

realizado mediciones en la presa y en el modelo, habiéndose deducido provisionalmente las siguientes conclusiones:

1.^a Las condiciones de cimentación son de capital importancia; proyectar una presa en la hipótesis de inamovilidad de la superficie de apoyo es completamente inadecuado.

2.^a Las juntas verticales de construcción influyen considerablemente en el valor de la tensión máxima.

3.^a No parece justificada la distribución de espesores en los arcos horizontales, aumentando de clave a arranques, puesto que no mejora la repartición de tensiones, sino que, por el contrario, en ciertas circunstancias puede producir concentraciones en determinados puntos de la presa.

Carlos FERNANDEZ CASADO
Ingeniero de C., C. y P.

BIBLIOGRAFIA

- GUIDI: *Studi sperimentali su costruzioni in cemento armato.*—*Il Cemento Armato*, marzo 1927.
— *Experience termiche su di una diga a volta.*—R. Accademia delle Scienze, 1927.
- CAMPINI: *Gli sforzi indotti dalle impeditte dilatazioni termiche nei confronti con gli sforzi idrostatici nelle dighe a volta unica.*—*L'Energia Elettrica*, marzo 1932.
- SMITH: *Experimental deformation of a cylindrical Arched Dam.*—*Transaction of Am. S. C. E.*
— *Report of the Committee of Engineering Foundation on Arch Dam Investigation.*—*Proceeding of Am. S. C. E.*, mayo 1928, parte III.
- DENNIS: *Financing and Constructing the Experimental Stevenson Creek Dam.*—*Proceeding of Am. S. C. E.*, mayo 1928, parte III.
- NOETZLI: *La diga sperimentale sul rivo Stevenson in California e le sperienze finora eseguite.*—*L'Energia Elettrica*, noviembre 1926.
- CAUFOVNIER: *Le barrage d'essai de Stevenson Creek.*—*Le Génie Civil*, 2 enero 1926, 15 octubre 1927 y 10 noviembre 1928.
- KAMBO: *Studio della diga di prova Stevenson.*—*L'Energia Elettrica*, noviembre-diciembre 1928.
- CAMPINI: *La legge lineare delle tensioni normali negli archi della diga Stevenson.*—*L'Energia Elettrica*, diciembre 1928.
— *La ripartizioni del carico idrostatico fra travi ed archi nelle dighe di ritenuta a volta unica.*—*L'Energia Elettrica*, noviembre 1929.
- KALMAN: *La diga sperimentale di Stevenson Creek.*—*Annali di Lavori Pubblici*, febrero-marzo-abril 1930.
- JORGENSEN: *Improving Arch Action in Arch Dams.*—*Transactions of Am. S. C. E.*, 1920.
- LANG: *Trigonometrische Beobachtung der elastischen Deformationen der Staumauer am Pfaflensprung der Kraftwerks Ams- teg.*—*Schweizerische Bauzeitung*, 1923.
- NOETZLI: *Deflections of Swiss Dams Measured.*—*Civil Engineering*, agosto 1932.
- WADE & DE BURGH: *Concrete and Masonry Dam Construction in New South Wales.*—*Minutes of Proceeding Inst. C. E.*, vol. 178.
- LANG: *Mesures des déformations dans les barrages.*—*Bulletin Technique de la Suisse Romande*, 8 marzo 1930.
- H. CROSS: *Temperature Deformations in Concrete Arches.*—*Engineering News-Records*, 4 febrero 1926.
- NOETZLI: *Arch Dam Temperature Changes and Deflection Measurements.*—*Engineering News-Records*, 30 noviembre 1922.
- BEGGS: *Test of a celluloid Model of the Stevenson Concrete Dams.*—*Proceeding of Am. S. C. E.*, 1928, parte III.
- MESNAGER & VEYRIER: *Les barrages-réservoirs a voûtes et a charge fractionnée.*—*Revue Générale de l'Electricité*, octubre 1927.
- VOGT: *Discussion of "Analysis of Arch Dams by the Trial Load Methode".*—*Transactions of Am. S. C. E.*, 1929, pág. 1274.
- KARPOV: *Discussion of Theory of Similarity and Models.*—*Proceeding of Am. S. C. E.*, febrero 1931, pág. 359.
- SAVAGE & HOUK: *Checking Arch-Dam Design with Models.*—*Civil Engineering*, mayo 1931.
- KARPOV & TREMLIN: *Building and Testing an Arch Dam Model.*—*Civil Engineering*, enero 1932.
- SAVAGE & HOUK: *Model Tests of Hoover Dam.*—*Engineering News-Records*, 7 abril 1932.
- HOUK: *Uplift Pressure Measured at Gison Dam.*—*Engineering News-Records*, 18 agosto 1932.

Las nuevas prescripciones alemanas para las obras de hormigón

Con ocasión del 25º aniversario de la Comisión Alemana del Hormigón Armado se han publicado en marzo de este año los nuevos reglamentos alemanes para las construcciones de hormigón.

La Comisión fué fundada a principios de 1907, a base de una antigua Comisión prusiana, y cuenta con la aportación de las Administraciones de la nación y de los países autónomos, de la Asociación del Hormigón y de las Federaciones de Ingenieros y de Fabricantes de Acero y de Cemento. Su misión es el desarrollo de estudios e investigaciones que hagan mantener a la técnica alemana de este sistema de construcción en consonancia con los adelantos del progreso industrial y de las nuevas condiciones económicas, habiendo llegado a realizar investigaciones con un costo total de más de marcos 1 100 000, cuyos resultados han dado lugar a 69 publicaciones¹.

¹ Con estas investigaciones se trata en cada momento de resolver las cuestiones modernas dudosas de mayor interés. En el plan actual (1932) de la primera Subcomisión de Trabajo figuran investigaciones sobre: mejora de la resistencia de los hormigones a la tracción, ensayos sobre vigas armadas (grietas y

Ha constituido otra labor peculiar de la Comisión el estudio sistemático de los accidentes y hundimientos acaecidos en obras construídas con este sistema. Finalmente, la preparación de los reglamentos anteriores, con fechas de 1907, 1916 y 1925, además de la relación y colaboración en otros reglamentos especiales, ha tenido una influencia muy grande a consecuencia de su carácter obligatorio. Esta influencia ha alcanzado también a muchos países extranjeros, y no sólo a los más directamente influidos por la cultura alemana, como lo prueban los modernos reglamentos de hormigón armado de Rusia y del Brasil.

El primer proyecto de las prescripciones que nos ocupan fué publicado en enero de 1931, en la revista especializada más importante, para someterlo de este modo a la crítica pública. Como consecuencia, más de 130 personas o entidades presentaron unas 1.200 proposiciones, que—una vez estudiadas y clasificadas—sirvieron para

rotura), resistencia del hormigón a las cargas repetidas, columnas armadas con redondos o con otros tipos de perfiles, influencias dinámicas, "trabajabilidad" y sus métodos de ensayo y otros temas de interés semejante.

redactar un segundo y, después, un tercer proyecto, que ha sido publicado, después de detallado estudio, por la Subcomisión de Trabajo y por el Pleno de la Comisión.

Creemos que no dejará de tener interés para los ingenieros especialistas la publicación de algunos detalles de un proyecto oficial que ha recibido tan formidable aportación de los particulares, tanto más cuanto que por carecer en España de trabajos de esta índole nos hemos de referir con frecuencia a los del extranjero. A continuación damos una referencia bastante extensa de aquellos aspectos que nos han parecido de mayor interés.

* * *

Las nuevas prescripciones están divididas en cuatro partes:

A) Prescripciones para la ejecución de obras de hormigón armado. (Norma alemana, DIN 1045.)

B) Prescripciones para la ejecución de pisos de piezas especiales con armadura. (DIN 1046.)

C) Prescripciones para la ejecución de obras de hormigón en masa. (DIN 1047.)

D) Prescripciones para los ensayos de manejabilidad (docilidad) y resistencia en cubos del hormigón. (DIN 1048.)

La primera parte es, desde luego, la más importante¹, y comprende preliminares y seis capítulos.

Parte A). Prescripciones para la ejecución de obras de hormigón armado

Preliminares

(Se detalla una notación complementaria de la notación normal (DIN 1350) para estática y resistencia y ensayos de materiales.)

El proyecto y construcción del hormigón armado exigen un conocimiento a fondo del sistema. Esto lo han de tener en cuenta: el propietario al escoger empresario, y la Empresa al nombrar encargado responsable, vigilantes y capataces con experiencia.

I. Casos de aplicación y prescripciones generales de policía

En las Oficinas de Policía de Construcciones deben presentarse planos detallados y los cálculos de estabilidad.

En los sistemas de construcción aun no conocidos se pueden exigir ensayos previos llevados hasta la rotura. (Este caso estaba mucho más detallado en el proyecto, pero se ha vuelto al texto del reglamento antiguo.)

II. Materiales y construcción

Cemento.—Se emplearán únicamente cementos que cumplan el Pliego especial de condiciones y se obtengan en una fábrica controlada permanentemente por un laboratorio oficial o de una de las tres Federaciones de fabricantes de cemento.

Se comprobará la lentitud del fraguado y la estabilidad de volumen.

Se puede emplear cemento aluminoso si el fraguado es lento y, por lo menos, iguala las resistencias de los supercementos.

¹ Ocupa 42 páginas, de 71, estando el resto dedicado a las otras tres partes y al índice alfabético.

Aridos.—La composición granulométrica del árido influye grandemente en la calidad del hormigón.—Se determinará la composición por medio de tamices. Se llama arena fina todo el árido que pasa el tamiz de 1 mm de diámetro; gruesa, al retenido por éste, que pasa el de 7 mm; gravilla, hasta 30 mm, y grava, hasta 70 mm.

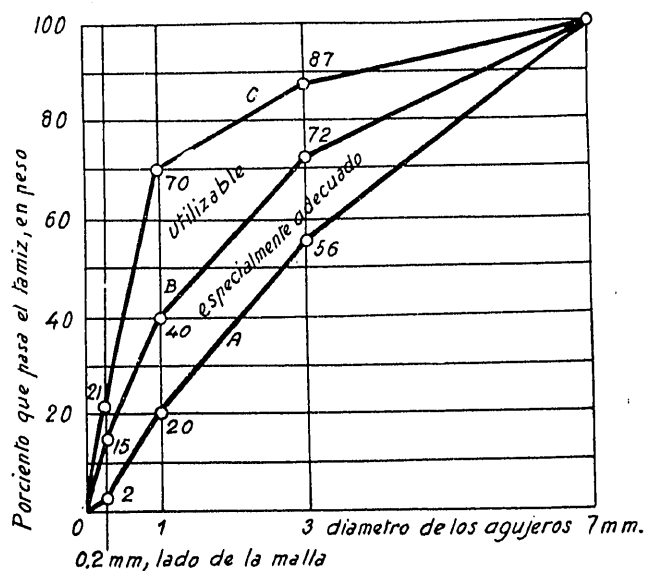


Fig. 1.

La composición de la arena debe estar entre las curvas A y C de la figura 1; la de las mezclas de arena y gravilla, entre las D y F de la figura 2. En la práctica, bastará generalmente comprobar que las proporciones de arena fina y gruesa se encuentran entre sus límites respectivos.

Se considerarán como áridos "especialmente adecuados" los que tengan sus curvas representativas entre A y B y entre D y E.

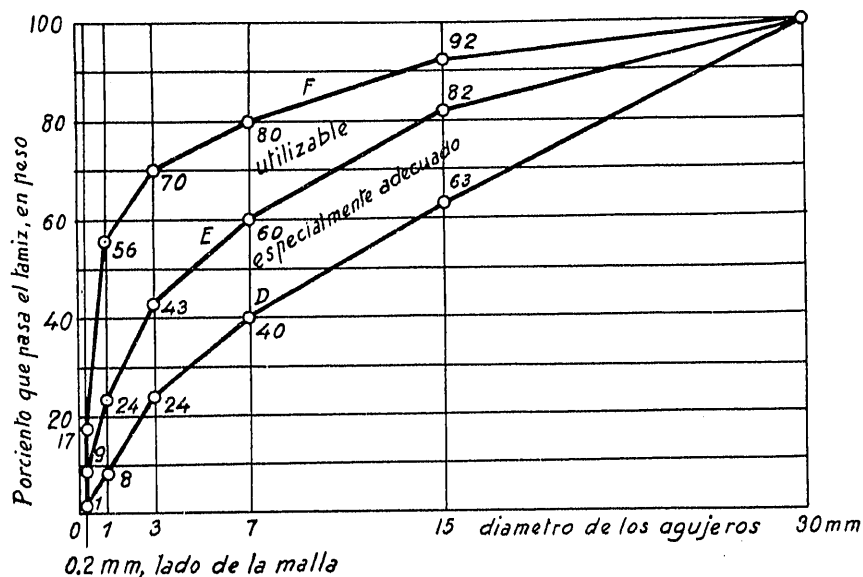


Fig. 2.

En las obras importantes, especialmente si se ha de emplear hormigón fluido, deben hacerse ensayos previos para determinar una buena composición.

Acero.—Se puede emplear acero comercial (de resistencia mayor que 3 700 kg/mm²) o el acero especial al carbono St52 (resistencia entre 5 200 y 6 200 kg/mm²);

alargamiento de rotura mayor del 20 por 100 (carga límite elástica, por lo menos, de 3 600 kg/mm²).

Preparación del hormigón.—La mezcla contendrá las cantidades de cemento, arena, gravilla y grava que sean necesarias para obtener una mezcla compacta que proteja completamente la armadura.

En general, un metro cúbico de hormigón contendrá, por lo menos, 300 kg de cemento, que en estructuras protegidas de la humedad y de la intemperie se pueden reducir hasta 270 kg.

Sin embargo, cuando se empleen áridos "especialmente adecuados" y se reúnan las condiciones precisas para poder emplear cargas elevadas de trabajo (cap. VI), las proporciones mínimas se reducirán a:

En obras expuestas a la humedad o a la intemperie.	270 kg/m ³
En otras obras.....	240 "
En los puentes no se podrá bajar de.....	300 "

Agua de amasado.—La cantidad de agua es variable con las circunstancias y condiciones del trabajo; pero será siempre bastante para que el hormigón llegue a cubrir fácilmente la armadura. No debe, sin embargo, exceder de la que sea necesaria por la índole del trabajo, porque afecta fuertemente a la resistencia.

La manejabilidad (*docilidad*) del hormigón será precisamente la que tenía el que se empleó para hacer las probetas cúbicas que han servido de base para fijar las cargas máximas de trabajo (parte D).

(En los artículos siguientes se detalla el amasado y manejo del hormigón, juntas de trabajo, hormigonado en heladas, colocación del hierro, encofrado y cimbras, modo y plazos de desencofrado, etc., en forma análoga—en general, más minuciosa—a como se hace en nuestro Pliego de Condiciones Facultativas generales aplicables a todas las obras de hormigón armado) (Real orden de 1 dic. 1924).

III. Disposiciones generales del proyecto

(Se refiere a forma y disposiciones de la armadura, recubrimientos, protecciones contra acciones químicas y mecánicas y empleo de elementos prefabricados.)

Los empalmes de las armaduras en la zona de tracción se pueden hacer también por soldadura, atendiendo al Reglamento especial, DIN 4100. En este caso sólo se considerará el 60 por 100 de la sección en el cálculo.

IV. Fundamentos generales de cálculo

Sobrecargas.—Se emplearán las que prescriben las Instrucciones de cada uno de los países, o los Reglamentos especiales. En general, no se considerarán efectos de impactos o análogos que se consideren tenidos en cuenta al fijar las sobrecargas.

Temperatura y contracción.—En el cálculo de las edificaciones no se tendrán en cuenta, pero se dispondrán juntas de dilatación.

En las obras especialmente sometidas a cambios de temperatura (chimeneas, depósitos de líquidos calientes, etc.) se tendrá en consideración en las partes afectadas.

Según la región de Alemania, el límite de la variación climática se fijará en $\pm 15^\circ$ a $\pm 20^\circ$, que se podrán aumentar en 5° en casos especiales, o en las partes de las obras la dimensión menor de cuyas piezas sea de 70 cm.

En las construcciones hiperestáticas, para la determinación de las incógnitas se considerará la contracción del hormigón como equivalente a una caída de temperatura:

a) En pórticos y estructuras múltiples, de 15° .

b) En bóvedas y cúpulas con 0,5 por 100, por lo menos, de armadura total, 15° .

En ídem íd. con menos de 0,5 por 100, por lo menos, de armadura total, 20° .

Hipótesis de cálculo.—Las cargas unitarias en secciones sometidas a flexión o a compresión compuesta se determinarán como si los alargamientos fuesen proporcionales a las distancias a la fibra neutra.

Para la comprobación de secciones se supondrá una relación constante entre los coeficientes de elasticidad del acero y del hormigón de $n = 15$ ($E_s = 140\,000$ kilogramos/cm²).

Para la determinación de las incógnitas hiperestáticas y de las deformaciones elásticas se considerará un coeficiente de elasticidad del hormigón, a compresión y a tracción, igual a 210 000 kg/cm². El momento de inercia será el que corresponda a la sección completa del hormigón, añadiendo, o no, el decuplo del correspondiente a la sección de la armadura.

Resistencia al desgarramiento.—Se debe calcular la carga unitaria de desgarramiento τ_0 en las losas, vigas, losas nervadas y pórticos, empleando la fórmula

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_0 z}$$

(Q , esfuerzo cortante; b_0 ancho de la pieza, o del nervio; z , distancia entre el centro de compresión y el de la armadura.)

Si τ_0 excediera de 14 kg/cm² (o de 16 kg/cm² para los hormigones de resistencia $R_{h28} \geq 160$ kg/cm²) se debe aumentar las dimensiones de la sección de hormigón para no rebasar estos límites.

Si la carga de desgarramiento máximo a un lado de un tramo excediera de 4 kg/cm² en vigas, nervios o pórticos, o de 6 kg/cm² en losas, se deben disponer armaduras (barras levantadas, estribos, o ambas cosas a la vez), convenientemente repartidas, suficientes para absorber todo esfuerzo de desgarramiento en ese lado del tramo. Para los hormigones de resistencia $R_{h28} \geq 160$ kilogramos/cm², estas cifras se elevarán a 5,5 y 8 kilogramos/cm², respectivamente.

Se recomienda especialmente emplear las barras principales que quedan sobrantes al cubrir la zona de momentos; por el contrario, no se permite emplear barras escasamente ancladas en las zonas de tensión y compresión, llamadas barras flotantes.

Adherencia.—Cuando se empleen barras con diámetro menor de 25 mm no es preciso comprobar la adherencia.

Si la carga unitaria de deslizamiento

$$\tau_1 = \frac{Q}{p z}$$

(p , perímetro de los hierros) excediese de 5 kg/cm² se haría una nueva distribución de la sección metálica o se tomarían medidas especiales para el anclaje. Si se trata de una pieza en que las barras levantadas junto con los estribos puedan resistir por sí solas todas las tracciones oblicuas, se sustituirá en la fórmula anterior, en vez de Q , la mitad del valor del esfuerzo cortante.

V. Prescripciones para determinadas partes de las obras

Losas con armadura principal en una sola dirección.—La luz de cálculo es la luz libre, más el espesor de la losa en el centro, para los tramos apoyados o empotrados, y la distancia entre los centros de los apoyos, para losas continuas sobre varios tramos.

El espesor mínimo será de 7 cm, que se puede reducir a 5 cm en las losas colgadas, que sólo se pisan

por averías, limpiezas, etc., o en losas prefabricadas para pisos.

Tampoco bajará el espesor de $1/35$ de la luz para losas apoyadas, o de $1/35$ de la distancia en los puntos de momento nulo en losas continuas o empotradas. Si no se hiciera un cálculo exacto para determinar estos puntos, se considerará aquella distancia igual a la de $4/5$ de la luz.

Los momentos flectores en las losas continuas se determinarán, en general, por el teorema de los tres momentos. El momento en los apoyos se puede redondear parabólicamente, como indica la figura 3, sin que en las secciones I y II baje de $\frac{ql^2}{12}$ para carga uniformemente repartida.

El momento negativo en el centro de los tramos puede reducirse a la mitad de su valor de cálculo teniendo en cuenta la deformabilidad de las vigas. Si el momento positivo en el centro de un tramo resultara más pequeño que el correspondiente al caso de empotramiento en ambos lados, se tendrá en cuenta este momento al calcular la sección.

En el caso de *tramos de luces iguales* (o, al menos, tales que el más pequeño no baje de 0,8 del mayor), con cargas uniformemente repartidas, se pueden considerar los momentos siguientes:

Momentos positivos en los tramos:

a) Con cartelas como las de la figura:

Tramo extremo..... $\frac{1}{12} ql^2$; tramo intermedio..... $\frac{1}{18} ql^2$.

b) Sin cartelas, o con cartelas más pequeñas:

Tramo extremo..... $\frac{1}{11} ql^2$; tramo intermedio..... $\frac{1}{15} ql^2$.

Momentos en los apoyos:

Si sólo hay dos tramos..... $-\frac{1}{8} ql^2$.

Apoyo interior de un tramo extremo..... $-\frac{1}{9} ql^2$.

Demás apoyos interiores..... $-\frac{1}{10} ql^2$.

Momento negativo en los tramos:

$$M = \frac{l^2}{24} \left(g - \frac{p}{2} \right)$$

(Siendo g la carga permanente, y p la sobrecarga variable.)

En la última fórmula se sustituye l por la luz del mayor de los tramos, y en las tres anteriores, por la semisuma de los inmediatos al apoyo.

Las barras de armadura no deben distar entre sí más que 15 cm., o que vez y media el espesor de la losa.

Como hierros de repartición se dispondrán, por lo menos, tres barras de 7 mm por metro, o bien mayor número con una sección total equivalente.

Las barras levantadas destinadas a resistir los momentos negativos en los apoyos de losas continuas deben tener una longitud suficiente a ambos lados para cubrir la zona de momentos. Cuando no se calculen exactamente se considerará $1/5$ de la luz como término medio.

Losas armadas en ambas direcciones. — La carga uniformemente repartida q se supondrá dividida en otras dos, q_x y q_y ($q_x + q_y = q$), que obren en cada dirección, determinándose sus valores por la condición de que la flecha calculada en ambas direcciones, teniendo en cuenta la clase de sustentación en los bordes, sea igual en el centro de la losa.

Los momentos máximos pueden calcularse por las fórmulas aproximadas de Marcus, que los dan en función de dos coeficientes de reducción v_x y v_y . Cuando la losa esté unida rígidamente a las vigas del contorno o con las losas de los demás tramos, el coeficiente v se considerará con el valor de Marcus; pero cuando se apoye libremente se sustituirá por $\frac{1+v}{2}$ o, si se quiere considerar el mismo valor v , se dispondrán en los cuatro vértices armaduras especiales para resistir las tensiones en dirección diagonal. En el segundo caso, para una losa aislada cuadrada con carga uniformemente repartida se obtiene el valor en el centro:

$$\text{máx. } M \sim \frac{ql^2}{20}$$

Vigas y losas nervadas. — Se considerará como luz de cálculo la distancia entre los centros de los apoyos para vigas apoyadas, empotradas o continuas. Sin embargo, en los dos primeros casos, si los apoyos fuesen muy largos, se considerará la luz libre aumentada en 5 por 100.

Sólo se podrá considerar una losa como cabeza de compresión de la viga cuando tenga un espesor de 7 cm. por lo menos.

Los momentos flectores se determinarán, en general, siguiendo las mismas reglas que se indicaron para las losas continuas. (Véase también la figura 3.) Sin em-

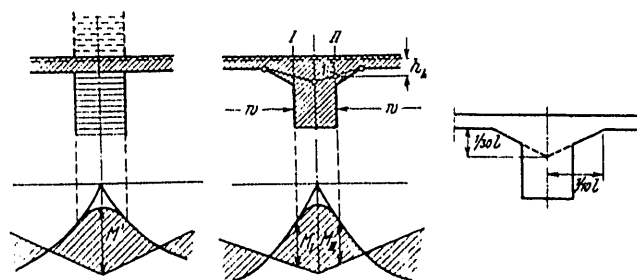


Fig. 3.

bargo, el momento negativo en el centro de los tramos en las edificaciones se reducirá a los dos tercios de su valor de cálculo, por tener en cuenta la deformabilidad de las sustentaciones. En el caso de tramos de luces iguales, o prácticamente iguales, se empleará la fórmula

$$\text{mín. } M = \frac{l^2}{24} \left(g - \frac{2}{3} p \right)$$

siendo l la luz del mayor de los tramos.

En los nervios armados la distancia entre dos barras no será menor que su diámetro, ni bajará de 2 cm.

En general, no se colocarán más de dos capas de hierros, ni más de una en la armadura comprimida de las piezas sometidas a flexión sin carga axial.

Tanto en las vigas como en los nervios de losas se dispondrán estribos que aseguren la colaboración de las zonas comprimida y tensa; si hubiera armadura doble, los estribos abarcarán las dos.

Cuando los hierros de las losas sean paralelos a las vigas principales se debe disponer una armadura superior en dirección perpendicular, que evite una grieta longitudinal en la unión. Si no se hiciera un cálculo especial, se colocarán, por lo menos, ocho barras de 7 milímetros por metro; en cubiertas, pisos auxiliares de limpieza, etc., bastarán ocho barras de 5 mm por metro.

Pisos seta (losa continua sin vigas). — Definición: Son losas planas continuas con armaduras cruzadas, que se apoyan directamente sobre los pilares, a los que están rígidamente unidas.

Dimensiones mínimas (fig. 4).—El espesor de la losa no bajará de 15 cm. El ancho de las pilastras será mayor de 30 cm y de $\frac{1}{20}$ de la luz o $\frac{1}{15}$ de la altura del piso. El ancho máximo del capitel no será menor de $\frac{2}{9}$ de

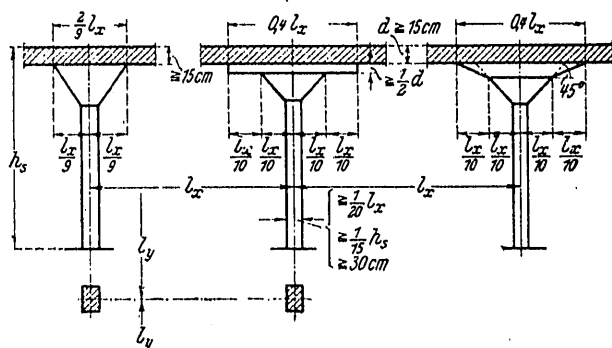


Fig. 4.

la luz, o que 0,2, si la losa se refuerza en un ancho de 0,4l.

Cálculo.—Se supondrá la losa formada por dos sistemas entrecruzados de vigas, que se tratarán como vigas continuas sobre apoyos elásticos o como dinteles de estructuras de pisos. Para calcular elásticamente estas estructuras no se tendrán en cuenta los pilares más que en la altura de los pisos superior e inferior. En cada dirección se tendrá en cuenta la carga íntegra, y en esto se diferencian de los pisos armados en ambas direcciones, sobre vigas o apoyos de contorno.

El ancho entre pilares se distribuirá en tres bandas, entre las que se repartirá los momentos obtenidos en la proporción que indica la figura 5.

Pilares

1. Armadura y ancho mínimo:

a) **Pilares con armadura sencilla y estribos.**—La cuantía de la armadura longitudinal no excederá del 6 por 100; pero será mayor de 0,8 por 100 para pilares cuya esbeltez $\frac{h}{d} \geq 10$, y mayor de 0,5 por 100 para esbeltez $\frac{h}{d} = 5$. Para valores intermedios el mínimo se determinará por interpolación.

La distancia entre los estribos no excederá del lado menor de la sección del pilar ni de 12 veces el diámetro de las barras longitudinales.

b) **Pilares zunchados.**—Se llaman así los constituidos por un núcleo circular zunchado con armadura espiral, con cercos u otra armadura equivalente.

La relación del paso s de la espiral o de la distancia entre los cercos al diámetro D del núcleo (de sección S_n) no debe exceder de $\frac{1}{5}$, ni tampoco s de 8 cm.

La armadura longitudinal no debe bajar de 0,8 por 100 ni exceder de 8 por 100 de la sección del núcleo, y debe ser, por lo menos, igual a un tercio de la armadura principal, A_z .

No se considerará como tal un zunchado cuadrado o rectangular, y los pilares armados de este modo se calcularán como pilares con armadura sencilla.

2. Cálculo:

Compresión simple sin pandeo.—La carga de compresión axial no excederá de $P = \sigma_h S_v$, donde σ_h es la carga práctica del hormigón y S_v la sección virtual, que vale $S_v = S_h + 15A$, en pilares con armadura ordinaria, o $S_v = S_h + 15A + 45A_z$, en pilares zunchados.

Sin embargo, cuando se reúnan las condiciones precisas para poder adoptar cargas elevadas de trabajo, para el hormigón se empleará la fórmula

$$P = \frac{K_h}{3} S_v$$

siendo K_h la carga de rotura del hormigón y S_v la sección virtual del pilar, que en este caso se eleva a

$$S_v = S_h + \frac{\sigma_a}{K_h} A$$

o bien

$$S_v = S_n + \frac{\sigma_a}{K_h} A + \frac{2,5\sigma'_a}{K_h} A_z$$

La carga de rotura del hormigón K_h se considerará igual a R_{h28} (carga unitaria de rotura de los cubos a los 28 días), si ésta no excede de 180 kg/cm² (o de 210 kg/cm² cuando el lado menor de la sección del pilar sea mayor de 40 cm), y, si excediera de estos valores,

$$K_h = 180 + \frac{R_{h28} - 180}{3}$$

$$\left(\text{o } K_h = 210 + \frac{R_{h28} - 210}{3}, \text{ respectivamente} \right)$$

En las fórmulas anteriores, S_h , S_n , A , A_z son las secciones del hormigón, del núcleo zunchado, de la armadura longitudinal, y del zunchado, respectivamente; σ_a y σ'_a son los límites de compresión y de resistencia a la tracción del acero; sus valores son $\sigma_a = 2400$ y $\sigma'_a = 3300$ kg/cm², para acero comercial, y $\sigma_a = 3000$

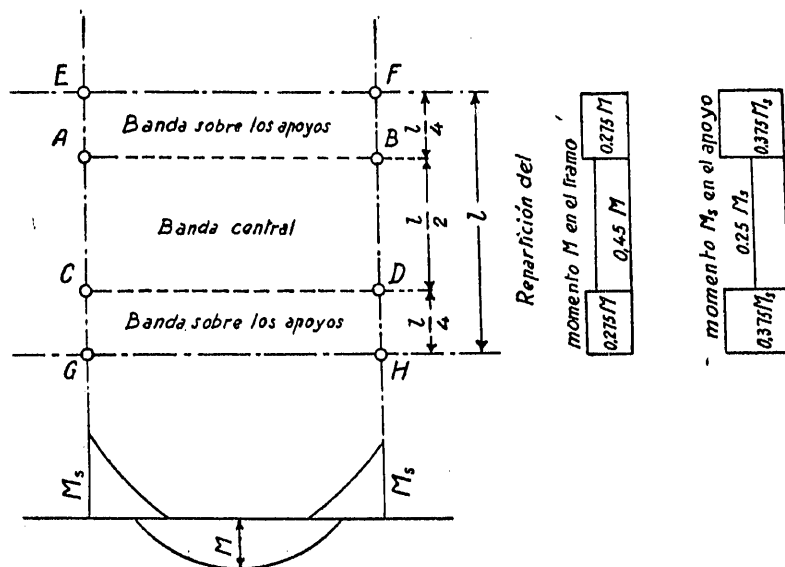


Fig. 5.

y $\sigma'_a = 4500$ kg/cm², para el acero especial St52. Si se empleasen otras clases de aceros se determinarán los valores adecuados según la norma DIN 1602.

Pandeo con carga axial.—Cuando la esbeltez en los pilares con armadura sencilla sea mayor que 15

($e = \frac{h}{t} > 15$; l , lado menor de la sección), o en los pilares sencillos mayor que 13 ($e = \frac{D}{h} > 13$; D , diámetro del núcleo zunchado), la carga máxima aceptable se obtendrá dividiendo por el coeficiente ω^1 de los cuadros siguientes la carga que resulta de las fórmulas anteriores.

Coeficiente de pandeo ω para pilares cuadrados y rectangular con armadura sencilla:

Esbeltez: $e = \frac{h}{t}$	Coeficiente de pandeo: $\omega = \frac{\sigma_h}{\sigma_h} \text{ pandeo}$	$\frac{\Delta\omega}{\Delta e}$
15	1,0	0,05
20	1,25	0,09
25	1,70	0,15
30	2,45	0,19
35	3,40	0,20
40	4,40	

Coeficiente de pandeo ω para pilares zunchados:

Esbeltez: $e = \frac{h}{D}$	Coeficiente de pandeo: $\omega = \frac{\sigma_h}{\sigma_h} \text{ pandeo}$	$\frac{\Delta\omega}{\Delta e}$
13	1,0	0,1
20	1,7	0,2
25	2,7	

Si las condiciones de la obra impiden el pandeo del pilar rectangular en el plano del momento de inercia menor, se pondrá en lugar de l el lado mayor de la sección.

Compresión excéntrica.—De ordinario se emplearán las fórmulas generales correspondientes a la flexión compuesta (sin pandeo).

¹ Puede verse: ARNÁIZ, "Cálculo de piezas comprimidas. El método ω ". *Memorial de Ingenieros*, 1932, pág. 276.

Pero si el momento flector no tuviera mucha importancia, se podrían emplear las fórmulas

$$\sigma_h = \frac{P}{S_v} \pm \frac{M}{R}$$

siempre que el valor hallado para la tracción en el hormigón no exceda de la cuarta parte de la compresión. En este caso se dispondrá una armadura capaz de absorber la totalidad de la tracción, y el pandeo se comprobará como anteriormente.

3. Precauciones especiales:

El Reglamento detalla varias precauciones especiales que se deben adoptar en la construcción de los pilares, tanto para el hormigonado como para la colocación y empalme de los hierros.

En los edificios de varios pisos, si la cuantía de la armadura longitudinal excede de 0,03, los estribos o el zunchado deben soldarse a los hierros longitudinales para formar un conjunto rígido.

Si se sueldan a tope barras que trabajan a compresión se puede considerar en el cálculo la totalidad de la sección (y no el 60 por 100 solamente).

PÓRTICOS Y CONSTRUCCIONES CONTINUAS

La Policía puede exigir en casos especiales —particularmente en obras de ingeniería— que los pilares unidos rigidamente a las vigas de pisos sean considerados como elementos de estructuras continuas múltiples.

En los edificios ordinarios bastará, generalmente, tener en cuenta la compresión en los pilares intermedios, y para hallar los momentos en los pilares extremos se mantienen las fórmulas aproximadas del Reglamento anterior.

* * *

En otro artículo reseñaremos lo relativo a cargas prácticas de trabajo e instrucciones para los ensayos, y haremos algún comentario sobre estos nuevos reglamentos alemanes.

Ramón RIOS
Ingeniero de Caminos

Ejemplo de ensayo de aglomerados y de sus componentes por medio de tubos

El artículo que titulé "Algo de teoría sobre el ensayo de los aglomerados de cemento y de los materiales integrantes de los mismos" ¹ dije ya que era el comienzo de un extracto de la reseña del ensayo hecho en el año 1930 en el puerto del Musel, y el presente es la segunda parte del mismo extracto.

El interés que para el técnico tiene, a mi parecer, el conocimiento del ensayo de que se trata está primeramente en haber sido éste un intento práctico, no muy en pequeño, de investigación de la resistencia de los materiales pétreos por medio de tubos forzados a rotura por presión hidráulica interior, conforme a la teoría que en el citado artículo se ha expuesto, si bien haya él adolecido de varias deficiencias, como suele ocurrir en todo orden de labor o procedimiento

en su etapa de balbuceo o aprendizaje; pero no dejan de ser, a la vez, interesantes (mucho, acaso) algunos de los resultados obtenidos. Creo, por ello, que habría quien se alegrara de leer completa la relación detallada del trabajo; mas temo que muchos, que de buena gana quieran también conocerlo, dispongan sólo de tiempo para una referencia a grandes rasgos, que es lo que por tal razón me he propuesto hacer. Es, sin embargo, imprescindible exponer algunos datos y pormenores previos, siquiera ocupen algún espacio más del que fuera mi deseo, para la buena comprensión de los dos o tres ejemplos que pueden dar idea aproximada de la parte principal de la prueba, y aun para la justa apreciación de los resultados y deducciones de la misma.

El objetivo propuesto fué investigar la resistencia efectiva, en su trabajo como parte integrante del hor-

¹ Véase el número anterior, página 516.