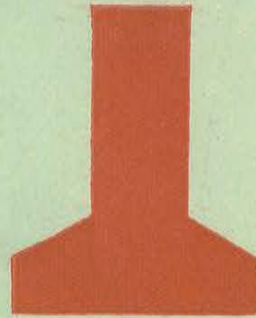
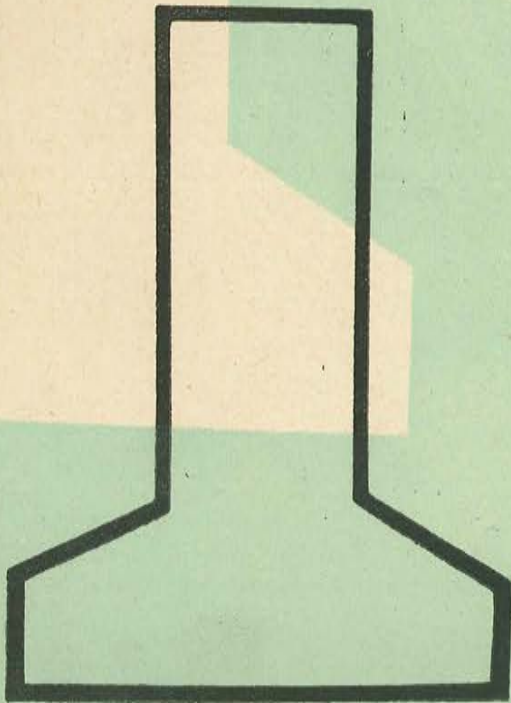


ULTIMAS NOTICIAS SOBRE

hormigón pretensado



BOLETIN NUM. 16 DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO
DEL INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

Patronato "Juan de la Cierva" de Investigación Técnica



ULTIMAS NOTICIAS

Técnicas en Estructuras

Hormigón Pretensado

Boletín de circulación limitada

Nº 16

3º Trimestre 1953

-- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO --

I N D I C E

=====

457-0-12	Normas para el proyecto de elementos de hormigón pretensado. IV Parte . .	pág. 1
591-2-9	Puente de hormigón pretensado sobre el río Tordera.-- Por E. Ugalde y J. L. López Bustos	" 26

N o t a: El Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y edificación, no se hace responsable del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

457-O-11 NORMAS ALEMANAS PARA EL PROYECTO DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN PRETENSADO

(Vorgespannte Stahlbetonbauteile. Richtlinien für die Bemessung. DIN 4227)

Publicado por "WILHELM ERNST UND SOHN" -- Berlín 1950

Autor: Hubert Rüsch

(Continuación)

12. COEFICIENTE DE SEGURIDAD A LA ROTURA

12.1 Causas y formas de la rotura

12.11 En los elementos sometidos a flexión y con armadura infra crítica, la rotura se produce al rebasarse el límite elástico de la armadura; debido al alargamiento del acero, la zona comprimida del hormigón se reduce, la fibra neutra, se eleva, y como consecuencia, llega un momento en que se alcanza la resistencia del hormigón en compresión y la pieza se rompe.

12.12 En los elementos con armadura supracrítica sometidos a flexión, la rotura se produce al alcanzarse la resistencia del hormigón en la zona comprimida de la sección. En estos casos la capacidad resistente de la armadura de tracción solo se aprovecha parcialmente.

12.13 Signos indicadores de rotura inminente.

En los elementos constructivos con armadura infra --

crítica la rotura se anuncia por un agrietamiento excesivo del hormigón.

En las piezas con armadura supracrítica, la rotura, en cambio, puede producirse sin anuncio previo, bruscamente, - por aplazamiento de la zona comprimida.

También puede producirse la rotura frágil en el caso de piezas con muy débil cuantía de armadura y amplias zonas de hormigón en tracción. En estos casos, cuando el hormigón de la zona extendida se agrieta, la totalidad de los esfuerzos de tracción deben ser absorbidos, por la armadura y al no ser ésta capaz de resistirlos, se produce la rotura brusca de la pieza.

12.2 Influencia del pretensado sobre la carga máxima de rotura.

12.21 Elementos con armadura infracrítica.

La capacidad resistente de los elementos debilmente armados aumenta muy poco con el pretensado, ya que al alcanzarse el límite elástico del acero, disminuye muy rápidamente el efecto del alargamiento inicial de los alambros mediante el cual se originó el pretensado.

12.22 Elementos constructivos con armadura supracrítica.

Los elementos constructivos con armadura supracrítica son aquellos, en los que de no existir esfuerzo de pretensado se produciría la rotura, por compresión del hormigón, antes de que el acero de la armadura alcanzara su límite elástico. La capacidad resistente de estas piezas resulta aumentada por el pretensado en una magnitud proporcional a la diferencia entre la tensión de la armadura pretensa, bajo la carga de rotura, y la que tendría en tal estado de no existir la precompresión.

12.23 Piezas con débiles cuantías de armadura.

En las piezas con armadura infracrítica, la probabilidad de rotura brusca por fallo de la armadura, (ver 12,13) resulta aumentada por el pretensado, puesto que antes de producirse la fisuración en la zona extendida del hormigón, los alambres tesos se encuentran ya sometidos a una tensión superior a la que tendrían de no existir el pretensado y por ello es más pequeño el aumento de tensión que son capaces de absorber al producirse el agrietamiento del hormigón.

12.3 Márgenes de seguridad.

12.31 Coefficiente de seguridad.

Se estima que el coeficiente de seguridad a la rotura de una estructura es suficiente si se demuestra que es capaz de soportar una carga igual a 1,75 veces la prevista en el cálculo.

Se entiende por carga prevista la que resulta al sumar los efectos del esfuerzo de pretensado, la retracción de fraguado, y la fluencia, más 1,75 veces la suma de los efectos de la carga permanente, sobrecarga móvil y variaciones de temperatura, en su combinación más desfavorable.

12.32 Aumento del coeficiente de seguridad para el hormigón.

Al estudiar la seguridad a la rotura de una estructura, debe tenerse en cuenta que, debido a la mayor dispersión de las propiedades resistentes del hormigón, se hace necesario tomar un mayor coeficiente de seguridad para este material que para el acero. Ambos coeficientes de seguridad deberán estar, aproximadamente en la relación 3 : 2. Por consiguiente, en los

cálculos para la determinación del coeficiente de seguridad total se tomará, como resistencia en compresión del hormigón, los $2/3$ de su valor real.

12.4 Normas para la determinación de la carga de rotura de un elemento.

12.41 Principios generales.

Para determinar la carga de rotura se partirá de la hipótesis de que las secciones planas permanecen planas al producirse la deformación de la pieza. Si se conocen los diagramas de tensión-deformación de los materiales utilizados, es posible, bajo dicha hipótesis, determinar los diferentes estados de tensión y deformación del elemento hasta alcanzar la rotura.

12.42 Influencia de la deformación del acero.

El diagrama tensión deformación de los aceros utilizados para el pretensado, se deducirá mediante los ensayos establecidos en 3.31. Como simplificación podrá admitirse que la tensión no excede del límite elástico (comportamiento plástico ideal). Esta hipótesis es válida también para los aceros de las armaduras no tesas, para los que no se exigen ensayos previos y cuyas características resistentes se tomarán de acuerdo con lo indicado en la parte A § 5, Tabla I. (DIN 1045).

12.43 Influencia de la deformación del hormigón.

El diagrama tensión-deformación del hormigón puede suponerse, de acuerdo con la Fig. 1 como parabólico, y con vértice en el punto determinado por una tensión igual a $2/3 W_b$ (ver 12.32) y una deformación $E_b = 1,8 \text{ ‰}$. Se designa por W_b la resistencia en compresión del hormigón, en probeta cúbica, a los 28 días.

12.5 Cálculo del coeficiente de seguridad a la rotura.

12.51 Datos necesarios.

En general, el coeficiente de seguridad a la rotura, deberá comprobarse gráfica o analíticamente, de acuerdo con las normas dadas en 12.4.

Si se trata de elementos estructurales prefabricados se admite en determinados casos especiales, la comprobación de la seguridad a la rotura mediante ensayos, siempre que las condiciones en que estos se realicen sean idénticas a aquellas a las que luego estará sometida la estructura en la práctica y con tal que los ensayos se realicen en un laboratorio oficial. En tales casos las probetas, de acuerdo con 12.32 se deben fabricar con un hormigón, cuya calidad sea tal, que su resistencia cúbica alcance solo los $2/3$ de los valores correspondientes al hormigón de calidad normal con el que luego se fabricarán las piezas.

12.52 Determinación analítica.

La determinación de la carga de rotura mediante los diagramas tensión-deformación es, en general, posible solo gráficamente. Sin embargo, en el caso de secciones cuya zona comprimida sea rectangular o casi rectangular, se puede simplificar el problema efectuando una comprobación numérica. Para ello hay que admitir las siguientes hipótesis.

12.53 Area de la zona comprimida, en una sección sometida a flexión.

$$D_b = 2/3 \cdot 0,85 W_b \cdot F_{bd} \text{ casi igual a } 0,55 W_b \cdot F_{bd} \quad (3)$$

en donde:

F_{bd} = sección de hormigón por encima del eje neutro;

$2/3$ = coeficiente de reducción de acuerdo con 12.32.

W_b = resistencia del hormigón en compresión a los 28 días.

0,85 = valor medio del coeficiente que permite deducir el área de la zona comprimida en función de W_b .

12.54 Esfuerzo de tracción absorbido por las armaduras sometidas a tracción.

$$Z_e = F_{ev} \cdot \sigma_{ev} + F_e \cdot \sigma_e \quad (4)$$

en donde F_{ev} es la sección de la armadura pretensa; F_e la de la armadura sin tesar, caso de existir; y σ_{ev} y σ_e las tensiones a que dichas armaduras se encuentran sometidas, respectivamente, bajo la carga máxima de rotura de la pieza.

12.55 Brazo mecánico.

Para la determinación del brazo mecánico se admite que el punto de aplicación de la resultante de los esfuerzos de compresión coincide con el c.d.g del área F_{bd} de la sección de hormigón que queda por encima del eje neutro. Y que el de la resultante de los esfuerzos de tracción coincide con el baricentro de la armadura siempre que las barras que la constituyen se encuentren situadas aproximadamente en el mismo plano horizontal.

12.6 Coeficiente de seguridad a la rotura en elementos sometidos a flexión y pretensados por adherencia o por adherencia adicional.

12.61 Influencia del alargamiento inicial del acero.

Al calcular el efecto del pretensado, es necesario tener en cuenta el alargamiento inicial experimentado por los alambres tesos, durante su puesta en carga y las deformaciones originadas por los restantes esfuerzos. Si las armaduras se tensan antes de endurecido el hormigón, el alargamiento inicial viene dado directamente por el experimentado por los alambres en los moldes o bancos de montaje. En el caso de que el pretensado se realice después del endurecimiento del hormigón actuando los gatos contra el propio material de la pieza, cuyo acortamiento elástico, por consiguiente, es necesario tener en cuenta el alargamiento inicial a introducir en los cálculos se deduce determinando el que hubieran sufrido los alambres durante el pretensado, de haberse dispuesto las cosas en la forma necesaria para conseguir que el hormigón de la pieza quedase libre de tensiones.

12.62 Tensiones del acero en los elementos constructivos con armadura supracrítica.

En elementos constructivos con armadura supracrítica la tensión en los alambres tesos se mantiene, aún para el estado de rotura, por debajo de su límite elástico, y puede calcularse mediante las hipótesis formuladas en 12.4 y 12.52 a 12.55.

12.63 Tensión del acero en los elementos constructivos con armadura infracrítica.

Si la tensión de los alambres pretesos, determinada de acuerdo con lo indicado en 12.62, sobrepasa el límite elástico del acero, puede admitirse que bajo la carga máxima de rotu-

ra, la tensión, tanto en la armadura pretesa, como en la corriente, alcanza el límite elástico, simultáneamente (ver 3.311).

12.7 Determinación de la seguridad a la rotura en los elementos estructurales con pretensado sin adherencia, sometidos a flexión.

En el pretensado sin adherencia, los alambres tesos pueden alargarse libremente en toda su longitud.

En consecuencia, aún para pequeños incrementos de carga, se originan deformaciones considerables, por lo cual la tensión en dichos alambres aumenta muy poco al alcanzarse la carga máxima de rotura de la pieza y en la mayoría de los casos no llega al límite elástico.

La magnitud de las tensiones a que se encuentra sometida la armadura, bajo la acción de la carga máxima de rotura de la pieza, deberá determinarse a partir de las deformaciones de los alambres.

Si no se conocen dichas deformaciones puede calcularse la tensión σ_{er} de la armadura tesa, mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{ev} = \sigma_{vq} + \psi \sigma_s \quad (5)$$

En esta fórmula σ_{vq} representa la tensión producida en el acero de los alambres tesos, por las cargas de trabajo, incluyendo los efectos de la retracción y fluencia y σ_s el límite elástico de la armadura no tesa. El coeficiente ψ se tomará igual a 0,4 en el caso de emplearse cables para producir el pretensado, y a 0,6 cuando se utilicen, con dicho fin, barras.

La tensión σ_{ov} no deberá exceder del límite elástico del acero de la armadura tesa (ver 3.311). El esfuerzo de tracción total correspondiente a la rotura será entonces:

$$Z_o = F_{ov} \cdot \sigma_{ov} + F_o \sigma_s \quad (6)$$

12.8 Elementos pretensados sometidos a tracción y compresión.

12.81 En el caso de elementos pretensados que trabajan en compresión, en lugar de calcular la carga de rotura se comprobará que la tensión en el hormigón, bajo las cargas de trabajo, deducida mediante la fórmula (7) que a continuación se incluye, no excede de los valores dados en la sección 16 Tabla VIII, línea 4.

$$\sigma_b = 0,75 \frac{F_{ov} \sigma_{ev}}{F_b + n F_o} + \frac{P}{F_b + n (F_o + F_{ov})} \quad (7)$$

En dicha fórmula F_{ov} representa la sección de la armadura tesa y σ_{ev} la tensión producida en la misma por el esfuerzo de pretensado (ver 9,21). P es el esfuerzo exterior (axil), que actúa sobre el elemento bajo la carga de trabajo. En la fórmula (7) se tiene en cuenta el hecho de que para las tensiones de compresión producidas por el pretensado, el coeficiente de seguridad requerido es menor que el exigido para las tensiones originadas por otras cargas. Los cálculos basados en las cargas de trabajo son más sencillos que los relativos a la carga máxima de rotura y proporcionan resultados suficientemente aproximados.

12.82 En el caso de elementos pretensados sometidos a tracción la carga máxima de rotura se determina sin tener en cuenta la

colaboración del hormigón y se supone igual a la carga bajo la cual la armadura alcanza su límite elástico (ver 3.311). Puede admitirse que en las armaduras con y sin tensión previa el límite elástico se alcanza simultáneamente.

12.9 Secciones completadas con posterioridad a su fabricación.

En el caso de secciones que, después de su fabricación se completan añadiéndoles hormigón, deberá determinarse la carga máxima de rotura tanto para la sección primitiva como para la final. Al calcular esta última se supondrá que la pieza se comporta, bajo cualquier tipo de carga, como si hubiera sido fabricada de una sola vez, pero para ello será preciso que la junta entre las dos zonas hormigonadas en distintas épocas, esté convenientemente armada para que sea capaz de resistir los esfuerzos que sobre ella actúan. Esta prescripción es de la mayor importancia especialmente por lo que respecta a los esfuerzos cortantes.

13 Armaduras transversales y tensiones de adherencia.

13.1 Determinación de las tensiones principales.

La magnitud y dirección de las tensiones principales oblicuas, se determinarán a partir de las tensiones cortantes y normales. El cálculo se realizará para el estado I (secciones no fisuradas).

Si en una sección sólo aparecen tensiones normales de compresión, deberá determinarse la tensión principal oblicua de tracción, en las distintas fibras de la sección, con el fin de poder deducir su valor máximo (ver fig. 2. Ejemplo de pretensado total). En el caso de secciones en las cuales se presen-

ten tensiones normales de tracción y compresión, el valor de la tensión principal de tracción que debe tomarse para dimensionar la pieza será el correspondiente a la fibra neutra, a no ser -- que se produzca un valor superior, por encima de ella, en la zona de las tensiones normales de compresión. (Ver fig. 3, ejemplo de pretensado parcial).

13.2 Comprobación de las tensiones de adherencia.

No será necesario comprobar las tensiones de adherencia en los casos en que las armaduras estén repartidas uniformemente por toda la sección y su diámetro no sea superior a 20 mm.

Por el contrario, deberán comprobarse siempre dichas tensiones, tanto en el caso de pretensado por adherencia, como con adherencia adicional, si la armadura está constituida por varios alambres agrupados formando cables o haces (ver 6.2).

13.3 Comprobación de tensiones bajo sobrecarga admisible.

La tensión principal oblicua de tracción producida bajo la acción de la sobrecarga admisible (ver 9) y determinada de acuerdo con 13.1 no deberá exceder de los valores indicados en 16, Tabla VIII líneas 27-29, si se trata de pretensado total y líneas 30-32 si es pretensado parcial. La tensión de adherencia calculada, no deberá sobrepasar los valores dados en 16 Tabla VIII -- renglón 41.

13.4 Comprobación de tensiones bajo sobrecarga máxima.

Cuando se trata de determinar la capacidad máxima -- resistente de una pieza, deberán calcularse las tensiones correspondientes al estado de carga definido en 12.31.

Si en estas condiciones la tensión principal oblicua de tracción resulta mayor que los valores indicados en 16, Tabla VIII renglones 33-35, deberán aumentarse las dimensiones de la sección o incrementarse el esfuerzo de pretensado hasta conseguir que, dichos valores, no sean rebasados.

Para absorber las tensiones principales oblicuas de tracción habrá que disponer estribos, levantar barras o hacer ambas cosas simultáneamente. Cuando en una zona de una pieza los valores de las tensiones principales máximas de tracción rebasen los indicados en 16, Tabla VIII, renglones 36-38, deberán disponerse las armaduras transversales necesarias para absorber la totalidad de dichas tensiones, cuidándose especialmente de que tales armaduras estén correctamente distribuidas. Hay que tener en cuenta que las tensiones principales de tracción actúan en general, con una inclinación de unos 45° , sobre el eje de la pieza.

Las tensiones admisibles para el acero en estos casos serán las indicadas en 16, Tabla VIII, renglones 49-51.

Las tensiones de adherencia no podrán exceder de los valores dados en 16, Tabla VIII, renglón 42. Deberá comprobarse que bajo las sollicitaciones de agotamiento, la suma de las tensiones absorbidas por adherencia más las resistidas por el anclaje, en caso de haberlo, es igual al esfuerzo de tracción en la barra.

14. Pandeo producido por los esfuerzos de pretensado.

14.1 Métodos de pretensado por medio de armaduras.

Cuando el pretensado se introduce por medio de armaduras tesas, el esfuerzo total de compresión originado en el hormigón, es igual al esfuerzo total de tracción en la armadura, es

decir que la suma de ambos esfuerzos es nula. En consecuencia, los esfuerzos de pretensado podrán producir pandeo solamente cuando el elemento comprimido puede pandear independientemente, y esto será posible únicamente si los cables van por fuera de la pieza y aislados de ella, en una gran longitud.

Por consiguiente en el caso de pretensado por adherencia no es necesario realizar la comprobación al pandeo, pero, si el pretensado es sin adherencia, habrá que realizar la comprobación tomando una longitud de pandeo igual a la distancia entre los puntos en los cuales existe un enlace efectivo entre la armadura y el elemento en compresión (hormigón).

Para los esfuerzos de compresión distintos de los originados por el pretensado, la comprobación se efectuará en la forma corriente.

14.2 Pretensado contra estribos independientes.

En el caso de pretensado contra apoyos rígidos, por ejemplo roca (ver 1.12), el esfuerzo de pretensado constituye un esfuerzo exterior y debe ser considerado como tal, desde el punto de vista del pandeo.

14.3 Comprobación numérica.

Las comprobaciones del pandeo se realizarán de acuerdo con lo establecido en la DIN 1045 parte A § 27, N° 2 y en la DIN 4255 parte E § 14.2. En el caso de puentes se harán según lo indicado en la DIN 1075.

15. Anclaje de las armaduras de pretensado.

15.1 Generalidades.

Las armaduras de pretensado deberán anclarse firme-

mente en el hormigón, mediante disposiciones adecuadas, que generalmente consisten en placas especiales de anclaje.

La unión de los cables de los anclajes y la de las distintas partes de estos entre sí se dimensionarán de acuerdo con las normas para estructuras metálicas (ver DIN 1050).

15.2 Anclaje mediante ganchos

El anclaje mediante ganchos sólo será permitido cuando la tensión en el acero bajo las cargas previstas (estado de carga 9.33) no exceda de los valores indicados en 16, Tabla VIII renglones 46 - 48.

15.3 Anclaje por medio de lazos

El anclaje por lazos sólo será permitido cuando las tensiones locales originadas por los mismos sobre el hormigón no sean superiores a las que se indican en 16, Tabla VIII, renglones 39 y 40. Si los lazos se doblan en frío, la tensión axial en los cables no deberá revasar los valores dados en 16, Tabla VIII, renglones 43 - 45.

Si se tiene en cuenta el incremento de tensión producido por la flexión originada por la curvatura de la armadura dichos valores pueden aumentarse en un 15%. Los esfuerzos transversales de tracción creados alrededor de los lazos, deberán ser absorbidos mediante las adecuadas armaduras transversales.

En el caso de pretensado sin adherencia, deberá tenerse en cuenta que el rozamiento a que da lugar la curvatura de la armadura, produce en el hormigón tensiones de tracción por lo que se hace preciso adoptar las oportunas medidas para absorber dichas tensiones.

15.4 Anclaje por adherencia y rozamiento

Cuando el esfuerzo de pretensado deba ser transmitido al hormigón sin dispositivos especiales de anclaje por adherencia o rozamiento únicamente, empleando por ejemplo armaduras de forma determinada o constituidas por numerosos alambres del-

gades (cuerdas de piano), se requerirá una autorización especial, ya que la efectividad de tal sistema depende estrechamente de una serie de diversos factores a considerar (forma y recubrimiento de la armadura, magnitud del pretensado, calidad del hormigón, y su resistencia en el instante de la transmisión de esfuerzos, retracción, fluencia, etc.).

Debido a la fluencia, la longitud necesaria para transferir gradualmente al hormigón el esfuerzo de pretensado (longitud de transferencia) así como la requerida para el anclaje por adherencia de los alambres (longitud de anclaje), alcanzan su máximo valor solamente con el transcurso del tiempo y en ciertos casos pueden llegar a cubrir una parte considerable de la luz.

Para poder autorizar el empleo de este método de anclaje, deberán realizarse ensayos previos con el fin de determinar las longitudes necesarias de transferencia y anclaje por adherencia, una vez transcurrido el periodo de fluencia y en las condiciones más desfavorables. Deberá también especificarse el recubrimiento y la resistencia mínima del hormigón en la fecha en que haya de realizarse la transferencia del esfuerzo de pretensado.

Al calcular el estado de tensiones bajo las cargas de trabajo se tendrá en cuenta que el hormigón no adquiere su pretensado total efectivo hasta llegar al final de la longitud de transferencia y que de un modo análogo la tensión en el acero únicamente alcanza su valor total, en el extremo de la longitud de anclaje.

Si los esfuerzos cortantes son elevados, puede resul

tar necesario prolongar la pieza más allá de los apoyos o colocar armaduras transversales, en la zona correspondiente a la longitud de transferencia, como si se tratase de elementos de hormigón armado ordinario, de acuerdo con lo dispuesto en la parte A, sección 20 (DIN 1045).

15.5 Determinación de las dimensiones de los anclajes exigidos por las armaduras de pretensado.

Como quiera que la tensión de la armadura de pretensado aumenta relativamente poco para cargas superiores a las de agotamiento de la pieza, será suficiente calcular las dimensiones de los anclajes (placas, elementos de unión, etc.) para la carga que resulta de dividir el esfuerzo ejercido por la armadura bajo la sollicitación de agotamiento, por el coeficiente de seguridad establecido en 12.31. Las dimensiones se calcularán adoptando para las tensiones los valores admisibles bajo las condiciones normales de trabajo (ver 9).

16. Tensiones admisibles.

Tabla VIII

Naturaleza de las tensiones	Zonas en las cuales se producen las tensiones o tipos de sollicitación	Símbolo de la tensión	Tensiones admisibles en Kg/cm ² para las 3 calidades de hormigón			Renglón de referencia
			B 300	B 450	B 600	
1	2	3	4	5	6	7
A - Tensiones de Compresión	1. En la zona de compresiones bajo sollicitaciones admisibles.					
	1.1 Secciones rectangulares en régimen de flexión simple	σ _b	110	130	150	1
	1.2 id. id. flexión esviada	σ _b	120	140	160	2
	1.3 Secciones en T, teniendo en cuenta las tensiones en las alas					

Tabla VIII (Continuación)

Naturaleza de las tensiones	Zonas en las cuales se producen las tensiones o tipos de sollicitación	Símbolo de la tensión	Tensiones admisibles en Kg/cm ² para las 3 calidades de hormigón			Renglón de referencia
			B 300	B 450	B 600	
1	2	3	4	5	6	7
A - Tensiones de Compresión	(si no se consideran las tensiones en las alas son válidas las cifras de los renglones 1 y 2).	σ_b	100	120	140	3
	1.4 Compresión axil en soportes y elementos comprimidos	σ_b	80	100	120	4
	2. En la zona de tracciones bajo las sollicitaciones admisibles:					
	2.1 Secciones rectangulares y huecas en régimen de flexión simple	σ_b	150	175	200	5
	2.2 id. id. flexión esviada	σ_b	160	185	210	6
	2.3 Secciones en T teniendo en cuenta la tensión en las alas (si no se consideran las tensiones en las alas son válidos los datos de los renglones 5 y 6) . .	σ_b	135	160	185	7
	2.4 Compresión axil	σ_b	110	135	160	8
	3. Apoyos o estribos y hormigón bajo placas de anclaje.					
	3.1 Tensión básica	σ	90	110	130	9
	3.2 Valor máximo admisible.	σ_1	150	225	300	10
B - Tensiones de tracción en el hormigón	1. En el caso de pretensado total y bajo las sollicitaciones admisibles					
	1.1 En la zona comprimida, antes de aplicar la totalidad de las cargas permanentes	σ_{bz}	30	38	45	11
	1.2 En la zona comprimida, con posterioridad a la aplicación de la totalidad de las cargas permanentes y en la zona extendida					

Tabla VIII (Continuación)

Naturaleza de las tensiones	Zonas en las cuales se producen las tensiones o tipos de sollicitación	Símbolo de la tensión	Tensiones admisibles en Kg/cm ² para las 3 calidades de hormigón			Renglón de referencia
			B 300	B 450	B 600	
1	2	3	4	5	6	7
B - Tensiones de tracción en el hormigón	1.21 En general.	σ_{bz}	0	10	0	12
	1.22 Para las hipótesis formuladas en 10.1					
	1.221 Tracción axial	σ_{bz}	8	10	12	13
	1.222 Tensiones en la fibra extendida en régimen de flexión simple					
	1.2221 Cuando la zona de tracciones queda en la parte superior de la viga	σ_{bz}	15	20	25	14
	1.2222 Cuando la zona de tracciones queda en la parte inferior de la viga	σ_{bz}	20	25	30	15
	1.223 Tensiones en la fibra extendida en régimen de flexión compuesta					
	1.2231 Cuando la zona de tracciones ocupa la parte superior de la viga	σ_{bz}	20	25	30	16
	1.2232 Cuando la zona de tracciones ocupa la parte inferior de la viga	σ_{bz}	25	30	35	17
	2. En el caso de pretensado parcial y bajo las sollicitaciones admisibles					
2.1 En la zona comprimida, antes de aplicar la totalidad de las cargas permanentes	σ_{bz}	40	50	60	18	
2.2 En la zona comprimida, después de aplicar la totalidad de las cargas permanentes y en la zona extendida						

Tabla VIII (Continuación)

Naturaleza de las tensiones	Zonas en las cuales se producen las tensiones o tipos de sollicitación	Símbolo de la tensión	Tensiones admisibles en Kg/cm ² para las 3 calidades de hormigón			Replón de referencia
			B 300	B 450	B 600	
1	2	3	4	5	6	7
B - Tensiones de tracción en el hormigón	2.21 En general					
	2.211 Tracción axil	σ_z	12	15	18	19
	2.212 Tensiones en la fibra en régimen de flexión simple	σ_{bz}	30	38	45	20
	2.213 Tensiones en la fibra en régimen de flexión esviada	σ_{bz}	35	45	50	21
	2.22 Para las hipótesis formuladas en 10.1					
	2.221 Tracción axil	σ_z	15	20	25	22
	2.222 Tensiones en el borde en régimen de flexión simple					
	2.2221 Cuando la zona de tracciones ocupa la parte superior de la viga	σ_{bz}	35	42	50	23
	2.2222 Cuando la zona de tracciones ocupa la parte inferior de la viga	σ_{bz}	40	50	60	24
	2.223 Tensiones en la fibra en régimen de flexión esviada					
2.2231 Cuando la zona de tracciones ocupa la parte superior de la viga	σ_{bz}	40	50	60	25	
2.2232 Cuando la zona de tracciones ocupa la parte inferior de la viga	σ_{bz}	50	60	70	26	
C - Tensiones cortantes en el hormigón	1. Tensiones cortantes o tensiones principales de tracción bajo las sollicitaciones admisibles.					
	1.1 En el caso de pretensado total:					

Tabla VIII (Continuación)

Naturaleza de las tensiones	Zonas en las cuales se producen las tensiones o tipos de sollicitación	Símbolo de la tensión	Tensiones admisibles en Kg/cm ² para las 3 calidades de hormigón			Renglón de referencia
			B 300	B 450	B 600	
1	2	3	4	5	6	7
C - Tensiones cortantes en el hormigón	1.11 Esfuerzo cortante producido únicamente por flexión	σ_1	8	9	10	27
	1.12 Esfuerzo cortante producido únicamente por torsión	σ_1	7	8	9	28
	1.13 Esfuerzo cortante producido por flexión y torsión	σ_1	10	11	12	29
	1.2 En el caso de pretensado parcial:					
	1.21 Esfuerzo cortante producido únicamente por flexión	σ_1	12	15	18	30
	1.22 Esfuerzo cortante producido únicamente por torsión	σ_1	12	15	18	31
	1.23 Esfuerzo cortante producido por flexión y torsión	σ_1	14	18	22	32
	2. Tensiones cortantes o tensiones principales de tracción bajo las sollicitaciones de agotamiento.					
	2.1 Valores máximos					
	2.11 Esfuerzo cortante producido únicamente por flexión . . .	σ_1	34	38	42	33
	2.12 Esfuerzo cortante producido únicamente por torsión	σ_1	34	38	42	34
	2.13 Esfuerzo cortante producido por flexión y torsión	σ_1	45	49	53	35
	2.2 Valores admisibles sin necesidad de armadura para esfuerzo cortante:					
2.21 Esfuerzo cortante producido únicamente por flexión	σ_1	14	16	18	36	

Tabla VIII (Continuación)

Naturaleza de las tensiones	Zonas en las cuales se producen las tensiones o tipos de sollicitación	Símbolo de la tensión	Tensiones admisibles en Kg/cm ² para las 3 calidades de hormigón			Ranlón de referencia
			B 300	B 450	B 600	
1	2	3	4	5	6	7
C - Tensiones cortantes en el hormigón	2.22 Esfuerzo cortante producido únicamente por torsión	σ_1	12	14	16	37
	2.23 Esfuerzo cortante producido por flexión y torsión	σ_1	17	19	21	38
D - Tensiones locales en el hormigón	Quando la armadura se ancla mediante lazos según 15.3 y bajo sollicitación admisible					
	1. Para un recubrimiento de hormigón \approx 2 d	σ_b	120	150	180	39
	2. Para un recubrimiento de hormigón \approx 5 d	σ_b	140	180	220	40
E - Tensiones de adherencia en el hormigón	Tensión de adherencia bajo las sollicitaciones admisibles	τ_1	8	9	10	41
	Tensión de adherencia bajo las sollicitaciones de agotamiento	τ_1	14	16	18	42
F - Tensiones de tracción en el acero	1.* Armaduras pretensas, bajo las sollicitaciones admisibles.					
	1.1 Cuando se tesan antes del endurecimiento del hormigón (*). Las tensiones del apartado 1, se dan en función del límite de fluencia σ_s y de la carga de rotura σ_B y son las mismas para las 3 calidades del hormigón. Las tensiones del apartado 2 se dan en valor absoluto y son iguales para las 3 calidades del hormigón.	σ_v	$\approx 0,80$	$\sigma_s \approx 0,00$	σ_B	43

Tabla VIII (Continuación)

Naturaleza de las tensiones	Zonas en las cuales se producen las tensiones o tipos de sollicitación	Símbolo de la tensión	Tensiones admisibles en Kg/cm ² para las 3 calidades de hormigón			Renglón de referencia
			B 300	B 450	B 600	
1	2	3	4	5	6	7
	1.12 Después de la transferencia de esfuerzos al hormigón	σ_v	$\leq 0,75 \sigma_s$	$\leq 0,55 \sigma_B$		44
	1.2 Cuando se tesan después de endurecido el hormigón	σ_v	$\leq 0,75 \sigma_s$	$\leq 0,55 \sigma_B$		45
	2. Armaduras no pretensas.					
	2.1 Para absorber las tensiones de tracción, bajo las sollicitaciones previstas:					
F - Tensiones de tracción en el acero	En el hormigón armado tipo I . .	σ_e	1400	1400	1400	46
	En el hormigón armado tipo II . .	σ_e	1800	1800	1800	47
	En el hormigón armado tipo III . .	σ_e	2000	2000	2000	48
	2.2 Para absorber los esfuerzos cortantes y los de tracción que se presentan una vez fisurado el hormigón:					
	En el hormigón armado tipo I . .	σ_e	2200	2200	2200	49
	En el hormigón armado tipo II . .	σ_e	3400	3400	3400	50
	En el hormigón armado tipo III . .	σ_e	4000	4000	4000	51

16.1 Aclaraciones a la tabla VIII.

16.11 Tabla de tensiones.

Las tensiones admisibles para el hormigón y el acero son las que se indican en la tabla VIII. No está permitida la interpolación de valores intermedios.

16.12 Normas para el empleo de la tabla de tensiones.

Las tensiones indicadas en la tabla VIII solo podrán ser utilizadas cuando se demuestre, de acuerdo con la sección 4 de estas normas, que el hormigón posee la resistencia cúbica requerida y que el acero de las armaduras de pretensado reúne todas las propiedades exigidas.

16.13 Las tensiones de compresión admisibles en la zona comprimida se han tomado iguales a las indicadas en la parte A de la DIN 1045, Tabla V y en la parte E de la DIN 4225, Tabla III; en la zona extendida, por el contrario, se han admitido tensiones de compresión más elevadas, ya que, en este caso, la tensión límite (es decir, la inicial) actúa, en general, solamente durante breves momentos y cualquier sobresolicitación del hormigón conduce a una reducción automática de tensiones, lo cual, si bien aumenta la probabilidad de fisuración apenas influye en la magnitud de la sollicitación de agotamiento.

16.14 Las tensiones de tracción admisibles en el hormigón se han establecido basándose en las condiciones necesarias para la formación de grietas. En el caso de pretensado total se admiten tensiones de tracción en el hormigón sólo para determinados estados de carga por ejemplo, en la zona de compresiones, para las cargas, que actúan durante el breve intervalo que media entre la operación del pretensado de los cables y la aplicación de la totalidad de las cargas permanentes, y, en el estado definitivo de la pieza para una improbable concurrencia simultánea de varios estados desfavorables de carga.

En el caso de un pretensado parcial se admiten, en general, las tensiones de tracción en el hormigón. Sin embargo, debe cuidarse de que, bajo las sollicitaciones previstas, no re --

sulte sobrepasada la resistencia a tracción del hormigón.

16.15 La tensión admisible en los cordones de las armaduras de pretensado depende, según se deduce de la tabla VIII, renglones 43-45, de la resistencia a la rotura y del límite de fluencia del acero empleado.

Las que se indican en el renglón 43 para el caso de armaduras pretesas, pueden aumentarse hasta el 65% de la carga de rotura o el 85% del límite de fluencia, mediante una autorización especial y siempre que se compruebe que las propiedades resistentes del acero utilizado son muy uniformes.

16.2 Barras roscadas.

En el caso de barras roscadas la tensión admisible en el núcleo de la sección se tomará igual al 70% de la que se fija para el caso de barras normales.

16.3 Tensiones admisibles en el caso de cargas concentradas.

Las tensiones admisibles en el caso de cargas concentradas (p. ejemplo las creadas por las placas de anclaje de los cables de pretensado) se determinan de acuerdo con lo establecido en la parte A § 29 n° 3 (DIN 1045).

Así, la tensión σ_1 admisible en el hormigón situado en la zona F_1 sobre la cual actúan las cargas concentradas, puede calcularse mediante la fórmula:

$$\sigma_1 = \sigma \sqrt{\frac{F}{F_1}} \quad (8)$$

siendo σ la tensión dada en Tabla VIII, renglón 9 y F el área de la sección total, normal a la dirección de la carga, sobre la

que se considera distribuido el esfuerzo aplicado. Esta superficie deberá cumplir las siguientes condiciones:

El baricentro de la superficie de distribución F , debe coincidir con el del área cargada F_1 .

Cuando en un mismo macizo o pieza existan varias zonas cargadas, las correspondientes superficies F de distribución no deberán solaparse.

Las tensiones σ_1 en las zonas cargadas F_1 no podrán exceder de los valores indicados en la Tabla VIII renglón 10.

Si la carga concentrada está originada por un esfuerzo de anclaje P actuando en el interior de una estructura, y en una sección sometida con anterioridad a una tensión σ de compresión, el valor de la tensión resultante, que no deberá exceder de los indicados para σ_1 en la línea 10, se obtendrá mediante la fórmula:

$$\sigma + \frac{P}{F_1} \leq \sigma_1 \quad (9)$$

Si la sección cargada F_1 se zuncha, pueden aumentarse las tensiones σ_1 en la misma proporción en que lo haría la capacidad resistente de una columna de sección F_1 , al ser zunchada.

Para evitar que en las superficies F de distribución se formen grietas o se produzcan desconchones, se dispondrán, en dicha zona, las armaduras adecuadas.

Nota: Por considerarlo de interés para todos los lectores, y ante las solicitudes recibidas, se publicarán, en próximos números de esta revista, los comentarios de estas Normas, redactados por el Prof. Dr. Ing. Hubert Rüsck.

591 - 2 - 9 PUNTE DE HORMIGON PRETENSADO SOBRE EL RIO TORDERA

Autores: E. Ugalde Urosa, Ingeniero Industrial y J. L. López Bus
tos Ingeniero de Caminos.

S i n o p s i s

En éste artículo se describen las principales características de un nuevo puente de hormigón pretensado construido recientemente en las proximidades de San Celoni, (Provincia de Barcelona) sobre el río Tordera. Se mencionan también los más importantes detalles de los cálculos de esta estructura, constituida por una viga continua, de tres tramos, de 15,60 m. de luz cada uno.

Puente de hormigón pretensado sobre el río Tordera

Para salvar el paso del río Tordera, en las inmediaciones de San Celoni (provincia de Barcelona), se proyectó hace varios años, un puente de tramo recto, de hormigón armado, con tres luces iguales, construyéndose por entonces, las cimentaciones de pilares y estribos. En el verano del pasado año, se decidió la terminación urgente de las obras, sustituyendo el proyecto primitivo por otro de hormigón pretensado, que reunía las ventajas de mayor desagüe lineal del cauce y menor peso propio.

La estructura está constituida por una viga continua

do tres tramos de 15,60 m. de luz, formada por dos jácenas gemelas acarteladas, con relación de inercias de centro de tramo a apoyos igual a 0,1 y variación de secciones siguiendo una ley parabólica.

Para la determinación de los momentos máximos y mínimos en las distintas secciones de la jácena, se han utilizado las líneas de influencia correspondientes a una carga móvil unitaria, determinándose las posiciones más desfavorables para las secciones situadas a 0,4 y 0,75 de las luces extremas, en los apoyos intermedios, y en el centro del vano central.

Estas líneas se han determinado teniendo en cuenta la variación de inercia de las secciones según las tablas de F. Schleicher.

La disposición dada a las armaduras puede apreciarse en la Fig. 4. Las figuras 5 y 6 reproducen dos fases de su colocación.

Cargas permanentes

Para el peso propio se ha considerado un valor medio aproximado de 1,50 t/m.

Las cargas permanentes, pavimento, bordillo y barandilla, equivalen a 0,280 t/m.

Para determinar los momentos flectores debidos a estas cargas se ha tenido en cuenta el peso de los acartelamientos utilizando las mismas líneas de influencia.

Sobrecargas

Se considera el paso de un vehículo pesado de 30 t. repartidas en tres ejes, con una separación entre ellos de 1,50 metros y una anchura total de vehículo de 3 metros y además ocupando el resto de la calzada, una sobrecarga uniformemente repartida de 500 Kgs/m² y en las aceras 300 Kg/m².

Puesto que la calzada tiene solo 3 metros de anchura, se supone que la carga originada por el vehículo se reparte por igual entre las dos jácenas.

Comprobación de las secciones

Sección 0,4. Altura de la jácena h = 0,69 m. ancho de la misma 0,40 m.

$$\text{Sección total } S = 0,602 \text{ m}^2$$

$$\text{Momento de inercia } I = 0,02233 \text{ m}^4$$

$$\text{Momentos resistentes } W_s = 0,090 \text{ m}^3$$

$$W_i = 0,0455 \text{ m}^3$$

Tensiones debidas al peso propio

$$\sigma_s = - \frac{28,6}{0,09} = - 318 \text{ t/m}^2 \text{ (compresión)}$$

$$\sigma_i = + \frac{28,6}{0,0455} = + 628 \text{ t/m}^2 \text{ (tracción)}$$

Tensiones debidas a la sobrecarga móvil

Momentos flectores deducidos de las líneas de influencia; máximo + 59'6 mt. mínimo - 18'4 mt., armadura 22 ϕ 19,1 = 63 cm².

La sección reducida con un coeficiente de equivalencia = 6,2 resulta $S_r = 0,602 + 5,2 \times 0,0063 = 0,6348 \text{ m}^2$.

Momento de inercia reducido $I_r = 0,0269 \text{ m}^4$

Momentos resistentes $W_{sr} = 0,1030 \text{ m}^3$

$W_{ir} = 0,0568 \text{ m}^3$

Las tensiones correspondientes al momento flector, máximo son:

$$\sigma_s = - \frac{59,6}{0,103} = - 578 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = + \frac{59,6}{0,0568} = + 1050 \text{ t/m}^2$$

y para el momento flector mínimo

$$\sigma_s = + \frac{18,4}{0,103} = + 178 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = - \frac{18,4}{0,0568} = - 322 \text{ t/m}^2$$

Tensiones debidas a la tensión previa

Con una tensión previa total de 220 toneladas y una -

excentricidad de 34 cm. tendríamos las tensiones extremas:

$$\sigma_s = - \frac{220}{0,602} + \frac{220 \times 0,34}{0,090} = + 466 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = - \frac{220}{0,602} - \frac{220 \times 0,34}{0,0455} = - 2004 \text{ t/m}^2$$

teniendo en cuenta que al establecer la tensión previa no hay adherencia.

Tensiones debidas a la fluencia y retracción del hormigón.

Se ha tenido en cuenta una cifra de fluencia $n = 2$ - (estado de conservación al aire libre), y un coeficiente cronológico del hormigón $k = 0,75$ (correspondiente al momento de aplicación de la tensión previa, cuando la resistencia del hormigón ha alcanzado el 80% del valor definitivo).

El acortamiento por retracción se ha asimilado a un descenso de temperatura de 15° .

Con estos datos se obtiene, aplicando las fórmulas teóricas de las normas alemanas, una pérdida de tensión en las armaduras de 860 kg/cm^2 , lo cual representa una pérdida total de $63 \times 0,860 = 54,2 \text{ t}$.

Las tensiones originadas por este esfuerzo son las siguientes:

$$\sigma_s = + \frac{54,2}{0,602} - \frac{54,2 \times 0,34}{0,090} = - 116 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = + \frac{54,2}{0,602} + \frac{54,2 \times 0,34}{0,0455} = + 495 \text{ t/m}^2$$

Tensiones debidas al hiperostatismo de la estructura

Al poner en tensión la armadura, los momentos flectores debidos a las distintas excentricidades de la misma, dan lugar, por la continuidad de la estructura, a la aparición de los correspondientes momentos hiperestáticos en los apoyos.

Para el cálculo de estos momentos hiperestáticos se ha dividido la viga continua en partes iguales, determinándose en cada una de ellas la excentricidad y el momento flector M debido a la tensión de la armadura, para la cual se ha tomado el valor de la misma después del proceso de fluencia, por cuya causa se estima una pérdida de unos 750 kg/cm^2 .

Estos momentos hiperestáticos, (iguales en ambos apoyos por razón de simetría) se han calculado por el método de los ángulos de giro. Integrande la expresión $E\varphi = \sum \frac{M}{I} \Delta \varphi$, de un modo aproximado con la fórmula de Simpson, y con auxilio de los coeficientes de giro calculados para la determinación de las líneas de influencia, se obtiene un valor $M = 7200 \text{ m.kg}$ con signo positivo, en cada uno de los apoyos, lo que dá origen en cada sección del tramo central, a un momento flector secundario, constante, de valor igual al calculado y en los tramos laterales decreciente, según ley lineal, hasta anularse en los extremos.

En la sección 0,40 el momento flector calculado da origen a unas tensiones extremas:

$$\sigma_s = - \frac{0,40 \times 7,2}{0,090} = - 32 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_i = + \frac{0,40 \times 7,2}{0,0455} = 63 \text{ t/m}^2$$

Resumen de tensiones

Para determinar las tensiones más desfavorables agrupamos las calculadas en el siguiente cuadro (kg/cm^2)

	Carga per.	Sobrecarga máx. mín.	Protensado	Fluencia y retracción	Momento secundario
σ_s	- 31,8	-57,8 +17,8	+ 46,6	- 11,6	- 3,2
σ_i	+ 62,8	+105,0 -32,2	- 200,4	+ 49,5	+ 6,3
	1	2 3	4	5	6

Sumando los efectos más desfavorables tendremos:

	Máx. (tracción)	Mín. (compresion)
σ_s	(1+3+4+6) = + 29,4	(1+2+4+5+6) = - 57,8
σ_i	(1+2+4+5+6) = + 23,2	(1+3+4+6) = - 163,5

La tensión de compresión $\sigma_i = - 163,5 \text{ kg/cm}^2$ resulta excesiva pero teniendo en cuenta que cuando actúe la sobrecarga -

sobre la estructura ya habrá tenido lugar parte del proceso de fluencia, considerando este reducido a su cuarta parte tendríamos:

$$\sigma_i = 62,8 - 32,2 - 200,4 + \frac{1}{4} 49,5 + 6,3 = 151,1 \text{ kg/cm}^2$$

es decir, próxima a la máxima admisible por las Normas.

Analogamente, en otras secciones tendremos:

Sección 1,0 (apoyos) Altura de la jácena $h = 1,42$ m. ancho de la misma $0,40$ m. armadura $22 \phi 19,1$.

	Carga permanente	Sobrecarga		Pretensado	Fluencia y retracción	Momento secundario	
		máxima	mínima			máx.	mín.
σ_a	+ 21,1	+ 27,8	- 8,5	- 52,8	+ 7,8	- 2,5	+ 1,6 - 42,5
σ_c	- 38,2	- 52,6	+ 15,5	+ 34,0	- 4,7	+ 4,8	+ 16,1 - 60,9

Sección 1,5 (vano central) Altura de la jácena $h = 0,67$ m. ancho de la misma $0,40$ m. armadura $18 \phi 19,1$.

σ_s	+ 3,7	- 45,5	+ 33,8	- 6,2	+ 0,90	- 8,9	+ 22,3 - 60,6
σ_c	- 7,3	+ 85,5	- 64,0	- 76,5	+ 11,3	+ 17,6	+ 30,6 - 130,2

Todas estas tensiones resultan inferiores a las máximas admisibles según las normas alemanas (DIN 4227) que según la tabla VIII, para un hormigón de 300 kg/cm^2 de resistencia mínima a la compresión medida en probeta cúbica de 20 cm. de arista, son las siguientes:

Hormigón a compresión $\sigma_{\text{max}} = - 150 \text{ kg/cm}^2$

Hormigón a tracción $\sigma_{\text{max}} = + 30 \text{ kg/cm}^2$

Comprobación a rotura

Con hormigón de $R = 300 \text{ kg/cm}^2$ y acero de $\sigma_s = 4950 \text{ kgs/cm}^2$ de límite de elasticidad para una deformación permanente del 0,2%.

Profundidad de la fibra neutra:

$$\varphi = \frac{\omega \sigma_s}{0,85 \times \frac{2}{3} R_b} = \frac{4950 \omega}{170 b} = 29 \frac{\omega}{b}$$

siendo ω , la sección de la armadura y b el ancho de la cabeza de compresión de la viga.

Brazo de palanca: $z = h - 0,40 \varphi$ - recubrimiento

Momento de rotura: $M_r = \omega \sigma_s z = 4950 \omega z$

Sección 0,4: Momento máximo (positivo):

$$M_m = 28,6 + 59,6 + 2,88 = 91 \text{ mtons.}$$

$$\left. \begin{aligned} \varphi &= 29 \times 63/230 = 7,9 \text{ cm.} \\ z &= 69 - 0,4 \times 7,9 - 15 = 51 \text{ cm.} \end{aligned} \right\} M_r = 0,063 \times 4,95 \times 0,51 = 160 \text{ mt.}$$

Coefficiente de seguridad: $160/91 = 1,76 > 1,75$

Sección 1,0: Momento máximo (negativo):

$$M_m = 59,9 - 82,5 = - 142 \text{ m.tons.}$$

$$\left. \begin{aligned} \varphi &= 29 \times 63/40 = 45,5 \text{ cm.} \\ z &= 142 - 18 - 15 = 109 \text{ cm.} \end{aligned} \right\} M_r = 0,063 \times 4,95 \times 1,09 = 340 \text{ mt.}$$

Coefficiente de seguridad: $340/142 = 2,40 > 1,75$

Sección 1,50: Momento máximo (negativo):

$$M_m = - 2,7 - 27,2 = - 30 \text{ mtons.}$$

$$\begin{aligned} x &= 29 \times 28,6/40 = 21 \text{ cm.} \\ z &= 67 - 8,4 - 7 = 52 \text{ cm.} \end{aligned} \quad M_r = 0,029 \times 4,95 \times 0,52 = 75 \text{ mtons.}$$

$$\text{Coeficiente de seguridad: } 75/30 = 2,50 > 1,75$$

Momento máximo (positivo):

$$M_m = - 2,7 + 36,5 + 7,2 = 41 \text{ mtons.}$$

$$\begin{aligned} x &= 29 \times 23/230 = 2,9 \text{ cm.} \\ z &= 67 - 1,2 - 7 = 59 \text{ cm.} \end{aligned} \quad M_r = 0,023 \times 4,95 \times 0,59 = 67 \text{ mtons.}$$

$$\text{Coeficiente de seguridad: } 67/41 = 1,64 < 1,75$$

En esta zona se refuerza la sección con armadura sin tesar compuesta por 2 \emptyset 20 ($6,3 \text{ cm}^2$) de $\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$ el momento de rotura se eleva entonces a 73 mtons. y el coeficiente de seguridad resulta $73/41 = 1,78 > 1,75$.

Comprobación de los esfuerzos cortantes

Se han determinado las máximos esfuerzos cortantes debidos a las cargas permanentes, sobrecargas en su posición más desfavorable y componente vertical del esfuerzo de pretensado debido a la curvatura de las barras. La resultante de estos esfuerzos cortantes compuesta con la componente normal del pretensado producen tensiones principales que en ningún caso han sobrepasado las máximas admisibles.

Este estudio se ha hecho en las secciones de los apoyos y secciones 0,6 de la luz en los tramos extremos, determinándose en todos los casos las líneas de influencia correspondientes.

La armadura transversal del tablero se ha calculado según la teoría de las placas utilizadas en la obra Berechnungstafeln del Dr. Ingeniero H. Rüsck.

Las obras comenzaron a primeros de septiembre con objeto de aprovechar la época de estiaje y se llevaron a ritmo acelerado para dejar completamente terminado el puente el 15 del mes siguiente, es decir, en seis semanas de trabajo.

La figura 7, reproduce el puente ya terminado.

El sistema de construcción empleado ha sido el Dywidag, empleándose barras de acero de 19 m/m de diámetro, procedimiento que ya fué descrito en otros artículos publicados en esta revista.

- - - - -

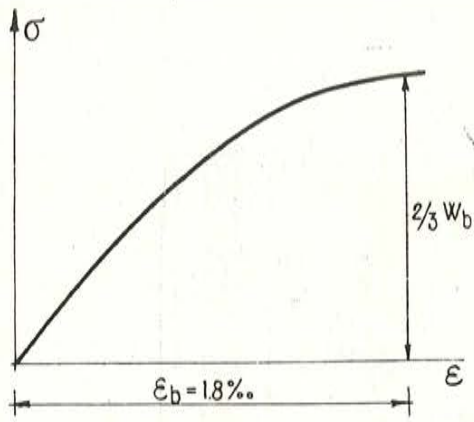


Fig. 1.

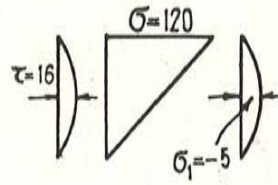


Fig. 2.

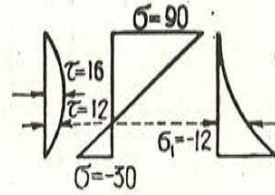


Fig. 3.



Fig. 5.

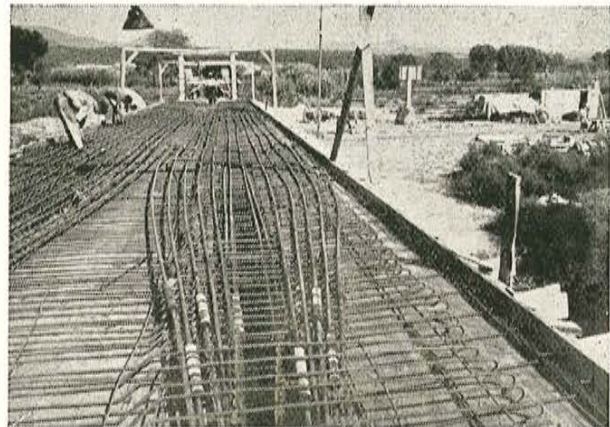


Fig. 6.

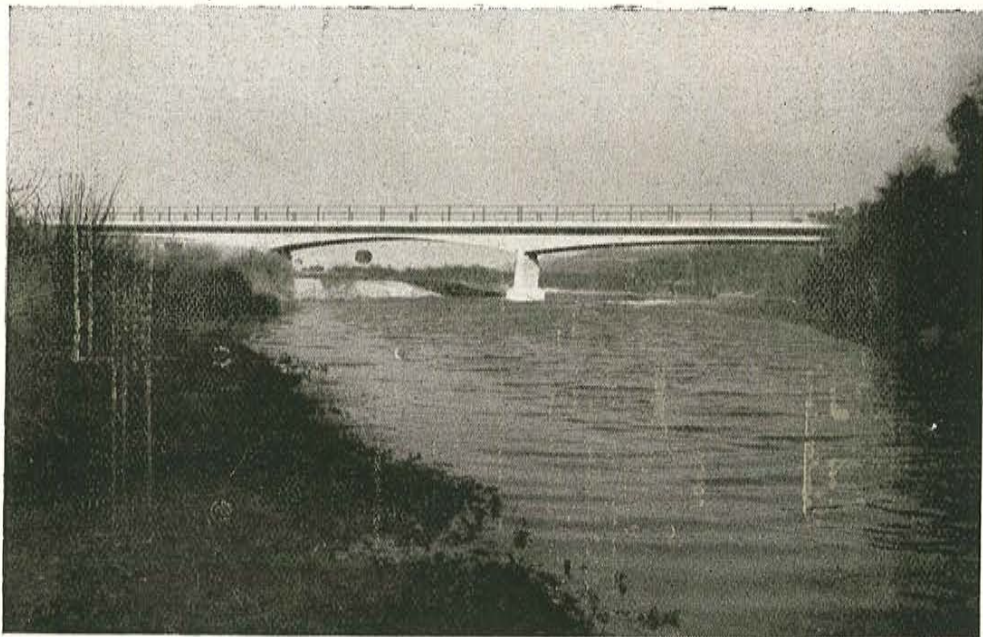
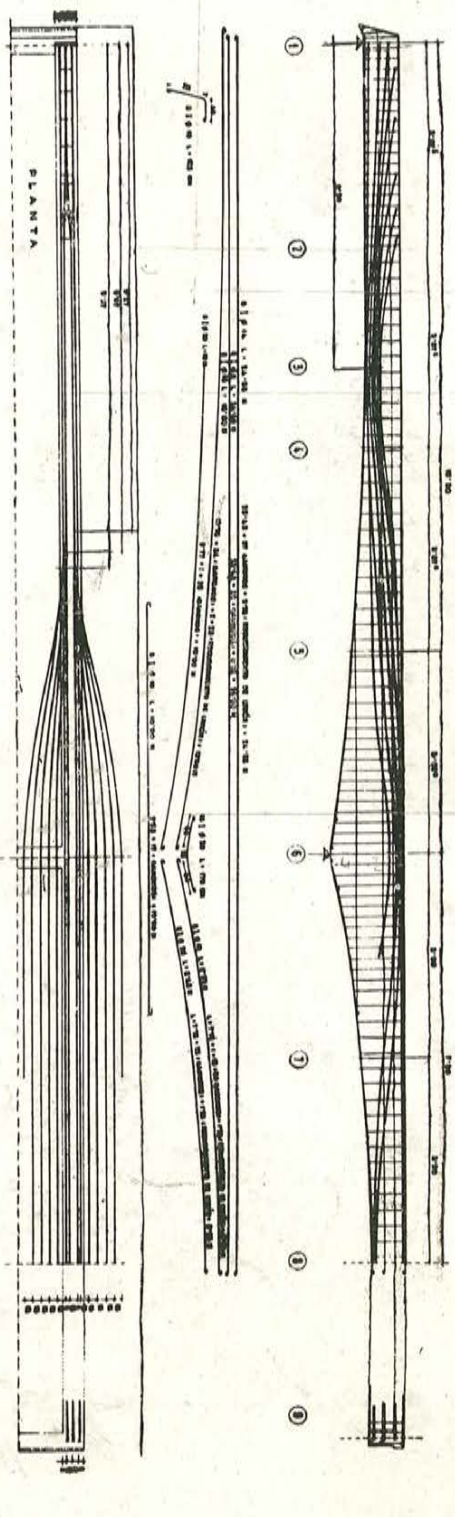


Fig. 7.

SECCION LONGITUDINAL POR LA JARACA LONGITUDINAL
 ESCALA 1:1000



INSTITUTO DE LA AVIACION LEONTEROVAL
PROYECTO: PASADIZO EN 519-7
FECHA: 1958
INGCAR S.A.

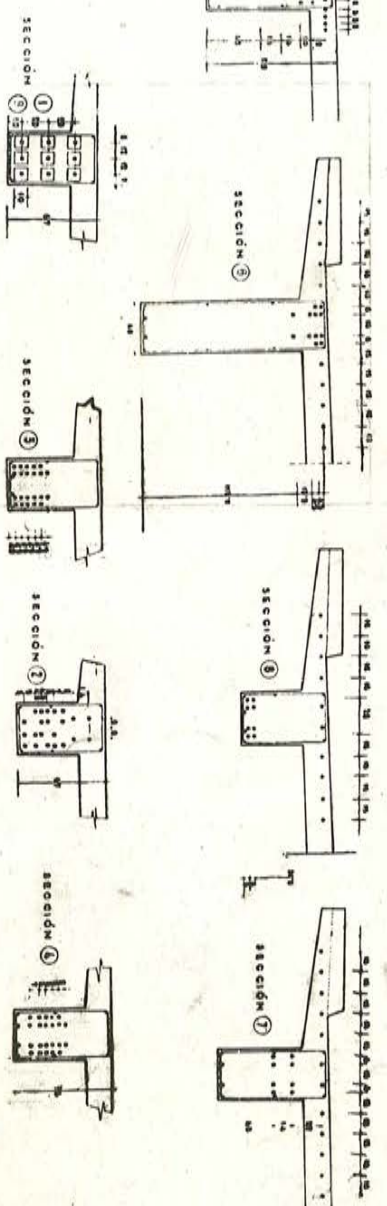


Fig. 4.

