

## Reglas fundamentales para la construcción y tablas de cálculo para Proyectos de Obras de Cemento Armado

POR

OTTO GOTTSALK

Las divergencias que existen entre las varias especificaciones para cemento armado, tanto oficiales como particulares, la falta de consideración por las conveniencias y posibilidades de la ejecución práctica que acusan los detalles de muchos proyectos importantes y hasta los libros que sirven como base para la instrucción del ramo en los institutos de enseñanza, las trabas serias que muchas veces se presentan para una buena ejecución, debidas a la interpretación defectuosa de las especificaciones existentes, por inspectores poco experimentados, me han movido a componer con las especificaciones existentes, las reglas que siguen, tomando en cuenta los últimos resultados conocidos y la experiencia del autor.

Para obras de cemento armado no puede haber reglas matemáticamente exactas hasta para el último detalle: el mismo carácter de compuesto en la obra hace de las construcciones de esta índole largamente un asunto de confianza, y proyectos y obras en cemento armado no deben ser confiados sino a firmas o ingenieros de reconocida responsabilidad.

El autor vería con satisfacción que se adoptaran con generalidad y uniformemente las reglas detalladas a continuación, poniendo en pie de igual a los competidores de las obras y procurando una seguridad uniforme; además, el autor espera que las fórmulas y tablas al final del artículo facilitarán a los interesados la tarea de proyectar construcciones en cemento armado, porque presentan en forma concentrada la información necesaria, sin embargo generalmente desparramada sobre varios tomos.

Queda por mencionar que los coeficientes de compresión indicados más abajo suponen los materiales excelentes (según se emplean generalmente en esta parte de

la república, es decir, cemento Portland aprobado y arena y piedra orientales). Según es lógico hay que reducir estos coeficientes donde no se dispone de tales materiales o donde se sustituyen casquetes de ladrillos u otros materiales de resistencia reducida.

### 1. - PROYECTOS

La altura de losas y vigas en relación a la luz no debe ser menor para:

- Vigas aisladas de  $1/15$  de la luz libre.
- Vigas continuas »  $1/18$  de la luz teórica.
- Losas aisladas »  $1/25$  de la luz libre.
- Losas continuas »  $1/23$  de la luz teórica.

La luz teórica es la distancia entre centros de apoyos, sin embargo, no debe ser mayor de  $16/15$  de la luz libre. Para los tramos exteriores se empleará el término medio de los valores indicados.

El ancho de las vigas debe ser tal que quepa la armadura de hierro en una hilada para vigas hasta de 35 cm. de altura, en dos hiladas para vigas de 50 cm. de altura. Para una fuerza cortante mínima  $Q$  kg., la parte rectangular de la viga no debe tener menos de  $1/12 Q$  cm.<sup>2</sup>

La distancia entre las barras de la armadura de vigas no debe ser menor que el diámetro de las mismas con un mínimo de 2 cm., si las barras son atadas a los estribos de antemano. La distancia deberá ser  $1/2$  cm. más si las barras se colocan sueltas. Para una ejecución conveniente puede recomendarse no colocar más de una barra por cada 6 cm. de ancho en cada hilada, o cada 5 cm. tratándose de barras menores de 20 cm.

En losas sólidas de cemento armado, sometidas a momentos flectores solamente, la distancia entre barras no debe ser mayor de tres veces el espesor de la losa.

En condiciones ordinarias, las losas más delgadas son las más económicas, mientras que las vigas resultan más económicas con una altura de m. o. m.  $1/10$  de la luz.

Las columnas en general, deben tener un diámetro mínimo de  $1/20$  de la altura libre para cargas concéntricas y de  $1/15$  bajo cargas excéntricas, es decir, donde ya las cargas permanentes causan un momento flector en la columna. Tanto las vigas como las columnas tendrán generalmente una armadura no menor de 0,8% ni más de 2% de su area transversal.

Las construcciones expuestas directamente al sol deben tener juntas de dilatación cada 15 a 20 metros, y en el interior de edificios, cada 30 a 40 metros. Las estructuras protegidas por relleno de tierra o por agua pueden construirse en secciones hasta de 100 metros. En los casos donde haya necesidad de evitar rasgaduras de temperatura o de fragüe, las losas deben tener armadura a 90° con la armadura principal a distancias no mayores de 80 cm. En los casos donde se exija impermeabilidad absoluta de la superficie como, por ejemplo, en tanques, la máxima distancia de la armadura secundaria será de 30 centímetros.

El espesor mínimo de losas es 8 cm., para techos 6 cm. y aún menores para aquellas hechas en taller o para losas de cielorasos.

## 2. - CALCULOS ESTADISTICOS

*Influencia de la temperatura:* La temperatura no se toma en cuenta, salvo para arcos empotrados de importancia, donde se admite un cambio de temperatura hasta  $\pm 15^\circ$  generalmente, o de solo  $10^\circ$  cuando están protegidos por relleno. En tales arcos trabaja además la contracción del hormigón al fraguar, equivalente a una disminución de temperatura de  $15^\circ$ . Se toma en cuenta el coeficiente de dilatación del hormigón con  $1:10,5$ .

*Fuerzas exteriores:* Para losas y vigas aisladas se toma en cuenta la luz libre. Para losas y vigas continuas se toman en consideración las distancias de centro a centro de apoyo, sin tomar en cuenta el empotramiento en las vigas o columnas, salvo donde se hacen consideraciones especiales para los momentos de empotramiento en los apoyos. Rigen, por lo tanto, para losas y vigas continuas los valores resultantes de los cálculos matemáticos para los varios números de tramos y la manera de distribución de sobrecarga. Pueden admitirse como aproximaciones, sin embargo, para más de 5 tramos en los tramos interiores cargados uniformemente con la carga permanente  $g$  kg/m y la sobrecarga  $p$  kg/m los momentos siguientes:

$$\text{Centro : } M_c = (1.24 g + 1.12 p) l^2$$

$$\text{Apoyo : } M_a = (1.125 g + 1.9 p) l^2$$

y en los tramos exteriores:

$$\text{Centro : } M_c = (1.13 g + 1.10 p) l^2$$

$$\text{Apoyo : } M_a = (1.10 g + 1.8 p) l^2$$

Teniendo los tramos vecinos de losas continuas interiores luces  $l' < l$  se multiplica  $M_c$  por  $(0.7 + 0.3 \frac{l'^2}{l^2})$ .

Losas circulares armadas en una sola dirección:  $M = \frac{1}{16} Pd$  armadas en dos direcciones  $M = \frac{1}{30} Pd$ , siendo  $P$  la carga total y  $d$  el diámetro de la losa.

Losas cuadradas con simple apoyo, armadas en dos direcciones  $M_c = \frac{1}{20} pa^2$ , y cuando empotradas  $M_c = \frac{1}{40} pa^2$  y  $M_a = \frac{1}{20} pa^2$ .

Para losas circulares y cuadradas se coloca la mitad de la armadura dentro del tercio central de cada eje.

Para losas simplemente apoyadas sobre un rectángulo de costados  $a$  y  $b$ , siendo  $a < b < 1.58a$  se calcula en la dirección corta  $M_{ac} = \frac{1}{20} pb^2$  y en la dirección larga  $M_{bc} = \frac{p}{30} (2.5 a^2 - b^2)$ .

Para el cálculo de otros sistemas estáticamente indeterminados se determinan los momentos de inercia para la sección total con  $n = 10$  y  $E = 210\,000$  kg.cm.<sup>2</sup> Generalmente no se toma en consideración la influencia de las deformaciones producidas por fuerzas normales y axiales, salvo en arcos u otros sistemas empotrados de flecha reducida, donde la influencia de las deformaciones axiales resulta importante.

Como ancho de losa de compresión admítase por cada lado de una viga  $T$  el menor de los valores siguientes: 4 veces el ancho de la viga, 8 veces el espesor de la losa, 2 veces la altura de la viga o la mitad del tramo de la losa.

Si la losa se junta a la viga con un esfuerzo, se toma 8 veces el espesor en y desde aquel punto del esfuerzo que produzca el menor ancho. Para losas con nervaduras a poca distancia entre sí se admite como ancho de la viga principal  $\frac{16 dh}{h + \frac{1}{4} c}$  por cada lado de la misma, en donde  $d$  es el espesor de la losa,  $h$  la altura de la nervadura debajo de la losa,  $c < 4 h$  la distancia libre entre nervaduras. La armadura superior de las nervaduras debe abarcar por lo menos el ancho de la viga  $T$  obtenida.

Para vigas  $L$  se admite como ancho de la losa la mitad de los valores indicados para vigas  $T$  además del ancho de la viga.

*Fuerzas interiores:* Se admiten los siguientes esfuerzos:

Hormigón con un mínimo de 300 kg./m <sup>3</sup> de cemento Portland en flexión en losas y vigas rectangulares.....	50
Idem idem sometidos al choque y para otras formas de vigas.....	40
» para losas y vigas de puente de ferrocarriles.....	30
» para productos de taller, hormigón encajonado en moldes rígidos de 15 cm. de espesor máximo y con no menos de 350 kg./m <sup>3</sup> cemento Portland	60
Hormigón en compresión concéntrica en general.....	35
» en el interior de columnas sunchadas con 350 kg./m <sup>3</sup> de Cemento Portland.....	40
» en columnas del último piso.....	25
Esfuerzo cortante máximo y adherencia al hierro.....	4.5
 <i>Hierro</i> calidad «Flusseisen»..... $\sigma_e = 1200$ kg/cm <sup>2</sup>	
» en losas y vigas sometidas a choque.....	1000 —
» en puentes de ferrocarriles.....	750 —
hierro más blando o sin garantía, no más de.....	1000 —

El ancho de las vigas debe ser suficiente para que el esfuerzo cortante no exceda de 15 kg./cm.<sup>2</sup> no tomando en consideración el hierro (correspondiendo aproximadamente a 12 kg./cm.<sup>2</sup> distribuidos uniformemente sobre toda la superficie de la viga). Generalmente no se exige calcular los esfuerzos de adherencia, si las barras terminan en ganchos redondos.

La relación del módulo de elasticidad del hierro a aquel de hormigón que se admite es de  $n = 15$ .

Se calculan los esfuerzos interiores del hierro y del hormigón en losas y vigas según las reglas y fórmulas usuales, no tomando en consideración el hormigón para tensión. En el anexo a estas reglas se encuentran las fórmulas más empleadas.

No es necesario calcular los esfuerzos exactos en losas si el espesor neto resul-

ta  $d \geq r \sqrt{\frac{M}{b}}$  y la armadura de hierro  $f_e \geq t \sqrt{M b}$  o, en caso de un  $d$  mucho mayor que el valor indicado,  $f_e \geq \frac{M}{0.86 d}$ .

En una viga  $T$  de altura neta  $h$  cm. y de un cordón de compresión de ancho  $b$  y de espesor  $d$ , armado a tensión con  $f_e$  cm<sup>2</sup> se puede prescindir del cálculo exacto

to si para el momento flector  $M$  resulta  $f_c \geq \frac{M}{1100 h}$  o  $f_c \geq \frac{M}{900}$ , según se admita 1200 ó 1000 kg/cm<sup>2</sup> de tensión en la armadura. Además debería ser plenamente  $f_c < \frac{h b}{200}$  y, en caso de losas delgadas, 40 (resp. 33)  $f_c < b d$ .

Para las columnas sin peligro de pandeo se admite una carga concéntrica  $P = \sigma (F^b + 15 F_c)$  siendo  $F_b$  el área de la sección del hormigón y  $F_c$  el de la armadura longitudinal. Las columnas armadas con espira de un diámetro medio  $D$ , de paso y de área seccional  $f$  pueden soportar una carga de

$$P = \sigma^b (F^k + 15 F_c + 45 F_s) \leq 2 \sigma_b F_b \text{ siendo } F_k = \frac{\pi}{4} D^2, F_s = \frac{\pi f}{s} D' \text{ y donde debe ser: } s < \frac{1}{5} D \text{ y } F_c > \frac{1}{3} F_s.$$

Si la altura de las columnas con cargas concéntricas es mayor que el diámetro más chico hay que calcularla además al pandeo, resultando el momento de inercia

$$I \text{ (cm}^4\text{)} = 70 P l^2, \text{ tomando } P \text{ en toneladas y } l \text{ en m.}$$

Las columnas con cargas excéntricas calcúlanse para la compresión y flexión

$$\text{combinadas, } \sigma = \frac{P}{F} + \frac{M}{W}.$$

Si la altura de las columnas mide más que 20 veces la menor dimensión de la columna, se agrega a  $aM$  el valor  $P \frac{1}{200}$ .

### 3. - MATERIALES

El cemento Portland debe ser de una marca aprobada o llenar las exigencias de tal, según decreto del Poder Ejecutivo del 26 de Febrero de 1914. Se admite su uso solamente en estado perfectamente seco.

La armadura de hierro debe ser de calidad «Flusseisen»; para poder calcularse con 1200 kg./cm.<sup>2</sup> de tensión, debe tener una resistencia no menor de 4000 kgs./cm.<sup>2</sup> y el límite de elasticidad entre 2500 y 3000 kg./cm.<sup>2</sup> tratándose de barras de 19 mm.

y menores. Para diámetros mayores, la resistencia será por lo menos 3800 y el límite de elasticidad deberá estar comprendido entre 2300 y 2800 kg./cm.<sup>2</sup>

La arena deberá ser limpia, si es posible fina y gruesa mezcladas, tipo oriental. Se evitará toda impureza orgánica.

El pedrisco debe ser limpio y sin sustancias orgánicas. En general, se prefiere un pedrisco con granos de todos tamaños, mezclados hasta pasar por una malla de 4 cm. Para columnas sin espiras de más de 30 cm. y para cimientos en general, se admiten piedras hasta de 6 cm. Generalmente se admite tanto la piedra rota (granza) como los cantos rodados. Para depósitos de inflamables u otras construcciones con peligro de temperaturas excepcionalmente altas, se prefiere la granza.

La madera para cofres debe resistir la humedad del hormigó sin mayores torsiones ni desintegraciones de la superficie, empleándose de las maderas del mercado, generalmente, pino spruce y pino de tea importados.

4. - EJECUCION DE LAS OBRAS

*Mezclas.* Para conseguir en la práctica un hormigón denso, se recomienda usar arena y pedrisco en partes iguales. Pueden calcularse las siguientes cantidades en las varias mezclas (tomando en cuenta las reducciones de la obra):

<i>Mezcla N.º</i>	<i>Proporción</i>	<i>Portland</i> kg.	<i>Arena</i> m <sup>3</sup>	<i>Pedrisco</i> m <sup>3</sup>
1.	1 : 2½ : 2½	360	0.650	0.650
2.	1 : 3 : 3	300	0.660	0.660
3.	1 : 4 : 4	240	0.670	0.670
4.	1 : 4 : 5	190	0.675	0.675

Se emplea la mezcla N.º 1 para columnas de 20 cm. y menores y para partes de estructura sujetas al choque, tales como pilotes y tablestacas.

La mezcla N.º 2, 1 : 3 : 3, se emplea para el cemento armado en general y en todas las partes donde no se especifica.

La mezcla N.º 3, 1 : 4 : 4, se propone para cimientos armados, como también para puentes en arco sin aliviaderos, para tabiques, etc., sin sobrecarga.

La mezcla N.º 4, 1 : 5 : 5, sirve para contrapisos, para cimientos en masa y para otras construcciones de compresión específica no mayor de 10 kg./cm.<sup>2</sup> y de dimensiones de 50 cm. y más.

La mezcla se hace preferentemente con máquina mezcladora; si se bate a mano hay que dar a la arena y al cemento 3 vueltas antes de agregar el pedrisco y 2 más con el último. Se hace el hormigón a mano en la sombra y sobre una plataforma que no absorba ni deje pasar el cemento líquido.

Todo hormigón debe ser blando; echado debe quedar en pilas de 20° m. o m. según el tamaño de la gravilla. Una vez hecho, hay que usar el hormigón dentro de las dos horas en tiempo fresco y húmedo y dentro de una hora con tiempo cálido y seco; en ningún caso debe la mezcla quedar expuesta al sol antes de rellenarse.

Todo hormigón hay que batirlo constantemente, al rellenarlo, con pisoneros apropiados. Para las partes no accesibles directamente al pisón, como, por ejemplo, las vigas debajo de la armadura, hay que emplear hormigón sin piedra gruesa.

Durante los tres primeros días el hormigón no debe estar expuesto a trepidaciones y mantenido en ambiente húmedo.

El hormigonado podrá interrumpirse para losas nervadas a 1'5 de la separación entre nervaduras y en losas aisladas paralelamente a la armadura principal. Para vigas y columnas no se permitirá interrupción, y en estructuras especiales únicamente en aquellas partes menos fatigadas.

**Encofrado.** El encofrado debe ser bastante rígido para no doblarse al rellenarse con el hormigón, usándose generalmente tablas de 1" para las losas y de 1½" y 2" para las vigas y columnas. Las juntas en el encofrado deben corresponder a la expansión por la humedad a los efectos de evitar alabeos, debiendo, sin embargo, estar bien cerradas al vertirse el hormigón para no dejar pasar cemento líquido. Los puntales tienen que apoyarse sobre cuñas para poder ajustar bien el encofrado y para desarmarlos sin golpes.

Se recomienda generalmente emplear las tablas cepilladas y pintarlas de vez en cuando con una mano de linaza.

**Armadura de hierro:** Las barras hay que limpiarlas de toda impureza que no sea resultado de la fabricación, salvo oxidaciones que no ataquen profundamente el metal. Las barras sometidas a tracción deben tener ganchos de un diámetro no menor de 3 veces el diámetro de las barras.

Las barras de losas que no sean aseguradas en su lugar por otros medios, de



ben ser atadas a la armadura secundaria en distancias no mayores de 100 veces su diámetro. Las barras de las vigas se atan perfectamente a sus estribos antes de colocarlas en la viga. Debe agitarse el conjunto de las armaduras durante el relleno para asegurar la entrada del hormigón debajo y afuera de las barras, por lo menos 1 cm. en losas y 1.5 cm. en vigas y columnas.

Se evitan, si es posible, las soldaduras en el tercio medio de cada tramo y en un mismo punto para varias barras.

*Desarmar:* Se permitirá en general sacar el encofrado vertical después de 2 días, siempre que se le retire sin tener que emplear golpes fuertes. Las losas y vigas pueden desarmarse después de 1 día por cada 30 cm. con un mínimo de 4 días, no contándose los días con temperaturas bajo 0°, y dejándose puntales en el centro de cada tramo por un tiempo doble del indicado.

## 5. - ENSAYOS

Los ensayos se hacen después de transcurrir 6 semanas a contar de la fecha del relleno. La carga de ensayo no será mayor de 1.5 veces la carga útil calculada con un máximo de 1000 kg./cm.<sup>2</sup>; para cargas útiles mayores de 1000 kgm.<sup>2</sup> como también para losas y vigas de más de 7,00 m. de luz, se ensayará con la carga útil solamente.

El ensayo será satisfactorio si después de haberse cargado 24 horas no queda una flecha permanente mayor de 1/2000 de la luz; puede darse por terminado el ensayo si esta flecha no se ha alcanzado después de una hora.

## ANEXO N.º 1

### FORMULAS PARA EL CALCULO DE ESFUERZOS INTERIORES EN LOSAS Y VIGAS

#### *Designaciones :*

- $M$  = Momento flector en kg.cm,  $V$  fuerza cortante en kg.  
 $d'$  y  $d''$  espesor neto y total respectivamente de losas en cm.  
 $h'$  y  $h''$  la altura neta y total respectivamente de vigas en cm.  
 $f_c$  y  $f_c'$  armadura de hierro en tracción y compresión.  
 $a$  la distancia de  $f_c$  de la cara de compresión resp. en cm.<sup>2</sup>.  
 $b$  y  $b'$  ancho de losas y vigas resp. en cm.

$\sigma_b$  esfuerzo en compresión del hormigón en kg.cm<sup>2</sup>.

$\sigma_c$  y  $\sigma_e$  esfuerzo del hierro en tensión y en compresión respectivamente en kg.cm<sup>2</sup>.

$\tau$  esfuerzo de corte longitudinal del hormigón en kg.cm<sup>2</sup>.

$x = s h' = \frac{15 \sigma_c}{15 \sigma_b + \sigma_c}$ ,  $h'$  distancia del eje neutro de la fibra más comprimida en cm.

$y$  distancia de la resultante de la zona comprimida del eje neutro en cm.

$n = 15$ , proporción del módulo de elasticidad del hierro al del hormigón.

*Losas armadas en la zona de tracción solamente:*

$$\sigma_b = \frac{2 M}{b x \left( d' - \frac{x}{3} \right)} ; \sigma_e = \frac{M}{f_e \left( d' - \frac{x}{3} \right)}$$

siendo

$$x = \frac{n f_e}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 d'}{n f_e}} - 1 \right]$$

Resulta pues con

$$s = \frac{x}{d} \therefore d + r \sqrt{\frac{M}{b}} \text{ y } f_e = t b \sqrt{\frac{M}{b}}$$

siendo;

$$r = \sqrt{\frac{2}{\left(1 - \frac{s}{3}\right) s \sigma_b}} \text{ y } t = \frac{1}{r \left(1 - \frac{s}{3}\right) \sigma_c}$$

$$\text{Aproximadamente } f_e = \frac{M}{0.86 d}$$

$\sigma_c = 1200:$	$\sigma_b = z$	20	25	30	35	40	45	50 kg.cm <sup>2</sup>
	$s =$	0.200	0.238	0.272	0.304	0.332	0.360	0.385
	$r =$	0.732	0.604	0.519	0.458	0.411	0.375	0.345
	$100t =$	0.122	0.150	0.177	0.203	0.228	0.253	0.277

Porcentaje de ar-  
madura % = 0.167    0.248    0.341    0.443    0.555    0.676    0.84

$\sigma_e = 1000$ :  $s = 0.230$     0.273    0.310    0.344    0.375    0.403    0.429  
 $v = 0.686$     0.568    0.490    0.433    0.390    0.357    0.330  
 $100 t = 0.159$     0.194    0.228    0.261    0.293    0.324    0.354

Porcentaje de ar-  
madura % = 0.232    0.342    0.466    0.603    0.752    0.908    0.072

LOSAS DOBLEMENTE ARMADAS EN TENSION Y COMPRESION:

$$\sigma_b = \frac{M}{\frac{b x}{2} \left( d' - \frac{x}{3} \right) + n f_e' \frac{x-a}{x} (d' - a)}$$

$$\sigma_e = n \sigma_b \frac{d' - x}{x} \text{ (tracción); } \sigma_e = n \sigma_b \frac{x - a}{x}$$

siendo

$$x = -\frac{n(f_e + f_e')}{b} + \sqrt{\left( \frac{n(f_e + f_e')}{b} \right)^2 + \frac{2n}{b} (f_e d' + f_e' a)}$$

Siendo establecido  $\sigma_b$  y  $\sigma_e$  resulta:

$$f_e = \frac{M + \frac{1}{2} \sigma_b b x \left( \frac{x}{3} - a \right)}{\sigma_e (d' - a)}$$

y

$$f_e' = \frac{M - \frac{1}{2} \sigma_b b x \left( d' - \frac{x}{3} \right)}{\sigma_e (d' - a)}$$

con

$$\sigma_e' = n \sigma_b \frac{x - a}{x}$$

$$\tau = \frac{V}{b' (h' - x + y)}$$

Aproximaciones:

$$f_e = \frac{M}{0.90 h' \sigma_e} \text{ o } f_e = \frac{M}{\left(h' - \frac{d}{2}\right) \sigma_e}; \tau = \frac{V}{\left(h' - \frac{d}{2}\right) b'}$$

Vigas «T» con armadura doble

Sin tomar en cuenta para compresión la viga debajo de la cara inferior de la losa:

$$\sigma_b = \frac{M x}{\frac{1}{2} b d (2 x - d) y + n [f_e (h' - x)^2 + r_e (x - a')^2]}$$

$$\sigma_e = n \sigma_b \frac{h - x}{x}; \sigma_c = n \sigma_b \frac{x - a}{x}$$

$$\text{siendo: } x = \frac{\frac{1}{2} b d^2 + n (f_e h' + f_e a)}{b d + n (f_e + f_e')}; y = x - \frac{d}{2} + \frac{d}{6 (2 x - d)}$$

Tomando en cuenta toda la zona comprimida:

$$\sigma_b = \frac{M x}{\frac{1}{3} x^3 b - \frac{1}{3} (x - d)^3 (b - b') + n (F_e' (x - c)^2 + F_e (h' - x)^2)}$$

siendo:

$$x = -m + \sqrt{m^2 + \frac{b - b'}{b'} d^2 + \frac{2n}{b'} (f_e c + f_e h')}$$

y

$$m = \frac{(b - b') d + n (f_e + f_e')}{b'}$$

## ANEXO N.º 2

Tabla N.º 1 Momentos máximos y armaduras de losas.

- — 2 Armaduras de vigas forma T.
- — 3 Superficie de cuadrados, círculos y octógonos.
- — 4 Superficies teóricas de armaduras de columnas.
- — 5 Superficies teóricas de sunchos.
- — 6 Cargas admisibles de columnas cuadradas.

- - 7 Cargas admisibles de columnas sunchadas.
- - 8 Cimientos cuadrados para 1 hasta 2.5 Kg/cm<sup>2</sup> composición del suelo.
- - 9 Cimientos cuadrados para 3 hasta 5 Kg/cm<sup>2</sup> composición del suelo.
- - 10 Sobrecargos en edificios.

TABLA I. (V).

Momentos  $M_{max}$  en kgm y armaduras  $f_e$  en cm<sup>2</sup> de LOSAS

Altura total d cm.	Altura neta d' cm.	$d_b = 40 \text{ kg/cm}^2$				$d_b = 45 \text{ kg/cm}^2$				$d_b = 50 \text{ kg/cm}^2$			
		$d_e = 1000$		$d_e = 1200$		$d_e = 1000$		$d_e = 1200$		$d_e = 1000$		$d_e = 1200$	
		$M_{max}$	$f_e$	$M_{max}$	$f_e$	$M_{max}$	$f_e$	$M_{max}$	$f_e$	$M_{max}$	$f_e$	$M_{max}$	$f_e$
5.0	3.5	81	2.62	725	1.94	962	3.17	870	2.36	112	3.75	103	2.80
5.5	4.0	105	3.00	947	2.22	125	3.63	113	2.71	147	4.28	134	3.20
6.0	4.5	133	3.38	129	2.49	159	4.08	143	3.04	186	4.82	170	3.60
6.5	5.0	165	3.75	148	2.77	196	4.54	177	3.38	230	5.36	210	4.00
7.0	5.5	199	4.13	179	3.05	237	4.99	215	3.72	278	5.89	254	4.40
7.5	6.0	237	4.50	213	3.33	282	5.44	255	4.06	331	6.43	302	4.80
8.0	6.5	278	4.88	250	3.60	324	5.90	300	4.40	388	6.96	355	5.20
8.5	7.0	323	5.25	290	3.88	385	6.35	348	4.73	450	7.50	412	5.60
9.0	7.5	371	5.63	333	4.16	442	6.81	399	5.07	517	8.04	473	6.00
9.5	8.0	422	5.99	378	4.44	503	7.26	455	5.41	588	8.57	540	6.40
10.0	8.5	476	6.37	427	4.71	567	7.71	513	5.75	664	9.11	603	6.80
10.5	9.0	533	6.74	479	4.99	636	8.17	575	6.09	745	9.64	681	7.20
11.0	9.5	594	7.13	534	5.27	709	8.62	641	6.43	830	10.18	759	7.60
11.5	10.0	658	7.50	592	5.55	786	9.08	711	6.77	920	10.72	841	8.00
12.0	10.5	726	7.87	652	5.82	866	9.53	783	7.04	1014	11.25	927	8.40
12.5	11.0	796	8.26	716	6.10	951	9.98	860	7.44	1113	11.79	1017	8.80
13.0	11.5	871	8.61	782	6.38	1039	10.44	940	7.78	1216	12.32	1112	9.20
13.5	12.0	948	8.99	852	6.66	1131	10.89	1023	8.12	1324	12.86	1211	9.60
14.0	12.5	1030	9.36	926	6.93	1223	11.35	1110	8.46	1437	13.40	1314	10.00
14.5	13.0	1113	9.74	1000	7.21	1328	11.80	1201	8.80	1554	13.93	1421	10.40
15.0	13.5	1200	10.14	1078	7.49	1432	12.25	1295	9.13	1676	14.47	1532	10.80
15.5	14.0	1291	10.5	1160	7.77	1539	12.71	1393	9.47	1803	15.00	1648	11.20
16.0	14.5	1388	10.9	1244	8.04	1652	13.16	1494	9.81	1834	15.54	1768	11.60
16.5	15.0	1481	11.3	1332	8.32	1768	13.62	1599	10.15	2070	16.08	1892	12.00
17.0	15.5	1581	11.6	1422	8.60	1888	14.07	1708	10.49	2210	16.61	2020	12.40

Si se admite  $a = 0.09 d'$ , y con  $\sigma_b = 50$  y  $\sigma_e = 1200$  y  $1000$  kg/cm<sup>2</sup> resp. resulta  $\sigma_e' = 660$  y  $592$  kg/cm<sup>2</sup> resp. y

$$\text{para } \sigma_e = 1200 : f_e = \frac{M + 0.365 b d'^2}{1092}; f_e' = \frac{M - 8.38 b d'^2}{602}$$

$$\text{para } \sigma_e = 1000 : f_e = \frac{M + 0.566 b d'^2}{910}; f_e' = \frac{M - 8.18 b d'^2}{538}$$

En la práctica se usan frecuentemente los valores de  $r$  y  $t$  de la tabla siguiente para varias relaciones  $a = \frac{f_e}{f_e'}$ . Tienen  $r$  y  $t$  el mismo significado como más arriba para losas simplemente armadas (es decir para  $a = 0$ ), resultando como allá  $d = r \sqrt{\frac{M}{b}}$  y  $f_e = t b \sqrt{\frac{M}{b}}$ . Puesto que los  $r$  y  $t$  de la tabla siguiente se basan sobre  $a = \frac{d'}{9}$  en vez de  $\frac{d'}{11}$  de las formulas anteriores, resultan un poco más seguros que aquéllos; para valores intermedios pueden tomarse aproximadamente los valores interpolados de las tablas.

$\sigma_e$ Kg.cm <sup>2</sup>	$\sigma_b$ Kg.cm <sup>2</sup>	$a = 0.25$		$a = 0.50$		$a = 0.75$		$a = 1.00$	
		$r$	$100 t$	$r$	$100 t$	$r$	$100 t$	$r$	$100 t$
1200	30	0.503	0.138	0.490	0.188	0.474	0.914	0.458	0.201
	35	0.442	0.211	0.424	0.219	0.407	0.228	0.389	0.239
	40	0.394	0.239	0.375	0.250	0.356	0.263	0.336	0.279
	45	0.356	0.267	0.336	0.282	0.315	0.300	0.292	0.323
	50	0.327	0.295	0.304	0.313	0.282	0.339	0.256	0.369
1000	30	0.472	0.236	0.451	0.247	0.433	0.257	0.413	0.270
	35	0.413	0.273	0.392	0.287	0.370	0.304	0.347	0.324
	40	0.368	0.310	0.345	0.328	0.321	0.352	0.295	0.383
	45	0.333	0.344	0.309	0.371	0.283	0.405	0.254	0.451
	50	0.305	0.380	0.279	0.414	0.250	0.460	0.217	0.524

*Vigas «T» simplemente armadas en tensión solamente*

$$\sigma_b = \frac{x}{n(h' - x)} \sigma_e \quad \text{y} \quad \sigma_e = \frac{M}{f_e(h' - x + y)}$$

No tomando en cuenta la parte comprimida de la viga entre plano neutral y cara inferior de la losa, resulta:

$$x = \frac{\frac{1}{2} b d^2 + n f_e (h' - a)}{b d + n f_e}; \quad y = \frac{2}{3} \left( x + \frac{(x - d)^2}{2 x - d} \right).$$

Tomando en consideración toda la zona comprimida:

$$x = -m + \sqrt{m^2 + \frac{b - b'}{b'} d^2 + 2 n \frac{h'}{b'} f_e}$$

$$\text{siendo } m = \frac{(b - b') d + n f_e}{b'}$$

$$y = \frac{\frac{2 x - d}{x} (b - b') d \left( x - \frac{d}{3} \cdot \frac{3 x - 2 d}{2 x - d} \right) + \frac{2}{2} b' x}{\frac{2 x - d}{x} (b - b') d + b' x}$$





Vigas  $f_c$  en  $cm^2$

65	79	75	80	85	90	95	100	110	105	115	cm. 120
60	65	70	75	80	85	90	95	99	103	108	cm. 113
8.30											
9.20											
10.00	9.10										
10.80	9.90										
11.50	10.60	9.80									
12.30	11.40	10.50									
13.10	12.00	11.10									
13.90	12.80	11.90	10.90								
14.70	13.50	12.50	11.60								
15.50	14.20	13.10	12.20	11.40							
16.30	16.00	13.80	12.80	11.90							
17.10	15.70	14.50	13.50	12.60	11.80						
18.00	16.50	15.20	14.10	13.20	12.40						
18.80	17.20	15.90	14.80	13.80	12.90						
20.30	18.70	17.30	16.10	15.00	14.10	13.20					
22.10	20.30	18.70	17.40	16.20	15.20	14.20	13.40				
23.60	21.60	20.00	18.60	17.40	16.40	15.30	14.50				
25.20	23.20	21.30	19.90	18.50	17.40	16.30	15.50				
26.90	24.70	22.80	21.30	19.90	18.60	17.50	16.80				
28.40	26.10	24.20	22.40	21.00	19.70	18.50	17.70				
30.00	28.70	25.50	23.80	22.20	20.80	19.60	18.50				
31.60	29.00	26.80	25.00	23.30	21.80	20.60	19.50				
33.20	30.70	28.30	26.30	24.80	23.40	22.00	20.80				
34.80	32.20	29.80	27.70	26.10	24.50	23.00	21.70				
	33.70	31.20	29.10	27.30	25.70	24.20	22.80	21.50	20.60		
	35.10	37.60	30.30	28.60	26.90	25.30	23.70	22.50	21.70		
	36.70	33.90	31.60	29.90	27.90	26.30	24.80	23.40	22.50		
	38.30	35.40	32.90	31.10	29.10	27.40	25.80	24.40	23.40		
		36.80	34.20	32.30	30.30	28.50	26.80	25.40	24.30		
		38.20	35.50	33.50	31.50	29.60	27.40	26.40	25.50	24.10	22.90
		39.50	36.70	34.80	32.50	30.70	28.40	27.30	26.30	25.00	23.80
		41.00	38.50	36.00	33.70	31.70	30.00	28.30	27.20	25.90	24.60

TABLA III. — Superficie seccional  $F_0$  de columnas cuadradas, redondas y octogonales (cm<sup>2</sup>).

Espesor (cm.):	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
Cuadradas.....	225	400	625	900	1225	1600	2025	2500	3025	3600	4225	4900	5625	6400	7225	8100	9025	10000
Redondas.....	177	314	491	707	962	1256	1590	1963	2376	2827	3318	3848	4418	5027	5675	6362	7088	7854
Octogonales.....	187	331	519	747	1020	1328	1680	2080	2520	2990	3510	4060	4670	5310	6000	6710	7500	8300

TABLA IV. — Superficie seccional teórica de armadura longitudinal (15  $F_c$ ) cm<sup>2</sup> de barras redondas.

	11	13	14	16	17	19	21	22	24	25	28	32	35
Díametro mm.....	7/16"	1/2"	5/8"	11/16"	9/16"	3/4"	13/16"	7/8"	15/16"	1"	1 1/8"	1 1/4"	1 3/8"
Pulgadas.....													
4 barras.....	60	76	96	119	144	171	201	233	267	304	386	475	575
6 ".....	87	94	144	178	215	257	301	349	391	456	577	712	862
8 ".....	116	152	192	237	287	342	401	465	534	608	772	949	1149
10 ".....	147	190	240	297	359	427	502	577	667	760	962	1187	1437
12 ".....	174	228	288	356	431	513	602	698	791	912	1157	1425	1725

TABLA V. — Superficie seccional teórica deunchos  $\left(4\frac{F_s}{D} \text{ con } F_s = \frac{\pi f_c}{s}\right)$  en cm<sup>2</sup> (hierro redondo).

	5 3/16"	5.5 7/32"	6 1/4"	7 9/32"	8 5/16"	9 11/32"	9.5 3/8"	10 13/32"	11 7/16"	13 1/1"	14 9/16"	16 5/8"
$f_c$ en cm <sup>2</sup> .....	0.178	0.243	0.317	1.401	0.491	0.599	0.710	0.836	0.968	1.266	1.603	1.979
Paso $s = 3$ cm.....	8.35	11.4	14.9	18.9	23.1	28.2	33.5	39.3	45.7	59.7	—	—
" = 4 ".....	6.27	8.6	11.2	14.2	17.3	21.2	25.1	29.5	34.2	44.7	56.7	—
" = 5 ".....	5.02	6.9	9.0	11.3	13.8	16.9	20.1	23.6	27.4	35.8	45.4	56.0
" = 6 ".....	4.18	5.7	7.5	9.5	11.5	14.4	17.3	20.8	24.8	32.4	40.0	46.7
" = 7 ".....	3.59	4.9	6.4	8.1	9.9	12.1	14.4	16.9	19.6	25.6	32.4	40.0
" = 8 ".....	—	—	5.6	7.1	8.6	10.6	12.6	14.8	17.1	22.4	28.4	35.0
" = 9 ".....	—	—	4.8	6.3	7.7	9.4	11.2	13.1	15.2	19.8	25.2	31.1
" = 10 ".....	—	—	—	—	6.9	8.5	10.1	11.8	13.7	17.9	22.7	28.0
" = 11 ".....	—	—	—	—	—	7.7	9.2	10.1	10.3	10.7	20.1	25.5

TABLA VI. — Resistencia  $P$  de columnas cuadradas en t. — 1000  $P = 35 (F_b + 15 F_c)$ , (v. figura 2).

Armadura:	4/11	4/13	4/14	4/16	4/17	4/19	4/21	4/22	4/24	4/25	8/22	4/18	8/22	8/24	8/25	4/25	4/28	8/28	4/32	8/32	12/28	
0.525 $F_c$	2.1	2.5	3.4	4.2	5.0	6.0	7.0	9.0	9.3	10.6	12.0	13.5	16.3	18.5	21.3	24.1	27.0	30.1	33.8	40.5		
$d$ 0.35 $F_b$																						
15	10.0	10.4	11.3																			
20	14.0	16.5	17.4	18.2																		
25	21.9	24.4	25.3	26.1	26.9	27.9																
30	31.5			35.7	36.5	37.5	38.5	39.7	40.8													
35	42.8				47.8	48.8	49.8	50.0	52.1	53.4	54.8	56.3	57.3									
40	56.0					62.0	63.0	64.2	65.3	66.6	68.0	69.5	72.3									
45	70.9							78.1	80.2	81.5	82.9	84.4	87.2	89.4	92.2							
50	87.5									98.1	99.5	101.0	103.8	106.0	108.8	111.5	114.5	136.0				
55	105.9												142.3	144.5	147.3	150.1	153.0	156.1	159.8			
60	126.0												142.3	166.3	169.1	171.9	174.8	177.9	181.6	188.3		
65	147.8												193.8	196.6	199.7	202.6	206.3	213.0	230.8			
70	172.5												221.1	224.0	227.1	230.8	237.5	254.5				
75	197.0												251.0	254.1	257.8	264.5						
80	224.0																					

Nota: La armadura consiste de barras redondas, así 4 barras de 11 mm., 4 de 13 mm., 4 de 14 mm., etc.

TABLA VII.—Resistencia P en t de columnas sunchadas.

Diámetros de columnas		Superficie neta $F_k$ en $cm^2$	Armadura longitudinal		Superficie teórica $F_k + 15 F_e$	$\phi$ 6 mm.				
Total d en cm.	Neto D en cm.		Barras redondas	$F_e$ en $cm^2$		8	6	4	8	
30	25	491	4	35	2.8	534	35.3	40.1	49.3	43.0
			4	13	5.1	567	36.7	41.5	50.7	44.4
			6	13	7.6	605	38.2	43.0	52.2	55.9
35	30	707	4	11	4.0	767	48.5	53.2	64.3	57.5
			6	13	7.6	821	49.6	55.3	66.4	59.6
			6	14	3.6	851	50.8	56.5	67.6	60.8
40	34	908	6	11	5.8	995	58.8	65.3	77.8	69.4
			6	13	7.6	1022	59.9	66.4	78.9	70.5
			6	14	9.6	1052	61.1	67.6	80.1	71.7
45	39	1195	6	11	5.8	1282	73.1	80.6	95.0	85.2
			6	14	9.6	1339	75.4	82.9	97.3	87.5
			8	14	10.8	1387	77.3	84.8	99.2	89.4
50	44	1521	6	13	7.6	1635	86.0	98.3	114.5	103.6
			8	13	10.1	1672	87.5	99.8	116.0	105.1
			8	16	15.8	1758	90.9	103.2	119.4	108.5
51	49	1886	6	13	7.6	2000	107.4	116.8	135.0	122.6
			8	14	12.8	2078	110.5	119.9	138.1	125.7
			8	17	19.2	2174	114.4	123.8	142.0	129.6
60	54	2290	8	13	10.1	2441			158.1	144.6
			8	16	15.8	2527			161.6	148.1
			8	19	22.8	2632			165.8	152.3
65	59	2734	8	13	10.1	2885			181.5	
			8	17	19.2	3022			187.0	
			8	22	30.8	3196			193.9	
70	64	3217	8	14	12.8	3409			208.1	
			8	19	22.8	3599			215.7	
			8	22	30.8	3679			218.9	
75	69	3739	8	14	12.8	3931				
			8	19	22.8	4081				
			8	24	35.6	4272				
80	74	4301	8	16	15.8	4538				
			8	21	26.8	4703				
			8	25	40.5	4908				
85	79	4902	8	19	22.8	5244				
			8	24	35.6	5435				
			8	28	51.3	5672				
90	84	5542	8	19	22.8	5884				
			8	24	35.6	6075				
			8	28	51.3	6311				
95	89	6221	8	19	22.8	6563				
			8	25	40.5	6829				
			8	32	63.3	7171				
100	94	6940	8	22	30.8	7402				
			8	28	51.3	7710				
			12	28	77.0	8095				

$$1000 P = 40 (F_k + 15 F_c + 45 F_v).$$

ESPESOR en mm. Y PASO en cm. de los SUNCHOS										
φ 8 mm.		φ 0.85 mm.			φ 11 mm.			φ 13 mm.		
6	4	8	6	4	10	3	6	10	8	6
50.3		52.7								
51.7		54.1								
53.2		55.6								
65.5		68.2			71.2					
67.4		70.3			74.0					
68.8		71.5			75.2					
79.2	98.5	82.4	96.6		86.5	97.9				
80.3	199.6	83.5	97.7		87.6	99.0				
81.5	100.8	84.7	98.9		88.8	100.2				
96.6	119.0	100.2	116.3		104.7	118.0				
98.9	121.3	102.5	118.6		107.0	120.3				
100.8	123.2	104.4	120.5		103.9	122.2				
116.3	141.3	120.3	138.8	176.3	125.3	140.3	166.3	144.1		
117.8	142.8	121.8	140.3	177.8	127.1	141.8	167.8	145.6		
121.2	146.2	125.2	143.7	180.2	130.5	145.2	171.2	149.0		
136.9	165.0	141.2	162.0	203.0	147.1	164.0	193.0	167.7	190.0	
140.0	168.1	144.3	165.1	206.1	150.1	167.1	196.1	170.8	193.1	
143.9	172.0	148.2	169.0	210.0	154.1	171.0	200.0	174.7	197.0	
160.3	191.1	165.1	187.8	233.6	171.6	190.1	221.6	194.3	219.6	
163.8	194.6	168.6	191.3	237.1	175.1	193.6	225.1	197.8	223.1	
168.0	198.8	172.8	195.5	241.3	179.3	197.8	229.3	202.0	227.3	
183.7	217.4	189.2	213.9	263.4	196.2	216.4	251.4	242.3	247.8	
189.2	222.9	194.7	219.5	268.9	201.7	221.9	256.9	249.6	253.3	
196.1	229.8	201.6	226.3	275.8	208.6	228.8	263.8	252.8	260.2	
210.6	247.4	216.4	243.0	297.4	224.1	245.4	283.4	271.7	280.4	
218.2	255.0	224.0	250.6	305.0	231.7	253.0	291.0	277.7	288.0	
221.4	258.2	227.2	253.8	308.2	234.9	256.2	294.2	285.5	291.2	
237.2	276.2	243.3	272.2	329.8	251.8	275.2	315.4	305.0	312.2	362.2
243.0	282.2	249.3	278.2	335.8	257.8	281.2	321.4	311.6	318.2	368.2
250.9	289.9	257.0	285.9	343.5	265.5	288.9	329.1	319.8	325.9	375.9
	309.5		305.0	367.5	283.0	308.0	351.5	342.2	347.7	402.1
	316.1		311.6	374.1	289.6	314.6	358.1	349.9	354.3	408.7
	324.3		319.8	382.3	297.8	322.8	366.3	359.4	362.5	416.9
	446.5		341.7	407.7	318.0	344.7	391.7	376.8	387.7	444.7
	354.2		349.4	415.4	325.7	352.4	399.5	384.4	395.4	452.4
	363.7		358.9	424.9	335.2	361.9	408.9	393.8	404.9	461.9
	380.4		375.4	446.4	350.5	379.4	428.4	412.4	424.4	455.4
	388.0		383.0	454.0	358.1	387.0	436.4	423.6	432.0	493.0
	396.4		392.4	463.4	367.5	396.4	445.4	437.2	441.4	502.4
	416.5		416.1	485.5	384.0	414.5	467.5	455.3	462.5	528.5
	427.2		421.8	496.2	395.2	425.2	478.2	467.6	473.2	539.2
	440.8		435.4	509.8	408.8	438.0	491.8	483.0	486.8	554.8
	458.4		453.1	532.1	424.9	456.9	512.1	464.3	508.1	576.1
	470.7		465.4	544.4	437.2	469.2	524.4	476.6	520.4	588.4
	486.1		480.8	559.8	452.6	484.6	539.8	492.0	535.8	603.8

TABLA VIII. — Cimientos cuadrados para columnas. Presión  $p = 1$  hasta 2,5 kg./cm.<sup>2</sup>

l	$p = 10.000 \text{ kg./m}^2$										$p = 15.000 \text{ kg./m}^2$										$p = 20.000 \text{ kg./m}^2$										$p = 25.000 \text{ kg./m}^2$									
	P	s	d	f <sub>e</sub>	V	W	P	s	d	f <sub>e</sub>	V	W	P	s	d	f <sub>e</sub>	V	W	P	s	d	f <sub>e</sub>	V	W																
	Denotaciones:	$\left\{ \begin{array}{l} P = \text{cargas de columnas en l.} \\ d = \text{espesores del cimiento y del sócalo en cm.} \\ s = \text{diámetro del cimiento cuadrado en cm.} \\ l = \text{diámetro del cimiento cuadrado en cm.} \end{array} \right.$										$\left\{ \begin{array}{l} f_e = \text{armadura en cada dirección.} \\ V = \text{volumen del hormigón de un cimiento con sócalo (m}^3\text{).} \\ W = \text{peso de la armadura del hierro en cada cimiento (kg).} \end{array} \right.$																												
0.90	8.1	35	15	5'09	0.14	4.7	12.2	35	15	5'10	0.14	6.5	16.2	35	15	5'11	0.14	7.5	20.2	35	20	5'11	0.19	7.5																
1.00	10.0	35	15	5'11	0.17	7.5	15.0	35	18	5'11	0.20	7.5	20.0	35	18	5'13	0.20	9.9	25.0	35	20	5'14	0.22	12.5																
1.10	12.1	35	15	6'11	0.20	18.0	18.1	35	20	6'13	0.27	14.2	24.2	35	20	6'14	0.27	18.0	30.2	40	22	6'14	0.30	18.0																
1.20	14.4	35	18	6'11	0.28	18.0	21.6	35	20	6'14	0.31	18.0	28.8	40	22	6'14	0.35	18.0	36.0	40	25	6'16	0.40	22.3																
1.30	16.9	35	18	7'13	0.33	19.4	25.3	35	20	7'14	0.36	24.5	33.8	40	22	7'16	0.41	30.3	42.2	45	25	7'16	0.47	30.3																
1.40	19.6	40	20	7'13	0.42	19.4	29.4	40	22	7'14	0.47	24.5	39.2	45	25	7'16	0.54	30.3	49.0	45	27	7'16	0.58	30.3																
1.50	22.5	40	20	8'14	0.48	32.0	33.7	40	25	8'14	0.60	32.0	45.0	45	27	8'16	0.66	39.6	56.2	50	30	8'16	0.75	39.6																
1.60	25.6	40	22	8'14	0.60	2.0	38.4	45	25	8'16	0.69	33.6	51.2	45	30	8'16	0.73	39.6	64.0	50	32	8'17	0.90	44.4																
1.70	28.9	40	25	9'14	0.76	40.5	43.3	45	27	9'16	0.83	50.2	57.8	50	30	9'17	0.94	44.4	72.2	60	35	9'19	1.14	72.2																
1.80	32.4	40	25	9'16	0.85	50.2	48.6	45	30	9'16	1.03	50.2	64.8	50	32	9'17	1.12	60.9	81.0	60	35	10'19	1.26	89.2																
1.90	36.1	45	25	10'16	0.95	62.0	54.4	50	30	11'16	1.16	75.0	72.2	60	35	10'17	1.39	75.2	90.9	65	40	10'19	1.61	89.2																
2.00	40.0	45	27	10'16	1.13	62.0	60.0	50	30	10'17	1.27	75.2	80.0	60	35	10'17	1.53	75.2	100.0	65	40	10'19	1.77	89.2																
2.20	48.4	45	30	11'17	1.51	91.0	72.6	60	35	11'17	1.82	80.9	96.8	65	40	11'19	2.10	107.9	121.0	70	40	10'22	2.13	121.6																
2.40	57.6	50	30	12'19	1.80	133.6	86.4	65	37	12'19	2.29	128.4	115.2	70	40	12'22	2.50	175.1	144.0	80	45	12'22	2.88	175.1																
2.60	67.6	60	35	13'19	2.49	157.8	101.4	65	40	13'21	2.87	177.1	135.2	80	45	12'24	3.33	241.0	169.0	85	50	13'22	3.74	205.5																
2.80	78.4	60	37	14'19	3.02	181.8	117.6	70	45	14'21	3.75	205.4	156.8	85	47	14'25	4.02	273.6	196.0	90	55	14'24	4.76	273.6																
3.00	90.0	65	40	14'21	3.77	205.4	135.0	80	45	14'22	4.34	238.3	180.0	90	50	14'24	4.91	273.6	325.0	95	55	14'25	5.45	311.2																
3.20	102.4	65	45	16'21	4.80	268.2	153.6	85	50	16'22	5.44	311.2	204.8	90	55	16'24	6.08	357.3	266.0	100	60	16'25	6.74	406.5																
3.40	115.6	70	45	18'21	5.42	339.5	173.4	85	55	18'22	6.75	393.9	231.2	95	60	18'24	7.48	452.3	289.0	105	65	18'25	8.23	514.5																
3.60	129.6	80	45	18'22	6.12	394.4	194.4	90	55	18'24	7.57	452.3	259.2	100	60	18'25	8.38	514.4	324.0	110	70	18'25	9.92	514.5																
3.80	144.0	80	50	20'22	7.54	486.4	216.0	95	55	20'24	8.42	857.4	288.0	105	65	20'25	10.08	635.2	360.0	115	70	19'25	11.00	726.3																
4.00	160.0	85	50	20'24	8.36	558.4	240.0	100	60	20'25	10.20	635.2	320.0	110	70	18'28	12.05	651.8	400.0	120	75	18'28	12.98	651.8																
4.50	202.5	90	65	20'25	12.64	635.2	303.7	105	70	24'25	14.95	914.6	405.0	120	75	22'28	16.27	973.8	506.2	135	85	20'32	18.76	993.6																
5.00	250.0	100	65	25'25	16.90	992.5	375.0	115	75	24'28	19.74	1158.8	500.0	130	85	24'32	22.69	1430.7	625.0	145	95	25'32	25.75	1257.5																

NOTA: / significa diámetro.

TABLA. IX. — Cimientos cuadrados para columnas. Presi6n p = 3 hasta 5 km./cm.2

Denotaciones:  $\left\{ \begin{array}{l} P = \text{cargas de columnas en t.} \\ d = \text{espesor de cimiento y s6calo en cm.} \\ s = \text{di6metro del s6calo cuadrado en cm.} \\ l = \text{di6metro del cimiento cuadrado en m.} \end{array} \right.$

$f_e$  = armadura en cada direcci6n.  
 $V$  = volumen del hormig6n de un cimiento con s6calo.  
 $W$  = peso de la armadura de hierro en cada cimiento.

l	p = 30.000 kg./m.2										p = 40.000 kg./m.2										p = 50.000 kg./m.2									
	P	s	d	f <sub>e</sub>	V	W	P	s	d	f <sub>e</sub>	V	W	P	s	d	f <sub>e</sub>	V	W	P	s	d	f <sub>e</sub>	V	W						
0.90	24.3	35	20	513	0.19	9.9	28.3	40	20	513	0.19	9.9	32.4	45	20	514	0.20	12.5	40.5	45	22	514	0.22	12.5						
1.00	30.0	40	22	514	0.26	12.5	35.0	40	22	514	0.26	12.5	40.0	45	25	514	0.28	12.5	50.0	45	25	516	0.30	15.5						
1.10	36.3	40	25	614	0.30	18.0	42.5	45	25	614	0.35	18.0	48.4	45	25	616	0.35	22.3	60.5	50	27	616	0.39	22.3						
1.20	43.2	45	25	616	0.41	22.3	50.4	45	27	616	0.44	22.3	57.6	50	30	616	0.51	22.3	72.0	60	30	617	0.54	27.0						
1.30	50.7	45	27	716	0.51	30.3	59.1	50	30	716	0.58	30.3	67.6	60	30	716	0.62	30.3	84.5	65	30	717	0.63	36.8						
1.40	59.1	50	30	717	0.66	36.8	68.6	60	30	717	0.70	36.8	78.4	60	32	717	0.74	36.8	98.0	65	35	719	0.83	45.4						
1.50	67.5	55	32	817	0.82	58.1	78.7	60	32	817	0.84	58.1	90.0	65	35	817	0.93	38.1	112.5	70	37	819	1.01	57.0						
1.60	76.8	60	35	817	1.02	58.1	89.6	65	35	819	1.04	57.0	102.4	65	37	819	1.10	57.0	128.0	70	37	919	1.13	72.2						
1.70	86.7	65	35	917	1.16	60.9	101.1	65	37	919	1.22	72.2	115.6	70	40	919	1.35	72.2	141.5	80	40	921	1.41	84.8						
1.80	97.2	65	40	919	1.46	72.2	113.4	70	40	1019	1.49	89.2	129.6	80	40	921	1.55	84.8	162.0	85	45	921	1.78	84.8						
1.90	108.3	70	40	1019	1.64	89.2	126.3	80	40	1119	1.70	107.9	144.4	80	45	1021	1.91	104.8	180.5	90	45	1021	1.99	104.8						
2.00	120.0	70	40	1021	1.80	041.8	140.0	80	40	1021	1.86	104.8	160.0	85	45	1022	2.12	121.6	200.0	90	45	1022	2.16	121.6						
2.20	145.2	80	45	1121	2.09	126.8	169.4	85	45	1122	2.50	147.1	193.6	90	50	1122	2.83	147.1	242.0	100	50	1124	2.92	168.9						
2.40	172.8	85	50	1222	3.24	175.1	201.6	90	50	1224	3.29	201.0	230.4	95	55	1224	3.66	201.0	288.0	105	55	1225	3.77	228.6						
2.60	202.8	90	55	1325	4.16	268.3	236.6	100	55	1324	4.27	237.9	270.4	105	60	1324	4.75	235.9	338.0	110	65	1325	5.18	268.3						
2.80	235.2	100	55	1425	4.86	311.2	274.4	105	60	1425	5.26	311.2	313.6	110	65	1425	5.88	211.2	392.0	120	65	1428	6.03	394.3						
3.00	270.0	105	60	1525	6.06	357.3	315.0	110	65	1525	6.64	357.3	360.0	115	65	1428	6.71	394.3	450.0	130	70	1528	7.48	452.7						
3.20	307.2	110	65	1625	7.44	406.5	358.0	115	70	1725	8.09	657.4	409.6	125	75	1628	8.26	515.0	512.0	135	75	1628	9.05	515.0						
3.40	346.8	115	70	1825	9.10	514.5	404.6	120	75	1628	9.75	515.0	462.4	130	75	1828	9.94	651.8	578.0	140	80	1928	10.82	726.3						
3.60	388.8	120	75	1828	0.80	651.8	453.6	125	75	1928	10.89	726.3	518.4	135	80	1928	11.82	726.3	648.0	150	85	1832	12.93	804.8						
3.80	432.0	125	75	1828	12.00	651.8	504.0	135	80	2028	13.01	804.8	576.0	140	85	1832	13.94	804.8	720.0	155	90	1932	15.16	896.7						
4.00	480.0	130	80	1832	14.15	804.8	560.0	140	85	1832	15.27	805.8	640.0	145	90	1932	16.29	896.7	800.0	160	95	2132	17.63	1095.4						
4.50	607.5	145	90	2232	20.12	1202.2	708.7	150	95	2432	21.38	1430.7	810.0	165	100	2432	22.97	1430.7	1012.5	180	110	2632	21.16	1679.1						
5.00	750.0	160	100	2756	27.56	1257.5	875.0	170	110	2732	30.68	1810.8	1000.0	180	115	2735	32.48	2192.8	1250.0	195	120	3235	34.56	3080.1						

NOTA: significa di6metro.

TABLA X. — Sección cm<sup>2</sup> de barras redondas del comercio.

Diámetro	nominal-mm.	3	4	5	5.5	6	7	8	9	9.5	10	11	12	13
	exacto-mm...	1.8 3.175	5/32" 3.969	5/16" 4.362	7/32" 5.556	1/4" 6.350	9/32" 7.144	5/16" 7.937	11/32" 8.731	8/3" 9.525	13/32" 10.319	7/16" 11.112	15/32" 11.906	1/2" 12.700
Peso Kg. por m. l. ....		0.062	0.097	0.139	0.181	0.248	0.314	0.385	0.470	0.557	0.656	0.759	0.875	0.994
Sección cm <sup>2</sup>	1 barra.....	0.079	0.124	0.178	0.243	0.317	0.401	0.491	0.599	0.710	0.836	0.968	1.113	1.266
	2 barras.....	0.158	0.248	0.356	0.486	0.634	0.802	0.982	1.198	1.420	1.672	1.936	2.226	2.532
	3 » .....	0.238	0.372	0.534	0.728	0.950	1.202	1.472	1.797	2.130	2.508	2.904	3.339	3.800
	4 » .....	0.317	0.496	0.712	0.972	1.268	1.604	1.964	2.396	2.840	3.344	3.972	4.452	5.064
	5 » .....	0.396	0.620	0.890	1.215	1.585	2.005	2.455	2.995	3.550	4.180	4.840	5.565	6.330
	6 » .....	0.476	0.743	1.068	1.455	1.902	2.403	2.944	3.592	4.268	5.016	5.807	6.681	7.600
	7 » .....	0.553	0.868	1.246	1.701	2.219	2.807	3.437	4.193	4.970	5.752	6.776	7.791	8.862
	8 » .....	0.632	0.992	1.424	1.944	2.536	3.208	3.928	4.792	5.680	6.688	7.744	8.904	10.128

Diámetro	nominal-mm.	13.5	14	15	16	17	19	21	22	24	25	28	32	35
	exacto-mm...	17/32" 13.494	9/16" 14.287	9/32" 15.081	5/8" 15.875	1 1/16" 17.462	3/4" 19.050	13/16" 20.637	7/8" 22.225	15/16" 23.812	1" 25.400	1 1/8" 28.574	1 1/4" 31.749	1 3/8" 34.924
Peso Kg. por m. l. ....		1.120	1.256	1.400	1.551	1.880	2.232	2.623	3.040	3.491	3.970	5.034	6.214	7.520
Sección cm <sup>2</sup>	1 barra.....	1.430	1.603	1.979	1.797	2.395	2.850	3.345	3.897	4.453	5.067	6.413	7.916	9.580
	2 barras.....	2.860	3.206	3.952	3.598	4.790	5.700	6.690	7.758	8.906	10.134	12.826	15.832	19.160
	3 » .....	4.291	4.810	5.939	5.398	7.184	8.551	10.035	11.630	13.360	15.201	19.238	23.748	28.740
	4 » .....	5.720	6.412	7.144	7.916	9.580	11.400	13.380	15.316	17.812	20.268	25.652	31.664	38.320
	5 » .....	7.150	8.015	8.930	9.895	11.975	14.250	16.725	19.395	22.265	25.335	32.065	39.580	47.900
	6 » .....	8.582	9.619	10.718	11.876	14.368	17.101	20.070	23.275	26.720	30.401	38.576	47.496	57.480
	7 » .....	10.010	11.221	12.502	13.853	16.765	19.950	23.425	26.953	35.171	40.469	44.891	55.412	67.060
	8 » .....	11.440	12.824	14.288	15.832	19.160	22.800	26.770	30.832	35.624	40.536	51.304	63.328	76.640



TABLA XI

SOBRECARGOS EN EDIFICIOS

Edificios públicos en general, corredores y pasajes para los mismos, salas con asientos amovibles . . . . .	500 Kk.
Establos, salas con asientos permanentes, salas como iglesias, capillas teatros, tribunales y salas de escuela . . . . .	400 —
Prisiones, salas de escuela . . . . .	300 —
Salas de baile y de patinaje . . . . .	750 —
Viviendas en general . . . . .	200 —
Edificios de escritorios y hoteles, piso bajo . . . . .	600 —
id.    pisos altos. . . . .	350 —
Tiendas en general, piso bajo. . . . .	650 —
Tiendas pisos altos. . . . .	500 —
Tiendas para ferreterías, comestibles y otras mercaderías pesadas . . . . .	750 —
Almacenes y depósitos. . . . .	000 —
Talleres y fábricas en general. . . . .	600 —
Talleres de máquinas, salas de ejercicios militares. . . . .	1200 —
Piso de madera . . . . .	50 —
Cielo raso suspendido. . . . .	50 —
Revosie. . . . .	30 —
Azoteas. . . . .	50 —
Techos inclinados sin nieve. . . . .	70 —