

MINISTERIO DEL INTERIOR

645

ORDEN de 2 de enero de 1981 por la que se delegan determinadas atribuciones del Ministro del Interior en el Director de la Seguridad del Estado, Subsecretario, Directores generales y otras autoridades del Departamento.

Excelentísimos e ilustrísimos señores:

Mediante Orden ministerial de 11 de junio de 1979 se dispuso la delegación de determinadas atribuciones del Ministro en el Subsecretario, Directores generales, Secretario general Técnico y otras autoridades del Departamento. Las modificaciones que se han llevado a cabo en la organización del Ministerio del Interior en virtud del Real Decreto 1158/1980, de 13 de junio, sobre estructura y competencia de la Dirección de la Seguridad del Estado y Real Decreto 1547/1980, de 24 de julio, sobre estructuración de la Protección Civil, hacen necesaria una adecuación de las normas reguladoras de las delegaciones de atribuciones a la realidad orgánica de este Departamento.

En su virtud, y de conformidad con lo previsto en el artículo 22 de la Ley de Régimen Jurídico de la Administración del Estado, que autoriza la delegación de atribuciones entre órganos de la Administración Pública, he dispuesto:

Artículo 1.º Con independencia de las competencias y atribuciones que le confiere el Real Decreto 1158/1980, de 13 de junio, quedan delegadas en el Director de la Seguridad del Estado, en materias a que se extiende la competencia de las Direcciones Generales de la Policía y de la Guardia Civil, las siguientes atribuciones:

a) Las facultades que otorga al Ministro el Decreto 176/1975, de 30 de enero, sobre indemnizaciones por razón del servicio, salvo lo dispuesto en el párrafo dos del artículo tercero de esta Orden.

b) El despacho y resolución de cuantos asuntos y expedientes estén atribuidos al titular del Departamento por precepto legal o reglamentario o por otra disposición de carácter administrativo.

Art. 2.º Sin perjuicio de las atribuciones que le confieren los artículos 15 y 17 de la Ley de Régimen Jurídico de la Administración del Estado y de lo dispuesto en los Decretos 1687/1960, de 7 de septiembre y 1826/1961, de 22 de septiembre, sobre desconcentración y transferencia de competencias en este Ministerio, quedan delegadas en el Subsecretario del Interior, salvo lo dispuesto en el artículo 1.º de esta Orden, las siguientes atribuciones:

a) Autorizar y disponer los gastos propios del Ministerio del Interior y de los Organismos autónomos dependientes del mismo, incluso los correspondientes a los programas de inversiones públicas, dentro de los límites de los créditos autorizados y la aprobación de expedientes de ejercicios cerrados, así como la facultad de interesar del Ministerio de Hacienda la ordenación de los pagos correspondientes.

b) Las facultades que la Ley de Contratos del Estado y Reglamento General confieren al titular del Departamento en materia de contratación.

c) Resolver las contiendas que surjan entre autoridades administrativas dependientes del Departamento.

d) Resolver dentro de la vía administrativa, cuando no corresponda a una autoridad inferior, los recursos que procedan contra las resoluciones de los Organismos y autoridades del Departamento.

e) Cuantas facultades otorga al Ministro el Decreto 176/1975, de 30 de enero, que regula las indemnizaciones por razón del servicio, sin perjuicio de lo dispuesto en el párrafo dos del artículo 3.º de esta Orden.

f) Las facultades atribuidas al Ministro en el texto articulado de la Ley de Funcionarios Civiles del Estado, de 7 de febrero de 1964.

g) El despacho y resolución de cuantos expedientes y asuntos que, cualquiera que sea su índole, estén atribuidos al titular del Departamento por precepto legal, reglamentario o por otra disposición de carácter administrativo.

Art. 3.º 1. Sin perjuicio de las atribuciones que les confieren los artículos 18 y 19 de la Ley de Régimen Jurídico de la Administración del Estado y de lo dispuesto en los Decretos 1687/1960, de 7 de septiembre, y 1826/1961, de 22 de septiembre, citados, quedan delegadas en los Directores generales de Política Interior, Protección Civil y Secretario general Técnico las siguientes facultades:

a) Siempre que su cuantía no exceda de 10.000.000 de pesetas:

La autorización y disposición de los gastos de los servicios de dichos Centros Directivos, dentro de sus consignaciones presupuestarias, con la correspondiente facultad de contratación así como las de interesar del Ministerio de Hacienda la ordenación de los pagos correspondientes.

La autorización y disposición de todos los gastos incluidos en los programas de inversiones públicas y la correspondiente facultad de contratación.

La aprobación de expedientes de ejercicios cerrados por los diferentes conceptos presupuestarios.

b) Las facultades que se confieren al titular del Departamento en la Ley y Reglamento de Contratos del Estado a efectos de formalización del contrato y pago de su importe.

2. Se delega en los Directores generales de la Guardia Civil, Política Interior, Policía, Protección Civil y Tráfico la facultad de nombrar comisiones de servicio con derecho a dietas dentro del territorio nacional, respecto a los Cuerpos, Escalas y personal de todas clases adscritos al Centro directivo respectivo, hasta el límite de los respectivos créditos.

Dicha facultad se delega igualmente en el Inspector general de la Policía Nacional respecto a los miembros del Cuerpo.

Art. 4.º Se delega en el Director general de Política Interior la facultad de declarar la incompetencia del Ministerio del Interior en relación a los asuntos concernientes a las Asociaciones a que se refiere el artículo 2.º de la Ley de 24 de diciembre de 1964, así como en todas las cuestiones que se susciten con respecto a las sometidas a dicha Ley, en que no sea parte la Administración.

Art. 5.º Se delega en el Director general de Tráfico la facultad de resolver tanto los recursos de alzada que se interpongan contra las sanciones impuestas por los Gobernadores civiles en materia de circulación, como los de reposición que, con carácter previo a la vía contencioso-administrativa, se interpongan posteriormente contra sus propios acuerdos resolviendo en alzada.

Art. 6.º De las delegaciones otorgadas en los artículos anteriores se exceptúan:

a) Los asuntos que hayan de ser objeto de resolución por medio de Real Decreto y aquellos que deban someterse al acuerdo o conocimiento del Consejo de Ministros o de las Comisiones Delegadas del Gobierno.

b) Los que se refieran a relaciones con la Jefatura del Estado, Cortes Generales, Tribunal Constitucional, Tribunales Supremos de Justicia y Consejo de Estado.

c) Los que hayan sido informados preceptivamente por el Consejo de Estado.

d) Los que den lugar a la adopción de disposiciones de carácter general.

e) Los recursos de alzada que procedan contra los acuerdos del Subsecretario en materia de su competencia.

f) Suscitar conflictos de atribuciones con otros Departamentos ministeriales.

Art. 7.º Las resoluciones administrativas dictadas por las autoridades a que se refiere la presente Orden en virtud de las delegaciones que en ella se les confiere agotarán la vía administrativa, salvo que una Ley especial autorice recurso ante el Jefe del Estado; el Consejo de Ministros, las Comisiones Delegadas del Gobierno o la Presidencia del Gobierno.

Art. 8.º Siempre que se haga uso de las delegaciones contenidas en esta Orden deberá hacerse constar así en la resolución pertinente.

Art. 9.º Las delegaciones de atribuciones de la presente Orden no serán obstáculo para que el Ministro del Interior pueda avocar para sí el conocimiento y resolución de cuantos asuntos considere oportunos.

Art. 10. Queda derogada la Orden de 11 de junio de 1979 sobre delegación de competencias en determinadas autoridades del Departamento así como cuantas disposiciones de igual o inferior rango se opongan a lo establecido en la presente Orden.

Lo que comunico a VV. EE. y VV. II. para su conocimiento y efectos.

Dios guarde a VV. EE. y VV. II. muchos años.

Madrid, 2 de enero de 1981.

ROSON PEREZ

Excmos. Señores Director de la Seguridad del Estado, Subsecretario del Interior y Director general de la Guardia Civil e ilustrísimos señores Secretario general Técnico, Directores generales de Política Interior, de la Policía, de Protección Civil y de Tráfico e Inspector general de la Policía Nacional.

Mº DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO

464

REAL DECRETO 2868/1980, de 17 de octubre, por el que se aprueba la Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-80). (Continuación.)

Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-80), aprobada por Real Decreto 2868/1980, de 17 de octubre. (Continuación.)

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

Comentarios:

La redistribución de momentos tiene en cuenta el comportamiento del hormigón más allá de su fase elástica. El apartado que se comenta permite sustituir la curva teórica de momentos flectores por la que resulta de desplazar dicha curva verticalmente, de forma que el valor del máximo momento flector negativo quede disminuido en un 15 por 100 (ver fig. 52.1). No obstante, debe recordarse lo establecido en el primer párrafo del comentario al 29.1.

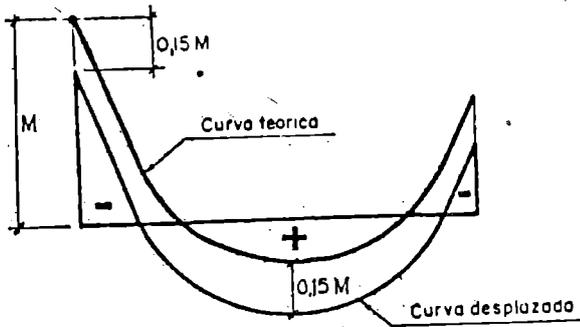


Fig. 52.1

La condición establecida en el articulado asegura a la sección una ductilidad suficiente para que pueda producirse el giro plástico necesario para que la redistribución tenga lugar, evitando de este modo las roturas localizadas que podrían producirse por fallo del hormigón comprimido.

Conviene advertir que la continuidad de una estructura depende esencialmente de la forma en que se realice su hormigonado y desencofrado. Si la secuencia de dichas operaciones no se ajusta escrupulosamente a un programa previo bien estudiado, el comportamiento real de la estructura puede diferir bas-

tante de las previsiones del cálculo teórico, en especial bajo las cargas permanentes.

52.2. 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 52.2 adjunta, y como valores de los esfuerzos cortantes en las secciones de las vigas sobre soportes

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

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

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 del 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.

TABLA 52.2

DOS TRAMOS			MAS DE DOS TRAMOS		
	(3)	(3)		(3)	(3)
	(2)	(2)		(2)	(2)
	(1)	(1)		(1)	(1)
	(1)	(1)		(1)	(1)
	(1)	(1)		(1)	(1)
	(1)	(1)		(1)	(1)

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.

Comentarios.

Los métodos simplificados de cálculo expuestos en el apartado que se comenta son generalmente aplicables a las estructuras de edificación del tipo ordinario y análogos.

Cuando exista en la estructura una aproximada simetría geométrica y mecánica, es decir, tanto en dimensiones como en valor y distribución de cargas, no es necesario considerar las flexiones en los soportes interiores.

ARTICULO 53 PLACAS SUSTENTADAS EN DOS BORDES PARALELOS

53.1. 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 53.2 a 53.4 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.

Deberá tenerse en cuenta, además, lo indicado en 38.3 respecto a cuantías geométricas mínimas de armaduras.

Comentarios.

Las prescripciones de los apartados 53.2 a 53.4 del artículo que se comenta constituyen un procedimiento sencillo para el dimensionamiento de estas placas, cuya aplicación resulta cómoda en los casos ordinarios y conduce a resultados que quedan del lado de la seguridad. Dichas prescripciones, en general, han sido deducidas teniendo en cuenta el comportamiento elástico de los materiales. Para los cálculos en régimen plástico y, en particular, cuando se desee aplicar la teoría de las líneas de rotura, habrá que tener presente lo que a tal efecto se señala en 29.1.

53.2. 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 asimilándola 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 54, se supondrá siempre que la relación l_x/l_y entre lados de la placa es superior a 2.5.

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 54 citado.

Comentarios.

La asimilación a placa rectangular sustentada en su contorno que se establece en el caso b) del apartado que se comenta debe entenderse válida tan sólo a efectos de determinación de momentos.

53.3. 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 53.4. 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 fig. 53.3). 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_{ty} igual a:

$$\text{si } l_x \leq 3 l_y, M_{ty} = \frac{M_{ly}}{1 + 4 \frac{b_e}{l_x}} \leq 0,1 M_1$$

$$\text{si } l_x \geq 3 l_y, M_{ty} = \frac{M_{ly}}{1 + \frac{4}{3} \frac{b_e}{l_y}} \leq 0,1 M_1$$

siendo (ver fig. 53.3)

l_x = longitud del borde sustentado.

l_y = longitud del borde libre.

b_e = dimensión, paralela al borde sustentado, de la zona de actuación de la carga.

M_{ty} = 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_1 = momento longitudinal en la sección en que actúa la carga (valor máximo de M_{ly}).

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.

Comentarios.

El procedimiento de cálculo del apartado que se comenta es válido tan sólo en lo que se refiere a momentos flectores, pero no puede extenderse a los esfuerzos cortantes, los cuales requieren un estudio particular en cada caso.

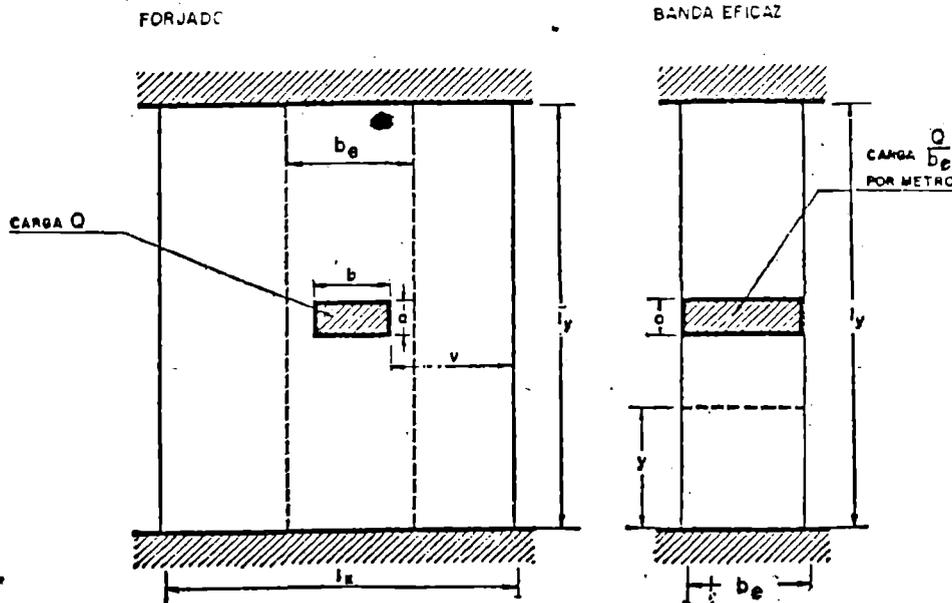


Fig. 53.3

Si la banda eficaz alcanza el borde libre de la placa y dicho borde es mayor que el sustentado, la parrilla de armaduras superiores resultará extendida a la totalidad de la placa, de acuerdo con el segundo párrafo del apartado que se comenta. Las armaduras indicadas para las bandas adyacentes a la banda eficaz son apropiadas cuando la anchura de tales bandas no supera al cuarto de la luz de la placa; pero si esa anchura rebasa el límite mencionado, las bandas adicionales más allá del cuarto de la luz podrán armarse más débilmente, a criterio del proyectista.

Siempre que existan rigidizaciones de borde resulta obligado colocar en esas zonas una armadura transversal.

53.4. Determinación de la anchura eficaz.

La anchura eficaz, b_e es función de las siguientes variables (ver figura 53.4).

- 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.

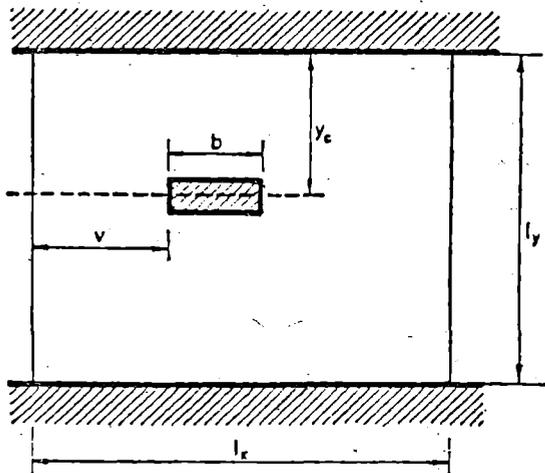


Fig. 53.4

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

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:

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

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

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:

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

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

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

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

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

Siendo:

y_c = la distancia del centro teórico de aplicación de la carga al borde sustentado más próximo (ver figura 53.4).

Comentarios.

En el segundo apartado que se comenta resulta aceptable determinar la anchura eficaz b_e por interpolación parabólica entre los valores $b_e = b_1$ (carga actuando en el centro de la luz) y $b_e = b$ (carga actuando en el apoyo). Con este criterio ha sido deducida la expresión que aparece en el articulado.

ARTICULO 54. PLACAS RECTANGULARES SUSTENTADAS EN SU CONTORNO

54.1. 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 8 cm., siendo l 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 54.2 a 54.4 a falta de estudios más completos.

Comentarios.

El caso de placas rectangulares sustentadas en dos bordes paralelos se trata en el artículo 53.

Las prescripciones de 54.2 a 54.4 del artículo que se comenta constituyen un procedimiento sencillo para el dimensionamiento de placas rectangulares sustentadas en su contorno y sometidas a una carga uniforme; su aplicación resulta cómoda en los casos ordinarios y conduce a resultados que quedan del lado de la seguridad. Dichas prescripciones, en general, han sido deducidas teniendo en cuenta el comportamiento elástico de los materiales. Para los cálculos en régimen plástico y, en particular, cuando se desee aplicar la teoría de las líneas de rotura, habrá que tener presente lo que a tal efecto se señala en 29.1.

54.2. 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 54.2 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 54.2 para esas mismas secciones (de borde y central) en la hipótesis de empotramiento perfecto en el borde considerado.

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 central 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.

Comentarios.

Cuando la relación entre los lados mayor y menor de la placa está comprendida entre 1 y 2,5, este elemento estructural se comporta en la práctica como placa propiamente dicha, es decir, presentando flexiones de magnitudes más o menos comparables en las dos direcciones perpendiculares. En cambio, cuando el valor de esa relación es superior a 2,5, la forma de sustentación de los lados menores influye muy poco en el comportamiento de la placa, la cual presenta ahora una flexión dominante en la dirección de la menor luz, lo que equivale a decir que funciona como una placa sustentada en dos bordes paralelos.

TABLA 54.2

		l_y/l_x	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	>2,5
		$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$	44	59	73	84	93	100	106	110	112	125
		$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	21	28	34	37	40	41	41	42	42	42
		$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	28	38	45	51	55	58	59	61	61	63
		$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	22	34	49	62	74	85	93	100	103	125
		$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	32	37	40	41	41	39	37	35	35	25
		$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	22	18	15	13	11	10	9	9	9	8
		$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	31	45	60	72	83	92	99	105	108	125
		$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	37	41	42	41	40	38	36	34	33	25
		$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	37	45	51	55	58	60	60	61	62	63
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	31	28	25	22	20	18	17	16	15	13	
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	21	31	40	46	51	55	57	59	60	63	
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	26	28	27	25	22	21	20	19	18	15	
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	55	74	89	99	106	114	117	119	120	125	
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	60	69	74	77	78	78	78	78	79	79	
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	26	32	36	39	40	41	42	42	42	42	
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	21	19	17	14	12	11	10	10	10	8	
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	60	71	77	80	83	83	83	83	83	83	
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$ $M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$ $M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	55	57	58	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 l_x PARA LA PIEZA FLECTANDO EN LA DIRECCION Y.

M_{bx} = MOMENTO NEGATIVO POR UNIDAD DE LONGITUD EN LOS BORDES l_y PARA LA PIEZA FLECTANDO EN LA DIRECCION X.

q = CARGA UNIFORME POR m^2 .

Estas ideas se reflejan en los valores de los momentos indicados en la tabla 54.2.

La prescripción del punto c) del apartado que se comenta cubre el riesgo de que se produzca un empotramiento parcial en los bordes simplemente apoyados de la placa.

54.3. 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 54.3.

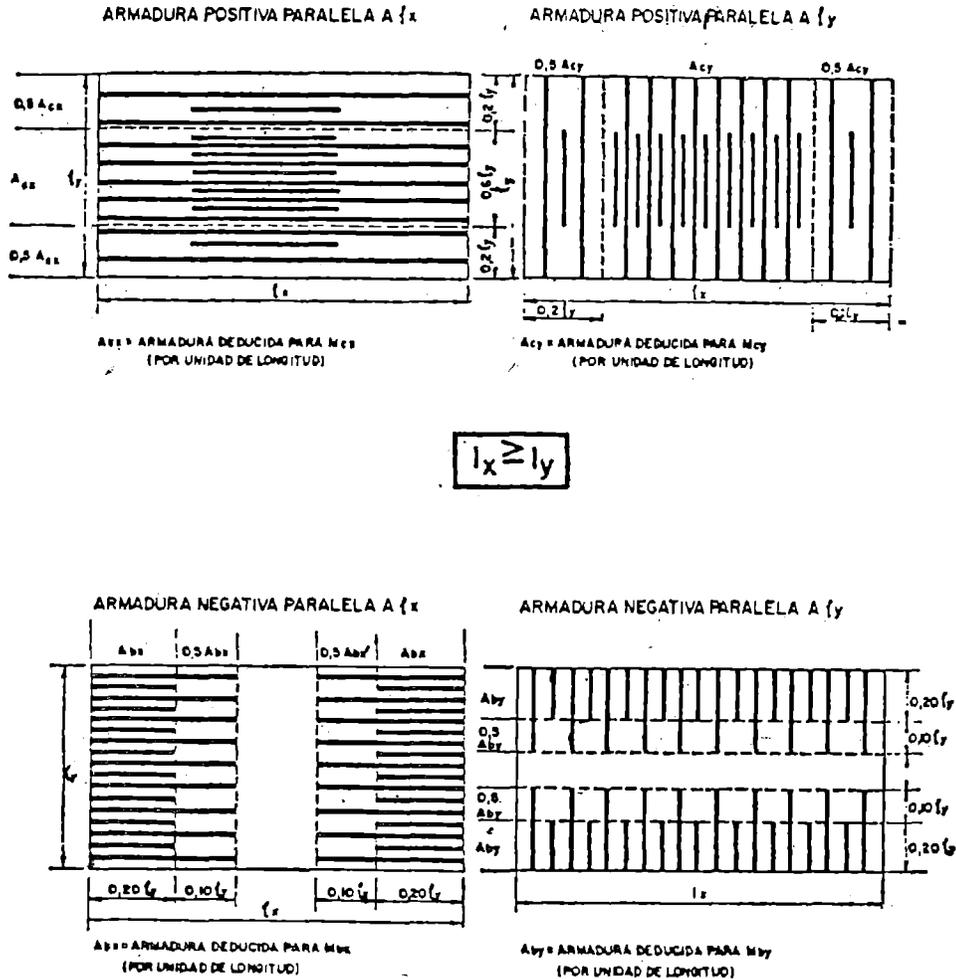


Fig. 54.3

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, 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 54.2 anterior.

b) Cuando sea de aplicación el punto b) del 54.2 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.

Comentarios.

La longitud de las armaduras principales negativas viene especificada en la figura 54.3. En cuanto a las positivas, es conveniente que lleguen al borde de la placa, aunque pueden detenerse antes algunas, en la medida en que lo permita la ley de momentos flectores correspondientes.

En este tipo de placas, las esquinas formadas por dos bordes adyacentes simplemente apoyados tienden a levantarse, con alabeo, bajo la actuación de la carga. Si la esquina está anclada —lo que es recomendable para asegurar la continuidad del apoyo—, las torsiones que en ellas se producen pueden ser más importantes que si no lo está. En uno y otro caso, la armadura definida en el punto a) del apartado que se comenta resulta, en general, suficiente para absorber los esfuerzos engendrados y evitar la fisuración.

54.4. 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. 54.4):

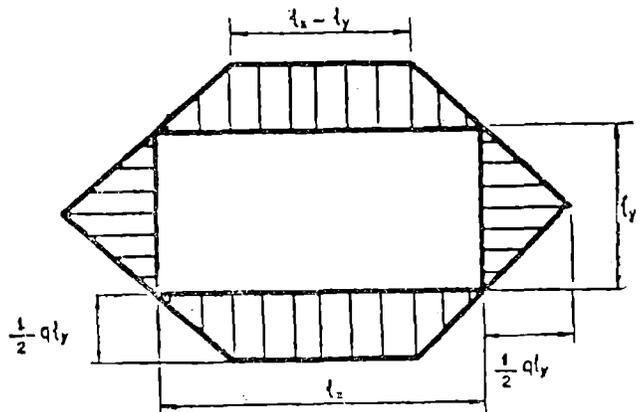


Fig. 54.4

a) Sobre los lados menores de la placa se considerará una distribución triangular, definida por el valor máximo $1/2 q l_y$ en el centro del lado, y el valor cero en los extremos (vértices de la placa).

b) Sobre los lados mayores de la placa se considerará una distribución trapezoidal, definida por el valor máximo $1/2 q l_x$, 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 $1/2 q l_y$ citado, q es la carga total por unidad de superficie y l_y el lado menor de la placa.

Comentarios.

La distribución de reacciones establecida en el apartado que se comenta constituye una simplificación, a efectos de cálculo, que proporciona resultados suficientemente aproximados a los reales.

ARTICULO 55. PLACAS SOBRE APOYOS AISLADOS

55.1. 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 poseen, en general, vigas para transmitir las cargas a los apoyos y descansan directamente sobre soportes de hormigón armado con o sin capitel.

Comentarios.

Quedan comprendidas dentro de este artículo, por tanto, las placas macizas de canto constante o ligeramente variable y las aligeradas con cabeza de compresión de espesor constante o ligeramente variable y nervios en ambas direcciones.

55.2. 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 aligeradas su existencia es preceptiva, pudiendo ir acompañado o no de capitel. (Ver figura 55.2.a).

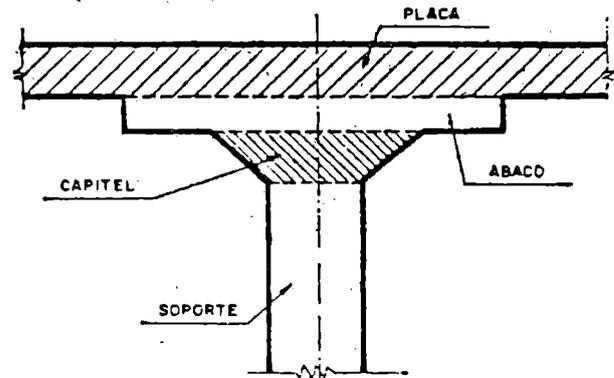
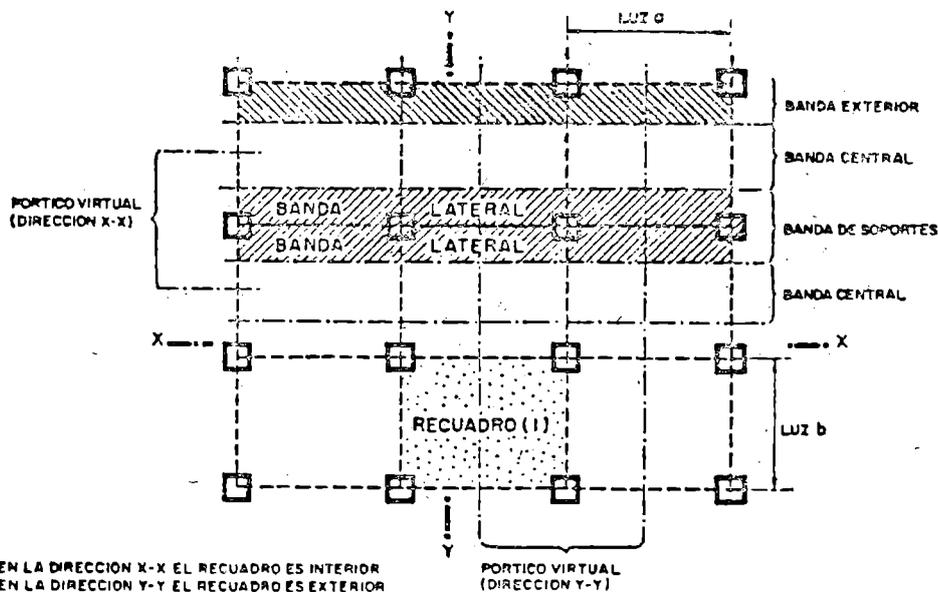


Fig. 55.2.a

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 fig. 55.2.b).



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

Fig. 55.2.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 se llama a 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. 55.2.b). Se distinguen:

Banda central: Salvo en el caso de excepción indicado en el párrafo 2) del 55.4, 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 55.4, esta banda es la situada lateralmente en el recuadro (o fila de recuadros), de anchura igual a un cuarto 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. 55.2.b).

Comentarios.

El uso del término «capitel» aplicado al caso de placa y soporte está totalmente generalizado. Al adoptar dicho término, resulta establecida una cierta analogía, en cuanto a nomenclatura, entre el actual soporte y la columna clásica. Ello justifica la adopción del término «ábaco» para designar la zona de placa regresada alrededor del capitel como generalización del significado de «ábaco», elemento que corona el capitel en la arquitectura clásica.

55.3. Disposiciones relativas a las dimensiones de los distintos elementos.

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

b) Si existen nervios, su anchura no será inferior a siete centímetros ni a la cuarta parte de la altura del forjado, medida sin tener en cuenta la capa de compresión.

c) La capa de compresión no será inferior a tres centímetros en los forjados aligerados con bloques aligerantes permanentes.

Si se utilizan moldes recuperables el espesor de la capa de compresión, además de la limitación anterior, deberá cumplir la de no ser inferior al décimo de la luz libre entre paramentos laterales de los nervios (fig. 55.3).

d) Como relaciones canto/luz se utilizarán, como mínimo, las siguientes:

- Placas macizas sin ábacos: 1/32.
- Placas macizas, con ábacos que cumplan las condiciones de 55.4.d: 1/35.
- Placas aligeradas: 1/28.

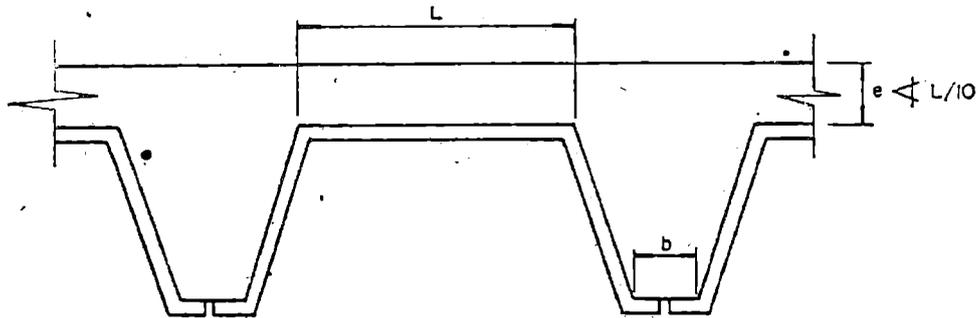


Fig. 55.3

Comentarios.

Las limitaciones prescritas en este apartado para las dimensiones de los distintos elementos son las que aconseja la experiencia actualmente existente sobre este tipo de placas. El cumplimiento de dichas prescripciones permite al proyectista utilizar el método simplificado de cálculo que se incluye en 55.4.

55.4. Método de cálculo basado en los pórticos virtuales.

Para que sea de aplicación este método, además de las disposiciones expresadas en 55.3, deberán cumplirse las siguientes:

a) La malla definida en planta por los soportes será sensiblemente ortogonal.

Se entiende por malla sensiblemente ortogonal aquella en la que ningún soporte se desvíe más del 10 por 100 de la luz normal al pórtico, respecto a la línea de ejes que lo define (figura 55.4.a).

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 fig. 55.4.b).

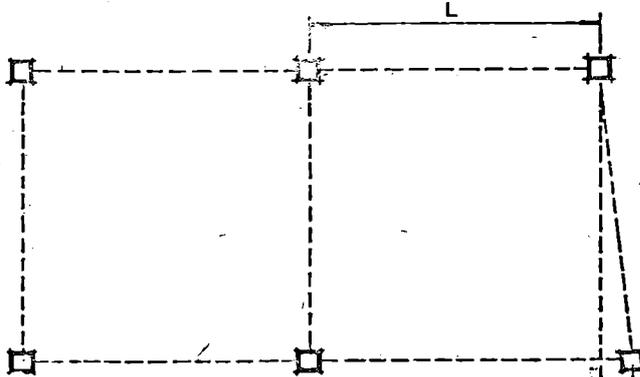


Fig. 55.4.a

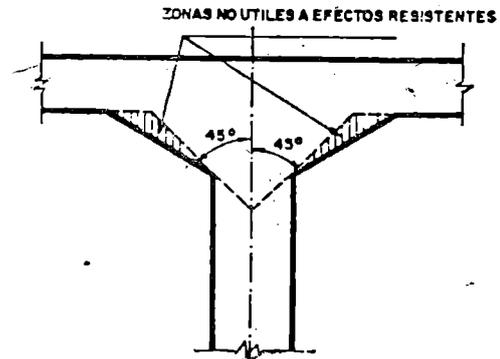


Fig. 55.4.b

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:

$$a' \leq 0,3 a_1; \quad b' \leq 0,3 b_1$$

$$a' \leq 0,3 a_2; \quad b' \leq 0,3 b_2$$

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 el siguiente:

- Si el ábaco no tiene resalto, el de la placa.
- Si el ábaco tiene resalto, el menor de los dos siguientes (fig. 55.4.c):
 - 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 del capitel.

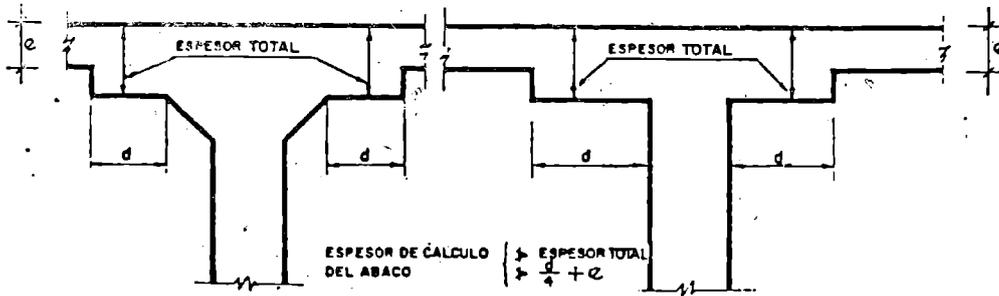


Fig. 55.4.c

d) Placas macizas: El espesor de las placas, además de las limitaciones en 55.3 d, deberá cumplir:

- Ser superior a 12 centímetros en el caso de placas sin ábacos o si estos no cumplen las condiciones siguientes:
 - 1) La longitud total del ábaco en la dirección de cada vano es igual o superior al tercio de la luz l de ese vano.
 - 2) El resalto del ábaco es igual o superior a la cuarta parte del espesor de la placa.
- Ser superior a 10 centímetros en el caso de placas con ábacos que cumplan las condiciones anteriores.

e) Placas aligeradas: El espesor de las placas, además de las limitaciones expresadas en el 55.3, deberá cumplir:

- Ser superior a 15 centímetros.
- La separación entre ejes de nervios no será superior a un metro, debiendo ser el número de nervios en cada recuadro, en cada dirección, igual o mayor que seis.
- De acuerdo con las definiciones del 55.2, estas placas pueden calcularse estudiando en cada una de las dos direcciones de la placa un pórtico virtual según el 55.2. 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 placa 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 55.4.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 55.4.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 (fig. 55.4.d). 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 55.4.a anteriormente citada.

En cualquier caso, el cálculo de los pórticos virtuales podrá realizarse según el 52.2, siempre que se den las condiciones en él contempladas.

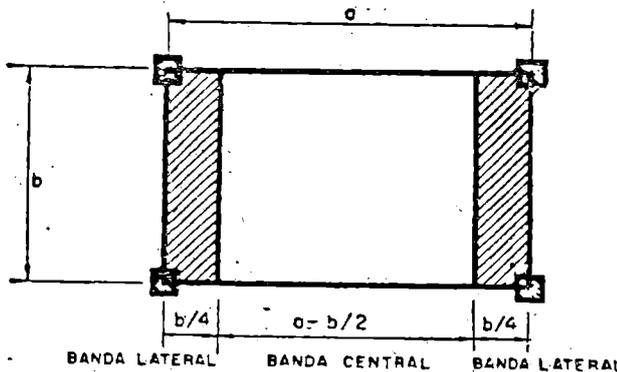


Fig. 55.4.d

TABLA 55.4.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 $\frac{a}{b} > \frac{4}{3}$ se trata del caso 2) del apartado 55.4.)

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
Banda exterior (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 55.4.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 55.4.)

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	50	66	73	50
Banda central	50	34	27	50
Banda exterior (caso A)	25	33	36	25
Banda exterior (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.

Cuando en la unión entre losa y soporte actúe el momento M_d , se supondrá que se transmite al soporte por flexión una fracción del mismo igual a $(1-\alpha) M_d$ (α y M_d con los significados de 55.5). Esta fracción del momento M_d se considerará transmitida en un ancho efectivo del forjado limitado por dos líneas situadas a vez y media el espesor del forjado o ábaco de las caras exteriores del soporte o capitel.

Para resistir la fracción de momento $(1-\alpha) M_d$ se puede o bien concentrar en esta zona la armadura de la banda de soportes o bien colocar armadura adicional.

Comentarios.

Disposiciones relativas a las dimensiones de los distintos elementos. Las limitaciones prescritas en este apartado para las dimensiones de los distintos elementos son las que aconseja la experiencia actualmente existente sobre este tipo de estructuras. El cumplimiento de dichas prescripciones permite al proyectista utilizar el método simplificado de cálculo que se incluye en 55.4.

En los casos ordinarios de placas rectangulares en las que para cada dirección las dimensiones de todos los recuadros son iguales (ver fig. 55.2.b), los pórticos virtuales resultantes, según X-X, serán idénticos, así como los resultantes según Y-Y. Bastará entonces calcular sólo un pórtico en cada dirección para tener resuelto el cálculo completo de la placa.

En los casos en que no se cumpla se hará cálculo elástico.

55.5. Comprobación a punzonamiento.

Se comprobará a punzonamiento la sección constituida por el conjunto de secciones verticales resistentes situadas alrededor del soporte y 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.

No será necesario armadura de punzonamiento si se verifican las siguientes limitaciones:

$$\frac{N_d}{A_c} + \frac{\alpha M_d \cdot u}{J_c} \leq 2 f_{cv}$$

$$\frac{N_d}{A_c} - \frac{\alpha M_d \cdot v}{J_c} \leq 2 f_{cv}$$

Con los siguientes significados (fig. 55.5):

N_d = Reacción del soporte menos la parte que carga en la zona de punzonamiento, en valores de cálculo.

A_c = Área resistente de la sección a comprobar (igual perímetro crítico por el canto útil de la placa).

α = Fracción del momento que se transmite desde la placa al soporte por excentricidad de cortante. (Su valor se indica en la figura 55.5).

M_d = En soportes interiores y en los bordes, en dirección paralela al mismo, diferencia de momentos flectores de cálculo a ambos lados de la sección que define la fibra neutra c-c de la sección a comprobar.

En soportes de borde en dirección normal al mismo y en los de esquina. Momento flector de cálculo en la sección que define la fibra neutra c-c de la sección a comprobar.

d = Canto útil de la placa.

J_c = Momento de inercia combinado de la sección a comprobar.

f_{cv} = Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante, según se define en 39.13.2.2.

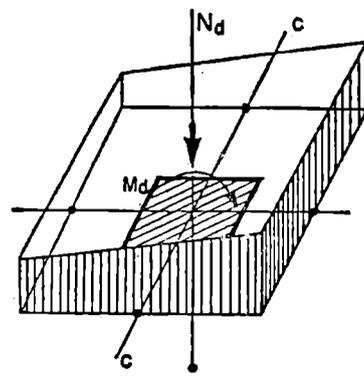
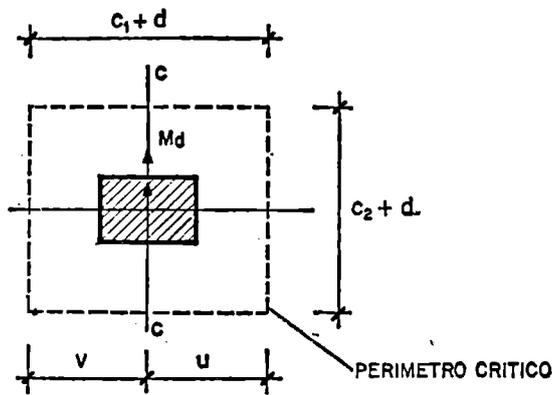
u, v = Distancia de la fibra neutra de la sección a comprobar, c-c, a los límites de la misma.

— En los casos en que la limitación anterior no pueda cumplirse, se dispondrá una armadura de punzonamiento, formada por barras inclinadas o estribos, dispuesta según 55.6, teniendo en cuenta que

— La resistencia total a punzonamiento no superará el valor $3 f_{cv} \cdot A_c$.

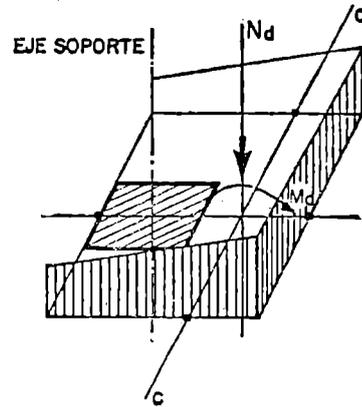
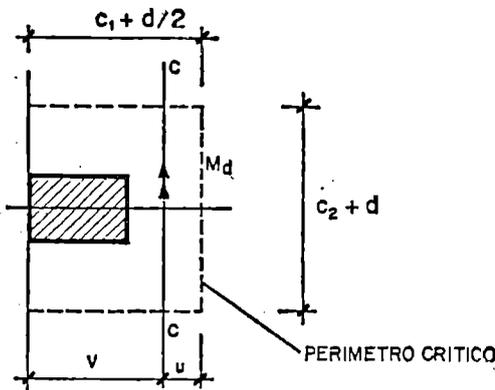
— La contribución del hormigón al punzonamiento no superará el valor $f_{cv} \cdot A_c$.

SOPORTES INTERIORES



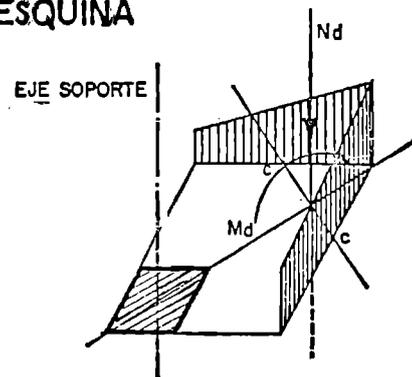
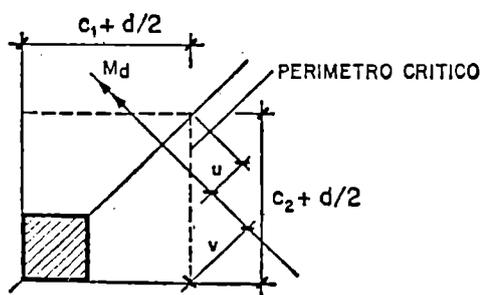
$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}}$$

SOPORTES DE BORDE



$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d/2}{c_2 + d}}}$$

SOPORTES DE ESQUINA



$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2c_1 + d}{2c_2 + d}}}$$

Fig. 55.6

— Se comprobará a cortante la sección constituida por las secciones verticales resistentes situadas alrededor del ábaco y concéntricas con él, a una distancia del mismo igual a la mitad del canto útil de la placa.

Esta comprobación se realizará, según lo indicado en el artículo 39, bien nervio a nervio, por metro lineal, u obteniendo los esfuerzos cortantes del cálculo de los pórticos correspondientes.

Comentarios.

La experimentación en que se basan las limitaciones que se indican en el articulado para la resistencia a punzonamiento se ha realizado para placas apoyadas en soportes cuadrados.

En el caso de soportes alargados, podrá considerarse como perímetro eficaz el indicado en la figura 55.5.b. En el resto del perímetro se considerará una tensión tangencial resistente igual a f_{cv} .

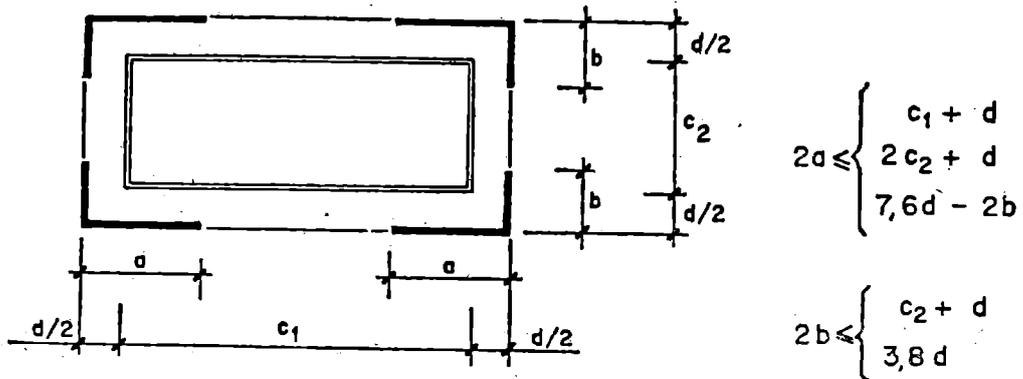


Fig. 55.5.b

Cuando existan en la placa agujeros situados a una distancia de la cara más próxima del soporte igual o menor que $5d$, podrá tomarse como sección resistente a punzonamiento

la definida en el articulado, deduciendo la parte comprendida entre las líneas que unen el centro de gravedad del soporte y los extremos del agujero correspondiente (ver fig. 55.5.c).

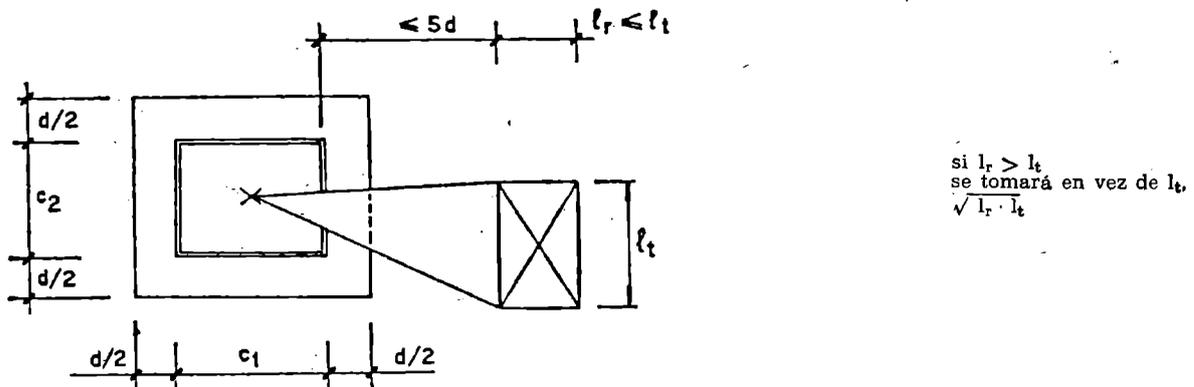


Fig. 55.5.c

En el caso de soportes interiores, el valor de J_c vendrá dado por la expresión:

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

Cuando se utilice el método de cálculo basado en los pórticos virtuales, M se considerará como la diferencia de momentos flectores, obtenidos en la banda de soportes, a ambos lados de la sección que define la fibra neutra $c-c$ de la sección a comprobar.

Como primera aproximación de tanteo puede suponerse que en los pilares de borde y esquina no será necesaria armadura de punzonamiento si se verifica:

$$\frac{N_d}{A_c} \leq f_{cv}$$

55.6. Disposiciones constructivas.

a) Placas macizas de canto constante.

La separación entre armaduras principales no será superior a 25 cm., 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 solicitada, en cada recuadro, tendrán una sección de al menos veinticinco por ciento (25 %) 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 solicitaciones puntuales que eventualmente haya que considerar.

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, teniendo en cuenta lo indicado en 55.4.

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

Siempre que el hormigón no cumpla la condición de seguridad al punzonamiento contenido en 55.5 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 $1,5d$ a una distancia del mismo menor de $0,5d$ y con separación entre ellos menor de $0,75d$. Las barras se dispondrán en una o dos capas, debiéndose colocar igual número en cada dirección, y capa, conforme el esquema que se indica en la figura 55.6.a. 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 55.6.b.

Comentarios.

Por razones de fisuración, se recomienda que la separación entre barras de la armadura principal no supere los 20 cm. en el caso de barras lisas, ni los 15 cm. en el caso de barras corrugadas.

Los tantos por ciento señalados en la figura 55.6.b para cada uno de los distintos tipos de armadura solo tienen un carácter indicativo del orden de magnitud correspondiente.

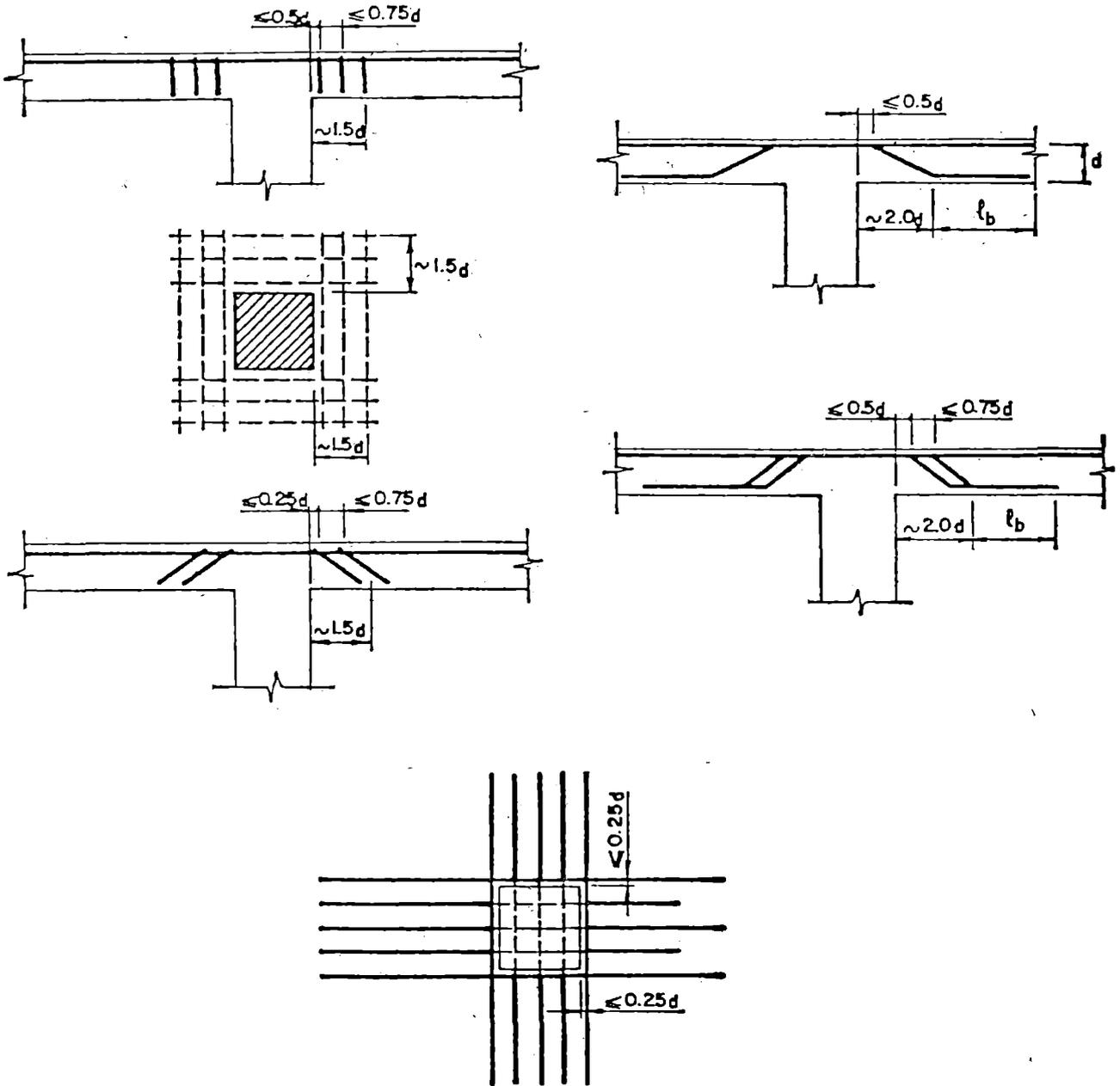


Fig. 55.6.a

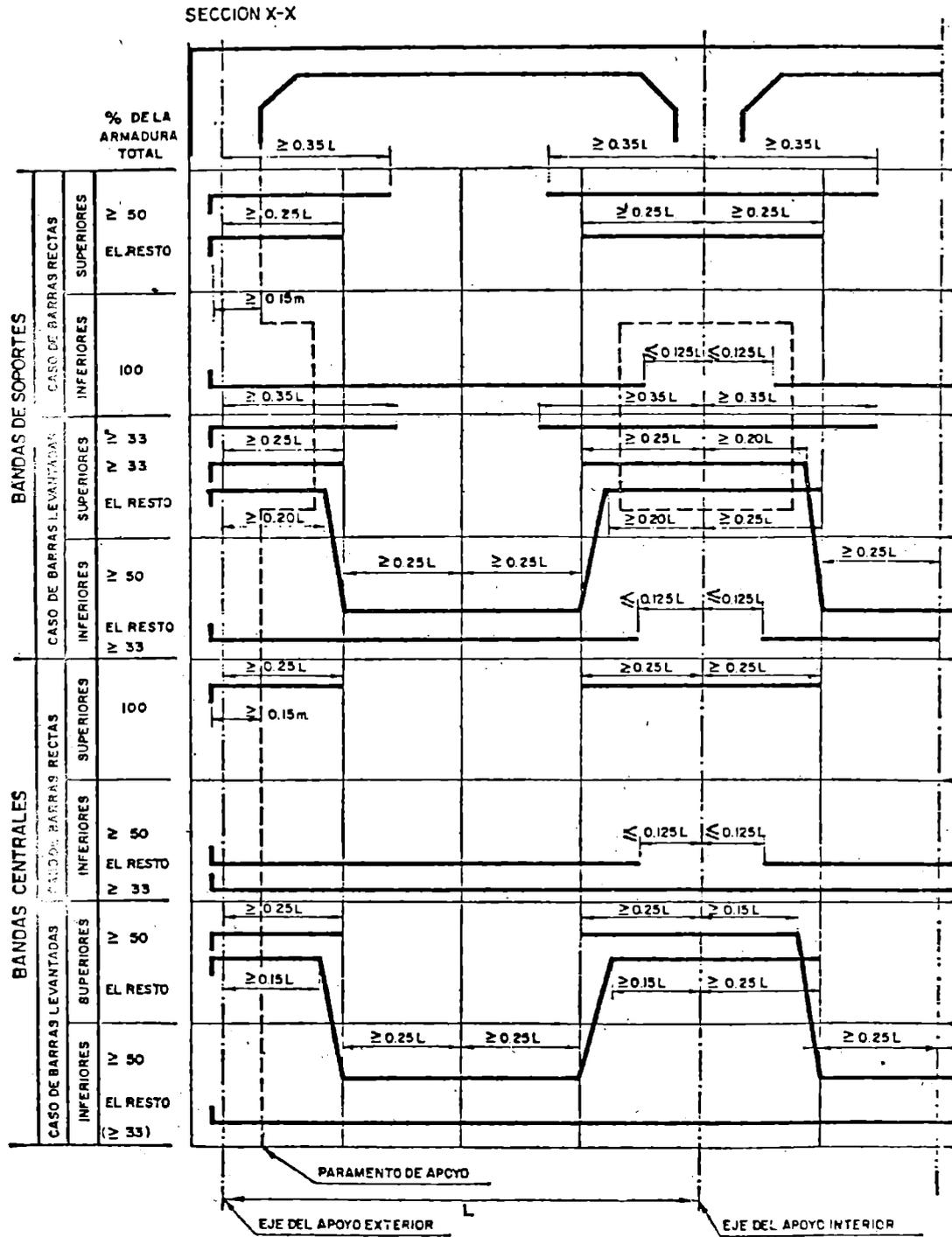


Fig. 55.6.b

NOTA: Las armaduras inferiores en banda de soportes habrán de solaparse en la zona de apoyo, en aquellos casos en que haya que tener en cuenta en el cálculo acciones debidas a efectos sísmicos.

ARTICULO 56. LAMINAS

56.1. 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, etc.

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

Comentarios.

Las condiciones de borde influyen particularmente en el comportamiento resistente de las láminas, comportamiento que varía no sólo con la forma de sustentación, sino, especialmente, con las condiciones tensionales y de deformación de los elementos de borde.

Las estructuras laminares encuentran su mayor aplicación en cubiertas, depósitos, tuberías y construcciones análogas.

56.2. 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 hor-

migón 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 pertenecientes 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.

Comentarios.

Una vez determinadas las sollicitaciones, de acuerdo con el apartado que se comenta, el cálculo de secciones puede realizarse con arreglo a las teorías de rotura (capítulo VII de esta Instrucción).

Conviene recordar que en las láminas sometidas a soleamiento por una de sus caras, los efectos de las diferencias de temperatura entre trasdós e intradós pueden llegar a ser importantes, especialmente si el paramento exterior no está protegido frente a la radiación solar. Efectos análogos pueden presentarse si la lámina ha de estar sometida a un caldeoamiento artificial por una cara o paramento.

56.3. 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 cm.
- Láminas de simple curvatura: 7 cm.
- Láminas de doble curvatura: 5 cm.

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

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.

Comentarios.

En general, el espesor de las láminas no viene determinado por necesidades de resistencia, sino por otras consideraciones: Condiciones de deformación, seguridad al pandeo, recubrimientos de armaduras, garantía de buena ejecución, etc.

Con tan pequeños espesores, cualquier error de ejecución tiene una importancia relativa apreciable, por lo que es imprescindible extremar los cuidados. En particular debe estudiarse previamente, en cada caso, el plan de hormigonado.

56.4. 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:

$$\omega \leq 0,30 + \frac{50}{f_{cd}}$$

En la que f_{cd} 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 cm 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 cm. entre sí o dos mallas electrosoldadas de alambres Ø 5 a 20 cm. entre sí. Si el espesor de la lámina es inferior a 7 cm., 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 13.3, admitiéndose reducirlos para barras de Ø ≤ 14 a los valores siguientes:

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

Comentarios.

El incumplimiento de la disposición a) del apartado que se comenta podría originar efectos locales cuya influencia habría que considerar en cada caso.

El resto de las recomendaciones de este apartado son fruto de la experiencia existente y conviene respetarlas siempre, salvo razones muy justificadas.

ARTICULO 57. CARGAS CONCENTRADAS SOBRE MACIZOS

57.1. Tensión de contacto localizada:

La fuerza máxima de compresión que en estado límite último puede actuar sobre una superficie restringida, figura 57.1, de área A_{c1} situada concéntrica y homotéticamente sobre otra área A_c , supuesta plana, puede ser calculada por la fórmula:

$$N_u = A_{c1} f_{cd} \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} \geq 3,3 A_{c1} f_{cd}$$

Siempre y cuando el elemento sobre el que actúe la carga no presente huecos internos y que su espesor h , sea: $h \geq \frac{2 A_c}{u}$, siendo u el perímetro de A_c .

Si las dos superficies A_c y A_{c1} no tienen el mismo centro de gravedad, se sustituirá el contorno de A_c por un contorno interior, homotético de A_{c1} y limitando un área A'_c que tenga su centro de gravedad en el punto de aplicación del esfuerzo N , aplicando a las áreas A_{c1} y A'_c las fórmulas arriba indicadas.

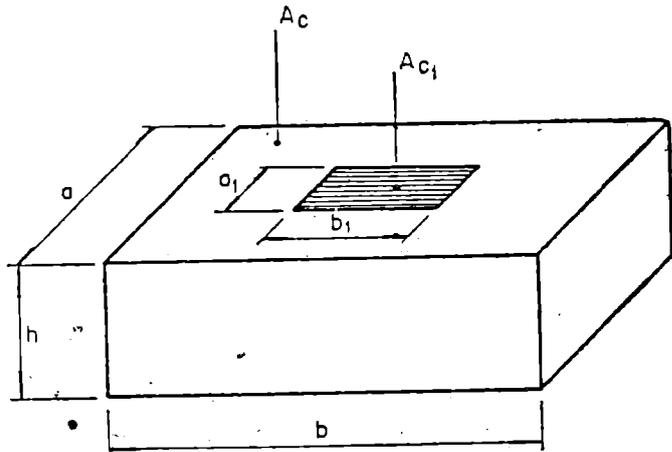


Fig. 57.1

57.2. Armaduras transversales.

Si no se realiza un cálculo exacto de la distribución de las tensiones transversales de tracción, deberá disponerse la siguiente capacidad mecánica de armaduras válida para el caso en que las áreas de la carga y del macizo puedan considerarse regulares y concéntricas de dimensiones respectivas iguales a:

$$A_c = a \cdot b$$

$$A_{c1} = a_1 \cdot b_1$$

La capacidad mecánica de las armaduras será:

$$A_{sa} f_{yd} = 0,3 N_d \left(\frac{a - a_1}{a} \right) \text{ en sentido paralelo a } \cdot a \cdot$$

$$A_{sb} f_{yd} = 0,3 N_d \left(\frac{b - b_1}{b} \right) \text{ en sentido paralelo a } \cdot b \cdot$$

Las armaduras A_{sa} y A_{sb} deberán distribuirse uniformemente en una distancia comprendida entre $0,1 a$ y a y $0,1 b$ y b , respectivamente.

Estas distancias se medirán perpendicularmente a la superficie A_c .

Comentarios.

En la figura 57.2 aparece la distribución de esfuerzos transversales paralelos al lado «a» (idéntica distribución correspondiera a los esfuerzos transversales paralelos al lado «b»).

Puede prescindirse de dichas armaduras transversales cuando la tensión máxima de tracción calculada no sobrepase el valor:

$$\frac{f_{ct} \cdot k}{2}$$

siempre que el hormigonado se efectúe sin discontinuidades y que los efectos de retracción sean poco importantes.

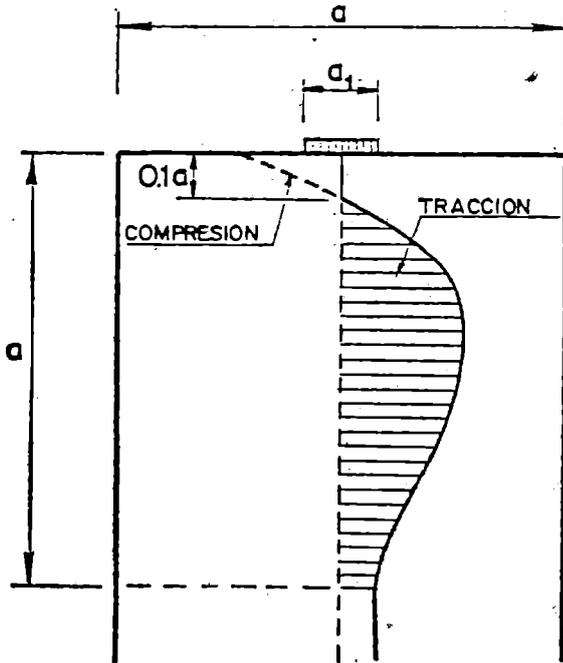


Fig. 57.2

ARTICULO 58. ZAPATAS, ENCEPADOS Y LOSAS DE CIMENTACION

58.1. Generalidades.

Las disposiciones dadas en 58.2 a 58.8 se aplican a elementos de cimentación aislados y a elementos de cimentación combinados, cuando éstas sean aplicables.

En los elementos de cimentación con soportes de sección circular o en forma de polígono regular o con soportes cuyos ejes no coincidan con las direcciones principales del elemento de cimentación, la cara del soporte que se tomará paralela a la sección de referencia será el lado del cuadrado equivalente de igual área, cuyos ejes coincidan con las direcciones principales del elemento de cimentación.

Comentarios.

Aunque las disposiciones de 58.2 a 58.8 se refieren a elementos de cimentación aislados que sustentan una sola pila, pilar o muro, la mayor parte de las disposiciones se pueden generalizar a losas o a elementos de cimentación combinados que sean soporte de varios pilares y/o muros.

58.2. Cargas y reacciones.

Los elementos de cimentación se dimensionarán para resistir las cargas actuantes y las reacciones inducidas, de forma

que se cumplan las disposiciones de esta Instrucción y más concretamente las correspondientes al artículo 58. Para ello será preciso que las solicitaciones actuantes sobre el elemento de cimentación se transmitan íntegramente al terreno o a los pilotes en que se apoya.

Para el cálculo de momentos flectores y esfuerzos cortantes, en el caso de encepados sobre pilotes, se puede suponer que la reacción de un pilote está concentrada en la intersección de su línea baricéntrica con el encepado.

La distribución de la presión en el terreno o de las reacciones en los pilotes estará de acuerdo con las características del terreno y de la estructura, y asimismo con los principios de la teoría y práctica de la mecánica del suelo.

En el dimensionamiento de los elementos de cimentación, y a los efectos de comprobación de que la carga unitaria sobre el terreno o las reacciones sobre los pilotes no superan los valores admisibles, se considerará como carga actuante la combinación pésima de las solicitaciones transmitidas por el soporte más el peso propio del elemento de cimentación y el del terreno que descansa sobre él; todos ellos sin mayorar, es decir, con sus valores característicos.

Por el contrario, a los efectos del cálculo de solicitaciones actuando sobre el elemento de cimentación, se considerarán los valores ponderados de las solicitaciones debidas a las reacciones del terreno o de los pilotes, deducidas como se indica en el párrafo anterior, menos los valores ponderados de las solicitaciones debidas al peso propio del elemento de cimentación y al del terreno que descansa sobre él.

Comentarios.

En la práctica se admite generalmente el comportamiento elástico del terreno, lo que conduce a una distribución lineal de tensiones en el terreno o de las reacciones en los pilotes, siempre que las características del terreno y de la estructura permitan efectuar tal simplificación como una primera aproximación a la realidad. Sin embargo, se podrán emplear, en los casos en que se requiera, distribuciones de presiones en el terreno o de reacciones en los pilotes más complejas de acuerdo con la teoría y práctica de la mecánica del suelo.

Los valores de la presión admisible del terreno o de la carga admisible de los pilotes vendrán fijados por la teoría y práctica de la mecánica del suelo. El valor de la presión de esquina del terreno o de la reacción del pilote extremo, en el caso de cargas excéntricas, incluyendo la acción del viento, será inferior al valor admisible en punta. Análogamente, la reacción máxima del terreno o de los pilotes, debida a la combinación de todas las cargas posibles, incluyendo el viento y sismo, no excederá de los valores admisibles que contemplan las diferentes normas y reglamentos cuando se consideran las acciones sísmicas.

Para hallar la presión admisible del terreno o la carga admisible de los pilotes se consideran las acciones con su valor característico, ya que se trata de un estado límite de servicio. Por el contrario, para el cálculo de solicitaciones actuando sobre el elemento de cimentación, se considerarán las acciones con sus valores mayorados, ya que se trata de un estado límite último.

En el caso de cargas excéntricas, los valores ponderados de las solicitaciones que constituyen las distintas hipótesis de carga que se detallan en el artículo 32, conducen a excentricidades y a reacciones distintas para cada una de dichas hipótesis.

En el caso de encepados sobre pilotes, se podrá prescindir del peso propio del encepado para el cálculo de las reacciones en los pilotes y para el cálculo de las solicitaciones sobre el encepado, si se puede considerar que, de forma permanente, el encepado estará siempre en contacto con el terreno contra el que fue hormigonado.

58.3. Tipos de encepados y zapatas.

Los encepados y zapatas se clasifican en función de su vuelo «v» en la dirección principal de mayor vuelo, en los tres tipos siguientes:

— Tipo I (figs. 58.3.a y 58.3.b). Incluye los casos en que el vuelo máximo en encepados está comprendido entre los límites $0,5 h$ y $1,5 h$, y en zapatas entre los límites $0,5 h$ y $2 h$.

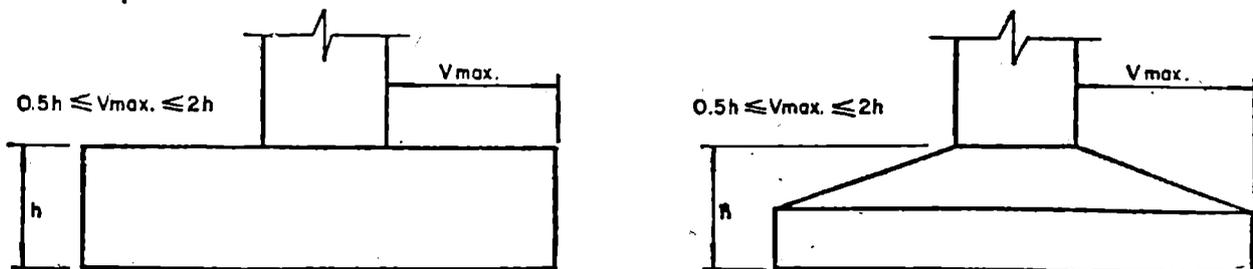


Fig. 58.3.a

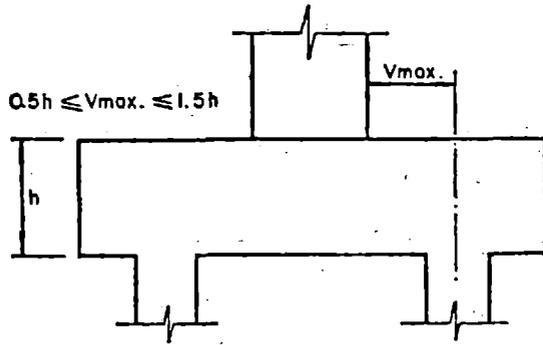


Fig. 58.3.b

- Tipo II. Incluye los casos en que el vuelo máximo es inferior a 0,5 h.
- Tipo III. Incluye los casos en que el vuelo máximo en zapatas es superior a 2 h y en encepados a 1,5 h.

No se podrán en ningún caso proyectar encepados de hormigón en masa apoyados sobre pilotes.

58.4. Encepados y zapatas tipo I.

Este apartado se refiere al proyecto de zapatas y encepados del tipo I.

Comentarios.

Cuando el vuelo «v», en ambas direcciones principales de la zapata o encepado, sea inferior a la mitad de su canto total, se aplicará el 58.5.

Cuando el vuelo «v» supere, en alguna dirección principal de la zapata o encepado, las limitaciones dadas en las figuras 58.3.a y 58.3.b, se aplicará el 58.6.

58.4.1. Cálculo a flexión.

58.4.1.1. Sección de referencia S₁.

La sección de referencia, que se considerará para el cálculo a flexión, se define como a continuación se indica:

Es plana, perpendicular a la base de la zapata o encepado y tiene en cuenta la sección total de la zapata o encepado. Es paralela a la cara del soporte o del muro y está situada detrás de dicha cara a una distancia igual a 0,15 a, siendo «a» la dimensión del soporte o del muro medida ortogonalmente a la sección que se considera. El canto útil de esta sección de referencia se tomará igual al canto útil de la sección paralela a la sección S₁ situada en la cara del soporte o del muro (figura 58.4.1.1.a). Este canto útil no excederá de 1,5 veces el vuelo «v» de la zapata o del encepado, medido perpendicularmente a esta sección; si ocurriese lo contrario, el canto útil se tomará igual a 1,5 v.

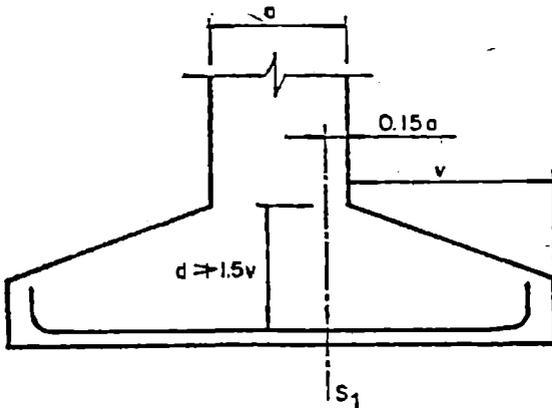


Fig. 58.4.1.1.a

En el caso de encepados sobre pilotes, el valor de «v» es la distancia desde el eje del pilote más alejado a la cara del soporte o del muro paralela a la sección S₁ (fig. 58.4.1.1.b).

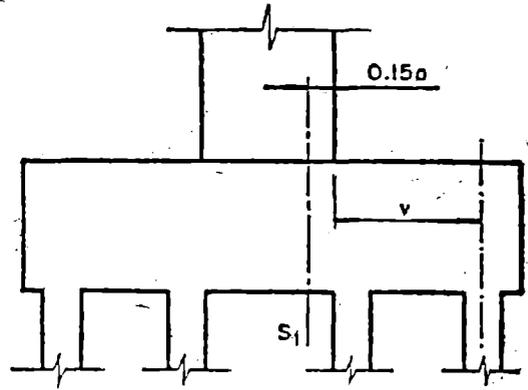


Fig. 58.4.1.1.b

En todo lo anterior se supone que el soporte o el muro son elementos de hormigón. Si no fuera así, la magnitud 0,15 a se sustituirá por:

- 0,25 a, cuando se trate de muros de mampostería,
- la mitad de la distancia entre la cara del soporte y el borde de la placa de acero, cuando se trate de soportes metálicos sobre placas de reparto de acero.

Comentarios.

La sección de referencia así definida tiene en cuenta que el momento flector puede aumentar considerablemente por detrás de la sección coincidente con la cara del soporte, en el caso de soportes delgados y alargados, cuando la sección de referencia es normal a la mayor dimensión del soporte (figura 58.4.1.1.c).

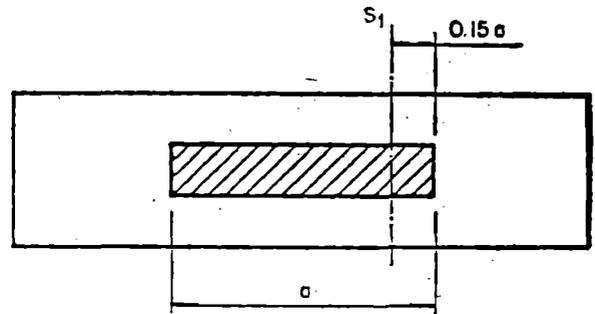


Fig. 58.4.1.1.c

58.4.1.1.1. Cálculo del momento flector.

El momento máximo que se considerará en el cálculo de las zapatas y encepados tipo I es el que se produce en la sección de referencia S₁ definida en el apartado anterior (fig. 58.4.1.1.1).

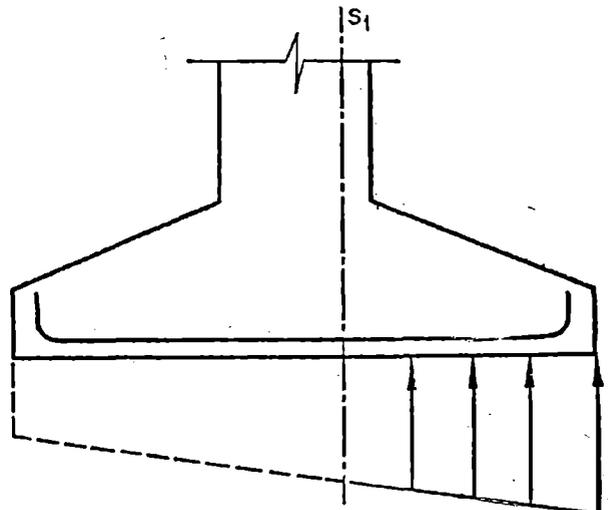


Fig. 58.4.1.1.1

58.4.1.1.2. Determinación de la armadura.

La armadura necesaria en la sección de referencia se hallará con un cálculo hecho a flexión simple, de acuerdo con los principios generales de cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales que se indican en el artículo 36.

El momento flector que debe resistir una sección de referencia no será menor que la quinta parte del momento que puede resistir la sección de referencia ortogonal.

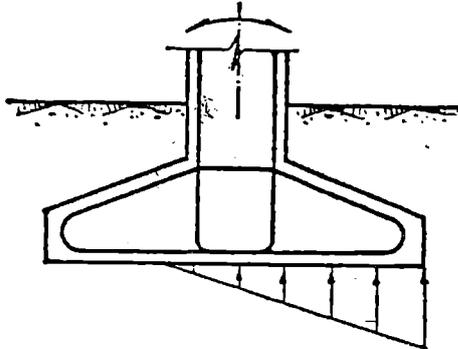


Fig. 58.4.1.1.2

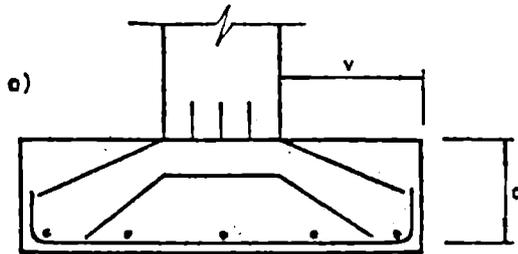
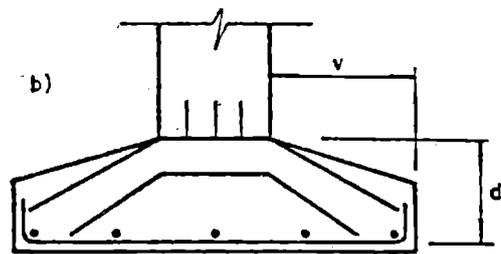


Fig. 58.4.1.1.3



En el caso de encepados sobre pilotes, se intuyen mucho mejor las bielas de compresión inclinadas que van desde el pilar hacia los pilotes, trabajando entonces la armadura como un auténtico tirante. Esto obliga a no escalonar la armadura dispuesta, que se extenderá, sin reducir su sección, de un extremo al otro de la zapata o encepado.

58.4.1.2. Zapatas apoyadas sobre el terreno.

Si la base de la zapata es cuadrada, la armadura se podrá distribuir uniformemente y paralelamente a los lados de la base de la zapata.

En zapatas rectangulares, la armadura paralela al lado mayor de la base de la zapata de longitud a' , se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho b' de la base de la zapata. La armadura paralela al lado menor b' se deberá colocar de

tal forma que una fracción del área total A igual a $\frac{2b'}{a' + b'}$

se coloque uniformemente distribuida en una banda central coaxial con el soporte, de anchura igual a b' . El resto de la armadura se repartirá uniformemente en las dos bandas laterales resultantes (fig. 58.4.1.2.a).

El ancho de la banda b' no será inferior a $a + 2h$, en donde:
 a = lado del soporte o del muro paralelo al lado mayor de la base de la zapata.
 h = canto total de la zapata.

Si b' fuese menor que $a + 2h$, se sustituirá b' por $a + 2h$.

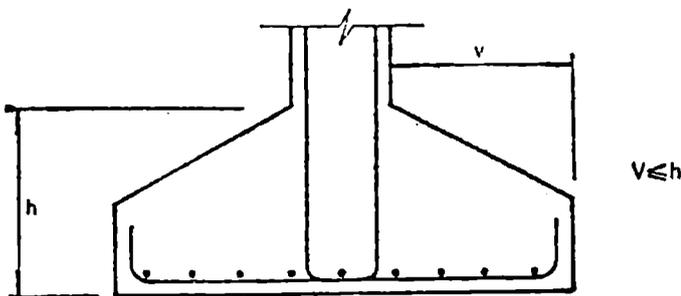


Fig. 58.4.1.2.b

Comentarios.

Si la distribución de tensiones en el terreno fuese una ley triangular como la que se indica en la figura 58.4.1.1.2, puede ocurrir que el valor absoluto del momento mayorado en la sección de referencia, debido al peso propio de la zapata y al del terreno que descansa sobre ella, sea superior al valor absoluto del momento debido a las reacciones correspondientes a los valores ponderados de las solicitaciones transmitidas por el soporte, más el peso propio de la zapata y el del terreno que descansa sobre ella. Entonces será preciso disponer una armadura superior que sea capaz de soportar la diferencia de los valores absolutos de los momentos antes mencionados.

58.4.1.1.3. Disposición de la armadura.

La armadura, calculada de acuerdo con los apartados anteriores, se extenderá, en todos los casos, sin reducción alguna de su sección de un lado al otro de la zapata o encepado.

Comentarios.

En el caso de zapatas apoyadas sobre el terreno, un porcentaje de las compresiones transmitidas por el pilar se distribuyen en el interior del macizo de la zapata por efecto arco a través de bielas inclinadas (fig. 58.4.1.1.3). Por esta causa, la armadura no se escalonará y se extenderá, sin reducir su sección, de un extremo al otro de la zapata. Además, convendrá doblarla en los extremos en ángulo recto o soldarle barras transversales (caso de mallas electrosoldadas). No es conveniente dejar las barras rectas sin doblar, en el borde de la zapata.

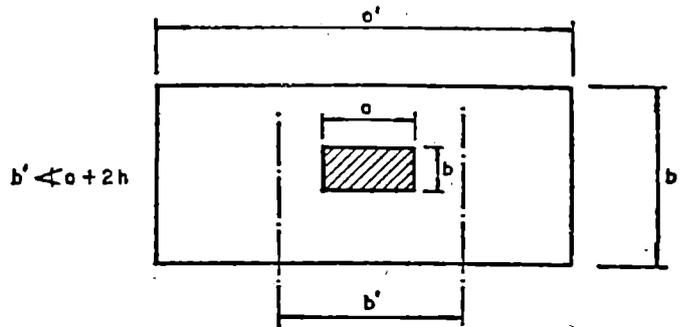


Fig. 58.4.1.2.a

Cuando el vuelo v de la zapata sea inferior al canto total h de la misma, la armadura inferior se prolongará hasta el borde de la zapata (fig. 58.4.1.2.b). La longitud de anclaje se contará a partir del punto en que termina la parte recta de las barras.

Cuando el vuelo v de la zapata sea superior al canto total h de la misma, la longitud de anclaje se contará desde una sección situada a una distancia igual a un canto total h de la cara del soporte, conservándose hasta tal sección la totalidad de la armadura inferior (fig. 58.4.1.2.c).

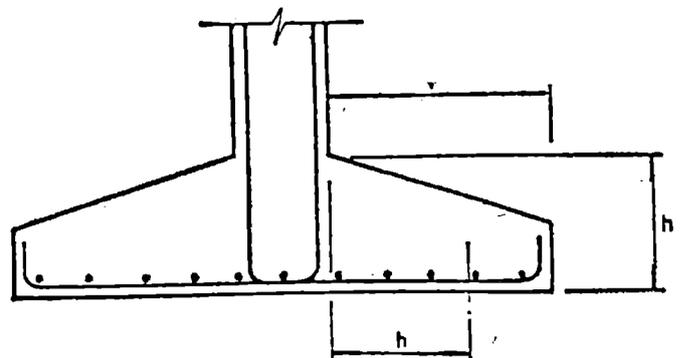


Fig. 58.4.1.2.c

Comentarios.

En las zapatas solicitadas con cargas portantes apreciables se recomienda colocar, además, una armadura perimetral de tracción que zunche el perímetro de la base del tronco de cono o de pirámide de las bielas de compresión (fig. 58.4.1.2.d).

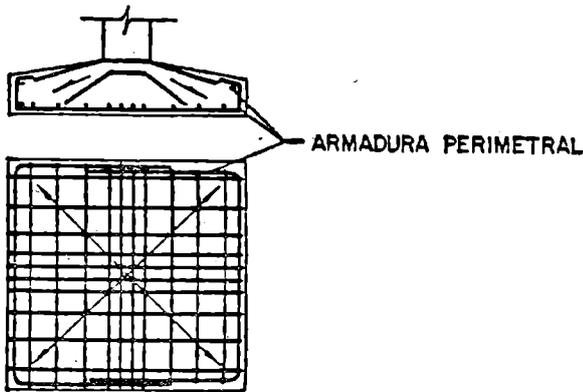


Fig. 58.4.1.2.

58.4.1.3. Encepados sobre pilotes.

58.4.1.3.1. Encepados sobre dos pilotes.

La armadura inferior se colocará, sin reducir su sección, en toda la longitud del encepado. Esta armadura se anclará, por prolongación hecía y/o en ángulo recto, para una capacidad mecánica igual a 0,8 veces la capacidad mecánica de cálculo, a partir de planos verticales que sean paralelos a la sección de referencia S_1 y que pasen por el eje de cada pilote (figura 58.4.1.3.1.a).

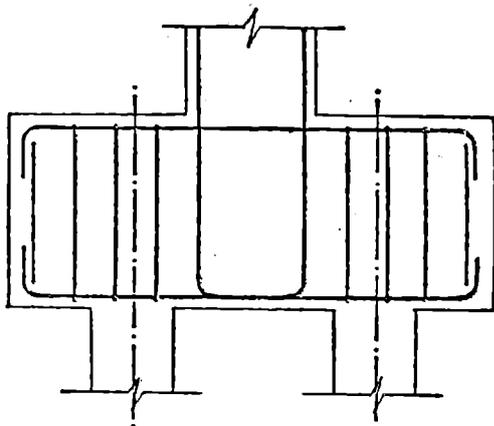


Fig. 58.4.1.3.1.a

Comentarios.

En los encepados tipo I de dos pilotes se forman unas bielas de compresión inclinadas, que van desde el soporte hasta los pilotes, cuyas componentes horizontales han de absorberse mediante armaduras a modo de tirante (fig. 58.4.1.3.1.b).

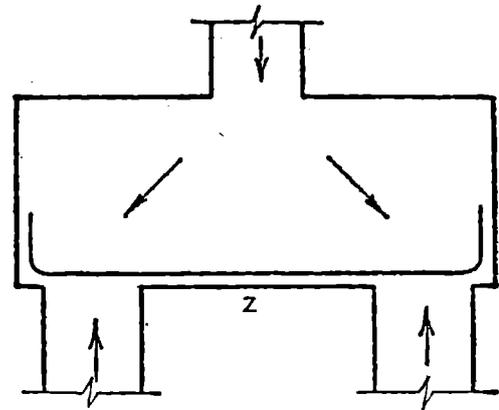


Fig. 58.4.1.3.1.b

El anclaje que el articulado establece para la armadura es equivalente al anclaje de la armadura principal en vigas de gran canto simplemente apoyadas (ver 59.4.1). La reducción en el anclaje se debe a que la armadura del tirante, encima de los pilotes, se encuentra comprimida en dirección vertical. Análogamente a lo preceptuado para la viga de gran canto, la armadura debe repartirse en una altura de la cabeza traccionada de 0,1 a 0,2 d.

58.4.1.3.2. Encepados sobre varios pilotes.

58.4.1.3.2.1. Armadura principal.

La armadura principal inferior se colocará en bandas o fajas sobre los pilotes. Esta armadura se dispondrá de tal forma que se consiga un anclaje adecuado de la misma a partir de un plano vertical que pase por el eje de cada pilote.

Cuando entre la armadura principal queden grandes áreas sin armar se dispondrá, además, una armadura secundaria en retícula cuya capacidad mecánica en cada sentido no será inferior a 1/4 de la capacidad mecánica de las bandas o fajas.

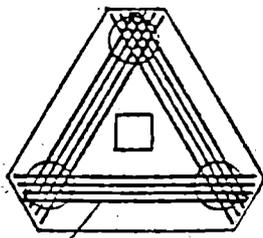
Comentarios.

Es determinante que la armadura principal se concentre en bandas o fajas sobre los pilotes y no se distribuya uniformemente en toda el área de la base del encepado, ya que las bielas espaciales de compresión que se forman van desde el soporte hacia los apoyos rígidos que le suponen los pilotes, y allí es donde han de ser desviadas por el tirante.

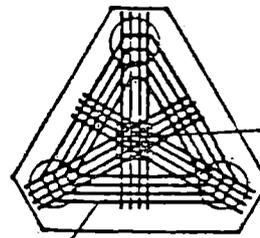
En encepados, solicitados con cargas portantes apreciables, se recomienda disponer además una armadura perimetral de tracción que zunche el conjunto de las bielas espaciales de compresión que se forman, evitando así la fisuración prematura de las caras laterales del encepado.

En la figura 58.4.1.3.2.1.a se dan varias disposiciones de la armadura inferior en el caso de encepados sobre pilotes en forma de polígono regular y que tengan un solo soporte.

SOBRE 3 PILOTES

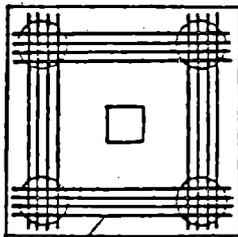


ARMADURA EN BANDAS O FAJAS

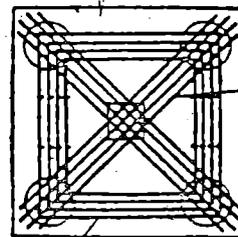


ARMADURA SEGUN LAS MEDIANAS

SOBRE 4 PILOTES

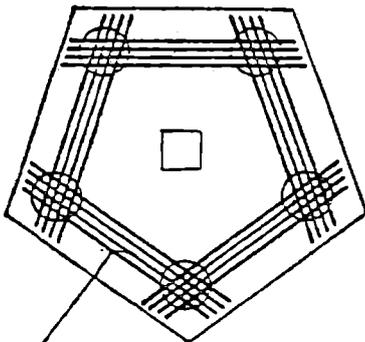


ARMADURA EN BANDAS O FAJAS

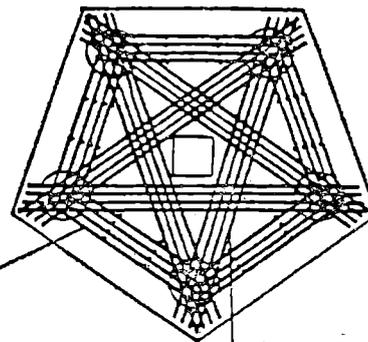


ARMADURA SEGUN LAS DIAGONALES

SOBRE 5 PILOTES

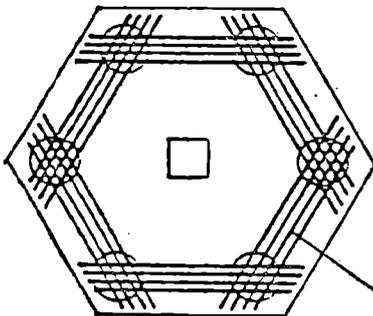


ARMADURA EN BANDAS O FAJAS

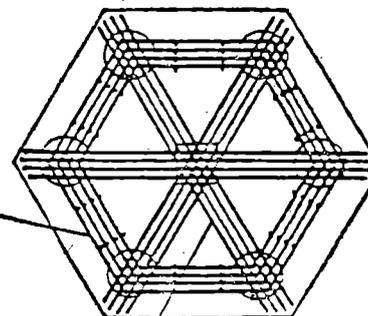


ARMADURA SEGUN UNA ESTRELLA

SOBRE 6 PILOTES



ARMADURA EN BANDAS O FAJAS



ARMADURA SEGUN LAS DIAGONALES

Fig. 58.4.1.3.2.1.a

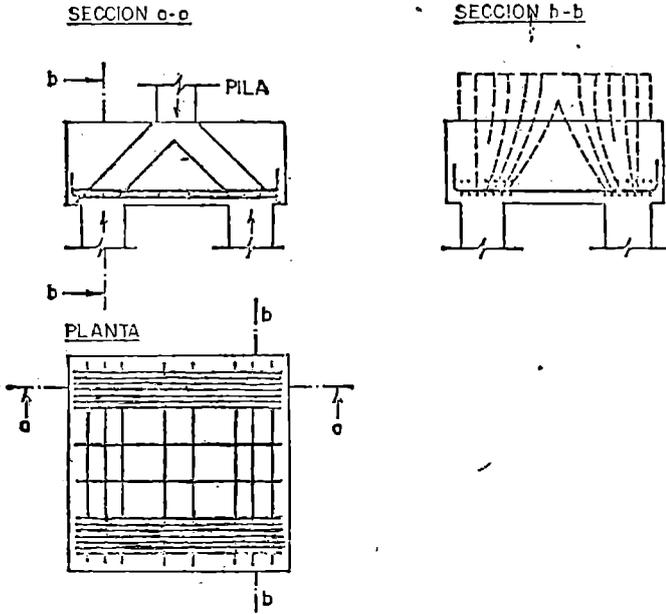


Fig. 58.4.1.3.2.1.b

Cuando la armadura no está dispuesta ortogonalmente a la sección de referencia, como en varios casos de la figura anterior, podrá evaluarse su colaboración para resistir momentos flectores de acuerdo con la teoría general de losas.

En la figura 58.4.1.3.2.1.b se esquematiza el caso de un encepado sobre pilotes en el que se apoya una pila. El tirante entre pilotes se dispondrá, en este caso, transversalmente a la pila, mientras que en sentido longitudinal se puede armar el encepado más la pila como viga de gran canto. En este caso se prestará atención al esfuerzo rasante que se produce en la unión del encepado con la pila.

Con cargas portantes apreciables es conveniente disponer una armadura de suspensión de la armadura principal, ya que esta armadura se ve sometida a un empuje hacia abajo. Si esta armadura de suspensión no se coloca, se pueden formar unas grietas, como lo demuestran ensayos recientes, que motivan la rotura prematura del encepado (fig. 58.4.1.3.2.1.c). Con los pilotes relativamente próximos ($a < 3\varnothing$), esta armadura de suspensión se deberá colocar a mitad de distancia entre los pilotes y con los pilotes más separados ($a > 3\varnothing$), la armadura de suspensión se distribuirá en toda la zona comprendida entre los pilotes.

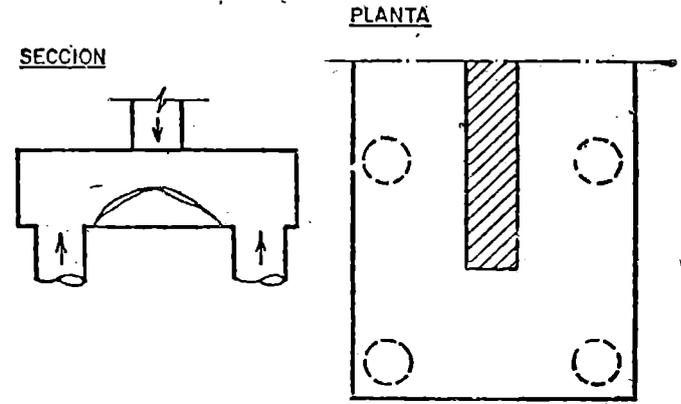


Fig. 58.4.1.3.2.1.c

La armadura de suspensión, en su totalidad, se recomienda dimensionarla para una fuerza no inferior al valor $\frac{N}{1,5n}$ con $n \geq 3$, siendo:

N = reacción del soporte, pila o pilar;
 n = número de pilotes.

En la figura 58.4.3.2.1.d se ve la disposición de la armadura de suspensión en un encepado con pilotes relativamente separados ($a > 3\varnothing$).

CERCOS DE SUSPENSION

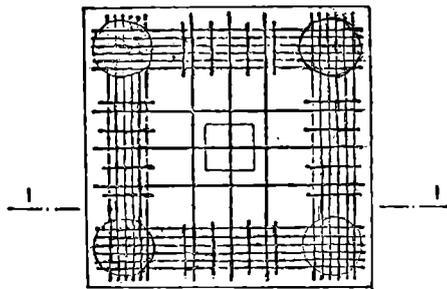
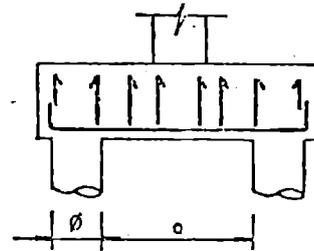


Fig. 58.4.3.2.1.d

SECCION I-I



58.4.1.3.2.2. Armadura secundaria.

En principio no se requiere disponer una armadura secundaria horizontal y vertical, excepto en el caso de los encepados sobre dos pilotes.

En los encepados sobre dos pilotes la armadura secundaria consistirá en:

- Una armadura longitudinal dispuesta en la cara superior del encepado y extendida, sin escalonar, en toda la longitud del mismo.
- Su capacidad mecánica no será inferior a 1/10 de la capacidad mecánica de la armadura inferior.
- Una armadura horizontal y vertical dispuesta en retícula en las caras laterales. La armadura vertical consistirá en cercos cerrados que aten a la armadura longitudinal superior e inferior. La armadura horizontal consistirá en cercos cerrados que aten a la armadura vertical antes descrita (fig. 58.4.1.3.2.2.a).

El área en centímetros cuadrados de una barra de esta retícula viene dada por la expresión:

$A = 0,0025 b't$ para el caso de barras lisas.
 $A = 0,002Q b't$ para el caso de barras corrugadas.

En estas expresiones b' es el ancho del encepado en centímetros y t es la separación entre las barras de la retícula en centímetros, medida tanto en dirección horizontal como en vertical. Si b' fuese mayor que la mitad del canto total h , se

sustituirá b' por $\frac{h}{2}$ en las expresiones anteriores.

Con una concentración elevada de armadura es conveniente aproximar más, en la zona de anclaje de la armadura principal, los cercos verticales que se describen en este apartado, a fin de garantizar el zunchado de la armadura principal en la zona de anclaje (fig. 58.4.1.3.2.2.b).

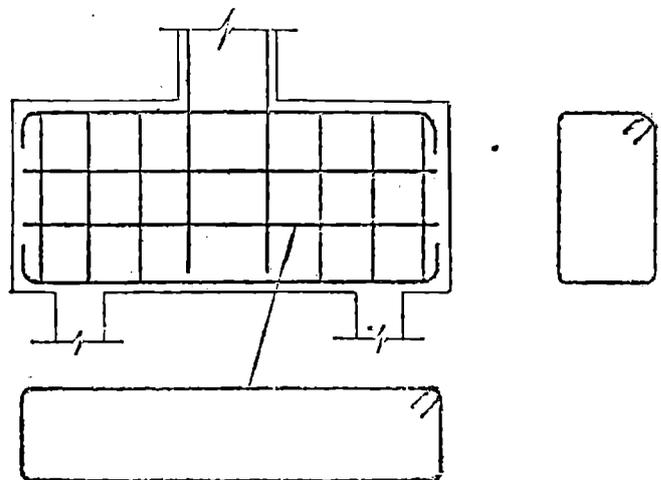


Fig. 58.4.1.3.2.2.a

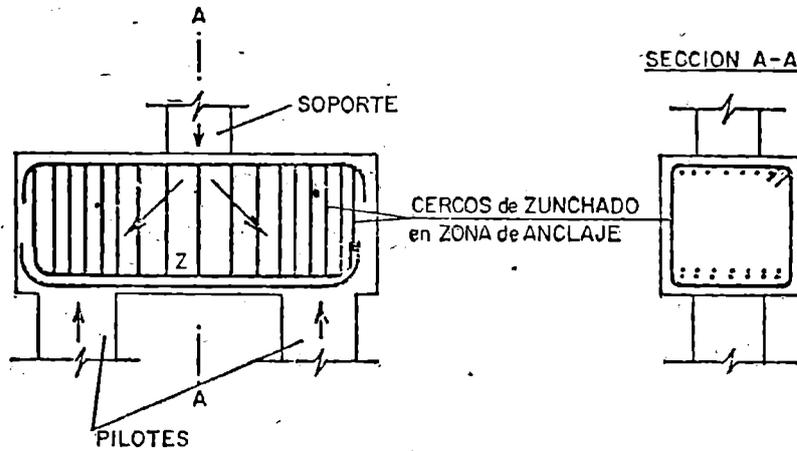


Fig. 58.4.1.3.2.2.b

Comentarios.

La armadura que se detalla en el articulado está pensada para absorber las posibles torsiones que se pueden producir en el encepado por un desplazamiento accidental de los pilotes con respecto a su posición teórica. Estas posibles torsiones se pueden soportar, parcial o totalmente, con vigas riostras, que se proyectarán como se estipula en 58.4.1.3.3, pudiendo entonces disminuirse la armadura secundaria descrita en el articulado.

58.4.1.3.3. Vigas riostras.

Es necesario arriostrar los encepados sobre dos pilotes, con vigas de hormigón armado, en dirección ortogonal a la línea que une los baricentros de ambos pilotes.

Si se proyectase algún encepado de un solo pilote, se precisará arriostrarlo, al menos, en dos direcciones sensiblemente ortogonales.

Comentarios.

Análogamente a lo mencionado en el comentario de 58.4.1.3.2.2, estas vigas riostras están pensadas para absorber las solicitaciones originadas por las excentricidades accidentales de los pilotes con respecto a su soporte.

En zonas sísmicas importantes se deberá realizar un estudio especial de los arriostramientos de todos los encepados.

58.4.2. Adherencia de las armaduras en zapatas apoyadas sobre el terreno.

Para garantizar una adherencia suficiente entre la armadura y el hormigón circundante, se habrá de verificar de forma análoga a lo descrito en 42.1, que:

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,9 d.n.u} \leq \tau_{bd}$$

Siendo:

V_{d1} = esfuerzo cortante mayorado, por unidad de longitud, en la sección de referencia S_1 definida en el apartado 58.4.1.1.

n = número de barras por unidad de longitud.

u = perímetro de cada barra.

d = canto útil de la sección.

τ_b = tensión tangencial de adherencia.

τ_{bd} = resistencia de cálculo para la adherencia.

Para barras corrugadas $\tau_{bd} = 0,95 \sqrt{f_{cd}^2}$, en la que τ_{bd} y f_{cd} vienen expresadas en kp/cm^2 .

En este tipo de zapatas no se deben emplear barras lisas.

Comentarios.

El valor relativamente bajo de la resistencia de cálculo para la adherencia dado en el articulado se ha tomado a partir de ensayos en zapatas cuadradas, y se puede justificar por la concentración de cargas que se producen en el centro de las zapatas cuadradas, mientras que el valor de V_d se suele determinar suponiendo una distribución uniforme de la reacción del terreno en toda la zapata.

58.4.3. Cálculo a cortante.

58.4.3.1. Sección de referencia S_2 .

58.4.3.1.1. Caso general.

La sección de referencia que se considerará para el cálculo a cortante se define como a continuación se indica:

Es plana, perpendicular a la base de la zapata o encepado y paralela a la cara del soporte o del muro. Está situada en el exterior del soporte o del muro a una distancia de la cara del mismo de medio canto útil d de la losa o encepado, medido este último en la cara exterior del soporte. Cuando se trate de soportes metálicos apoyados en placas de reparto de acero, la sección de referencia se situará a partir del punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa de acero. Se exceptúan los casos de 58.4.3.1.2 y 58.4.3.1.3.

La anchura de dicha sección viene dada por:

$$b_2 = b + d \geq b'$$

donde:

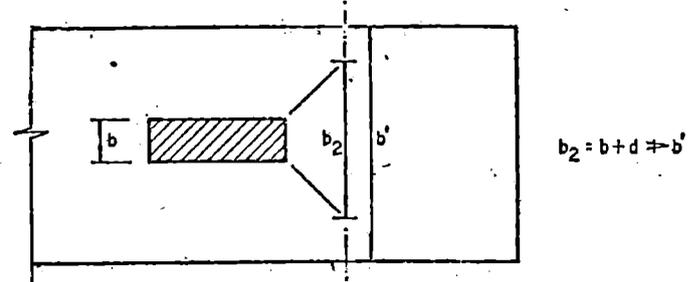
b = dimensión del soporte o del muro, medida paralelamente a la sección de referencia S_2

d = canto útil de la zapata o encepado, medido en la cara exterior del soporte o del muro.

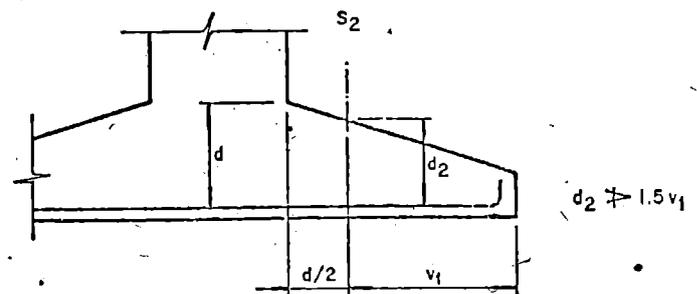
b' = anchura máxima de la zapata o del encepado, medido en la sección de referencia S_2 .

El canto útil d_2 de la sección de referencia S_2 es el canto útil que tiene la zapata o el encepado en la sección que se considera. Este canto útil no excederá de 1,5 veces el vuelo v_1 de la zapata o del encepado, medido a partir de la sección de referencia S_2 . En caso contrario, el canto útil d_2 se tomará igual a $1,5 \cdot v_1$ (fig. 58.4.3.1.1.a).

En el caso de encepados sobre pilotes, el vuelo v_1 es la distancia existente entre la sección de referencia S_2 y el eje del pilote más próximo al borde del encepado (fig. 58.4.3.1.1.b).

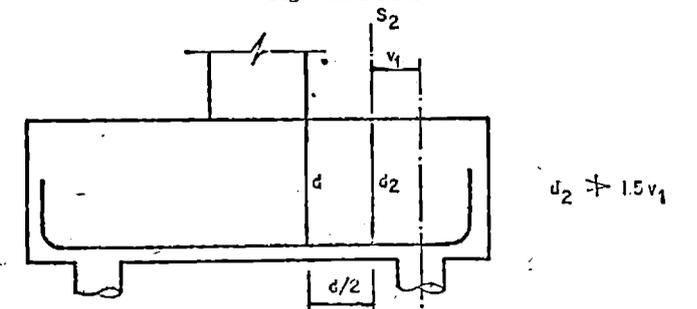


$$b_2 = b + d \geq b'$$



$$d_2 \geq 1,5 v_1$$

Fig. 58.4.3.1.1.a



$$d_2 \geq 1,5 v_1$$

Fig. 58.4.3.1.1.b

Comentarios.

Si la base de la zapata y la sección recta del soporte son cuadrados o circulares y concéntricos; si además se trata de un caso de carga centrada, las características de la sección de referencia S_2 son tales que llevan prácticamente a las mis-

mas disposiciones que un cálculo a punzonamiento. Ahora bien, cuando se trata de una zapata alargada sometida a una reacción del terreno no uniforme, no es representativo admitir el valor medio del esfuerzo cortante a lo largo de toda la superficie de punzonamiento y ha de considerarse en la sección de referencia S_2 tal y como se define en el articulado.

58.4.3.1.2. Caso de zapatas alargadas.

Se considera que una zapata es alargada cuando el vuelo v , medido a partir de la cara del soporte, es superior a vez y media el ancho de la zapata, medido este último en dirección perpendicular al vuelo (fig. 58.4.3.1.2).

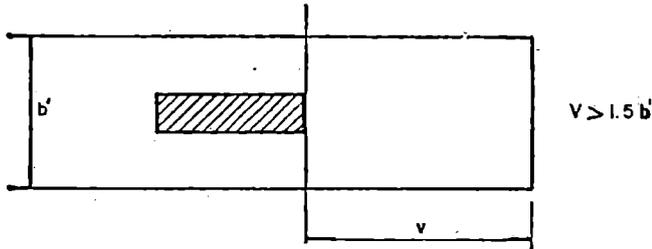


Fig. 58.4.3.1.2

En este caso la zapata se debe calcular a cortante de acuerdo con lo establecido en el artículo 39.

Comentarios.

Las zapatas alargadas que cumplan las limitaciones dadas en el articulado, se pueden considerar a efectos de cálculo como vigas anchas.

Se recuerda que estas zapatas también habrán de cumplir las limitaciones geométricas generales definidas en 58.3.

58.4.3.1.3. Caso de encepados sobre pilotes próximos al soporte.

Este apartado trata de los encepados sobre pilotes en los que uno o más pilotes está situado totalmente o parcialmente, a una distancia de la cara del soporte inferior a medio canto útil d de dicho encepado (fig. 58.4.3.1.3).

En este caso la sección de referencia S_2 , relativa al cálculo a cortante, se situará en la misma cara del soporte.

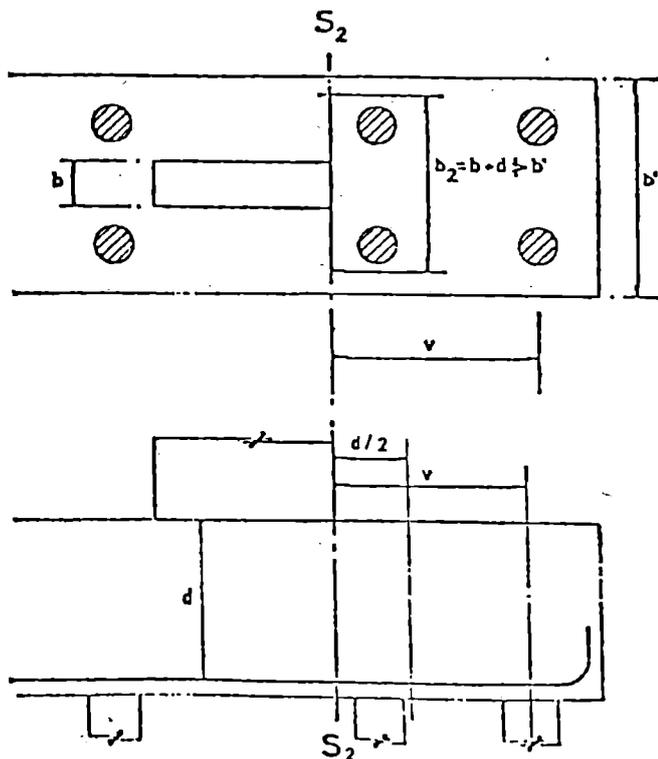


Fig. 58.4.3.1.3

58.4.3.2. Cálculo del esfuerzo cortante.

El cortante máximo que se considera en el cálculo de zapatas y encepados tipo 1, es el que se produce en la sección de referencia S_2 , definida anteriormente.

Para calcular el cortante exterior en la sección de referencia S_2 en el caso encepados sobre pilotes, se admite que todo pilote cuyo centro esté situado a una distancia igual o superior a la mitad de su diámetro de la sección de referencia S_2 y hacia el borde del encepado produce en la sección de referencia S_2 un cortante igual a la reacción total del pilote. Por

el contrario, todo pilote cuyo centro esté situado a una distancia igual o superior a la mitad de su diámetro de la sección de referencia S_2 y hacia el interior del encepado no produce cortante en la sección de referencia S_2 . Para posiciones intermedias del centro del pilote, la fracción de la reacción del pilote, que se admite que produce cortante en la sección de referencia S_2 , se calculará a partir de una interpolación lineal entre los dos valores siguientes: la reacción total, para los pilotes situados a medio diámetro hacia afuera de la sección de referencia S_2 y ningún cortante para los pilotes situados a medio diámetro hacia adentro de la sección de referencia S_2 .

En el caso de una losa o de un encepado en el que apoya un muro, el esfuerzo cortante se calculará por unidad de longitud.

58.4.3.3. Valor de cálculo del cortante.

58.4.3.3.1. Zapatas apoyadas sobre el terreno

El valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{d2} , en la sección de referencia S_2 habrá de cumplir la limitación siguiente:

$$V_{d2} \leq 2b_2d_2f_{cv}$$

en donde:

V_{d2} = el esfuerzo cortante mayorado en la sección de referencia S_2 .

f_{cv} = resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante (véase 39.1).

b_2 y d_2 = dimensiones de la sección de referencia S_2 definida en 58.4.3.1.

En la expresión anterior, las unidades a emplear serán kp y cm.

58.4.3.3.2. Encepados sobre pilotes.

El valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{d2} , en la sección de referencia S_2 , habrá de cumplir la limitación siguiente:

$$V_{d2} \leq 3 \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot \left(1 - \frac{v}{5 \cdot d}\right) \cdot f_{cv}$$

en donde:

V_{d2} = esfuerzo cortante mayorado en la sección de referencia S_2 .

f_{cv} = resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.

b_2 y d_2 = dimensiones de la sección de referencia S_2 definida en 58.4.3.1.

d = canto útil del encepado medido en la cara exterior del soporte o del muro, tal y como se definió en 58.4.3.1.1.

v = máximo vuelo del encepado, definido como la distancia existente entre la sección de referencia S_2 y el eje del pilote más próximo al borde del encepado (figura 58.4.3.3.2.).

En la expresión anterior, las unidades a emplear serán kp y cm.

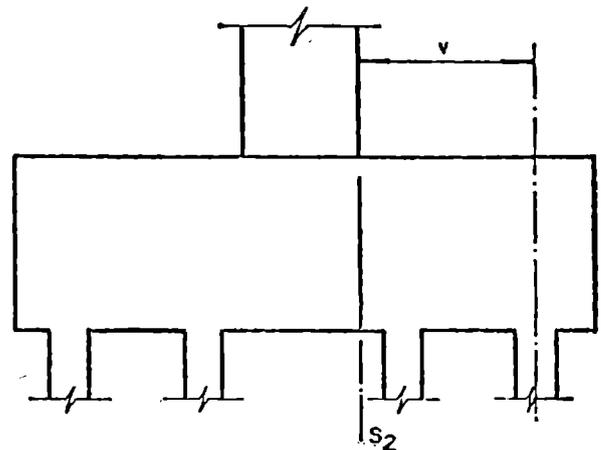


Fig. 58.4.3.3.2

58.4.3.3.3. Resistencia local a cortante.

Se deberá comprobar la resistencia local a cortante en aquellas secciones del encepado en las que la intensidad o la localización de las reacciones y las dimensiones geométricas de la sección puedan producir estados más desfavorables que los definidos en la sección de referencia. En el caso de los pilotes de esquina en los encepados de varios pilotes, la sección en la que se comprobará el cortante estará situada a una distancia de la cara del pilote igual a la mitad del canto útil d_1 del encepado, medido este último en la cara de dicho pilote (fig. 58.4.3.3.3). La anchura de esta sección viene dada por:

$$b'_2 = \emptyset + d_1$$

en donde:

\emptyset es el diámetro del pilote en el caso de pilotes de sección circular o el diámetro del pilote circular de igual área en el caso de pilotes de sección de forma cualquiera.

d_1 es el canto útil del encepado medido en la cara del pilote.

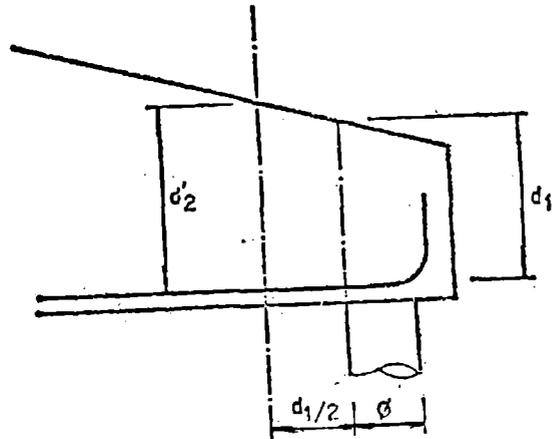
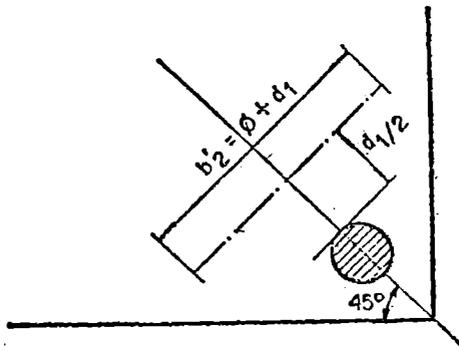


Fig. 58.4.3.3.3

El canto útil d'_2 de la sección de comprobación es el canto útil que tiene el encepado en la sección que se considera. El esfuerzo cortante de cálculo V_d en la sección de comprobación así definida habrá de cumplir la limitación siguiente:

$$V_d \leq 1.70 b'_2 d'_2 f_{cv}$$

En esta expresión, las unidades a emplear serán kp y cm. Este apartado no es de aplicación en el caso de los encepados sobre dos pilotes.

58.5. Encepados y zapatas tipo II:

Este apartado se refiere al proyecto de zapatas y encepados, cuyo vuelo v , medido desde la cara del pilar en ambas direcciones principales, es inferior a la mitad de su canto total.

Estas zapatas y encepados se diseñarán de acuerdo con el artículo 61.

58.6. Encepados y zapatas tipo III.

Este apartado se refiere al proyecto de zapatas y encepados, cuyo vuelo v , medido desde la cara del pilar, supera, en alguna dirección principal, las limitaciones del 58.3.

58.6.1. Cálculo a flexión.

La determinación de la sección de referencia, el cálculo del momento flector y la determinación de la armadura se hará de igual forma a lo establecido en 58.4.1.1, 58.4.1.2 y 58.4.1.3.

En lo referente a disposición de armaduras, se tendrá en cuenta lo siguiente:

En zapatas y encepados tipo III, corridos y armados en una sola dirección, y en elementos de cimentación, cuadrados y armados en dos direcciones, la armadura se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho de la losa.

En elementos de cimentación rectangulares, armados en dos direcciones, la armadura paralela al lado mayor de la losa de longitud a' se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho b' de la base de la losa. La armadura paralela al lado menor b' se deberá colocar de tal forma que una fracción del área

total A_s igual a $\frac{2 b'}{a' + b'}$ se coloque uniformemente distribuida

en una banda central, coaxial con el soporte, de anchura igual a b' . El resto de la armadura se repartirá uniformemente en las dos bandas laterales resultantes.

Este ancho de la banda b' no será inferior a $a + 2h$, en donde:

a es el aldo del soporte o del muro paralelo al lado mayor de la base de la losa.

h es el canto total de la losa.

Si b' fuese menor que $a + 2h$, se sustituirá b' por $a + 2h$ (figura 58.6.1).

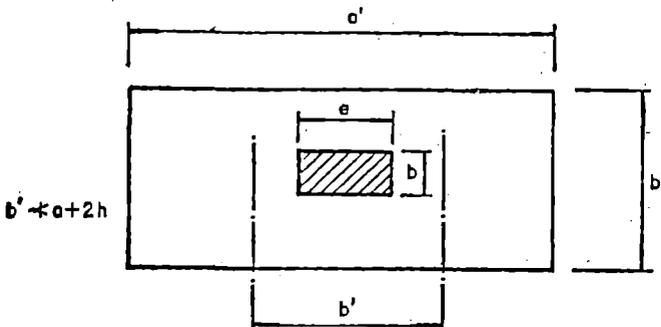


Fig. 58.6.1

Comentarios.

Se puede simplificar la colocación de la armadura paralela al lado menor b' de la losa, distribuyéndola uniformemente a todo el ancho a' de la losa, si se emplea un área mayor a la requerida por el cálculo A_{stic} , que viene dada por la expresión siguiente:

$$A_{stic} = \frac{2 A_s a'}{a' + b'}$$

con $b' \leq a + 2h$, como se establece en el articulado.

58.6.2. Cálculo a cortante.

La resistencia a cortante, en las zapatas y encepados tipo III en la proximidad de cargas o reacciones concentradas, como son los soportes y los pilotes, se comprobará como elemento lineal y a punzonamiento.

Comentarios.

Esta Instrucción diferencia el comportamiento frente a cortante entre una losa de cimentación larga y estrecha que actúa esencialmente como una viga y una losa de cimentación trabajando a flexión en dos direcciones, en la que el fallo puede sobrevenir por punzonamiento a lo largo de la superficie de un tronco de cono o de pirámide alrededor de una carga concentrada o de una reacción.

58.6.2.1. Cálculo como elemento lineal.

En este caso la zapata o encepado se debe calcular a cortante de acuerdo con lo establecido en el artículo 39.

La sección de referencia S_2 , que se considerará para el cálculo a cortante, se situará a una distancia igual al canto útil contada a partir de la cara del soporte, muro, pedestal o a partir del punto medio entre la cara del soporte y el borde de la placa de acero, cuando se trate de soportes metálicos sobre placas de reparto de acero. Esta sección de referencia es plana, perpendicular a la base de la zapata o encepado y tiene en cuenta la sección total de dicho elemento de cimentación.

Comentarios.

En este caso, se considera a la zapata o al encepado como una viga ancha convencional con una fisura potencial inclinada que se extiende en un plano a todo el ancho de la losa.

58.6.2.2. Cálculo a punzonamiento.

Se comprobará el punzonamiento en la sección de referencia S_2 que se define a continuación.

Esta sección será perpendicular a la base de la zapata o encepado y estará formada por el conjunto de secciones verticales resistentes situadas alrededor del soporte, pila o pilote y concéntricas con él a una distancia igual a la mitad del canto útil de la placa.

En la sección de referencia así definida, la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante que se considerará es el valor $2 f_{cv}$. Si superase este valor será preciso disponer armadura de punzonamiento. Aunque se disponga esta armadura, el valor de la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante no podrá sobrepasar de $4 f_{cv}$.

La armadura de punzonamiento, constituida por barras dobladas y/o cercos, verticales o inclinados, se calculará de acuerdo con el 39.1.3. Para calcular esta armadura se determinará el cortante en la sección de referencia S_2 , definida anteriormente, y en las sucesivas secciones más separadas de la cara del soporte. En este caso la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante no sobrepasará el valor de f_{cv} .

Se deberá cumplir la disposición de armaduras que se indica en 39.1.3 y en la figura 55.6.b.

Comentarios.

En este caso se considera a la zapata o al encepado trabajando en dos direcciones, con una fisura potencial inclinada

a lo largo de una superficie de un tronco de cono o de pirámide alrededor de la carga concentrada o de la reacción.

De acuerdo con el apartado que se comenta, será necesario comprobar el punzonamiento para los valores de las cargas transmitidas por los pilotes aislados más solicitados. Cuando varios pilotes estén lo suficientemente próximos, de forma que la menor envolvente de las secciones de referencia individuales tenga un perímetro menor que la suma de los perímetros de las secciones de referencia individuales, la sección de referencia que se considerará para el cálculo será la que presente menor perímetro, y esta sección se calculará con la reacción transmitida por el grupo de pilotes que se considere. Se indica un ejemplo de este caso en la figura 58.6.2.2.

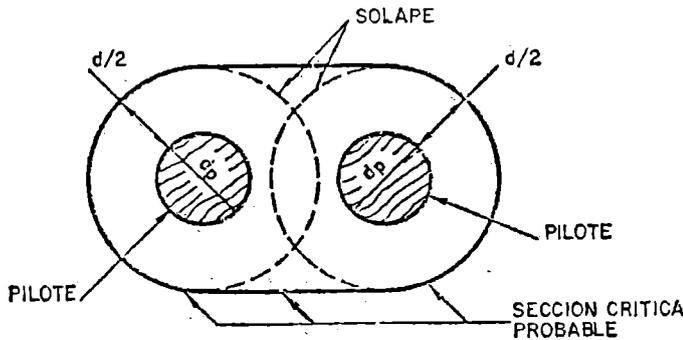


Fig. 58.6.2.2

Si las reacciones del terreno o de los pilotes no están uniformemente distribuidas en el área de la zapata o del encepado, la fracción del área de la sección de referencia S_2 que se considerará para el dimensionamiento del elemento de cimentación o de la armadura de punzonamiento será aquella que se corresponda con las presiones mayores del terreno o con las reacciones mayores de los pilotes.

58.6.3. Comprobación a adherencia.

Se comprobará la adherencia de acuerdo con lo establecido en el artículo 42.

58.7. Zapatas de hormigón en masa.

El canto y el ancho de una zapata de hormigón en masa, apoyada sobre el terreno, vendrán determinados de forma que no se sobrepasen los valores de las resistencias virtuales de cálculo del hormigón a tracción y a esfuerzo cortante.

La sección de referencia S_1 , que se considerará para el cálculo a flexión, se define como a continuación se indica:

Es plana, perpendicular a la base de la zapata y tiene en cuenta la sección total de la zapata. Es paralela a la cara del soporte o del muro y está situada detrás de dicha cara a una distancia igual a $0,15 a$, siendo a la dimensión del soporte o del muro medido ortogonalmente a la sección que se considera. El canto total h de esta sección de referencia se tomará igual al canto total de la sección paralela a la sección S_1 situada en la cara del soporte o del muro. En todo lo anterior se supone que el soporte o el muro es un elemento de hormigón; si no fuera así, la magnitud $0,15 a$ se sustituirá por:

- $0,25 a$, cuando se trate de muros de mampostería.
- La mitad de la distancia entre la cara de la columna y el borde de la placa de acero, cuando se trate de soportes metálicos sobre placas de apoyo de acero.

La sección de referencia S_2 que se considerará para el cálculo a cortante se situará a una distancia igual al canto contada a partir de la cara del soporte, muro, pedestal o a partir del punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa de acero, cuando se trate de soportes metálicos sobre placas de reparto de acero. Esta sección de referencia es plana, perpendicular a la base de la zapata y tiene en cuenta la sección total de dicha zapata.

La sección de referencia S_2 que se considerará para el cálculo a punzonamiento será perpendicular a la base de la zapata y estará definida de forma que su perímetro sea mínimo y que no esté situada más cerca que la mitad del canto total de la zapata, del perímetro del soporte, muro o pedestal.

El momento flector mayorado y el esfuerzo cortante mayorado, en la correspondiente sección de referencia, han de producir unas tensiones de tracción por flexión y unas tensiones tangenciales medias cuyo valor ha de ser inferior a la resistencia virtual de cálculo del hormigón a tracción por flexión y a esfuerzo cortante.

El cálculo a flexión se hará en la hipótesis de un estado de tensión y deformación plana y en el supuesto de integridad total de la sección, es decir, en un hormigón sin fisurar.

Se comprobará la zapata a esfuerzo cortante y a punzonamiento, en las secciones de referencia antes definidas, estando regida la resistencia a cortante por la condición más restrictiva.

Se tomará como resistencia de cálculo del hormigón a tracción y a esfuerzo cortante el valor $f_{ct, a}$ dado en 46.3.

A efectos de la comprobación a punzonamiento, se tomará el valor $2f_{ct, a}$.

Comentarios.

De acuerdo con lo establecido en el articulado, no será necesario efectuar ninguna comprobación a cortante ni a punzonamiento, en las zapatas apoyadas sobre el terreno cuyo vuelo, medido desde la cara del pilar, en las dos direcciones principales, sea inferior a la mitad de su canto total.

En el articulado se prohíbe proyectar encepados de hormigón en masa apoyados sobre pilotes. Esto es debido a que como los pilotes transmiten cargas concentradas de magnitud apreciable, si se produjera una redistribución de esfuerzos, motivada por la pérdida de eficacia de un pilote, se podría producir una situación crítica para el encepado.

58.8. Dimensiones y armaduras mínimas.

58.8.1. Cantos y dimensiones mínimos.

El canto mínimo en el borde de las zapatas de hormigón en masa no será inferior a 35 cm.

El canto total mínimo en el borde de los elementos de cimentación de hormigón armado no será inferior a 25 cm, si se apoyan sobre el terreno, ni a 40 cm, si se trata de encepados sobre pilotes. Además, en este último caso el espesor no será, en ningún punto, inferior a 1,5 veces el diámetro del pilote.

La distancia existente entre el contorno exterior de la base del encepado y el eje de cualquier pilote no será inferior al diámetro de dicho pilote. También se habrá de verificar que la distancia entre cualquier punto del perímetro del pilote y el contorno exterior de la base del encepado no será inferior a 25 cm.

58.8.2. Armadura mínima longitudinal.

Si el elemento de cimentación es una losa de espesor uniforme o variable, la cuantía geométrica ρ de la armadura longitudinal, en dos direcciones ortogonales, no será inferior a los valores dados en este apartado en función del límite elástico f_y del acero empleado. Esta cuantía geométrica ρ no será inferior en ningún caso a 0,0014. Además, la armadura dispuesta en las caras superior, inferior y laterales no se distanciará a más de 30 cm.

Para aceros del tipo AE 215 L	$\rho \geq 0,0020$
Para aceros del tipo AEH 400N o AEH 400F.	$\rho \geq 0,0018$
Para aceros con $f_y > 4.100$ kp/cm ²	$\rho \geq 0,0018 \frac{4.100}{f_y}$

En la fórmula anterior f_y se expresará en kp/cm² y ρ viene dado por:

$$\rho = \frac{A_{s1} + A_{s2} + A_{s3}}{A_c} \text{ en donde:}$$

- A_{s1} = Área de la sección de la armadura en tracción en cm²/ml. en la dirección en estudio.
- A_{s2} = Área de la sección de la armadura en compresión en cm²/ml. en la dirección en estudio.
- A_{s3} = Área de la sección de la armadura a disponer en las caras laterales en cm²/ml. en la dirección en estudio.
- A_c = Área de la sección de hormigón ortogonal a las armaduras en cm²/ml.

La armadura mínima a disponer en la losa, de acuerdo con las fórmulas anteriores, se distribuirá uniformemente en el perímetro del elemento de cimentación.

La armadura longitudinal habrá de satisfacer lo establecido en el artículo 38.

Comentarios.

Se recomienda que el diámetro mínimo de las armaduras a disponer en un elemento de cimentación no sea inferior a 12 mm.

58.8.3. Armadura mínima transversal.

No será preciso disponer armadura transversal en los encepados y zapatas tipo I que cumplan las disposiciones de esta Instrucción. Se exceptúa el caso de los encepados sobre dos pilotes, en los que habrá de disponer una armadura secundaria de acuerdo con el 58.4.1.3.2.2.

En las zapatas y encepados tipo II, la disposición de la armadura transversal estará de acuerdo con el artículo 61.

En las zapatas y encepados tipo III, no será preciso disponer armadura transversal, siempre que no sea necesaria por el cálculo y se ejecuten sin discontinuidad en el hormigonado.

Si la zapata o el encepado se comporta esencialmente como una viga ancha y se calcula como elemento lineal, de acuerdo con 58.6.2.1 la armadura transversal estará de acuerdo con lo establecido en 39.1.3.

Si la zapata o el encepado se comporta esencialmente actuando en dos direcciones y se calcula a punzonamiento, de acuerdo con 58.6.2.2, la armadura transversal estará de acuerdo con lo establecido en 39.1.3 y con lo establecido en la figura 55.6.a.

ARTICULO 59. VIGAS DE GRAN CANTO

59.1. Generalidades.

Se consideran como vigas de gran canto las vigas rectas generalmente de sección constante y cuya relación 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.

Comentarios.

De acuerdo con la definición dada, el concepto de viga de gran canto (o viga-pared) no tiene un carácter absoluto, sino que depende de la relación canto/luz de la pieza.

Para vigas de canto superior a sesenta centímetros, pero inferior a la mitad de su luz, consúltese el 51.3.

59.2. Anchura mínima.

El comportamiento de la viga frente 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:

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

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:

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

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

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.

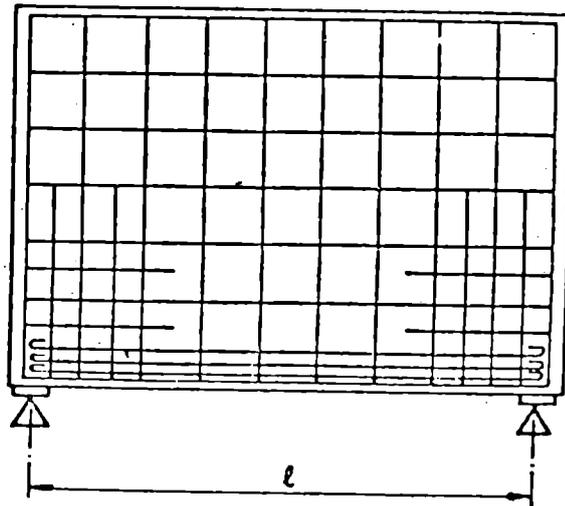


Fig. 59.4.1

59.4.2. 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

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

Comentarios.

Siendo homogéneas las fórmulas dadas en este apartado, deberá entrarse en ellas con un mismo sistema de unidades para todas las variables.

La primera de las dos limitaciones establecidas para la anchura b se deriva de la condición de no pandeo de la pieza:

$$b \geq \frac{\lambda^2 \cdot q_d \cdot l}{f_{cd} \cdot h} \text{ con } \lambda = \frac{1}{10 \sqrt{2 \cdot b}}$$

Esta limitación no es necesaria si por disposición constructiva el arriostramiento de la cabeza de compresión es suficiente para impedir su pandeo.

Por su parte, la segunda de las limitaciones establece la condición mínima de resistencia del hormigón, tanto a flexión como a esfuerzo cortante.

59.3. 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.

Comentarios.

Los esfuerzos debidos a deformaciones impuestas podrán estimarse aproximadamente según las bases de la teoría de las piezas lineales, introduciendo en los cálculos las rigideces reales de las vigas de gran canto en el estado sin fisurar.

59.4. Armaduras longitudinales principales.

59.4.1. 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

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

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

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 $h > 1$, medida a partir de la cara inferior de la viga de gran canto (ver fig. 59.4.1).

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

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 59.4.1.

La armadura principal de tracción sobre apoyos se prolongará en su mitad sobre toda la longitud de los vanos adyacentes.

tes. 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 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 $0,20 h$, se colocará

$$\text{la fracción } \frac{1}{2} \left(\frac{l}{h} - 1 \right)$$

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 horizontal uniformemente repartida.

**59.5. Armaduras de alma,
Comentarios.**

Con el fin de limitar la importancia de la fisuración (que podría resultar de un gran alargamiento del acero), se da ge-

neralmente a estos estribos secciones superabundantes. Por otra parte, estos estribos deben envolver, sin discontinuidad, a las barras de la armadura principal inferior y ser prolongados, con toda su sección, en toda la altura de la viga de gran canto (o en una longitud igual a la luz, si esta última es inferior al canto total). En la proximidad inmediata de los apoyos, la longitud de estos estribos puede reducirse ligeramente.

59.5.1. 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 las barras de la malla no será inferior a:

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

en el caso de barras lisas, y

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

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 59.5.1.

ZONA EN LA CUAL ES NECESARIA ARMADURA VERTICAL COMPLEMENTARIA

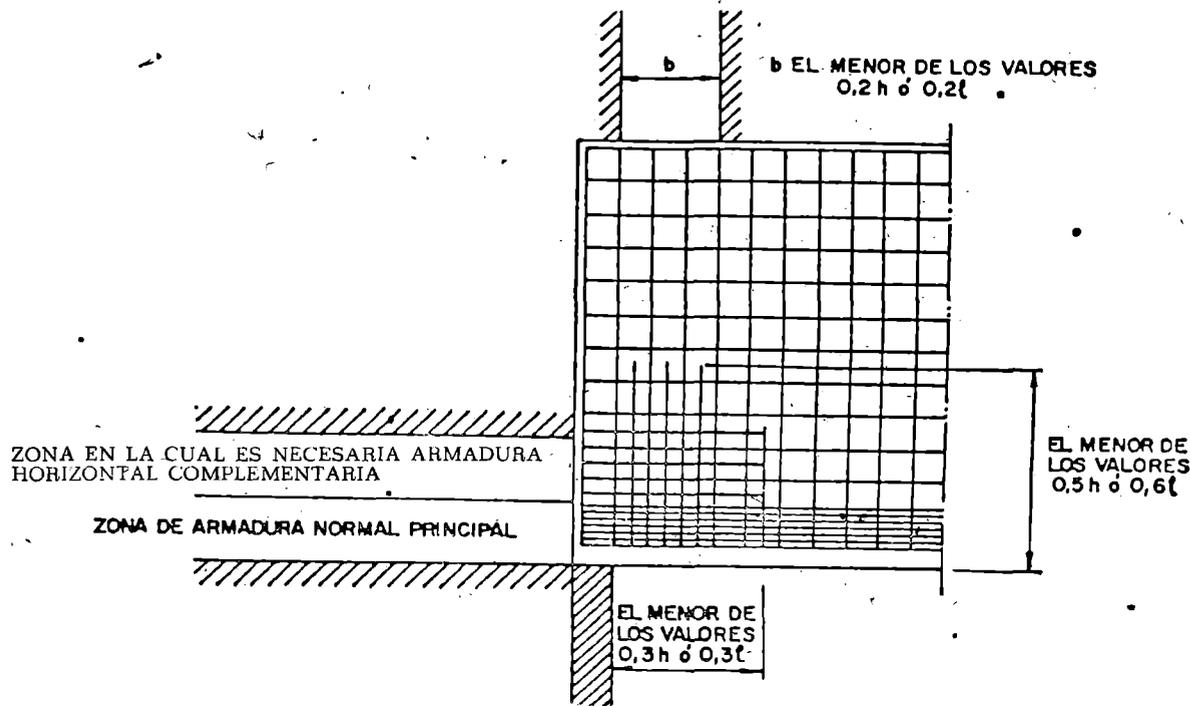


Fig. 59.5.1

Si la viga es continua, la armadura principal en los apoyos, dispuesta según se ha indicado (véase 59.4), puede ser considerada como perteneciente a la armadura horizontal de alma definida anteriormente.

En el caso en que el esfuerzo cortante sobrepase el 75 por 100 del valor límite indicado en 59.2, se dispondrán barras oblicuas complementadas por la red ortogonal correspondiente a la armadura de 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.

59.5.2. Cargas aplicadas en la parte inferior de la viga.

En este caso se complementarán las armaduras indicadas en 59.5.1, 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 (fig. 59.5.2). Estos estribos deben dimensionarse de modo que su tensión de tracción no sobrepase la tensión de cálculo del acero.

59.5.3. 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 $20 \varnothing$); 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.

59.6. 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.

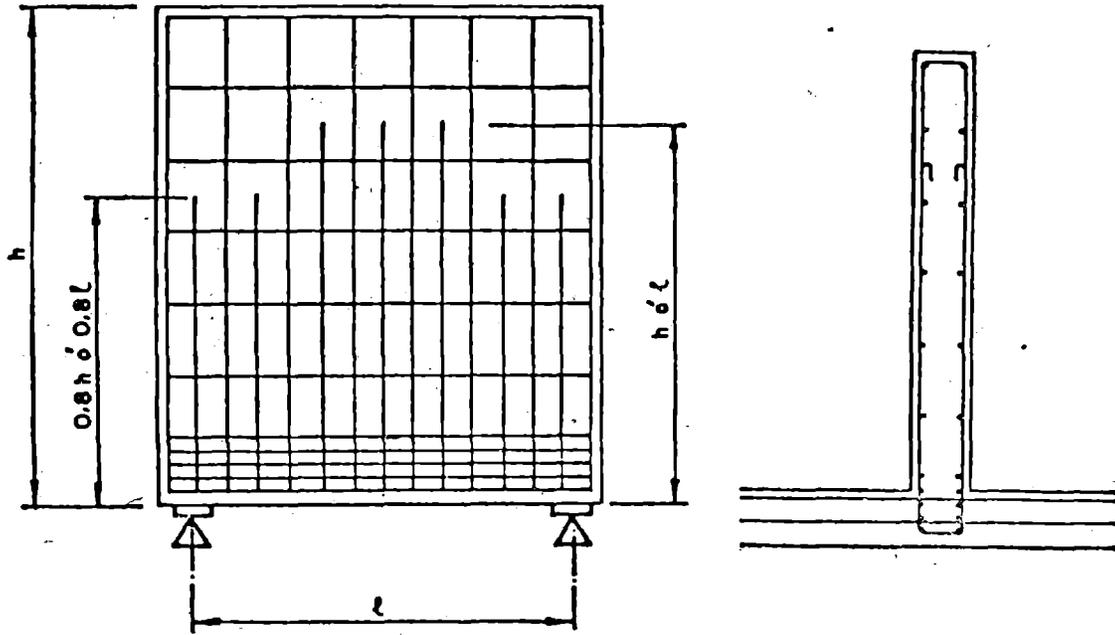


Fig. 59.5.2

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:

- $0,80 b (a + h_f) f_{cd}$ (en los casos de un apoyo externo) y
 - $1,20 b (a + 2h_f) f_{cd}$ (en los casos de apoyos intermedios),
- donde:

b = anchura de la viga de gran canto.
 a = altura del apoyo considerado, no mayor que $1/5$ de la menor de las luces adyacentes al apoyo considerado.
 h_f = 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 59.2 y que las tensiones máximas,

provocadas por las reacciones de apoyo en estos elementos, no sobrepasan las resistencias de cálculo.

59.7. 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 de 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 59.7.

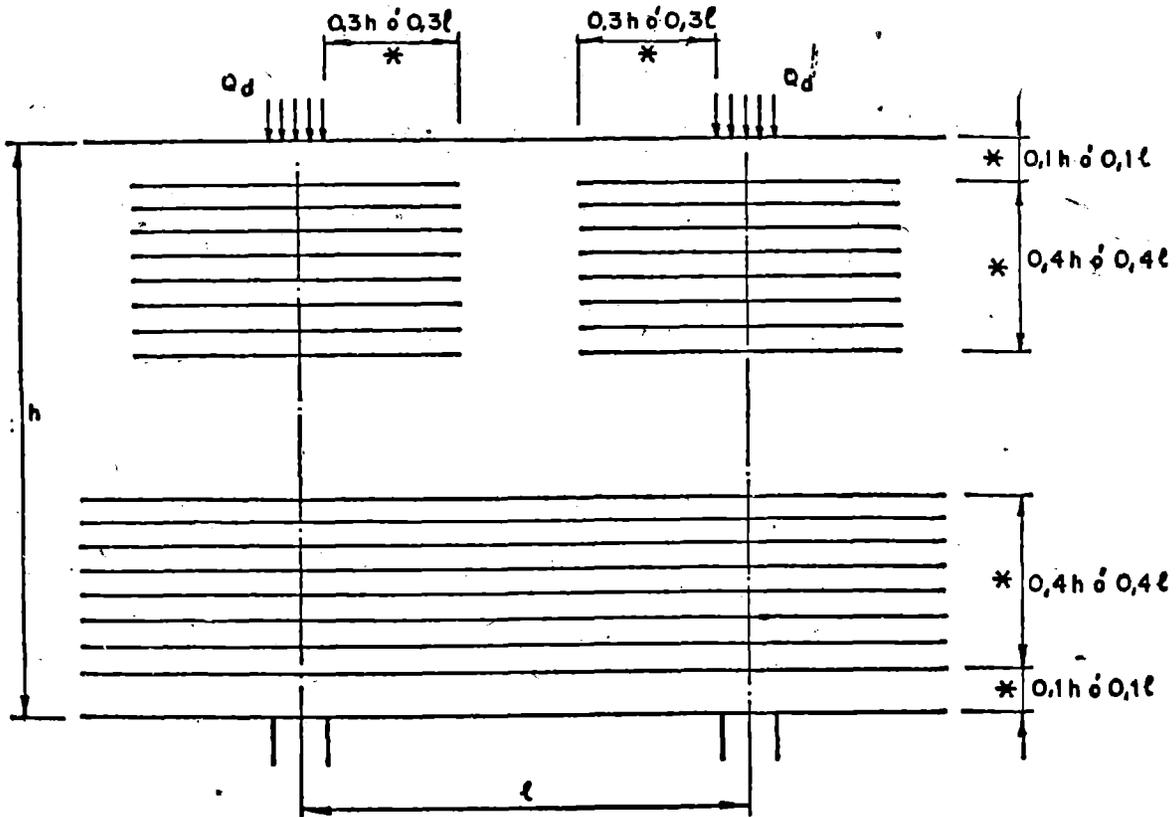


Fig. 59.7

* TOMAR EL MENOR DE LOS VALORES INDICADOS

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

$$\frac{Q_d}{2} \cdot \frac{l-2a}{l}; \quad \frac{Q_d}{2} \cdot \frac{h-2a}{h}$$

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 del paramento de apoyo y prolongada en el vano de borde en 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:

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

ARTICULO 60. 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/cm².
- 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 cinco centímetros.
- e) Si en un mismo soporte se disponen dos o más perfiles se colocarán de forma que queden separados entre sí cinco centímetros por lo menos y se arriostarán unos con otros mediante 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:

$$1,20 \cdot N_d = N_u = 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{ydp} \quad (1)$$

siendo:

- N_d = esfuerzo axil de cálculo.
- N_u = esfuerzo axil último.
- A_c = sección neta de 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_{ydp} = resistencia de cálculo del acero de los perfiles.

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

Comentarios.

La distancia mínima entre los distintos perfiles de un mismo soporte, prescrita en el párrafo e) del artículo que se comenta y que tiene por objeto conseguir una correcta ejecución de la pieza, no es operante, evidentemente, en el caso de perfiles soldados entre sí.

Se llama la atención sobre las zonas de unión soporte-viga, en las que deberá asegurarse la continuidad de la armadura para conseguir la transmisión de esfuerzos de una a otra pieza. Análogamente, se adoptarán las disposiciones necesarias en cimientos para que los esfuerzos transmitidos por los perfiles se repartan adecuadamente en el elemento sobre el que descansa el soporte.

Si antes del total endurecimiento del hormigón del soporte pueden actuar sobre los perfiles solicitaciones de importancia, se realizarán las oportunas comprobaciones de resistencia.

En la fórmula (1) debe recordarse la reducción del 10 por 100 aplicable a la resistencia de cálculo del hormigón en piezas hormigonadas verticalmente (véase 26.5).

Por último, los pilares circulares constituidos por un tubo metálico relleno de hormigón y convenientemente protegido por un recubrimiento apropiado, pueden calcularse considerando el efecto favorable de zuncho continuo que produce la camisa metálica.

Como puede observarse, se ha afectado al esfuerzo axil de cálculo N_d de un coeficiente de seguridad complementario γ_n = 1,20, para tener en cuenta la incertidumbre que existe en el punto de aplicación de la carga.

ARTICULO 61. MENSULAS CORTAS

61.1. Definición.

Se definen como ménsulas cortas aquellas ménsulas cuya distancia «a», entre la línea de acción de la carga vertical principal y la sección adyacente al soporte, es menor o igual que el canto útil «d», en dicha sección.

El canto útil d₁, en la cara exterior de la ménsula, será igual o mayor que 0,5 d.

Comentarios.

Para a > d, la ménsula se considerará como una pieza de luz normal.

61.2. Cálculo de las armaduras.

61.2.1. Esfuerzos.

La sección adyacente al soporte deberá ser calculada para resistir simultáneamente un esfuerzo cortante V_d = F_{vd}, una tracción horizontal N_d = F_{hd} ≤ F_{vd}, y un momento flector M_d = F_{vd} · a + F_{hd} (h - d) (fig. 61.2.1).

Si la acción horizontal F_{hd} no pudiese ser definida con precisión, se podrá tomar para la misma un valor F_{hd} = 0,2 F_{vd}.

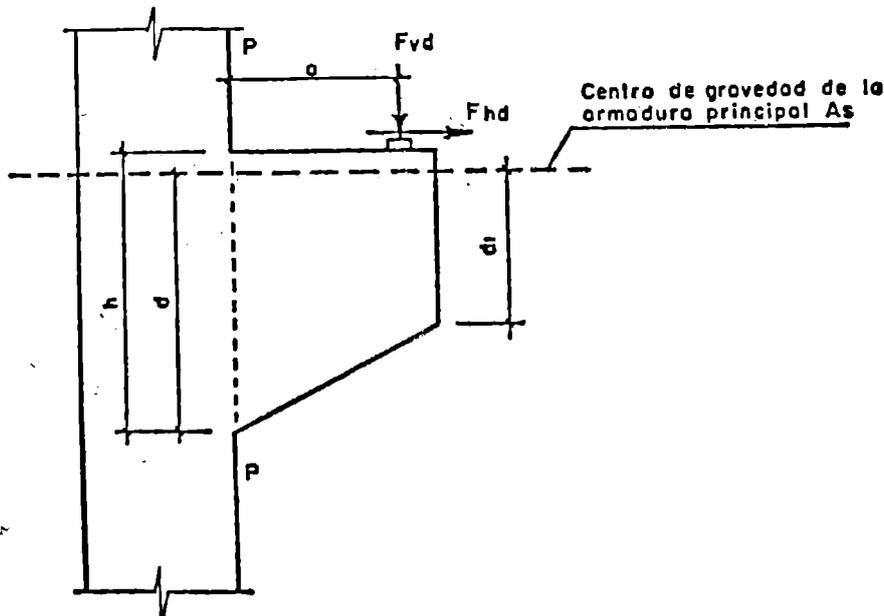


Fig. 61.2.1

Comentarios.

La fuerza de tracción F_{hd} puede ser debida a acciones indirectas y su cálculo preciso encerrará dificultades. Esta es la razón por la que en el articulado se expresa que en aquellos casos en que F_{hd} no pueda ser determinado con precisión se tome para la misma un valor igual a $0,2 F_{vd}$.

61.2.2. Armadura principal.

Se tomará como valor del área de la armadura principal A_s el mayor de los valores siguientes:

$$\begin{aligned} A_s &= A_{sf} + A_{sn} \\ A_s &= \frac{2}{3} A_{sv} + A_{sn} \\ A_s &= 0,004 b \cdot d \end{aligned}$$

Siendo:

A_{sf} = Armadura necesaria para resistir el momento flector.
 A_{sn} = Armadura necesaria para resistir la tracción horizontal.
 A_{sv} = Armadura necesaria para resistir el esfuerzo cortante.
 b = Anchura de la ménsula.

61.2.2.1. Cálculo de A_{sf} .

El cálculo de la armadura de flexión A_{sf} , necesaria para resistir el momento flector de M_d , se calculará de acuerdo con lo establecido en los artículos 36 y siguientes.

61.2.2.2. Cálculo de A_{sn} .

La armadura necesaria para resistir la tracción horizontal N_d se tomará igual a:

$$A_{sn} = \frac{N_d}{f_{yd}}$$

61.2.2.3. Cálculo de A_{sv} .

La armadura de cortante A_{sv} se calculará aplicando la regla de cosido al plano P (fig. 61.2.1) de unión entre la ménsula y el pilar.

Será:

$$A_{sv} \geq \frac{V_d}{f_{yd} (\cotg \theta \sen \alpha + \cos \alpha)}$$

y $\tau_d \leq 0,6 f_{cd} \sen^2 \theta (\cotg \alpha + \cotg \theta)$ con $\cotg \alpha \geq 0,6$ siendo

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d} \geq 50 \text{ Kp/cm}^2$$

$$f_{yd} \geq 4200 \text{ kp/cm}^2$$

α = ángulo que forman con el plano P, las armaduras que atraviesan el mismo.

b = ancho de la ménsula en la cara del pilar.

θ = ángulo de inclinación sobre el plano P de las compresiones oblicuas. El valor de éste ángulo se deducirá de las expresiones siguientes:

$\cotg \theta = 1,4$ si se hormigona la ménsula monolíticamente con el pilar.

$\cotg \theta = 1$ si se hormigona la ménsula sobre el hormigón del pilar endurecido.

$\cotg \theta = 0,7$ en otros casos.

Comentarios.

Si se hormigona la ménsula sobre un hormigón ya endurecido la superficie de éste deberá dejarse en forma rugosa. La profundidad de las rugosidades deberá tener un valor comprendido entre 0,5 y 1 cm.

El valor de $\cotg \theta = 0,7$, se tomará en aquellos casos en que se transmita al pilar un esfuerzo por intermedio de una chapa de acero. El procedimiento establecido en 61.2.2.3 permite calcular las armaduras necesarias para la transmisión del esfuerzo al pilar.

En el caso expuesto en el párrafo anterior, la superficie de la chapa de acero en contacto con el hormigón deberá encontrarse limpia y exenta de pintura.

61.2.3. Armaduras secundarias.

Se colocarán armaduras en forma de cercos o estribos paralelos a la armadura principal. El área total de estas armaduras será mayor o igual que $0,5 (A_s - A_{sn})$ y se distribuirá uniformemente en los $2/3$ superiores del canto d , a partir de la armadura principal.

61.3. Anclaje de las armaduras.

Tanto la armadura principal como las armaduras secundarias deberán ser convenientemente ancladas en el soporte y en el extremo de la ménsula.

Comentarios.

El anclaje de la armadura principal en el extremo de la ménsula podrá realizarse por alguna de las formas siguientes, prestando atención al cumplimiento real de la distancia acotada como $\geq \emptyset$ entre el borde de la zona de apoyo y el comienzo del anclaje:

a) Soldando la armadura a una barra transversal de igual diámetro (fig. 61.3.a).

b) Doblando la armadura en vertical, haciéndola seguir el contorno de la cara exterior de la ménsula; el doblado deberá iniciarse a una distancia del borde exterior de la superficie cargada, igual o superior al diámetro \emptyset de la barra (fig. 61.3.b).

c) Doblando la armadura horizontalmente de forma que rodee el área cargada (fig. 61.3.c).

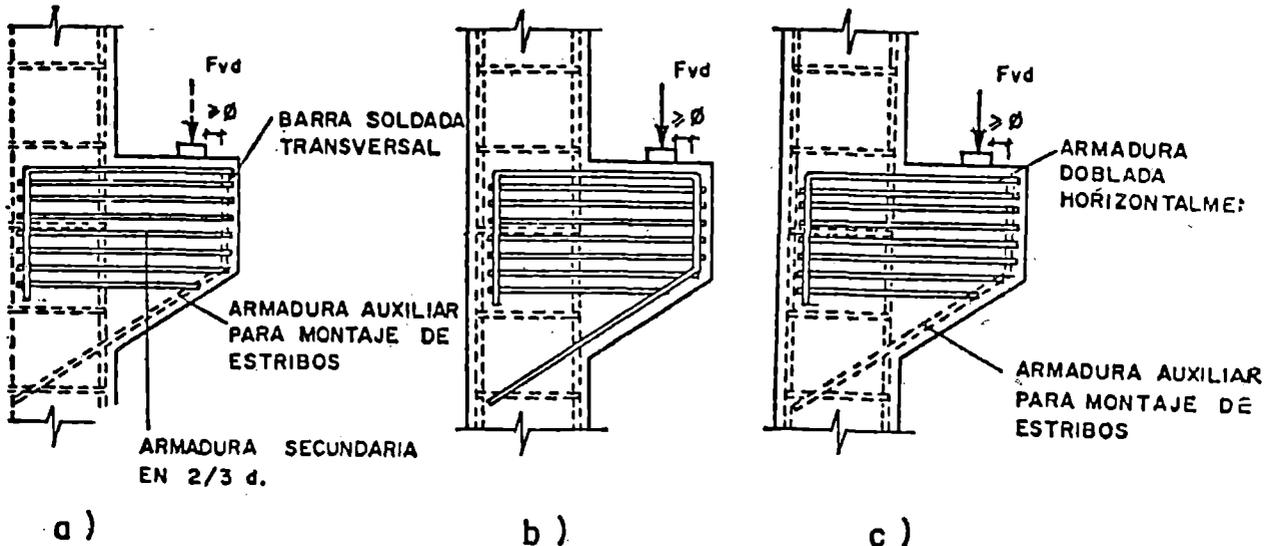


Fig. 61.3

61.4. Cargas colgadas.

Si una ménsula corta está sometida a una carga colgada por medio de una viga, deberán estudiarse distintos sistemas de biela-tirante.

En cualquier caso deberá disponerse una armadura horizontal próxima a la carga superior de la ménsula.

Para el cálculo de las armaduras de suspensión, se tendrá en cuenta lo establecido en 30.1.3.2.3.

Comentarios.

El caso de ménsulas cortas sometidas a cargas colgadas puede abordarse de la forma siguiente:

Se supone que una fracción de la carga F_{vd} igual a $0,5 F_{vd}$ actúa como aplicada en la parte superior de la ménsula.

Las armaduras principal, A_s y secundarias se calcularán de acuerdo con la establecido en 61.2. Deberán asimismo disponerse las armaduras de suspensión necesarias para transmitir a la parte superior de la ménsula la carga $0,5 F_{vd}$.

Otra fracción de la carga F_{vd} igual a $0,6 F_{vd}$, se supondrá actuando en la parte inferior de la ménsula. Para el cálculo de la armadura indicada se considerará el sistema biela-tirante de la figura 61.4.1, y será:

$$A_s = \frac{0,6 F_{vd}}{f_{yd} \sen \alpha}$$

Los valores 0,5 y 0,6, que definen la fracción de carga que actúa en la parte superior e inferior, son valores aproximados.

En la figura 61.4.2 se observa la disposición de armaduras.

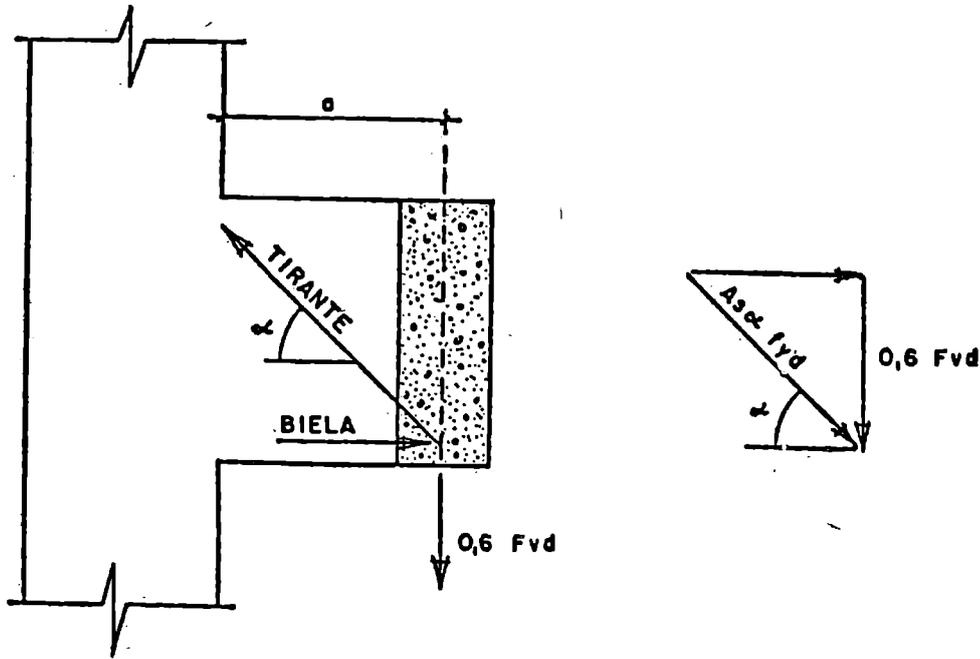


Fig. 61.4.1

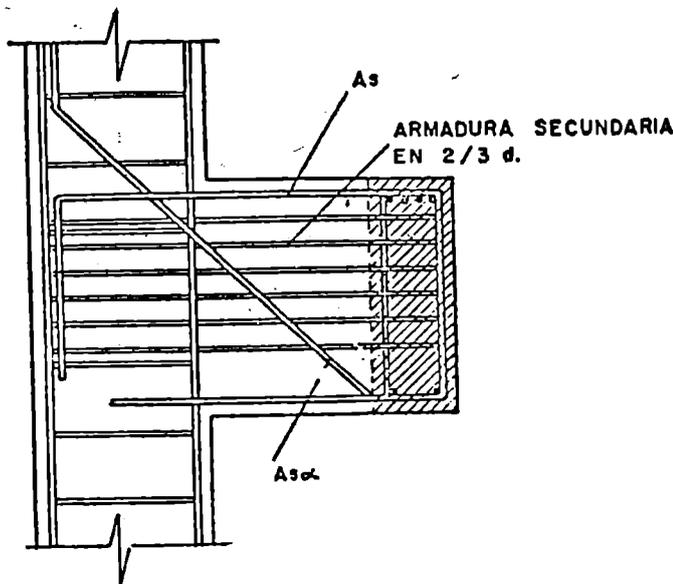


Fig. 61.4.2

TITULO TERCERO

Del control

CAPITULO IX

Control de materiales

ARTICULO 62. CONTROL DE CALIDAD

En esta Instrucción se establece con carácter preceptivo el control de la calidad del hormigón y 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.

Comentarios.

El título tercero de esta Instrucción desarrolla el control de recepción que se realiza en representación de la Administración o de la propiedad, según los casos.

Además del control de recepción es siempre recomendable la existencia de un control de producción, realizado, según el caso, por el fabricante o el constructor.

ARTICULO 63 CONTROL DE LOS COMPONENTES DEL HORMIGON

63.1. 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 Prescripciones Técnicas Generales para la Recepción de Cementos.

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 Prescripciones Técnicas Generales para la Recepción de Cementos, 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 ejecución de la obra; se comprobará al menos pérdida al fuego, residuo insoluble, finura de molido, principio y fin de fraguado, resistencia a flexotracción y compresión y expansión en autoclave, según el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para la Recepción de Cementos.

La exigencia b) se sustituirá por el certificado de ensayo previsto en 5.1 cuando el cemento esté en posesión del DISCAL (Orden del Ministerio de Industria de junio de 1984, «Boletín Oficial del Estado» de 8 de julio, y Resolución de la Dirección General de Industrias de la Construcción de 31 de diciembre de 1985, «Boletín Oficial del Estado» de 14 de enero de 1986).

Criterios de aceptación o rechazo. El no cumplimiento de algunas de las especificaciones será condición suficiente para el rechazo de la partida de cemento.

Comentarios.

Especificaciones: Las comprobaciones prescritas en el articulado tienen un doble carácter:

- de control de la partida correspondiente, para aceptarla o rechazarla.
- de comprobación del control de fabricación relativo al cemento utilizado, por comparación con los certificados suministrados por el fabricante.

63.2. Agua de amasado.

Especificaciones. Las del artículo 6.º más las contenidas en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

Ensayos. Antes de comenzar la obra, si no se tienen antecedentes del agua que vaya a utilizarse; si varían las condiciones de suministro y cuando lo indique el Director de la obra, se realizarán los ensayos citados en el artículo 6.º.

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

63.3. Aridos.

Especificaciones. Las del artículo 7.º, 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 obra, se realizarán los ensayos del 7.3, además de los previstos en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

b) Durante la obra:

Se prestará gran atención al cumplimiento de lo especificado en 7.2. En caso de dudas, se realizarán los correspondientes ensayos de comprobación.

Criterios de aceptación o rechazo. El no cumplimiento del 7.3 y de las especificaciones es condición suficiente para calificar el árido como no apto para fabricar hormigón.

El no cumplimiento de la limitación del 7.2 hace que el árido no sea apto para las piezas en cuestión. Si se hubiera hormigonado algún elemento con hormigón fabricado con áridos en tal circunstancia, deberán 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.

63.4. Aditivos.

Especificaciones. Las del artículo 8.º más las particulares que pueda contener el pliego de prescripciones técnicas particulares.

Ensayos.

a) Antes de comenzar la obra se comprobará en todos los casos el efecto del aditivo sobre las características de calidad del hormigón; tal comprobación se realizará mediante los ensayos previos del hormigón citados en el artículo 67.

Igualmente se comprobará, mediante los oportunos ensayos de laboratorio, la ausencia en la composición del aditivo de compuestos químicos que puedan favorecer la corrosión de las armaduras.

Como consecuencia de lo anterior, se seleccionarán las marcas y tipos admisibles en la obra, la constancia de cuyas características de composición y calidad garantizará el fabricante correspondiente.

b) Durante la ejecución de la obra se vigilará que el tipo y marca del aditivo utilizado sean precisamente los aceptados según el párrafo anterior.

Criterios de aceptación o rechazo. El no cumplimiento de alguna de las especificaciones será condición suficiente para calificar el aditivo como no apto para agregar a hormigones.

Cualquier posible modificación de las características de calidad del producto que se vaya a utilizar, respecto a las del aceptado en los ensayos previos al comienzo de la obra, implicará su no utilización hasta que la realización, con el nuevo tipo, de los ensayos previstos en a) autorice su aceptación y empleo en la obra.

Comentarios.

Especificaciones. Las prescripciones anteriores vienen a establecer, a falta de una homologación general de los aditivos, una homologación para cada obra en particular que permite seleccionar al comienzo de la misma las marcas y tipos que pueden emplearse a lo largo de ella sin que sus efectos sean perjudiciales para las características de calidad del hormigón o para las armaduras.

Como, en general, no será posible establecer un control permanente sobre los componentes químicos del aditivo en la marcha de la obra, control por otra parte no prescrito, aunque sí recomendado cuando sea posible, se establece que el control que debe realizarse en obra sea la simple comprobación de que se emplean aditivos aceptados en la fase previa, sin alteración alguna.

ARTICULO 64. CONTROL DE LA CALIDAD DEL HORMIGON

El control de la calidad del hormigón amasado se extenderá normalmente a su consistencia y a su resistencia con independencia de la comprobación del tamaño máximo del árido, según 63.3, o de otras características expresadas en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

Este control de la calidad del hormigón se realizará de acuerdo con lo indicado en los artículos 65 a 70 siguientes.

Comentarios.

Las características de calidad citadas son las mínimas normales.

En cada caso, el pliego de prescripciones técnicas particulares citará las que, además, sean exigibles y cómo y con qué criterios se realizará el control de las mismas.

ARTICULO 65. CONTROL DE LA CONSISTENCIA DEL HORMIGON

Especificaciones. La consistencia será la especificada en el pliego de prescripciones técnicas particulares o la indicada en su momento por el Director de la obra, con las tolerancias que a continuación se indican:

Tipo de consistencia	Tolerancia en cm.
Seca	0
Plástica	± 1
Blanda	± 1
Fluida	± 2

Ensayos.

Siempre que se fabriquen probetas para controlar la resistencia; en los casos previstos en 69.3 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 o rechazo. El no cumplimiento de las especificaciones implicará el rechazo automático de la amasada correspondiente y la corrección de la dosificación.

Comentarios.

Especificaciones. El control de la consistencia pone en manos del Director de la obra un criterio de aceptación condicionada y de rechazo de las amasadas de hormigón, al permitirle cuantificar anomalías de su dosificación, especialmente por lo que a la relación agua-cemento se refiere.

En el cuadro de tolerancias se establecen las correspondientes a las consistencias desde seca a fluida. En este sentido se recuerda la conveniencia de no emplear, en general, consistencias secas y fluidas por los efectos nocivos que pueden ocasionar a las obras, en un caso por la mayor probabilidad de producir coqueas y en el otro por la pérdida de resistencia subsiguiente.

(Continuará.)

646

REAL DECRETO 2895/1980, de 30 de diciembre, sobre préstamos para la financiación de determinadas viviendas de protección oficial.

Las necesidades específicas de viviendas del personal de las Fuerzas Armadas y de Seguridad del Estado, aconsejan establecer especiales medidas de fomento que les facilite el acceso a la propiedad o al arrendamiento de las viviendas de protección oficial.

En su virtud a propuesta del Ministro de Obras Públicas y Urbanismo, y previa deliberación del Consejo de Ministros en su reunión del día treinta de diciembre de mil novecientos ochenta,

DISPONGO:

Artículo único.—Los Patronatos de Casas Militares o de los Cuerpos y Fuerzas de Seguridad del Estado que construyan viviendas de protección oficial para cederlas en propiedad o en arrendamiento podrán disfrutar del préstamo a que se refiere el artículo veinticuatro del Real Decreto tres mil ciento cuarenta y ocho/mil novecientos setenta y ocho, de diez de noviembre, en una cuantía de hasta el ochenta y cinco por ciento del módulo (M) aplicable, vigente en el momento de la calificación definitiva.

Dado en Baqueira Beret a treinta de diciembre de mil novecientos ochenta.

JUAN CARLOS R.

El Ministro de Obras Públicas y Urbanismo,
JESUS SANCHO ROF

647

ORDEN de 8 de enero de 1981 por la que se desarrolla el Real Decreto 2710/1980, de 21 de noviembre, por el que se reorganizan los Servicios de la Comisión de Planeamiento y Coordinación del Área Metropolitana de Madrid.

Ilustrísimo señor:

Mediante Real Decreto 2710/1980, de 21 de noviembre, se reestructuran los Servicios de la Comisión de Planeamiento y Coordinación del Área Metropolitana de Madrid, a nivel de Subdirección General y Jefatura de Servicio.

A efectos de completar dicha reorganización, es necesario la estructuración de las unidades, a nivel orgánico de Sección y Negociado.

En su virtud y en base a lo dispuesto en el artículo 10 del Real Decreto 2710/1980, de 21 de noviembre, y previa la preceptiva aprobación de la Presidencia del Gobierno, según lo establecido en el artículo 130, apartado 2, de la Ley de Procedimiento Administrativo,

Este Ministerio ha tenido a bien disponer:

Artículo 1. La Delegación del Gobierno, la Gerencia, las Direcciones Técnicas de Planeamiento, de Gestión de Suelo y del Desarrollo y Control del Planeamiento y la Secretaría General de la Comisión de Planeamiento y Coordinación del Área Metropolitana de Madrid se estructuran en las siguientes unidades, a nivel orgánico de Secciones y Negociados:

I. La Delegación del Gobierno.

1. El Gabinete de Estudios y Asesoramiento Urbanístico.
 - 1.1. Sección de Estudios Económicos.
2. La Asesoría Jurídica.
 - 2.1. Negociado de Informes.
3. La Intervención Delegada de la Intervención General de la Administración del Estado.