

I. Disposiciones generales

PRESIDENCIA DEL GOBIERNO

DECRETO 2987/1968, de 20 de septiembre, por el que se aprueba la instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado.

La técnica de la construcción en general y la del hormigón en particular ha experimentado notable evolución en los últimos años. Una corriente renovadora universal, a la cual España contribuye con su propia investigación, ha dado ya lugar a la publicación de documentos básicos, que constituyen una vía unificada por la que habrá de caminar la técnica del hormigón en los años venideros.

La Instrucción para el proyecto de obras de hormigón, hasta ahora vigente en el Ministerio de Obras Públicas, fué promulgada en el año mil novecientos treinta y nueve y revisada y puesta al día en el año mil novecientos cuarenta y cuatro. Las Normas para el cálculo y ejecución de estructuras de hormigón armado de la Dirección General de Arquitectura se remontan al año mil novecientos cuarenta y uno.

La garantía que para la calidad de las obras de hormigón puede conseguirse con la aplicación en su proyecto y construcción de los criterios técnicos contenidos en la Instrucción, justifica que ésta se extienda a toda clase de obras tanto públicas como privadas.

En su virtud, a propuesta de los Ministros de Obras Públicas, Ejército, Industria, Aire y Vivienda y previa deliberación del Consejo de Ministros en su reunión del día trece de septiembre de mil novecientos sesenta y ocho,

DISPONGO:

Artículo primero.—Se aprueba la presente Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado, cuyo ámbito de aplicación se extiende a todas las obras y proyectos que se realicen en el territorio nacional.

Artículo segundo.—Durante el plazo de dos años, a partir de su publicación en el «Boletín Oficial del Estado», se podrá aplicar indistintamente esta Instrucción o las actualmente vigentes. Pasado dicho plazo, y con las modificaciones a que hubiere lugar, el cumplimiento de la Instrucción será obligatorio.

Artículo tercero.—En el Ministerio de Obras Públicas se constituirá una Comisión Permanente, con representantes de los Ministerios de Obras Públicas, Ejército, Industria, Agricultura, Aire y Vivienda. Esta Comisión podrá ser ampliada por Orden ministerial con representantes de otros Ministerios interesados.

Formará parte también de esta Comisión un especialista en hormigón designado por el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

Artículo cuarto.—Serán funciones de la citada Comisión:

a) Estudiar y recoger, si procede, los nuevos avances de la técnica del hormigón y las sugerencias recibidas como consecuencia de la aplicación de la Instrucción.

b) Ultimar la redacción de la Instrucción, antes de su establecimiento como de cumplimiento obligatorio, teniendo en cuenta los antecedentes recogidos, en los primeros dieciocho meses desde su publicación.

c) Revisar la Instrucción, cada cinco años como máximo, con objeto de proponer las modificaciones que procedan de acuerdo con la experiencia adquirida.

d) Estudiar y proponer normas e instrucciones sobre la técnica del hormigón.

e) Llevar a cabo cuantos trabajos sobre el hormigón le encomiende la superioridad.

Artículo quinto.—Los miembros de la expresada Comisión Permanente percibirán los derechos de asistencia con arreglo a lo determinado en el artículo veintitrés del Reglamento de Dietas y Viáticos de siete de julio de mil novecientos cuarenta y nueve, en la cuantía de ciento veinticinco pesetas el Presi-

dente y el Secretario y de cien pesetas los demás Vocales con cargo a las partidas correspondientes consignadas en los presupuestos de los Ministerios de que dichos miembros dependan.

Artículo sexto.—Pasado el plazo de dos años indicado en el artículo segundo quedarán derogadas las siguientes disposiciones:

Orden dieciocho marzo mil novecientos cuarenta y uno (Ministerio Ejército). Edificaciones militares.

Orden diez septiembre mil novecientos cuarenta y uno (Ministerio Ejército). Normas técnicas de proyecto y construcción de edificios.

Normas para el cálculo y ejecución de estructuras de hormigón armado de la Dirección General de Arquitectura de Noviembre de mil novecientos cuarenta y uno.

Orden treinta noviembre mil novecientos cuarenta y tres (Presidencia). Preferencia de suministro a construcciones con ahorro de hierro.

Orden ministerial veinte marzo mil novecientos cuarenta y cuatro (Ministerio Obras Públicas). Instrucción para el Proyecto de Obras de Hormigón.

Cualesquiera otras disposiciones de igual o inferior rango que se oponga al presente Decreto.

Así lo dispongo por el presente Decreto, dado en Madrid a veinte de septiembre de mil novecientos sesenta y ocho.

FRANCISCO FRANCO

El Vicepresidente del Gobierno.
LUIS CARRERO BLANCO

Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado

PARTE PRIMERA

ARTICULADO

PREAMBULO

CAPITULO PRIMERO

Introducción

Artículo 1.º CAMPO DE APLICACIÓN DE LA INSTRUCCIÓN.

Se refiere la presente Instrucción a las construcciones, estructuras y elementos estructurales de hormigón, en masa o armado, fabricado con cualquiera de los tipos de cemento indicados en el artículo 5.º

Expresamente se excluyen del campo de aplicación de esta Instrucción:

- los hormigones especiales, tales como los ligeros, los pesados, los refractarios y los compuestos con amiantos, serrines u otras sustancias análogas.
- los hormigones fabricados con acero de límite elástico superior a 6.000 kilogramos/centímetro cuadrado.
- los hormigones que hayan de estar expuestos a temperaturas superiores a 70 grados centígrados.
- las estructuras de hormigón pretensado.
- las estructuras mixtas de hormigón y perfiles de acero.

Se puede proyectar y construir con criterios distintos a los utilizados en esta Instrucción siempre que se justifiquen debidamente y se asuma la responsabilidad que de ello pudiera derivarse.

Art. 2.º NOTACIÓN Y UNIDADES.

La notación utilizada en la presente Instrucción cumple las normas generales al efecto establecidas por el Comité Europeo del Hormigón (C. E. B.).

Las unidades adoptadas corresponden a las del sistema metro, kilogramo-fuerza y segundo.

Art. 3.º DEFINICIONES.

Los términos y vocablos de significación dudosa o poco conocida que aparecen a lo largo de la presente Instrucción se interpretarán con el significado que les asigna en la lista de definiciones incluida en el anejo 2.

Art. 4.º DOCUMENTOS DEL PROYECTO

4.1. Generalidades.—Para la construcción de toda obra de hormigón en masa o armado se redactará previamente un proyecto, compuesto como mínimo de los siguientes documentos: Memoria, planos, pliego de prescripciones técnicas particulares y presupuesto. Será potestativa la inclusión del programa de ejecución de las obras, si no lo exige otra disposición.

Los cuatro documentos mencionados serán indispensables para los proyectos de obras de carácter oficial. En obras de poco volumen o importancia estos documentos podrán simplificarse, pero deberán contener siempre, aunque sólo sea en forma sumaria, todos los datos necesarios para la ejecución de la obra con arreglo a la presente Instrucción.

Para los proyectos de obras de carácter particular podrá no ser necesaria la redacción de todos los documentos complementarios de todos los elementos de la obra.

4.2. Memoria.—En la Memoria se indicarán, ordenadamente, por lo menos los siguientes puntos:

- antecedentes y exigencias primarias que debe satisfacer la obra, detallando, en su caso, las condiciones locales y especiales correspondientes.
- justificación funcional y descripción de la solución adoptada, exponiéndose las razones que motivaron el tipo estructural proyectado; comparándola, si se considera conveniente, con otras soluciones y señalando los criterios que se han seguido para la elección de los materiales.
- cargas consideradas y coeficientes de seguridad adoptados.
- características fundamentales exigidas a los materiales.
- características fundamentales del terreno de cimentación.
- hipótesis y método de cálculo utilizados o, en su caso, justificación de tipo experimental.
- posible proceso de ejecución previsto.

La Memoria irá acompañada de uno o varios anejos, cuyo número y extensión dependerá del tipo de proyecto de que se trate. En particular, cualquiera de los puntos anteriormente señalados podrá constituir un anejo a la Memoria.

En todo caso deberá redactarse un anejo de cálculo en donde se justifique y razone, con arreglo a las normas prescritas en esta Instrucción, tanto las dimensiones de los distintos elementos como el cumplimiento de las condiciones de estabilidad, resistencia, etc., de la estructura en su conjunto y de cada una de las partes en que puede suponerse dividida, con objeto de asegurar el buen servicio de la misma.

La exposición de estos cálculos se hará en forma clara, ordenada y precisa, con el fin de facilitar su ulterior revisión. A tal efecto:

a) Se utilizará precisamente la notación adoptada en esta Instrucción y no otra, completándola, cuando resulte insuficiente, con símbolos que observen las reglas generales dadas en el anejo 1. Estos símbolos adicionales serán los únicos cuyo significado habrá que explicar en el anejo de cálculo.

b) Se incluirán las indicaciones necesarias para identificar el elemento que se calcula mediante las oportunas referencias a los planos o croquis suplementarios.

c) Se especificará la procedencia de las cargas, así como la de cualquier valor introducido como resultado de cálculos precedentes.

Los cálculos podrán ser total o parcialmente sustituidos por estudios experimentales sobre modelo, realizados de acuerdo con técnicas apropiadas y por personal especializado. En este caso se detallarán dichos estudios en el anejo correspondiente.

4.3. Planos.—Los planos contendrán las cotas necesarias para definir las dimensiones de los elementos de un modo geométrico. Cualquiera que sea su valor absoluto, las dimensiones en todos los planos se acotarán en metros y con dos cifras decimales por lo menos. Como única excepción, los diámetros de barras, tuberías, orificios, etc., se expresarán en milímetros, colocando detrás del símbolo Ø la cifra que corresponda.

Salvo en casos especiales, deberán poder desarrollarse las mediciones de todos los elementos sin utilizar más dimensiones que las acotadas. En particular, de no incluirse despiece detallado de las armaduras, deberán poder deducirse directamente de los planos todas las dimensiones geométricas de las mismas

mediante las oportunas notas o especificaciones complementarias que las definan inequívocamente.

Se detallarán igualmente los dispositivos de apoyo o de enlace, tanto entre elementos de la propia estructura como entre ésta y su cimentación.

En los planos deberá indicarse asimismo:

- las contraflechas que convengan establecer en los encofrados para evitar posibles efectos perjudiciales o antiestéticos (véase comentario al artículo 11 de esta Instrucción);
- el trazado de las superficies que habrán de constituir las juntas de hormigonado;
- la posición y tipo de los empalmes de las armaduras, si bien puede prescindirse de estas prescripciones en estructuras de edificación de tipo corriente y casos análogos.

Por último en cada plano figurará, en la esquina inferior derecha del mismo, y sobre el sello propio del plano, un cuadro con las características resistentes del hormigón y del acero empleados en los elementos que ese plano define.

4.4. Pliego de prescripciones técnicas particulares.—El pliego de prescripciones técnicas particulares definirá de un modo preciso, como mínimo, las características exigidas a los materiales, los detalles de ejecución y, si procede, el programa de pruebas a las que haya de someterse la obra.

Para todo ello bastará normalmente con hacer referencia a los correspondientes artículos de la presente Instrucción, completándolos cuando sea necesario con aquellas condiciones particulares que se estime oportuno establecer. Bien entendido que en ningún caso dichas condiciones particulares podrán resultar incompatibles con lo prescrito en esta Instrucción, salvo clara, razonada y excepcional justificación en contrario.

En el pliego de prescripciones técnicas particulares deberán establecerse también las condiciones relativas a la cimentación y la forma de medir y valorar las distintas unidades de obra.

Cuando para un material se exijan características especiales cuya determinación haya de hacerse mediante métodos de ensayo no incluidos en la presente Instrucción, este pliego deberá fijar de un modo concreto los valores que deben alcanzar dichas características y los procedimientos de ensayo que hayan de seguirse para medirlos.

En cualquier caso, el pliego de prescripciones técnicas particulares establecerá específicamente los siguientes datos relativos a los materiales que habrán de utilizarse:

- tipo, clase y categoría del cemento.
- tipo de acero.
- resistencia característica exigida al hormigón (véase artículo 10 de esta Instrucción).

Si como es frecuente, para una misma obra se prevén distintos tipos de un mismo material, se detallarán separadamente cada uno de ellos, indicándose las zonas en que habrán de ser empleados.

En definitiva, el pliego de prescripciones técnicas particulares deberá incluir cuantas prescripciones se estimen convenientes para conseguir que la obra terminada se ajuste en todo a lo proyectado.

4.5. Presupuesto.—En el presupuesto se incluirán las mediciones, los cuadros de precios los presupuestos parciales y el presupuesto general.

Se realizarán las mediciones expresándose las excavaciones en metros cúbicos, los encofrados en metros cuadrados, las armaduras en kilogramos, los hormigones en metros cúbicos y en la unidad que se convenga, o por partida alzada, las cimbras o elementos auxiliares que se requieran, de acuerdo con el proceso de construcción previsto. Las mediciones irán detalladas por elementos y claramente referidas a los planos en cada una de sus partidas, de forma que puedan revisarse fácil y rápidamente.

En los cuadros de precios aparecerán los precios contractuales de las unidades de obras terminadas y de las inconclusas. Si se prevén encofrados, armaduras, hormigones u otros elementos de diferentes calidades o costos, se indicarán separadamente los correspondientes precios, de acuerdo con las distinciones que se establezcan en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

Tanto los presupuestos parciales como el general, se formularán a base de los cuadros de precios unitarios y de las mediciones de las distintas partes de la obra.

Siempre que la estructura, por su tipo y ubicación, permita establecer justificadamente unos precios unitarios por comparación con otras obras realizadas, podrá suprimirse la descomposición de precios antes citada, pero en todo caso deberán indicarse por separado los precios totales de excavación, encofrado, armaduras y hormigón en las unidades antedichas.

4.6. *Modificaciones.*—En los casos en que el proyecto experimentalmente modificaciones a lo largo de la ejecución de la obra, se rectificaran convenientemente cuantas veces sea necesario los cálculos, planos y demás documentos afectados por esas modificaciones, de tal manera que la obra terminada resulte exactamente definida en los documentos rectificadas finales.

4.7. *Anteproyectos.*—Un anteproyecto constará de los mismos documentos que un proyecto, convenientemente simplificados, es decir, reduciendo los cálculos a tanteos aproximados, indicando en los planos solamente las dimensiones generales sin detalle de armaduras e incluyendo unas mediciones y presupuestos también aproximados. Se prescindirá del pliego de prescripciones técnicas particulares, pero se insistirá especialmente en la justificación de la solución adoptada en la disposición y dimensiones aproximadas de sus elementos principales y en su posible proceso constructivo.

TITULO PRIMERO

De la realización de la obra

CAPITULO II

Materiales

Art. 5.º CEMENTO.

5.1. *Cementos utilizables.*—El cemento empleado podrá ser cualquiera de los que se definen en el vigente pliego de condiciones para la recepción de conglomerantes hidráulicos, con tal de que sea de una categoría no inferior a la 250 y satisfaga las condiciones que en dicho pliego se prescriben. Además, el cemento deberá ser capaz de proporcionar al hormigón las cualidades que a éste se exigen en el artículo 10 de la presente Instrucción.

El empleo del cemento aluminoso deberá ser objeto, en cada caso, de justificación especial.

En los documentos de origen figurará el tipo, clase y categoría a que pertenece el conglomerante. Conviene que en dichos documentos se incluyan, asimismo, los resultados de los ensayos que previene el citado pliego, obtenidos en un laboratorio oficial.

5.2. *Suministro y almacenamiento.*—El cemento no llegará a obra excesivamente caliente. Si su manipulación se va a realizar por medios mecánicos, su temperatura no excederá de setenta grados centígrados; y si se va a realizar a mano, no excederá del mayor de los dos límites siguientes:

- a) Cuarenta grados centígrados.
- b) Temperatura ambiente más cinco grados centígrados.

Cuando el suministro se realice en sacos, el cemento se recibirá en obra en los mismos envases cerrados en que fué expedido de fábrica y se almacenará en sitio ventilado y defendido tanto de la intemperie como de la humedad del suelo y de las paredes. Si el suministro se realiza a granel, el almacenamiento se llevará a cabo en silos o recipientes que lo aislen de la humedad.

Si el período de almacenamiento ha sido superior a un mes, se comprobará que las características del cemento continúan siendo adecuadas. Para ello, dentro de los veinte días anteriores a su empleo, se realizarán los ensayos de fraguado y resistencias mecánicas a tres y siete días, sobre una muestra representativa del cemento almacenado, sin excluir los terrones que hayan podido formarse.

De cualquier modo, salvo en los casos en que el nuevo período de fraguado resulte incompatible con las condiciones particulares de la obra, la sanción definitiva acerca de la idoneidad del conglomerante en el momento de su utilización vendrá dada por los resultados que se obtengan al determinar, de acuerdo con lo prescrito en el apartado 23.3, la resistencia mecánica a veintiocho días del hormigón con él fabricado.

Art. 6.º AGUA.

En general podrán ser utilizadas, tanto para el amasado como para el curado del hormigón en obra, todas las aguas sancionadas como aceptables por la práctica.

Cuando no se posean antecedentes de su utilización, o en caso de duda, deberán analizarse las aguas, y salvo justificación especial de que no alteran perjudicialmente las propiedades exigibles al hormigón, deberán rechazarse todas las que tengan un pH inferior a 5, las que posean un total de sustancias disueltas superior a los 15 gramos por litro (15.000 p.p.m.), aquéllas cuyo contenido en sulfatos, expresado en SO₄, re-

base 1 gramo por litro (1.000 p.p.m.), las que contengan ion cloro en proporción superior a 6 gramos por litro (6.000 p.p.m.), las aguas en las que se aprecie la presencia de hidratos de carbono y, finalmente, las que contengan sustancias orgánicas solubles en éter, en cantidad igual o superior a 15 gramos por litro (15.000 p.p.m.).

Podrán sin embargo emplearse aguas de mar o aguas salinas análogas para amasar hormigones corrientes que no vayan armados.

La toma de muestras y los análisis anteriormente prescritos deberán realizarse en la forma indicada en los métodos de ensayo UNE 7236, UNE 7234, UNE 7130, UNE 7131, UNE 7178, UNE 7132 y UNE 7235.

Art. 7.º ARIDOS.

7.1. *Generalidades.*—La naturaleza de los áridos y su preparación serán tales que permitan garantizar la adecuada resistencia y durabilidad del hormigón, así como las restantes características que se exijan a éste en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

Como áridos para la fabricación de hormigones pueden emplearse arenas y gravas existentes en yacimientos naturales, rocas machacadas, escorias siderúrgicas apropiadas u otros productos cuyo empleo se encuentre sancionado por la práctica, o resulte aconsejable como consecuencia de estudios realizados en un laboratorio oficial.

Cuando no se tengan antecedentes sobre la utilización de los áridos disponibles, o en caso de duda, deberá comprobarse que cumplen las condiciones de los apartados 7.3 y 7.4 de este artículo.

Se entiende por «arena» o «árido fino» el árido o fracción del mismo que pasa por un tamiz de 5 mm. de luz de malla (tamiz 5 UNE 7050); por «grava» o «árido grueso», el que resulta retenido por dicho tamiz, y por «árido total» (o simplemente «árido» cuando no haya lugar a confusiones) aquél que, de por sí o por mezcla, posee las proporciones de arena y grava adecuadas para fabricar el hormigón necesario en el caso particular que se considere.

7.2. *Limitación de tamaño.*—Al menos el 85 por 100 del árido total será de dimensión menor que las dos siguientes:

- a) Los cinco sextos de la distancia libre horizontal entre armaduras.
- b) La cuarta parte de la anchura, espesor o dimensión mínima de la pieza que se hormigona.

La totalidad del árido será de dimensión menor que el doble de los límites a) y b) anteriores.

7.3. *Arena.*—La cantidad de sustancias perjudiciales que puede presentar la arena o árido fino no excederá de los límites que se indican en el cuadro adjunto:

	Cantidad máxima en % del peso total de la muestra
Terrones de arcilla.....	1,00
Determinados con arreglo al método de ensayo. UNE 7133.	
Finos que pasan por el tamiz 0,080 UNE 7050	5,00
Determinados con arreglo al método de ensayo. UNE 7135.	
Material retenido por el tamiz 0,063 UNE 7050 y que flota en un líquido de peso específico 2,0 ...	0,50
Determinados con arreglo al método de ensayo. UNE 7244.	
Compuestos de azufre, expresados en SO ₄ , y referidos al árido seco	1,20
Determinados con arreglo al método de ensayo. UNE 7245.	

El árido fino estará exento de cualquier sustancia que pueda reaccionar perjudicialmente con los álcalis que contenga el cemento. Su determinación se efectuará con arreglo al método de ensayo UNE 7137.

En el caso de utilizar las escorias siderúrgicas como árido fino se comprobará previamente que son estables, es decir, que no contienen silicatos inestables ni compuestos ferrosos. Esta

comprobación se efectuará con arreglo al método de ensayo UNE 7243.

No se utilizarán aquellos áridos finos que presenten una proporción de materia orgánica tal que, ensayados con arreglo al método de ensayo UNE 7082, produzcan un color más oscuro que el de la sustancia patrón.

Cuando así lo indique el pliego de condiciones facultativas, deberá comprobarse también que el árido fino no presenta una pérdida de peso superior al 10 o al 15 por 100 al ser sometido a cinco ciclos de tratamiento con soluciones de sulfato sódico o sulfato magnésico, respectivamente, de acuerdo con el método de ensayo UNE 7136.

7.4. Grava.—La cantidad de sustancias perjudiciales que puede presentar la grava o árido grueso no excederá de los límites que se indican en el cuadro adjunto.

	Cantidad máxima en % del peso total de la muestra
Terrones de arcilla Determinados con arreglo al método de ensayo UNE 7133.	0,25
Partículas blandas Determinadas con arreglo al método de ensayo UNE 7134.	5,00
Finos que pasan por el tamiz 0,080 UNE 7050 Determinados con arreglo al método de ensayo UNE 7135.	1,00
Material que flota en un líquido de peso específico 2,0 Determinados con arreglo al método de ensayo UNE 7244.	1,00
Compuestos de azufre, expresados en SO ₄ , y referidos al ácido seco Determinados con arreglo al método de ensayo UNE 7245.	1,20

El árido grueso estará exento de cualquier sustancia que pueda reaccionar perjudicialmente con los álcalis que contenga el cemento. Su determinación se efectuará con arreglo al método de ensayo UNE 7137.

En el caso de utilizar las escorias siderúrgicas como árido grueso se comprobará previamente que son estables, es decir, que no contienen silicatos inestables ni compuestos ferrosos. Esta comprobación se efectuará con arreglo al método de ensayo UNE 7243.

Cuando así lo indique el pliego de prescripciones técnicas particulares, deberá comprobarse también que el árido grueso no presenta una pérdida de peso superior al 12 ó al 18 por 100 al ser sometido a cinco ciclos de tratamiento con soluciones de sulfato sódico o sulfato magnésico, respectivamente, de acuerdo con el método de ensayo UNE 7136.

El coeficiente de forma del árido grueso, determinado con arreglo al método de ensayo UNE 7238, no debe ser inferior a 0,15; en caso contrario, el empleo de ese árido vendrá supeditado a la realización de ensayos previos en laboratorio. Se entiende por coeficiente de forma, α , de un árido el obtenido, a partir de un conjunto de n granos representativos de dicho árido, mediante la expresión:

$$\alpha = \frac{V_1 + V_2 + \dots + V_n}{\frac{\pi}{6} (d_1^3 + d_2^3 + \dots + d_n^3)}$$

en la que:

α = coeficiente de forma.

V_i = volumen de cada grano.

d_i = la mayor dimensión de cada grano, es decir, la distancia entre los dos planos paralelos y tangentes a ese grano que estén más alejados entre sí, de entre todos los que sea posible trazar.

Art. 8.º PRODUCTOS DE ADICIÓN.

Podrá autorizarse el empleo de todo tipo de productos de adición, siempre que se justifique, mediante los oportunos ensayos, que la sustancia agregada en las proporciones previstas,

produce el efecto deseado sin perturbar excesivamente las restantes características del hormigón, ni representar un peligro para las armaduras.

Art. 9.º ARMADURAS.

9.1. Generalidades.—Las armaduras del hormigón estarán constituidas por barras de acero de alguno de los tipos que se indican a continuación:

- barras lisas de acero ordinario.
- barras de alta adherencia, de acero especial (acero de dureza natural o acero endurecido por deformación en frío).
- mallas electrosoldadas de acero especial.

Para poder utilizar armaduras de otros tipos (perfiles laminados, chapas, etc.) será preciso una justificación especial, salvo en el caso de soportes compuestos previsto en el artículo 57 de esta Instrucción.

Las barras no presentarán grietas, sopladuras ni mermas de sección superiores al 5 por 100.

9.2. Acero ordinario.—Es aquel cuyas características cumplen las limitaciones siguientes, que serán garantizadas por el fabricante:

- tensión de rotura σ_{ar} comprendida entre 3.700 y 4.500 kilogramos/cm².
- límite elástico aparente σ_c igual o superior a:
2.400 kg/cm² para $\varnothing \leq 16$ mm.
2.300 kg/cm² para $\varnothing > 16$ mm.
- alargamiento de rotura ϵ_{ar} , medido sobre base de cinco diámetros, igual o superior a 26 por 100.

Los valores citados se obtendrán de acuerdo con el método de ensayo UNE 7010.

El fabricante garantizará también el cumplimiento del ensayo de plegado a 180º efectuado a 20º C, sobre un mandril de diámetro igual al de la barra, según el método de ensayo UNE 7051.

Con objeto de normalizar los diámetros de las barras, se recomienda utilizar la serie siguiente:

- 5, 6, 8, 10, 12, 16, 20, 25, 32, 40 mm., pudiendo utilizarse también el diámetro de 14 mm.

9.3. Barras de alta adherencia.—Barras de alta adherencia son barras de acero que cumplen las siguientes condiciones, garantizadas por su fabricante:

- llevar grabada marca de fábrica y poseer aspecto definido, por los que se reconozca su tipo límite elástico σ_c , aparente o convencional, según el caso establecido por el fabricante, no menor de 3.600 kg/cm².
- resistencia a tracción σ_{ar} no menor de 1,15 σ_c .
- alargamiento de rotura ϵ_{ar} establecido por el fabricante y medido sobre base de cinco diámetros no menor del 10 por 100.
- plegado satisfactorio a 180º efectuado a 20º C sobre un mandril de diámetro $n \varnothing$, viniendo n establecido por el fabricante, sin que sea superior a 5.

Estos valores se determinarán según las normas UNE 7010 y 7051.

- condición de alta adherencia, determinada por el ensayo de arrancamiento del Anejo 6.

Se entiende por diámetro nominal de una barra de alta adherencia el diámetro de una sección circular de área igual a su sección transversal resistente (sección nominal).

Se recomienda que los diámetros nominales se ajusten a la misma serie de diámetros de las barras de acero ordinario. Se recomienda que el límite elástico garantizado sea uno de los valores de una serie normal con un número mínimo de ellos.

Se recomienda que el fabricante garantice unos diagramas tensión-deformación característico y de cálculo del acero basado en una amplia experimentación que permita trazar unas envolventes inferiores confiables.

Siempre que el usuario lo estime oportuno, podrá exigir del fabricante un certificado, expedido en laboratorio oficial, de los resultados obtenidos en estos ensayos.

Art. 10. HORMIGONES.

10.1. Resistencia del hormigón a compresión.—Se define como resistencia característica de un hormigón en obra el valor que se obtiene, a partir de una serie de n ensayos de resistencia sobre probetas, al multiplicar por dos la media aritmética de los $n/2$ resultados más bajos y restar después la media aritmética del conjunto de los n resultados. Si el número n es impar, se prescindirá para lo anterior del valor mediano de la serie.

En sentido amplio, la definición dada es válida, cualquiera que sea el tipo de ensayo (compresión, tracción) la clase de probeta y modo de conservación de la misma y la edad del hormigón.

En sentido estricto, y así debe entenderse a lo largo de esta instrucción, siempre que no se diga lo contrario, se designa por resistencia característica la referida a ensayos de compresión realizados sobre un mínimo de seis probetas cilíndricas de 15 centímetros de diámetro y 30 centímetros de altura de veintiocho días de edad, fabricadas y conservadas en obra con arreglo al método de ensayo UNE 7240, y rotas por compresión según el método de ensayo UNE 7242. Esta resistencia se designa por σ'_{bk} .

10.2. *Resistencia del hormigón a tracción.*—Un índice de la calidad de un hormigón lo constituye el valor de su resistencia a tracción, σ_{bt} , la cual puede ser exigida por el pliego de prescripciones técnicas particulares en ciertas obras especiales, indicando el método de ensayo.

En tales casos debe utilizarse también el concepto de resistencia característica definido en el apartado anterior 10.1 pero tomado en su sentido amplio y aplicado a ensayos de tracción.

10.3. *Coefficientes de conversión.*—Si se dispusiera solamente de resultados de ensayos efectuados sobre probetas diferentes de las cilíndricas de 15 x 30 centímetros, o a edades distintas de veintiocho días, sería necesario utilizar coeficientes de conversión para obtener los valores correspondientes a las condiciones tipo. Pero dichos coeficientes varían de unos hormigones a otros, lo que impide establecerlos con carácter general.

Por dicha razón, cualquier valor deducido mediante el empleo de coeficientes de conversión no tendrá mayor validez que la puramente informativa.

10.4. *Valor mínimo de la resistencia.*—En hormigones en masa, la resistencia característica σ'_{bk} no será en ningún caso inferior a 60 kilogramos por centímetro cuadrado.

En hormigones armados, la resistencia característica σ'_{bk} no será en ningún caso inferior a 120 kilogramos centímetro cuadrado.

10.5. *Docilidad del hormigón.*—La docilidad del hormigón será la necesaria para que, con los métodos previstos de puesta en obra y compactación, el hormigón rodee las armaduras sin solución de continuidad y rellene completamente los encofrados sin que se produzcan coqueas.

La docilidad del hormigón se valorará determinando su consistencia, que se llevará a cabo por cualquiera de los dos procedimientos descritos en los métodos de ensayo UNE 7102 y UNE 7103.

Como norma general, se prohíbe la utilización de hormigones de consistencia fluida y se recomienda la de hormigones de consistencia seca, plástica u otra cualquiera intermedia entre las dos, compactados por vibrado. Como excepción, se desaconseja el empleo de consistencias secas cuando el conglomerante que se utilice sea cemento siderúrgico sobresulfatado.

10.6. *Cualidades del hormigón en general.*—Además de lo prescrito en los anteriores apartados de este artículo 10, el hormigón deberá cumplir las condiciones iniciales de docilidad y consistencia que se prescriban en el pliego de prescripciones técnicas particulares, así como las finales de resistencia, absorción, peso específico, compacidad, desgaste, permeabilidad, aspecto externo, etc., impuestas en el mismo.

CAPITULO III

Ejecución

Art. 11. CIMBRAS Y ENCOFRADOS.

Las cimbras y encofrados, así como las uniones de sus distintos elementos, poseerán una resistencia y rigidez suficientes para resistir, sin asentos ni deformaciones perjudiciales, las cargas, sobrecargas y acciones de cualquier naturaleza que puedan producirse sobre ellos como consecuencia del proceso de hormigonado, y especialmente las debidas a la compactación de la masa.

Los encofrados serán suficientemente estancos para impedir pérdidas apreciables de lechada, dado el modo de compactación previsto.

Las superficies interiores de los encofrados aparecerán limpias en el momento del hormigonado. Para facilitar esta limpieza en los fondos de pilares y muros deberán disponerse

aberturas provisionales en la parte inferior de los encofrados correspondientes.

Cuando sea necesario, y con el fin de evitar la formación de fisuras en los paramentos de las piezas, se adoptarán las oportunas medidas para que los encofrados no impidan la libre retracción del hormigón.

Los encofrados de madera se humedecerán para evitar que absorban el agua contenida en el hormigón. Por otra parte, se dispondrán las tablas de manera que se permita su libre entumecimiento, sin peligro de que se originen esfuerzos o deformaciones anormales.

Al objeto de facilitar la separación de las piezas que constituyen los encofrados podrá hacerse uso de desencofrantes con las precauciones pertinentes.

Art. 12. DOBLADO DE LAS ARMADURAS.

Las armaduras se doblarán ajustándose a los planos e instrucciones del proyecto. En general, esta operación se realizará en frío y a velocidad moderada preferentemente por medios mecánicos, no admitiéndose ninguna excepción en el caso de aceros endurecidos por deformación en frío o sometidos a tratamientos térmicos especiales. Únicamente en el caso de acero ordinario, cuando el diámetro de las barras sea igual o superior a veinticinco milímetros, se admitirá el doblado en caliente, cuidando de no alcanzar la temperatura correspondiente al rojo cereza oscuro (unos ochocientos grados centígrados) y dejando luego enfriar lentamente las barras calentadas.

El doblado de las barras se realizará, salvo indicación en contrario del proyecto, con radios interiores r que cumplan la doble condición:

$$r \geq 5 \varnothing$$

$$r \geq \frac{\sigma_e}{3 \sigma'_{bk}} \varnothing$$

siendo

\varnothing = diámetro nominal de la barra (véase su definición en el apartado 9.3. de esta Instrucción).

σ_e = límite elástico aparente o convencional del acero.

σ'_{bk} = resistencia característica del hormigón (véase su definición en el apartado 10.1 de esta Instrucción), expresada en las mismas unidades que σ_e .

Los cercos o estribos podrán doblarse con radios inferiores a los que resultan de la doble limitación anteriormente indicada, con tal de que ello no origine en dichos elementos un principio de fisuración.

No se admitirá el enderezamiento de codos, incluidos los de suministro, salvo cuando esta operación pueda realizarse sin daño, inmediato o futuro, para la barra correspondiente.

Art. 13. COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS.

13.1. *Generalidades.*—Las armaduras se colocarán limpias, exentas de óxido no adherente, pintura, grasa o cualquier otra sustancia perjudicial. Se dispondrán de acuerdo con las indicaciones del proyecto, sujetas entre sí y al encofrado de manera que no puedan experimentar movimientos durante el vertido y compactación del hormigón y permitan a éste envolverlas sin dejar coqueas.

Se recomienda colocar las barras dobladas a una distancia libre de los paramentos no inferior a dos diámetros.

En vigas y en elementos análogos, las barras que se doblen deberán ir convenientemente envueltas por cercos o estribos en la zona del codo. Esta disposición es siempre recomendable, cualquiera que sea el elemento de que se trate.

Cuando exista el peligro de que se puedan confundir unas barras con otras, se prohíbe el empleo simultáneo de aceros de características mecánicas diferentes. Se podrán utilizar, no obstante, en un mismo elemento, dos tipos diferentes de acero: uno para la armadura principal y otro para los estribos.

En la ejecución de las obras se cumplirán en todo caso los artículos 39, «Anclaje de las armaduras», y 40, «Empalme de las armaduras».

13.2. *Distancias entre barras.*—Las prescripciones que siguen son aplicables a las obras ordinarias de hormigón armado ejecutado «in situ». Cuando se trate de obras provisionales, o en los casos especiales de ejecución particularmente cuidada (por ejemplo, elementos prefabricados con riguroso control) se podrán disminuir las distancias mínimas que se indican, previa justificación especial.

A) La distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas salvo lo indicado en D) será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes:

- a) un centímetro.
- b) el diámetro de la mayor.
- c) el valor correspondiente al apartado a) del 7.2.

B) La distancia vertical libre entre dos barras consecutivas salvo lo indicado en D) será igual o superior al mayor de los dos valores siguientes:

- a) un centímetro.
- b) 0,75 veces el diámetro de la mayor.

C) En forjados, vigas y elementos similares se podrán colocar dos barras de la armadura principal en contacto, una sobre otra, siempre que sean de acero de alta adherencia. Se recomienda que, en tales casos, todas estas parejas de barras vayan bien sujetas por estribos o armaduras transversales análogas.

D) En soportes y otros elementos verticales, se podrán colocar dos o tres barras de la armadura principal en contacto, siempre que sean de acero de alta adherencia. Se recomienda que, en tales casos, todos estos grupos de barras vayan bien sujetos por estribos o armaduras transversales análogas.

En los casos C) y D), para evitar la concentración de esfuerzos sobre el hormigón en los puntos singulares del trazado de las armaduras, se procurará distanciar, en cuarenta diámetros por lo menos, los codos, anclajes, etc., de las distintas barras de cada grupo. Por otra parte, a efectos de recubrimiento y distancias libres respecto a las armaduras vecinas, se considerará como diámetro de cada grupo el de la sección circular de área equivalente a la suma de las áreas de las barras que lo constituyen.

13.3. Distancias a los paramentos:

a) Cuando se trate de armaduras principales, la distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una barra y el paramento más próximo de la pieza será igual o superior al diámetro de dicha barra.

b) En las estructuras no expuestas a ambientes agresivos dicha distancia será, además, igual o superior a:

- un centímetro, si los paramentos de la pieza van a ir protegidos;
- dos centímetros, si los paramentos de la pieza van a estar expuestos a la intemperie o a condensaciones (cocinas, cuartos de baño, etc.) o si van a estar en contacto permanente con el agua (depósitos tuberías, etc.);
- dos centímetros en las partes curvas de las barras.

c) En las estructuras expuestas a ambientes químicamente agresivos o a peligro de incendio, el recubrimiento de las armaduras vendrá fijado por el proyectista.

d) La máxima distancia libre admisible entre las armaduras exteriores y las paredes del encofrado es de cuatro centímetros. Si es necesario un mayor espesor de recubrimiento deberá disponerse una malla de reparto complementaria, próxima al paramento.

e) El párrafo b) es también aplicable al caso de estribos, barras de montaje o cualquier otro tipo de armaduras.

Art. 14. DOSIFICACIÓN DEL HORMIGÓN.

Se dosificará el hormigón con arreglo a los métodos que se estime oportunos, respetando siempre las dos limitaciones siguientes:

a) La cantidad mínima de cemento por metro cúbico de hormigón será de 150 kilogramos en el caso de hormigones en masa; de 200 kilogramos en el caso de hormigones ligeramente armados y de 250 kilogramos en el caso de hormigones armados.

En hormigones en masa para presas de embalse podrá rebajarse la cantidad de cemento por metro cúbico a 140 kilogramos.

b) La cantidad máxima de cemento por metro cúbico de hormigón será, en general, de 400 kilogramos. El empleo de mayores proporciones de cemento deberá ser objeto de justificación especial.

Para establecer la dosificación (o dosificaciones si son varios los tipos de hormigón exigidos), el constructor deberá recurrir, en general, a ensayos previos en laboratorio (véase artículo 23 de esta Instrucción) con objeto de conseguir que el hormigón resultante satisfaga las condiciones que se le exigen en el artículo 10 de esta Instrucción, así como las prescritas en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

En los casos en que el constructor pueda justificar, por experiencias anteriores, que con los materiales, dosificación y proceso de ejecución previstos es posible conseguir un hormigón que posea las condiciones anteriormente mencionadas y, en particular, la resistencia exigida podrá prescindir de los citados ensayos previos.

Art. 15. FABRICACIÓN DEL HORMIGÓN.

Para la fabricación del hormigón, el cemento se medirá en peso y los áridos en peso o en volumen, si bien este último sistema no es aconsejable por las fuertes dispersiones a que da lugar. Se recomienda comprobar sistemáticamente el contenido de humedad de los áridos, especialmente el de la arena, para corregir, en caso necesario, la cantidad de agua directamente vertida en la hormigonera.

Se amasará el hormigón de manera que se consiga la mezcla íntima y homogénea de los distintos materiales que lo componen, debiendo resultar el árido bien recubierto de pasta de cemento. En general, esta operación se realizará en hormigonera y con un período de batido, a la velocidad de régimen, no inferior a un minuto. Solamente en obras de muy escasa importancia se admitirá el amasado a mano.

No se mezclarán masas frescas en las que se utilicen tipos diferentes de conglomerantes. Antes de comenzar la fabricación de una mezcla con un nuevo tipo de cemento deberán limpiarse perfectamente las hormigoneras.

Art. 16. PUESTA EN OBRA DEL HORMIGÓN.

16.1. *Transporte y colocación.*—Para el transporte del hormigón se utilizarán procedimientos adecuados para que las masas lleguen al lugar de su colocación sin experimentar variación sensible de las características que poseían recién amasadas; es decir, sin presentar disgregación, intrusión de cuerpos extraños, cambios apreciables en el contenido de agua, etc. Especialmente se cuidará de que las masas no lleguen a secarse tanto que se impida o dificulte su adecuada puesta en obra y compactación.

Cuando se empleen hormigones de diferentes tipos de cemento, se limpiará cuidadosamente el material de transporte antes de hacer el cambio de conglomerante.

En ningún caso se tolerará la colocación en obra de masas que acusen un principio de fraguado.

En el vertido y colocación de las masas, incluso cuando estas operaciones se realicen de un modo continuo mediante conducciones apropiadas, se adoptarán las debidas precauciones para evitar la disgregación de la mezcla.

No se colocarán en obra capas o tongadas de hormigón cuyo espesor sea superior al que permita una compactación completa de la masa.

16.2. *Compactación.*—La compactación de los hormigones en obra se realizará mediante procedimientos adecuados a la consistencia de las mezclas y de manera tal que se eliminen los huecos y se obtenga un perfecto cerrado de la masa, sin que llegue a producirse segregación. El proceso de compactación deberá prolongarse hasta que refluya la pasta a la superficie.

16.3. *Técnicas especiales.*—Si el transporte, la colocación o la compactación de los hormigones se realizan empleando técnicas especiales, se procederá con arreglo a las normas de buena práctica propias de dichas técnicas.

Art. 17. JUNTAS DE HORMIGONADO.

Cuando haya necesidad de disponer juntas de hormigonado no previstas en los planos se situarán tales juntas en dirección lo más normal posible a la de las tensiones de compresión y allí donde su efecto sea menos perjudicial, alejándolas con dicho fin de las zonas en las que la armadura esté sometida a fuertes tracciones. Si el plano de una junta resulta mal orientado se destruirá la parte de hormigón que sea necesario eliminar para dar a la superficie la dirección apropiada.

Antes de reanudar el hormigonado se limpiará la junta de toda suciedad o árido que haya quedado suelto y se retirará la capa superficial de mortero, dejando los áridos al descubierto; para ello se aconseja utilizar chorro de arena o cepillo de alambre, según que el hormigón se encuentre más o menos endurecido, pudiendo emplearse también en este último caso un chorro de agua y aire. Expresamente se prohíbe el empleo de productos corrosivos en la limpieza de juntas.

Realizada la operación de limpieza, se humedecerá la superficie de la junta, sin llegar a encharcarla, antes de verter el nuevo hormigón.

El pliego de prescripciones técnicas particulares podrá autorizar el empleo de otras técnicas para la ejecución de juntas (por ejemplo, impregnación con productos adecuados) siempre que se haya justificado previamente mediante ensayos de suficiente garantía que tales técnicas son capaces de proporcionar resultados tan eficaces al menos como los obtenidos cuando se utilizan los métodos tradicionales.

Si la junta se establece entre hormigones fabricados con distinto tipo de conglomerante, al hacer el cambio de éste se limpiarán cuidadosamente los utensilios de trabajo.

En ningún caso se pondrán en contacto hormigones fabricados con diferentes tipos de cemento que sean incompatibles entre sí.

Art. 18. HORMIGONADO EN TIEMPO FRÍO.

En general, se suspenderá el hormigonado siempre que se prevea que dentro de las cuarenta y ocho horas siguientes puede descender la temperatura del ambiente por debajo de los cero grados centígrados.

En los casos en que por absoluta necesidad se hormigone en tiempo de heladas, se adoptarán las medidas necesarias para garantizar que durante el fraguado y primer endurecimiento del hormigón no habrán de producirse deterioros locales en los elementos correspondientes ni mermas permanentes apreciables de las características resistentes del material.

Si no es posible garantizar que con las medidas adoptadas se ha conseguido evitar dicha pérdida de resistencia, se realizarán los ensayos de información (véase apartado 23.5. de esta Instrucción) necesarios para conocer la resistencia realmente alcanzada, adoptándose en su caso las medidas oportunas.

Art. 19. CURADO DEL HORMIGÓN.

Durante el fraguado y primer periodo de endurecimiento del hormigón deberá asegurarse el mantenimiento de la humedad del mismo, adoptando para ello las medidas adecuadas. Tales medidas se prolongarán durante el plazo que al efecto establezca el pliego de prescripciones técnicas particulares en función del tipo, clase y categoría del cemento, de la temperatura y grado de humedad del ambiente, etc.

El curado podrá realizarse manteniendo húmedas las superficies de los elementos de hormigón mediante riego directo que no produzca deslavado o a través de un material adecuado que no contenga sustancias nocivas para el hormigón y sea capaz de retener la humedad. El agua empleada en estas operaciones deberá poseer las cualidades exigidas en el artículo sexto de esta Instrucción.

El curado por aportación de humedad podrá sustituirse por la protección de las superficies mediante recubrimientos plásticos u otros tratamientos adecuados siempre que tales métodos, especialmente en el caso de masas secas, ofrezcan las garantías que se estimen necesarias para lograr durante el primer periodo de endurecimiento la retención de la humedad inicial de la masa.

Si el curado se realiza empleando técnicas especiales, se procederá con arreglo a las normas de buena práctica propias de dichas técnicas.

Art. 20. DSENCOFRADO Y DESCIMBRAMIENTO.

Tanto los distintos elementos que constituyen el encofrado (costeros, fondos, etc.) como los apeos y cimbras se retirarán sin producir sacudidas ni choques en la estructura, recomendándose cuando los elementos sean de cierta importancia el empleo de cuñas, cajas de arena, gatos u otros dispositivos análogos para lograr un descenso uniforme de los apoyos.

Las operaciones anteriores no se realizarán hasta que el hormigón haya alcanzado la resistencia necesaria para soportar con suficiente seguridad y sin deformaciones excesivas los esfuerzos a los que va a estar sometido durante y después del desencofrado o descimbramiento. Se recomienda que la seguridad no resulte en ningún momento inferior a la prevista para la obra en servicio.

Cuando se trate de obras de importancia y no se posea experiencia de casos análogos o cuando los perjuicios que pudieran derivarse de una fisuración prematura fuesen grandes, se realizarán ensayos de información (véase apartado 23.5 de esta Instrucción) para conocer la resistencia real del hormigón y poder fijar convenientemente el momento de desencofrado o descimbramiento.

Se pondrá especial atención en retirar oportunamente todo elemento de encofrado que pueda impedir el libre juego de las juntas de retracción o dilatación, así como de las articulaciones, si las hay.

Art. 21. OBSERVACIONES GENERALES RESPECTO A LA EJECUCIÓN.

21.1. *Acciones mecánicas durante la ejecución.*—Durante la ejecución se evitará la actuación de cualquier sobrecarga está-

tica o dinámica que pueda provocar daños en los elementos ya hormigonados. Se recomienda que en ningún momento la seguridad de la estructura durante la ejecución sea inferior a la prevista en el proyecto para la estructura en servicio.

21.2. *Adecuación del proceso constructivo al proyecto.*—Se adoptarán las medidas necesarias para conseguir que las disposiciones constructivas y los procesos de ejecución se ajusten en todo a lo indicado en el proyecto.

En particular, deberá cuidarse de que tales disposiciones y procesos sean compatibles con las hipótesis consideradas en el cálculo, especialmente en lo relativo a los enlaces (empotramientos, articulaciones, apoyos simples, etc.).

Art. 22. PREVENCIÓN Y PROTECCIÓN CONTRA ACCIONES FÍSICAS Y QUÍMICAS.

22.1. *Generalidades.*—Cuando el hormigón haya de estar sometido a acciones físicas o químicas que, por su naturaleza, puedan perjudicar a alguna de las cualidades de dicho material, se adoptarán, tanto en el proyecto como en la ejecución de la obra, las medidas oportunas para evitar los posibles perjuicios o reducirlos al mínimo. Para ello deberán observarse las prescripciones de carácter general que a continuación se indican, así como las particulares de los apartados 22.2 y 22.3 de este artículo.

En el hormigón se tendrá en cuenta no sólo la durabilidad del hormigón frente a las acciones físicas y al ataque químico, sino también la corrosión que puede afectar a las armaduras metálicas, debiéndose, por tanto, prestar especial atención a los recubrimientos de las armaduras principales y estribos.

En estos casos, los hormigones deberán ser muy homogéneos, compactos e impermeables.

22.2. *Durabilidad del hormigón.*—Por lo que respecta a la durabilidad del hormigón, deberá elegirse cuidadosamente en el proyecto el tipo, clase y categoría de conglomerante que haya de ser empleado, según las características particulares de la obra o parte de la misma de que se trate y la naturaleza de las acciones o ataques que sean de prever en cada caso. Si se emplean distintos tipos de conglomerante en una misma obra, se tendrá presente lo indicado en los últimos párrafos de los artículos 15 y 17 de esta instrucción.

En cuanto a los áridos, deberá comprobarse que cumplen las limitaciones indicadas en los apartados 7.3 y 7.4 de esta instrucción, y de modo especial las relativas a reactividad con los álcalis del cemento.

Para conseguir una mayor homogeneidad, compactidad e impermeabilidad del hormigón se autoriza el empleo de productos de adición adecuados, que deberán cumplir las prescripciones del artículo octavo de esta instrucción.

Con independencia de las precauciones señaladas, que tienen un carácter marcadamente preventivo, deberán adoptarse medidas especiales de protección del hormigón ya endurecido, mediante revestimientos o tratamientos superficiales adecuados, en función de la naturaleza e intensidad de las acciones nocivas actuantes.

22.3. *Corrosión de las armaduras.*—Por lo que respecta a la corrosión de las armaduras en la fabricación de hormigones armados, se proscriben el empleo de materiales (agua o áridos) capaces de aportar sales solubles al hormigón. Además, se utilizarán tan sólo conglomerantes de gran estabilidad de volumen, con objeto de reducir el peligro de fisuración.

Respecto al empleo de adiciones en cuya composición entre el cloruro cálcico, se tendrá en cuenta que:

- Cuando son de temer acciones de carácter electroquímico, se proscriben dicho empleo en todos los casos.
- Cuando no son de temer tales acciones puede admitirse dicho empleo si se justifica previamente que no supone peligro alguno, presente ni futuro, para las armaduras.

CAPITULO IV

Pruebas

Art. 23. ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL HORMIGÓN.

23.1. *Generalidades.*—Independientemente de otros ensayos que puedan prescribirse en el pliego de prescripciones técnicas particulares, los ensayos de resistencia del hormigón previstos en esta instrucción son los siguientes:

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

Los tres primeros tipos de ensayo se refieren a probetas cilíndricas de 15 x 30 centímetros rotas por compresión a veintiocho días de edad.

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

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

De los resultados así obtenidos se deducirá el valor de la resistencia media en laboratorio σ_{bm} , el cual deberá superar al valor exigido para la resistencia característica, σ_{bk} , con un margen suficiente para que sea razonable esperar que, con la dispersión que introduce la ejecución en obra, la resistencia característica exigida será realmente alcanzada.

23.3. Ensayos característicos.—Salvo indicación en contrario del pliego de prescripciones técnicas particulares, estos ensayos son preceptivos en todos los casos y se realizan sobre probetas ejecutadas y conservadas en obra, procediendo para ello con arreglo a los métodos de ensayo UNE 7240 y UNE 7242. Su objeto es comprobar, en general antes del comienzo del hormigonado, que la resistencia característica del hormigón de obra no es inferior a la exigida en el proyecto.

Para llevarlos a cabo se fabricarán cinco masas de cada uno de los tipos de hormigón que hayan de emplearse en la obra, emoldando un mínimo de seis probetas por masa. Como norma general, este proceso se realizará lo antes posible, en cuanto se disponga en el tajo de los elementos y materiales necesarios, no debiéndose comenzar el hormigonado hasta que se conozcan los resultados de los ensayos.

La resistencia característica σ_{bk} deducida del conjunto de los treinta resultados correspondientes a cada tipo de hormigón deberá ser igual o superior a la exigida. Si no es así pueden presentarse dos casos:

1.º Que, como es norma general, no se haya iniciado aún el proceso de hormigonado. Entonces se introducirán las oportunas correcciones y se retrasará el comienzo de dicho proceso hasta que se compruebe mediante nuevos ensayos que la resistencia característica obtenida no es inferior a la exigida.

2.º Que excepcionalmente se haya iniciado ya el proceso de hormigonado. Entonces se suspenderá dicho proceso y se actuará como en el caso anterior. A la parte de obra ejecutada, que se considerará como elemento en entredicho, se le aplicarán las prescripciones relativas a estos elementos indicadas en el apartado 23.4, párrafo tercero y siguientes, de la presente Instrucción.

23.4. Ensayos de control.—Estos ensayos se realizan sobre probetas ejecutadas y conservadas en obra, procediendo en todo con arreglo a los métodos de ensayo UNE 7240 y UNE 7242. Su objeto es comprobar a lo largo de la ejecución que la resistencia del hormigón continúa siendo igual o superior a la exigida. Estos ensayos son preceptivos en todos los casos.

Cada ensayo de control se realiza sobre un lote de al menos tres probetas, emoldadas en el transcurso del hormigonado a razón de un lote por cada elemento de la obra que se hormigona de una sola vez y con un mínimo de tres lotes semanales en caso de hormigonado continuo.

Se determinará la resistencia característica σ_{bk} correspondiente a cada conjunto de al menos dos lotes consecutivos (es decir, sobre un mínimo de seis probetas), la cual debe resultar igual o superior a la exigida. Si no es así, sobre los elementos en entredicho se procederá a la realización de ensayos de información consistentes en la extracción y rotura de probetas testigo (véase apartado 23.5 y siguientes), siempre que esta operación no afecte de un modo sensible a la capacidad de resistencia de tales elementos. La extracción de probetas testigo puede sustituirse, si el Director de obra lo autoriza, por ensayos no destructivos confiables.

Si estos nuevos ensayos ofrecen resultados satisfactorios se aceptará la obra realizada.

Cuando, por el contrario, la resistencia así obtenida continúa siendo inferior a la exigida deben considerarse dos casos:

1.º Si la resistencia deducida de las probetas testigo extraídas resulta comprendida entre el 80 y el 100 por 100 de la resistencia característica exigida en el proyecto se procederá a la realización de pruebas de carga (véase artículo 24 de esta Ins-

trucción). Si tales pruebas ofrecen resultados satisfactorios se aceptará la obra realizada.

2.º Si la prueba de carga no resultase satisfactoria o si la resistencia deducida de las probetas testigo extraídas resulta inferior al 80 por 100 de la resistencia característica exigida en el proyecto, la obra realizada no se aceptará, salvo que el Director de obra autorizase alguna solución adecuada.

23.5. Ensayos de información.—Estos ensayos sólo son preceptivos en los casos previstos por esta Instrucción en los artículos 18 y 20 y en el apartado 23.4, o cuando así lo indique el pliego de prescripciones técnicas particulares. Su objeto es conocer la resistencia real del hormigón de una parte determinada de la obra a una cierta edad.

Los ensayos de información pueden consistir en:

a) La rotura de probetas testigo extraídas del hormigón endurecido (métodos de ensayo UNE 7241 y UNE 7242). Esta forma de ensayo sólo podrá realizarse cuando dicha extracción sea posible sin afectar de un modo sensible a la capacidad de resistencia de la obra.

b) La fabricación y rotura de probetas en forma análoga a la indicada para los ensayos de control, pero conservando las probetas no en agua, sino en unas condiciones que sean lo más parecidas posible a aquellas en las que se encuentre el hormigón cuya resistencia se busca.

c) El empleo de métodos no destructivos confiables que merezcan la aprobación del Director de obra.

Art. 24. PRUEBAS DE LA OBRA.

24.1. Generalidades.—En el caso en que, debido al carácter particular de la obra, convenga comprobar que la misma reúne una vez terminada ciertas condiciones específicas, el pliego de prescripciones técnicas particulares establecerá las pruebas oportunas que deban realizarse, indicando con toda precisión tanto la forma de llevar a cabo el ensayo como el modo de interpretar los resultados.

Aparte de lo anterior, se realizarán pruebas de carga de la obra en los casos previstos en el siguiente apartado 24.2, debiendo respetarse en tales pruebas las disposiciones contenidas en los apartados 24.3 y 24.4 del presente artículo.

24.2. Realización de pruebas de carga.—Salvo indicación en contrario del pliego de prescripciones técnicas particulares, no será necesario someter a pruebas de carga las obras proyectadas y construidas con arreglo a la presente Instrucción en las que el hormigón haya alcanzado la resistencia prevista en el cálculo.

Si el pliego antes mencionado impone la realización de pruebas de carga, deberá establecer los siguientes puntos:

- zonas de la obra que deben cargarse.
- magnitudes que deben medirse.
- métodos de medida utilizables.
- puntos o zonas donde debe medirse.
- condiciones de carga y descarga.

Si el pliego de prescripciones técnicas particulares no impone la realización de pruebas de carga, pero éstas resultan necesarias de acuerdo con lo previsto en el apartado 23.4 de esta Instrucción, por no haberse obtenido resultados satisfactorios en los ensayos de control de la resistencia del hormigón, será el Director de obra de acuerdo con el autor del proyecto quien establezca los puntos antedichos.

24.3. Forma de realizar las pruebas de carga.—Como norma general no se realizarán pruebas de carga antes de que el hormigón haya alcanzado una resistencia igual, por lo menos, a la considerada en el cálculo.

La sobrecarga de prueba no deberá exceder en ningún caso de la sobrecarga característica tenida en cuenta en el cálculo.

Si la prueba se realiza con sobrecargas fijas se evitará cualquier choque o vibración que pueda afectar desfavorablemente al elemento que se ensaya y se dispondrán las cargas de manera que no se produzcan efectos de arco o bóveda susceptibles de transmitir directamente a los apoyos una parte de la carga aplicada.

Si la prueba se realiza con sobrecargas móviles, éstas deberán aplicarse a una velocidad lo más parecida posible a la prevista para las sobrecargas reales de utilización de la obra. Por otra parte, salvo expresa indicación en contrario del pliego de prescripciones técnicas particulares, se admitirá siempre sustituir los esfuerzos dinámicos previstos en el cálculo por la sobrecarga estática equivalente.

Los aparatos de medida se dispondrán unidos a soportes bien firmes y estables, colocándolos, en la medida de lo posible,

abrigados de la intemperie y alejados de cualquier influencia extraña que pueda deformarlos o hacerlos entrar en vibración

24.4. Interpretación de los resultados de las pruebas de carga.—El resultado de la prueba se considerará satisfactorio si se cumplen las tres condiciones siguientes:

a) En el transcurso del ensayo no se producen fisuras cuya amplitud pueda comprometer la seguridad o la durabilidad de la obra.

b) Las flechas medidas no exceden de los valores establecidos en el proyecto, como máximos, compatibles con la correcta utilización de la obra.

c) La flecha residual después de retirar la carga, habida cuenta del tiempo en que esta última se ha mantenido, es lo suficientemente pequeña como para estimar que la obra presenta un comportamiento esencialmente elástico. Esta condición deberá satisfacerse tras el primer ciclo de carga-descarga o, en su defecto, tras un segundo ciclo que se permite realizar a tal propósito.

TITULO II

De la realización del proyecto

CAPITULO V

Características de los materiales

Art. 25. CARACTERÍSTICAS DEL ACERO.

25.1. Resistencia característica del acero.—Se considerará como resistencia característica del acero (en tracción, σ_{ak} o en compresión, σ'_{ak}) el valor de su límite elástico σ_e , aparente o convencional. En general, el primero corresponde a los aceros de dureza natural, y el segundo, a los aceros endurecidos por deformación en frío.

El indicado valor del límite elástico es el que garantiza el fabricante, de acuerdo con el artículo 9.º de esta Instrucción.

25.2. Diagrama característico tensión-deformación del acero. El diagrama característico tensión-deformación del acero (en tracción o en compresión) puede establecerse experimentalmente para cada tipo de acero. No obstante, para aplicar los métodos simplificados de cálculo que esta Instrucción desarrolla no es necesario el conocimiento de dicho diagrama.

25.3. Resistencia de cálculo del acero.—Tracción. Se considerará como resistencia de cálculo del acero en tracción σ_a^* el menor de los dos valores siguientes:

$$\sigma_a^* = \frac{\sigma_{ak}}{1,10}$$

$$\sigma_a^* = \frac{\sigma_{ar}}{1,30}$$

Compresión. Se considerará como resistencia de cálculo del acero en compresión σ'_a el menor de los dos valores siguientes:

$$\sigma'_a = \frac{\sigma'_{ak}}{1,10} > 4.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = \frac{\sigma'_{ar}}{1,30} > 4.000 \text{ kg/cm}^2$$

25.4. Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero.—El diagrama de cálculo tensión deformación del acero (en tracción o en compresión) se deduce del característico mediante

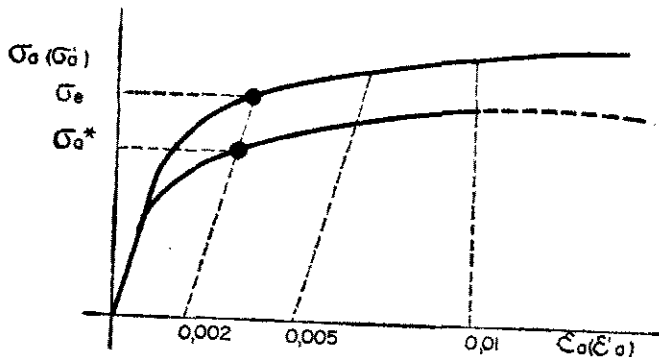


FIGURA 25.4.a

una afinada oblicua paralela a la recta HOOKE de razón 1/γ limitado en $\epsilon_a = 0,01$ (figura 25.4.a).

Como simplificación, y cualquiera que sea el tipo de acero, podrá utilizarse el siguiente diagrama de cálculo (en tracción o en compresión), que conduce a resultados suficientemente acordes con la realidad

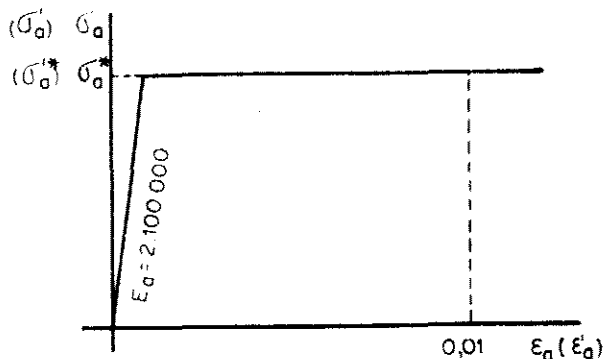


FIGURA 25.4 b

Se recuerda, por otra parte, que la resistencia de cálculo σ_a^* está limitada, por definición, al valor $\sigma_a^* > 4.000$ kilogramos por centímetro cuadrado

Art. 26. CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN.

26.1. Resistencias características del hormigón.—Se considerará como resistencia característica del hormigón en compresión, σ_{bk} , la definida, en sentido estricto, en el apartado 10.1 de esta Instrucción

Se considerará como resistencia característica del hormigón en tracción, σ_{tk} la definición en el apartado 10.2 de esta Instrucción, obtenida con ensayos a veintiocho días de edad, de tracción pura (brasileño) o de flexotracción, pasada a tracción pura equivalente.

A falta de ensayos directos, podrá admitirse la relación:

$$\sigma_{tk} = 0,57 \sqrt{(\sigma'_{bk})^2}$$

donde σ_{tk} y σ'_{tk} deben expresarse en kg/cm².

26.2. Resistencia mínima del hormigón en función de la del acero.—La resistencia característica del hormigón, σ'_{bk} , expresada en kg/cm², cumplirá la relación:

$$\sigma'_{bk} \geq 50 + 0,02 \sigma_{ak}$$

donde σ_{ak} es la resistencia característica del acero, expresada en kg/cm².

Si no se cumple la condición anterior, no podrá considerarse en el cálculo un valor de la resistencia característica del acero mayor que:

$$\sigma_{ak} = 50 \sigma'_{bk} - 2.500$$

con σ_{ak} y σ'_{bk} en kg/cm².

26.3. Diagrama característico tensión-deformación del hormigón.—El diagrama característico tensión-deformación del hormigón debería establecerse experimentalmente en cada caso, puesto que el número de variables que intervienen en la forma del mismo es muy elevado: edad del hormigón, duración de la carga, forma y tipo de la sección, naturaleza de la sollicitación, etc. No obstante, para aplicar los métodos simplificados de cálculo que esta Instrucción desarrolla no es necesario el conocimiento de dicho diagrama.

26.4. Resistencia de cálculo del hormigón.—Se considerará como resistencia de cálculo del hormigón (en compresión, σ'_b , o en tracción, σ_b) el valor de su resistencia característica correspondiente, dividido por un coeficiente de minoración γ_b , para el cual se adoptará el valor 1,50, con lo que resulta:

$$\sigma'_b = \frac{\sigma'_{bk}}{1,50}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{tk}}{1,50}$$

Cuando se trate de hormigones para elementos prefabricados, curados en taller, rigurosamente dosificados y cuidadosos-

mente controlados durante todo el proceso de ejecución el coeficiente γ_b puede reducirse a 1,40

Quando se trate de piezas de cierta altura, hormigonadas verticalmente (caso de soportes, por ejemplo), la resistencia de cálculo deberá reducirse en un 10 por 100

26.5. *Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón.* El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón debería deducirse del característico correspondiente al caso que se estudie introduciendo convenientemente el coeficiente de minoración γ_b .

Como simplificación, podrá considerarse como diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón, en los casos de acciones y tensiones normales, el establecido en el apartado 33.2 de esta Instrucción

26.6. *Módulo de deformación longitudinal del hormigón.*—Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal del hormigón a la edad de j días puede tomarse igual a:

$$E'_{b_j} = 21.000 \sqrt{\sigma'_{jk}}$$

válido siempre que las tensiones, en condiciones de servicio no sobrepasen el valor de $0,3 \sigma'_{jk}$. En esta expresión, σ'_{jk} representa la resistencia característica a compresión del hormigón a j días de edad, y debe expresarse en kg/cm² para obtener E'_{b_j} en kg/cm².

El coeficiente 21.000 de la expresión anterior debe sustituirse por 14.000 cuando se trate de cargas duraderas o permanentes en climas húmedos, y por 8.500 cuando se trate de cargas duraderas o permanentes en climas secos.

26.7. *Retracción del hormigón.*—En general, para unas condiciones medias puede admitirse como valor de la retracción, en elementos de hormigón armado, el de $\epsilon_r = 0,00025$; es decir, un cuarto de milímetro por metro de longitud de pieza. Igualmente puede admitirse el prescindir de la retracción cuando se trate de estructuras sumergidas en agua o enterradas en suelos no excesivamente secos.

Para una evaluación más afinada del valor de la retracción habrían de tenerse en cuenta las diversas variables que influyen en el fenómeno, en especial: el grado de humedad ambiente, el espesor o menor dimensión de la pieza, la composición del hormigón la cantidad de armadura y, naturalmente, el tiempo transcurrido desde la ejecución, que marca la duración del fenómeno

26.8. *Fluencia del hormigón.*—La deformación total producida en un elemento de hormigón es suma de diversas deformaciones parciales, que pueden clasificarse como sigue:

Deformaciones	Dependientes de la tensión		Independientes de la tensión
	Instantáneas	Diferidas (fluencia)	
Reversibles	Elásticas.	Elásticas diferidas.	Termohigrométricas.
Irreversibles	Remanentes.	Plásticas diferidas.	Retracción.

De un modo simplificado, se engloban en el concepto de fluencia todas las deformaciones diferidas, elásticas y plásticas, que dependen de la tensión. De un modo simplificado también, la deformación por fluencia puede considerarse proporcional a la deformación elástica instantánea, calculada esta última a partir de un módulo de deformación longitudinal del hormigón (véase apartado 26.6 de este artículo) igual a:

$$E'_b = 21.000 \sqrt{\sigma'_{jk}}$$

Para una evaluación aproximada de la fluencia habrían de tenerse en cuenta las diversas variables que influyen en el fenómeno, en especial: el grado de humedad ambiente, el espesor o menor dimensión de la pieza, la composición del hormigón, la edad del hormigón en el momento de su entrada en carga y, naturalmente, el tiempo transcurrido desde ese momento, lo que marca la duración del fenómeno.

26.9. *Coefficiente de Poisson.*—Para el coeficiente de Poisson relativo a las deformaciones elásticas bajo tensiones normales de utilización se tomará un valor medio igual a 0,20. En ciertos

calculos puede despreciarse el efecto de la dilatación transversal.

26.10. *Coefficiente de dilatación térmica.*—El coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado se tomará igual a 10^{-4} .

CAPITULO VI

Cargas y otras acciones

Art. 27. CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES.

A los efectos de esta Instrucción, las distintas acciones capaces de producir estados tensionales en una estructura o elemento de hormigón se clasifican en tres grupos: cargas permanentes, sobrecargas y acciones indirectas

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de los distintos elementos que forman la obra; por tanto, actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud. Se distinguen entre ellas el peso propio del elemento resistente, por un lado, y las cargas muertas que gravitan sobre dicho elemento, por otro.

Las sobrecargas están constituidas por todas aquellas fuerzas que son externas a la obra en sí. Se subdividen en:

- Sobrecargas de explotación o de uso, que son las propias del servicio que la obra debe rendir. Entre ellas deben distinguirse las sobrecargas fijas, que tienen el carácter de cargas permanentes, y las sobrecargas variables, cuyas magnitudes y/o posiciones no son constantes.
- Sobrecargas climáticas, que comprenden las acciones de viento y nieve; y
- Sobrecargas del terreno, debidas al peso del terreno y/o a sus empujes.

Las acciones indirectas están originadas por fenómenos capaces de engendrar fuerzas de un modo indirecto al imponer deformaciones o imprimir aceleraciones a la estructura. Se distinguen entre ellas las:

- acciones reológicas, producidas por deformaciones cuya magnitud es función del tiempo y del material de la estructura. Estas acciones pueden provenir de la retracción o de la fluencia.
- acciones térmicas, producidas por las deformaciones a que dan lugar las variaciones térmicas.
- acciones por asiento, producidas por descensos diferenciales de los apoyos de la estructura como consecuencia de asentamientos del terreno de cimentación; y
- acciones sísmicas, producidas por las aceleraciones transmitidas a la masa de la estructura por los movimientos sísmicos.

Art. 28. VALORES DE LAS ACCIONES.

28.1. *Generalidades.*—Para todas las acciones definidas en el artículo anterior deberán distinguirse dos tipos de valores: el característico y el mayorado.

El valor característico es el establecido en las normas de cargas y sobrecargas y tiene en cuenta no sólo los valores extremos que alcanzan las acciones, sino también la dispersión que tales valores presentan en la realidad.

El valor mayorado resulta de multiplicar el característico por un coeficiente de mayoración, γ_b , igual a 1,50 en los casos ordinarios. Excepcionalmente, γ_b deberá aumentarse o podrá disminuirse hasta el valor límite inferior de 1,35, justificando debidamente la variación introducida de acuerdo con las condiciones particulares de cada caso.

28.2. *Valores característicos de las cargas permanentes.*—El cálculo de los valores característicos de las cargas permanentes se efectuará a partir de las dimensiones y pesos específicos que correspondan. Para los elementos de hormigón se adoptarán los siguientes pesos específicos:

- hormigón en masa: 2,2 t/m³.
- hormigón armado: 2,4 t/m³.

En el estudio de la estabilidad al vuelco, cuando la carga permanente sea importante y su actuación resulte favorable, se considerará como valor de dicha carga el que resulte de disminuir en un 10 por 100 el característico definido en el párrafo anterior.

28.3. *Valores característicos de las sobrecargas.*—Los valores establecidos en las distintas normas para las sobrecargas de explotación o de uso y para las sobrecargas climáticas serán considerados como valores característicos, es decir, como valores en los cuales ya se ha incluido la dispersión.

Con respecto a las sobrecargas del terreno, se seguirá un criterio análogo, teniendo en cuenta que cuando su actuación resulte favorable para la hipótesis de carga que se compruebe no deberán considerarse los empujes del terreno a menos que exista la completa seguridad de que tales empujes habrán de actuar efectivamente.

28.4. Valores característicos de las acciones indirectas.—Para las acciones reológicas se considerarán como valores característicos los correspondientes a las deformaciones por retracción y fluencia establecidas en los apartados 26.7 y 26.8 de esta Instrucción y en los comentarios a los mismos.

Para las acciones sísmicas, en los casos en que deban considerarse, se adoptarán como valores característicos los que resulten de las prescripciones establecidas por las normas correspondientes.

En aquellos casos especiales en los que sean de prever asentamientos de las sustentaciones que a juicio del proyectista puedan tener una influencia apreciable en el comportamiento de la estructura, se determinarán los valores característicos de las acciones por asiento correspondientes a partir de los corrimientos diferenciales que sean previsibles de acuerdo con las teorías de la mecánica del suelo.

Los valores característicos de las acciones térmicas se obtendrán a partir del coeficiente de dilatación térmica 10^{-5} establecido para el hormigón armado en el apartado 26.10 de esta Instrucción, considerando una variación de la temperatura deducida de acuerdo con lo que a continuación se indica:

En estructuras a la intemperie, y salvo justificación especial, se considerará una variación térmica característica en más y en menos no menor de la dada en grados centígrados por la expresión:

$$20 - (0,75 \sqrt{\text{espesor del elemento en cm.}} > 20)$$

En estructuras abrigadas de la intemperie, estos valores pueden reducirse a la mitad.

En obras enterradas, puede incluirse en el espesor del elemento el correspondiente a la capa de tierra que lo recubre y aísla del exterior.

En estructuras formadas por elementos de distinto espesor, para simplificar los cálculos se admite una tolerancia de $\pm 5^\circ \text{C}$ en los valores resultantes.

En elementos de pequeño espesor sometidos a soleamiento por alguna de sus caras, se recomienda estudiar los efectos de las diferencias de temperatura de una parte a otra del elemento producidos por la radiación solar. Igualmente se estudiará este efecto cuando elementos de poco espesor hayan de estar sometidos a un calentamiento artificial por una cara o paramento.

Art. 29. DETERMINACIÓN 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 satisfacen las tres condiciones siguientes:

- Rigidez perfecta de apoyos.
- Rotura de la pieza por agotamiento de la armadura.
- El acero presenta un escalón de relajamiento.

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:

- La distancia entre ejes de apoyo.
- 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.

CAPÍTULO VII

Base de cálculo

Art. 30. COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

En los métodos de cálculo desarrollados en esta Instrucción, la seguridad se introduce a través de tres coeficientes: uno, de minoración de la resistencia del hormigón; otro, de minoración de la resistencia del acero, y otro, de mayoración de las cargas y acciones en general.

De acuerdo con lo establecido en los apartados 25.3, 26.4 y 28.1 de la presente Instrucción, dichos coeficientes adoptan en general los siguientes valores:

- coeficiente de minoración del acero: $\gamma_s = 1,10$.
- coeficiente de minoración del hormigón: $\gamma_b = 1,50$.
- coeficiente de mayoración de las acciones: $\gamma_a = 1,50$.

Art. 31. ESTABLECIMIENTO DE LAS HIPÓTESIS DE CARGA.

Cuando las normas o instrucciones específicas de las estructuras no indiquen otra cosa, se aplicarán las hipótesis de carga enunciadas en este apartado.

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá del modo que se indica a continuación:

1.º De las acciones clasificadas en el artículo 27 de esta Instrucción se eliminarán aquellas que no deban considerarse por no actuar o ser despreciables en el caso que se estudia. Esto sucederá frecuentemente con gran parte de las acciones indirectas.

2.º A las acciones restantes se les adjudicarán los siguientes valores:

- Si son desfavorables, el valor mayorado.
- Si son favorables y actúan siempre, el valor característico.
- Si son favorables y pueden dejar de actuar, el valor cero.

3.º Una vez establecido de acuerdo con el punto anterior el valor de cada acción, se compararán las cuatro hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que resulte en cada caso más desfavorable. En cada hipótesis sólo deberán tenerse en cuenta aquellas acciones que puedan actuar simultáneamente.

Hipótesis I:

- cargas permanentes y sobrecargas de explotación fijas.
- sobrecarga de nieve y sobrecarga del terreno.
- acciones reológicas, térmicas y por asiento.
- sobrecargas de explotación variables.

Hipótesis II:

- cargas permanentes y sobrecargas de explotación fijas.
- sobrecarga de nieve y sobrecarga del terreno.
- acciones reológicas, térmicas y por asiento.
- sobrecarga de viento.

Hipótesis III:

- cargas permanentes y sobrecargas de explotación fijas.
- sobrecarga de nieve y sobrecarga del terreno.
- acciones reológicas, térmicas y por asiento.
- sobrecargas de explotación variables.
- sobrecarga de viento.

En esta hipótesis para el establecimiento de los valores mayorados de las acciones se considerará el coeficiente γ_a reducido en un 10 por 100.

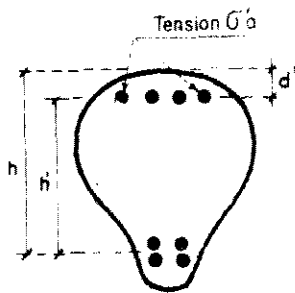
Hipótesis IV:

- cargas permanentes y sobrecargas de explotación fijas.
- sobrecarga de nieve y sobrecarga del terreno.
- acciones reológicas, térmicas y por asiento.
- sobrecargas de explotación variables.
- sobrecarga de viento.
- acciones sísmicas.

Para esta hipótesis, como excepción, se considerarán todas las acciones con sus valores sin mayorar (valores característicos).

dos 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 kg/cm²

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.



$$d' = h - h'$$

$$\text{si } d' \leq 0,2 h, \sigma'_a = \sigma_a^* > 4.000 \text{ kg/cm}^2$$

si $d' > 0,2 h$, σ'_a se calcula por la ecuación de compatibilidad de deformaciones.

FIGURA 33.2 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 5 de esta Instrucción

33.3. *Otros métodos.*—Además del método simplificado del momento tope, se admite la aplicación de cualquier otro procedimiento de cálculo, con tal de que respete los principios generales establecidos en el apartado 33.1 y esté avalado por una experimentación amplia, realizada e interpretada sobre bases científicas.

Se admite el empleo de diagramas tensión-deformación del hormigón de tipo parabólico, biparabólico o parabólico-rectangular, etc., eligiendo convenientemente los parámetros correspondientes

33.4. *Disposiciones relativas a las armaduras.*—En las secciones sometidas a flexión simple, si la armadura de tracción A dada por el cálculo es:

$$A < 0,04 \frac{\sigma_b^*}{\sigma_a^*} B$$

en donde:

- σ_a^* = resistencia de cálculo del acero en tracción.
- σ_b^* = resistencia de cálculo del hormigón en compresión.
- B = área de la sección útil del hormigón, es decir, la comprendida entre la armadura de tracción y el borde opuesto comprimido

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

$$\text{a) } 0,04 \frac{\sigma_b^*}{\sigma_a^*} B$$

$$\text{b) } \frac{4 A}{3}$$

Para flexión compuesta se tomará siempre el valor a).

Si existen, además, armaduras en compresión, para poderlas tener en cuenta en el cálculo será preciso que vayan sujetas por cercos o estribos cuya separación t sea igual o inferior a quince veces el diámetro ϕ_a de la barra comprimida más delgada y cuyo diámetro ϕ_1 sea igual o superior a $1/4 \phi_g$, siendo ϕ_g el diámetro de la barra comprimida más gruesa. Si la separación t entre cercos es inferior a $15 \phi_a$, su diámetro ϕ_1 podrá disminuirse de tal forma que la relación entre la sección del cerco y la separación t siga siendo la misma que

$$\text{cuando se adopta } \phi_1 = \frac{1}{4} \phi_g; \text{ y, } t = 15 \phi_a.$$

Art. 34. COMPRESIÓN SIMPLE O COMPUESTA.

34.1. *Generalidades.*—El método del momento tope, establecido para los casos de flexión en el artículo 33 de esta Ins-

trucción, resuelve también la compresión compuesta (véase su definición en el anejo 2), así como en el límite la compresión simple. Por tanto, son aplicables a tales casos las fórmulas establecidas en el anejo 5.

Cuando la compresión es centrada, es decir, cuando la fuerza exterior N actúa en el baricentro plástico de la sección (véase su definición en el anejo 2), resulta más ventajoso utilizar el procedimiento establecido en el apartado 34.2 siguiente que las fórmulas del momento tope aplicadas en su caso extremo. Con ello se consigue un cálculo más afinado, que permite obtener una ligera economía.

34.2. *Compresión simple en piezas no zunchadas.*—La sollicitación de agotamiento N_u en compresión simple se tomará igual a la suma de los dos esfuerzos siguientes:

- a) Un esfuerzo igual al producto del área B_i de la sección total de hormigón por la resistencia de cálculo σ_b^* de dicho material y por el coeficiente 0,7.
- b) Un esfuerzo igual al producto del área total, A' de la sección transversal de las armaduras longitudinales por la resistencia de cálculo en compresión σ'_a^* del acero.

En consecuencia, la comprobación de compresión simple se efectúa mediante la relación:

$$N^* \leq N_u = 0,7 \cdot B_i \cdot \sigma_b^* + A' \cdot \sigma'_a^* \quad [1]$$

34.3. *Compresión simple en piezas zunchadas.*—El zunchado debe reservarse para refuerzos locales de piezas cortas sin posibilidad de pandeo (articulaciones, apoyos de cargas concentradas sobre una superficie pequeña, etc.). El efecto de zunchado se consigue mediante 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 longitudinales no sea inferior a seis.

La comprobación de compresión simple en una pieza zunchada se efectúa mediante la relación:

$$N^* \leq N_u = 0,7 \cdot \sigma_b^* \cdot B_i + A' \cdot \sigma'_a^* + 1,50 A_t \cdot \sigma_a^* \quad [2]$$

válida 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, debiendo utilizarse entonces la fórmula [1] del apartado anterior. 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 resultados proporcionados por las fórmulas [2] y [1] anteriores.

En la fórmula [2] los significados de N_u , σ_b^* , A' y σ'_a^* son los mismos que en la fórmula [1]. Además,

B_i = área de la sección transversal del núcleo de hormigón zunchado, limitada por el borde exterior de la armadura transversal.

A_t = volumen, por unidad de longitud de la pieza, de la armadura transversal que constituye el zunchado.

σ_a^* = resistencia de cálculo, en tracción, del acero del zunchado.

34.4. *Disposiciones relativas a las armaduras.*—En las secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armadu-

ras principales en compresión A_1 y A_2 (ver figura 34.4a) deberán cumplir las limitaciones siguientes:

$$\begin{aligned} A_1 \cdot \sigma_a^* &\geq 0,05 \cdot N^* \\ A_2 \cdot \sigma_a^* &\geq 0,05 \cdot N^* \\ A_1 \cdot \sigma_a^* &\leq 0,5 \cdot \sigma_b^* \cdot B \\ A_2 \cdot \sigma_a^* &\leq 0,5 \cdot \sigma_b^* \cdot B \end{aligned}$$

en donde:

- σ_a^* = resistencia de cálculo del acero en compresión.
- N^* = esfuerzo axil mayorado de compresión, actuante.
- σ_b^* = resistencia de cálculo del hormigón en compresión.
- B = área de la sección útil de hormigón, es decir, la comprendida entre la armadura menos comprimida y el borde opuesto

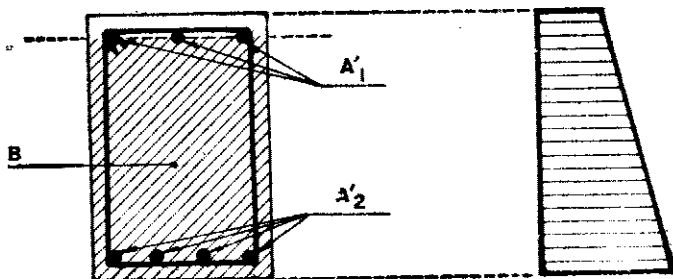


FIGURA 34.4a

La armadura principal estará formada, al menos, por cuatro barras, siendo la separación entre dos consecutivas de 36 cm. como máximo. Además, tales barras irán sujetas por cercos o estribos cuya separación t habrá de ser igual o inferior a quince veces el diámetro ϕ_a de la barra comprimida más delgada y cuyo diámetro ϕ_1 habrá de ser igual o superior a $1/4 \phi_a$, siendo ϕ_a el diámetro de la barra comprimida más gruesa. Si la separación t entre cercos es inferior a $15 \phi_a$, su diámetro ϕ_1 podrá disminuirse de tal forma que la relación entre la sección del cerco y la separación t siga siendo la

$$\text{misma que cuando se adopta } \phi_1 = \frac{1}{4} \phi_a; \text{ y } t = 15 \phi_a.$$

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

Art. 35. TRACCIÓN SIMPLE O COMPUESTA.

En el cálculo de piezas de hormigón armado sometidas a tracción simple o compuesta (véase su definición en el anejo 2) se supondrá que únicamente las armaduras intervienen en la resistencia a tracción. Por tanto, las armaduras deberán ser capaces de soportar, sin colaboración del hormigón, la totalidad del esfuerzo de tracción y deberán respetarse, además, las exigencias relativas a la fisuración del hormigón, correspondientes al caso particular de que se trate.

De lo anterior resultan las siguientes fórmulas de cálculo en agotamiento:

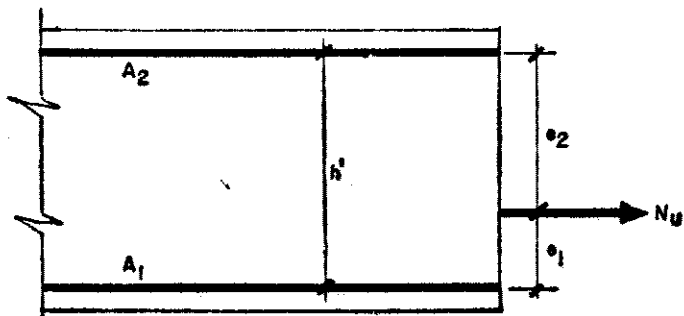


FIGURA 35

Para el dimensionamiento:

$$\begin{aligned} \sigma_a^* \cdot A_2 &= N^* \frac{e_1}{h'} \\ \sigma_a^* \cdot A_1 &= N^* \frac{e_2}{h'} \end{aligned}$$

Para la comprobación:

$$\begin{aligned} N^* &\leq \frac{\sigma_a^* \cdot A_2 \cdot h'}{e_1} \\ N^* &\leq \frac{\sigma_a^* \cdot A_1 \cdot h'}{e_2} \end{aligned}$$

siendo A_1 y A_2 las secciones de las armaduras, σ_a^* su resistencia de cálculo en tracción y N^* la sollicitación mayorada que actúa en la sección.

Por otra parte deberán cumplirse en todos los casos las siguientes limitaciones:

$$\begin{aligned} \sigma_a^* \cdot A_1 &\geq 0,04 \sigma_b^* \cdot B_t \\ \sigma_a^* \cdot A_2 &\geq 0,04 \sigma_b^* \cdot B_t \end{aligned}$$

siendo:

- σ_b^* = resistencia de cálculo del hormigón en compresión.
- B_t = área de la sección total de hormigón

Art. 36. FLEXIÓN ESVIADA SIMPLE O COMPUESTA.

Los principios generales de cálculo establecidos en el apartado 33.1 de esta Instrucción para la flexión normal son también de aplicación a la flexión esviada, simple o compuesta (véase su definición en el anejo 2 de esta Instrucción).

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 normal, con una excentricidad ficticia (fig. 36):

$$\bar{e}_y = e_y + k \cdot e_x \cdot \frac{h_t}{b} \quad \text{con} \quad \frac{e_y}{e_x} \geq \frac{h_t}{b}$$

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

v_u	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
k	0,6	0,7	0,8	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,5	0,5

$$v_u = \frac{N^*}{b \cdot h_t \cdot \sigma_b^*} \quad \text{válido para } \sigma_a^* = \sigma_a^* \leq 4.000 \text{ kg/cm}^2$$

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

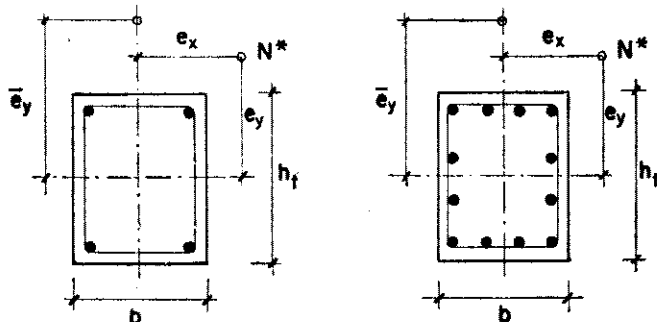


FIG. 36

En cualquier caso, las armaduras de las secciones sometidas a flexión esviada deberán cumplir las mismas prescripciones impuestas en el apartado 33.4 de esta Instrucción para el caso de flexión normal.

Art. 37. ESFUERZO CORTANTE.

37.1. *Generalidades.*—Como norma general, deberán disponerse armaduras transversales, estribos o barras transversales en todos los elementos lineales de hormigón que vayan a estar sometidos a esfuerzo cortante.

La resistencia de una pieza al esfuerzo cortante se calculará añadiendo a la resistencia T_a^* de las armaduras transversales una contribución T_b^* del hormigón, de acuerdo con lo establecido en los apartados 37.2, 37.3, 37.4 y siguientes. Por tanto, la comprobación de esfuerzo cortante se efectuará mediante la relación:

$$T^* < T_a^* + T_b^*$$

Cuando $T^* \leq T_b^*$ podrá prescindirse de colocar armaduras transversales, estribos o barras transversales en las losas de sección llena de canto útil no superior a 25 cm. ejecutadas sin discontinuidad en el hormigonado.

En elementos de tipo superficial de estructuras ordinarias de edificación, como son las losas de hormigón, forjados aligerados con piezas de cerámica y casos análogos, podrá prescindirse de la colocación de armaduras transversales siempre que no se base la condición

$$T^* \leq 2 T_b^*$$

y que la armadura longitudinal sea capaz de absorber en la correspondiente sección un momento flector igual a $M^* + T^* \cdot h$, siendo M^* el valor de cálculo del momento flector.

37.2. *Contribución del hormigón.*—El término T_b de cálculo, que representa la contribución del hormigón, podrá ser tenido en cuenta en todos los casos, excepto en aquellos en que la resultante de las sollicitaciones que actúan en la sección considerada sea un esfuerzo normal de tracción N aplicado en el interior de la sección.

En general, el término T_b^* de cálculo se tomará igual a:

$$T_b^* = \sigma_{bt}^* \cdot b_o \cdot h \quad [1]$$

siendo:

- h = canto útil de la sección.
- b_o = anchura del alma de la viga.
- σ_{bt}^* = resistencia virtual del hormigón a esfuerzo cortante dada en kg/cm^2 por la expresión:

$$\sigma_{bt}^* = 0,5 \sqrt{\sigma_b^*}$$

donde σ_b^* es la resistencia de cálculo del hormigón, expresada en kilogramos por centímetro cuadrado.

Si en la sección considerada la anchura del alma no es constante se adoptará como b_o 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 37.2).

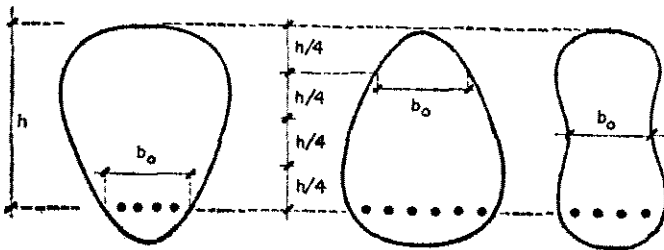


FIGURA 37.2

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 T_b^* un valor más alto del [1] siempre que se justifique convenientemente. En ningún caso se admitirá para T_b^* un valor mayor del doble del dado por la fórmula [1].

37.3. *Contribución de la armadura transversal.*—Para que la armadura transversal pueda ser tenida en cuenta en la resis-

tencia de la pieza a esfuerzo cortante, su cuantía debe ser tal que se cumpla la relación:

$$A_{a0} \cdot \sigma_{ta}^* + \frac{A_a \cdot \sigma_{ta}^*}{\text{sen } \alpha} \geq 0,02 \sigma_b^* \cdot b_o \cdot h \quad [2]$$

donde:

A_{a0} = suma de las secciones de las armaduras normales a la directriz de la pieza (cercos, estribos, etc.) existentes en una longitud igual al canto útil.

Para estribos o cercos de n ramas de diámetro ϕ_i , a separaciones de t_{a0} :

$$A_{a0} = \frac{h}{t_{a0}} \cdot n \cdot \frac{\pi \phi_i^2}{4}$$

σ_{ta}^* = resistencia de cálculo del acero, en tracción, de los cercos o estribos.

A_a = suma de las secciones de las barras levantadas si se levantan simultáneamente n barras de diámetro ϕ_i , a separaciones t_a :

$$A_a = \frac{h}{t_a} \cdot n \cdot \frac{\pi \phi_i^2}{4}$$

α = ángulo de inclinación de las barras levantadas, respecto a la directriz de la pieza.

σ_{ta}^* = resistencia de cálculo del acero, en tracción, de las barras levantadas.

σ_b^* = resistencia de cálculo del hormigón en compresión.

En dicha expresión, además, h y b_o tienen el mismo significado que en la fórmula [1] del apartado 37.2 anterior.

El término T_a^* de cálculo se tomará igual a:

$$T_a^* = 0,9 A_{a0} \cdot \sigma_{ta}^* + 0,9 A_a (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) \cdot \sigma_{ta}^* \quad [3]$$

con:

$$0,9 A_{a0} \cdot \sigma_{ta}^* > A \cdot \sigma_a^*$$

donde A_{a0} , σ_{ta}^* , A , α y σ_{ta}^* tienen el mismo significado que en la fórmula [2] anterior y A y σ_a^* representan la sección y la resistencia de cálculo, respectivamente, de la armadura principal de tracción.

En las fórmulas [2] y [3] no deberá entrarse con valores de σ_{ta}^* superiores a 4.000 kg/cm^2 .

37.4. *Limitación del valor de la resistencia total a esfuerzo cortante.*—La resistencia total a esfuerzo cortante, $T_a^* + T_b^*$, se considerará limitada, como norma general, al valor máximo:

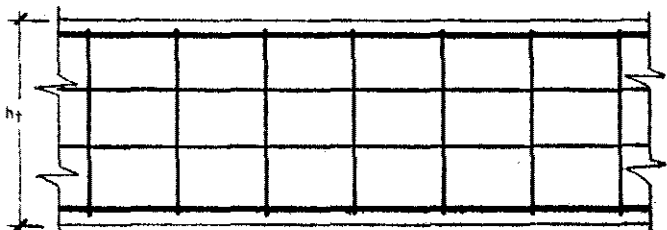
$$T_a^* + T_b^* > 5 \cdot \sigma_{bt}^* \cdot b_o \cdot h \quad [4]$$

En el caso de vigas con cabeza de compresión de anchura b mayor que la del nervio b_o en una proporción mínima igual al triple ($b \geq 3 b_o$), la limitación anterior puede sustituirse por:

$$T_a^* + T_b^* > 6 \cdot \sigma_{bt}^* \cdot b_o \cdot h \quad [5]$$

Las limitaciones [4] y [5] podrán elevarse en un 40 por 100 si la armadura transversal adopta una cualquiera de las disposiciones siguientes:

- a) conjunto de cercos o estribos inclinados un ángulo α sobre el eje de la pieza comprendido entre 60° y 70° .
- b) sistema mixto compuesto por un conjunto de cercos o estribos verticales, combinados con un conjunto de barras levantadas formando un ángulo comprendido entre 30° y 60° con el eje de la pieza, y de manera que cada conjunto absorba aproximadamente la misma cantidad de esfuerzo cortante; o
- c) Red ortogonal de armaduras con secciones de acero mecánicamente equivalentes en ambas direcciones (véase fig. 37.4).



SECCION LONGITUDINAL

FIGURA 37.4

37.5. *Disposiciones relativas a la armadura transversal.*—En piezas sometidas a flexión simple o compuesta, la separación t entre armaduras transversales deberá cumplir las condiciones:

$$\begin{aligned} t &\leq 50 \text{ cm.} \\ t &\leq 0,85 h. \end{aligned}$$

siendo h el canto útil de la pieza. Además, si existe armadura de compresión y se tiene en cuenta en el cálculo, los cercos o estribos cumplirán las prescripciones del apartado 33.4 de esta Instrucción

En piezas sometidas a compresión simple o compuesta se dispondrán cercos o estribos cumpliendo las prescripciones que para ellos se establecen en el apartado 34.4 de esta Instrucción.

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

37.6. *Casos especiales de cargas.*—Cuando sobre dos caras opuestas de una pieza actúan una carga y una reacción a una distancia entre ellas no mayor de $0,75 h$, la fracción de la carga equilibrada por toda o parte de la reacción podrá no ser tenida en cuenta, para la comprobación a esfuerzo cortante, 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 de su canto que queda fuera de la zona de compresión de la viga, se dispondrán las armaduras oportunas, convenientemente ancladas, para transferir el esfuerzo correspondiente.

Art. 38. TORSIÓN.

38.1. *Generalidades.*—En general, los elementos sometidos a esfuerzos de torsión se calcularán componiendo las tensiones debidas a esta sollicitación con las producidas por los restantes esfuerzos (cortantes, de flexión, etc.) que actúen en las distintas secciones. Para el cálculo de torsión, además, no se considerará la colaboración del hormigón, debiendo disponerse las oportunas armaduras que absorban la totalidad de la sollicitación correspondiente.

38.2. *Cálculo de la armadura.*—Salvo estudio especial al efecto, la armadura se dispondrá en forma de cercos cerrados y barras longitudinales, dimensionando en el caso de sección rectangular con arreglo a las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned} A_{st\text{tor}} &= \frac{M_{\text{tor}}^* h}{1,6 \cdot h_n \cdot b_n \sigma_{\text{ta}}^*} \\ A_{st\text{tor}} &= \frac{M_{\text{tor}}^* (h_n + b_n)}{0,8 \cdot h_n \cdot b_n \cdot \sigma_{\text{ta}}^*} \end{aligned}$$

siendo:

$A_{st\text{tor}}$ = suma de las secciones de los redondos que forman los cercos precisos para torsión en una longitud igual a

$$\text{un canto; } A_{st\text{tor}} = \frac{h}{t} \cdot \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4}$$

siendo:

M_{tor}^* = momento torsor mayorado.

h = canto útil.

h_n ; b_n = dimensiones del núcleo de hormigón rodeado por los cercos.

σ_{ta}^* = resistencia de cálculo, en tracción, del acero de los cercos.

$A_{st\text{tor}}$ = suma de las secciones de las barras longitudinales precisas por torsión.

σ_{ta}^* = resistencia de cálculo, en tracción, del acero de las barras longitudinales.

Las armaduras así calculadas se añadiran a las necesarias para resistir las restantes sollicitaciones a que esté sometida la pieza

38.3. *Limitación relativa a las secciones de hormigón.*—En el caso de piezas de sección rectangular sometidas a un momento de torsión M_{tor}^* y a un esfuerzo cortante T^* , deberá comprobarse, salvo estudio especial al efecto, que se cumple la relación:

$$T^* + K \frac{M_{\text{tor}}^*}{b} \leq 6 \cdot \sigma_{\text{ct}}^* \cdot b \cdot h \quad [3]$$

con:

$$K = 3 + 0,7 \frac{b}{h_t} \left(3,6 - \frac{b}{h_t} \right)$$

siendo:

b = anchura de la sección.

h = canto útil.

h_t = canto total de la sección ($h_t \geq b$).

$\sigma_{\text{ct}}^* = 0,5 \sqrt{\sigma_{\text{bc}}^*}$, resistencia virtual del hormigón a esfuerzo cortante (véase apartado 37.2 de esta Instrucción).

La limitación [3] podrá elevarse en un 40 por 100 si la distancia entre dos armaduras longitudinales no excede de 35 centímetros

38.4. *Disposiciones relativas a las armaduras.*—La armadura longitudinal A_o se distribuirá uniformemente a lo largo del perímetro de la sección. Si ésta es rectangular, deberá disponerse, como mínimo, un redondo en cada esquina, resultando siempre aconsejable la colocación de barras a lo largo de las caras, especialmente si el momento de torsión es importante. Esta última disposición es obligada cuando las dimensiones de la sección superan los 50 cm.

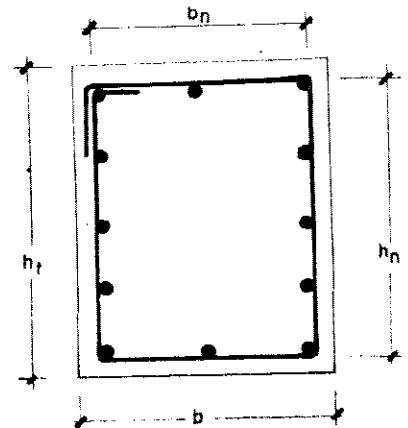


FIGURA 38,4

Los cercos serán cerrados, para lo cual deberá disponerse el solapo necesario de acuerdo con el apartado 40.2 de esta Instrucción. Con preferencia al empalme por solapo, se recomienda cerrar los cercos por soldadura, realizando ésta de forma que sea capaz de resistir el esfuerzo que se prevé ha de soportar la barra que constituye el cerco.

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.

Art. 39. ANCLAJE DE LAS ARMADURAS.

39.1. *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.

Los anclajes de las barras a tracción, salvo justificación especial en contrario, deberán disponerse a partir de aquel punto P_1 que diste del punto P_0 , en que teóricamente deja de ser necesaria la barra a efectos resistentes, una magnitud igual a la mayor de las que a continuación se indican:

a) Para barras lisas:

- El canto útil de la pieza.
- Quince veces el diámetro de la barra.

b) Para barras de alta adherencia:

- El canto útil de la pieza.
- Diez veces el diámetro de la barra.

El cálculo de un anclaje deberá realizarse de acuerdo con lo prescrito en el artículo 41 de la presente Instrucción.

39.2. *Anclaje de barras lisas.*—Salvo justificación especial, las barras lisas que trabajen exclusivamente a compresión se

anclarán por patilla. En los demás casos las barras se anclarán por gancho.

El gancho normal para barras lisas está formado (figura 39.2a) por una semicircunferencia de radio interior igual

a $2,5\phi$, con una prolongación recta igual a 2ϕ . La patilla normal para barras lisas está formada (figura 39.2b) por un cuarto de circunferencia de radio interior igual a $2,5\phi$, con una prolongación recta igual a 2ϕ .

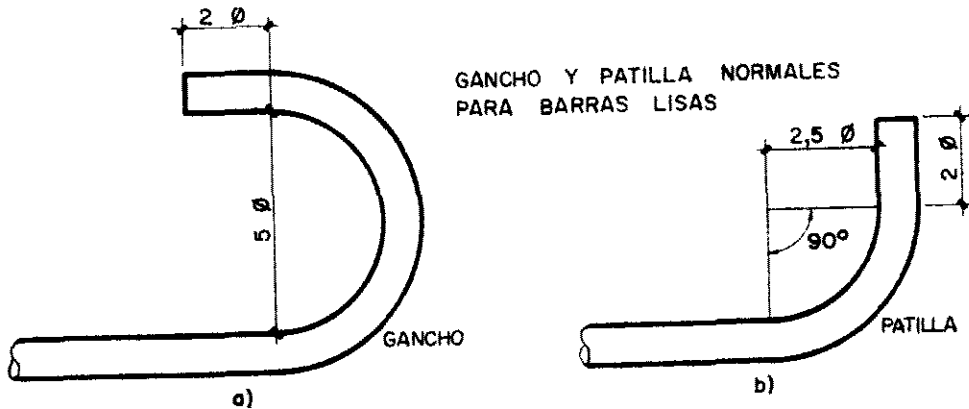


FIGURA 39.2

A continuación se indican las longitudes prácticas de anclaje que deben adoptarse en los casos de utilización más frecuente. En las figuras se ha incluido la longitud inicial P_0, P_1 , a que se hace referencia en el apartado anterior 39.1.

Para barras en tracción:

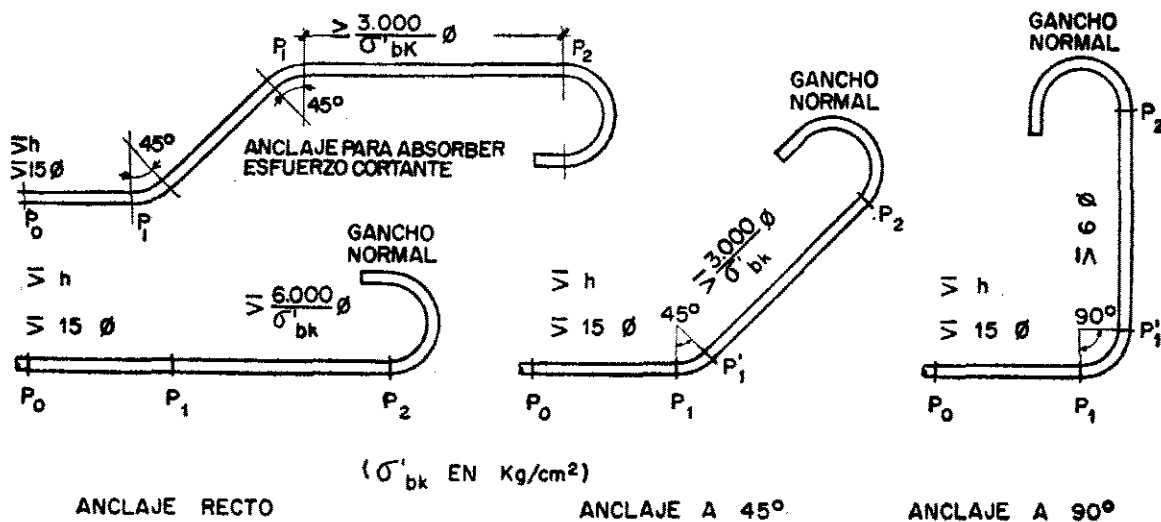


FIGURA 39.2c

Para barras en compresión:

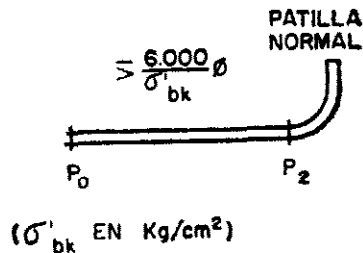
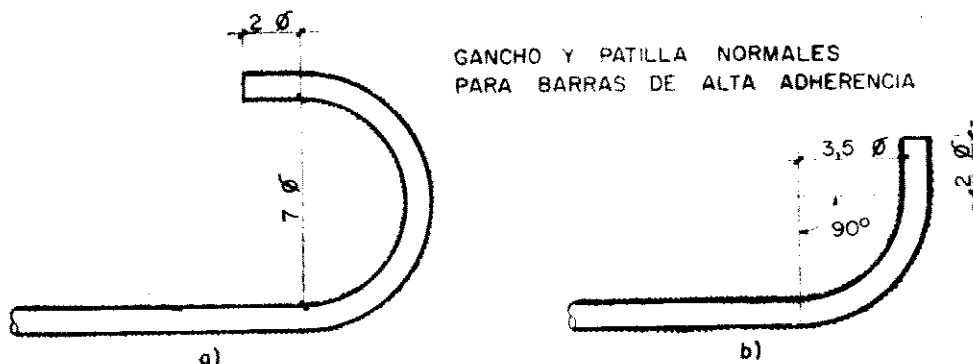


FIGURA 39.2 d

La longitud P_0, P_1 deberá conservarse siempre, excepto para barras en compresión.

39.3. *Anclaje de barras de alta adherencia.*—Salvo justificación especial, las barras de alta adherencia trabajando a tracción o a compresión se anclarán preferentemente por prolongación recta, pudiendo también emplearse la patilla. En cuanto al anclaje por gancho, sólo se permite si las barras trabajan a tracción.

El gancho normal para barras de alta adherencia está formado (figura 39.3.a) por una semicircunferencia de radio interior igual a $3,5 \phi$, con una prolongación recta igual a 2ϕ . La patilla normal para barras de alta adherencia está formada (figura 39.3.b) por un cuarto de circunferencia de radio interior igual a $3,5 \phi$, con una prolongación recta igual a 2ϕ .



GANCHO Y PATILLA NORMALES PARA BARRAS DE ALTA ADHERENCIA

FIGURA 39.3

A continuación se indican las longitudes prácticas de anclaje que deben adoptarse en los casos de utilización más frecuente. En las figuras se ha incluido la longitud inicial P_0, P_1 a que se hace referencia en el apartado anterior (39.1).

Para barras en tracción:

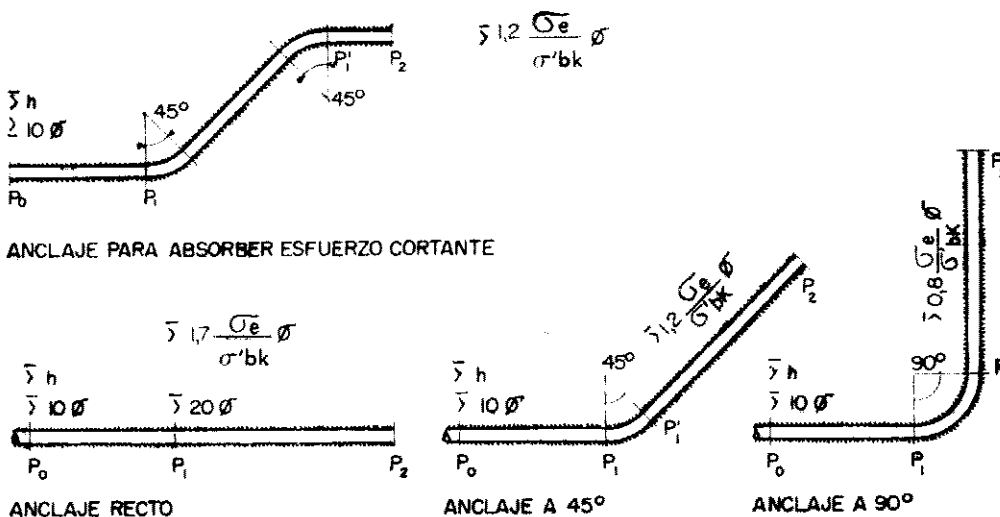


FIGURA 39,3c

Para barras en compresión:

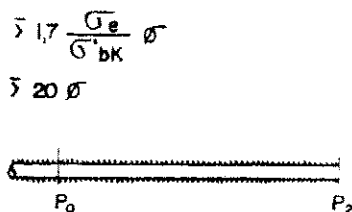


FIGURA 39,3d

La longitud P_0, P_1 ó P_1, P_2 podrá disminuirse, según el caso, en las siguientes magnitudes:

- a) En 3ϕ , si la barra se termina en gancho normal.
- b) En 10ϕ , si la barra se termina en patilla normal.

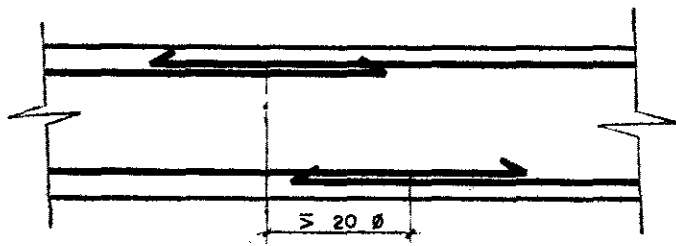
La longitud P_0, P_1 deberá conservarse siempre, excepto para barras en compresión.

Art. 40. EMPALME DE LAS ARMADURAS.

40.1. *Generalidades.*—Mientras sea posible, no se dispondrán más que aquellos empalmes indicados en los planos; empalmes que deberán quedar 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 una resistencia a la rotura no inferior a la de cualquiera de las dos barras empalmadas.

Como norma general, los empalmes de las distintas barras de una pieza se distanciarán unos de otros de tal modo que sus centros queden separados, en la dirección de las armaduras, a más de veinte veces el diámetro de la más gruesa de las barras empalmadas (figura 40.1).



SECCION EN PLANTA

FIGURA 40.1

40.2. *Empalmes por solapo.*—Este tipo de empalme se realizará colocando las barras una sobre otra, o de cualquier otra forma que facilite la ejecución de un buen hormigonado, y zunchando las barras con alambre en toda la longitud del solapo.

Cuando se trate de barras lisas, la longitud del solapo será igual o mayor que

$$\frac{6.000}{\sigma_{bk}} \varnothing$$

y se terminarán las barras en gancho normal o en patilla normal (véase apartado 39.2) según trabajen a tracción o a compresión, respectivamente. En la expresión anterior, σ_{bk} es la resistencia característica del hormigón, expresada en kg/cm^2 .

Cuando se trate de barras de alta adherencia, la longitud del solapo no será inferior al mayor de los dos valores que a continuación se indican, cualquiera que sea la forma de trabajo de las barras:

a) $1,7 \frac{\sigma_e}{\sigma_{bk}} \varnothing$; b) $20 \varnothing$

y no se dispondrán ganchos ni patillas.

En las expresiones anteriores, \varnothing es el diámetro de la barra de alta adherencia y σ_e el límite elástico del acero, expresado en las mismas unidades que σ_{bk} .

40.3. *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 ejecutarse:

- A tope por resistencia eléctrica, según el método llamado «por chispas», 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 curvos 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 esta sección.

Art. 41. ADHERENCIA Y ANCLAJE.

41.1. *Adherencia.*—Para poder asegurar que, bajo la acción del esfuerzo cortante, las condiciones de adherencia de las armaduras de tracción al hormigón son aceptables, deberá comprobarse que se cumple la relación:

$$n \varnothing \geq \beta \cdot b \cdot \frac{T^*}{T_b^*}$$

en la que:

$n \varnothing$ = suma de los diámetros, en milímetros, de las barras de tracción existentes.

b = anchura, en centímetros, del alma de la sección.

T^* = esfuerzo cortante exterior mayorado

T_b^* = contribución del hormigón en la resistencia a esfuerzo cortante (véase apartado 37.2 de esta Instrucción).

β = coeficiente cuyo valor viene dado en la siguiente tabla, en función de la resistencia característica del hormigón, del tipo de pieza y de la clase de armadura.

σ'_{bk} (kg/cm^2)	120 a 300	301 a 500	> 500
Vigas con barras lisas	1,3	1,15	1,0
Placas y láminas con barras lisas	1,0	0,9	0,8
Vigas con barras de alta adherencia	0,9	0,8	0,7
Placas y láminas con barras de alta adherencia	0,7	0,6	0,5

41.2. *Anclaje.*—A efectos de anclaje de las barras, se supondrá la envolvente de las leyes de momentos flectores trasladada paralelamente al eje de la pieza, en una magnitud igual al canto útil y en el sentido más desfavorable (figura 41.2). A partir de la curva resultante deberán anclarse las armaduras, teniendo en cuenta que un anclaje es total cuando la suma de las tensiones de adherencia y de rozamiento anteriormente referidas alcanza el valor de la resistencia de cálculo en tracción del acero, σ_s^* .

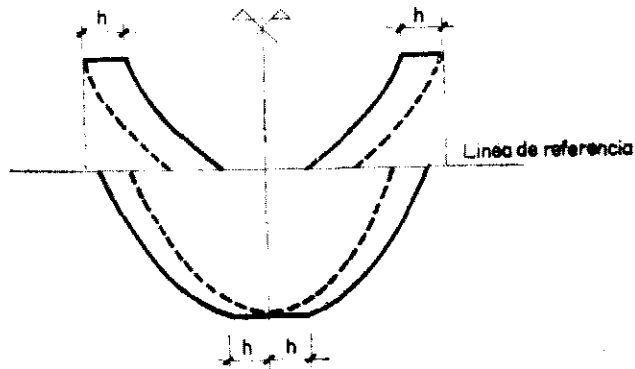


FIGURA 41.2

Art. 42. PANDEO.

42.1. *Piezas sometidas a compresión centrada o excéntrica.* No es necesaria la comprobación al pandeo en piezas de sección llena que presentan esbelteces geométricas, referidas a la longitud de pandeo, menores de 10. La comprobación al pandeo en este apartado se refiere al caso de una sollicitación constituida por una fuerza N de compresión, centrada o excéntrica, o por cualquier otro sistema de sollicitaciones asimilable a éste.

Si la esbeltez geométrica es superior a 10, bastará comprobar las condiciones de agotamiento en los dos planos posibles

de pandeo añadiendo a la excentricidad real e_0 de la carga, si se trata de carga excéntrica, otra adicional e_a dada por la fórmula:

$$e_a = \left(0,85 + \frac{\sigma_a^*}{12.000}\right) \frac{h_t + 20 e_0}{h_t + 10 e_0} \cdot \frac{l_p^2}{i} \cdot 10^{-4} \quad [1]$$

Para piezas de sección rectangular, esta fórmula se reduce a:

$$e_a = \left(3 + \frac{\sigma_a^*}{3.500}\right) \frac{h_t + 20 e_0}{h_t + 10 e_0} \cdot \frac{l_p^2}{h_t} \cdot 10^{-4} \quad [2]$$

En ambas fórmulas en dimensiones homogéneas:

- e_a = excentricidad adicional.
- σ_a^* = resistencia de cálculo, en kg/cm², del acero en tracción (los números 3.500 y 12.000 son dimensiones en kg/cm²).
- h_t = canto total medido paralelamente al plano de pandeo que se considera
- e_0 = excentricidad real.
- i = radio de giro, correspondiente a la dirección de pandeo que se considera, calculado suponiendo la sección sin armar ni fisurar
- l_p = longitud de pandeo de la pieza, cuyo valor, en función de la longitud real l , es el siguiente:

- $l_p = 2l$ si la pieza está libre en un extremo y empotrada en el otro.
- $l_p = l$ si la pieza está articulada en sus dos extremos, o si, estando impedidos los giros en ambos extremos, éstos pueden desplazarse libremente el uno respecto al otro.
- $l_p = 0,7l$ si la pieza está articulada en un extremo y empotrada en el otro, sin desplazamiento posible de éstos.
- $l_p = 0,5l$ si la pieza está perfectamente empotrada en sus dos extremos, sin desplazamiento posible de éstos.

En estructuras de edificación o análogas podrá adoptarse:

- $l_p = 0,7l$ si el soporte está elásticamente empotrado en ambos extremos sobre otros elementos de rigidez igual o mayor que la suya propia; y
- $l_p = 0,9l$ en los demás casos.

42.2. *Piezas sometidas a flexión.*—En piezas exentas de sección rectangular y salvo comprobación especial, la longitud entre puntos de arriostramiento contra pandeo lateral de la

cabeza comprimida no será superior al valor $200 \frac{b^2}{h}$, siendo b la anchura y h el canto útil de la sección.

En piezas exentas de sección en T, y salvo comprobación especial deberán cumplirse simultáneamente las siguientes condiciones.

- a) El espesor del ala no será inferior al octavo del vuelo a cada lado del nervio.
- b) La altura libre del nervio no será superior a ocho veces el espesor del mismo.
- c) La longitud entre puntos de arriostramiento contra pandeo lateral de la cabeza comprimida no será superior a doce veces la anchura total de dicha cabeza,

no siendo necesario el cumplimiento de las condiciones a) y b) si la pieza está provista de rigidizadores de ala adecuados.

En piezas huecas o de forma especial, se mantendrán limitaciones análogas a las mencionadas anteriormente para evitar la presencia de fenómenos de inestabilidad o la aparición de tensiones secundarias excesivamente grandes.

Art. 43. COMPROBACIÓN DE LAS CONDICIONES DE FISURACIÓN.

43.1. *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 de hormigón armado deberán elegirse y disponerse de forma que se cumpla una cualquiera de las dos condiciones establecidas en los apartados 43.2 y 43.3 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.

43.2. *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 acero liso ordinario:

Caso I: $\varnothing \leq 2,1 \sqrt{\sigma'_b^*}$

Caso II: $\varnothing \leq 1,4 \sqrt{\sigma'_b^*}$

Caso III: $\varnothing \leq 0,7 \sqrt{\sigma'_b^*}$

B) Con acero de alta adherencia:

Caso I: $\varnothing \leq \eta \left(\frac{3.180}{\sigma_a^*} \right) 2 \sqrt{\sigma'_b^*}$

Caso II: $\varnothing \leq \frac{2}{3} \eta \left(\frac{3.180}{\sigma_a^*} \right) 2 \sqrt{\sigma'_b^*}$

Caso III: $\varnothing \leq \frac{1}{3} \eta \left(\frac{3.180}{\sigma_a^*} \right) 2 \sqrt{\sigma'_b^*}$

En las fórmulas anteriores:

\varnothing , \varnothing = diámetro en mm. de la barra más gruesa de la armadura de tracción.

σ'_b^* = resistencia de cálculo a compresión del hormigón, en kg/cm².

σ_a^* = resistencia de cálculo del acero en tracción, en kg/cm².

η = coeficiente característico de cada tipo de acero, de valor 1 para barras lisas. Para barras de alta adherencia, si no se poseen resultados de ensayos al respecto puede suponer $\eta = 1,6$.

43.3. *Comprobación relativa a la zona de tracción.*—Se está en buenas condiciones con respecto a la fisuración cuando se cumple la condición siguiente:

$$B_T \leq 10 A \left(\frac{K \cdot \eta}{\varnothing \sigma_a^*} - 1 \right)$$

En esta fórmula, \varnothing , σ_a^* y η tienen los mismos significados que en el apartado anterior. Además:

B_T = área, en cm², de la zona de la sección que es cobaricéntrica con la armadura de tracción (véase figura 43.3).

A = área total, en cm², 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 el apartado 43.1 anterior, respectivamente.

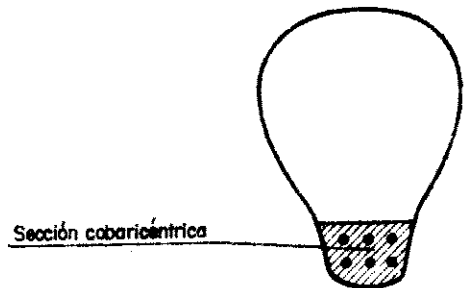


FIGURA 43.3

En el caso de piezas sometidas a tracción simple o compuesta, el área B_T debe tomarse igual al área total B , de la sección de la pieza.

Art. 44. DEFORMACIONES.

44.1. *Generalidades.*—La deformación total producida en un elemento de hormigón es suma de diferentes deformaciones parciales, cuya clasificación se establece en el apartado 26.8 de esta Instrucción.

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).

44.2. *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 el apartado 44.1 anterior, y suponiendo además que:

a) Para las deformaciones instantáneas, correspondientes a cargas rápidas, el módulo de deformación longitudinal del hormigón vale:

$$E'_b = 21.000 \sqrt{\sigma'_{bk}}; \text{ con } E'_b \text{ y } \sigma'_{bk} \text{ en kg/cm}^2.$$

b) Las deformaciones lentas, correspondientes a cargas mantenidas, alcanzan con el tiempo un valor adicional que puede determinarse, salvo cálculo más aproximado, multiplicando el valor obtenido según a) por el factor $K = 2$.

44.3. *Limitaciones prácticas relativas a las flechas.*—No será necesaria la comprobación de la flecha en aquellos elementos cuyo canto útil h cumpla la condición:

$$h \geq \frac{10 \sigma'_{bk} + \sigma_{ak}}{60.000} \cdot \frac{G}{G + Q} \cdot l_1 \quad [1]$$

con $\frac{G}{G + Q} < \frac{1}{2}$, y siendo:

σ'_{bk} = resistencia característica, en kg/cm², del hormigón en compresión.

σ_{ak} = resistencia característica, en kg/cm², del acero en tracción.

G = carga permanente repartida que actúa sobre el elemento.
 Q = sobrecarga repartida ($Q + G$ = carga máxima total).

l_1 = longitud ideal de la pieza, expresada en las mismas dimensiones que h , cuyo valor en función de la longitud real l es el siguiente:

$l_1 = 2 l$ si la pieza está en voladizo.

$l_1 = l$ en vigas simplemente apoyadas.

$l_1 = 0,86 l$ 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.

La fórmula [1] es también aplicable 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 $\frac{Mg}{Mg + Mq}$.

CAPITULO IX

Elementos estructurales

Art. 45. VIGAS.

Las vigas sometidas a flexión se calcularán de acuerdo con el artículo 33 de esta Instrucción, pudiendo utilizarse las fórmulas del anejo 5 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 27 y 28). Si la flexión es esviada, se recurrirá al artículo 36. Si la flexión está combinada con esfuerzo cortante, se calculará la pieza frente a este último esfuerzo con arreglo al artículo 37, y con arreglo al 38 si existe, además, torsión.

Posteriormente se comprobarán las condiciones de adherencia de las armaduras (artículo 41), así como las de fisuración de la pieza (artículo 43). Si se prevé que la pieza puede presentar deformaciones excesivas, se calculará el valor de éstas (artículo 44). Se comprobará igualmente, cuando se estime necesario, la estabilidad lateral de la pieza con arreglo al apartado 42.2.

Cuando se trate de vigas en T o de formas especiales, se tendrán presentes los artículos 47 y 48, así como el artículo 56 cuando se trate de vigas de gran canto.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los artículos 12, 13, 39 y 40.

Art. 46. SOPORTES.

Los soportes se calcularán de acuerdo con el artículo 34 de esta Instrucción, pudiendo utilizarse las fórmulas del anejo 5 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 27 y 28). Cuando la esbeltez del soporte sea apreciable, se comprobarán las condiciones de pandeo (artículo 42). Si existe esfuerzo cortante, se calculará la pieza frente a dicho esfuerzo con arreglo al artículo 37, y con arreglo al 38 si existe, además, torsión. Si la fuerza de compresión exterior es doblemente excéntrica, se recurrirá al artículo 36.

Cuando alguna de las armaduras principales sea susceptible de trabajar en tracción, se comprobarán las condiciones de adherencia (artículo 41), así como las de fisuración de la pieza (artículo 43).

Si se trata de soportes compuestos, es decir, soportes de hormigón con perfiles metálicos como armadura, se recurrirá al artículo 57.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los artículos 12, 13, 39 y 40.

Art. 47. PIEZAS EN T.

47.1. *Cálculo a flexión.*—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 I o II 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 $\frac{l}{1/2 \cdot (b - b_e)}$		
	0	10	20
$a \geq \frac{l}{10}$	$K = 1$	$K = 1$	$K = 1$
$0 < a < \frac{l}{10}$	interpolación lineal entre $K = 1$ y el valor correspondiente de la fila inferior		
$a \approx 0$	$K = 0,6$	$K = 0,7$	$K = 0,9$

En todos los casos 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.

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.

TABLA I

Viga en T exenta

Anchura de la cabeza de compresión $\frac{b_e - b_o}{2}$ 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:

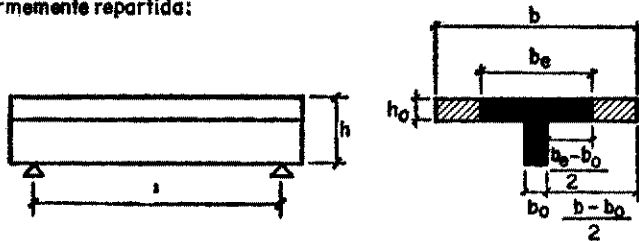


Tabla de valores de $\frac{b_e - b_o}{b - b_o}$		Valores de $\frac{2l}{b - b_o}$												
Valores de $\frac{h_o}{h}$	Valores de $\frac{l}{b_o}$	0	1	2	3	4	6	8	10	12	14	16	18	>18
CABEZA DE COMPRESION SIN RIGIDEZ A FLEXION	—	0	0,18	0,36	0,52	0,64	0,78	0,86	0,92	0,95	0,97	0,98	0,99	1,00
0,10	10	0	0,18	0,36	0,53	0,65	0,78	0,87	0,92	0,95	0,96	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	0,95	0,98	0,99	1,00	1,00
	150	0	0,23	0,43	0,59	0,69	0,81	0,88	0,92	0,95	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	0,95	0,98	0,99	1,00	1,00
	50	0	0,22	0,42	0,58	0,69	0,81	0,88	0,92	0,95	0,98	0,99	1,00	1,00
	100	0	0,30	0,51	0,66	0,74	0,83	0,89	0,93	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	150	0	0,36	0,59	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	0,95	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	0,46	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	0,96	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 II

Vigas en T multiples

Anchura de la cabeza de compresión $\frac{b_e - b_o}{2}$ 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:

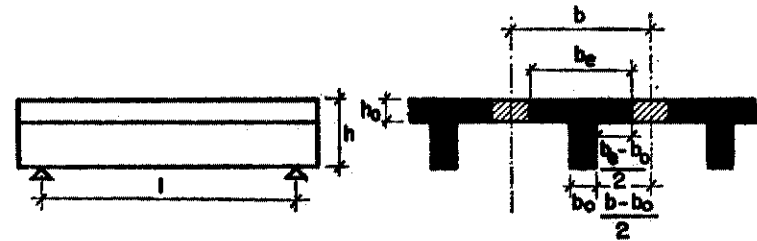


Tabla de valores de $\frac{b_e - b_o}{b - b_o}$		Valores de $\frac{2l}{b - b_o}$									
Valores de $\frac{h_o}{h}$	Valores de $\frac{l}{b_o}$	0	1	2	3	4	6	8	10	>10	
CABEZA DE COMPRESION SIN RIGIDEZ A FLEXION	—	0	0,19	0,38	0,57	0,71	0,88	0,96	0,99	1,00	
0,10	10	0	0,19	0,38	0,57	0,72	0,89	0,96	1,00	1,00	
	50	0	0,19	0,39	0,58	0,73	0,89	0,96	1,00	1,00	
	100	0	0,21	0,42	0,60	0,75	0,89	0,96	1,00	1,00	
	150	0	0,24	0,45	0,62	0,75	0,90	0,96	1,00	1,00	
	200	0	0,27	0,48	0,64	0,77	0,90	0,96	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	0,46	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	0,96	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	

3. En las proximidades de un apoyo, la anchura eficaz de la cabeza de compresión, a cada lado del nervio, $\frac{b_c - b_o}{2}$, 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_s y altura h_s (ver figura 47.1) se sustituirá la anchura real b_o del nervio por otra ficticia b_1 igual al menor de los dos valores siguientes:

$$b_1 = b_o + 2 b_s$$

$$b_1 = b_o + 2 h_s$$

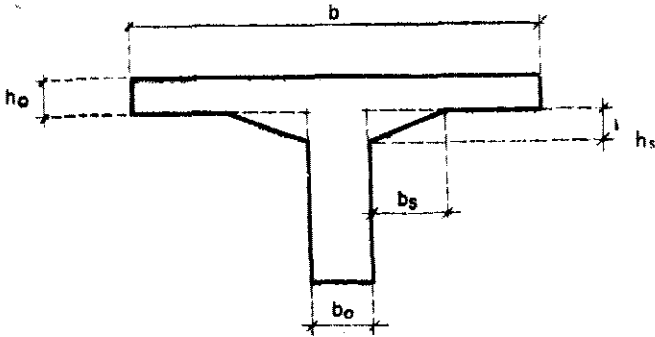


FIGURA 47.1

47.2. 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.

En este último caso, para simplificar, bastará comprobar una sección virtual (ver figura 47.2) de dimensiones

- el espesor del ala en la unión, h_o ,
- el canto útil de la pieza, h ,

sobre la que actúa un esfuerzo cortante cuyo valor puede suponerse igual a:

$$T^* = \frac{b_c - b_o}{2 b}$$

siendo T^* el esfuerzo cortante exterior mayorado actuante en la sección transversal que se estudia, y b_c, b_o, b las dimensiones acotadas en las figuras de las tablas I y II del apartado anterior.

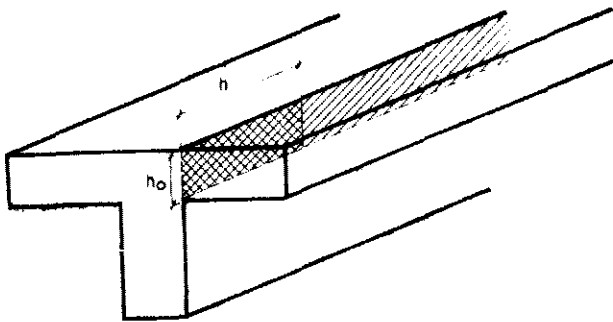


FIGURA 47.2

Art. 48. PIEZAS DE FORMAS ESPECIALES.

48.1. Piezas de trazado curvo o poligonal.—En piezas curvas, las armaduras longitudinales de trazado curvo trabajando a tracción junto a paramentos cóncavos, o a compresión junto a paramentos convexos, irán envueltas por cercos o estribos normales a ellas (figura 48.1.a) y capaces de soportar las componentes radiales que aquéllas producen. Para ello deberán cumplirse las relaciones:

$$A_t \cdot \sigma_t^* \geq \frac{t}{r} \cdot A \cdot \sigma_t^*$$

$$A_c \cdot \sigma_c^* \geq \frac{t'}{r'} \cdot A' \cdot \sigma_c^*$$

siendo:

- A_t = sección de un cerco o estribo.
- σ_t^* = resistencia de cálculo, en tracción, del acero de los cercos o estribos.
- t = separación entre cercos o estribos en la armadura de tracción.
- t' = 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 = sección total de la armadura de tracción.
- A' = sección total de la armadura de compresión.
- σ_c^* = resistencia de cálculo, en tracción, del acero de la armadura A.
- σ_c^* = resistencia de cálculo, en compresión, del acero de la armadura A'.

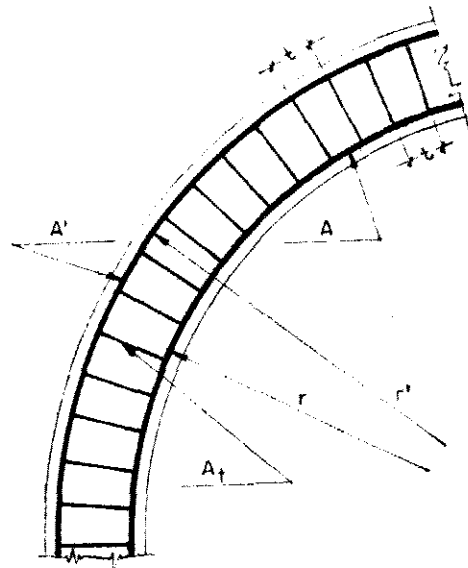


FIGURA 48.10

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 (figura 48.1.b). De no adoptarse esta última solución, se dispondrán los oportunos cercos o estribos para contrarrestar la tendencia de la armadura continua de tracción a salirse de la pieza, en la zona de los codos, desgarrando el hormigón.

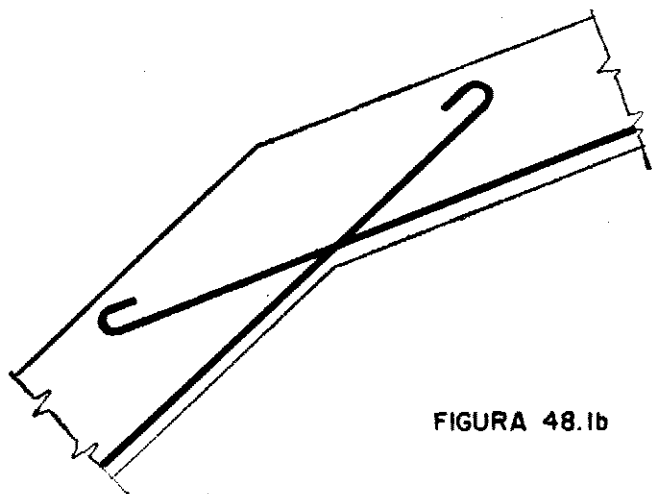


FIGURA 48.1b

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

48.2. *Piezas con secciones delgadas.*—En las piezas de sección en T, en 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.

48.3. *Piezas de canto superior a un metro.*—En las vigas de canto superior a un metro, 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 mm. si se trata de acero ordinario, y a 8 mm. si se trata de acero especial.

Art. 49. ESTRUCTURAS RETICULARES PLANAS.

49.1. *Generalidades.*—El cálculo de solicitaciones en estructuras reticulares planas se realizará de acuerdo con lo prescrito en el segundo párrafo del apartado 29.1 de esta Instrucción. En particular, y únicamente a los efectos del cálculo y dimensionamiento de armaduras de las vigas que constituyen los dinteles, se admite una redistribución de momentos flectores de hasta un 15 por 100 del máximo momento flector negativo.

En cuanto a la determinación de la rigidez de las piezas, por un lado, y del valor de la luz de cálculo, por otro, se tendrá en cuenta lo establecido en el apartado 29.2 de esta Instrucción.

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

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

- a) La estructura está sometida exclusivamente a la acción de cargas verticales uniformemente repartidas de igual valor por unidad de longitud
- b) La sobrecarga no es superior a la mitad de la carga permanente.
- c) Dentro de cada vano las piezas son de sección constante. (No existen cartelas.)
- d) Las luces de dos vanos adyacentes cualesquiera no difieren entre sí en más del 20 por 100 de la mayor.

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

$$1.15 \frac{q}{2} \text{ sobre el primer soporte interior.}$$

$$q \frac{1}{2} \text{ sobre los demás soportes.}$$

siendo:

- q = valor de la carga máxima total, por unidad de longitud. Las fórmulas valen para cualquier tipo de carga mayorada o característica.
- l = luz de cálculo del vano, para determinar los momentos en los vanos y semisuma de las longitudes de los vanos adyacentes para el cálculo de momentos negativos.

No es necesario considerar esfuerzos axiles en las vigas. Los esfuerzos axiles se calcularán por superposición de los esfuerzos cortantes actuantes a uno y otro lado del soporte considerado.

No es necesario considerar esfuerzos cortantes en los soportes.

Art. 50. PLACAS SUSTENTADAS EN DOS BORDES PARALELOS.

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

El cálculo de estas placas sometidas a cargas uniformemente repartidas o a cargas concentradas se realizará de acuerdo con los apartados 50.2 a 50.4 siguientes. Si ambos tipos de cargas actúan simultáneamente, tanto la armadura principal de la placa como la armadura transversal se calcularán para la suma de los momentos correspondientes a cada uno de los dos casos de cargas, estudiados independientemente.

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

- a) Una viga, si la anchura l_x de la placa es igual o menor que la mitad de su luz, l_y .
- b) Una placa rectangular sustentada en su contorno, supuestos los bordes libres como simplemente apoyados, si la anchura l_x de la placa es mayor que la mitad de su luz, l_y . En este caso, y a los efectos de aplicación del artículo 51 de esta Instrucción, se supondrá siempre que la relación l_x/l_y entre lados de la placa es superior a 2,5.

En el caso a) se dispondrá además una armadura transversal calculada para absorber un momento igual al 20 por 100 del momento principal. En el caso b) esta prescripción se cumple automáticamente al utilizar la tabla del artículo 51 citado.

50.3. *Placas sustentadas en dos bordes paralelos sometidas a cargas concentradas.*—En el caso de una carga concentrada, y a los efectos del cálculo en flexión, se considerará como elemento principal resistente el constituido por una banda de placa (banda eficaz) cuya anchura d , denominada anchura eficaz, se determinará de acuerdo con el apartado 50.4 siguiente. Dicha banda se calculará entonces como viga, con el mismo tipo de sustentación que tenga la placa, suponiendo que la carga actúa repartida en todo el ancho d (ver figura 50.3). Deducida así la armadura principal de la banda eficaz, se dispondrá además una armadura transversal en la cara inferior de dicha banda, capaz de resistir un momento M_{1y} igual a:

$$\text{si } l_x \leq 3 l_y \quad M_{1y} = \frac{M_{1y}}{1 + 4 \frac{b}{l_x}} < 0,1 M_1$$

$$\text{si } l_x \geq 3 l_y \quad M_{1y} = \frac{M_{1y}}{1 + \frac{4}{3} \frac{b}{l_y}} < 0,1 M_1$$

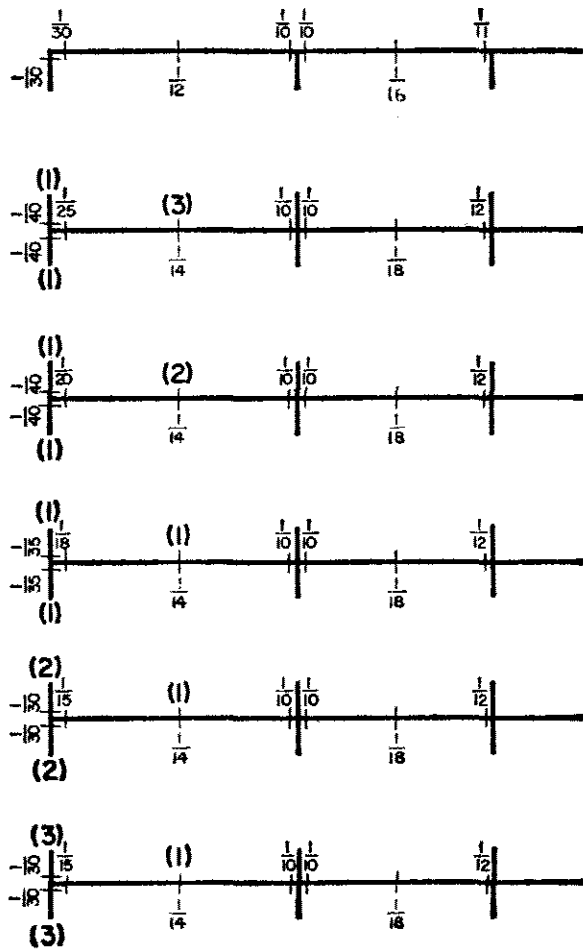
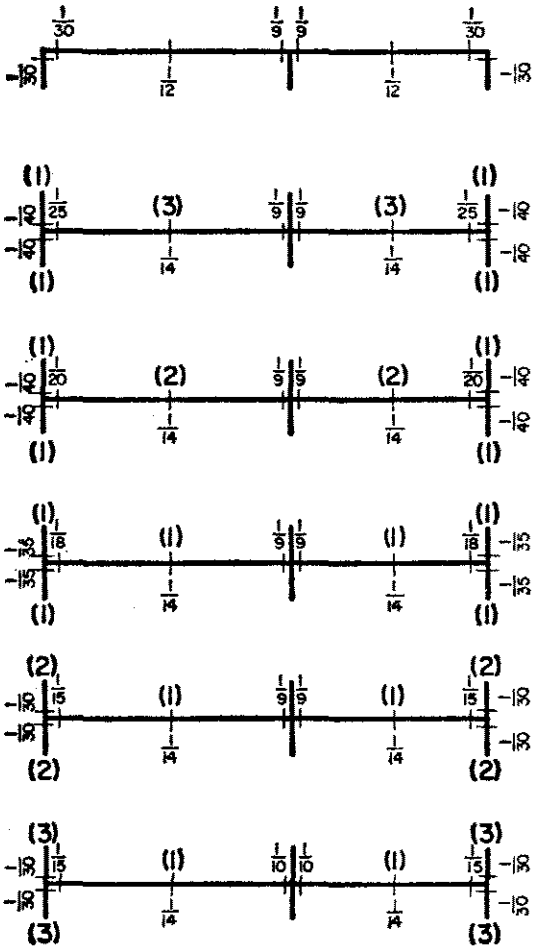
siendo (ver figura 50.3):

- l_x = longitud del borde sustentado.
- l_y = longitud del borde libre.
- b = dimensión, paralela al borde sustentado, de la zona de actuación de la carga.
- M_{1y} = momento transversal, por metro, a una distancia «y» del borde apoyado.
- M_{1y} = momento longitudinal, por metro, a una distancia «y» del borde apoyado.
- M_1 = momento longitudinal en la sección en que actúa la carga (valor máximo de M_{1y}).

TABLA N°1

DOS TRAMOS

MAS DE DOS TRAMOS



NOTA : LOS VALORES DE LOS MOMENTOS SE OBTIENEN MULTIPLICANDO LAS CIFRAS DADAS EN EL ESQUEMA POR qL^2 AFECTADOS DEL SIGNO QUE CORRESPONDA.
 LOS NUMEROS ENTRE PARENTESIS INDICAN RIGIDEZES RELATIVAS.
 LOS MOMENTOS DE LOS PILARES CENTRALES SE PUEDEN CONSIDERAR NULOS.

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

En la cara inferior de las bandas adyacentes a la banda eficaz de la placa se dispondrán armaduras principales y transversales cuya cuantía, en general, no debe ser menor del tercio de las armaduras respectivas existentes en la banda eficaz. Si el borde libre de una placa posee un nervio de rigidización, para considerar su influencia en el comportamiento de la placa bajo una carga concentrada puede suponerse que el nervio equivale a una banda adicional de placa con la misma rigidez a flexión.

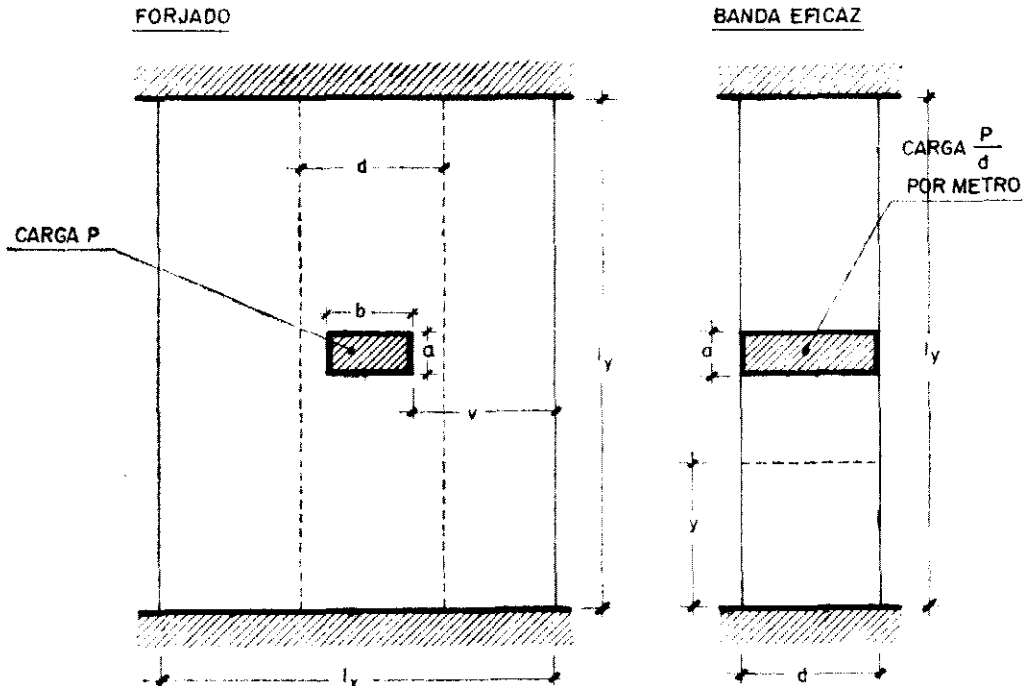


FIGURA 50.3

50.4. *Determinación de la anchura eficaz.*—La anchura eficaz, d , es función de las siguientes variables (ver figura 50.4):

- l_x = longitud del borde sustentado.
- l_y = longitud del borde libre
- b = dimensión, paralela al borde sustentado, de la zona de actuación de la carga.
- v = distancia del borde de la zona de actuación de la carga al borde libre más cercano de la placa.
- K = coeficiente de empotramiento en los apoyos:

- $K = 1$ cuando existe articulación en los dos apoyos.
- $K = 1/2$ cuando existe empotramiento en los dos apoyos.
- $K = 2/3$ en los casos intermedios.

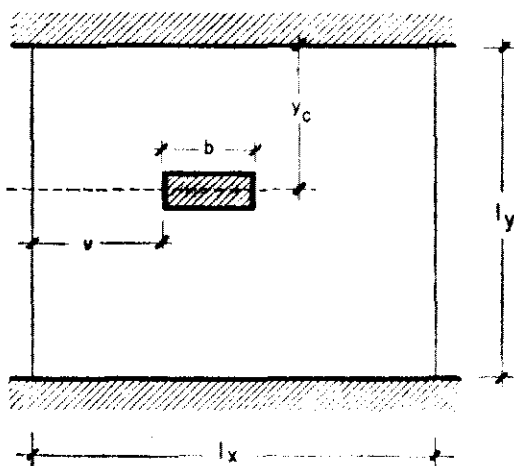


FIGURA 50.4

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

Primer caso: La carga actúa en el centro de la luz libre de la placa ($d = d_1$).

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

$$d_1 = \frac{b + K l_y}{l_x + K l_y} l_x \quad \text{cuando } l_x \leq 3 K l_y$$

$$d_1 = \frac{3}{4} b + \frac{3}{4} K l_y \quad \text{cuando } l_x \geq 3 K l_y$$

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

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

$$d_1 = \frac{b + \frac{1}{3} K l_y}{l_x + \frac{1}{3} K l_y} l_x + v \quad \text{cuando } l_x \leq K l_y$$

$$d_1 = \frac{3}{4} b + \frac{1}{4} K l_y + v \quad \text{cuando } l_x \geq K l_y$$

Segundo caso: La carga no actúa en el centro de la luz libre de la placa ($d = d_2$).

Se calcula la anchura eficaz d_1 que correspondería al caso anterior. La anchura eficaz vale entonces:

$$d_1 = d_1 - (d_1 - b) \left(1 - 2 \frac{y_0}{l_y} \right)^2$$

— siendo y_0 la distancia del centro teórico de aplicación de la carga al borde sustentado más próximo (ver figura 50.4).

Art. 51. PLACAS RECTANGULARES SUSTENTADAS EN SU CONTORNO.

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

Salvo expresa justificación en contrario, el canto total de estas placas no será inferior a 1/40 ni a 8 cm., siendo 1 la luz correspondiente al vano más pequeño.

TABLA I

		l_x/l_y	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	>2,5
		$M_{cy} = 0,001 qly^2 \times$ $M_{cx} = 0,001 qly^2 \times$	44	59	73	84	93	100	106	110	112	125
		$M_{cy} = 0,001 qly^2 \times$ $M_{cx} = 0,001 qly^2 \times$ $M_{by} = -0,001 qly^2 \times$ $M_{bx} = -0,001 qly^2 \times$	21	28	34	37	40	41	41	42	42	42
		$M_{cy} = 0,001 qly^2 \times$ $M_{cx} = 0,001 qly^2 \times$ $M_{by} = -0,001 qly^2 \times$ $M_{bx} = -0,001 qly^2 \times$	28	38	45	51	55	58	59	61	61	63
		$M_{cy} = 0,001 qly^2 \times$ $M_{cx} = 0,001 qly^2 \times$ $M_{bx} = -0,001 qly^2 \times$	22	34	49	62	74	85	93	100	103	125
		$M_{cy} = 0,001 qly^2 \times$ $M_{cx} = 0,001 qly^2 \times$ $M_{by} = -0,001 qly^2 \times$	32	36	39	41	42	42	42	42	42	42
		$M_{cy} = 0,001 qly^2 \times$ $M_{cx} = 0,001 qly^2 \times$ $M_{bx} = -0,001 qly^2 \times$	31	45	60	72	83	92	99	105	108	125
		$M_{cy} = 0,001 qly^2 \times$ $M_{cx} = 0,001 qly^2 \times$ $M_{by} = -0,001 qly^2 \times$	37	45	51	55	58	60	60	61	62	63
		$M_{cy} = 0,001 qly^2 \times$ $M_{cx} = 0,001 qly^2 \times$ $M_{by} = -0,001 qly^2 \times$ $M_{bx} = -0,001 qly^2 \times$	21	31	40	46	51	55	57	59	60	63
		$M_{cy} = 0,001 qly^2 \times$ $M_{cx} = 0,001 qly^2 \times$ $M_{bx} = -0,001 qly^2 \times$	26	32	36	39	40	41	42	42	42	42

Borde simplemente apoyado

Borde empotrado

M_{cy} = Momento positivo por unidad de longitud en la sección central paralela a l_x para la pieza flectando en la dirección y .

M_{cx} = Momento positivo por unidad de longitud en la sección central paralela a l_y para la pieza flectando en la dirección x .

M_{by} = Momento negativo por unidad de longitud en los bordes l_x para la pieza flectando en la dirección y .

M_{bx} = Momento negativo por unidad de longitud en los bordes l_y para la pieza flectando en la dirección x .

q = Sobrecarga uniforme por m^2

En el caso particular en que la carga exterior sea uniformemente repartida y actúe normalmente al plano de la placa, serán aplicables las prescripciones de los apartados 51.2 a 51.4 siguientes.

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

Se tendrán en cuenta, además, las prescripciones siguientes:

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

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

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

- la mitad del momento correspondiente a la sección central paralela al borde considerado.
- la tercera parte del momento correspondiente a la sección central perpendicular al borde considerado.

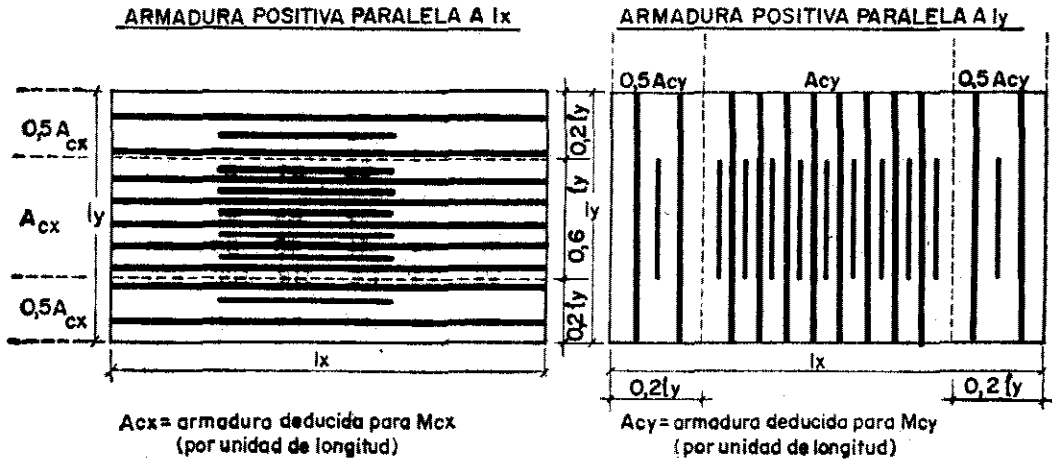
51.3. Disposición de armaduras.—Para absorber tanto los momentos positivos como los negativos, se dispondrán las oportunas armaduras con arreglo a lo indicado en la figura 51.3.

Se tendrán en cuenta, además, las prescripciones siguientes:

a) En las placas con dos bordes adyacentes simplemente apoyados, la esquina por ellos formada deberá armarse de modo adecuado para absorber los esfuerzos de torsión correspondientes. A tal efecto se suplementarán las armaduras deducidas para los momentos flectores principales de manera que en la esquina una zona cuadrada de lado igual a la quinta parte del lado menor de la placa resulte uniformemente armada con dos mallas ortogonales iguales, colocadas una en la cara superior y otra en la inferior, debiendo ser la cuantía de las barras de cada una de estas mallas, en cada dirección, igual o superior al 75 por 100 de la armadura necesaria para resistir el mayor de los momentos principales de la placa, deducidos de acuerdo con las prescripciones del apartado 51.2 anterior.

b) Cuando sea de aplicación el punto b) del apartado 51.2 anterior, las armaduras correspondientes se dispondrán a partir de cada lado menor simplemente apoyado, con una longitud igual a:

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



$$l_x \geq l_y$$

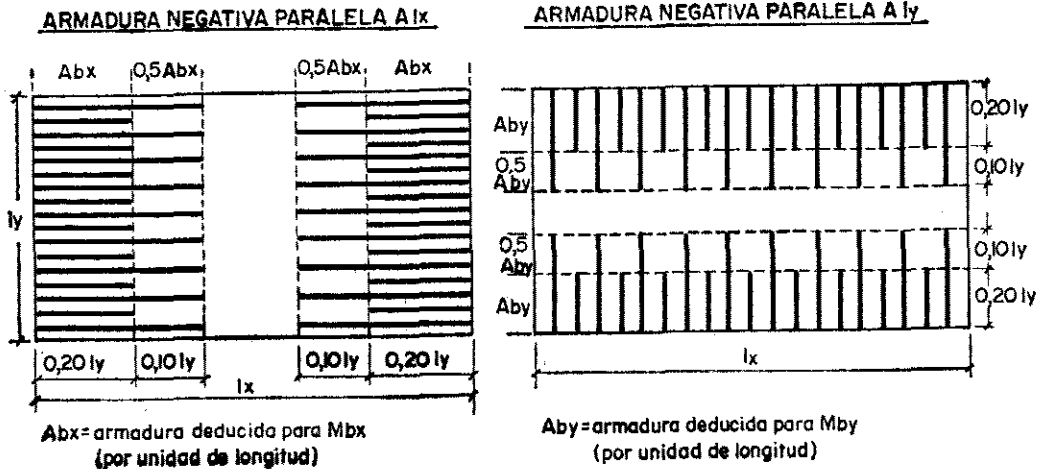


FIGURA 51.3

51.4. *Reacciones en los apoyos.*—Los valores que deben considerarse para las reacciones verticales, a lo largo de los bordes de apoyo de la placa, son los siguientes (ver figura 51.4).

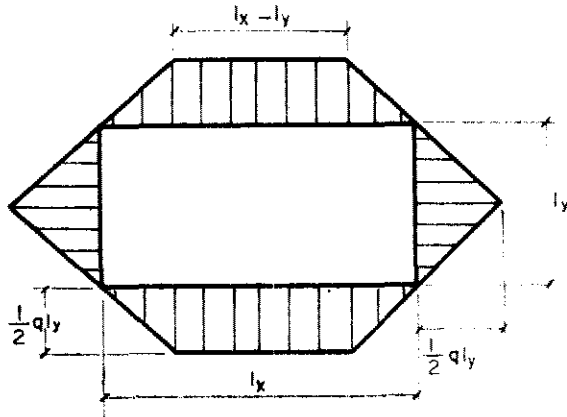


FIGURA 51.4

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

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

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

Art. 52. PLACAS CONTINUAS SOBRE APOYOS AISLADOS.

52.1. *Campo de aplicación.*—Se refiere este artículo a las placas planas sin nervios, o nervadas en dos direcciones perpendiculares, que no poseen, en general, vigas para transmitir las cargas a los apoyos y descansan directamente sobre soportes de hormigón armado, con o sin capitel, dispuestos en planta según los nudos de una malla ortogonal.

Para aplicar el método de cálculo del apartado 52.4 deberán cumplirse las siguientes condiciones:

- a) En cada dirección habrá un mínimo de tres vanos.
- b) En cada dirección la luz del vano menor no será inferior al 80 por 100 de la luz del vano mayor.

52.2. *Definiciones.*—Para la mejor comprensión de las disposiciones contenidas en el presente artículo se establecen las siguientes definiciones:

Capitel: Ensanchamiento del extremo superior de un soporte que sirve de unión entre éste y la placa. Puede no existir, y si existe puede llevar o no abaco (ver figura 52.2.a).

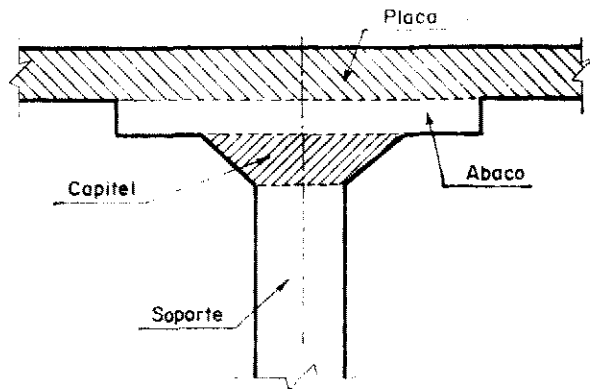
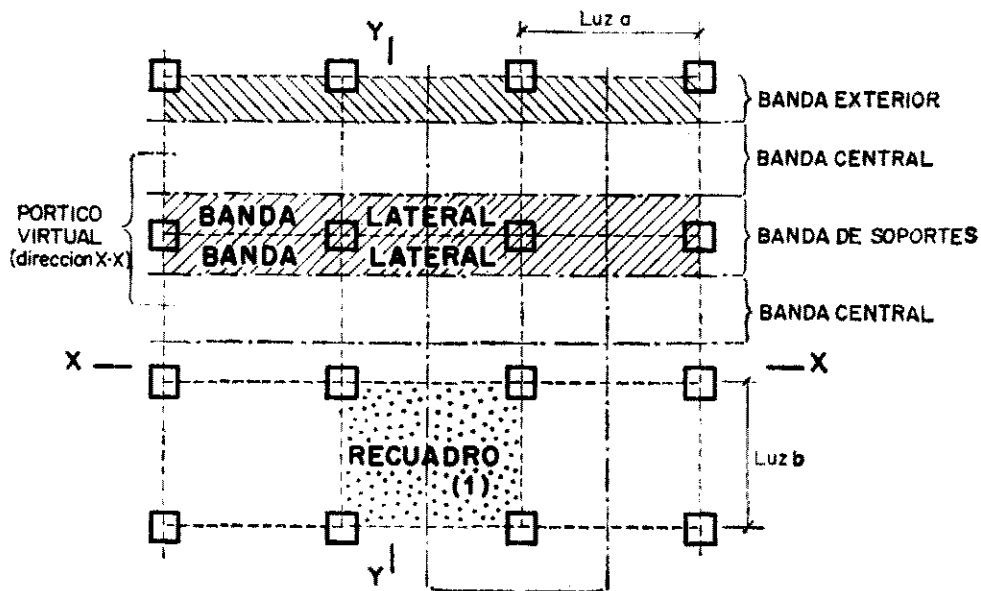


FIGURA 52.2 a

Abaco: Zona de una placa alrededor de un soporte o de su capitel, que se regruesa (o maciza si se trata de placa aligerada) Puede no existir, y si existe puede ir acompañado o no de capitel (ver figura 52.2.a).



(1) En la dirección X-X el recuadro es interior. En la dirección Y-Y el recuadro es exterior.

PORTICO VIRTUAL (Dirección Y-Y)

FIGURA 52.2 b

Recuadro: Zona rectangular de placa, limitada por las líneas que unen los centros de cuatro soportes contiguos. Para una dirección dada puede ser interior o exterior (ver figura 52.2.b).

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

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

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

Banda: Cada una de las franjas ideales, paralelas a la dirección del vano que se considera, en que se supone dividido un recuadro (o fila de recuadros) a los efectos de distribución de esfuerzos (ver figura 52.2.b). Se distinguen:

Banda central: Salvo en el caso de excepción indicado en el párrafo 2 del apartado 52.4 del presente artículo esta banda comprende la mitad central del recuadro (o fila de recuadros).

Banda lateral: Salvo en el caso de excepción indicado en el párrafo 2 del apartado 52.4 del presente artículo, esta banda es la situada lateralmente en el recuadro (o fila de recuadros), de anchura igual a 1/4 de la luz del vano perpendicular a la banda.

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

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

Pórtico virtual: Elemento ideal que se adopta para el cálculo de la placa según una dirección dada. Está constituido por una fila de soportes y dinteles de sección igual a la de la zona de placa limitada lateralmente por los ejes más separados de los recuadros adyacentes a la fila de soportes considerada; es decir, que dicha zona comprende una banda de soportes y dos semibandas centrales, una a cada lado (ver figura 52.2.b).

52.3. Disposiciones relativas a las dimensiones de los distintos elementos:

A) Respecto al soporte: La menor dimensión de la sección transversal del soporte deberá ser igual o superior al mayor de los límites que a continuación se indican, para el caso que corresponda:

- a) En placas con ábacos:
 - veinticinco centímetros.
 - la suma de los espesores de la placa y el ábaco.
- b) En placas sin ábacos:
 - veinticinco centímetros.
 - el espesor de la placa.

B) Respecto al capitel: Los paramentos del capitel formarán con el eje del soporte un ángulo no superior a 45°. Si no se cumple esta condición no se considerarán como capitel, desde el punto de vista resistente, las zonas periféricas que queden por fuera del límite indicado (ver figura 52.3.a).

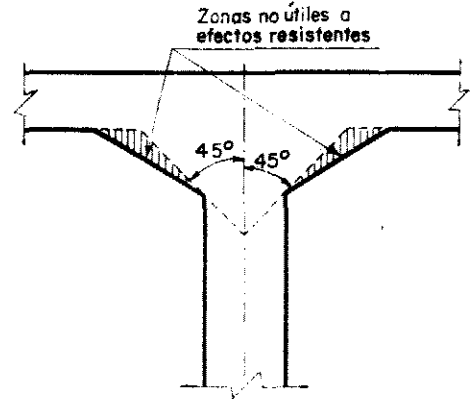


FIGURA 52.3a

C) Respecto al ábaco: En el cálculo de la armadura necesaria para resistir los momentos negativos de los apoyos se considerará como espesor del ábaco (figura 52.3.b) el menor valor de los dos siguientes:

- a) El espesor real del ábaco.
- b) La cuarta parte de la distancia desde el borde del ábaco al del capitel o al del propio soporte si no existe capitel.

D) Respecto a la placa: Si la placa va provista de ábacos que cumplen las dos condiciones siguientes:

- a) La longitud del ábaco en la dirección de cada vano es igual o superior al tercio de la luz l de ese vano.
- b) El espesor del ábaco es igual o superior a la cuarta parte del espesor de la placa.

El espesor de la placa deberá ser igual o superior a 1/40 y a 10 cm., siendo l la luz del vano menor.

Si la placa no va provista de ábacos, o si éstos no cumplen las dos condiciones anteriores, el espesor de la placa deberá ser igual o superior a 1/36 y a 12 cm., siendo l la luz del vano menor.

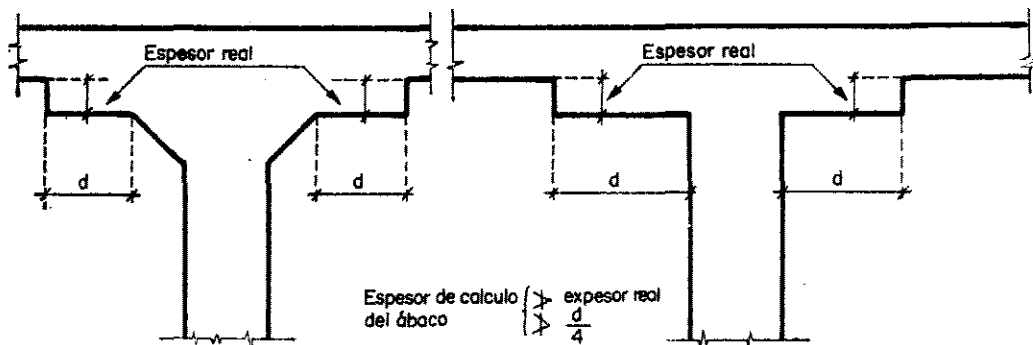


FIGURA 52.3b

52.4. Método de cálculo.—Las placas continuas sobre soportes aislados dispuestos en planta según los nudos de una malla ortogonal que cumplan las condiciones de los apartados 52.1 y 52.3. pueden calcularse estudiando en cada una de las dos direcciones de la malla un pórtico virtual según el apartado 52.2. El pórtico que resulte en cada dirección se calculará para la totalidad de la carga y bajo la hipótesis que resulte más desfavorable.

Cuando la relación entre la máxima longitud a en la dirección del pórtico calculado y la máxima anchura b de la malla considerada sea menor o igual a 4/3 se obtendrán los momentos para las bandas centrales, las bandas de soportes y las bandas exteriores multiplicando los momentos obtenidos en dicho pórtico,

tanto para los apoyos como para los centros de vano por los correspondientes coeficientes de la tabla I para los distintos casos de recuadro interior o exterior.

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

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

2. Cuando se calcula en la dirección del lado menor, el recuadro se considera dividido en dos bandas laterales, cada

una de las cuales tiene una anchura igual a la cuarta parte del lado menor, y una central de anchura igual a la diferencia entre el lado mayor y la mitad del menor (figura 52.4). En el cálculo, la distribución de los momentos entre las bandas así definidas que constituyen el pórtico virtual se ejecutará según las proporciones indicadas en la tabla I anteriormente citada.

T A B L A I

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

[Aplicable cuando la relación entre la longitud a y la anchura b del recuadro es $\frac{a}{b} \leq \frac{4}{3}$ o cuando siendo $\frac{a}{b} > \frac{4}{3}$ se trata del caso 2) del apartado 52.4.]

Factores en tanto por ciento para el cálculo de los momentos

	Momen- tos de vano	Momentos negativos		
		Apoyos inter- iores	Apoyos exteriores	
			Caso A	Caso B
Banda de soportes	60	76	80	60
Banda central	40	24	20	40
Banda exterior. Caso A	30	38	40	30
Banda exterior. Caso B	16	19	20	15

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

T A B L A I I

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

[Aplicable cuando siendo la relación entre la longitud a y la anchura b del recuadro $\frac{a}{b} > \frac{4}{3}$, se trata del caso 1) del apartado 52.4.]

Factores en tanto por ciento para el cálculo de los momentos

	Momen- tos de vano	Momentos negativos		
		Apoyos inter- iores	Apoyos exteriores	
			Caso A	Caso B
Banda de soportes	50	66	73	50
Banda central	50	34	27	50
Banda exterior. Caso A	25	33	36	25
Banda exterior. Caso B	12	16	18	12

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

52.5. Disposiciones relativas a las armaduras.—En el caso de placas macizas de canto constante, la separación entre armaduras principales no será superior al doble del canto de la placa. Las armaduras de las bandas centrales, así como las correspondientes a las bandas de soportes en la zona de momentos flectores positivos, se distribuirán uniformemente a lo ancho de la banda.

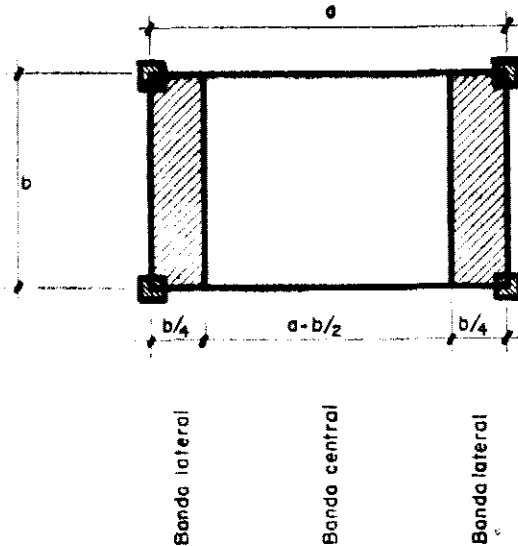


FIGURA 52.4

Las armaduras correspondientes a las bandas de soportes, en las zonas de momentos flectores negativos se distribuirán de acuerdo con las indicaciones siguientes:

- a) Un 60 por 100 de la armadura negativa necesaria se distribuirá de un modo aproximadamente uniforme en la banda.
- b) El 40 por 100 restante se distribuirá uniformemente en la zona correspondiente al ábaco (o al capitel si no existe ábaco) más dos veces el canto útil de la placa, a cada lado (ver figura 52.5.a).

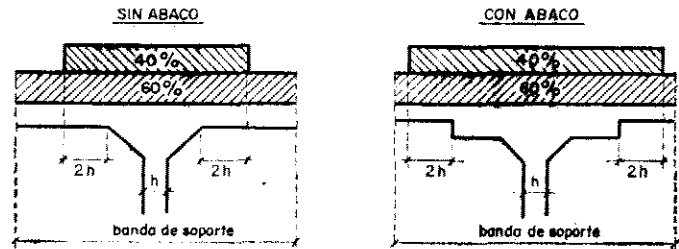


FIGURA 52.5a

En relación con las longitudes mínimas de las armaduras, deberán cumplirse los límites indicados en la figura 52.5.b.

52.6. Comprobación a esfuerzo cortante.—Se comprobará a esfuerzo cortante la sección constituida por el conjunto de secciones verticales situadas alrededor del soporte y concéntricas con él, a una distancia igual a la mitad del canto útil de la placa, contada a partir del borde del ábaco, si existe; del borde del capitel, si no existe ábaco, o del borde del soporte, si no existe ábaco ni capitel.

Art. 53. LÁMINAS.

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

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

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

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

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

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

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

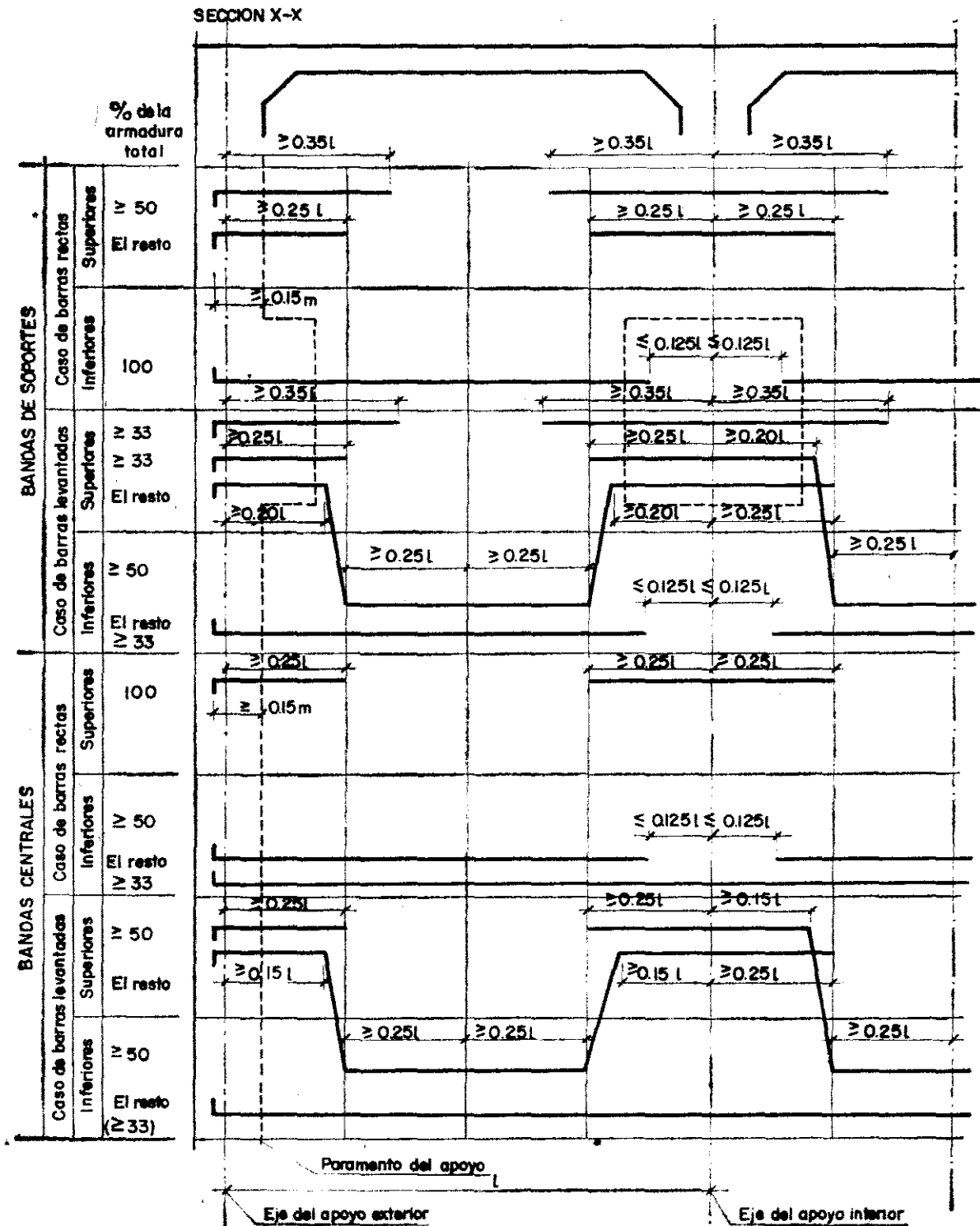


FIGURA 52.5 b

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

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

53.3. Disposiciones relativas al hormigón.—La resistencia característica del hormigón utilizado en la construcción de láminas estará comprendida entre 200 kg/cm² y 400 kg/cm².

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

- láminas plegadas: 9 cm.
- láminas de simple curvatura: 7 cm.
- láminas de doble curvatura: 5 cm.

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

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

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

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

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

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

$$\omega \leq 0,30 + \frac{50}{\sigma_b^*}$$

en la que σ_b^* es la resistencia de cálculo del hormigón a compresión, expresada en kg/cm².

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

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

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

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

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

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

Art. 54. CARGAS CONCENTRADAS SOBRE MACIZOS.

54.1. Esfuerzo longitudinal de compresión.—Cuando sobre la superficie B' de un macizo de apoyo o elemento análogo, de forma aproximadamente cúbica, actúa una carga repartida en una superficie B'1 concéntrica con B' (figura 54.1.a), el cálculo a compresión de dicho elemento podrá realizarse con la carga mayorada suponiendo que la resistencia de cálculo σ_b^* del hormigón alcanza un valor β veces superior al ordinario, con

$$\beta = \sqrt{\frac{B'}{B'1}} \geq \gamma_b$$

siendo γ_b el coeficiente de minoración de la resistencia del

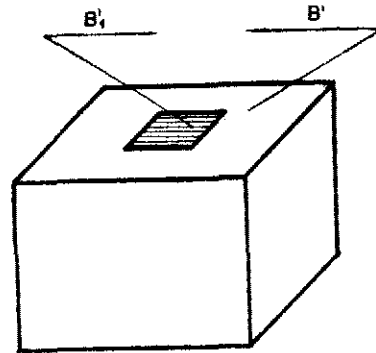


FIGURA 54.1a

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

$$\beta = \sqrt{\frac{b'}{b'1}} \geq \gamma_b$$

siendo b' y b'1 las anchuras de la sección total y de la faja cargada, respectivamente (figura 54.1.b).

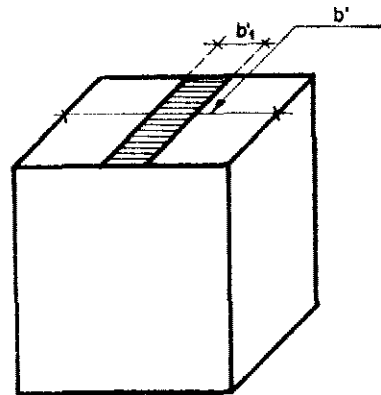


FIGURA 54.1b

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

Art. 55. ZAPATAS ARMADAS.

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

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

El cálculo de las zapatas se realizará, en general, considerando que trabajan como piezas en ménsula. Esta hipótesis es de obligada aplicación cuando se trate de zapatas flexibles, es decir, aquellas en las que su canto total h_s , medido en la sección de paramento del soporte, es menor a su vuelo v . En cambio, para aquellas zapatas en las que el vuelo v es inferior al canto total h_s (zapatas rígidas) puede admitirse el procedimiento simplificado de cálculo del apartado 55.3 de este artículo.

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

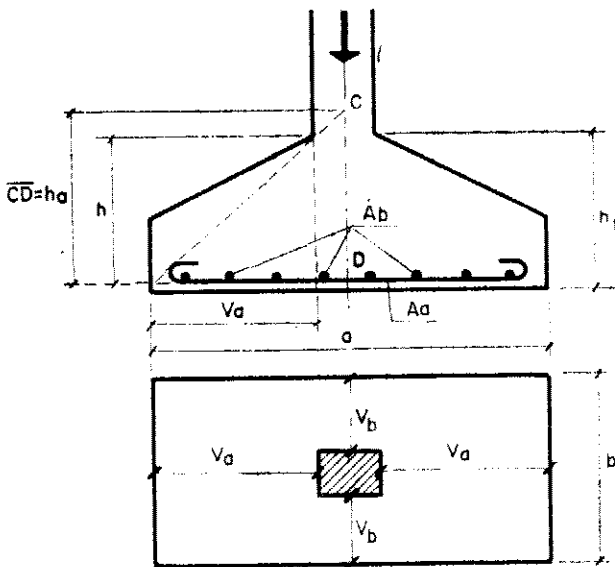


FIGURA 55.1

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

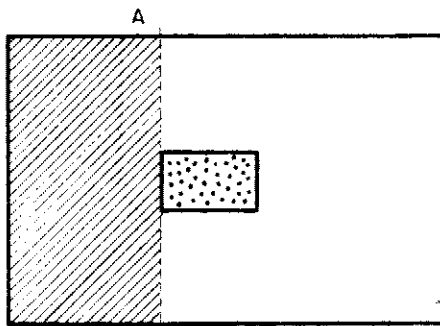


FIGURA 55.2a

a) El cálculo a flexión se realizará comprobando la sección AA coincidente con la cara del soporte, calculándose en la hipótesis de pieza en ménsula, bajo la carga correspondiente a la reacción del terreno sobre la zona rayada en la figura 55.2.a.

b) El cálculo a esfuerzo cortante se realizará comprobando la sección BB, situada a una distancia $h_t/2$ de la cara del soporte, bajo la carga correspondiente a la reacción del terreno sobre la zona rayada en la figura 55.2.b.

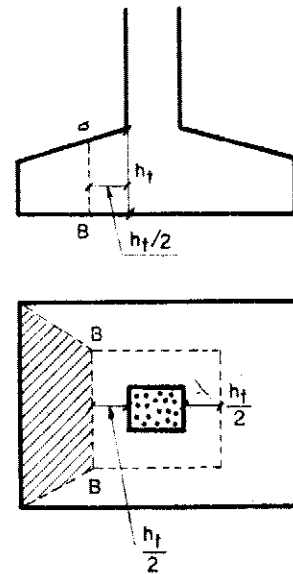


FIGURA 55.2b

La armadura A_a paralela al lado mayor, a , de la base de la zapata se distribuirá uniformemente. La armadura A_b paralela al lado menor, b , se colocará de forma que una parte

de ella igual a $\frac{2b}{a+b} \cdot A_b$ resulte uniformemente distribuida

en una banda central de anchura igual al lado menor, b , repartiendo uniformemente el resto en las dos bandas laterales resultantes (figura 55.2.c).

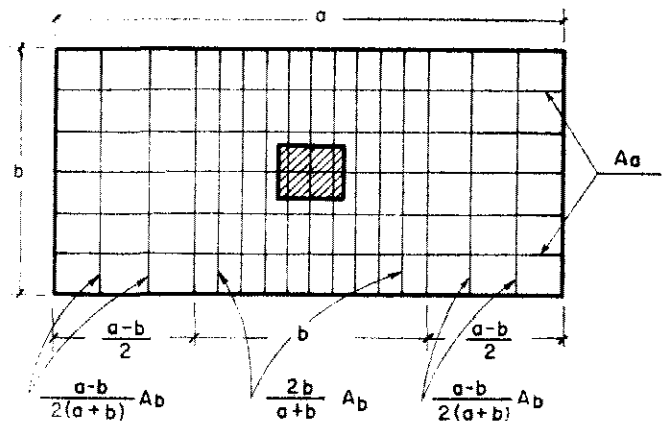


FIGURA 55.2c

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

$$A_a = \frac{P^* \cdot a}{8 \cdot h_a \cdot \sigma_a^*} \quad [1]$$

$$A_b = \frac{P^* \cdot b}{8 \cdot h_b \cdot \sigma_b^*} \quad [2]$$

en donde (ver figura 55.1):

- a, b = dimensiones de la base de la zapata.
- A_a = sección total de la armadura paralela al lado a .
- A_b = sección total de la armadura paralela al lado b .

h_a, h_b = distancia del punto C al plano de la armadura A_a o A_b , respectivamente (ver figura 56.1) El punto C es la intersección del eje del soporte con la línea que une el punto teórico final de la armadura A_a o A_b , respectivamente, y el cuello de la zapata.

P^* = valor de cálculo de la carga transmitida por el soporte.

σ_a^* = resistencia de cálculo del acero en tracción.

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

Art. 56. VIGAS DE GRAN CANTO.

56.1. *Generalidades.*—A los efectos del presente artículo, se consideran como vigas de gran canto las vigas rectas de sección constante, solicitadas a flexión simple, cuyo canto es igual o superior a la mitad de su luz.

Las prescripciones incluidas en los apartados 56.2 y 56.3 siguientes son aplicables a las vigas de gran canto de uno o varios vanos que, estando dispuestos de forma que resulte impedido cualquier movimiento transversal de sus secciones de apoyo, aparecen solicitadas por una carga uniformemente repartida que actúa en su plano medio.

56.2. *Anchura mínima.*—La anchura b de las vigas de gran canto cumplirá la relación que corresponda de las dos siguientes:

$$b \geq \frac{l}{8} \sqrt{\frac{q^*}{\sigma_b^* \cdot h_b}} \quad \text{si} \quad \frac{q^*}{\sigma_b^* \cdot h_t} \leq \frac{1}{75}$$

$$b \leq \frac{l}{0.45} \frac{q^*}{\sigma_b^* \cdot h_t} \quad \text{si} \quad \frac{q^*}{\sigma_b^* \cdot h_t} \geq \frac{1}{75}$$

donde:

b = anchura o espesor de la viga.

h_t = canto total de la viga.

l = luz entre ejes de apoyos.

q^* = valor de cálculo por unidad de longitud, de la carga uniformemente repartida.

σ_b^* = resistencia de cálculo del hormigón, en compresión.

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

56.3. *Cálculo y disposición de las armaduras.*—Las vigas de gran canto irán provistas de un sistema de armaduras horizontales principales (inferiores, A , y superiores, A') y otro de armaduras repartidas, compuesto este último por cercos verticales A_t y barras horizontales A_b distribuidas en las dos caras de la viga.

En el cálculo, y salvo estudio particular al efecto, pueden considerarse como solicitaciones actuantes sobre la viga las siguientes:

momento flector. $M^* = \frac{q^* \cdot l^2}{8}$

esfuerzo cortante: $T^* = \frac{q^* \cdot l}{2}$

a) Las armaduras principales inferiores, A , y superiores, A' , se calcularán por las fórmulas:

$$A = 0,7 \frac{M^*}{h_t \cdot \sigma_a^*} \left(1 + \frac{h_t}{l}\right) \quad \text{con } h_t \geq l, \text{ en todos los casos}$$

$$A = 0,5 \frac{M^*}{h_t \cdot \sigma_a^*} \quad \text{si } h_t \leq l$$

$$A' = 2 \frac{M^*}{(1 + 3 h_t) \cdot \sigma_a^*} \quad \text{si } h_t > l$$

en donde σ_a^* es la resistencia de cálculo en tracción del acero.

En los casos de un solo vano con apoyos real o virtualmente libres se podrá prescindir de la armadura A' .

Se admite una reducción del 20 por 100 en la armadura A cuando se trata de los vanos interiores de una viga continua. En todos los casos, cada una de las dos armaduras principales A y A' se distribuirán en una altura igual al décimo del canto total de la viga.

El 80 por 100 de las barras que constituyen la armadura A se irá levantando gradualmente, de tal manera que los diferentes puntos de doblado disten del centro de la luz de la viga una magnitud variable entre 0,10 l y 0,40 l . En cualquier caso, esta armadura A estará constituida, como mínimo, por cinco barras.

b) Las armaduras repartidas horizontales A_b se calcularán por la fórmula:

$$A_b = 0,15 \frac{T^* \cdot l}{h_t \cdot \sigma_a^*} \quad \text{con } h_t \geq l$$

La sección total A_b así calculada se repartirá en ambas caras de la viga, debiendo disponerse las barras, cuando sea $h_t \leq l$, en la altura comprendida entre las armaduras principales A y A' . Si es $h_t > l$, la armadura A_b , que resulta entonces igual a $0,15 T^* / \sigma_a^*$, se colocará en una altura igual a l , y se dispondrá una armadura adicional igual a:

$$\frac{A_b}{2} \left(\frac{h_t}{l} - 1 \right)$$

sobre la altura restante, $h_t - l$.

c) Las armaduras verticales A_t se calcularán de acuerdo con el artículo 37 de esta Instrucción, es decir, que se dimensionará la viga frente al esfuerzo cortante T^* como si se tratase de una viga ordinaria. Pero se tendrá en cuenta que cuando es $h_t > l$ debe suponerse en el cálculo que la viga posee un canto ficticio igual a l .

(Continuará.)

MINISTERIO DE TRABAJO

ORDEN de 21 de noviembre de 1968 por la que se determinan las normas aplicables, transitoriamente, en el sistema especial del Régimen general de la Seguridad Social relativo al manipulado y envasado de frutos cítricos y se fija el canon que ha de regir para el mismo durante la campaña 1968-69.

Ilustrisimos señores:

La Ley de la Seguridad Social de 21 de abril de 1966 («Boletín Oficial del Estado» del 22 y 23) prevé la posibilidad de que se establezcan sistemas especiales dentro del Régimen general, exclusivamente en materia de encuadramiento, afiliación, forma de cotización y recaudación. La Orden de 28 de diciembre de 1966 («Boletín Oficial del Estado» del 30) señala en su capítulo V, en aplicación y desarrollo del aludido precepto legal, las normas generales de carácter reglamentario relativas a dichos sistemas, y en su disposición transitoria sexta prevé que en tanto se establezcan los mismos, con sujeción a la nueva regulación fijada en las normas citadas, seguirán en vigor los sistemas especiales actualmente existentes, que continuarán rigiéndose por sus disposiciones específicas, que se entenderán modificadas en cuanto sea necesario para acomodarse a la regulación del nuevo Régimen general de la Seguridad Social.

Entre tales sistemas especiales se encuentra el relativo al personal eventual empleado en el manipulado y envasado de frutos cítricos, que se ha venido rigiendo fundamentalmente por la Orden de 18 de noviembre de 1959 («Boletín Oficial del Estado» del 26), con las sustanciales modificaciones introducidas por la de 14 de octubre de 1963 («Boletín Oficial del Estado» de 2 de noviembre), para la campaña de 1963-1964 y cuya aplicación a las campañas siguientes ha venido siendo declarada por disposiciones posteriores. De conformidad con lo preceptuado en ambas Ordenes procede fijar el canon aplicable

Artículo 6

Las ratificaciones formales del presente Convenio serán comunicadas para su registro al Director general de la Oficina Internacional del Trabajo.

Artículo 7

1. Este Convenio obligará únicamente a aquellos Miembros de la Organización Internacional del Trabajo cuyas ratificaciones haya registrado el Director general.

2. Entrará en vigor doce meses después de la fecha en que las ratificaciones de dos Miembros hayan sido registradas por el Director general.

3. Desde dicho momento, este Convenio entrará en vigor para cada Miembro doce meses después de la fecha en que haya sido registrada su ratificación.

Artículo 8

1. Todo Miembro que haya ratificado este Convenio podrá denunciarlo a la expiración de un período de diez años, a partir de la fecha en que se haya puesto inicialmente en vigor, mediante un acta comunicada, para su registro, al Director general de la Oficina Internacional del Trabajo. La denuncia no surtirá efecto hasta un año después de la fecha en que se haya registrado.

2. Todo Miembro que haya ratificado este Convenio y que, en el plazo de un año después de la expiración del período de diez años mencionado en el párrafo precedente, no haga uso del derecho de denuncia previsto en este artículo quedará obligado durante un nuevo período de diez años, y en lo sucesivo podrá denunciar este Convenio a la expiración de cada período de diez años en las condiciones previstas en este artículo.

Artículo 9

1. El Director general de la Oficina Internacional del Trabajo notificará a todos los Miembros de la Organización Internacional del Trabajo el registro de cuantas ratificaciones, declaraciones y denuncias le comuniquen los Miembros de la Organización.

2. Al notificar a los Miembros de la Organización el registro de la segunda ratificación que le haya sido comunicada, el Director general llamará la atención de los Miembros de la Organización sobre la fecha en que entrará en vigor el presente Convenio.

Artículo 10

El Director general de la Oficina Internacional del Trabajo comunicará al Secretario general de las Naciones Unidas, a los efectos del registro y de conformidad con el artículo 102 de la Carta de las Naciones Unidas, una información completa sobre todas las ratificaciones, declaraciones y actas de denuncia que haya registrado de acuerdo con los artículos precedentes.

Artículo 11

Cada vez que lo estime necesario, el Consejo de Administración de la Oficina Internacional del Trabajo presentará a la Conferencia una memoria sobre la aplicación del Convenio, y considerará la conveniencia de incluir en el orden del día de la Conferencia la cuestión de su revisión total o parcial.

Artículo 12

1. En caso de que la Conferencia adopte un nuevo convenio que implique una revisión total o parcial del presente, y a menos que el nuevo convenio contenga disposiciones en contrario:

a) La ratificación por un Miembro del nuevo convenio revisor implicará, *ipso jure*, la denuncia inmediata de este Convenio, no obstante, las disposiciones contenidas en el artículo 8, siempre que el nuevo convenio revisor haya entrado en vigor;

b) A partir de la fecha en que entre en vigor el nuevo convenio revisor, el presente Convenio cesará de estar abierto a la ratificación por los Miembros.

2. Este Convenio continuará en vigor en todo caso, en su forma y contenido actuales, para los Miembros que lo hayan ratificado y no ratifiquen el convenio revisor.

Artículo 13

Las versiones inglesa y francesa del texto de este Convenio son igualmente auténticas.

Por tanto, habiendo visto y examinado los trece artículos que integran dicho Convenio, oída la Comisión de Tratados de las Cortes Españolas, en cumplimiento de lo prevenido en el artículo 14 de su Ley Orgánica, vengo en aprobar y ratificar cuanto en ello se dispone, como en virtud del presente lo apruebo y ratifico, prometiendo cumplirlo, observarlo y hacer que se cumpla y observe puntualmente en todas sus partes, a cuyo fin, para su mayor validación y firmeza, mando expedir este Instrumento de Ratificación firmado por Mí, debidamente sellado y refrendado por el infrascrito Ministro de Asuntos Exteriores.

Dado en Madrid a veintiséis de octubre de mil novecientos sesenta y siete.

FRANCISCO FRANCO

El Ministro de Asuntos Exteriores,
FERNANDO MARIA CASTIELLA Y MAIZ

El depósito del Instrumento de Ratificación por España se verificó en Ginebra el 6 de noviembre de 1967, entrando en vigor para España el día 6 de noviembre de 1968.

Países que han ratificado el presente Convenio hasta 1 de enero de 1967:

Checoslovaquia, China, Chipre, Hungría, Méjico, Suiza, Tailandia, Tunicia, Uganda, Zambia y República Malgache.

Lo que se hace público para conocimiento general.

Madrid, 18 de noviembre de 1968.—El Embajador Secretario general permanente, Germán Burriel.

PRESIDENCIA DEL GOBIERNO

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

Art. 57. SOPORTES COMPUESTOS.

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

a) El hormigón empleado poseerá una resistencia característica no inferior a 180 kg/cm²

b) La sección de acero en perfiles no superará al 20 por 100 de la sección total del soporte.

c) Se dispondrá un mínimo de cuatro redondos longitudinales, uno en cada esquina del soporte, y un conjunto de cercos o estribos sujetos a ellos, cuyos diámetros, separaciones y recubrimientos deberán cumplir las mismas condiciones exigidas en el caso de soportes ordinarios.

d) Los perfiles se dispondrán de modo que entre ellos y los cercos o estribos resulte una distancia libre no inferior a 5 cm.

e) Si en un mismo soporte se disponen dos o más perfiles, se colocarán de forma que queden separados entre sí 5 cm. por lo menos, y se arriostarán unos con otros mediante presillas u otros elementos de conexión colocados en las secciones extremas y en cuantas secciones intermedias resulte necesario.

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

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

$$N^* \leq N_n = 0,7 B_t \cdot \sigma_b^* + A' \cdot \sigma_a^* + A'_p \cdot \sigma_{a'p}^* \quad [1]$$

que es la misma utilizada en el caso de soportes ordinarios (véase apartado 34.2 de esta Instrucción), a la que se añade un tercer sumando igual al producto de la sección total de los perfiles, A'_p , por la resistencia de cálculo en compresión $\sigma_{a'p}^*$ del acero de dichos perfiles. Por otra parte, al calcular el área B_t de la sección total de hormigón deberá descontarse el área correspondiente a la sección transversal de los perfiles.

La comprobación de pandeo se realizará de acuerdo con el artículo 42 de esta Instrucción.

PARTE II
COMENTARIOS
CAPITULO PRIMERO

Introducción

Artículo 1.º CAMPO DE APLICACIÓN DE LA INSTRUCCIÓN.

El efecto perjudicial de las altas temperaturas es, en general, más acusado en ambientes secos que en ambientes húmedos. El valor límite de setenta grados centígrados establecido por la Instrucción resulta en todos los casos suficientemente seguro.

Si la temperatura excede de dicho límite, se deberá recurrir a textos especializados y adoptar las medidas oportunas.

Art. 2.º NOTACIÓN Y UNIDADES.

En el anejo 1 se incluye la notación adoptada y las normas generales que deben observarse cuando resulte preciso utilizar algún símbolo adicional.

Art. 3.º DEFINICIONES.

Art. 4.º DOCUMENTOS DEL PROYECTO.

4.1. Generalidades.

4.2. Memoria.—Si lo considera oportuno, el proyectista indicará en la Memoria el criterio técnico con arreglo al cual podrán redactarse las cláusulas de la licitación o del contrato relativas al establecimiento de premios y sanciones durante la ejecución de la obra. Dicho criterio, en general, se apoyará en los resultados de los ensayos de control (véase apartado 23.4 de esta Instrucción).

Es absolutamente preciso que los cálculos estén claramente expuestos y ordenados para hacer posible su confrontación y revisión. Si no se dispone de una máquina de escribir que contenga los signos necesarios, es preferible, para evitar confusiones, presentar el anejo de cálculo escrito a mano, con letra clara.

4.3. Planos.—Las prescripciones incluidas acerca de la unidad en que deben expresarse las cotas tienden a facilitar la rápida comprensión de los planos, así como a simplificar el trabajo de delineación, ya que permiten prescindir de las indicaciones m., cm., etc. De una vez para todas se sabe, sin necesidad de especificarlo en cada plano, que todos los números que en él aparecen expresan metros, a excepción de los escritos inmediatamente detrás del signo Ø, que expresan milímetros.

De acuerdo con lo anterior, cuando se trata de acotar el diámetro de un elemento circular de gran tamaño (un pozo, por ejemplo) no conviene utilizar el signo Ø, porque ello obligaría a dar la magnitud correspondiente en milímetros, resultando un número demasiado grande. Es preferible en ese caso sustituirlo por la letra d, que también significa diámetro, con objeto de poder dar la magnitud en metros.

Por otra parte, es claro que cuando se deba acotar un número exacto de metros deberá escribirse, de acuerdo con lo prescrito en el apartado que se comenta, la cifra correspondiente seguida de coma y dos ceros.

A continuación se incluye un ejemplo indicativo de cómo debe disponerse el cuadro de características resistentes de los materiales. Para designar los redondos de acero de alta adherencia se utiliza con dicho cuadro el símbolo Ø, considerado como el más adecuado.

Características de los materiales			
Hormigón	en cimientos		$\sigma'_{bk} = 150 \text{ kg/cm}^2$
	en vigas y soportes		$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$
Acero	ordinario	Ø	$\sigma_s = 2.400 \text{ kg/cm}^2$
	alta adherencia	Ø	$\sigma_s = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
	malla electrosoldada	ME	$\sigma_s = 5.000 \text{ kg/cm}^2$

4.4. Pliego de prescripciones técnicas particulares.—Cuando el proceso de ejecución de la obra requiera condiciones especiales, éstas deberán detallarse al máximo, indicándose entre ellas:

- disposición y proyecto de cimbras y encofrados, cuando no sean los usuales;
- proceso de desencofrado y descimbramiento;
- dispositivos de sujeción de las armaduras a los encofrados;
- proceso de hormigonado, con especial referencia a las juntas (de retracción, de hormigonado, etc.).

El pliego de prescripciones técnicas particulares podrá recomendar, cuando lo estime oportuno, que en lugar adecuado de la obra se coloque una placa que indique el valor máximo de la sobrecarga para la cual se propone la utilización de la estructura. Dicho valor será el de la sobrecarga característica adoptada en los cálculos (véase apartado 28.1 de esta Instrucción) para disponer de un margen que cubra la dispersión que necesariamente habrá de presentarse en la realidad. La colocación de la citada placa puede resultar oportuna en obras de utilización pública (puentes, ciertas oficinas, etc.) en las que convenga llamar la atención de los usuarios sobre la magnitud de las sobrecargas, de forma análoga a como se hace en ascensores, por ejemplo.

4.5. Presupuesto.—El incluir por separado y con sus precios independientes el hormigón, el acero, el encofrado, las excavaciones y las cimbras permite darse cuenta de la importancia relativa del costo de cada uno de estos elementos, y sobre todo permite valorar justamente cualquier modificación que pueda introducirse después en los volúmenes de las distintas unidades de obra.

4.6. Modificaciones.—Siempre que se haga una modificación sobre un plano deberá estamparse la mención ANULADO en las copias anteriores, anotando en el plano rectificado la fecha de su expedición y la referencia al plano.

Se conservará una copia, al menos, de cada uno de los sucesivos planos, pero en obra; para evitar confusiones se retirarán o, mejor aún, se destruirán las copias afectadas por la modificación, y que quedan sustituidas por los planos rectificados.

4.7. Anteproyectos.

CAPITULO II

Materiales

Art. 5.º CEMENTO.

5.1. Cementos utilizables.—De acuerdo con lo establecido en el articulado, los tipos, clases y categorías de los cementos utilizables sin necesidad de justificación especial son los que se indican en el siguiente cuadro:

Tipo	Clase	Categoría	Designación
portland	portland normal	250	P = 250
		350	P = 350
	portland resistente a las aguas selenitosas	250	PAS = 250
		350	PAS = 350
	portland siderúrgico	250	PS = 250
		350	PS = 350
siderúrgico	portland horno alto	250	PHA = 250
		350	PHA = 350
	siderúrgico sobresulfatado	250	SF = 250
puzolánico	puzolánico	250	PUZ = 250
		350	PUZ = 350

Dentro de los indicados, el pliego vigente (1) también recoge conglomerantes con características especiales. Estas son:

- a) en los cementos tipo portland, el color: los cementos blancos (designación PB seguida del número correspondiente a la categoría) y los coloreados;
- b) en todos los tipos de cemento, al bajo contenido en álcalis (designación adicional BA);
- c) en todos los tipos de cemento, el bajo calor de hidratación (designación adicional OC).

Los cementos de categoría inferior a la 250, especialmente idóneos para ciertas finalidades ajenas al campo de esta Instrucción, poseen unas características físico-mecánicas que, unidas a que su estabilidad de volumen no está garantizada por el pliego, no llegan a ofrecer las garantías mínimas necesarias para que sea confiable su empleo en obras de hormigón, especialmente por lo que respecta a sus condiciones de resistencia y durabilidad.

En el anejo 3 de esta Instrucción se incluyen algunas recomendaciones relativas al empleo de los distintos tipos de conglomerantes.

5.2. *Suministro y almacenamiento.*—Aun en los casos en que las condiciones de conservación sean excelentes, un período de almacenamiento prolongado suele originar caídas de resistencia en el cemento, así como un aumento del tiempo de fraguado; de ahí los ensayos que se prescriben.

Si los resultados del ensayo de fraguado son compatibles con las condiciones particulares de la obra (lo que puede no ocurrir si son de tener heladas, por ejemplo), podrá seguir utilizándose el cemento con tal de que sea posible compensar su caída de resistencia con una dosificación más rica de conglomerante en el hormigón. Este aumento de dosificación, no obstante, vendrá limitado por la cifra máxima de 400 kg/m³ prescrita con carácter general en el artículo 14 de esta Instrucción, o eventualmente por otra más estricta que pueda figurar en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

Para establecer la nueva dosificación, resultan muy útiles los resultados de los ensayos de resistencia prescritos, ya que, en general, el porcentaje de caída de resistencia del cemento a veintiocho días es, aproximadamente, el mismo que a siete días.

De esta manera podrá conseguirse, en muchos casos, que la resistencia del hormigón continúe siendo adecuada; lo cual constituye, en definitiva, el elemento de juicio determinante para dar o no validez al empleo del cemento en cuestión.

Art. 6.º AGUA.

Resulta más perjudicial para el hormigón utilizar aguas no adecuadas en su curado que en su amasado. Por ello puede usarse el agua de mar para amasar hormigones no armados —a costa de una disminución de la resistencia—, pero no es aconsejable emplearla como agua de curado.

Efectivamente, parece comprobado que la utilización del agua de mar reduce la resistencia del hormigón (en un 15 por 100, aproximadamente). Por ello su empleo debe condicionarse no sólo a que sean o no admisibles las manchas y eflorescencias que habitualmente origina su uso, sino también a que el hormigón con ella fabricado cumpla las características resistentes exigidas.

Por otro lado, conviene analizar sistemáticamente estas aguas para comprobar que no aumenta su salinidad o demás impurezas a lo largo del tiempo (como suele suceder, por ejemplo, cuando el abastecimiento proviene de pozos).

La limitación del contenido máximo de cloruros expresados en ión cloro es una medida preventiva contra posibles acciones corrosivas sobre las armaduras, que pueden producir mermas en la sección de éstas, fisuraciones y disminución de adherencia. Cuando se trate de hormigón en masa, por tanto, el límite establecido puede ampliarse, elevándolo del orden de tres o cuatro veces.

Con cementos portland de la clase PAS resistentes a los agresivos selenitosos, el límite máximo para el contenido del ion sulfato puede elevarse a cinco gramos por litro (5.000 p. p. m.).

En las sustancias orgánicas solubles en éter quedan incluidos no sólo los aceites y las grasas de cualquier origen, sino también otras sustancias que puedan afectar desfavorablemente al fraguado y/o endurecimiento hidráulicos.

En obras ubicadas en ambientes muy secos, que favorecen la posible presencia de fenómenos expansivos de cristalización, resulta recomendable restringir aún más la limitación relativa a sustancias solubles.

(1) Aprobado por Orden de la Presidencia del Gobierno de 9 de abril de 1964, publicada en el «Boletín Oficial del Estado» número 109, de 6 de mayo de 1964.

Art. 7.º ARIDOS.

7.1. *Generalidades.*—Entre los ensayos que se pueden realizar con los áridos, hay algunos de interés general; por ejemplo, el utilizado para determinar el contenido en materia orgánica, ya que ésta es siempre perjudicial para el fraguado y endurecimiento del hormigón.

En otros ensayos, el resultado es verdaderamente interesante sólo en un cierto número de casos, ya que su finalidad consiste en dar un índice del comportamiento del material en circunstancias que, a pesar de ser relativamente frecuentes, no son comunes a todas las obras. Esto ocurre con la determinación de la pérdida de peso en solución de sulfato sódico o magnésico, cuyo principal objeto es conocer la resistencia, frente a la helada, del árido empleado en el hormigón.

Por último, hay pruebas de áridos que son específicas de un reducido número de obras; como el ensayo de desgaste en la máquina de «Los Angeles», que sólo se realiza prácticamente en construcciones sometidas a efectos de abrasión, como los pavimentos de carretera.

De los tres grupos de ensayos citados, los apartados 7.3 y 7.4 de esta Instrucción recogen solamente los del primero más el de heladicidad, correspondiente al segundo. No siendo este último ensayo de interés general, su obligatoriedad se deja, como es lógico, a criterio del pliego de prescripciones técnicas particulares, el cual podrá exigir además, a la vista de las circunstancias que concurren en la obra de que se trate, la realización de los ensayos adicionales que considere oportunos.

7.2. *Limitación de tamaño.*—Las piezas de ejecución muy cuidada (caso de prefabricación en taller) y aquellos elementos en los que el efecto pared del encofrado sea reducido (forjados que se encofran por una sola cara), constituyen dos ejemplos de casos en los que el límite b) puede elevarse al tercio del espesor de la pieza.

7.3. *Arena.*—Respecto a los ensayos prescritos para la arena véanse las ideas generales expuestas anteriormente en el comentario al apartado 7.1.

7.4. *Grava.*—El empleo de áridos gruesos con formas inadecuadas dificulta extraordinariamente la obtención de buenas resistencias y, en todo caso, exige una dosis excesiva de cemento. Por esta razón, es decir, para evitar la presencia de áridos laminares y aciculares en una proporción excesiva, se limita inferiormente el coeficiente de forma de la grava. El valor límite establecido no es muy exigente, por lo que sólo aquellos áridos que tienen gran cantidad de granos de forma inadecuada tendrán un coeficiente inferior a 0,15 y obligarán, por tanto, a recurrir a los ensayos previos que para este caso se prescriben. Tales ensayos consisten en la fabricación de probetas de hormigón con objeto de comprobar si es o no admisible la dosis de cemento que esos áridos necesitan para que el hormigón correspondiente alcance las cualidades exigidas.

Respecto a los demás ensayos prescritos para la grava, véanse las ideas generales expuestas anteriormente en el comentario al apartado 7.1.

Art. 8.º PRODUCTOS DE ADICIÓN.

Como norma general, se recomienda utilizar tan sólo aquellas adiciones cuyas características (y especialmente su comportamiento al emplearlas en las proporciones previstas) vengan garantizadas por el fabricante. No obstante, debe tenerse en cuenta que el comportamiento de los productos de adición varía con las condiciones particulares de cada obra: tipo y dosificación de cemento, naturaleza de los áridos, etc. Por ello es imprescindible la realización de ensayos previos en todos y cada uno de los casos.

El empleo de cloruro cálcico como acelerante suele ser beneficioso cuando se trata de hormigón en masa y se utiliza el producto en las debidas proporciones (del orden del 1,5 al 2 por 100 del peso del conglomerante), pero no puede decirse lo mismo en el caso de hormigones armados, en los que su presencia provoca a veces y favorece siempre fenómenos más o menos retardados de corrosión de armaduras (véase el apartado 22.3 de esta Instrucción y su comentario correspondiente). Por esta razón, si su empleo resulta necesario, es fundamental la consulta de textos especializados en el tema.

Art. 9.º ARMADURAS.

9.1. *Generalidades.*—El límite elástico aparente corresponde, en general, al caso de aceros de dureza natural y coincide con la tensión que produce el escalón de relajamiento. El límite elástico convencional se utiliza cuando el anterior no está bien

definido, como ocurre con los aceros endurecidos por deformación en frío, y coincide con la tensión que produce una deformación remanente del 0,2 por 100. En general, se designa por $\sigma_{0,2}$ a cualquiera de ambos límites elásticos, y sólo cuando interesa distinguir el tipo de acero se designa por σ_0 al primero y por $\sigma_{0,2}$ al segundo.

En general, las barras lisas de acero ordinario son recomendables para aquellos casos en los que se necesita poder realizar fácilmente las operaciones de doblado (estribos, armaduras en espera, etc.) o en los que se precisan redondos de superficie lisa (pasadores en juntas de pavimentos de hormigón, por ejemplo). Por el contrario, cuando se desea una resistencia elevada y/o una buena adherencia con el hormigón, es siempre aconsejable el empleo de barras de acero especial.

En cuanto a las mallas electrosoldadas, su empleo suele ser apropiado en elementos superficiales (losas, láminas, etc.).

La determinación de las eventuales mermas de secciones de una barra debe realizarse después de limpiarla cuidadosamente para eliminar las posibles escamas de laminación y el óxido no adherido firmemente.

De un modo general se recomienda utilizar en obra el menor número posible de diámetros distintos y que estos diámetros se diferencien al máximo entre sí.

9.2. *Acero ordinario.*—El acero tipo A 37 en cualquiera de sus calidades (a, b, c, d), tal y como se define en la norma UNE 36080, posee las características cuya garantía se exige al fabricante en el apartado 9.2.

Los diámetros que componen la serie recomendada en el apartado 9.2 tienen la ventaja de que pueden diferenciarse unos de otros a simple vista. Además, la sección de cada uno de esos redondos equivale aproximadamente a la suma de las secciones de los dos redondos inmediatamente precedentes, lo que facilita las distintas combinaciones de empleo. Por otra parte, la utilización de esta misma serie está recomendada actualmente en toda Europa.

9.3. *Barras de alta adherencia.*—En el ensayo de tracción de barras pertenecientes a mallas electrosoldadas, la probeta debe incluir, al menos, un cruce de barra transversal, con objeto de comprobar que el proceso de soldadura no ha perturbado la resistencia de la barra.

Sería conveniente que los fabricantes de aceros especiales garantizaran no sólo un valor mínimo, sino también un valor máximo de la carga de rotura, como índice de regularidad de fabricación. Así ocurre con el acero ordinario.

Por otra parte, sería de gran interés que dichos fabricantes facilitasen unas fichas de datos, lo más ajustadas posible a las indicaciones que a continuación se incluyen, con las características correspondientes a los aceros de su fabricación.

El ensayo prescrito de adherencia podrá sustituirse por otro que proporcione valores comparativos y que esté convenientemente justificado.

Características	Observaciones
— Características mecánicas	Tabla en la que se indiquen los valores mínimos de la carga de rotura, el límite elástico, el alargamiento de rotura y el diámetro del mandril para el ensayo de plegado
Características de adherencia	Establecidas mediante ensayos convenientes.
Otros datos	Los que se deseen, dados a título indicativo.
Recomendaciones de empleo	Las oportunas a juicio del fabricante, con especial referencia a las de doblado, anclaje y empalmes por solapo o soldadura.

Art. 10. HORMIGONES.

10.1. *Resistencia del hormigón a compresión.*—Para definir un hormigón no basta con fijar sus componentes y la dosificación de los mismos. También influye notablemente en las cualidades de ese hormigón un factor que es variable con cada obra: la calidad de ejecución.

Dicho factor se refleja en la mayor o menor uniformidad del material hormigón que se va obteniendo en la obra. Para tenerlo en cuenta se ha establecido el concepto de resistencia característica que mide a la vez la resistencia del hormigón y el grado de confianza de la misma.

La definición adoptada corresponde aproximadamente a un grado de confianza del 95 por 100; es decir, que existe una probabilidad del 5 por 100 de que el hormigón (supuesto representado por una serie de probetas cuyas cargas de rotura se distribuyen según una ley estadística normal) rompa con una tensión inferior a su resistencia característica. Dicha definición no es más que una simplificación práctica de la expresión matemática siguiente de cálculo más complicado:

$$\sigma'_{bk} = \sigma_{bm} (1 - 1,64 \delta)$$

donde σ_{bm} es la resistencia media y δ es el coeficiente de dispersión (desviación cuadrática media relativa) arrojada por los ensayos.

En el último párrafo del apartado que se comenta se prescribe la fabricación y conservación de probetas precisamente en obra y no en laboratorio. La resistencia característica, pues, mide la resistencia en compresión de un hormigón en obra (véase apartado 23.3 de esta Instrucción), y basta dar su valor para que dicho hormigón quede definido. La resistencia característica σ'_{bk} es la que sirve de base para los cálculos (véase artículo 26 de esta Instrucción), en sustitución de la resistencia media σ'_{bm} , que es menos expresiva y confiable que aquella.

En la definición de resistencia característica queda penada la dispersión de resultados, tanto más cuanto más próximas al límite mínimo establecido sean las tensiones de rotura de las probetas.

Así, por ejemplo, con márgenes de muy pocos kg/cm² la desviación exigida es prácticamente nula. En otro caso, aun rompiendo todas las probetas con tensiones iguales o superiores al límite establecido, la resistencia característica puede quedar por debajo de dicho límite, definiendo, por lo tanto, un hormigón rechazable.

10.2. *Resistencia del hormigón a tracción.*—La determinación de la resistencia a tracción puede hacerse mediante uno de los dos ensayos que, en líneas generales, se describen a continuación:

A) Ensayo brasileño sobre probetas de 15 x 30 cm. y veintiocho días de edad.—El ensayo se realiza según la disposición de la figura con lo que se produce la rotura por hendimiento. La resistencia a tracción viene dada por:

$$\sigma_{bt} \text{ ensayo brasileño} = 2 \frac{P}{\pi \cdot d \cdot l}$$

siendo P la carga de rotura, d el diámetro de la probeta y l su longitud

Características	Observaciones
Designación comercial y marca de fábrica:	
Símbolo para su designación	En el comentario al apartado 4.3 esta Instrucción recomienda reservar el símbolo Ø para el acero especial en general, cualquiera que sea el tipo comercial a que corresponda. Por tanto, deberá elegirse un símbolo distinto del Ø.
Fabricante:	
Condiciones técnicas de suministro	Longitudes de las barras, diámetro de los rollos, etc.
Naturaleza	De dureza natural, endurecido por deformación en frío, etc.
Características garantizadas:	
— Aspecto exterior	Breve descripción, con dibujo.
— Características geométricas	Tabla de diámetros nominales y secciones nominales, incluyendo el peso por metro.

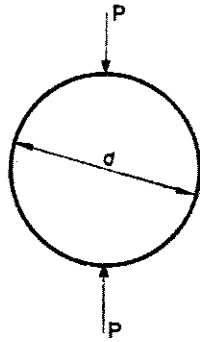


FIGURA 10.2

B) Ensayo de flexotracción, sobre probetas prismáticas de sección cuadrada y veintiocho días de edad.—Las probetas de lado *a* y longitud total *5a* se ensayan a flexión con una distancia entre apoyos de *4a* y descansando sobre una de las dos caras que, durante el hormigonado, estaban situadas lateralmente. La resistencia a flexotracción viene dada por:

$$\sigma_{br} \text{ (flexotracción)} = 6 \frac{M_u}{a^2}$$

siendo *M_u* el momento de rotura.

A falta de datos experimentales, puede admitirse que la relación entre la resistencia a tracción (ensayo A) y la resistencia a flexotracción (ensayo B) varía entre 0,45 y 0,60. Para probetas prismáticas de lado inferior a doce centímetros es aconsejable adoptar el valor 0,60.

La influencia de las distintas variables que habitualmente intervienen en los ensayos es particularmente importante en el caso de los dos mencionados. Por ello si se desea que los resultados sean realmente representativos, los ensayos habrán de realizarse en laboratorio y de acuerdo con métodos que se hayan definido previamente con todo detalle. Tales métodos deberán ajustarse, por supuesto, a las líneas generales anteriormente citadas.

Por el contrario, si lo único que se desea, como orientación, son valores aproximados, es cómodo recurrir al ensayo de flexotracción realizado en obra, cuidando de manera especial que las condiciones de curado sean las mismas para todas las probetas.

Si no se dispone de resultados de ensayos en tracción, podrá deducirse la resistencia a tracción en función de la de compresión, mediante la fórmula dada en el apartado 26.1 de esta Instrucción:

$$\sigma_{br} = 0,57 \sqrt{(\sigma'_{br})^2}$$

donde σ_{br} es la resistencia a tracción, expresada en kg/cm², y σ'_{br} es la resistencia a compresión en probeta cilíndrica de 15 x 30, a veintiocho días, expresada en kg/cm².

En el caso de que sea $200 \leq \sigma_{br} \leq 500$ kg/cm², puede utilizarse la fórmula aproximada del comentario al apartado 26.1:

$$\sigma_{br} = 7 + 6 \frac{\sigma'_{br}}{100}$$

en la que σ_{br} y σ'_{br} deben expresarse en kg/cm².

10.3. *Coefficientes de conversión.*—Para un hormigón dado, únicamente la realización de ensayos comparativos, periódicamente repetidos a lo largo de la construcción, permitiría determinar los coeficientes de conversión aplicables a los resultados de los ensayos efectuados sobre probetas diferentes de las cilíndricas de 15 x 30 para obtener valores comparables a los obtenidos con estas últimas.

A falta de tales ensayos y a título indicativo, el cuadro siguiente proporciona una idea aproximada de los coeficientes de paso aplicables en cada caso:

CUADRO I

Ensayos de compresión sobre probetas de distinto tipo y la misma edad

Tipo de probeta (supuesta con caras refrentadas)	Dimensiones (cm.)	Coeficiente de conversión a la probeta cilíndrica de 15 x 30	
		Límites de variación	Valores medios
Cilindro	15 x 30	—	1,00
Cilindro	10 x 20	0,94 a 1,00	0,97
Cilindro	25 x 50	1,00 a 1,10	1,05
Cubo	10	0,70 a 0,90	0,80
Cubo	15	0,70 a 0,90	0,80
Cubo	20	0,75 a 0,90	0,83
Cubo	30	0,80 a 1,00	0,90
Prisma	15 x 15 x 45	0,90 a 1,20	1,05
Prisma	20 x 20 x 60	0,90 a 1,20	1,05

Si no se dispone más que de resultados de ensayos a veintiocho días de edad se podrá, a falta de datos experimentales reales correspondientes al hormigón de que se trate, admitir como valores de la relación entre la resistencia a *j* días de edad y la resistencia a veintiocho días de edad, los dados a título indicativo en los cuadros siguientes:

CUADRO II

Resistencias a compresión sobre probetas del mismo tipo

Edad del hormigón en días	3	7	28	90	360
Hormigones de endurecimiento normal...	0,40	0,65	1,00	1,20	1,35
Hormigones de endurecimiento rápido.	0,55	0,75	1,00	1,15	1,20

CUADRO III

Resistencias a tracción sobre probetas del mismo tipo

Edad del hormigón en días	3	7	28	90	360
Hormigones de endurecimiento normal.	0,40	0,70	1,00	1,05	1,10

10.4. *Valor mínimo de la resistencia.*—Todo hormigón en masa es una mezcla de agua, áridos y un conglomerante, pero no toda mezcla de esos componentes puede considerarse, a los efectos de esta Instrucción, como un hormigón en masa. Para ello ha de poseer una cierta resistencia mínima, por debajo de la cual no cabe hablar de material hormigón, sino de un conglomerado artificial sin denominación específica. La cifra límite de 60 kg/cm² es lo suficientemente baja para que pueda ser obtenida en todos los casos, siempre que se utilice un mínimo de 150 kg. de cemento por metro cúbico de hormigón, tal como se prescribe en el artículo 14 de esta Instrucción.

Respecto al hormigón armado, la cifra límite es lógicamente más alta, pues la presencia de armaduras plantea problemas específicos (corrosión, concentración de esfuerzos en codos y anclajes, etc.).

10.5. *Docilidad del hormigón.*—A medida que aumenta la proporción de agua de amasado en un hormigón decrece, como es sabido, su resistencia, en tanto que aumenta el valor de su retracción y, por consiguiente, el peligro de que se fisure por esa causa. Este último fenómeno, que se acentúa con la utilización de cementos de elevada finura de molido, es muy acusado en el caso de hormigones de consistencia fluida, por lo que la Instrucción prohíbe su empleo.

Inversamente, los hormigones cuya consistencia varíe entre la seca y la plástica, compactados por vibrado, son los más

aconsejables, alcanzándose con ellos las mejores condiciones de resistencia y compacidad.

En la puesta en obra de los hormigones fabricados con cemento siderúrgico sobresulfatado deben observarse precauciones especiales. En estos casos no es conveniente emplear mezclas secas para asegurar la hidratación completa del conglomerante. Debe preferirse el uso de mezclas plásticas, que pueden compactarse por vibrado si se desea, sin más precaución que la de reducir el tiempo de vibrado para que no se produzca segregación.

Respecto a la determinación de la consistencia, los procedimientos que se prescriben son simples y de muy fácil realización. Actualmente cuando se trata de ensayar hormigones muy secos se apunta la tendencia a utilizar aparatos en los que el asentamiento de la masa fresca se provoca por vibrado.

10.6. *Cualidades del hormigón en general.*—Conviene tener presente que la resistencia a compresión, por sí sola, es ya un índice de las demás cualidades propias del hormigón. Por ello en muchas ocasiones basta con exigir una cierta resistencia mínima para tener prácticamente garantizada la existencia, en grado suficiente, de otras características que puedan interesar en el caso particular de que se trate.

No obstante, habrá casos en los que convendrá exigir específicamente un mínimo relativo a una determinada cualidad del hormigón: resistencia al desgaste en un pavimento, resistencia al hielo-deshielo en una obra de alta montaña, impermeabilidad en un depósito de agua, etc. No es posible dar en una Instrucción indicaciones generales a este respecto. Por eso en el apartado 10.6 se remite al pliego de prescripciones técnicas particulares de cada obra, el cual deberá precisar en cada caso, de acuerdo con lo prescrito en el apartado 4.4 de esta Instrucción, el método de ensayo normalizado que debe emplearse para la comprobación de la cualidad correspondiente, así como las cifras límites admisibles en los resultados.

CAPITULO III

Ejecución

Art. 11. CIMBRAS Y ENCOFRADOS.

Conviene que el pliego de Prescripciones técnicas particulares establezca los límites máximos que pueden alcanzar los movimientos de los encofrados. A título de orientación, pueden fijarse los de cinco milímetros para los movimientos locales y la milésima de la luz para los de conjunto.

La presión estática ejercida por el hormigón sobre el encofrado aumenta, como es sabido, con la altura de la masa fresca contenida en el mismo. Por otra parte, la aplicación del vibrado para compactar el hormigón, así como el empleo de fluidificantes, origina en los encofrados presiones adicionales. Por todo ello, cuando la velocidad de hormigonado vaya a ser elevada, cuando se compacte por vibrado o cuando se utilicen fluidificantes, será preciso cuidar especialmente la buena terminación de los encofrados, así como adoptar las adecuadas precauciones que garanticen su necesaria rigidez y reducir al mínimo el número de sus juntas, reforzándolas convenientemente.

Cuando la luz de un elemento sobrepase los seis metros, se recomienda disponer el encofrado de manera que una vez desencofrada y cargada la pieza ésta presente una ligera contraflecha (del orden del milésimo de la luz) para conseguir un aspecto agradable.

Art. 12. DOBLADO DE LAS ARMADURAS.

La velocidad con que se realice la operación de doblado debe tener en cuenta el tipo de acero y la temperatura ambiente. A este efecto se recuerda que con bajas temperaturas pueden producirse roturas frágiles por choque o doblado brusco.

La limitación impuesta en el artículo 12 que se comenta, para el radio interior de doblado de las barras, proporciona valores comparables a los indicados en otras instrucciones extranjeras y, según se ha podido comprobar experimentalmente, resulta suficientemente segura, en especial si se respetan las prescripciones relativas a distancias al paramento y a colocación de cercos en los codos. Aunque sea elemental, debe recordarse también a este respecto la conveniencia de no doblar en una misma sección de la pieza un número elevado de barras, con objeto de no crear una concentración de tensiones en el hormigón que pudiera llegar a ser peligrosa.

Cuando los dobleces se efectúen en zonas fuertemente solicitadas, o si el proyectista desea hacerlos con radios menores que los prescritos en el articulado, deberá estudiarse el valor mí-

nimo que se puede asignar a dichos radios sin que perezca la zona de hormigón correspondiente al cambio de dirección de la armadura, teniendo en cuenta que el efecto de las tracciones que tienden a desgarrar el hormigón suele ser más perjudicial que el de las compresiones directamente originadas por el codo. En estos casos es siempre necesario rodear con cercos o estribos en las zonas correspondientes a los codos las barras dobladas.

Respecto al doblado de cercos o estribos, sobre todo si son de acero especial se llama la atención sobre el riesgo que entraña el realizar esa operación con radios pequeños, por la posibilidad de que se produzca un principio de fisuración, visible o no, con el consiguiente peligro de futura corrosión para la barra. Idéntico riesgo se corre al tratar de enderezar un codo.

Art. 13. COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS.

13.1. *Generalidades.*—Los calzos y apoyos provisionales de las armaduras en los encofrados deben ser de mortero u otro material apropiado, desaconsejándose el empleo de la madera. Tampoco es conveniente utilizar para estos fines elementos metálicos si han de quedar vistos, pues podrían perjudicar la durabilidad de la obra o su buen aspecto.

Aun cuando no exista peligro de confusión de barras, deben evitarse, en la medida de lo posible, el empleo simultáneo, como armaduras longitudinales, de aceros de características diferentes en una misma sección.

13.2. *Distancia entre barras.*—Los cruces de vigas sobre apoyos constituyen un caso especial, en el que pueden disminuirse las distancias mínimas indicadas en el apartado 13.2, siempre que la ejecución sea particularmente cuidada; es decir, siempre que se asegure un correcto hormigonado del nudo, de manera que todas las barras queden perfectamente envueltas por el hormigón.

Para facilitar la puesta en obra del hormigón, resulta ventajoso a veces el adoptar las disposiciones previstas en los puntos C) y D). Tales disposiciones son aconsejables tan sólo con hormigones de buena calidad, debiendo, además, asegurarse el buen recubrimiento de las barras mediante un cuidadoso vibrado de la masa en las zonas de hormigón vecinas.

Es igualmente útil, a menudo, el aparear los estribos cuando su número es muy grande, con objeto de facilitar el paso del hormigón.

13.3. *Distancias a los paramentos.*—Como aclaración a las prescripciones sobre recubrimientos mínimos, a continuación se incluye un croquis acotado, en el que se representa el caso de un cruce de dos barras ortogonales y un estribo, en el supuesto de pieza con paramentos protegidos.

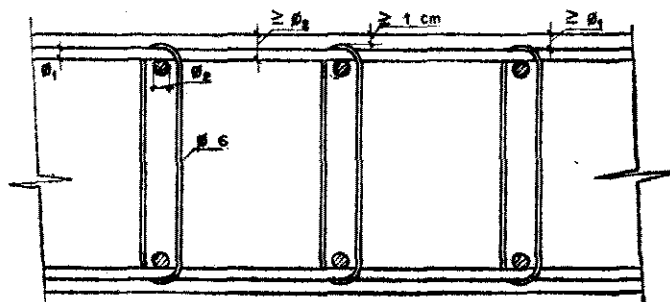


FIGURA 13.3

Por lo que respecta a los ambientes químicamente agresivos, conviene recordar que las aguas muy puras, las sulfatadas y las de mar, entre otras, poseen ese carácter en mayor o menor grado.

Debe tenerse en cuenta que la mejor protección para las armaduras es un hormigón de buena resistencia y compacidad. Estas cualidades juegan un papel mucho más importante que el simple espesor del recubrimiento, por grande que éste sea.

Art. 14. DOSIFICACIÓN DEL HORMIGÓN.

La cantidad mínima necesaria de cemento por metro cúbico de hormigón depende en particular del tamaño de los áridos, debiendo ser más elevada a medida que disminuye dicho tamaño.

El peligro de emplear mezclas muy ricas en cemento reside en los fuertes valores que en tales casos pueden alcanzar la retracción y el calor de fraguado. No obstante, si se atiende cuidadosamente a otros factores que también influyen en estos fenómenos, tales como el tipo y categoría del cemento, la relación agua/cemento, el proceso de curado, etc., es posible emplear proporciones más elevadas de conglomerante. Por ello se admite rebasar la cifra de 400 kg en circunstancias especiales en las que, como ocurre en ciertos casos de prefabricación, se cuidan y controlan al máximo todos los detalles relativos a los materiales, granulometría, dosificación, ejecución y curado final.

A título puramente indicativo, en el anejo 4 se incluyen unos cuadros que dan con una cierta aproximación las proporciones que deben emplearse de los distintos componentes en función del tipo y categoría del cemento, de la clase y tamaño del árido, de la consistencia deseada para la masa y de la resistencia característica que se pretende obtener. Tales cuadros son aplicables en el caso de unas condiciones medias de ejecución (véase comentario al apartado 23.2 de esta Instrucción). Cuando se desee obtener una resistencia superior a la máxima indicada en dichos cuadros, deberán mejorarse las condiciones de ejecución.

Conviene señalar también que si bien en los cuadros sólo se consideran dos tamaños de áridos, grava y arena, es siempre recomendable utilizar un mínimo de tres tamaños, especialmente si la grava disponible es muy gruesa o si se desea obtener un hormigón de elevada resistencia.

Art. 15. FABRICACIÓN DEL HORMIGÓN.

Para medir en volumen los áridos deben utilizarse recipientes de poca sección y mucha altura, con objeto de introducir el mínimo error posible en las medidas.

Cuando la importancia de la obra lo permita se recomienda emplear centrales automáticas dosificadoras por peso de todos los materiales, con técnico especializado a su frente, apoyado en sus decisiones por un laboratorio de obra que compruebe todos los extremos con influencia sobre los resultados y calcule las correcciones necesarias en cada caso, especialmente en lo que se refiere a las variaciones de calidad del cemento empleado y a la cantidad de agua que contengan los áridos en el momento de entrar en la hormigonera.

Por razones de homogeneidad del hormigón resultante es aconsejable verter los materiales dentro de la hormigonera en el siguiente orden:

- 1.º Una parte de la dosis de agua (aproximadamente la mitad).
- 2.º El cemento y la arena simultáneamente. Si no es posible, se verterá una fracción del primero y después la fracción que proporcionalmente corresponda de la segunda, repitiendo la operación hasta completar las cantidades previstas.
- 3.º La grava. Si está dividida en dos o más fracciones deberá seguirse con ellas un procedimiento análogo al descrito para el cemento y la arena.
- 4.º El resto del agua de amasado; a ser posible, no de una vez, sino poco a poco, de la forma que se parezca más a un chorro continuo.

El tiempo que debe durar el amasado depende principalmente de las características y capacidad de las hormigoneras y de la consistencia del hormigón. Dicho tiempo puede reducirse a menos de un minuto si se utilizan hormigoneras especiales en las que esté debidamente comprobado que su eficacia de mezclado permite efectuar tal reducción. Por el contrario, con las hormigoneras que corrientemente se emplean en las obras, el minuto es el tiempo mínimo admisible, recomendándose aumentarlo, por lo que se refiere al tamaño de la hormigonera, en tantas veces quince segundos como fracciones de 400 litros de exceso sobre los 750 litros tenga la capacidad de la máquina utilizada.

Por otra parte conviene tener en cuenta que los hormigones para vibrar son los que más aumentan de resistencia con un buen amasado, por lo que en estos casos puede ser interesante incrementar el tiempo de batido hasta dos o tres minutos.

Por todo ello es en general recomendable que la capacidad de producción del conjunto de las hormigoneras existentes en la obra resulte holgada con relación a la velocidad de hormigonado prevista, con el fin de que se pueda prolongar el tiempo de amasado.

Art. 16. PUESTA EN OBRA DEL HORMIGÓN.

16.1. Transporte y colocación.—Conviene que la duración del transporte sea la menor posible, para evitar la disgregación de

la masa, así como los peligros de desecación y fraguado. Por ello, como norma general, no debe transcurrir más de una hora entre la fabricación del hormigón y su puesta en obra y compactación. Pero incluso este plazo resulta excesivo si no se toman precauciones especiales cuando se emplean cementos de fraguado rápido o cuando se trata de hormigones de baja relación agua/cemento, tales como los destinados a una compactación por vibrado.

La impulsión por bomba, el empleo de camiones con cuba rotatoria y otros procedimientos especiales pueden suprimir algunos inconvenientes del transporte, pero no todos. Por tanto, se recomienda que una vez en marcha el sistema elegido se compruebe que efectivamente el hormigón llega al tajo en las condiciones deseadas.

En cualquier caso, siempre que sea posible, las probetas de control se fabricarán en el lugar de puesta en obra y no a la salida de la hormigonera, con objeto de que al resultar afectadas por las posibles variaciones ocasionadas por el transporte sean verdaderamente representativas del hormigón empleado.

Como las características de la masa varían del principio al final de cada descarga de la hormigonera, no es conveniente si se quiere conseguir una buena uniformidad el dividir para el transporte un mismo amasijo en distintos recipientes.

Si no se realiza desde pequeña altura, el vertido del hormigón en caída libre produce inevitablemente la disgregación de la masa. Por tanto, si la altura es apreciable (del orden de los dos metros) deben adoptarse disposiciones apropiadas para evitar que se produzca el efecto mencionado. En general, el peligro de disgregación es mayor cuanto más grueso es el árido y menos continua su granulometría, y sus consecuencias son tanto más graves cuanto menor es la sección del elemento que se trata de hormigonar.

16.2. Compactación.—En el comentario al apartado 10.6 de esta Instrucción se indica que la resistencia a compresión de un hormigón es un índice de sus restantes cualidades, pero debe llamarse la atención sobre el hecho de que esto es así únicamente si se trata de hormigones bien compactados, pues en caso contrario pueden presentarse defectos (excesiva permeabilidad, por ejemplo) que no resulten debidamente reflejados en el valor de la resistencia.

Como, por otra parte, al fabricar las probetas para los ensayos de laboratorio con arreglo al correspondiente método de ensayo el hormigón resulta perfectamente compactado, la consolidación en obra del hormigón deberá realizarse con igual o mayor intensidad que la utilizada para la fabricación de dichas probetas.

La compactación resulta más difícil cuando el árido del hormigón encuentra un obstáculo para que sus piedras y granos de arena alcancen la ordenación que corresponde a la máxima compacidad compatible con su granulometría. Por esta causa el proceso de compactación debe prolongarse junto a los fondos y paramentos de los encofrados y especialmente en los vértices y aristas hasta eliminar todas las posibles coqueras.

En el caso de vigas, cuando se emplee una consistencia adecuada para compactar por picado, se recomienda efectuar dicha compactación mediante un picado normal al frente de la masa.

En general se recomienda el empleo de vibradores, ya que estos aparatos permiten el uso de hormigones con menos agua y dotados, por tanto, de mejores propiedades que los de consistencia adecuada para picado con barra, incluso a igualdad de resistencia mecánica.

Si se emplean vibradores de superficie, éstos deberán aplicarse corriéndolos con movimiento lento, de tal modo que la superficie quede totalmente húmeda.

Si se emplean vibradores internos, su frecuencia de trabajo no debe ser inferior a seis mil ciclos por minuto. Estos aparatos deben sumergirse rápida y profundamente en la masa, cuidando de retirar la aguja con lentitud y a velocidad constante. Cuando se hormigone por tongadas, conviene introducir el vibrador hasta que la punta penetre en la capa subyacente, procurando mantener el aparato vertical o ligeramente inclinado.

Los valores óptimos, tanto de la duración del vibrado como de la distancia entre los sucesivos puntos de inmersión, dependen de la consistencia de la masa, de la forma y dimensiones de la pieza y del tipo de vibrador utilizado, no siendo posible, por tanto, establecer cifras de validez general. Como orientación, se indica que la distancia entre puntos de inmersión debe ser la adecuada para producir en toda la superficie de la masa vibrada una humectación brillante, siendo preferible vibrar en muchos puntos por poco tiempo a vibrar en pocos puntos más prolongadamente.

Si se emplean vibradores unidos a los moldes o encofrados, tales aparatos deberán sujetarse firmemente y distribuirse en forma adecuada para que su efecto se extienda a toda la masa.

16.3. *Técnicas especiales.*—Como en un Reglamento de carácter general no es posible dar prescripciones para todos los casos, la Instrucción remite a las normas de buena práctica cuando se trata de técnicas especiales, lo que es lógico además por encontrarse estas técnicas en evolución continua.

Art. 17. JUNTAS DE HORMIGONADO.

En el apartado 4.3 y en el comentario al apartado 4.4 de esta Instrucción se hace referencia a las juntas de hormigonado, en relación con los documentos del proyecto.

Se han obtenido buenos resultados mediante la impregnación de juntas con ciertos productos sintéticos, como, por ejemplo, algunas resinas epoxi.

Respecto al contacto entre hormigones fabricados con distintos tipos de conglomerantes que sean incompatibles entre sí, conviene llamar la atención sobre diversos puntos:

a) *En lo que se refiere al hormigón,* se recomienda evitar el contacto de masas fraguadas y endurecidas hechas con cementos de distintos tipos, sobre todo si uno de los hormigones contiene componentes nocivos para el otro y existe la posibilidad de acceso de humedad a la zona de contacto entre ambos.

Más o menos diferida puede tener lugar entonces la desintegración de uno de los cementos por reacciones con cambio de volumen. Tal puede ocurrir entre hormigones de cemento siderúrgico sobresulfatado y de cemento portland cuando el agua (del subsuelo, por ejemplo) se satura del sulfato cálcico del primero y penetra en la masa del segundo. Tal puede suceder también entre hormigones de cemento aluminoso y de cemento portland, sobre todo si el segundo es rico en álcalis.

Un caso real de lo expuesto puede ser el de una zapata de cimentación hecha de hormigón con cemento sulfosiderúrgico o aluminoso (precisamente para resistir los posibles ataques de un terreno yesífero) de la cual arrancan elementos estructurales hechos con cemento portland.

b) *En lo que se refiere al acero,* se recomienda evitar la presencia de una misma armadura recubierta por hormigones ya fraguados y endurecidos hechos con cementos de distintos tipos por el peligro de corrosión a que aquélla puede estar sometida en virtud de la heterogeneidad del medio que la rodea.

Este peligro es mayor y la corrosión puede llegar a ser muy fuerte si próximas a las armaduras y paralelas a ellas hay tendidas líneas eléctricas. La posibilidad de corrientes derivadas implica entonces un riesgo de corrosión electroquímica, mucho más intensa y acelerada que la puramente química.

La situación puede agravarse aún más en un medio (agua o suelo) salino capaz de aportar cloruros si éstos llegan a penetrar en el hormigón y entran en contacto con las armaduras.

Para casos como los mencionados, se aconseja recurrir a la bibliografía sobre el tema o al dictamen de especialistas idóneos. En el artículo 22 de esta Instrucción y su correspondiente comentario, así como el anejo 3, se hace referencia a diversos puntos relacionados con la incompatibilidad de conglomerantes.

Art. 18. HORMIGONADO EN TIEMPO FRÍO

A título indicativo cabe señalar que el hecho de que la temperatura registrada a las nueve de la mañana (hora solar) sea inferior a +4° C., puede interpretarse como señal de que la temperatura bajará probablemente a 0° C. dentro de las cuarenta y ocho horas siguientes.

Los efectos de la helada durante el fraguado y primer endurecimiento del hormigón son más o menos perjudiciales, según las características de la obra. Esos efectos se atenúan cuando se trata de elementos de gran masa (muros de sostenimiento, macizos de cimentación, etc.) o cuando se protegen las superficies de las piezas mediante sacos u otros recubrimientos aislantes del frío. Por el contrario, los efectos se acentúan tanto más cuanto más baja es la categoría del cemento, más pequeña la dosis de conglomerante empleada y más lento el fraguado y endurecimiento de éste.

Entre las precauciones recomendables para los casos de hormigonado en tiempo frío figura, en primer lugar, la de calentar el agua de amasado. En general, basta con hacerlo a una temperatura del orden de cuarenta grados centígrados, debiéndose en tal caso verter los materiales en la hormigonera respetando el orden indicado en el comentario al artículo 15 de esta Instrucción, pero con la precaución de echar inicialmente tan sólo una cuarta parte de la dosis de agua que previamente se calentó. Cuando excepcionalmente resulte necesario calentar el agua por encima de la temperatura antedicha, se cuidará de

alterar el orden de vertido de los materiales en la hormigonera, echando primero el agua y los áridos, con objeto de que el cemento no llegue a estar nunca en contacto con agua a temperatura peligrosamente elevada. Convendrá en estos casos, además, prolongar el tiempo de amasado para conseguir una buena homogeneidad de la masa sin formación de grumos.

Otras medidas aconsejables son:

- emplear adiciones o tratamientos que aceleren el endurecimiento del hormigón, siempre que con ello no se perjudiquen sus restantes cualidades (véase artículo 8.º de esta Instrucción);
- prolongar el curado durante el mayor tiempo posible;
- retrasar el desencofrado de las piezas, incluida la retirada de costeros, cuando el encofrado sirva de aislante térmico del hormigón como ocurre con los encofrados de madera;
- Registrar las temperaturas extremas del ambiente no sólo con el fin de prever las heladas y conocer su duración, sino también a efectos de desencofrado y descimbramiento (véase artículo 20 de esta Instrucción y su correspondiente comentario)

Por último, debe advertirse que, independientemente de todo lo comentado hasta ahora que se refiere a los casos de tiempo frío durante el hormigonado, existe también el peligro de heladas en épocas posteriores. Sobre este punto puede consultarse el comentario al apartado 22.1 de esta Instrucción.

Art. 19. CURADO DEL HORMIGÓN.

De las distantes operaciones necesarias para la ejecución de un elemento de hormigón, el proceso de curado es una de las más importantes por su influencia decisiva en la resistencia y demás cualidades del hormigón resultante.

Como término medio, resulta conveniente prolongar el proceso de curado durante siete días, debiendo aumentarse este plazo cuando se utilicen cementos de endurecimiento lento o en ambientes secos y calurosos. Cuando las superficies de las piezas hayan de estar en contacto con aguas o filtraciones salinas, alcalinas o sulfatadas, es conveniente aumentar el citado plazo de siete días en un 50 por 100 por lo menos.

Un buen procedimiento de curado consiste en cubrir el hormigón con sacos, arena, paja u otros materiales análogos y mantenerlos húmedos mediante riegos frecuentes. En estos casos debe prestarse la máxima atención a que esos materiales estén exentos de sales solubles, materia orgánica (restos de azúcar en los sacos, paja en descomposición, etc.) u otras sustancias que, disueltas y arrastradas por el agua de curado, puedan alterar el fraguado y primer endurecimiento de la superficie del hormigón.

Respecto al empleo de agua de mar, debe tenerse en cuenta lo establecido en el comentario al artículo sexto de esta Instrucción.

Para los casos de empleo de técnicas especiales (curado al vapor, por ejemplo), la Instrucción remite a las normas de buena práctica de tales técnicas, por tratarse de procesos en evolución continua, para los que es difícil dar reglas generales.

Art. 20. DESENCOFRADO Y DESCIMBRAMIENTO.

A título de orientación, pueden indicarse los plazos de desencofrado o descimbramiento dados por la fórmula

$$n = \frac{400}{\left(\frac{Q}{G} + 0,5\right) \cdot (T + 10)}$$

en la que:

- n = número de días;
- T = temperatura media, en grados centígrados, de las máximas y mínimas diarias durante los n días;
- G = carga que actúa sobre el elemento al descimbrar (incluido el peso propio);
- Q = carga que actuará posteriormente (Q + G = carga máxima total).

Esta fórmula es sólo aplicable a hormigones fabricados con cemento portland P-250 y en el supuesto de que su endurecimiento se haya llevado a cabo en condiciones ordinarias.

En la operación de desencofrado, es norma de buena práctica mantener los fondos de vigas y elementos análogos durante doce horas despegados del hormigón y a unos dos o tres centímetros del mismo, para evitar los perjuicios que pudiera ocasionar la rotura, instantánea o no, de una de estas piezas al caer desde gran altura.

Igualmente útil resulta a menudo la medición de flecnas durante el descimbramiento de ciertos elementos, como índice para decidir si debe o no continuarse la operación e incluso si conviene o no disponer ensayos de carga de la estructura.

Se llama la atención sobre el hecho de que en hormigones jóvenes no sólo su resistencia, sino también su módulo de deformación, presenta un valor reducido, lo que tiene una gran influencia en las posibles deformaciones resultantes.

(Continuará.)

MINISTERIO DE HACIENDA

ORDEN de 27 de noviembre de 1968 por la que se modifica el ámbito de evaluación global de determinadas actividades.

Ilustrísimo señor:

Por Orden de 25 de mayo de 1960 se dispuso que fueran evaluadas en Juntas de ámbito nacional las actividades que en ella se señalaban. El número y entidad de los contribuyentes que en cumplimiento de la Orden de 25 de noviembre de 1967 han de quedar excluidos del régimen de evaluación global no justifica mantener dicho ámbito territorial para determinadas actividades. En su virtud,

Este Ministerio ha tenido a bien disponer:

Primero las siguientes actividades, consideradas de ámbito nacional por el número primero de la Orden de 25 de mayo de 1960, serán evaluadas en lo sucesivo en Juntas de ámbito provincial, a efectos de la Cuota de Beneficios del Impuesto Industrial y del Impuesto sobre Sociedades:

Agencias de viajes.
Comunicaciones alámbricas e inalámbricas.
Transportes de viajeros por carretera.
Balnearios y aguas minero-medicinales.

Segundo.—El nuevo ámbito territorial se aplicará para la determinación de los rendimientos obtenidos a partir de 1 de enero de 1968.

Lo que comunico a V. I. para su conocimiento y demás efectos.

Dios guarde a V. I. muchos años.
Madrid, 27 de noviembre de 1968.

ESPINOSA SAN MARTIN

Ilmo. Sr. Director general de Impuestos Directos.

ORDEN de 28 de noviembre de 1968 sobre créditos destinados a repoblación forestal.

Excelentísimos señores:

La necesidad de fomentar el incremento de la producción forestal y la repoblación de terrenos ha sido reconocida en la Ley de Montes de 1947, que prevé una acción de ayuda a propietarios particulares para tales fines, ayuda que ha venido canalizándose a través del Patrimonio Forestal del Estado, Organismo autónomo que tiene a su cargo la repoblación en general y la administración de los montes del Estado. Sin embargo, los préstamos a particulares para la repoblación forestal con especies de rápido crecimiento y para obras y mejoras en explotaciones forestales, que tanto podrían contribuir al fomento de esta riqueza, han tenido escasa efectividad, por lo que resulta aconsejable arbitrar fórmulas especiales de créditos adecuados a las características de estas explotaciones, con períodos de carencia apropiados para las distintas especies arbóreas y amortización en los años en que deban comenzar los rendimientos de las explotaciones.

Estas operaciones pueden ser atendidas por el Banco de Crédito Agrícola, en cuyos fines encajan, acordándose los créditos correspondientes con arreglo a las normas y condiciones de esta Entidad oficial de crédito, aun cuando, por estar dentro de la política forestal, tales operaciones pueden ser ayudadas de manera parcial y temporal en el pago de intereses con cargo a los créditos del presupuesto especialmente figurados para estimular la producción forestal, siguiéndose así la línea apun-

tada en el artículo cuarto de la Orden ministerial de Agricultura de 30 de julio último.

En mérito a lo expuesto, y a propuesta del Instituto de Crédito a Medio y Largo Plazo, este Ministerio ha tenido a bien disponer lo siguiente:

1.º Se autoriza al Banco de Crédito Agrícola para conceder créditos destinados a repoblación forestal con especies de rápido crecimiento (chopo, eucaliptos y coníferas) principalmente, y otras mejoras forestales (construcción y conservación de vías de saca, cerramientos, abonados y enmiendas y laboreo del suelo, etc.).

2.º Las condiciones de estos créditos serán las siguientes:

a) Cuantía.—Hasta el 70 por 100 del coste total de la inversión.

b) Plazos.—Máximos de:

b.) Chopos y eucaliptos del Sur: Doce años, con nueve de carencia y reembolso en las tres últimas anualidades.

b.) Eucaliptos del Norte: Diecisiete años, trece de carencia y amortización en cuatro anualidades.

b.) Coníferas: Veinte años, con quince de carencia y cinco de amortización.

b.) Otras mejoras. Diez años, con siete de carencia y tres de amortización.

c) Interés.—Estos créditos devengarán los siguientes intereses anuales, según la cuantía de los préstamos:

— Hasta cinco millones de pesetas, el 4,50 por 100.

— Más de cinco millones de pesetas, el 5 por 100.

d) Garantía.—La suficiente a juicio del Banco.

3.º Las personas que se consideren con derecho a beneficiarse de estos créditos presentarán sus solicitudes ante el Banco de Crédito Agrícola o sus entidades colaboradoras.

4.º Se constituirá en el seno del Banco de Crédito Agrícola una Ponencia, que presidirá el Presidente de la Entidad o, por delegación suya, el Vicepresidente, y de la que formarán parte el Director general de Montes, Caza y Pesca Fluvial, el Subdirector general de Defensa de la Riqueza Forestal, el Director Gerente del Banco y otro Vocal del Consejo Ejecutivo, designado por el Presidente. Corresponderá a dicha Ponencia informar al Comité Ejecutivo sobre todos los expedientes incoados por peticiones de crédito de esta clase presentados, siendo preceptivo el informe favorable del Director general de Montes, Caza y Pesca Fluvial para el curso de la petición.

5.º Cuando los beneficiarios de los créditos obtuviesen de la Dirección General de Montes subvención parcial para el pago de los intereses que devenguen estos préstamos, se establecerá entre dicha Dirección General y el Banco de Crédito Agrícola un acuerdo de procedimiento sobre el mecanismo a seguir en el pago de aquellas subvenciones y simultáneo percibo por el Banco de los intereses.

6.º Se faculta al Instituto de Crédito a Medio y Largo Plazo para dictar las normas complementarias que se estimen necesarias para el desarrollo de estas operaciones, así como para resolver las dudas e incidencias que puedan presentarse.

Lo que comunico a VV. EE. a los efectos procedentes.

Dios guarde a VV. EE. muchos años.

Madrid, 28 de noviembre de 1968.

ESPINOSA SAN MARTIN

Excmos. Sres. Subsecretario de Hacienda y Presidente del Instituto de Crédito a Medio y Largo Plazo.

MINISTERIO DE AGRICULTURA

RESOLUCION de la Dirección General de Ganadería por la que se regula el funcionamiento del Libro Genealógico y Comprobación de Rendimientos Español del ganado vacuno de raza Hereford y su implantación oficial en el territorio nacional.

Aprobado el Reglamento de Libros Genealógicos y Comprobación de Rendimientos del Ganado por Decreto 2394/1960, de 15 de diciembre, publicado en el «Boletín Oficial del Estado» del 28 de diciembre de 1960, y siendo necesaria la regulación que especifique las normas de aplicación del citado Reglamento, teniendo en cuenta lo dispuesto en el artículo 132 del

I. Disposiciones generales

PRESIDENCIA DEL GOBIERNO

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

Art. 21. OBSERVACIONES GENERALES RESPECTO A LA EJECUCIÓN.

21.1. *Acciones mecánicas durante la ejecución.*—La actuación prematura de cargas estáticas o dinámicas de valor excesivo puede originar daños de diversa índole que se reflejan normalmente en una fisuración o deformación inadmisibles de los elementos ya hormigonados y que es imprescindible evitar. La acumulación de materiales (acopio de ladrillos en forjados de edificación, por ejemplo) y la trepidación originada por ciertas máquinas auxiliares de obra son dos de las causas que pueden provocar tales daños en aquellos elementos sobre los que actúan directamente esas sobrecargas, especialmente si dichos elementos no han alcanzado aún su resistencia prevista.

21.2. *Adecuación del proceso constructivo al proyecto.*

Art. 22. PREVENCIÓN Y PROTECCIÓN CONTRA ACCIONES FÍSICAS Y QUÍMICAS.

22.1. *Generalidades.*—Debe advertirse que, independientemente de los casos de hormigonado en tiempo frío indicados en el artículo 18, existe también el peligro de heladas en épocas posteriores. Frente a ellas, el hormigón ya endurecido se comporta como un material pétreo cualquiera, siendo su menor o mayor capacidad de absorción de agua la causa determinante de su mejor o peor comportamiento.

En previsión de los perjuicios que puedan ocasionar tales heladas, conviene emplear adiciones que produzcan oclusión de aire en el hormigón, preferentemente las de función mixta aireante-plastificante. Sin embargo, hay que tener en cuenta que para su utilización, que puede resultar peligrosa si la obra es de ejecución poco cuidada, se exige la realización de ensayos previos (véase artículo 8.º de esta Instrucción), empleando el mismo cemento elegido para la obra.

Las aguas puras, como las de lluvia, nieve y algunos manantiales de montaña, disuelven la cal libre del hormigón debido especialmente a su alto contenido en anhídrido carbónico.

Por último, este artículo es de aplicación en aquellos casos en que el hormigón se encuentra en contacto con un medio químicamente agresivo (atmósfera, agua y líquido en general, suelo o cualquier sustancia).

22.2. *Durabilidad del hormigón.*—En la protección del hormigón frente a los agentes químicos agresivos, las medidas preventivas suelen ser las más eficaces y menos costosas. Por ello la durabilidad es una cualidad que debe ya tenerse en cuenta durante la realización del proyecto, estudiando la naturaleza e intensidad potencial previsible del medio agresivo y eligiendo los materiales, dosificaciones y procedimientos de puesta en obra más adecuados en cada caso.

Entre las muchas variables que influyen en los fenómenos de carácter agresivo, la compactidad del hormigón es una de las más importantes, y todo lo que se haga por aumentarla redundará en una mayor durabilidad del elemento correspondiente.

Por otra parte, la elección del tipo, clase y categoría del cemento o cementos que vayan a emplearse es otro extremo con repercusión directa en la durabilidad del hormigón. A este efecto se recomienda consultar el anejo 3 de esta Instrucción.

En cuanto al empleo de productos de adición, convendrá evitar los que contengan cloruro cálcico, cuya utilización entraña una aportación de sales generalmente peligrosas.

Por último, se reseñan a continuación las sustancias que de un modo genérico poseen carácter agresivo para el hormigón:

a) gases que posean olor amoniacal o que por su carácter ácido enrojeczan el papel azul de tornasol humedecido con agua destilada;

b) líquidos que desprendan burbujas gaseosas, posean olor nauseabundo, dejen residuos cristalinos o terrosos al evaporarlos o que por su carácter ácido enrojeczan el papel azul de tornasol, aguas muy puras o de alta montaña y aceites vegetales;

c) tierras o suelos con humus o sales cristalizadas, sólidos secos o húmedos cuyas dispersiones acuosas enrojeczan el papel azul de tornasol.

22.3. *Corrosión de las armaduras.*—El hormigón en general, y el de cemento portland en particular, es un medio alcalino protector de las armaduras contra la corrosión. Pero si por una circunstancia cualquiera (penetración de agua, disoluciones ácidas o gases húmedos ácidos) la alcalinidad disminuye, la protección puede peligrar e incluso anularse. En tales condiciones, la presencia de aniones salinos y en particular la de cloruros puede producir una fuerte corrosión de las armaduras.

Los productos de la corrosión (herrumbre) por las condiciones de su formación y por su naturaleza en ningún caso pueden servir de protección a las armaduras, por lo que el fenómeno corrosivo, una vez iniciado, progresa de manera continua si persiste la causa que lo originó. Por otra parte, los productos de la corrosión se forman con carácter expansivo, desarrollando grandes presiones que provocan la fisuración y el agrietamiento del hormigón junto a las armaduras y abren nuevos cauces a los agentes agresivos.

De aquí la gran importancia que tienen la compactidad y los recubrimientos en la protección de las armaduras del hormigón.

La corrosión química ocasionada por las sustancias ácidas y salinas puede ser notablemente acelerada e intensificada por la superposición de fenómenos electroquímicos debidos a corrientes vagabundas o derivadas, como ocurre, por ejemplo, en el caso de existir conducciones eléctricas, incluidas o no en la masa del hormigón, que corran paralelas y próximas a las armaduras principales (véase comentario al artículo 17 de esta Instrucción).

A efectos de protección de las armaduras contra posibles peligros de corrosión de uno u otro tipo, deben tenerse en cuenta los hechos siguientes:

1.º La corrosión, como fenómeno cuya ocurrencia es aleatoria, está regida por las leyes de la probabilidad, y, en consecuencia, implica siempre un riesgo.

2.º Una eficaz garantía contra este riesgo consiste en la observancia de las indicaciones y recomendaciones anteriormente hechas.

3.º La corrosión de las armaduras, como la de cualquier estructura metálica, puede combatirse más fácil y económicamente si se prevé por anticipado. En cambio, una vez comenzada, sus efectos son imposibles o muy difíciles de evitar, y siempre a un costo elevado.

4.º Cuando se presuman riesgos serios de corrosión, es aconsejable documentarse debidamente, recurriendo a las publicaciones especializadas o al dictamen de especialistas idóneos.

CAPITULO IV

Pruebas

Art. 23. ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL HORMIGÓN.

23.1. *Generalidades.*—A continuación se incluye un cuadro en el que se resumen las características de los ensayos establecidos en el articulado.

Ensayos de compresión	Previos	Característicos	De control	De información		
				Tipo a	Tipo b	Tipo c
Ejecución de probetas	En laboratorio.	En obra.	En obra.	Extraídos del hormigón endurecido (Probetas testigo.)	En obra.	Ensayos no destructivos. (Métodos muy diversos.)
Conservación de probetas.	En cámara.	En agua.	En agua.		En condiciones análogas a las de la obra.	
Tipo de probetas.	Cilíndricas 15 x 30	Cilíndricas 15 x 30.	Cilíndricas 15 x 30.	Cilíndricas o cúbicas, de dimensiones función del tamaño del árido.	Cilíndricas 15 x 30.	
Edad de las probetas.	Veintiocho días.	Veintiocho días.	Veintiocho días.	Variable.		
Número mínimo de probetas.	4 x 3 = 12.	5 x 6 = 30.	Tres semanales.	A establecer.		
Obligatoriedad.	No siempre preceptivos.	Preceptivos, salvo excepción expresa.	Siempre preceptivos.	No preceptivos, salvo excepción.		
Observaciones.	Están destinados a establecer la dosificación inicial de obra.	Estos ensayos son los de mayor importancia.	A veces deben completarse con ensayos de información tipo a) o tipo c).	Están destinados a conocer la resistencia real del hormigón a una cierta edad.		

23.2. *Ensayos previos.*—No es correcto hablar de resistencia característica en laboratorio, puesto que la definición de aquélla se refiere exclusivamente a hormigones en obra, que poseen una dispersión que es propia del proceso de ejecución realmente empleado. Por ello el dato que proporciona el laboratorio después de realizar los ensayos es el de la resistencia media σ_{bm} que es posible alcanzar, con la dosificación utilizada, en condiciones de laboratorio.

La resistencia característica real del hormigón en obra será, con seguridad, inferior a la resistencia en laboratorio σ_{bm} . Es necesario, por tanto, que esta última supere a la resistencia característica σ_{bk} exigida en el proyecto, con un margen razonable, el cual dependerá de las condiciones, más o menos cuidadas, que se prevean para la ejecución. A título puramente indicativo, se incluyen las siguientes fórmulas, que relacionan una y otra resistencia; fórmulas que, a falta de otros datos, pueden utilizarse en los estudios previos como una primera aproximación.

Condiciones previstas para la ejecución de la obra	Valor aproximado de la resistencia media σ_{bm} necesaria en laboratorio
Medias	$\sigma_{bm} = 1,50 \sigma_{bk} + 20 \text{ kg/cm}^2$.
Buenas	$\sigma_{bm} = 1,35 \sigma_{bk} + 15 \text{ kg/cm}^2$.
Muy buenas	$\sigma_{bm} = 1,20 \sigma_{bk} + 10 \text{ kg/cm}^2$.

Las condiciones previstas para la ejecución de la obra deben entenderse con arreglo a las indicaciones que siguen:

Condiciones medias: Cemento sin conservación perfectamente adecuada ni comprobaciones frecuentes de su estado. Áridos medidos en volumen por procedimientos aparentemente eficaces, pero de precisión no comprobada. Ausencia de correcciones en los volúmenes de arena utilizados cuando varía la humedad de ésta y, por tanto, su entumecimiento. Cantidad de agua bien medida al verterla en la hormigonera, pero sin corregir, de acuerdo con la que en cada caso contenga la arena.

Condiciones buenas: Cemento bien conservado, con frecuentes comprobaciones de su calidad. Áridos cuidadosamente medidos en volumen, procurando corregir los volúmenes de arena utilizados, de acuerdo con el entumecimiento de ésta. Reajuste

de la cantidad de agua vertida en la hormigonera, siempre que varíe notoriamente la humedad de los áridos. Vigilancia a pie de obra con el utillaje mínimo necesario para realizar las comprobaciones oportunas.

Condiciones muy buenas: Control estricto de la calidad del cemento y de la relación agua-cemento. Áridos medidos en peso, determinando periódicamente su granulometría y humedad. Control de la consistencia del hormigón. Laboratorio a pie de obra con el personal e instalaciones necesarias en cada caso. Constante atención a todos los detalles (posible descorrección de básculas, cambio de partida de cemento, etc.).

La información suministrada por los ensayos previos de laboratorio, aunque no sean preceptivos, es muy importante para la buena marcha posterior de los trabajos, por lo que conviene que los resultados los conozca el Director de obra.

23.3. *Ensayos característicos.*—Estos ensayos son los de mayor importancia, pues de su resultado depende que sean o no admisibles la dosificación y proceso de fabricación del hormigón previstos por el constructor. Por ello nadie más interesado que el propio constructor en que tales ensayos se realicen lo antes posible.

Por otra parte, resulta útil ensayar varias dosificaciones iniciales, pues si se prepara una sola y no se alcanza con ella la debida resistencia, hay que comenzar de nuevo, con el consiguiente retraso para la obra.

De acuerdo con el método de ensayo UNE 7240, las probetas se conservarán en obra sumergidas en agua, a temperatura no superior a 20°C. Para conseguirlo, lo más cómodo es disponer un depósito cubierto, construido de material no metálico. Siendo así que cuando menor es la temperatura del agua de conservación más baja resulta la resistencia de las probetas; es siempre ventajoso disponer un termostato de resistencia (aparato sencillo y económico), o recurrir a cualquier otro sistema, para no bajar mucho del límite máximo admitido de 20°C, y, desde luego, es imprescindible comprobar con frecuencia la temperatura mediante un termómetro.

23.4. *Ensayos de control.*—Estos ensayos se realizan, igual que los característicos, con arreglo al método UNE 7240, es decir, conservando las probetas sumergidas en agua. En obras de muy escasa importancia, puede prescindirse de su realización, en cuyo caso habrá que advertirlo así en el pliego de prescripciones técnicas particulares.

Respecto a la fabricación de probetas, conviene tener presente lo indicado en el tercer párrafo del comentario al apartado 16.1 de esta Instrucción.

El hecho de agrupar cada dos lotes consecutivos a los efectos de determinar σ'_{dk} no quiere decir que deban realizarse las roturas de ambos lotes el mismo día. Las roturas se realizan siempre a veintiocho días de edad, y son los valores individuales obtenidos los que deben agruparse del modo indicado a los efectos del cálculo de σ'_{dk} .

Cuando la resistencia arrojada por las probetas testigo resulta inferior al 80 por 100 de la exigida, la obra realizada no puede juzgarse como aceptable desde el punto de vista técnico. Corresponde al Director de obra adoptar las resoluciones que estime procedentes, tanto desde el punto de vista económico (depreciación, penalizaciones, etc.) como desde el técnico (demolición total o parcial, introducción de refuerzos, etc.), habida cuenta, naturalmente, de lo que a este respecto establezca el pliego de prescripciones técnicas particulares de la obra en cuestión.

23.5. Ensayos de información.—La realización de estos ensayos tiene interés a veces; por ejemplo, para conocer la resistencia alcanzada por un hormigón que ha sido afectado por la helada; para fijar el instante de desencofrado o descimbramiento de una pieza; para conocer la capacidad de carga de una zona de la estructura; para decidir el momento de apertura al tráfico de un pavimento, etc.

Respecto a la extracción de probetas testigo, se llama la atención sobre el hecho de que para que sean representativas, tales probetas deben poseer unas dimensiones mínimas determinadas, función del tamaño de los áridos. Esas dimensiones vienen establecidas en el método de ensayo UNE 7241.

La similitud de condiciones de conservación requerida en los ensayos del tipo b) entre el hormigón de la obra y el de las probetas es difícil de conseguir. En general, los resultados que dan los ensayos sobre las probetas así conservadas suelen quedar del lado de la seguridad, ya que el pequeño tamaño de las mismas y, por tanto, su menor inercia en todos aspectos actúa en sentido desfavorable, y el hormigón de la probeta suele resistir algo menos que el del elemento que ella representa.

Existe una gran variedad de ensayos no destructivos (acústicos, esclerométricos, etc.), muchos de los cuales se encuentran todavía en evolución, por lo que se ha preferido no especificar ninguno de ellos en el articulado. El Director de obra juzgará en cada caso sobre la idoneidad del método que se proponga, teniendo en cuenta que es condición necesaria para obtener resultados confiables el que la realización e interpretación, siempre delicadas, de estos ensayos esté a cargo de personal especializado.

Art. 24. PRUEBAS DE LA OBRA.

24.1. Generalidades.—Los ensayos sobre probetas, cualquiera que sea la cualidad del hormigón que con ellos se pretende medir, son un procedimiento cómodo, pero no totalmente representativo del comportamiento final del hormigón de la obra. Por otra parte el comportamiento del hormigón frente a ciertos agentes, como, por ejemplo, su mayor o menor permeabilidad al agua, es una función de diversas variables lo suficientemente compleja como para que no sea posible reproducir cuantitativamente el fenómeno en laboratorio. Por ello resulta particularmente útil, en algunos casos, el recurrir a ensayos sobre la obra ya terminada.

24.2. Realización de pruebas de carga.—Se entiende que el hormigón de la obra ha alcanzado la resistencia prevista en el cálculo cuando se han obtenido resultados satisfactorios en los ensayos de control o, en su defecto, en los ensayos sobre probetas testigo o en los ensayos no destructivos (véase apartado 23.4 de esta Instrucción).

La realización de pruebas de carga tiene, pues, un carácter excepcional, ya que sólo es necesaria cuando así lo indique el pliego de prescripciones técnicas particulares o cuando los resultados de los ensayos anteriormente mencionados no sean satisfactorios.

24.3. Forma de realizar las pruebas de carga.—Para definir el momento en que pueden realizarse las pruebas, se recurrirá a ensayos de información (véase apartado 23.5 de esta Instrucción), con objeto de comprobar que la resistencia del hormigón en el momento elegido no es inferior a la de proyecto.

El modo de aplicación de las cargas debe ser tal, que se produzcan los máximos esfuerzos en las secciones consideradas como críticas. Debe tenerse en cuenta la posibilidad de que

los elementos vecinos colaboren a la resistencia del elemento que se ensaya. Por otra parte deben adoptarse toda clase de precauciones para evitar un posible accidente en el transcurso de la prueba.

Conviene aplicar las cargas por sucesivos incrementos, dividiendo para ello la carga total, si es posible, en cuatro partes, por lo menos. Desde que finaliza la aplicación de una fracción de carga hasta que se inicia la de la siguiente deberán dejarse transcurrir intervalos sensiblemente iguales, que resulten suficientes para lograr la estabilización de las deformaciones, y de quince minutos de duración como mínimo. Una vez completada la carga total, se dejarán pasar unas horas antes de retirarla, observándose cualquier defecto o fisura que pudiese aparecer.

Especialmente se llama la atención sobre el posible efecto perturbador de la temperatura y, en particular, del soleamiento sobre los aparatos y dispositivos de medida. Tales causas pueden provocar igualmente variaciones de deformación en los elementos de la obra que se ensaya.

24.4. Interpretación de los resultados de las pruebas de carga.—Como norma general, tras un primer ciclo de carga-descarga total, la flecha residual estabilizada debe ser inferior al quinto de la flecha total medida bajo carga total. Si no es así, se procederá a un segundo ciclo de carga-descarga, al cabo del cual la flecha residual estabilizada debe ser inferior al octavo de la flecha total medida bajo carga en este segundo ciclo.

Pueden admitirse pequeñas variaciones en torno a los valores mencionados, según el tipo de elemento que se ensaye y según la importancia relativa de la sobrecarga respecto a la carga permanente.

Para una mejor interpretación de los resultados, se recomienda medir los movimientos más característicos que se hayan producido durante la realización de las pruebas y registrar al mismo tiempo la temperatura y humedad del ambiente, las condiciones de soleamiento y cuantos detalles puedan influir en los resultados de las medidas.

La dirección de todas las operaciones que constituyen el ensayo, la cuidadosa toma de datos y la interpretación de los resultados deben estar a cargo de personal especializado en esta clase de trabajos.

CAPITULO V

Características de los materiales

Art. 25. CARACTERÍSTICAS DEL ACERO.

25.1. Resistencia característica del acero.—En rigor, la resistencia característica del acero debería definirse de un modo análogo a la del hormigón (véase apartado 10.1 de esta Instrucción), pero refiriéndola no a la carga de rotura, sino al valor del límite elástico. No obstante, como la dispersión que presentan los ensayos de aceros es muy pequeña, y puesto que los fabricantes garantizan un valor mínimo del límite elástico, el artículo identifica con este último el valor de la resistencia característica para mayor sencillez y seguridad.

En el caso del acero ordinario, por tanto, la resistencia característica vale, de acuerdo con el apartado 9.2 de esta Instrucción:

$$\sigma_{ak} = 2.400 \text{ kg/cm}^2 \text{ para } \varnothing \leq 16 \text{ mm.}$$

$$\sigma_{ak} = 2.300 \text{ kg/cm}^2 \text{ para } \varnothing > 16 \text{ mm.}$$

Como se indica en el comentario al apartado 9.1 de esta Instrucción, el límite elástico aparente corresponde, en general, al caso de aceros de dureza natural y coincide con la tensión que produce el escalón de relajamiento. El límite elástico convencional se utiliza cuando el anterior no está bien definido, como ocurre con los aceros endurecidos por deformación en frío, y coincide con la tensión que produce una deformación remanente del 0,2 por 100. En general, se designa por σ_0 a cualquiera de ambos límites elásticos; y sólo cuando interesa distinguir el tipo de acero se designa por σ_0 el primero y por $\sigma_{0,2}$ el segundo.

25.2. Diagrama característico tensión-deformación del acero. A falta de datos experimentales precisos, puede suponerse que el diagrama característico del acero, en tracción o en compresión, adopta la forma de la figura 25.2a ó 25.2b, según se trate de aceros de dureza natural o endurecidos por deformación en frío, respectivamente.

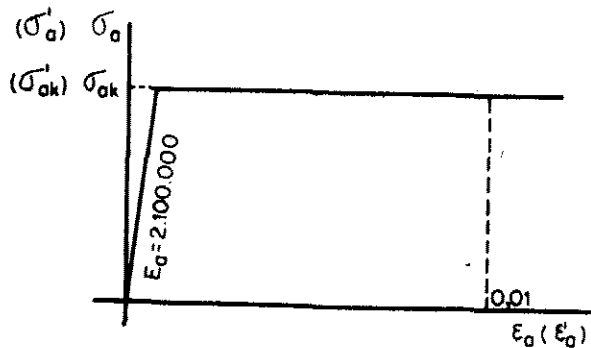


FIGURA 25.2 a

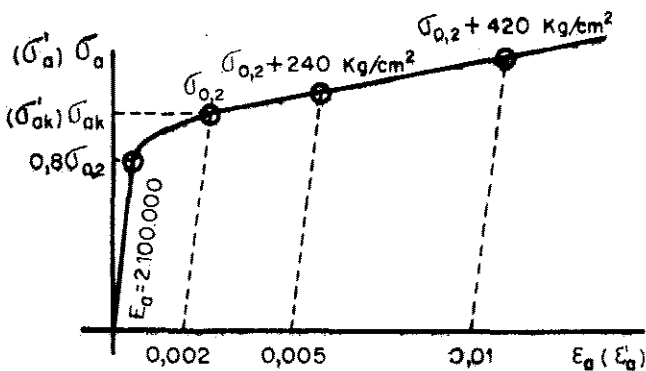


FIGURA 25.2 b

En el segundo caso, a partir del valor $0,8 \sigma_{0,2}$ el diagrama se define por puntos, en función de las deformaciones restantes, mediante ordenadas paralelas a la recta de Hooke, cuyos valores son:

ϵ_s	σ_s
0	$0,8 \sigma_{0,2}$
0,1 %	$0,83 \sigma_{0,2}$
0,3 %	$0,875 \sigma_{0,2}$
0,7 %	$0,925 \sigma_{0,2}$
1 %	$0,95 \sigma_{0,2}$
2 %	$\sigma_{0,2}$
5 %	$\sigma_{0,2} + 240 \text{ kg/cm}^2$
10 %	$\sigma_{0,2} + 420 \text{ kg/cm}^2$

25.3. Resistencia de cálculo del acero.—Se limita la resistencia de cálculo del acero en compresión al valor 4.000 kg/cm^2 para que en ningún caso 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 (véase el comentario al apartado siguiente 25.4)

Véase en el comentario al apartado 25.2 los diagramas característicos del acero en tracción y en compresión.

25.4. Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero.—Para los aceros endurecidos por deformación en frío trabajando en tracción puede utilizarse el siguiente diagrama de cálculo, algo más ajustado al real que el simplificado establecido en la figura 25.4.b.

Con el empleo del diagrama trilineal (fig. 25.4.c), se consigue un aprovechamiento del acero ligeramente superior al que se obtiene utilizando el diagrama bilineal de la figura 25.4.b. Como contrapartida, los cálculos resultan más complicados en algunos casos.

El diagrama de cálculo en tracción utilizado, cualquiera que sea su forma, debería limitarse, desde un punto de vista teórico, en la ordenada correspondiente a una deformación del 1 por 100, que se considera como la máxima deformación plás-

tica posible en una pieza o estructura. Pero utilizando los métodos de cálculo que se desarrollan en esta Instrucción, se alcanzan resultados suficientemente aproximados, prescindiendo de dicha limitación, siempre que se adopte como tensión máxima de tracción en el acero la que corresponde a la indicada deformación del 1 por 100. Por ello el diagrama de la figura 25.4.c tiene un tramo horizontal a partir del valor mencionado, con lo que no es necesario limitar la deformación. En cuanto al diagrama bilineal de la figura 25.4.b, su tramo horizontal comienza mucho antes del valor $\epsilon_s = 0,01$, por lo que es válido en todos los casos sin limitación de la deformación.

Para los aceros de cualquier tipo trabajando en compresión, el único diagrama de cálculo utilizable es el bilineal de la figura 25.4.b con el tramo horizontal definido por la tensión $\sigma_{0,2}$, cuyo valor no podrá exceder en ningún caso de 4.000 kg/cm^2 . La adopción de este límite se debe a que no es posible asegurar que la deformación en rotura del hormigón, trabajando en compresión sea superior al 0,2 por 100; por lo tanto, la máxima deformación considerada en el cálculo para las barras comprimidas ha de ser esta misma, y a ella corresponde para los aceros normalmente empleados la citada tensión de 4.000 kg/cm^2 , a la que se limita el diagrama. De esta forma, el diagrama bilineal de la figura 25.4.b es válido en todos los casos, sin limitación de la deformación.

Conviene señalar por último, que la validez de los diagramas simplificados de las figuras 25.4.b y 25.4.c está suficientemente sancionada por la práctica para los aceros de límite elástico inferior a 6.000 kg/cm^2 . No sucede lo mismo con los aceros de mayor límite elástico, sobre los cuales se poseen pocos datos, por haber sido raras veces utilizados hasta el momento.

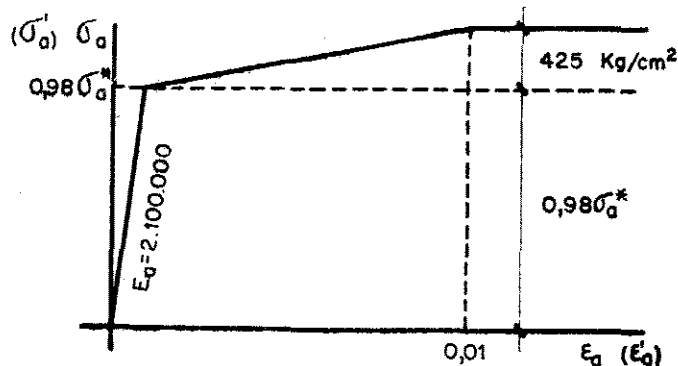


FIGURA 25.4 c

Art. 26. CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN.

26.1. Resistencia característica del hormigón.—En el caso de que sea $200 \leq \sigma'_{bk} \leq 500 \text{ kg/cm}^2$, la relación dada en el articulado equivale a la fórmula aproximada siguiente, más sencilla:

$$\sigma_{bk} = 7 + 6 \frac{\sigma'_{bk}}{100}$$

donde σ_{bk} y σ'_{bk} deben expresarse en kg/cm^2

Cuando, excepcionalmente, para alguna comprobación especial el proyectista considere apropiado utilizar la resistencia del hormigón en tracción pura y no en tracción por flexión, podrá emplear el valor resultante del ensayo brasileño (véase comentario al apartado 10.2 de esta Instrucción). No obstante, conviene señalar que en los cálculos en rotura desarrollados por esta Instrucción (véase apartado 33.1) la resistencia en tracción del hormigón se considera nula.

26.2. Resistencia mínima del hormigón en función de la del acero.—La condición exigida en el articulado se satisface siempre con aceros para los que:

$$\sigma_{0k} \leq 3.500 \text{ kg/cm}^2$$

con tal de que el hormigón cumpla la condición mínima,

$$\sigma'_{bk} \geq 120 \text{ kg/cm}^2$$

exigida en el apartado 10.4 de esta Instrucción.

26.3. Diagrama característico tensión-deformación del hormigón.—Puede considerarse, a título puramente cualitativo, que los diagramas unitarios tensión-deformación del hormigón adoptan las formas siguientes:

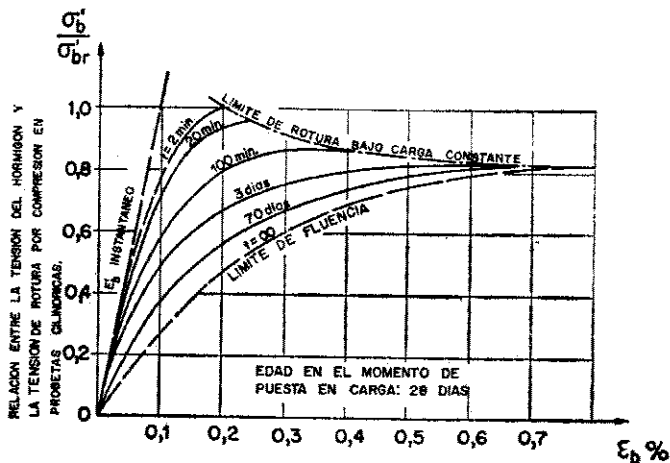


FIGURA 26.3 a

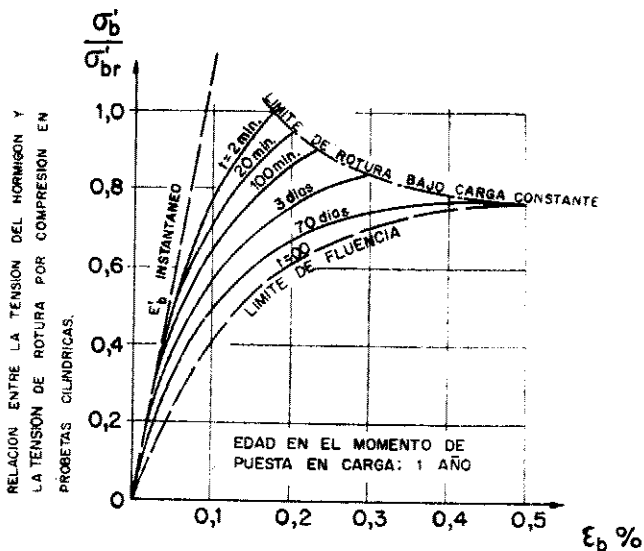


FIGURA 26.3 b

26.4. Resistencia de cálculo del hormigón.—Los valores de cálculo establecidos suponen que la carga total no actúa antes de los veintiocho días. En caso contrario, esa circunstancia deberá tenerse en cuenta de un modo estimativo, pudiendo utilizarse al efecto los valores dados en el cuadro II del comentario al apartado 10.3 de esta Instrucción.

Con la reducción del 10 por 100 en la resistencia de cálculo de las piezas hormigonadas verticalmente, se tiene en cuenta la disminución real de resistencia que suelen presentar tales piezas a causa de que, dada la forma en que se hormigonan, es muy difícil evitar una disgregación de la masa fresca, así como una desigual compactación de la misma a todo lo alto del elemento.

26.5. Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón.—Para los procedimientos de cálculo en rotura desarrollados por esta Instrucción es suficiente considerar como diagrama de cálculo tensión-deformación el establecido en el apartado 33.2, donde se exponen las bases de la teoría del momento tope.

26.6. Módulo de deformación longitudinal del hormigón.—El módulo de deformación longitudinal del hormigón es el cociente entre la tensión aplicada y la deformación elástica correspondiente. Dicho cociente es prácticamente constante (especialmente después de un primer ciclo de carga-descarga) siempre que las tensiones no sobrepasen el valor $0,3 \sigma'_{jk}$.

En rigor, E'_0 depende de la resistencia media del hormigón y no de la característica. Pero se ha preferido utilizar esta úl-

tima en la expresión E'_0 por homogeneidad con el resto de la Instrucción.

Como puede verse en los diagramas del comentario al apartado 26.3, el valor del módulo de deformación disminuye a medida que aumenta el tiempo de duración de la carga a causa de la influencia cada vez más acusada de los fenómenos de deformación diferida. De ahí las distintas fórmulas que se dan en el articulado en función del tipo de carga y de la naturaleza seca o húmeda del ambiente.

26.7. Retracción del hormigón.—Las variables citadas en el articulado pueden tenerse en cuenta del modo que a continuación se indica:

1.º El coeficiente de retracción final ϵ_r puede determinarse por la relación:

$$\epsilon_r = \psi \cdot \alpha_r \cdot \beta_r (1 - 10 \omega_0)$$

donde:

ψ = coeficiente de base de la retracción para el hormigón en masa, función del grado de humedad ambiente.

α_r = coeficiente que introduce la influencia del espesor (o menor dimensión) de la pieza.

β_r = coeficiente que introduce la influencia de la composición del hormigón.

ω_0 = cuantía geométrica longitudinal de la pieza ($\omega_0 = A/B_t$, siendo A la sección de la armadura longitudinal y B_t la sección de hormigón).

Los coeficientes ψ , α_r y β_r vienen definidos en los gráficos que a continuación se incluyen.

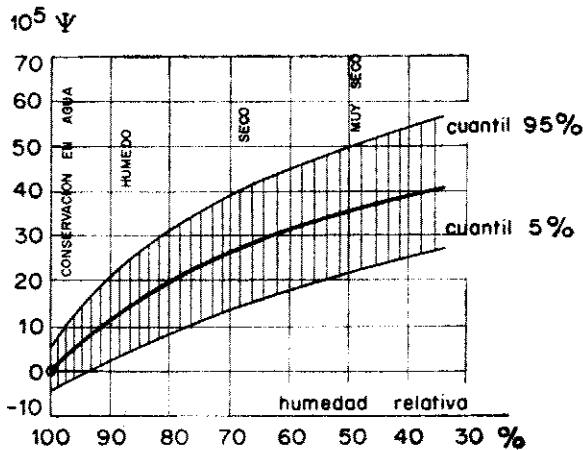


FIGURA 26.7 a

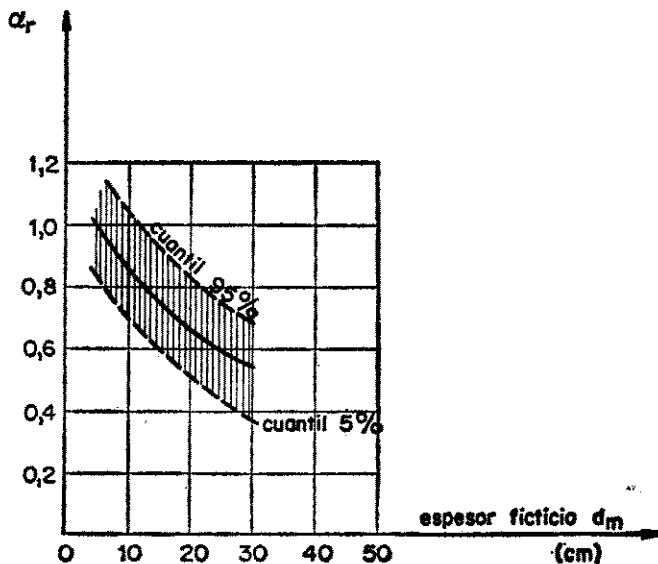


FIGURA 26.7 b

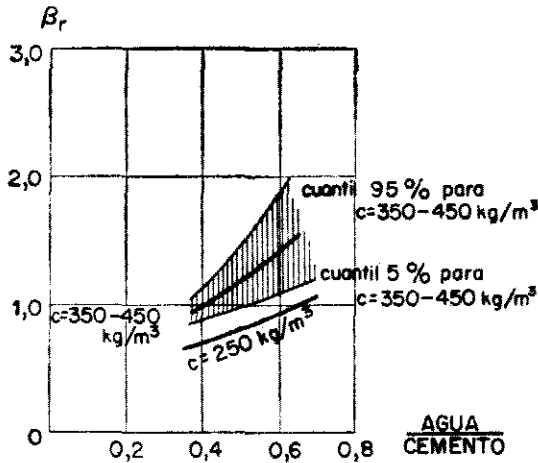


FIGURA 26.7 c

El coeficiente α_r se da en función del espesor ficticio d_m de la pieza, que se define como el cociente del área B de la sección por el semiperímetro $p/2$ en contacto con la atmósfera. Esta definición, establecida a partir de una sección circular, puede extenderse a otras secciones geométricas. Así por ejemplo:

— en sección cuadrada de lado a : $d_m = \frac{a^2}{2a} = \frac{a}{2}$

— en sección rectangular de ancho b y canto h_t : $d_m = \frac{b \cdot h_t}{b + h_t}$

en sección anular de espesor e y radio medio r :

$$d_m = \frac{2 \pi r e}{2 \pi r} = e$$

Puede observarse que si una de las dimensiones de la sección es muy grande respecto a la otra el espesor ficticio viene a equivaler al espesor real.

2.º Para unas condiciones constantes de humedad ambiente, la retracción varía con el tiempo. Esa variación puede expresarse mediante el coeficiente ρ definido como el cociente entre la deformación ϵ_{t_1} debida a la retracción en el instante t_1 y la deformación de retracción final $\epsilon_r = \epsilon_{t_\infty}$

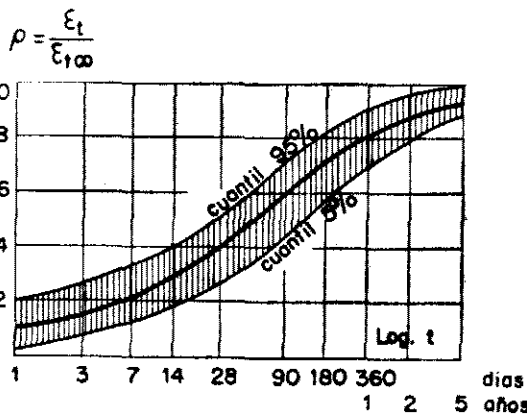


FIGURA 26.7 d

De este modo la deformación debida a la retracción en un intervalo de tiempo $(t_n - t_1)$ vale:

$$\epsilon_r (\rho_{t_n} - \rho_{t_1})$$

26.8. Fluencia del hormigón.—Para unas condiciones medias puede suponerse que la deformación final por fluencia es del

orden del triple de la deformación elástica instantánea. Si se desea una evaluación más aproximada, habrán de tenerse en cuenta las variables citadas en el articulado, lo que puede hacerse del modo que a continuación se indica:

1.º La deformación de fluencia final ϵ_r puede determinarse por la relación:

$$\epsilon_r = \epsilon_0 \cdot \varphi_0 \cdot \alpha_t \cdot \beta_f \cdot \xi$$

donde:

- ϵ_0 = deformación elástica instantánea en el momento de la puesta en carga.
- φ_0 = coeficiente de base de la fluencia, función del grado de humedad ambiente.
- α_t = coeficiente que introduce la influencia del espesor (o menor dimensión) de la pieza.
- β_f = coeficiente que introduce la influencia de la composición del hormigón.
- ξ = coeficiente que introduce la influencia de la edad del hormigón en el momento de la puesta en carga.

Los coeficientes φ_0 , α_t , β_f y ξ vienen definidos en los gráficos que a continuación se incluyen.

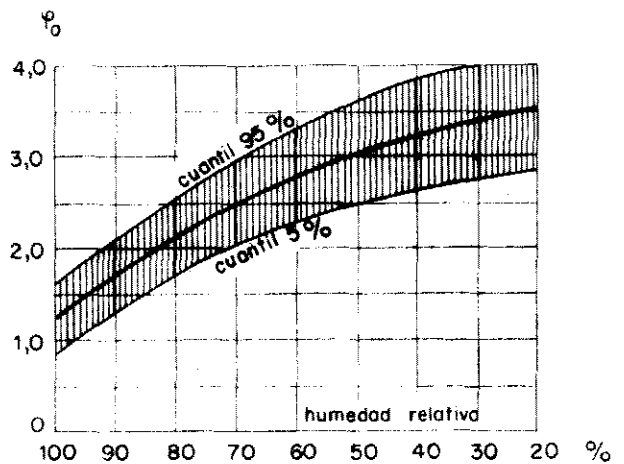


FIGURA 26.8 a

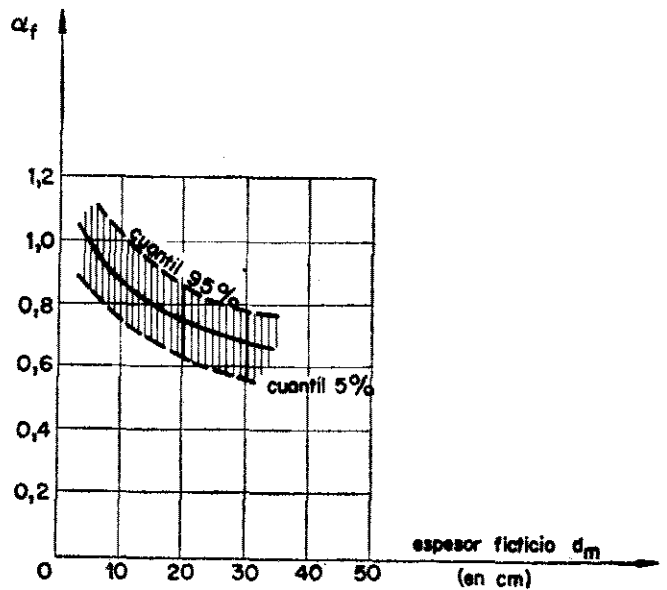


FIGURA 26.8 b

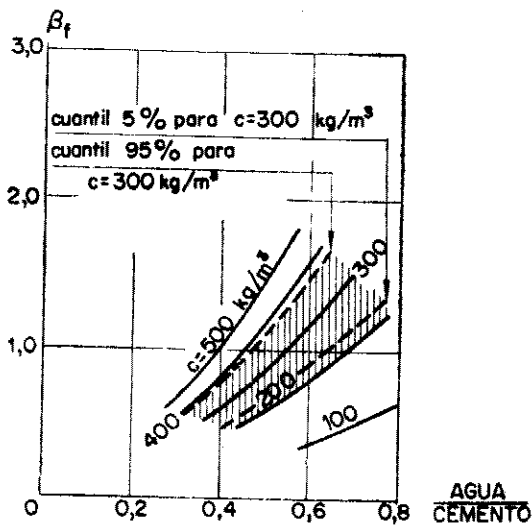


FIGURA 26.8 c

El coeficiente α_f se da en función del espesor ficticio d_m de la pieza (véase comentario al apartado anterior 26.7). El coeficiente ξ se da, suponiendo una temperatura ambiente media de 20° C y unas condiciones normales de endurecimiento, con empleo de cemento portland normal.

La edad del hormigón en el momento de la puesta en carga tiene tanta o más influencia en el fenómeno que el grado de humedad ambiente. Si la temperatura ambiente media no es de 20° C, sino de T grados centígrados, para calcular el valor de ξ debe entrarse con un valor corregido de la edad del hormigón dado por la fórmula:

$$t_r = \frac{\sigma \cdot \Delta t (T + 10^\circ)}{30^\circ}$$

donde:

t_r = edad corregida en el momento de la puesta en carga, dada en días.

Δt = número de días durante los cuales el endurecimiento se efectúa a una temperatura T grados centígrados.

2.º Como la retracción, la fluencia varía en función del tiempo, y esa variación puede expresarse mediante el mismo coeficiente ρ (véase comentario al apartado anterior 26.7), definido como el cociente entre la deformación ϵ_{t_0} debida a la fluencia en el instante t_0 y la deformación de fluencia final $\epsilon_f = \epsilon_{t_\infty}$.

26.9. Coeficiente de Poisson.

26.10. Coeficiente de dilatación térmica.—Los ensayos han demostrado que este coeficiente puede variar en una proporción relativamente elevada (del orden de ± 30 por 100). Dicho coeficiente depende de la naturaleza del cemento, de la de los áridos, de la dosificación, de la higrometría y de las dimensiones de las secciones.

Por lo que respecta a los áridos, los valores más bajos se obtienen con áridos calizos, y los más elevados, con áridos silíceos.

CAPITULO VI

Cargas y otras acciones

Art. 27. CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES.

La clasificación establecida, que en forma de cuadro sinóptico se incluye en el comentario al artículo 31 de esta Instrucción, se refiere sólo a acciones exteriores. Para obtener el estado global de fuerzas que actúan sobre la estructura habrá que añadir a tales acciones las reacciones correspondientes que se originan por las coacciones internas y de apoyo.

En las sobrecargas de explotación deben considerarse incluidos todos los efectos, sean o no ponderales, que tales sobrecargas puedan producir, como, por ejemplo: frenado, choques laterales, fuerza centrífuga, fenómenos vibratorios, etc.

Para completar el cuadro de las distintas acciones, habría que considerar la influencia del modo de construcción, que puede introducir acciones diferentes a las reseñadas durante el proceso de ejecución. Como tales acciones son transitorias, no han sido incluidas en la clasificación.

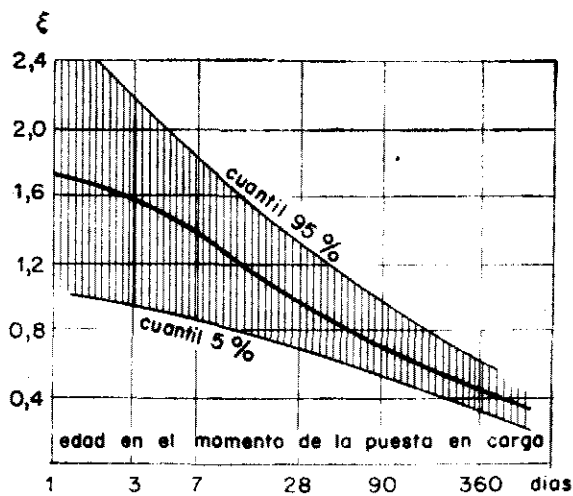


FIGURA 26.8 d

Debe tenerse en cuenta que la clasificación establecida no es estanca, es decir, que en algunos casos habrá que considerar como sobrecargas de explotación acciones que aparecen incluidas en otro grupo de dicha clasificación. Tal será el caso, por ejemplo, de un muro contra viento, en el que esa sobrecarga climática adquiere el carácter de una sobrecarga de explotación.

Ante la necesidad cada vez más acuciante de unificar internacionalmente, con objeto de evitar confusiones, los distintos conceptos que aparecen en los Reglamentos, para designar las diferentes acciones se han adoptado en esta Instrucción las mismas denominaciones actualmente empleadas en la mayor parte de los países y que coinciden, en general, con las sancionadas por la costumbre.

Art. 28. VALORES DE LAS ACCIONES.

28.1. Generalidades.—El concepto de valor característico aplicado a las acciones es análogo al ya utilizado al definir la resistencia del hormigón (véase apartado 10.1 de esta Instrucción y su comentario). En él se hace intervenir también la dispersión que en la práctica presentan los distintos valores reales de la acción considerada.

En relación con el coeficiente γ_s , podrá tomarse el valor límite inferior $\gamma_s = 1,35$ en el caso excepcional en que se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

- 1.ª El grado de confianza que puede otorgarse a las hipótesis de cálculo adoptadas es muy grande.
- 2.ª Los estudios y cálculos realizados son rigurosos y en ellos se han tenido en cuenta todas las sollicitaciones y todas sus combinaciones posibles.
- 3.ª Los anclajes, nudos, enlaces y apoyos se estudian con el mayor cuidado.
- 4.ª Las condiciones previstas para la ejecución de la obra son muy buenas (véase comentario al apartado 23.2 de esta Instrucción).
- 5.ª Los daños previsibles, en caso de accidente, son de tipo medio y exclusivamente materiales.

Cuando no se cumplan simultáneamente las condiciones anteriores se adoptará para γ_s un valor igual o superior a 1,40, el cual debe establecerse corrigiendo, en la forma que a continuación se indica el coeficiente límite inferior 1,35:

- a) sumándole 0,15 si los estudios y cálculos son medianamente cuidadosos y las hipótesis son inciertas.
- b) sumándole 0,15 si las condiciones de ejecución son medias (véase comentario al apartado 23.2 de esta Instrucción).
- c) sumándole 0,15 si los daños previsibles, en caso de accidente, son muy importantes; y
- d) restándole 0,15 si los daños previsibles, en caso de accidente, son mínimos y exclusivamente materiales.

Estas correcciones son acumulables y sus valores pueden fraccionarse si el proyectista estima que las condiciones del caso que estudia no coinciden totalmente con las mencionadas. En la práctica, como el cuidado de los cálculos y la calidad de la ejecución suelen ir acordes con la importancia de la obra, al

aplicar acumulativamente las correcciones señaladas vuelve a obtenerse, la mayoría de las veces, el valor $\gamma_8 = 1,50$ establecido en el articulado para los casos ordinarios. Si no es así, se adoptará para γ_8 el valor que resulte con tal de que no sea inferior a 1.40.

Sin perjuicio de las disposiciones oficiales específicas que puedan dictarse, la aplicación de los criterios mencionados conduce, y sólo a título de ejemplo, a los siguientes valores del coeficiente de mayoración:

- puentes, edificios para viviendas, naves industriales, etc. de tipo ordinario $\gamma_8 = 1,50$
- teatros, tribunas, grandes edificios comerciales, etc. $\gamma_8 = 1,65$
- silos acequias, obras provisionales, etc. $\gamma_8 = 1,40$

Aparte de las correcciones inmediatas que quedan señaladas, cuando la importancia de la obra lo justifique podrá corregirse, previos los oportunos estudios, el valor $\gamma_8 = 1,50$ 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.

(Continuará.)

MINISTERIO DE HACIENDA

ORDEN de 27 de noviembre de 1968 por la que se regula el procedimiento de exclusión del régimen de evaluación global de las personas físicas, Entidades jurídicas y actividades comprendidas en la Orden de 25 de noviembre de 1967.

Ilustrísimo señor:

La ejecución de la Orden de 25 de noviembre de 1967 requiere dictar las oportunas normas de procedimiento que, con las debidas garantías para el contribuyente, regulen la forma, plazo y condiciones en que debe efectuarse la exclusión del régimen de evaluación global.

En su consecuencia, este Ministerio, ha tenido a bien dictar las siguientes normas:

Primera.—Las Sociedades y Entidades jurídicas que, en virtud de la Orden de 25 de noviembre de 1967, quedaron excluidas del régimen de evaluación global para la determinación de rendimientos en el Impuesto sobre Sociedades, a partir de los ejercicios iniciados en 1 de enero de 1968 o que se inicien con posterioridad a esta fecha, se registrarán, en tanto dicha exclusión se mantenga, por las disposiciones legales y reglamentarias aplicables a las Empresas renunciando al citado régimen, salvo lo preceptuado en la norma sexta de esta Orden.

Segunda.—Durante la primera quincena del mes de enero de cada año, las Administraciones de Tributos acordarán, respecto a las Empresas que tengan establecido el domicilio fiscal en sus respectivas demarcaciones, las exclusiones del régimen de evaluación global que procedan por aplicación de esta Orden, aun en el caso de que el sujeto pasivo hubiera renunciado en tiempo y forma a dicho régimen. En el acuerdo se consignará la causa determinante de la exclusión y el primer balance o ejercicio económico a partir del cual deba surtir efecto.

El acuerdo se tomará de oficio cuando la causa de la exclusión sea el ejercicio de alguna de las actividades señaladas en el apartado primero de la Orden de 25 de noviembre de 1967 y a propuesta de la Inspección del Tributo cuando el sujeto pasivo haya superado algunos de los límites señalados en el apartado segundo de la misma Orden.

A tal fin, los Intendentes al servicio de la Hacienda Pública, que tengan a su cargo la Inspección del Impuesto, propon-

drán a la Administración de Tributos en sus respectivas provincias las exclusiones pertinentes, antes del día 31 de diciembre de cada año, en base de los datos de que disponga o adquiera por los medios a su alcance, pudiendo utilizar, a estos efectos, los relativos al ejercicio económico precedente.

Tercera.—Notificado reglamentariamente el acuerdo de exclusión, el sujeto pasivo podrá formular su oposición al mismo ante la Administración de Tributos que lo haya dictado, dentro del plazo de los quince días hábiles siguientes.

Cuando la causa determinante de la exclusión sea la cifra de capital fiscal o el volumen anual de operaciones y la Empresa tenga fijado un ejercicio social no coincidente con el año natural, el expresado plazo se contará a partir de la fecha de cierre del primer ejercicio a que el acuerdo corresponda.

La oposición del sujeto pasivo, puesta de manifiesto en el tiempo y forma indicados anteriormente dejará provisionalmente sin efecto el acuerdo de exclusión, continuando sometido al régimen de evaluación global, salvo que hubiera formulado renuncia expresa a éste y sin perjuicio de la aplicación de la norma séptima de la presente Orden.

Transcurrido el plazo de quince días hábiles, antes señalado, sin que se haya formulado oposición, el acuerdo adquirirá firmeza y tendrá validez para ejercicios sucesivos mientras no varíen las circunstancias que lo motivaron.

Las Administraciones de Tributos, por conducto reglamentario, darán traslado de los acuerdos que hayan quedado firmes a las Delegaciones de Hacienda de las provincias, donde el contribuyente excluido ejerza sus actividades, para que surtan los debidos efectos.

Cuarta.—Cuando los contribuyentes afectados por la Orden de 25 de noviembre de 1967 no hubieran sido notificados del acuerdo de exclusión del régimen de evaluación global, vendrán obligados a ponerlo en conocimiento de la Administración de Tributos de su domicilio fiscal en el plazo del mes siguiente al cierre del ejercicio durante el cual se hayan dado las circunstancias determinantes de la exclusión.

Idéntica obligación alcanzará a los contribuyentes que, excluidos del régimen de evaluación global, deban volver al mismo por no incidir en ellos cualquiera de las causas determinantes de la exclusión.

Dictados los pertinentes acuerdos y notificados reglamentariamente, las Administraciones de Tributos, cuando proceda, darán traslado de aquéllos a las de las provincias afectadas, en la forma indicada en el último párrafo de la norma anterior.

Quinta.—Bajo epígrafe titulado «Empresas excluidas del régimen de evaluación global» se relacionarán, independientemente, al final de la lista de contribuyentes que se forme en cumplimiento de lo dispuesto en el párrafo quinto de la regla 12 de la Instrucción provisional del Impuesto Industrial, Cuota de Beneficios, las que hayan sido objeto de exclusión en virtud de lo dispuesto en la Orden de 25 de noviembre de 1967.

Sexta.—La Administración tributaria podrá solicitar de los contribuyentes excluidos del régimen de evaluación global los datos que se estimen necesarios, a fin de llevar a cabo los estudios económicos de la actividad de que se trate.

Séptima.—Las Sociedades y demás Entidades jurídicas que incidan en alguna de las circunstancias establecidas en la Orden de 25 de noviembre de 1967, aunque no hayan sido excluidas formalmente del régimen de evaluación global, quedarán sometidas a tributación por el Impuesto sobre Sociedades, de acuerdo con las bases resultantes de aplicar el régimen de estimación directa. En este caso, los rendimientos asignados por las Juntas de evaluación tendrán únicamente el alcance previsto en el artículo 28, 3, del texto refundido de dicho Impuesto.

Por el contrario, las Entidades excluidas de la evaluación global quedarán sujetas a este régimen en el ejercicio o ejercicios en que no se hubieran producido las causas determinantes de la exclusión, fijándose los rendimientos por el Impuesto sobre Sociedades mediante la aplicación de los índices aprobados por las Juntas en que debieron figurar incluidas, excepto si existiese renuncia expresa al mencionado régimen.

La Inspección del Impuesto instruirá los expedientes que proceda, de conformidad con lo ordenado en la presente norma, proponiendo la competencia de los Jurados Tributarios para el señalamiento de las bases imponibles, a tenor de lo previsto en el artículo 68, b), del texto refundido del Impuesto sobre Sociedades, en los supuestos a que se refiere el párrafo anterior.

I. Disposiciones generales

PRESIDENCIA DEL GOBIERNO

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

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

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

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

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

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

Art. 29. DETERMINACIÓN DE LOS EFECTOS ORIGINADOS POR LAS ACCIONES.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

CAPITULO VII

Base de cálculo

Art. 30. COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

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

Art. 31. ESTABLECIMIENTO DE LAS HIPÓTESIS DE CARGA.

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

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

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

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

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

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

Art. 32. COMPROBACIONES QUE DEBEN REALIZARSE.

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

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

- Hipótesis I: A + α B aplicado γ_s a las acciones que corresponda.
- Hipótesis II: A + C aplicado γ_s a las acciones que corresponda.
- Hipótesis III: A + α B + C aplicado 0,9 γ_s a las acciones que corresponda.
- Hipótesis IV: A + α B + C + D sin aplicar γ_s

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

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

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

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

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

CAPITULO VIII

Cálculo de secciones

Art. 33. FLEXIÓN SIMPLE O COMPUESTA.

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

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

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

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

0,75 σ _b [*]	si	σ _{bk} = 200 kg/cm ²
0,65 σ _b [*]	si	σ _{bk} = 600 kg/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 σ_b^{*} en todos los casos. Esta simplificación proporciona resultados suficientemente aproximados.

b) El valor del acortamiento unitario en agotamiento del hormigón puede diferir sensiblemente del que se indica en el caso de cargas de gran duración o en secciones de formas especiales. No obstante, resulta aceptable adoptar siempre, para el caso de flexión, el valor 0,0035. Cuando la fibra neutra se encuentra en el interior de la sección (x ≤ h), se alcanza ese valor.

En secciones totalmente comprimidas, las deformaciones de agotamiento son más pequeñas y descienden a un valor del orden de 0,002 a 0,0025 en compresión simple. Conviene igualmente hacer notar que en las vigas en T cuya cabeza de compresión sea relativamente delgada respecto al canto, dicha cabeza puede encontrarse en condiciones de deformación próximas a las de un soporte comprimido.

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

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

e) Debe recordarse que la resistencia de cálculo σ_s^{*} del acero en compresión está limitada por definición al valor σ_s^{*} > 4.000 kg/cm², y que la validez del diagrama de cálculo del acero, establecido en el apartado 25.4 de esta Instrucción, no está comprobada en los aceros de límite elástico superior a 6.000 kg/cm².

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

g) La armadura de compresión no es estrictamente nece-

saria si se verifica que $\frac{y}{h} \leq \frac{0,75}{1 + 1,36 \times 10^{-4} \sigma_s}$ (ver anejo 5, capítulo I).

Ahora bien, el objeto de disminuir las deformaciones lentas (apartado 44.2), se limita el cociente $\frac{y}{h}$ al valor 0.4, con lo que el momento absorbido por el hormigón disminuye

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

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

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

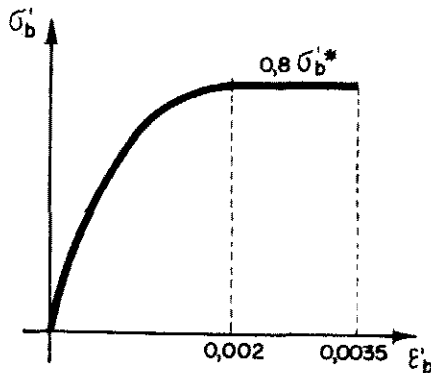


diagrama parábola-rectángulo (parábola de 2º grado)

FIGURA 33.3

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

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

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

$$A \cdot \sigma'_a \geq 0,05 N^*$$

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

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

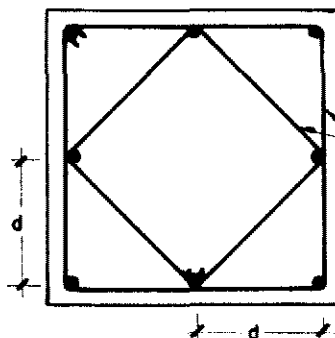


FIGURA 34.4 b

Familias de cercos colocadas alternativamente

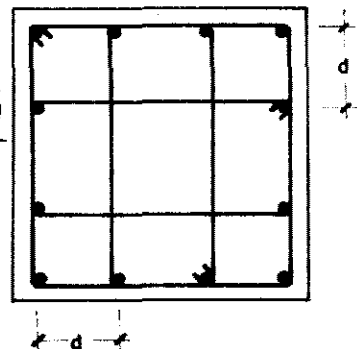


FIGURA 34.4 c

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

$$A \cdot \sigma'_a \geq 0,9 A_{so} \sigma_{tso}^*$$

Art. 34. COMPRESIÓN SIMPLE O COMPUESTA.

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

34.2. *Compresión simple en piezas no zunchadas.*—El coeficiente 0,7 aplicado a la resistencia de cálculo del hormigón, se introduce para tener en cuenta el fenómeno de cansancio del material, cuyo efecto es máximo cuando toda la sección está comprimida. Dicho coeficiente puede hacerse variable en función de la calidad del hormigón tomando los siguientes valores:

0,75	si	$\sigma'_{bk} = 200 \text{ kg/cm}^2$
0,65	si	$\sigma'_{bk} = 600 \text{ kg/cm}^2$

e interpolando o extrapolando linealmente en los demás casos (véase punto a) del comentario del apartado 33.2 de esta Instrucción). Se adopta el valor de 0,7 como suficientemente seguro para todos los casos ordinarios

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

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

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

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

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

$$A \cdot \sigma'_a \geq 0,1 N^*$$

$$A' \cdot \sigma'_a \leq \sigma'_b \cdot B$$

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

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

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

Independientemente de lo anterior, debe recordarse que la separación t viene limitada también por la condición $t \leq 0.85 h$ establecida en el apartado 37.5 de esta Instrucción, y que de acuerdo con el apartado 37.2, para poder aprovechar integralmente la capacidad resistente $0.9 \cdot A_{s0} \cdot \sigma_{ts0}^*$ de los cercos o estribos a esfuerzo cortante deberá verificarse

$$A \cdot \sigma_a^* \geq 0.9 \cdot A_{s0} \cdot \sigma_{ts0}^*$$

Art. 35. TRACCIÓN SIMPLE O COMPUESTA.

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

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

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

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

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

Art. 36. FLEXIÓN ESVIADA SIMPLE O COMPUESTA.

Art. 37. ESFUERZO CORTANTE.

37.1. Generalidades.

37.2. Contribución del hormigón.—La contribución que puede prestar el hormigón en la resistencia de una pieza al esfuerzo cortante se debe fundamentalmente a la existencia de una zona comprimida, capaz de colaborar con la armadura transversal absorbiendo parte de dicho esfuerzo. Por este motivo, en el caso de una sollicitación normal de tracción actuando en el interior de la sección, debe prescindirse, según se prescribe en el articulado, del término T_{h0}^* , puesto que en dicho caso no existirá normalmente zona comprimida en el hormigón.

Podría imaginarse que de acuerdo con lo expuesto, en aquellas piezas en las cuales la ley de momentos flectores cambia de signo a lo largo de la directriz y poseen, por lo tanto, secciones de momento nulo, debería también prescindirse en dichas secciones de la colaboración que representa el sumando T_{h0}^* . Pero hay que tener en cuenta que en realidad esto sólo puede ocurrir en una sección teórica, y que el esfuerzo cortante es una acción cuyo efecto debe estudiarse por zonas y no por secciones. Si debido al esfuerzo cortante se inicia una grieta en la sección de momento nulo, dicha grieta no podrá llegar a los bordes de la pieza sin alcanzar zonas en las que, por existir un cierto momento, habrá siempre una cabeza comprimida capaz de resistir simultáneamente con la armadura transversal, siendo operante, por tanto, el sumando T_{h0}^* .

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

37.3. Contribución de la armadura transversal.—Como aclaración al significado de A_{s0} y A_s véase la figura 37.3.

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

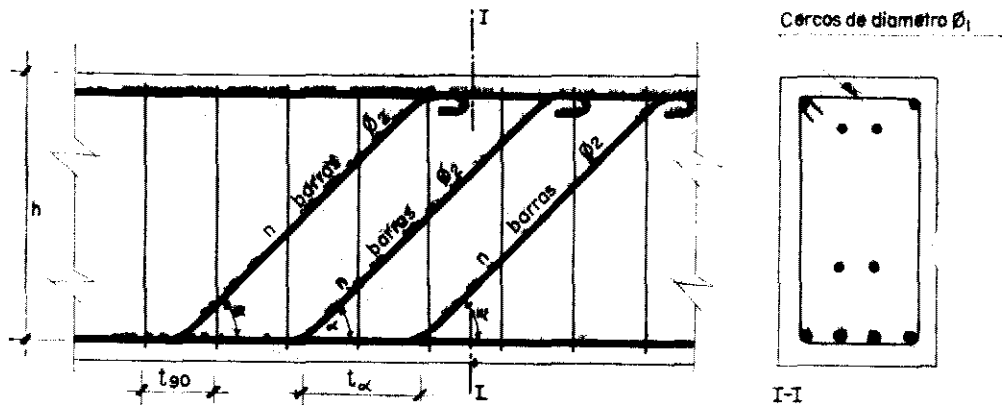


FIGURA 37.3

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

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

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

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

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

Cuando haya estribos, puede llegarse a $t=1,5 h$, en las barras dobladas en las zonas en que el esfuerzo cortante no sea máximo.

37.6. Casos especiales de cargas.—En el cálculo de T^* pueden 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.

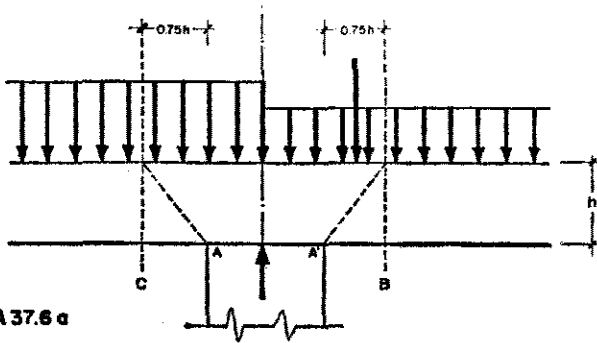


FIGURA 37.6 a

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

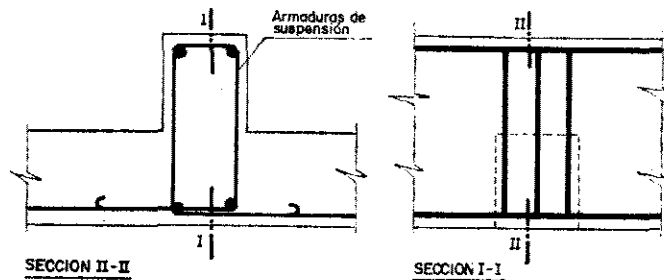


FIGURA 37.6 b

Art. 38. TORSIÓN.

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

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

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

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

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

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

Art. 39. ANCLAJE DE LAS ARMADURAS.

39.1. Generalidades.—El disponer los anclajes a partir del punto P_1 , en vez de partir del punto P_0 , en que teóricamente deja de ser necesaria la barra a efectos resistentes, está de acuerdo con lo que se prescribe en el artículo 41 de esta Instrucción, relativo al cálculo de anclajes.

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

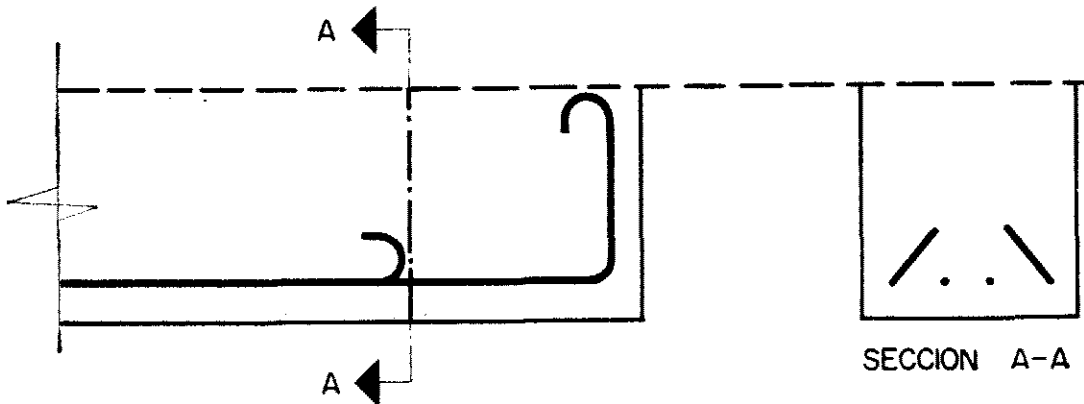


FIGURA 39.1

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

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

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

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

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

Art. 40. EMPALME DE LAS ARMADURAS.

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

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

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

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

40.3. *Empalmes por soldadura.*—Siendo la soldadura una operación delicada, conviene que los operarios que hayan de realizarla demuestren previamente su aptitud, sometiéndose a las pruebas especificadas en la norma UNE 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 más que por un lado (lo que nunca es aconsejable), la longitud eficaz de este cordón único será, por lo menos, igual a $10\varnothing$.

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

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

Art. 41. ADHERENCIA Y ANCLAJE.

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

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

siendo:

p = perímetro de una barra;
n = número de barras;
 τ_{dl}^* = tensión límite de adherencia.

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

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

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

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

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

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

A falta de resultados experimentales directos podrá suponerse que la tensión límite de adherencia τ_{dl}^* vale $0.75 \sigma_b^*$ para las barras lisas, y $1.36 \sigma_b^*$ para las de alta adherencia, siendo σ_b^* la resistencia a tracción del hormigón.

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

$$A \cdot \sigma_a^* = p \cdot l_d \cdot \tau_{dl}^*$$

es decir, a:

$$l_d = \frac{\varnothing}{4} \frac{\sigma_a^*}{\tau_{dl}^*}$$

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

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

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

donde:

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

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

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

Art. 42. PANDEO.

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

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

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

Art. 43. COMPROBACIÓN DE LAS CONDICIONES DE FISURACIÓN.

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

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

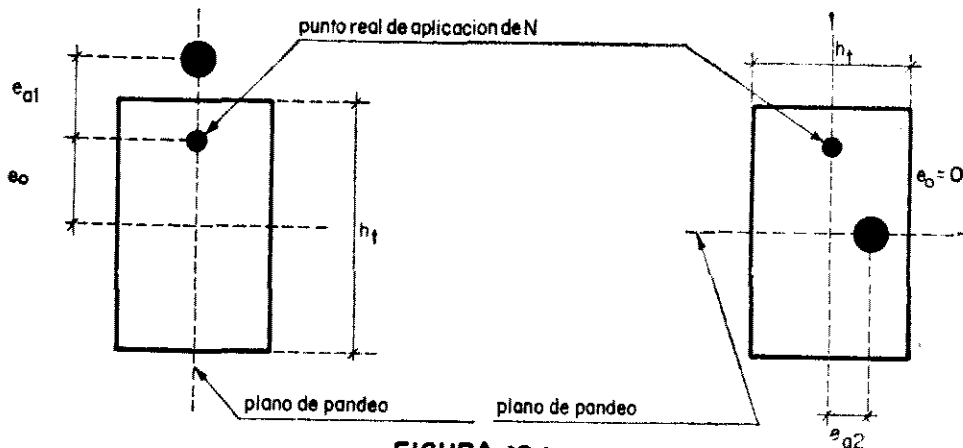


FIGURA 42.1

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

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

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

Conviene señalar que tales relaciones responden a la fórmula general:

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

siendo K el mismo coeficiente definido en el apartado 43.3.

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

el valor σ_a^* por el producto $\sigma_a^* \cdot \frac{A_n}{A}$.

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

$$\left(1,5 \cdot d + 0,04 \frac{\sigma}{\sigma_o}\right) \left(\frac{\sigma_a^*}{\gamma_s} - \frac{7,5}{\sigma_o}\right) \cdot 10^{-6} \leq W_{max}$$

Con los siguientes significados:

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

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

Art. 44. DEFORMACIONES.

44.1. *Generalidades.*—Para todo lo relativo a deformaciones del hormigón, se recomienda consultar los apartados 26.6 a 26.10 de esta Instrucción.

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

$$f'' = \frac{|\epsilon_a| + |\epsilon'_b|}{h}$$

y en piezas a compresión:

$$f'' = \frac{|\epsilon'_1| - |\epsilon'_2|}{h_t}$$

siendo $|\epsilon_a|$ y $|\epsilon'_b|$ las deformaciones (alargamiento y acortamiento, respectivamente) del acero y del hormigón, en valor absoluto; $|\epsilon'_1|$ y $|\epsilon'_2|$ los acortamientos de las fibras extremas (más comprimida y menos comprimida, respectivamente) del hormigón, en valor absoluto, y h y h_t el canto útil y total de la pieza, respectivamente.

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

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

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

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

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

CAPITULO IX

Elementos estructurales

Art. 45. VIGAS.

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

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

Art. 46. SOPORTES.

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

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

Art. 47. PIEZAS EN T.

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

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

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

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

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

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

Art. 48. PIEZAS DE FORMAS ESPECIALES.

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

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

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

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

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

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

Art. 49. ESTRUCTURAS RETICULARES PLANAS.

49.1. *Generalidades.*—La redistribución de momentos tiene en cuenta el comportamiento del hormigón más allá de su fase elástica. El apartado que se comenta permite sustituir la curva teórica de momentos flectores por la que resulta de desplazar dicha curva verticalmente, de forma que el valor del máximo momento flector negativo quede disminuido en un 15 por 100 (ver figura 49.1). No obstante, debe recordarse lo establecido en el primer párrafo del comentario al apartado 29.1 de esta Instrucción.

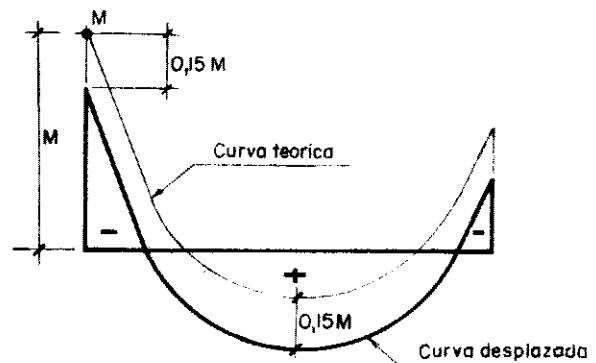


FIGURA 49.1

Conviene advertir que la continuidad de una estructura depende esencialmente de la forma en que se realice su hormigonado y desencofrado. Si la secuencia de dichas operaciones no se ajusta escrupulosamente a un programa previo bien estudiado, el comportamiento real de la estructura puede diferir bastante de las previsiones del cálculo teórico, en especial bajo las cargas permanentes.

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

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

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

Art. 50. PLACAS SUSTENTADAS EN DOS BORDES PARALELOS.

50.1. *Generalidades.*—Las prescripciones de los apartados 50.2 a 50.4 del artículo que se comenta constituyen un procedimiento sencillo para el dimensionamiento de estas placas, cuya aplicación resulta cómoda en los casos ordinarios y conduce a resultados que quedan del lado de la seguridad. Dichas prescripciones, en general, han sido deducidas teniendo en cuenta el comportamiento elástico de los materiales. Para los cálculos en régimen plástico, y en particular cuando se desee aplicar la teoría de las líneas de rotura, habrá que tener presente lo que a tal efecto se señala en el apartado 29.1 de esta Instrucción.

50.2. *Placas sustentadas en dos bordes paralelos sometidas a cargas uniformemente repartidas.*—La asimilación a placa rectangular sustentada en su contorno que se establece en el caso b) del apartado que se comenta debe entenderse válida tan sólo a efectos de determinación de momentos.

50.3. *Placas sustentadas en dos bordes paralelos sometidas a cargas concentradas.*—El procedimiento de cálculo del apartado que se comenta es válido tan sólo en lo que se refiere

a momentos flectores, pero no puede extenderse a los esfuerzos cortantes, los cuales requieren un estudio particular en cada caso.

Si la banda eficaz alcanza el borde libre de la placa y dicho borde es mayor que el sustentado, la parrilla de armaduras superiores resultará extendida a la totalidad de la placa, de acuerdo con el segundo párrafo del apartado que se comenta.

Las armaduras indicadas para las bandas adyacentes a la banda eficaz son apropiadas cuando la anchura de tales bandas no supera al cuarto de la luz de la placa; pero si esa anchura rebasa el límite mencionado, las bandas adicionales más allá del cuarto de la luz podrán armarse más débilmente, a criterio del proyectista.

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

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

Art. 51. PLACAS RECTANGULARES SUSTENTADAS EN SU CONTORNO.

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

Las prescripciones de los apartados 51.2 a 51.4 del artículo que se comenta constituyen un procedimiento sencillo para el dimensionamiento de placas rectangulares sustentadas en su contorno y sometidas a una carga uniforme; su aplicación resulta cómoda en los casos ordinarios y conduce a resultados que quedan del lado de la seguridad. Dichas prescripciones, en general, han sido deducidas teniendo en cuenta el comportamiento elástico de los materiales. Para los cálculos en régimen plástico y, en particular, cuando se desee aplicar la teoría de las líneas de rotura habrá que tener presente lo que a tal efecto se señala en el apartado 29.1 de esta Instrucción.

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

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

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

51.3. *Disposición de armaduras.*—La longitud de las armaduras principales negativas viene especificada en la figura 51.3. En cuanto a las positivas es conveniente que lleguen de borde a borde de la placa, aunque pueden detenerse antes algunas en la medida en que lo permita la ley de momentos flectores correspondientes.

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

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

Art. 52. PLACAS CONTINUAS SOBRE APOYOS AISLADOS.

52.1. *Campo de aplicación.*—Quedan comprendidas dentro de ese artículo, por tanto, las placas macizas de canto constante o ligeramente variable, y las aligeradas con cabeza de compresión de espesor constante o ligeramente variable y nervios en ambas direcciones.

Las prescripciones de los apartados 52.3 a 52.6 del artículo que se comenta constituyen un procedimiento sencillo para el dimensionamiento de este tipo de placas; su aplicación resulta cómoda en los casos ordinarios, y conduce a resultados que quedan del lado de la seguridad. Dichas prescripciones, en general, han sido deducidas teniendo en cuenta el comportamiento elástico de los materiales. Para los cálculos en régimen plástico y, en particular, cuando se desee aplicar la teoría de las líneas de rotura habrá que tener presente lo que a tal efecto se señala en el apartado 29.1 de esta Instrucción.

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

52.3. *Disposiciones relativas a las dimensiones de los distintos elementos.*—Las limitaciones prescritas en este apartado para las dimensiones de los distintos elementos son las que aconseja la experiencia actualmente existente sobre este tipo de estructuras. El cumplimiento de dichas prescripciones permite al proyectista utilizar el método simplificado de cálculo que se incluye en el apartado 52.4 del artículo que se comenta.

52.4. *Método de cálculo.*—En los casos ordinarios de placas rectangulares en las que para cada dirección, las dimensiones de todos los recuadros son iguales (ver figura 52.2.b), los pórticos virtuales resultantes según $X-X$ serán idénticos, así como los resultantes según $Y-Y$. Bastará entonces calcular sólo un pórtico en cada dirección para tener resuelto el cálculo completo de la placa.

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

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

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

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

Art. 53. LÁMINAS.

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

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

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

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

53.3. *Disposiciones relativas al hormigón.*—En general, el espesor de las láminas no viene determinado por necesidades de resistencia, sino por otras consideraciones: condiciones de deformación, seguridad al pandeo, recubrimientos de armaduras, garantía de buena ejecución, etc.

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

53.4. *Disposiciones relativas a las armaduras.*—El incumplimiento de la disposición a) del apartado que se comenta podría originar efectos locales cuya influencia habría que considerar en cada caso.

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

Art. 54. CARGAS CONCENTRADAS SOBRE MACIZOS.

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

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

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

Art. 55. ZAPATAS ARMADAS.

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

La relación h_0/v , que debe compararse con el valor 1 a efectos de calificación de la zapata como flexible o como rígida, entraña una doble comprobación (ver figura 55.1): según la dirección a ($v = v_a$) y según la dirección b ($v = v_b$).

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

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

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

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

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

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

Art. 56. VIGAS DE GRAN CANTO.

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

Para vigas de canto superior a un metro pero inferior a la mitad de su luz, consúltese el apartado 48.3 de esta Instrucción.

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

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

$$b \geq \frac{\lambda^2 \cdot q^* \cdot l}{\sigma_{bR}^* \cdot n_t} \quad \text{con} \quad \lambda = \frac{l}{16 \sqrt{2} \cdot b}$$

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

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

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

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

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

Art. 57. SOPORTES COMPUESTOS.

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

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

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

En la fórmula (1) debe recordarse la reducción del 10 por 100 aplicable a la resistencia de cálculo del hormigón en piezas hormigonadas verticalmente (apartado 26.4 de esta Instrucción).

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

PARTE III

ANEJOS

ANEJO 1

Notación

NORMAS GENERALES A LAS QUE DEBE AJUSTARSE LA NOTACIÓN

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Letras mayúsculas del alfabeto romano:

- A = Área total de la sección recta de la armadura principal en tracción.
- A' = Área total de la sección recta de la armadura principal en compresión.
- B = Área de la sección útil de hormigón de una pieza.
- B_t = Área de la sección total de hormigón de una pieza.
- E_s = Módulo de deformación longitudinal del acero.
- E'_b = Módulo de deformación longitudinal del hormigón.
- G = Carga permanente.
- K = Coeficiente, con las acepciones particulares que en cada caso se indican.
- M = Momento flector.
- M* = Valor de cálculo del momento flector.
- M_b = En una sección en T, contribución del hormigón al momento flector «tope».
- M_p = Momento flector «tope».
- M_{tor} = Valor característico del momento torsor.
- M_{tor}* = Valor de cálculo del momento torsor.
- M_u = Momento flector de rotura (momento de agotamiento, momento último).
- N = Esfuerzo normal.
- N* = Valor de cálculo del esfuerzo normal.
- N_u = Esfuerzo normal de rotura (de agotamiento, último).
- P = Carga concentrada vertical.
- P* = Valor de cálculo de la carga concentrada vertical.
- Q = Sobrecarga.
- T = Esfuerzo cortante.
Otro significado: Temperatura.
- T* = Valor de cálculo del esfuerzo cortante.
- T_a* = Valor de cálculo de la contribución de la armadura transversal a la resistencia al esfuerzo cortante.
- T_b* = Valor de cálculo de la contribución del hormigón de la zona comprimida a la resistencia al esfuerzo cortante.
- U = Capacidad mecánica de la armadura en tracción o menos comprimida.
- U' = Capacidad mecánica de la armadura en compresión o más comprimida.
- V = Capacidad mecánica de la sección útil de hormigón.
- V_t = Capacidad mecánica de la sección total de hormigón.

Letras minúsculas del alfabeto romano:

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

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

Letras mayúsculas griegas:

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

Letras minúsculas griegas:

- α = Ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto a la directriz de la pieza.
- β = Coeficiente, con las acepciones particulares que en cada caso se indican.
- γ_a = Coeficiente de minoración de la resistencia del acero.
- γ_b = Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.
- γ_c = Coeficiente de mayoración de las acciones.
- δ = Desviación cuadrática media relativa (coeficiente de dispersión).
- ε_a = Alargamiento unitario del acero.
- ε'_a = Acortamiento unitario del acero.
- ε_{ar} = Alargamiento unitario de rotura del acero.
- ε'_b = Acortamiento unitario del hormigón.
- ε_c = Alargamiento unitario del acero correspondiente a su escalón de relajamiento.
- ε'_o = Acortamiento unitario máximo del hormigón.
- d = Distancia relativa del centro de gravedad de la armadura principal en tracción a la fibra extrema más extendida (o menos comprimida).
- h = Distancia relativa del centro de gravedad de la armadura principal en tracción a la fibra extrema más extendida (o menos comprimida).
- σ_s = Tensión del acero en tracción.
- σ_s* = Resistencia de cálculo del acero en tracción.
- σ'_s = Tensión del acero en compresión.
- σ'_s* = Resistencia de cálculo del acero en compresión.
- σ_{sk} = Resistencia característica del acero en tracción.
- σ'_{sk} = Resistencia característica del acero en compresión.
- σ_{sr} = Resistencia a la rotura del acero en tracción.
- σ'_{sr} = Resistencia a la rotura del acero en compresión.
- σ_{tb}* = Resistencia de cálculo del hormigón en tracción.
- σ'_b = Tensión del hormigón en compresión.
- σ'_b* = Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.
- σ_{tk} = Resistencia característica del hormigón en tracción.
- σ'_{tk} = Resistencia característica del hormigón en compresión.
- σ_{tr} = Resistencia a la rotura del hormigón en tracción.
- σ'_{tr} = Resistencia a la rotura del hormigón en compresión.
- σ_{vt}* = Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.
- σ_e = Límite elástico del acero en tracción.

- σ'_c = Límite elástico del acero en compresión.
 $\sigma_{c,0.2}$ = Límite elástico convencional del acero en tracción (acero sin escalón de relajamiento).
 ω = Cuantía mecánica de la armadura principal en tracción.
 ω_0 = Cuantía geométrica de la armadura principal en tracción.

Signos:

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

ANEJO 2

Definiciones

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

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

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

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

Compresión centrada.—Véase «Compresión simple».

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Flexión recta.—Flexión normal.

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

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

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

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

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

Luz.—En sentido general, distancia horizontal entre los apoyos de un arco, viga, etc.

Para el caso de placas continuas sobre apoyos aislados véase su definición en el apartado 52.2.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Resistencia minorada.—Véase «Resistencia de cálculo».

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Zapata flexible.—Es aquella en la que su canto total h_0 , medido en la sección de paramento del soporte, es menor a su velleo v . Véase apartado 55.1.

Zapata rígida.—Es aquella en la que su canto total h_0 , medido en la sección de paramento del soporte es mayor a su velleo v . Véase apartado 55.1.

ANEJO 3

Recomendaciones prácticas para la utilización de los conglomerantes

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

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

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

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

CONGLOMERANTE	RELATIVAS A LOS PROPIOS CONGLOMERANTES		RELATIVAS AL HORMIGON	
	ALMACENAMIENTO	NO MEZCLAR CON:	UTILIZABLE EN:	INDICADO PARA:
			OBRA DE HORMIGON ARMADO	NO INDICADO PARA:
P-250	NORMAL	SF-250	TODAS, SALVO LAS QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIAS.	OBRA EN AMBIENTES AGRESIVOS.
P-350	CUIDADO	CA-350	TODAS, SALVO LAS DE GRANDES ESPESORES.	OBRA EN AMBIENTES AGRESIVOS DE GRAN VOLUMEN.
P-450	MUY CUIDADO		SÓLO EN CASOS EXCEPCIONALES, HAY QUE HACER OBRAS DE GRANDES ESPESORES.	OBRA EN AMBIENTES AGRESIVOS, ELEMENTOS EN LOS QUE SEA PELIGROSA LA PROLONGACION POR RETRACCION.
PAS-250	NORMAL	SF-250	TODAS, SALVO LAS QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIAS.	OBRA EN MEDIOS QUE CONTENGAN SULFATO MAGNESICO.
PAS-350	CUIDADO	CA-350	TODAS, SALVO LAS DE GRANDES ESPESORES.	
PS-250	NORMAL	SF-250	TODAS, SALVO LAS QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIAS.	OBRA EN AMBIENTES AGRESIVOS O MUY SECOS.
PS-350	CUIDADO	CA-350	TODAS.	OBRA QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIAS INICIALES.
PHA-250	NORMAL	SF-250	TODAS, SALVO LAS QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIA.	OBRA EN LAS QUE NO SE ADMITA LA EXISTENCIA DE MANCHAS.
PHA-350	CUIDADO	CA-350	TODAS.	OBRA DE POCO ESPESOR Y MUCHA SUPERFICIE LIBRE, COMO PAVIMENTOS.
SF-250	NORMAL	LOS DEMAS	TODAS, SALVO LAS QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIA.	OBRA EN LAS QUE NO SE ADMITA LA EXISTENCIA DE MANCHAS.
PUZ-250	NORMAL	SF-250	TODAS, SALVO LAS QUE REQUIERAN ALTAS RESISTENCIAS.	OBRA EN AMBIENTES DE CONSISTENCIA SECA
PUZ-350	CUIDADO	CA-350	TODAS.	OBRA EN AMBIENTES MUY SECOS.

AMASADO	CURADO	OTRAS RECOMENDACIONES
NORMAL	NORMAL	7
CUIDADO	CUIDADO ESPECIALMENTE EN LOS PRIMEROS DIAS.	
MUY CUIDADO	MUY CUIDADO ESPECIALMENTE EN LOS PRIMEROS DIAS.	
NORMAL	CUIDADO, ESPECIALMENTE EN LOS PRIMEROS DIAS.	- NO HORMIGONAR CON TEMPERATURAS MENORES DE +5°C. - RECOMENDAR LOS RECUBRIMIENTOS DE LAS ARMADURAS.
CUIDADO	CUIDADO	
NORMAL	PROLONGADO	NO HORMIGONAR CON TEMPERATURAS MENORES DE +5°C.
CUIDADO	PROLONGADO Y CUIDADO	
NORMAL	PROLONGADO Y MUY CUIDADO	NO HORMIGONAR CON TEMPERATURAS MENORES DE +5°C.
CUIDADO	PROLONGADO Y MUY CUIDADO	
NORMAL	PROLONGADO Y CUIDADO, ESPECIALMENTE EN CLIMAS SECOS CON TEMPERATURAS EXTREMAS	
CUIDADO	CUIDADO	

ANEJO 4

Valores orientativos para la dosificación de hormigones

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

Variables consideradas.

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

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

Origen del árido: Rodado y machacado.

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

Consistencia: Para vibrar y para picar con barra.

Observaciones.

- Para las variables no especificadas en el apartado anterior se han considerado condiciones medidas.
- En los cuadros no se han considerado las dosificaciones de más de 400 kg. de cemento por metro cúbico de hormigón ni las de menos de 150 kg. de cemento por metro cúbico de hormigón, de acuerdo con lo prescrito en el artículo 14 de esta Instrucción. Tampoco se han considerado las dosificaciones que exigen una relación agua-cemento menor de 0,36
- Debe entenderse como tamaño máximo de la grava la abertura del tamiz más pequeño de la serie utilizada que retenga menos del 25 por 100 del peso de dicha grava.
- Los cuadros proporcionan las dosis necesarias de cada componente, en kilogramos, para obtener un metro cúbico de hormigón. Para pasar a valores en litros, basta con determinar en obra las densidades correspondientes empleando un recipiente adecuado de poca base y mucha altura.

Influencia de las condiciones de ejecución.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Todo lo dicho justifica que en los cuadros de dosificación que a continuación se incluyen se llegue, como máximo, a una resistencia característica de 180 kg/cm². Para alcanzar valores apreciablemente más elevados, convendría mejorar las condiciones de ejecución y estudiar en laboratorio la dosificación adecuada, empleando incluso más tamaños de áridos. La idea de que la forma más económica y técnicamente idónea de mejorar la resistencia del hormigón consiste en aumentar la dosis de cemento no es, ni mucho menos, cierta en todos los casos.

Interpretación de los cuadros.

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

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

b) El hecho de que un cemento sea de una categoría determinada indica únicamente que el fabricante se compromete, en lo que a resistencia se refiere, a que dicho cemento en el momento de su entrega al almacenista o al utilizador dé una resistencia en mortero normal que, como mínimo, sea la que figura para su categoría en el correspondiente pliego general de condiciones. Esto significa que es perfectamente lícito que, por ejemplo, con un conglomerante de la categoría 250 se obtenga una resistencia a veintiocho días, en mortero normal, variable entre 250 kg/cm² y 349 kg/cm², lo cual puede traducirse en una variación importante de la resistencia del hormigón.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Correcciones que deben introducirse.

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

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

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

CUADRO 1

Cemento P-250.—Arido rodado

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

Resistencia característica en obra kg/cm ²	Consistencia adecuada para vibrar				Consistencia adecuada para picar con barra			
	Cemento	Agua	Arena	Grava	Cemento	Agua	Arena	Grava
<i>Tamaño máximo del árido: 20 mm.</i>								
60	230	180	680	1.360	265	205	650	1.300
90	290	180	665	1.330	330	205	630	1.260
120	350	180	650	1.300	400	205	610	1.220
150	400	180	630	1.260	—	—	—	—
180	—	—	—	—	—	—	—	—
<i>Tamaño máximo del árido: 40 mm.</i>								
60	210	160	700	1.400	240	185	680	1.360
90	250	160	690	1.380	300	185	660	1.320
120	310	160	675	1.350	360	185	640	1.280
150	360	160	665	1.330	—	—	—	—
180	—	—	—	—	—	—	—	—
<i>Tamaño máximo del árido: 80 mm.</i>								
60	180	140	730	1.460	210	165	700	1.400
90	220	140	720	1.440	260	165	685	1.370
120	270	140	710	1.420	320	165	670	1.340
150	320	140	695	1.390	370	165	655	1.310
180	380	140	685	1.370	—	—	—	—

CUADRO 2

Cemento P-250.—Arido machacado

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

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

CUADRO 3

Cemento P-350.—Arido rodado

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

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

CUADRO 4

Cemento P-350.—Arido machacado

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

Resistencia característica en obra kg/cm ²	Consistencia adecuada para vibrar				Consistencia adecuada para picar con barra			
	Cemento	Agua	Arena	Grava	Cemento	Agua	Arena	Grava
<i>Tamaño máximo del árido: 20 mm.</i>								
60	175	200	680	1.360	200	225	650	1.300
90	210	200	670	1.340	230	225	640	1.280
120	240	200	660	1.320	270	225	630	1.260
150	270	200	650	1.300	310	225	620	1.240
180	300	200	640	1.280	340	225	610	1.220
<i>Tamaño máximo del árido: 40 mm.</i>								
60	160	180	700	1.400	180	205	675	1.350
90	190	180	695	1.390	210	205	665	1.330
120	220	180	685	1.370	250	205	655	1.310
150	245	180	675	1.350	280	205	645	1.290
180	270	180	670	1.340	310	205	635	1.270
<i>Tamaño máximo del árido: 80 mm.</i>								
60	—	—	—	—	160	185	695	1.390
90	165	160	715	1.430	190	185	690	1.380
120	190	160	710	1.420	220	185	680	1.360
150	220	160	700	1.400	250	185	670	1.340
180	240	160	695	1.390	280	185	665	1.330

CUADRO 5

Cemento P-450.—Arido rodado

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

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

CUADRO 6

Cemento P-450.—Arido machacado

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

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

ANEJO 5

Método de cálculo simplificado del momento tope

CAPITULO I. PLANTEAMIENTO TEORICO GENERAL (1)

1. INTRODUCCIÓN.

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

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

1.1. Determinación del tipo de rotura.

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

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

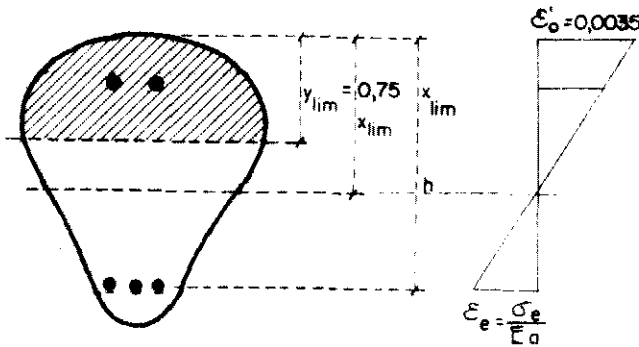


FIGURA A.5.1

Siempre que:

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

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

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

la rotura se produce por fallo del hormigón comprimido.

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

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

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

$$\epsilon_e = \frac{\sigma_e}{E_a} = \frac{\sigma_e}{2.100.000} \quad \text{Por tanto: } \left(\frac{x}{h}\right)_{lim} = \frac{\epsilon'_o}{\epsilon'_o + \epsilon_e} = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_e}{2.100.000 \times 0,0035}} = \frac{1}{1 + 1,36 \times 10^{-4} \times \sigma_e}$$

y como $v = 0,75 x$ resulta

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

expresión válida para cualquier sección.

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

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

$$N = \sigma_{hk} \int_y b dy - A \sigma_e + A' \sigma'_e \quad [2]$$

expresión válida siempre que la armadura A de tracción alcance efectivamente su límite elástico σ_e .

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

Si se establece como convenio:

$$\int_y b dy = b_m \cdot y$$

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

$$\frac{y}{h} = \frac{N + A \cdot \sigma_e - A' \cdot \sigma'_e}{\sigma'_{hk} \cdot b_m \cdot h} \quad [3]$$

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

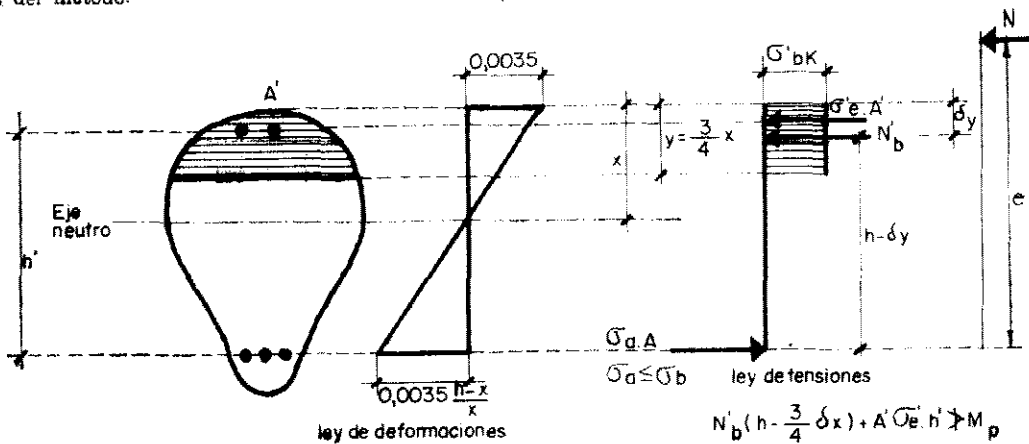


FIGURA A.5.2

1.2. *Expresión de las ecuaciones de equilibrio.*

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

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

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

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

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

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

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

Por tanto:

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

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

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

$$\begin{cases} \frac{y}{h} = \frac{0.75 \times 0.0035}{0.0035 + \frac{\sigma_a}{2.100.000}} \quad (\sigma_a \text{ en kg/cm}^2) & [6] \\ \text{(válida si resulta } \frac{y}{h} > \left(\frac{y}{h}\right)_{lim} \\ N = \sigma'_{bk} \cdot b_m \cdot y - A \cdot \sigma_a + A' \cdot \sigma'_e & [7] \\ M = N \cdot e = \sigma'_{bk} \cdot b_m \cdot h^2 \cdot \frac{y}{h} \left(1 - \delta \frac{y}{h}\right) + A' \cdot \sigma'_a \cdot h' & [5] \end{cases}$$

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

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

1.3. *Momento tope.*

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

$$M_p = 0.70 \sigma'_{bk} \int_0^p b(h-y) dy + A' \cdot \sigma'_a \cdot h' \quad [8a]$$

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

$$\sigma'_{bk} \int_0^y b(h-y) dy = 0.70 \sigma'_{bk} \int_0^p b(h-y) dy$$

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

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

El caso más sencillo y también el más frecuente es aquel en que se verifica $\left(\frac{y}{h}\right)_p \leq \left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$. En este caso la ecuación [3] proporciona el valor de $\frac{y}{h}$, que debe compararse con los dos de referencia $\left(\frac{y}{h}\right)_{lim}$ y $\left(\frac{y}{h}\right)_p$. A este caso corresponden las secciones rectangulares y en T, armadas con acero de $\sigma_e \leq 5.000 \text{ kg/cm}^2$.

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

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

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

$$\sigma_a = 7.350 \left(\frac{0.75}{\left(\frac{y}{h}\right)_p} - 1 \right) \quad (\sigma_a \text{ en kg/cm}^2)$$

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

$N \geq N_p$, el momento permanece invariable e igual al dado por [8a]. Por otra parte la expresión [8a] es el valor del momento que corresponde al caso de compresión uniforme, sobre todo el canto útil (es decir, al caso en que ambas armaduras se encuentran en compresión al límite elástico y el hormigón está sometido a una tensión uniforme, de compresión igual $0,7 \sigma'_{bk}$, extendida a todo el canto útil). Por tanto, en los casos de grandes profundidades de la fibra neutra, es decir, cuando

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

$$N \leq 0,70 \sigma'_{bk} \int_0^h b dy + A \cdot \sigma'_a + A' \cdot \sigma'_c \quad [8b]$$

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

1.4. Resumen.

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

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

casos:

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

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

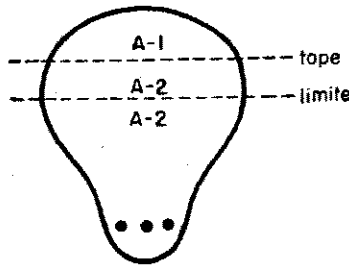


FIGURA A.5.3

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

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

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

deben considerarse los casos siguientes:

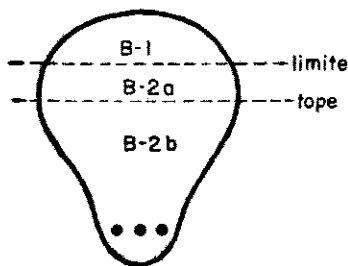


FIGURA A.5.4

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

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

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

B.2a) $N < N_p$

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

B.2b) $N \geq N_p$

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

CAPITULO II. APLICACION PRACTICA DEL METODO

2. OBSERVACIONES PREVIAS PARA LA APLICACIÓN PRÁCTICA DEL MÉTODO.

2.1. Introducción de la seguridad.

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

- σ'_{bk} por σ'_{b*}
- σ'_a por σ'_{a*}
- σ'_c por σ'_{c*}
- N por N^*

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

2.2. Notación y convenio de signos.

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

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

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

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

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

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

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

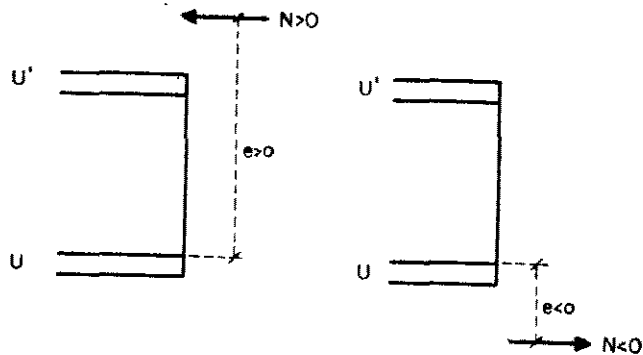


FIGURA A.5.5

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

2.3. Campo de validez de las fórmulas.

Las fórmulas de los apartados 3, 4 y 5 siguientes son válidas cuando se emplea acero de límite elástico característico no superior a 5000 kg/cm², y dicho acero posee escalón de relajamiento. Estas fórmulas corresponden a la teoría general del momento tope. Si el acero no posee escalón de relajamiento, las citadas fórmulas son igualmente aplicables, admitiendo que el diagrama de cálculo del acero tiene el segundo tramo horizontal, a la altura del límite elástico convencional. Para aprovechar algo mejor estos últimos aceros (utilizando el segundo tramo ascendente de su diagrama tensión-deformación), así como para resolver los casos en los que $\sigma_s > 5.000$ kg/cm² habría que acudir a la ecuación de compatibilidad de deformaciones (ecuación [6] del apartado 1 anterior).

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

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

- 1.ª La resistencia de cálculo del acero en compresión está limitada superiormente por el valor $\sigma'_{s^*} = 4.000$ kg/cm².
- 2.ª La resistencia de cálculo del hormigón en las piezas hormigonadas verticalmente debe reducirse en un 10 por 100.

2.4. Observación final.

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

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

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

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

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

CAPITULO III. SECCION RECTANGULAR

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

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

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

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

3.1. Flexión simple sin armadura de compresión.

3.1.1. Dimensionamiento.

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

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

Fórmula aproximada para la aplicación:

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

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

El método simplificado del momento tope sólo exige armadura de compresión para momentos elevados $M^* > 0.35 V \cdot h$, es decir, para zonas del hormigón comprimido demasiado grandes.

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

Canto mínimo:

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

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

3.1.2. Comprobación.

Siendo M_u el momento de agotamiento, debe ser:

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

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

debiéndose verificar la condición de armadura mínima

$$U \geq 0.04 V$$

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

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

3.2. Flexión simple con armadura de compresión.

3.2.1. Dimensionamiento.

La armadura U' debe cumplir la condición:

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

Caso A: La armadura U' es dada.

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

Fórmula exacta:

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

Fórmula aproximada:

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

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

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

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

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

hormigón) resultaría:

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

Caso B: La armadura U' no es dada.

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

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

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

3.2.2. Comprobación.

Siendo M_u el momento de agotamiento debe ser:

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

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

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

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

Para $U = 0,45 V + U'$ (máximo aprovechamiento del hormigón) la fórmula [18] da $M_u = 0,36 V \cdot h + U' \cdot h'$. [19]

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

3.3. Compresión simple.

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

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

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

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

3.4. Comprobación de borde.

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

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

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

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

3.5. Flexión y compresión compuestas.

3.5.1. Dimensionamiento.

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

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

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

Caso A: La armadura U' es dada.

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

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

Se comprueba: $U' \geq U_n$

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

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

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

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

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

Fórmula exacta:

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

Fórmula aproximada:

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

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

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

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

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

$$U = 0,45 V + U' - N^* \leq 0,04 V \quad [24]$$

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

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

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

Se comprueba: $U' > U''_n$

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

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

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

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

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

$$1.º \quad N^* \leq 0,45 V$$

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

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

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

$$2.º \quad N^* \geq 0,45 V$$

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

3.5.2. Comprobación.

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

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

$$1.º \quad N^* + U - U' \leq 0$$

Hay exceso de armadura de compresión

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

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

Se trata de un caso de flexión compuesta

$$U \geq 0,04 V$$

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

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

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

$$N^* \leq A \cdot \sigma'_s + U' + 0,7 V \quad [31]$$

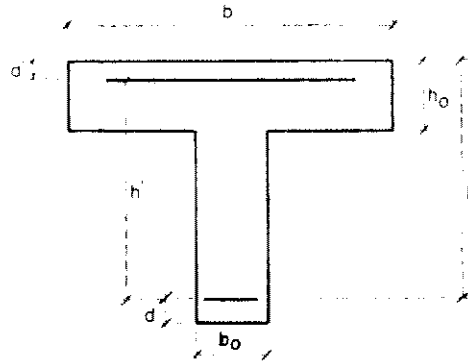
$$U \geq \begin{cases} 0,04 V \\ 0,05 N^* \end{cases}$$

CAPITULO IV. SECCION EN T

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

4.1. Planteamiento general.

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



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

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

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

En lo sucesivo se supone $\sigma_s \leq 5.000$ kg/cm².

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

$$\frac{y}{h} \leq \frac{h_0}{h} \quad [32]$$

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

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

$$\frac{y}{h} > \frac{h_0}{h} \quad [33]$$

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

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

$$U'_c = (b - b_0) h_0 \sigma'_s \quad [34]$$

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

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

$$U'_r = U_{\text{real}} + U'_c \quad [35]$$

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

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

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

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

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

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

4.2. Valores de partida y comprobación de borde.

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

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

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

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

El área útil de la sección vale:

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

y el área total:

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

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

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

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

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

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

Incluye los dos casos siguientes:

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

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

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

4.3.1. Dimensionamiento.

La armadura U debe cumplir:

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

Caso A: La armadura U' es dada.

Se define el valor:

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

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

Pueden ocurrir dos casos:

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

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

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

y se toma:

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

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

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

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

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

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

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

y se toma:

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

Caso B: La armadura U' no es dada.

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

4.3.2. Comprobación.

La sección está en buenas condiciones cuando se cumple que:

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

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

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

Hay exceso de armadura de compresión.

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

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

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

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

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

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

Se calcula:

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

y la condición es:

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

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

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

4.4.1. Dimensionamiento.

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

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

Caso A: La armadura U' es dada.

Se define el valor:

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

y pueden distinguirse dos casos.

$$\boxed{1.^\circ \quad U_1 \geq 0}$$

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

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

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

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

$$\boxed{2.^\circ \quad U_1 < 0}$$

Se calcula U_2 , que es el valor de U dado por la fórmula [44] o [46], según el caso, prescindiendo de la condición

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

Si resulta $U_2 \geq 0$, se trata de un caso de flexión compuesta y debe hacerse:

$$U = U_2 < 0,04 \sigma'_b \cdot B \quad [54]$$

Si resulta $U_2 < 0$, debe hacerse:

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

y debe comprobarse el borde (subapartado 4.2).

Caso B: La armadura U' no es dada.

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

4.4.2. Comprobación.

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

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

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

4.5. Secciones en T normales en flexión simple.

Se denomina sección en T normal aquella que cumple:

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

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

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

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

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

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

4.5.1. Dimensionamiento.

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

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

Caso A: La armadura U' es dada.

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

y se toma:

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

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

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

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

Caso B: La armadura U' no es dada.

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

4.5.2. Comprobación.

Siendo M_n el momento de agotamiento, debe ser:

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

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

debiéndose verificar además la condición de armadura mínima:

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

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

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

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

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

ANEJO 6

Ensayo de arrancamiento

Objeto del ensayo.

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

Probetas para el ensayo.

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

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

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

Cada barra se hormigona en el eje de una probeta prismática de hormigón de sección cuadrada de 15 cm. de lado y de longitud igual a 10 veces el diámetro de la barra más 20 cm. La edad del hormigón al realizar el ensayo será de 28 ± 7 días y su resistencia característica en el momento del ensayo será de 240 ± 20 kg/cm².

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

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

Método de ensayo.

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

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

Obtención de resultados.

Se obtiene el valor medio F_1 de los esfuerzos de arrancamiento de las cinco barras del tipo que se ensaya, del mismo diámetro d_1 , y el valor medio F'_1 de los de las cinco barras testigo de diámetro igual o semejante d'_1 , y se calcula el coeficiente de arrancamiento α_1 :

$$\alpha_1 = \frac{F_1}{F'_1} \cdot \frac{d'_1{}^2}{d_1{}^2}$$

Si los valores α_1 obtenidos para todos los diámetros ensayados son no menores que 1,8 el tipo de acero ensayado cumple la condición de alta adherencia.

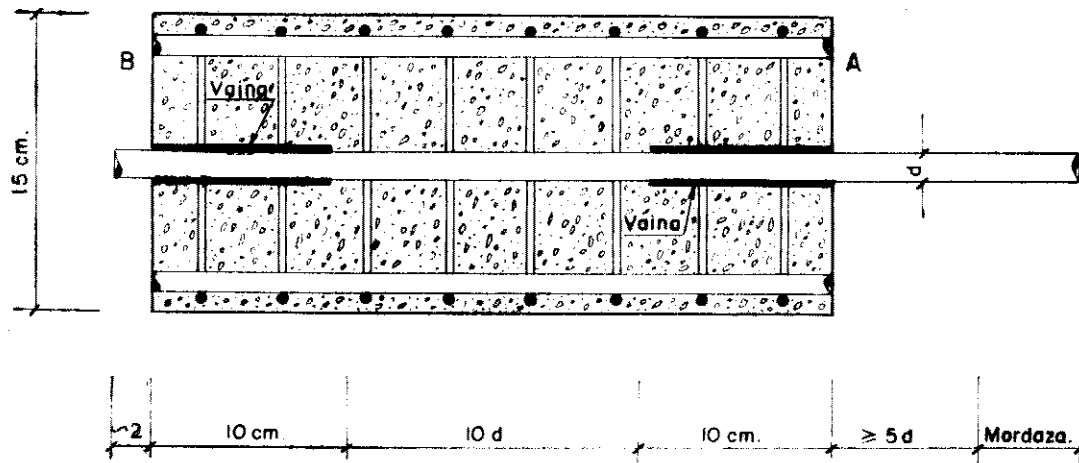
ENSAYO DE ALTA ADHERENCIA**PROBETA**

FIG. 1

MINISTERIO DEL EJERCITO

DECRETO 2992/1968, de 21 de noviembre, por el que se aprueban las bases para una nueva reglamentación de la Cartografía Militar del Ejército de Tierra.

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

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

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

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

Esta cartografía debe completarse con otros mapas en escalas 1:400.000 y 1:800.000, fundamentalmente para estudios logísticos, estratégicos o de localización de Unidades, manteniendo los planos en escalas 1:25.000 y superiores como auxiliares para el tiro a distancias medias y cortas y como tácticos en aquellas acciones que como los desembarcos aéreos y operaciones anfibia, requieran el máximo detalle.

Con ello nuestra Cartografía Militar abarcará una gama de