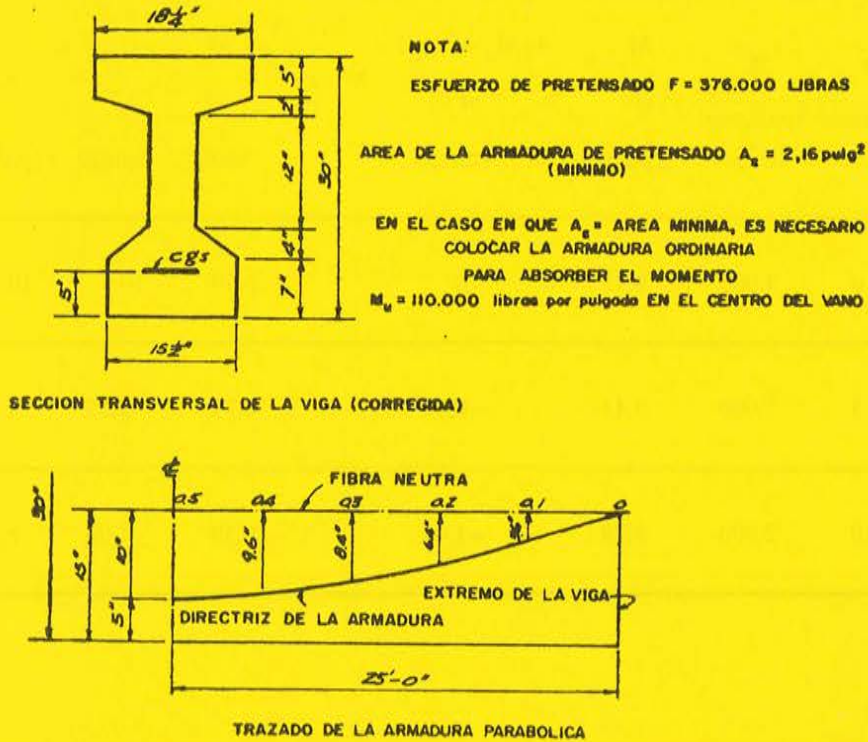
Por tanto:

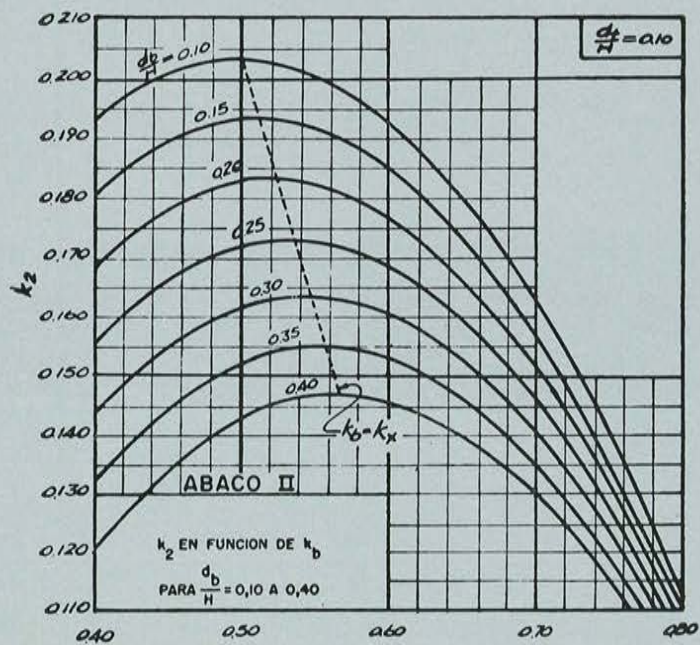
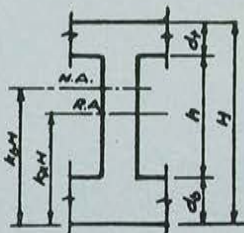
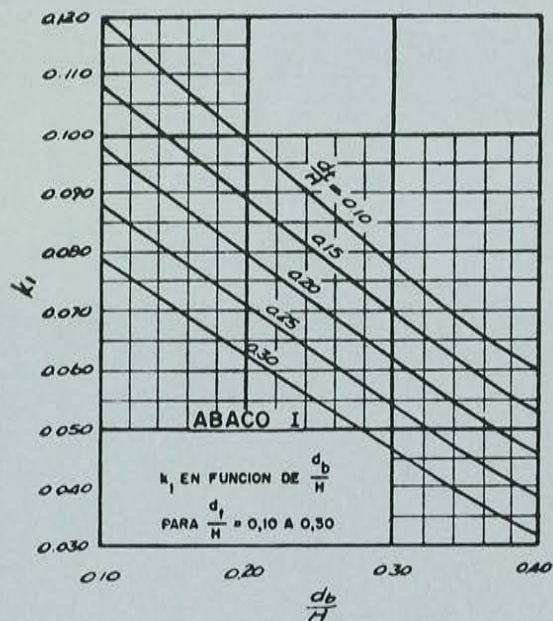
$$F' = 337 \times 1.116 = 376.000 \text{ libras.}$$

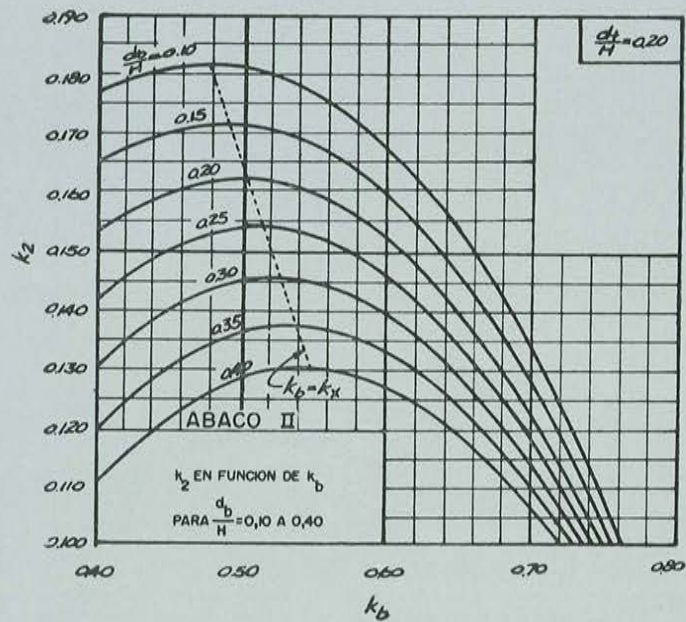
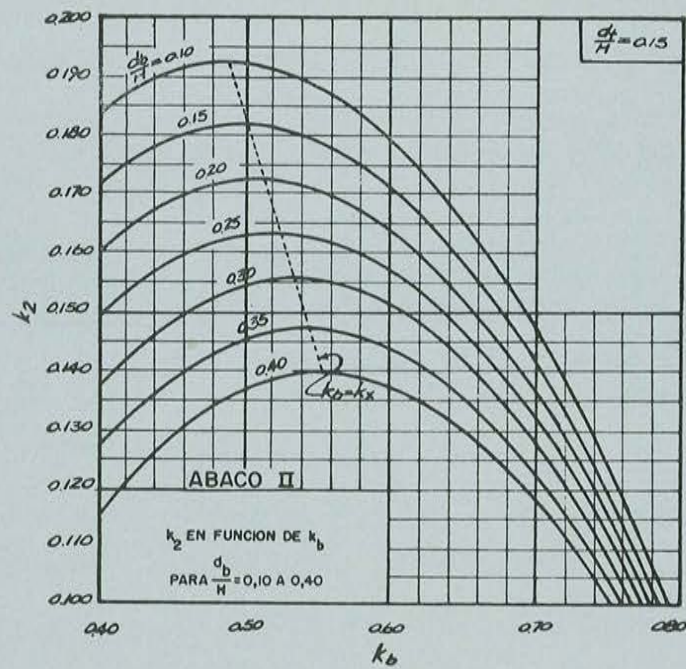
$$A'_a = \frac{376.000}{175.000} = 2,15 \text{ pulg}^2$$

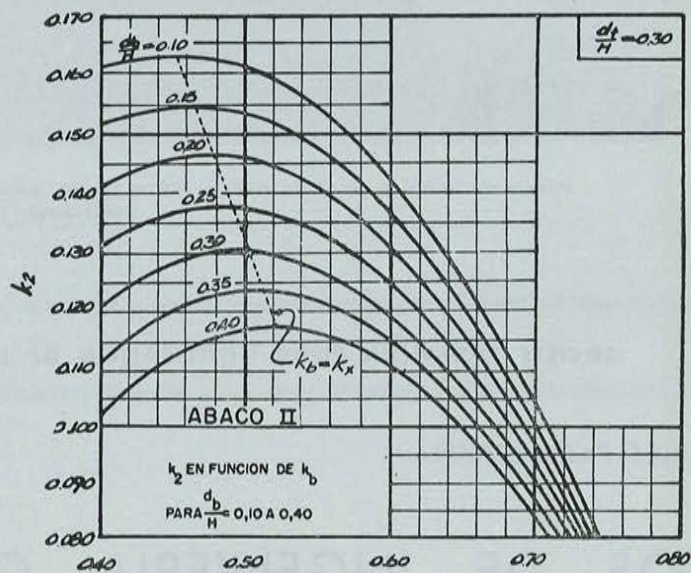
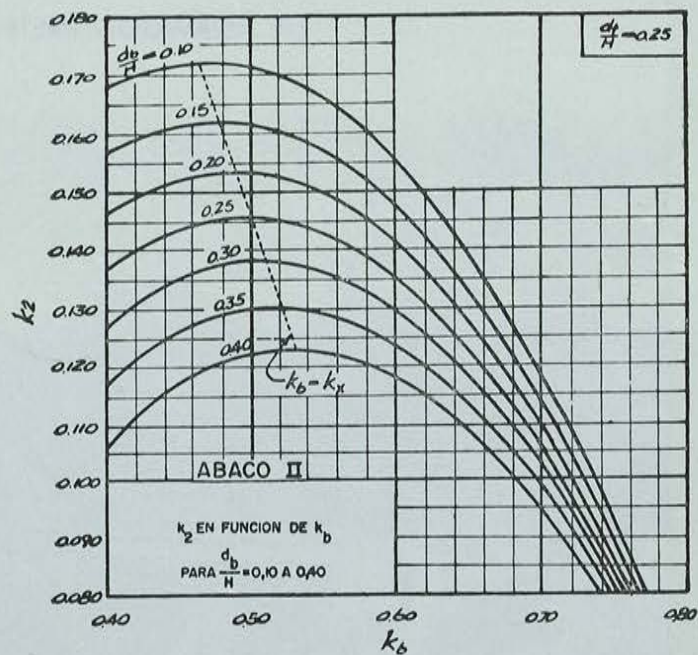
y $e'_s = e_s = 10 \text{ pulg}$

V etapa: Croquis de la sección y perfil del cable:

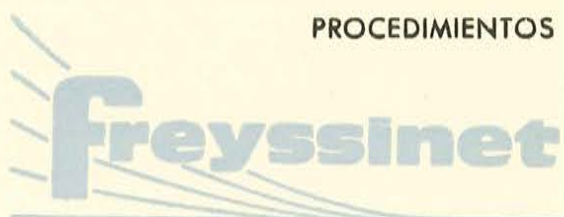






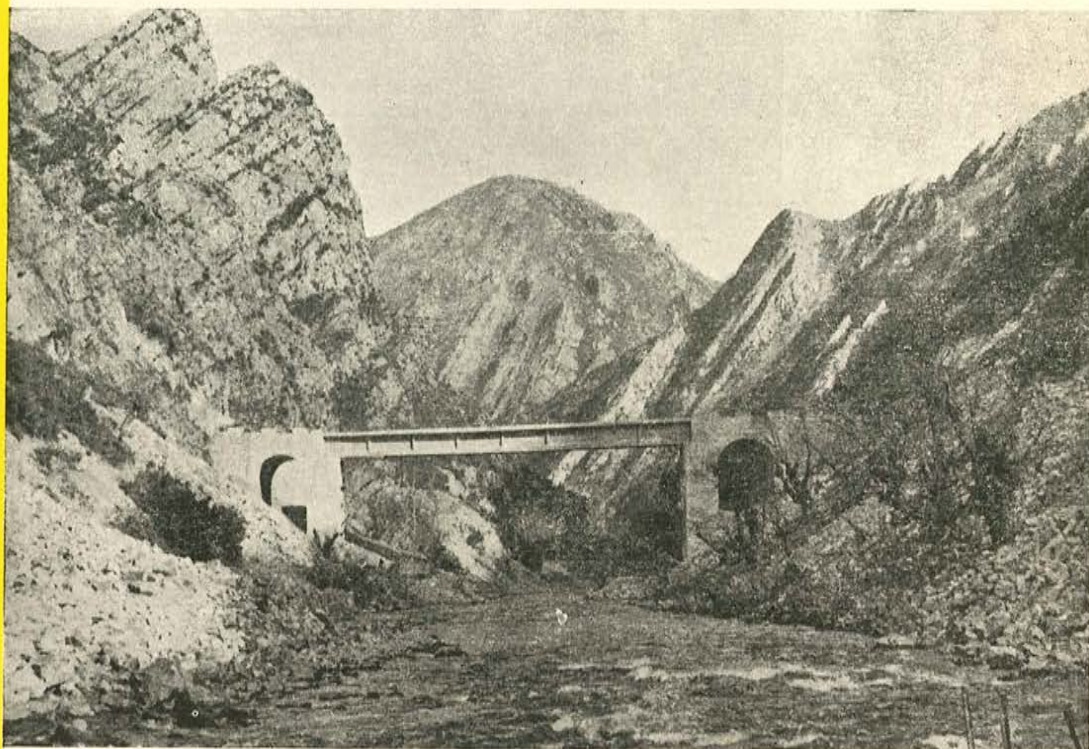


PROCEDIMIENTOS



DE HORMIGON PRETENSADO

**estudios y proyectos
suministros de anclajes
trabajos de tensión
e inyección
vigas de lanzamiento
hormigonado en avance
placas
de apoyo en neopreno
gatos planos, etc**



**Puente de la Barca en el río Narcea (49 m de luz) para Hidroeléctrica Moncabril, S. A.
Constructor: Dragados y Construcciones, S. A.**

STUP

SOCIÉTÉ TECHNIQUE POUR L'UTILISATION DE LA PRÉCONTRAÎNTE. - PARIS

AGENTES GENERALES PARA ESPAÑA

PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES

ERCILLA, 22 TEL. 239797 - BILBAO

OFICINAS EN MADRID: Raimundo Fernández Villaverde, 11 - Teléfono 233 49 55

normas peruanas para el hormigón pretensado

COMITE DE HORMIGON PRETENSADO

Ing.º José Luis Bosio Velásquez

- » **Héctor Gallegos Vargas**
- » **Eduardo Gallo Deza**
- » **Pedro Lainez Losada Campos**

índice

1.0.0. GENERALIDADES.

1.1.0. OBJETO.

1.2.0. ALCANCES.

1.3.0. DEFINICIONES.

1.4.0. NOMENCLATURA.

1.4.1. Sección transversal.

1.4.2. Armaduras.

1.4.3. Cargas.

1.4.4. Esfuerzos y deformaciones.

1.4.5. Fricción.

2.0.0. MATERIALES.

2.1.0. HORMIGÓN.

2.1.1. Cemento.

2.1.2. Aridos.

2.1.3. Agua.

2.1.4. Adiciones.

2.2.0. ACERO.

2.2.1. Armaduras secundarias.

2.2.2. Armaduras de pretensado.

2.3.0. VARIOS.

2.3.1. Dispositivos de anclaje.

2.3.2. Conductos de armadura.

3.0.0. CALCULO.

3.1.0. CONSIDERACIONES GENERALES.

3.1.1. Bases del cálculo.

3.1.2. Hipótesis básicas.

3.2.0. ESFUERZOS ADMISIBLES.

3.2.1. Armadura secundaria.

3.2.2. Armadura de pretensado.

3.2.3. Hormigón.

3.3.0. PÉRDIDAS DE TENSIÓN.

3.3.1. Pérdidas instantáneas.

3.3.2. Pérdidas diferidas.

3.4.0. FLEXIÓN.

3.4.1. Cálculo elástico.

3.4.2. Cálculo en rotura.

- 3.5.0. ESFUERZO CORTANTE.
 - 3.5.1. Cálculo elástico.
 - 3.5.2. Cálculo en rotura.
 - 3.5.3. Armadura de refuerzo.
 - 3.5.4. Conectores en vigas compuestas.
- 3.6.0. ADHERENCIA Y ANCLAJE.
- 3.7.0. RECUBRIMIENTOS, ESPACIAMIENTOS Y EMPALMES.
 - 3.7.1. Recubrimientos.
 - 3.7.2. Espaciamientos.
 - 3.7.3. Empalmes.
- 3.8.0. PRESENTACIÓN DEL PROYECTO.
 - 3.8.1. Generalidades.
 - 3.8.2. Planos básicos.
 - 3.8.3. Planos de construcción.
- 4.0.0. CONSTRUCCION.
 - 4.1.0. GENERAL.
 - 4.2.0. HORMIGÓN.
 - 4.2.1. Almacenamiento de materiales.
 - 4.2.2. Medida de los materiales.
 - 4.2.3. Dosificación y mezclado.
 - 4.2.4. Transporte, colocación y curado.
 - 4.2.5. Mortero de inyección.
 - 4.3.0. ENCOFRADOS.
 - 4.3.1. Proyecto.
 - 4.3.2. Ejecución.
 - 4.4.0. ARMADURAS.
 - 4.4.1. Calidad del acero.
 - 4.4.2. Protección del acero.
 - 4.4.3. Limpieza.
 - 4.4.4. Colocación de las armaduras.
 - 4.4.5. Lubricantes.
 - 4.4.6. Fricción.
 - 4.4.7. Tesado.
 - 4.4.8. Movimiento del anclaje.
 - 4.4.9. Corte del acero de pretensado.
 - 4.5.0. PROCEDIMIENTOS.
 - 4.5.1. Montaje y transporte.
 - 4.5.2. Dovelas.
- 5.0.0. INSPECCION.
 - 5.1.0. GENERAL.
 - 5.2.0. TOLERANCIAS GENERALES Y DEFECTOS APARENTES.
 - 5.2.1. Tolerancias generales.
 - 5.2.2. Defectos aparentes.
 - 5.3.0. RESISTENCIA DEL HORMIGÓN Y DEL ACERO.
 - 5.3.1. Prueba de la calidad del hormigón.
 - 5.3.2. Prueba de la calidad del acero.

normas peruanas para el hormigón pretensado

Agradecemos al Instituto de Estructuras de la Universidad de Ingeniería de LIMA (Perú), su autorización para la publicación de las «Normas Peruanas de Concreto Pretensado».

En la versión que sigue, se ha respetado íntegramente el texto original, pero adaptando la terminología al vocabulario técnico utilizado normalmente en España.

1.0.0. - generalidades

1.1.0. OBJETO

El objeto de estas normas es fijar los requisitos mínimos que deben ser cumplidos para el proyecto, la construcción e inspección de las obras de hormigón pretensado.

1.2.0. ALCANCES

Estas normas se refieren a los elementos estructurales sometidos principalmente a flexión y pretensados mediante aceros de alta resistencia. Para otros elementos estructurales, tales como tanques, tuberías, pilotes, pavimentos, etc., se publicarán apéndices adicionales a estas normas.

Las partes de las estructuras pretensadas que sean de hormigón en masa o armado y que para su proyecto o construcción no se encuentren cubiertas por estas normas, se considerarán sometidas a las Normas Peruanas para el Hormigón en Masa y Armado.

1.3.0. DEFINICIONES

Para los propósitos seguidos en estas normas, se aplicarán las siguientes definiciones:

Armadura de pretensado.—Armadura de acero de alta resistencia, constituida por barras, alambres o cordones, utilizada para producir el esfuerzo de pretensado.

Armadura secundaria.—Armadura que no está pretensada.

Dispositivo de anclaje.—Elementos mecánicos por medio de los cuales los tendones transmiten el esfuerzo de pretensado al hormigón.

Elemento pretensado.—Elemento estructural sometido a la acción del esfuerzo de pretensado.

Esfuerzo de pretensado.—Esfuerzo permanente creado en forma artificial y que constituye el pretensado.

Esfuerzo final de pretensado.—El existente después que se han producido todas las pérdidas de tensión.

Esfuerzo inicial de pretensado.—El existente en el instante de realizarse la transferencia.

Pérdida de tensión.—Disminución del esfuerzo de pretensado por efecto de las deformaciones propias del hormigón y del acero, así como de la fricción.

Pérdidas diferidas de tensión.—Las que tienen lugar en el transcurso del tiempo.

Pérdidas instantáneas de tensión.—Las que tienen lugar en el momento de la transferencia.

Postensado.—Método de pretensar en el cual la armadura de pretensado es tensada posteriormente a la colocación y endurecimiento del hormigón.

Pretensado.—Método de pretensar en el cual la armadura de pretensado es tensada previamente a la colocación del hormigón.

Tendón.—Cada una de las unidades de pretensado, formada por uno o más alambres, barras o cordones contenidos dentro de un solo conducto y que por lo general tienen un anclaje común.

Transferencia.—La acción de entregar al hormigón el esfuerzo de pretensado.

1.4.0. NOMENCLATURA

1.4.1. Sección transversal:

A = Área de la sección total de hormigón.

A_e = Área de la sección neta. Descontados los huecos ocupados por los cables.

A_t = Área de la sección transformada.

A_b = Área de apoyo del dispositivo de anclaje sobre el hormigón.

A'_b = Área de la porción de hormigón concéntrica y geoméricamente similar al área de apoyo del dispositivo de anclaje.

b = Ancho de las alas en secciones en I, T o cajón.

b' = Ancho del alma.

t = Espesor de las alas.

h = Altura total.

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión bajo cargas exteriores al centroide de los cables.

y = Ordenadas de las fibras medidas respecto al centro de gravedad.

I = Momento de inercia.

Z = Módulo resistente.

e = Excentricidad del esfuerzo de pretensado. Distancia del centroide de la línea de presiones al centro de gravedad.

Q = Momento estático respecto al centro de gravedad.

r = Radio de giro.

k_x = Ordenadas extremas del núcleo central.

1.4.2. Armaduras:

A_s = Área de la armadura de pretensado.

A'_s = Área de la armadura secundaria.

A_v = Área de la armadura del alma perpendicular al eje longitudinal del elemento.

A_{sf} = Área de acero requerida para desarrollar la resistencia en rotura de las alas en una sección I, T o cajón.

$p = A_s/bd$; cuantía de la armadura de pretensado.

$p' = A'_s/bd$; cuantía de la armadura secundaria.

$q = p f_{su}/f'_c$.

s = Espaciamiento longitudinal de las armaduras del alma.

1.4.3. Cargas:

D = Efecto de la carga muerta.

S = Efecto de la sobrecarga.

W = Efecto de las cargas de viento o sísmicas.

U = Efecto de las posibles combinaciones de carga en rotura.

M = Momento flector de las cargas exteriores.

M_{cr} = Momento flector de fisuración.

M_u = Momento flector de rotura.

V = Esfuerzo cortante debido a las cargas exteriores.

V_p = Componente vertical del esfuerzo de pretensado efectivo en la sección en estudio.

V_u = Esfuerzo cortante para las cargas de rotura y el efecto del esfuerzo de pretensado.

1.4.4. Esfuerzos y deformaciones:

E_{ot} = Módulo de elasticidad instantánea del hormigón en el tiempo t .

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

f'_o = Resistencia a compresión del hormigón a los 28 días.

f'_{el} = Resistencia a compresión del hormigón en el instante de la transferencia.

f'_{ot} = Resistencia a compresión del hormigón en el tiempo " t ".

f'_t = Resistencia a tracción del hormigón a los 28 días.

f'_s = Resistencia en rotura del acero de pretensado.

f_{so} = Esfuerzo unitario en la armadura de pretensado al pretensado final.

f_{st} = Esfuerzo unitario en la armadura de pretensado en la transferencia.

f_{su} = Esfuerzo unitario en la armadura de pretensado debido a las cargas de rotura de pretensado.

f_{sy} = Esfuerzo unitario de la armadura de pretensado en el punto de fluencia convencional con 0,2 % de deformación unitaria permanente.

f_y = Límite de fluencia de las armaduras secundarias.

f_o = Esfuerzo de trabajo del hormigón en cualquier estado de carga y en cualquier punto.

f_s = Esfuerzo unitario de trabajo en la armadura secundaria.

$n = E_s/E_o$.

1.4.5. Fricción:

L = Longitud del cable desde el gato hasta el punto " x " en estudio.

θ = Angulo formado por las tangentes en los puntos O y L , medido en radianes.

K = Coeficiente de fricción por ondulamiento del acero de pretensado por metro de longitud.

u = Coeficiente de fricción por curvatura del acero de pretensado medido por radián de curvatura.

T_o = Esfuerzo en el acero de pretensado en el extremo del gato.

T_x = Esfuerzo en el acero de pretensado en el punto " x " en estudio.

2.0.0. - materiales

2.1.0. HORMIGON

2.1.1. Cemento

Para la preparación del hormigón deberá emplearse cemento tipo Portland, el que se ajustará a las normas siguientes:

“Normas para Cemento Portland” (ASTM C 150).

“Normas para Cemento Portland con Aire Incorporado” (ASTM C 175).

2.1.2. Aridos

Los áridos para el hormigón deberán ajustarse a las “Normas para áridos de hormigón” (ASTM C 33). En el caso de que los áridos no satisfagan estas especificaciones, se podrán utilizar siempre y cuando demuestren resistencia y durabilidad adecuadas al ser sometidas a pruebas especiales por laboratorios competentes o por demostrarlo al estar en servicio en estructuras construidas.

El tamaño máximo del árido no deberá ser mayor de:

- a. Un quinto de la menor dimensión del elemento.
- b. Las tres cuartas partes del espaciamiento libre entre elementos de pretensado o armaduras secundarias.

2.1.3. Agua

El agua utilizada para preparar el hormigón deberá ser limpia y estar libre de aceite, ácidos, álcalis, sales, materias orgánicas o sustancias deletéreas en cantidades nocivas al hormigón o al acero.

Las probetas del mortero hecho con agua no potable tendrán una resistencia a los 7 y 28 días de por lo menos el 90 % de la resistencia de las hechas con agua potable.

Queda expresamente prohibido el uso del agua de mar para la preparación del hormigón.

2.1.4. Adiciones

Sólo se podrán emplear las adiciones que hayan probado, por la experiencia o por ensayos adecuados, no ser nocivas ni al hormigón ni al acero.

Se prohíbe el uso de adiciones que contengan cloruros o nitratos en el hormigón que rodea a los elementos de pretensado.

Para la inyección con morteros en los conductos sólo se podrán emplear expansivos que hayan probado tener una expansión, medida sin confinamiento, no mayor del 10 por 100.

En todos los casos, las adiciones deberán cumplir las siguientes normas:

“Normas para adiciones para aire incorporado en el hormigón” (ASTM C 260).

“Normas para adiciones químicas para hormigón” (ASTM C 494).

“Normas para cenizas finas para uso como adiciones en hormigón de cemento Portland” (ASTM C 350).

"Normas para puzolanas naturales calcinadas o crudas para uso como adición en hormigón de cemento Portland" (ASTM C 402).

2.2.0. ACERO

2.2.1. Armaduras secundarias

El acero para las armaduras secundarias deberá cumplir lo especificado al respecto en las Normas Peruanas para el Hormigón Armado.

2.2.2. Armaduras de pretensado

El acero de pretensado deberá ser acero de alta resistencia en una de las cuatro formas siguientes:

- Alambres.*—Conforme a la norma ASTM A 421, para ser usado en la forma de hilos paralelos o agrupados formando una unidad, tanto en hormigón pretensado como postensado, transmitiendo su esfuerzo al hormigón ya sea por adherencia o por anclajes terminales.
- Cordón de 7 alambres.*—Conforme a la norma ASTM A 416, para ser usado en la misma forma que se indica en el inciso "a".
- Cordón de más de 7 alambres.*—Con diámetros mayores de 1/2", para ser usados sólo en el hormigón postesado, que deberán estar compuestos de alambre de alta resistencia, ya sea desfatisados para alambres sin recubrimiento o galvanizados en caliente.

El cordón terminado deberá tener la resistencia mínima indicada a continuación:

Cordón galvanizado $f'_s = 14,000 \text{ kg/cm}^2$

Cordón no galvanizado $f'_s = 15,400$ "

- Barras.*—Barras de alta resistencia para hormigón postensado solamente, debiendo transmitir su esfuerzo por anclajes terminales.

Las barras deberán ser probadas hasta una carga igual al 90 % de su resistencia garantizada y deberán cumplir con los siguientes requisitos mínimos:

Resistencia en rotura $f'_s = 10,000 \text{ kg/cm}^2$

Límite de fluencia convencional $f_{sy} = 0,9 f'_s$

Alargamiento de rotura medido en probeta
de una longitud de 20 diámetros 4 %

Reducción del área en la rotura 25 %

2.3.0. VARIOS

2.3.1. Dispositivos de anclaje

Requisitos generales:

- Los anclajes deberán ser capaces de desarrollar la resistencia en rotura del acero de pretensado.
- Deberán repartir la carga del cable en las zonas de su apoyo conforme al epígrafe 3 2.3 e.

- c. La magnitud del movimiento del anclaje en el instante de la transferencia deberá ser proporcionado por el fabricante.
- d. El espaciamiento mínimo entre ejes de las unidades de anclaje proporcionado por el fabricante deberá cumplir lo indicado en el epígrafe 3.2.3.e.
- e. El recubrimiento mínimo para los dispositivos de anclaje será el mismo indicado en el epígrafe 3.7.1 para el acero de pretensado.

2.3.2. Conductos de armadura

El material empleado para formar el conducto deberá ser impermeable, suficientemente rígido y resistente, para evitar deformaciones excesivas y eventuales roturas del mismo.

3.0.0. - cálculo

3.1.0. CONSIDERACIONES GENERALES

3.1.1. Bases de cálculo

1. El cálculo de elementos de hormigón pretensado solicitados a flexión se ajustará a los siguientes requisitos:
 - a) Los esfuerzos calculados tanto para el hormigón como para el acero no excederán los valores admisibles indicados en el epígrafe 3.2.0 durante los posibles estados de carga a que va a estar sometido el elemento.
 - b) *La resistencia en rotura del elemento* no será menor que los siguientes valores de combinaciones de carga:

Edificios: $U = 1,7 D + 2,0 S$

o bien: $U = 1,4 (D + S + W)$

o bien: $U = D + 1,2 W$

Puentes: $U = 1,5 D + 2,5 S$

o bien: $U = 1,5 (D + S + W)$

o bien: $U = 1,0 D + 1,8 W$

En cada caso se tomará la mayor de estas combinaciones de cargas.

2. Se tendrá en cuenta la posibilidad de pandeo en aquellos casos en que la pieza de hormigón pueda tomar flechas independientemente del cable y en aquellos en que la compresión sea causada por cargas exteriores.
3. Los efectos de las deformaciones (instantáneas y diferidas) que se producen en el elemento, se tendrán en cuenta en el cálculo del elemento mismo, así como en el de las estructuras ligadas a él.
4. El valor máximo de las flechas se ajustará a las siguientes condiciones:
 - a) En el caso de edificios, las flechas máximas no serán mayores de luz/360.
 - b) En el caso de puentes, las flechas máximas originadas por las sobrecargas no serán mayores de luz/400.

3.1.2. Hipótesis básicas

Las siguientes suposiciones básicas podrán hacerse con el propósito de efectuar el cálculo:

- Las secciones permanecen planas en todo el intervalo de cargas.
- Antes de la fisuración, los esfuerzos son linealmente proporcionales a las deformaciones.
- Después de la fisuración, el hormigón no admitirá tracciones.
- Cuando no se disponga de un valor exacto, determinado mediante ensayos, podrán usarse los siguientes valores como guía para los módulos de elasticidad:

$$\text{Hormigón} \dots \dots \dots E_{ct} = 160.000 + 500 f'_{ct} \text{ kg/cm}^2$$

Armaduras:

$$\text{Alambres} \dots \dots \dots E_s = 2.000.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Cordones de 7 hilos} \dots \dots \dots E_s = 1.800.000 \text{ "}$$

$$\text{Barras} \dots \dots \dots E_s = 1.900.000 \text{ "}$$

$$\text{Cordones de más de 7 hilos.} \dots \dots \dots E_s = 1.700.000 \text{ "}$$

3.2.0. ESFUERZOS ADMISIBLES

3.2.1. Armadura secundaria

Esfuerzo admisible para tracción por flexión, con un valor máximo de

$$2.100 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots 0,5 f_y$$

3.2.2. Armadura de pretensado

Esfuerzos de carácter temporal:

$$a) \text{ Esfuerzo admisible durante la operación del tesado} \dots \dots \dots 0,8 f'_s$$

$$b) \text{ Esfuerzo admisible inmediatamente después de la transferencia.} \dots \dots \dots 0,7 f'_s$$

Esfuerzos definitivos:

$$\text{Esfuerzo admisible después de la totalidad de las pérdidas de tensión.} \dots \dots \dots 0,6 f'_s$$

3.2.3. Hormigón

Esfuerzos de carácter temporal:

a) Compresión por flexión:

$$\text{Piezas pretensadas} \dots \dots \dots 0,6 f'_{ci}$$

$$\text{Piezas postensadas} \dots \dots \dots 0,55 f'_{ci}$$

b) Tracción por flexión:

Para piezas no provistas de armaduras secundarias para absorber las tracciones:

$$\text{Elementos monolíticos en general} \dots \dots \dots 0,02 f'_{ci} + 7,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Elementos segmentados} \dots \dots \dots \text{Cero}$$

Para piezas provistas de apropiado refuerzo secundario para absorber el íntegro de los esfuerzos de tracción en el hormigón, analizado bajo la condición de sección no fisurada:

Elementos monolíticos en edificación protegidos de la intemperie o de atmósferas corrosivas...	0,04 f'_{ci} + 15,0 kg/cm ²
Elementos segmentados ...	Cero
Elementos de puentes ...	Cero

Esfuerzos definitivos:

Ante las cargas de servicio.

c) Compresión por flexión:

Elementos monolíticos o segmentados para edificios o puentes, en la fibra en la que las compresiones existentes disminuyen por acción de las sobrecargas ... 0,45 f'_c

Elementos monolíticos o segmentados de edificios, en las fibras en las que las compresiones existentes aumentan por acción de las sobrecargas ... 0,45 f'_c

Elementos monolíticos o segmentados de puentes, en las fibras en las que las compresiones aumentan por acción de las sobrecargas ... 0,40 f'_c

d) Tracción por flexión:

Para piezas no provistas de armaduras secundarias para absorber las tracciones, en cualquier tipo de estructura ... Cero

Para piezas con armaduras secundarias adecuadas para absorber la totalidad de los esfuerzos de tracción en el hormigón, analizado bajo la condición de sección no fisurada:

Elementos monolíticos pretensados para edificios, no expuestos a la intemperie o a atmósferas corrosivas ... 0,04 f'_c + 15,0 kg/cm²

Elementos monolíticos postensados para edificios, no expuestos a la intemperie o a atmósferas corrosivas ... 0,02 f'_c + 7,0 kg/cm²

Elementos segmentados o cualquier tipo de elemento de puente y en edificios, sometidos a condiciones de exposición diferentes a las citadas anteriormente ... Cero

Nota.—Para elementos de secciones muy delgadas o expuestas a atmósferas corrosivas, deberán tomarse valores menores para los esfuerzos admisibles citados en este artículo.

e) Compresión bajo los dispositivos de anclaje:

Los esfuerzos de compresión admitidos en el hormigón, originados por los dispositivos de anclaje, no sobrepasarán el valor siguiente:

$$f_{cp} = 0,6 f'_{ci} \sqrt{A'_b/A_b}, \text{ pero no mayor de } f'_{ci}$$

3.3.0. PERDIDAS DE TENSION

La disminución de la tensión inicial se determinará de acuerdo a lo siguiente:

3.3.1. Pérdidas instantáneas:

- a) *Fricción en el gato y en el anclaje.*—Las pérdidas por este concepto se evaluarán según datos proporcionados por el fabricante y verificados en obra.
- b) *Fricción en el conducto.*—Efecto de las fricciones por contacto entre los elementos componentes del cable y el conducto que lo envuelve, debido a la curvatura del cable fijada por el proyecto, y al ondulamiento producido por flechas del cable, entre sus soportes, en el encofrado.

Para evaluar estos efectos, si no se realizan previamente pruebas satisfactorias, se empleará la fórmula general:

$$T_o = T_x e^{(KL + u\theta)}$$

Para valores de $(KL + u\theta)$ no mayores de 0,3 se podrá emplear la fórmula aproximada:

$$T_o = T_x (1 + KL + u\theta)$$

Los valores así obtenidos deberán ser comprobados en obra al instante de efectuarse el tesado.

A falta de valores experimentales de los coeficientes K y u , se podrán tomar los valores siguientes:

Valores de K , por metro lineal:

Conducto metálico pesado con haces de alambres o cordones paralelos	15×10^{-4}
Conducto metálico liviano con haces de alambres o cordones paralelos	50×10^{-4}
Conducto premoldeado con tubo de jebe (goma elástica)	65×10^{-4}
Conducto premoldeado con elemento rígido	30×10^{-4}

Valores de u :

Conducto metálico para haces de alambres o cordones paralelos, con placas de deslizamiento antifricción	0,10
Conducto metálico para haces de alambres o cordones	0,25
Conducto premoldeado	0,55

- c) *Deformación instantánea del hormigón.*—El valor de la disminución inmediata de la tensión debida a la deformación instantánea del hormigón se tomará con el valor del Módulo de Elasticidad establecido en el artículo 3.1.2.d.
- d) *Deformación del anclaje.*—Se tendrá en cuenta de acuerdo a los datos proporcionados por el fabricante.

3.3.2. Pérdidas diferidas:

- a) *Relajación del acero.*—A falta de valores proporcionados por el fabricante, determinados experimentalmente del acero de pretensado en uso, se tomará un valor mínimo igual al 5 % de la tensión inicial para alambres y 7 % para cordones.

- b) *Contracción de fraguado.*—Como valor del acortamiento unitario debido a la contracción del fraguado se podrá tomar el siguiente, para ambientes de humedad normal:

<i>Tiempo en días</i>	<i>Contracción unitaria ocurrida</i>
7	0,00010
14	0,00012
28	0,00015
90	0,00020
Fin de la contracción de fraguado	0,00030

En ambientes muy secos deberán aumentarse estos valores.

- c) *Fluencia del hormigón.*—Se determinará la pérdida de tensión por deformación del hormigón debida a fluencia del mismo, *para el valor de las tensiones unitarias normales en servicio sin sobrecarga*, existentes en el centro de gravedad de los cables, considerándose un valor del Módulo de Elasticidad diferido del hormigón, función del Módulo Elástico instantáneo indicado en el artículo 3.1.2.d, según la expresión siguiente:

$$E_{ed} = E_e / \phi$$

Pudiéndose tomar como valor de ϕ , para ambientes de humedad normal, el siguiente:

<i>Edad del hormigón al instante de la transferencia (en días)</i>	<i>Valor de ϕ</i>
7	2,5
14	2,2
28	2,0
90	1,6

3.4.0. FLEXION

3.4.1. Cálculo elástico

Los elementos de hormigón pretensado total o parcial se asumirán como secciones de hormigón no fisuradas, sometidas a flexocompresión, cuyos esfuerzos unitarios no sobrepasarán los indicados en el artículo 3.2.3.

Al determinarse las características de las secciones transversales se deducirán los espacios huecos ocupados por los conductos, a menos que los esfuerzos unitarios resultantes, de considerar la sección completa, no varíen sensiblemente.

En el caso de secciones compuestas se tendrá en cuenta lo siguiente:

- Que los elementos que forman la sección compuesta trabajan como una unidad en forma integral, para lo cual se tendrá en consideración lo especificado en el artículo 3.5.3.
- En el cómputo de los esfuerzos unitarios, la diferencia de Módulos de Elasticidad del hormigón de los elementos que forman la sección compuesta.
- La retracción diferencial de los elementos.

3.4.2. Cálculo en rotura

El valor del momento flector de rotura determinado según el artículo 3.1.1.-1.b, no deberá ser mayor que los valores determinados por las fórmulas siguientes:

- a) Secciones rectangulares o secciones en T en las que la fibra neutra cae dentro del ala:

Rotura por hormigón: $M_u = 0,25 f'_c b d^2$

Rotura por acero: $M_u = A_s f_{su} d (1 - 0,59 q)$

- b) Secciones en T en las que la fibra neutra cae fuera del ala; generalmente, cuando el espesor del ala es menor que $1,4 d p f_{su} / f'_c$.

Rotura por hormigón:

$$M_u = 0,25 f'_c b' d^2 + 0,85 f'_c (b - b') t (d - 0,5 t)$$

Rotura por acero:

$$M_u = A_{sr} f_{su} d \left(1 - \frac{0,59 A_{sr} f_{su}}{b' d f'_c} \right) + A_{st} f_{su} (d - 0,5 t)$$

donde:

$$A_{sr} = A_s - A_{st}$$

y:

$$A_{st} = 0,85 f'_c (b - b') t / f_{su}$$

- c) En los casos en que se considere el empleo de acero secundario para contribuir a la fuerza de tracción que desarrolla la resistencia en rotura, se podrá tomar esta contribución como:

$$T = A_s f_y,$$

siempre que se cumpla que:

$$\frac{p f_{su}}{f'_c} + \frac{p' f_y}{f'_c} \leq 0,3$$

- d) Cuando no se disponga de datos para determinar el valor f_{su} del acero que se está empleando, y siempre que f_{so} sea mayor que $0,5 f'_c$, se podrán tomar los valores aproximados siguientes para f_{su} :

Elementos con el acero anclado por adherencia:

$$f_{su} = f'_s (1 - 0,5 p f'_s / f'_c)$$

Elementos con el acero no anclado por adherencia:

$$f_{su} = (f_{so} + 1.050) \text{ kg/cm}^2$$

3.5.0. ESFUERZO CORTANTE

Para las secciones que se mantengan como no fisuradas en la flexión, se calculará el valor de la tensión principal de tracción en los puntos de máximo esfuerzo cortante, y en los puntos de cambios significativos de corte y sección, con el valor del esfuerzo cortante debido a las cargas exteriores, disminuido del valor de la componente vertical del esfuerzo de pretensado.

Para los requisitos de la armadura mínima del alma se respetarán los valores que se indican a continuación:

3.5.1. Cálculo elástico

Se colocarán armaduras para tensión diagonal cuando el valor de la tensión principal de tracción exceda:

$$0,015 f'_c + 1 \text{ ó } 6,3 \text{ kg/cm}^2$$

La armadura de refuerzo para tensión diagonal tomará el valor total de la tensión principal de tracción cuando ésta exceda:

$$0,03 f'_c + 2,1 \text{ ó } 12,5 \text{ kg/cm}^2$$

En ningún caso el valor de la tensión principal de tracción excederá:

$$0,06 f'_c + 4,2 \text{ ó } 25,0 \text{ kg/cm}^2$$

3.5.2. Cálculo en rotura

La armadura deberá satisfacer los valores de esfuerzos cortantes determinados con las cargas de rotura especificadas en el artículo 3.1.1.-1.b.

En ningún caso el valor de la tensión de cizalladura excederá $0,33 f'_c$.

3.5.3. Armadura de refuerzo

Aun cuando los valores de la tensión principal de tracción sean menores que los anteriormente especificados, se colocará una armadura mínima en el alma en los siguientes casos:

- a) En vigas de edificación que tengan más de 50 cm de canto y en vigas de espesor del alma menor de la cuarta parte de la altura.

En estos casos la armadura mínima en la forma de barras de acero dulce será el 0,1 % de la sección transversal en planta del alma.

- b) En vigas de edificación sometidas a cargas dinámicas y en vigas de puentes carreteros.

En este caso, la armadura mínima en la forma de barras de acero dulce será el 0,15 % de la sección transversal en planta del alma.

- c) En vigas de puentes de ferrocarril.

En este caso la armadura mínima en la forma de barras de acero dulce será el 0,25 % de la sección transversal en planta del alma.

Cuando se emplee acero de alta resistencia, el área de la armadura mínima especificada en los casos anteriores podrá ser reducida con respecto al área de acero dulce en función de $\frac{2.800}{f_y}$.

En todos los casos el espaciamiento máximo de los estribos será igual a los 3/4 de la altura total del alma ó 60 centímetros.

En las vigas compuestas el espaciamiento máximo de los estribos pasantes será 4 veces el espesor menor de los elementos componentes ó 60 cm. En estos casos, el área de los estribos pasantes no será menor que la provista por un par de $\varnothing 3/8''$ espaciados a 30 centímetros.

3.5.4. Conectores en vigas compuestas

El valor del corte longitudinal en la unión de los elementos de las vigas compues-

tas se determinará con el valor del esfuerzo cortante obtenido con la carga de rotura mediante la expresión:

$$v = \frac{V_u Q}{b I}$$

Si la capacidad de adherencia entre las superficies de contacto de los elementos componentes de las vigas compuestas es menor que el valor anterior, se emplearán llaves a todo lo largo del miembro.

El valor permitido del esfuerzo cortante en la raíz de las llaves de hormigón no será mayor de $0,33 f'_c$.

Se recomiendan los siguientes valores para la adherencia entre las superficies de contacto:

- a) Cuando se siguen las condiciones de acero mínimo para los estribos pasantes $0,05 f'_c$
- b) Cuando se siguen las condiciones de acero mínimo para los estribos pasantes y la superficie de contacto sobre el elemento prefabricado es artificialmente puesta rugosa $0,10 f'_c$
- c) Cuando se colocan estribos pasantes adicionales al mínimo requerido en el alma y la superficie de contacto sobre el elemento prefabricado es artificialmente puesta rugosa $\left(0,10 f'_c + \frac{A_v - A_{v \min}}{A_{v \min}} \right) \text{ kg/cm}^2$

3.6.0. ADHERENCIA Y ANCLAJE

3.6.1. En elementos pretensados se tendrá en cuenta la influencia de la longitud de transferencia al considerar el efecto del esfuerzo de pretensado en las zonas de transferencia.

3.6.2. Se supondrá que el valor del esfuerzo de pretensado varía linealmente en la longitud de transferencia, desde cero en el extremo del elemento a su valor pleno al final de la zona de transferencia.

3.6.3. La longitud de transferencia deberá ser determinada mediante ensayos. En ausencia de estas pruebas se podrán suponer los siguientes valores mínimos de longitud de transferencia:

- a) Para alambres en general 100 diámetros
- b) Para cordones 70 "

Estos valores supuestos sólo se podrán emplear con las siguientes secciones máximas del acero:

- a) Alambres lisos 3,2 mm
- b) Alambres dentados, corrugados u ondulados 5,0 mm
- c) Cordones hasta de 7 hilos 1/2 pulg

Para mayores dimensiones del acero de pretensado, la longitud de transferencia se determinará mediante ensayos.

- 3.6.4. Las longitudes de transferencia arriba fijadas podrán ser disminuidas en los casos de empleo de dispositivos mecánicos, embebidos en el hormigón, para aumentar la capacidad de anclaje. En estos casos, la longitud de transferencia será determinada mediante ensayos.
- 3.6.5. Se podrán agrupar las unidades pretensoras en grupos de hasta 3 unidades, debiéndose, en estos casos, determinar la longitud de transferencia mediante ensayos.
- 3.6.6. En el instante de la transferencia no se podrá tener una resistencia menor de $f'_o = 245 \text{ kg/cm}^2$ para el hormigón en la zona de la transferencia.

3.7.0. RECUBRIMIENTOS, ESPACIAMIENTOS Y EMPALMES

3.7.1. Recubrimientos:

El recubrimiento se medirá como la distancia libre entre la cara del hormigón y la superficie más cercana del conducto, cable o acero secundario; no se tomará en cuenta cualquier recubrimiento posterior al llenado.

En el caso de cables situados fuera del hormigón estructural, éstos llevarán un forro que les dé una protección similar.

El valor de los recubrimientos mínimos será:

a) Acero secundario:

En vigas y columnas 3 cm

En losas 2 cm

b) Acero de pretensado 4 cm

c) En elementos en contacto con la humedad 5 cm

d) Parte de la estructura no pretensada, se usarán los mismos valores indicados en las Normas Peruanas para el Hormigón Armado.

3.7.2. Espaciamientos:

a) *Armaduras secundarias.*—El espaciamiento libre no será menor que un diámetro de la barra ni menor que 2,5 centímetros.

b) *Armadura de pretensado*

Hormigón pretensado:

El espaciamiento libre de la armadura de pretensado, en los extremos del elemento, no será menor de 4 veces el diámetro de la armadura de pretensado ni menor de 2 centímetros.

En el caso de agrupamiento de dos o tres unidades de pretensado, para la aplicación de este criterio se tomará, como diámetro de la armadura de pretensado, el diámetro del círculo circunscrito a ellos.

Hormigón postensado:

El espaciamiento libre entre conductos o paquetes de conductos no será menor de 5 centímetros.

3.7.3. Empalmes:

a) *Armaduras secundarias.*—Se usará lo estipulado en las Normas Peruanas para el Hormigón Armado.

- b) *Armaduras de pretensado.*—Se podrán utilizar empalmes efectuados mediante anclajes mecánicos, siempre que éstos desarrollen la resistencia del cable. La soldadura estará terminantemente prohibida como empalme.

3.8.0. PRESENTACION DEL PROYECTO

3.8.1. Generalidades

Los planos correspondientes a una estructura de hormigón pretensado podrán ser:

- a) Planos básicos y/o b) Planos de construcción.

3.8.2. Planos básicos

Los planos básicos deberán proporcionar claramente lo siguiente:

- a) Dimensiones detalladas de todos los elementos que constituyen la estructura.
 - b) Ubicación, forma y diámetro de las armaduras secundarias.
 - c) Ubicación del esfuerzo resultante de pretensado en cada uno de los elementos.
 - d) Valor máximo y mínimo del esfuerzo de pretensado en los puntos críticos de la estructura.
 - e) Especificaciones generales, que comprenderán:
 - Valor de f'_e y f'_{ci}
 - Valor de f_y .
 - Valor de la capacidad resistente del suelo.
 - Recubrimientos.
 - Sobrecargas empleadas en el cálculo.
 - f) En el caso de elementos prefabricados se indicará el peso de los mismos y la ubicación de los puntos por los que hay que coger la pieza para su transporte o montaje.
 - g) Si fuera necesario, notas relativas a la secuencia constructiva, juntas de llenado, etc.
- Los planos básicos deberán ser complementados con los planos de construcción.

3.8.3. Planos de construcción

Los planos de construcción deberán indicar, además de lo anterior, lo siguiente, en sustitución de los puntos c. y d.:

- a) Ubicación y tipo de los elementos de pretensado.
- b) Magnitud de la tensión inicial en cada uno de los elementos de pretensado y orden de tesado.
- c) Valores de f'_s .
- d) Tipo de conducto.
- e) Contraflechas. En caso de no indicarse, se supondrán nulas.
- f) Detalles de las zonas de anclaje, con sus armaduras y los dispositivos de anclaje.

4.0.0. - construcción

4.1.0. GENERAL

Todo trabajo de construcción en hormigón pretensado será ejecutado bajo el control de un ingeniero familiarizado con la construcción de obras de hormigón. La operación de tesado deberá ser ejecutada por personal entrenado en dicha operación y bajo la vigilancia constante del ingeniero responsable.

4.2.0. HORMIGON

4.2.1. Almacenamiento de los materiales

El cemento será almacenado en un lugar seco, aislado del suelo y protegido de la humedad.

Los áridos de diferente granulometría serán almacenados separadamente, libres de alteración en su contenido de humedad, arcilla, materia orgánica, etc.

4.2.2. Medida de los materiales

El método de medida de los materiales será de tal modo que las proporciones de la mezcla puedan ser controladas con precisión durante el proceso de trabajo.

Todos los materiales serán dosificados solamente en peso, por medio de balanzas apropiadas.

4.2.3. Dosificación y mezclado

La dosificación y el mezclado se efectuará de acuerdo a lo especificado al respecto en las Normas Peruanas de Hormigón.

La cantidad mínima de cemento para cualquier tipo de hormigón pretensado será de 400 kilos por metro cúbico.

4.2.4. Transporte, colocación y curado

El transporte, colocación y curado del hormigón se efectuará de acuerdo con lo especificado al respecto en las Normas Peruanas de Hormigón.

4.2.5. Mortero de inyección

a) Propiedades del mortero

La relación agua-cemento máxima será de 5 1/2 galones por saco.

La exudación del mortero a 18° C no excederá al 2 % del volumen 8 hr después del mezclado, con un máximo de 4 %. Además, el agua separada deberá ser absorbida después de 24 horas.

El mortero de inyección tendrá una resistencia de compresión mínima de 225 kg/cm² a los siete días. La probeta de ensayo será un cubo de 5 cm de lado y será curado en el molde durante 24 hr, para luego ser almacenado y probado conforme a la norma ASTM C-109.

b) Materiales del mortero

El cemento empleado para el mortero será cemento Portland conforme a las normas ASTM C-150, ASTM C-175, ASTM C-205, ASTM C-340.

Si se emplean áridos, ellos serán conforme a la norma ASTM C-33 referente al árido fino, excepción hecha del párrafo 3, referente a granulometría, la que cumplirá los siguientes requisitos:

<i>Número malla</i>	<i>Porcentaje mínimo que pasa</i>
30	100 %
50	50 %
100	20 %

Se podrán usar adiciones, siempre que no sean dañinas al acero o al hormigón. No contendrán cloruros ni nitratos. Si la adición es un agente expansivo, la expansión libre total no excederá del 10 por 100.

El agua será conforme a lo especificado en 2.1.3 de estas Normas.

c) Mezclado del mortero

El cemento (y árido, si se usa) se medirá en peso.

El mezclado se hará siempre a máquina.

El equipo de mezclado será de un tipo capaz de producir una mezcla uniforme y, si es posible, de consistencia coloidal.

El llenado de la mezcladora se efectuará en el siguiente orden: agua, cemento, áridos, si se usan, y adiciones.

d) Inyección del mortero

Después del mezclado el mortero se mantendrá en constante movimiento hasta su colocación.

Antes de proceder a la inyección del mortero, se lavará adecuadamente con agua el interior de los conductos. Si los conductos son de paredes de hormigón es esencial humedecer convenientemente estas paredes inmediatamente antes de la inyección. Después del lavado se procederá a expulsar el agua excedente por medio de aire comprimido.

La inyección será continua y sin interrupción, y se continuará hasta que el mortero que salga por las ventanas de purga tenga la misma consistencia que el mortero que está siendo inyectado. Las ventanas de purga se cerrarán progresivamente en el sentido de flujo.

La bomba tendrá capacidad suficiente para asegurar que, en conductos menores de 10 cm de diámetro, la velocidad de inyección de la mezcla sea de 6 a 12 m/min, con una presión que no exceda las 10 atmósferas.

Después que todo el conducto esté lleno de mortero se cerrarán todas las ventanas y aberturas, y la presión de inyección en la ventana de alimentación será llevada a un mínimo de 7 kg/cm² y mantenida por un mínimo de 10 segundos.

e) Inyección en tiempo frío

Se pospondrá efectuar la inyección en tiempo frío, a menos que se tomen precauciones especiales.

En tiempo frío se pondrá especial cuidado en limpiar los conductos de agua o hielo antes de comenzar la inyección.

La inyección sólo se efectuará si el hormigón de la estructura tiene una temperatura mayor de 5°C, la que se mantendrá durante las 48 hr posteriores a la colocación del mortero de inyección y hasta que éste haya alcanzado una resistencia de compresión mínima de 70 kg/cm.

4.3.0. ENCOFRADOS

4.3.1. Proyecto

Los encofrados se proyectarán para soportar las cargas verticales y presiones laterales debidas al peso del hormigón fresco, más una sobrecarga mínima de 200 kg/cm².

Se tendrá en cuenta la posibilidad de cargas laterales.

La flecha de las caras en contacto con el hormigón no será mayor de $\frac{1}{360}$ de la distancia entre los apoyos de éstas, ni de 3 milímetros.

4.3.2. Ejecución

Los encofrados serán suficientemente estancos y responderán a las formas de las secciones indicadas en los planos.

Permitirán la libre deformación de la estructura como resultado de la aplicación del esfuerzo de pretensado.

Las tapas laterales y fondo de losas deberán retirarse antes de efectuar el tensado.

Los apoyos de los encofrados no serán removidos hasta después de efectuado el tensado que capacite a la estructura para llevar su peso propio y las cargas eventuales de construcción.

4.4.0. ARMADURAS

4.4.1. Calidad del acero

La calidad del acero a emplear deberá corresponder a las indicaciones de los planos.

Siempre que sea posible se comprobará la calidad del acero, mediante pruebas de rotura por tracción, en muestras tomadas de cada lote de armaduras que llegue a la obra.

4.4.2. Protección del acero

El acero deberá almacenarse, preservándolo de la intemperie. Los extremos de los conductos deberán protegerse de tal manera que impidan la penetración de humedad dentro de ellos.

4.4.3. Limpieza

En el momento de la colocación del hormigón que rodea las armaduras, éstas deberán estar limpias, desprovistas de grasa, pintura o cualquier otra materia extraña.

En el caso de emplearse lubricantes en los conductos, éstos deberán lavarse con agua sola antes de la inyección del mortero.

No se permitirá el uso del acero de pretensado que haya sufrido corrosión, aun cuando haya sido limpiado posteriormente.

4.4.4. Colocación de las armaduras

Deberá corresponder exactamente a la indicada en los planos, de manera muy especial en

5.2.2. Defectos aparentes

Los defectos aparentes con fisuras no serán permitidos en las estructuras, debiéndose proceder a su arreglo inmediato, luego de su constatación, de modo que aseguren la unidad de éstas.

5.3.0. RESISTENCIA DEL HORMIGON Y DEL ACERO

Antes de efectuarse el tesado y antes de autorizarse la puesta en servicio de la estructura y/o a los 28 días, se verificará la resistencia del hormigón de acuerdo a los valores indicados en los planos, mediante testigos tomados y probados de acuerdo a las normas ASTM C-172, ASTM C-31 y ASTM C-39.

Se comprobará el acero empleado de acuerdo a lo que se indica después.

5.3.1. Prueba de la calidad del hormigón

De cada 100 m³ de hormigón empleado o diariamente, si la cantidad de hormigón empleado fuera menor de aquélla, se confeccionará un mínimo de 6 probetas. La cantidad total de probetas confeccionadas para una determinada calidad de hormigón no será menor de 20.

El 50 % de las probetas será ensayado antes de efectuarse el tesado, y el resto, a los 28 días.

El promedio de resistencia de 6 probetas cualesquiera ensayadas consecutivamente, para una misma calidad de hormigón, deberá ser igual o mayor que la resistencia f'_c indicada en los planos, y no más del 10 % del total de probetas ensayadas deberá tener resistencia inferior a dicho f'_c .

Se llevará un registro de las pruebas efectuadas.

5.3.2. Prueba de la calidad del acero

El constructor deberá proporcionar al ingeniero inspector los diagramas de tensiones-deformaciones correspondientes al lote de acero que se está empleando. Deberá certificarse por el fabricante el coeficiente de relajación del acero.

En caso de que el ingeniero inspector lo juzgue necesario dispondrá se efectúen pruebas del acero empleado.

Con los datos obtenidos, el ingeniero inspector procederá a controlar el tesado de acuerdo con lo indicado en el epígrafe 4.4.7 de estas Normas.

En el caso de cordones de diámetro mayor a 1/2", el corte se hará exclusivamente por sierra.

4.5.0. PROCEDIMIENTOS

4.5.1. Montaje y transporte

El montaje y transporte de elementos pretensados será efectuado solamente por los puntos indicados en el proyecto; en ausencia de éstos, el constructor someterá a consideración de los proyectistas el procedimiento y puntos de transporte y montaje que considere necesarios.

El cálculo de los ganchos y otros elementos empleados durante el transporte y montaje se llevará a cabo considerando el peso del elemento más 100 % de impacto.

4.5.2. Dovelas (Construcción de elementos en dovelas)

Al construirse elementos pretensados utilizando dovelas se deberá tener en consideración lo siguiente:

1. Las dovelas serán construidas en moldes muy rígidos, que impidan desalineamientos o deformaciones mayores de 3 mm en cada metro, y que aseguren paralelismo entre las caras tensionadas de dos dovelas consecutivas.
2. La junta entre dos dovelas consecutivas deberá llenarse únicamente con hormigón de la misma calidad que el empleado en las dovelas. El espesor de esta junta no deberá ser menor de 10 centímetros.
3. El tesado del conjunto se realizará cuando el hormigón de la junta alcance la resistencia indicada para este fin.

5.0.0. - inspección

5.1.0. GENERAL

Todo trabajo de hormigón pretensado proyectado de acuerdo con estas Normas será ejecutado bajo la supervisión de un ingeniero experimentado en el uso del hormigón estructural en general y particularmente en el del hormigón pretensado.

La persona responsable de la supervisión llevará un registro de la cantidad y calidad de los materiales de hormigón, el mezclado y colocación de los mismos, la colocación de las armaduras secundarias y de pretensado, los esfuerzos iniciales de pretensado y alargamientos de las armaduras y el progreso general de la obra.

5.2.0. TOLERANCIAS GENERALES Y DEFECTOS APARENTES

5.2.1. Tolerancias generales

Las tolerancias tanto en dimensiones como en ubicación de los gatos, armaduras y dispositivos de anclaje serán apreciadas por el ingeniero inspector, quien determinará, en cada caso particular, su aceptación o su rechazo.

5.2.2. Defectos aparentes

Los defectos aparentes con fisuras no serán permitidos en las estructuras, debiéndose proceder a su arreglo inmediato, luego de su constatación, de modo que aseguren la unidad de éstas.

5.3.0. RESISTENCIA DEL HORMIGON Y DEL ACERO

Antes de efectuarse el tesado y antes de autorizarse la puesta en servicio de la estructura y/o a los 28 días, se verificará la resistencia del hormigón de acuerdo a los valores indicados en los planos, mediante testigos tomados y probados de acuerdo a las normas ASTM C-172, ASTM C-31 y ASTM C-39.

Se comprobará el acero empleado de acuerdo a lo que se indica después.

5.3.1. Prueba de la calidad del hormigón

De cada 100 m³ de hormigón empleado o diariamente, si la cantidad de hormigón empleado fuera menor de aquélla, se confeccionará un mínimo de 6 probetas. La cantidad total de probetas confeccionadas para una determinada calidad de hormigón no será menor de 20.

El 50 % de las probetas será ensayado antes de efectuarse el tesado, y el resto, a los 28 días.

El promedio de resistencia de 6 probetas cualesquiera ensayadas consecutivamente, para una misma calidad de hormigón, deberá ser igual o mayor que la resistencia f'_c indicada en los planos, y no más del 10 % del total de probetas ensayadas deberá tener resistencia inferior a dicho f'_c .

Se llevará un registro de las pruebas efectuadas.

5.3.2. Prueba de la calidad del acero

El constructor deberá proporcionar al ingeniero inspector los diagramas de tensiones-deformaciones correspondientes al lote de acero que se está empleando. Deberá certificarse por el fabricante el coeficiente de relajación del acero.

En caso de que el ingeniero inspector lo juzgue necesario dispondrá se efectúen pruebas del acero empleado.

Con los datos obtenidos, el ingeniero inspector procederá a controlar el tesado de acuerdo con lo indicado en el epígrafe 4.4.7 de estas Normas.