

## I. Disposiciones generales

### PRESIDENCIA DEL GOBIERNO

*INSTRUCCION para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (conclusion).*

28.2. *Valores característicos de las cargas permanentes.*—En la determinación de los valores característicos de las cargas permanentes debe tenerse en cuenta la posibilidad de que, por errores de ejecución resulten sobrespesores o aumentos en las dimensiones de los elementos de que se trate.

Cuando no se conozca con precisión el peso específico de los materiales o dicho peso específico sea susceptible de variación, se adoptará el valor que convenga a la seguridad, es decir, un valor aproximado al real por defecto o por exceso, según que la actuación de la carga permanente resulte favorable o desfavorable para la hipótesis de carga que se comprueba.

28.3. *Valores característicos de las sobrecargas.*—Se recuerda la conveniencia de que en ciertas obras se haga figurar en una placa, colocada en lugar visible, el valor normal de la sobrecarga de explotación o de uso (véase comentario al apartado 4.4 de esta Instrucción) para información de los usuarios.

28.4. *Valores característicos de las acciones indirectas.*—Los valores establecidos en las diversas normas de cargas y sobrecargas para las acciones térmicas no suelen tener en cuenta, de un modo específico, el tipo de material con que se construye la obra. En cambio, los valores indicados en el apartado que se comenta son de aplicación exclusiva a las estructuras de hormigón.

En general, y dependiendo del tipo de estructura, es posible prescindir de las acciones reológicas y térmicas si se disponen juntas de dilatación a distancias adecuadas. A tal efecto, en estructuras ordinarias constituidas por pilares y vigas debe considerarse como distancia máxima recomendable entre juntas la de 40 metros, la cual puede aumentarse a 50 metros si la rigidez de los pilares es pequeña y debe disminuirse a 30 metros si dicha rigidez es grande.

#### ART. 29. DETERMINACIÓN DE LOS EFECTOS ORIGINADOS POR LAS ACCIONES.

29.1. *Generalidades.*—Si se parte de los valores elásticos de los momentos, pero se admite una redistribución de los mismos basada en un comportamiento plástico de la estructura, se prestará especial atención a las piezas con armaduras supracríticas y a las sometidas a flexión compuesta, ya que tanto en unas como en otras la capacidad de adaptación de las secciones es pequeña y, por lo tanto, pueden producirse roturas localizadas antes de que se alcance el agotamiento de las secciones críticas.

Se recuerda que el cálculo de las placas con arreglo a la teoría de la elasticidad exige el conocimiento previo de sus condiciones reales de funcionamiento, especialmente en lo relativo a:

- forma geométrica de la placa;
- naturaleza de las cargas;
- rigidez de los apoyos, y
- acción de las vigas de borde, si las hay.

La aplicación del método elástico, adoptando para los puntos anteriores unas condiciones que sean distintas de las reales, puede conducir en muchos casos a resultados erróneos.

La validez de la teoría de las líneas de rotura está comprobada cuando las placas se arman con aceros de dureza natural que presentan un escalón de relajamiento. Con otros tipos de aceros no se poseen suficientes datos experimentales, si bien los reunidos hasta la fecha parecen indicar que los resultados se colocan del lado de la seguridad.

Conviene señalar que si se utiliza esta teoría de las líneas de rotura debe prestarse especial atención a las solicitaciones

de esfuerzo constante y punzonamiento, puesto que dicha teoría no las tiene en cuenta en sus hipótesis de partida.

Asimismo debe recordarse que, siendo éste un cálculo en agotamiento, es preciso efectuar además en todos los casos las oportunas comprobaciones relativas a fisuración y deformaciones en estado de servicio.

#### 29.2. *Datos generales para el cálculo de las solicitaciones.*

### CAPITULO VII

#### Base de cálculo

#### ART. 30. COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Se recuerda que el valor  $\gamma_s = 1,50$  puede corregirse de acuerdo con los criterios establecidos en el comentario al apartado 28.1 de la presente Instrucción.

#### ART. 31. ESTABLECIMIENTO DE LAS HIPÓTESIS DE CARGA.

Una vez clasificadas las acciones con arreglo a lo indicado en el artículo 27 de esta Instrucción, las cuatro hipótesis de carga prescritas en el artículo que se comenta pueden resumirse en el cuadro sinóptico de la página siguiente:

Con las letras A, B, C, D, se representa el valor adjudicado a las acciones, de acuerdo con el punto 2.º del artículo 31 que se comenta. La letra *a* representa el coeficiente de impacto cuyo valor, cuando haya que considerarlo, vendrá dado en las correspondientes normas de cargas y sobrecargas.

La actuación de las sobrecargas de explotación variables, aparte de los eventuales efectos dinámicos que pueden producir, es más perjudicial que la de las sobrecargas fijas, puesto que pueden originar sensibles variaciones en la magnitud, e incluso cambios de signo, en las tensiones resultantes. Por ello es recomendable mayorar el valor de tales sobrecargas con un coeficiente adicional, cuyo valor puede oscilar entre 1 y 1,15, según los casos. Dicho coeficiente no se ha introducido con carácter general en el apartado que se comenta en atención, a que los valores dados para las sobrecargas de explotación variables, en las normas correspondientes, suelen ser ya bastante holgados. Corresponde, pues, al proyectista el análisis de cada caso y la adopción del coeficiente más oportuno. Así, por ejemplo, puede adoptarse el valor 1 cuando se trate de sobrecargas de personas en viviendas o casos análogos, suponiéndose que el coeficiente ya va incluido en el valor de la carga repartida, expresada en  $\text{kg/m}^2$ , con que se introducen en los cálculos dichas sobrecargas, y convendrá adoptar un valor próximo a 1,15 en el caso de puentes grúa, en los que las variaciones de actuación de la sobrecarga son rápidas y de magnitud importante.

En estructuras de edificación de tipo corriente y casos análogos puede aplicarse la simplificación establecida en el punto 7.º del artículo que se comenta. En cambio, debe recordarse que en la comprobación de la estabilidad al vuelco no sólo no es aplicable dicha simplificación, sino que además deberá disminuirse casi siempre el valor característico de las cargas permanentes en un 10 por 100, con arreglo a lo que se establece en el apartado 28.2 de esta Instrucción.

Pese a la aparente complejidad del proceso indicado para comparar las distintas hipótesis de carga en la mayoría de los casos resulta inmediato determinar cuál de las cuatro combinaciones establecidas es la más desfavorable. En particular, y como es obvio, la última de ellas es sólo operante cuando sea preceptivo tener en cuenta las acciones sísmicas.

Si los cálculos se realizan ateniéndose en todos los puntos a lo establecido en este artículo 31 puede considerarse cumplida la condición segunda de las exigidas en el comentario al apartado 28.1 de esta Instrucción para poder adoptar el valor  $\gamma_s = 1,36$ .

#### ART. 32. COMPROBACIONES QUE DEBEN REALIZARSE.

Debe advertirse que la hipótesis de carga más desfavorable a que se hace referencia en cada uno de los cinco puntos del

Acciones	directas	cargas permanentes	peso propio .....	A	
			cargas muertas .....	A	
		sobrecargas	de explotación o de uso	fijas .....	A
				variables .....	B
			climáticas	nieve .....	A
	indirectas	reológicas	del terreno	viento .....	C
				peso del terreno .....	A
		térmicas	empujes .....	A	
			retracción .....	A	
			fluencia .....	A	
por asiento .....	A				
sísmicas .....	D				

- Hipótesis I: A + αB ..... aplicado γ<sub>s</sub> a las acciones que corresponda.
- Hipótesis II: A + C ..... aplicado γ<sub>s</sub> a las acciones que corresponda.
- Hipótesis III: A + αB + C ..... aplicado 0.9 γ<sub>s</sub> a las acciones que corresponda.
- Hipótesis IV: A + αB + C + D ..... sin aplicar γ<sub>s</sub>.

artículo que se comenta será, en general, distinta para cada una de las comprobaciones mencionadas.

Respecto al punto a), se tendrá en cuenta lo indicado en el último párrafo del apartado 28.2 de esta Instrucción.

Respecto al punto b), la comprobación correspondiente puede realizarse, de un modo sencillo, siguiendo las prescripciones de los artículos 33, 34, 35, 36, 37 y 38 de esta Instrucción.

La comprobación c) aparece detallada en el artículo 42 de esta Instrucción.

En los puntos d) y e) se introducen las acciones sin mayorar porque para los cálculos de fisuración y de deformaciones debe considerarse la estructura en condiciones de servicio y no en agotamiento. Las comprobaciones correspondientes aparecen en los artículos 43 y 44 de esta Instrucción.

**CAPITULO VIII**

**Cálculo de secciones**

**Art. 33. FLEXIÓN SIMPLE O COMPUESTA.**

33.1. *Principios generales de cálculo.*—Los principios generales enunciados son de validez general, cualquiera que sea el método de cálculo que se adopte.

En particular, en la hipótesis a) se admite que el acero acompaña al hormigón en sus deformaciones.

33.2. *Método simplificado del momento tope.*—Con este método, que conduce a fórmulas de cálculo sencillas (véase anejo 5 de esta Instrucción), se obtienen resultados concordantes con la experimentación. El método tiene en cuenta, además, el efecto de las cargas de larga duración.

a) Se ha comprobado experimentalmente que se obtienen resultados muy próximos a los reales adoptando como tensión de compresión, que se aplica uniformemente a toda la sección útil para obtener el momento tope, un valor variable con la calidad del hormigón, con arreglo a los siguientes valores:

0.75 σ <sub>b</sub> <sup>*</sup>	si	σ <sub>bk</sub> = 200 kg/cm <sup>2</sup>
0.85 σ <sub>b</sub> <sup>*</sup>	si	σ <sub>bk</sub> = 600 kg/cm <sup>2</sup>

e interpolando o extrapolando linealmente para hormigones de otras resistencias.

No obstante, para mayor sencillez de cálculo, esta Instrucción adopta el valor constante 0.7 σ<sub>b</sub><sup>\*</sup> en todos los casos. Esta simplificación proporciona resultados suficientemente aproximados.

b) El valor del acortamiento unitario en agotamiento del hormigón puede diferir sensiblemente del que se indica en el caso de cargas de gran duración o en secciones de formas especiales. No obstante, resulta aceptable adoptar siempre, para el caso de flexión, el valor 0.0035. Cuando la fibra neutra se encuentra en el interior de la sección (x < h), se alcanza ese valor.

En secciones totalmente comprimidas, las deformaciones de agotamiento son más pequeñas y descienden a un valor del orden de 0.002 a 0.0025 en compresión simple. Conviene igualmente hacer notar que en las vigas en T cuya cabeza de compresión sea relativamente delgada respecto al canto, dicha cabeza puede encontrarse en condiciones de deformación próximas a las de un soporte comprimido.

c) La forma de definir la profundidad «y» del rectángulo de compresiones proporciona valores de «y» crecientes hacia h a medida que la x va creciendo hacia infinito. Antes de alcanzarse este límite, el estado de tensiones en la sección pasa de flexión compuesta a compresión compuesta. El caso límite x = ∞ correspondería a la compresión simple; pero este caso no debe resolverse por la teoría del momento tope (véase apartado 34.1 de esta Instrucción).

d) La introducción del momento tope equivale a reducir gradualmente la tensión en el hormigón desde el valor σ<sub>b</sub><sup>\*</sup> hasta el valor 0.7 σ<sub>b</sub><sup>\*</sup>, a medida que va aumentando la amplitud de la zona comprimida, a partir de una cierta profundidad límite. El valor mínimo 0.7 σ<sub>b</sub><sup>\*</sup> correspondería al caso límite x = ∞ (véase el párrafo c anterior).

e) Debe recordarse que la resistencia de cálculo σ<sub>s</sub><sup>\*</sup> del acero en compresión está limitada por definición al valor σ<sub>s</sub><sup>\*</sup> > 4.000 kg/cm<sup>2</sup>, y que la validez del diagrama de cálculo del acero, establecido en el apartado 25.4 de esta Instrucción, no está comprobada en los aceros de límite elástico superior a 6.000 kg/cm<sup>2</sup>.

f) La simplificación introducida facilita notablemente los cálculos y supone, en los casos más desfavorables de flexión simple con pequeñas cuantías de tracción, un error inferior al 10 por 100.

g) La armadura de compresión no es estrictamente nece-

saria si se verifica que  $\frac{y}{h} \leq \frac{0.75}{1 + 1.36 \times 10^{-4} \sigma_s}$  (ver anejo 5, capítulo I).

Ahora bien, a objeto de disminuir las deformaciones lentas (apartado 14.2), se limita el cociente  $\frac{v}{b}$  al valor 0.4, con lo que el momento absorbido por el hormigón disminuye

La armadura de compresión será la necesaria para absorber el momento residual resultante.

33.3. *Otros métodos.*—A partir de los principios generales del apartado 33.1, es posible introducir diagramas experimentales tensión-deformación de los materiales y realizar un cálculo más afinado con la ayuda de computadores electrónicos.

En particular, como diagrama tensión-deformación del hormigón se admite el siguiente:

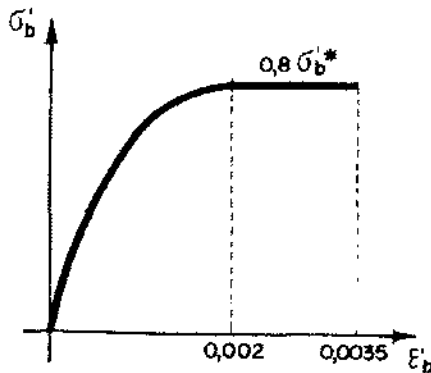


diagrama parábola-rectángulo (parábola de 2º grado)

FIGURA 33.3

El empleo del diagrama parábola-rectángulo conduce en compresión simple a valores ligeramente más altos de los que se obtienen cuando se calcula con arreglo al procedimiento del apartado 34.2 de esta Instrucción

33.4. *Disposiciones relativas a las armaduras.*—La limitación impuesta a la armadura de tracción aparece justificada por la necesidad de evitar que, debido a la insuficiencia de dicha armadura para asegurar la transmisión de los esfuerzos en el momento en que el hormigón se fisura, pueda romperse la pieza sin aviso previo al alcanzar el hormigón su resistencia en tracción.

Se recomienda que en los casos de flexión compuesta se disponga una armadura mínima de compresión que cumpla la condición:

$$A \cdot \sigma_s^* \geq 0,05 N^*$$

La limitación  $t \leq 15 \phi_a$  establecida en el apartado que se comenta para la separación entre cercos o estribos cuando existe armadura de compresión corresponde al caso ordinario en que tales cercos o estribos se sujetan a la armadura longitudinal mediante simple atado. Si esa sujeción se hace por soldadura, la separación  $t$  máxima podría aumentarse a  $20 \phi_a$ .

Independientemente de lo anterior, debe recordarse que la separación  $t$  viene limitada también por la condición  $t \leq 0,85 h$

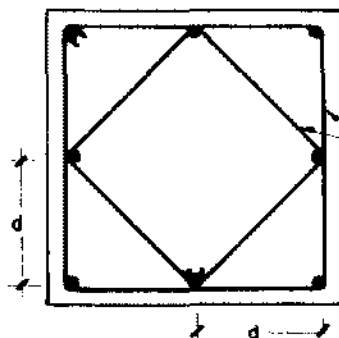


FIGURA 34.4 b

Familias de cercos colocadas alternativamente

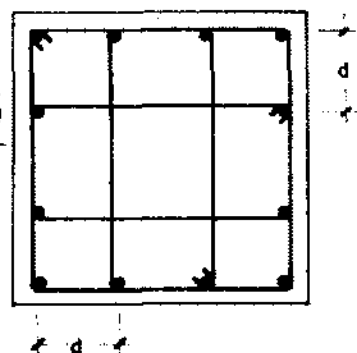


FIGURA 34.4 c

establecida en el apartado 37.5 de esta Instrucción, y que, de acuerdo con el apartado 37.3, para poder aprovechar íntegramente la capacidad resistente  $0,9 A_{so} \sigma_{ts}^*$  de los cercos o estribos a esfuerzo cortante, deberá verificarse:

$$A \cdot \sigma_s^* \geq 0,9 A_{so} \sigma_{ts}^*$$

Art. 34. COMPRESIÓN SIMPLE O COMPUESTA.

34.1. *Generalidades.*—Las fórmulas que se obtienen para la compresión simple a partir del momento tope no consideran la parte de hormigón comprendida entre el centro de gravedad de una de las armaduras y el borde correspondiente de la sección de la pieza. En cambio, el cálculo establecido en el apartado 34.2 siguiente es más afinado, puesto que incluye dicho recubrimiento; pero sólo es aplicable cuando se tiene la certeza de que la fuerza exterior no presenta excentricidad respecto al baricentro plástico de la sección.

34.2. *Compresión simple en piezas no zunchadas.*—El coeficiente 0.7 aplicado a la resistencia de cálculo del hormigón, se introduce para tener en cuenta el fenómeno de cansancio del material, cuyo efecto es máximo cuando toda la sección está comprimida. Dicho coeficiente puede hacerse variable en función de la calidad del hormigón tomando los siguientes valores:

0.75	si	$\sigma'_{bk} = 200 \text{ kg/cm}^2$
0.65	si	$\sigma'_{bk} = 600 \text{ kg/cm}^2$

e interpolando o extrapolando linealmente en los demás casos (véase punto a) del comentario del apartado 33.2 de esta Instrucción). Se adopta el valor de 0.7 como suficientemente seguro para todos los casos ordinarios.

El aprovechamiento del esfuerzo proporcionado por las armaduras longitudinales está condicionado al cumplimiento de las prescripciones relativas a las armaduras de compresión (véase apartado 34.4 de esta Instrucción), especialmente las que se refieren a distancias entre cercos o estribos.

Se recuerda que la resistencia de cálculo  $\sigma_s^*$  está limitada, por definición, al valor  $\sigma_s^* \geq 4.000 \text{ kg/cm}^2$ , y que para las piezas hormigonadas verticalmente el valor de  $\sigma_b^*$  estará de acuerdo con el apartado 26.4 de esta Instrucción.

34.3. *Compresión simple en piezas zunchadas.*—El zunchado no puede considerarse como eficaz más que cuando se realiza en piezas cortas y con excentricidad prácticamente nulas de la fuerza exterior de compresión. En particular, la colaboración del zuncho en la resistencia al pandeo es despreciable, si no perjudicial, puesto que a menudo se produce la destrucción prematura de la pieza al saltar la capa de hormigón que recubre el zuncho.

Para asegurar una buena ejecución de las piezas zunchadas se recomienda que la menor dimensión de su sección transversal sea igual o superior a 25 cm, y que la distancia libre entre los cercos o espiras de la hélice no baje de tres centímetros. Cada trozo de zuncho deberá terminarse volviendo el alambre al interior del núcleo, de forma que se consiga un correcto anclaje del mismo.

34.4. *Disposiciones relativas a las armaduras.*—En los casos de compresión simple, las cuatro fórmulas limitativas incluidas en el apartado que se comenta quedan reducidas a:

$$A \cdot \sigma_s^* \geq 0,1 N^*$$

$$A \cdot \sigma_s^* \leq \sigma_b^* \cdot B$$

siendo  $A$  la sección total de las armaduras longitudinales en compresión.

Para que la acción de los cercos sea eficaz, es preciso que sujeten realmente las barras longitudinales en compresión, evitando su pandeo. Así, por ejemplo, si en un soporte la armadura longitudinal se dispone no sólo en las esquinas, sino también a lo largo de las caras, para que las barras centrales queden realmente sujetas habrá que adoptar, cuando la distancia «a» entre barras longitudinales sea grande, disposiciones del tipo de las indicadas en las figuras 34.b y 34.c.

La limitación  $t \leq 15 \phi_1$  establecida en el apartado que se comenta para la separación entre cercos o estribos cuando existe armadura de compresión corresponde al caso ordinario en que tales cercos o estribos se sujetan a la armadura longitudinal mediante simple atado. Si esa sujeción se hace por soldadura, la separación  $t$  máxima podría aumentarse a  $20 \phi_1$ .

Independientemente de lo anterior, debe recordarse que la separación  $t$  viene limitada también por la condición  $t \leq 0.85 h$  establecida en el apartado 37.5 de esta Instrucción, y que de acuerdo con el apartado 37.3, para poder aprovechar integralmente la capacidad resistente  $0.9 \cdot A_{s1} \cdot \sigma_{s1}^*$  de los cercos o estribos a esfuerzo cortante deberá verificarse

$$A \cdot \sigma_s^* \geq 0.9 \cdot A_{s1} \cdot \sigma_{s1}^*$$

Art. 35. TRACCIÓN SIMPLE O COMPUESTA.

Si debido a circunstancias particulares del caso de que se trate no es admisible la presencia de fisuras en el hormigón, y si además no es posible adoptar las disposiciones constructivas apropiadas para evitarlas, deberá realizarse el cálculo sustituyendo, en las fórmulas dadas en el artículo que se comenta la resistencia de cálculo del acero en tracción  $\sigma_s^*$  por una tensión más baja, para la cual el alargamiento correspondiente del hormigón resulte inferior al 0,1 por 100, que es aproximadamente el valor del alargamiento de rotura de dicho material.

En cambio, para los casos ordinarios puede utilizarse la comprobación de fisuración establecida en el artículo 43 de esta Instrucción, mucho menos exigente.

Cuando además de la tracción actúen esfuerzos cortantes de importancia se adoptarán las disposiciones constructivas convenientes o se recurrirá al pretensado.

Las limitaciones impuestas al final del artículo que se comenta responden a la necesidad de evitar el peligro de rotura frágil, que podría producirse por las mismas razones indicadas en el comentario al apartado 33.4 de esta Instrucción.

Las fórmulas del articulado están dadas para dos capas de armaduras. Si hubiese otra disposición, el dimensionamiento se efectúa con la condición de que el centro de las tracciones de las armaduras coincida con el punto de aplicación del esfuerzo.

Art. 36. FLEXIÓN ESVIADA SIMPLE O COMPUESTA.

Art. 37. ESFUERZO CORTANTE.

37.1. Generalidades.

37.2. Contribución del hormigón.—La contribución que puede prestar el hormigón en la resistencia de una pieza al esfuerzo cortante se debe fundamentalmente a la existencia de una zona comprimida, capaz de colaborar con la armadura transversal absorbiendo parte de dicho esfuerzo. Por este motivo, en el caso de una sollicitación normal de tracción actuando en el interior de la sección, debe prescindirse, según se prescribe en el articulado, del término  $T_{h1}^*$  puesto que en dicho caso no existirá normalmente zona comprimida en el hormigón.

Podría imaginarse que de acuerdo con lo expuesto, en aquellas piezas en las cuales la ley de momentos flectores cambia de signo a lo largo de la directriz y poseen, por lo tanto, secciones de momento nulo, debería también prescindirse en dichas secciones de la colaboración que representa el sumando  $T_{h1}^*$ . Pero hay que tener en cuenta que en realidad esto sólo puede ocurrir en una sección teórica, y que el esfuerzo cortante es una acción cuyo efecto debe estudiarse por zonas y no por secciones. Si debido al esfuerzo cortante se inicia una grieta en la sección de momento nulo, dicha grieta no podrá llegar a los bordes de la pieza sin alcanzar zonas en las que, por existir un cierto momento, habrá siempre una cabeza comprimida capaz de resistir simultáneamente con la armadura transversal, siendo operante, por tanto, el sumando  $T_{h1}^*$ .

La fórmula no homogénea que da  $\sigma_{s1}^*$  se ha deducido de un estudio estadístico sobre la influencia de la zona comprimida de hormigón en la resistencia de las piezas al esfuerzo cortante.

37.3. Contribución de la armadura transversal.—Como aclaración al significado de  $A_{s1}$  y  $A_2$  véase la figura 37.3.

La limitación impuesta en la fórmula (3) indica que para aprovechar toda la armadura transversal, la armadura principal de tracción debe ser mecánicamente igual o superior al 90 por 100 de la transversal existente en una longitud igual a un canto. Esta condición suele cumplirse en la mayoría de los casos.

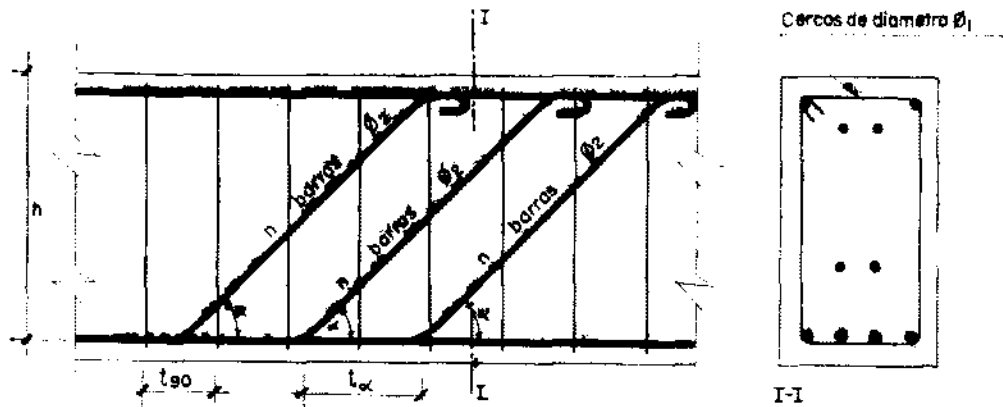


FIGURA 37.3

37.4. Limitación del valor de la resistencia total a esfuerzo cortante.—De acuerdo con lo prescrito en el articulado, cuando el esfuerzo cortante exterior mayorado  $T^*$  sea superior a los límites indicados en las fórmulas (4) o (5), elevados o no en un 40 por 100 según corresponda, deberán aumentarse las dimensiones de la sección transversal de la pieza.

En el caso, no recomendable, en que la armadura transversal esté constituida sólo por barras levantadas conviene disminuir la separación  $t$  entre tales barras, medida a lo largo del eje de la pieza. Se recomienda que dicha separación no sea superior a la mitad del canto útil, especialmente si el esfuerzo cortante es grande.

37.5. Disposiciones relativas a la armadura transversal.—La limitación  $t \leq 50$  cm. conduce a no dejar sin armar zonas de

hormigón de más de 50 cm. de amplitud, lo cual puede considerarse como una condición mínima para poder hablar de «hormigón armado» frente al hormigón en masa.

Como la acción del esfuerzo cortante no se limita a una sección, sino que se extiende a uno y otro lado de la misma, conviene prolongar en medio canto la colocación de estribos, según se estipula en el articulado.

Cuando haya estribos, puede llegarse a  $t=1.5 h$ , en las barras dobladas en las zonas en que el esfuerzo cortante no sea máximo.

37.6. Casos especiales de cargas.—En el cálculo de  $T^*$  pueden desprejarse, de acuerdo con el primer párrafo del apartado que se comenta, las cargas que actúan entre A' y B y entre A y C, suponiendo que la reacción sea mayor o igual que la suma de cargas.

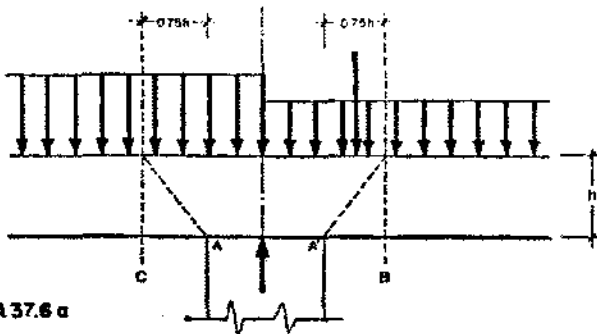


FIGURA 37.6 a

El caso a que se refiere el segundo párrafo del apartado que se comenta puede presentarse en las vigas embrochadas (figura 37.6.b). Las armaduras correspondientes se denominan «armaduras de suspensión».

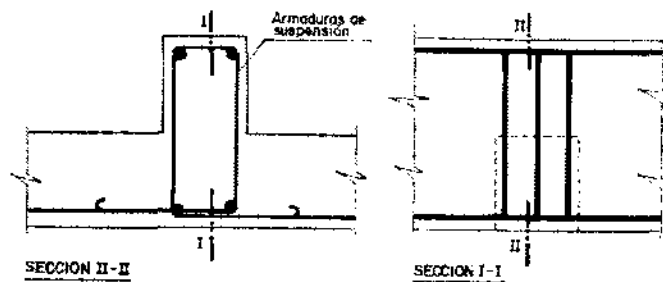


FIGURA 37.6 b

Art. 38. TORSIÓN.

38.1. Generalidades.—De acuerdo con el articulado, cuando exista una sollicitación combinada de cortante y torsión las armaduras necesarias para cada uno de estos esfuerzos deberán dimensionarse independientemente y sólo podrá contarse con la resistencia a esfuerzo cortante del hormigón en el cálculo de flexión, pero no en el de torsión.

38.2. Cálculo de la armadura.—Se llama la atención sobre el hecho de que frente al esfuerzo de torsión cada uno de los cercos trabaja con una sola sección eficaz igual a la de la barra que forma el cerco, a diferencia de lo que ocurre frente al esfuerzo cortante, en el que cada cerco simple presenta dos secciones eficaces, una por rama. Recuérdese, no obstante, que ambos cálculos son independientes y exigen familias de cercos distintas para resistir cada uno de los esfuerzos, o bien una sola familia dimensionada aditivamente para el conjunto de ambos.

Otra forma de disponer la armadura transversal la constituye el empleo de hélices a 45°. En este caso, la fórmula de cálculo sería la misma (1), pero dividiendo el segundo miembro por  $\sqrt{2}$ . No se considera recomendable el uso de nélices, por ser más difíciles de ejecutar en obra y por tratarse de elementos capaces de resistir momentos torsores de un solo signo, lo que obliga a disponer dos series de hélices normales cuando el signo del momento torsor puede cambiar.

38.3. Limitación relativa a la sección de hormigón.—Evidentemente, la relación (3) debe cumplirse también en los casos en que  $T^* = 0$ . Si no se verifica (3), deberán aumentarse las dimensiones de la pieza.

38.4. Disposiciones relativas a las armaduras.—Es recomendable respetar como distancia máxima entre dos barras longitudinales consecutivas la de 35 cm. Por otra parte, conviene siempre asegurar la sujeción de los cercos a la armadura longitudinal mediante puntos de soldadura.

Si los cercos se cierran por solapo, la zona de empalme debe alejarse de la parte central de los lados mayores de la sección, ya que es en el centro de esos lados donde actúan las máximas tensiones de torsión.

Art. 39. ANCLAJE DE LAS ARMADURAS.

39.1. Generalidades.—El disponer los anclajes a partir del punto  $P_1$  en vez de partir del punto  $P_2$ , en que teóricamente deja de ser necesaria la barra a efectos resistentes, está de acuerdo con lo que se prescribe en el artículo 41 de esta Instrucción, relativo al cálculo de anclajes.

Cuando se utilicen ganchos, debe tenerse en cuenta que tales dispositivos no son verdaderamente eficaces más que cuando están recubiertos de un espesor suficiente de hormigón. Por ello, en el caso de vigas es buena práctica inclinar los ganchos con el fin de lograr que queden rodeados de la mayor masa posible de hormigón (figura 39.1).

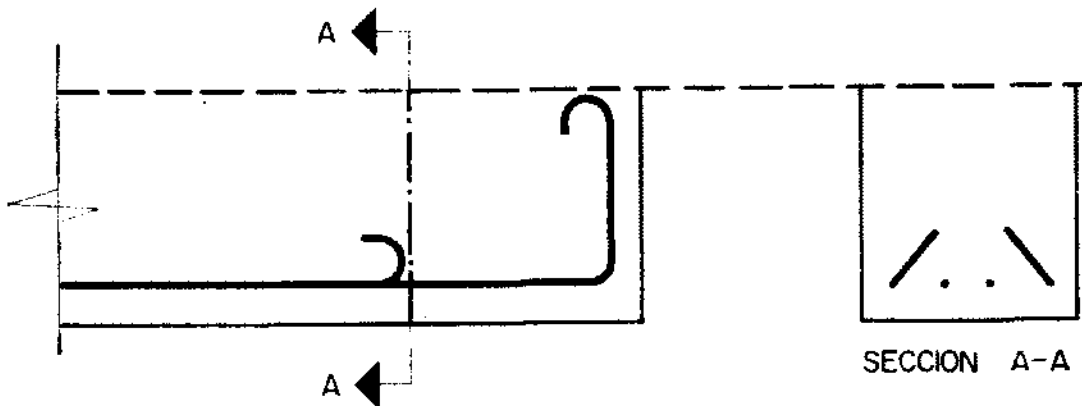


FIGURA 39.1

Las longitudes prácticas de anclaje dadas en los apartados 39.2 y 39.3 han sido adoptadas teniendo en cuenta, por una parte, los valores deducidos mediante el cálculo teórico prescrito en el artículo 41 de esta Instrucción, y por otra, los resultados de la experiencia existente y los valores sancionados por la experiencia.

39.2. Anclaje de barras lisas.—Como norma general, es aconsejable disponer los anclajes en zonas en las que el hormigón no esté sometido a tracciones importantes; por ello es siempre recomendable el empleo de anclajes a 45° en las barras que trabajen a tracción. En cuanto a los anclajes a 90°, su utilización resulta obligada en los extremos de las piezas. Tanto para éstos como para los anteriores, las barras deben doblarse con radios que cumplan la doble condición impuesta en el artículo 12 de esta Instrucción.

39.3. Anclaje de barras de alta adherencia.—Son aplicables al caso de barras de alta adherencia los mismos comentarios hechos en el apartado anterior para el caso de barras lisas.

El símbolo  $\phi$  utilizado para designar el diámetro de las barras de alta adherencia es el recomendado en el comentario al apartado 4.3 de esta Instrucción.

Conviene destacar que el gancho normal para barras de alta adherencia es más amplio que el correspondiente a barras lisas. Utilizar este último para las barras del primer tipo resultaría inseguro en gran número de casos.

Art. 40. EMPALME DE LAS ARMADURAS.

40.1. Generalidades.—En la medida de lo posible, se evitarán los empalmes de barras. Si son necesarios, debe indicarse en

los planos de obra su posición y la forma en que deben ser ejecutados.

40.2. *Empalmes por solapo.*—Para asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra a otra es fundamental que el espesor del hormigón existente alrededor del empalme sea suficiente. El valor mínimo recomendable para ese espesor es el de dos veces el diámetro de las barras. En cualquier caso deben respetarse las distancias mínimas establecidas en los apartados 13.2 y 13.3 de esta Instrucción (véase especialmente el punto e) de este último apartado).

Deberá prestarse la mayor atención durante el hormigonado para asegurar que éste se realiza de un modo adecuado en las zonas de empalmes de barras.

40.3. *Empalmes por soldadura.*—Siendo la soldadura una operación delicada, conviene que los operarios que hayan de realizarla demuestren previamente su aptitud, sometiéndose a las pruebas especificadas en la norma UNE 14910.

Las soldaduras a tope por resistencia eléctrica deben realizarse con máquinas de regulación automática y de potencia adecuada a los diámetros de que se trate, como garantía de la perfecta ejecución de todo el ciclo. Las secciones que vayan a unirse deberán estar cuidadosamente limpias y cortadas perpendicularmente al eje de la barra.

Las soldaduras a tope al arco eléctrico deben ejecutarse preferentemente en forma simétrica (en punta o en X). Si no es posible voltear las barras, pueden utilizarse también, especialmente si se trata de barras de diámetros medios o pequeños, las preparaciones en V o en U, siempre que se adopten las medidas necesarias para asegurar una penetración completa y una raíz sana de la soldadura.

En los empalmes a solapo por soldadura eléctrica deberá asegurarse la penetración del cordón a lo largo de la zona en la que las dos barras quedan en contacto. Para ello conviene soldar por ambos lados de la generatriz de contacto. Cuando el espesor de garganta sea igual a  $\varnothing/2$  (como normalmente debe ocurrir), la longitud eficaz del cordón de cada lado no será inferior a  $5\varnothing$ . En caso de que no sea posible soldar más que por un lado (lo que nunca es aconsejable), la longitud eficaz de este cordón único será, por lo menos, igual a  $10\varnothing$ .

Cualquiera que sea el tipo de soldadura empleado, se recomienda que el sobreespesor de la junta, en la zona de mayor recargue no exceda del 10 por 100 del diámetro nominal del redondo empalmado.

A efectos del último párrafo del apartado 40.3 que se comenta, se entenderá que la zona de empalme abarca toda la longitud de la barra afectada por el proceso térmico de la soldadura.

#### Art. 41. ADHERENCIA Y ANCLAJE.

41.1. *Adherencia.*—La condición impuesta en el articulado se refiere a la adherencia de las armaduras por fuera de los anclajes para asegurar la transmisión de las acciones tangenciales. Dicha transmisión queda asegurada cuando se cumple la relación:

$$T^* \leq 0.9 \cdot h \cdot n \cdot p \cdot \tau_{ad}^*$$

siendo:

p = perímetro de una barra;  
n = número de barras;  
 $\tau_{ad}^*$  = tensión límite de adherencia.

El valor de  $\tau_{ad}^*$ , que puede obtenerse experimentalmente, varía con la calidad del hormigón, la clase del acero y el tipo de pieza de que se trate. Al expresar dicho valor en función de la resistencia virtual  $\sigma_{bt}^*$  del hormigón a esfuerzo cortante se obtiene la expresión simplificada prescrita en el apartado que se comenta.

Conviene advertir que los valores de  $\beta$  dados en la tabla incluida en el articulado para el caso de vigas armadas con barras de alta adherencia son los adecuados para las barras más próximas al paramento y con recubrimiento relativamente poco cosido; en cambio para las barras interiores o exteriores con recubrimiento bien cosido podría utilizarse como valores de  $\beta$  los que aparecen en la última fila de dicha tabla, más ventajosos.

En general, la comprobación de adherencia es necesaria solamente cuando los esfuerzos cortantes son elevados y las barras tienen un gran diámetro.

41.2. *Anclaje.*—El esfuerzo que puede desarrollar un anclaje se calculará suponiendo:

a) que en la longitud interesada por el anclaje la tensión de adherencia es constante e igual a su valor límite  $\tau_{ad}^*$ ;

b) que en las partes curvas del anclaje se superpone a la adherencia un rozamiento de valor igual a la reacción del acero, considerado como un hilo inextensible enrollado sobre un cilindro, multiplicada por el coeficiente 0.4 de rozamiento entre el acero y el hormigón.

A falta de resultados experimentales directos podrá suponerse que la tensión límite de adherencia  $\tau_{ad}^*$  vale  $0.75 \sigma_b^*$  para las barras lisas, y  $1.35 \sigma_b^*$  para las de alta adherencia, siendo  $\sigma_b^*$  la resistencia a tracción del hormigón.

Estas hipótesis de cálculo conducen, en anclaje por prolongación recta, a la siguiente ecuación de equilibrio:

$$A \cdot \sigma_a^* = p \cdot l_a \cdot \tau_{ad}^*$$

es decir, a:

$$l_a = \frac{\varnothing}{4} \frac{\sigma_a^*}{\tau_{ad}^*}$$

donde  $\varnothing$  es el diámetro de la barra y  $l_a$  la longitud necesaria de anclaje por prolongación recta.

En anclajes con partes curvas, en cambio, se llega a la ecuación diferencial:

$$A \cdot d \sigma_a = (p \cdot r \cdot \tau_{ad}^* + 0.4 \cdot A \cdot \sigma_a) d\theta$$

donde:

A = área de la sección recta de la barra;  
 $\sigma_a$  = tensión del acero, variando entre 0 y  $\sigma_a^*$ ;  
p = perímetro de la barra;  
r = radio de curvatura de la barra;  
 $\theta$  = ángulo, en el centro de curvatura, de la parte curva de la barra.

El valor de la traslación referida en el articulado puede variar en la realidad entre  $h/2$  y  $h$ , según la cuantía de la armadura transversal. El valor  $h$  queda, por tanto, del lado de la seguridad.

Partiendo del cálculo teórico que queda expuesto e introduciendo las oportunas correcciones, aconsejadas por la experiencia existente, de la que se deduce que los resultados reales en el caso de barras de alta adherencia son más favorables que los teóricos, se obtienen las longitudes prácticas de anclaje indicadas en el artículo 39 de esta Instrucción.

#### Art. 42. PANDEO.

42.1. *Piezas sometidas a compresión centrada o excéntrica.* Las fórmulas (1) y (2) resuelven la comprobación del pandeo reduciendo el problema a una comprobación de agotamiento en flexión o compresión compuesta, según los casos. Basta, pues, con introducir la excentricidad adicional  $e_e$  y comprobar entonces la sección más desfavorable mediante las fórmulas del anejo 5. Con ello resulta satisfecha la condición c) del artículo 32 de la presente Instrucción.

Si la fuerza N actúa con una excentricidad inicial, al añadir la excentricidad adicional resultaría la pieza sometida a flexión desviada en una de las dos comprobaciones. No obstante, en los casos ordinarios puede llevarse la excentricidad resultante a partir del centro de la pieza sobre cada eje independientemente (figura 42.1).

42.2. *Piezas sometidas a flexión.*—Conviene recordar que en las secciones tubulares, arqueadas o poligonales, especialmente cuando son delgadas, se producen flexiones transversales, que sólo pueden calcularse con cierta precisión mediante la aplicación de teorías laminares, en general complejas. La influencia de esas flexiones puede alterar las leyes de reparto de las tensiones longitudinales y cortantes de la pieza.

#### Art. 43. COMPROBACIÓN DE LAS CONDICIONES DE FISURACIÓN.

43.1. *Generalidades.*—Si se cumple la condición establecida en el apartado 43.2, o, en su defecto, en el 43.3 del artículo que se comenta, resulta satisfecha la condición d) del artículo 32 de esta Instrucción.

43.2. *Comprobación relativa al diámetro de las barras.*—El valor del coeficiente  $\eta$  es variable con la calidad del acero y la forma de la superficie de las barras, y, en rigor, debería establecerse para cada tipo particular de acero, a través de los oportunos ensayos. A falta de éstos, el apartado que se comen-

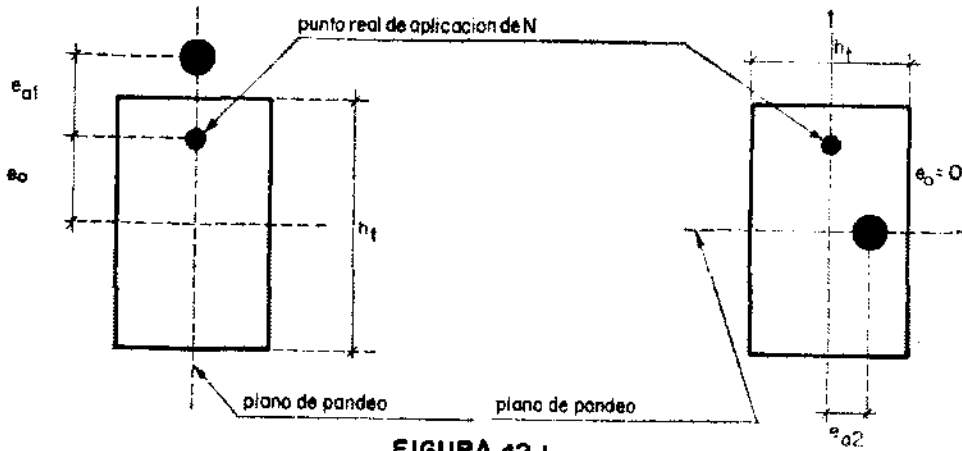


FIGURA 42.1

ta establece el valor 1,6 como media aceptable para todos los aceros de alta adherencia, cualquiera que sea su límite elástico y la forma de la superficie de las barras.

Cuando el área de la armadura de tracción existente,  $A$ , es superior a la necesaria según el cálculo en agotamiento,  $A_n$ , se está en mejores condiciones respecto a la fisuración. Esta circunstancia puede tenerse en cuenta multiplicando el segundo miembro de las relaciones dadas en el articulado por el factor

$$\left(\frac{A}{A_n}\right)^2$$

Conviene señalar que tales relaciones responden a la fórmula general:

$$\sigma, \sigma' \leq \frac{45 \cdot K \cdot \eta}{\left(\frac{A_n}{A}\right)^2} \sqrt{\sigma_n^*}$$

siendo  $K$  el mismo coeficiente definido en el apartado 43.3.

43.3. *Comprobación relativa a la zona de tracción.*—Cuando el área de la armadura de tracción existente,  $A$ , es superior a la necesaria según el cálculo en agotamiento,  $A_n$ , se está en mejores condiciones respecto a la fisuración. Esta circunstancia puede tenerse en cuenta sustituyendo en la fórmula dada

el valor  $\sigma_n^*$  por el producto  $\sigma_n^* \frac{A_n}{A}$ .

En los casos corrientes de piezas lineales sometidas a flexión simple, armadas con barras de alta adherencia, la limitación correspondiente a las anchuras máximas de las fisuras, indicada en el apartado d) del artículo 32, puede comprobarse por otro método con la expresión:

$$\left(1,5 \cdot d + 0,04 \frac{\varnothing}{e_0}\right) \left(\frac{\sigma_n^*}{\gamma_n} \frac{7,5}{e_0}\right) \cdot 10^{-6} \leq W_{max}$$

Con los siguientes significados:

- $d$  = recubrimiento de la armadura, en milímetros.
- $\varnothing$  = diámetro de las barras, en milímetros.
- $e_0$  = cuantía geométrica de la armadura de tracción, referida a la sección útil del alma.
- $\gamma_n$  = coeficiente de seguridad de la sollicitación.
- $\sigma_n^*$  = resistencia de cálculo del acero.
- $W_{max}$  = anchura máxima de las fisuras, cuyo valor es 0,3 mm., 0,2 mm. ó 0,1 mm., según se trate del primero, segundo o tercer caso de los mencionados en el apartado 43.1.

En el caso de piezas sometidas a tracción simple o compuesta, puede emplearse la misma fórmula anterior, sustituyendo  $e_0$  por la cuantía geométrica referida a la sección total del hormigón dividida por 4.

Art. 44. DEFORMACIONES.

44.1. *Generalidades.*—Para todo lo relativo a deformaciones del hormigón, se recomienda consultar los apartados 28.6 a 28.10 de esta Instrucción.

44.2. *Cálculo de flechas.*—El método general de cálculo de flechas consiste en establecer la ley de variación de la curvatura de la pieza, determinando después la deformada por doble integración. La expresión de la curvatura es, en piezas a flexión:

$$f'' = \frac{|\epsilon_n| + |\epsilon'_n|}{h}$$

y en piezas a compresión:

$$f'' = \frac{|\epsilon'_n| - |\epsilon_n|}{h_t}$$

siendo  $|\epsilon_n|$  y  $|\epsilon'_n|$  las deformaciones (alargamiento y acortamiento, respectivamente) del acero y del hormigón, en valor absoluto;  $|\epsilon'_n|$  y  $|\epsilon_n|$  los acortamientos de las fibras extremas (más comprimida y menos comprimida, respectivamente) del hormigón, en valor absoluto, y  $h$  y  $h_t$  el canto útil y total de la pieza, respectivamente.

La adopción del factor  $K = 2$  para obtener las deformaciones adicionales lentas conduce, en el caso de carga mantenida, a una deformación total igual al triple de la instantánea. Dicho factor  $K = 2$ , adecuado para piezas sin armadura de compresión, puede resultar del orden de  $K = 1,2$  cuando exista tal armadura con cuantía aproximadamente igual a la mitad de la de tracción, y de  $K = 0,8$  en el caso extremo de piezas simétricamente armadas.

44.3. *Limitaciones prácticas relativas a las flechas.*—El factor

$\frac{G}{G + Q}$  de la fórmula (1) tiene en cuenta el hecho de

que la sobrecarga es menos desfavorable, a efectos de flecha, que la carga permanente. En los casos en que la sobrecarga  $Q$  iguale o supere a la carga permanente  $G$ , la reducción originada por efecto de la sobrecarga alcanza su valor máximo, igual a 1/2.

El cumplimiento de la condición (1) asegura, en la mayoría de los casos, una flecha inferior al quientosavo de la luz.

CAPITULO IX

Elementos estructurales

Art. 45. VIGAS.

El objeto del artículo que se comenta es servir de recordatorio de las distintas comprobaciones que deben realizarse en el caso de vigas. Evidentemente, todos los artículos de la presente Instrucción son aplicables directa o indirectamente a todos los tipos de piezas; pero se han destacado aquí los más íntimamente relacionados con los elementos que trabajan a flexión.

Se recuerda que antes de iniciar los cálculos deberán realizarse las comprobaciones de los apartados 10.4 (valor mínimo de la resistencia del hormigón) y 26.2 (resistencia mínima del hormigón en función de la del acero).

#### Art. 46. SOPORTES.

El objeto del artículo que se comenta es servir de recordatorio de las distintas comprobaciones que deben realizarse en el caso de soportes. Evidentemente, todos los artículos de la presente Instrucción son aplicables directa o indirectamente a todos los tipos de piezas; pero se han destacado aquí los más íntimamente relacionados con los elementos que trabajan a compresión.

Se recuerda que antes de iniciar los cálculos deberán realizarse las comprobaciones de los apartados 10.4 (valor mínimo de la resistencia del hormigón) y 26.2 (resistencia mínima del hormigón en función de la del acero), y se llama la atención sobre la licitación  $\sigma_s > 4.000 \text{ kg/cm}^2$  (apartado 25.3), así como sobre el último párrafo del apartado 26.4, especialmente aplicable al caso de soportes.

#### Art. 47. PIEZAS EN T.

47.1. *Cálculo a flexión.*—En una sección en T se denomina anchura eficaz de la cabeza de compresión aquella que, suponiendo que las tensiones se reparten uniformemente en toda la sección comprimida resultante al considerar dicha anchura, proporciona en el cálculo un resultado igual al que se obtendría a partir de la sección real, con su estado real de tensiones. Dicha anchura eficaz depende del tipo de viga (continua o simplemente apoyada), del modo de aplicación de las cargas, de la relación entre el espesor de las alas y el canto de la viga, de la existencia o no de cartabones, de la longitud de la viga entre puntos de momento nulo, de la anchura del nervio y, en fin, de la distancia entre nervios si se trata de un forjado de vigas múltiples.

Para los casos no considerados en el apartado que se comenta puede suponerse, en primera aproximación, que la anchura eficaz del ala a cada lado del nervio es igual al décimo de la distancia entre puntos de momento nulo, sin sobrepasar la anchura real del ala.

Independientemente de la anchura eficaz que resulte conviene respetar las limitaciones establecidas en el apartado 42.2 de esta Instrucción para prevenir el peligro de pandeo de la cabeza comprimida.

Respecto a la colocación de armaduras, debe tenerse en cuenta el apartado 48.2 de esta Instrucción.

Se recuerda, por último, que en las piezas en T exentas deben disponerse las armaduras necesarias para soportar las flexiones del ala, trabajando como un voladizo, bajo la acción del peso propio y de las cargas que pueden actuar sobre ella.

47.2. *Cálculo a esfuerzo cortante.*—La comprobación a cortante se realiza de acuerdo con las fórmulas del artículo 37 de esta Instrucción. En las secciones de unión alas-nervio, si el hormigón por sí sólo resulta ser insuficiente para soportar el esfuerzo cortante, se dispondrán las oportunas armaduras transversales para absorber el exceso. Dichas armaduras transversales deberán prolongarse a lo largo de la pieza en el sentido en que decrece el cortante, manteniendo constante su separación y diámetro hasta una cierta sección en la que, por ser apreciablemente menor el esfuerzo cortante exterior, se estime oportuno hacer un nuevo cálculo para ahorrar armadura.

#### Art. 48. PIEZAS DE FORMAS ESPECIALES.

48.1. *Piezas de trazado curvo o poligonal.*—Debe entenderse como  $A_c$  la sección eficaz de un cerco o estribo; es decir, en el caso de un cerco o estribo simple la suma de las dos secciones correspondientes a las ramas.

Como indica la figura 48.1.b, en los encuentros de dos piezas es siempre recomendable achaflanar el ángulo, disponiendo cartabones armados con barras paralelas al paramento del cartabón y que vayan a anclarse a las caras opuestas.

48.2. *Piezas con secciones delgadas.*—En las zonas de momento negativo de las piezas en T o análogas, puede producirse una fuerte fisuración de las alas, por fuera del alma, si esas alas no se arman convenientemente, de acuerdo con las indicaciones del apartado que se comenta.

48.3. *Piezas de canto superior a un metro.*—En este tipo de piezas el hormigón existente por encima de la zona de recubrimiento de la armadura principal se encuentra sometido a es-

fuerzos complejos cortantes y de tracción. Las tensiones oblicuas resultantes provocan una fisuración que, de no existir armaduras repartidas junto a los paramentos (armaduras de piel) encargadas de repararla, se concentraría en una fisura única en el alma, de anchura sensiblemente mayor a la máxima admisible.

Para vigas de canto superior a un metro y no inferior a la mitad de su luz, consítese el artículo 55 de esta Instrucción.

#### Art. 49. ESTRUCTURAS RETICULARES PLANAS.

49.1. *Generalidades.*—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 figura 49.1). No obstante, debe recordarse lo establecido en el primer párrafo del comentario al apartado 29.1 de esta Instrucción.

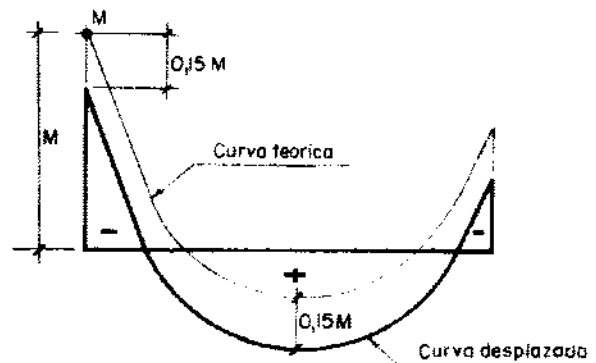


FIGURA 49.1

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

Respecto a la distancia recomendable entre juntas de dilatación, véase el último párrafo del comentario al apartado 28.4 de esta Instrucción.

49.2. *Cálculo simplificado de solicitaciones.*—Los métodos simplificados de cálculo expuestos en el apartado que se comenta son generalmente aplicables a las estructuras de edificación de tipo ordinario y análogas.

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.

#### Art. 50. PLACAS SUSTENTADAS EN DOS BORDES PARALELOS.

50.1. *Generalidades.*—Las prescripciones de los apartados 50.2 a 50.4 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 el apartado 29.1 de esta Instrucción.

50.2. *Placas sustentadas en dos bordes paralelos sometidas a cargas uniformemente repartidas.*—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.

50.3. *Placas sustentadas en dos bordes paralelos sometidas a cargas concentradas.*—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.

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.

50.4. *Determinación de la anchura eficaz.*—En el segundo caso del apartado que se comenta resulta aceptable determinar la anchura eficaz  $d$  por interpolación parabólica entre los valores  $d = d_1$  (carga actuando en el centro de la luz) y  $d = b$  (carga actuando en el apoyo). Con este criterio ha sido deducida la expresión que aparece en el articulado.

#### Art. 51. PLACAS RECTANGULARES SUSTENTADAS EN SU CONTORNO.

51.1. *Generalidades.*—El caso de placas rectangulares sustentadas en dos bordes paralelos se trata en el artículo 50 de esta Instrucción.

Las prescripciones de los apartados 51.2 a 51.4 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 el apartado 29.1 de esta Instrucción.

51.2. *Cálculo de momentos.*—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.

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

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.

51.3. *Disposición de armaduras.*—La longitud de las armaduras principales negativas viene especificada en la figura 51.3. En cuanto a las positivas es conveniente que lleguen de borde a 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.

51.4. *Reacciones en los apoyos.*—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.

#### Art. 52. PLACAS CONTINUAS SOBRE APOYOS AISLADOS.

52.1. *Campo de aplicación.*—Quedan comprendidas dentro de ese 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.

Las prescripciones de los apartados 52.3 a 52.6 del artículo que se comenta constituyen un procedimiento sencillo para el dimensionamiento de este tipo de placas; 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 el apartado 29.1 de esta Instrucción.

52.2. *Definiciones.*—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.

52.3. *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 el apartado 52.4 del artículo que se comenta.

52.4. *Método de cálculo.*—En los casos ordinarios de placas rectangulares en las que para cada dirección, las dimensiones de todos los recuadros son iguales (ver figura 52.2.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.

52.5. *Disposiciones relativas a las armaduras.*—Por razones de fisuración, se recomienda que la separación entre barras de la armadura principal no supere los 20 centímetros en el caso de barras lisas ni los 15 centímetros en el caso de barras de alta adherencia.

Los tantos por ciento señalados en la figura 52.5.b para cada uno de los distintos tipos de armadura sólo tienen un carácter indicativo del orden de magnitud correspondiente.

52.6. *Comprobación a esfuerzo cortante.*—Para la comprobación a esfuerzo cortante de la sección definida en el apartado que se comenta puede tenerse en cuenta que la colaboración del hormigón suele ser, en este caso de placas, superior a la correspondiente en vigas, pudiendo adoptarse entonces para  $\sigma_{bc}$  un valor igual a una o dos veces el definido en el apartado 37.2 de esta Instrucción, según se trate de soportes exteriores o interiores, respectivamente.

#### Art. 53. LÁMINAS.

53.1. *Generalidades.*—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 cubierta, depósitos, tuberías y construcciones análogas.

53.2. *Principios de cálculo.*—Una vez determinadas las solicitaciones de acuerdo con el apartado que se comenta, el cálculo de secciones puede realizarse con arreglo a las teorías de rotura (capítulo VIII 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 caldeo artificial por una cara o paramento.

53.3. *Disposiciones relativas al hormigón.*—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.

53.4. *Disposiciones relativas a las armaduras.*—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.

#### Art. 54. CARGAS CONCENTRADAS SOBRE MACIZOS.

54.1. *Esfuerzo longitudinal de compresión.*—De acuerdo con el apartado que se comenta, en los casos en que  $\beta$  alcance su valor límite  $\gamma_b$ , el cálculo se realiza sin introducir más coeficiente de seguridad que  $\gamma_s$ ; es decir, a partir de la carga mayorada y de una resistencia de cálculo  $\gamma_b \sigma_{b,0}^*$  que resulta ser la resistencia característica  $\sigma_{b,0}$ .

54.2. *Esfuerzo transversal de tracción.*—La práctica aconseja que las armaduras de reparto tengan una cuantía no menor de la cuarta parte de la correspondiente a la armadura principal. Es aconsejable disponer el conjunto de las armaduras mencionadas en dos parrillas independientes mejor que en una parrilla única, con lo que resulta una distribución más adecuada, tanto desde el punto de vista resistente como por facilidad de ejecución.

Las disposiciones de este apartado son igualmente aplicables cuando se trata de rótulas lineales (en las que la carga actúa repartida en la faja correspondiente al cuello; de la rótula). Naturalmente si existen además esfuerzos horizontales deberán disponerse las correspondientes armaduras adicionales que los absorban.

#### Art. 55. ZAPATAS ARMADAS.

55.1. *Generalidades.*—Respecto a la reacción del terreno, puede suponerse uniformemente distribuida en toda la superficie de apoyo en el caso de carga concentrada, sin momento exterior aplicado. Si existe un momento exterior, puede suponerse un reparto lineal de tensiones en el terreno, lo que proporcionará una ley trapecial o triangular, según que la resultante de las fuerzas exteriores pase o no por dentro del núcleo central de la base de la zapata.

La relación  $h/v$ , que debe compararse con el valor  $l$  a efectos de calificación de la zapata como flexible o como rígida, entraña una doble comprobación (ver figura 55.1): según la dirección a ( $v = v_a$ ) y según la dirección b ( $v = v_b$ ).

55.2. *Zapatas rectangulares flexibles.*—El procedimiento de cálculo establecido en el apartado que se comenta es válido para zapatas aisladas bajo carga centrada o excéntrica.

Cuando se trate de soportes circulares, para fijar la posición de la cara del soporte a efectos de determinar las secciones de cálculo de la zapata, podrá suponerse aquél sustituido por uno de sección cuadrada y área equivalente.

Tanto en el cálculo a flexión como en el cálculo a esfuerzo cortante, la reacción unitaria del terreno se calculará de acuerdo con la hipótesis del segundo párrafo del apartado 55.1 del presente artículo.

Conviene, por último, efectuar la comprobación de adherencia de las armaduras en la sección AA (figura 55.2a) y en todas aquellas secciones donde cambie bruscamente el canto de la zapata (caso de zapatas de paramento escalonado).

55.3. *Zapatas rectangulares rígidas con carga centrada.*—En las zapatas rígidas puede suponerse que la carga del soporte se transmite directamente al terreno a través de bielas de compresión formadas en el hormigón de la zapata, sin que intervenga trabajo de flexión. Por tanto, no es necesaria la comprobación a esfuerzo cortante, bastando con disponer las armaduras  $A_s$  y  $A_b$  indicadas en el apartado que se comenta, capaces de absorber las tracciones correspondientes a la inclinación de las bielas.

Al ser homogéneas las fórmulas (1) y (2), deberá entrarse en ellas con un mismo sistema de unidades para todas las variables.

#### Art. 56. VIGAS DE GRAN CANTO.

56.1. *Generalidades.*—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 un metro pero inferior a la mitad de su luz, consúltese el apartado 43.3 de esta Instrucción.

56.2. *Anchura mínima.*—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:

$$b \geq \frac{A^2 \cdot q^0 \cdot l}{\sigma_{b,0} \cdot n_s} \quad \text{con} \quad \lambda = \frac{l}{16 \sqrt{2} \cdot b}$$

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.

56.3. *Cálculo y disposición de las armaduras.*—Las solicitaciones  $M^*$  y  $T^*$  son las únicas que deben considerarse, cualquiera que sea el tipo de viga (de uno o varios vanos). A partir de ellas se calculan las armaduras A y A', las cuales deben disponerse todo a lo largo de la viga, con independencia del número y posición de los apoyos intermedios existentes.

Todas las fórmulas de este apartado son válidas cuando se trata de carga uniformemente repartida. Si hay carga concentrada, deberá realizarse un estudio especial en cada caso, a no ser que se dispongan nervios verticales a modo de contrafuertes, a todo lo alto de la viga, con objeto de transmitir las cargas concentradas. En este último supuesto, las fórmulas anteriores continúan siendo válidas, sin más que introducir en ellas, como  $M^*$  y  $T^*$ , los valores reales del momento flector y del esfuerzo cortante máximos que resulten del conjunto de cargas aplicadas en el vano, considerando éste como isostático.

Conviene recordar, por último, que si las cargas están aplicadas a la viga en su parte inferior deben disponerse las correspondientes armaduras de suspensión (ver último párrafo del apartado 37.6 de esta Instrucción, y su comentario), que transmitan los esfuerzos a la cabeza superior de la viga. Tales armaduras de suspensión se añadirán a las verticales  $A_s$  de reparto.

#### Art. 57. SOPORTES COMPUESTOS.

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 (apartado 26.4 de esta Instrucción).

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.

## PARTE III

### ANEJOS

#### ANEJO 1

#### Notación

##### NORMAS GENERALES A LAS QUE DEBE AJUSTARSE LA NOTACIÓN

Cuando sea necesario completar la notación en la presente Instrucción con algún nuevo símbolo, se tendrán en cuenta las siguientes normas de carácter general:

1.º Se utilizarán las letras mayúsculas del alfabeto romano para designar:

- las fuerzas aplicadas y sus momentos;
- las características geométricas y mecánicas de las secciones transversales de las piezas: áreas, momentos estáticos y de inercia, etc.

2.º Se utilizarán las letras minúsculas del alfabeto romano para designar:

- a) las dimensiones lineales;
- b) las fuerzas repartidas, por unidad de longitud o de superficie.

3.º No se utilizarán las letras mayúsculas del alfabeto griego, salvo en algunos casos excepcionales sancionados por el uso.

4.º Se utilizarán las letras minúsculas del alfabeto griego para designar:

- a) las tensiones;
- b) las deformaciones unitarias;
- c) los ángulos y giros;
- d) los coeficientes y magnitudes adimensionales.

**SÍMBOLOS MÁS FRECUENTEMENTE UTILIZADOS EN ESTA INSTRUCCIÓN Y SIGNIFICADO DE LOS MISMOS (por orden alfabético)**

*Letras mayúsculas del alfabeto romano:*

- A = Área total de la sección recta de la armadura principal en tracción.
- A' = Área total de la sección recta de la armadura principal en compresión.
- B = Área de la sección útil de hormigón de una pieza.
- B<sub>c</sub> = Área de la sección total de hormigón de una pieza.
- E<sub>s</sub> = Módulo de deformación longitudinal del acero.
- E' = Módulo de deformación longitudinal del hormigón.
- G = Carga permanente.
- K = Coeficiente, con las acepciones particulares que en cada caso se indican.
- M = Momento flector.
- M\* = Valor de cálculo del momento flector.
- M<sub>b</sub> = En una sección en T, contribución del hormigón al momento flector «tope».
- M<sub>p</sub> = Momento flector «tope».
- M<sub>tor</sub> = Valor característico del momento torsor.
- M<sub>tor</sub>\* = Valor de cálculo del momento torsor.
- M<sub>u</sub> = Momento flector de rotura (momento de agotamiento, momento último).
- N = Esfuerzo normal.
- N\* = Valor de cálculo del esfuerzo normal.
- N<sub>u</sub> = Esfuerzo normal de rotura (de agotamiento, último).
- P = Carga concentrada vertical.
- P\* = Valor de cálculo de la carga concentrada vertical.
- Q = Sobrecarga.
- T = Esfuerzo cortante.  
Otro significado: Temperatura.
- T\* = Valor de cálculo del esfuerzo cortante.
- T<sub>a</sub>\* = Valor de cálculo de la contribución de la armadura transversal a la resistencia al esfuerzo cortante.
- T<sub>h</sub>\* = Valor de cálculo de la contribución del hormigón de la zona comprimida a la resistencia al esfuerzo cortante.
- U = Capacidad mecánica de la armadura en tracción o menos comprimida.
- U' = Capacidad mecánica de la armadura en compresión o más comprimida.
- V = Capacidad mecánica de la sección útil de hormigón.
- V<sub>c</sub> = Capacidad mecánica de la sección total de hormigón.

*Letras minúsculas del alfabeto romano:*

- a = Dimensión lineal, con las acepciones particulares que en cada caso se indican.
- b = Dimensión lineal, con las acepciones particulares que en cada caso se indican.  
En especial se designan con este símbolo la anchura de una viga de sección rectangular o de la cabeza de compresión de una viga de sección en T.
- b<sub>c</sub> = Anchura eficaz de la cabeza de compresión de una viga de sección en T.
- b<sub>m</sub> = Anchura ficticia de la sección rectangular equivalente a una sección considerada.
- b<sub>o</sub> = Anchura del alma (o nervio) de una viga de sección en T.
- d = Distancia del centro de gravedad de la armadura principal de tracción a la fibra extrema más extendida (o menos comprimida).  
Otro significado: Diámetro de una sección circular.
- d' = Distancia del centro de gravedad de la armadura principal de compresión a la fibra extrema más comprimida.

- e = Excentricidad del esfuerzo normal respecto al centro de gravedad de la armadura principal en tracción (o menos comprimida).
- e<sub>b</sub> = Excentricidad del baricentro plástico respecto al centro de gravedad de la armadura principal en tracción (o menos comprimida).
- e<sub>o</sub> = Excentricidad del esfuerzo normal respecto al punto medio del canto total de la sección de una pieza.
- h = Canto útil de la sección de una pieza.
- h' = Distancia entre los centros de gravedad de las armaduras principales.
- h<sub>min</sub> = Canto útil mínimo de la sección de una pieza.
- h<sub>t</sub> = Canto total de la sección de una pieza.
- h<sub>o</sub> = Espesor de la cabeza de compresión de una viga de sección en T.
- i = Radio de giro de la sección de una pieza.
- l = Longitud o luz de una pieza.
- n = Número (cantidad), con las acepciones particulares que en cada caso se indican.
- p = Perímetro.
- q = Carga repartida por unidad de superficie o de longitud.
- q\* = Valor de cálculo de la carga repartida por unidad de superficie o de longitud.
- r = Radio, con las acepciones particulares que en cada caso se indican.
- t = Distancia entre armaduras transversales.  
Otro significado: Tiempo.
- x = Altura de la zona de hormigón sometida a un acortamiento en la sección de una pieza flectada (profundidad de la fibra neutra de deformaciones).
- y = Altura del diagrama rectangular utilizado en el cálculo simplificado de la flexión (profundidad del rectángulo de compresiones).
- y<sub>p</sub> = Profundidad del diagrama de compresiones correspondiente al momento tope.
- z = Brazo de palanca del par de fuerzas interiores de una sección que resisten el momento flector.

*Letras mayúsculas griegas:*

- Ø = Diámetro de una barra de armadura (en mm.).

*Letras minúsculas griegas:*

- α = Ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto a la directriz de la pieza.
- β = Coeficiente, con las acepciones particulares que en cada caso se indican.
- γ<sub>s</sub> = Coeficiente de minoración de la resistencia del acero.
- γ<sub>h</sub> = Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.
- γ<sub>s</sub> = Coeficiente de mayoración de las acciones.
- δ = Desviación cuadrática media relativa (coeficiente de dispersión).
- ε<sub>s</sub> = Alargamiento unitario del acero.
- ε' = Acortamiento unitario del acero.
- ε<sub>sr</sub> = Alargamiento unitario de rotura del acero.
- ε' = Acortamiento unitario del hormigón.
- ε<sub>s</sub> = Alargamiento unitario del acero correspondiente a su escalón de relajamiento.
- ε' = Acortamiento unitario máximo del hormigón.
- d = Distancia relativa del centro de gravedad de la armadura principal en tracción a la fibra extrema más extendida (o menos comprimida).
- h = Distancia relativa del centro de gravedad de la armadura principal en tracción a la fibra extrema más extendida (o menos comprimida).
- σ<sub>s</sub> = Tensión del acero en tracción.
- σ<sub>s</sub>\* = Resistencia de cálculo del acero en tracción.
- σ' = Tensión del acero en compresión.
- σ' = Resistencia de cálculo del acero en compresión.
- σ<sub>sk</sub> = Resistencia característica del acero en tracción.
- σ' = Resistencia característica del acero en compresión.
- σ<sub>sr</sub> = Resistencia a la rotura del acero en tracción.
- σ' = Resistencia a la rotura del acero en compresión.
- σ<sub>h</sub> = Resistencia de cálculo del hormigón en tracción.
- σ' = Tensión del hormigón en compresión.
- σ' = Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.
- σ<sub>sk</sub> = Resistencia característica del hormigón en tracción.
- σ' = Resistencia característica del hormigón en compresión.
- σ<sub>sr</sub> = Resistencia a la rotura del hormigón en tracción.
- σ' = Resistencia a la rotura del hormigón en compresión.
- σ<sub>bt</sub>\* = Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.
- σ<sub>s</sub> = Límite elástico del acero en tracción.

- $\sigma_c$  = Límite elástico del acero en compresión.  
 $\sigma_{c,0}$  = Límite elástico convencional del acero en tracción (acero sin escalón de relajamiento).  
 $\omega$  = Cuantía mecánica de la armadura principal en tracción.  
 $\omega_0$  = Cuantía geométrica de la armadura principal en tracción.

## Signos:

- $\mathcal{M}$  = Utilizado para designar las mallas electrosoldadas.  
 $\mathcal{G}$  = Utilizado para designar las barras de alta adherencia.  
 $\triangleright$  = No mayor que. Significa que si, por ejemplo, en una fórmula se establece  $U \triangleright U$  y es  $U > U$ , se tomará  $U = U$ .  
 $\triangleleft$  = No menor que. Significa que si, por ejemplo, en una fórmula se establece  $U \triangleleft 0,04 V$  y es  $U < 0,04 V$ , se tomará  $U = 0,04 V$ .

## ANEJO 2

## Definiciones

- Abaco.**—Zona de una placa alrededor de un soporte, o de su capitel, que se regruesa. Véase apartado 52.2.  
**Acción.**—Toda causa capaz de producir estados tensionales en una estructura o elemento.  
**Alargamiento de rotura.**—Aumento de la longitud inicial  $l_0$  después de la rotura de una probeta de acero ensayada a tracción, expresado en tanto por ciento de dicha longitud inicial.  
**Anchura eficaz.**—En una viga en T se refiere a la anchura de la cabeza superior, de compresión que debe tenerse en cuenta para el cálculo como viga. Véase apartado 47.1.  
**Arena.**—Es el árido o fracción del mismo que pasa por un tamiz de 5 mm. de luz de malla (tamiz 5 UNE 7050).  
**Arido.**—Véase «Arido total».  
**Arido fino.**—Véase «Arena».  
**Arido grueso.**—Véase «Gravas».  
**Arido total.**—Es aquel que de por sí o por mezcla posee las proporciones de arena y grava adecuadas para fabricar el hormigón necesario en el caso particular que se considere. Véase apartado 7.1.  
**Armadura de piel.**—Malla que se dispone junto a los paramentos laterales de los nervios de las vigas de un gran canto para impedir la formación de fisuras inadmisibles en el alma. Véase apartado 48.3 y su comentario.  
**Armadura negativa.**—Armadura destinada a absorber el momento negativo.  
**Armadura positiva.**—Armadura destinada a absorber el momento positivo.  
**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. Véase apartado 52.2.  
**Banda central.**—La que comprende la mitad central del recuadro. Véase apartado 52.2.  
**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. Véase apartado 52.2.  
**Banda exterior.**—Banda lateral de un recuadro exterior (o fila de recuadros), situada sobre la fila de soportes exteriores. Véase apartado 52.2.  
**Banda lateral.**—La situada lateralmente en el recuadro (o fila de recuadros), de anchura igual a 1/4 de la luz del vano perpendicular a la banda. Véase apartado 52.2.  
**Baricentro plástico.**—En una sección, punto de aplicación de la resultante de las tres fuerzas de compresión siguientes:  
 — la que resulta de considerar una tensión igual a  $0,7 \sigma_c$  aplicada uniformemente a la sección total de hormigón;  
 — la capacidad mecánica en compresión de la armadura A;  
 — la capacidad mecánica en compresión de la armadura A'.  
 Un esfuerzo axial N aplicado en el baricentro plástico produce en la pieza un estado de compresión simple.  
**Canto útil.**—En una sección, distancia entre el centro de gravedad de la armadura en tracción o menos comprimida, y el borde más comprimido de la sección.  
**Capacidad mecánica.**—En una barra, producto de su sección por la resistencia de cálculo del acero, en tracción o en compresión, según corresponda al trabajo de la armadura.  
 En una armadura, suma de las capacidades mecánicas de las barras que la componen.  
**Capitel.**—Ensanchamiento del extremo superior de un soporte, que sirve de unión entre éste y la placa. Véase apartado 52.2.

**Coefficiente de mayoración.**—Coeficiente de seguridad parcial relativo a las acciones, multiplicador de los valores característicos de las mismas.

**Coefficiente de minoración.**—Coeficiente de seguridad parcial relativo al material, divisor del valor característico de su resistencia.

**Coefficiente de forma de un árido.**—Se entiende por coeficiente de forma de un árido el obtenido a partir de un conjunto de n granos, representativos mediante una expresión que relaciona la suma de los volúmenes con la suma de los cubos de las mayores dimensiones paradiametrales de los mismos. Véase apartado 7.4.

**Compresión centrada.**—Véase «Compresión simple».

**Compresión compuesta.**—A los efectos de esta Instrucción, estado de tensiones originado en una sección por una fuerza exterior N de compresión, en el cual las dos armaduras longitudinales están comprimidas.

**Compresión simple.**—A los efectos de esta Instrucción, estado de tensiones originado en una sección por una fuerza exterior N de compresión, aplicada en el baricentro plástico, con lo que los acortamientos de dos puntos cualesquiera de la sección (y en particular de las armaduras) son iguales.

**Condiciones de ejecución buenas.**—Se refiere a unas determinadas condiciones de almacenaje de los componentes del hormigón y de la ejecución de este último de manera que sea de esperar una buena concentración de resultados de la resistencia característica. Véase comentario del apartado 23.2.

**Condiciones de ejecución medias.**—Se refiere a unas determinadas condiciones de almacenaje de los componentes del hormigón y de la ejecución de este último de manera que sea de esperar una mediana concentración de resultados de la resistencia característica. Véase comentario del apartado 23.2.

**Condiciones de ejecución muy buenas.**—Se refiere a unas determinadas condiciones de almacenaje de los componentes del hormigón y de la ejecución de este último, de manera que sea de esperar una muy buena concentración de resultados de la resistencia característica. Véase comentario del apartado 23.2.

**Consistencia blanda.**—Consistencia de un hormigón que, ensayado en la mesa de sacudidas, presenta un escurrimiento cuyo valor, expresado en tanto por ciento, queda comprendido entre 70 y 100.

**Consistencia fluida.**—Consistencia de un hormigón que, ensayado en la mesa de sacudidas, presenta un escurrimiento cuyo valor, expresado en tanto por ciento, queda comprendido entre 100 y 130.

**Consistencia plástica.**—Consistencia de un hormigón que, ensayado en la mesa de sacudidas, presenta un escurrimiento cuyo valor, expresado en tanto por ciento, queda comprendido entre 40 y 70.

**Consistencia seca.**—Consistencia de un hormigón que, ensayado en la mesa de sacudidas, presenta un escurrimiento cuyo valor, expresado en tanto por ciento, queda comprendido entre 0 y 40.

**Cuantía geométrica.**—En la sección transversal de una pieza, cociente que resulta de dividir el área de la sección total de armaduras por la de la sección de hormigón.

**Cuantía mecánica.**—En la sección transversal de una pieza, cociente que resulta de dividir la capacidad mecánica de la armadura por el producto de la sección útil de hormigón por la resistencia minorada de éste.

**Cuantil.**—Valor estadístico que divide una distribución de frecuencias en una determinada proporción, dada por un número que se denomina «orden del cuantil».

**Diagrama característico tensión-deformación.**—Para un material dado, diagrama que representa la relación entre los valores de las tensiones aplicadas y de las correspondientes deformaciones, directamente medidas en los ensayos y sin introducir ningún coeficiente de seguridad.

**Diagrama de cálculo tensión-deformación.**—Para un material dado, es el que se deduce de su diagrama característico tensión-deformación, introduciendo convenientemente el coeficiente de seguridad que corresponda.

**Diámetro nominal de una barra de alta adherencia.**—Se define como el diámetro de una sección circular de área igual a su sección transversal resistente (sección nominal). Véase apartado 9.3.

**Esbellez geométrica.**—En una pieza dada, cociente que resulta al dividir su longitud por la menor dimensión de su sección transversal recta.

**Esbellez mecánica.**—En una pieza dada, cociente que resulta al dividir su longitud por el radio de giro mínimo de su sección transversal recta.

**Flexión compuesta.**—A los efectos de esta Instrucción, estado de tensiones originado en una sección por una fuerza exterior  $N$  de tracción o de compresión, en el cual existen compresiones en el hormigón y una de las armaduras longitudinales está en tracción.

**Flexión esviada compuesta.**—En una sección rectangular, estado de tensiones originado por una fuerza exterior  $N$ , cuyo punto de aplicación no pertenece a ninguno de sus dos ejes ortogonales de simetría.

**Flexión esviada simple.**—En una sección rectangular, estado de tensiones originado por la aplicación de dos momentos actuando alrededor de sus dos ejes ortogonales de simetría.

**Flexión normal.**—Estado de tensiones originado en una sección por una fuerza exterior excéntrica, cuyo punto de aplicación pertenece a uno de los ejes de simetría de dicha sección. Se llama así por oposición a la flexión esviada, en la cual la excentricidad de la fuerza es doble.

**Flexión pura.**—Estado de flexión, sin esfuerzos ni tensiones cortantes, que se mantiene constante a lo largo de la directriz de una pieza.

**Flexión recta.**—Flexión normal.

**Flexión simple.**—Caso de flexión compuesta en el cual la fuerza exterior  $N$  es nula, es decir, en el que la sollicitación actuante es un momento  $M$ .

**Gancho normal.**—Es el constituido por una semicircunferencia de radio interior igual a  $2,5 \varnothing$ , con una prolongación recta igual a  $2 \varnothing$ . Véanse apartados 39.2 y 39.3.

**Grava.**—Es el árido que resulta retenido por el tamiz de 5 mm. de luz de malla (tamiz 5 UNE 7050). Véase apartado 7.1.

**Límite elástico aparente.**—En los aceros que al ensayarlos a tracción presentan un escalón de relajamiento bien definido, tensión para la cual se inicia dicho escalón.

**Límite elástico convencional.**—Mínima tensión capaz de producir en un acero una deformación remanente del 0.2 por 100.

**Luz.**—En sentido general, distancia horizontal entre los apoyos de un arco, viga, etc.  
Para el caso de placas continuas sobre apoyos aislados, véase su definición en el apartado 52.2.

**Módulo de deformación longitudinal del hormigón.**—Es el cociente entre la tensión aplicada y la deformación elástica correspondiente. Véase comentario al apartado 26.6.

**Momento tope.**—Es el momento producido con respecto a la armadura de tracción por una determinada tensión de compresión aplicada uniformemente a toda la sección útil. Véase apartado 33.2.

**Patilla normal.**—Es la constituida por un cuarto de circunferencia de radio interior igual a  $2,5 \varnothing$ , con una prolongación recta igual a  $2 \varnothing$ . Véanse apartados 39.2 y 39.3.

**Pórtico virtual.**—Es un elemento ideal que se adopta para el cálculo de las placas según una dirección dada. Véase apartado 52.2.

**Recuadro.**—Es una zona rectangular de una placa limitada por las líneas que unen los centros de cuatro soportes contiguos. Véase apartado 52.2.

**Recuadro exterior.**—Es aquel que en la dirección considerada no tiene recuadro contiguo a uno de los lados.

**Recuadro interior.**—Es aquel que en la dirección considerada queda situado entre otros dos recuadros.

**Recubrimiento.**—Mínima distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una barra y el paramento más próximo de la pieza.

**Resistencia característica del hormigón.**—Véase su definición en el apartado 10.1.

**Resistencia de cálculo.**—Valor de la resistencia característica de un material dividido por el correspondiente coeficiente de minoración.

**Resistencia media.**—Valor que se obtiene, a partir de una serie de  $n$  ensayos de resistencia sobre probetas de un material, al dividir la suma de los  $n$  resultados obtenidos por el número  $n$  de esos resultados.

**Resistencia minorada.**—Véase «Resistencia de cálculo».

**Sección nominal de una barra de alta adherencia.**—Es la sección transversal resistente de la barra. Véase apartado 9.3.

**Sección útil.**—Es el área que corresponde al canto útil. Véase apartado 33.2.

**Sobrecarga característica.**—Sobrecarga máxima previsible, no excepcional durante la vida de la estructura.

**Sollicitación.**—Conjunto de esfuerzos (axil, tangencial, de flexión y de torsión) que actúan sobre las caras de una rebanada de un elemento estructural.

**Sollicitación de agotamiento.**—En una sección dada, la que sería capaz de producir un fallo resistente total, instantáneo o diferido, en el supuesto de que los materiales del elemento considerado tuviesen como resistencias reales las resistencias minoradas.

**Soportes compuestos.**—Son aquellos soportes de hormigón cuya armadura está fundamentalmente constituida por perfiles metálicos. Véase artículo 57.

**Torsión.**—Estado elástico de una pieza debido al giro relativo de las secciones normales a la directriz que produce unas tensiones nulas, normales a las secciones y unos esfuerzos cortantes en las mismas que aumentan con su distancia al centro de la pieza.

**Tracción compuesta.**—A los efectos de esta Instrucción, estado de tensiones originado en una sección por una fuerza exterior  $N$  de tracción, en el cual no existen compresiones en el hormigón.

**Tracción simple.**—Caso de tracción compuesta en el cual los elementos de dos puntos cualesquiera de la sección (y en particular de las armaduras) son iguales.

**Valor característico de las acciones.**—Es el que tiene en cuenta no sólo los valores extremos que alcanzan las acciones, sino también la dispersión que tales valores presentan en la realidad. Véase apartado 28.1.

**Valor mayorado de las acciones.**—Es el que resulta de multiplicar el característico por un coeficiente de mayoración  $\gamma$ . Véase apartado 28.1.

**Zapata flexible.**—Es aquella en la que su canto total  $h_p$ , medido en la sección de paramento del soporte, es menor a su vuelo  $v$ . Véase apartado 55.1.

**Zapata rígida.**—Es aquella en la que su canto total  $h_p$ , medido en la sección de paramento del soporte es mayor a su vuelo  $v$ . Véase apartado 55.1.

### ANEJO 3

#### Recomendaciones prácticas para la utilización de los conglomerantes

A continuación se incluye un cuadro con diversas recomendaciones relativas al empleo de los conglomerantes de categoría no inferior a la 250, únicos admitidos por esta Instrucción en su artículo quinto. El cemento aluminoso no aparece en dicho cuadro por tratarse de un caso especial, según se indica en el mencionado artículo.

Interesa destacar que el cuadro se da, con carácter general, a título de mera indicación, y que, por tanto, los datos que en él aparecen no deben ser interpretados como prescripciones absolutas sin excepción posible. En particular, los relativos a las columnas «Utilizable en» e «Indicado para» no pretenden tener un carácter limitativo, puesto que la clase y categoría del cemento no es más que una de las muchas variables que influyen en la calidad y durabilidad del hormigón. En cambio, conviene tener presente que el hacer caso omiso de las recomendaciones de la columna «No indicado para» supone un riesgo nada despreciable en muchos casos.

En fin, y abundando en las ideas anteriores, quede claro que en la información facilitada por el cuadro se incluyen una serie de normas que es prudente respetar en la gran mayoría de los casos, pero que pueden ser modificadas en ocasiones especiales, una vez hechos los convenientes estudios.

RECOMENDACIONES PRACTICAS PARA LA UTILIZACION DE LOS CONGLOMERANTES RELATIVAS A LOS PROPIOS CONGLOMERANTES

CONGLOMERANTE	RELATIVAS A LOS PROPIOS CONGLOMERANTES			RELATIVAS AL HORMIGON				
	ALMACENAMIENTO	NO MEZCLAR CON:	UTILIZABLE EN:	INDICADO PARA:	NO INDICADO PARA:	AMASADO	CURADO	OTRAS RECOMENDACIONES
P-250	NORMAL	8 F-250	TODAS SALVO LAS QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIAS.		OBRAS EN AMBIENTES AGRESIVOS	NORMAL	NORMAL	
P-350	CUIDADO	CA-350	TODAS, SALVO LAS DE GRANDES ESPESORES.		OBRAS EN AMBIENTES AGRESIVOS - OBRA EN GRANDES VOLUMENES.	CUIDADO	CUIDADO ESPECIALMENTE EN LOS PRIMEROS DIAS.	
P-450	MUY CUIDADO		- SOLO EN CASOS EXCEPCIONALES. - ALTAS OBRAS DE GRANDES ESPESORES. - OBRAS QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIAS.	OBRAS QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIAS INICIALES. - OBRAS EN AMBIENTES AGRESIVOS. - ELEMENTOS QUE REQUIERAN LA PROTECCION POR INTRUSION.		MUY CUIDADO	MUY CUIDADO ESPECIALMENTE EN LOS PRIMEROS DIAS.	
PAS-250	NORMAL	5 F-250	TODAS SALVO LAS QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIAS.	OBRAS ENTERRADAS EN TERRENO. - OBRAS EN MEDIOS QUE CONTENGAN SULFATO MAGNESICO.	NORMAL	NORMAL	CUIDADO ESPECIALMENTE EN LOS PRIMEROS DIAS.	- NO HORMIGONAR CON TEMPERATURAS MENORES DE 4°C. - REPRESENTAR LOS RECIPIENTES DE LAS ARMADURAS.
PAS-350	CUIDADO	CA-350	TODAS, SALVO LAS DE GRANDES ESPESORES.			CUIDADO		
PS-250	NORMAL	5 F-250	TODAS SALVO LAS QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIAS.	OBRAS SITUADAS EN AMBIENTES MUY LIBERAMENTE AGRESIVOS.	- OBRAS EN AMBIENTES AGRESIVOS O MUY SECOS. - OBRAS QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIAS INICIALES. - OBRAS EN LAS QUE NO SE REQUIERA LA ESTABILIDAD DE MARCAS.	NORMAL	PRELIMINAR CUIDADO	- NO HORMIGONAR CON TEMPERATURAS MENORES DE 4°C.
PS-350	CUIDADO	CA-350	TODAS, SALVO LAS QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIAS.			CUIDADO		
PHA-250	NORMAL	5 F-250	TODAS, SALVO LAS QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIAS.	OBRAS SITUADAS EN AMBIENTES DE AGRESIVIDAD MODERADA. - OBRAS MARITIMAS, S.I. LA COMBUSTION DE HORMIGON ES BUENA.	- OBRAS DE POCO ESPESOR Y MUCHA SUPERFICIE LIBRE, COMO PAVIMENTOS. - OBRAS EN LAS QUE NO SE ADMITA LA EXISTENCIA DE MARCAS.	NORMAL	PRELIMINAR CUIDADO	- NO HORMIGONAR CON TEMPERATURAS MENORES DE 4°C.
PHA-350	CUIDADO	CA-350	TODAS, SALVO LAS QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIAS.			CUIDADO		
SF-250	NORMAL	LOS DEMAS	TODAS, SALVO LAS QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIAS.	OBRAS SITUADAS EN TERRENO. - OBRAS MARITIMAS.	- OBRAS EN AMBIENTES MUY SECOS. - OBRAS EN CONTACTO CON AGRIOS MATERIALES.	PRELIMINAR CUIDADO	PRELIMINAR CUIDADO	- NO HORMIGONAR CON TEMPERATURAS MENORES DE 4°C.
PUZ-250	NORMAL	LOS DEMAS	TODAS, SALVO LAS QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIAS.	OBRAS SITUADAS EN AMBIENTES DE AGRESIVIDAD MODERADA. - OBRAS MARITIMAS.		NORMAL	PRELIMINAR CUIDADO	- NO HORMIGONAR CON TEMPERATURAS MENORES DE 4°C.
PUZ-350	CUIDADO	LOS DEMAS	TODAS, SALVO LAS QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIAS.			CUIDADO	PRELIMINAR CUIDADO	

ANEJO 4

Valores orientativos para la dosificación de hormigones

El artículo 14 de esta Instrucción señala la necesidad de realizar ensayos previos en laboratorio para establecer la dosificación oportuna en cada caso. No obstante, en ciertas ocasiones (cuando se trata de obras de escasa importancia, por ejemplo) puede resultar indicado prescindir de un estudio detallado previo y utilizar los cuadros de este anejo, que proporcionan unas dosificaciones aproximadas en función de la resistencia característica que se desee obtener. Bien entendido que la dosificación proporcionada en cada caso por dichos cuadros es menos confiable que la obtenida a través de ensayos previos, e incluso que las que pueda deducirse de una amplia experiencia constructiva, juiciosamente aplicada.

Variables consideradas.

Cemento: Portland normal, en sus tres categorías: P-250, P-350 y P-450.

Árido: Dividido en dos tamaños, uno de arena (árido fino) y otro de grava (árido grueso).

Origen del árido: Rodado y machacado.

Tamaño máximo de la grava: 20 mm., 40 mm. y 80 mm.

Consistencia: Para vibrar y para picar con barra.

Observaciones.

- Para las variables no especificadas en el apartado anterior se han considerado condiciones medidas.
- En los cuadros no se han considerado las dosificaciones de más de 400 kg. de cemento por metro cúbico de hormigón ni las de menos de 150 kg. de cemento por metro cúbico de hormigón, de acuerdo con lo prescrito en el artículo 14 de esta Instrucción. Tampoco se han considerado las dosificaciones que exigen una relación agua-cemento menor de 0.36
- Debe entenderse como tamaño máximo de la grava la abertura del tamiz más pequeño de la serie utilizada que retenga menos del 25 por 100 del peso de dicha grava.
- Los cuadros proporcionan las dosis necesarias de cada componente, en kilogramos, para obtener un metro cúbico de hormigón. Para pasar a valores en litros, basta con determinar en obra las densidades correspondientes empleando un recipiente adecuado de poca base y mucha altura.

Influencia de las condiciones de ejecución.

La resistencia característica de un hormigón de obra es siempre inferior a la media, y tanto más cuanto menos cuidadas son las condiciones de ejecución. A su vez, la resistencia media de obra es inferior a la media que se obtiene en laboratorio con los mismos materiales y dosificación. Es decir, existen dos causas que justifican la diferencia entre el valor de la resistencia característica en obra y el de la resistencia media en laboratorio para un mismo hormigón: por un lado, el paso de la resistencia media de laboratorio a la de obra y, por otro, la dispersión que producen las condiciones de ejecución.

Si a lo anterior se añade el hecho de que la resistencia característica tal como se define en esta Instrucción (véase apartado 10.1) equivale prácticamente a la resistencia mínima, puesto que la probabilidad de obtener valores de rotura de probetas más bajos que el característico es sólo de un 5 por 100, se comprende que el valor de la resistencia característica de un hormigón en obra ha de ser bastante inferior al de su resistencia media en laboratorio.

Dicho esto, téngase en cuenta que los cuadros de este anejo están preparados en el supuesto de unas condiciones de ejecución «medias» (véase su definición en el comentario al apartado 23.2 de esta Instrucción). Con esas condiciones de ejecución, la dispersión de los resultados de los ensayos correspondientes al hormigón de obra es apreciable, por lo que es necesario conseguir en laboratorio una resistencia media bastante más elevada que la resistencia característica en obra, con objeto de que esta última sea realmente alcanzada. Como las dosificaciones que proporcionan los cuadros están calculadas a partir de la resistencia media de laboratorio, las condiciones de ejecución influyen notablemente en los valores resultantes.

Si se mejorasen las condiciones de ejecución, se obtendrían valores para la dosificación mucho más ventajosos al reducirse el valor de la resistencia media, que es necesario obtener en

laboratorio para conseguir la misma resistencia característica en obra. Pero no sería correcto preparar unos cuadros de dosificación para condiciones «buenas» o «muy buenas», porque tales condiciones suponen, precisamente, que los estudios previos son cuidadosos, es decir, que se realizan ensayos en laboratorio, con lo que los cuadros serían inoperantes.

Las siguientes fórmulas experimentales, que, a falta de otros datos (1) (tales como la clase de instalaciones de hormigonado, la calidad de la mano de obra, etc.) pueden utilizarse en los estudios previos como una primera aproximación para relacionar la resistencia media en laboratorio  $\sigma'_{bm}$  y la característica en obra  $\sigma'_{bk}$ , dan una clara idea de la desventaja que supone el trabajar en condiciones poco cuidadas:

- En condiciones medias :  $\sigma'_{bm} = 1,50 \sigma'_{bk} + 20 \text{ kg/cm}^2$ .
- En condiciones buenas :  $\sigma'_{bm} = 1,35 \sigma'_{bk} + 15 \text{ kg/cm}^2$ .
- En condiciones muy buenas:  $\sigma'_{bm} = 1,20 \sigma'_{bk} + 10 \text{ kg/cm}^2$ .

El cuadro siguiente, obtenido a partir de esas fórmulas, muestra cómo van variando los valores de  $\sigma'_{bm}$  y  $\sigma'_{bk}$  en los distintos casos:

Resistencia característica en obra $\sigma'_{bk}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia media necesaria en laboratorio $\sigma'_{bm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )		
	Condiciones medias	Condiciones buenas	Condiciones muy buenas
60	110	96	82
100	170	150	130
150	245	218	190
200	320	285	250
250	395	353	310
300	470	420	370

Todo lo dicho justifica que en los cuadros de dosificación que a continuación se incluyen se llegue, como máximo, a una resistencia característica de 180 kg/cm<sup>2</sup>. Para alcanzar valores apreciablemente más elevados, convendría mejorar las condiciones de ejecución y estudiar en laboratorio la dosificación adecuada, empleando incluso mas tamaños de áridos. La idea de que la forma más económica y técnicamente idónea de mejorar la resistencia del hormigón consiste en aumentar la dosis de cemento no es, ni mucho menos, cierta en todos los casos.

Interpretación de los cuadros.

Predecir la resistencia que va a tener un hormigón conociendo solamente su consistencia, la categoría del cemento, el tamaño máximo del árido y el origen de este último no puede hacerse más que de un modo aproximado, por las siguientes razones, todas ellas fáciles de comprender:

a) Uno de los factores de mayor influencia en la resistencia del hormigón es la cantidad de agua necesaria en cada caso para que la masa tenga una consistencia determinada. Pero esta cantidad de agua no depende sólo de los factores citados en el párrafo anterior, sino también de otros, tales como la forma de las piedras y granos de arena, la cantidad de finos que contiene ésta, el agua que puede absorber el árido, la que necesita cada cemento para la pasta de consistencia normal, las adiciones utilizadas, e incluso de otras causas ajenas a las características de los materiales, como son la temperatura y las condiciones del ambiente en el momento en que se amasa el hormigón.

b) El hecho de que un cemento sea de una categoría determinada indica únicamente que el fabricante se compromete, en lo que a resistencia se refiere, a que dicho cemento en el momento de su entrega al almacenista o al utilizador dé una resistencia en mortero normal que, como mínimo, sea la que figura para su categoría en el correspondiente pliego general de condiciones. Esto significa que es perfectamente lícito que, por ejemplo, con un conglomerante de la categoría 250 se obtenga una resistencia a veintiocho días, en mortero normal, variable entre 250 kg/cm<sup>2</sup> y 349 kg/cm<sup>2</sup>, lo cual puede traducirse en una variación importante de la resistencia del hormigón.

(1) Un constructor experimentado conoce muchos de estos datos y puede establecer la fórmula correspondiente a sus condiciones habituales de ejecución apoyándose en su experiencia. Esto le permitirá corregir convenientemente los cuadros de dosificación de este anejo y sacar más ventaja de ellos.

c) El mayor o menor cuidado con que se efectúe el proceso de fabricación del hormigón influye también de modo importante en su resistencia.

Cuando se trata de una fabricación cuidada, los áridos tienen en el momento de su empleo una humedad conocida; sus granulometrías se mantienen prácticamente constantes a lo largo del proceso de hormigonado; todos los materiales se dosifican en peso; la duración del amasado no varía, y, en fin, se toman todas las precauciones para asegurar en lo posible que, masa tras masa, el hormigón obtenido con los materiales y maquinaria de que concretamente se dispone no presentará oscilaciones grandes en su resistencia.

Pero cuando el proceso de hormigonado no se lleva a cabo con tanto rigor por no existir ni los medios adecuados para dosificar bien, ni una vigilancia constante de todos los factores antes enumerados, entonces el envejecimiento del cemento en la obra, tan variable con la duración del almacenamiento y la humedad del ambiente; la mayor o menor oscilación del agua contenida por los áridos y, en especial, por la arena; las variaciones en la granulometría de éstos; los errores en la dosificación de los materiales que deben formar parte de cada amasada, originados por los procedimientos de medida utilizados; las variaciones en la duración del amasado y otras cuestiones, hacen que la resistencia del hormigón obtenido en las distintas amasadas varíe sensiblemente.

d) Finalmente, la distinta adherencia de la pasta de cemento con los áridos, según la clase de éstos; el papel que juega el tipo de hormigonera utilizado, y otros factores que sería prolijo enumerar, son nuevas causas de incertidumbre a

la hora de predecir la resistencia que va a tener un hormigón del que se conocen tan sólo las cuatro variables consideradas en los cuadros.

El presente anejo, que, como queda dicho, está dedicado a la dosificación de hormigones en obras realizadas en las condiciones de ejecución menos favorables, dentro de las que se consideran en esta instrucción (que son las llamadas «medias»), debe considerarse, por tanto, como una tentativa de facilitar dicha dosificación en esas obras y no como un conjunto de datos a los que hay que atenerse siempre. Menos aún debe pensarse que empleando las dosis indicadas en los cuadros se obtendrá necesariamente en todos los casos la resistencia característica deseada.

Es decir, que las cifras que figuran en los cuadros que aparecen al final de este anejo, aunque en muchas ocasiones den, sin corrección alguna, buenos resultados, no son, ni pretenden ser, más que fórmulas de entrada, que ni eximen al constructor de modificarlas en el sentido que en cada caso resulte necesario ni, como es natural, pueden servirle de base para justificar los posibles perjuicios que pudieran derivarse del hecho de considerar dichas cifras como definitivas.

De todas formas, en la mayor parte de las obras a las que va destinado este anejo las correcciones necesarias no suelen ser tan importantes como para invalidar los datos que figuran en el mismo, especialmente si el constructor añade a ellos su buen juicio y las enseñanzas que le dicte su propia experiencia.

En general bastará realizar ciertas modificaciones, teniendo en cuenta las indicaciones del apartado que sigue.

#### Correcciones que deben introducirse.

Defecto que presenta el hormigón fabricado con arreglo a la dosificación dada en los cuadros	Forma en que se deben realizar las correcciones
1.º La consistencia obtenida es distinta a la prevista.	Se varía la cantidad de agua en lo que resulte necesario para que el hormigón tenga la consistencia deseada.
2.º Se observa que al hormigón le sobra o falta algo de arena.	Se varía el peso de arena en la cantidad que se juzgue necesaria y se modifica el de la grava de forma que se mantenga constante el peso del árido total.
3.º La resistencia característica obtenida es mayor o menor de la esperada.	Se determina la diferencia entre la resistencia obtenida y la esperada. Se corrige la primera columna del cuadro aumentando o disminuyendo, respectivamente, en dicha diferencia todos los valores de esa columna. Se entra en el cuadro corregido y se leen las dosis necesarias de cemento y áridos (o se calculan, si hace falta interpolar). Se conserva la dosis de agua empleada anteriormente.

Habrán ocasiones en las que no será uno solo el defecto que haya que corregir, sino varios. Otras veces, al corregir una de las variables se descorregirá otra. En todos estos casos será preciso ir aplicando sucesivamente las correcciones correspondientes hasta lograr un hormigón satisfactorio. Si, a pesar de

las correcciones, no se consigue obtener un resultado aceptable, deberá recurrirse a un laboratorio especializado en estas cuestiones, ya que las causas pueden ser muy complejas y quedar fuera del campo de aplicación de este anejo.



## CUADRO 1

## Cemento P-250.—Arido rodado

DOSIS NECESARIAS DE CADA COMPONENTE, EN KILOGRAMOS, PARA OBTENER UN METRO CÚBICO DE HORMIGÓN

Resistencia característica en obra kg/cm <sup>2</sup>	Consistencia adecuada para vibrar				Consistencia adecuada para picar con barra			
	Cemento	Agua	Arena	Grava	Cemento	Agua	Arena	Grava
<i>Tamaño máximo del árido: 20 mm.</i>								
60	230	180	680	1.360	265	205	650	1.300
90	290	180	665	1.330	330	205	630	1.260
120	350	180	650	1.300	400	205	610	1.220
150	400	180	630	1.260	—	—	—	—
180	—	—	—	—	—	—	—	—
<i>Tamaño máximo del árido: 40 mm.</i>								
60	210	160	700	1.400	240	185	680	1.360
90	250	160	690	1.360	300	185	660	1.320
120	310	160	675	1.350	360	185	640	1.280
150	360	160	665	1.330	—	—	—	—
180	—	—	—	—	—	—	—	—
<i>Tamaño máximo del árido: 80 mm.</i>								
60	180	140	730	1.460	210	165	700	1.400
90	220	140	720	1.440	260	165	685	1.370
120	270	140	710	1.420	320	165	670	1.340
150	320	140	695	1.390	370	165	655	1.310
180	380	140	685	1.370	—	—	—	—

## CUADRO 2

## Cemento P-250.—Arido machacado

DOSIS NECESARIAS DE CADA COMPONENTE, EN KILOGRAMOS, PARA OBTENER UN METRO CÚBICO DE HORMIGÓN

Resistencia característica en obra kg/cm <sup>2</sup>	Consistencia adecuada para vibrar				Consistencia adecuada para picar con barra			
	Cemento	Agua	Arena	Grava	Cemento	Agua	Arena	Grava
<i>Tamaño máximo del árido: 20 mm.</i>								
60	200	200	670	1.340	230	225	640	1.280
90	240	200	660	1.320	270	225	630	1.260
120	280	200	650	1.300	320	225	620	1.240
150	330	200	640	1.280	370	225	605	1.210
180	370	200	625	1.250	—	—	—	—
<i>Tamaño máximo del árido: 40 mm.</i>								
60	180	180	700	1.400	210	205	665	1.360
90	220	180	685	1.370	250	205	655	1.310
120	250	180	675	1.350	290	205	645	1.290
150	290	180	665	1.330	340	205	630	1.260
180	330	180	655	1.310	380	205	620	1.240
<i>Tamaño máximo del árido: 80 mm.</i>								
60	160	160	720	1.440	190	185	690	1.380
90	190	160	710	1.420	220	185	680	1.360
120	230	160	700	1.400	260	185	670	1.340
150	260	160	690	1.380	300	185	660	1.320
180	290	160	680	1.360	340	185	645	1.290

## CUADRO 3

## Cemento P-350.—Arido rodado

DOSIS NECESARIAS DE CADA COMPONENTE, EN KILOGRAMOS, PARA OBTENER UN METRO CÚBICO DE HORMIGÓN

Resistencia característica en obra kg/cm <sup>2</sup>	Consistencia adecuada para vibrar				Consistencia adecuada para picar con barra			
	Cemento	Agua	Arena	Grava	Cemento	Agua	Arena	Grava
<i>Tamaño máximo del árido: 20 mm.</i>								
60	200	180	690	1.380	230	205	660	1.320
90	240	180	680	1.360	280	205	645	1.290
120	290	180	670	1.340	330	205	630	1.260
150	330	180	655	1.310	370	205	615	1.230
180	370	180	645	1.290	—	—	—	—
<i>Tamaño máximo del árido: 40 mm.</i>								
60	175	160	715	1.430	200	185	685	1.370
90	220	160	700	1.400	250	185	670	1.340
120	250	160	690	1.380	290	185	655	1.310
150	290	160	680	1.360	340	185	645	1.290
180	330	160	670	1.340	380	185	630	1.260
<i>Tamaño máximo del árido: 80 mm.</i>								
60	155	140	740	1.480	180	165	710	1.420
90	190	140	730	1.460	220	165	700	1.400
120	220	140	720	1.440	260	165	690	1.380
150	260	140	710	1.420	300	165	675	1.350
180	290	140	700	1.400	340	165	665	1.330

## CUADRO 4

## Cemento P-350.—Arido machacado

DOSIS NECESARIAS DE CADA COMPONENTE, EN KILOGRAMOS, PARA OBTENER UN METRO CÚBICO DE HORMIGÓN

Resistencia característica en obra kg/cm <sup>2</sup>	Consistencia adecuada para vibrar				Consistencia adecuada para picar con barra			
	Cemento	Agua	Arena	Grava	Cemento	Agua	Arena	Grava
<i>Tamaño máximo del árido: 20 mm.</i>								
60	175	200	680	1.360	200	225	650	1.300
90	210	200	670	1.340	230	225	640	1.280
120	240	200	660	1.320	270	225	630	1.260
150	270	200	650	1.300	310	225	620	1.240
180	300	200	640	1.280	340	225	610	1.220
<i>Tamaño máximo del árido: 40 mm.</i>								
60	160	180	700	1.400	180	205	675	1.350
90	190	180	695	1.390	210	205	665	1.330
120	220	180	685	1.370	250	205	655	1.310
150	245	180	675	1.350	280	205	645	1.290
180	270	180	670	1.340	310	205	635	1.270
<i>Tamaño máximo del árido: 80 mm.</i>								
60	—	—	—	—	160	185	695	1.300
90	165	160	715	1.430	190	185	690	1.280
120	190	160	710	1.420	220	185	680	1.260
150	220	160	700	1.400	250	185	670	1.240
180	240	160	695	1.390	280	185	665	1.230

## CUADRO 5

## Cemento P-450.—Arido rodado

DOSIS NECESARIAS DE CADA COMPONENTE, EN KILOGRAMOS, PARA OBTENER UN METRO CÚBICO DE HORMIGÓN

Resistencia característica en obra kg/cm <sup>2</sup>	Consistencia adecuada para vibrar				Consistencia adecuada para picar con barra			
	Cemento	Agua	Arena	Grava	Cemento	Agua	Arena	Grava
<i>Tamaño máximo del árido: 20 mm.</i>								
60	180	180	695	1.390	200	205	665	1.330
90	215	180	685	1.370	245	205	655	1.310
120	250	180	675	1.350	290	205	645	1.290
150	290	180	665	1.360	330	205	630	1.260
180	325	180	655	1.310	370	205	620	1.240
<i>Tamaño máximo del árido: 40 mm.</i>								
60	160	160	720	1.440	180	185	690	1.380
90	190	160	710	1.420	220	185	680	1.360
120	225	160	700	1.400	260	185	670	1.340
150	255	160	690	1.380	300	185	660	1.320
180	290	160	685	1.370	330	185	650	1.300
<i>Tamaño máximo del árido: 80 mm.</i>								
60	—	—	—	—	165	165	715	1.430
90	170	140	735	1.470	200	165	705	1.410
120	195	140	725	1.450	230	165	695	1.390
150	225	140	720	1.440	265	165	685	1.370
180	250	140	710	1.420	300	165	675	1.350

## CUADRO 6

## Cemento P-450.—Arido machacado

DOSIS NECESARIAS DE CADA COMPONENTE, EN KILOGRAMOS, PARA OBTENER UN METRO CÚBICO DE HORMIGÓN

Resistencia característica en obra kg/cm <sup>2</sup>	Consistencia adecuada para vibrar				Consistencia adecuada para picar con barra			
	Cemento	Agua	Arena	Grava	Cemento	Agua	Arena	Grava
<i>Tamaño máximo del árido: 20 mm.</i>								
60	170	200	630	1.360	185	225	655	1.310
90	190	200	675	1.360	215	225	650	1.300
120	220	200	670	1.340	250	225	645	1.290
150	250	200	655	1.310	280	225	630	1.260
180	275	200	645	1.290	310	225	620	1.240
<i>Tamaño máximo del árido: 40 mm.</i>								
60	150	180	705	1.410	170	205	675	1.350
90	170	180	700	1.400	195	205	665	1.330
120	200	180	695	1.390	225	205	660	1.320
150	225	180	685	1.370	255	205	650	1.300
180	245	180	675	1.350	280	205	645	1.290
<i>Tamaño máximo del árido: 80 mm.</i>								
60	—	—	—	—	150	185	700	1.400
90	155	160	720	1.440	180	185	690	1.380
120	175	160	715	1.430	205	185	680	1.360
150	200	160	710	1.420	230	185	675	1.350
180	220	160	705	1.410	250	185	665	1.330

ANEJO 5

Método de cálculo simplificado del momento tope

CAPITULO I. PLANTRAMIENTO TEORICO GENERAL (1)

1. INTRODUCCIÓN.

En este apartado 1 se prescinde de los coeficientes de seguridad, que serán introducidos oportunamente. Esto es así por exponerse el cálculo según una teoría general, que sólo debe recibir el concepto de seguridad al emplearla en su aplicación práctica.

Este método de cálculo corresponde a la distribución rectangular en el hormigón y diagrama bilineal en el acero.

1.1. Determinación del tipo de rotura.

El agotamiento de una sección puede producirse por fallo del hormigón comprimido o por fallo de la armadura en tracción. La simultaneidad de ambos tipos de agotamiento se alcanza para una cierta cuantía, a la que corresponde un cierto valor de la profundidad «y» del diagrama de compresiones. A ese valor se le denomina «valor límite», y se expresa en

forma relativa por:  $\left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$

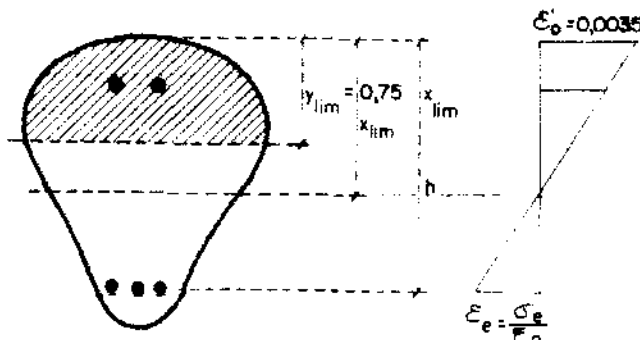


FIGURA A.5.1

Siempre que:

$$\frac{y}{h} \leq \left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$$

la rotura se produce por fallo de la armadura de tracción. Y cuando:

$$\frac{y}{h} > \left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$$

la rotura se produce por fallo del hormigón comprimido.

(1) La lectura de este capítulo no es precisa para afectar la aplicación práctica del método.

El valor de  $\left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$

se obtiene fácilmente de la ecuación de compatibilidad de deformaciones (figura A.5.1), puesto que corresponde a un acortamiento en el hormigón de valor  $\epsilon'_0 = 0,0035$  y a un alargamiento en el acero igual al correspondiente a su escalón de relajamiento

$$\epsilon'_0 = \frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_e}{2.100.000} \quad \text{Por tanto: } \left(\frac{x}{h}\right)_{lim} = \frac{\epsilon'_0}{\epsilon'_0 + \epsilon_e} = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_e}{2.100.000 \times 0,0035}}$$

y como  $\nu = 0,75 x$  resulta

$$\left(\frac{y}{h}\right)_{lim} = \frac{0,75}{1 + 1,36 \cdot 10^{-4} \cdot \sigma_e} \quad (\sigma_e \text{ en kg/cm}^2) \quad [1]$$

expresión válida para cualquier sección

El valor de  $\frac{y}{h}$  se deduce de la condición de equilibrio de

tuerzas. En el caso más general de flexión compuesta figura A.5.2 y prescindiendo por ahora de la hipótesis del momento tope, que más adelante se considera esa condición se escribe:

$$N = \sigma_{bk} \int b dy = A \sigma_a + A' \sigma'_a \quad [2]$$

expresión válida siempre que la armadura A de tracción alcance efectivamente su límite elástico  $\sigma_a$ .

Por otra parte, y según se indica más adelante, se considera que la armadura A' en compresión trabaja siempre a su límite elástico

Si se establece como convenio:

$$\int_a^y b dy = b_{eq} \cdot y$$

siendo  $b_{eq}$  la anchura ficticia de una sección rectangular equivalente a la sección considerada, resulta inmediato deducir la profundidad relativa del diagrama de compresiones en el hormigón.

$$\frac{y}{h} = \frac{N + A \cdot \sigma_a - A' \cdot \sigma'_a}{\sigma_{bk} \cdot b_{eq} \cdot h} \quad [3]$$

Basta, pues, comparar el valor [3] con el valor [1] para determinar si la rotura se producirá o no por fallo de la armadura de tracción.

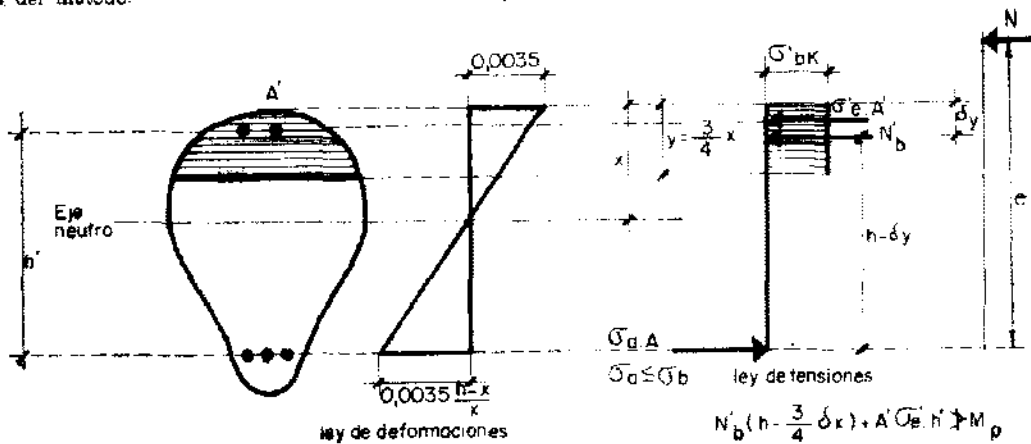


FIGURA A.5.2

1.2. Expresión de las ecuaciones de equilibrio.

La ecuación de equilibrio de momentos, figura A.5.2, se escribe así:

$$N \cdot e = \sigma'_{bk} \int_0^y b(h-y) dy + A' \cdot \sigma'_s \cdot h' \quad [4]$$

expresión que resulta de tomar momentos con respecto al c. de g. de la armadura de tracción. Otra forma más cómoda de expresar este equilibrio es:

$$N \cdot e = \sigma'_{bk} \cdot b_m \cdot y (h - \delta y) + A' \cdot \sigma'_s \cdot h$$

siendo  $\delta$  la ordenada relativa, medida respecto al borde más comprimido de la sección del centro de gravedad del área de compresiones en el hormigón.

Esta ecuación de equilibrio de momentos, unida a la de equilibrio de fuerzas [3] anteriormente obtenida, resuelve el cálculo de la sección. Pero debe tenerse en cuenta que la última ecuación mencionada, es decir, la [3], es válida tan sólo cuando  $\frac{y}{h}$

resulta igual o menor que  $\left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$ . Si resultase mayor sería necesario introducir una tercera ecuación, la de compatibilidad de deformaciones, ya que en tal caso la armadura A no alcanzaría su límite elástico en el momento de la rotura de la sección, sino una tensión menor desconocida  $\sigma_s$ .

Por tanto:

Si resulta  $\frac{y}{h} \leq \left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$ , la sección se puede calcular mediante las ecuaciones:

$$\begin{cases} \frac{y}{h} = \frac{N + A \cdot \sigma_s - A' \cdot \sigma'_s}{\sigma'_{bk} \cdot b_m \cdot h} & [3] \text{ (válida si resulta } \frac{y}{h} \leq \left(\frac{y}{h}\right)_{lim} \\ M = N \cdot e = \sigma'_{bk} \cdot b_m \cdot h^2 \cdot \frac{y}{h} \left(1 - \delta \frac{y}{h}\right) + A' \cdot \sigma'_s \cdot h' & [5] \end{cases}$$

Si resulta  $\frac{y}{h} > \left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$ , el sistema que resuelve el cálculo de la sección es el siguiente:

$$\begin{cases} \frac{y}{h} = \frac{0,75 \times 0,0035}{0,0035 + \frac{\sigma_s}{2.100,000}} \quad (\sigma_s \text{ en kg/cm}^2) & [6] \\ \text{(válida si resulta } \frac{y}{h} > \left(\frac{y}{h}\right)_{lim} \\ N = \sigma'_{bk} \cdot b_m \cdot y - A \cdot \sigma_s + A' \cdot \sigma'_s & [7] \\ M = N \cdot e = \sigma'_{bk} \cdot b_m \cdot h^2 \cdot \frac{y}{h} \left(1 - \delta \frac{y}{h}\right) + A' \cdot \sigma'_s \cdot h' & [5] \end{cases}$$

En este caso en que la rotura se produce por deficiencia del hormigón existe una nueva incógnita que es la tensión  $\sigma_s$  del acero en tracción.

No obstante, el problema se simplifica en la mayoría de los casos al introducir una hipótesis no considerada hasta ahora: la existencia del momento tope.

1.3. Momento tope.

De acuerdo con las hipótesis del apartado 3.2 de la Instrucción, una sección de hormigón armado no puede resistir un momento superior al «momento tope», cuyo valor es:

$$M_p = 0,70 \sigma'_{bk} \int_0^y b(h-y) dy + A' \cdot \sigma'_s \cdot h' \quad [8a]$$

El valor del momento tope se alcanza para una cierta profundidad  $\left(\frac{y}{h}\right)_p$  del diagrama de compresiones en el hormigón. Esa profundidad se obtiene igualando la expresión general [4] del momento a la expresión [8a], con lo que resulta:

$$\sigma'_{bk} \int_0^y b(h-y) dy = 0,70 \sigma'_{bk} \int_0^h b(h-y) dy$$

De esta igualdad se obtiene  $\left(\frac{y}{h}\right)_p$ .

Para efectuar el cálculo de una sección se utilizarán unas u otras formulas, según resulte el valor de  $\frac{y}{h}$ , en comparación con los valores de  $\left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$  y de  $\left(\frac{y}{h}\right)_p$ .

El caso más sencillo y también el más frecuente es aquel en que se verifica  $\left(\frac{y}{h}\right)_p \leq \left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$ . En este caso la ecuación [2] proporciona el valor de  $\frac{y}{h}$ , que debe compararse con los dos de referencia  $\left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$  y  $\left(\frac{y}{h}\right)_p$ . A este caso corresponden las secciones rectangulares y en T, armadas con acero de  $\sigma_s \leq 5.000 \text{ kg/cm}^2$ .

Caso menos frecuente y en ocasiones más complicado es aquel en que se verifica  $\left(\frac{y}{h}\right)_p > \left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$ , correspondiente a secciones del tipo T invertida, armadas con acero de límite elástico elevado. En este caso, si el valor  $\frac{y}{h}$  obtenido de la ecuación [3] resulta mayor que  $\left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$ , dicha ecuación [3] no es válida y conviene entonces comparar valores de N, en vez de valores de y, para poder conocer el estado de la sección. Dicha comparación es válida porque los valores de N y los de y se mueven en el mismo sentido, a igualdad de las restantes variables. De acuerdo con ello se define  $N_p$  como aquel valor de N que corresponde a una profundidad del rectángulo de compresiones igual a  $Y_p$ :

$N_p = \sigma'_{bk} \int_0^{Y_p} b dy + A' \sigma'_s - A \sigma_s$

expresión en la que  $\sigma_s$  tiene un valor que puede obtenerse de [6] haciendo  $y = y_p$ . Dicho valor es:

$$\sigma_s = 7,360 \left( \frac{0,75}{\left(\frac{y}{h}\right)_p} - 1 \right) (\sigma_s \text{ en kg/cm}^2)$$

En cualquiera de los dos casos indicados, es decir, cualquiera que sea el sentido de la desigualdad entre  $\left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$  y  $\left(\frac{y}{h}\right)_p$ , siempre que resulte  $\frac{y}{h} \geq \left(\frac{y}{h}\right)_p$ , o lo que es equivalente

siempre que resulte  $\frac{y}{h} \geq \left(\frac{y}{h}\right)_p$ , o lo que es equivalente

$N \geq N_p$ , el momento permanece invariable e igual al dado por [8a]. Por otra parte la expresión [8a] es el valor del momento que corresponde al caso de compresión uniforme, sobre todo el canto útil (es decir, al caso en que ambas armaduras se encuentran en compresión al límite elástico y el hormigón está sometido a una tensión uniforme, de compresión igual  $0.7 \sigma'_{bk}$ , extendida a todo el canto útil). Por tanto, en los casos de grandes profundidades de la fibra neutra, es decir, cuando

$$\frac{y}{h} > \left(\frac{y}{h}\right)_p \text{ deberá verificarse}$$

$$N \leq 0.70 \sigma'_{bk} \int_0^h b dy + A \cdot \sigma'_a + A' \cdot \sigma'_c \quad [8b]$$

Con todo lo expuesto hasta aquí se está en condiciones de resolver cualquier sección sometida a una fuerza  $N$ , actuando con cualquier excentricidad.

1.4. Resumen.

Se calcularán  $\left(\frac{y}{h}\right)_p$ ;  $\left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$ , y con la fórmula [3]  $\frac{y}{h}$ .

A) Si resulta  $\left(\frac{y}{h}\right)_p \leq \left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$ , deben considerarse dos

casos:

A.1)  $\frac{y}{h} < \frac{y}{h}_p$

El sistema [3] [5] soluciona este caso.

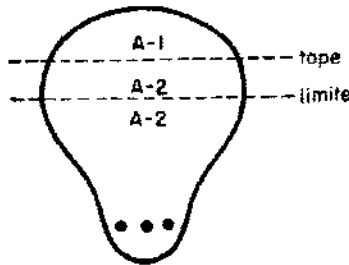


FIGURA A.5.3

A.2)  $\frac{y}{h} \geq \left(\frac{y}{h}\right)_p$

La ecuación [8a], con la limitación [8b], soluciona este caso.

B) Si resulta  $\left(\frac{y}{h}\right)_p > \left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$

deben considerarse los casos siguientes:

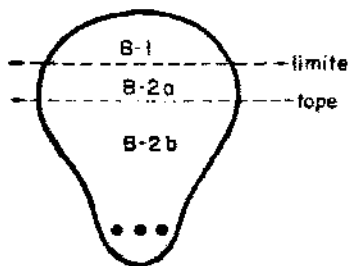


FIGURA A.5.4

B.1)  $\frac{y}{h} \leq \left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$

El sistema [3] [5] soluciona este caso.

B.2)  $\frac{y}{h} > \left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$

B.2a)  $N < N_p$

En este caso debe recurrirse al sistema [6] [7] [5].

B.2b)  $N \geq N_p$

La ecuación [8a], con la limitación [8b], soluciona este caso.

CAPITULO II. APLICACION PRACTICA DEL METODO

2. OBSERVACIONES PREVIAS PARA LA APLICACIÓN PRÁCTICA DEL MÉTODO.

2.1. Introducción de la seguridad.

En las fórmulas del capítulo I anterior se han considerado las resistencias de los materiales y los valores de las solicitaciones, sin introducir coeficiente de seguridad; es decir, que tales fórmulas corresponden a las condiciones reales de rotura de las secciones. En los apartados 3 y 4 siguientes, donde se resuelven las secciones rectangulares y en T, se ofrecen las fórmulas prácticas de cálculo, que incluyen ya los coeficientes de mayoración y minoración correspondientes a las solicitaciones y a los materiales, respectivamente; es decir, se sustituye:

- $\sigma'_{bk}$  por  $\sigma'_b$ \*
- $\sigma'_a$  por  $\sigma'_a$ \*
- $\sigma'_c$  por  $\sigma'_c$ \*
- $N$  por  $N^*$

Las mencionadas fórmulas prácticas de cálculo se agrupan en dos familias distintas: unas corresponden a dimensionamiento de secciones y otras a comprobación. Si se utilizan las primeras es, por supuesto, innecesario comprobar después la sección así dimensionada.

2.2. Notación y convenio de signos.

El significado de los símbolos de la notación utilizada en los apartados 3, 4 y 5 siguientes puede consultarse en el anexo 1 de esta Instrucción. En particular, conviene recordar aquí el concepto de «capacidad mecánica» de una armadura, que se define como el producto de su sección por la resistencia de cálculo del acero en tracción o en compresión, según corresponda al trabajo de la armadura. Las capacidades mecánicas se designan por la letra U, reservándose la letra V para representar un concepto análogo, pero aplicado al hormigón:

- $U = A \cdot \sigma'_a$  = capacidad mecánica de la armadura de tracción. Por brevedad se designa a veces también por U a la propia armadura (1).
- $U' = A' \cdot \sigma'_c$  = capacidad mecánica de la armadura de compresión o más comprimida. Por brevedad se designa a veces también por U' a la propia armadura.
- $V = \sigma'_b \cdot b \cdot h$  = capacidad mecánica de la sección útil de hormigón, en sección rectangular.
- $V_t = \sigma'_b \cdot b \cdot h_t$  = capacidad mecánica de la sección total de hormigón, en sección rectangular.

La fuerza  $N^*$  exterior actuante se considera como positiva si es de compresión y como negativa si es de tracción.

Dada una sección sometida a una fuerza  $N^*$ , se designará por U la armadura más alejada del borde comprimido (o del más comprimido si los dos lo están) y por U' a la otra. Con esto quedan definidas las magnitudes  $h$  (canto útil) y  $e$  (excentricidad de la fuerza  $N^*$  con respecto al c. de g. de la armadura U). En cuanto al signo de  $e$ , será positivo si la fuerza  $N^*$  y el borde más comprimido caen al mismo lado de U, y será negativo si caen a lado distinto.

(1) Para aquellos estados de sollicitación en los que la armadura U trabaja en compresión, la capacidad mecánica aplicable no es  $A \cdot \sigma'_a$  sino  $A \cdot \sigma'_c$ . Esta última expresión es la que se utiliza—en lugar de U—en las fórmulas de los capítulos siguientes para tales casos. Naturalmente para aquellos aceros en los que  $\sigma'_c \leq 4.000$  kilogramos/centímetro cuadrado (valor límite máximo admitido en esta Instrucción para  $\sigma'_c$ ) los valores de  $\sigma'_a$  y  $\sigma'_c$  son idénticos.

Con estas convenciones (figura A.5.5) el producto  $N^*e$  siempre será positivo (2).

Puede ocurrir que, por ser la fuerza  $N^* > 0$  y actuar relativamente centrada en la sección, no se sepa de antemano cuál sea el borde más comprimido. En tal caso de adoptará como tal cualquiera de ellos, a reserva de comprobar en el momento

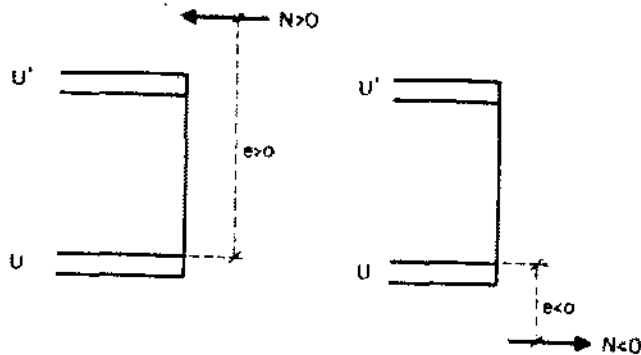


FIGURA A.5.5

oportuno que la elección ha sido acertada. Esta comprobación de borde, que se estudia más adelante, no siempre resulta necesaria, por lo que en el cuerpo de fórmulas del apartado tercero se avisa en cada uno de los casos en que es imprescindible hacerla.

2.3. Campo de validez de las fórmulas.

Las fórmulas de los apartados 3, 4 y 5 siguientes son válidas cuando se emplea acero de límite elástico característico no superior a 5000 kg/cm<sup>2</sup>, y dicho acero posee escalón de relajamiento. Estas fórmulas corresponden a la teoría general del momento tope. Si el acero no posee escalón de relajamiento, las citadas fórmulas son igualmente aplicables, admitiendo que el diagrama de cálculo del acero tiene el segundo tramo horizontal, a la altura del límite elástico convencional. Para aprovechar algo mejor estos últimos aceros (utilizando el segundo tramo ascendente de su diagrama tensión-deformación), así como para resolver los casos en los que  $\sigma_s > 5000$  kg/cm<sup>2</sup> habría que acudir a la ecuación de compatibilidad de deformaciones (ecuación [6] del apartado 1 anterior).

En las fórmulas de los apartados siguientes se supone también que la distancia  $d'$  del centro de gravedad de la armadura de compresión a la fibra extrema más comprimida, no es superior al 20 por 100 del canto útil, con lo que dicha armadura trabaja siempre a su límite elástico. Si no fuera así, habría que corregir las fórmulas encontrando la tensión en la armadura de compresión por medio de la ecuación de compatibilidad de deformaciones.

Conviene recordar, por último, las siguientes prescripciones establecidas en el articulado de esta Instrucción:

- 1.º La resistencia de cálculo del acero en compresión está limitada superiormente por el valor  $\sigma'_s = 4.000$  kg/cm<sup>2</sup>.
- 2.º La resistencia de cálculo del hormigón en las piezas hormigonadas verticalmente debe reducirse en un 10 por 100.

2.4. Observación final.

La lectura de este subapartado no es necesaria para la aplicación práctica del método. Se trata simplemente de una aclaración encaminada a salvar ciertas anomalías de orden lógico, que podrían presentarse al calculista en alguna ocasión especial.

Al emplear las fórmulas de los apartados que siguen puede obtenerse en algún caso particular, poco frecuente, el resultado aparentemente absurdo de que, a igualdad de las restantes variables, secciones con más armadura de compresión se agotan antes que otras de armadura de compresión menor.

La explicación de este hecho reside en que las fórmulas se han obtenido considerando siempre la colaboración total de la armadura  $U'$  aun cuando su recubrimiento no esté comprimido por entero según la teoría del momento tope. En rigor,

debería procederse al contrario, es decir, la armadura no debería contarse en el cálculo más que cuando la totalidad de su recubrimiento esté en compresión. Si se procede de esta última forma, no se llega a la paradoja indicada en el párrafo anterior.

No obstante, se ha seguido el primero de los criterios enunciados porque conduce a fórmulas más sencillas. Y como la diferencia entre los valores numéricos que se obtienen con uno y otro procedimiento es muy pequeña, las fórmulas de los apartados 3, 4 y 5 siguientes son utilizables en todos los casos, sin ninguna reserva.

CAPITULO III. SECCION RECTANGULAR

3. FÓRMULAS PARA SECCIÓN RECTANGULAR CON ACERO DE  $\sigma_s \leq 5.000$  KILOGRAMOS/CENTÍMETRO CUADRADO.

En secciones rectangulares armadas con acero de  $\sigma_s \leq 5.000$  kilogramos por centímetro cuadrado se verifica siempre

$$\left(\frac{y}{h}\right)_p = 0.45 \leq \left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$$

por lo que se está en el caso A del subapartado 1.4 de este anejo.

3.1. Flexión simple sin armadura de compresión.

3.1.1. Dimensionamiento.

Armadura de tracción necesaria con  $M^* \leq 0.35 V \cdot h$  [9] (si fuese  $M^* > 0.35 V \cdot h$ , sería necesaria armadura de compresión).

Fórmula exacta:  $U = V \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \frac{M^*}{Vh}} \right)$

Fórmula aproximada para la aplicación:

$$U = 0.97 \frac{M^*}{h} \left( 1 + \frac{M^*}{Vh} \right) \leq 0.04 V$$

Para  $M^* = 0.35 V \cdot h$  resulta  $U = 0.45 V$  [10]

El método simplificado del momento tope sólo exige armadura de compresión para momentos elevados  $M^* > 0.36 V \cdot h$ , es decir, para zonas del hormigón comprimido demasiado grandes.

No obstante, es aconsejable, de no poder aumentar las dimensiones de la pieza, disponer armaduras de compresión para momentos algo inferiores al indicado, con objeto de prever el efecto de las cargas lentas, ya que el método del momento tope sólo tiene en cuenta dicho efecto para profundidades muy grandes de la fibra neutra real ( $x > 2 h/3$ , en secciones rectangulares).

Canto mínimo:

$$h_{min} = \sqrt{\frac{M^*}{0.35 \sigma'_s \cdot b}} \quad \text{cuando } b \text{ es dato} \quad [11]$$

$$h_{min} = \sqrt[3]{\frac{M^*}{0.35 \sigma'_s} \cdot \left(\frac{h}{b}\right)} \quad \text{cuando } \frac{h}{b} \text{ es dato} \quad [12]$$

3.1.2. Comprobación.

Siendo  $M_u$  el momento de agotamiento, debe ser:

$$M^* \leq M_u = U \left( 1 - \frac{U}{2V} \right) h$$

entrando en ella con  $U \geq 0.45 V$  [13]

debiéndose verificar la condición de armadura mínima

$$U \geq 0.04 V$$

Para  $U \geq 0.45 V$  la fórmula [13] da  $M_u = 0.35 V \cdot h$  (momento tope).

(2) Se exceptúa el caso de fuerza de tracción ( $N^* < 0$ ) actuando entre las dos armaduras. Este caso de tracción simple o compuesta se resuelve en el artículo 35 de la Instrucción.

3.2. Flexión simple con armadura de compresión.

3.2.1. Dimensionamiento.

La armadura  $U'$  debe cumplir la condición:

$$U' \geq \frac{M^* - 0,35 V h}{h} \quad [14]$$

Caso A: La armadura  $U'$  es dada.

Se comprobará la relación [14]. La armadura de tracción vale:

Fórmula exacta:

$$U = V \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \frac{M^* - U' h'}{V \cdot h}} \right) + U' \leq 0,04 V$$

Fórmula aproximada:

$$U = 0,97 \frac{M^* - U' h'}{h} \left( 1 + \frac{M^* - U' h'}{V \cdot h} \right) + U' \leq 0,04 V \quad [15]$$

En estas fórmulas debe entrarse con  $U' \geq \frac{M^*}{h'}$ . Si fuese

$U' > \frac{M^*}{h'}$  (exceso de armadura  $U'$ ) resultaría:

$$U = \frac{M^*}{h'} \leq 0,04 V \quad [16]$$

Si fuese  $U' = \frac{M^* - 0,35 V \cdot h}{h'}$  (máximo aprovechamiento del

hormigón) resultaría:

$$U = 0,45 V + U' \quad [17]$$

Caso B: La armadura  $U'$  no es dada.

Si fuese  $M^* \leq 0,35 V \cdot h$ , la armadura de compresión no sería necesaria. Deberá hacerse  $U' = 0$  y entrar en el apartado 3.1.

Si fuese  $M^* > 0,35 V \cdot h$ , se aprovecharía el hormigón al máximo haciendo:

$$U' = \frac{M^* - 0,35 V h}{h'}; \quad U = 0,45 V + U'$$

3.2.2. Comprobación.

Siendo  $M_u$  el momento de agotamiento debe ser:

$$M^* \leq M_u = (U - U') \left( 1 - \frac{U - U'}{2 V} \right) h + U' h' \quad [18]$$

entrando en ella con:  $\begin{cases} U' > U \\ U > 0,45 V + U' \end{cases}$

debiéndose verificar además la condición de armadura mínima  $U \geq 0,04 V$ .

Para  $U \geq U$  (exceso de armadura de compresión) la fórmula [18] da  $M_u = U h'$  con la condición  $U \geq 0,04 V$ .

Para  $U = 0,45 V + U'$  (máximo aprovechamiento del hormigón) la fórmula [18] da  $M_u = 0,35 V \cdot h + U' \cdot h'$ . [19]

El mismo valor [19] resultaría para  $U > 0,45 V + U'$  (exceso de armadura de tracción).

3.3. Compresión simple.

La compresión simple se resuelve en el artículo 34 de la Instrucción. La fórmula [1] de dicho artículo es aplicable solamente cuando la fuerza exterior  $N^*$  actúa en el baricentro plástico de la sección, es decir, cuando se cumple la relación

$$e = e_0 = \frac{0,36 V \cdot h (1 - \rho^2) + U' \cdot h'}{0,7 V_s + A \cdot \sigma_s' + U'} = \frac{0,35 V h + U' \cdot h'}{0,7 V_s + A \cdot \sigma_s' + U'} \quad [20]$$

Debe observarse que el denominador de la fórmula [20] es el mismo término que aparece en la fórmula [1] del aparta-

do 34.2 de la Instrucción, ya que el factor  $A'$  de la fórmula [1] significa el área total de la sección transversal de todas las armaduras longitudinales; dicho factor aparece desdoblado en la fórmula [20].

3.4. Comprobación de borde.

Si no se cumple la relación [20], la compresión no es simple, sino compuesta, y debe resolverse dentro de la teoría general del momento tope, con las fórmulas de los apartados que siguen.

Cuando la fuerza  $N^*$  actúa sensiblemente centrada en la sección y no es posible conocer de antemano cuál es el borde más comprimido (casos de dimensionamiento, en los que alguna de las armaduras es desconocida), debe adoptarse como tal uno cualquiera de los bordes, a reserva de comprobar posteriormente que la elección ha sido acertada. Dicha comprobación es la siguiente:

La elección inicialmente hecha de borde más comprimido será correcta si se verifica  $e \geq e_b$ , siendo  $e_b$  el valor [20] que corresponde a la excentricidad del baricentro plástico. Si no se verifica  $e \geq e_b$ , el borde más comprimido es el opuesto al que se eligió inicialmente.

En los apartados siguientes se avisa en cada uno de los casos en los que es obligado hacer la comprobación de borde.

3.5. Flexión y compresión compuestas.

3.5.1. Dimensionamiento.

La armadura  $U'$  debe cumplir  $U' \geq U_n$ , siendo  $U_n$  el mayor de los tres valores siguientes:

$$0 \quad 0,05 N^* \quad U_n = \frac{N^* \cdot e - 0,35 V \cdot h}{h'}$$

(en rigor, el valor  $0,05 N^*$  es de obligada consideración tan sólo en compresión compuesta, pudiendo prescindirse de él en flexión compuesta).

Caso A: La armadura  $U'$  es dada.

$$1.^\circ \quad N^* - U' \geq 0,7 V$$

Se trata de un caso de compresión compuesta. La armadura  $U$  trabaja en compresión y su capacidad mecánica será, por tanto,  $A \cdot \sigma_s'$ .

Se comprueba:  $U' \geq U_n$ .

y se hace:  $A \cdot \sigma_s' = N^* - 0,7 V - U' \leq 0,05 N^* \quad [21]$

Si fuese  $U' > U_n$ , habría que hacer comprobación de borde (fórmula [20]) citada en el apartado 3.4).

$$2.^\circ \quad N^* - U' \leq 0,45 V$$

Se trata de un caso de flexión compuesta. La armadura  $U$  trabaja en tracción. Puede prescindirse de la limitación  $U' \geq 0,05 N^*$ .

Se comprueba:  $U' \geq U_n$  y se hace:

Fórmula exacta:

$$U = V \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \frac{N^* \cdot e - U' \cdot h'}{V \cdot h}} \right) + U' - N^* \leq 0,04 V$$

Fórmula aproximada:

$$U = 0,97 \frac{N^* \cdot e - U' \cdot h'}{h} \left( 1 + \frac{N^* \cdot e - U' \cdot h'}{V \cdot h} \right) + U' - N^* \leq 0,04 V \quad [22]$$

En la fórmula [22] debe entrarse con  $U' \geq \frac{N^* \cdot e}{h}$ .

Si fuese  $U > \frac{N^* \cdot e}{h}$  (exceso de armadura  $U$ ) resultaría:

$$U = \frac{N^* \cdot e - h}{h'} \leq 0,04 V \quad [23]$$

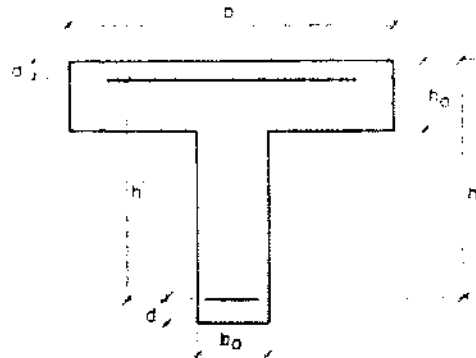


CAPITULO IV SECCION EN T

4. FÓRMULAS PARA SECCIÓN EN T CON ACERO DE  $\sigma_s \leq 5.000$  KILOGRAMOS/CENTÍMETRO CUADRADO.

4.1. Planteamiento general.

El estudio de la sección en T se reduce al de la sección rectangular en todos los casos, y en muchos de ellos resulta más sencillo. En efecto:



A) En una sección en T armada con cualquier tipo de acero, el valor

$$\left( \frac{y}{h} \right)$$

es menor que el correspondiente a una sección rectangular de anchura  $b$  y canto útil  $h$ , armada con el mismo acero. Por tanto, la necesidad de recurrir a la ecuación de compatibilidad de deformaciones para encontrar el valor de la tensión de la armadura de tracción (caso B.2.a del subapartado 1.4 de este anejo) se presenta en menos ocasiones en las secciones en T, y, naturalmente, no se presenta nunca con aceros de  $\sigma_s \leq 5.000$  kilogramos por centímetro cuadrado.

En lo sucesivo se supone  $\sigma_s \leq 5.000$  kg/cm<sup>2</sup>.

B) Si la profundidad de la zona comprimida de hormigón es menor o igual que el espesor de la cabeza de la sección, es decir, si:

$$\frac{y}{h} \leq \frac{h_0}{h} \tag{32}$$

la sección se comporta como una rectangular de anchura  $b$  y canto  $h$ , pudiendo utilizarse las ecuaciones correspondientes expuestas en el apartado 3 anterior, pero teniendo en cuenta que el valor del momento tope es diferente, dada la forma de la sección.

C) Si la profundidad de la zona comprimida de hormigón es mayor que el espesor de la cabeza de la sección (caso poco frecuente en flexión simple, pues corresponde a secciones fuertemente armadas), es decir, si:

$$\frac{y}{h} > \frac{h_0}{h} \tag{33}$$

la sección en T puede reducirse, para su cálculo, a una sección rectangular (salvo para calcular el valor del momento tope, que debe hallarse directamente en la sección en T) de dos maneras distintas, a saber:

C-1) Se considera la parte de las alas que sobresale del alma como una armadura de compresión ficticia  $U'$ , de valor:

$$U' = (b - b_0) h_0 \sigma'_b \tag{34}$$

colocada a una distancia  $\frac{h_0}{2}$  del borde más comprimido. La

sección rectangular equivalente tiene entonces una anchura  $b_0$ , un canto útil  $h$  y una armadura virtual de compresión igual a:

$$U_r = U_{real} + U' \tag{35}$$

Si fuese  $U' = U'_0 = \frac{N^* \cdot e - 0,35 V h}{h'}$  (máximo aprovechamiento del hormigón) resultaría:

$$U = 0,45 V + U - N^* \leq 0,04 V \tag{24}$$

En este caso 2.º, si es  $N^* > 0$  y el valor de  $U$  resulta negativo (prescindiendo de la condición de armadura mínima  $U \leq 0,04 V$ ), es preciso hacer comprobación de borde (apartado 3.4).

$$3.º \quad 0,7 V > N^* - U' > 0,45 V$$

Se trata de un caso intermedio en el que, teóricamente, no es necesaria la armadura  $U$ . Por ello se dispondrá la armadura mínima.

Se comprueba:  $U > U'_0$

y se hace:  $U \geq \begin{cases} 0,05 N^* \\ 0,04 V \end{cases} \tag{25}$

Si fuese  $U' > U'_0$ , habría que hacer comprobación de borde (apartado 3.4).

Caso B: La armadura  $U'$  no es dada. Conviene hacer  $U' = U'_0$  para aprovechar el hormigón al máximo.

Caso C: Dimensionamiento con armadura simétrica ( $A = A'$ ).

Las fórmulas siguientes son válidas para fuerza  $N^*$  de compresión, suponiendo  $\sigma_s = \sigma'_s$ .

$$1.º \quad N^* \leq 0,45 V$$

$$A' \cdot \sigma'_s = \frac{N^*}{h'} \left( e_0 + \frac{h}{2} \right) - \frac{h}{h'} N^* \left( 1 - \frac{1}{2} \frac{N^*}{V} \right) \leq \begin{cases} 0,04 V \\ 0,05 N^* \end{cases} \tag{26}$$

estando  $e_0$  referida al punto medio del canto total, es decir,

$$\text{siendo } e = e_0 + \frac{h}{2}$$

$$2.º \quad N^* \geq 0,45 V$$

$$A' \cdot \sigma'_s = \frac{N^*}{h'} \left( e_0 + \frac{h}{2} \right) - \frac{h}{h'} 0,35 V \leq \begin{cases} 0,04 V \\ 0,05 N^* \end{cases} \tag{27}$$

3.5.2. Comprobación.

Se determina primero cuál es el borde más comprimido (ver el apartado 3.4)

La sección está en buenas condiciones cuando se cumplen las que en cada caso se expresan:

$$1.º \quad N^* + U - U' \leq 0$$

Hay exceso de armadura de compresión

$$\left. \begin{aligned} U &\geq 0,04 V \\ N^* \cdot e &\leq (N^* + U) h \end{aligned} \right\} \tag{28}$$

$$2.º \quad 0 \leq N^* + U - U' \leq 0,45 V$$

Se trata de un caso de flexión compuesta

$$U \geq 0,04 V$$

$$N^* \cdot e \leq (N^* + U - U') \left( 1 - \frac{N^* + U + U'}{2 V} \right) h + U' \cdot h' \tag{29}$$

$$3.º \quad N^* + U - U' \geq 0,45 V$$

$$\left. \begin{aligned} U &\geq 0,05 N^* \\ N^* \cdot e &\leq 0,35 V h + U h' \end{aligned} \right\} \tag{30}$$

$$N^* \leq A \cdot \sigma'_s + U' + 0,7 V \tag{31}$$

$$U \geq \begin{cases} 0,04 V \\ 0,05 N^* \end{cases}$$

C-2) Se considera la totalidad de las alas como una armadura de compresión ficticia  $U'F$ , de valor:

$$U'F = b \cdot h_0 \sigma'_b \tag{36}$$

colocada en la misma posición del caso anterior. La sección rectangular equivalente tiene entonces una anchura  $b_0$ , un canto útil  $h - h_0$  y una armadura virtual de compresión igual a:

$$U'_v = U'_{real} + U'F \tag{37}$$

colocada fuera de la sección, lo que no afecta al cálculo de la misma.

De todo lo expuesto resultan las fórmulas prácticas de los subapartados siguientes:

4.2. Valores de partida y comprobación de borde.

La contribución del hormigón al momento tope en una sección en T vale:

$$M_b = 0,7 \sigma'_b \left[ b h_0 \left( h - \frac{h_0}{2} \right) + 0,5 b_0 (h - h_0)^2 \right] \tag{38}$$

y considerando la armadura de compresión, el momento tope  $M_p$  resulta:

$$M_p = M_b + U'h \tag{39}$$

El área útil de la sección vale:

$$B = b h_0 + b_0 (h - h_0) \tag{40}$$

y el área total:

$$B_t = b h_0 + b_0 (h_t - h_0) \tag{41}$$

En los subapartados 4.3 y 4.4 se dan fórmulas válidas para el caso general, y en el subapartado 4.5 se definen las «secciones en T normales» y se dan fórmulas simplificadas para su cálculo en flexión simple.

Para todo lo que sigue se supone que el borde más comprimido es el correspondiente a las alas (sección en T propiamente dicha), es decir, no se trata el caso de secciones en T invertidas. La comprobación correspondiente se realiza verificando que  $e \geq e_0$ , siendo:

$$e_0 = \frac{M_p - 0,35 \sigma'_b b_0 d^2}{0,7 \sigma'_b B_t + A \sigma'_a + U} \tag{42}$$

En las fórmulas siguientes se advierte, en los lugares oportunos, cuándo es necesario realizar la comprobación de borde.

4.3. Flexión simple, o compuesta con fuerza  $N^*$ , actuando fuera del canto útil.

Incluye los dos casos siguientes:

$$\left. \begin{matrix} N^* \geq 0 \\ e \geq h \end{matrix} \right\} \text{ y } \left\{ \begin{matrix} N^* < 0 \\ e < 0 \end{matrix} \right.$$

Las fórmulas que siguen son válidas para flexión simple, haciendo en ellas:

$$N^* = 0 \quad \text{y} \quad N^* \cdot e = M^*$$

4.3.1. Dimensionamiento.

La armadura  $U$  debe cumplir:

$$U' \geq U'_n = \frac{N^* \cdot e - M_b}{h} < 0$$

Caso A: La armadura  $U'$  es dada.

Se define el valor:

$$M_0 = U'h + \sigma'_b b h_0 \left( h - \frac{h_0}{2} \right) \tag{43}$$

que representa el momento de la armadura virtual  $U'_v$  (fórmula [37]) respecto al c. de g. de la armadura  $U$ .

Pueden ocurrir dos casos:

$$1.^\circ \quad N^* \cdot e \leq M_0$$

La zona comprimida de hormigón se localiza en las alas ( $y \leq h_0$ ).

Se comprueba:  $U' \geq U'_n$

y se toma:

$$U = 0,97 \frac{N^* e - U' h}{h} \left( 1 + \frac{N^* e - U' h}{\sigma'_b b h^2} \right) + U' - N^* < 0,04 \sigma'_b B \tag{44}$$

En la fórmula [44] debe entrarse con  $U' > \frac{N^* \cdot e}{h}$ .

Si fuese  $U' \geq \frac{N^* e}{h}$  (exceso de armadura  $U'$ ) resultaría:

$$U = \frac{N^* (e - h)}{h} < 0,04 \sigma'_b B \tag{45}$$

$$2.^\circ \quad N^* \cdot e \geq M_0$$

La zona comprimida de hormigón se extiende al alma ( $y \geq h_0$ ).

Se comprueba:  $U' \geq U'_n$

y se toma:

$$U = 0,97 \frac{N^* \cdot e - M_0}{h - h_0} \left( 1 + \frac{N^* \cdot e - M_0}{\sigma'_b b_0 (h - h_0)^2} \right) + \sigma'_b b h_0 + U' - N^* < 0,04 \sigma'_b B \tag{46}$$

Caso B: La armadura  $U'$  no es dada.

Conviene hacer  $U' = U'_n$  para aprovechar el hormigón al máximo.

4.3.2. Comprobación.

La sección está en buenas condiciones cuando se cumple que:

$$U \geq 0,04 \sigma'_b B \tag{47}$$

y además lo que en cada caso se indica a continuación.

$$1.^\circ \quad N^* + U - U' \leq 0$$

Hay exceso de armadura de compresión.

$$N^* \cdot e \leq (N^* + U) h \tag{48}$$

$$2.^\circ \quad 0 \leq N^* + U - U' \leq \sigma'_b b \cdot h_0$$

La zona comprimida de hormigón se localiza en las alas ( $y \leq h_0$ ).

$$N^* \cdot e \leq (N^* + U - U') \left( 1 - \frac{N^* + U - U'}{2 \sigma'_b b \cdot h} \right) h + U' h > N_0 \tag{49}$$

$$3.^\circ \quad N^* + U - U' \geq \sigma'_b b \cdot h_0$$

La zona comprimida de hormigón se extiende al alma ( $y \geq h_0$ ).

Se calcula:

$$U_0 = N^* + U - U' - \sigma'_b b \cdot h_0 \tag{50}$$

y la condición es:

$$N^* \cdot e \leq \sigma'_b b \cdot h_0 \left( h - \frac{h_0}{2} \right) + U' \cdot h + U_0 \left( h - h_0 - \frac{U_0}{2 \sigma'_b b_0} \right) > M_p \tag{51}$$

4.4. Flexión o compresión compuestas, con fuerza  $N^*$  de compresión ( $N^* > 0$ ), actuando dentro del canto útil.

Incluye los casos  $\begin{cases} N^* > 0 \\ e < h \end{cases}$

4.4.1. Dimensionamiento.

La armadura  $U'$  debe cumplir  $U' \geq U'_n$ , siendo  $U'_n$  el mayor de los dos valores siguientes:

$$0,05 N^* \quad U'_n = \frac{N^* \cdot e - M_b}{h'}$$

Caso A: La armadura  $U'$  es dada.

Se define el valor:

$$U_1 = N^* - 0,7 \sigma'_b \cdot B - U' \quad [52]$$

y pueden distinguirse dos casos.

$$1.^\circ \quad U_1 \geq 0$$

Se trata de un caso de compresión compuesta. La armadura  $U$  trabaja en compresión y su capacidad mecánica será, por tanto,  $A \cdot \sigma'_a$ .

Se comprueba:  $U' \geq U'_n$ , y se toma:

$$A \sigma'_a = U_1 \leq 0,05 N^* \quad [53]$$

Debe hacerse comprobación de borde (subapartado 4.2), salvo en el caso de ser  $U' = U'_n = U''_n$ .

$$2.^\circ \quad U_1 < 0$$

Se calcula  $U_1$ , que es el valor de  $U$  dado por la fórmula [44] o [46], según el caso, prescindiendo de la condición

$$U \leq 0,04 \sigma'_b \cdot B$$

Si resulta  $U_1 \geq 0$ , se trata de un caso de flexión compuesta y debe hacerse:

$$U = U_1 \leq 0,04 \sigma'_b \cdot B \quad [54]$$

Si resulta  $U_1 < 0$ , debe hacerse:

$$U \geq \begin{cases} 0,05 N^* \\ 0,04 \sigma'_b \cdot B \end{cases} \quad [55]$$

y debe comprobarse el borde (subapartado 4.2).

Caso B: La armadura  $U'$  no es dada.

Conviene hacer  $U' = U'_n$  para aprovechar el hormigón al máximo.

4.4.2. Comprobación.

Se comprobará inicialmente que el borde más comprimido es el correspondiente a las alas. Para ello es de aplicación el subapartado 4.2.

La armadura  $U'$  debe cumplir  $U' \geq U'_n$  (véase 4.4.1, Dimensionamiento).

Cumplida esta condición, se halla el valor de  $U$  mediante las fórmulas de dimensionamiento para la  $U'$  dada. Si el valor de  $U$  así calculado es igual o menor que el dado, la sección está en buenas condiciones.

4.5. Secciones en T normales en flexión simple.

Se denomina sección en T normal aquella que cumple:

$$b h_0 \left( h - \frac{h_0}{2} \right) \leq \frac{7}{6} b_0 (h - h_0)^2 \quad [56]$$

Dicha relación equivale a decir que  $y_2 \geq h_0$ , y se cumple en cualquiera de los tres casos particulares siguientes:

$$a) \quad \frac{h_0}{h} \leq 0,25 \quad \text{con} \quad \frac{b_0}{b} \geq 0,33 \quad [57]$$

$$b) \quad \frac{h_0}{h} \leq 0,20 \quad \text{con} \quad \frac{b_0}{b} \geq 0,24 \quad [58]$$

$$c) \quad \frac{h_0}{h} \leq 0,15 \quad \text{con} \quad \frac{b_0}{b} \geq 0,16 \quad [59]$$

Las fórmulas que siguen son aproximadas por el lado de la seguridad. En ellas se cuenta como zona de hormigón disponible en la cabeza de compresión únicamente la que corresponda a las alas.

4.5.1. Dimensionamiento.

La armadura  $U$  debe cumplir  $U \geq U'_n$ , siendo:

$$U'_n = \frac{M^* - \sigma'_b \cdot b \cdot h_0 \left( h - \frac{h_0}{2} \right)}{h'} \leq 0 \quad [60]$$

Caso A: La armadura  $U'$  es dada.

Se comprueba:  $U' \geq U'_n$

y se toma:

$$U = 0,97 \frac{M^* - U' \cdot h'}{h} \left( 1 + \frac{M^* - U' \cdot h'}{\sigma'_b \cdot b \cdot h^2} \right) + U' \leq 0,04 \sigma'_b \cdot B \quad [61]$$

En la fórmula [61] debe entrarse con  $U' > \frac{M^*}{h'}$ .

Si fuese  $U' \geq \frac{M^*}{h'}$  (exceso de armadura  $U'$ ) resultaría:

$$U = \frac{M^*}{h'} \leq 0,04 \sigma'_b \cdot B \quad [62]$$

Caso B: La armadura  $U'$  no es dada.

Conviene hacer  $U' = U'_n$  para aprovechar el hormigón al máximo.

4.5.2. Comprobación.

Siendo  $M_0$  el momento de agotamiento, debe ser:

$$M^* \leq M_0 = (U - U') \left( 1 - \frac{U - U'}{2 \sigma'_b \cdot b \cdot h} \right) h + U' \cdot h' \quad [63]$$

$$\text{con} \quad \begin{cases} U' > U \\ U > \sigma'_b \cdot b \cdot h_0 + U' \end{cases}$$

debiéndose verificar además la condición de armadura mínima:

$$U \geq 0,04 \sigma'_b \cdot B$$

Si fuese  $U \geq U$  (exceso de armadura de compresión) resultaría:

$$M_u = U h \quad \text{con} \quad U \geq 0,04 \sigma'_b \cdot B \quad [64]$$

Si fuese  $U \geq \sigma'_b \cdot b \cdot h_0 + U'$  (exceso de armadura de tracción) resultaría:

$$M_u = \sigma'_b \cdot b \cdot h_0 \left( h - \frac{h_0}{2} \right) + U' \cdot h' \quad [65]$$

ANEJO 6

Ensayo de arrancamiento

Objeto del ensayo.

Determinar si un tipo de barras para armaduras de hormigón, caracterizado por un aspecto definido, comprendiendo toda su serie de diámetros, cumple la condición de alta adherencia.

**Probetas para el ensayo.**

Barras del tipo que se ensaya, en estado ordinario de suministro, de todos los diámetros de la serie fabricada.

Barras testigo, lisas, de acero ordinario, de los mismos diámetros si es posible, o del diámetro inferior más cercano, en el mismo estado de suministro.

De cada diámetro en ambas clases de barras se cortarán cinco probetas de la longitud precisa (figura 1).

Cada barra se hormigona en el eje de una probeta prismática de hormigón de sección cuadrada de 15 cm. de lado y de longitud igual a 10 veces el diámetro de la barra más 20 cm. La edad del hormigón al realizar el ensayo será de  $28 \pm 7$  días y su resistencia característica en el momento del ensayo será de  $240 \pm 20$  kg/cm<sup>2</sup>.

La longitud de adherencia es de 10 veces el diámetro de la barra; para ello se introducen dos vainas, impenetrables a la pasta de cemento, de longitud de 10 cm., que quedan en los extremos de la probeta de hormigón. La barra sobresale aproximadamente 2 cm. por un extremo de la probeta de hormigón con objeto de poder realizar eventualmente medidas de deslizamiento.

La probeta se arma con cuatro barras longitudinales de acero ordinario de la longitud de la probeta y 10 mm. de diámetro y estribos igualmente de acero ordinario de 6 mm. de diámetro a separación de 5 cm.

**Método de ensayo.**

La probeta se coloca en una máquina de tracción, retenida su cara A con una placa rígida de acero con un taladro de 5 cm. por el que pasa la barra.

Se ejerce un esfuerzo de tracción creciente sobre la barra de acero hasta el arrancamiento de la barra, con una velocidad tal que la duración del ensayo desde el comienzo de la carga hasta el arrancamiento esté comprendida entre un minuto y tres minutos.

**Obtención de resultados.**

Se obtiene el valor medio  $F_1$  de los esfuerzos de arrancamiento de las cinco barras del tipo que se ensaya, del mismo diámetro  $d_1$ , y el valor medio  $F_2$  de los de las cinco barras testigo de diámetro igual o semejante  $d_2$ , y se calcula el coeficiente de arrancamiento  $\alpha_1$ :

$$\alpha_1 = \frac{F_1 \cdot d_2^2}{F_2 \cdot d_1^2}$$

Si los valores  $\alpha_1$  obtenidos para todos los diámetros ensayados son no menores que 1,8 el tipo de acero ensayado cumple la condición de alta adherencia.

**ENSAYO DE ALTA ADHERENCIA**

**PROBETA**

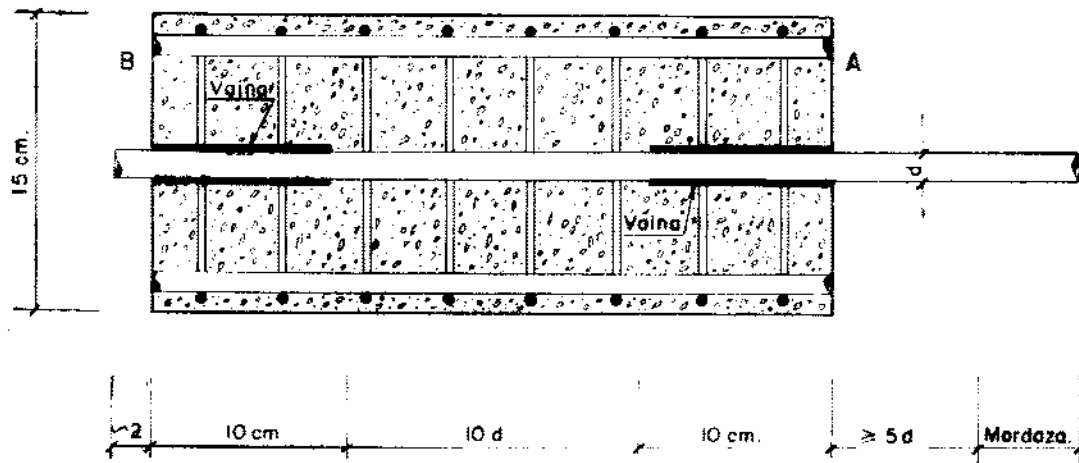


FIG. 1

**MINISTERIO DEL EJERCITO**

*DECRETO 2003/1968, de 21 de noviembre, por el que se aprueban las bases para una nueva reglamentación de la Cartografía Militar del Ejército de Tierra.*

La Cartografía Militar se viene ajustando hasta la fecha a las normas del vigente Reglamento de Cartografía Militar, aprobado por Decreto de dieciocho de febrero de mil novecientos treinta y tres.

La evolución que desde entonces ha experimentado el empleo táctico de las grandes y pequeñas Unidades y la gran diferencia entre sus frentes, fondos y capacidad de penetración o explotación, según sus características y modalidad de guerra —convencional o nuclear— hace que, para el estudio del factor terreno, deban utilizarse planos, cuyas escalas no se deducan ya exclusivamente del carácter táctico, estratégico o logístico de

la acción bélica, tal como se desprende del Reglamento de Cartografía vigente, sino de la amplitud del terreno en donde haya de realizarse y de la minuciosidad con que deba prepararse o ejecutarse.

Como consecuencia, la cartografía de empleo esencialmente táctico debe comprender planos de distintas escalas, desde la 1:25.000 a la 1:200.000, sin perjuicio de hacer figurar en ellos, principalmente en los de escalas más pequeñas (1:100.000 y 1:200.000), algunos datos de interés logístico que pueden ser completados por medio de Memorias descriptivas independientes para cada hoja.

Esta cartografía debe completarse con otros mapas en escalas 1:400.000 y 1:800.000, fundamentalmente para estudios logísticos, estratégicos o de localización de Unidades, manteniendo los planos en escalas 1:26.000 y superiores como auxiliares para el tiro a distancias medias y cortas y como tácticos en aquellas acciones que como los desembarcos aéreos y operaciones anfibia, requieran el máximo detalle.

Con ello nuestra Cartografía Militar abarcará una gama de