

Artículo noveno.—Por el Ministerio de Hacienda se habilitarán los créditos necesarios para el funcionamiento de la Junta Superior de Precios.

DISPOSICION FINAL

De acuerdo con lo establecido en la disposición final segunda del Decreto-ley doce/mil novecientos setenta y tres, de treinta de noviembre, queda suprimida la Subcomisión de Precios.

Así lo dispongo por el presente Decreto, dado en Madrid a siete de diciembre de mil novecientos setenta y tres.

FRANCISCO FRANCO

El Ministro Subsecretario de la Presidencia del Gobierno, JOSE MARIA GAMAZO Y MANGLANO

INSTRUCCION para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, aprobada por Decreto 3062/1973, de 19 de octubre. (Continuación.)

Artículo 47. Piezas de formas especiales.

47.1. Piezas de trazado curvo o poligonal: En piezas curvas las armaduras longitudinales de trazado curvo trabajando a tracción junto a paramentos cóncavos, o a compresión junto a paramentos convexos, irán envueltas por cercos o estribos normales a ellas (figura 47.1.a) y capaces de soportar las componentes radiales que aquéllas producen. Para ello deberán cumplirse las relaciones:

$$A_{st} \cdot f_{td} \geq \frac{s}{r} \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

$$A_{st} \cdot f_{td} \geq \frac{s'}{r'} \cdot A'_s \cdot f_{y,c,d}$$

Siendo:

- A_{st} = sección de un cerco o estribo;
- f_{td} = resistencia de cálculo en tracción, del acero de los cercos o estribos;
- s = separación entre cercos o estribos en la armadura de tracción;
- s' = separación entre cercos o estribos en la armadura de compresión;
- r = radio de curvatura de las barras principales de tracción;
- r' = radio de curvatura de las barras principales de compresión;
- A_s = sección total de la armadura de tracción;
- A'_s = sección total de la armadura de compresión;
- f_{yd} = resistencia de cálculo en tracción, del acero de la armadura A_s ;
- $f_{y,c,d}$ = resistencia de cálculo, en compresión, del acero de la armadura A'_s .

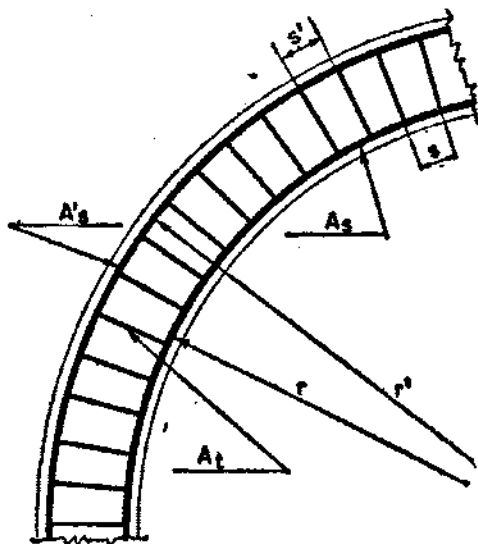


Figura 47.1.a

En los ángulos de piezas poligonales o análogas y, en general, en los encuentros en ángulo de dos piezas, se evitará colocar, junto al paramento interior, barras continuas de tracción dobladas según el trazado poligonal de dicho paramento. Por el contrario, se procurará despiezar esas barras de forma que se consiga un trazado rectilíneo, con anclajes en las zonas comprimidas (fig. 47.1.b). De no adoptarse esta última solución, se dispondrán los oportunos cercos o estribos para contrarrestar la tendencia de la armadura continua de tracción a salirse de la pieza, en la zona de los codos, desgarrando el hormigón.

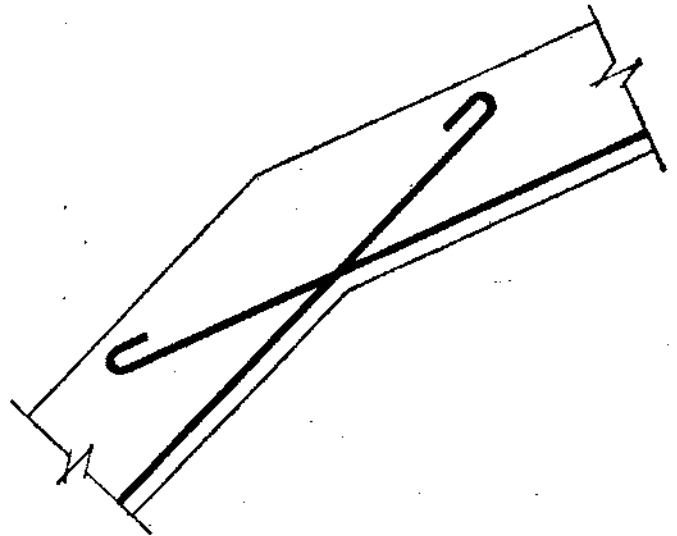


Figura 47.1.b

Análogas medidas deberán adoptarse para las barras continuas de compresión colocadas junto a paramentos exteriores.

47.2. Piezas con secciones delgadas: En las piezas de sección en T, doble T, en cajón, etc., las barras de tracción o de compresión que se coloquen en las alas se distribuirán con separaciones no mayores que tres veces el espesor del ala correspondiente. Además se dispondrán las oportunas armaduras transversales para asegurar la eficacia de las barras longitudinales situadas en las zonas de las alas que quedan fuera del espesor del alma.

47.3. Piezas de canto superior a 60 centímetros: En las vigas de canto superior a 60 centímetros, pero inferior a la mitad de su luz, se dispondrán armaduras junto a los paramentos laterales del nervio, constituidas por un sistema de barras horizontales formando malla con los cercos existentes. Es recomendable distanciar entre sí tales barras 30 centímetros como máximo y emplear diámetros no inferiores a 10 milímetros si se trata de acero ordinario y a 8 milímetros si se trata de acero especial.

Artículo 48. Estructuras reticulares planas.

48.1. Generalidades: El cálculo de solicitaciones en estructuras reticulares planas se realizará de acuerdo con lo prescrito en el segundo párrafo del apartado 31.1 de esta Instrucción. En particular, y únicamente a los efectos del cálculo y dimensionamiento de armaduras de las vigas que constituyen los dinteles, se admita una redistribución de momentos flectores de hasta un 15 por 100 del máximo momento flector negativo.

En cuanto a la determinación de la rigidez de las piezas, por un lado, y del valor de la luz de cálculo, por otro, se tendrá en cuenta lo establecido en el apartado 31.2 de esta Instrucción.

Podrá prescindirse de las acciones reológicas y térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación a distancias adecuadas.

48.2. Cálculo simplificado de solicitaciones: Las simplificaciones que a continuación se establecen son aplicables cuando se cumplen simultáneamente las condiciones siguientes:

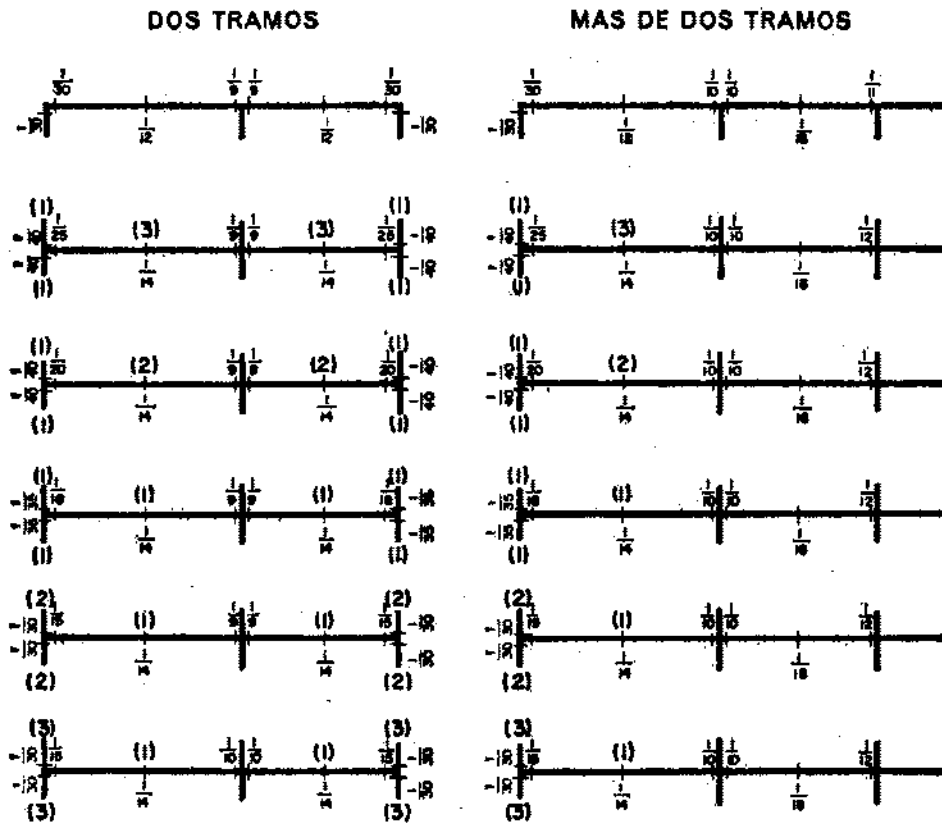
- a) La estructura está sometida exclusivamente a la acción de cargas verticales uniformemente repartidas de igual valor por unidad de longitud.
- b) La carga variable no es superior a la mitad de la carga permanente.

c) Dentro de cada vano, las piezas son de sección constante (no existen cartelas).

d) Las luces de dos vanos adyacentes cualesquiera no difieren entre sí en más del 20 por 100 de la mayor.

En estas condiciones podrán adoptarse como valores de los momentos flectores en las vigas los que se indican en la tabla 48.2 adjunta y como valores de los esfuerzos cortantes en las secciones de las vigas sobre soportes.

TABLA 48.2



NOTA.—Los valores de los momentos se obtienen multiplicando las cifras dadas en el esquema por $q \cdot l^2$ afectados del signo que corresponda.

Los números entre paréntesis indican rigideces relativas.

Los momentos de los pilares centrales se pueden considerar nulos.

$1,15 \frac{q}{2}$ — sobre el primer soporte interior;

$\frac{q}{2}$ — sobre los demás soportes,

siendo:

q = Valor de la carga máxima total por unidad de longitud. Las fórmulas valen para cualquier tipo de carga mayorada o característica.

l = Luz de cálculo de vano para determinar los momentos en los vanos y semisuma de las longitudes de los vanos adyacentes para el cálculo de momentos negativos.

No es necesario considerar esfuerzos axiales en las vigas.

Los esfuerzos axiales se calcularán por superposición de los esfuerzos cortantes actuantes a uno y otro lado del soporte considerado.

No es necesario considerar esfuerzos cortantes en los soportes.

Artículo 49. Placas sustentadas en dos bordes paralelos.

49.1. Generalidades: Se refiere este artículo a las placas rectangulares planas de espesor constante que aparecen sustentadas en dos bordes paralelos.

El cálculo de estas placas sometidas a cargas uniformemente repartidas o a cargas concentradas podrá realizarse, a falta de métodos más precisos, de acuerdo con los procedimientos simplificados que se indican en los apartados 49.2 a 49.4 siguientes. Si ambos tipos de cargas actúan simultáneamente, tanto la armadura principal de la placa como la armadura

transversal se calcularán para la suma de los momentos correspondientes a cada uno de los dos casos de cargas, estudiados independientemente.

49.2. Placas sustentadas en dos bordes paralelos sometidas a cargas uniformemente repartidas: En el caso de cargas uniformemente repartidas, el cálculo de la placa se realizará así-milándolo a:

a) Una viga, si la anchura l_x de la placa es igual o menor que la mitad de su luz l_y .

b) Una placa rectangular sustentada en su contorno, supuestos los bordes libres como simplemente apoyados, si la anchura l_x de la placa es mayor que la mitad de su luz l_y . En este caso, y a los efectos de aplicación del artículo 50 de esta Instrucción, se supondrá siempre que la relación l_x/l_y entre lados de la placa es superior a 2,3.

En el caso a), se dispondrá además una armadura transversal calculada para absorber un momento igual al 20 por 100 del momento principal. En el caso b), esta prescripción se cumple automáticamente al utilizar la tabla del artículo 50 citado.

49.3. Placas sustentadas en dos bordes paralelos sometidas a cargas concentradas: En el caso de una carga concentrada, y a los efectos del cálculo en flexión, se considerará como elemento principal resistente el constituido por una banda de placa (banda eficaz), cuya anchura b_e , denominada anchura eficaz, se determinará de acuerdo con el apartado 49.4 siguiente. Dicha banda se calculará entonces como viga, con el mismo tipo de sustentación que tenga la placa, suponiendo que la carga actúa repartida en todo el ancho b_e (ver figura 49.3). Deducida así la armadura principal de la banda eficaz, se

dispondrá además una armadura transversal en la cara inferior de dicha banda, capaz de resistir un momento M_{ly} igual a:

$$\text{si } l_x \leq 3 l_y, M_{ly} = \frac{M_{lx}}{1 + 4 \frac{l_x}{b}} \leq 0,1 M_l$$

$$\text{si } l_x \geq 3 l_y, M_{ly} = \frac{M_{lx}}{1 + \frac{4}{3} \frac{b}{l_y}} \leq 0,1 M_l$$

siendo (ver figura 49.3):

- l_x = Longitud del borde sustentado.
- l_y = Longitud del borde libre.
- b = Dimensión, paralela al borde sustentado, de la zona de actuación de la carga.
- M_{lx} = Momento transversal, por metro, a una distancia y del borde apoyado.
- M_{ly} = Momento longitudinal, por metro, a una distancia y del borde apoyado.
- M_l = Momento longitudinal en la sección en que actúa la carga (valor máximo de M_{lx}).

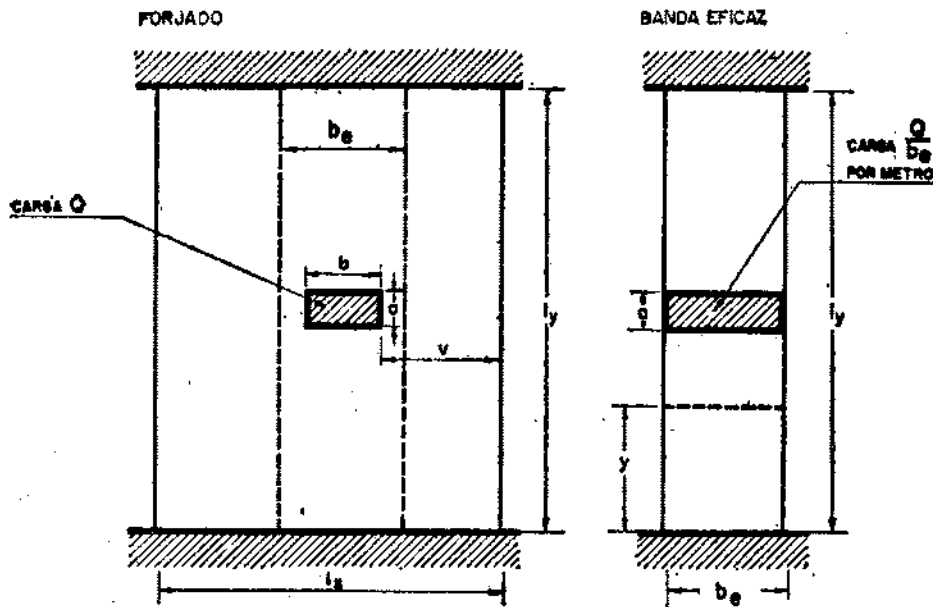


Figura 49.3

Si la banda eficaz alcanza el borde libre de la placa, se colocará una armadura transversal superior a lo largo de toda la luz del mismo, calculada para resistir un momento negativo de valor igual al 10 por 100 del momento longitudinal que se produciría en el centro de la luz de la placa si la carga actuase en dicha sección central. Esta armadura se extenderá sobre una longitud, medida desde el borde libre, igual al lado menor de la placa, e irá acompañada de una armadura longitudinal de igual cuantía.

En la cara inferior de las bandas adyacentes a la banda eficaz de la placa se dispondrán armaduras principales y transversales, cuya cuantía, en general, no debe ser menor del tercio de las armaduras respectivas existentes en la banda eficaz.

Si el borde libre de una placa posee un nervio de rigidización, para considerar su influencia en el comportamiento de la placa bajo una carga concentrada, puede suponerse que el nervio equivale a una banda adicional de placa con la misma rigidez a flexión.

49.4. Determinación de la anchura eficaz. La anchura eficaz b_e es función de las siguientes variables (ver figura 49.4):

- l_x = Longitud del borde sustentado.
- l_y = Longitud del borde libre.
- b = Dimensión, paralela al borde sustentado, de la zona de actuación de la carga.
- v = Distancia del borde de la zona de actuación de la carga al borde libre más cercano de la placa.
- K = Coeficiente de empotramiento en los apoyos:
 - $K = 1$, cuando existe articulación en los dos apoyos.
 - $K = 1/2$ cuando existe empotramiento en los dos apoyos.
 - $K = 2/3$ en los casos intermedios.

El valor de b_e se determinará de acuerdo con lo que a continuación se indica, teniendo en cuenta que deberá ser siempre $b_e \leq b$:

Primer caso: La carga actúa en el centro de la luz libre de la placa ($b_e = b_1$).

a) Si la carga actúa también en el centro del ancho de la placa, la anchura eficaz vale:

$$b_1 = \frac{b + K l_y}{l_x + K l_y} l_x, \quad \text{cuando } l_x \leq 3 K l_y,$$

$$b_1 = \frac{b}{4} + \frac{K l_y}{4}, \quad \text{cuando } l_x \geq 3 K l_y.$$

b) Si la carga no actúa en el centro del ancho de la placa, se adoptará como anchura eficaz el menor de los dos valores siguientes:

- b.1) El que corresponda del caso a) anterior.
- b.2) El que corresponda de los dos siguientes:

$$b + \frac{1}{3} K l_y$$

$$b_1 = \frac{1}{l_x + \frac{1}{3} K l_y} l_x + v, \quad \text{cuando } l_x \leq K l_y.$$

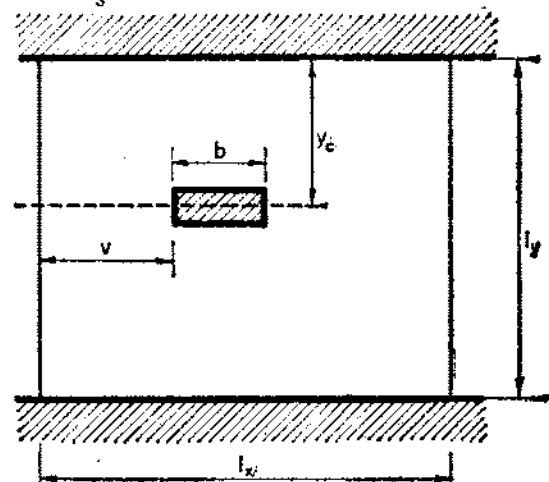


Figura 49.4

$$b_1 = \frac{3}{4} b + \frac{1}{4} K l_y + v, \quad \text{cuando } l_x \geq K l_y.$$

Segundo caso: La carga no actúa en el centro de la luz libre de la placa ($b_0 \neq b_2$).

Se calcula la anchura eficaz b_1 que correspondería al caso anterior. La anchura eficaz vale entonces:

$$b_2 = b_1 - (b_1 - b) \left[1 - 2 \frac{y_0}{l_y} \right]^2$$

siendo y_0 la distancia del centro teórico de aplicación de la carga al borde sustentado más próximo (ver figura 49.4).

Artículo 50. Placas rectangulares sustentadas en su contorno.

50.1. Generalidades: Se refiere este artículo a las placas rectangulares planas de espesor constante que aparecen sustentadas en sus cuatro bordes, cualquiera que sea la forma de sustentación de cada uno de ellos: simple apoyo, semiempotramiento o empotramiento perfecto.

Salvo expresa justificación en contrario, el canto total de

estas placas no será inferior a 1/40 ni a 2 centímetros, siendo 1 la luz correspondiente al vano más pequeño.

En el caso particular en que la carga exterior sea uniformemente repartida y actúe normalmente al plano de la placa, podrán aplicarse las prescripciones de los apartados 50.2 a 50.4 siguientes, a falta de estudios más completos.

50.2. Cálculo de momentos: Los valores de los máximos momentos flectores positivos o negativos, por unidad de longitud, que se producen en el centro y en los apoyos de la placa se tomarán de la tabla 50.2 adjunta, en la que aparecen los distintos casos posibles de placas con bordes simplemente apoyados o perfectamente empotrados.

Se tendrán en cuenta además las prescripciones siguientes:

a) En las placas semiempotradas en alguno de sus lados, se considerará un momento negativo sobre ese apoyo y un momento positivo sobre la sección central paralela a dicho apoyo, iguales entre sí en valor absoluto e iguales ambos a la semisuma de los valores absolutos de los momentos que se indican en la tabla 50.2 para esas mismas secciones (de borde y central) en la hipótesis de empotramiento perfecto en el borde considerado.

TABLA 50.2

l_x/l_y	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	>2,5
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$	44	59	73	84	93	100	106	110	112	125
$M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$	44	45	44	41	39	37	35	33	32	25
$M_{cy} = 0,001 q b^2 x$	21	28	34	37	40	41	41	42	42	42
$M_{cx} = 0,001 q b^2 x$	21	20	18	16	13	12	11	10	10	8
$M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$	52	64	73	79	82	83	83	83	83	83
$M_{bx} = -0,001 q b^2 x$	52	56	57	57	57	57	57	57	57	57
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$	28	38	45	51	55	58	59	61	61	63
$M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$	28	26	23	22	19	17	16	16	16	13
$M_{by} = -0,001 q b^2 x$	68	85	98	107	113	118	120	122	122	125
$M_{bx} = -0,001 q b^2 x$	68	74	77	78	78	79	79	79	79	79
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$	22	34	49	62	74	85	93	100	103	125
$M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$	32	37	40	41	41	39	37	35	35	25
$M_{bx} = -0,001 q b^2 x$	70	87	100	109	115	119	121	123	123	125
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$	32	36	39	41	42	42	42	42	42	42
$M_{cx} = 0,001 q b^2 x$	22	18	15	13	11	10	9	9	9	8
$M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$	70	77	81	83	84	84	83	83	83	83
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$	31	45	60	72	83	92	99	105	108	125
$M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$	37	41	42	41	40	38	36	34	33	25
$M_{bx} = -0,001 q b^2 x$	84	99	109	115	119	122	123	124	124	125
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$	37	45	51	55	58	60	60	61	62	63
$M_{cx} = 0,001 q b^2 x$	31	28	25	22	20	18	17	16	15	13
$M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$	84	98	108	114	119	121	122	123	124	125
$M_{bx} = -0,001 q b^2 x$	60	69	74	77	78	78	78	78	79	79
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$	21	31	40	46	51	55	57	59	60	63
$M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$	26	28	27	25	22	21	20	19	18	13
$M_{by} = -0,001 q b^2 x$	55	74	89	99	106	114	117	119	120	125
$M_{bx} = -0,001 q b^2 x$	60	69	74	77	78	78	78	78	79	79
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$	26	32	36	39	40	41	42	42	42	42
$M_{cx} = 0,001 q b^2 x$	21	19	17	14	12	11	10	10	10	8
$M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$	60	71	77	80	83	83	83	83	83	83
$M_{bx} = -0,001 q b^2 x$	55	57	59	57	57	57	57	57	57	57

- BORDE SIMPLEMENTE APOYADO
- BORDE EMPOTRADO
- M_{cy} = MOMENTO POSITIVO POR UNIDAD DE LONGITUD EN LA SECCION CENTRAL PARALELA A l_x PARA LA PIEZA FLECTANDO EN LA DIRECCION y .
- M_{cx} = MOMENTO POSITIVO POR UNIDAD DE LONGITUD EN LA SECCION CENTRAL PARALELA A l_y PARA LA PIEZA FLECTANDO EN LA DIRECCION x .
- M_{by} = MOMENTO NEGATIVO POR UNIDAD DE LONGITUD EN LOS BORDES x PARA LA PIEZA FLECTANDO EN LA DIRECCION y .
- M_{bx} = MOMENTO NEGATIVO POR UNIDAD DE LONGITUD EN LOS BORDES y PARA LA PIEZA FLECTANDO EN LA DIRECCION x .
- q = CARGA UNIFORME POR m^2

b) En las placas cuya relación de lados sea superior a 2,5 y cuyos lados menores estén simplemente apoyados, se considerará que en estos lados pueden aparecer unos momentos positivos o negativos, indistintamente, de magnitud igual a la tercera parte del valor del momento correspondiente a la sección perpendicular a dichos lados.

c) En todo borde simplemente apoyado y siempre que no se trate del caso b) anterior, se considerará que puede aparecer un momento negativo de valor igual al mayor de los que a continuación se indican, tomados en valor absoluto:

— La mitad del momento correspondiente a la sección central paralela al borde considerado.

— La tercera parte del momento correspondiente a la sección central perpendicular al borde considerado.

50.3. Disposición de armaduras: Para absorber tanto los momentos positivos como los negativos, se dispondrán las oportunas armaduras con arreglo a lo indicado en la figura 50.3.

Se tendrán en cuenta, además, las prescripciones siguientes:

a) En las placas con dos bordes adyacentes simplemente apoyados, la esquina por ellos formada deberá armarse de modo adecuado para absorber los esfuerzos de torsión correspondientes. A tal efecto, se suplementarán las armaduras deducidas para los momentos flectores principales, de manera que,

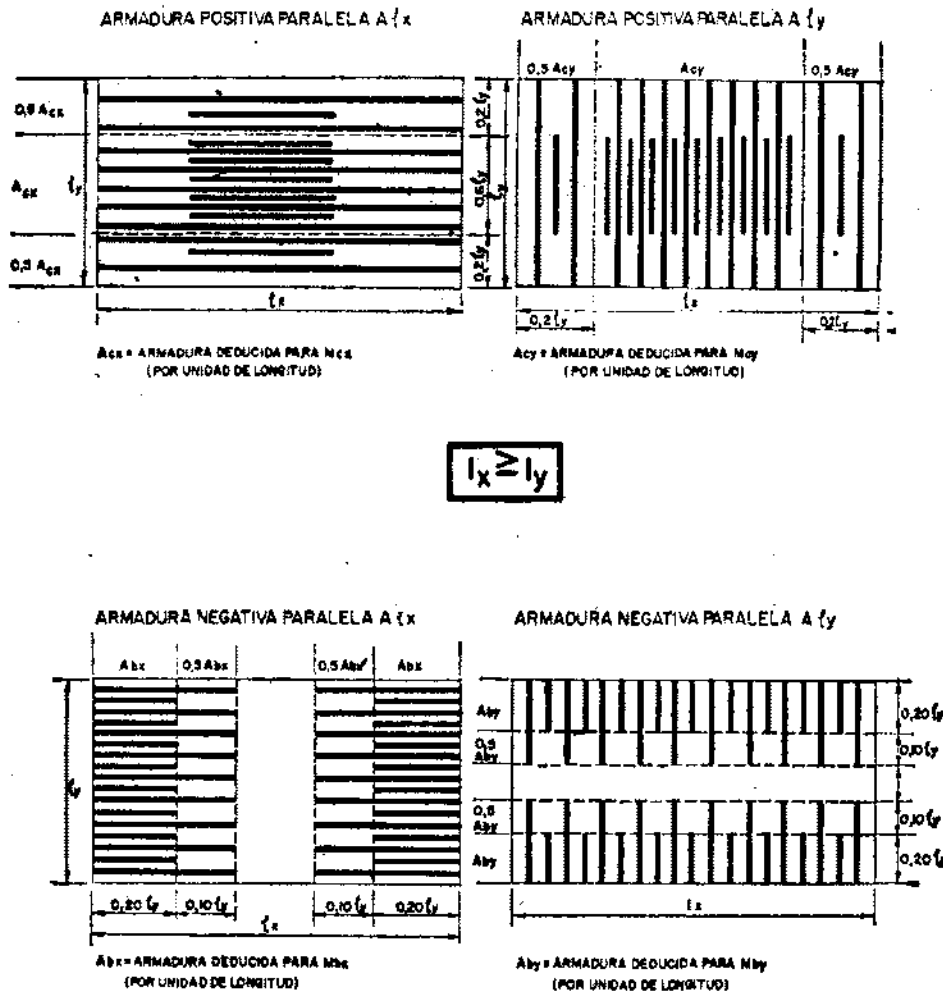


Figura 50.3

en la esquina, una zona cuadrada de lado igual a la quinta parte del lado menor de la placa resulte uniformemente armada con dos mallas ortogonales iguales, colocadas una en la cara superior y otra en la inferior, debiendo ser la cuantía de las barras de cada una de estas mallas, en cada dirección, igual o superior al 75 por 100 de la armadura necesaria para resistir el mayor de los momentos principales de la placa, deducidos de acuerdo con las prescripciones del apartado 50.2 anterior.

b) Cuando sea de aplicación el punto b) del apartado 50.2 anterior, las armaduras correspondientes se dispondrán a partir de cada lado menor simplemente apoyado, con una longitud igual a:

- Para las armaduras negativas, la quinta parte del lado menor de la placa.
- Para las armaduras positivas, la mitad del lado menor de la placa.

50.4. Reacciones en los apoyos: Los valores que deben considerarse para las reacciones verticales, a lo largo de los bordes de apoyo de la placa, son los siguientes (ver fig. 50.4):

a) Sobre los lados menores de la placa se considerará una distribución triangular, definida por el valor máximo $1/2 q \cdot l_y$

en el centro del lado, y el valor cero en los extremos (vértices de la placa).

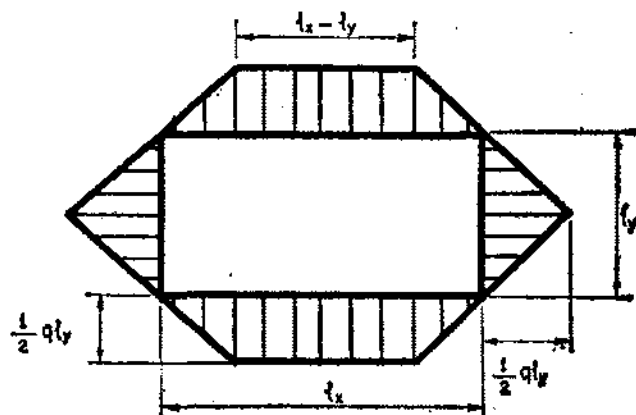


Figura 50.4

b) Sobre los lados mayores de la placa se considerará una distribución trapecial, definida por el valor máximo $1/2 q \cdot l_y$ extendido en una zona de longitud igual a la diferencia entre los lados de la placa y simétricamente dispuesta respecto al centro del lado mayor considerado y el valor cero en los extremos (vértices de la placa).

En la expresión del valor máximo $1/2 q \cdot l_y$ citado, q es la carga total por unidad de superficie y l_y el lado menor de la placa.

Artículo 51. Placas sobre apoyos aislados.

51.1. Campo de aplicación: Se refiere este artículo a las estructuras de una o varias plantas, constituidas por placas macizas o aligeradas con nervios en dos direcciones perpendiculares, que no pesen, en general, vigas para transmitir las cargas a los apoyos y descansan directamente sobre soportes de hormigón armado, con o sin capitel, dispuestos en planta según los nudos de una malla sensiblemente ortogonal.

51.2. Definiciones.

Capitel: Ensanchamiento del extremo superior de un soporte que sirve de unión entre éste y la placa. Puede no existir.

Abaco: Zona de una placa alrededor de un soporte o de su capitel que se resalta, o si se trata de placa aligerada se maciza sin o con resalto. En las placas macizas puede no existir, y si existe puede ir acompañado de capitel. En las placas ali-

geradas su existencia es preceptiva, pudiendo ir acompañado o no de capitel (ver fig. 51.2.a).

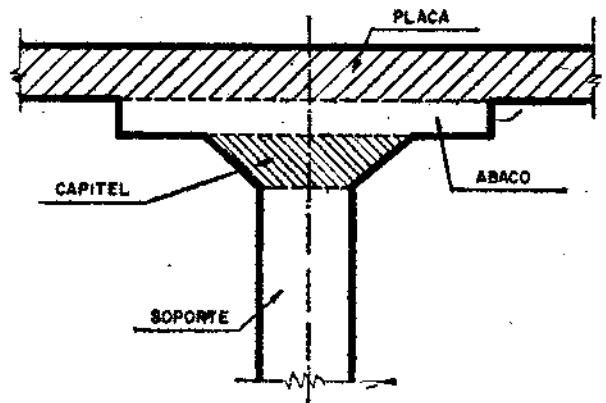
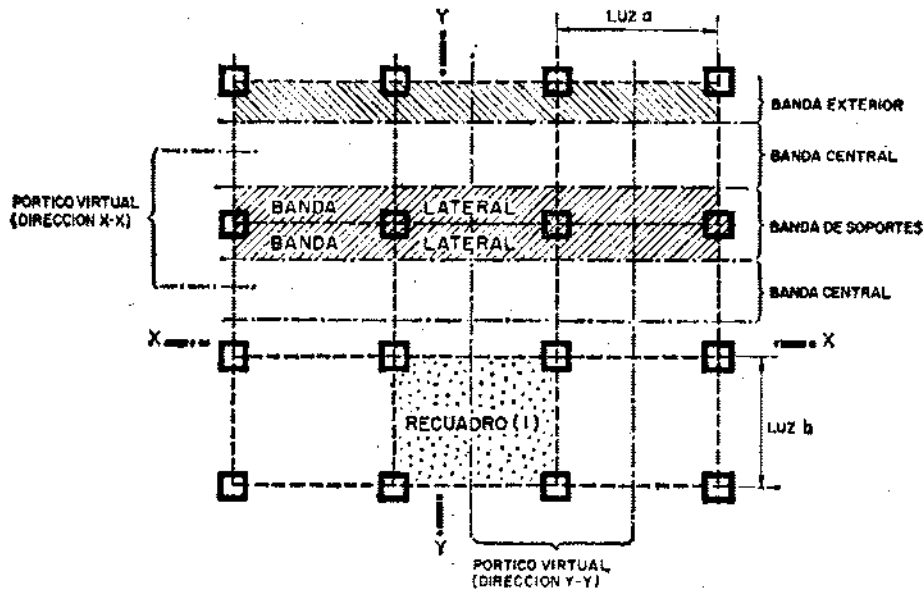


Figura 51.2.a

Recuadro: Zona rectangular de placa, limitada por las líneas que unen los centros de cuatro soportes contiguos. Para una dirección dada puede ser interior o exterior (ver figura 51.2.b).



(1) EN LA DIRECCION X-X EL RECUADRO ES INTERIOR
EN LA DIRECCION Y-Y EL RECUADRO ES EXTERIOR

Figura 51.2.b

Recuadro interior: Aquel que, en la dirección considerada, queda situado entre otros dos recuadros.

Recuadro exterior: Aquel que, en la dirección considerada, no tiene recuadro contiguo a uno de los lados.

Luz: Distancia entre dos líneas paralelas y consecutivas de soportes; también en cada una de las dimensiones a y b del recuadro.

Banda: Cada una de las franjas ideales, paralelas a la dirección del vano que se considera, en que se supone dividido un recuadro (o fila de recuadros) a los efectos de distribución de esfuerzos (ver fig. 51.2.b). Se distinguen:

Banda central: Salvo en el caso de excepción indicado en el párrafo 2) del apartado 51.4 del presente artículo, esta banda comprende la mitad central del recuadro (o fila de recuadros).

Banda lateral: Salvo en el caso de excepción indicado en el párrafo 2) del apartado 51.4 del presente artículo, esta banda es la situada lateralmente en el recuadro (o fila de re-

cuadros), de anchura igual a $1/4$ de la luz del vano perpendicular a la banda.

Banda de soportes: La formada por dos bandas laterales contiguas, situadas a ambos lados de la línea que une los centros de una fila de soportes.

Banda exterior: Banda lateral de un recuadro exterior (o fila de recuadros), situada sobre la fila de soportes exteriores.

Portico virtual: Elemento ideal que se adopta para el cálculo de la placa según una dirección dada. Está constituido por una fila de soportes y dinteles de sección igual a la de la zona de placa limitada lateralmente por los ejes más separados de los recuadros adyacentes a la fila de soportes considerada; es decir, que dicha zona comprende una banda de soportes y dos semibandas centrales, una a cada lado (ver fig. 51.2.b).

51.3. Disposiciones relativas a las dimensiones de los distintos elementos: Para que sea de aplicación el método de cálculo expuesto en 51.4 se deberán cumplir las siguientes limitaciones:

a) Soporte: La menor dimensión de la sección transversal del soporte deberá ser no menor de 25 centímetros.

b) Capitel: Los paramentos del capitel formarán con el eje del soporte un ángulo no superior a 45°. Si no se cumple esta condición no se considerarán como capitel, desde el punto de vista resistente, las zonas periféricas que queden por fuera del límite indicado (ver figura 51.3.a).

Designando por a' y b' las dimensiones de la sección transversal del capitel, en su unión con la placa o el ábaco, y por a_1 , a_2 , b_1 , b_2 las luces de los recuadros que tienen común el capitel correspondiente, deberán cumplirse las desigualdades:

$$\begin{aligned} a' &\leq 0,3 a_1 & b' &\leq 0,3 b_1 \\ a' &\leq 0,3 a_2 & b' &\leq 0,3 b_2 \end{aligned}$$

c) Abaco: Su existencia es opcional en las placas macizas y obligatoria en las aligeradas. En estas últimas la distancia del borde del ábaco al eje del soporte deberá ser no menor que 0,15 de la luz correspondiente del recuadro considerado.

En el cálculo de la armadura necesaria para resistir los momentos negativos sobre los apoyos, se tomará como espesor del ábaco (figura 51.3.b) el siguiente:

- Si el ábaco no tiene resalto, el de la placa.
- Si el ábaco tiene resalto, el menor de los siguientes:
- El espesor total del ábaco.

— El espesor de la placa más la cuarta parte de la distancia del borde del ábaco al del soporte o, en su caso, al capitel.

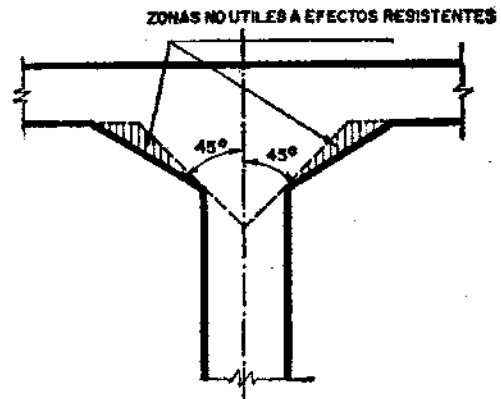


Figura 51.3.a

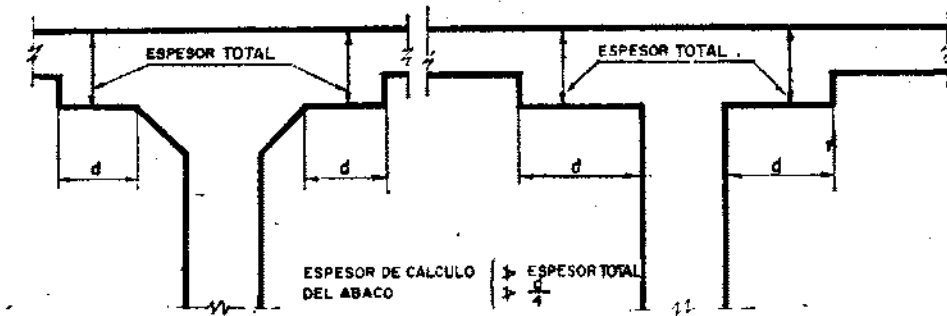


Figura 51.3.b

d) Placas macizas: El espesor de las placas no será inferior al mayor de los siguientes valores:

- 12 centímetros o $1/36$, siendo l la luz del vano, en el caso de placas sin ábacos o si éstos no cumplen las dos condiciones siguientes:

a) La longitud total del ábaco en la dirección de cada vano es igual o superior al tercio de la luz l de ese vano.

b) El resalto del ábaco es igual o superior a la cuarta parte del espesor de la placa.

- 10 centímetros o $1/40$, siendo l la luz del vano mayor, en el caso de placas con ábacos que cumplan las condiciones anteriores.

e) Placas aligeradas: El espesor de las placas aligeradas no será inferior al mayor de los siguientes valores:

- 15 centímetros o $1/30$, siendo l la luz del vano mayor.

El ancho de los nervios no será inferior al mayor de los siguientes valores:

- 10 centímetros o $h/3$, siendo h su espesor.

La separación entre ejes de nervios no será superior a 1 metro, debiendo ser el número de nervios de cada recuadro, en cada dirección, no menor que cuatro.

En todos los casos se dispondrá una capa de compresión de espesor no menor de 3 centímetros.

51.4. Método de cálculo: Las placas continuas sobre soportes aislados dispuestos en planta según los nudos de una malla ortogonal que cumplan las condiciones de los apartados 51.1 y 51.3 pueden calcularse estudiando en cada una de las dos direcciones de la malla un pórtico virtual según el apartado 51.2. El pórtico que resulte en cada dirección se calculará para la totalidad de la carga y bajo la hipótesis que resulte más desfavorable.

En el cálculo de los pórticos virtuales, con el fin de tener en cuenta la relativa mayor rigidez de la placa, se afectará a la inercia de los pilares del factor $2/3$.

Cuando la relación entre la máxima longitud a en la dirección del pórtico calculado y la máxima anchura b de la malla considerada sea menor o igual a $4/3$, se obtendrán los momentos para las bandas centrales, las bandas de soportes y las bandas exteriores multiplicando los momentos obtenidos en dicho pórtico tanto para los apoyos como para los centros de vano por los correspondientes coeficientes de la tabla 51.4.a, para los distintos casos de recuadro interior o exterior.

Si la relación entre la longitud a y la anchura b del recuadro considerado es superior a $4/3$, se tendrá en cuenta lo siguiente:

1) Cuando se calcula en la dirección del lado mayor, los momentos resultantes se distribuirán, entre las distintas bandas que constituyen el pórtico virtual, según las proporciones indicadas en la tabla 51.4.b.

2) Cuando se calcula en la dirección del lado menor, el recuadro se considera dividido en dos bandas laterales, cada una de las cuales tiene anchura igual a la cuarta parte del lado menor, y una central de anchura igual a la diferencia entre el lado mayor y la mitad del menor (figura 51.4). En el cálculo, la distribución de los momentos entre las bandas así definidas que constituyen un pórtico virtual, se ejecutará según las proporciones indicadas en la tabla 51.4.a anteriormente citada.

En cualquier caso, el cálculo de los pórticos virtuales podrá realizarse según el apartado 48.2 de esta Instrucción, siempre que se den las condiciones en él contempladas.

TABLA 51.4.a

Distribución, en tanto por ciento, de los momentos en apoyos y centro de los vanos, entre las bandas de cada uno de los pórticos

(Aplicable cuando la relación entre la longitud a y la anchura b del recuadro es $\frac{a}{b} \leq \frac{4}{3}$ o cuando, siendo $\frac{a}{b} > \frac{4}{3}$,

$$\frac{a}{b} \leq \frac{4}{3} \text{ o cuando, siendo } \frac{a}{b} > \frac{4}{3}$$

se trata del caso 2) del apartado 51.4)

Factores en tanto por ciento para el cálculo de los momentos

	MOMENTOS DE VANO	MOMENTOS NEGATIVOS		
		Apoyos interiores	Apoyos exteriores	
			Caso A	Caso B
Banda de soportes	60	76	80	60
Banda central	40	24	20	40
Banda exterior				
Caso A.	30	38	40	30
Caso B.	15	19	20	15

Caso A: Placa apoyada en el borde sobre soportes sin vigas o con vigas de canto igual al de la placa.

Caso B: Placa apoyada en el borde sobre muro de hormigón armado o sobre soportes con vigas de canto igual o superior a tres veces el de la placa.

TABLA 51.4.b

Distribución, en tanto por ciento, de los momentos en apoyos y centro de los vanos, entre las bandas de cada uno de los pórticos

[Aplicable cuando siendo la relación entre la longitud a y

la anchura b del recuadro $\frac{a}{b} > \frac{4}{3}$ se trata del caso 1) del

apartado 51.4l

Factores en tanto por ciento para el cálculo de los momentos

	MOMENTOS DE VANO	MOMENTOS NEGATIVOS		
		Apoyos interiores	Apoyos exteriores	
			Caso A	Caso B
Banda de soportes	50	66	73	50
Banda central	50	34	27	50
Banda exterior				
Caso A.	25	33	36	25
Caso B.	12	16	18	12

Caso A: Placa apoyada en el borde sobre soportes sin vigas o con vigas de canto igual al de la placa.

Caso B: Placa apoyada en el borde sobre muro de hormigón armado o sobre soportes con vigas de canto igual o superior a tres veces el de la placa.

51.5. Comprobación a punzonamiento: Se comprobará a punzonamiento la sección constituida por el conjunto de secciones verticales resistentes situadas alrededor del soporte y concéntricas con él, a una distancia igual a la mitad del canto útil de la placa, contada a partir del borde del capitel o del soporte, si no existe capitel. En las placas con ábaco se repetirá la comprobación anterior a partir del borde del ábaco.

SIN ABACO

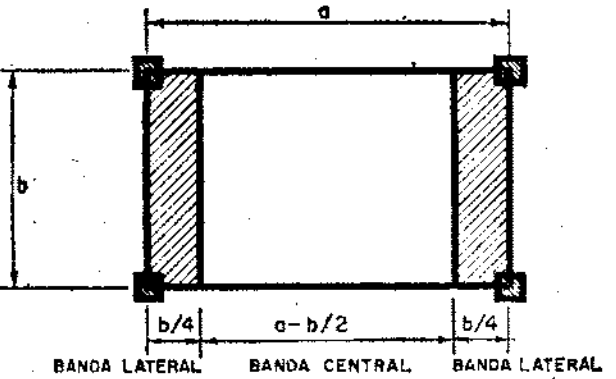
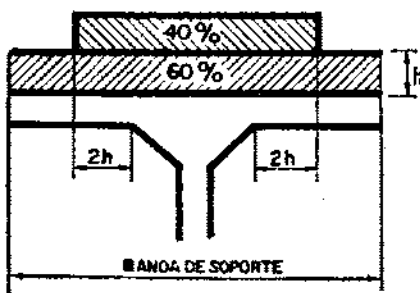


Figura 51.4

Para que la placa se encuentre en buenas condiciones resistentes al punzonamiento, ha de verificarse la siguiente limitación:

$$\gamma_r \cdot N \leq u_a \cdot d \cdot f_{cv}$$

con los siguientes significados:

N = Reacción del soporte menos la parte que carga en la zona de punzonamiento.

γ_r = Coeficiente de seguridad de la sollicitación.

u_a = Perímetro de la zona resistente al punzonamiento.

d = Canto útil de la placa.

f_{cv} = Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante. En los soportes exteriores se adoptará el mismo valor definido en el apartado 35.2 de esta Instrucción, y en los centrales se admite un valor doble del anterior.

En los casos que la limitación anterior no pueda cumplirse, se dispondrá una armadura de punzonamiento formada por barras inclinadas a 45° o estribos, calculada según los apartados 35.3, 35.4 y 35.5 de esta Instrucción.

51.6. Disposiciones constructivas:

a) Placas macizas de canto constante.

La separación entre armaduras principales no será superior a 25 centímetros, debiendo ser su diámetro no superior a la décima parte del espesor de la placa.

Las armaduras superior e inferior correspondientes a la dirección menos sollicitada, en cada recuadro, tendrán una sección de al menos el veinticinco por ciento (25 por 100) de las armaduras análogas de la dirección principal.

En los bordes de las placas se dispondrá, además de la armadura resultante del cálculo de la placa, la correspondiente a las sollicitaciones puntuales que eventualmente haya de considerarse.

Las armaduras se distribuirán de la siguiente manera en cada dirección:

- En bandas centrales: Uniformemente.
- En bandas de soporte:
 - Las correspondientes a momentos flectores positivos, uniformemente.
 - Las correspondientes a momentos flectores negativos:
 - El 60 por 100, uniformemente.
 - El 40 por 100 restante, uniformemente, en la zona del ábaco (o del capitel, si no existe ábaco y sí capitel), más dos veces el canto útil de la placa, a cada lado (ver figura 51.6.a), o en la semibanda de soporte, en caso de no existir ábaco ni capitel.

CON ABACO

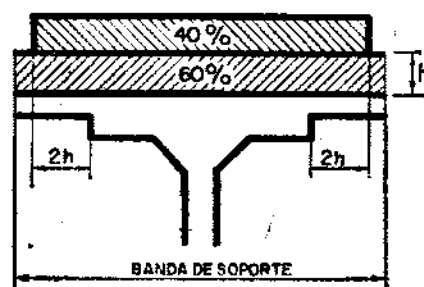


Figura 51.6.a

b) Placas aligeradas:

La distribución de las armaduras entre los nervios y ábacos de los recuadros se realizará conforme a lo señalado para las losas macizas, siéndoles igualmente de aplicación las limitaciones establecidas para el diámetro máximo de las armaduras y cuantía en la dirección menos solicitada.

No obstante lo establecido en el artículo 35, en los nervios de borde de las placas aligeradas se dispondrán cercos con una separación entre ellos no mayor de $0,5 d$ capaces de absorber las tensiones y esfuerzos cortantes que se produzcan.

Siempre que el hormigón no cumpla la condición de segu-

ridad al punzonamiento contenido en el apartado 51.5, será necesaria la colocación de armadura de punzonamiento constituida por cercos, verticales o inclinados, o barras dobladas. Los cercos se dispondrán alrededor del soporte en una zona de anchura no menor de $1,5 d$ a una distancia del mismo menor de $0,5 d$ y con separación entre ellos menor de $0,75 d$. Las barras se dispondrán en una o dos capas, debiéndose colocar igual número en cada dirección, y capa, conforme al esquema que se indica en la figura 51.6.b. Tanto para las placas macizas como para las aligeradas, deben cumplirse las disposiciones de armaduras y longitudes mínimas de anclaje que se indican en la figura 51.6.c.

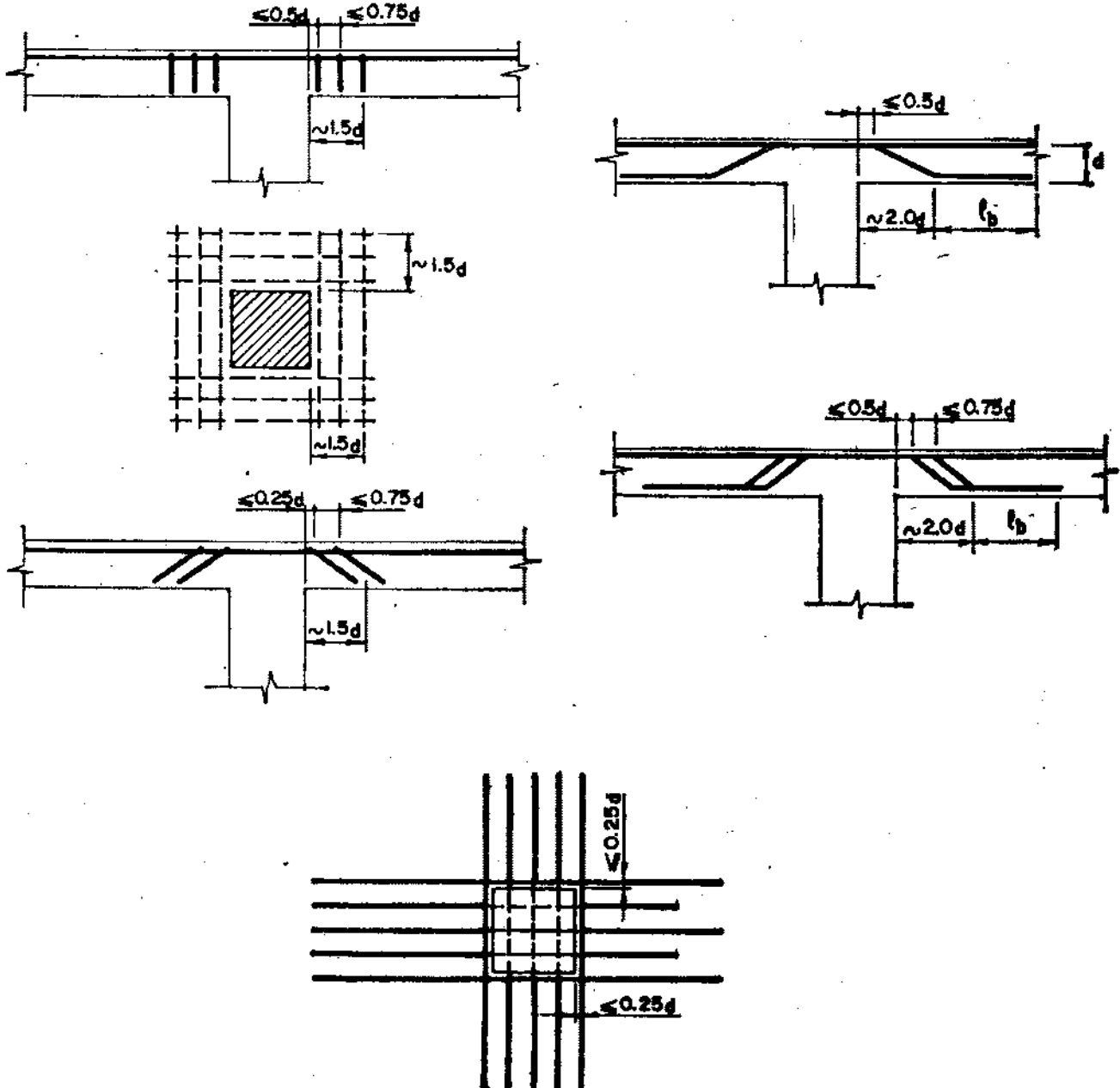


Figura 51.6.b

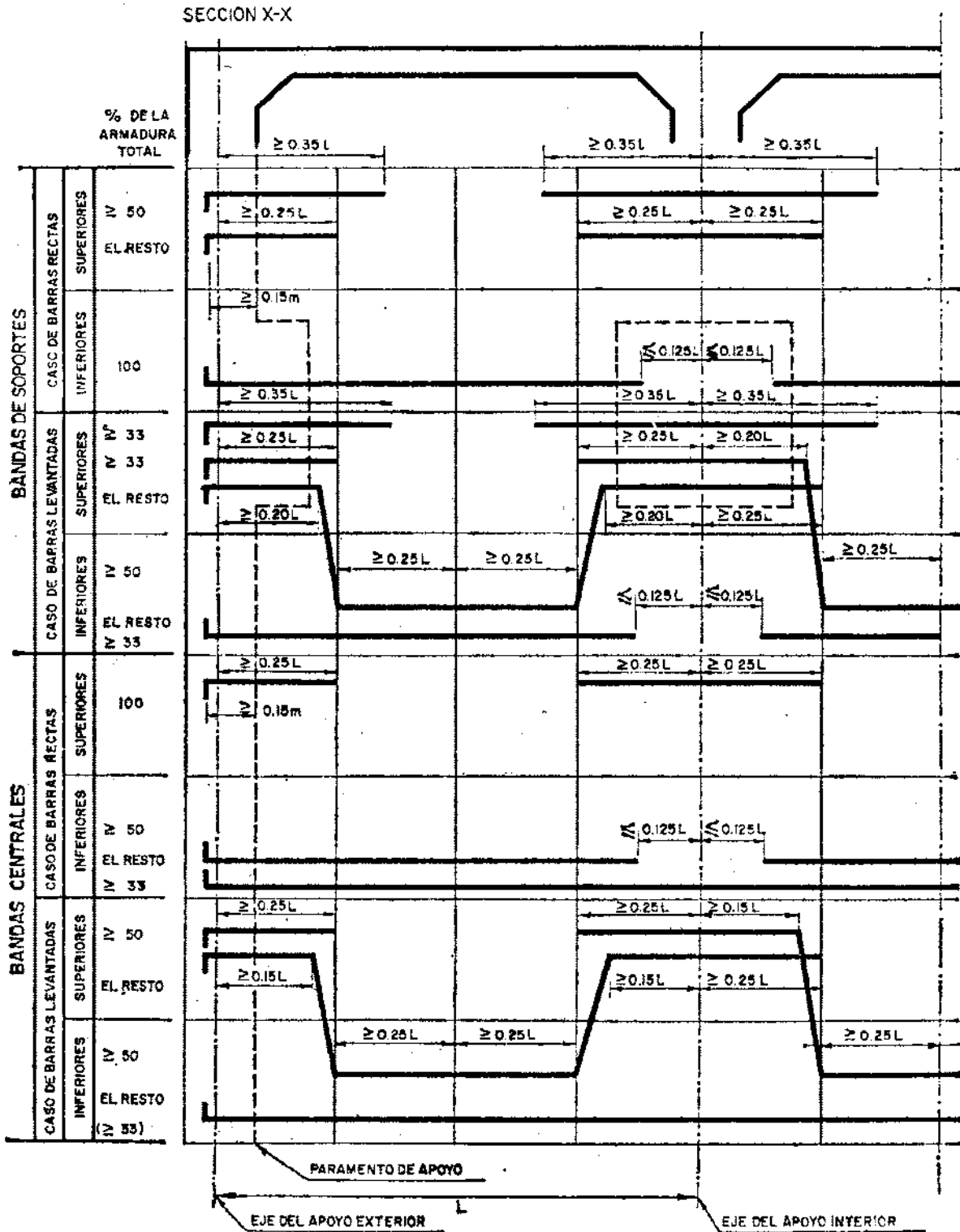


Figura 51.6.c

Artículo 53. Láminas.

52.1. Generalidades: Se llaman láminas aquellos elementos estructurales superficiales, de espesor pequeño en comparación con sus otras dimensiones, que desde un punto de vista estático se caracterizan por su comportamiento resistente tridimensional, el cual está influido fundamentalmente por su forma geométrica, sus condiciones de borde y la naturaleza de la carga aplicada.

En general, las láminas se sustentan en alguno o en todos sus bordes sobre elementos de contorno a los que transmiten sus cargas. Estos elementos pueden ser vigas, arcos, placas, etcétera.

Otras veces se disponen en las láminas nervios de borde o nervios interiores, cuya misión principal suele ser la rigidización de la superficie laminar, con objeto de evitar que las deformaciones locales alcancen un valor excesivo.

52.2. Principios de cálculo: Para la determinación de esfuerzos y deformaciones, así como para el estudio de la estabilidad de las láminas, se recurrirá en general al cálculo elástico, siendo de aplicación todas las hipótesis generales de la elasticidad y las simplificaciones particulares, que para el cálculo clásico de las estructuras laminares ha sancionado la experiencia. A tales efectos, se supondrá el hormigón sin armar ni fisurar, es decir, perfectamente homogéneo e isótropo.

No se admitirá el cálculo plástico para la determinación de esfuerzos, salvo que se justifique convenientemente su aplicación al caso particular estudiado.

En el dimensionamiento de láminas se establecerá la hipótesis de que el hormigón sólo resiste esfuerzos de compresión, debiendo los de tracción ser absorbidos totalmente por el acero.

En particular, para el dimensionado de los elementos de borde podrá considerarse que una zona contigua de la lámina forma parte del elemento, debiendo justificarse debidamente la amplitud adoptada para dicha zona. Las secciones resultantes de aplicar este criterio se dimensionarán para la sollicitación total existente, es decir, para la combinación de esfuerzos resultantes en la sección como perteneciente al elemento de borde, por una parte, y a la lámina, por otra.

Cuando puedan tener consecuencias perjudiciales en el comportamiento de la lámina, se considerarán las deformaciones elásticas y, en su caso, las debidas a la fluencia, variación de temperatura y retracción del hormigón. Generalmente, en el estudio de la estabilidad de las láminas es necesario tener en cuenta las deformaciones mencionadas, así como las eventuales variaciones de forma por inexactitudes durante la ejecución. El coeficiente de seguridad al pandeo no será, en ningún caso, menor de 4.

Si no se posee experiencia acerca del proyecto y ejecución de láminas análogas al caso que se estudia, si el desarrollo teórico de cálculo es propicio a la introducción de errores, o si las hipótesis simplificadoras que necesariamente deben introducirse no están suficientemente sancionadas por la práctica, se recurrirá al estudio experimental en modelo reducido, recomendándose confiar la realización de dicho estudio a centros u organismos que posean la debida experiencia en este tipo de ensayos.

52.3. Disposiciones relativas al hormigón: La resistencia característica del hormigón utilizado en la construcción de láminas estará comprendida entre 200 y 400 kp/cm².

Salvo justificación en contrario, no se construirán láminas con espesores de hormigón menores de los siguientes:

- láminas plegadas: 9 centímetros;
- láminas de simple curvatura: 7 centímetros;
- láminas de doble curvatura: 5 centímetros;

admitiéndose rebajar dichos límites en el caso de pequeñas unidades laminares prefabricadas, si bien se recomienda no emplear nunca espesores menores de 3 centímetros.

La terminación del encofrado, la ejecución del hormigón, la puesta en obra del mismo y las operaciones de desencofrado se ajustarán a las más estrictas normas de buena práctica, debiendo evitarse todo movimiento accidental de la lámina encofrada durante la construcción.

52.4. Disposiciones relativas a las armaduras: Las disposiciones que a continuación se incluyen tienen un carácter recomendativo:

a) En aquellas zonas de la lámina en que sean determinantes los esfuerzos membrana, y salvo justificación especial, el trazado de las armaduras no deberá desviarse en más de 10° de la dirección de los esfuerzos principales de tracción.

b) Las armaduras de la lámina se colocarán en posición rigurosamente simétrica respecto a la superficie media de la misma.

c) La cuantía mecánica en cualquier sección de la lámina cumplirá la limitación:

$$\rho \leq 0,30 + \frac{50}{f_{ca}}$$

en la que f_{ca} es la resistencia de cálculo del hormigón a compresión, expresada en kp/cm².

d) Si el espesor de la lámina es igual o superior a 7 centímetros, se dispondrán, próximas a los paramentos y en posición simétrica respecto a la superficie media, dos mallas ordinarias formadas como mínimo por alambres Ø 8; a 30 centímetros entre sí o dos mallas electrosoldadas de alambre Ø 5; a 20 centímetros entre sí. Si el espesor de la lámina es inferior a 7 centímetros, podrán sustituirse las dos mallas mencionadas por una sola, colocada en la superficie media.

En uno y otro caso, estas mallas podrán descontarse de las armaduras exigidas por el cálculo.

e) La distancia entre armaduras principales no será superior a:

- Tres veces el espesor de la lámina, si se dispone una malla en la superficie media.
- Cinco veces el espesor de la lámina, si se disponen mallas junto a los dos paramentos.

f) Los recubrimientos de las armaduras cumplirán las condiciones generales exigidas en el apartado 13.3 de esta Instrucción, admitiéndose reducirlos, para barras de Ø ≤ 14, a los valores siguientes:

- En paramento exterior con superficie protegida: 1 centímetro.
- En paramento exterior con superficie no protegida: 1,5 centímetros.
- En paramento interior con ambiente seco: 1 centímetro.

Artículo 53. Cargas concentradas sobre macizos.

53.1. Esfuerzo longitudinal de compresión: Cuando sobre la superficie A_c de un macizo de apoyo o elemento análogo, de forma aproximadamente cúbica, actúa una carga repartida en una superficie A_{c1} concéntrica con A_c (figura 53.1.a), el cálculo a compresión de dicho elemento podrá realizarse con la carga mayorada, suponiendo que la resistencia de cálculo f_{ca} del hormigón alcanza un valor β veces superior al ordinario con

$$\beta = 3 \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} \geq \gamma_0$$

siendo γ_0 el coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

Las mismas hipótesis de cálculo son aplicables al caso de una pieza prismática de sección aproximadamente cuadrada, sobre la que actúa una carga repartida en una faja central. En este caso el coeficiente β se tomará igual a:

$$\beta = 1 \sqrt{\frac{b}{b_1}} \geq \gamma_0$$

siendo b y b_1 las anchuras de la sección total y de la faja cargada, respectivamente (figura 53.1.b).

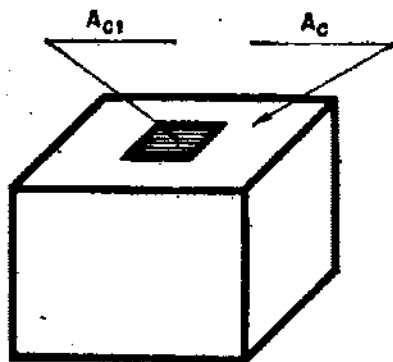


Figura 53.1.a

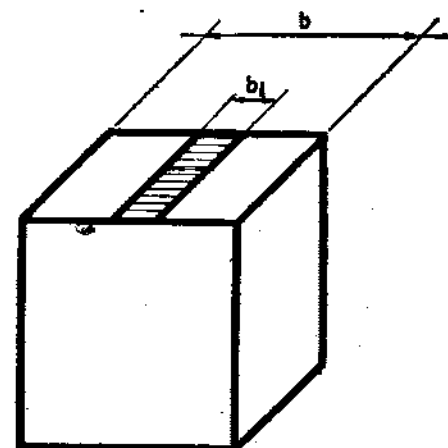


Figura 53.1.b

53.2. Esfuerzo transversal de tracción: Salvo estudio particular de la forma de distribución de las tensiones en el interior del macizo, podrá suponerse que el esfuerzo transversal de tracción producido cuando sobre dicho elemento actúa una carga repartida en una faja es igual a la cuarta parte del valor total de esa carga. Deberá disponerse, por tanto, debajo de la carga y próxima al paramento cargado, una armadura de tracción que absorba la totalidad de dicho esfuerzo, y, además, la correspondiente armadura de reparto.

Artículo 54. Zapatas armadas.

54.1. Generalidades: En el dimensionamiento de zapatas, y a los efectos de comprobación de que la carga unitaria sobre el terreno no supera la tensión admisible de éste, se considerará como carga actuante la transmitida por el soporte, más el peso propio de la zapata y el del terreno que descansa sobre ella, todas ellas sin mayorar.

Por el contrario, a los efectos de cálculo de solicitaciones actuando sobre la zapata, se considerará únicamente la reacción del terreno que corresponde a la carga mayorada transmitida por el soporte, sin incluir el peso propio de la zapata ni el terreno que descansa sobre ella.

El cálculo de las zapatas se realizará, en general, considerando que trabajan como piezas en ménsula. Esta hipótesis es de obligada aplicación cuando se trate de zapatas flexibles, es decir, aquellas en las que su canto total h , medido en la sección de paramento del soporte, es menor a su vuelo v . En cambio, para aquellas zapatas en las que el vuelo v es inferior al canto total h (zapatas rígidas), puede admitirse el procedimiento simplificado de cálculo del apartado 54.3 de este artículo.

En todos los casos, el espesor de la zapata en cualquier sección de la misma no será inferior a 25 centímetros si aquella descansa sobre el terreno, ni a 40 centímetros si descansa sobre pilotes.

54.2. Zapatas rectangulares flexibles: Estas zapatas se armarán paralelamente a los dos lados de su base, haciendo un cálculo por separado en cada dirección, de acuerdo con las prescripciones siguientes:

a) El cálculo a flexión se realizará comprobando la sección AA coincidente con la cara del soporte, calculándose en la hipótesis de pieza en ménsula, bajo la carga correspondiente

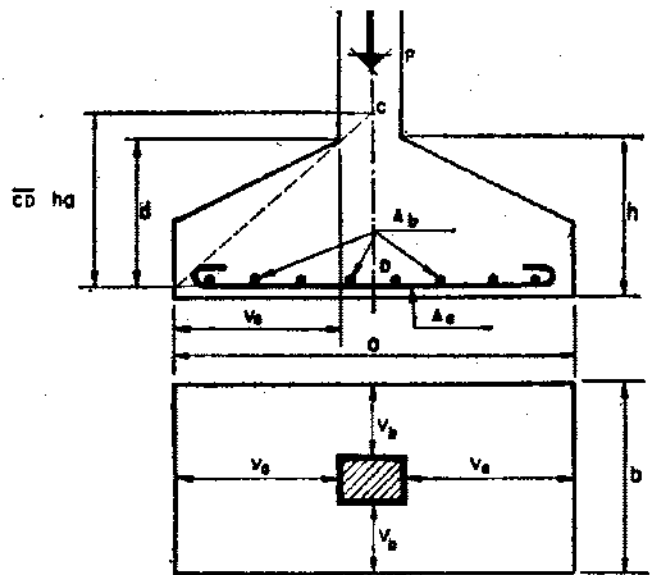


Figura 54.1

a la reacción del terreno sobre la zona rayada en la figura 54.2.a.

b) El cálculo a esfuerzo cortante se realizará comprobando la sección BB, situada a una distancia $h/2$ de la cara del soporte, bajo la carga correspondiente a la reacción del terreno sobre la zona rayada en la figura 54.2.b.

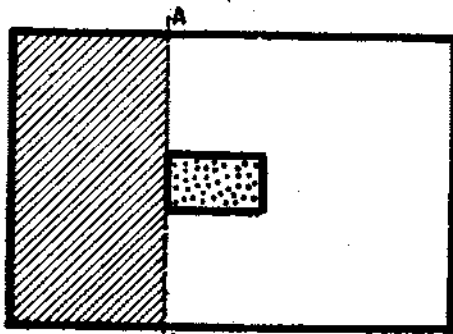


Figura 54.2.a

La armadura A_s , paralela al lado mayor, a , de la base de la zapata, se distribuirá uniformemente. La armadura A_b , paralela al lado menor, b , se colocará de forma que una parte de ella igual a $\frac{2b}{a+b} A_s$ resulte uniformemente distribuida

en una banda central de anchura igual al lado menor b , repartiéndose uniformemente el resto en las dos bandas laterales resultantes (fig. 54.2.c).

54.3. Zapatas rectangulares rígidas con carga centrada: En las zapatas aisladas se dispondrá, en cada una de las direcciones a y b , una armadura uniformemente distribuida, dada por las fórmulas:

$$A_s = \frac{N_d \cdot a}{8 \cdot h_a \cdot f_{yd}} \quad (1)$$

$$A_b = \frac{N_d \cdot b}{8 \cdot h_b \cdot f_{yd}} \quad (2)$$

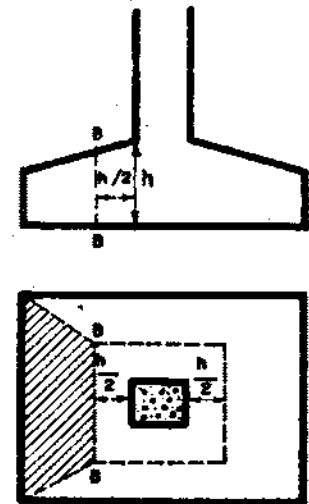


Figura 54.2.b

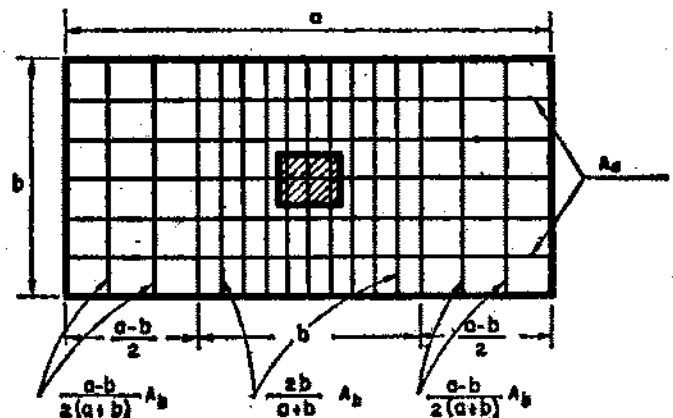


Figura 54.2.c

en donde (ver figura 54.1):

- a, b = dimensiones de la base de la zapata;
- A_a = sección total de la armadura paralela al lado a;
- A_b = sección total de la armadura paralela al lado b;
- t_a, t_b = distancia del punto C al plano de la armadura A_a ó A_b , respectivamente (ver fig. 54.1). El punto C es la intersección del eje del soporte con la línea que une el punto teórico final de la armadura A_a ó A_b , respectivamente, y el cuello de la zapata;
- N_d = valor de cálculo de la carga transmitida por el soporte;
- f_{yd} = resistencia de cálculo del acero en tracción.

En las zapatas corridas en las que la dimensión b es varias veces mayor que la dimensión a, se dispondrá una armadura principal A_a uniformemente distribuida, igual a la (1) anterior, y una armadura A_b de reparto no inferior a la cuarta parte de la armadura principal.

Artículo 55. Vigas de gran canto.

55.1. Generalidades: Se consideran como vigas de gran canto las vigas rectas generalmente de sección constante y cuya refacción entre la luz, l, y el canto total h, es inferior a 2, en vigas simplemente apoyadas, o a 2,5 en vigas continuas.

En las vigas de gran canto se considerará como luz de un vano:

- A la distancia entre ejes de apoyos, si esta distancia no sobrepasa en más de un 15 por 100 a la distancia libre entre paramentos de apoyos (l = luz libre).
- A 1,15 veces la luz libre en caso contrario.

55.2. Anchura mínima: El comportamiento de la viga al riesgo de pandeo transversal de la zona de compresión, así como la resistencia del hormigón, tanto a flexión como a esfuerzo cortante, limitarán la anchura b de las vigas de gran canto.

A estos efectos, el esfuerzo cortante máximo, debido a las cargas y sobrecargas, y determinado como en las vigas normales, no sobrepasará el valor:

$$V_d = 0,10 b \cdot h \cdot f_{cd} \quad \text{si } h \leq 1$$

$$V_d = 0,10 b \cdot l \cdot f_{cd} \quad \text{si } h > 1$$

En vigas de gran canto de uno o varios vanos de igual longitud y solicitadas por una carga uniformemente repartida,

actuando en su plano medio las limitaciones anteriormente expuestas se reducen a:

$$b \geq \frac{l_0}{8} \cdot \frac{\sqrt{q_d}}{\sqrt{f_{cd} \cdot h}}$$

$$b \geq \frac{l_0}{0,2} \cdot \frac{q_d}{f_{cd} \cdot h}$$

donde:

- b = Anchura o espesor de la viga.
- h = Canto total de la viga.
- l_0 = Luz libre.
- q_d = Valor de cálculo por unidad de longitud de la carga uniformemente repartida.
- f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.

En todo caso, la dimensión b deberá ser suficiente para poder alojar en su interior las armaduras necesarias respetando las condiciones generales de fisuración y recubrimientos mínimos.

55.3. Cálculo de los esfuerzos longitudinales: Los esfuerzos principales, momentos flectores y esfuerzos cortantes, debidos a las cargas y sobrecargas, se calcularán como si se tratase de vigas de relación canto/luz, normal. Los esfuerzos debidos a deformaciones impuestas, tales como retracción, fluencia, efectos térmicos y descensos de apoyo se valorarán según la teoría de la elasticidad.

55.4. Armaduras longitudinales principales.

55.4.1. Vigas de gran canto simplemente apoyadas: Se dispondrá una armadura longitudinal inferior, igual a la necesaria para resistir el momento de cálculo en una viga de relación canto/luz normal, con la misma anchura b y un brazo mecánico igual a

$$z = 0,2 (l + 2h) \quad \text{si } 1 \leq \frac{l}{h} \leq 2$$

$$z = 0,6 l \quad \text{si } \frac{l}{h} < 1$$

La armadura principal así calculada se mantendrá sin reducción de un apoyo a otro, se anclará en las zonas de apoyo, de modo que pueda equilibrarse, en una sección situada sobre el paramento del apoyo, un esfuerzo de tracción igual a los 8/10 del esfuerzo máximo para el cual se ha obtenido. Esta armadura principal se repartirá sobre una altura igual a $(0,25 h - 0,05 l)$ con $h > l$ medida a partir de la cara inferior de la viga de gran canto (ver figura 55.4.1).

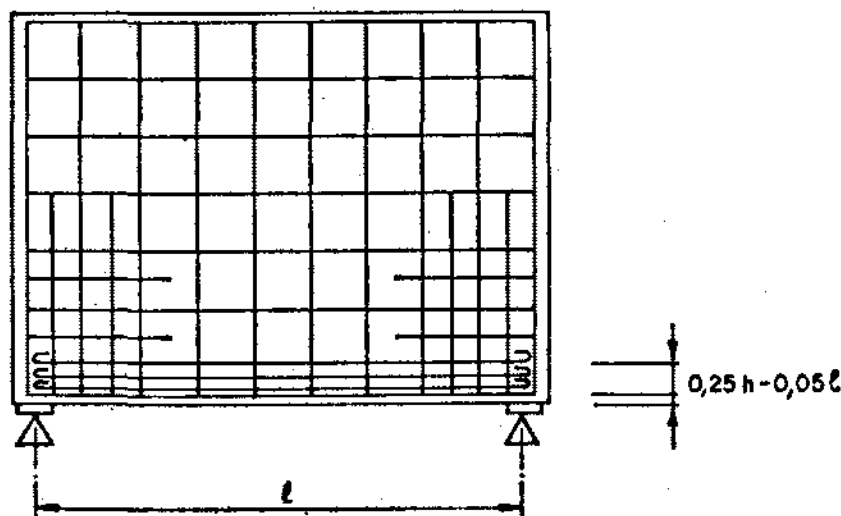


Figura 55.4.1

55.4.2. Vigas de gran canto continuas: Se dispondrán armaduras longitudinales superiores e inferiores, iguales a las necesarias, para resistir los momentos de cálculo, en una viga de relación canto/luz normal, con la misma anchura b y un brazo mecánico igual a

$$z = 0,2 (l + 1,5 h) \quad \text{si } l \leq \frac{l}{h} \leq 2,5$$

$$z = 0,5 l \quad \text{si } \frac{l}{h} < 1$$

La armadura principal de tracción en el vano se dispondrá, en principio, sin reducción de sección, en toda la longitud del mismo. Su anclaje sobre apoyos de borde y su reparto en altura deben realizarse de acuerdo con el apartado 55.4.1.

La armadura principal de tracción sobre apoyos se prolongará en su mitad sobre toda la longitud de los vanos adyacentes. La otra mitad puede ser interrumpida a una distancia del paramento del apoyo considerado, igual a la más pequeña de las dos dimensiones, $0,4 h$ y $0,4 l$, del vano correspondiente. Si la luz (l) es igual o mayor que el canto total, (h), la armadura principal de tracción se dispondrá uniformemente en cada una de las bandas horizontales siguientes:

- En la banda superior, sobre una altura de $0,20 h$, se colocará la fracción $\frac{1}{2} \left(\frac{l}{h} - 1 \right)$ de la sección total de la armadura principal horizontal.

- En la banda intermedia situada entre las cotas $0,20 h$ y $0,80 h$ se colocará el resto de la sección total de la armadura principal horizontal.

Si la luz (l) es menor que el canto total (h), se dispondrá:

- En la zona superior situada más arriba de la cota l un enrejado de armaduras ortogonales, en el que las barras horizontales deben ser preponderantes.
- Entre las cotas $0,2 l$ y l , la armadura principal horizontal uniformemente repartida.

55.5. Armaduras de alma.

55.5.1. Cargas aplicadas a la parte superior de la viga: Se dispondrá una malla de armaduras ortogonales compuesta de estribos verticales y de barras horizontales en cada una de las caras.

La sección de barra de la malla no será inferior a:

$$A_h = 0,0025 b \cdot s_h \quad \text{o} \quad A_v = 0,0025 \cdot b \cdot s_v$$

en el caso de barras lisas y

$$A_h = 0,002 b \cdot s_h \quad \text{o} \quad A_v = 0,002 \cdot b \cdot s_v$$

en el caso de barras corrugadas.

s_h y s_v son las separaciones entre barras verticales y horizontales, respectivamente.

En la proximidad de los apoyos se colocarán barras complementarias del mismo diámetro que la armadura de alma, tal como se indica en la figura 55.5.1.

ZONA DE LA CUAL ES NECESARIA ARMADURA VERTICAL COMPLEMENTARIA

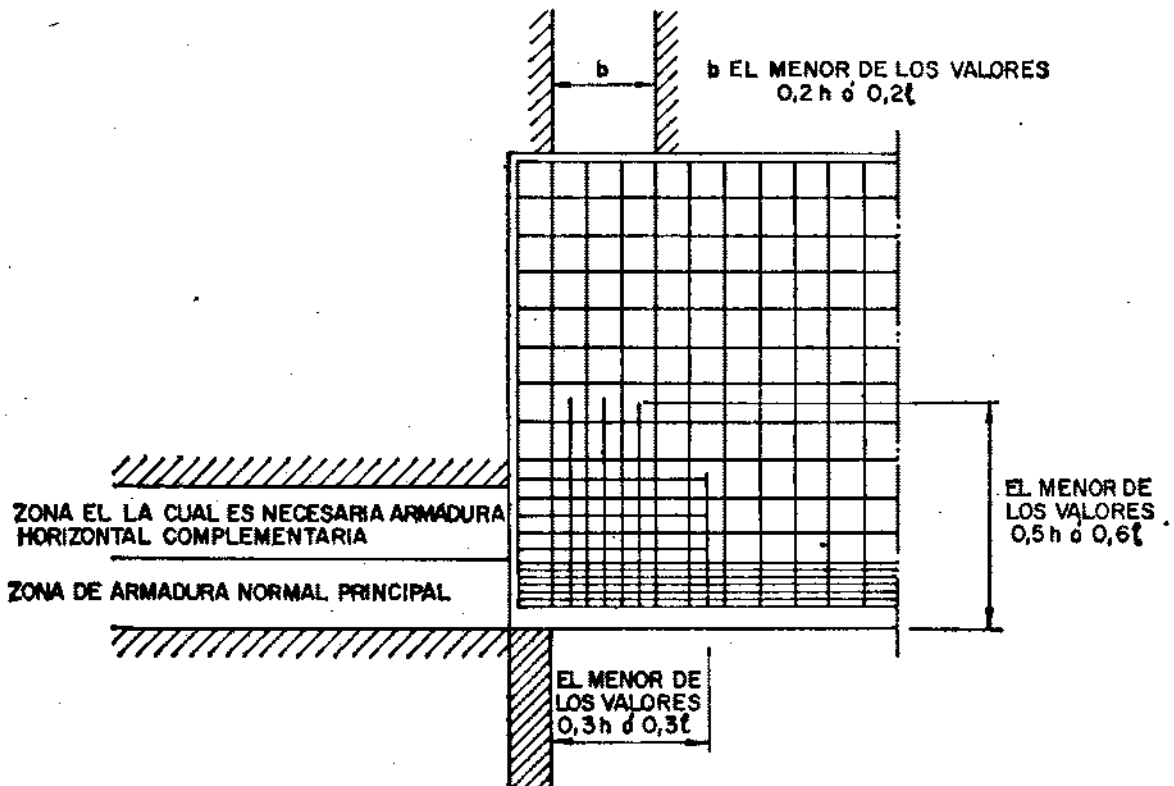


Figura 55.5.1

Si la viga es continua, la armadura principal en los apoyos, dispuesta según se ha indicado (apartado 55.4), puede ser considerada como perteneciente a las armaduras horizontales de alma definidas anteriormente.

En el caso en que el esfuerzo cortante sobrepase el 75 por 100 del valor límite indicado en 55.2, se dispondrán barras oblicuas complementadas por la red ortogonal correspondiente a la armadura del alma, capaces de absorber en su dirección un esfuerzo igual a $0,8 V_d$. Estas barras formarán cercos que

envuelven la armadura principal inferior de la viga y se anclarán en la zona de apoyo.

55.5.2. Cargas aplicadas en la parte inferior de la viga: En este caso, se complementarán las armaduras indicadas en 55.5.1 incorporando unos estribos suplementarios destinados a asegurar la transferencia de la totalidad de la carga entre su punto de aplicación y la parte superior de la viga de gran canto (figura 55.5.2). Estos estribos deben dimensionarse de modo que su tensión de tracción no sobrepase la tensión de cálculo del acero.

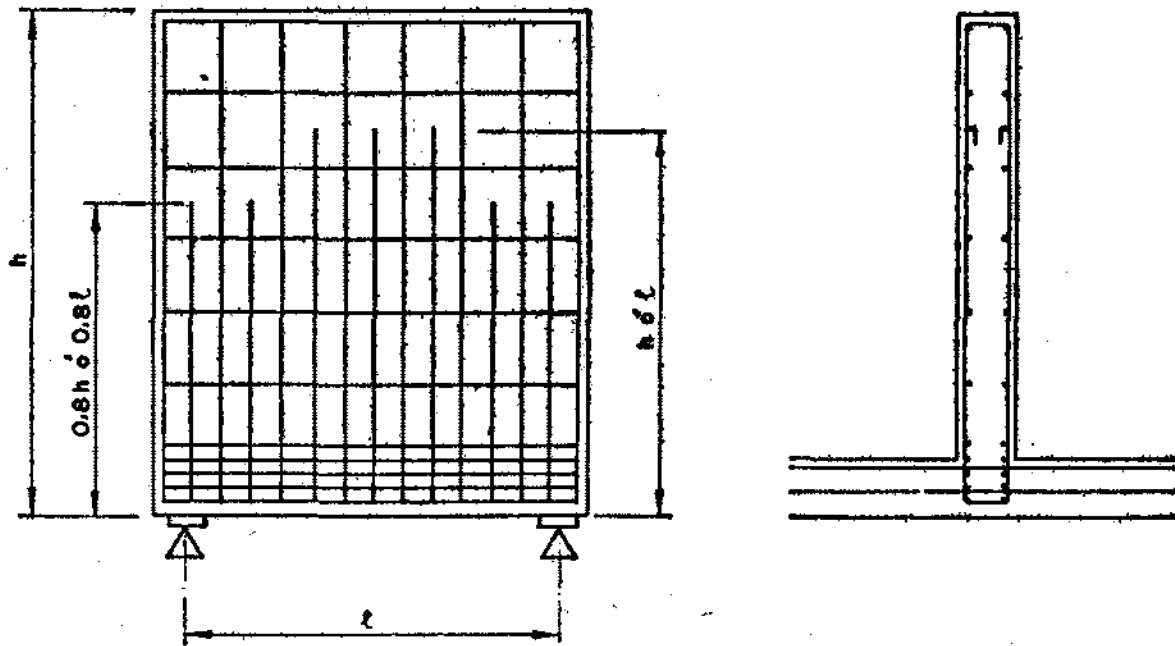


Figura 55.5.2

55.5.3. Cargas de aplicación indirecta: En el caso de vigas de gran canto cargadas en toda su altura por medio de un diafragma transversal o de un soporte de gran sección, prolongado hasta la parte inferior de la viga, se debe disponer una armadura de suspensión, dimensionada de forma que equilibre una fuerza igual a la carga total máxima transmitida por el soporte o el diafragma. Esta armadura de suspensión puede estar constituida por estribos verticales, dispuestos con toda su sección en una altura igual al más pequeño de los valores h o l . En los casos de cargas particularmente importantes, una parte de la armadura de suspensión puede estar formada por barras levantadas (con gran radio de curvatura, al menos igual a 20ϕ); sin embargo, no debe equilibrarse por estas barras más del 60 por 100 de la totalidad de la carga.

En el caso en que una viga de gran canto apoye en toda su altura sobre un soporte de gran sección o bien sobre un diafragma transversal, la armadura destinada a asegurar la transferencia de las cargas a los apoyos debe estar constituida, bien por una red ortogonal de barras horizontales y verticales o bien por barras oblicuas complementadas con una red ortogonal; esta armadura debe estar dimensionada de acuerdo con la hipótesis de celosía compuesta por barras a tracción y bielas comprimidas de hormigón.

55.6. Dimensionado de las zonas de apoyo: Para la obtención de las reacciones en los apoyos, se considerarán las vigas de gran canto como vigas de relación canto/luz normal. En el caso de apoyos extremos, se aumentarán los valores así obtenidos en un 10 por 100.

Si la viga está rigidizada en la zona de apoyo por elementos transversales de altura menor que el canto de la viga, la reacción de apoyo no será superior a

— $0,80 b (a + h_p) f_{ca}$ (en los casos de un apoyo externo), y
 — $1,20 b (a + 2h_p) f_{ca}$ (en los casos de apoyos intermedios),
 donde

h = Anchura de la viga de gran canto.

a = Altura del apoyo considerado, no mayor que $1/3$ de la menor de las luces adyacentes al apoyo considerado.

h_p = Altura del elemento transversal.

Si la viga está rigidizada por elementos transversales de altura igual a su canto, será suficiente comprobar que se satisfacen las condiciones del apartado 55.2 y que las tensiones máximas provocadas por las reacciones de apoyo en estos elementos no sobrepasan las resistencias de cálculo.

55.7. Cargas concentradas en la vertical de los apoyos: Si una viga de gran canto está sometida a una carga concentrada Q en la vertical de uno de sus apoyos y si ningún nervio vertical permite asegurar la transferencia de esta carga al apoyo con unas tensiones que no sobrepasen la resistencia de

cálculo, será necesario disponer una armadura complementaria del alma, repartida según dos bandas horizontales y susceptible de equilibrar en cada una de estas bandas, con la resistencia del cálculo del acero, un esfuerzo de tracción igual a $Q/4$.

Esta armadura debe estar uniformemente repartida en toda la altura respectiva de cada una de estas bandas y dispuesta conforme a la figura 55.7.

En este caso se contará con un esfuerzo cortante complementario en la viga de gran canto igual al más pequeño de los valores:

$$\frac{Q_a}{2} \frac{l - 2a}{l} ; \frac{Q_a}{2} \frac{h - 2a}{h}$$

donde a = anchura del apoyo considerado.

En el caso de carga concentrada Q sobre apoyo de borde, la armadura complementaria estará totalmente anclada más allá de la sección de un paramento de apoyo y prolongada en el vano del borde de una longitud igual a la prevista para cada uno de los vanos adyacentes de un apoyo intermedio.

En este caso el esfuerzo cortante complementario definido anteriormente será igual al menor de los valores:

$$Q_a \frac{l - a}{l} \text{ o } Q_a \frac{h - a}{h}$$

Artículo 56. Soportes compuestos.

Se definen como compuestos los soportes de hormigón cuya armadura está fundamentalmente constituida por perfiles metálicos. El proyecto y ejecución de estos soportes deberán ajustarse a las normas generales de buena práctica que a continuación se indican:

- a) El hormigón empleado poseerá una resistencia característica no inferior a 175 kp/cm^2 .
- b) La sección de acero en perfiles no superará al 20 por 100 de la sección total del soporte.
- c) Se dispondrá un mínimo de cuatro redondos longitudinales, uno en cada esquina del soporte, y un conjunto de cercos o estribos sujetos a ellos, cuyos diámetros, separaciones y recubrimientos deberán cumplir las mismas condiciones exigidas en el caso de soportes ordinarios.
- d) Los perfiles se dispondrán de modo que entre ellos y los cercos o estribos resulte una distancia libre no inferior a 5 centímetros.
- e) Si en un mismo soporte se disponen dos o más perfiles, se colocarán de forma que queden separados entre sí 5 centímetros por lo menos y se arriostrarán unos con otros mediante

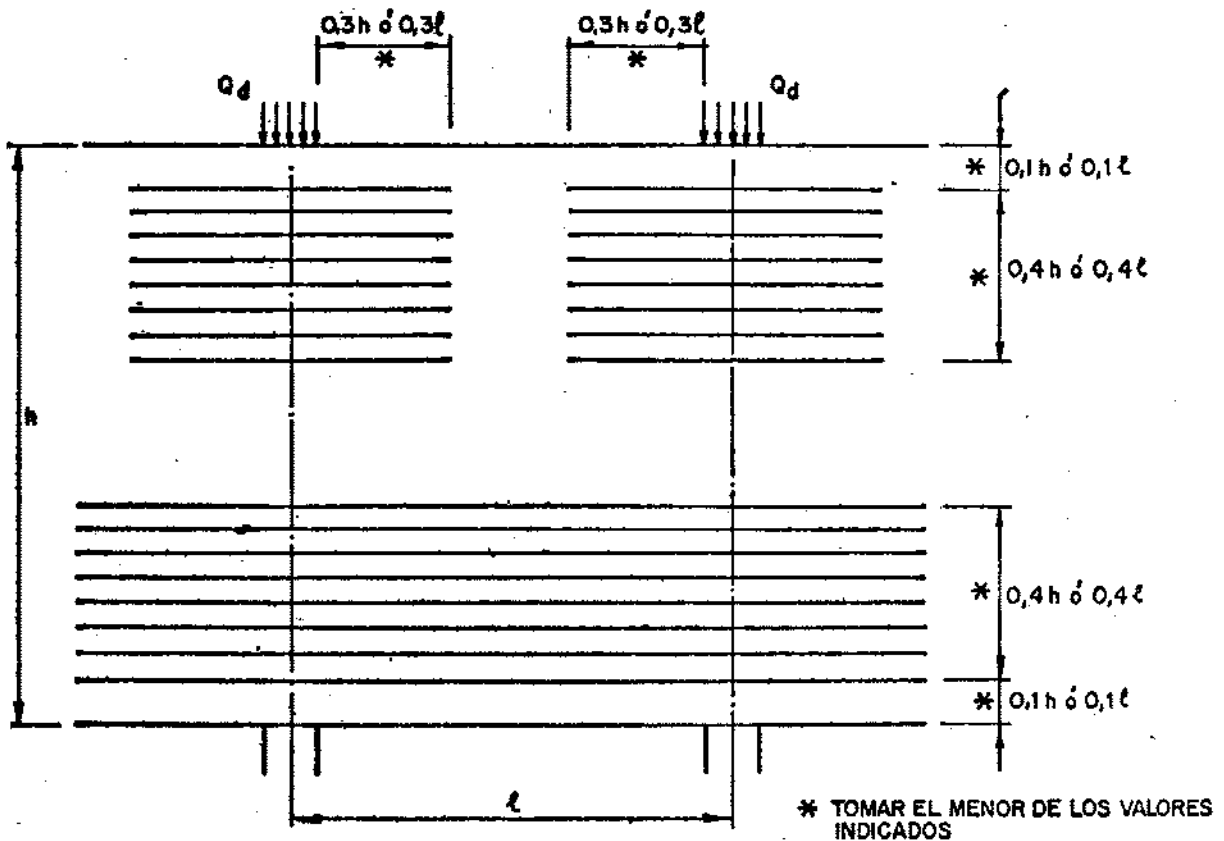


Figura 55.7

presillas u otros elementos de conexión colocados en las secciones extremas y en cuantas secciones intermedias resulte necesario.

f) Cuando los perfiles empleados sean de sección hueca, o se agrupen formando una sección de este tipo, deberán rellenarse de hormigón convenientemente compactado.

La comprobación de compresión simple en soportes compuestos se efectuará mediante la relación:

$$1,20 \cdot N_d = N_u = 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{rd,p}$$

siendo

N_d = Esfuerzo axial de cálculo.

A_c = Sección neta del hormigón, es decir, descontando la sección de los perfiles.

A_s = Sección total de las barras longitudinales.

A_p = Sección total de los perfiles.

$f_{yd,p}$ = Resistencia del cálculo del acero de los perfiles.

Cuando la esbeltez del soporte sea apreciable, se comprobarán las condiciones de pandeo.

TITULO 3.º

Del control

CAPITULO IX

CONTROL DE MATERIALES

Artículo 57. Control de calidad.

En esta Instrucción se establece con carácter preceptivo el control de la calidad del hormigón, de sus materiales componentes, del acero y de la ejecución de la obra.

El fin del control es verificar que la obra terminada tiene las características de calidad especificadas en el proyecto, que serán las generales de esta Instrucción, más las específicas contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Artículo 58. Control de los componentes del hormigón.

58.1. Cemento:

Especificaciones: Las del artículo 5.º de esta Instrucción, más las contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Toma de muestras: Se realizará según el Pliego de Condiciones para la recepción de Conglomerantes Hidráulicos.

Ensayos:

a) Antes de comenzar el hormigonado, o si varían las condiciones de suministro, y cuando lo indique el Director de la Obra.

Se realizarán los ensayos físicos, mecánicos y químicos previstos en el Pliego de Condiciones para la recepción de Conglomerantes Hidráulicos, además de los previstos en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

b) Durante la marcha de la obra:

Cuando lo indique el Director de la Obra, una vez cada tres meses de obra, y como mínimo tres veces durante la marcha de la obra.

Se comprobará, al menos, pérdida al fuego, residuo insoluble, la finura de molido, principio y fin de fraguado, resistencia a flexotracción y compresión y expansión en autoclave, según el Pliego de Condiciones para la recepción de Conglomerantes Hidráulicos.

La exigencia b) podrá sustituirse por el certificado de ensayo previsto en el apartado 5.1 a juicio del Director de Obra.

Criterios de aceptación y rechazo: El no cumplimiento de alguna de las especificaciones será condición suficiente para el rechazo de la partida de cemento.

58.2. Agua de amasado.

Especificaciones:

Las del artículo 6.º de esta Instrucción.

Ensayos:

Antes de comenzar la obra, si no se tienen antecedentes de la misma, si varían las condiciones de suministro y cuando lo indique el Director de la Obra, se realizarán los ensayos del artículo 6.º de esta Instrucción.

Criterios de aceptación o rechazo: El no cumplimiento de las especificaciones será razón suficiente para considerar el agua como no apta para amasar hormigón.

58.3. Aridos:

Especificaciones:

Las del artículo 7.º de esta Instrucción, más las contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Ensayos:

a) Antes de comenzar la obra, si no se tienen antecedentes de los mismos, si varían las condiciones de suministro y siempre que lo indique el Director de la Obra.

Se realizarán los ensayos de los apartados 7.3 y 7.4 de esta Instrucción, además de los previstos en el Pliego de Condiciones Técnicas Particulares.

b) Durante la obra:

Se prestará gran atención al cumplimiento de lo especificado en el apartado 7.2 de esta Instrucción. En caso de duda se realizarán los correspondientes ensayos de comprobación.

Criterios de aceptación y rechazo: El no cumplimiento de los apartados 7.3 y 7.4 de las especificaciones es condición suficiente para calificar el árido como no apto para fabricar hormigón.

El no cumplimiento de la limitación del apartado 7.2 hace que el árido no sea apto para las piezas en cuestión. Si se hubiera hormigonado algún elemento con hormigón con áridos en tal circunstancia, deben adoptarse las providencias que considere oportuno el Director de la Obra a fin de garantizar que, en tales elementos, no se han formado oquedades o coqueas de importancia que puedan hacer peligrar la sección, correspondiente.

Artículo 59. Control de la calidad del hormigón.

El control de la calidad del hormigón amasado se extenderá a su consistencia y a su resistencia, con independencia de la comprobación del tamaño máximo del árido, según el apartado 53.3.

Artículo 60. Control de la consistencia del hormigón.

Especificaciones:

La consistencia será la especificada en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, con las tolerancias que a continuación se indican:

Tipo de consistencia	Tolerancia centímetros
Seca	0
Plástica	± 1
Blanda	± 1
Fluida	± 2
Líquida	± 3

Ensayos:

Siempre que se fabriquen probetas para controlar la resistencia, en los casos previstos en el apartado 64.2 de esta Instrucción (control reducido) y cuando lo ordene el Director de la Obra, se determinará el valor de la consistencia mediante el cono de Abrams, de acuerdo con la Norma UNE 7103.

Criterios de aceptación y rechazo: El no cumplimiento de las especificaciones implicará el rechazo automático de la amasada correspondiente y la corrección de la dosificación.

Artículo 61. Control de la resistencia del hormigón.

Independientemente de los ensayos correspondientes al control de los materiales y de los de consistencia del hormigón correspondientes a los artículos 59 y 60 de esta Instrucción y de los que puedan prescribirse en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, los ensayos para el control de la resistencia del hormigón, previstos en esta Instrucción, serán los siguientes:

- Ensayos previos.
- Ensayos característicos.
- Ensayos de control.
- Ensayos de información.

Los tres primeros tipos de ensayo se refieren a probetas cilíndricas de 15 x 30 centímetros, rotas por compresión a veintiocho días de edad, según UNE 7240 y 7242.

Artículo 62. Ensayos previos.

Se realizarán en laboratorio antes de comenzar las obras, de acuerdo con lo prescrito en el artículo 14 de esta Instrucción. Su objeto es establecer la dosificación que habrá de emplearse, teniendo en cuenta los materiales disponibles y las condiciones de ejecución previstas. En el mencionado artículo 14 se señala, además, en qué caso puede prescindirse de la realización de estos ensayos.

Para llevarlos a cabo se fabricarán al menos cuatro series de amasadas distintas de tres probetas por cada dosificación que se desee establecer y se operará de acuerdo con los métodos de ensayo UNE 7240 y UNE 7242.

De los valores así obtenidos se deducirá el valor de la resistencia media en el laboratorio, f_{cm} , el cual deberá superar el valor exigido a la resistencia de proyecto con margen suficiente para que sea razonable esperar que, con la dispersión que introduce la ejecución en obra, la resistencia característica real de la obra sobrepase también a la de proyecto.

Artículo 63. Ensayos característicos.

Salvo indicación en contrario del Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares o del Director de la Obra o en el caso de emplear hormigón preparado, estos ensayos son preceptivos en todos los casos y tienen por objeto comprobar, en general, antes del comienzo del hormigonado, que la resistencia característica real del hormigón que se va a colocar en la obra no es inferior a la de proyecto.

Los ensayos se llevarán a cabo sobre probetas procedentes de seis masas diferentes de hormigón por cada tipo que haya de emplearse, enmoldando tres probetas por masa, las cuales se ejecutarán, conservarán y romperán según los métodos de ensayo UNE 7240 y UNE 7242.

Con los resultados de las roturas se calculará el valor medio correspondiente a cada amasada, obteniéndose la serie de seis resultados medios:

$$x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_6$$

El ensayo característico se considerará favorable si se verifica:

$$x_1 + x_2 - x_3 \geq f_{ck}$$

en cuyo caso se aceptará la dosificación y proceso de ejecución correspondientes.

En caso contrario no se aceptarán, introduciéndose las oportunas correcciones y retrasándose el comienzo del hormigonado hasta que, como consecuencia de nuevos ensayos característicos, se llegue a dosificaciones y procesos aceptables.

Artículo 64. Ensayos de control.

64.1. Generalidades: Estos ensayos son preceptivos en todos los casos y tienen por objeto comprobar, a lo largo de la ejecución, que la resistencia característica del hormigón de la obra es igual o superior a la del proyecto.

En correspondencia con el valor adoptado para γ_c de acuerdo con el artículo 24 de esta Instrucción, se establecen los siguientes tres niveles para los ensayos de control:

- Nivel reducido.
- Nivel normal.
- Nivel intenso.

En los niveles normal e intenso los ensayos se realizan sobre probetas ejecutadas en obra y conservadas, según los métodos de ensayo UNE 7240 y UNE 7242.

64.2. Ensayos de control a nivel reducido: En este nivel el control se realiza por medición de la consistencia del hormigón, fabricado de acuerdo con dosificaciones tipo.

Con la frecuencia que se indique en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares o por el Director de la Obra, y con no menos de cuatro determinaciones espaciadas a lo largo del día, se realizará un ensayo de consistencia, según el artículo 60 de esta Instrucción.

De la realización de tales ensayos quedará (en obra) la correspondiente constancia, a través de los valores obtenidos y decisiones adoptadas en cada caso.

Esta modalidad de control es de aplicación exclusivamente a obras en que la resistencia característica exigida en el proyecto no sea superior a 150 kp/cm²; se empleen dosificaciones tipo, con un mínimo de 300 kilogramos de cemento, de categoría 350, por metro cúbico de hormigón, y en cuyo proyecto se haya adoptado $\gamma_c = 1,70$, en correspondencia con el artículo 24 de esta Instrucción.

Para elementos de hormigón en masa se podrá reducir la dosificación mínima a 250 kilogramos de cemento, de categoría 350, conservando las restantes prescripciones del párrafo anterior.

64.3. Ensayos de control a nivel normal: Esta modalidad de control es de aplicación a obras cuya resistencia característica de proyecto sea no superior a 250 kp/cm² y en cuyo proyecto se haya adoptado para γ_0 el valor $\gamma_0 \geq 1,50$, en correspondencia con el artículo 24 de esta Instrucción.

En este nivel el control se realiza mediante determinaciones de resistencia, en número N y frecuencia cuyo mínimo fijará el Director de la Obra de no estar previsto en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, tomadas de partes de la misma inferiores cada una al menor de los límites señalados en el cuadro siguiente:

	Tipo de elementos estructurales		
	Lineales	Superficiales	Grandes macizos
Volumen	100 m ³	200 m ³	500 m ³
Superficie	500 m ²	500 m ²	—

Cada ensayo de control se realizará sobre un número N de determinaciones de resistencia realizadas sobre diferentes amasadas. La determinación de resistencia de cada amasada vendrá expresada por el valor medio de las roturas según UNE 7240 y 7242 de n probetas tomadas de la misma. El valor mínimo de n se fijará en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares o por el Director de la Obra, debiendo ser $n \geq 2$. Se define como resistencia característica estimada f_{est} de la parte de obra sometida a este control, el valor que resulta de multiplicar el valor de la determinación de resistencia más baja, obtenida en la serie de N determinaciones, por el coeficiente K_N dado en la tabla adjunta, en función de N y del tipo de instalación en que se fabrica el hormigón: es decir, $f_{est} = K_N \cdot x_1$, siendo x_1 la determinación de resistencia menor.

VALORES DE K_N

N	Hormigones fabricados en hormigonera	Hormigones fabricados en central
1	0,87	0,84
2	0,75	0,88
3	0,80	0,91
4	0,84	0,93
5	0,87	0,94
6	0,89	0,95
7	0,91	0,96
8	0,93	0,97
10	0,96	0,98
12	0,98	0,99
14	1,00	1,00
16	1,02	1,01
18	1,04	1,02

Para que la parte de obra sometida a control resulte aceptable es necesario que se verifique:

$$f_{est} \geq f_{ck}$$

En caso de que no se verifique la desigualdad anterior se procederá como se especifica para el mismo supuesto en el apartado 64.5 de esta Instrucción para el control a nivel intenso.

64.4. Ensayos de control a nivel intenso: Este tipo de control es preceptivo siempre que la resistencia de proyecto sea mayor de 250 kp/cm² o cuando para γ_0 se adopte un valor $\leq 1,5$, de conformidad con el artículo 24 de esta Instrucción.

En este nivel el control se realiza mediante la rotura sistemática de probetas, en número función de la información obtenida en ensayos anteriores, contrastando partes de la obra con arreglo a los criterios del cuadro adjunto:

EXTENSION MAXIMA DE LA PARTE DE LA OBRA SOMETIDA A CONTROL

	Tipo de elementos estructurales		
	Lineales	Superficiales	Grandes macizos
Por volumen	100 m ³	200 m ³	500 m ³
Por superficie	400 m ²	400 m ²	—
Por tiempo (hormigón colocado en)	2 semanas	2 semanas	1 semana
Por planta	1	1	—

Cada ensayo de control se realizará sobre un número par N (N = 2 m) de determinaciones de resistencia realizadas sobre correspondientes amasadas. La determinación de la resistencia de cada amasada vendrá expresada por el valor medio de las roturas, según UNE 7240 y 7242, de n probetas tomadas de la misma. El valor mínimo de n se fijará en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de la obra o por el Director de la Obra, debiendo ser $n \geq 2$.

(Continuará.)

MINISTERIO DE ASUNTOS EXTERIORES

CANJE de Cartas Hispano-Francés, constitutivo de Acuerdo, relativo a la aplicación de la Reglamentación Aduanera en vigor en Francia y España en lo que concierne a los miembros de las Misiones Culturales en ambos países, hecho en París el 31 de octubre de 1973.

París, 31 de octubre de 1973.

EXCMO. SR. D. Pierre Laurent,
Consejero de Estado,
Director general de Relaciones Culturales,
Científicas y Técnicas,
Ministerio de Negocios Extranjeros,
París.

Señor Director general:

Tengo mucho gusto en acusar recibo de su carta de fecha de hoy, que dice textualmente lo siguiente:

«Interesa evitar que la aplicación de la reglamentación fiscal y aduanera en vigor, tanto en Francia como en España, entrañe diferencias de trato entre miembros de la Misión Cultural española en Francia y de la Misión Cultural francesa en España.

Sin duda, no es posible reconocer a los miembros de estas Misiones Culturales el mismo régimen fiscal y aduanero que a los miembros de las Misiones Diplomáticas, pero parece deseable que la franquicia temporal de los derechos y de las tasas exigibles a la importación del mobiliario y de los efectos personales en uso, que les pertenezcan, se les conceda conforme a las disposiciones del artículo XVIII del Convenio de Cooperación Cultural, Científica y Técnica de 7 de febrero de 1969, con ocasión de su primer establecimiento, y sea válida, exclusivamente para estos bienes, para toda la duración de la residencia temporal durante la cual sean llamados a cumplir la misión para la que han sido designados. Estas disposiciones no excluyen la posibilidad, para las Partes contratantes, de conceder las facilidades de sus reglamentaciones internas, cuando éstas sean más favorables.