

adscritos administrativamente al Ministerio de la Presidencia, sin perjuicio de lo dispuesto en las disposiciones transitorias segunda y tercera del Estatuto de la Radio y la Televisión.

Artículo sexto.—Quedan suprimidas, a partir del día quince de febrero de mil novecientos ochenta y uno, las siguientes Unidades Orgánicas:

- Subdirección General de Radio y Televisión.
- Subdirección General de Servicios.
- Subdirección General de Gestión Económico-administrativa.
- Servicio de Régimen de Emisoras.
- Servicios Técnicos.
- Servicio de Ordenación, Documentación y Difusión.
- Servicio de Coordinación.
- Servicio de Presupuestos y Financiación.
- Servicio de Gestión Administrativa.

#### DISPOSICION DEROGATORIA

Quedan derogados, en cuanto se opongán a lo dispuesto en el presente Real Decreto, el Decreto dos mil trescientos setenta/mil novecientos setenta y seis, de uno de octubre, y demás disposiciones de igual o inferior rango.

#### DISPOSICION FINAL

Este Real Decreto, que no supondrá incremento en el gasto público, entrará en vigor el día siguiente al de su publicación en el «Boletín Oficial del Estado», sin perjuicio de lo dispuesto en el artículo sexto del presente Real Decreto.

Dado en Madrid a nueve de enero de mil novecientos ochenta y uno.

JUAN CARLOS R.

El Ministro de la Presidencia,  
RAFAEL ARIAS-SALGADO Y MONTALVO

**537** *ORDEN de 31 de diciembre de 1980 sobre constitución de la Delegación de MUFACE en el Ministerio de Universidades e Investigación.*

Ilustrísimo señor:

La Orden de la Presidencia del Gobierno de 15 de enero de 1976 que reguló con carácter provisional la organización de la Mutualidad General de Funcionarios Civiles del Estado (MUFACE), dispuso la creación de una Delegación de MUFACE en cada provincia y en cada Departamento ministerial, recogiendo así las previsiones de la Ley 29/1975, de 27 de junio, sobre Seguridad Social de los Funcionarios Civiles del Estado. El Real Decreto 143/1977, de 21 de enero, confirmó aquella estructura periférica y, posteriormente, el Real Decreto 1200/1978, de 12 de mayo, regulador de las competencias de dichas Delegaciones, determinó en su artículo 1.º que «en los Servicios Centrales de cada Departamento de la Administración Civil existirá una Delegación ministerial».

Creado por Real Decreto 708/1978, de 5 de abril, el Ministerio de Universidades e Investigación y suprimidos los Ministerios de Comercio y Turismo y el de Economía por Real Decreto 1996/1980, de 3 de octubre, que los integra en el de Economía y Comercio, es necesario, para el normal desarrollo de los fines de MUFACE, ajustar los correspondientes servicios periféricos creando la Delegación ministerial de Universidades e Investigación y suprimiendo la de Economía, cuyos mutualistas quedan integrados en la Delegación de Economía y Comercio.

Por todo ello, esta Presidencia del Gobierno, previo informe favorable del Ministerio de Hacienda, ha tenido a bien disponer:

Primero.—Se constituye la Delegación ministerial de MUFACE en el Ministerio de Universidades e Investigación, con el ámbito de actuación, estructura, competencias y atribuciones que para tal tipo de Delegaciones se señalan en la Orden de la Presidencia del Gobierno de 15 de enero de 1976, y en los Reales Decretos 143/1977, de 21 de enero, y 1200/1978, de 12 de mayo.

Segundo.—Se suprime la Delegación ministerial de MUFACE en el desaparecido Ministerio de Economía, integrándose el correspondiente colectivo de mutualistas en la Delegación ministerial de Economía y Comercio, con traspaso de los medios personales y materiales de que disponía a la Delegación ministerial que por esta Orden se constituye.

Lo que comunico a V. I. y a V. S. a los efectos oportunos. Madrid, 31 de diciembre de 1980.—P. D., el Subsecretario de la Presidencia del Gobierno, Eduardo Gorrochategui Alonso.

Ilmo Sr. Subsecretario del Ministerio de Universidades e Investigación y señor Gerente de la Mutualidad General de Funcionarios Civiles del Estado.

**538**

*CORRECCION de errores de la Orden de 18 de diciembre de 1980 por la que se desarrolla la disposición transitoria quinta, punto tres, del Real Decreto 1074/1978, de 19 de mayo.*

Advertidos errores en el texto de la Orden de referencia, publicada en el «Boletín Oficial del Estado» número 302, de fecha 17 de diciembre de 1980, se transcriben a continuación las oportunas rectificaciones:

En la página 27797, en la denominación de la disposición, donde dice: «Disposición adicional quinta, punto tres», debe decir: «Disposición transitoria quinta, punto tres».

En la misma página y en el preámbulo de la disposición, donde dice: «En su virtud, a propuesta de los Ministros de Educación y de Universidades e Investigación», debe decir: «En su virtud, previo informe del Consejo de Rectores y a propuesta de los Ministros de Educación y de Universidades e Investigación».

## MINISTERIO DE DEFENSA

**539**

*ORDEN 74/1980, de 30 de diciembre, sobre condiciones de ingreso y de ascenso en las Escalas de Músicas Militares, Bandas de Cornetas, Trompetas y Tambores y Compañías de Mar.*

La Disposición Adicional a la Ley 13/1974, de organización de las Escalas Especial y Básica del Ejército de Tierra, ordenaba que por este Ministerio habrían de modificarse las normas por las que se rigen las Escalas de Músicas Militares, Bandas de Cornetas, Trompetas y Tambores de Armas y Cuerpos y Compañías de Mar, con la finalidad de adaptarse a los preceptos de dicha Ley en cuanto a la formación cultural y profesional de quienes ingresan en dichas Escalas.

En su virtud, y de conformidad con lo ordenado en la citada Ley, dispongo:

Artículo primero.—Para concurrir a las oposiciones de ingreso en la Escala de Suboficiales Músicos, y para el acceso a Sargento de las Compañías de Mar y a Maestro de Banda, será necesario estar en posesión del título de Graduado Escolar, Bachiller Elemental u otro oficialmente equivalente.

Para el ascenso a Patrón de 2.ª en las Compañías de Mar será necesario estar en posesión del título de Bachiller Superior u otro oficialmente equivalente.

Artículo segundo.—Para el ingreso en la Escala de Subdirectores Músicos y para el ascenso a Patrón de 2.ª de las Compañías de Mar será necesario superar el correspondiente Curso de Aptitud y Capacitación en la Academia Especial Militar.

#### DISPOSICION TRANSITORIA

Las Clases de Tropa de las Músicas del Ejército de Tierra, Tropa de las Compañías de Mar y Cabos de Banda, estarán exentos de las exigencias de titulación señaladas en el artículo primero durante un plazo que finalizará el 1 de enero de 1981 para optar al ingreso en la Escala de Suboficiales Músicos y para el acceso a Sargento en las Compañías de Mar y a Maestro de Banda.

A los Suboficiales de las Compañías de Mar no se les exigirá la posesión del título de Bachiller Superior o equivalente para el ascenso a Patrón de 2.ª, durante un plazo de cinco años a partir de la entrada en vigor de la presente Orden.

Los Suboficiales de las Compañías de Mar que ya tuviesen reconocida la aptitud para el ascenso a Patrón de 2.ª quedarán exentos del Curso de ascenso a Oficial a que se hace mención en el artículo segundo.

Madrid, 30 de diciembre de 1980.

RODRIGUEZ SAHAGUN

## Mº DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO

**464**

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

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

ARTICULO 29. DETERMINACION DE LOS EFECTOS ORIGINADOS POR LAS ACCIONES

29.1. Generalidades.

Los efectos originados por las acciones son los esfuerzos que actúan en una sección de una pieza de la estructura, tales como: momento flector, esfuerzo normal, esfuerzo cortante, momento de torsión, etc. Al conjunto de tales esfuerzos se denomina sollicitación.

Como norma general, la determinación de las sollicitaciones se efectuará con arreglo a los principios de la mecánica racional, complementados, en caso necesario, por las teorías clásicas de la resistencia de materiales y de la elasticidad. No obstante, para el cálculo de las sollicitaciones se podrá tener en cuenta el comportamiento de los materiales más allá de su fase elástica, siempre que se justifiquen debidamente las hipótesis adoptadas.

En particular, para el cálculo de placas se admitirá la aplicación de la teoría de las líneas de rotura, siempre que pueda aceptarse, como hipótesis de cálculo, que una vez elegida la disposición más desfavorable de las cargas, éstas aumentan proporcionalmente hasta alcanzar el agotamiento. Por otra parte, se tendrá en cuenta que la teoría de las líneas de rotura es válida: en la medida en que se satisfacen las dos condiciones siguientes:

- a) Rigidez perfecta de apoyos.
- b) Rotura de la pieza por agotamiento de la armadura.

Comentarios.

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 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.
- 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.

Conviene señalar que, si se utiliza la teoría de las líneas de rotura, debe prestarse especial atención a las sollicitaciones de esfuerzo cortante y punzonamiento, puesto que dicha teoría no las tiene en cuenta en sus hipótesis de partida.

Asimismo debe recordarse que, siendo este 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 sollicitaciones.

Salvo justificación especial, se considerará como luz de cálculo de las piezas la menor de las dos longitudes siguientes:

- a) La distancia entre ejes de apoyo.
- b) La luz libre, más el canto.

Para el cálculo de sollicitaciones en estructuras formadas por piezas prismáticas o asimilables a ellas podrán considerarse los momentos de inercia de las secciones completas de hormigón, prescindiendo de las armaduras.

CAPITULO VI

Bases de cálculo

ARTICULO 30. PROCESO GENERAL DE CALCULO

30.1. Generalidades.

Introducción de la seguridad: El proceso general de cálculo que se propone en esta Instrucción corresponde al conocido como método de los estados límites. Dicho cálculo trata de reducir a un valor suficientemente bajo la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites, entendiéndose como tales aquellos estados o situaciones de la estructura o de una parte de la misma tales que, de alcanzarse, ponen la estructura fuera de servicio (es decir, que deja de ser capaz de cumplir la función para la que fue construida).

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite (ver 30.2 y 30.3) consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura o a parte de ella, y por otra la respuesta de tal estructura correspondiente a la situación límite en estudio. Comparando estas dos magnitudes, siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior a la respuesta correspondiente al estado límite, podrá afirmarse que está asegurado el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

Con objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que en la realidad el efecto de las acciones exteriores sea superior al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en los cálculos mediante unos coeficientes de ponderación que multiplican los valores característicos de las acciones y otros coeficientes de minoración que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura.

En consecuencia, el proceso de cálculo preconizado en la presente Instrucción consiste en:

- 1.º Obtención del efecto  $S_d$  de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.
- 2.º Obtención de la respuesta  $R_d$  de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características de los materiales.
- 3.º El criterio de aceptación consiste en la comprobación  $R_d \geq S_d$ .

Comentarios.

En la presente Instrucción se dan los criterios para desarrollar los cálculos correspondientes a los diferentes estados límites definidos en 30.2 y 30.3 para las estructuras de hormigón en masa o armado. Aunque el criterio general de comprobación indicado en el articulado consiste en la verificación de la condición  $R_d \geq S_d$ , no siempre es posible, en el estado actual de la técnica, o no siempre resulta práctica la deducción directa de  $R_d$  y  $S_d$ . Para tales casos se dan en los apartados correspondientes criterios de cálculo que permiten dimensionar los diferentes elementos de la estructura, en relación con el estado límite en estudio, de forma que la desigualdad  $R_d \geq S_d$  quede cumplida automáticamente en cualquier caso. Tal ocurre, por ejemplo, con el estado límite de anclaje, para el que en lugar de calcular la carga de deslizamiento  $R_d$  de un determinado anclaje de una armadura y compararla con la carga  $S_d$  que las acciones exteriores van a ejercer sobre tal anclaje, se dan en el articulado correspondiente expresiones que permiten dimensionar tales anclajes de forma que sean capaces de resistir sin deslizamientos perjudiciales la carga correspondiente a la resistencia total de las armaduras que han de anclar, teniendo en cuenta los coeficientes prescritos de ponderación de cargas y resistencias.

30.2. Estados límites últimos.

La denominación de estados límites últimos engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura, por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

Dentro de este grupo se incluyen:

- Estado límite de equilibrio, definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido. (Se estudia a nivel de estructura o elemento estructural completo.)
- Estados límites de agotamiento o de rotura, definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura. Cabe considerar el agotamiento por sollicitaciones normales y por sollicitaciones tangentes. (Se estudian a nivel de sección de elemento estructural.)
- Estado límite de inestabilidad o de pandeo de una parte o del conjunto de la estructura (Se estudia a nivel de elemento estructural.)
- Estado límite de adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras de acero y el hormigón que las rodea. (Se estudia a nivel de sección.)
- Estado límite de anclaje, caracterizado por el cedimiento de un anclaje. (Se estudia de forma local en las zonas de anclaje.)
- Estado límite de fatiga, caracterizado por la rotura de uno o varios materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de cargas repetidas. (Se estudia a nivel de sección.)

Comentarios.

Las daños que se ocasionarían si se alcanzase uno de los estados límites últimos indicados en el presente artículo son siempre muy graves, sobre todo teniendo en cuenta la posibilidad de pérdida de vidas humanas que ello entraña. En consecuencia, los coeficientes de ponderación de cargas y de minoración de resistencias que se prescriben más adelante son elevados, con objeto de reducir a un valor mínimo la probabilidad de que en la realidad sea alcanzado uno de tales estados límites.

30.3. Estados límites de utilización.

Se incluyen bajo la denominación de estados límites de utilización todas aquellas situaciones de la estructura para las que la misma queda fuera de servicio por razones de durabilidad funcionales o estéticas.

Por razón de durabilidad se incluye el estado límite de fisuración controlada, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado

valor límite, función de las condiciones ambientales en que tal pieza se encuentra. (Se estudia a nivel de sección de la pieza.)

Relacionados con las condiciones funcionales que ha de cumplir la estructura se encuentran los siguientes:

— Estado límite de deformación caracterizado por alcanzarse un determinado movimiento (flechas, giros) en un elemento de la estructura. (Se estudia a nivel de estructura o elemento estructural.)

— Estado límite de vibraciones, caracterizado por la producción en la estructura de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia. (Se estudia a nivel de estructura o elemento estructural.)

Por razones estéticas, los estados límites de utilización pueden identificarse con los de aparición y abertura de fisuras o con el de deformación, dejándose a juicio del proyectista la definición que en cada caso se haga de cada uno de ellos.

**Comentarios.**

Los efectos de la fisuración frente a los cuales es necesario tomar precauciones especiales pueden ser de dos tipos diferentes: los que afectan al funcionalismo de la estructura y los que afectan a su durabilidad. En el primer caso pueden incluirse, por ejemplo, las condiciones de estanquidad, y en el segundo, la posible corrosión de las armaduras, fenómenos de fatiga, etc.

La consideración de estados límites por razones estéticas queda subordinada a la voluntad del proyectista.

Los valores de las deformaciones o vibraciones que caracterizan los correspondientes estados límites son función de la utilización de la propia estructura. En ciertos casos, estos valores vienen definidos en las normas relativas al proyecto de determinadas estructuras (tales como edificios, puentes, etc.), y en otros vendrán determinados por las condiciones de utilización de la misma (como es el caso de las estructuras industriales).

Dado que en el caso de alcanzarse uno de los estados límites de utilización reseñados los daños que se producen son, en general, reparables y no afectan a vidas humanas, los márgenes de seguridad adoptados para estas comprobaciones son menores que los utilizados en el estudio de los estados límites últimos.

**ARTICULO 31. COEFICIENTES DE SEGURIDAD**

En los métodos de cálculo desarrollados en esta Instrucción, y de acuerdo con lo expuesto en el artículo 30, la seguridad se introduce a través de los tres coeficientes: dos de minoración de las resistencias del hormigón y del acero, y otro de ponderación de las cargas y acciones en general.

**31.1. Estados límites últimos.**

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad para el estudio de los estados límites últimos son los siguientes:

- Coeficiente de minoración del acero ...  $\gamma_s = 1,15$ .
- Coeficiente de minoración del hormigón ...  $\gamma_c = 1,50$ .
- Coeficiente de ponderación de las acciones:

De efecto desfavorable ...  $\gamma_{fq} = \gamma_{fQ} = 1,60$ .

De efecto favorable { Permanente ...  $\gamma_{fg} = 0,90$  (32.1.a.1).  
Variable ...  $\gamma_{fq} = 0$  (32.1.a.2).

Los valores de los coeficientes de minoración para el acero y para el hormigón y de ponderación para las acciones según el nivel de control adoptado y daños previsibles se establecen en los cuadros 31.1 y 31.2. Los valores de los coeficientes de seguridad  $\gamma_s$ ,  $\gamma_c$  y  $\gamma_f$  adoptados y los niveles supuestos de control de calidad de los materiales y de la ejecución deben figurar explícitamente en los planos.

**CUADRO 31.1**

*Estados límites últimos*

**Coefficientes de minoración de los materiales**

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1,15$	Reducido ... ..	+ 0,05
		Normal ... ..	0
		Intenso ... ..	- 0,05
		Reducido (1) ... ..	+ 0,20

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Hormigón	$\gamma_c = 1,50$	Intenso (2) ... ..	- 0,10
		Restantes casos ... ..	0

Se tendrá en cuenta en el caso de soportes u otras piezas hormigonadas en vertical que la resistencia de proyecto debe además minorarse en el 10 por 100.

- (1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto mayor de 150 kp/cm<sup>2</sup>.
- (2) Hormigón para elementos prefabricados en instalación industrial permanente con control intenso.

**CUADRO 31.2**

*Estados límites últimos*

**Coefficientes de ponderación de las acciones**

Coefficiente	Nivel de control en la ejecución.		Corrección
	Reducido.	Normal.	
$\gamma_f = 1,6$	Daños previsibles en caso de accidente.	Intenso.	- 0,10
		Mínimos y exclusivamente materiales.	- 0,10
	Daños previsibles en caso de accidente.	Medios.	0
		Muy importantes.	+ 0,20

Se tendrá en cuenta que en el caso de daños previsibles muy importantes no es admisible un control de ejecución a nivel reducido.

Se podrá reducir el valor final de  $\gamma_f$  en un 5 por 100 cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, considerando todas las solicitaciones y todas sus combinaciones posibles y estudiando con el mayor detalle los anclajes, nudos, enlaces, apoyos, etc.

Deberán comprobarse con especial cuidado y rigor las condiciones de fisuración, cuando el producto  $\gamma_s \cdot \gamma_f$  resulte inferior a 1,65.

**Comentarios.**

Los valores de los incrementos de los coeficientes de seguridad han sido fijados con el criterio de que al reducirse los niveles de control de los materiales y la ejecución, se incrementan correlativamente los de los coeficientes  $\gamma_s$ ,  $\gamma_c$  y  $\gamma_f$  de forma que la seguridad final se mantenga aproximadamente constante.

La aplicación de los criterios establecidos en el articulado para los estados límites últimos se resume en el cuadro 31.3. La necesidad de que figuren en los planos los valores de los coeficientes de seguridad y los niveles de control decididos por el proyectista es evidente. Lo contrario conduciría a que una estructura, proyectada para un cierto nivel de seguridad fijado por el proyectista, tendría en la práctica diferentes niveles de seguridad según los diferentes niveles de control que pudieran adoptarse durante la construcción.

Cuando la importancia de la obra lo justifique, podrán corregirse los valores consignados de los coeficientes de seguridad previos los estudios oportunos, de acuerdo con el criterio de que la probabilidad de hundimiento resultante para la obra proporcione un coste generalizado mínimo de la misma, entendiéndose por coste generalizado el que se obtiene sumando:

- El coste inicial de la obra.
- El coste de su mantenimiento y conservación durante su vida de servicio.
- El producto de la probabilidad de hundimiento por la suma del coste de reconstrucción más la cuantía de los daños y perjuicios que pudiera causar aquél.

CUADRO 31.3  
Coeficientes de seguridad para los estados límites últimos

Coeficiente de seguridad sobre	Nivel de control	Valor del coeficiente de seguridad			
Acero $\gamma_F$	Reducido.	1,20			
	Normal.	1,15			
	Intenso.	1,10			
Hormigón $\gamma_c$	Reducido (1).	1,70			
	Intenso (2).	1,40			
	Restantes casos.	1,50			
Acciones $\gamma_f$ (3)	Reducido.	Daños previsible (4)	Acción desfavorable	Acción favorable de carácter	
				Permanente	Variable
		A	1,70		
	Normal.	B	1,80		
		C	—		
		A	1,50	0,9	0
	B	1,60			
	C	1,80			
	Intenso.	A	1,40		
		B	1,50		
		C	1,70		

(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto mayor de 150 kp/cm<sup>2</sup>.  
 (2) Hormigón para elementos prefabricados en instalación industrial permanente con control intenso.  
 (3) Se podrá reducir el valor de  $\gamma_c$  en un 5 por 100 cuando las hipótesis y el cálculo sean muy rigurosos, se consideren todas las combinaciones de acciones posibles y se estudien con el mayor detalle los anclajes, nudos, apoyos, enlaces, etc.  
 (4) Daños previsible:  
 A) Obras cuyo fallo solo puede ocasionar daños mínimos y exclusivamente materiales, tales como silos, aceras, obras provisionales, etc.  
 B) Obras cuyo fallo puede ocasionar daños de tipo medio, como puentes, edificios de vivienda, etc.  
 C) Obras cuyo fallo puede ocasionar daños muy importantes, como teatros, tribunas, grandes edificios comerciales, etc.

31.2. Estados límites de utilización.

Para el estudio de los estados límites de utilización se adoptará los siguientes coeficientes de seguridad:

- Coeficiente de minoración del hormigón ... ..  $\gamma_c = 1$
- Coeficiente de minoración de acero ... ..  $\gamma_s = 1$
- Coeficiente de ponderación de las acciones:

  - Acciones de carácter variable con efecto favorable cuando puedan actuar o dejar de hacerlo ... ..  $\gamma_f = 0$
  - En los demás casos ... ..  $\gamma_f = 1$

Comentarios.

Para los estados límites de utilización, el comportamiento de la estructura no está influido, en general, por las variaciones locales de las propiedades del hormigón o del acero, sino más

bien por sus características medias. En consecuencia, es suficiente en la práctica adoptar  $\gamma_s = \gamma_c = 1$ . Por otra parte, el coeficiente  $\gamma_f$  se toma igual a la unidad, ya que el comportamiento de la estructura, en este caso, se estudia para las cargas de servicio de la misma. Sin embargo, si el proyectista juzga oportuno alcanzar un nivel de seguridad mayor frente a algún estado límite de utilización —por ejemplo, frente a la posibilidad de deformación excesiva de un elemento estructural bajo la acción de una determinada carga— se pueden incrementar los valores de los coeficientes.

ARTICULO 32. ESTABLECIMIENTO DE ACCIONES DE CALCULO E HIPOTESIS DE CARGA MAS DESFAVORABLES

Cuando la reglamentación específica de las estructuras no indique otra cosa, se aplicarán las hipótesis de carga enunciadas en este artículo.

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma:

De las acciones clasificadas en el artículo 27 se eliminarán aquellas que no deben considerarse por no actuar o ser despreciables en el caso que se estudia.

A las acciones restantes se les adjudicarán como valores de cálculo los ponderados del modo que se indica a continuación:

1.º Estados límites últimos: (Para el de equilibrio, ver prescripciones adicionales en el artículo 35.)

a) Acciones directas.

a.1. Cargas permanentes (coeficientes de ponderación  $\gamma_{fg}$ ). Si su efecto es desfavorable, se tomará el valor mayorado con  $\gamma_{fg} = \gamma_f$  aplicado simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen sobre la estructura.

Si su efecto es favorable, se tomará el valor ponderado con  $\gamma_{fg} = 0,9$ , aplicado simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen sobre la estructura.

Además de lo anterior, si las cargas permanentes del mismo origen son preponderantes y sus efectos se compensan sensiblemente entre sí, se establecerá una nueva hipótesis diferenciando la parte favorable y la desfavorable empleando:

$$\text{Para la desfavorable ... } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_{fg} = \frac{\gamma_f}{1,3} \ll 1,05 \text{ en fase de construcción.} \\ \gamma_{fg} = \frac{\gamma_f}{1,3} \ll 1,15 \text{ en fase de servicio.} \end{array} \right.$$

Y para la favorable:  $\gamma_{fg} = 0,9$ .

a.2. Cargas variables (coeficiente de ponderación  $\gamma_{fq}$ ). Si su efecto es desfavorable, se tomará el valor mayorado con  $\gamma_{fq} = \gamma_f$ . Si su efecto es favorable, se tomará  $\gamma_{fq} = 0$ .

b) Acciones indirectas: Las que tengan carácter de permanencia, como son a veces las reológicas y los movimientos impuestos, se tratarán como las cargas permanentes. Las que no tengan este carácter se tratarán como las cargas variables.

2.º Estados límites de utilización: Para cualquier tipo de acción se tomará el valor característico con  $\gamma_f = 1$ .

Hipótesis de carga. Para cada estado límite de que se trate se considerarán las tres hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable; excepción hecha de la hipótesis III, que sólo se utilizará en las comprobaciones relativas a los estados límites últimos. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

Hipótesis I:  $\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$ .

Hipótesis II:  $0,9 (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0,9 \cdot \gamma_{fQ} \cdot W$ .

Hipótesis III:  $0,8 (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$ .

donde:

G = valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.

Q = valor característico de las cargas variables de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas.

$Q_{eq}$  = valor característico de las cargas variables de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica véase 4.5 de la norma sismorresistente P.D.S.I. parte A).

W = valor característico de la carga de viento.

$W_{eq}$  = valor característico de la carga de viento durante la acción sísmica. En general, se tomará  $W_{eq} = 0$ . En situación topográfica muy expuesta al viento, se adoptará  $W_{eq} = 0,25 W$ .

$F_{eq}$  = valor característico de la acción sísmica, calculado según la norma sismorresistente.

Cuando existan diversas acciones Q de distintos orígenes y de actuación conjunta compatible, siendo pequeña la probabilidad de que alguna de ellas actúe simultáneamente con sus valores característicos, se adoptará en las expresiones anteriores el valor característico de Q para la carga variable cuyo efecto sea predominante y para aquellas cuya simultaneidad presente una probabilidad no pequeña; y 0,8 del característico para las restantes.

Cuando las cargas variables de uso sean capaces de originar efectos dinámicos deberán multiplicarse por un coeficiente de impacto.

Cuando de acuerdo con el proceso constructivo previsto, puedan presentarse acciones de importancia durante la construcción, se efectuará la comprobación oportuna para la hipótesis de carga más desfavorable que resulte de combinar tales acciones con las que sean compatibles con ellas. En dicha comprobación podrá reducirse, en la proporción que el proyectista estime oportuna, el valor de los coeficientes de ponderación indicados en el artículo 31 para los estados límites últimos, recomendándose no bajar de  $\gamma_f = 1,25$ .

Comentarios.

Una vez clasificadas las acciones con arreglo a lo indicado en el artículo 31, las tres hipótesis de carga prescritas en el articulado pueden expresarse del siguiente modo:

Hipótesis I:  $\gamma_f G_1 + 0,9 G_2 + \gamma_f Q$ .

Hipótesis II:  $0,9 (\gamma_f G_1 + 0,9 G_2 + \gamma_f Q) + 0,9 \gamma_f W$ .

Hipótesis III:  $0,8 (\gamma_f G_1 + 0,9 G_2 + \gamma_f Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$ .

En las expresiones anteriores,  $G_1$  representa los conjuntos de cargas permanentes del mismo origen que actúan sobre la estructura, cuyo efecto resultante en la sección o elemento que estudia es desfavorable;  $G_2$  los conjuntos de cargas permanentes del mismo origen cuyo efecto resultante es favorable. Por otra parte, en Q hay que incluir exclusivamente las cargas variables cuyo efecto es desfavorable, según se indica en el articulado.

Dichas cargas Q deberán ir afectadas del correspondiente coeficiente de impacto, si tal es el caso.

ARTICULO 33. COMPROBACIONES QUE DEBEN REALIZARSE

Los cálculos realizados con arreglo a los métodos y prescripciones establecidos en la presente Instrucción deberán garantizar que tanto la estructura en su conjunto como cada uno de sus elementos cumplen las condiciones siguientes:

a) Bajo cada hipótesis de carga no se sobrepasan los estados límites últimos. Las hipótesis de carga se establecerán a partir de las acciones de cálculo valoradas con los criterios prescritos en el artículo 32.

La respuesta de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, se obtendrá a partir de valores minorados de las propiedades resistentes de los materiales, según las prescripciones de los artículos 36 a 45.

b) Bajo cada hipótesis de carga no se sobrepasan los estados límites de utilización. Las hipótesis de carga se establecerán a partir de las acciones de cálculo según los criterios expuestos en el artículo 32.

La respuesta de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, se obtendrá de acuerdo con las prescripciones de los artículos 36 a 45.

Comentarios.

Debe advertirse que la hipótesis de carga más desfavorable que corresponde a cada estado límite en estudio será en general distinta para cada uno de ellos.

ARTICULO 34. CONSIDERACIONES SOBRE LAS ACCIONES DE CARACTER EXTRAORDINARIO

Las acciones fortuitas no-normalizadas, tales como choque de vehículos, huracanes, deflagraciones, ondas explosivas, etc., y las de carácter normal pero cuyos valores, difícilmente previsibles, superan fuertemente a los normalizados, no se tendrán en cuenta en los cálculos. Si, por excepción, se estima necesario considerar alguna de ellas, bastará realizar el estudio de los estados límites últimos, adoptando para los coeficientes de mayoración de acciones y de minoración de resistencias, valores próximos a la unidad.

Comentarios.

Queda a juicio del proyectista, en el caso de que considere en el proyecto una acción de carácter extraordinario, la comprobación del estado de la estructura en servicio tras la supuesta actuación de la citada acción extraordinaria.

ARTICULO 35. COMPROBACIONES RELATIVAS AL ESTADO LIMITE DE EQUILIBRIO

Habrá que comprobar que bajo la hipótesis de carga más desfavorable no se sobrepasan los límites de equilibrio (vuelco, deslizamiento, etc.).

Con la hipótesis de carga más desfavorable de las tres indicadas en el artículo 32 para cada caso se estudiará el equilibrio del conjunto de la estructura y de cada uno de sus elementos, aplicando los métodos de la Mecánica Racional, teniendo en cuenta las condiciones reales de las sustentaciones y en particular las derivadas del comportamiento del terreno, deducidas de acuerdo con los métodos de la Mecánica del Suelo.

Comentarios.

Como ejemplo aclaratorio de una estructura en la que una carga permanente del mismo origen puede ser estabilizante en una zona y volcadora en otra, compensándose entre sí (véase artículo 32), se comenta el caso de una cubierta cuyo esquema estructural se indica en la figura 35.1, en la que se supone como posible la actuación de unas cargas variables sobre la misma.

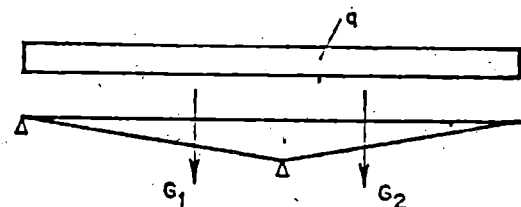


Fig. 35.1

Las cargas permanentes características  $G_1$  y  $G_2$  tienen el mismo origen (peso propio de un mismo material) y la carga variable  $q$  puede extenderse en cualquier longitud. Las hipótesis de carga para el cálculo del equilibrio serán:

— Si el esquema estático corresponde a la situación de servicio que se indica en la figura 35.2, donde  $\gamma$  queda a juicio del proyectista con el valor mínimo indicado.

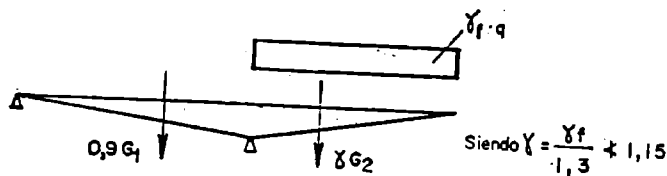


Fig. 35.2

— Si el esquema estático corresponde exclusivamente a una situación de construcción que se indica en la figura 35.3, donde  $\gamma_1$  y  $\gamma_2$  quedan a juicio del proyectista con los valores mínimos indicados.

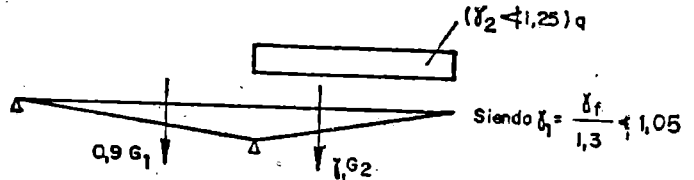


Fig. 35.3

CAPITULO VII

Cálculo de secciones

ARTICULO 36. PRINCIPIOS GENERALES DE CALCULO DE SECCIONES SOMETIDAS A SOLICITACIONES NORMALES

36.1. Hipótesis básicas.

Es válido todo método de cálculo en agotamiento que se efectúe a partir de las hipótesis siguientes:

- a) Bajo la acción de las solicitaciones, las armaduras tienen la misma deformación que el hormigón que las envuelve.
- b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana para piezas en las que la relación  $l_0/h$  de la distancia entre puntos de momento nulo al canto total sea superior a 2.
- c) Los diagramas tensión-deformación relativos al acero y al hormigón son los indicados en 25.3 y 26.6. No se considera la resistencia a tracción del hormigón.
- d) En el agotamiento, los dominios de deformación relativos al hormigón y al acero, según las distintas solicitaciones, son los indicados en 36.2.
- e) Se aplicarán a las secciones las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos, igualando la resultante de las tensiones

del hormigón y del acero (solicitación resistente) con la solicitación actuante.

Comentarios.

Los principios generales enunciados son válidos para secciones sometidas a solicitaciones normales en el agotamiento por rotura o por deformación plástica excesiva.

Se llaman solicitaciones normales a las que originan tensiones normales sobre las secciones rectas. Están constituidas por un momento flector y un esfuerzo normal.

b) En el caso de que dicha relación sea inferior a 2, deben aplicarse las hipótesis de cálculo de las vigas de gran canto.

A partir de las hipótesis admitidas pueden determinarse las deformaciones en todas las fibras de la sección, estableciendo las correspondientes ecuaciones de compatibilidad de deformaciones.

En función de las deformaciones pueden determinarse las correspondientes tensiones y establecer las ecuaciones de equilibrio.

36.2. Dominios de deformación.

Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la solicitación, conducen a admitir los siguientes dominios (fig. 36.2).

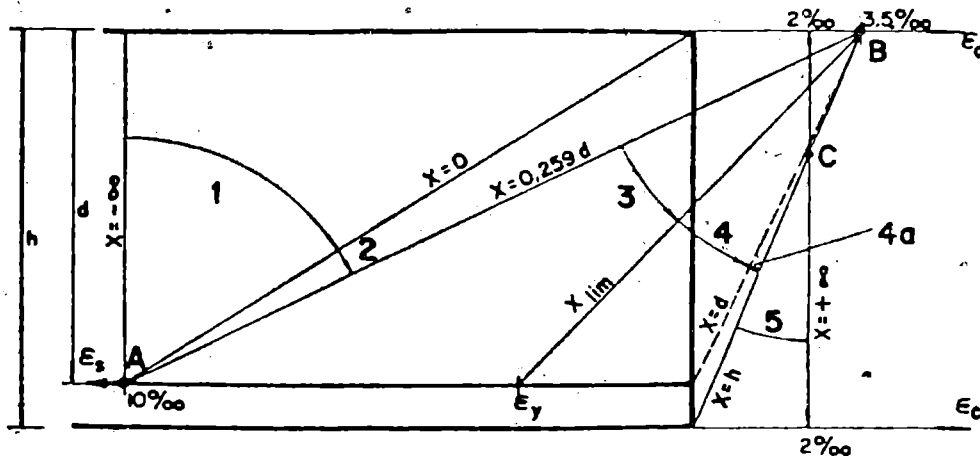


Fig. 36.2

**Dominio 1:** Tracción simple o compuesta en donde toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado del 10 por 1.000.

**Dominio 2:** Flexión simple o compuesta en donde el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A.

**Dominio 3:** Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón  $\epsilon_{cu} = 3,5$  por 1.000. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por 1.000 y  $\epsilon_y$ , siendo  $\epsilon_y$  el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

**Dominio 4:** Flexión simple o compuesta, en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre  $\epsilon_y$  y 0.

**Dominio 4a:** Flexión compuesta, en donde todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B.

**Dominio 5:** Compresión simple o compuesta, en donde ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión,  $\epsilon_{cu} = 2$  por 1.000.

Comentarios.

Los dominios de deformación corresponden a todas las solicitaciones normales de una manera continua, desde la tracción

simple hasta la compresión simple, al variar la profundidad del eje neutro  $x$  desde  $-\infty$  a  $+\infty$ .

Se denomina eje neutro de una sección a la recta de deformación nula. Su distancia a la fibra más comprimida se designa por  $x$ .

Se limita el alargamiento del acero al 10 por 1.000, por considerar que se alcanza el agotamiento por exceso de deformación plástica.

El acortamiento máximo del hormigón se fija en 3,5 por 1.000 en flexión y en 2 por 1.000 en compresión simple.

**Dominio 1:** La profundidad del eje neutro varía desde  $x = -\infty$  ( $\epsilon_s = \epsilon_c = 10$  por 1.000) hasta  $x = 0$  ( $\epsilon_s = 10$  por 1.000,  $\epsilon_c = 0$ ).

**Dominio 2:** La profundidad del eje neutro varía desde  $x = 0$ , hasta  $x = 0,259 d$ , que corresponde al punto crítico en que ambos materiales alcanzan sus deformaciones máximas:  $\epsilon_s = 10$  por 1.000 y  $\epsilon_c = 3,5$  por 1.000.

**Dominio 3:** La profundidad del eje neutro varía desde  $x = 0,259 d$  hasta  $x = x_{lim}$ , profundidad límite en que la armadura más traccionada alcanza la deformación  $\epsilon_y$ , correspondiente a su límite elástico.

**Dominio 4:** La profundidad del eje neutro varía desde  $x = x_{lim}$  hasta  $x = d$ , en donde la armadura más traccionada tiene una deformación  $\epsilon_s = 0$ .

**Dominio 4a:** La profundidad del eje neutro varía desde  $x = d$  hasta  $x = h$ , en donde todo el hormigón empieza a estar comprimido.

**Dominio 5:** La profundidad del eje neutro varía desde  $x = h$  hasta  $x = +\infty$ , es decir, hasta la compresión simple.

36.3. Compresión simple o compuesta.

Todas las secciones sometidas a compresión simple deben calcularse teniendo en cuenta la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal, para lo cual se introducirá una excentricidad mínima  $e_a$  en la dirección más desfavorable, igual al mayor de los valores:

$$\frac{h}{20} \cdot 2 \text{ cm,}$$

en donde  $h$  es el canto total de la sección en la dirección considerada

Las secciones sometidas a compresión compuesta recta se comprobarán, independientemente en cada uno de los dos planos principales, con excentricidades no inferiores a las indicadas para el caso de compresión simple.

Las secciones sometidas a compresión compuesta esviada podrán comprobarse en ambas direcciones, como si ésta fuese recta, siempre que ambas excentricidades no excedan de los límites señalados en este apartado.

Comentarios.

A veces puede resultar más cómodo aumentar convenientemente los coeficientes de seguridad, de tal modo que los resultados así obtenidos concuerden, de una manera satisfactoria, con los correspondientes al método de la excentricidad mínima o queden del lado de la seguridad.

Así, en el caso de secciones rectangulares, introducir la excentricidad mínima indicada es prácticamente equivalente a aumentar el coeficiente de seguridad de la sollicitación  $\gamma_d$ , multiplicándolo por el valor complementario

$$\gamma_d = \frac{b + 5}{b} < \frac{9}{8}$$

en donde  $b$  es la menor dimensión de la sección, expresada en cm.

36.4. Compresión simple en piezas zunchadas.

El zunchado debe reservarse para piezas cortas sin posibilidad de pandeo o para refuerzos locales (articulaciones, apoyos de carga concentradas sobre una superficie pequeña, etc.). El efecto de zunchado se consigue mediante armaduras transversales formadas por hélices o cercos cerrados, siempre que el paso de la hélice o la distancia entre cercos no exceda de la quinta parte del diámetro del núcleo objeto de zunchado y el número de barras de la armadura longitudinal no sea inferior a seis.

La comprobación de compresión simple en una pieza zunchada se efectuará de acuerdo con los principios establecidos

en 36.1 y 36.3, considerando como sección útil del hormigón el área  $A_{ce}$  de la sección transversal del núcleo, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. Por el efecto del zunchado la sollicitación de agotamiento  $N_u$  se incrementará en el esfuerzo:

$$1,50 A_{st} \cdot f_{yd} \quad (1)$$

con los siguientes significados:

$A_{st}$  = volumen por unidad de longitud de la armadura transversal que constituye el zunchado;  
 $f_{yd}$  = resistencia de cálculo, en tracción, del acero del zunchado.

El esfuerzo (1) debido al zunchado es válido siempre que la esbeltez geométrica de la pieza no sea superior a 5. Si dicha esbeltez es igual o superior a 10, la pieza no se considerará zunchada a efectos de cálculo. En los casos de esbeltez geométrica intermedia entre 5 y 10, se considerará como valor de  $N_u$  el que se obtenga al interpolar linealmente entre los valores calculados con el esfuerzo (1) y sin dicho esfuerzo.

Comentarios.

El zunchado no puede considerarse como eficaz más que cuando se realiza en piezas cortas y con excentricidades prácticamente nulas de la fuerza exterior de compresión. En particular, la colaboración del zunchado 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 zunchado.

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 3 cm. Cada trozo de zunchado deberá terminarse volviendo el alambre al interior del núcleo, de forma que se consiga un correcto anclaje del mismo.

36.5. Flexión esviada simple o compuesta.

Los principios generales de cálculo establecidos en 36.1 para flexión normal son también de aplicación a la flexión esviada, simple o compuesta.

El cálculo de secciones rectangulares sometidas a flexión o compresión compuesta esviada, con armaduras iguales en sus cuatro esquinas, y armaduras iguales en sus cuatro caras, puede efectuarse como si se tratase de una sola flexión recta, con una excentricidad ficticia (fig. 36.5).

$$e'_y = e_y + \beta e_x \frac{h}{b} \text{ con } \frac{e_y}{e_x} \geq \frac{h}{b}$$

en donde  $\beta$  es una constante cuyos valores se indican en la tabla siguiente, correspondiente a cuantías normales y cualquier tipo de acero:

$v$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	$\geq 1,0$
$\beta$	0,8	0,7	0,8	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,5	0,5

siendo  $v = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$

Para grandes cuantías ( $v > 0,6$ ) los valores indicados para  $\beta$  se aumentarán en 0,1; y, por el contrario, para cuantías débiles ( $v < 0,2$ ) dichos valores podrán disminuirse en 0,1.

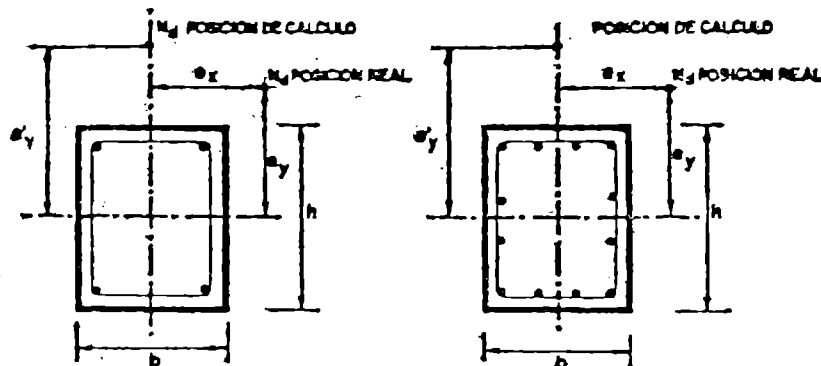


Fig. 36.5

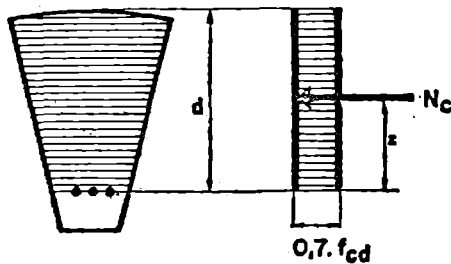
En cualquier caso, las armaduras de las secciones sometidas a flexión esviada deberán cumplir las mismas prescripciones impuestas en 36.1 para el caso de flexión normal.

ARTICULO 37. METODO SIMPLIFICADO DEL MOMENTO TOPE

En este método simplificado son válidas las hipótesis a), b) y e) establecidas en 36.1, que se completan con las definiciones e hipótesis que a continuación se indican:

a) Se define como «momento tope» del hormigón en una sección el momento producido, con respecto a la armadura de tracción, por una tensión de compresión igual a  $0,7 f_{cd}$  aplicada uniformemente a toda la sección útil. Se entiende por sección útil el área que corresponde al canto útil, es decir, la comprendida entre la armadura de tracción y el borde opuesto o borde comprimido. (Fig. 37.a.)

b) A la deformación de agotamiento del hormigón en compresión se le asigna el valor de 0,0035.



c) El diagrama de reparto de tensiones en la zona de hormigón comprimido se asimila a un rectángulo de base igual

MOMENTO TOPE:  $M_{tope} = N_c \cdot z$

EN SECCION RECTANGULAR:

$M_{tope} = 0,7 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \frac{d}{2} = 0,35 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$

Fig. 37.a

a la resistencia de cálculo del hormigón  $f_{cd}$  (salvo en el caso de excepción previsto en el punto d) y cuya altura  $\cdot y \cdot$  vale:

- cuando  $x \leq d$ ,  $y = 0,75 x$ ;  
 $y = \frac{x - \frac{3}{4}d}{-4} \cdot d$
- cuando  $x \geq d$ ,  $y = \frac{x - \frac{2}{3}d}{3} \cdot d$

siendo  $x$  la profundidad de la fibra neutra de deformaciones (profundidad de la zona de hormigón sometida a acortamiento), y  $d$  el canto útil de la sección.

d) Si el rectángulo de compresiones del hormigón, anteriormente definido, proporcionase un momento respecto a la armadura de tracción superior al momento tope, se considerará que la base del rectángulo no es  $f_{cd}$ , sino otra menor, de valor tal que dicho momento respecto a la armadura de tracción resulte precisamente igual al momento tope. (Fig. 37.d.)

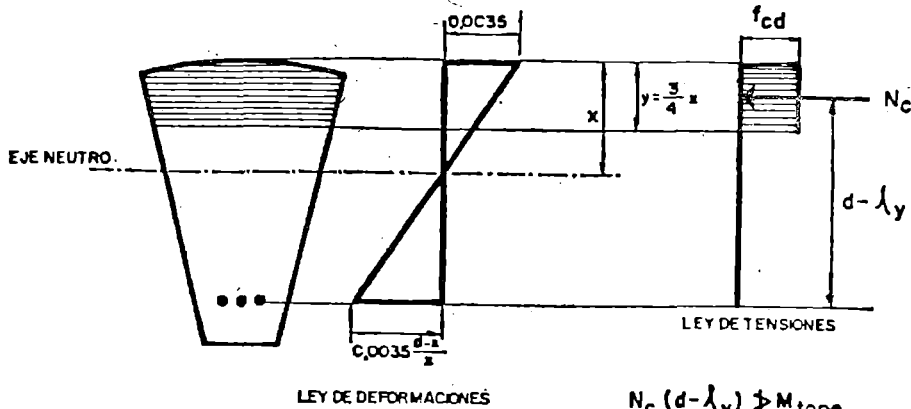


Fig. 37.d

e) Cualquiera que sea el tipo de acero se considerará el siguiente diagrama de cálculo (en tracción o en compresión), que conduce a resultados suficientemente acordes con la realidad (fig. 37.e).

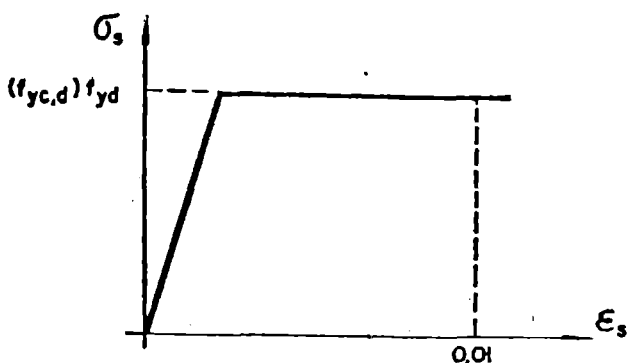


Fig. 37.e

La resistencia de cálculo  $f_{yc,d}$  se limita, por definición al valor:

$f_{yc,d} \geq 4.000 \text{ kp/cm}^2$

f) Se admite que si 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, la tensión de dicha armadura, al llegar al agotamiento, es igual en todos los casos a la resistencia de cálculo del acero. Se recuerda que para esta resistencia no debe tomarse nunca un valor superior a  $4.000 \text{ kp/cm}^2$ .

Si, excepcionalmente, la distancia  $d'$  resulta superior al valor indicado, deberá determinarse la tensión en la armadura por medio de la ecuación de compatibilidad de deformaciones (Fig. 37.f.)

A partir de las hipótesis mencionadas, estableciendo las ecuaciones de equilibrio y las de compatibilidad de deformaciones, se obtienen las fórmulas prácticas de cálculo incluidas en el anejo 7 de esta Instrucción.

Comentarios.

Con este método, que conduce a fórmulas de cálculo sencillas (véase anejo 7), 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:

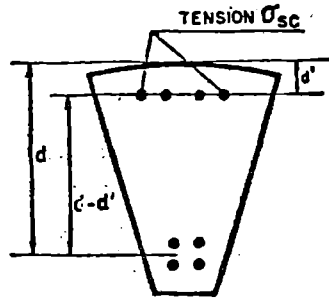
$0,75 f_{cd}$  si  $f_{ck} = 200 \text{ kp/cm}^2$   
 $0,85 f_{cd}$  si  $f_{ck} = 600 \text{ kp/cm}^2$

e interpolando o extrapolando linealmente para hormigones de otras resistencias.

No obstante, para mayor sencillez de cálculo, esta Instrucción adopta el valor constante  $0,7 f_{cd}$  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 ( $x \leq d$ ) se alcanza ese valor.





Si  $d' \leq 0,2d$ ,  $\sigma_{sc} = f_{yc,d} \geq 4.000 \text{ kp/cm}^2$   
 Si  $d' > 0,2d$ ,  $\sigma_{sc}$  SE CALCULA POR LA  
 ECUACION DE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

Fig. 37.f

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 y 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 d 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  $x = \infty$  correspondería a la compresión simple, pero este caso no debe resolverse por la teoría del momento tope (véase anejo 7, apartado 3.3).

d) La introducción del momento tope equivale a reducir gradualmente la tensión en el hormigón desde el valor  $f_{cd}$  hasta el valor  $0,7 f_{cd}$  a medida que va aumentando la amplitud de la zona comprimida, a partir de una cierta profundidad límite. El valor mínimo  $0,7 f_{cd}$  correspondería el caso límite  $x = \infty$  (véase el párrafo c) anterior).

e) Se limita la resistencia de cálculo del acero en compresión al valor  $4.000 \text{ kp/cm}^2$  para que no se sobrepase la resistencia que corresponde a una deformación del 0,2 por 100, que es, a efectos de cálculo, la máxima admitida en las armaduras de compresión de las piezas de hormigón armado.

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.

ARTICULO 38. DISPOSICIONES RELATIVAS A LAS ARMADURAS

38.1. Flexión simple o compuesta.

En las secciones sometidas a flexión simple o compuesta, si la armadura de tracción  $A_s$  dada por el cálculo es

$$A_s < 0,04 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$$

se dispondrá como armadura de tracción el menor de los dos valores siguientes:

a)  $0,04 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c$

b)  $\alpha \cdot A_s$ , siendo:  $\alpha = 1,5 - 12,5 \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$

en donde:

$f_{yd}$  = resistencia de cálculo del acero en tracción.  
 $f_{cd}$  = resistencia de cálculo del hormigón en compresión.  
 $A_c$  = área de la sección total de hormigón.

En cualquier caso deberá comprobarse además que las cuantías geométricas de armadura cumplen lo exigido en la tabla 38.3.

Si existen además armaduras en compresión, para poderlas tener en cuenta en el cálculo será preciso que vayan sujetas por cercos cuya separación «s» sea igual o inferior a 15 veces el diámetro  $\varnothing_{min}$  de la barra comprimida más delgada y cuyo diámetro  $\varnothing_t$  sea igual o superior a la cuarta de  $\varnothing_{max}$ , siendo  $\varnothing_{max}$  el diámetro de la barra comprimida más gruesa. Si la separación «s» entre cercos es inferior a  $15 \varnothing_{min}$ , su diámetro  $\varnothing_t$  podrá disminuirse de tal forma que la relación entre la sección del acero y la separación «s» siga siendo la misma que cuando se adopta:

$$\varnothing_t = \frac{1}{4} \varnothing_{max}; \text{ y } s = 15 \cdot \varnothing_{min}$$

Comentarios.

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:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,05 N_d$$

Independientemente de lo anterior, debe recordarse que la separación «s» viene limitada también por la condición  $s \leq 0,85 d$  establecida en 38.5 y que, para poder aprovechar íntegramente la capacidad resistente  $0,9 A_{st} \cdot f_{td}$  de los cercos o estribos a esfuerzo cortante, deberá verificarse:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,9 A_{st} \cdot f_{td}$$

En zonas de solapo y de doblado de las barras puede ser necesario aumentar la cuantía de la armadura transversal.

38.2. Compresión simple o compuesta.

En las secciones sometidas a compresión simple o compuesta las armaduras principales en compresión  $A'_{s1}$  y  $A'_{s2}$  (ver figura 38.2.a) deberán cumplir las limitaciones siguientes:

$$\begin{aligned} A'_{s1} \cdot f_{yc,d} &\geq 0,05 N_d & A'_{s1} \cdot f_{yc,d} &\leq 0,5 f_{cd} \cdot A_c \\ A'_{s2} \cdot f_{yc,d} &\geq 0,05 N_d & A'_{s2} \cdot f_{yc,d} &\leq 0,5 f_{cd} \cdot A_c \end{aligned}$$

en donde:

$f_{yc,d}$  = resistencia de cálculo del acero a compresión.  
 $N_d$  = esfuerzo normal mayorado de compresión, actuante.  
 $f_{cd}$  = resistencia de cálculo del hormigón en compresión.  
 $A_c$  = área de la sección total de hormigón.

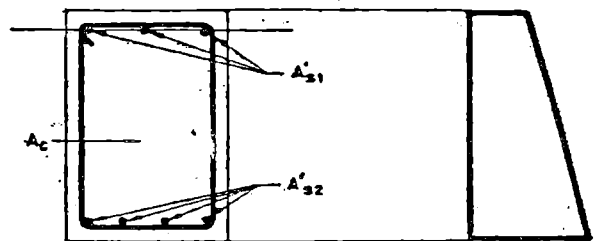


Fig. 38.2.a

Se comprobará, además, que las cuantías geométricas de armadura no son inferiores a los valores exigidos en la tabla 38.3.

La armadura principal estará formada, al menos, por cuatro barras, en el caso de secciones rectangulares y por seis barras en el caso de secciones circulares, siendo la separación entre dos consecutivas de 35 cm., como máximo. El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm. Además, tales barras irán sujetas por cercos o estribos, cuya separación «s» habrá de ser igual o inferior a quince veces el diámetro  $\varnothing_{min}$  de la barra comprimida más delgada y cuyo diámetro  $\varnothing_t$  habrá de ser igual o superior a  $1/4 \varnothing_{max}$ , siendo  $\varnothing_{max}$  el diámetro de la barra comprimida más gruesa. Si la separación «s» entre cercos es inferior a  $15 \varnothing_{min}$  su diámetro  $\varnothing_t$  podrá disminuirse de tal forma que la relación entre la sección del cerco y la separación «s» siga siendo la misma que cuando se adopta

$$\varnothing_t = \frac{1}{4} \varnothing_{max}; \text{ y } s = 15 \varnothing_{min}$$

Por otra parte, la separación «s» entre cercos o estribos no podrá superar la menor dimensión del núcleo limitado por el borde exterior de la armadura transversal.

En soportes circulares el número mínimo de barras será de seis, pudiendo los estribos ser circulares o adoptando una distribución helicoidal de la armadura transversal.

Comentarios.

En los casos de compresión simple con armadura simétrica, las cuatro fórmulas limitativas incluidas en el apartado que se comenta quedan reducidas a:

$$\begin{aligned} A_s \cdot f_{yc,d} &\geq 0,1 N_d \\ A_s \cdot f_{yc,d} &\leq f_{cd} \cdot A_c \end{aligned}$$

siendo  $A_s$  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 solo en las esquinas, sino también a lo largo de las caras, para que las barras centrales

queden realmente sujetas, convendrá adoptar disposiciones del tipo de las indicadas en las figuras 38.2.b, 38.2.c y 38.2.d, sujetando, al menos, una de cada dos barras consecutivas de la misma cara y todas aquellas que se dispongan a una distancia  $a > 15$  cm.

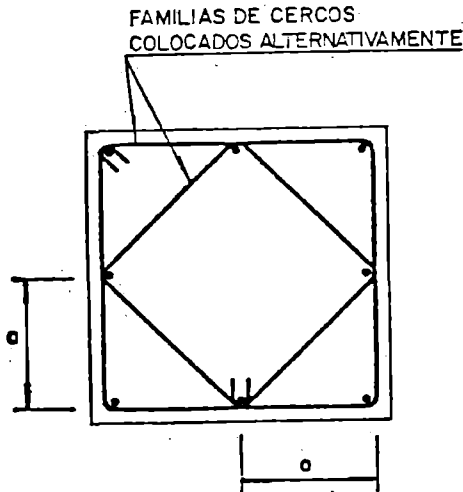


Fig. 38.2.b

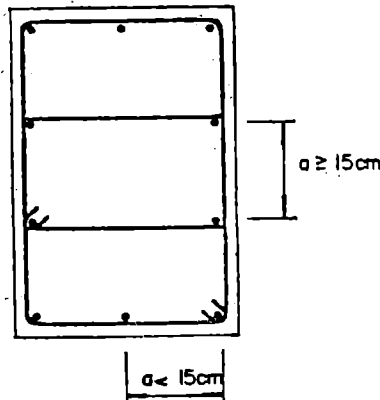


Fig. 38.2.c

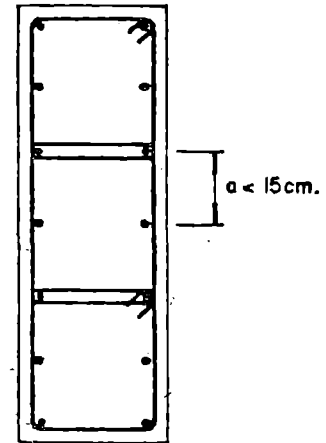


Fig. 38.2.d

En muros o pantallas sometidos a compresión dominante es conveniente sujetar con estribos una de cada dos barras, alternándolas tanto vertical como horizontalmente.

En los bordes o extremos de estos elementos convendrá disponer armadura transversal suficiente atando todos los nudos.

38.3. Cuantías geométricas mínimas.

En la tabla 38.3 se indican los valores de las cuantías geométricas mínimas de armadura que, en cualquier caso, deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función del tipo de acero utilizado, siempre que dichos valores resulten más exigentes que los señalados en 38.1 y 38.2.

TABLA 38.3  
Cuantías geométricas mínimas referidas a la sección total de hormigón  
(En tanto por mil)

	AE-215 L	AEH-400	AEH-500	AEH-600
Soportes (*).	8	4	4	4
Losas (**).	2	1,8	1,5	1,4
Vigas (***)	5	3,3	2,8	2,3
Muros (****).	Horizontal.	2,5	1,8	1,4
	Vertical.	1,5	1,2	0,9

(\*) Cuantía mínima de la armadura longitudinal.

(\*\*) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren estudio especial.

(\*\*\*) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30 por 100 de la consignada.

(\*\*\*\*) Cuantía mínima de la armadura total en la dirección considerada. Esta armadura total debe distribuirse entre las dos caras, de forma que ninguna de ellas tenga una cuantía inferior a un tercio de la indicada. Los muros que deban cumplir requisitos de estanquidad requieren estudio especial.

Comentarios.

Una de las razones que justifican la exigencia de cuantías mínimas es la presencia de esfuerzos térmicos y de retracción que con frecuencia, no se tienen en cuenta en el cálculo (véase comentario a 28.4). La experiencia demuestra que los valores mínimos indicados en la tabla 38.3 son suficientes para cubrir estos efectos en los casos ordinarios.

38.4. Tracción simple o compuesta.

En el caso de secciones sometidas a tracción simple o compuesta provistas de dos armaduras principales  $A_{s1}$  y  $A_{s2}$ , deberán cumplirse las siguientes limitaciones:

$$f_{yd} \cdot A_{s1} \geq 0,04 f_{cd} \cdot A_c$$

$$f_{yd} \cdot A_{s2} \geq 0,04 f_{cd} \cdot A_c$$

siendo:

$f_{cd}$  = resistencia de cálculo del hormigón en compresión.  
 $A_c$  = área de la sección total del hormigón.

ARTICULO 39. CALCULO RESISTENTE DE SECCIONES SOMETIDAS A SOLICITACIONES TANGENTES

39.1. Resistencia a esfuerzo cortante.

39.1.1. Consideraciones generales.

Dados los conocimientos actuales sobre la resistencia de las estructuras de hormigón frente a esfuerzos cortantes se establece un método general de cálculo, llamado «regla de cosido» (39.1.2), que deberá utilizarse en todos aquellos elementos estructurales o partes de los mismos que, presentando estados planos de tensión o asimilables a tales, estén sometidos a solicitaciones tangentes según un plano conocido y no correspondan a los casos particulares tratados de forma explícita en esta Instrucción, tales como elementos lineales (39.1.3), placas y losas (39.1.4).

Comentarios.

«La «regla de cosido» a que se refiere el articulado, no es más que una generalización del método de las barras de Ritter-Mörsch que proporciona resultados que se sitúan del lado de la seguridad respecto a los deducidos experimentalmente. Por ello, siempre que existe un número suficientemente grande de tales

resultados experimentales, como para permitir, de forma segura, deducir métodos de cálculo con los que se consigue aprovechar mejor la capacidad resistente de los elementos estructurales ensayados, aquellos se proponen en la presente Instrucción como métodos particulares de cálculo. Tal ocurre, en particular, con las vigas o elementos lineales, sometidos a flexión simple o compuesta, de cuya extensa experimentación se ha podido extraer un profundo conocimiento de su comportamiento resistente. La misma razón ha conducido a dar un tratamiento particular, en el marco de este artículo a las estructuras superficiales planas sometidas a cargas normales a su plano.

39.1.2. Regla de cosido.

Toda sección de un elemento, según un plano P cualquiera, sobre la que las acciones exteriores originan tensiones tangen-

ciales debe ser atravesada por armaduras transversales (de cosido), convenientemente ancladas a ambos lados de aquel plano P, calculadas según la expresión siguiente (regla de cosido para  $\theta = 45^\circ$ . Véase fig. 39.1.2):

$$\Sigma A_{af,ya,da} (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) \geq \tau_d \cdot b \quad (11)$$

La notación utilizada tanto en este apartado como en todos los de 39.1 es la siguiente:

b = Anchura del elemento.

$A_a$  = Sección, por unidad de longitud, según el plano P, de cada grupo de armaduras transversales que atraviesan el plano P y forman un ángulo  $\alpha$  con el mismo.

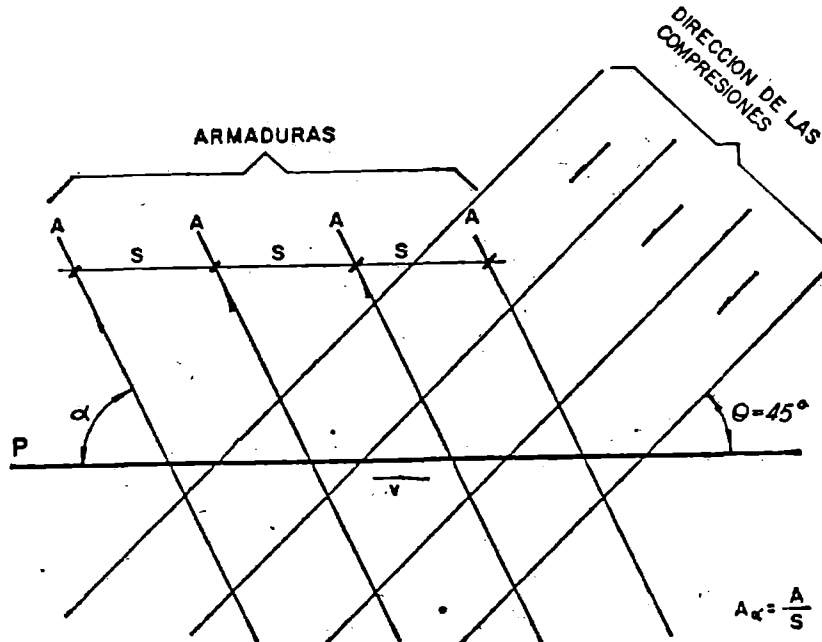


Fig. 39.1.2

$f_{ya,d}$  = Resistencia de cálculo de las armaduras transversales  $> 1.200 \text{ kp/cm}^2$   
 $\tau_d$  = Tensión tangencial de cálculo en el plano P correspondiente a la anchura b.

Por otra parte, para asegurar que no se produce el agotamiento por compresión del hormigón deberá comprobarse:

$$\tau_d \leq 0,3 f_{cd} (1 + \text{cotg } \alpha) \quad (2)$$

Comentarios.

En el caso de que el ángulo  $\alpha$  sea de  $90^\circ$  o de  $45^\circ$ , la expresión que proporciona la armadura se transforma en:

— para  $\alpha = 90^\circ \Sigma A_{90} f_{ya,d} = \tau_d \cdot b$

— para  $\alpha = 45^\circ \Sigma A_{45} f_{ya,d} = \tau_d \cdot b \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}$

Cuando existan simultáneamente varios grupos de armaduras transversales con distintas inclinaciones respecto al plano P, a efectos de la comprobación determinada por la fórmula (2) el ángulo  $\alpha$  podrá deducirse de la combinación vertical de las fuerzas desarrolladas por cada grupo de armaduras en una longitud unidad.

39.1.3. Resistencia a esfuerzo cortante de elementos lineales.

Las prescripciones incluidas en los diferentes párrafos de este apartado son de aplicación exclusivamente a elementos lineales sometidos a esfuerzos combinados de flexión, cortante y axial (compresión o tracción).

A los efectos de este apartado se entiende por elementos lineales a aquellos cuya distancia entre puntos de momento nulo es igual o superior a dos veces su canto total y cuya anchura es igual o inferior a cinco veces dicho canto, pudiendo ser su directriz recta o curva.

39.1.3.1. Esfuerzo cortante reducido.

Las comprobaciones relativas al estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante pueden llevarse a cabo a partir del esfuerzo cortante reducido,  $V_{rd}$ , dado por la siguiente expresión:

$$V_{rd} = V_a + V_{cd}$$

donde:

$V_a$  = Valor de cálculo del esfuerzo cortante, producido por las acciones exteriores.

$V_{cd}$  = Valor de cálculo de la componente paralela a la sección, de la resultante de tensiones normales, tanto de compresión como de tracción, sobre las fibras longitudinales de hormigón, en piezas de sección variable.

39.1.3.2. Comprobaciones que hay que realizar.

El estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante puede alcanzarse ya sea por agotarse la resistencia a compresión del alma o por agotarse su resistencia a tracción. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente:

$$\begin{aligned} V_{rd} &\leq V_{u1} \\ V_{rd} &\leq V_{u2} \end{aligned}$$

donde:

$V_{rd}$  = esfuerzo cortante reducido de cálculo definido en 39.1.3.1.  
 $V_{u1}$  = esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$V_{u2}$  = esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

39.1.3.2.1. Obtención de  $V_{u1}$ .

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del hormigón del alma se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{u1} = 0,30 f_{cd} (1 + \text{cotg } \alpha) b \cdot d \geq 0,45 f_{cd} \cdot b \cdot d$$

En el caso de armadura transversal formada por barras levantadas y estribos normales al eje de la pieza:

$$V_{u1} = 0,30 f_{cd} \cdot b \cdot d$$

Esta comprobación no se exige en el eje de apoyo, sino en su borde.

Comentarios.

Para la deducción del ángulo  $\alpha$  cuando existan varios grupos de armaduras con distintas inclinaciones respecto al eje del elemento, puede aplicarse lo indicado en el comentario al 39.1.2.

39.1.3.2.2. Obtención de  $V_{u2}$ :

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale:

$$V_{u2} = V_{su} + V_{eu}$$

donde:

$V_{su}$  = contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

$V_{cu}$  = contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante.

a) Cálculo de  $V_{cu}$ :

$$V_{su} = \sum A_a \cdot f_{ya,d} \cdot 0,9 \cdot d (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

b) Cálculo de  $V_{cu}$ :

En general, el término  $V_{cu}$  de cálculo se tomará igual a:

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

siendo:

$d$  = canto útil de la sección.  
 $b_w$  = anchura del alma de la viga.

$f_{cv}$  = resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante, dada en  $kp/cm^2$  por la expresión:

$$f_{cv} = 0,5 \sqrt{f_{cd}}$$

donde:

$f_{cd}$  es la resistencia de cálculo del hormigón, expresada en kilopondios por centímetro cuadrado.

La comprobación correspondiente a  $V_{cu}$  se efectúa para una sección situada a distancia de un canto útil del borde del apoyo directo y se lleva hasta el apoyo.

Si en la sección considerada la anchura del alma no es constante, se adoptará como  $b_w$  el menor ancho que presente la sección en una altura igual a los tres cuartos del canto útil, contados a partir de la armadura de tracción (figura 39.1.3.2.2).

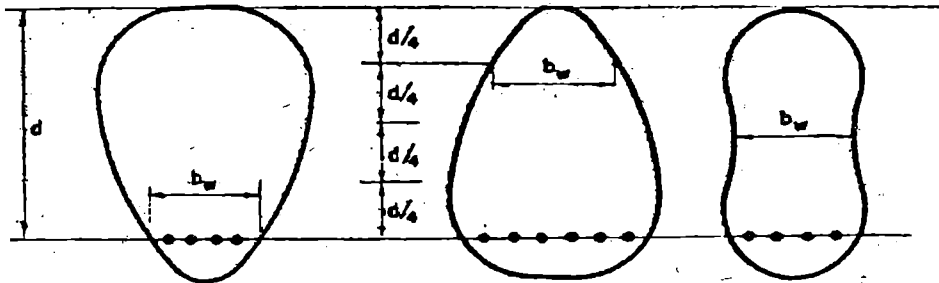


Fig. 39.1.3.2.2

En los casos especiales en que la armadura longitudinal de tracción sea superabundante y en aquellos otros en que actúe sobre la sección considerada un esfuerzo normal  $N$  de compresión, podrá considerarse para  $V_{cu}$  un valor más alto de (1) siempre que se justifique convenientemente. En ningún caso se admitirá para  $V_{cu}$  un valor mayor del doble del dado por la fórmula (1).

En aquellos casos que sobre la sección considerada actúe un esfuerzo normal de tracción, si la fibra neutra está fuera de la sección se tomará  $V_{cd} = 0$ . En otros casos de presencia de tracción se asignará a  $V_{cd}$  un valor menor del establecido en (1).

**Comentarios.**

Para elementos sometidos a esfuerzos normales de compresión, el valor obtenido por medio de la ecuación (1) puede aumentarse multiplicándole por el coeficiente:

$$1 + \frac{M_o}{M_d} \geq 2$$

Donde:

$M_o$  = momento de descompresión de la sección en estudio, entendiéndose por tal el que reduce a valor nulo la tensión de compresión en la fibra menos comprimida. Este momento no es nulo si existe un esfuerzo normal de compresión. Hay que tener en cuenta que el momento de descompresión  $M_o$  hay que deducirlo a partir del esfuerzo normal mínimo concomitante con  $V_d$  y, por tanto, dado que su efecto es favorable, habrán de aplicarse los coeficientes de ponderación correspondientes.

$M_d$  = momento de cálculo concomitante con  $V_d$ .

Hay que tener en cuenta, por otra parte, que si el esfuerzo normal sobre la sección es de tracción, el término  $\frac{M_o}{M_d}$  puede

hacerse negativo, por lo que habrá que multiplicar  $V_{cd}$  por un valor menor que 1; Si  $N$  es de tracción se recomienda considerar  $V_{cu} = 0$ .

**39.1.3.2.3. Casos especiales de carga.**

A los efectos exclusivos de las comprobaciones de 39.1.3.2.2, y cuando sobre dos caras opuestas de una pieza actúan una carga y una reacción a una distancia entre ellas no mayor de  $0,75 d$ , la fracción de la carga equilibrada por toda o parte de la reacción podrá no ser tenida en cuenta en la región de la pieza comprendida entre esas dos fuerzas.

Cuando se somete una viga a una carga colgada, aplicada a un nivel tal que quede fuera de la cabeza de compresión de la viga, se dispondrán las oportunas armaduras transversales (armaduras de suspensión), convenientemente ancladas, para transferir el esfuerzo correspondiente a aquella cabeza de compresión.

**Comentarios.**

A los efectos de la comprobación del 39.1.3.2.2 en el cálculo de  $V_d$  pueden despreciarse, 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 (fig. 39.1.3.2.3.a)

El caso a que se refiere el segundo párrafo del apartado que se comenta puede presentarse en las vigas embrochadas (figura 39.1.3.2.3.b). Las armaduras correspondientes se denominan «armaduras de suspensión».

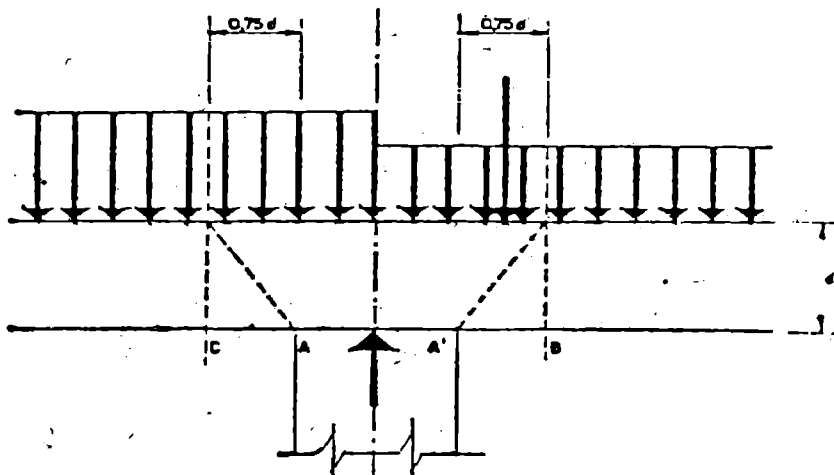


Fig. 39.1.3.2.3.a

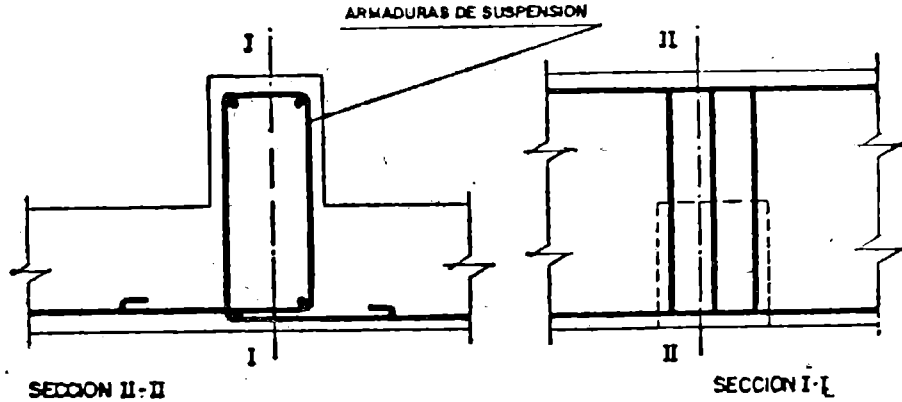


Fig. 39.1.3.2.3.b

39.1.3.3. Disposiciones relativas a las armaduras.

39.1.3.3.1. Armaduras transversales

La separación  $s_t$  entre cercos o estribos deberá cumplir las condiciones:

$$\begin{aligned} s_t &\leq 30 \text{ cm.} \\ s_t &\leq 0,85 d \\ s_t &\leq 3 b \end{aligned}$$

Si existe armadura de compresión y se tiene en cuenta en el cálculo, los cercos o estribos cumplirán las prescripciones del artículo 38.

En todos los casos, se prolongará la colocación de cercos o estribos en una longitud igual a medio canto de la pieza, más allá de la sección en la que teóricamente dejen de ser necesarios.

La separación  $s_t$  entre barras levantadas será en general menor o igual a  $0,85 d$ , pudiendo llegarse, como máximo, a  $1,2 d$  para  $\alpha = 45^\circ$  en las zonas en que el esfuerzo cortante no sea máximo.

Todo elemento lineal debe llevar una armadura transversal, llamada de alma, compuesta de barras paralelas a las caras laterales del alma y ancladas eficazmente en una y otra cabeza.

Estas armaduras deben formar con el eje de la viga un ángulo comprendido entre  $45^\circ$  y  $90^\circ$ , inclinadas en el mismo sentido que la tensión principal de tracción producida por las cargas exteriores al nivel del centro de gravedad de la sección de la viga supuesta no fisurada.

La cuantía mínima de tales armaduras debe ser tal que se cumpla la relación

$$\Sigma \frac{A_s \cdot f_{ya} \cdot a}{\sin \alpha} \geq 0,02 f_{cd} b_w$$

donde:

$b_w$  = espesor del alma.

En el caso de que se hayan levantado barras como armadura transversal, éstas irán siempre acompañadas por estribos cerrados, los cuales deberán absorber al menos la tercera parte del valor  $V_{u2}$ .

Comentarios.

La limitación  $s_t \leq 30 \text{ cm.}$  conduce a no dejar sin armar zonas de hormigón de más de  $30 \text{ cm.}$  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.

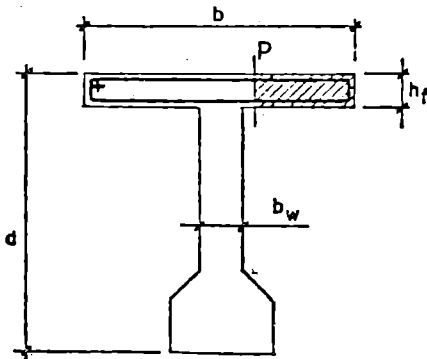


Fig. 39.1.3.4.a

b) Ala traccionada (fig. 39.1.3.4.b).

$$\tau_d = V_{rd} \frac{A_o}{A} \frac{1}{0,9d \cdot h_f}$$

Deben recordarse las disposiciones relativas a la sujeción de armaduras longitudinales expuestas en 38.1 y 38.2. Igualmente se tendrán en cuenta las recomendaciones del artículo 13, relativas a zonas de anclaje y partes curvas de las barras.

Se recuerda que determinados elementos, como las vigas de borde, por ejemplo, están sometidos a torsión, aunque esta sollicitación no se tenga en cuenta específicamente en los cálculos. En estos casos, y de acuerdo con 39.2.2, no se permite disponer estribos abiertos.

39.1.3.3.2. Armaduras longitudinales.

El efecto de la fisuración oblicua sobre la armadura longitudinal se tiene en cuenta, por exceso, al aplicar las prescripciones del 40.1.

Se recuerda también la conveniencia de disponer armaduras de piel longitudinales en piezas de canto superior a  $60 \text{ centímetros.}$

Comentarios.

Las armaduras longitudinales de flexión han de ser capaces de absorber un incremento de tracción respecto a la producida por  $M_d$  igual a:

$$\Delta T = V_{rd} - \frac{V_{su}}{2} \cotg \alpha$$

Esta prescripción queda automáticamente cumplida por exceso si se procede a la traslación de las leyes de momento indicadas en 40.1.

39.1.3.4. Unión de las alas de una viga con el alma.

Para el cálculo a tensiones tangenciales en las alas de las cabezas de vigas en T, I en cajón o similares se aplicará la regla de cosido de 39.1.2. La tensión  $\tau_d$  a que se hace referencia en dicha regla, es la tensión tangencial media de cálculo que aparece en el plano P, paralelo al alma, de arranque de las alas, o en otro plano cualquiera paralelo al de arranque si resulta más desfavorable.

Comentarios.

El valor de  $\tau_d$  se obtiene a partir del esfuerzo que debe ser transmitido al alma por unidad de longitud. Este esfuerzo corresponderá a la compresión en el hormigón para las cabezas comprimidas y a la tracción en las armaduras para las traccionadas.

Por tanto, y de forma aproximada, se pueden obtener los valores de  $\tau_d$  mediante las siguientes expresiones:

a) Ala comprimida (fig. 39.1.3.4.a):

$$\tau_d = V_{rd} \frac{b - b_w}{2b} \frac{1}{0,9d \cdot h_f}$$

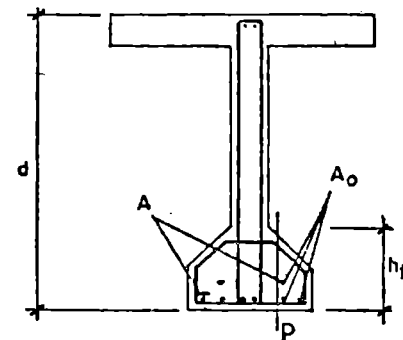


Fig. 39.1.3.4.b

siendo A la sección de armadura de tracción total y  $A_o$  la sección de la misma armadura que queda, por fuera de los cercos del alma, del lado del plano «P».

Es recomendable en cabezas de tracción con vuelos impor-

tantes distribuir uniformemente la armadura principal de tracción por dichos vuelos.

39.1.4. Resistencia a esfuerzo cortante de placas y losas.

Las prescripciones incluidas en este apartado son de aplicación exclusivamente a elementos superficiales planos, de sección llena o aligerada, cargados normalmente a su plano medio.

39.1.4.1. Sección resistente.

A efectos del cálculo de los esfuerzos cortantes de agotamiento, la anchura  $b_w$  de un nervio será la mínima a lo largo de su altura (ver fig. 39.1.4.1).

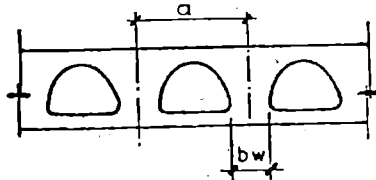


Fig. 39.1.4.1

En el caso de losas macizas, el cálculo se desarrollará para el cortante actuante por unidad de anchura.

39.1.4.2. Comprobaciones que hay que realizar.

Es necesario comprobar que se cumplen simultáneamente las dos condiciones:

$$\begin{aligned} V_{rd} &\leq V_{u1} \\ V_{rd} &\leq V_{u2} \end{aligned}$$

teniendo  $V_{rd}$ ,  $V_{u1}$ ,  $V_{u2}$  los mismos significados indicados en 39.1.3.2.

39.1.4.2.1. Obtención de  $V_{u1}$ :

Es de aplicación lo indicado en 39.1.3.2.1.

39.1.4.2.2. Obtención de  $V_{u2}$ .

a) Placas y losas sin armadura transversal.

Si no se disponen armaduras transversales, el esfuerzo cortante de agotamiento viene dado por:

$$V_{u2,a} = 0,50 V_{cu} \cdot \zeta (1 + 50\rho_1)$$

donde:

$\zeta = 1,6 - d \leq 1$ , con  $d$  expresado en metros.

$\rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d} \geq 0,02$  es la cuantía geométrica de armadura

longitudinal anclada a una distancia igual o mayor que  $d$  en el sentido de los momentos decrecientes a partir de la sección en estudio.

b) Placas y losas con armadura transversal.

Es de aplicación lo indicado en 39.1.3.2.2.

Comentarios.

Para losas sometidas a esfuerzos normales de compresión puede aplicarse lo indicado en el comentario de 39.1.3.2.2.

39.1.4.3. Disposiciones relativas a las armaduras.

39.1.4.3.1. Armaduras transversales:

a) La ausencia total de armadura transversal sólo está permitida si se cumplen las dos condiciones:

$$\begin{aligned} d &\leq 0,8 \text{ m.} \\ a &\leq 5 b_w \text{ (ver fig. 39.1.4.1)} \end{aligned}$$

b) En los casos en que no se cumplen las condiciones anteriores, o cuando

$$V_{rd} > V_{u2,a}$$

es de aplicación lo indicado en 39.1.3.3.1.

39.1.4.3.2. Armaduras longitudinales.

En el caso de tener que disponer armadura transversal—caso b)— es de aplicación lo indicado en 39.1.3.3.2.

39.2. Torsión.

39.2.1. Generalidades.

Toda pieza prismática de hormigón armado que tenga sollicitación de torsión simple o acompañada de flexión y esfuerzo cortante, se calculará según este apartado con las armaduras longitudinal y transversal que se describen en el mismo.

Comentarios.

El comportamiento a torsión de una pieza prismática depende de la forma de su sección, de la disposición de las armaduras y de la resistencia de los materiales. Además influyen las otras componentes de sollicitación  $N$ ,  $V$ ,  $M$ , que simultáneamente actúan.

Este apartado se refiere a piezas en las que la torsión produce fundamentalmente tensiones tangenciales en su sección, lo que ocurre en las secciones convexas macizas o huecas y en algunas otras.

Este apartado no es aplicable a las secciones no convexas

de pared delgada, en las que la torsión produce tensiones normales y tangenciales.

El estado tensional de la pieza no fisurada se transforma esencialmente al aparecer las fisuras, en función de la disposición de las armaduras, reduciéndose la rigidez a torsión de la pieza a una pequeña fracción de la pieza no fisurada.

La resistencia de los materiales influye en la forma de agotamiento y en el valor de la sollicitación que lo produce.

39.2.2. Disposiciones de las armaduras.

La armadura longitudinal estará constituida por barras paralelas a su directriz, distribuidas a separación uniforme, no superior a 30 centímetros, en un contorno de lados paralelos al contorno exterior de la sección (fig. 39.2.2), a la distancia  $c_0$  entre el baricentro de la armadura y el paramento más próximo, y teniendo una barra en cada esquina.

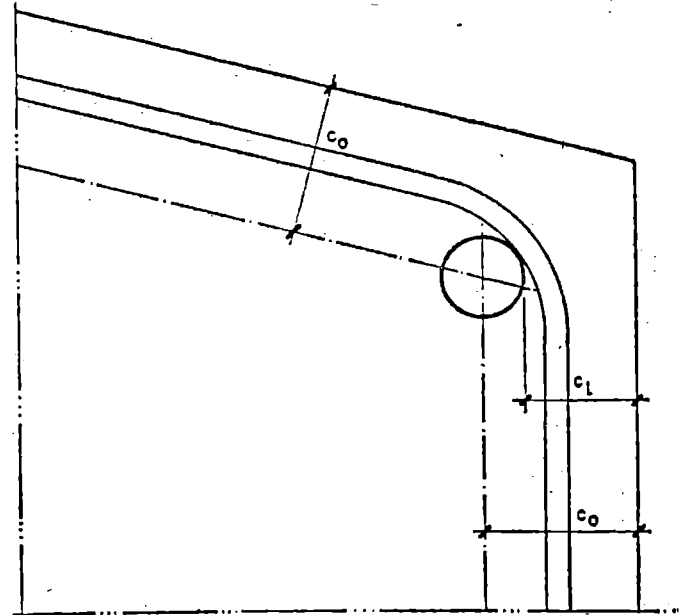


Fig. 39.2.2

Recubrimiento  $c_1$  de la armadura longitudinal y distancia  $c_0$  del baricentro de la armadura al paramento más próximo.

La armadura transversal estará constituida por cercos cerrados, con el solapo de empalme que prescribe el artículo 41, o con soldaduras en taller de resistencia no inferior a la del redondo del cerco, situados en planos normales a la directriz de la pieza.

La distancia entre cercos, medida paralelamente al eje de la pieza, no deberá superar el 85 por 100 de la menor dimensión del núcleo de hormigón rodeado por los cercos, ni los 30 centímetros.

Comentarios.

En el articulado se definen las armaduras longitudinales y transversales que generalmente se emplean en las piezas prismáticas sometidas a torsión, y para las que tienen validez el método de cálculo que establece la Instrucción.

Puede emplearse malla electrosoldada que sirve a la vez de armadura transversal y de armadura longitudinal parcial o total.

Pueden emplearse armaduras longitudinales o transversales con otra disposición, utilizando métodos de cálculo que proporcionen la misma seguridad que el aquí establecido.

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.

No debe confundirse la recomendación de cerrar los estribos por soldadura con la práctica de sustituir por puntos de soldadura otros medios de atado de armaduras longitudinales y transversales. Esta práctica puede ser, en muchos casos, perjudicial y, por tanto, se prohíbe realizarla (ver 13.1).

39.2.3. Comprobaciones relativas al hormigón.

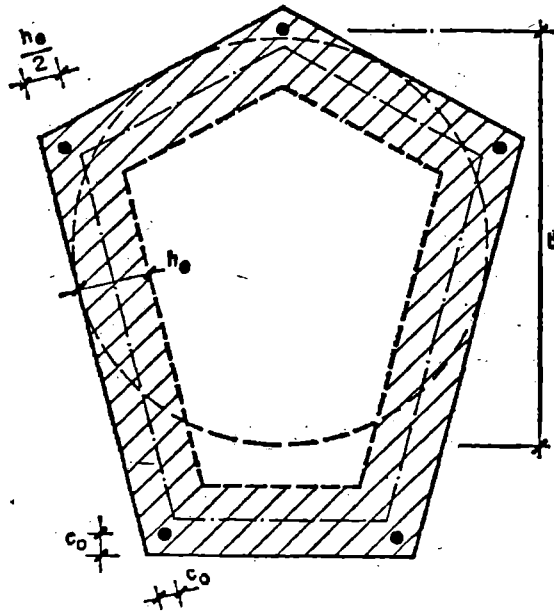
En una pieza de sección convexa maciza, cuyos ángulos sean superiores a 60° (fig. 39.2.3.1), se define una sección hueca eficaz, de espesor uniforme  $h_e$ , dado por:

$$h_e = \frac{b - 2c_0}{5} \geq \frac{b}{6}$$

en donde:

$b$  = diámetro de la mayor circunferencia inscribible en la sección. Si la sección es rectangular (fig. 39.2.3.2),  $b$  es su lado mínimo.

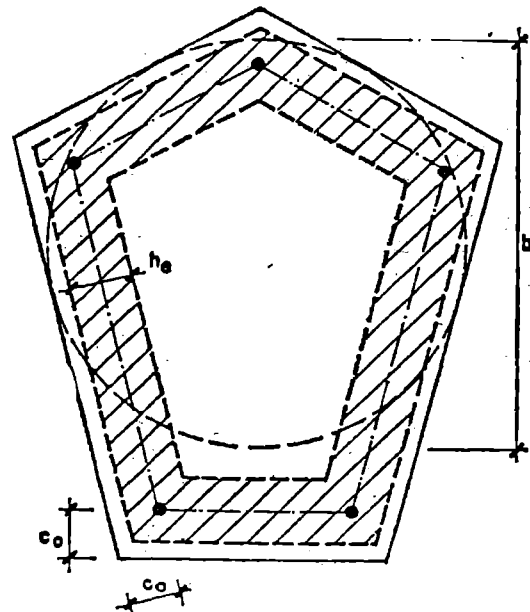
$c_0$  = distancia del baricentro de la armadura longitudinal al paramento más próximo.



a) ARMADURAS LONGITUDINALES SOMERAS EN LAS ESQUINAS.

$$c_o \leq \frac{b}{12}$$

$$\text{ESPESOR EFICAZ } h_e = \frac{b}{6}$$



b) ARMADURAS LONGITUDINALES PROFUNDAS EN LAS ESQUINAS.

$$c_o > \frac{b}{12}$$

$$\text{ESPESOR EFICAZ } h_e = \frac{b - 2c_o}{5}$$

SECCION MACIZA CONVEXA

y cuyo contorno medio está constituido por líneas paralelas a

las del contorno exterior de la sección, a la distancia  $\frac{h_e}{2}$  (figu-

ra 39.2.3.1.a) o  $c_o$  si fuese  $c_o > \frac{h_e}{2}$  (fig. 39.2.3.1.b).

DEFINICION DE SU SECCION HUECA EFICAZ

Fig. 39.2.3.1

La condición de agotamiento por compresión del hormigón es

$$T_d \leq T_{ul} = 0,36 f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \text{ con } 0,36 f_{cd} > 90 \text{ kp/cm}^2$$

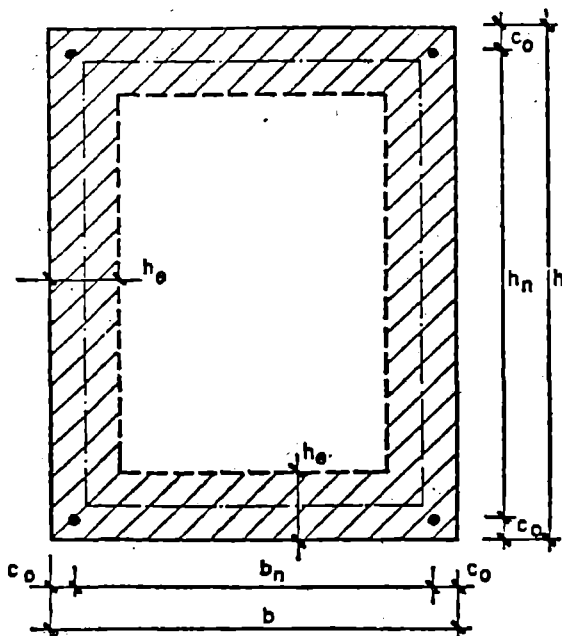
siendo:

$T_d$  = momento torsor de cálculo en la sección.

$T_{ul}$  = momento torsor de agotamiento por compresión del hormigón.

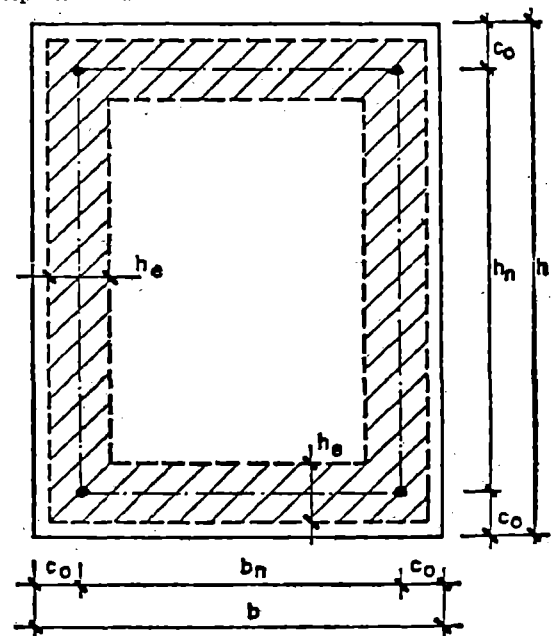
$A_e$  = área envuelta por el contorno medio de la sección hueca eficaz.

$h_e$  = espesor eficaz.



a) ARMADURAS LONGITUDINALES SOMERAS EN LAS ESQUINAS.

$$c_o \leq \frac{b}{12} \quad h_e = \frac{b}{6}$$



b) ARMADURAS LONGITUDINALES PROFUNDAS EN LAS ESQUINAS.

$$c_o > \frac{b}{12} \quad h_e = \frac{b_n}{5}$$

Fig. 39.2.3.2

Sección hueca eficaz definida en la sección rectangular

En una pieza de sección convexa hueca, la sección hueca eficaz se define del mismo modo anterior. Si la sección tiene una o más paredes cuyo espesor  $h_0$  sea menor que  $h_e$  (figura 39.2.3.3) la sección hueca eficaz tendrá en ellas espesor  $h_0$  y su perímetro medio estará en ellas a la distancia  $0,5 h_0$  del perímetro exterior. En la condición de agotamiento se sustituye en este caso  $h_e$  por el mínimo  $h_0$  de la sección.

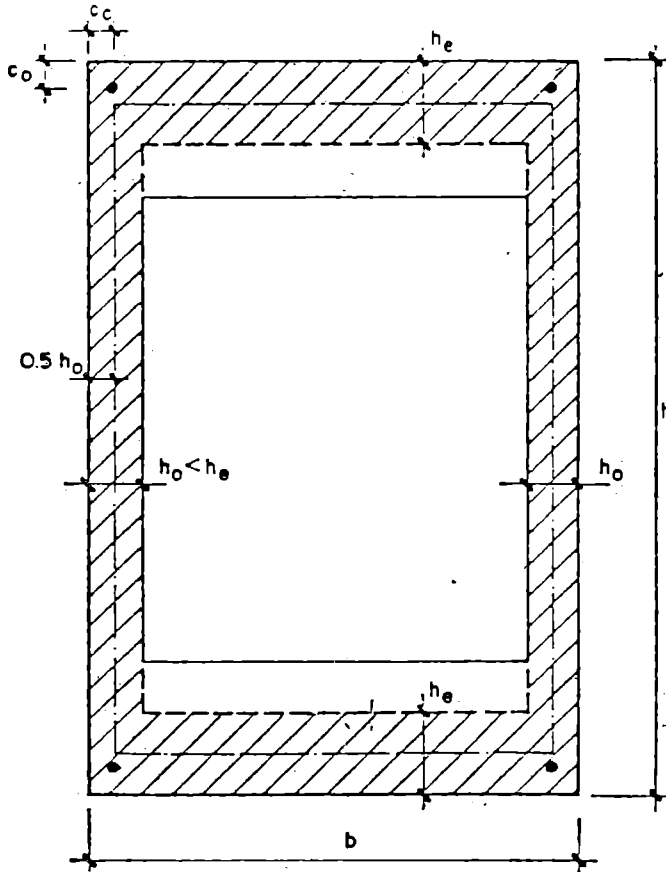


Fig. 39.2.3.3

Sección hueca convexa

**Comentarios.**

Sección convexa es aquella en que la tangente en cualquier punto de su contorno exterior deja toda la sección a un mismo lado.

En el agotamiento a torsión de una pieza de hormigón armado se producen fisuras y bielas comprimidas de hormigón entre ellas, contribuyendo solamente el hormigón incluido en la sección eficaz, como se ha puesto de manifiesto en ensayos comparativos de piezas macizas y huecas.

La tensión tangencial aparente que corresponde a la condición de agotamiento tiene el valor:

$$0,18 f_{cd} > 45 \text{ kp/cm}^2$$

que concuerda con la obtenida en ensayos efectuados sobre piezas muy armadas.

Si en una sección un ángulo del contorno exterior es de  $60^\circ$  o menos, puede tomarse como sección hueca eficaz la de contorno circular tangente de diámetro «b» y de espesor « $h_e$ ».

En secciones huecas de gran tamaño, la armadura longitudinal debe distribuirse entre la cara exterior y la interior de las paredes, para evitar fisuraciones.

En una pieza de sección no convexa, maciza o hueca, que pueda descomponerse en rectángulos, se determinará en cada rectángulo el espesor eficaz según se ha indicado. Con éstos se forma la sección hueca eficaz suprimiendo los elementos de pared que no siguen el contorno exterior. Cada rectángulo se considerará con una longitud máxima  $h = 3b$ , despreciando el resto si es mayor.

En las secciones no convexas, la contribución de las partes salientes de pequeño espesor eficaz es en general escasa, e incluso puede ocurrir que el producto  $A_e \cdot h_e$  sea mayor al no considerar alguna parte saliente, en cuyo caso es lícito no tomarla en consideración.

**39.2.4. Comprobaciones relativas a la armadura.**

La condición de agotamiento por tracción de la armadura transversal es:

$$T_d \leq T_{u2} = \frac{2 A_e A_t}{s} f_{td}$$

en donde:

- $T_d$  = momento torsor de cálculo.
- $T_{u2}$  = momento torsor de agotamiento por tracción de la armadura transversal.
- $A_e$  = área envuelta por el contorno medio de la sección hueca eficaz.
- $A_t$  = área de la sección de una de las barras, de los cercos, o de la malla, que constituyen la armadura transversal.
- $s$  = separación entre cercos, o entre barras de la malla.
- $f_{td}$  = resistencia de cálculo del acero de la armadura transversal ( $> 4.200 \text{ kp/cm}^2$ ).

La condición de agotamiento por tracción de la armadura longitudinal es:

$$T_d \leq T_{u3} = \frac{2 A_e}{u} A_{s1} f_{yd}$$

en donde:

- $T_{u3}$  = momento torsor de agotamiento por tracción de la armadura longitudinal.
- $u$  = perímetro del contorno medio de la sección hueca eficaz.
- $A_{s1}$  = área de la sección de todas las armaduras.
- $f_{yd}$  = resistencia del cálculo del acero de la armadura longitudinal.

**Comentarios.**

Conviene recordar que, para resistir la torsión, solamente son efectivas las armaduras dispuestas junto a las caras de las piezas, no siendo conveniente que  $c_o$  sea superior a  $b/6$  porque se reduce la eficacia de esta armadura y la del hormigón.

Las dos condiciones de agotamiento admiten que las bielas comprimidas del hormigón formen un ángulo de  $45^\circ$  con la directriz de la pieza, en cada una de las paredes de la sección hueca eficaz.

Si conviene adoptar la hipótesis de que forma un ángulo diferente de  $45^\circ$ , pero no menor de  $30^\circ$  ni mayor de  $60^\circ$ , los momentos torsores de agotamiento son:

$$T_{u2} = \frac{2 A_e A_t}{s \operatorname{tg} \theta} f_{td}$$

$$T_{u3} = \frac{2 A_e \operatorname{tg} \theta}{u} A_{s1} f_{yd}$$

En este caso la tensión tangencial aparente (comentario 39.2.3) debe limitarse a:  $0,36 f_{cd} \operatorname{sen} \theta \operatorname{cos} \theta$  con  $0,18 f_{cd} > 45 \text{ kp/cm}^2$ .

**39.2.5. Torsión y flexión.**

Si una sección sometida a torsión, con momento torsor de cálculo  $T_d$ , está además sometida a flexión, con esfuerzo cortante reducido  $V_{rd}$  (véase 39.1.3.1), la condición de agotamiento por compresión del hormigón es:

$$\frac{T_d}{T_{u1}} + \frac{V_{rd}}{V_{u1}} \leq 1$$

en donde:

- $T_{u1}$  = momento torsor de agotamiento por compresión del hormigón, definido en 39.2.3.
- $V_{u1}$  = esfuerzo cortante de agotamiento por compresión del hormigón, definido en 39.1.3.2.1.

La armadura longitudinal se determina separadamente para el momento torsor y el momento flector, y se superponen, teniendo en cuenta que la de torsión debe distribuirse uniformemente en el contorno de la sección y la de flexión en la zona de tracción y, si se requiere, en la de compresión.

El cálculo de la armadura transversal se hará separadamente para torsión con esfuerzo cortante igual a cero y para esfuerzo cortante con momento torsor igual a cero, sumándose las áreas correspondientes.

**Comentarios.**

La armadura longitudinal que así resulta queda del lado de la seguridad.

**ARTICULO 40. ANCLAJE DE LAS ARMADURAS**

**40.1. Generalidades.**

Los anclajes extremos de las barras podrán hacerse por gancho, patilla, prolongación recta o cualquier otro procedimiento (como soldadura sobre otra barra, por ejemplo) garantizado por la experiencia y que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón sin peligro para éste.



A efectos de anclaje de las barras en tracción para tener en cuenta el efecto de la fisuración oblicua debida al esfuerzo cortante se supondrá la envolvente de momentos flectores trasladada paralelamente al eje de la pieza en una magnitud igual al canto útil y en el sentido más desfavorable (fig. 40.1.a).

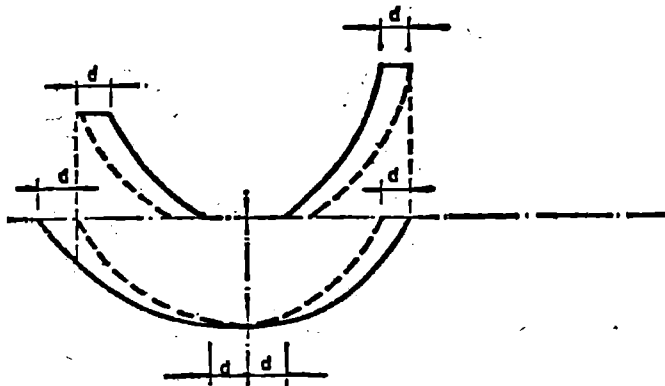


Fig. 40.1.a

Deberá continuarse hasta los apoyos al menos un tercio de la armadura necesaria para resistir el máximo momento positivo. Esta armadura se prolongará a partir del eje del apoyo en una magnitud igual a la correspondiente longitud de anclaje reducida.

En el caso de que puedan existir efectos dinámicos, las longitudes de anclaje indicadas en 40.2 y 40.3 se aumentarán en  $10 \phi$ .

Por el contrario, cuando la sección real de acero  $A_{s, real}$  sea superior a la estricta  $A_s$ , las longitudes de anclaje indicadas en 40.2 y 40.3 pueden reducirse en la relación  $A_{s, real}/A_s$ , no debiendo adoptar para la longitud resultante valores inferiores al mayor de los tres siguientes:

- a)  $10 \phi$ .
- b) 15 centímetros.
- c) La tercera parte de la longitud correspondiente al caso en que no se aplique la reducción.

Las longitudes de anclaje dependen de la posición que ocupan las barras en la pieza de hormigón. Se distinguen las dos posiciones siguientes:

- a) Posición I, de adherencia buena, para las armaduras que durante el hormigonado forman con la horizontal un ángulo comprendido entre  $45^\circ$  y  $90^\circ$  o que en el caso de formar un ángulo inferior a  $45^\circ$ , están situadas en la mitad inferior de la sección o a una distancia igual o mayor a 30 centímetros de la cara superior de una capa de hormigonado.
- b) Posición II, de adherencia deficiente, para las armaduras que durante el hormigonado no se encuentran en ninguno de los casos anteriores. En esta posición las longitudes de anclaje serán iguales a 1,4 veces las de la posición I.

**Comentarios.**

Quando se utilicen ganchos debe tenerse en cuenta que tales dispositivos no son verdaderamente eficaces más que cuando están cubiertos de un espesor suficiente de hormigón. Por ello, en el caso de vigas, es buena práctica inclinar los ganchos con el fin de que queden rodeados de la mayor masa posible de hormigón (fig. 40.1.b).

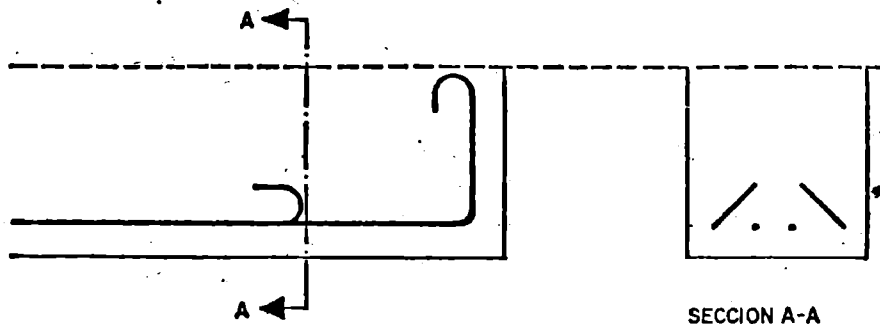


Fig. 40.1.b

El punto en que deja de ser necesaria una barra debe calcularse teniendo en cuenta tanto las solicitaciones normales como las tangenciales. De una manera suficientemente aproximada puede tenerse en cuenta el efecto de la solicitación tangencial, trasladando la envolvente de las leyes de momentos flectores, paralelamente al eje de la pieza, en una magnitud igual al canto útil y en el sentido más desfavorable.

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 al valor medio  $\tau_{bm}$ , que se define convencionalmente.
- b) Que en las partes curvas del anclaje se superpone a la adherencia un rozamiento entre el acero y el hormigón.

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

$$A_s \cdot f_{yd} = u \cdot l_b \cdot \tau_{bm}$$

con los siguientes significados:

- $A_s$  = área de la sección transversal de la barra.
  - $f_{yd}$  = resistencia de cálculo del acero.
  - $l_b$  = longitud de anclaje recto.
  - $u$  = perímetro de la barra.
  - $\tau_{bm}$  = tensión media de adherencia.
- Despejando  $l_b$ , queda

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bm}}$$

Para barras lisas el valor de  $\tau_{bm}$  es el indicado por  $\tau_{bd}$  en 42.2.

Para barras corrugadas el valor de  $\tau_{bm}$  depende del diámetro de la barra, de la calidad del hormigón y de la propia longitud de anclaje, por lo que su formulación es complicada y se ha

recurrido a la tabulación de las longitudes prácticas de anclaje en la tabla 40.3, basándose en la experimentación realizada con motivo de la homologación de las características adherentes de las barras fabricadas en España.

**40.2. Anclaje de las barras lisas.**

Salvo justificación especial, las barras lisas que trabajen exclusivamente a compresión se anclarán por prolongación recta o patilla. En los demás casos las barras se anclarán por gancho.

El gancho normal para barras lisas está formado (fig. 40.2.a) por una semicircunferencia de radio interior igual a  $2,5 \phi$  con una prolongación recta igual a  $2 \phi$ . La patilla normal para barras lisas está formada (fig. 40.2.b) por un cuarto de circunferencia de radio interior igual a  $2,5 \phi$  con una prolongación recta igual a  $2 \phi$ .

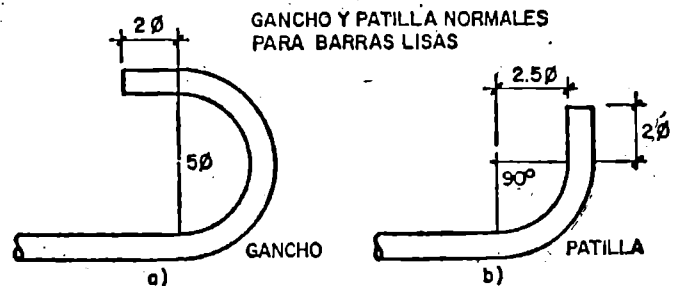


Fig. 40.2.a

Fig. 40.2.b

En la figura 40.2.c se indican las longitudes prácticas de anclaje que deben adoptarse para las barras lisas en los casos que se señalan.

Los valores de  $n$  se dan en la tabla 40.2.

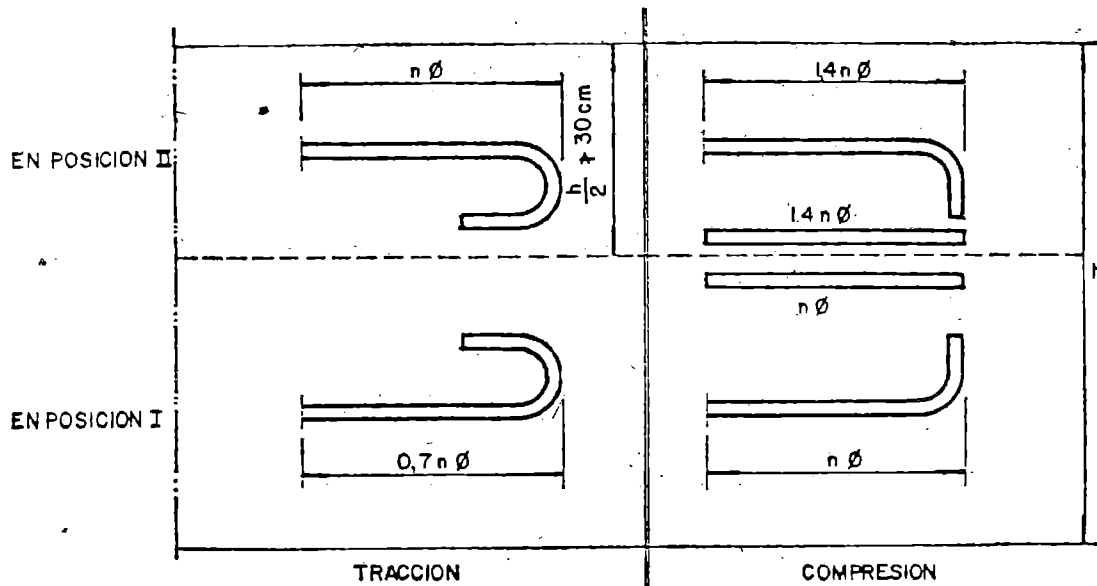


Fig. 40.2.c

TABLA 40.2

Hormigón	n
H-125	47
H-150	43
H-175	40
H-200	37
H-225	35
H-250	33
H-300 o mayor	30

Para anclajes en formas distintas a las anteriormente consideradas, podrán descontarse:  $5\phi$  en el caso de curvas comprendidas entre  $45^\circ$  y  $90^\circ$ ;  $10\phi$  para curvas entre  $90^\circ$  y  $135^\circ$ , y  $15\phi$  para curvas entre  $135^\circ$  y  $180^\circ$ .

Comentarios.

Como norma general, es aconsejable disponer los anclajes en zonas en las que el hormigón no esté sometido a tracciones importantes. Por esta causa, a veces es obligado el empleo de anclajes a  $45^\circ$  ó a  $90^\circ$ .

Los diámetros mínimos impuestos a los ganchos y patillas tienen por objeto limitar las tensiones de compresión localizadas en el hormigón, en contacto con la parte curva de la armadura. Debe tenerse en cuenta que, como consecuencia de la compresión localizada, pueden aparecer tracciones en el hormigón más perjudiciales que las compresiones originadas por el codo.

40.3. Anclaje de las barras corrugadas.

Este apartado se refiere a las barras corrugadas cuyas características de adherencia han sido homologadas y cumplen la condición establecida en el artículo noveno.

Salvo justificación especial, las barras corrugadas se anclarán preferentemente por prolongación recta, pudiendo también emplearse patilla en las barras trabajando a tracción.

La patilla normal para barras corrugadas está formada (figura 40.3.a) por un cuarto de circunferencia de radio interior igual a  $3,5\phi$ , con una prolongación recta igual a  $2\phi$ .

PATILLA NORMAL PARA BARRAS CORRUGADAS

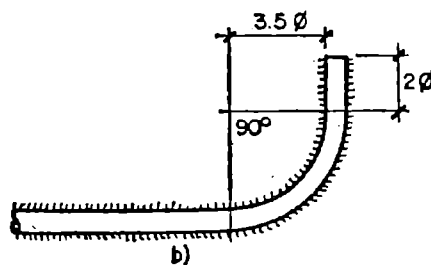


Fig. 40.3.a

Las longitudes prácticas de anclaje en prolongación recta pueden calcularse para las barras corrugadas con las siguientes fórmulas:

Para barras en posición I:

$$l_b = m \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{200} \phi \leq 15 \text{ cm}$$

Para barras en posición II:

$$l_b = 1,4 m \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{140} \phi \leq 15 \text{ cm}$$

siendo:

$\phi$  = diámetro de la barra, en centímetros.  
 m = coeficiente numérico, con los valores indicados en la tabla 40.3, en función del tipo de acero.  
 $f_{yk}$  = límite elástico garantizado del acero en  $\text{kp/cm}^2$ .

Deberán tenerse en cuenta las limitaciones de la figura 40.3.b.

TABLA 40.3

Hormigón	m		
	AEH-400	AEH-500	AEH-600
H-150	18	—	—
H-175	16	21	—
H-200	14	19	23
H-225	13	17	21
H-250	12	15	19
H-300	10	13	17
H-350	9	12	16
H-400	8	11	15
H-500	7	10	14

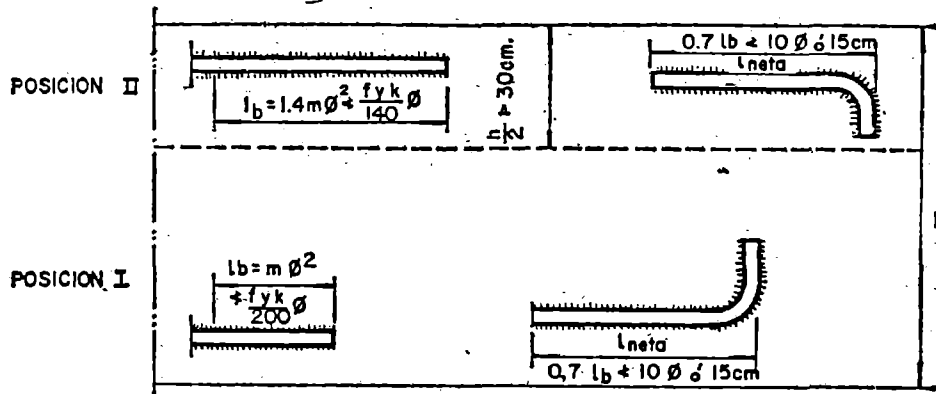


Fig. 40.3.b

La terminación en patilla normalizada de cualquier anclaje de barras corrugadas en tracción permite reducir la longitud de anclaje a  $0,7 l_b$ , no debiendo adoptar para la longitud neta resultante valores inferiores al mayor de los dos siguientes:

- a)  $10 \phi$ .
- b) 15 cm.

40.4. Reglas especiales para el caso de grupos de barras.

Siempre que sea posible, los anclajes de las barras de un grupo se harán por prolongación recta.

Cuando todas las barras del grupo dejan de ser necesarias en la misma sección, la longitud de anclaje de las barras será como mínimo:

- 1,3  $l_b$  para grupos de 2 barras
- 1,4  $l_b$  para grupos de 3 barras
- 1,6  $l_b$  para grupos de 4 barras

siendo  $l_b$  la longitud de anclaje correspondiente a una barra aislada.

Cuando las barras del grupo dejan de ser necesarias en secciones diferentes, a cada barra se le dará la longitud de anclaje que le corresponda según el siguiente criterio:

- 1,2  $l_b$  si va acompañada de 1 barra en la sección en que deja de ser necesaria;
- 1,3  $l_b$  si va acompañada de 2 barras en la sección en que deja de ser necesaria;
- 1,4  $l_b$  si va acompañada de 3 barras en la sección en que deja de ser necesaria.

Teniendo en cuenta que en ningún caso los extremos finales de las barras pueden distar entre sí menos de la longitud  $l_b$  (fig. 40.4).

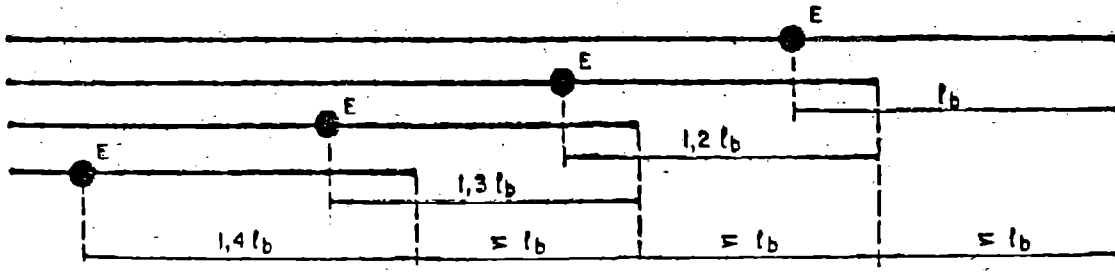


Fig. 40.4

E = sección en que deja de ser necesaria la barra.

40.5. Anclaje de mallas electrosoldadas.

A) Mallas corrugadas. La longitud de anclaje se determinará de acuerdo con la fórmula:

$$l_{b1} = l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s, \text{real}}}$$

siendo  $l_b$  el valor indicado en las fórmulas dadas en 40.3.

Si en la zona de anclaje existe al menos una barra transversal soldada, la longitud de anclaje se reducirá en el 30 por 100.

En todo caso, la longitud de anclaje no será inferior al mayor de los valores siguientes:

- a)  $0,3 l_b$ ;
- b)  $10 \phi$ .
- c) 15 cm.

Para el caso de barras dobles se aplicará lo dicho en 40.4.

B) Mallas lisas. La longitud de anclaje se calculará con la misma fórmula que para mallas corrugadas, pero no contendrá, en ningún caso, menos de  $4 \frac{A_s}{A_{s, \text{real}}}$  barras transversales.

En todo caso, la longitud de anclaje no será inferior al mayor de los valores siguientes:

- a)  $0,3 l_b$ ;
- b)  $10 \phi$ .
- c) 15 cm.

ARTICULO 41. EMPALME DE LAS ARMADURAS

41.1. Generalidades.

No se dispondrán más que aquellos empalmes indicados en los planos y los que autorice el Director de obra; empalmes que se procurará que queden alejados de las zonas en las que la armadura trabaje a su máxima carga.

Los empalmes podrán realizarse por solapo o por soldadura. Se admiten también otros tipos de empalme, con tal de que los ensayos con ellos efectuados demuestren que esas uniones poseen permanentemente una resistencia a la rotura no inferior a la de la menor de las 2 barras empalmadas, y que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1 milímetros.

Como norma general, los empalmes de las distintas barras en tracción de una pieza se distanciarán unos de otros de tal modo que sus centros queden separados, en la dirección de las armaduras, una longitud igual o mayor a  $l_b$  (fig. 41.1).

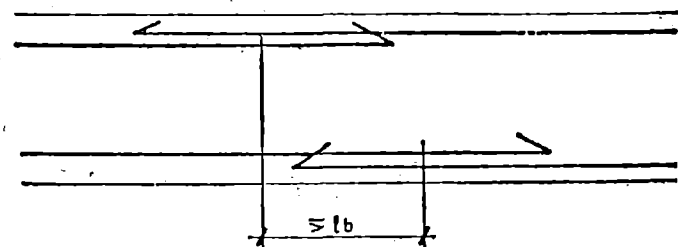


Fig. 41.1

41.2. Empalmes por solapo.

Este tipo de empalmes se realizará colocando las barras una al lado de la otra, dejando una separación entre ellas de cuatro  $\phi$  como máximo. Para armaduras en tracción esta separación no será menor que lo prescrito en 13.2.

Para el caso en que el porcentaje de barras solapadas en la misma sección sea menor o igual al 50 por 100 de las barras existentes en dicha sección, la sección de la armadura transversal será la definida en 40.3; mientras que en el caso de que el porcentaje sea mayor, la sección de la armadura transversal será los  $\frac{2}{3}$  de la sección de la barra solapada de mayor diámetro.

Cuando se trate de barras corrugadas, no se dispondrán ni ganchos ni patillas, y la longitud de solapo no será infe-

rior a  $\alpha l_b$ , siendo  $l_b$  la longitud definida en 40.3 y  $\alpha$  un coeficiente dado en la tabla 41.2, función del porcentaje de armaduras solapadas en una sección, respecto a la sección total de acero en esa misma sección.

Para barras de diámetro mayor de 32 milímetros sólo se admitirán los empalmes por solapo si se justifica satisfactoriamente, en cada caso, mediante estudios especiales, su correcto comportamiento.

TABLA 41.2  
Valores de  $\alpha$

Distancia entre los dos empalmes más próximos a:  (Fig. 41.2)	Porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión, en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	> 50 %	
$\leq 10 \varnothing$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$> 10 \varnothing$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

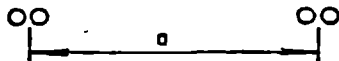


Fig. 41.2

En el caso de barras corrugadas pueden empalmarse todas las de una sección; mientras que si se trata de barras lisas sólo se pueden empalmar el 50 por 100 si las solicitaciones son estáticas y el 25 por 100 si las solicitaciones son dinámicas.

**Comentarios.**

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. Conviene respetar además las distancias establecidas en 13.2 y 13.3.

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.

La falta de experiencia y de los necesarios estudios sobre las medidas que deben adoptarse para garantizar el correcto comportamiento de los empalmes por solapo para barras de diámetro mayor de 32 milímetros aconseja utilizar en estos casos otros tipos de empalmes, especialmente los realizados mediante dispositivos metálicos, tales como manguitos.

**41.3. Empalme por solapo de grupos de barras.**

Para el empalme por solapo de un grupo de barras, se añadirá una barra suplementaria en toda la zona afectada por los empalmes, de diámetro igual al mayor de las que forman el grupo. Cada barra se colocará enfrentada a tope a aquella que va a empalmar. La separación entre los distintos empalmes y la prolongación de la barra suplementaria será de  $1,2 l_b$  o  $1,3 l_b$ , según sean grupos de dos o tres barras. (Fig. 41.3.)

Se prohíbe el empalme por solapo en los grupos de cuatro barras.

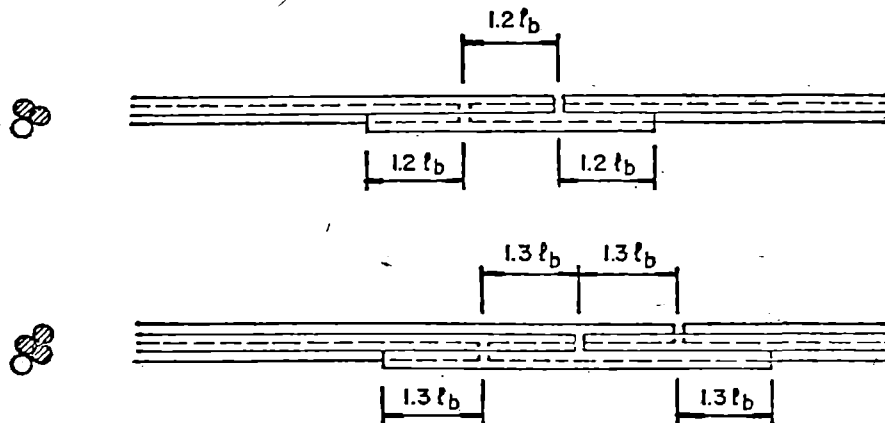
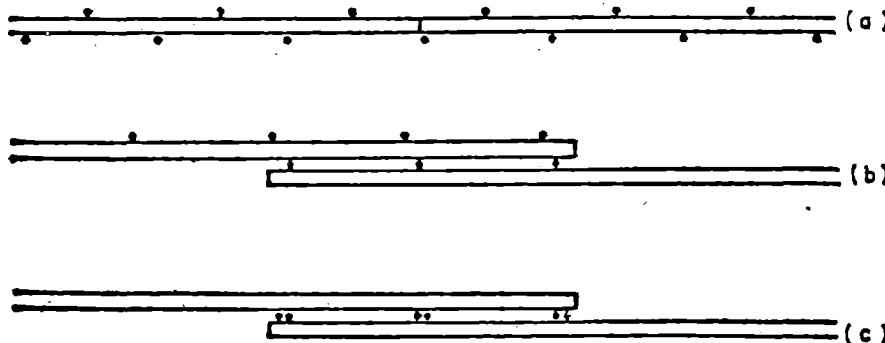


Fig. 41.3

**41.4. Empalmes por solapo de mallas electrosoldadas.**

Solapos longitudinales:

a) Mallas corrugadas. Se consideran dos posiciones de solapo, según la disposición de las mallas acopladas (fig. 41.4.a) y superpuestas o en capas (fig. 41.4 b y c).



• ALAMBRE TRANSVERSAL

▬ ALAMBRE PRINCIPAL

Fig. 41.4

Solapo de mallas acopladas: La longitud del solapo será:

$$l_{b1} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s, \text{real}}} \quad (1)$$

siendo  $l_b$  el valor dado en 40.3 y  $\alpha$  el coeficiente indicado en la tabla 41.2.

Para cargas predominantemente estáticas se permite el solapo del 100 por 100 de la armadura en la misma sección. Para cargas dinámicas sólo se permite el solapo del 100 por 100, si toda la armadura está dispuesta en una capa; y del 50 por 100 en caso contrario. En este último caso, los solapos se distanciarán entre sí la longitud  $l_{b1}$ .

En todos los casos la longitud mínima del solapo no será inferior al mayor de los valores siguientes:

- a)  $0,3 l_b$ .
- b)  $10 \varnothing$
- c) 15 cm.

Solapo de mallas superpuestas: La longitud del solapo será de  $1,7 l_{b1}$ .

En todos los casos la longitud mínima del solapo no será inferior al mayor de los siguientes valores:

- a)  $0,3 l_b$ .
- b)  $15 \varnothing$
- c) 20 cm.

Se procurará situar los solapos en zonas donde las tensiones de la armadura no superen el 60 por 100 de las máximas posibles.

La proporción de alambres que pueden ser solapados será del 100 por 100, si se dispone una sola capa de mallas, y del 60 por 100 si se disponen varias capas. En este caso la distancia mínima entre solapos deberá ser de  $1,5 \cdot l_{b1}$ . Con barras dobles de  $\varnothing > 8,5$  mm., sólo se permite solapar como máximo el 60 por 100 de la armadura.

b) Mallas lisas.

Solapo de mallas acopladas: La longitud del solapo será:

$$l_{b1} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s, \text{real}}} \quad (2)$$

siendo  $l_b$  el valor dado en 40.3 y  $\alpha$  el coeficiente indicado en la tabla 41.2.

En cualquier caso la longitud mínima del solapo no será inferior al mayor de los valores indicados a continuación:

- a)  $0,3 l_b$ .
- b)  $10 \varnothing$
- c) 15 cm.

Solapo de mallas superpuestas: La longitud del solapo será

de  $1,7 l_b$ , pero no contendrá menos de  $5 \frac{A_s}{A_{s, \text{real}}}$  barras transversales.

En cualquier caso, la longitud mínima del solapo no será inferior al mayor de los valores siguientes:

- a)  $0,3 l_b$ .
- b)  $15 \varnothing$
- c) 20 cm.

Solapos transversales.

Para mallas acopladas se aplicarán las fórmulas (1) y (2).

Para mallas superpuestas se dispondrán las longitudes de solapo indicadas en la siguiente tabla 41.4.

TABLA 41.4

$\varnothing$ mm.	Longitudes de solapo
$\varnothing \leq 6$	$\geq 150$ mm.; al menos una trama.
$6 < \varnothing \leq 8,5$	$\geq 250$ mm.; al menos dos tramas.
$8,5 < \varnothing \leq 12$	$\geq 400$ mm.; al menos dos tramas.

Si la armadura no se considera en el cálculo, el solapo podrá ser siempre de una sola trama, pero no menor de 150 mm., independientemente del diámetro que se emplee.

41.5. Empalmes por soldadura.

Siempre que la soldadura se realice con arreglo a las normas de buena práctica de esta técnica, y a reserva de que el tipo de acero de las barras utilizadas presente las debidas características de soldabilidad, los empalmes de esta clase podrán realizarse:

- a tope por resistencia eléctrica, según el método que incluye en su ciclo un período de forja;
- a tope al arco eléctrico, achaflanando los extremos de las barras;
- a solapo con cordones longitudinales, si las barras son de diámetro no superior a 25 mm.

No podrán disponerse empalmes por soldadura en los tramos de fuerte curvatura del trazado de las armaduras. En cambio, se admitirá la presencia, en una misma sección transversal de la pieza, de varios empalmes soldados a tope, siempre que su número no sea superior a la quinta parte del número total de barras que constituye la armadura en esa sección.

Comentarios.

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 14010.

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 mas 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 articulado se entenderá que la zona de empalme abarca toda la longitud de la barra afectada por el proceso térmico de la soldadura.

ARTICULO 42. ADHERENCIA DE LAS ARMADURAS

42.1. Condición de adherencia.

Para garantizar la adherencia suficiente entre la armadura y el hormigón circundante, la tensión tangencial de adherencia  $\tau_b$  producida por el esfuerzo cortante de cálculo  $V_d$ , en una viga de canto útil  $d$ , con armadura compuesta de  $n$  barras, cada una de perímetro  $u$ , tiene que cumplirse la limitación.

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot u} \leq \tau_{bd}$$

siendo:

$\tau_{bd}$  la resistencia de cálculo para adherencia, definida en 42.2, salvo para zapatas (ver 58.4.2).

Esta condición debe comprobarse para todos los elementos sometidos a punzonamiento (losas, ...) y para los demás elementos que lleven barras de diámetro superior a 25 mm.

Comentarios.

La adherencia permite la transmisión de esfuerzos tangenciales entre el hormigón y la armadura a lo largo de toda la longitud de ésta y también asegura el anclaje de la armadura en los dispositivos de anclaje de sus extremos.

La limitación introducida tiende a evitar la rotura local de adherencia causada por grandes modificaciones en la tracción de las armaduras en longitudes pequeñas.

Se evita el agotamiento longitudinal del hormigón y se reduce la fisuración oblicua, disponiendo suficiente recubrimiento de hormigón y una conveniente armadura transversal de estribos. Para la adherencia es favorable la presencia de una compresión transversal.

Las armaduras se dimensionarán de modo que en toda la longitud eficaz de la barra, bajo las acciones mayoradas, no se sobrepase la capacidad de adherencia en ningún punto, lo que equivale a limitar las tensiones tangenciales al valor de  $\tau_{bd}$ .

La condición de adherencia debe cumplirse siempre, aun cuando es suficiente comprobarla sólo en los casos que se indican.

42.2. Resistencia de cálculo para adherencia.

La resistencia de cálculo para adherencia  $\tau_{bd}$ , según el tipo de barras, a efectos de la comprobación indicada en 42.1, tiene el valor:

Barras lisas:  $\tau_{bd} = \frac{1,2}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}}$

Barras corrugadas:  $\tau_{bd} = \frac{\tau_{bu}}{1,3} \sqrt[3]{\left(\frac{f_{ck}}{225}\right)^2}$

En estas fórmulas,  $\tau_{bd}$  y  $f_{ck}$  se expresan en  $kp/cm^2$ , y los valores de  $\tau_{bu}$  son los límites mínimos indicados en 9.3.

**Comentarios.**

Las expresiones de la resistencia de cálculo para adherencia  $\tau_{bd}$  son de base experimental.

Se ha comprobado que la influencia de la calidad del hormigón en la adherencia de las barras lisas es menor que en la de las barras corrugadas lo que se refleja en las expresiones de la resistencia de cálculo.

En piezas sometidas a acciones dinámicas debe reducirse el valor de la resistencia de cálculo.

**ARTICULO 43. PANDEO**

**43.1: Generalidades.**

**43.1.1. Campo de aplicación.**

Este artículo concierne a la comprobación de soportes aislados, estructuras aporticadas y estructuras reticulares en general, en los que los efectos de segundo orden no pueden ser despreciados.

La aplicación de este artículo está limitada a los casos en que pueden despreciarse los efectos de torsión.

Esta Instrucción no cubre los casos en que la esbeltez mecánica  $\lambda$  de los soportes (ver definición en 43.1.2) es superior a 200. En soportes aislados con  $\lambda$  comprendida entre 100 y 200,

así como en estructuras traslacionales (ver comentario a 43.3), la comprobación frente al pandeo debe realizarse según el método general del 43.2. En soportes aislados o pertenecientes a estructuras intraslacionales, si  $\lambda$  está comprendida entre 35 y 100, puede aplicarse el método aproximado del 43.5.2; si  $\lambda$  es inferior a 35, pueden despreciarse los efectos de segundo orden y, en consecuencia, no efectuar ninguna comprobación a pandeo.

**Comentarios.**

El valor de la deformación y, por lo tanto, de la sollicitación de segundo orden (fig. 43.1.1.a) depende de las características de deformabilidad de la pieza. Si los efectos de segundo orden pueden ser despreciados, no es necesaria la comprobación a pandeo (caso 1 de la fig. 43.1.1.b). Caso contrario, dichos efectos pueden producir:

- bien una deformación de valor estable  $\Delta$  que, sumada a la excentricidad  $e_1$  de primer orden, provoque el agotamiento (caso 2 de la fig. 43.1.1.b);
- bien el agotamiento por deformaciones que crecen rápidamente hasta el colapso (caso 3, correspondiente al pandeo propiamente dicho).

La esbeltez mecánica de valor 35 corresponde, en el caso de sección rectangular, a esbeltez geométrica (cociente entre la longitud de pandeo  $l_0$  y la dimensión lineal  $b$  o  $h$  de la sección que es paralela al plano de pandeo) de valor 10.

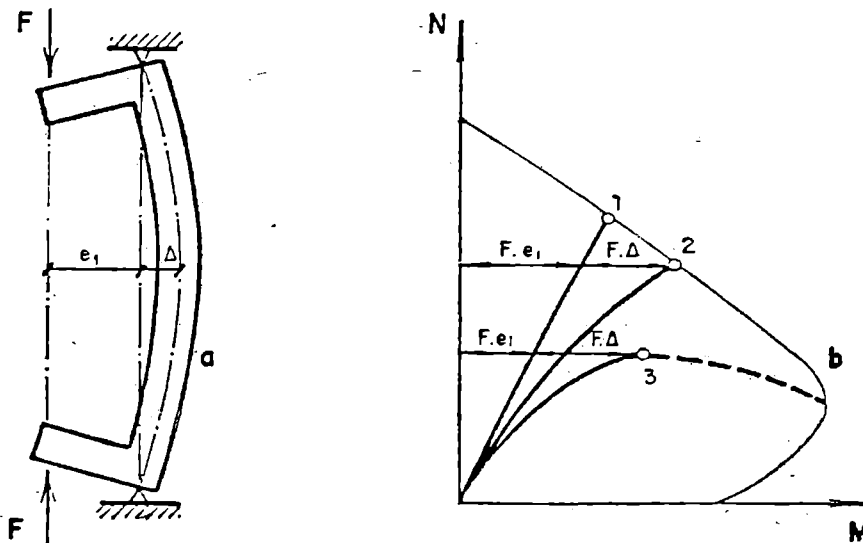


Fig. 43.1.1

**43.1.2. Definiciones.**

A los efectos de aplicación de este artículo 43, se denominan:

- estructuras intraslacionales, aquellas cuyos nudos, bajo sollicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto.
- estructuras traslacionales, aquellas cuyos nudos, bajo sollicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos no pueden ser despreciados, desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto.
- soportes aislados, los soportes isostáticos o los de pórticos en los que puede suponerse que la posición de los puntos donde se anula el momento de segundo orden no varía con el valor de la carga.

Esbeltez mecánica de un soporte de sección constante, el cociente entre la longitud de pandeo  $l_0$  del soporte (distancia

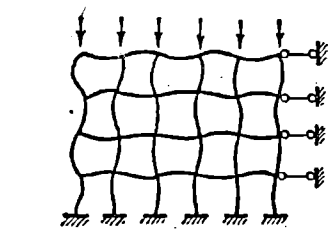
entre puntos de inflexión de la deformada) y el radio de giro  $i$  de la sección total de hormigón en la dirección considerada

$$(i = \sqrt{I/A}).$$

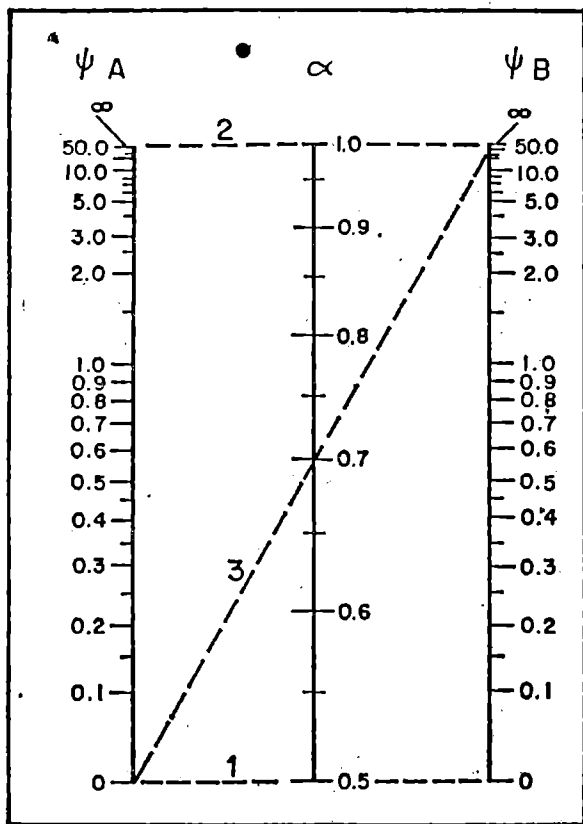
**Comentarios.**

Las definiciones dadas de estructuras intraslacionales y traslacionales (fig. 43.1.2) no pretenden establecer una clasificación rígida, sino ofrecer dos términos de referencia. Corresponde al proyectista decidir la forma de comprobar su estructura, habida cuenta de lo indicado en 43.3 y 43.4.

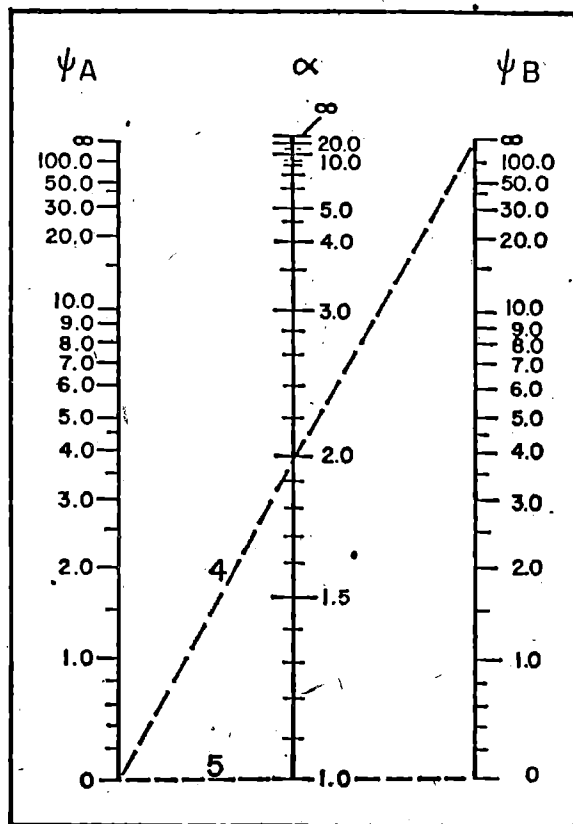
Las comprobaciones relativas a soportes aislados figuran en 43.5. En pórticos planos, las longitudes de pandeo  $l_0$  son función de las rigideces relativas de las vigas y soportes que concurren en los nudos extremos del elemento en compresión considerado y se pueden determinar como  $l_0 = \alpha L$ , donde  $\alpha$  puede obtenerse de los nomogramas de la figura 43.1.2 y donde  $l$  es la longitud real del elemento considerado.



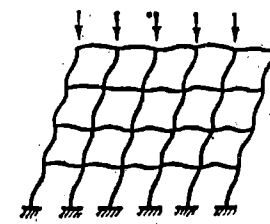
PORTICOS INTRASLACIONALES



PORTICOS INTRASLACIONALES



PORTICOS TRASLACIONALES



PORTICOS TRASLACIONALES

Fig. 43.1.2

$\psi$  = relación de  $\Sigma (E I/D)$  de los soportes a  $\Sigma (E I/D)$  de las vigas en cada extremo A y B del soporte considerado.  
 $\alpha$  = factor de longitud de pandeo.

- 1 = soporte biempotrado ( $l_0 = 0,5 D$ ).
- 2 = soporte biarticulado ( $l_0 = D$ ).
- 3 = soporte articulado-empotrado ( $l_0 = 0,7 D$ ).
- 4 = soporte en ménsula ( $l_0 = 2 D$ ).
- 5 = soporte biempotrado con extremos desplazables ( $l_0 = D$ ).

43.2. Bases generales de comprobación.

43.2.1. Método general.

La comprobación frente al pandeo propiamente dicho consiste en demostrar que para una estructura dada bajo la combinación más desfavorable de las acciones de cálculo, es posible encontrar un estado de equilibrio estable entre las fuerzas exteriores e interiores, teniendo en cuenta los efectos de segundo orden. Las deformaciones deben ser calculadas a partir de los diagramas tensión-deformación del acero y del hormigón, habida cuenta de la fluencia y pudiendo despreciarse la contribución del hormigón traccionado entre fisuras.

Se comprobará además que no resulta sobrepasada la capacidad portante en las distintas secciones de los elementos.

La cuantía de armadura realmente dispuesta en cada sección no será inferior a la supuesta en el cálculo de los efectos de segundo orden

Comentarios.

Deben considerarse adecuadamente en el cálculo tanto los efectos de los desplazamientos en el equilibrio como las rigideces reales (EI, AE) en las distintas secciones de la pieza, teniendo en cuenta el estado de tensiones, la no linealidad del comportamiento de los materiales, la fisuración y los efectos de las deformaciones diferidas.

Si la armadura final resultante del cálculo fuese inferior a la inicialmente supuesta, el proyectista puede elegir entre disponer esta última o proceder a un nuevo cálculo desde el principio, partiendo de una armadura más pequeña.

43.2.2. Características de los materiales.

Para una evaluación precisa de las deformaciones podrá emplearse cualquier diagrama tensión-deformación del hormigón que se corresponda suficientemente con las condiciones particulares del caso en estudio, debiendo justificarse su uso.

Si no se dispone de dicho diagrama podrá emplearse el indicado en el comentario, que representa más fielmente la relación  $\sigma - \epsilon$  en condiciones de servicio que el diagrama parábola-rectángulo definido en 26.6.

Comentarios.

A falta de un diagrama particular, puede emplearse el teórico definido por la ecuación (fig. 43.2.2):

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{\eta \cdot k - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad \text{referido a valores característicos válido para } 0 \geq \epsilon_c \geq \epsilon_{cu}$$

donde:

$$\eta = \epsilon_c / \epsilon_{cl}$$

$$\epsilon_{cl} = -0,0022 \quad (\text{deformación máxima de compresión centrada}).$$

$$k = 1,1 \frac{E_{cm} \epsilon_{cl}}{f_{cd}}$$

$E_{cm}$  = módulo de deformación longitudinal (tabla 43.2.2).

$\epsilon_{cu}$  = deformación máxima de la fibra del hormigón más comprimida (tabla 43.2.2).

TABLA 43.2.2

$f_{cd}$	125	150	200	250	300	350	400	450	500	kp/cm <sup>2</sup>
$\epsilon_{cu}$	-3,8	-3,7	-3,6	-3,5	-3,4	-3,3	-3,2	-3,1	-3,0	%
$E_{cm}$	200.000	270.000	290.000	305.000	320.000	335.000	350.000	360.000	370.000	kp/cm <sup>2</sup>

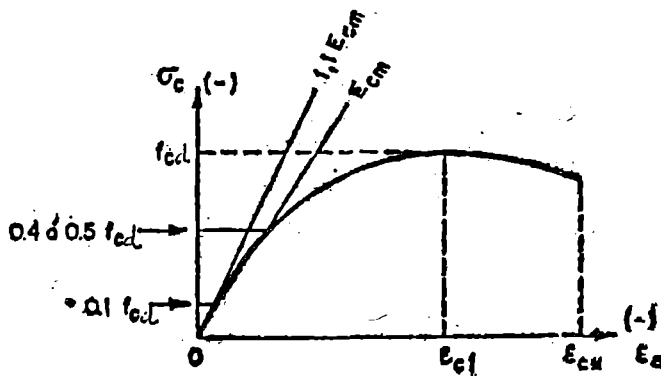


Fig. 43.2.2

43.2.3. Excentricidad accidental.

No se considerarán en el cálculo excentricidades de primer orden inferiores al mayor de los dos valores siguientes:

$$h/20 \text{ y } 2 \text{ cm.}$$

siendo h la dimensión lineal de la sección paralela al plano de pandeo.

43.2.4. Deformaciones diferidas.

Los efectos de la retracción pueden ser despreciados. Por el contrario, se tendrán en cuenta las deformaciones de fluencia correspondiente a las acciones de servicio de carácter permanente.

43.3. Comprobación de estructuras intraslacionales.

En las estructuras intraslacionales el cálculo global de esfuerzos podrá hacerse según la teoría de primer orden. A partir de los esfuerzos obtenidos se efectuará una comprobación a pandeo de cada soporte considerado aisladamente, de acuerdo con el 43.5.

Comentarios.

Pueden considerarse como claramente intraslacionales las estructuras aporticadas provistas de muros o núcleos de contraviento, dispuestos en forma que aseguren la rigidez torsional de la estructura, que cumplan la condición:

$$h \sqrt{\frac{N}{EI}} \leq 0,6 \quad \text{si } n \geq 4$$

$$h \sqrt{\frac{N}{EI}} \leq 0,2 + 0,1 n \quad \text{si } n \leq 4$$

donde:

n = número de plantas de la estructura.

h = altura total de la estructura, desde la cara superior de cimientos.

N = suma de reacciones en cimientos, con la estructura totalmente cargada en estado de servicio.

E I = suma de rigideces a flexión de los elementos de contraviento en la dirección considerada, tomando para el cálculo de I la sección total no fisurada.

43.4. Comprobación de estructuras traslacionales.

Las estructuras traslacionales serán objeto de una comprobación de estabilidad de acuerdo con las bases generales de 43.2

Comentarios.

Para las estructuras usuales de edificación de menos de 15 plantas, en las que el desplazamiento máximo en cabeza bajo cargas horizontales características (estado de servicio), calculado mediante la teoría de primer orden y con las rigideces correspondientes a las secciones no fisuradas, no supere 1/750 de la altura total, basta comprobar cada soporte aisladamente con la longitud de pandeo definida en el comentario 43.1.2 para estructuras traslacionales y con los esfuerzos obtenidos aplicando la teoría de primer orden.

43.5. Comprobación de soportes aislados.

43.5.1. Método general.

En general, la comprobación de soportes aislados se llevará a cabo de acuerdo con las bases del 43.2.

43.5.2. Método aproximado.

Este método es aplicable a los soportes de sección constante cuya esbeltez mecánica no supere el valor de cien ( $\lambda \leq 100$ ). Se distinguen dos casos, según sean o no iguales las excentricidades de la carga en los extremos del soporte.

a) Excentricidades iguales en los extremos, en valor y signo.

En este caso, bastará comprobar las condiciones de agotamiento de la sección en la dirección considerada, para una excentricidad total de la carga  $e_{tot}$  igual a:

$$e_{tot} = e_0 + e_a$$

con

$e_0$  = excentricidad de primer orden ( $e_0 = M_1/N$ , siendo  $M_1$  el momento exterior aplicado de primer orden y N la carga axial aplicada), no menor que la excentricidad accidental (43.2.3).



$e_a$  = excentricidad ficticia, utilizada para representar los efectos de segundo orden, de valor:

$$e_a = \left( 0,85 + \frac{f_{yd}}{12.000} \right) \frac{h + 20 e_o}{h + 10 e_o} \cdot \frac{l_o^2}{i} \cdot 10^{-4}$$

con

- $f_{yd}$  = resistencia de cálculo del acero en tracción, en  $kp/cm^2$ .
- $h$  = canto total, medido paralelamente al plano de pandeo que se considera.
- $l_o$  = longitud de pandeo (comentario al 43.1.2).
- $i$  = radio de giro de la sección total de hormigón, en la dirección considerada.

b) Excentricidades diferentes en los extremos, en valor y/o en signo.

En este caso se adoptará una excentricidad de primer orden equivalente,  $e_o$ , de la sección crítica, de valor:

$$e_o = 0,6 e_{o2} + 0,4 e_{o1} < 0,4 e_{o2}$$

donde  $e_{o1}$  y  $e_{o2}$  son las excentricidades de primer orden en los extremos, siendo  $e_{o2}$  la de mayor valor, que se tomará como positiva, y  $e_{o1}$  la de menor valor, que se tomará con el signo que le corresponda.

Con este valor de  $e_o$  se efectuará la misma comprobación que en el caso a) anterior. Además, se comprobará las secciones de los dos extremos del soporte, sometidas a las correspondientes solicitaciones de primer orden.

La excentricidad equivalente  $e_o$  es válida para estructuras intraslacionales. Si este método se aplica a estructuras traslacionales (ver comentario 43.4), se tomará como excentricidad de primer orden el mayor de los dos valores  $e_{o1}$  y  $e_{o2}$ .

**Comentarios.**

a) Excentricidades iguales en los extremos en valor y signo.

La excentricidad  $e_a$  no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad de primer orden  $e_o$ , tiene en cuenta de forma sencilla los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado. Véase, a título meramente ilustrativo, la figura 43.5.2.

En este método simplificado, los efectos de la fluencia pueden considerarse cubiertos por el valor de  $e_a$ .

(La carga  $F_i$  que agota un soporte de esbeltez  $\lambda_1$  al actuar con excentricidad  $e_o$ , agota también un soporte de esbeltez 0 al actuar con excentricidad  $e_o + e_a$ .)

Para piezas de sección rectangular se puede utilizar la fórmula siguiente:

$$e_a = \left( 3 + \frac{f_{yd}}{3.500} \right) \frac{h + 20 e_o}{h + 10 e_o} \cdot \frac{l_o^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

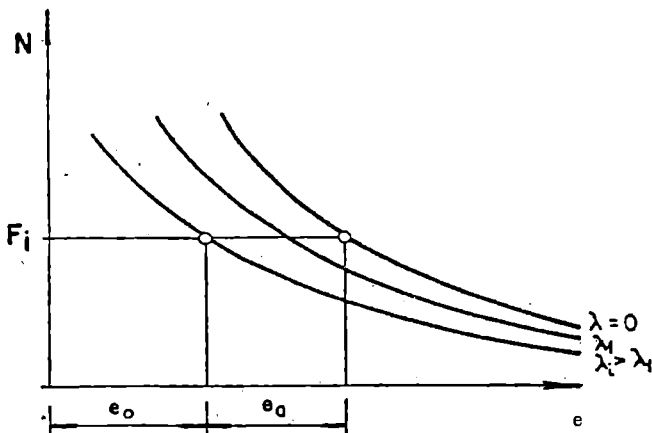


Fig. 43.5.2

**ARTICULO 44. COMPROBACION DE LAS CONDICIONES DE FISURACION**

**44.1. Generalidades.**

Para evitar una fisuración excesiva, incompatible con el servicio que haya de prestar la estructura o con la durabilidad de la misma, las armaduras de tracción en las piezas lineales de hormigón armado deberán elegirse y disponerse de forma que se cumpla una cualquiera de las dos condiciones establecidas en 44.2 y 44.3 siguientes. En tales apartados se distinguen tres casos.

Caso I: Elementos interiores en ambiente normal.

Caso II: Elementos interiores en ambiente húmedo o medianamente agresivo y elementos exteriores a la intemperie.

Caso III: Elementos interiores o exteriores en ambiente muy agresivo, o que deban asegurar una estanquidad.

**Comentarios.**

El fenómeno de fisuración depende de muchas variables aleatorias, algunas de ellas con fuerte dispersión. Las fórmulas recogidas en este artículo se han deducido de estudios experimentales realizados con piezas prismáticas, por lo que resulta dudosa su aplicación a elementos de otro tipo.

En particular la comprobación establecida en 44.3 suele resultar más exigente de lo necesario cuando se aplica a elementos superficiales, como placas, muros, zapatas, etc.

**44.2. Comprobación relativa al diámetro de las barras.**

Se está en buenas condiciones con respecto a la fisuración cuando se cumple la condición que corresponda de las que a continuación se indican:

A) Con barras lisas:

Caso I:  $\emptyset \leq 2,1 \sqrt{f_{cd}}$

Caso II:  $\emptyset \leq 1,4 \sqrt{f_{cd}}$

Caso III:  $\emptyset \leq 0,7 \sqrt{f_{cd}}$

B) Con barras corrugadas:

Caso I:  $\emptyset \leq \eta \left( \frac{3.180}{f_{yd}} \right)^2 \sqrt{f_{cd}}$

Caso II:  $\emptyset \leq \eta \frac{2}{3} \left( \frac{3.180}{f_{yd}} \right)^2 \sqrt{f_{cd}}$

Caso III:  $\emptyset \leq \eta \frac{1}{3} \left( \frac{3.180}{f_{yd}} \right)^2 \sqrt{f_{cd}}$

En las fórmulas anteriores:

$\emptyset$  = diámetro, en milímetros, de la barra más gruesa de la armadura de tracción.

$f_{cd}$  = resistencia de cálculo a compresión del hormigón, en  $kp/cm^2$ , con el  $\gamma_c$  correspondiente al estado límite último.

$f_{yd}$  = resistencia de cálculo del acero en tracción, en  $kp/cm^2$ , con el  $\gamma_s$  correspondiente al estado límite último.

$\eta$  = coeficiente característico de cada tipo de acero, de valor 1 para barras lisas. Para barras corrugadas si no se poseen resultados de ensayos al respecto, puede suponerse  $\eta = 1,8$ .

**Comentarios.**

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 comenta establece el valor 1,8 como media aceptable para todas las barras corrugadas, cualquiera que sea su límite elástico y la forma de la superficie de las barras.

Cuando el área de la armadura de tracción existente  $A_s$  es superior a la necesaria según el cálculo en agotamiento  $A_{s,nec}$  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

$$\left( \frac{A_{s,real}}{A_{s,nec}} \right)^c$$

Conviene señalar que tales relaciones responden a la fórmula general:

$$\emptyset \leq \frac{45 \cdot K \cdot \eta}{\left( f_{yd} \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} \right)^2} \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

siendo K el mismo coeficiente definido en el 44.3.

**44.3. Comprobación relativa a la zona de tracción.**

Se está en buenas condiciones con respecto a la fisuración cuando se cumple la condición siguiente:

$$A_{cr} \leq 10 A_s \left( \frac{K \cdot \eta}{\emptyset f_{yd}} - 1 \right)$$

En esta fórmula  $\emptyset$ ,  $f_{yd}$  y  $\eta$  tienen los mismos significados que en el apartado anterior. Además:

$A_{cr}$  = área, en  $cm^2$ , de la zona de la sección que es cobari-céntrica con la armadura de tracción (véase fig. 44.3);

$A_s$  = área total, en  $cm^2$ , de la armadura de tracción;

K = coeficiente de valor 225.000, 150.000 ó 75.000, según se trate del primero, segundo o tercer caso de los mencionados en 44.1, respectivamente.

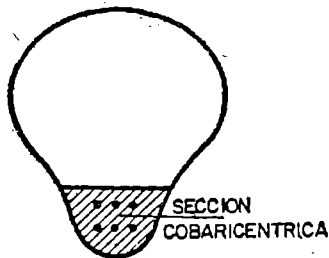


Fig. 44.3

En caso de piezas sometidas a tracción simple o compuesta, el área  $A_{cr}$  debe tomarse igual a área total  $A_c$  de la sección de la pieza.

**Comentarios.**

Cuando el área de la armadura de tracción existente  $A_s \text{ real}$  es superior a la necesaria según el cálculo en agotamiento  $A_s \text{ nec}$  se está en mejores condiciones respecto a la fisuración. Esta circunstancia puede tenerse en cuenta sustituyendo, en la fórmula dada, el valor  $f_{yd}$  por el producto

$$f_{yd} \cdot \frac{A_s \text{ nec}}{A_s \text{ real}}$$

En los casos corrientes de piezas lineales sometidas a flexión simple, armadas con barras corrugadas, la limitación correspondiente a las anchuras máximas de las fisuras puede comprobarse por otros métodos mediante la expresión:

$$\left( 1,5 \cdot c + 0,04 \frac{\phi}{\rho} \right) \cdot \left( \frac{f_{yd}}{\gamma_f} - \frac{7,5}{\rho} \right) \cdot 10^{-6} \leq W_{\max}$$

con  $\rho \leq 0,01$ .

Con los siguientes significados:

- $c$  = Recubrimiento de la armadura, en mm.
- $\phi$  = Diámetro de las barras, en mm.
- $\rho$  = Cuantía geométrica de la armadura de tracción, referida a la sección útil del alma.
- $\gamma_f$  = Coeficiente de seguridad de la sollicitación, en estado límite último.
- $f_{yd}$  = Resistencia de cálculo del acero en  $\text{kp/cm}^2$ , con el  $\gamma_s$  correspondiente al estado límite último.
- $W_{\max}$  = Anchura máxima de las fisuras, cuyo valor es 0,3 mm., 0,2 mm., o 0,1 mm., según se trate del primero, segundo o tercer caso de los mencionados en 44.1.

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

**ARTICULO 45. DEFORMACIONES**

**45.1. Generalidades.**

La deformación total producida en un elemento de hormigón es suma de diferentes deformaciones parciales, cuya clasificación se establece en 26.9.

Cuando por razones funcionales, estéticas u otras sea necesario efectuar el cálculo de deformaciones, se recurrirá a las teorías clásicas de la resistencia de materiales y la elasticidad, introduciendo en el cálculo los valores característicos (no mayorados) de los materiales y de las cargas, ya que el estudio de las deformaciones debe realizarse para la pieza en las condiciones de servicio (no en las de agotamiento).

**Comentarios.**

Para todo lo relativo a deformaciones del hormigón, se recomienda consultar 26.7 a 26.11.

**45.2. Cálculo de flechas.**

Las piezas de hormigón armado sometidas a flexión se proyectarán con la rigidez necesaria para evitar que la flecha resultante pueda afectar al servicio que tales piezas deban rendir. Para comprobar este extremo se realizará el cálculo de las flechas en la forma indicada en 45.1 y tomando como módulo de deformación del hormigón los valores indicados en 28.7.

**Comentarios.**

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:

$$a'' = \frac{|\epsilon_a| + |\epsilon_c|}{d}$$

y en piezas a compresión:

$$a'' = \frac{|\epsilon_{c2}| - |\epsilon_{c1}|}{h}$$

siendo  $|\epsilon_a|$  y  $|\epsilon_c|$  las deformaciones (alargamiento y acortamiento, respectivamente) del acero y del hormigón, en valor absoluto;  $|\epsilon_{c2}|$  y  $|\epsilon_{c1}|$  los acortamientos de las fibras extremas (más comprimida y menos comprimida, respectivamente) del hormigón, en valor absoluto, y  $d$  y  $h$ , el canto útil y total de la pieza, respectivamente.

**45.3. Limitaciones prácticas relativas a las flechas.**

No será necesaria la comprobación de la flecha en aquellos elementos cuyo canto útil  $d$  cumpla simultáneamente las dos condiciones:

$$d \geq 30 \cdot \epsilon_y \cdot l_1 \tag{1}$$

$$d \geq 50 \frac{g}{g + q} \epsilon_y \cdot l_1 \tag{2}$$

siendo:

- $\epsilon_y$  = alargamiento unitario del acero en el límite elástico.
- $g$  = carga permanente repartida que actúa sobre el elemento.
- $q$  = carga variable repartida ( $g + q$  = carga máxima total).
- $l_1$  = longitud ideal de la pieza, expresada en las mismas dimensiones que  $d$ , cuyo valor en función de la longitud real  $l$  es el siguiente:
  - $l_1 = 2l$  si la pieza está en voladizo.
  - $l_1 = l$  en vigas simplemente apoyadas.
  - $l_1 = 0,85 l$  en vigas semiempotradas en un extremo y apoyadas en el otro.
  - $l_1 = 0,7 l$  en vigas empotradas en un extremo y apoyadas en el otro, o semiempotradas en ambos extremos.
  - $l_1 = 0,5 l$  en vigas empotradas en ambos extremos.

Las fórmulas (1) y (2) pueden aplicarse al caso de vigas sometidas a cargas concentradas, sustituyendo la expresión

$\frac{g}{g + q}$  por el cociente de momentos flectores producidos por las cargas respectivas,

$$\frac{M_g}{M_g + M_q}$$

**Comentarios.**

Las fórmulas (1) y (2) limitan, respectivamente, las flechas admisibles a  $l_1/300$  para la carga total máxima y a  $l_1/500$  para la carga permanente. Otras limitaciones diferentes de flechas pueden comprobarse con expresiones análogas, deducidas de las dadas, que tengan en cuenta las limitaciones de flechas impuestas en cada caso particular.

**CAPITULO VIII**

**Elementos estructurales**

**ARTICULO 46. ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGON EN MASA**

**46.1. Ambito de aplicación.**

Se considerarán elementos estructurales de hormigón en masa los construidos con hormigón sin armaduras y los que tienen armaduras sólo para reducir los efectos de la fisuración, generalmente en forma de mallas junto a los paramentos. Los muros o elementos semejantes de hormigón, cuya cuantía geométrica rebasa la limitación de la tabla 38.3, se considerarán de hormigón armado.

No es aplicable este capítulo a aquellos elementos estructurales de hormigón en masa que tengan su normativa, específica.

**Comentarios.**

Ejemplos de elementos estructurales que pueden construirse de hormigón en masa son entre otros los siguientes: muros de edificios, en plantas de sótano o en otras plantas, generalmente con mallas de acero en ambas caras; zapatas de cimentación de muros de fábrica o de hormigón; zapatas y pilas de cimentación de pilares de hormigón armado o de acero laminado; muros de contención de tierras en casos de poca altura, etc.

Las presas de hormigón constituyen un ejemplo de estructuras excluidas de este capítulo por tener normativa específica.

**46.2. Hormigones utilizables.**

Para elementos de hormigón en masa se podrán utilizar los hormigones definidos en 28.2.

**Comentarios.**

Los elementos de hormigón en masa, por razones constructivas, suelen ser de espesores mayores, a veces mucho mayores que los de hormigón armado, lo que en general hace antieconómico el empleo de hormigones con resistencia de proyecto superior a 200  $\text{kp/cm}^2$ .

En elementos de gran espesor debe tenerse en cuenta el efecto del calor desprendido en el fraguado, lo que a veces hace aconsejable el empleo de cementos de bajo calor de hidratación.

46.3. Resistencia de cálculo del hormigón.

La resistencia de cálculo del hormigón a compresión tendrá el valor:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,2\gamma_c}$$

siendo:

$f_{ck}$  = resistencia del proyecto del hormigón, según 26.1.  
 $\gamma_c$  = coeficiente de minoración del hormigón definido en el artículo 31.

Cuando se consideren tensiones de tracción, la resistencia de cálculo del hormigón a tracción tendrá el valor:

$$f_{ct,d} = \frac{f_{ct,k}}{1,2\gamma_c}$$

siendo  $f_{ct,k}$  la resistencia característica del hormigón a tracción según 10.3.

Comentarios.

Los elementos de hormigón en masa presentan en general rotura frágil. Esto se tiene en cuenta en el cálculo aplicando el coeficiente de corrección 1,2 a  $\gamma_s$ .

En general no se considera la resistencia a tracción del hormigón, sino que se admite una fisuración virtual o real, y se equilibra la sollicitación con fuerzas internas de compresión solamente. Así habrá que proceder necesariamente cuando haya riesgo de fisuras de retracción normales a la dirección de las tensiones, si el elemento no puede deformarse libremente por coartarlo las sustentaciones, como por ejemplo en huecos de paso en muros.

Hay casos, sin embargo, en que pueden admitirse tensiones de tracción. Por ejemplo, en la combinación de sollicitación normal y esfuerzo cortante, frecuente en muros, se produce necesariamente una tensión principal de tracción que hay que

considerar. En otros casos, como el de un muro de cerramiento con coronación, libre bajo la acción del viento, pueden producirse tensiones de tracción en la flexión compuesta, que si no rebasan el límite establecido pueden aceptarse, aunque en general sea más conveniente emplear hormigón armado.

46.4. Diagrama tensión-deformación del hormigón.

En el cálculo en estados límites últimos de elementos de hormigón en masa sometidos a compresión excéntrica, se adoptará en general el diagrama rectangular de cálculo tensión-deformación (definido en 26.6.b) con tensión uniforme de valor  $-0,85 f_{cd}$  (fig. 46.4.1). La deformación unitaria de agotamiento  $\epsilon_{cu}$  y la distancia unitaria  $\xi = \frac{x}{h}$  de la fibra neutra

al borde más comprimido, en función de la altura unitaria de

compresión  $\eta = \frac{y}{h}$ , se tomarán de valor:

para  $1 \geq \eta \geq 0,8$ ;  $\epsilon_{cu} = -0,002 - 0,0075 (1 - \eta)$ ;  $\xi = \frac{0,25}{1 - \eta}$

para  $\eta < 0,8$ ;  $\epsilon_{cu} = -0,0035$ ;  $\xi = 1,25 \eta$

En los casos en que se consideren tracciones, se adoptará el diagrama de cálculo tensión-deformación (definido en 26.6.a) con la prolongación recta en tracción, que se indica en la figura 46.4.2.

Comentarios.

El diagrama de cálculo tensión-deformación de la figura 46.4.2 se utiliza en compresión con excentricidad grande, en cuyo caso las compresiones alcanzan sólo el comienzo del diagrama de compresión del diagrama, por lo que es lícito emplear como simplificación el diagrama rectilíneo de comportamiento elástico.

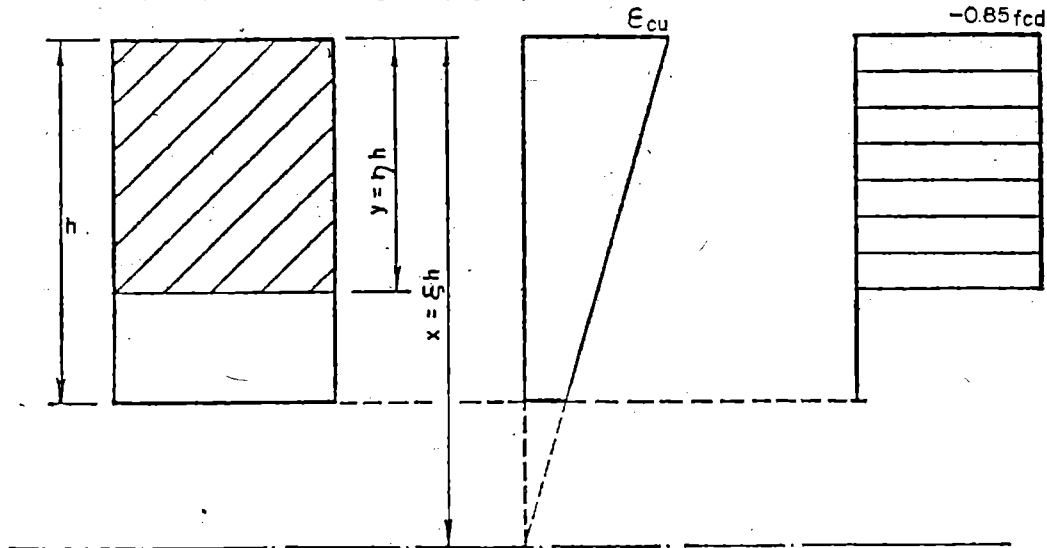


Fig. 46.4.1

Diagrama rectangular de cálculo tensión-deformación del hormigón sin consideración de tracciones

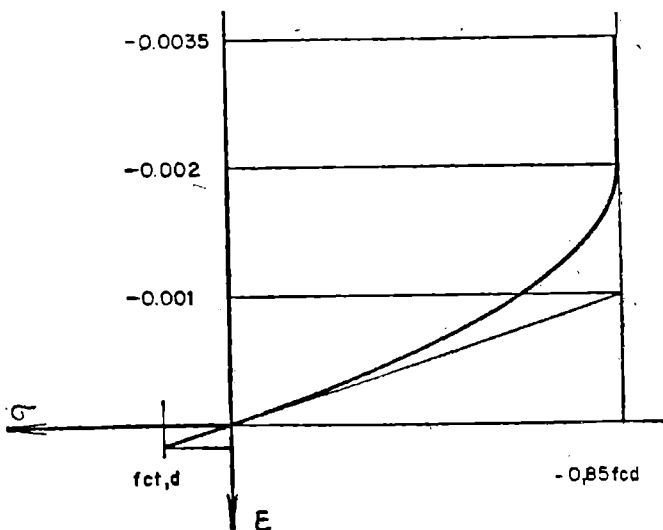


Fig. 46.4.2

Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón con consideración de tracciones

46.5. Acciones de cálculo.

Las acciones de cálculo aplicables en los estados límites últimos, y en los estados límites de servicio, se determinarán con los coeficientes de ponderación  $\gamma_f$  que se establecen en el artículo 31. No se efectuará, sin embargo, la reducción del 5 por 100 indicada en el cuadro 31.2. Las hipótesis de carga se realizarán como se establece en el artículo 32.

Comentarios.

No parece conveniente autorizar la reducción del 5 por 100 porque las hipótesis de cálculo están menos experimentadas que las del hormigón armado.

46.6. Cálculo de secciones a compresión.

En una sección de un elemento de hormigón en masa en la que actúa solamente un esfuerzo normal de compresión, con valor de cálculo  $N_d$  (positivo), aplicado en un punto G, con excentricidad de componentes  $e_x, e_y$ , respecto a un sistema de ejes cobaricéntricos (fig. 46.6.1.a), se considerará  $N_d$  aplicado en el punto virtual  $G_1 (e_{1x}, e_{1y})$ , que será el que resulte más desfavorable de los dos siguientes:

$$G_{1x} (e_x + e_{xa}, e_y) \text{ o } G_{1y} (e_x, e_y + e_{ya}), \text{ y siendo: } e_{xa} = 0,05 h_x < 2 \text{ cm.}; e_{ya} = 0,05 h_y < 2 \text{ cm.}$$

en donde  $h_x$  y  $h_y$  son las máximas dimensiones en dichas direcciones.

La tensión resultante  $\sigma_d$  se calcula admitiendo distribución de tensiones uniformes en una parte de la sección, denomi-

nada sección eficaz, de área  $A_e$  (fig 46.6.1 b) delimitada por una recta secante y cuyo baricentro coincide con el punto de aplicación virtual  $G_1$  del esfuerzo normal y considerando inactiva el resto de la sección.

La condición de seguridad es:

$$\frac{N_d}{A_e} \leq 0,85 f_{cd}$$

**Comentarios.**

Quando la sección eficaz sea de difícil determinación geométrica puede sustituirse por una sección eficaz aproximada, comprendida en la sección total y cuyo baricentro coincida con el punto  $G_1$  (fig. 46.6.2). El error que se comete va siempre a favor de la seguridad, puesto que la sección eficaz tiene área máxima. Si se elige convenientemente, el error cometido es pequeño.

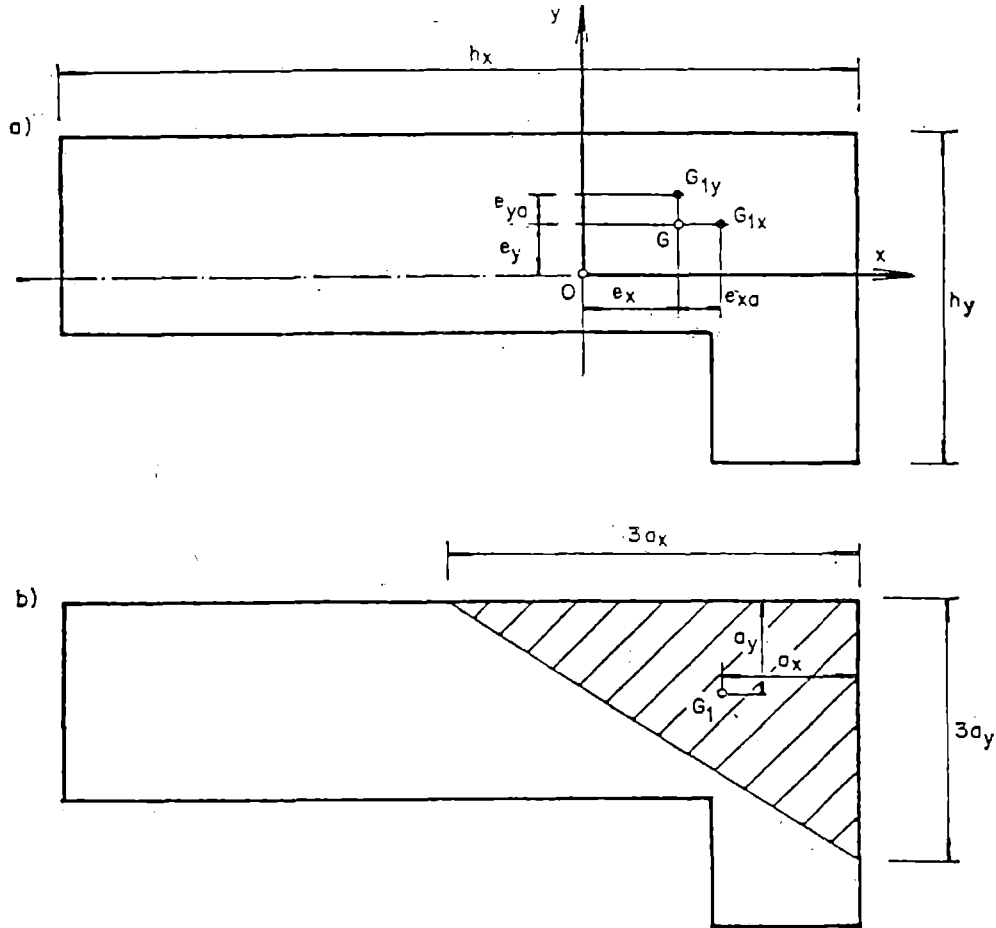


Fig. 46.6.1

Compresión excéntrica:

- a) Puntos de aplicación virtuales
- b) Sección eficaz

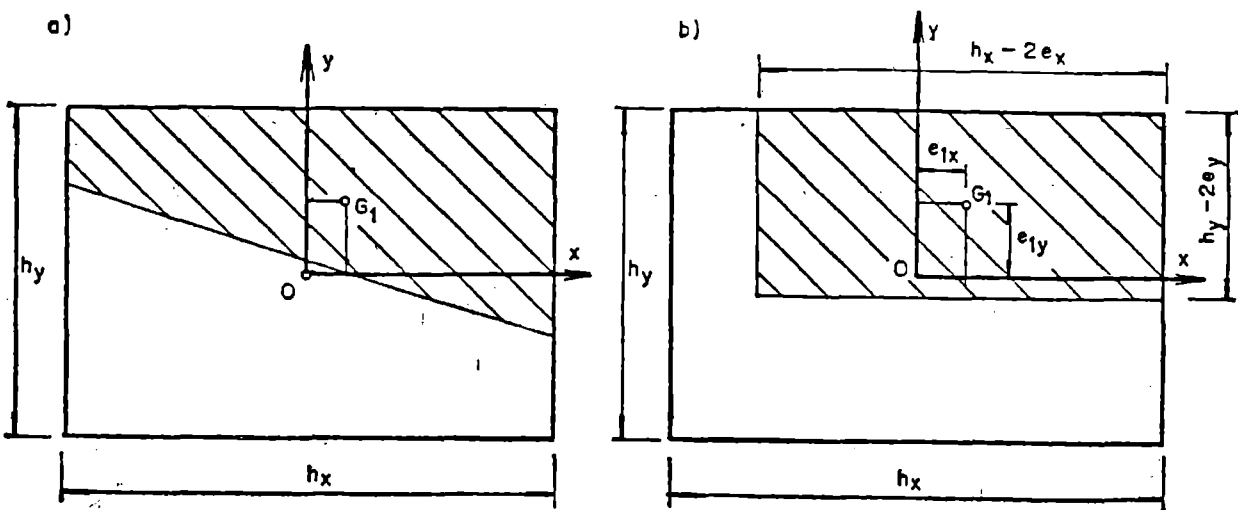


Fig. 46.6.2

Sección rectangular:

- a) Sección eficaz
- b) Sección eficaz aproximada

46.7. Cálculo de secciones a compresión y esfuerzo cortante.

En una sección de un elemento de hormigón en masa en la que actúa un esfuerzo oblicuo de compresión, con componentes en valor de cálculo  $N_d$  y  $V_d$  (positivas) aplicado en el punto G, se determina el punto de aplicación virtual  $G_1$  y el área eficaz  $A_e$ , como en 46.6. Las condiciones de seguridad son:

$$\frac{N_d}{A_e} \leq 0,85 f_{cd} \quad \frac{V_d}{A_e} \leq f_{ct,d}$$

Comentarios.

En rigor las condiciones de seguridad deberían basarse en una curva intrínseca de resistencia del hormigón, pero no se dispone de experimentación concluyente para establecerla.

Cuando dominan las compresiones, lo que constituye el caso más frecuente, las condiciones de seguridad establecidas se ajustan suficientemente a cualquier curva intrínseca, y cuando las compresiones son menores están del lado de la seguridad.

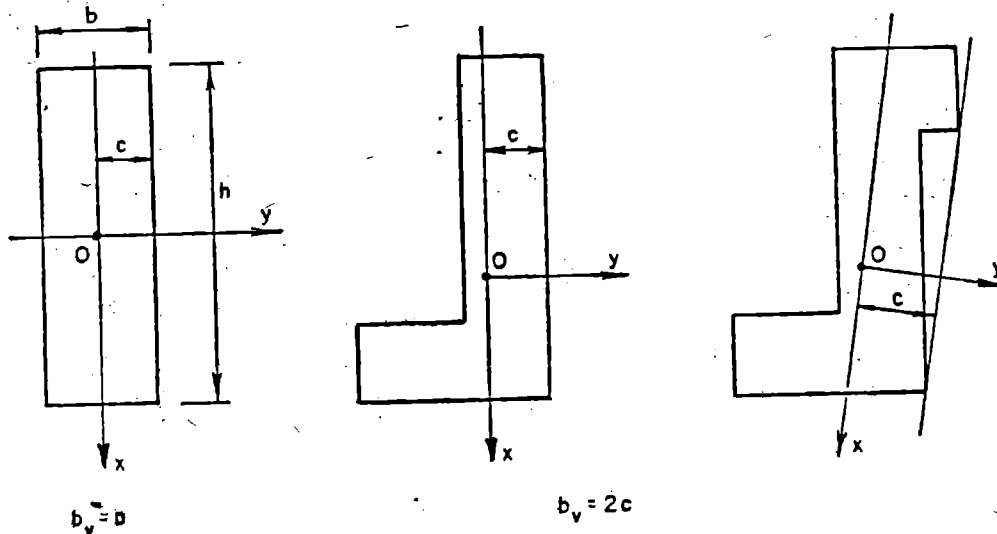


Fig. 46.8.1

Anchura virtual de la sección de un elemento de hormigón en masa

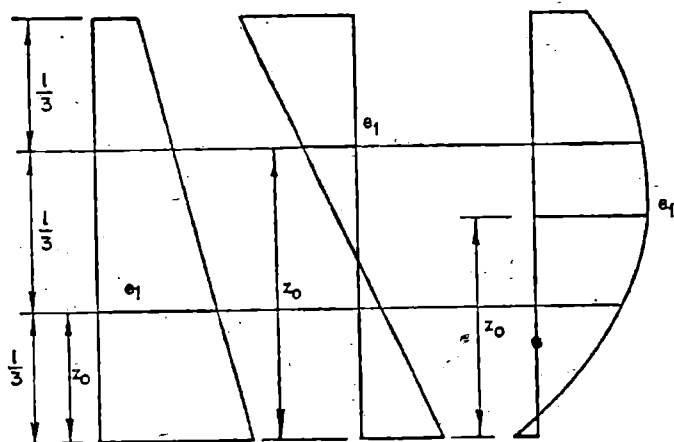


Fig. 46.8.4

Excentricidad determinante  $e_1$  sobre la gráfica  $e_{1v}$  en un elemento con coronación arriostrada horizontalmente

46.8.2. Longitud de pandeo.

Como longitud de pandeo  $l_0$  de un elemento se toma:  $l_0 = \beta l$ , siendo  $l$  la altura del elemento entre base y coronación, y  $\beta = \beta_0 \zeta$  el factor de esbeltez, con  $\beta_0 = 1$  en elementos con coronación arriostrada horizontalmente y  $\beta_0 = 2$  en elementos con coronación sin arriostrar. El factor  $\zeta$  tiene en cuenta el efecto del arriostramiento por muros transversales, siendo:

$$\zeta = \sqrt{\frac{s}{4l}} \leq 1$$

en donde  $s$  es la separación entre muros de arriostramiento. En los pilares u otros elementos exentos es  $\zeta = 1$ .

46.8. Consideración de la esbeltez.

En un elemento de hormigón en masa sometido a compresión, con o sin esfuerzo cortante, los efectos de primer orden que produce  $N_d$  se incrementan con efectos de segundo orden a causa de su esbeltez (46.8.3). Para tenerlos en cuenta se considerará  $N_d$  actuando en un punto  $G_2$  que resulta de desplazar  $G_1$  (46.6) una excentricidad ficticia definida en 46.8.4.

Comentarios.

La deformación transversal producida por la compresión excéntrica o deformación de primer orden se incrementa por la deformación transversal de pandeo o de segundo orden.

46.8.1. Anchura virtual.

Como anchura virtual  $b_v$  de la sección de un elemento se tomará:  $b_v = 2c$ , siendo  $c$  la mínima distancia del baricentro de la sección (fig. 46.8.1) a una recta rasante a su perímetro.

Comentarios.

En un muro de sección rectangular de anchura  $b$ , es  $b_v = b$ .

Comentarios.

En un muro arriostrado por muros transversales, cuando la separación de éstos es menor que cuatro veces la altura del muro, se reduce la deformación transversal del pandeo, lo que se tiene en cuenta mediante el factor  $\zeta$ .

46.8.3. Esbeltez.

La esbeltez  $\lambda$  de un elemento de hormigón en masa se determina por la expresión:

$$\lambda = \frac{l_0}{b_v}$$

46.8.4. Excentricidad ficticia.

El efecto de pandeo de un elemento con esbeltez  $\lambda$  se considera equivalente a la adición de una excentricidad ficticia  $e_a$  en dirección del eje y paralelo a la anchura virtual  $b_v$  de la sección, de valor:

$$e_a = \frac{150}{E_c} (b_v + e_1) \lambda^2$$

siendo:

$E_c$  = módulo instantáneo de deformación secante del hormigón en  $\text{kp/cm}^2$  a la edad de veintiocho días (26.7).

$e_1$  = excentricidad determinante (fig. 46.8.4), que vale:

Elementos con coronación arriostrada horizontalmente: el má-

ximo valor de  $e_{1v}$  en la abscisa  $z_0$ ,  $\frac{1}{3} \leq z_0 \leq \frac{2l}{3}$ .

Elementos con coronación no arriostrada: el valor de  $e_{1v}$  en la base.

El elemento se calcula en la abscisa  $z_0$  con excentricidad de componentes ( $e_{1x}$ ,  $e_1 + e_a$ ) y en cada extremo con su correspondiente excentricidad ( $e_{1x}$ ,  $e_{1y}$ ).

Comentarios.

La excentricidad ficticia calculada de este modo incluye la deformación por fluencia en ambiente medio (tabla 26.9.1).

ARTICULO 47. FORJADOS DE EDIFICACION

47.1. Tipos de forjados.

Se refiere este artículo a los forjados para piscos o cubiertas de edificación de alguno de los tipos siguientes:

- a) Forjados de viguetas, constituidos por viguetas prefabricadas de hormigón armado y entrevigado.
- b) Forjados de semiviguetas, constituidos por semiviguetas prefabricadas que se complementan con piezas resistentes o aligerantes y hormigonado in situ
- c) Forjados nervados, constituidos por losa de hormigón armado, con nervios en una dirección sin o con piezas resistentes o aligerantes entre nervios. Se hormigonan totalmente in situ sobre encofrado continuo o discontinuo.

Comentarios.

Se entiende por vigueta un elemento prefabricado autorresistente, es decir, capaz de resistir por sí solo, en dirección del vano del forjado, la totalidad de las cargas que reciba éste.

Por semivigueta, se entiende un elemento prefabricado semi-resistente, es decir, proyectado para resistir en colaboración con hormigón, que se vierte in situ, y, a veces, piezas resistentes, la totalidad de las cargas del forjado.

Las semiviguetas deben resistir las cargas de ejecución del forjado, con toda su luz, o reduciendo ésta mediante apuntalado que la divida en dos o más partes, teniendo en cuenta en este caso las nuevas condiciones de trabajo.

La Instrucción se refiere sólo a las viguetas de hormigón armado; las semiviguetas pueden ser de hormigón armado, mixtas de hormigón y cerámica armados, o de acero.

47.2. Piezas de entrevigado para forjados.

Las piezas de entrevigado para forjados pueden ser solamente aligerantes o también resistentes.

a) Piezas aligerantes.—Pueden ser de cerámica, mortero de cemento fibra de madera aglomerada, plástico, u otro material suficientemente rígido que no produzca daños al hormigón ni a las armaduras. Si se emplean con viguetas, semiviguetas o encofrado discontinuo de tablonnes, la resistencia en vano de las piezas será igual o mayor que 100 kp.

Se considera que no forman parte de la sección resistente del forjado.

b) Piezas resistentes.—Pueden ser de cerámica o de hormigón, y su resistencia a compresión será igual o mayor que

180 kp/cm<sup>2</sup>, ni menor a la resistencia característica del hormigón empleado en el forjado.

Si se emplean con semiviguetas o encofrado discontinuo, su resistencia en vano no será inferior a 100 kp.

Puede considerarse que forman parte de la sección resistente del forjado en las condiciones del 47.3.c.

Comentarios.

Las piezas aligerantes, empleadas en los forjados como entrevigado o como encofrado perdido, y las piezas resistentes, tienen que cumplir la condición impuesta a su resistencia en vano, cuando se emplean con viguetas, semiviguetas o encofrado discontinuo, para soportar con suficiente seguridad las cargas que reciben durante la ejecución del forjado.

La resistencia en vano se determina sobre seis o más piezas enteras después de veinticuatro horas de inmersión en agua. La pieza se coloca con entrega de un centímetro sobre dos tablonnes paralelos y la carga se aplica en el centro del vano, hasta rotura sobre un tablón de cinco centímetros de anchura. Se obtiene el valor característico de los resultados.

El material de las piezas resistentes debe tener además una resistencia suficiente para colaborar con el hormigón en la forma indicada en 47.3.c.

La resistencia a compresión del material de las piezas se determina en dirección paralela a los huecos sobre seis o más probetas de pieza entera o parte de pieza representativa obtenida por corte con disco. La altura de la probeta será igual o mayor que la menor de las dos dimensiones de la sección transversal de la probeta. Las caras de presión se refrentarán adecuadamente, con pasta de azufre, por ejemplo. Se ensayarán después de veinticuatro horas de inmersión en agua. La tensión de rotura se referirá a la sección neta de la probeta y se obtendrá el valor característico de los resultados.

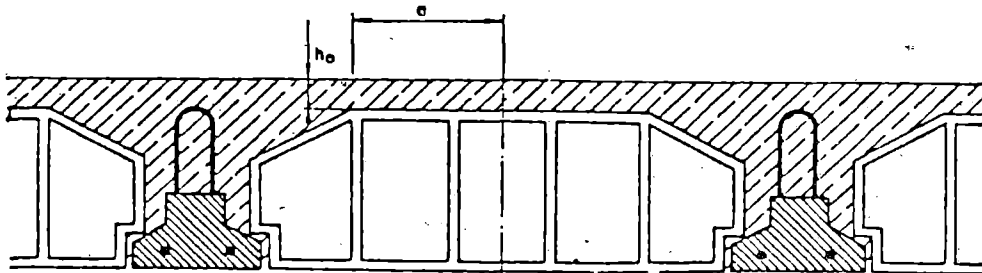
47.3. Condiciones para los forjados.

a) Los forjados de semiviguetas o nervados tendrán una losa superior de hormigón, cuyo espesor  $h_0$  (fig. 47.3), según el tipo de piezas empleadas, cumplirá en todo punto, las siguientes condiciones:

con piezas resistentes: no inferior a 2 cm. ni a  $a/8$ ;

con o sin piezas aligerantes: no inferior a 3 cm. ni a  $a/6$ ,

siendo a la distancia del punto considerado al eje de la pieza.



con piezas resistentes:

$$h_0 \geq a/8 \geq 2 \text{ cm.}$$

con piezas aligerantes:

$$h_0 \geq a/6 \geq 3 \text{ cm.}$$

Fig. 47.3

b) En la losa de hormigón, y en dirección perpendicular a los nervios o semiviguetas, se colocará una armadura de reparto, constituida por barras de separación no superior a 33 centímetros, cuya área  $A_s$  en cm<sup>2</sup>/m. cumplirá la condición:

$$A_s \geq \frac{500 h_0}{f_{sd}} \leq \frac{2.000}{f_{sd}}$$

siendo:

$h_0$  = el espesor en centímetros de la losa de hormigón en el centro de la pieza;

$f_{sd}$  = la resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto en kp/cm<sup>2</sup>.

c) En el cálculo de los forjados con piezas resistentes, pueden considerarse formando parte de la sección de hormigón los tabiquillos de las piezas en contacto con el hormigón. Para tener en cuenta en el cálculo otras partes de las piezas es preciso justificar experimentalmente su colaboración.

d) En el cálculo de los forjados continuos puede considerarse redistribución de momentos por plasticidad, que como máximo llegue a igualar en valor absoluto los máximos momentos de vano con los momentos de apoyo.

e) En las viguetas, el estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante se comprobará de acuerdo con lo establecido en 39.1.3.2.

f) Los nervios o semiviguetas no precisan armadura transversal en toda la sección en que se cumpla:

$$V_d \leq V_{u2}$$

siendo:

$V_{u2}$ , el esfuerzo cortante de agotamiento para losas sin armadura transversal (véase 39.1.4.2.2) y en el caso de semivigueta siempre que la adherencia entre el hormigón prefabricado y el hormigón in situ sea suficiente, lo que se justificará mediante ensayos del forjado sin estribos.

En las zonas en las que no se cumpla la limitación  $V_d \leq V_{u2}$  se dispondrá armadura transversal de acuerdo con lo establecido en 39.1.4.2.2.

g) El valor máximo admisible de la flecha vertical, en forjados y vigas que no hayan de soportar tabiques ni muros, es de  $L/300$ , siendo L la luz del elemento considerado. Para la determinación de esta flecha instantánea producida por la actuación simultánea de la carga permanente y la sobrecarga de uso, ambas con sus valores característicos.

En el caso de que se trate de forjados o vigas que hayan de soportar muros o tabiques se distinguen los tres casos siguientes:

- Si el elemento de fábrica ha sido construido con mortero de cemento, la flecha máxima admisible es  $L/500$ .
- Si el elemento de fábrica ha sido construido con mortero de cal, la flecha máxima no podrá ser superior a  $L/400$ .
- Si el elemento de fábrica ha sido construido con mortero de yeso, la flecha máxima admisible es  $L/300$ .

En estos casos la flecha que se considera es la producida desde el momento en que se termine la construcción de muro o tabique.

Su valor se determina sumando a la flecha diferida producida por la totalidad de las cargas permanentes, la instantánea

originada por la parte de carga permanente que se coloque después (solados, etc.) y por la sobrecarga de uso.

h) Cuando se empleen piezas resistentes, en los nervios o semiviguetas, las distancias de las armaduras a los paramentos en contacto con las piezas serán no menores que la mitad del diámetro de la barra, ni menores que 0,5 centímetros. Además, las distancias de las armaduras a los paramentos exteriores de las piezas, es decir, la distancia anterior, más el espesor del tabiquillo, cumplirán las condiciones del 13.3.

i) Al menos el 85 por 100 del árido total será de dimensión no mayor que las tres siguientes dimensiones:  
 5/6 de la distancia libre horizontal entre armaduras.  
 1/3 de la anchura libre de los nervios.  
 1/2 del espesor mínimo de la losa superior.

**Comentarios.**

a) La losa superior de hormigón de los forjados asegura la rigidez de estos en su plano necesario para la adecuada distribución de los esfuerzos horizontales que recibe el edificio.

Las limitaciones de espesor de estas losas se imponen por razones de ejecución y de resistencia transversal.

b) La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando fisuraciones y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano.

El área de armadura precisa, en función del tipo de acero y del espesor  $h_0$  de la losa de hormigón en el centro, es la siguiente:

Espesor de la losa de hormigón $h_0$ cm.	Área de la armadura de reparto $A_s$ en $cm^2/m$ , con acero del tipo			
	AE 215	AEH 400	AEH 500	AEH 600
≤ 4	1,00	0,52	0,44	0,37
6	1,50	0,79	0,66	0,55
8	2,00	1,05	0,88	0,73
10	2,50	1,31	1,10	0,90

c) Los ensayos realizados sobre forjados con piezas resistentes que cumplen las condiciones del 47.2.b indican que los tabiquillos de las piezas directamente adheridas al hormigón siempre pueden considerarse eficaces a compresión y a esfuerzo cortante. En muchos de estos ensayos se comprueba que pueden considerarse también eficaces otras partes de las piezas resistentes, unidas a estos tabiquillos directamente adheridos al hormigón, generalmente cuando tienen forma encasetonada, pero no es posible establecer una regla general para definirlos, y por ello, si se desea considerar en el cálculo otras partes de las piezas, además de los tabiquillos directamente adheridos, se requiere en cada caso un estudio experimental.

d) Los forjados de piso deben construirse solidariamente unidos a sus elementos sustentantes. Esto se consigue:

— Si son muros, mediante cadenas de apoyo de hormigón armado, en las que penetran las armaduras superiores e inferiores del forjado y las de reparto.

— Si son vigas de acero laminado, en cuya ala inferior apoya el forjado, disponiendo el supradós de éste tres-cuatro centímetros por encima del ala superior de las vigas para pasar las armaduras de los apoyos y las de reparto; o si los forjados apoyan en el ala superior de las vigas, mediante conectores que se hormigonan en las cadenas de apoyo, o mediante otros sistemas eficaces, no bastando la unión confiada al rozamiento.

— Si se trata de vigas de hormigón armado hay que incluir en éstas las armaduras superiores e inferiores del forjado y las armaduras de reparto.

La solicitación en cada sección de un nervio (o semivigueta) del forjado suele calcularse utilizando hipótesis simplificadas. En el extremo de un nervio la rigidez a torsión de la viga sustentante produce momento flector negativo, difícil de evaluar y variable según la posición del nervio. En general se recomienda no considerar este momento para calcular los momentos flectores positivos del vano, sino admitir la hipótesis de que el extremo tiene un apoyo simple, pudiendo así desprestigiar en el cálculo de la viga los momentos torsores que se producen en ésta. Tales momentos negativos, sin embargo, pueden existir, especialmente en los nervios cercanos a los pilares, y por ello debe calcularse todo nervio para resistir en su extremo un momento flector negativo no inferior a un cuarto del máximo positivo calculado para el vano.

Los forjados con nervios (o semiviguetas) sustentados en continuidad sobre tres o más vigas se dispondrán con los nervios en prolongación y se considerará en el cálculo la continuidad de los tramos, admitiendo la hipótesis de apoyo simple también en las sustentaciones interiores, pudiendo calcular las solicitaciones por un método elástico, o considerando redistribución por plasticidad hasta igualar los valores absolutos de los momentos positivos de cada vano con los negativos de los apoyos interiores. Considerar momentos negativos de valor inferior da lugar a fisuración excesiva.

f) La consideración de la adherencia entre el hormigón de la semivigueta y el hormigón in situ requiere especial cuidado en aquellos forjados cuyas semiviguetas no precisen armadura transversal. En estos casos la adherencia entre ambos hormigones es muy sensible a la limpieza de la superficie de contacto y el buen funcionamiento del forjado depende entre otros factores de la extensión y trazado de las juntas y de la altura a que queden situadas en la sección final resultante.

g) En general, en forjados ordinarios de edificación con luces hasta seis metros y para unas condiciones medias no es preciso comprobar la flecha prescrita en el articulado si la relación canto/luz es no menor que:

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
Tramos simplemente apoyados.	1/24	1/20	1/18	1/14
Vanos extremos de tramos continuos	1/28	1/24	1/20	1/18
Vanos internos de tramos continuos	1/16	1/14	1/12	1/10
Voladizos	1/32	1/28	1/24	1/20

Caso 1: Forjados que no han de soportar tabiques ni muros.  
 Caso 2: Forjados que han de soportar fábricas construidas con mortero de yeso.

Caso 3: Forjados que han de soportar fábricas construidas con cal.

Caso 4: Forjados que han de soportar fábricas construidas con cemento.

h) Se permiten menores distancias de las armaduras a los paramentos de las piezas resistentes que las exigidas en 13.3 por efecto protector de los tabiquillos de estas piezas.

Esto no es aplicable cuando se emplean piezas aligerantes, pues no existe garantía de este efecto protector.

i) Las condiciones del tamaño del árido son las del 7.2, excepto la relativa al espesor mínimo de la losa superior, cuya exigencia más tolerante está sancionada por la experiencia.

**ARTICULO 48. VIGAS**

Las vigas sometidas a flexión se calcularán de acuerdo con los artículos 36 y 37, pudiendo utilizarse las fórmulas del anejo 7 a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales (artículos 25 y 26) y de los valores mayorados de las cargas y demás acciones (artículos 30 y 31). Si la flexión es esviada, se recurrirá al 36.5. Si la flexión está combinada-con esfuerzo cortante, se calculará la pieza frente a este último esfuerzo con arreglo al 39.1 y con arreglo al 39.2 si existe, además, torsión.

Posteriormente se comprobarán las condiciones de adherencia de las armaduras (artículo 42), así como las de fisuración de la pieza (artículo 44). Si se prevé que la pieza puede presentar deformaciones excesivas, se calculará el valor de éstas

(artículo 45). Se comprobará igualmente, cuando se estime necesario, la estabilidad lateral de la pieza con arreglo al 43.2.

Cuando se trate de vigas en T o de formas especiales se tendrán presentes los artículos 50 y 51, así como el artículo 59 cuando se trate de vigas de gran canto.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los artículos 12, 13, 38, 40 y 41.

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

**Comentarios.**

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 10.5 (valor mínimo de la resistencia del hormigón) y 26.3 (resistencia mínima del hormigón en función de la del acero).

**ARTICULO 49. SOPORTES**

Los soportes se calcularán de acuerdo con los artículos 36, 37 y 38, pudiendo utilizarse las fórmulas del anejo 7, a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales (artículos 25 y 26) y de los valores mayorados de las cargas y demás acciones (artículos 30 y 31). Cuando la esbeltez del soporte sea apreciable, se comprobarán las condiciones de pandeo (artículo 43). Si existe esfuerzo cortante, se calculará

la pieza frente a dicho esfuerzo con arreglo al 39.1 y con arreglo al 39.2, si existe, además torsión.

Cuando alguna de las armaduras principales sea susceptible de trabajar en tracción, se comprobarán las condiciones de adherencia (artículo 42), así como las de fisuración de la pieza (artículo 44).

Los soportes que formen parte de pórticos de edificación ejecutados en obra deberán tener su dimensión transversal mínima, mayor o igual a 25 centímetros.

Si se trata de soportes compuestos, es decir, soportes de hormigón con perfiles metálicos como armadura, se recurrirá al artículo 60.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los artículos 12, 13, 38, 40 y 41.

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

**Comentarios.**

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 del 10.5 (valor mínimo de la resistencia del hormigón) y 28.3 (resistencia mínima del hormigón en función de la del acero), y se llama la atención sobre la limitación  $f_{ve, a} > 4.200 \text{ kp/cm}^2$  (comentario al apartado 25.2), así como sobre el último párrafo del 28.5, especialmente aplicables al caso de soportes.

**ARTICULO 50. PIEZAS EN T**

**50.1. Anchura eficaz de la cabeza.**

La anchura eficaz  $b_e$  de la cabeza de compresión de una viga en T, simplemente apoyada, sometida a una carga uniformemente repartida, se tomará, en función de la anchura real, de las tablas 50.1.a ó 50.1.b adjuntas, según se trate de vigas exentas o no, respectivamente.

Si sobre la viga actúa una carga concentrada en una zona de amplitud «a» según la luz, los valores dados por las tablas

deberán multiplicarse por el factor K dado en el siguiente cuadro:

	Valores de $\frac{1}{1/2 \cdot (b - b_w)}$		
	0	10	20
$a \geq (1/10) \dots$	K = 1	K = 1	K = 1
$0 < a < (1/10)$	Interpolación lineal entre K = 1 y el valor correspondiente de la fila inferior		
$a = 0 \dots \dots \dots$	K = 0,6	K = 0,7	K = 0,9

En todos los casos y a efectos de determinar la anchura eficaz de la cabeza deberán tenerse en cuenta, además, las observaciones siguientes:

1. Los valores indicados en las tablas son válidos también para repartos triangulares, parabólicos o sinusoidales de la carga, así como para el caso de momento constante.

TABLA 50.1.a VIGA EN T EXENTA

Anchura de la cabeza de compresión  $\frac{b_e - b_w}{2}$  que debe tomarse a uno y otro lado del nervio, en el centro de la luz, cuando la viga se encuentra sometida a carga uniformemente repartida:

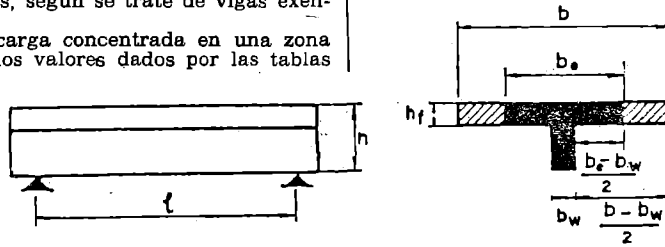


Tabla de valores de  $\frac{b_e - b_w}{b - b_w}$

Valores de $\frac{h_f}{h}$	Valores de $\frac{l}{b_w}$	Valores de $\frac{2l}{b - b_w}$												
		0	1	2	3	4	6	8	10	12	14	16	18	> 18
Cabeza de compresión sin rigidez a flexión	—	0	0,18	0,36	0,52	0,64	0,76	0,86	0,92	0,95	0,97	0,98	0,99	1,00
0,10	10	0	0,18	0,36	0,53	0,65	0,78	0,87	0,92	0,95	0,98	0,99	1,00	1,00
	50	0	0,19	0,37	0,54	0,66	0,79	0,87	0,92	0,95	0,98	0,99	1,00	1,00
	100	0	0,21	0,40	0,56	0,67	0,80	0,87	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	150	0	0,23	0,43	0,59	0,69	0,81	0,88	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,27	0,47	0,62	0,71	0,81	0,88	0,93	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
0,15	10	0	0,19	0,37	0,53	0,66	0,79	0,87	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	50	0	0,22	0,42	0,58	0,69	0,81	0,88	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	100	0	0,30	0,51	0,65	0,74	0,83	0,89	0,93	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	150	0	0,36	0,50	0,73	0,80	0,86	0,91	0,94	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,40	0,65	0,79	0,85	0,89	0,92	0,95	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
0,20	10	0	0,21	0,40	0,57	0,68	0,81	0,87	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	50	0	0,30	0,52	0,69	0,78	0,86	0,90	0,94	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	100	0	0,40	0,65	0,79	0,86	0,89	0,92	0,95	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
	150	0	0,44	0,70	0,85	0,91	0,94	0,95	0,97	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,45	0,73	0,89	0,93	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00
0,30	10	0	0,28	0,48	0,63	0,72	0,81	0,87	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	50	0	0,42	0,65	0,83	0,87	0,90	0,92	0,94	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	100	0	0,45	0,73	0,90	0,92	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
	150	0	0,46	0,75	0,91	0,93	0,95	0,97	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00
	200	0	0,46	0,77	0,92	0,94	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00



TABLA 50.1.b VIGAS EN T MULTIPLES

Anchura de la cabeza de compresión  $\frac{b_e - b_w}{2}$  que debe tomarse a uno y otro lado del nervio, en el centro de la luz, cuando la viga se encuentra sometida a carga uniformemente repartida:

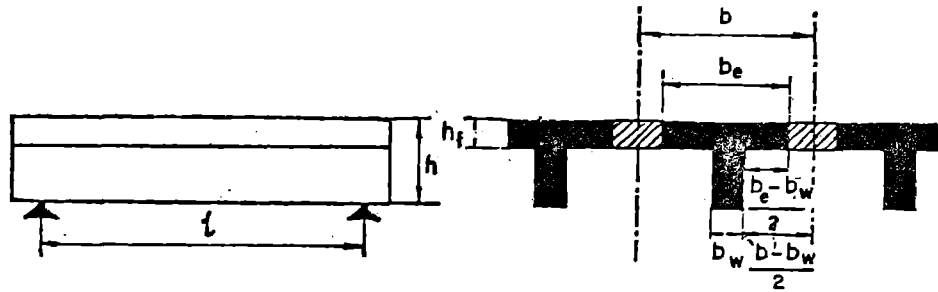


Tabla de valores de  $\frac{b_e - b_w}{b - b_w}$

Valores de $\frac{h_f}{h}$	Valores de $\frac{l}{b_w}$	Valores de $\frac{2l}{b - b_w}$								
		0	1	2	3	4	6	8	10	> 10
Cabeza de compresión sin rigidez a flexión	—	0	0,19	0,38	0,57	0,71	0,88	0,98	0,99	1,00
10	10	0	0,19	0,38	0,57	0,72	0,89	0,98	1,00	1,00
	50	0	0,19	0,39	0,58	0,73	0,89	0,98	1,00	1,00
	100	0	0,21	0,42	0,60	0,75	0,89	0,98	1,00	1,00
	150	0	0,24	0,45	0,62	0,75	0,90	0,98	1,00	1,00
	200	0	0,27	0,48	0,64	0,77	0,90	0,98	1,00	1,00
0,15	10	0	0,19	0,39	0,58	0,72	0,89	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,23	0,44	0,62	0,74	0,90	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,31	0,53	0,68	0,78	0,91	0,97	1,00	1,00
	150	0	0,37	0,61	0,74	0,83	0,92	0,97	1,00	1,00
	200	0	0,41	0,66	0,80	0,87	0,93	0,98	1,00	1,00
0,20	10	0	0,21	0,42	0,61	0,74	0,90	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,30	0,54	0,71	0,82	0,92	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,41	0,66	0,80	0,87	0,94	0,98	1,00	1,00
	150	0	0,44	0,71	0,86	0,91	0,96	0,98	1,00	1,00
	200	0	0,45	0,74	0,89	0,93	0,97	0,99	1,00	1,00
0,30	10	0	0,28	0,50	0,65	0,77	0,91	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,42	0,69	0,83	0,88	0,93	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,45	0,74	0,90	0,94	0,98	0,98	1,00	1,00
	150	0	0,46	0,76	0,92	0,95	0,97	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,47	0,77	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00

2. Las tablas son igualmente aplicables al caso de vigas continuas, considerando como valor de la luz  $l$  la distancia que resulte, para cada estado de carga, entre los puntos de momento nulo.

3. En las proximidades de un apoyo la anchura eficaz de la cabeza de compresión, a cada lado del nervio,  $\frac{b_e - b_w}{2}$  no podrá ser superior a la distancia entre el apoyo y la sección considerada.

4. En el caso de piezas en T provistas de cartabones de anchura  $b_c$  y altura  $h_c$  (ver fig. 50.1) se sustituirá la anchura real  $b_w$  del nervio por otra ficticia  $b_1$  igual al menor de los dos valores siguientes:

$$b_1 = b_w + 2b_c$$

$$b_1 = b_w + 2h_c$$

**Comentarios.**

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 armadura, 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.

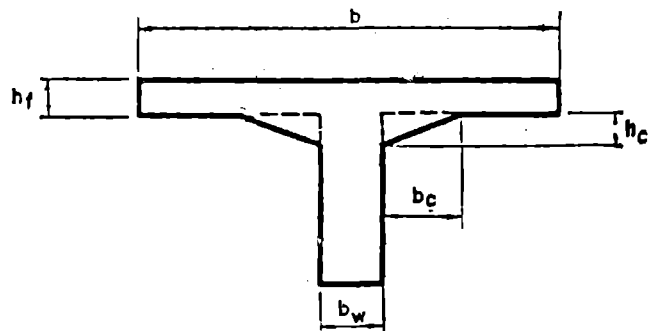


Fig. 50.1

Independientemente de la anchura eficaz que resulte, conviene respetar las limitaciones establecidas en 43.2 para prevenir el peligro de pandeo de la cabeza comprimida.

Respecto a la colocación de armaduras, debe tenerse en cuenta el 51.2.

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 puedan actuar sobre ella.

#### 50.2. Cálculo a esfuerzo cortante.

En las secciones en T, además de la comprobación ordinaria del nervio a esfuerzo cortante deberán también comprobarse frente a dicho esfuerzo las uniones entre las alas y el nervio; para ello se tendrá en cuenta lo indicado en 39.1.3.4.

### ARTICULO 51. PIEZAS DE FORMAS ESPECIALES

#### 51.1. Piezas de trazado curvo o poligonal.

En piezas curvas las armaduras longitudinales de trazado curvo trabajando a tracción junto a paramentos cóncavos, o a compresión junto a paramentos convexos, irán envueltas por cercos o estribos normales a ellas (fig. 51.1.a) y capaces de soportar las componentes radiales que aquéllas producen. Para ello deberán cumplirse las relaciones:

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

$$A_{st} \cdot f_{td} \geq \frac{s'}{r'} \cdot A'_s \cdot f_{yc, \alpha}$$

siendo:

$A_{st}$  = sección de un cerco o estribo;

$f_{td}$  = resistencia de cálculo, en tracción, del acero de los cercos o estribos;

$s$  = separación entre cercos o estribos en la armadura de tracción;

$s'$  = separación entre cercos o estribos en la armadura de compresión;

$r$  = radio de curvatura de las barras principales de tracción;

$r'$  = radio de curvatura de las barras principales de compresión;

$A_s$  = sección total de la armadura de tracción;

$A'_s$  = sección total de la armadura de compresión;

$f_{yd}$  = resistencia de cálculo, en tracción, del acero de la armadura  $A_s$ ;

$f_{yc, \alpha}$  = resistencia de cálculo, en compresión, del acero de la armadura  $A'_s$ .

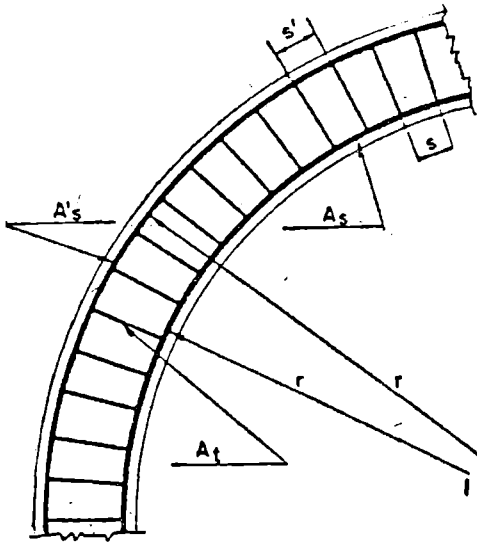


Fig. 51.1.a

En los ángulos de piezas poligonales o análogas y, en general, en los encuentros en ángulo de dos piezas, se evitará colocar junto al paramento interior barras continuas de tracción dobladas según el trazado poligonal de dicho paramento. Por el contrario, se procurará despiezar esas barras de forma que se consiga un trazado rectilíneo, con anclajes en las zonas comprimidas (fig. 51.1.b). De no adoptarse esta última solución, se dispondrán los oportunos cercos o estribos para contrarrestar la tendencia de la armadura continua de tracción a salirse de la pieza, en la zona de los codos, desgarrando el hormigón.

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

#### Comentarios.

Debe entenderse como  $A_{st}$  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 51.1.b, en los encuentros de dos piezas es siempre recomendable achafañar el ángulo, disponiendo cartabones armados con barras paralelas al paramento del cartabón y que vayan a anclarse a las caras opuestas.

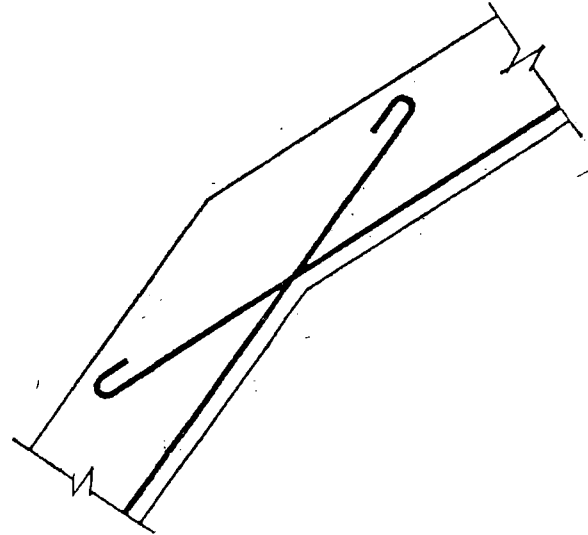


Fig. 51.1.b

#### 51.2. Piezas con secciones delgadas.

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

#### Comentarios.

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.

#### 51.3. Piezas de canto superior a sesenta centímetros.

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

#### Comentarios.

En este tipo de piezas, el hormigón existente por encima de la zona de recubrimiento de la armadura principal se encuentra sometido a esfuerzos 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 repartirla, se concentraría en una fisura única en el alma de anchura sensiblemente mayor a la máxima admisible.

Para vigas de canto superior a sesenta centímetros y no inferior a la mitad de su luz, consúltese el artículo 59.

### ARTICULO 52. ESTRUCTURAS RETICULARES PLANAS

#### 52.1. Generalidades.

El cálculo de solicitaciones en estructuras reticulares planas se realizará de acuerdo con lo prescrito en el segundo párrafo del 29.1.

En particular y únicamente a los efectos del cálculo y dimensionamiento de armaduras de las vigas que constituyen los dinteles, se admite una redistribución de momentos flectores de hasta un 15 por 100 del máximo momento flector negativo. Para que pueda efectuarse esta redistribución, la profundidad de la fibra neutra de la sección sobre el soporte sometida al momento redistribuido, obtenida en el cálculo del estado límite último, deberá ser inferior a 0,45 d siendo d el canto útil de la sección.

En cuanto a la determinación de la rigidez de las piezas, por un lado, y del valor de la luz de cálculo, por otro, se tendrá en cuenta lo establecido en 29.2.

(Continuará.)