

# I. Disposiciones generales

## PRESIDENCIA DEL GOBIERNO

*DECRETO 3062/1973, de 19 de octubre, por el que se aprueba la instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado.*

Por Decreto dos mil novecientos ochenta y siete/mil novecientos sesenta y ocho, de veinte de septiembre, se aprobó la Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, especificando que durante el plazo de dos años se podría aplicar dicha Instrucción o las previamente vigentes. Transcurrido dicho plazo el cumplimiento de la Instrucción aprobada sería obligatorio. Tal plazo se prorrogó por Decreto tres mil cuatrocientos cincuenta y ocho/mil novecientos setenta, de diecinueve de noviembre, hasta el día dos de diciembre de mil novecientos setenta y dos.

En el primer Decreto citado, en su artículo tercero, se constituía en el Ministerio de Obras Públicas una Comisión Permanente, con representantes de los Ministerios de Obras Públicas, Ejército, Industria, Agricultura, Aire y Vivienda y el Instituto «Eduardo Torroja» de la Construcción y del Cemento, y en el artículo cuarto del mismo se establecían las funciones de dicha Comisión. Entre dichas funciones figuraban la de ultimar la redacción de la Instrucción antes de su establecimiento como de cumplimiento obligatorio.

La Comisión Permanente ha ultimado la actual redacción a fin de conseguir una mayor eficacia de la normalización técnica en el proyecto y ejecución de obras de hormigón.

En su virtud, con informe favorable de la Junta Consultiva de Contratación Administrativa, a propuesta de los Ministerios de Obras Públicas, Ejército, Industria, Agricultura, Aire y Vivienda y previa deliberación del Consejo de Ministros en su reunión del día once de octubre de mil novecientos setenta y tres,

### DISPONGO:

**Artículo primero.**—Se aprueba la presente Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, que se designará abreviadamente EH-setenta y tres, cuyo ámbito de aplicación se extiende con carácter obligatorio a todo el territorio nacional.

**Artículo segundo.**—La presente Instrucción será obligatoria a los seis meses de su publicación en el «Boletín Oficial del Estado».

**Artículo tercero.**—Quedan derogadas las disposiciones de igual o inferior rango en lo que se oponen al presente Decreto.

### DISPOSICIONES TRANSITORIAS

**Primera.**—Los proyectos aprobados por la Administración en las obras con cargo a los Presupuestos del Estado o visados por los Colegios Profesionales, en las obras de particulares que no reciban ayuda estatal y que cuenten con uno u otro requisito, según el caso, antes de la fecha de obligatoriedad de la Instrucción, se registrarán de acuerdo con las instrucciones que, según las fechas de aquellos requisitos, les sean legalmente aplicables y podrán servir de base a la ejecución de las obras correspondientes, siempre que éstas se inicien antes de que la presente Instrucción lleve un año en periodo de obligatoriedad.

**Segunda.**—La ejecución de las obras comprendidas en la disposición transitoria anterior se realizará de acuerdo con la EH-setenta y ocho y con la EH-setenta y tres en aquellos puntos que no impliquen modificación del proyecto o contrato.

**Tercera.**—Si las obras no se iniciaran en el plazo fijado en la disposición transitoria primera, sus proyectos deberán ser modificados de acuerdo con los preceptos de la EH-setenta y tres.

**Cuarta.**—Las obras que se encuentren iniciadas en la fecha de publicación del presente Decreto, se continuarán con arreglo a las Instrucciones que les hayan servido de base, salvo acuerdo entre ambas partes contratantes.

**Quinta.**—A partir de la fecha de obligatoriedad de la presente Instrucción, los proyectos que se presenten a aprobación administrativa, a visado de Colegio Profesional o como documentación justificativa de petición de ayuda estatal, deberán ajustarse a la EH-setenta y tres. La ejecución de estas obras se realizará asimismo con arreglo a lo dispuesto en la EH-setenta y tres.

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

FRANCISCO FRANCO

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

## INSTRUCCION EH-73

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

#### PARTE PRIMERA

#### Articulado

#### 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 quinto.

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 armados con acero de límite elástico superior a 8.000 kp/cm<sup>2</sup>.
- Los hormigones que hayan de estar expuestos a temperaturas superiores a 70° C.
- Las estructuras de hormigón pretensado.
- Las estructuras mixtas de hormigón y perfiles de acero.

Proyectar y construir con criterios distintos a los utilizados en esta Instrucción es admisible únicamente en el caso de que se justifique debidamente, asumiendo la responsabilidad correspondiente.

#### Artículo 2.º Notación y unidades.

La notación utilizada en la presente Instrucción se detalla en el anejo 1.

Cumple las normas generales al efecto establecidas por el Comité Europeo del Hormigón (C. E. B.).

Las unidades adoptadas corresponden a la del sistema Metro, Kilopondio y Segundo.

#### Artículo 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 se les asigna en la lista de definiciones incluida en el anejo 2.

#### Artículo 4.º Documentos del proyecto.

**4.1. Generalidades.** En las obras a contratar o ejecutar por el Estado o por sus Organismos autónomos, se estará a lo dispuesto en la Ley de Contratos del Estado de 8 de abril de 1965 y en la de modificación parcial de ésta de 17 de marzo de 1973, en el Reglamento General de Contratación del Es-

tado de 28 de diciembre de 1967 y en el Pliego de Cláusulas Administrativas Generales para la contratación de obras del Estado de 31 de diciembre de 1970.

Todo proyecto que se refiera a obras de primer establecimiento de reforma o gran reparación comprenderá como mínimo:

- Una Memoria, que considerará las necesidades a satisfacer y los factores de todo orden a tener en cuenta.
- Los planos de conjunto y de detalle necesarios para que la obra quede perfectamente definida.
- El pliego de prescripciones técnicas particulares, donde se hará la descripción de las obras y se regulará su ejecución.
- Un presupuesto integrado o no por varios parciales, con expresión de los precios unitarios descompuestos, estados de cubicaciones o mediciones y los detalles precisos para su valoración.
- Un programa del posible desarrollo de los trabajos en tiempo y coste óptimo de carácter indicativo.

En el caso de las obras a contratar o ejecutar por el Estado o por sus Organismos autónomos, el proyecto deberá contener los cuatro primeros documentos citados, cualquiera que sea su cuantía, y el quinto, cuando ésta sea superior a 5.000.000 de pesetas. También deberá comprender, en este último caso, los restantes documentos a que hace referencia el apartado B) del artículo 22 de la modificación parcial de la Ley de Contratos del Estado.

En los casos de proyectos de «Obras de reparación menores» y de «Obras de conservación», el proyectista podrá simplificar los documentos relacionados, tanto en su número como en su contenido, siempre que la obra quede totalmente definida y justificada en todas sus partes y en su valor. En todos los casos, los distintos documentos que en su conjunto constituyan un anteproyecto, estudio o proyecto de cualquier clase deberán estar definidos en forma tal que otro facultativo distinto del autor de aquél, con la misma titulación profesional, pueda interpretar o dirigir con arreglo al mismo los trabajos correspondientes.

#### 4.2. Memoria.

4.2.1. Normas generales: Serán factores a considerar en la Memoria los económicos, sociales y estéticos, así como las justificaciones de la solución adoptada en sus aspectos técnico y económico y de las características de todas y cada una de las obras proyectadas. Se indicarán en ella los datos previos, métodos de cálculo, niveles de control previstos, ensayos efectuados, cuyos detalles y desarrollo se incluirán en anejos separados. También figurarán en otros anejos: el estudio de los materiales y los ensayos realizados con los mismos, la justificación del cálculo de los precios adoptados, las bases fijadas para la valoración de las unidades de obra y de las partidas alzadas propuestas y el presupuesto de las obras y el importe previsible de las expropiaciones necesarias y de restablecimiento de servicios y servidumbres afectados, en su caso.

En el caso de obras a contratar o ejecutar por el Estado o por sus Organismos autónomos, la Memoria considerará también los factores administrativos y el presupuesto para conocimiento de la Administración, obtenido añadiendo al presupuesto de las obras, además de los conceptos expresados en el párrafo anterior, la suma de los gastos correspondientes al estudio y elaboración del proyecto, incluso honorarios reglamentarios cuando procedan. También incluirá la manifestación expresa y justificada a que se refiere el segundo párrafo del artículo 64 del Reglamento General de Contratación de Obras del Estado.

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 y precisa, con el fin de facilitar su ulterior revisión. A tal efecto:

a) Se recomienda utilizar precisamente la notación adoptada en esta Instrucción, completándola, cuando resulte insuficiente, con símbolos que observen las reglas generales dadas en el anejo 1 de la citada Instrucción. Estos símbolos adicionales serán los únicos cuyo significado habrá que explicar en el anejo de cálculos.

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.

d) Se incluirán los datos de partida utilizados en el cálculo en relación con los materiales.

Los cálculos podrán ser completados en mayor o menor grado 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.

4.2.2. Cálculos en ordenador: Cuando se efectúen los cálculos con ayuda de ordenadores, se recomienda separar en anejos especiales cada una de las etapas del cálculo resueltas con ordenador, debiendo dichos anejos constituir por sí mismos unidades completas y ordenadas.

En particular deberán indicarse:

- Las simplificaciones efectuadas sobre la estructura real al asimilarla a otra apta para su tratamiento en ordenadores; la posible repercusión en los resultados de dichas simplificaciones, y las correcciones a efectuar en los mismos, en su caso, para tener en cuenta estos efectos.
- Las propiedades supuestas para los materiales, como diagramas tensión-deformación, módulos de elasticidad, resistencias y tensiones admisibles, coeficientes de retracción, fluencia y térmicos, capacidad de carga y deformabilidad del terreno, etc.
- La descripción detallada de la estructura ideal calculada, acompañada de croquis siempre que sea conveniente, incluyendo dimensiones, áreas e inercias de las secciones necesarias, tipos de conexiones en los nudos y condiciones de sustentación.
- Las acciones consideradas, las posibles combinaciones y los coeficientes de seguridad a tener en cuenta, en cada caso.
- Cualquier otro dato incluido en el cálculo, especificando siempre unidades y signos.
- Nombre del programa, tipo de ordenador y centro de cálculo utilizado.
- Método de cálculo utilizado en el programa, y especialmente las bases del mismo y sus posibles simplificaciones, indicando referencias a las publicaciones consultadas si la formulación y marcha del cálculo no son habituales.
- Métodos, aproximaciones y simplificaciones empleados en la programación.
- Resultados del cálculo, especificando unidades y signos.
- Análisis de dichos resultados, acompañando siempre que sea conveniente diagramas de esfuerzos o tensiones e incluyendo, si es posible, la comprobación con resultados obtenidos por métodos simplificados.
- Utilización posterior de los resultados, en especial correcciones efectuadas sobre los mismos y obtención, a partir de ellos, de otros resultados a emplear posteriormente.

4.3. Planos: Los planos deberán ser lo suficientemente descriptivos para la exacta realización de la obra, a cuyos efectos deberá poderse deducir también de ellos los planos auxiliares de obra o de taller.

En el caso de obras a contratar o ejecutar por el Estado o por sus Organismos autónomos, los planos deberán ser también lo suficientemente descriptivos para que puedan deducirse de ellos las mediciones que sirvan de base para las valoraciones pertinentes.

Las dimensiones en todos los planos se acotarán en metros y con dos cifras decimales por lo menos. Como excepción, los diámetros de armaduras, tuberías, etc., se expresarán en milímetros, colocando detrás del símbolo Ø, o ∅, la cifra que corresponda.

Deberán poder efectuarse, salvo en casos especiales, 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 defina inequívocamente.

Contendrán, en su caso, detalles de los dispositivos especiales, tales como los de apoyo o de enlace.

Igualmente, cuando proceda, se harán indicaciones sobre las contraflechas que convenga establecer en los encofrados y proceso de ejecución.

Por último, en cada plano figurará, en la zona inferior de-

recha del mismo, un cuadro con las características resistentes del hormigón y del acero empleados en los elementos que este plano define, así como los niveles de control previstos.

4.4. Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares: A los efectos de regular la ejecución de las obras, el pliego de prescripciones técnicas particulares deberá consignar expresamente o por referencia a los pliegos de prescripciones técnicas generales que resulten de aplicación las características que hayan de reunir los materiales a emplear, especificando si se fijan o no las procedencias de los mismos y ensayos a que deben someterse para comprobación de las condiciones que han de cumplir, las normas para elaboración de las distintas unidades de obra, las instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones a adoptar durante la construcción y los niveles de control exigidos para los materiales y ejecución.

En cualquier caso, el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares establecerá, específicamente, los siguientes datos relativos a los materiales que habrán de utilizarse en la obra:

- Tipo, clase y categoría del cemento.
- Tipos de acero.
- Resistencia característica exigida al hormigón.

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.

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.

Cuando el proceso de ejecución de la obra requiera condiciones especiales, éstas deberán detallarse al máximo, indicándose entre ellas:

- Disposición de cimbras y encofrados, cuando no sean los usuales.
- Proceso de hormigonado, con especial referencia a las juntas (de retracción, de hormigonado, etc.).
- Proceso de desencofrado y descimbramiento;

El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares podrá recomendar, cuando lo estime oportuno, que en el lugar adecuado de la obra se coloque una placa que indique el valor máximo de la carga para la cual se propone la utilización de la estructura. La colocación de la citada placa puede resultar oportuna en obras en las que convenga llamar la atención de los usuarios sobre la magnitud de las cargas, de forma análoga a como se hace en ascensores, por ejemplo.

Igualmente detallará las formas de medición y valoración de las distintas unidades de obra y las de abono de las partidas alzadas, establecerá el plazo de garantía y especificará las normas y pruebas previstas para las recepciones.

4.5. Presupuesto: El presupuesto estará integrado o no por varios parciales, con expresión de los precios unitarios descompuestos, estados de cubicaciones o mediciones y los detalles precisos para su valoración.

El cálculo de los precios de las distintas unidades de obra se basará en la determinación de los costes directos e indirectos precisos para su ejecución.

Se considerarán costes directos:

- La mano de obra, con sus pluses y cargas y seguros sociales, que interviene directamente en la ejecución de la unidad de obra.
- Los materiales, a los precios resultantes a pie de obra, que queden integrados en la unidad de que se trate o que sean necesarios para su ejecución.
- Los gastos de personal, combustible, energía, etc., que tengan lugar por el accionamiento o funcionamiento de la maquinaria e instalaciones utilizadas en la ejecución de la unidad de obra.
- Los gastos de amortización y conservación de la maquinaria e instalaciones anteriormente citadas.

Se considerará costes indirectos: Los gastos de instalación de oficinas a pie de obra, comunicaciones, edificación de almacenes, talleres, pabellones temporales para obreros, laboratorios, etc.; los del personal técnico y administrativo adscritos exclusivamente a la obra, y los imprevistos. Todos estos gastos, excepto aquellos que figuren en el presupuesto, valorados en unidades de obra o en partidas alzadas, se cifrarán en el porcentaje de los costos directos, igual para todas las unidades de obra, que adoptará, en cada caso, el técnico autor del proyecto

a la vista de la naturaleza de la obra proyectada, de la importancia de su presupuesto y de su posible plazo de ejecución.

En particular deberá figurar de forma explícita el coste del control, obtenido de acuerdo con los niveles adoptados para el mismo.

Se denominará presupuesto de ejecución material el resultado obtenido por la suma de los productos del número de cada unidad de obra por su precio unitario y de las partidas alzadas.

En el caso de obras a contratar o ejecutar por el Estado o por sus Organismos autónomos, se tendrán en cuenta además las normas complementarias de aplicación al cálculo de los precios unitarios que para los distintos proyectos elaborados por sus servicios haya dictado cada Departamento Ministerial al amparo de lo dispuesto en el último párrafo del artículo 67 del Reglamento General de Contratación de obras del Estado.

Asimismo, para tales obras a contratar por el Estado o por sus Organismos autónomos, el presupuesto de ejecución por contrata y, en su caso, el de ejecución de la obra directamente por la Administración cuando se prevea la adopción de este sistema, se obtendrán de la forma que indica el artículo 69 del referido Reglamento General de Contratación de Obras del Estado.

4.6. Programa de trabajo: El programa de trabajo especificará los plazos en los que deberán ser ejecutadas las distintas partes fundamentales en que pueda descomponerse la obra, determinándose los importes que corresponderá abonar durante cada uno de aquéllos.

4.7. Modificaciones: En los casos en que el proyecto experimente modificaciones a lo largo de la ejecución de la obra, se rectificarán 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 rectificados finales.

En el caso de obras a contratar o ejecutar por el Estado o por sus Organismos autónomos, se tendrá en cuenta, por lo que se refiere a las modificaciones de las obras, todo lo dispuesto en los artículos 48, 49 y 50 de la modificación parcial de la Ley de Contratos del Estado; en los artículos 146 a 155 del Reglamento General de Contratación de Obras del Estado, y en las cláusulas 26 y 59 a 62 del Pliego de Cláusulas Administrativas Generales para la contratación de Obras del Estado, aprobado por Decreto 3854/1970, de 31 de diciembre.

4.8. Aplicación preferente de la legislación de contratos del Estado: En caso de presentarse en el futuro cualquier conflicto o dificultad motivado por diferencias o posibles discrepancias entre los textos de la vigente legislación de contratos del Estado y de la Instrucción, que puedan dar lugar a interpretaciones distintas o a colisión de disposiciones, se entenderá que prevalece siempre el texto de la referida legislación de contratos.

## TITULO PRIMERO

### De los materiales y la ejecución

#### CAPITULO II

##### MATERIALES

#### Artículo 5.º Cemento.

5.1. Cementos utilizables: El cemento empleado podrá ser cualquiera de los que se definen en el Pliego de Condiciones para la Recepción de Conglomerantes Hidráulicos, con tal 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 estudio especial, exponiendo las razones que aconsejan su uso y observándose estrictamente las especificaciones contenidas en el Anejo 4.

En los documentos de origen figurarán el tipo, clase y categoría a que pertenece el conglomerante, así como la garantía del fabricante de que el cemento cumple las condiciones exigidas por el Pliego.

El fabricante enviará, si se le solicita, copia de los resultados de análisis y ensayos correspondientes a la partida servida.

5.2. Suministro y almacenamiento: El cemento no llegará a obra excesivamente caliente. Se recomienda que, si su manipulación se va a realizar por medios mecánicos, su temperatura no exceda de 70 grados centígrados, y si se va a realizar a mano no exceda del mayor de los dos límites siguientes:

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

De no cumplirse los límites citados deberá comprobarse, con anterioridad al empleo del cemento, que éste no presente tendencia a experimentar falso fraguado.

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 artículo 63, la resistencia mecánica a veintiocho días del hormigón con él fabricado.

#### Artículo 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.);

aquellas cuyo contenido en sulfatos, expresado en  $\text{SO}_4$  rebase un 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.

#### Artículo 7.º Áridos.

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 laboratorio.

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 milímetros 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) 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.

7.2. Limitación de tamaño: Al menos el 85 por 100 en peso 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 porcentaje 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
Determinado con arreglo al método de ensayo UNE 7244.	
Compuestos de azufre, expresados en $\text{SO}_4$ y referidos al árido seco .....	1,20
Determinados con arreglo al método de ensayo UNE 7245.	

El árido fino no presentará reactividad potencial con los álcalis del cemento. Realizado el análisis químico de la concentración de  $\text{SiO}_2$ , y de la reducción de la alcalinidad R, según la norma UNE 7137, el árido será considerado como potencialmente reactivo si

$$\text{SiO}_2 > R, \text{ cuando } R \geq 70$$

$$\text{SiO}_2 > 35 + 0,5 R, \text{ cuando } R < 70$$

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 Prescripciones Técnicas, deberá comprobarse también que el árido fino no presenta una pérdida de peso superior al 10 y al 15 por 100 al ser sometido a cinco ciclos de tratamiento con soluciones de sulfato sódico y 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 porcentaje del peso total de la muestra
Terrones de arcilla .....	0,25
Determinados con arreglo al método de ensayo UNE 7133.	
Partículas blandas .....	5,00
Determinadas con arreglo al método de ensayo UNE 7134.	
Finos que pasan por el tamiz 0,080 UNE 7050 .....	1,00
Determinados con arreglo al método de ensayo UNE 7135.	
Material que flota en un líquido de peso específico 2,0 .....	1,00
Determinado con arreglo al método de ensayo UNE 7244.	
Compuestos de azufre, expresados en $\text{SO}_4$ y referidos al árido seco .....	1,20
Determinados con arreglo al método de ensayo UNE 7245.	

El árido grueso no presentará reactividad potencial con los álcalis del cemento, evaluado como en el árido fino. 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 y al 18 por 100 al ser sometido a cinco ciclos de tratamiento con soluciones de sulfato sódico y 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 7236, 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  $\alpha$  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

$\alpha$  = 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.

**Artículo 8.º Aditivos.**

Podrá autorizarse el empleo de todo tipo de aditivos, 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.

**Artículo 9.º Armaduras.**

9.1. Generalidades: Las armaduras para el hormigón serán de acero y estarán constituidas por:

- Barras lisas.
- Barras corrugadas.
- Mallas electrosoldadas.

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 56 de esta Instrucción.

Los diámetros nominales de las barras lisas y corrugadas se ajustarán a la serie siguiente:

6, 8, 10, 12, 16, 20, 25, 32, 40 y 50 milímetros,

pudiendo utilizarse también el diámetro de 14 milímetros.

Las barras no presentarán defectos superficiales, grietas ni sopladuras.

La sección equivalente en cada barra no será inferior al 95 por 100 de la sección nominal, en diámetros no mayores de 25 milímetros; ni el 96 por 100 en diámetros superiores.

A los efectos de esta Instrucción, se considerará como límite elástico,  $f_y$ , del acero el valor de la tensión que produce una deformación remanente del 0,2 por 100.

En los documentos de origen figurarán la designación y características, según el correspondiente apartado 9.2, 9.3 ó 9.4, así como la garantía del fabricante de que las barras cumplen las exigencias contenidas en esta Instrucción.

El fabricante facilitará, además, si se le solicita, copia de los resultados de ensayos correspondientes a la partida servida.

9.2. Barras lisas: Barras lisas a los efectos de esta Instrucción son aquellas que no cumplen las condiciones de adherencia del artículo 9.3. Cumplirán las condiciones siguientes, que serán garantizadas por el fabricante:

- Carga unitaria de rotura  $f_t$ , comprendida entre 3.400 y 5.000 kp/cm<sup>2</sup>.
- Límite elástico  $f_y$  igual o superior a 2.200 kp/cm<sup>2</sup>.
- Alargamiento de rotura en porcentaje, medido sobre base de cinco diámetros igual o superior a 23.
- Ausencia de grietas después del ensayo de doblado simple a 180º efectuado a 20 ± 2º C sobre un mandril del siguiente diámetro:
  - Para barras de diámetro superior a 16 milímetros cuya carga unitaria de rotura sea superior a 4.500 kp/cm<sup>2</sup>, el diámetro del mandril será doble del de la barra;
  - Para cualquier otro caso, el diámetro del mandril será igual al de la barra.
- Ausencia de grietas después del ensayo de doblado-desdoblado a 90º. Este ensayo se efectuará a 20 ± 2º C, y en cada caso sobre un mandril de diámetro doble del utilizado en el ensayo de doblado simple a 180º.

Las tres primeras características citadas se determinarán de acuerdo con la norma UNE 7262.

Este acero se designa por AE 22 L.

9.3. Barras corrugadas: Barras corrugadas a los efectos de esta Instrucción son las que presentan, en el ensayo de adherencia por flexión descrito en el anejo 5, una tensión media de adherencia  $\tau_{bm}$  y una tensión de rotura de adherencia  $\tau_{bu}$  que cumplen simultáneamente las dos condiciones siguientes, válidas para  $\emptyset \leq 32$

$$\begin{aligned} \tau_{bm} &\geq 80 - 1,2 \emptyset \\ \tau_{bu} &\geq 130 - 1,9 \emptyset \end{aligned}$$

donde  $\tau_{bm}$  y  $\tau_{bu}$  se expresan en kp/cm<sup>2</sup>, y el  $\emptyset$  en milímetros.

Los diámetros superiores a 32 no podrán emplearse si no están avalados por un estudio experimental previo de adherencia.

Las características de adherencia serán objeto de homologación mediante ensayos realizados en laboratorio oficial. En el certificado de homologación se consignarán obligatoriamente los límites admisibles de variación de las características geométricas de los resaltes.

Estas barras cumplirán además las condiciones siguientes:

- Características mecánicas mínimas garantizadas por el fabricante, de acuerdo con las prescripciones de la tabla 9.3.a.
- Ausencia de grietas después de los ensayos de doblado simple a 180º, y de doblado-desdoblado a 90º (UNE 38.088), sobre los mandriles que corresponda según tabla 9.3.b.
- Llevar grabadas las marcas de identificación establecidas por la norma UNE 38.088, relativas a su tipo y marca del fabricante.

El fabricante indicará, si el acero es apto para el soldeo, las condiciones y procedimientos en que éste debe realizarse.

La aptitud del acero para el soldeo se comprobará de acuerdo con el apartado 66.5.

Tabla 9.3.a

Designación	Clases de acero	Límite elástico $f_y$ en kp/cm <sup>2</sup> no menor que	Carga unitaria de rotura $f_t$ en kp/cm <sup>2</sup> no menor que	Alargamiento de rotura en porcentaje sobre base de 5 diámetros no menor que	Relación $f_t/f_y$ en ensayo no menor que
AE 42N	Dureza natural .....	4200	5500	18	1,25
AE 42F	Estirado en frío .....	4200	5000	12	1,10
AE 46N	Dureza natural .....	4600	6000	16	1,25
AE 46F	Estirado en frío .....	4600	5500	11	1,10
AE 50N	Dureza natural .....	5000	6500	14	1,20
AE 50F	Estirado en frío .....	5000	6000	10	1,10
AE 60N	Dureza natural .....	6000	7200	12	1,15
AE 60F	Estirado en frío .....	6000	6800	8	1,10

Tabla 9.3.b

Designación	Diámetro del mandril	
	Doblado simple	Doblado-Desdoblado
AE 42N y AE 42F	3 Ø	6 Ø
AE 46N y AE 46F	3,5 Ø	7 Ø
AE 50N y AE 50F	4 Ø	8 Ø
AE 60N y AE 60F	5 Ø	10 Ø

9.4. Mallas electrosoldadas: Las mallas electrosoldadas para elementos resistentes de hormigón armado se presentan en paneles rectangulares, constituidos por barras soldadas a máquina. En los paneles las barras se disponen aisladas o pareadas. Las separaciones entre ejes de barras, o en su caso entre ejes de pares de barras, pueden ser en una dirección, de 50, 75, 100, 150 y 200 milímetros. La separación en la dirección normal a la anterior no será superior a tres veces la separación en aquéllas, ni a 300 milímetros.

Las barras pueden ser: Barras corrugadas de acero cumpliendo las condiciones del artículo 9.3, barras lisas de acero trefilado, y barras corrugadas de acero trefilado.

Con objeto de normalizar los diámetros de las barras lisas y corrugadas de acero trefilado, se recomienda utilizar la serie siguiente:

4; 4,5; 5; 5,5; 6; 6,5; 7; 7,5; 8; 8,5; 9; 9,5; 10; 11; 12;

Cumplirán las condiciones de la tabla 9.4.

Tabla 9.4

Designación de las barras	Límite elástico $f_y$ kp/cm <sup>2</sup> no menor que	Carga unitaria $f_u$ kp/cm <sup>2</sup> no menor que	Alargamiento de rotura (%) sobre base de 5 diámetros no menor que	Relación en ensayo $f_u/f_y$ no menor que
AE 50T	5000	5500	10	1,05
AE 60T	6000	6800	8	1,05

El ensayo de tracción correspondiente a barras de mallas electrosoldadas se realizará sobre una probeta que tenga al menos una barra transversal soldada.

Las barras, antes de ser soldadas para fabricar la malla, cumplirán la condición de doblado simple sobre mandril de 4 Ø en el acero AE 50T y de 5 Ø en el AE 60T.

Se prohíbe la soldadura en obra de las barras de acero trefilado.

A las barras corrugadas de acero trefilado se les exigen además las condiciones de adherencia del artículo 9.3, garantizadas mediante homologación.

Realizado el ensayo de despegue de las barras de nudo, la carga de despegue no será inferior a 0,35 A  $f_y$ , siendo A la sección nominal de la barra más gruesa, y  $f_y$  el límite elástico del acero.

#### Artículo 10. Hormigones.

10.1. Condiciones del hormigón: Las condiciones exigidas al hormigón se especificarán en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, siendo necesario en todo caso indicar las referentes a su resistencia a compresión, a su docilidad y tamaño máximo del árido y, cuando sea preciso, las referentes a resistencia a tracción, absorción, peso específico, compacidad, desgaste, permeabilidad, aspecto externo, etc.

10.2. Resistencia del hormigón a compresión: La resistencia del hormigón a compresión a los efectos de esta Instrucción se refiere a resultados de ensayos de rotura a compresión realizados sobre probetas de 15 centímetros de diámetro y 30 centímetros de altura, de veintiocho días de edad, fabricadas y conservadas con arreglo al método de ensayo UNE 7240 y rotas por compresión según el método de ensayo UNE 7242.

En aquellos casos en los que el hormigón no vaya a estar sometido a sollicitaciones en los tres primeros meses a partir

de su puesta en obra, podrá referirse la resistencia a compresión a la edad de noventa días.

10.3. Resistencia del hormigón a tracción: Un índice de la calidad de un hormigón lo constituye el valor de su resistencia a tracción,  $f_{ot}$ , la cual puede ser exigida por el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares en ciertas obras especiales, indicando el método de ensayo.

10.4. Coeficientes de conversión: Si se dispusiera solamente de resultados de ensayos efectuados sobre probetas diferentes de las cilíndricas de 15x30 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 reducido mediante el empleo de coeficientes de conversión no tendrá mayor validez que la puramente informativa.

10.5. Valor mínimo de la resistencia: La resistencia característica  $f_{ck}$  (véase apartado 28.1) no será inferior, en hormigones en masa, a 50 kp/cm<sup>2</sup>, y en hormigones armados, a 125 kp/cm<sup>2</sup>.

10.6. 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 evitará la utilización de hormigones de consistencia fluida, recomendándose la de hormigones de consistencia plástica compactados por vibrado. Como excepción se desaconseja el empleo de consistencias secas cuando el conglomerante que se utilice sea cemento siderúrgico sobresulfatado.

Salvo casos excepcionales, debidamente sancionados por la experiencia, se prohíbe la utilización de hormigones de consistencia líquida en elementos con función resistente.

Las distintas consistencias y los valores límites de los asentos correspondientes en el cono de Abrams serán los siguientes:

Consistencia	Asiento en cm.
Seca .....	0 - 2
Plástica .....	3 - 5
Blanda .....	6 - 9
Fluida .....	10 - 15
Líquida .....	≥ 16

### CAPITULO III

#### EJECUCIÓN

#### Artículo 11. Cimbras y encofrados.

Las cimbras y encofrados, así como las uniones de sus distintos elementos, poseerán una resistencia y rigidez suficiente para resistir, sin asentos ni deformaciones perjudiciales, las cargas, cargas variables 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.



**Artículo 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 25 milímetros, se admitirá el doblado en caliente, cuidando de no alcanzar la temperatura correspondiente al rojo cereza oscuro (unos 800 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:

$$r \geq 5 \varnothing$$

$$r \geq \frac{f_y}{3 f_{ok}} \varnothing$$

siendo:

$\varnothing$  = diámetro nominal de la barra (véase su definición en el apartado 9.1 de esta Instrucción);

$f_y$  = límite elástico del acero;

$f_{ok}$  = resistencia característica del hormigón (véase su definición en el apartado 28.1 de esta Instrucción), expresada en las mismas unidades que  $f_y$ .

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.

**Artículo 13. Colocación de las armaduras.**

13.1. Generalidades: Las armaduras se colocarán limpias, exentas de óxido no adherente, pintura, grasa o cualquiera 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.

Quando 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 37, «Anclaje de las armaduras», y 38, «Empalme de las armaduras».

13.2. Distancias entre barras de armaduras principales: 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:

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

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

- un centímetro;
- 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 40 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 peligros de incendio, el recubrimiento de las armaduras vendrá fijado por el proyectista.

d) La máxima distancia libre entre las armaduras exteriores y las paredes del encofrado será de 4 centímetros, pudiendo prescindirse de esta limitación en elementos enterrados o en los hormigonados con técnicas especiales.

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

**Artículo 14. Dosificación del hormigón.**

Se dosificará el hormigón con arreglo a los métodos que se estimen 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 el artículo 62 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.

**Artículo 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.

#### Artículo 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, etcétera. 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.

#### Artículo 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.

Se prohíbe hormigonar directamente sobre o contra superficies de hormigón que hayan sufrido los efectos de las heladas. En este caso, deberán eliminarse previamente las partes dañadas por el hielo.

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.

#### Artículo 18. Hormigonado en tiempo frío o caluroso.

18.1. 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 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 en 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 artículo 65 de esta Instrucción) necesarios para conocer la resistencia realmente alcanzada, adoptándose en su caso las medidas oportunas.

18.2. Hormigonado en tiempo caluroso: Cuando el hormigonado se efectúe en tiempo caluroso, se adoptarán las medidas oportunas para evitar una evaporación sensible del agua de amasado, tanto durante el transporte como en la colocación del hormigón.

Una vez efectuada la colocación del hormigón, se protegerá éste del sol, y especialmente del viento, para evitar que se deseque.

Si la temperatura ambiente es superior a 40 grados centígrados, se suspenderá el hormigonado, salvo autorización expresa de la Dirección de obra.

#### Artículo 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 substituirse 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.

#### Artículo 20. Desencofrado 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 artículo 66 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.

#### Artículo 21. Observaciones generales respecto a la ejecución.

21.1. Acciones mecánicas durante la ejecución: Durante la ejecución se evitará la actuación de cualquier carga estática 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.).

#### Artículo 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 algunas 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 conglomerantes 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, compacidad e impermeabilidad del hormigón, se autoriza el empleo de aditivos 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.

## TÍTULO II

### De la realización del proyecto

#### CAPÍTULO IV

##### BASES DE CÁLCULO

#### Artículo 23. Proceso general de cálculo.

El proceso general de cálculo que se propone en la presente Instrucción corresponde al conocido como método de los estados límites. Dicho cálculo trata de reducir a un valor suficientemente bajo la probabilidad siempre existente de que sean alcanzados una serie de estados límites, entendiéndose como tales aquellos estados o situaciones de la estructura o de una parte de la misma, tales que, si se rebasan, queda la estructura fuera de servicio.

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite, consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura —o a parte de ella— y, por

otra, la respuesta de tal estructura, correspondiente a la situación límite en estudio. Comparando estas dos magnitudes, siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior al que ocasiona la situación límite, podrá afirmarse que está asegurado el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

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

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

1.º Obtención del efecto  $S_d$  de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.

2.º Obtención de la respuesta  $R_u$  de la estructura, relativa al estado límite en estudio, a partir de valores minorados de las características de los materiales.

3.º El criterio de aceptación consiste en la comprobación  $R_u \geq S_d$ .

Los estados límites pueden clasificarse en dos grandes grupos:

a) Estados límites últimos, que corresponden a una puesta fuera de servicio de la estructura por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

Dentro de este grupo se incluyen:

— Estado límite de equilibrio, definido por la pérdida de la estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural completo).

— Estados límites de rotura, definido por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura. Cabe considerar el agotamiento por solicitaciones normales y por solicitaciones tangenciales (se estudia a nivel de sección de elemento estructural).

— Estado límite de inestabilidad o de pandeo de una parte o del conjunto de la estructura (se estudia a nivel de elemento estructural).

— Estado límite de adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras de acero y el hormigón que las rodea (se estudia a nivel de sección).

— Estado límite de anclaje, caracterizado por el cedimiento de un anclaje de las armaduras (se estudia de forma local en las zonas de anclaje).

b) Estados límites de servicio, que corresponden a una puesta fuera de servicio de la estructura por razones funcionales, estéticas o de durabilidad. Dentro de este grupo se incluyen:

— Estado límite de fisuración controlada, correspondiente a una abertura máxima de las fisuras de:

0,3 milímetros, para elementos interiores en ambiente normal.

0,2 milímetros, para elementos interiores en ambiente húmedo o agresivo y elementos exteriores a la intemperie.

0,1 milímetros para elementos interiores o exteriores en ambientes muy agresivos, o que deban asegurar una estanquidad.

— Estados límites de deformación, para los cuales se alcanzan las deformaciones máximas admisibles por razón de la función que la estructura debe cumplir, o por motivos estéticos.

#### Artículo 24. 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.

a) Estados límites últimos.

Los valores medios de dichos coeficientes, en los casos ordinarios, son los siguientes:

Coefficiente de minoración del acero .....  $\gamma_s = 1,15$   
 Coeficiente de minoración del hormigón .....  $\gamma_c = 1,5$   
 Coeficiente de mayoración de las acciones .....  $\gamma_f = 1,6$

debiendo corregirse estos valores, de acuerdo con lo indicado en los cuadros 24.1 y 24.2 que a continuación se incluyen.

Los valores de los coeficientes de seguridad  $\gamma_s$ ,  $\gamma_e$ ,  $\gamma_t$  adoptados y los niveles supuestos de control de calidad de los materiales y de la ejecución deben figurar explícitamente en los planos.

b) Estados límites de servicio.

Para el estudio de los estados límites de servicio, todos los coeficientes de mayoración y de minoración se tomarán iguales a la unidad.

CUADRO 24.1. COEFICIENTES DE MINORACION

Coeficiente	Nivel de control	Corrección
$\gamma_s$ Valor medio $\gamma_s = 1,15$	Acero no controlado mediante ensayos .....	+ 0,05
	Acero controlado mediante ensayos no sistemáticos .....	0
	Acero controlado mediante ensayos sistemáticos .....	- 0,05
$\gamma_e$ Valor medio $\gamma_e = 1,5$	El hormigón no es objeto de control de resistencia mediante probetas. (No se adoptará en el cálculo una resistencia característica mayor de 150 kp/cm <sup>2</sup> ) .....	+ 0,20
	El hormigón es objeto de control de resistencia mediante probetas.	0
	Hormigón para elementos prefabricados en instalación industrial permanente, con control sistemático muy cuidadoso de todas las operaciones .....	- 0,10

— Se tendrá en cuenta que, en el caso de soportes y piezas en general que se hormigonan en vertical, la resistencia característica de partida debe reducirse en un 10 por 100.  
— Será necesario, para poder contar en los cálculos con una resistencia característica superior a 250 kp/cm<sup>2</sup>, extremar las condiciones de control de resistencia, de forma que la base estadística proporcionada por las probetas sea amplia (control sistemático).

CUADRO 24.2. COEFICIENTES DE MAYORACION

$\gamma_t$ Valor medio $\gamma_t = 1,6$	Control de ejecución reducido.—Se realiza una inspección de la ejecución mediante visitas espaciadas sin carácter periódico, durante las cuales se efectúan observaciones no sistemáticas sobre el conjunto de las operaciones descritas en el capítulo III.	+ 0,20
	Control de ejecución normal.—Se realiza una inspección de la ejecución mediante visitas periódicas frecuentes, durante las cuales se comprueba sistemáticamente un conjunto parcial de las operaciones descritas en el capítulo III rotando las comprobaciones con objeto de inspeccionar todas las operaciones en dos o tres visitas.	0
	Control de ejecución intenso.—Se realiza una	

Corrección de acuerdo con el nivel de control de la ejecución.	inspección detallada, disponiendo además de un técnico permanente en obra que realiza comprobaciones sistemáticas de todas las operaciones descritas en el capítulo III.	- 0,10
Corrección de acuerdo con el tipo de daños previsibles en caso de accidente.	Los daños previsibles, en caso de accidente, son mínimos y exclusivamente materiales.	- 0,10
	Los daños previsibles, en caso de accidente, son de tipo medio.	0
	Los daños previsibles, en caso de accidente, son muy importantes.	+ 0,20

- Se podrá reducir el valor final de  $\gamma_t$  en un 5 por 100 cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, considerando todas las solicitaciones y todas sus combinaciones posibles y estudiando con el mayor detalle los anclajes, nudos, enlaces y apoyos.
- Deberán comprobarse con especial cuidado y rigor las condiciones de fisuración cuando el producto  $\gamma_s \times \gamma_t$  resulte inferior a 1,65.

Artículo 25. Establecimiento de acciones de cálculo e hipótesis de carga más desfavorables.

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 29 de esta Instrucción se eliminarán aquellas que no deban considerarse por no actuar o ser despreciables en el caso que se estudia.
- 2.º A las acciones restantes se les adjudicarán, como valores de cálculo, los ponderados, del modo que se indica a continuación:

a) Estados límites últimos.

— Cargas permanentes (coeficiente de ponderación  $\gamma_{pg}$ ). Si su efecto es desfavorable se tomará el valor mayorado con  $\gamma_{pg} = \gamma_t$  (ver párrafo 3.º), aplicado simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen sobre la estructura.

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

— Cargas que pueden actuar o dejar de hacerlo (coeficiente de ponderación  $\gamma_{pq}$ ).

Si su efecto es desfavorable se tomará el valor mayorado con  $\gamma_{pq} = \gamma_t$  (ver párrafo 3.º).

Si su efecto es favorable se tomará  $\gamma_{pq} = 0$ .

b) Estados límites de servicio.

Para cualquier tipo de acción el valor característico.

3.º Se computarán las tres hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

Hipótesis I  $\gamma_{pg}G + \gamma_{pq}Q$

Hipótesis II  $0,9 (\gamma_{pg}G + \gamma_{pq}Q) + 0,9 \gamma_{pw}W$

Hipótesis III  $0,8 (\gamma_{pg}G + \gamma_{pq}Q) + 1,1 F_{eq} + \gamma_{pw}W$

donde:

G es el valor de las acciones permanentes.

Q es el valor de las cargas variables de explotación, de nieve e indirectas, excepto las sísmicas.

W es el valor de la carga de viento.

$F_{eq}$  es el valor de la acción sísmica.

$\gamma_{pg}$  es el valor del coeficiente de ponderación aplicable a las cargas con carácter de permanentes.

$\gamma_{pq}$  es el valor del coeficiente de ponderación aplicable a las cargas variables.

$\gamma_{pw}$  es el valor del coeficiente de ponderación aplicable a la carga del viento, establecido por la Norma Sismorre-sistente.

Cuando existan diversas acciones Q de distintos orígenes y de actuación conjunta compatible, en las que algunas sean de pequeña probabilidad de que se presenten simultáneamente los valores máximos (característicos) de las mismas, se supondrá, en las expresiones anteriores, que el valor de Q es el característico para la carga variable cuyo efecto sea predominante y para aquellas cuya simultaneidad sea probable, y 0,8 del característico para las restantes.

4.º Cuando correspondan, las sobrecargas variables de uso deberán multiplicarse por un coeficiente de impacto si son capaces de originar efectos dinámicos.

5.º Cuando, de acuerdo con el proceso constructivo previsto, puedan presentarse acciones de importancia durante la construcción, se efectuará la comprobación oportuna para la hipótesis de carga más desfavorable que resulte de combinar tales acciones con las que sean compatibles con ellas. En dicha comprobación podrá reducirse, en la proporción que el proyectista estime oportuno, el valor de los coeficientes de ponderación indicada en el artículo 24 para los estados límites últimos.

**Artículo 26. Comprobaciones que deben realizarse.**

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

a) Bajo cada hipótesis de carga no se sobrepasan los estados límites últimos.

Las hipótesis de carga se establecerán a partir de las acciones de cálculo valoradas con los criterios prescritos en el artículo 25.

La respuesta de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, se obtendrá a partir de valores minorados

de las propiedades resistentes de los materiales, según las prescripciones de los artículos 32 a 40.

b) Bajo cada hipótesis de carga no se sobrepasan los estados límites de servicio. Las hipótesis de carga se establecerán a partir de las acciones de cálculo, según los criterios expuestos en el artículo 25.

La respuesta de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, se obtendrá de acuerdo con las prescripciones de los artículos 41 y 42.

**CAPITULO V**

**CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES**

**Artículo 27. Características del acero.**

27.1. Diagramas tensión-deformación del acero: Diagrama tensión-deformación de proyecto es el que se adopta en el proyecto como base de los cálculos, asociado en esta Instrucción a un nivel de confianza del 95 por 100.

Diagrama característico tensión-deformación del acero en tracción es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión correspondientes a deformaciones no mayores del 10 por 1.000 presentan un nivel de confianza del 95 por 100, con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción realizados según la norma UNE 7262.

En compresión puede adoptarse el mismo diagrama que en tracción.

A falta de datos experimentales precisos, puede suponerse que el diagrama característico adopta la forma de la figura 27.1.a ó 27.1.b, según se trate de aceros de dureza natural o endurecidos por deformación en frío; pudiendo tomarse estos diagramas como de proyecto, con los valores tipificados del límite elástico dados en el artículo 9.º

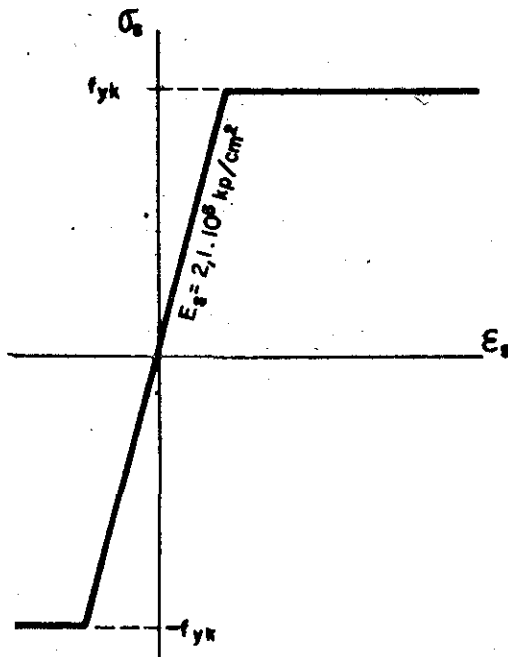


Figura 27.1.a.

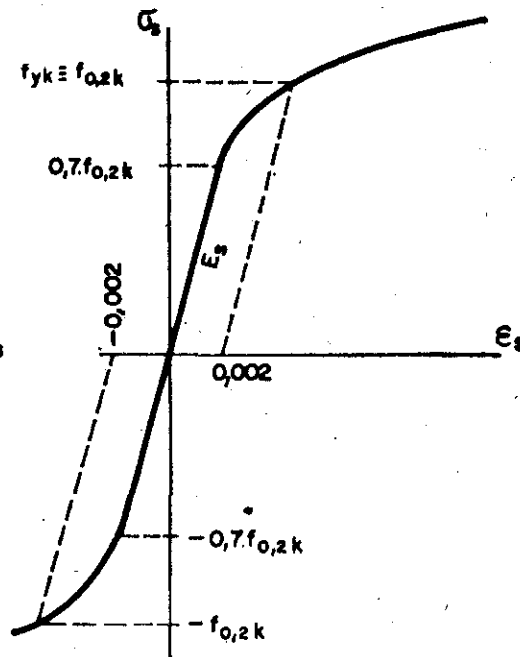


Figura 27.1.b.

En la figura 27.1.b, a partir del valor 0,7.f<sub>0,2k</sub>, el diagrama se define mediante la siguiente expresión:

$$\text{para } \sigma_s \geq 0,7.f_{0,2k}; \quad \epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0,823 \left[ \frac{\sigma_s}{f_{0,2k}} - 0,71 \right]^5$$

27.2. Resistencia de cálculo del acero: Se considerará como resistencia de cálculo del acero f<sub>yd</sub> el menor de los dos valores siguientes:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = \frac{f_s}{1,30}$$

en las que f<sub>yk</sub> es el límite elástico de proyecto, f<sub>s</sub> la carga unitaria de rotura y γ<sub>s</sub> el coeficiente de minoración definido en el artículo 24.

Las expresiones indicadas son válidas tanto para tracción como para compresión.

27.3. Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero: El diagrama de cálculo tensión-deformación del acero (en tracción o en compresión) se deduce del diagrama del proyecto mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke de razón 1/γ<sub>s</sub> o la que corresponda si es operante la segunda limitación del apartado 27.2.

Cuando se utilice el diagrama de las figuras 27.1.a y 27.1.b, se obtienen los diagramas de cálculo de las figuras 27.3.a y 27.3.b.

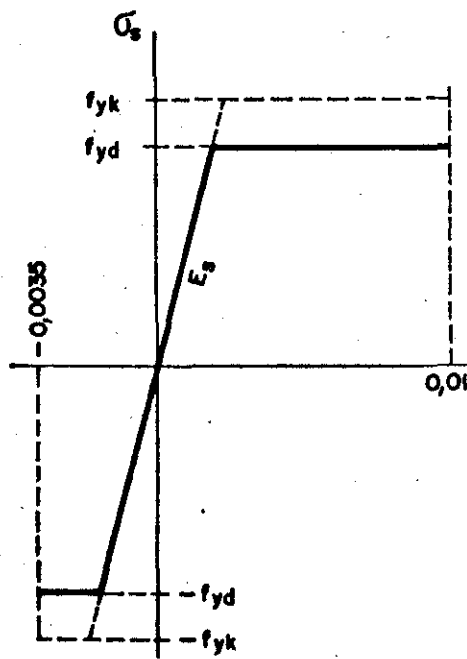


Figura 27.3.a.

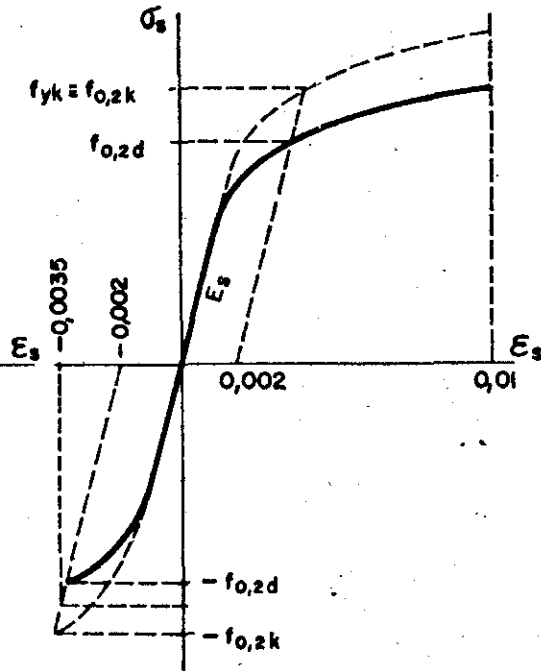


Figura 27.3.b.

Se admite el empleo de diagramas simplificados de cálculo, de tipo birrectilíneo u otros, siempre que su uso conduzca a resultados que queden del lado de la seguridad o estén suficientemente avalados por la experiencia.

**Artículo 28. Características del hormigón.**

28.1. Definiciones: Resistencia de proyecto  $f_{ek}$  es el valor que se adopta en el proyecto como base de los cálculos, asociado en esta Instrucción a un nivel de confianza del 95 por 100. Se denomina también resistencia especificada.

Resistencia característica real de obra es el valor que corresponde al cuantil del 5 por 100 en la distribución de resistencias del hormigón colocado en obra.

Resistencia característica estimada  $f_{est}$  es el valor que estima o cuantifica la resistencia característica real de obra a partir de un número finito de resultados de ensayos normalizados de resistencia sobre probetas tomadas en obra.

En esta Instrucción la estimación se efectúa según se indica en los apartados 64.3 y 64.4.

Abreviadamente se puede denominar resistencia característica.

28.2. Tipificación de la resistencia del proyecto: Con objeto de tipificar las resistencias de los hormigones se recomienda utilizar la siguiente serie:

- H-50, H-100, H-125, H-150, H-175, H-200, H-225, H-250, H-300, H-350, H-400, H-500,

en la cual los números indican la resistencia característica especificada del hormigón a compresión a los veintiocho días, expresada en  $kp/cm^2$ .

28.3. Resistencia mínima del hormigón en función de la del acero: La resistencia de proyecto del hormigón  $f_{ek}$ , expresada en  $kp/cm^2$ , cumplirá la relación:

$$f_{ek} \geq 50 + 0,02 f_{yk}$$

donde  $f_{yk}$  es el límite elástico de proyecto del acero, expresado en  $kp/cm^2$ . Si no se cumple la condición anterior, no podrá considerarse en el cálculo un valor del límite elástico del acero mayor que:

$$f_{yk} = 50 f_{ek} - 2.500$$

con  $f_{yk}$  y  $f_{ek}$  en  $kp/cm^2$ .

28.4. Diagramas tensión-deformación del hormigón: El diagrama característico tensión-deformación del hormigón depende de numerosas variables: edad del hormigón, duración de la carga, forma y tipo de la sección, naturaleza de la sollicitación, etcétera.

Dada la dificultad de su determinación en la práctica, se

utilizan cualquiera de los diagramas de proyecto, simplificados a nivel de valores de cálculo (véase apartado 28.6).

28.5. Resistencia de cálculo del hormigón: Se considerará como resistencia de cálculo del hormigón (en compresión  $f_{cd}$ , o en tracción  $f_{ot,d}$ ) el valor de la resistencia de proyecto correspondiente, dividido por un coeficiente de minoración  $\gamma_c$ , que adopta los valores indicados en el artículo 24.

Cuando se trate de soportes o elementos análogos hormigonados verticalmente, la resistencia de cálculo deberá reducirse en un 10 por 100, para tener en cuenta la disminución de resistencia que el hormigón de estas piezas experimenta por efecto de su forma de puesta en obra y compactación.

28.6. Diagramas de cálculo tensión-deformación del hormigón: Para el cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales, en el estado último de agotamiento, se adoptará uno de los diagramas siguientes:

a) Diagrama parábola-rectángulo, formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo (figura 28.6.a): El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por 1.000 (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3,5 por 1.000 (deformación de rotura del hormigón en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a  $0,85 f_{cd}$ , siendo  $f_{cd}$  la resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

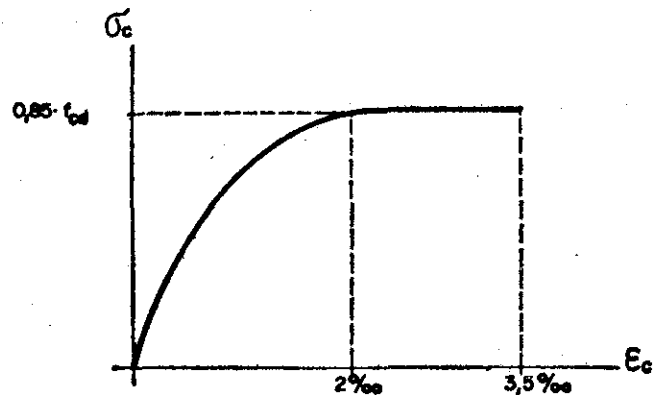


Figura 28.6.a.

b) Diagrama rectangular, formado por un rectángulo cuya altura es igual a  $0,80 \cdot x$ , siendo  $x$  la profundidad del eje neutro, y una anchura de  $0,85 f_{cd}$  (figura 28.6.b).

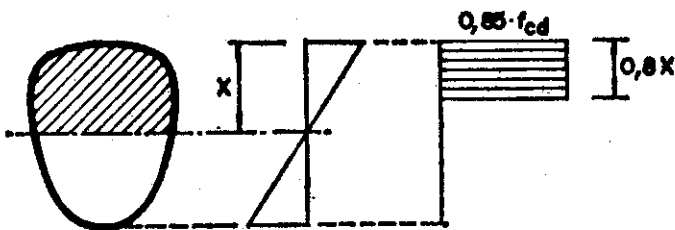


Figura 28.6.b.

c) Otros diagramas de cálculo, como parabólicos, birrectilíneos, trapezoidales, etc., siempre que los resultados con ellos obtenidos concuerden de una manera satisfactoria con los correspondientes a la parábola-rectángulo o queden del lado de la seguridad.

28.7. Módulo de deformación longitudinal del hormigón: Para cargas instantáneas o rápidamente variables el módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón (pendiente de la tangente en el origen de la curva  $\sigma - \epsilon$ ), a la edad de  $j$  días, puede tomarse igual a:

$$E_{0j} = 21.000 \sqrt{f_j}$$

válido siempre que las tensiones en condiciones de servicio no sobrepasen el valor de  $0,3 f_j$ . En esta expresión,  $f_j$  es la resistencia característica a compresión del hormigón a  $j$  días de edad, y debe expresarse en  $\text{kp/cm}^2$  para obtener  $E_{0j}$  en  $\text{kp/cm}^2$ .

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.

Como módulo instantáneo de deformación longitudinal secante  $E_j$  (pendiente de la secante) en la región de tensiones de servicio anteriormente definida se adoptará:

$$E_j = 19.000 \sqrt{f_j}$$

28.8. Retracción del hormigón: En general, para unas condiciones medias, puede admitirse como valor de la retracción:

- para elementos de hormigón en masa: 0,35 milímetros por metro.
- para elementos de hormigón armado: 0,25 milímetros por metro.

Se puede 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 el tiempo transcurrido desde la ejecución, que marca la duración del fenómeno.

28.9. 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 formación longitudinal del hormigón (véase apartado 28.7 de este artículo), igual a:

$$E_0 = 19.000 \sqrt{f_{0k}}$$

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.

28.10. Coeficiente de Poisson: Para el coeficiente de Poisson, relativo a las deformaciones elásticas bajo tensiones anormales de utilización, se tomará un valor medio igual a 0,20. En ciertos cálculos, puede despreciarse el efecto de la dilatación transversal.

28.11. Coeficiente de dilatación térmica: El coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado se tomará igual a  $10^{-4}$ .

## CAPITULO VI

### CARGAS Y OTRAS ACCIONES

#### Artículo 29. 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, cargas variables 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 cargas variables están constituidas por todas aquellas fuerzas que son externas a la obra en sí. Se subdividen en:

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

#### Artículo 30. Valores característicos de las acciones.

30.1. 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: 2,3  $\text{t/m}^3$ .
- hormigón armado: 2,5  $\text{t/m}^3$ .

30.2. Valores característicos de las cargas variables: Los valores establecidos en las distintas normas para las cargas variables de explotación o de uso y para las cargas climáticas serán considerados como valores característicos, es decir, como valores en los cuales ya se ha incluido la dispersión.

Con respecto a las cargas 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, y en todo caso se tendrá en cuenta que los elementos de la estructura en que las acciones o reacciones sean debidas en parte importante a los efectos del terreno deberán estudiarse de acuerdo con la técnica de la mecánica

del suelo, adoptándose convenientemente a ellas los criterios que en esta Instrucción se establecen.

30.3. 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 28.8 y 28.9 de esta Instrucción.

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.

Podrá prescindirse de considerar en el cálculo de estructuras corrientes de edificación, de los asientos, de las sustentaciones, siempre que no excedan los límites generalmente aceptados por la mecánica del suelo.

En los demás casos, cuando sean de prever asientos de las sustentaciones que a juicio del proyectista puedan tener una influencia apreciable en el comportamiento de la estructura, se determinarán los valores de las acciones correspondientes por asiento, de acuerdo con las recomendaciones al respecto derivadas de la teoría y práctica 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 28.11 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 pueden 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  $\pm 5$  grados centígrados 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 caldeo artificial por una cara o paramento.

**Artículo 31. Determinación de los efectos originados por las acciones.**

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

Como norma general, la determinación de las sollicitaciones

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

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

- a) Rigidez perfecta de apoyos.
- b) Rotura de la pieza por agotamiento de la armadura.
- c) El acero presenta un escalón de cedencia.

31.2. Datos generales para el cálculo de las sollicitaciones: Salvo justificación especial, se considerará como luz de cálculo de las piezas la menor de las dos longitudes siguientes:

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

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

**CAPITULO VII**

**CÁLCULO DE SECCIONES**

**Artículo 32. Principios generales de cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales.**

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

- a) Bajo la acción de las sollicitaciones, las armaduras tienen la misma deformación que el hormigón que las envuelve.
- b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana para piezas en las que la relación  $l_0/h$  de la distancia entre puntos de momento nulo, al canto total, sea superior a dos.
- c) Los diagramas tensión-deformación relativos al acero y al hormigón son los indicados en los apartados 27.3 y 28.6. No se considera la resistencia a tracción del hormigón.
- d) En el agotamiento, los dominios de deformación relativos al hormigón y al acero, según las distintas sollicitaciones, son los indicados en el apartado 32.2.
- e) Se aplicarán a las secciones las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos, igualando la resultante de las tensiones del hormigón y del acero (sollicitación resistente) con la sollicitación actuante.

32.2. Dominios de deformación: Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir los siguientes dominios (figura 32.2):

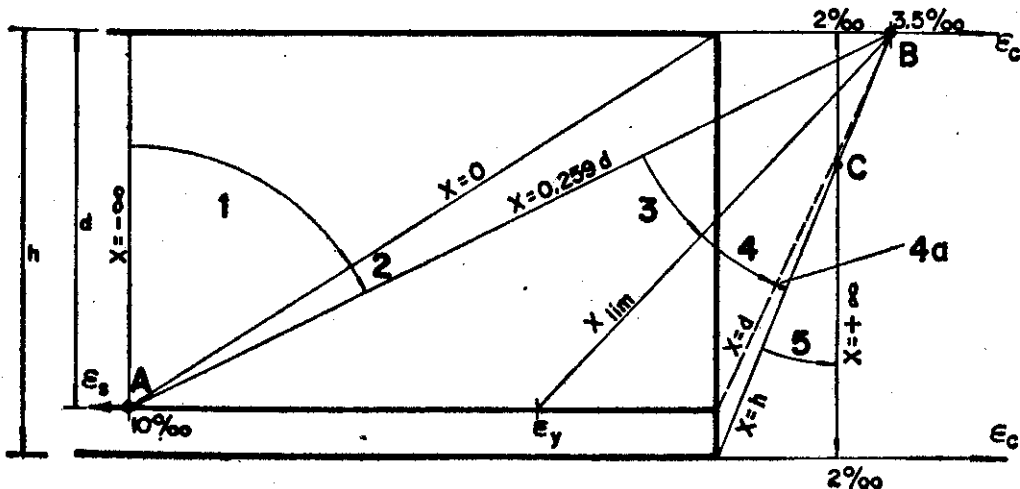


Figura 32.2.



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Las secciones sometidas a compresión compuesta esviada se comprobarán como a compresión simple si ambas excentricidades no exceden de los mínimos señalados en este apartado.

32.4. Compresión simple en piezas zunchadas: El zunchado debe reservarse para piezas cortas sin posibilidad de pandeo

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

La comprobación de compresión simple en una pieza zunchada se efectuará de acuerdo con los principios establecidos en los apartados 32.1 y 32.3 de esta Instrucción, considerando como sección útil del hormigón el área  $A_{cu}$  de la sección transversal del núcleo, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. Por el efecto del zunchado, la sollicitación de agotamiento  $N_u$  se incrementará en el esfuerzo:

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

con los siguientes significados:

$A_{st}$  = volumen por unidad de longitud de la armadura transversal que constituye el zunchado;

$f_{yd}$  = resistencia de cálculo en tracción del acero del zunchado.

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

32.5. Flexión esviada simple o compuesta: Los principios generales de cálculo establecidos en el apartado 32.1 para flexión normal son también de aplicación a la flexión esviada simple o compuesta (véase su definición en el anejo 2).

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 (figura 32.5):

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

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

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

siendo:

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

Para grandes cuantías ( $\omega > 0,6$ ), los valores indicados pa-

ra  $\beta$  se aumentarán en 0,1, y por el contrario, para cuantías débiles ( $\omega < 0,2$ ), dichos valores podrán disminuirse en 0,1.

En cualquier caso, las armaduras de las secciones sometidas a flexión esviada deberán cumplir las mismas prescripciones impuestas en el apartado 34.1 de esta Instrucción para el caso de flexión normal.

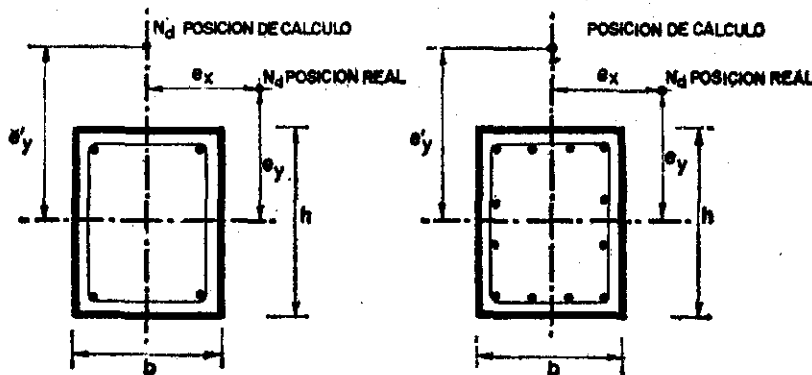


Figura 32.5.

Artículo 33. Método simplificado del momento tope.

En este método simplificado son válidas las hipótesis a), b) y e) establecidas en el apartado 32.1, que se completan con las definiciones e hipótesis que a continuación se indican:

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

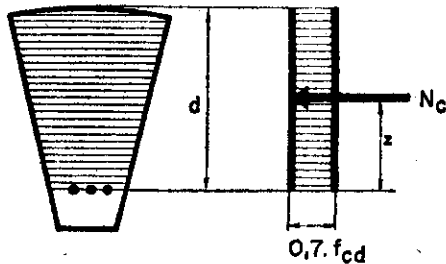
b) A la deformación de agotamiento del hormigón en compresión se le asigna el valor de 0,0035.

c) El diagrama de reparto de tensiones en la zona de hormigón comprimido se asimila a un rectángulo de base igual a la resistencia de cálculo del hormigón  $f_{cd}$  (salvo en el caso de excepción previsto en el punto d), y cuya altura y vale:

$$\begin{aligned} &\text{— cuando } x \leq d, & y &= 0,75 x; \\ & & x &= \frac{3}{4} d \\ &\text{— cuando } x \geq d, & y &= \frac{2}{3} d \end{aligned}$$

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

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



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

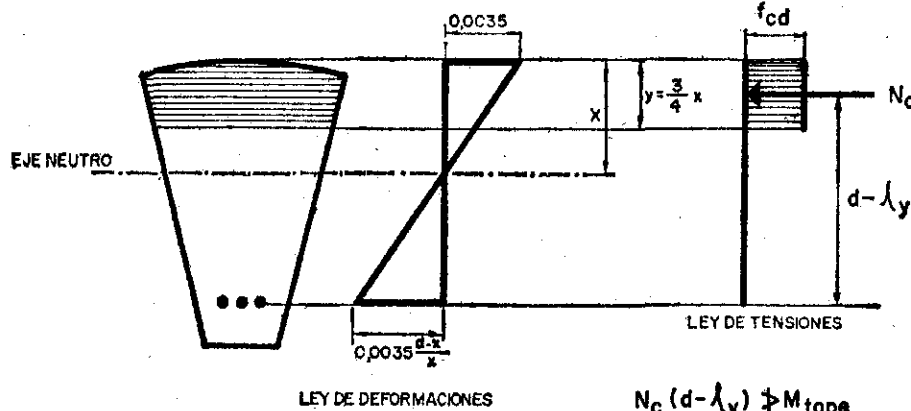
EN SECCION RECTANGULAR:

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

Figura 33.a.

e) Cualquiera que sea el tipo de acero se considerará el siguiente diagrama de cálculo (en tracción o en compresión),

que conduce a resultados suficientemente acordes con la realidad (figura 33.e):



$$N_c (d - \lambda_y) \geq M_{tope}$$

$$N_c = f_{cd} \int_0^y b dy$$

Figura 33.d.

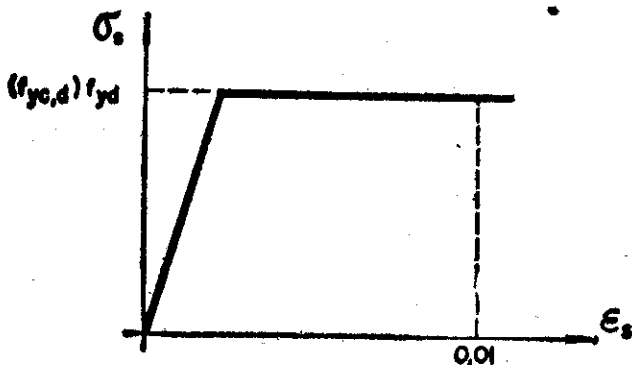


Figura 33.e.

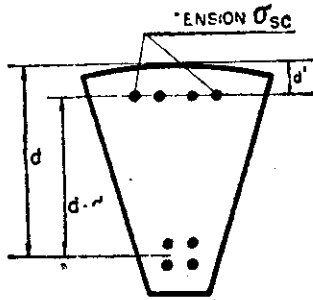
La resistencia de cálculo  $f_{y0,d}$  se limita, por definición, al valor:

$$f_{y0,d} \geq 4.000 \text{ kp/cm}^2$$

f) Se admite que si la distancia  $d'$  del centro de gravedad de la armadura de compresión a la fibra extrema más comprimida no es superior al 20 por 100 del canto útil, la tensión de dicha armadura, al llegar al agotamiento, es igual en todos los casos a la resistencia de cálculo del acero. Se recuerda que para esta resistencia no debe tomarse nunca un valor superior a  $4.000 \text{ kp/cm}^2$ .

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

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



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

Figura 33.f.

**Artículo 34. Disposiciones relativas a las armaduras.**

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

$$A_s < 0,04 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} A_{ce}$$

en donde:

- $f_{yd}$  = resistencia de cálculo del acero en tracción,
- $f_{cd}$  = resistencia de cálculo del hormigón en compresión,
- $A_{ce}$  = 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:

- a)  $0,04 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} A_{ce}$
- b)  $\frac{4A_s}{3}$

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  $s$  sea igual o inferior a quince veces el diámetro  $\phi_d$  de la barra comprimida más delgada y cuyo diámetro  $\phi_c$  sea igual o superior a  $1/4 \phi_c$ , siendo  $\phi_c$  el diámetro de la barra comprimida más gruesa. Si la separación  $s$  entre cercos es inferior a  $15\phi_d$ , su diámetro  $\phi_c$  podrá disminuirse de tal forma que la relación entre la sección del cerco y la separación  $s$  siga siendo la misma que cuando se adopta

$$\phi_c = \frac{1}{4} \phi_c; \text{ y } s = 15\phi_d$$

(Continuará.)

## MINISTERIO DE ASUNTOS EXTERIORES

*CORRECCION de errores del Decreto 2779/1973, de 9 de noviembre, por el que se modifica el Decreto número 379/1970, relativo a la organización del Ministerio de Asuntos Exteriores y otras disposiciones complementarias.*

Advertidos errores en el Decreto 2779, de 9 de noviembre de 1973, publicado en el «Boletín Oficial del Estado» número 270, de 10 de noviembre de 1973, página 21719 y siguientes, se transcriben a continuación las oportunas rectificaciones:

En el preámbulo: En el párrafo que comienza «la participación de España», en su última línea, dice: «... gubernamentales o no gubernamentales de ámbito análogo...», debe decir: «... gubernamentales o no gubernamentales, de ámbito análogo...».

En el artículo 5.º, dice: «... Iberoamérica y Africa y Próximo y Medio Oriente...», debe decir: «... Iberoamérica y Africa, Próximo y Medio Oriente...».

En el artículo 6.º, dice: «A la Dirección General del Servicio Exterior corresponde...», debe decir: «Al Director general del Servicio Exterior corresponde...».

En el artículo 7.º, párrafo dos, dice: «... Iberoamérica, Africa y Próximo y Medio Oriente...»; debe decir: «... Iberoamérica y Africa, Próximo y Medio Oriente...».

En el artículo 8.º, párrafo uno, dice: «... la política exterior de España en materia cultural...»; debe decir: «... la política exterior en materia cultural...».

En el artículo 8.º, párrafo dos, dice: «... Iberoamérica, Africa y Próximo y Medio Oriente...»; debe decir: «... Iberoamérica y Africa, Próximo y Medio Oriente...».

En el artículo 9.º, dice: «A la Dirección General de Asuntos Consulares, corresponde...»; debe decir: «Al Director general de Asuntos Consulares corresponde...».

En el artículo 9.º, párrafo uno, dice: «... la política exterior del Estado en materia consular...»; debe decir: «... la política exterior en materia consular...».

En el artículo 9.º, párrafo dos, dice: «... Iberoamérica, Africa y Próximo y Medio Oriente...»; debe decir: «... Iberoamérica y Africa, Próximo y Medio Oriente...».

En el artículo 9.º, párrafo cuatro, dice: «... los derechos o intereses...»; debe decir: «... los derechos e intereses...».

En el artículo 10, párrafo uno, dice: «... la política exterior del Estado en materias de cooperación...»; debe decir: «... la política exterior en materias de cooperación...».

En el artículo 10, párrafo uno, dice: «... líneas formuladas...»; debe decir: «... líneas generales formuladas...».

En el artículo 10, párrafo dos, dice: «... Iberoamérica y Africa y Próximo y Medio Oriente...»; debe decir: «... Iberoamérica y Africa, Próximo y Medio Oriente...».

## MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS

*RESOLUCION de la Subsecretaria por la que se delegan determinadas funciones en los Subdirectores generales y Jefes de Servicio de la Subsecretaria.*

Estructurada la Subsecretaria del Departamento por Decreto 2529/1973, de 17 de agosto, se hace preciso acomodar a la misma la delegación de funciones establecida con anterioridad a su vigencia, revisando al mismo tiempo su contenido, con objeto de que, de una parte, el titular de la dependencia pueda atender debidamente los asuntos de mayor trascendencia dentro de los que le estén encomendados, y de otra, se atempere el contenido de la delegación a las facultades propias de los Jefes de las unidades inferiores, reguladas en la Orden de la Presidencia del Gobierno de 31 de diciembre de 1958.

En su virtud, de conformidad con lo dispuesto en el artículo 22 de la Ley de Régimen Jurídico de la Administración del Estado y previa aprobación del excelentísimo señor Ministro, de 24 de noviembre de 1973, esta Subsecretaria ha resuelto establecer la siguiente delegación de funciones:

1. En el Subdirector general de Gestión Económica y Régimen Interior:

a) Proponer al Ministerio de Hacienda las adscripciones y cesiones de bienes inmuebles, las mutaciones demaniales de los bienes adscritos al Departamento y el arrendamiento de bienes inmuebles necesarios para los servicios del Ministerio.

b) Nombrar a los funcionarios que han de representar al Ministerio en las adscripciones y cesiones de bienes inmuebles adscritos al Departamento, así como a los representantes y Peritos de la Administración, en los expedientes de expropiación forzosa, competencia de la Subsecretaria.

# I. Disposiciones generales

## PRESIDENCIA DEL GOBIERNO

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

**34.2. Compresión simple o compuesta:** En las secciones sometidas a compresión simple o compuesta las armaduras principales en compresión  $A_{s1}$  y  $A_{s2}$  (ver figura 34.2a) deberán cumplir las limitaciones siguientes:

$$\begin{aligned} A_{s1} \cdot f_{y0,d} &\geq 0,05 N_d & A_{s1} \cdot f_{y0,d} &\leq 0,5 f_{cd} \cdot A_c \\ A_{s2} \cdot f_{y0,d} &\geq 0,05 N_d & A_{s2} \cdot f_{y0,d} &\leq 0,5 f_{cd} \cdot A_c \end{aligned}$$

en donde:

- $f_{y0,d}$  = Resistencia de cálculo del acero en compresión.
- $N_d$  = Esfuerzo normal mayorado de compresión, actuante.
- $f_{cd}$  = Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.
- $A_c$  = Area de la sección total de hormigón.

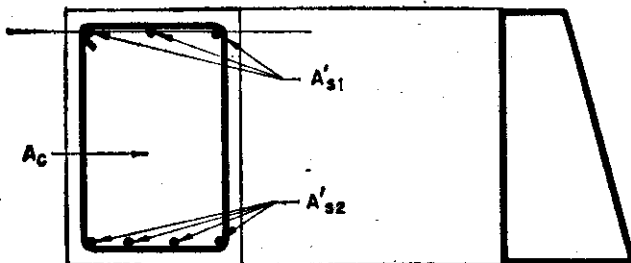


Figura 34.2.a.

La armadura principal estará formada, al menos, por cuatro barras, siendo la separación entre dos consecutivas de 35 centímetros como máximo. Además, tales barras irán sujetas por cercos o estribos, cuya separación  $s$  habrá de ser igual o inferior a quince veces el diámetro  $\phi_{mín}$  de la barra comprimida más delgada y cuyo diámetro  $\phi_t$  habrá de ser igual o superior a  $1/4 \phi_{max}$ , siendo  $\phi_{max}$  el diámetro de la barra comprimida más gruesa. Si la separación  $s$  entre cercos es inferior a  $15\phi_{mín}$ , su diámetro  $\phi_t$  podrá disminuirse de tal forma que la relación entre la sección del cerco y la separación  $s$  siga siendo la misma que cuando se adopta

$$\phi_t = \frac{1}{4} \phi_{max}; \quad \text{y} \quad s = 15\phi_{mín}$$

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

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

$$\begin{aligned} f_{yd} \cdot A_{s1} &\geq 0,04 f_{cd} \cdot A_c \\ f_{yd} \cdot A_{s2} &\geq 0,04 f_{cd} \cdot A_c \end{aligned}$$

siendo:

- $f_{yd}$  = Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.
- $A_c$  = Area de la sección total del hormigón.

### Artículo 35. Esfuerzo cortante.

**35.1. 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  $V_{su}$  de las armaduras transversales una contribución  $V_{cu}$  del hormigón, de acuerdo con lo establecido en los apartados 35.2, 35.3 y 35.4 siguientes. Por tanto, la comprobación de esfuerzo cortante se efectuará mediante la relación:

$$V_d \leq V_u = V_{cu} + V_{su}$$

Cuando  $V_d \leq V_{cu}$  podrá prescindirse de colocar armaduras transversales, estribos o barras transversales en las losas de sección llena de canto útil no superior a 25 centímetros, ejecutadas sin discontinuidad en el hormigonado.

En elementos de tipo superficial y en aquellas zonas que trabajen a flexión en dos direcciones (zonas de apoyo puntuales de placas, zapatas aisladas, etc.), podrá prescindirse de la colocación de armaduras transversales siempre que no se rebase la condición

$$V_d \leq 2 V_{cu}$$

y que la armadura longitudinal sea capaz de absorber en la correspondiente sección un momento flector igual a  $M_d + V_d \cdot d$ , siendo  $M_d$  el valor de cálculo del momento flector.

**35.2. Contribución del hormigón:** El término  $V_{cu}$  de cálculo que representa la contribución del hormigón podrá ser tenido en cuenta en todos los casos, excepto en aquellos en que la sollicitación normal que actúa en la sección considerada sea un esfuerzo de tracción en el interior de la sección.

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

$$V_{cu} = f_{ov} \cdot b_w \cdot d \quad (1)$$

siendo:

- $d$  = canto útil de la sección;
- $b_w$  = anchura del alma de la viga;
- $f_{ov}$  = resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante, dada en  $\text{kp/cm}^2$  por la expresión:

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

donde:

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

Si en la sección considerada la anchura del alma no es constante, se adoptará como  $b_w$  el menor ancho que presente la sección en una altura igual a los tres cuartos del canto útil, contados a partir de la armadura de tracción (figura 35.2).

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

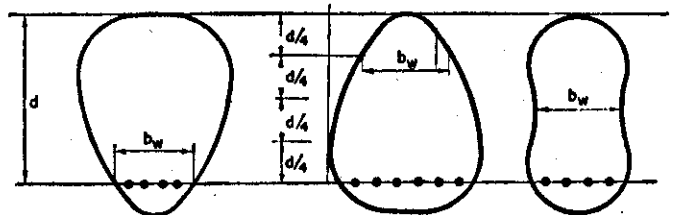


Figura 35.2.

**35.3. Contribución de la armadura transversal:** Para que la armadura transversal pueda ser tenida en cuenta en la resistencia de la pieza a esfuerzo constante, su cuantía debe ser tal que se cumpla la relación

$$A_{st} \cdot f_{td} + \frac{A_{st} \cdot f_{od}}{\text{sen } \alpha} \geq 0,02 f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

donde:

$A_{st}$  = 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  $\phi_1$  a separaciones de  $s_t$ .

$$A_{st} = \frac{d}{S_t} \cdot n \cdot \frac{\phi_1^2}{4}$$

$f_{td}$  = Resistencia de cálculo del acero, en tracción, de los cercos o estribos; no mayor de 4.000 kp/cm<sup>2</sup>.

$A_{sa}$  = suma de las secciones de las barras levantadas, si se levantan simultáneamente  $n$  barras de diámetro  $\phi_2$  a separaciones  $s_a$ :

$$A_{sa} = \frac{d}{s_a} \cdot n \cdot \frac{\pi \phi_2^2}{4}$$

$\alpha$  = Angulo de inclinación de las barras levantadas, respecto a la directriz de la pieza.

$f_{ad}$  = Resistencia de cálculo del acero, en tracción, de las barras levantadas.

$f_{cd}$  = Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.

En dicha expresión, además,  $d$  y  $b_w$  tienen el mismo significado que en la fórmula (1) del apartado 35.2 anterior.

El término  $V_{su}$  de cálculo se tomará igual a

$$V_{su} = 0,9 A_{st} \cdot f_{td} + 0,9 A_{sa} (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) \cdot f_{ad} \quad (3)$$

con

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

donde  $A_{st}$ ,  $f_{td}$ ,  $A_{sa}$ ,  $\alpha$  y  $f_{ad}$  tienen el mismo significado que en la fórmula (2) anterior, y  $A_s$  y  $f_{yd}$  representan la sección y la resistencia de cálculo, respectivamente, de la armadura principal de tracción.

35.4. Limitación de la resistencia a esfuerzo cortante: La resistencia total a esfuerzo cortante,  $V_{su} + V_{cu}$  se considerará limitada, como norma general, al valor máximo:

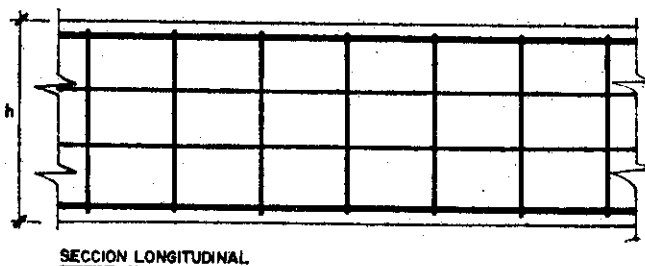
$$V_{su} + V_{cu} > 5 \cdot f_{cv} \cdot b_w \cdot d \quad (4)$$

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

$$V_{su} + V_{cu} > 6 \cdot f_{cv} \cdot b_w \cdot d \quad (5)$$

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  $\alpha$  sobre el eje de la pieza, comprendido entre 60° y 70°.
- b) Sistema mixto compuesto por un conjunto de cercos o estribos perpendiculares al eje o directriz de la pieza, 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 figura 35.4).



SECCION LONGITUDINAL

Figura 35.4.

35.5. Disposiciones relativas a la armadura transversal: En piezas sometidas a flexión simple o compuestas, la separación

$S_t$  entre armaduras transversales deberá cumplir las condiciones:

$$S_t \leq 50 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq 0,85 d$$

siendo  $d$  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 34.1 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 34.2 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.

35.8 Casos especiales de cargas: Cuando sobre dos caras opuestas de una pieza actúan una carga y una reacción, a una distancia entre ellos no mayor de 0,75  $d$ , la fracción de la carga equilibrada por toda o parte de la reacción podrá no ser tenida en cuenta, 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.

Artículo 36. Torsión.

36.1. 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.

36.2. 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:

$$A_{st} = \frac{T_d \cdot d}{1,6 \cdot (d-d') \cdot b_s \cdot f_{td}}$$

$$A_s = \frac{T_d \cdot [(d-d') + b_s]}{0,8 (d-d') \cdot b_s \cdot f_{yd}}$$

siendo:

$A_{st}$  = suma de las secciones de los redondos que forman los cercos precisos para torsión en una longitud igual a un canto:

$$A_{st} = \frac{d}{S_t} \cdot \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$T_d$  = Momento torsor mayorado.

$d$  = Canto útil.

$(d-d')$ ,  $b_s$  = Dimensiones del núcleo de hormigón rodeado por los cercos.

$f_{td}$  = Resistencia de cálculo, en tracción, del acero de los cercos.

$A_s$  = Suma de las secciones de las barras longitudinales precisas por torsión.

$f_{yd}$  = Resistencia de cálculo, en tracción, del acero de las barras longitudinales.

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

36.3. Limitación relativa a las secciones de hormigón: En el caso de piezas de sección rectangular sometidas a un momento de torsión  $T_d$  y a un esfuerzo cortante  $V_d$ , deberá comprobarse, salvo estudio especial al efecto, que se cumple la relación:

$$V_d + K \frac{T_d}{b} \leq 6 f_{cv} \cdot b \cdot d \quad (3)$$

con

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

siendo:

- b = Anchura de la sección.
- d = Canto útil.
- h = Canto total de la sección ( $h \geq b$ ).

$f_{cv} = 0,5 \sqrt{f_{cd}}$  resistencia virtual del hormigón a esfuerzo cortante. (Véase apartado 35.2 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.

36.4. Disposiciones relativas a las armaduras:

La armadura longitudinal  $A_s$  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 centímetros (ver figura 36.4).

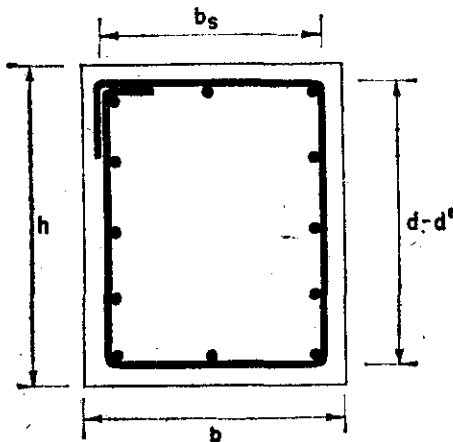


Figura 36.4.

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.

Artículo 37. Anclaje de las armaduras.

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

A efectos de anclaje de las barras en tracción, se supondrá la envolvente de momentos flectores trasladada paralelamente al eje de la pieza en una magnitud igual al canto útil y en el sentido más desfavorable (figura 37.1.a).

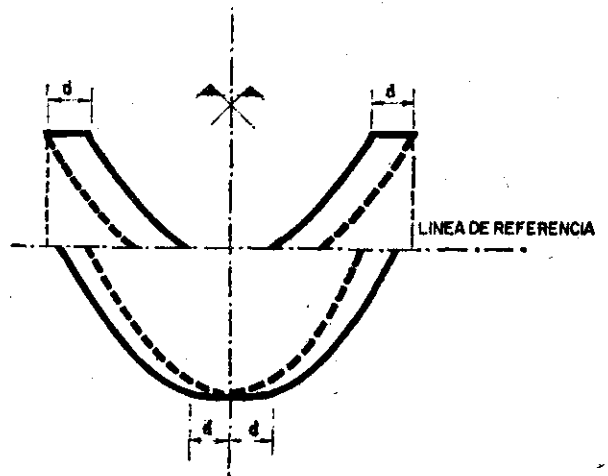


Figura 37.1.a.

En el caso de que puedan existir efectos dinámicos, las longitudes de anclaje indicados en los apartados 37.2 y 37.3 se aumentarán en  $10 \varnothing$ .

Por el contrario, cuando la sección real de acero  $A_{sreal}$  sea superior a la estricta  $A_s$ , las longitudes de anclaje indicadas en los apartados 37.2 y 37.3 pueden reducirse en la relación  $A_s/A_{sreal}$ , no debiendo adoptar para la longitud resultante valores inferiores al mayor de los tres siguientes:

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

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

- a) Posición I, de adherencia buena: Barras formando ángulo de  $90^\circ$  a  $45^\circ$  con el eje o directriz de la pieza; barras menos inclinadas u horizontales situadas en la mitad inferior de la pieza o, al menos, 30 centímetros por debajo de la cara superior de una capa de hormigonado.
- b) Posición II, de adherencia deficiente: Barras que no satisfacen las condiciones anteriores.

37.2. Anclaje de las 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 (figuras 37.2.a) por una semicircunferencia de radio interior igual a  $2,5 \varnothing$ , con una prolongación recta igual a  $2 \varnothing$ . La patilla normal para barras lisas está formada (figura 37.2.b) por un cuarto de circunferencia de radio interior igual a  $2,5 \varnothing$ , con una prolongación recta igual a  $2 \varnothing$ .

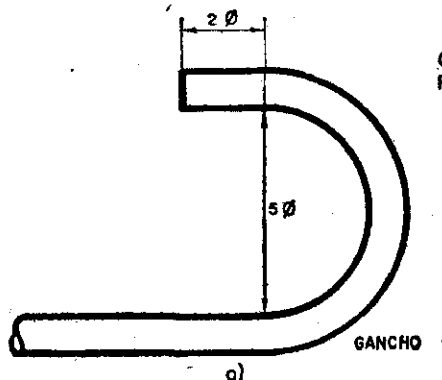


Figura 37.2.a

GANCHO Y PATILLA NORMALES PARA BARRAS LISAS

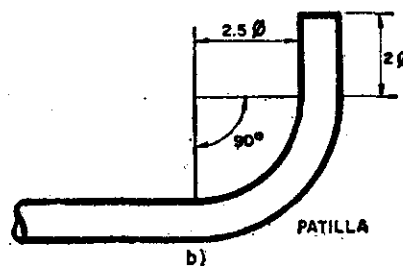


Figura 37.2.b



En la figura 37.2.c se indican las longitudes prácticas de anclaje que se adoptarán para las barras lisas que trabajen a tracción, en los casos de utilización más frecuente. Los valores  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  y  $n_4$  se han dispuesto en la tabla 37.2.

La longitud de anclaje de las barras lisas con patilla, que trabajan a compresión, serán el 60 por 100 de la que correspondería en tracción.

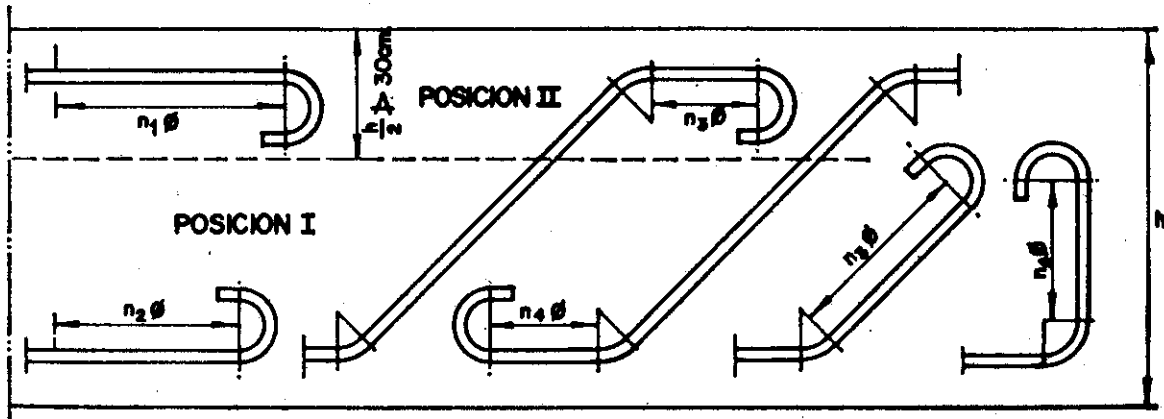


Figura 37.2.c

TABLA 37.2

Hormigón	$n_1$	$n_2$	$n_3$	$n_4$
H - 125	52	44	24	12
H - 150	48	40	22	11
H - 175	44	36	20	10
H - 200	40	32	18	9
H - 225	36	28	16	8
H - 250	32	24	14	7
H - 300	28	20	12	6

37.3. Anclaje de las barras corrugadas: Este artículo se refiere a las barras corrugadas cuyas características de adherencia han sido homologadas y cumplen la condición establecida en el artículo 9.º

Salvo justificación especial, las barras corrugadas trabajando a tracción o a compresión se anclarán preferentemente por prolongación recta, pudiendo también emplearse patilla. En cuanto al anclaje por gancho, sólo se permite si las barras trabajan a tracción.

El gancho normal para barras corrugadas está formado (figura 37.3.a) por una semicircunferencia de radio interior igual a  $3,5 \phi$ , con una prolongación recta igual a  $2 \phi$ . La patilla normal para barras corrugadas está formada (figura 37.3.b) por un cuarto de circunferencia de radio interior igual a  $3,5 \phi$ , con una prolongación recta igual a  $2 \phi$ .

Las longitudes prácticas de anclaje en prolongación recta pueden calcularse para las barras corrugadas

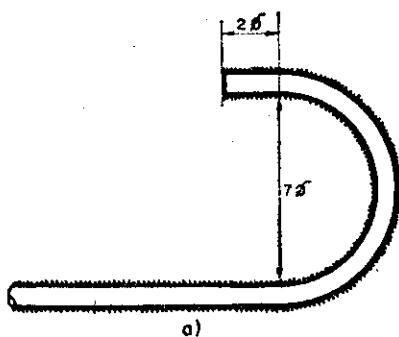


Figura 37.3.a

GANCHO Y PATILLA NORMALES PARA BARRAS DE ALTA ADHERENCIA

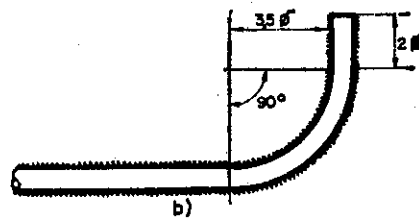


Figura 37.3.b

en tracción con la siguiente fórmula:

Para barras en posición I:

$$l_b = m \phi^2 \leq 20 \phi$$

Para barras en posición II:

$$l_b = m \phi^2 \leq 30 \phi$$

siendo:

$\phi$  = Diámetro de la barra, en centímetros.

$m$  = Coeficiente numérico con los valores indicados en la tabla 37.3.

TABLA 37.3

Hormigón	$f_{yk} = 4.200$				$f_{yk} = 4.600$				$f_{yk} = 5.000$			
	$m_1$	$m_2$	$m_3$	$m_4$	$m_1$	$m_2$	$m_3$	$m_4$	$m_1$	$m_2$	$m_3$	$m_4$
H - 125	25	20	15	10	28	21	17	11	—	—	—	—
H - 150	23	18	14	10	25	19	15	10	28	21	17	11
H - 175	21	16	13	9	23	18	14	10	28	19	15	10
H - 200	20	15	12	8	22	17	13	9	24	18	14	10
H - 225	19	14	11	8	21	16	13	9	23	17	14	9
H - 250	18	13	11	7	20	15	12	8	21	16	13	9
H - 300	17	12	10	7	19	14	11	8	20	15	12	8

Con las limitaciones indicadas en la figura 37.3.c.

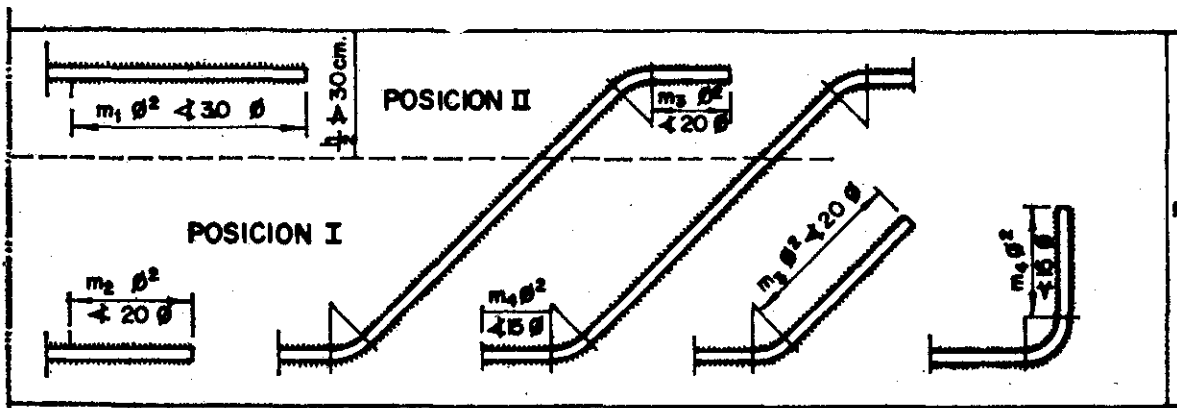


Figura 37.3.c

La longitud de anclaje de las barras corrugadas en compresión será la indicada en la figura 37.3.d, con los valores de  $m_2$  indicados en la tabla 37.3.

La terminación en patilla de cualquier anclaje de barras corrugadas permite reducir la longitud de anclaje en  $10 \text{ Ø}$ , no debiendo adoptar para la longitud resultante valores inferiores al mayor de los tres siguientes:

- a)  $10 \text{ Ø}$ .
- b) 15 centímetros.
- c) La tercera parte del valor correspondiente al caso en que no tuviese patilla.



Figura 37.3.d

Artículo 38. Empalme de las armaduras.

38.1. 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 38.1).

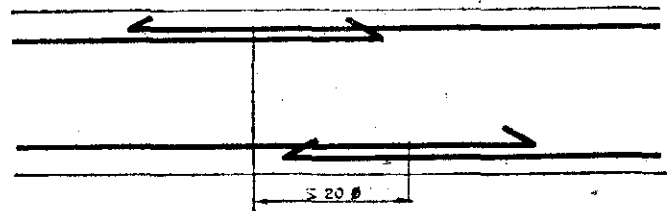


Figura 38.1

38.2. 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 la indicada para la longitud de anclaje en el apartado 37.2 y se terminarán las barras en gancho normal o en patilla normal (véase apartado 37.2), según trabajen a tracción o a compresión, respectivamente.

Cuando se trate de barras corrugadas, la longitud del solapo no será inferior a la indicada para la longitud de anclaje en el apartado 37.3 y no se dispondrán ganchos ni patillas.

(Continuará.)

PAGINA		PAGINA
	curso contencioso-administrativo interpuesto contra este Departamento por don Carlos Maroto Campos y otros.	
23867	Orden de 22 de octubre de 1973 por la que se dispone el cumplimiento de la sentencia recaída en el recurso contencioso-administrativo interpuesto contra este Departamento por don José Luis Calero López de Ayala y otros.	
23867	Resolución de la Delegación General del Instituto Nacional de Previsión en el concurso restringido de méritos, convocado el 28 de octubre de 1972, para proveer plazas de facultativos de las Instituciones Sanitarias cerradas de la Seguridad Social.	
23854		
<b>MINISTERIO DE INDUSTRIA</b>		
23867	Decreto 3082/1973, de 18 de noviembre, por el que se aprueba el contrato entre CIEPSA, ENPASA, ENPENSA y APEX sobre cesión de participaciones, por la primera a las otras tres, en la titularidad de un permiso de investigación de hidrocarburos.	
23858	Orden de 20 de noviembre de 1973 por la que se da de baja en el escalafón del Cuerpo de Ingenieros de Minas a don Enrique Rodríguez González.	
23868	Resoluciones de la Delegación Provincial de Barcelona por las que se autoriza y declara la utilidad pública en concreto de las instalaciones eléctricas que se citan.	
23868	Resolución de la Delegación Provincial de Tarragona por la que se autoriza y declara la utilidad pública en concreto de la instalación eléctrica que se cita.	
	<b>MINISTERIO DE AGRICULTURA</b>	
23865	Resolución del Instituto Nacional para la Conservación de la Naturaleza por la que se aprueba la lista provisional de admitidos y excluidos a las pruebas selectivas (concurso-oposición restringido) convocadas para cubrir plaza de Ingeniero Superior de Montes.	
	<b>MINISTERIO DE PLANIFICACION DEL DESARROLLO</b>	
23852	Decreto 3080/1973, de 30 de noviembre, por el que se actualiza la composición de la Comisión Permanente de Dirección del Plan de Obras, Colonización, Electrificación e Industrialización de la provincia de Jaén.	
23953	Decreto 3081/1973, de 30 de noviembre, por el que se actualiza la composición del Patronato coordinador de las actuaciones para el desarrollo de la comarca de Tierra de Campos.	
	<b>ADMINISTRACION LOCAL</b>	
23865	Resolución del Ayuntamiento de Cornellá (Barcelona) referente al concurso restringido convocado para proveer en propiedad tres plazas de Jefe de Negociado de esta Corporación.	
23865	Resolución del Ayuntamiento de Salamanca por la que se hace pública la lista de admitidos y excluidos y Tribunal calificador del concurso restringido para proveer en propiedad dos plazas de Jefe de Negociado de la Escala Técnico-Administrativa de esta Corporación.	

## I. Disposiciones generales

### PRESIDENCIA DEL GOBIERNO

*DECRETO 3079/1973, de 7 de diciembre, sobre precios ex-refinería de las naftas utilizadas como materia prima industrial.*

Las circunstancias en que actualmente se desenvuelve el mercado y la industria internacional del petróleo, así como su evolución reciente y previsible, unidas al desarrollo de la industria petroquímica nacional, dando lugar a un notable incremento de la demanda de naftas, que constituyen en la actualidad una materia prima imprescindible, tienden a generar encarecimientos que pueden afectar desfavorablemente a la expansión industrial, teniendo en cuenta la incidencia de los precios de dichas naftas en los costes de los correspondientes sectores consumidores.

Tales circunstancias plantean la conveniencia de que el Gobierno intervenga en la fijación de los precios de las naftas, en las contrataciones directas entre refinerías e industria petroquímica y fábricas de gas de ciudad, reguladas por el Decreto mil noventa y ocho/mil novecientos sesenta y dos, mediante el establecimiento de precios máximos adecuados.

En su virtud, y a propuesta de los Ministerios de Hacienda e Industria y previa deliberación del Consejo de Ministros, en su reunión del dieciséis de noviembre de mil novecientos setenta y tres,

#### DISPONGO:

**Artículo primero.**—Los suministros de las fracciones petrolíferas denominadas naftas, utilizables por la industria petroquímica y fábricas de gas de ciudad como materia prima en sus procesos de fabricación, que se efectúen al o por el Monopolio de Petróleos, o bien, directamente por las refinerías a los consumidores, mediante autorizaciones al amparo del Decreto mil noventa y ocho/mil novecientos sesenta y dos, se realizarán a los precios máximos ex-refinería que fije periódicamente el Gobierno a propuesta del Ministro de Hacienda y previo informe del de Industria.

**Artículo segundo.**—Las refinerías nacionales destinarán al área del Monopolio de Petróleos, para su suministro en cual-

quiera de las formas previstas en el Decreto mil noventa y ocho/mil novecientos sesenta y dos, las cantidades que se determinen por la Comisión Nacional de Combustible, en el Plan Nacional de Combustibles. En la misma forma se establecerán las cuotas correspondientes al resto del mercado nacional.

**Artículo tercero.**—Se autoriza al Ministerio de Hacienda, en lo que concierne al artículo primero, y al de Industria, en lo que se refiere al artículo segundo, para dictar las disposiciones necesarias para el cumplimiento y desarrollo de este Decreto, que entrará en vigor el día de su publicación en el «Boletín Oficial del Estado».

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

FRANCISCO FRANCO

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

*INSTRUCCION para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, aprobada por Decreto 3082/1973, de 19 de octubre. (Continuación.)*

38.3. 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 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 milímetros.

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 esa sección.

**Artículo 39. Adherencia de las armaduras.**

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

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

siendo  $\tau_{bd}$  la resistencia de cálculo para adherencia, definida en el apartado 39.2.

39.2. Resistencia de cálculo para adherencia: La resistencia de cálculo para adherencia  $\tau_{bd}$ , según el tipo de barras, tiene el valor:

Barras lisas:  $\tau_{bd} = 1,6 \sqrt{f_{cd}}$

Barras de alta adherencia:  $\tau_{bd} = 1,6 \sqrt{(f_{cd})^2}$

en las que  $\tau_{bd}$  y  $f_{cd}$  se expresan en  $\text{kp/cm}^2$ .

**Artículo 40. Pandeo.**

40.1. 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 ésta.

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  $e_o$  de la carga, si se trata de carga excéntrica, otra adicional  $e_a$  dada por la fórmula:

$$e_a = \left[ 0,85 + \frac{f_{yd}}{12.000} \right] \frac{h + 20 e_o}{h + 10 e_o} \cdot \frac{l_o}{i} \cdot 10^{-4} \quad (1)$$

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

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

En ambas fórmulas, en dimensiones homogéneas:

- $e_a$  = Excentricidad adicional.
- $f_{yd}$  = Resistencia de cálculo, en  $\text{kp/cm}^2$ , del acero en tracción (los números 3.500 y 12.000 son dimensionales en  $\text{kp/cm}^2$ ).
- $h$  = Canto total, medido paralelamente al plano de pandeo que se considera.
- $e_o$  = Excentricidad real.
- $i$  = Radio de giro, correspondiente a la dirección del pandeo que se considera, calculado suponiendo la sección sin armar ni fisurar.
- $l_o$  = Longitud de pandeo de la pieza, cuyo valor, en función de la longitud real  $l$ , es el siguiente:
  - $l_o = 2l$ , si la pieza está libre en un extremo y empotrada en el otro.
  - $l_o = l$ , 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.
  - $l_o = 0,7l$ , si la pieza está articulada en un extremo y empotrada en el otro, sin desplazamiento posible de éstos.
  - $l_o = 0,5l$ , si la pieza está perfectamente empotrada en sus extremos, sin desplazamiento posible de éstos.

En estructuras de edificación o análogas podrá adoptarse:

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

40.2. 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  $200 \frac{b^2}{d}$ , siendo  $b$  la anchura y  $d$  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.

**Artículo 41. Comprobación de las condiciones de fisuración.**

41.1. Generalidades: Para evitar una fisuración excesiva, incompatible con el servicio que haya de prestar la estructura o con la durabilidad de la misma, las armaduras de tracción en las piezas lineales de hormigón armado deberán elegirse y disponerse de forma que se cumpla una cualquiera de las dos condiciones establecidas en los apartados 41.2 y 41.3 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.

41.2. Comprobación relativa al diámetro de las barras: Se está en buenas condiciones con respecto a la fisuración cuando se cumple la condición que corresponda de las que a continuación se indican:

A) Con barras lisas:

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

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

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

B) Con barras corrugadas:

Caso I:  $\phi \leq \eta \left[ \frac{3.180}{f_{yd}} \right]^2 \sqrt{f_{cd}}$

Caso II:  $\phi \leq \eta \frac{2}{3} \left[ \frac{3.180}{f_{yd}} \right]^2 \sqrt{f_{cd}}$

Caso III:  $\phi \leq \eta \frac{1}{3} \left[ \frac{3.180}{f_{yd}} \right]^2 \sqrt{f_{cd}}$

En las fórmulas anteriores:

- $\phi$  = diámetro, en milímetros, de la barra más gruesa de la armadura de tracción;
- $f_{cd}$  = resistencia de cálculo a compresión del hormigón, en  $\text{kp/cm}^2$ ;
- $f_{yd}$  = resistencia de cálculo del acero en tracción, en  $\text{kp/cm}^2$ ;
- $\eta$  = coeficiente característico de cada tipo de acero, de valor 1 para barras lisas. Para barras corrugadas si no se poseen resultados de ensayos al respecto puede suponerse  $\eta = 1,6$ .

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

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

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

$A_{cr}$  = área, en centímetros cuadrados, de la zona de la sección que es cobaricéntrica con la armadura de tracción (véase figura 41.3);

$A_s$  = área total, en centímetros cuadrados, de la armadura a 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 41.3 anterior, respectivamente.

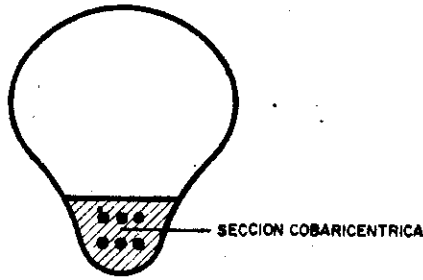


Figura 41.3.

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

#### Artículo 42. Deformaciones.

42.1. Generalidades: La deformación total producida en un elemento de hormigón es suma de diferentes deformaciones parciales, cuya clasificación se establece en el apartado 28.9 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).

42.2. 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 42.1 anterior, y tomando como módulo de deformación del hormigón los valores indicados en el apartado 28.7.

42.3. Limitaciones prácticas relativas a las flechas: No será necesaria la comprobación de la flecha en aquellos elementos cuyo canto útil  $d$  cumpla simultáneamente las dos condiciones:

$$d \geq 30 \cdot \epsilon_y \cdot l_1 \quad (1)$$

$$d \geq 50 \frac{g}{g+q} \cdot \epsilon_y \cdot l_1 \quad (2)$$

siendo:

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

Las fórmulas (1) y (2) pueden aplicarse al caso de vigas sometidas a cargas concentradas, sustituyendo la expresión  $\frac{g}{g+q}$  por el cociente de momentos flectores producidos por las cargas respectivas,

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

## CAPITULO VIII

### ELEMENTOS ESTRUCTURALES

#### Artículo 43. Forjados de edificación.

43.1. Tipos de forjados: Se refiere este artículo a los forjados para pisos o cubiertas de edificación de alguno de los tipos siguientes:

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

43.2. Piezas de entrevigado para forjados: Las piezas de entrevigados para forjados pueden ser solamente aligerantes o también resistentes.

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

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

b) Piezas resistentes: Pueden ser de cerámica o de hormigón y su resistencia a compresión será igual o mayor que 180 kp/cm<sup>2</sup>, ni a la resistencia característica del hormigón empleado en el forjado.

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

Puede considerarse que forman parte de la sección resistente del forjado en las condiciones del artículo 43.3.c.

43.3. Condiciones para los forjados:

a) Los forjados de semiviguetas o nervados tendrán una losa superior de hormigón, cuyo espesor  $h_0$  (figura 43.3), según el tipo de piezas empleadas, cumplirá en todo punto las siguientes condiciones:

Con piezas resistentes: No inferior a 2 centímetros ni a  $a/8$ .  
Con o sin piezas aligerantes: No inferior a 3 centímetros ni a  $a/6$ .

Siendo  $a$  la distancia del punto considerando el eje de la pieza.

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

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

siendo  $h_0$  el espesor en centímetros de la losa de hormigón en el centro de la pieza y  $f_{sd}$  la resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto en kp/cm<sup>2</sup>.

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

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

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

$$V_d \leq 2 f_{cv} \cdot b_w \cdot d$$

siendo:

$V_d$  el esfuerzo cortante de cálculo.

$f_{cv}$  la resistencia virtual de cálculo a esfuerzo cortante (véase apartado 35.2).

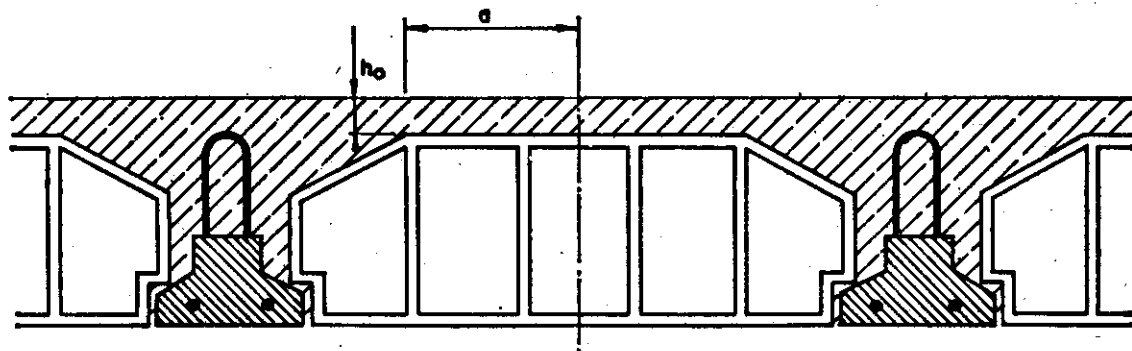
$b_w$  la anchura eficaz del nervio.

$d$  el canto útil de la sección.

En las zonas en que no se cumpla la condición anterior, se dispondrá armadura transversal cuya contribución  $V_{sd}$  cumpla:

$$V_{sd} \geq V_d - f_{cv} \cdot b_w \cdot d$$

f) El valor máximo admisible de la flecha vertical, en forjados y vigas que no hayan de soportar tabiques ni muros,



CON PIEZAS RESISTENTES:

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

CON PIEZAS ALIGERANTES:

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

Figura 43.3

es de 1/300, siendo 1 la luz del elemento considerado. Para la determinación de esta flecha se considerará solamente la flecha instantánea producida por la actuación simultánea de la carga permanente y la sobrecarga de uso, ambas con sus valores característicos.

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

- Si el elemento de fábrica ha sido construido con mortero de cemento, la flecha máxima admisible es 1/500.
- Si el elemento de fábrica ha sido construido con mortero de cal, la flecha máxima no podrá ser superior a 1/400.
- Si el elemento de fábrica ha sido construido con mortero de yeso, la flecha máxima admisible es 1/300.

En estos casos, la flecha que se considera es la producida desde el momento en que se termine la construcción de muro o tabique. Su valor se determina sumando a la flecha diferida producida por la carga permanente la instantánea originada por la parte de carga permanente que se coloque después (solados, etc.) y por la sobrecarga de uso.

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

h) Al menos el 85 por 100 del área total será de dimensión no mayor que las tres siguientes dimensiones:

- 5/6 de la distancia libre horizontal entre armaduras.
- 1/3 de la anchura libre de los nervios.
- 1/2 del espesor mínimo de la losa superior.

Artículo 44. Vigas.

Las vigas sometidas a flexión se calcularán de acuerdo con los artículos 32 y 33 de esta Instrucción, pudiendo utilizarse las fórmulas del Anejo 7 a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales (artículos 27 y 28) y de los valores mayorados de las cargas y demás acciones (artículos 29 y 30). Si la flexión es esviada, se recurrirá al apartado 32.5. Si la flexión está combinada con esfuerzo cortante, se calculará la pieza frente a este último esfuerzo con arreglo al artículo 35 y con arreglo al 36, si existe, además, torsión.

Posteriormente se comprobarán las condiciones de adherencia de las armaduras (artículo 39), así como las de fisuración de la pieza (artículo 41). Si se prevé que la pieza pueda presentar deformaciones excesivas, se calculará el valor de éstas (artículo 42). Se comprobará igualmente, cuando se estime necesario, la estabilidad lateral de la pieza con arreglo al apartado 40.2.

Cuando se trate de vigas en T o de formas especiales, se tendrán presentes los artículos 46 y 47, así como el artículo 55 cuando se trate de vigas de gran canto.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los artículos 12, 13, 37 y 38.

Artículo 45. Soportes.

Los soportes se calcularán de acuerdo con el apartado 32.3 de esta Instrucción, pudiendo utilizarse las fórmulas del Anejo 7, a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales (artículos 27 y 28) y de los valores mayorados de las cargas y demás acciones (artículos 29 y 30). Cuando la esbeltez del soporte sea apreciable, se comprobarán las condiciones de pandeo (artículo 40). Si existe esfuerzo cortante, se calculará la pieza frente a dicho esfuerzo con arreglo al artículo 35, y con arreglo al 36, si existe además torsión. Si la fuerza de compresión exterior es doblemente excéntrica, se recurrirá al apartado 32.5.

Cuando alguna de las armaduras principales sea susceptible de trabajar en tracción, se comprobarán las condiciones de adherencia (artículo 39), así como las de fisuración de la pieza (artículo 41).

Si se trata de soportes compuestos, es decir, soportes de hormigón con perfiles metálicos como armadura, se recurrirá al artículo 58.

La disposición de armaduras se ajustará a lo prescrito en los artículos 12, 13, 37 y 38.

Artículo 46. Piezas en T.

46.1. Anchura eficaz de la cabeza: La anchura eficaz  $b_e$  de la cabeza de compresión de una viga en T, simplemente apoyada, sometida a una carga uniformemente repartida, se tomará, en función de la anchura real, de las tablas 46.1.a o 46.1.b adjuntas, según se trate de vigas exentas o no, respectivamente.

Si sobre la viga actúa una carga concentrada en una zona de amplitud a según la luz, los valores dados por las tablas deberán multiplicarse por el factor K dado en el siguiente cuadro:

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

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



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

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

3. En las proximidades de un apoyo, la anchura eficaz de la cabeza de compresión, a cada lado del nervio  $\frac{b_e - b_w}{2}$

no podrá ser superior a la distancia entre el apoyo y la sección considerada.

4. En el caso de piezas en T provistas de cartabones de anchura  $b_c$  y altura  $h_c$  (ver figura 46.1) se sustituirá la anchura real  $b_w$  del nervio por otra ficticia  $b_1$  igual al menor de los dos valores siguientes:

$$b_1 = b_w + 2b_c$$

$$b_1 = b_w + 2h_c$$

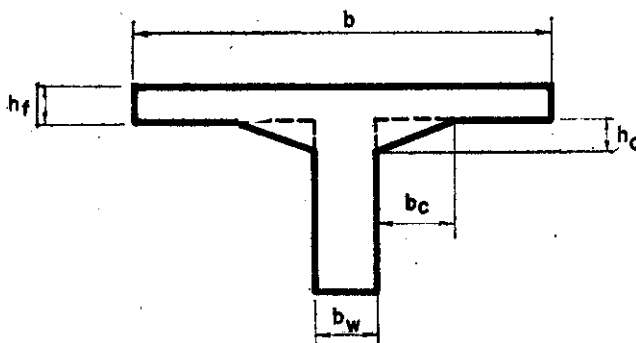
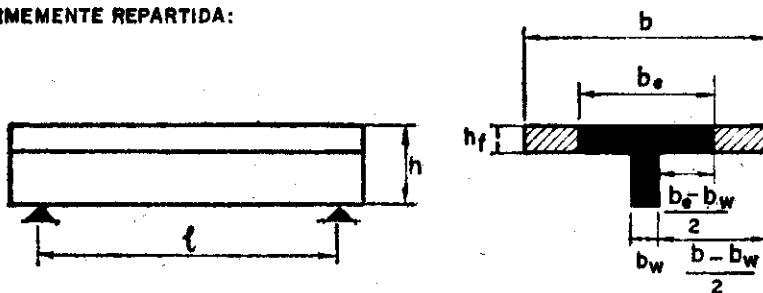


Figura 46.1

**TABLA 46.1-a VIGA EN T EXENTA**

ANCHURA DE LA CABEZA DE COMPRESIÓN  $\frac{b_e - b_w}{2}$  QUE DEBE TOMARSE A UNO Y OTRO LADO DEL NERVI, EN EL CENTRO DE LA LUZ, CUANDO LA VIGA SE ENCUENTRA SOMETIDA A CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA:



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

**TABLA 46.1-b VIGAS EN T MULTIPLES**

ANCHURA DE LA CABEZA DE COMPRESION  $\frac{b_e - b_w}{2}$  QUE DEBE TOMARSE A UNO Y OTRO LADO DEL NERVIÓ, EN EL CENTRO DE LA LUZ, CUANDO LA VIGA SE ENCUENTRA SOMETIDA A CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA,

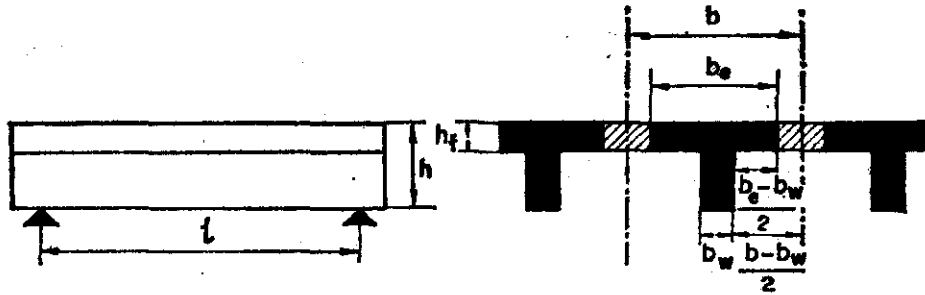


TABLA DE VALORES		$\frac{b_e - b_w}{b - b_w}$								
VALORES DE $\frac{h_f}{h}$	VALORES DE $\frac{l}{b_w}$	VALORES $\frac{2l}{b - b_w}$								
		0	1	2	3	4	6	8	10	>10
CABEZA DE COMPRESION SIN RIGIDEZ A FLEXION	—	0	0,19	0,38	0,57	0,71	0,88	0,96	0,99	1,00
0,10	10	0	0,19	0,38	0,57	0,72	0,89	0,96	1,00	1,00
	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
0,15	200	0	0,27	0,48	0,64	0,77	0,90	0,96	1,00	1,00
	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
0,20	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
	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
0,30	100	0	0,41	0,66	0,80	0,87	0,94	0,98	1,00	1,00
	150	0	0,44	0,71	0,86	0,91	0,96	0,98	1,00	1,00
	200	0	0,45	0,74	0,89	0,93	0,97	0,99	1,00	1,00
	10	0	0,28	0,50	0,65	0,77	0,91	0,97	1,00	1,00
0,30	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

46.2. 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 46.2) de dimensiones:

- El espesor del ala en la unión  $h_f$ ;
- El canto útil de la pieza  $d$ ;

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

$$V_d \frac{b_e - b_w}{2 b_e}$$

siendo  $V_d$  el esfuerzo cortante exterior mayorado actuante en la sección transversal que se estudia y  $b_e, b_w$  las dimensiones

acotadas en las figuras de las tablas I y II del apartado anterior.

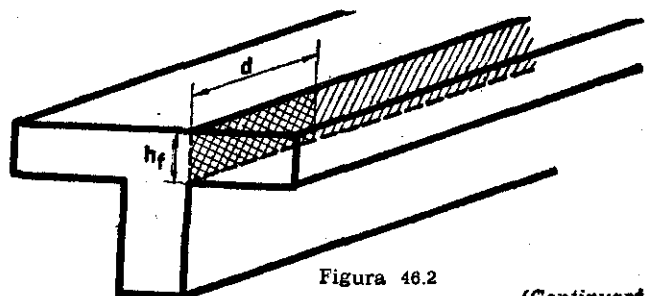


Figura 46.2

(Continuad.)

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

DISPOSICION FINAL

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

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

FRANCISCO FRANCO

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

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

Artículo 47. Piezas de formas especiales.

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

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

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

Siendo:

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

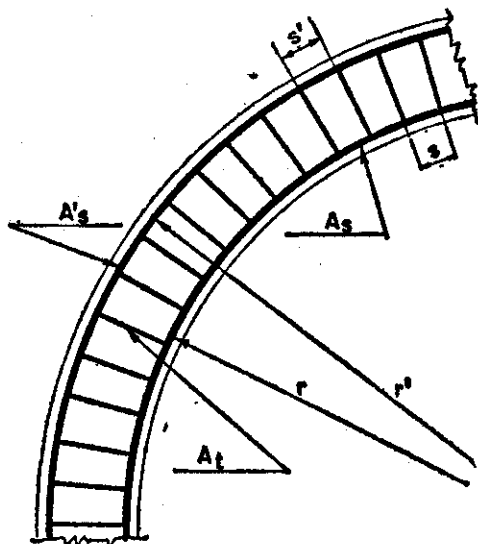


Figura 47.1.a

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

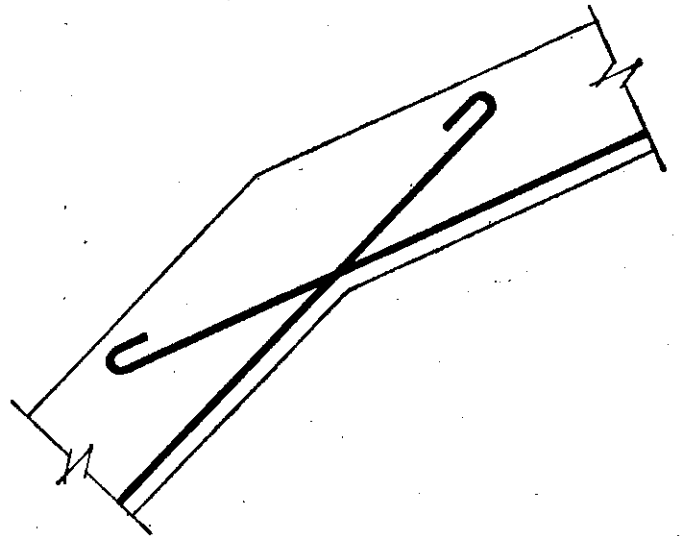


Figura 47.1.b

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

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

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

Artículo 48. Estructuras reticulares planas.

48.1. Generalidades: El cálculo de solicitaciones en estructuras reticulares planas se realizará de acuerdo con lo prescrito en el segundo párrafo del apartado 31.1 de esta Instrucción. En particular, y únicamente a los efectos del cálculo y dimensionamiento de armaduras de las vigas que constituyen los dinteles, se 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 31.2 de esta Instrucción.

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

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

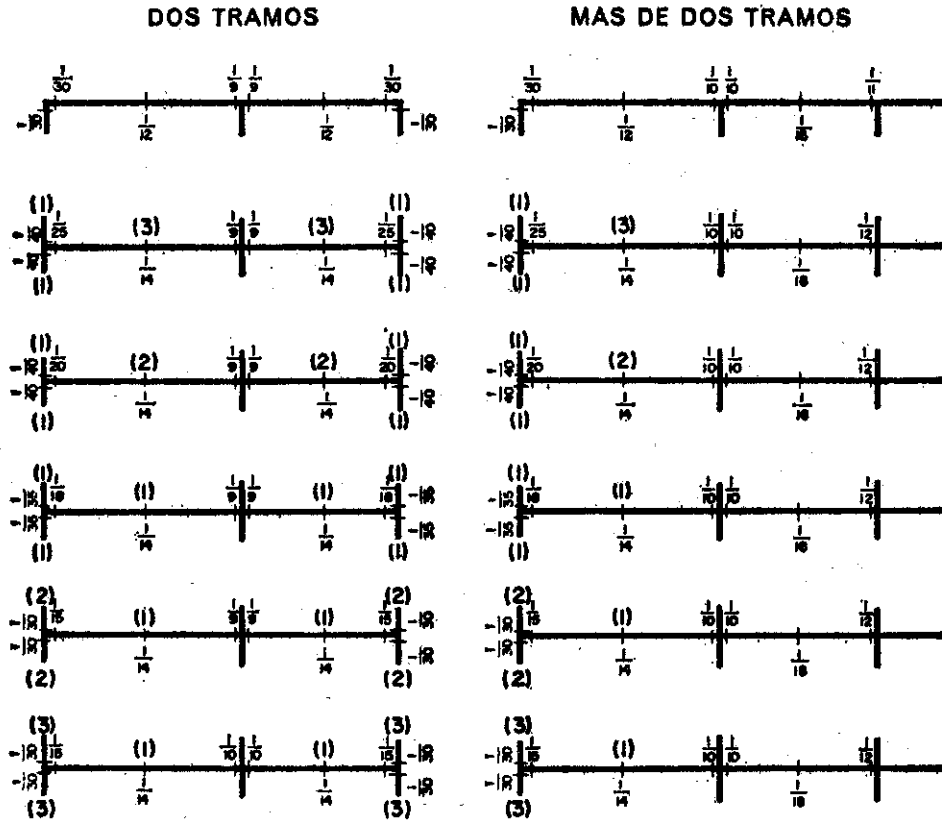
- a) La estructura está sometida exclusivamente a la acción de cargas verticales uniformemente repartidas de igual valor por unidad de longitud.
- b) La carga variable no es superior a la mitad de la carga permanente.

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

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

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

**TABLA 48.2**



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

Los números entre paréntesis indican rigideces relativas.

Los momentos de los pilares centrales se pueden considerar nulos.

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

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

siendo:

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

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

No es necesario considerar esfuerzos axiales en las vigas.

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

No es necesario considerar esfuerzos cortantes en los soportes.

**Artículo 49. Placas sustentadas en dos bordes paralelos.**

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

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

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

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

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

b) Una placa rectangular sustentada en su contorno, supuestos los bordes libres como simplemente apoyados, si la anchura  $l_x$  de la placa es mayor que la mitad de su luz  $l_y$ . En este caso, y a los efectos de aplicación del artículo 50 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 50 citado.

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

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

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

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

siendo (ver figura 49.3):

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

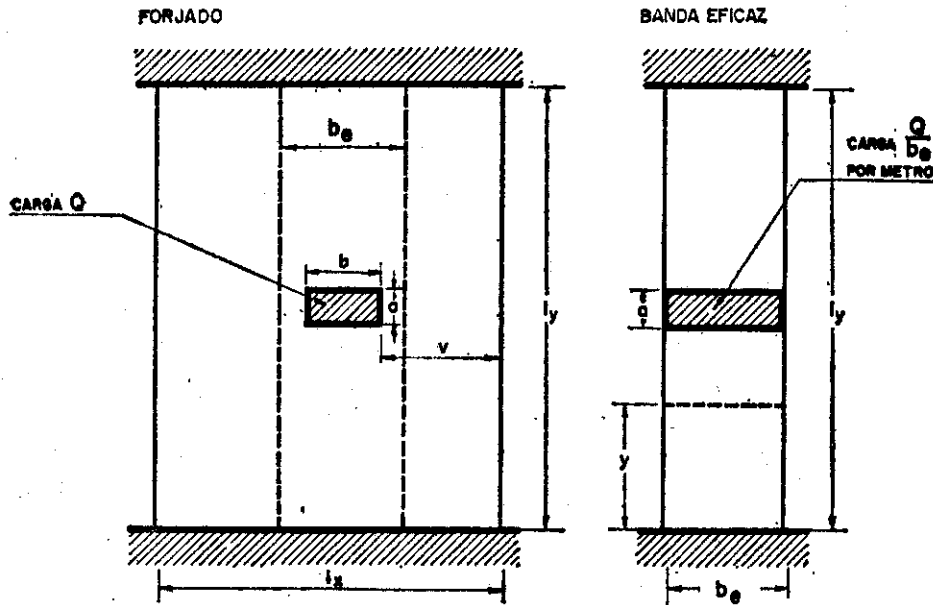


Figura 49.3

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$b_2 = \frac{1}{l_x + \frac{1}{3} K l_y} \cdot l_x + v, \quad \text{cuando } l_x \leq K l_y.$$

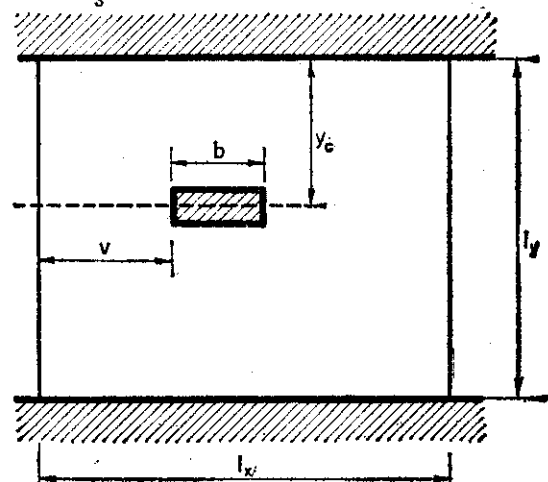


Figura 49.4

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

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

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

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

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

**Artículo 50. Placas rectangulares sustentadas en su contorno.**

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

Salvo expresa justificación en contrario, el canto total de

estas placas no será inferior a 1/40 ni a 8 centímetros, siendo la luz correspondiente al vano más pequeño.

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

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

Se tendrán en cuenta además las prescripciones siguientes:

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

**TABLA 50.2**

$k_x/l_x$	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	>2,5
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$	44	59	73	84	93	100	106	110	112	125
$M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$	44	45	44	41	39	37	35	33	32	25
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$	21	28	34	37	40	41	41	42	42	42
$M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$	21	20	18	16	13	12	11	10	10	8
$M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$	52	64	73	79	82	83	83	83	83	83
$M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	52	56	57	57	57	57	57	57	57	57
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$	28	38	45	51	55	58	59	61	61	63
$M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$	28	26	23	22	19	17	16	16	16	13
$M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$	68	85	98	107	113	118	120	122	122	125
$M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	68	74	77	78	78	79	79	79	79	79
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$	22	34	49	62	74	85	93	100	103	125
$M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$	32	37	40	41	41	39	37	35	35	25
$M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	70	87	100	109	115	119	121	123	123	125
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$	32	36	39	41	42	42	42	42	42	42
$M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$	22	18	15	13	11	10	9	9	9	8
$M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$	70	77	81	83	84	84	83	83	83	83
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$	31	45	60	72	83	92	99	105	108	125
$M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$	37	41	42	41	40	38	36	34	33	25
$M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	84	99	109	115	119	122	123	124	124	125
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$	37	45	51	55	58	60	60	61	62	63
$M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$	31	28	25	22	20	18	17	16	15	13
$M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$	84	98	108	114	119	121	122	123	124	125
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$	21	31	40	46	51	55	57	59	60	63
$M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$	26	28	27	25	22	21	20	19	18	13
$M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$	65	74	89	99	106	114	117	119	120	125
$M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	60	69	74	77	78	78	78	78	79	79
$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$	26	32	36	39	40	41	42	42	42	42
$M_{cx} = 0,001 q l_y^2 x$	21	19	17	14	12	11	10	10	10	8
$M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$	80	71	77	80	83	83	83	83	83	83
$M_{bx} = -0,001 q l_y^2 x$	55	57	58	57	57	57	57	57	57	57

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



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

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

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

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

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

Se tendrán en cuenta, además, las prescripciones siguientes:

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

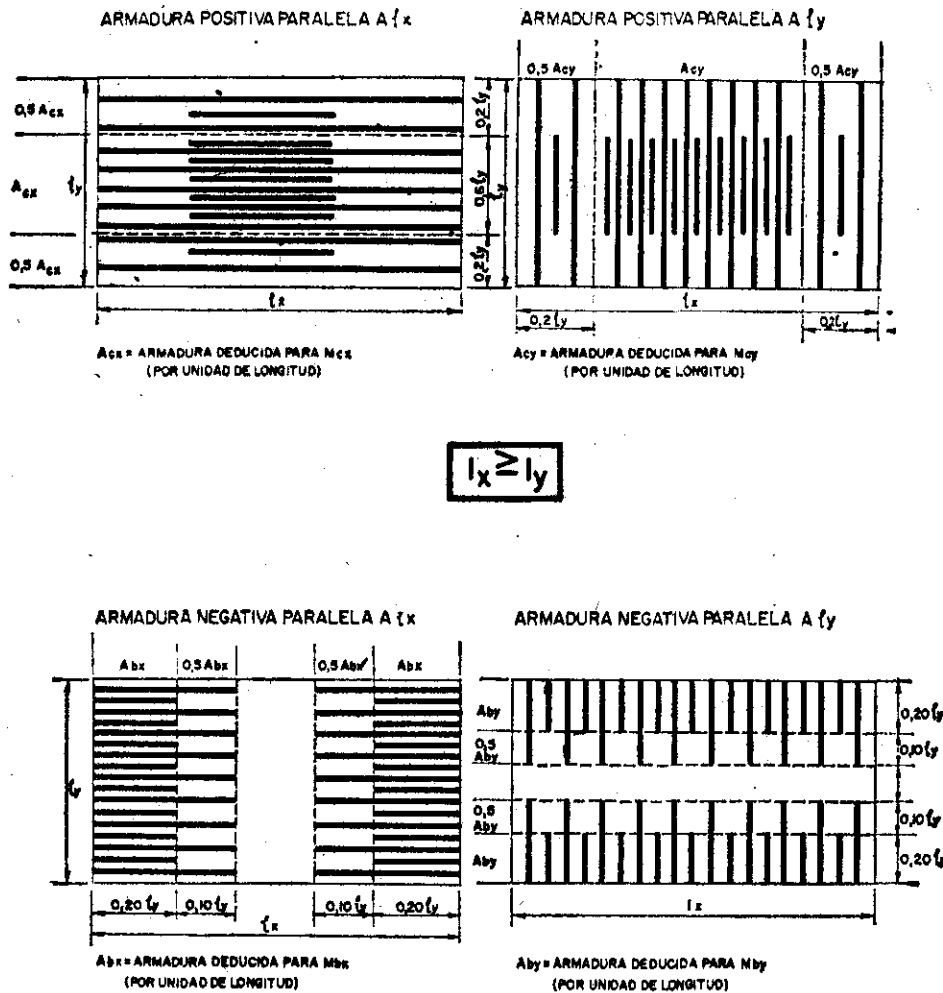


Figura 50.3

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

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

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

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

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

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

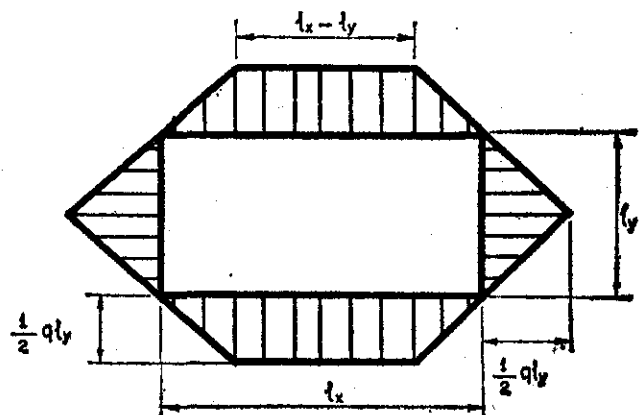


Figura 50.4

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

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

**Artículo 51. Placas sobre apoyos aislados.**

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

**51.2. Definiciones.**

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

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

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

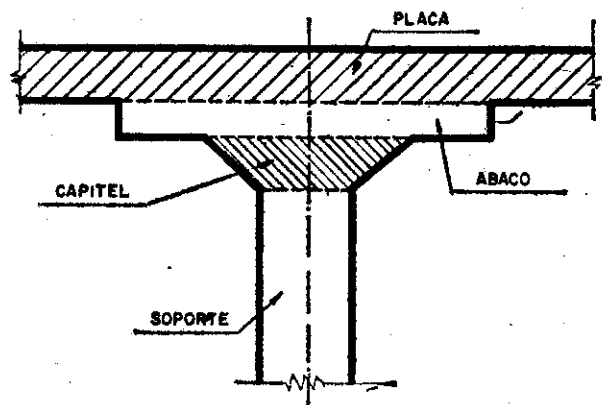
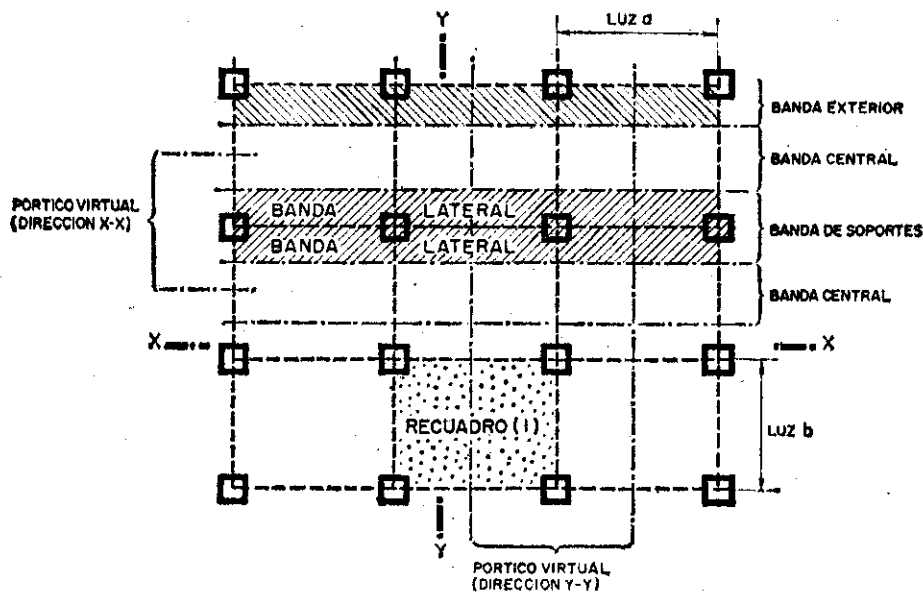


Figura 51.2.a

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



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

Figura 51.2.b

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

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

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

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

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

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

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

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

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

**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 fig. 51.2.b).

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

- a) Soporte: La menor dimensión de la sección transversal del soporte deberá ser no menor de 25 centímetros.
- b) Capitel: Los paramentos del capitel formarán con el eje del soporte un ángulo no superior a 45°. Si no se cumple esta condición no se considerarán como capitel, desde el punto de vista resistente, las zonas periféricas que queden por fuera del límite indicado (ver figura 51.3.a).

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

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

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

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

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

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

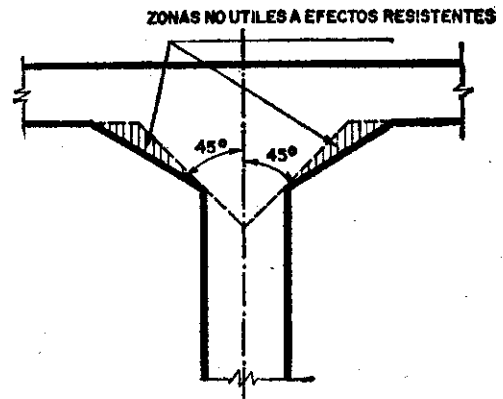


Figura 51.3.a

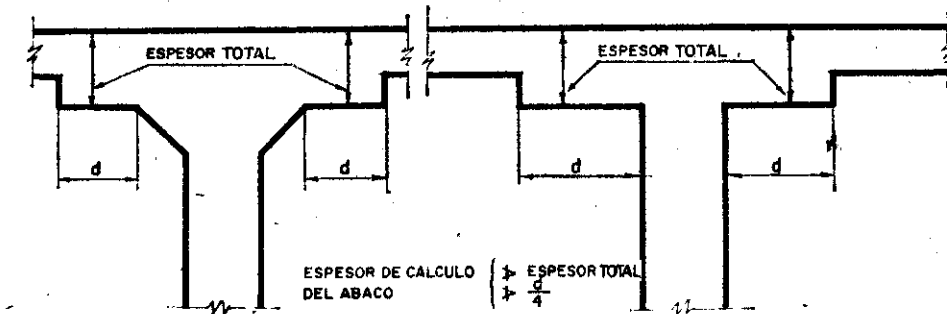


Figura 51.3.b

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

TABLA 51.4.a

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

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

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

se trata del caso 2) del apartado 51.4)

Factores en tanto por ciento para el cálculo de los momentos

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

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

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

TABLA 51.4.b

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

[Aplicable cuando siendo la relación entre la longitud a y

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

apartado 51.4]

Factores en tanto por ciento para el cálculo de los momentos

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

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

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

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

SIN ABACO

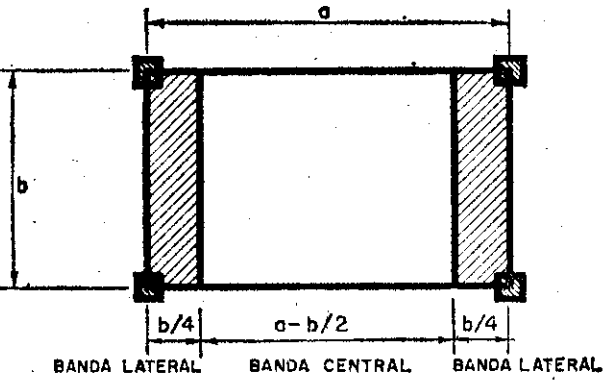
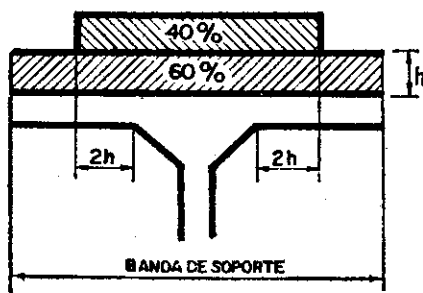


Figura 51.4

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

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

con los siguientes significados:

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

$\gamma_r$  = Coeficiente de seguridad de la sollicitación.

$u_o$  = Perímetro de la zona resistente al punzonamiento.

d = Canto útil de la placa.

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

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

51.6. Disposiciones constructivas:

a) Placas macizas de canto constante.

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

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

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

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

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

CON ABACO

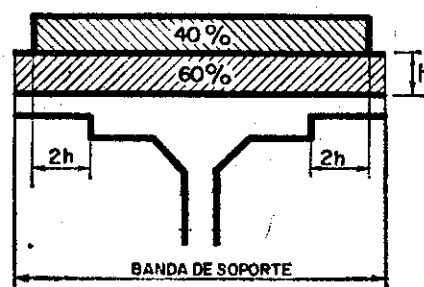


Figura 51.6.a

b) Placas aligeradas:

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

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

Siempre que el hormigón no cumpla la condición de segu-

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

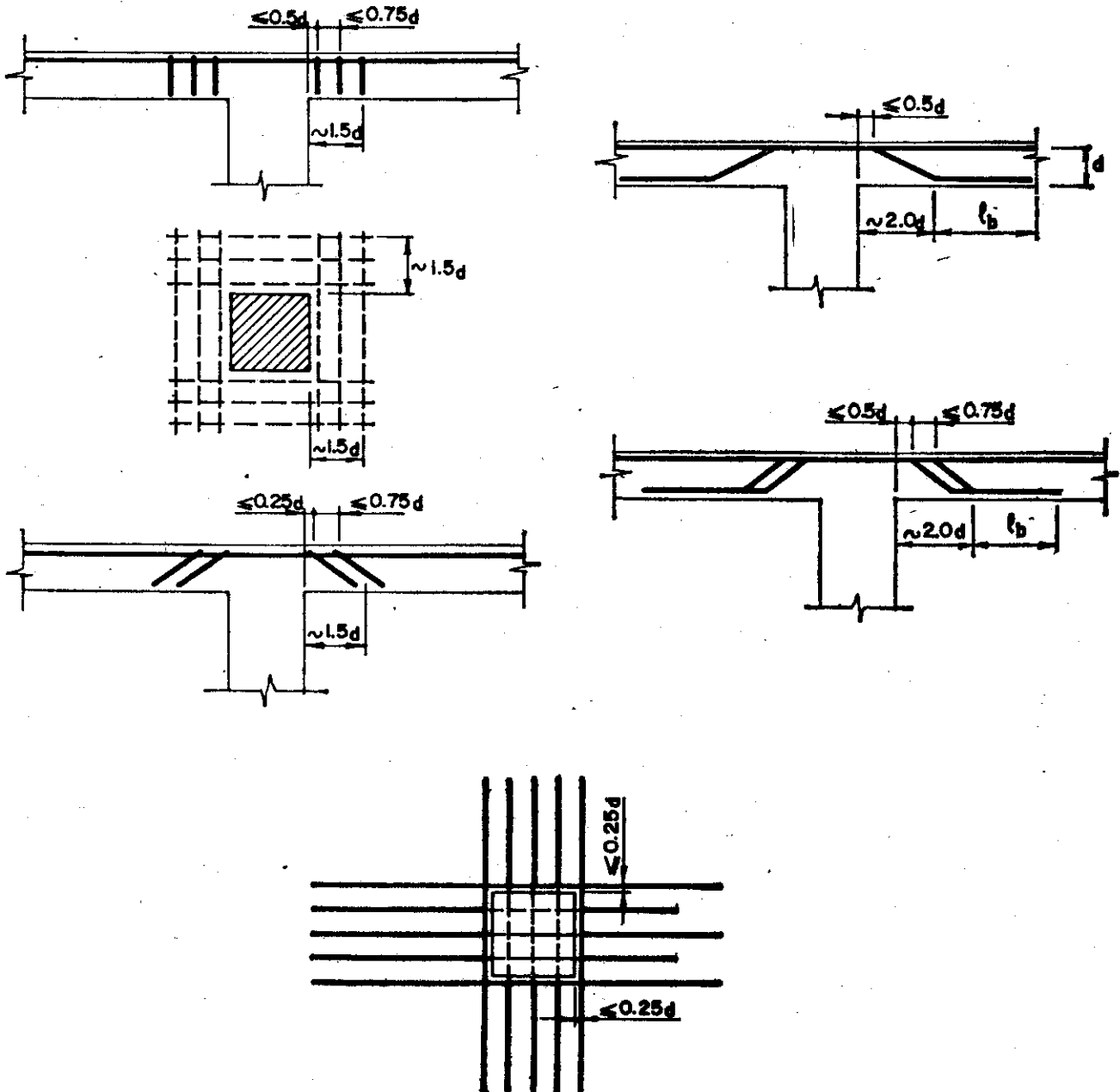


Figura 51.6.b

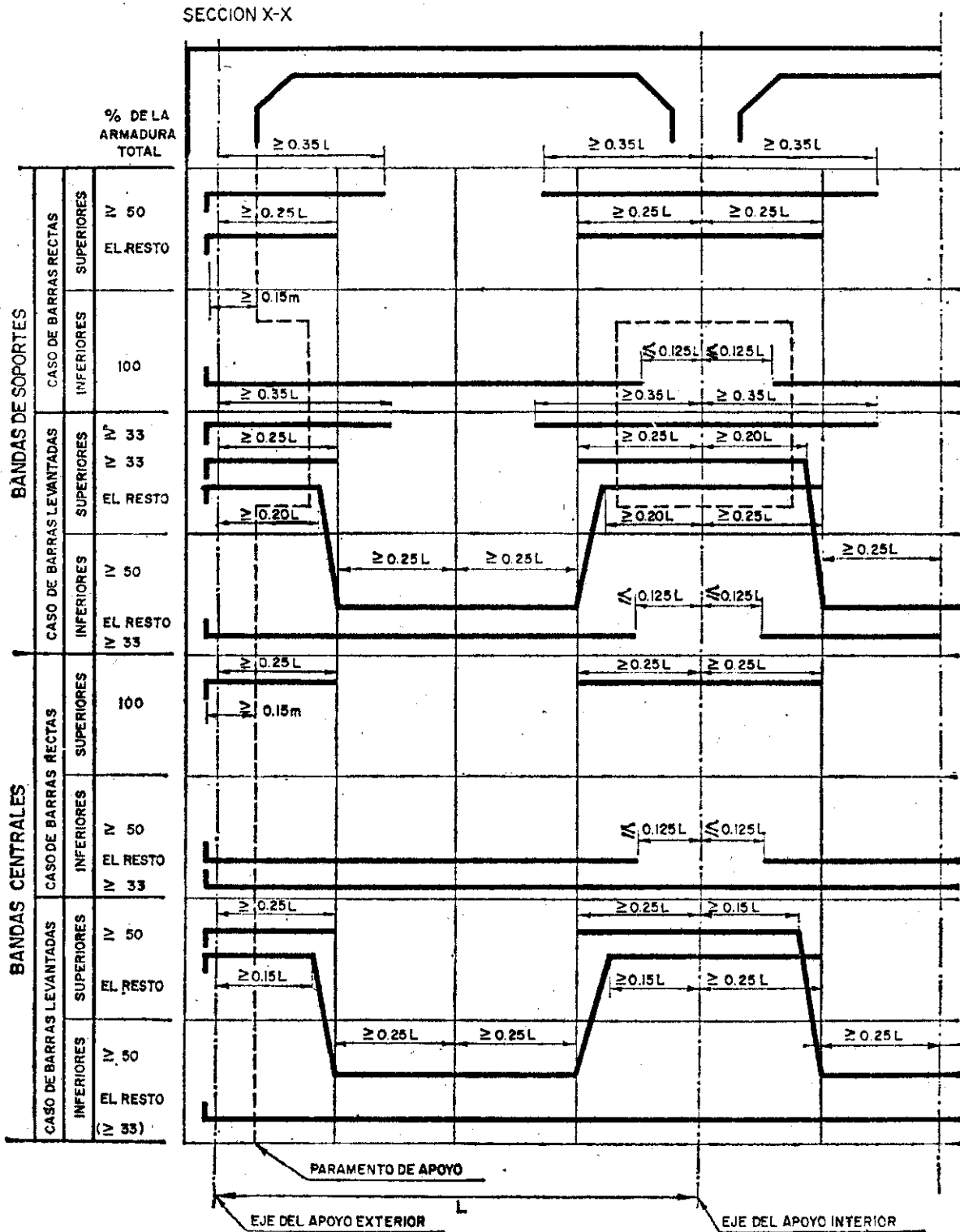


Figura 51.6.c

**Artículo 52. Láminas.**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

52.3. Disposiciones relativas al hormigón: La resistencia característica del hormigón utilizado en la construcción de láminas estará comprendida entre 200 y 400 kp/cm<sup>2</sup>.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

en la que  $f_{cd}$  es la resistencia de cálculo del hormigón a compresión, expresada en kp/cm<sup>2</sup>.

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

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

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

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

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

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

**Artículo 53. Cargas concentradas sobre macizos.**

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

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{A_c}{A_{c1}}} > \gamma_0$$

siendo  $\gamma_0$  el coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

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

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{b}{b_1}} > \gamma_0$$

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

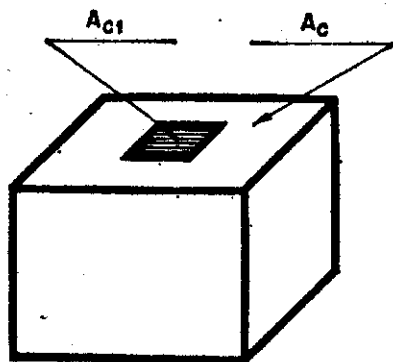


Figura 53.1.a

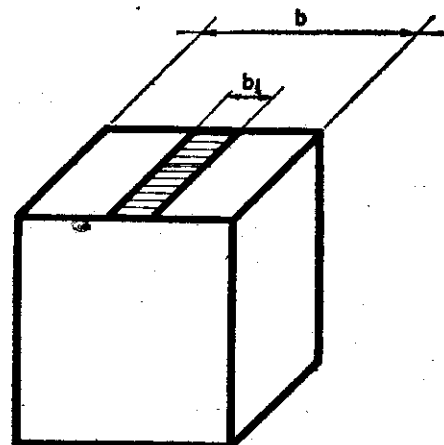


Figura 53.1.b

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

Artículo 54. Zapatas armadas.

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

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

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

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

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

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

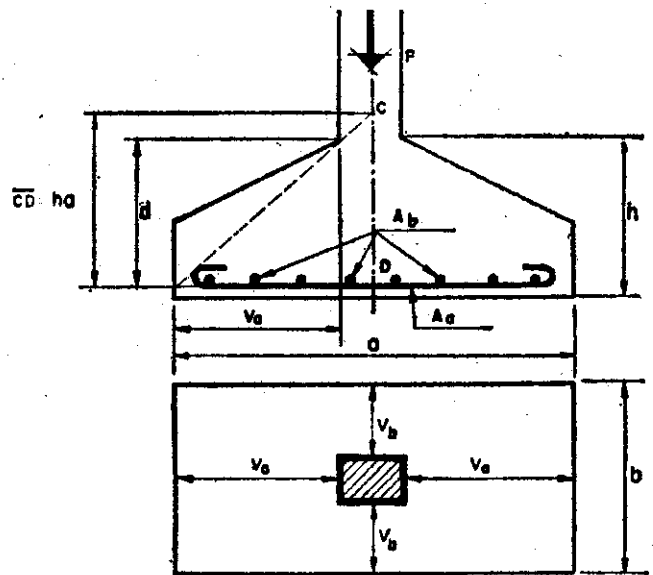


Figura 54.1

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

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

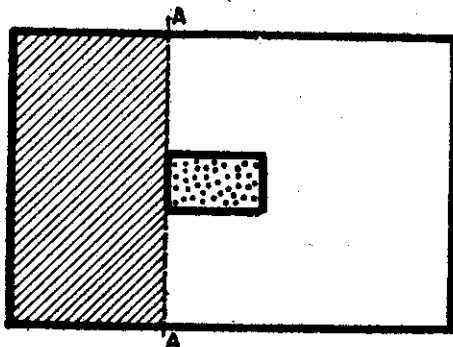


Figura 54.2.a

La armadura  $A_a$ , 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  $b$ , repartiéndose uniformemente el resto en las dos bandas laterales resultantes (fig. 54.2.c).

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

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

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

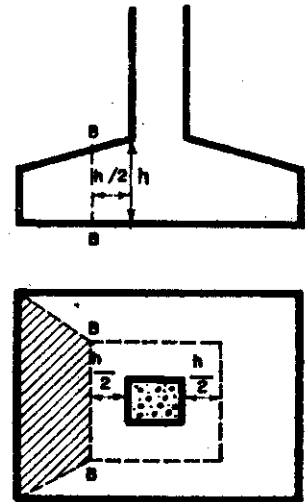


Figura 54.2.b

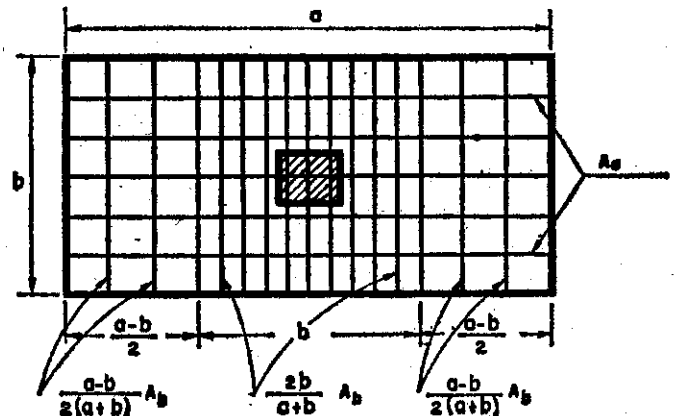


Figura 54.2.c



en donde (ver figura 54.1):

- a, b = dimensiones de la base de la zapata;
- A<sub>a</sub> = sección total de la armadura paralela al lado a;
- A<sub>b</sub> = sección total de la armadura paralela al lado b;
- h<sub>a</sub>, h<sub>b</sub> = distancia del punto C al plano de la armadura A<sub>a</sub> ó A<sub>b</sub>, respectivamente (ver fig. 54.1). El punto C es la intersección del eje del soporte con la línea que une el punto teórico final de la armadura A<sub>a</sub> ó A<sub>b</sub>, respectivamente, y el cuello de la zapata;
- N<sub>d</sub> = valor de cálculo de la carga transmitida por el soporte;
- f<sub>yd</sub> = 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<sub>a</sub> uniformemente distribuida, igual a la (1) anterior, y una armadura A<sub>b</sub> de reparto no inferior a la cuarta parte de la armadura principal.

**Artículo 55. Vigas de gran canto.**

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

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

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

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

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

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

6

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

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

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

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

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

donde:

- b = Anchura o espesor de la viga.
- h = Canto total de la viga.
- l<sub>0</sub> = Luz libre.
- q<sub>d</sub> = Valor de cálculo por unidad de longitud de la carga uniformemente repartida.
- f<sub>cd</sub> = Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.

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

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

55.4. Armaduras longitudinales principales.

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

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

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

La armadura principal así calculada se mantendrá sin reducción de un apoyo a otro, se anclará en las zonas de apoyo, de modo que pueda equilibrarse, en una sección situada sobre el paramento del apoyo, un esfuerzo de tracción igual a los 8/10 del esfuerzo máximo para el cual se ha obtenido. Esta armadura principal se repartirá sobre una altura igual a (0,25 h - 0,5 l con h > l) medida a partir de la cara inferior de la viga de gran canto (ver figura 55.4.1).

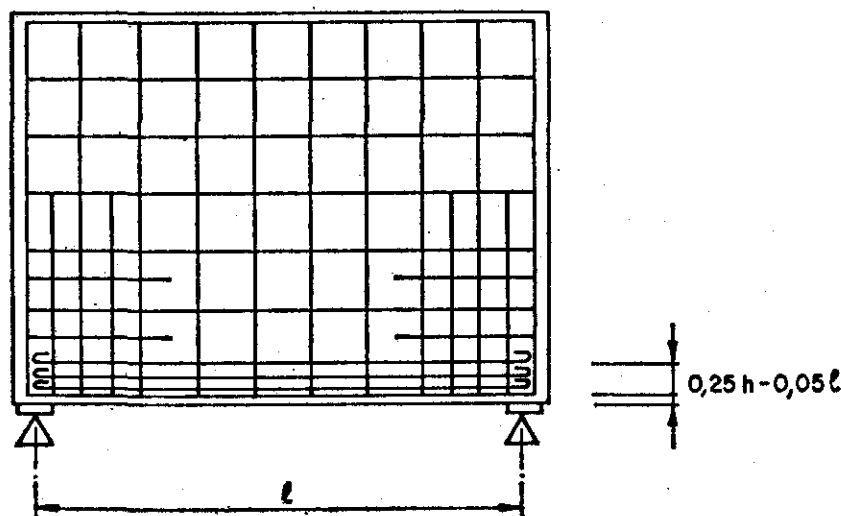


Figura 55.4.1

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

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

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

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

La armadura principal de tracción sobre apoyos se prolongará en su mitad sobre toda la longitud de los vanos adyacentes. La otra mitad puede ser interrumpida a una distancia del paramento del apoyo considerado, igual a la más pequeña de las dos dimensiones,  $0,4h$  y  $0,4l$ , del vano correspondiente.

Si la luz ( $l$ ) es igual o mayor que el canto total, ( $h$ ), la armadura principal de tracción se dispondrá uniformemente en cada una de las bandas horizontales siguientes:

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

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

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

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

55.5. Armaduras de alma.

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

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

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

en el caso de barras lisas y

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

en el caso de barras corrugadas.

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

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

ZONA DE LA CUAL ES NECESARIA ARMADURA VERTICAL COMPLEMENTARIA

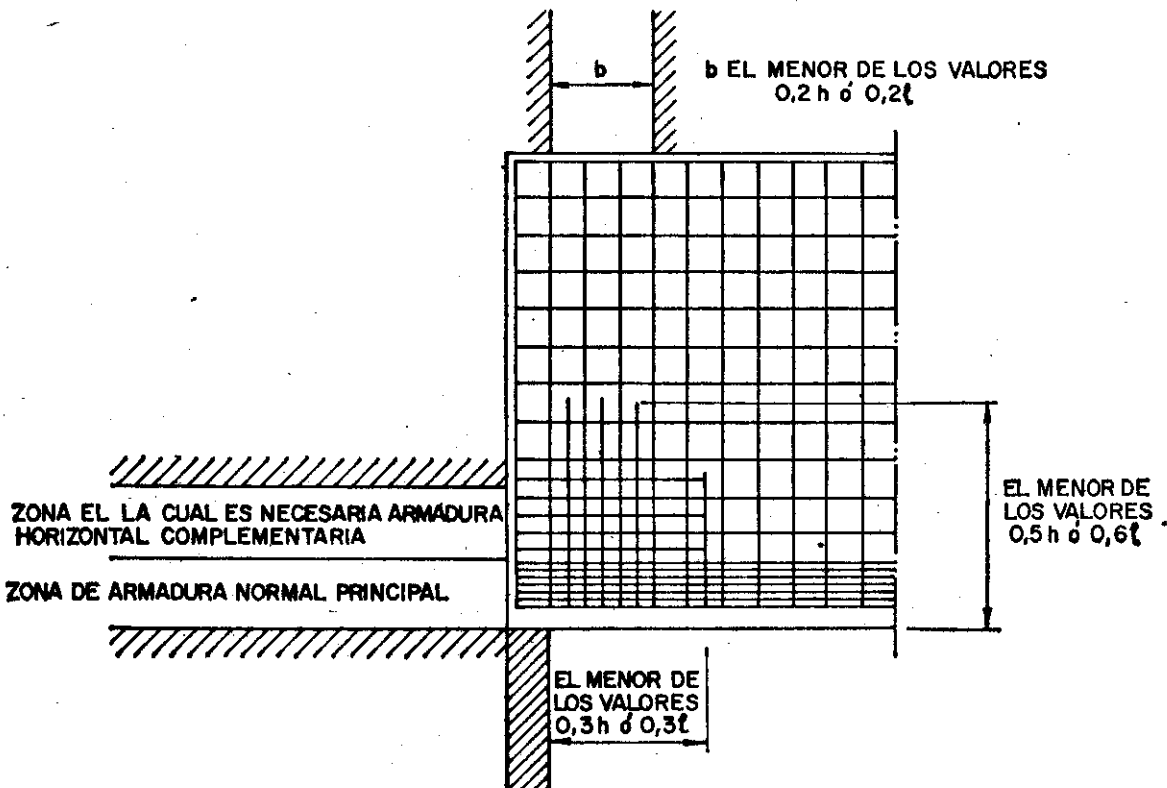


Figura 55.5.1

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

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

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

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

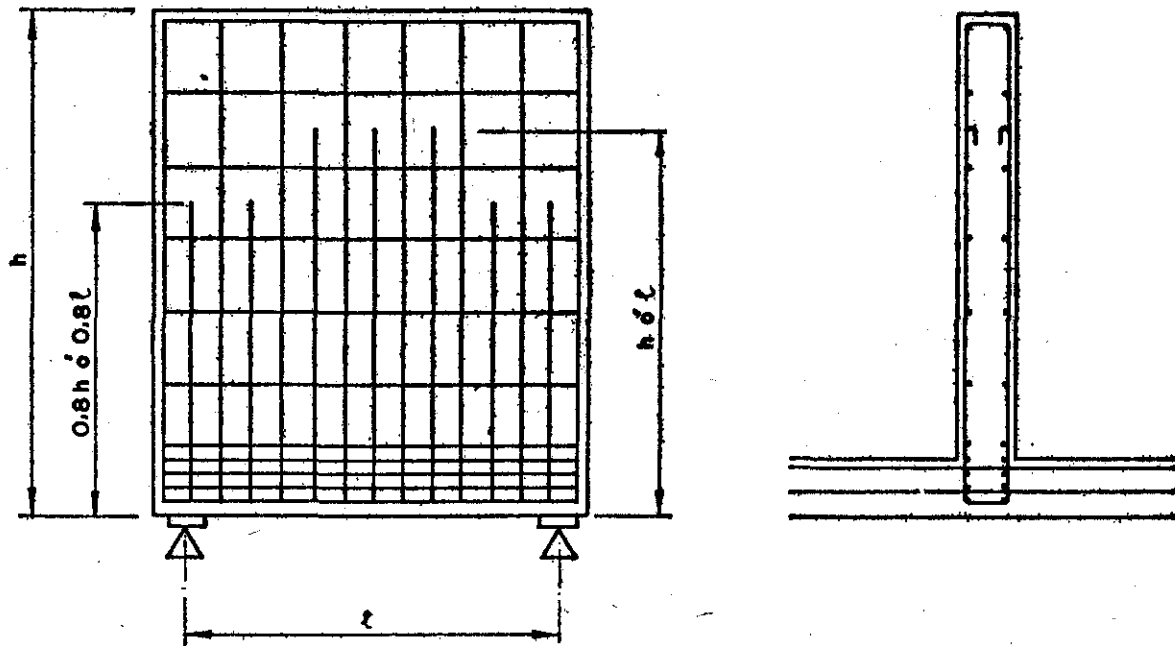


Figura 55.5.2

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

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

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

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

$$\begin{aligned} & - 0,80 b (a + h_p) f_{ca} \text{ (en los casos de un apoyo externo), y} \\ & - 1,20 b (a + 2h_p) f_{ca} \text{ (en los casos de apoyos intermedios),} \end{aligned}$$

donde  
 $b$  = Anchura de la viga de gran canto.  
 $a$  = Altura del apoyo considerado, no mayor que  $1/5$  de la menor de las luces adyacentes al apoyo considerado.  
 $h_p$  = Altura del elemento transversal.

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

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

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

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

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

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

donde  $a$  = anchura del apoyo considerado.

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

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

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

Artículo 56. Soportes compuestos.

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

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

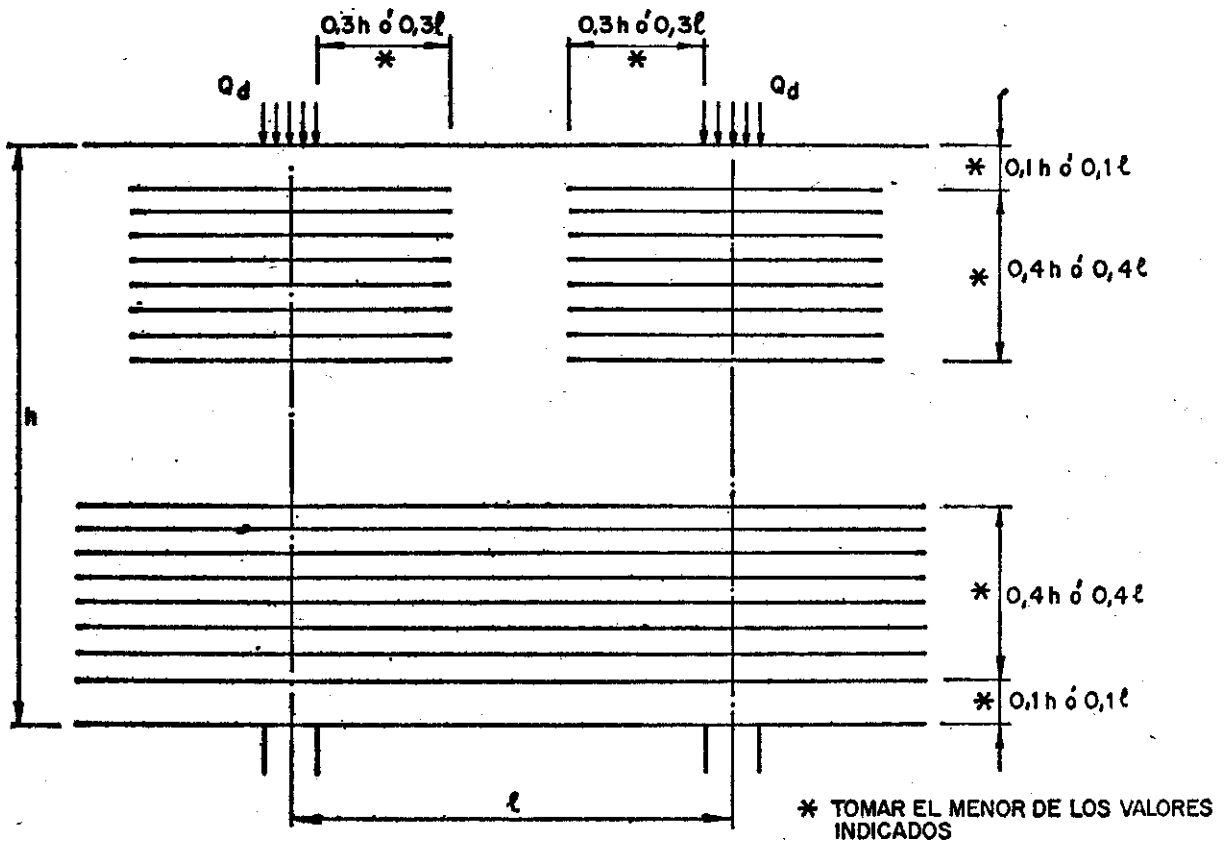


Figura 55.7

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

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

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

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

siendo

$N_d$  = Esfuerzo axial de cálculo.

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

$A_s$  = Sección total de las barras longitudinales.

$A_p$  = Sección total de los perfiles.

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

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

### TITULO 3.º

#### Del control

#### CAPITULO IX

#### CONTROL DE MATERIALES

#### Artículo 57. Control de calidad.

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

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

#### Artículo 58. Control de los componentes del hormigón.

##### 58.1. Cemento:

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

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

##### Ensayos:

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

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

b) Durante la marcha de la obra:

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

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

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

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

##### 58.2. Agua de amasado.

Especificaciones:

Las del artículo 6.º de esta Instrucción.

Ensayos:

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

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

##### 58.3. Aridos:

Especificaciones:

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

**Ensayos:**

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

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

b) Durante la obra:

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

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

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

**Artículo 59. Control de la calidad del hormigón.**

El control de la calidad del hormigón amasado se extenderá a su consistencia y a su resistencia, con independencia de la comprobación del tamaño máximo del árido, según el apartado 58.3.

**Artículo 60. Control de la consistencia del hormigón.**

**Especificaciones:**

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

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

**Ensayos:**

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

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

**Artículo 61. Control de la resistencia del hormigón.**

Independientemente de los ensayos correspondientes al control de los materiales y de los de consistencia del hormigón correspondientes a los artículos 58 y 60 de esta Instrucción y de los que puedan prescribirse en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, los ensayos para el control de la resistencia del hormigón, previstos en esta Instrucción, serán los siguientes:

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

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

**Artículo 62. Ensayos previos.**

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

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

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

**Artículo 63. Ensayos característicos.**

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

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

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

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

El ensayo característico se considerará favorable si se verifica:

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

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

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

**Artículo 64. Ensayos de control.**

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

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

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

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

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

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

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

Esta modalidad de control es de aplicación exclusivamente a obras en que la resistencia característica exigida en el proyecto no sea superior a 150 kp/cm<sup>2</sup>; se empleen dosificaciones tipo, con un mínimo de 300 kilogramos de cemento, de categoría 350, por metro cúbico de hormigón, y en cuyo proyecto se haya adoptado  $\gamma_c = 1,70$ , en correspondencia con el artículo 24 de esta Instrucción.

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

64.3. Ensayos de control a nivel normal: Esta modalidad de control es de aplicación a obras cuya resistencia característica de proyecto sea no superior a 250 kp/cm<sup>2</sup> y en cuyo proyecto se haya adoptado para  $\gamma_c$  el valor  $\gamma_c \geq 1,50$ , en correspondencia con el artículo 24 de esta Instrucción.

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

	Tipo de elementos estructurales		
	Lineales	Superficiales	Grandes macizos
Volumen .....	100 m <sup>3</sup>	200 m <sup>3</sup>	500 m <sup>3</sup>
Superficie .....	500 m <sup>2</sup>	500 m <sup>2</sup>	—

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

VALORES DE  $K_N$

N	Hormigones fabricados en hormigonera	Hormigones fabricados en central
1	0,67	0,84
2	0,75	0,88
3	0,80	0,91
4	0,84	0,93
5	0,87	0,94
6	0,89	0,95
7	0,91	0,96
8	0,93	0,97
10	0,96	0,98
12	0,98	0,99
14	1,00	1,00
16	1,02	1,01
18	1,04	1,02

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

$$f_{est} \geq f_{ok}$$

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

64.4. Ensayos de control a nivel intenso: Este tipo de control es preceptivo siempre que la resistencia de proyecto sea mayor de 250 kp/cm<sup>2</sup> o cuando para  $\gamma_c$  se adopte un valor  $\leq 1,5$ , de conformidad con el artículo 24 de esta Instrucción.

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

EXTENSION MAXIMA DE LA PARTE DE LA OBRA SOMETIDA A CONTROL

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

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

(Continuará.)

## MINISTERIO DE ASUNTOS EXTERIORES

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

París, 31 de octubre de 1973.

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

Señor Director general:

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

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

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

	PAGINA		PAGINA
cia arancelaria para importación de diversas materias primas por exportaciones, previamente realizadas, de diversas láminas y tejidos plásticos.	24056	Orden de 21 de noviembre de 1973 por la que se descalifica la vivienda de protección oficial, sita en la calle Conde Torrefiel, número 104, antes 80, de Valencia, de don José Sornosa Arastey.	24058
<b>MINISTERIO DE INFORMACION Y TURISMO</b>			
Orden de 22 de noviembre de 1973 por la que se dispone el cese y nombramiento de Vocales suplentes del Jurado de Ética Profesional Periodística.	24042	Resolución de la Dirección General de Urbanismo por la que se relacionan los asuntos sometidos de acuerdo con lo dispuesto en la Ley sobre Régimen del Suelo y Ordenación Urbana de 12 de mayo de 1956 y en el Decreto 63/1968, de 18 de enero, con indicación de la resolución recaída en cada caso.	24058
Orden de 8 de diciembre de 1973 por la que se desarrolla el Decreto 2509/1973, de 11 de octubre, que reorganiza determinados Servicios del Ministerio de Información y Turismo.	24032	<b>SECRETARIA GENERAL DEL MOVIMIENTO</b>	
Orden de 7 de diciembre de 1973 por la que se dictan normas sobre exhibición de películas cinematográficas nacionales en relación con lo establecido en la Orden de 10 de febrero de 1965.	24039	Orden de 11 de diciembre de 1973 por la que se convoca elección para cubrir vacante en la Comisión Permanente del Consejo Nacional del Movimiento del Consejero representante de las Corporaciones Locales, de acuerdo con lo establecido en el apartado c) del artículo 13 de la Ley Orgánica del Movimiento y de su Consejo Nacional.	24040
<b>MINISTERIO DE LA VIVIENDA</b>			
Orden de 15 de noviembre de 1973 por la que se dispone el cumplimiento de la sentencia dictada por el Tribunal Supremo en el recurso contencioso-administrativo interpuesto por don Salvador Modolell Lluch contra la Orden ministerial de 30 de octubre de 1968.	24057	Orden de 11 de diciembre de 1973 por la que se convocan elecciones a Consejeros nacionales de las estructuras básicas entre los Procuradores en Cortes representantes de las Corporaciones Locales.	24040
Orden de 15 de noviembre de 1973 por la que se dispone el cumplimiento de la sentencia dictada por el Tribunal Supremo en el recurso contencioso-administrativo interpuesto por don Gregorio García Ceballos contra la Orden ministerial de 27 de junio de 1971.	24057	<b>ADMINISTRACION LOCAL</b>	
Orden de 21 de noviembre de 1973 por la que se descalifican dos viviendas de protección oficial, sitas en piso cuarto, letras A y B, de la finca número 4 de la calle Fantasía Bética, de Cádiz, de don Pedro Segura Ferns.	24057	Resolución de la Diputación Provincial de Guipúzcoa relativa al expediente de expropiación forzosa, con carácter de urgencia, de las fincas que se citan, afectadas por las obras del proyecto de «Renovación y ampliación del camino vecinal de Ventas de Irún a Mendelu».	24058
Orden de 21 de noviembre de 1973 por la que se descalifica la vivienda de protección oficial, sita en la calle de Don Joaquín Vellilla, número 6, de Erandio-Bilbao, de doña Carmen Merino Merino e hijos.	24058	Resolución de la Diputación Provincial de Guipúzcoa relativa al expediente de expropiación forzosa, con carácter de urgencia, de las fincas que se citan, afectadas por las obras del proyecto de «Ensanche y mejora de un tramo del camino vecinal de Urdanibia, por Olaberria y San Narciso, a las Ventas de Irún, comprendido entre el empalme de aquél con la CN-1 y el punto kilométrico 20».	24059

## I. Disposiciones generales

### PRESIDENCIA DEL GOBIERNO

\* *INSTRUCCION para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, aprobada por Decreto 3052/1973, de 19 de octubre. (Continuación.)*

Obtenidas las  $N = 2m$  determinaciones de resistencia de otras tantas amasadas y ordenadas de menor a mayor en la forma:

$$x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_m \leq \dots \leq x_N$$

se define como resistencia característica estimada de la parte de obra sometida a este control el valor:

$$f_{est} = 2 \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1}}{m-1} - x_m < K_N \cdot x_1$$

siendo  $K_N$  el parámetro definido en el apartado 64.3 de esta Instrucción, para el caso de ensayos de control a nivel intermedio para el valor  $N = 2m$ .

El criterio de aceptación de la parte de la obra sometida a control es:

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

Al comienzo, y mientras no se hayan aceptado cuatro ensayos de control consecutivos, se tomará  $N = 12$ ; se tomará  $N = 6$ , cuando se hayan realizado cuatro ensayos consecutivos favorables con  $N = 12$  o en tanto en cuanto resulten favorables los

ensayos realizados con  $N = 6$ . El hecho de que un ensayo de control con  $N = 6$  resulte desfavorable ( $f_{est} < f_{ck}$ ) obligará a realizar los siguientes con  $N = 12$ , hasta que, por haberse conseguido cuatro favorables consecutivos pueda pasarse a  $N = 6$ .

64.5. Decisiones derivadas del control cuando  $f_{est} < f_{ck}$ : Cuando por resultar  $f_{est} < f_{ck}$  no pueda aceptarse la hipótesis de que el hormigón de la obra tiene una resistencia característica igual o superior a la del proyecto, con independencia de las sanciones contractuales previstas y a falta de una explícita previsión del caso en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de la obra se procederá como sigue:

- Si  $f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$ , la obra se aceptará.
- Si  $f_{est} < 0,9 f_{ck}$  se procederá a realizar a costa del constructor los ensayos de información previstos en el artículo 65 o pruebas de carga previstas en el artículo 68 de esta Instrucción a juicio del Director de la Obra y, en su caso, a demolerlos o a reforzarlos. En caso de haber optado por ensayos de información y resultar éstos desfavorables, podrá el Director de Obra ordenar las pruebas de carga antes de decidir la aceptación o demolición.
- Antes de tomar la decisión de aceptar, reforzar o demoler, el Director de Obra podrá consultar con el proyectista y/o con organismos especializados, la estimación de la disminución de la seguridad, a la vista de lo cual podrá tomar aquella decisión incluso sin la realización de los ensayos previstos en b).

En cualquier caso, siempre que sea  $f_{est} < f_{ck}$  el constructor tiene derecho a realizar a su costa los ensayos de información previstos en el artículo 65, en cuyo caso la base de juicio se trasladará al resultado de estos últimos.

**Artículo 65. 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 64.4, 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.

Para la valoración de la resistencia en los ensayos a) y c) debe tenerse en cuenta que en soportes o elementos análogos hormigonados verticalmente la resistencia puede estar reducida en un 10 por 100, como se considera en el cálculo en el apartado 28.5.

**Artículo 66. Control de la calidad del acero.**

66.1. Generalidades: En correspondencia con el valor adoptado para  $\gamma_s$ , de acuerdo con el artículo 24 de esta Instrucción, se establecen los siguientes niveles para controlar la calidad del acero:

- Control a nivel reducido.
- Control a nivel normal.
- Control a nivel intenso.

66.2. Control a nivel reducido: Corresponde a  $\gamma_s = 1,20$  y es sólo de aplicación a barras lisas o corrugadas; cuando se emplean como lisas, con límite elástico no mayor de 2.200 kp/cm<sup>2</sup>.

El control consiste en comprobar sobre cada diámetro:

- Su sección equivalente, que ha de cumplir lo especificado en el apartado 9.1, realizándose dos verificaciones por partida
- La no formación de grietas o fisuras sobre los ganchos de anclaje.

66.3. Control a nivel normal: Corresponde a  $\gamma_s = 1,15$ .

El control consiste en:

- Exigir para cada partida que entre en obra el certificado del fabricante que garantiza sus características mecánicas según el artículo 9.º de esta Instrucción.
- Tomar dos probetas por cada diámetro y partida de 20 Tm. o fracción para sobre ellas:
  - Verificar que la sección equivalente cumple lo especificado en el apartado 9.1.
  - En caso de barras corrugadas, verificar que las características geométricas de sus resaltes están comprendidas entre los límites admisibles establecidos en el certificado de homologación (apartado 9.3).
  - Realizar los ensayos de doblado simple a 180º y desdoblado, según los apartados 9.2, 9.3 y las Normas UNE 36097 y UNE 36088.
- Determinar al menos en dos ocasiones, durante la realización de la obra, el límite elástico, carga de rotura y alargamiento en rotura como mínimo en una probeta por cada diámetro empleado.
- En el caso de existir empalmes por soldadura, verificar, de acuerdo con lo especificado en el apartado 66.5, la aptitud para el soldeo en obra.

66.4. Control a nivel intenso: Corresponde a  $\gamma_s = 1,1$ .

El control consiste en:

- Exigir para cada partida que entre en obra el certificado del fabricante que garantiza sus características mecánicas, según el artículo 9.º de esta Instrucción.

— Tomar dos probetas por cada diámetro y partida de 20 Tm. o fracción, para sobre ellas:

- Verificar que la sección equivalente cumple lo especificado en el apartado 9.1.
- En caso de barras corrugadas verificar que las características geométricas de sus resaltes están comprendidas entre los límites admisibles establecidos en el certificado de homologación (apartado 9.3).
- Realizar los ensayos de doblado simple a 180º y desdoblado, según los apartados 9.2, 9.3 y las Normas UNE 36097 y UNE 36088.

— Realizar ensayos periódicos y sistemáticos de comprobación de las características del material especificadas en el artículo 9.º, no menos de tres veces, en el curso de la obra y con un mínimo de una comprobación por cada 50 Tm. En cada comprobación se tomarán al menos dos probetas procedentes de cada diámetro utilizado.

— En el caso de existir empalmes por soldadura, se verificará la aptitud para el soldeo en obra, según el apartado 66.5, al menos dos veces en el curso de la obra por diámetro.

66.5. Ensayo de aptitud al soldeo en obra: Este ensayo se realizará sobre los diámetros máximo y mínimo que se vayan a soldar.

De cada diámetro se tomarán seis probetas, realizándose con tres los ensayos de tracción y con las otras tres el de doblado simple, procediéndose de la siguiente manera:

— Ensayo de tracción: De las tres probetas tomadas para este ensayo, una se probará soldada y las otras sin soldadura, determinando su carga total de rotura. El valor obtenido para la probeta soldada no presentará una disminución superior al 5 por 100 de la carga total de rotura media de las otras dos probetas ni será inferior a la carga de rotura garantizada.

De la comparación de los diagramas fuerza-alargamiento correspondientes resultará que, para cualquier alargamiento, la fuerza correspondiente a la barra soldada no será inferior al 95 por 100 del valor obtenido del diagrama de la barra testigo de diagrama inferior.

La base de medida del extensómetro ha de ser, como mínimo, tres veces la longitud de la oliva.

— Ensayo de doblado simple: Se realizará sobre tres probetas soldadas, en la zona de afección del calor (HAZ) sobre un mandril de diámetro  $D_1$  prescrito en la tabla 3 de la UNE 36088, hoja 1, y de acuerdo con lo indicado en el apartado 7.2 de esta Instrucción.

**CAPITULO X****CONTROL DE EJECUCIÓN****Artículo 67. Control de la ejecución.**

67.1. Generalidades: El control de la ejecución tiene por objeto garantizar el cumplimiento de las prescripciones generales del capítulo III de esta Instrucción, más las específicas contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Corresponde a la Dirección de la Obra la responsabilidad de la realización del control de la ejecución, el cual se efectuará necesariamente al nivel correspondiente en función del valor adoptado para  $\gamma_i$  en el proyecto.

Según el artículo 24 de esta Instrucción se establecen los siguientes tres niveles para la realización del control de la ejecución:

- Control de ejecución a nivel reducido.
- Control de ejecución a nivel normal.
- Control de ejecución a nivel intenso.

67.2. Control de ejecución a nivel reducido.

Corresponde a un valor de  $\gamma_i = 1,8$ .

Se realiza mediante visitas de inspección de la obra sin carácter periódico, durante las cuales se efectúan observaciones no sistemáticas sobre las prescripciones enunciadas en el apartado 68.1.

67.3. Control de ejecución a nivel normal.

Corresponde a un valor de  $\gamma_i = 1,6$ .

Se realiza mediante frecuentes y periódicas visitas de inspección de la obra, durante las cuales se comprueba sistemática-



mente y por rotación un conjunto parcial de operaciones correspondientes a las prescripciones del apartado 67.1, con objeto de cubrir la totalidad en dos o tres visitas.

#### 67.4. Control de ejecución a nivel intenso.

Corresponde a un valor de  $\gamma_1 = 1.5$ .

Se realiza mediante visitas de inspección de la obra frecuentes, periódicas y detalladas, disponiendo de un técnico facultativo permanentemente en la misma que realiza comprobaciones continuadas y sistemáticas de la totalidad de las prescripciones del apartado 67.1.

#### Artículo 68. Pruebas de la obra.

68.1. 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 68.2, debiendo respetarse en tales pruebas las disposiciones contenidas en los apartados 68.3 y 68.4 del presente artículo.

68.2. 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 construídas 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 o 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 64.4 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.

68.3. 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 carga de prueba no deberá exceder en ningún caso de la carga característica tenida en cuenta en el cálculo.

Si la prueba se realiza con cargas 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 cargas móviles, éstas deberán aplicarse a una velocidad lo más parecida posible a la prevista para las cargas 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 carga 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.

68.4. 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 pre-

senta 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.

## Comentarios

### CAPITULO I

#### 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.*

#### Artículo 2.º Notación y unidades.

#### Artículo 3.º Definiciones.

#### Artículo 4.º Documentos del proyecto.

##### 4.2. Memoria.

4.2.1. Normas generales: *El nivel de control de calidad elegido influye en el valor de los coeficientes de seguridad a considerar en el cálculo, por lo que debe justificarse su adopción y viabilidad.*

*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 los Anejos de Cálculos escritos a mano con letra clara.*

##### 4.2.2. Cálculos en ordenador.

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.*

*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.*

*Se emplea el símbolo  $\varnothing$  para designar el diámetro de una barra corrugada cuando el símbolo genérico  $\emptyset$  pudiera dar lugar a confusión.*

4.4. Pliego de prescripciones técnicas particulares: *En cuanto a las prescripciones técnicas de ejecución, bastará, normalmente, con hacer referencia a los correspondientes artículos de la presente Instrucción, completándolos cuando sea necesario con aquellas condiciones particulares que 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.*

4.5. Presupuesto: *En general se recomienda realizar las mediciones expresándose: las excavaciones y rellenos en metros cúbicos; los encofrados en metros cuadrados; los hormigones en metros cúbicos; las armaduras en kilogramos, y las cimbras o elementos auxiliares que se requieran, de acuerdo con el proceso de construcción previsto.*

*El incluir por separado y con sus precios independientes el hormigón, el acero, 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.*

*Siempre que la legislación aplicable lo permita, conviene que el coste del control figure separadamente en el presupuesto. Si se recurre a un organismo de control, la selección del mismo debe efectuarse con el acuerdo del Director de la obra. Se recomienda que el abono del control no se efectúe a través del constructor.*

##### 4.6. Programa de trabajo.

4.7. 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 del 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 rectificadas.*

4.8. Aplicación preferente de la legislación de contratos del Estado.

## CAPITULO II

## MATERIALES

## Artículo 5.º Cemento.

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

Tipo	Clase	Categoría	Designación
Portland.	Portland normal.	250	P = 250
		350	P = 350
		450	P = 450
	Portland resistente a las aguas selenitosas.	250	PAS = 250
		350	PAS = 350
Siderúrgico.	Portland siderúrgico.	250	PS = 250
		350	PS = 350
	Portland horno alto.	250	PHA = 250
		350	PHA = 350
	Siderúrgico sobresulfatado.	250	SF = 250
Puzolánico.	Puzolánico.	250	PUZ = 250
		350	PUZ = 350
Aluminoso.	Aluminoso fundido.	350 a 24 h.	CA = 350

Dentro de los indicados, el Pliego 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, los de bajo contenido en álcalis (designación adicional BA).

c) En todos los tipos de cemento, los de bajo color 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 anexo 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 periodo 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/m<sup>3</sup>, 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.

## Artículo 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 quince por ciento, 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 ión sulfato puede elevarse a cinco gramos por litro (5.000 p. p. m.).

En las sustancias orgánicas solubles de 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.

## Artículo 7.º Áridos.

7.1. Generalidades: Los áridos no deben ser activos frente al cemento, ni deben descomponerse por los agentes exteriores a que estarán sometidos en obra. Por tanto no deben emplearse áridos tales como los procedentes de rocas blandas, friables, porosas, etc., ni los que contengan nódulos de pirita, de yeso, compuestos ferrosos, etc.

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 esta 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: La presencia de sulfuros detectados en el ensayo cualitativo de la Norma UNE 7245 pone de manifiesto la inestabilidad potencial del árido y por consiguiente el peligro de su empleo para la fabricación de hormigón al poder afectar a su durabilidad.

Respecto a los ensayos prescritos para la arena, véanse las ideas generales expuestas anteriores 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 in-

teriormente 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.

La presencia de sulfuros detectados en el ensayo cualitativo de la Norma UNE 7245 pone de manifiesto la inestabilidad potencial del árido y, por consiguiente, el peligro de su empleo para la fabricación de hormigón al poder afectar a su durabilidad.

Respecto a los demás ensayos prescritos para la grava, véanse las ideas generales expuestas anteriormente en el comentario al apartado 7.1.

#### Artículo 8.º Aditivos.

Como norma general, se recomienda utilizar tan sólo aquellos aditivos 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 aditivos 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, y muy especialmente cuando se empleen cementos diferentes del Portland.

El empleo del 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.

#### Artículo 9.º Armaduras.

9.1. Generalidades. Se entiende por diámetro nominal de una barra corrugada el número convencional que define el círculo respecto al cual se establecen las tolerancias. El área del mencionado círculo es la sección nominal de la barra.

Se entiende por sección equivalente de una barra corrugada, expresada en centímetros cuadrados, el cociente de su peso en gramos, por 7,85 veces su longitud en centímetros. El diámetro del círculo cuya área es igual a la sección equivalente se denomina diámetro equivalente.

En general, en el caso de los aceros de dureza natural, el límite elástico coincide con el valor aparente de la tensión correspondiente al escalón de cedencia. En los casos en que no aparece este escalón (acero estirado en frío) o aparece poco definido, es necesario recurrir al valor convencional prescrito en el articulado. La designación  $f_y$  puede emplearse en todos los casos, pero si resulta necesario distinguir los aceros de dureza natural y los estirados en frío, debe utilizarse  $f_y$  para los primeros y  $f_{0,2}$  para los segundos.

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 y desdoblado (por ejemplo, armaduras en espera) 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 corrugadas (de alta adherencia 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 sección de una barra debe realizarse después de limpiar 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.

Los diámetros que componen la serie recomendada 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.

9.2. Barras lisas: Las condiciones exigidas a las barras lisas coinciden en lo esencial con las definidas en la Norma UNE 36097.

9.3. Barras corrugadas: La forma y dimensiones de los resaltes para conseguir una alta adherencia es potestativa del fabricante. Se recomienda que si fabrica aceros de distinto límite elástico la forma del corrugado sea diferente.

El procedimiento para medir la adherencia entre el acero y el hormigón es siempre convencional, al igual que la definición de la tensión  $r_a$  de adherencia. Por ello se trata este tema refiriéndolo a un método de ensayo internacionalmente adoptado (anexo 5), donde se definen las tensiones  $r_{bm}$  y  $r_{bu}$  y el procedimiento operatorio.

La homologación del acero significa el reconocimiento de que cumple con las condiciones exigidas. Como se indica en el anexo 5, los ensayos de homologación comprenden, para cada forma de corrugado y límite elástico, tres series de ensayos de 25 probetas cada serie referidas a los diámetros 8, 16 y 32 milímetros, respectivamente. Para la elaboración de las probetas se parte de un total de 25 barras de 10 metros de longitud, por cada diámetro.

Una vez homologada la adherencia de un acero, basta comprobar en obra, mediante un control geométrico, que los resaltes o corrugaciones están dentro de los límites que figuran en el certificado.

Se recomienda que el fabricante garantice un diagrama característico tensión-deformación del acero, hasta la deformación 10 por 1.000, basado en una amplia experimentación.

Se recuerda que la aptitud al soldeo de un acero va íntimamente ligada con el procedimiento que se utilice para soldar.

Es conveniente que los fabricantes faciliten unas fichas de datos con las características correspondientes a los aceros de su fabricación, comprendiendo como mínimo:

- Designación comercial.
- Fabricante.
- Marcas de identificación.
- Tipo de acero.
- Condiciones técnicas de suministro.

#### Características garantizadas:

- Diámetros nominales
- Masas por metro.
- Características geométricas del corrugado.
- Características mecánicas.
- Características de adherencia.
- Condiciones de soldeo, en su caso.
- Recomendaciones de empleo.

9.4. Mallas electrosoldadas: En la denominación «barras lisas de acero freilado» se comprenden las grafiladas con resaltes grabados que no cumplen las condiciones establecidas para la adherencia en el artículo 9.3.

Los diámetros tipificados se refieren a paneles de mallas que pueden emplearse como armadura principal de elementos resistentes. Las mallas fabricadas con diámetros inferiores a 4 milímetros sólo pueden utilizarse para evitar fisuraciones o empleos análogos.

Es conveniente que cada paquete de paneles salga de fábrica con una etiqueta firmemente sujeta, en la que figure por lo menos la denominación, el límite elástico y el nombre del fabricante.

#### Artículo 10. Hormigones.

10.1. Condiciones del hormigón: 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 10.1, 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.

10.2. Resistencia del hormigón a compresión.

10.3. 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:

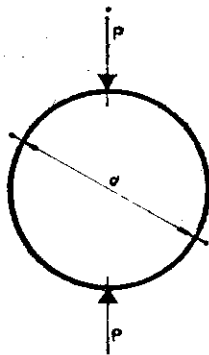


Figura 10.2

A) Ensayo brasileño, sobre probetas de 15 X 30 centímetros y 28 días de edad. El ensayo se realiza según la disposición de la figura 10.2, con lo que se produce la rotura por hendimiento. La resistencia a tracción pura viene dada por:

$$f_{ct} \text{ ensayo brasileño} = 0,85 \frac{2P}{\pi \cdot d \cdot l}$$

siendo P, la carga de rotura, d el diámetro de la probeta y l su longitud.

B) Ensayo de flexotracción, sobre probetas prismáticas de sección cuadrada y 28 días de edad. Las probetas, de lado a, y longitud total 3a, 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:

$$f_{ctex} \text{ (flexotracción)} = 6 \frac{M_u}{a^3}$$

siendo  $M_u$  el momento de rotura.

A falta de datos experimentales, puede admitirse que la relación entre la resistencia a tracción pura (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 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 ensayo, podrá deducirse la resistencia a tracción pura en función de la de compresión mediante la fórmula

$$f_{ct} = 0,59 \sqrt[3]{(f_c)^2}$$

donde  $f_{ct}$  es la resistencia a tracción, expresada en  $\text{kp/cm}^2$ , y  $f_c$  es la resistencia a compresión en probeta cilíndrica de 15X30, a 28 días, expresada en  $\text{kp/cm}^2$ .

En el caso de que sea  $150 \leq f_c \leq 500 \text{ kp/cm}^2$ , puede utilizarse la fórmula aproximada:

$$f_{ct} = 8 + 6 \frac{f_c}{100}$$

en la que  $f_{ct}$  y  $f_c$  deben expresarse en  $\text{kp/cm}^2$ .

10.4. Coeficiente de conversión: Para un hormigón dado, únicamente la realización de ensayos comparativos, periódicamente repetidos a lo largo de la construcción, permitirá determinar los coeficientes de conversión aplicables a los resultados de ensayos efectuados sobre probetas diferentes de las cilíndricas de 15X30, para obtener valores comparables a los obtenidos con estas últimas.

A falta de tales ensayos y a título indicativo, el cuadro I de la página siguiente proporciona una idea aproximada de los coeficientes de paso aplicables en cada caso.

Si no se dispone más que de resultados de ensayos a 28 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 de j días de edad y la resistencia a 28 días de edad, los dados a título indicativo en los cuadros II y III de la página siguiente.

CUADRO I

Ensayos de compresión sobre probetas de distinto tipo y la misma edad

Tipo de probeta (supuesta con caras refren-tadas)	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

CUADRO II

Resistencias a compresión sobre probeta 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

10.5. 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 50 kp/cm<sup>2</sup> es lo suficientemente baja para que pueda ser obtenida en todos los casos, siempre que se utilice un mínimo de 150 kilogramos 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.).

10.6. 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 líquida, 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.

A título de orientación, se citan seguidamente las consistencias que se consideran adecuadas para los distintos sistemas de compactación.

Compactación	Consistencia
Vibrado enérgico y cuidadoso, como el efectuado generalmente en taller .....	Seca.
Vibrado normal .....	Plástica.
Apisonado .....	Blanda.
Picado con barra .....	Fluida.

Según la Norma UNE 7103, la consistencia del hormigón se mide por su asiento en el cono de Abrams, expresado en número entero de centímetros.

CAPITULO III

EJECUCIÓN

Artículo 11. Cimbras y encofrados.

Conviene que el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares establezca los límites máximos que puedan 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.

Artículo 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 dobles 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 mínimo que se puede asignar a dichos radios sin que peligre 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.

Artículo 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, debe evitarse, en la medida de lo posible, el empleo simultáneo, como armaduras longitudinales, de aceros de características diferentes en una misma sección.

13.2. Distancias entre barras de armaduras principales: 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 (fig. 13.5) 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.

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.

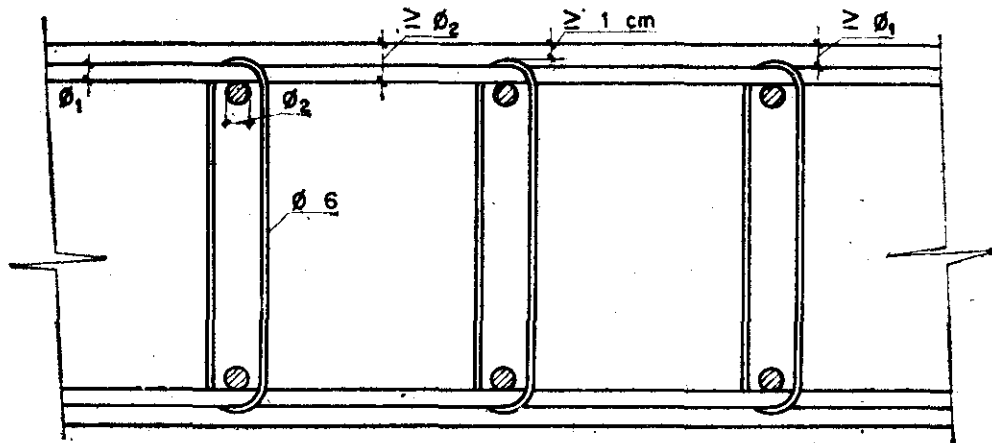


Figura 13.3

Estas cualidades juegan un papel mucho más importante que el simple espesor del recubrimiento, por grande que este sea.

En general, cuando sean necesarios espesores grandes de recubrimiento convendrá colocar una malla fina de reparto y sujeción, próxima al paramento de la pieza.

#### Artículo 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 en las primeras edades. 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, etcétera, es posible emplear proporciones más elevadas de conglomerante. Por ello se admite rebasar la cifra de 400 kilogramos 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 anexo 6 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. Estos cuadros orientativos pueden servir como primera aproximación, recomendándose proceder a ensayos previos de resistencia en el caso de condiciones de ejecución diferentes a las medias (véase comentario al artículo 62 de esta Instrucción).

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.

#### Artículo 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 mínimo 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 de 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.

Se recuerda que en el caso de hormigón preamasado deberá cumplirse la «Instrucción para la fabricación y suministro de hormigón preparado EHPRE-72», además de la presente.

#### Artículo 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 10.1 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 coqueas.

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, estos deberán aplicarse corréndolos 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.

#### Artículo 17. Juntas de hormigonado.

En el 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 conglomerante 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 aquella 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 próxima 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 en el anejo 3, se hace referencia a diversos puntos relacionados con la incompatibilidad de conglomerantes.

#### Artículo 18. Hormigonado en tiempo frío o caluroso.

18.1. 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 40°C, 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.

18.2. Hormigonado en tiempo caluroso: La Dirección de obra deberá indicar las medidas que procede adoptar en cada caso, para impedir la evaporación del agua de amasado durante el transporte del hormigón.

En presencia de temperaturas elevadas, será necesario mantener permanentemente húmedas las superficies de hormigón, durante diez días por lo menos, o tomar otras precauciones especiales aprobadas por la Dirección de obra, para evitar la desecación de la masa durante su fraguado y primer endurecimiento.

#### Artículo 19. Curado del hormigón.

De las distintas 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 6.º 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.

#### Artículo 20. Desencofrado y descimbramiento.

A título de orientación, pueden indicarse los plazos de desencofrado o descimbramiento dados por la fórmula

$$j = \frac{400}{\left(\frac{Q}{G} + 0,5\right) (T + 10)}$$

En la que:

$j$  = número de días;

$T$  = temperatura media, en grados centígrados, de las máximas y mínimas diarias durante los  $j$  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 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 flechas 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.

#### Artículo 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 cargas, especialmente si dichos elementos no han alcanzado aún su resistencia prevista.

21.2. Adecuación del proceso constructivo al proyecto.

#### Artículo 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 apartado 18.1, 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-plasticante. 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 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 obras más adecuados en cada caso.

Entre las muchas variables que influyen en los fenómenos de carácter agresivo, la compacidad 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 aditivos, 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) Cases que posean olor amoniacal o que, por su carácter ácido, enrojecen 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 enrojecen 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 enrojecen el papel azul de tornasol.

23.3. 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 compacidad y las 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

BASES DE CÁLCULO

Artículo 23. Proceso general de cálculo.

En la presente Instrucción se dan los criterios para desarrollar los cálculos correspondientes a los diferentes estados límites para las estructuras de hormigón armado.

Aunque el criterio general de comprobación indicado en el articulado consiste en la verificación de la condición  $R_u \geq S_d$  no siempre es posible, en el estado actual de la técnica, o no siempre resulta práctico, la deducción directa de  $R_u$  y de  $S_d$ . Para tales casos, se dan en esta Instrucción criterios que permiten dimensionar los diferentes elementos de la estructura, en relación con el estado límite en estudio, de forma que la desigualdad  $R_u \geq S_d$  queda cumplida en cualquier caso. Tal ocurre, por ejemplo, con el estado límite de anclaje, para el que en lugar de calcular la carga de deslizamiento  $R_u$  de un determinado anclaje de una armadura, y compararla con la carga  $S_d$  que las acciones exteriores van a ejercer sobre tal anclaje, se dan en el articulado correspondiente expresiones que permiten dimensionarlos de forma que sean capaces de resistir sin deslizamientos perjudiciales la carga correspondiente a la resistencia de las armaduras que han de anclar, teniendo en cuenta los coeficientes prescritos de ponderación de cargas y de resistencias.

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

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

Artículo 24. Coeficientes de seguridad.

a) Estados límites últimos.

La aplicación de los criterios establecidos en el artículo conduce a los valores del cuadro 24.3 para los estados límites últimos.

Los valores de los incrementos de los coeficientes de seguridad, en función del nivel de control, se han fijado con el criterio de que, al reducirse los niveles de control de los materiales y la ejecución, se incrementen correlativamente los valores de los coeficientes  $\gamma_s$ ,  $\gamma_c$ ,  $\gamma_f$ , de forma que la seguridad final se mantenga aproximadamente constante.

La necesidad de que figuren en los planos los valores de los coeficientes de seguridad y de los niveles de control decididos

CUADRO 24.3

		$\gamma_s$	$\gamma_c$	$\gamma_f$		
Control del acero	Sistemático.	1,1		DAÑOS MÍNIMOS Y EXCLUSIVAMENTE MATERIALES (1).	DAÑOS MEDIOS (2).	DAÑOS MUY IMPORTANTES (3).
	No sistemático.	1,15				
	Sin ensayos.	1,2				
Control del hormigón	Sistemático en prefabricación industrial.		1,4			
	Mediante probetas en obra.		1,5			
	Sin rotura de probetas.		1,7			
Control de la ejecución	INTENSO.			1,4	1,5	1,7
	NORMAL.			1,5	1,6	1,8
	REDUCIDO.			1,7	1,8	—

(1) Silos, acequias, obras provisionales, etc.  
 (2) Puentes, edificios, etc., de tipo ordinario.  
 (3) Teatros, tribunas, grandes edificios comerciales, etc.

por el proyectista es evidente. Lo contrario conduciría a que una estructura, proyectada para un cierto nivel de seguridad fijado por el proyectista, tendría en la práctica diferentes niveles de seguridad según los diferentes niveles de control que pudieran adoptarse durante la construcción.

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

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

b) Estados límites de servicio.

En servicio, lo que interesa conocer es la respuesta de la estructura bajo las acciones reales, que viene determinada por las características reales de los materiales. Por ello, en este caso se adopta

$$\gamma_s = \gamma_c = \gamma_f = 1$$

Artículo 25. Establecimiento de acciones de cálculo e hipótesis de carga más desfavorables.

Una vez clasificadas las acciones con arreglo a lo indicado en el artículo 24 de esta Instrucción, las tres hipótesis de carga prescritas en el articulado pueden expresarse del siguiente modo:

Hipótesis I	$\gamma_f G_1 + 0,9 G_2 + \gamma_f Q$
Hipótesis II	$0,9 (\gamma_f G_1 + 0,9 G_2 + \gamma_f Q) + 0,9 \gamma_f W$
Hipótesis III	$0,8 (\gamma_f G_1 + 0,9 G_2 + \gamma_f Q) + 1,1 E + \gamma_{fw} \cdot W$

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

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

Artículo 26. Comprobaciones que deben realizarse.

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

## CAPITULO V

### CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Artículo 27. Características del acero.

27.1. Diagramas tensión-deformación del acero: El conocimiento del diagrama característico del acero permite dimensionar las secciones sometidas a sollicitaciones normales (flexión, compresión) con mayor precisión y economía que si sólo se conoce el valor del límite elástico. Se recomienda, por ello, que los fabricantes de acero establezcan y garanticen este diagrama para cada uno de los tipos que suministren, con objeto de poderlos tipificar como diagramas de proyecto.

Para establecer el diagrama y comprobarlo con ensayos de recepción se admite que es suficiente determinar las tensiones que corresponden a las siguientes deformaciones: 0,001, 0,002, 0,003, 0,004, 0,005, 0,008, 0,008 y 0,01.

27.2. Resistencia de cálculo del acero: Se recuerda que en piezas sometidas a compresión simple la deformación de rotura del hormigón toma el valor 2 por 1.000 (ver apartado 32.2), lo que limita la resistencia de cálculo aprovechable para el acero al valor 4.200 kp/cm<sup>2</sup>.

Se recuerda que en piezas sometidas a compresión simple, la deformación de rotura del hormigón toma el valor 2 por 1.000 (ver apartado 32.2), lo que limita la resistencia de cálculo para el acero al valor de la tensión correspondiente a dicha deformación, en el diagrama del acero empleado (para el acero de dureza natural 4.200 kp/cm<sup>2</sup>).

27.3 Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero:

La deformación del acero en tracción se limita el valor 10 por 1.000 y la de compresión al valor 3,5 por 1.000, de acuerdo con lo indicado en el apartado 32.2.

Cuando se emplea el método del momento tope (artículo 33) puede utilizarse como diagrama de cálculo del acero el simplificado de la figura 27.3.a, limitando superiormente  $f_{yd}$  al valor 4.000 kp/cm<sup>2</sup>.

Artículo 28. Características del hormigón.

28.1. Definiciones: Las definiciones dadas se establecen teniendo en cuenta que:

- La resistencia del hormigón colocado en obra es una variable aleatoria con función de distribución, en general, desconocida.
- La resistencia especificada establece una condición de aceptabilidad del hormigón de obra referido al cuantil del 5 por 100 en su distribución de resistencia.
- Al ser desconocida tal distribución también lo serán sus parámetros, y en particular la resistencia característica real de obra. Se hace preciso estimarlos a partir de un número finito de ensayos sobre muestras enmoldadas en obra. La estimación del valor correspondiente al cuantil del 5 por 100 es lo que se denomina resistencia característica estimada o simplemente resistencia característica.

Las definiciones dadas en el articulado son válidas cualquiera que sea la distribución de resistencias. En el caso de distribuciones gaussianas (y así puede suponerse que se distribuyen las resistencias de un hormigón, con aproximación suficiente), la resistencia característica real de obra viene dada por la expresión:

$$\text{Resistencia característica real} = f_{cm} (1 - 1,64 \delta)$$

donde

$f_{cm}$  es la resistencia media, y  
 $\delta$  el coeficiente de variación de la población.

Esta definición equivale a decir que existe una probabilidad del 5 por 100 de que el hormigón rompa con una tensión inferior a su resistencia característica real.

- El criterio de aceptación de un volumen de hormigón colocado en obra consistirá en comprobar que la resistencia característica estimada es igual o superior a la de proyecto.

28.2. Tipificación de la resistencia del proyecto: De acuerdo con el apartado 10.5 de esta Instrucción, los tipos de hormigón H-50 y H-100 sólo podrán utilizarse en obras de hormigón en masa.

Los tipos H-125 a H-250 se emplean, generalmente, en estructuras de edificación y los restantes de la serie recomendada encuentran su principal aplicación en importantes obras de ingeniería y en prefabricación.

28.3. Resistencia mínima del hormigón en función de la del acero: La condición exigida en el articulado significa que los aceros AE 42 a AE 50 requieren como mínimo un hormigón H-150 y el acero AE 60 requiere como mínimo un hormigón H-175.

28.4. Diagramas tensión-deformación del hormigón: Puede considerarse, a título puramente cualitativo, que los diagramas unitarios tensión-deformación del hormigón adoptan las formas siguientes (figuras 28.4.a y 28.4.b).

28.5. 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 10.4 de esta Instrucción.

La reducción del 10 por 100 ha sido comprobada experimentalmente y se debe a la desigual compactación de la masa a todo lo alto del elemento. Por comodidad de cálculo esta reducción del 10 por 100, en lugar de realizarse con el valor característico, se toma con el valor de cálculo (véase apartado 28.5).

28.6. Diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón.

28.7. Módulo de deformación longitudinal del hormigón: El módulo de deformación longitudinal secante del hormigón es

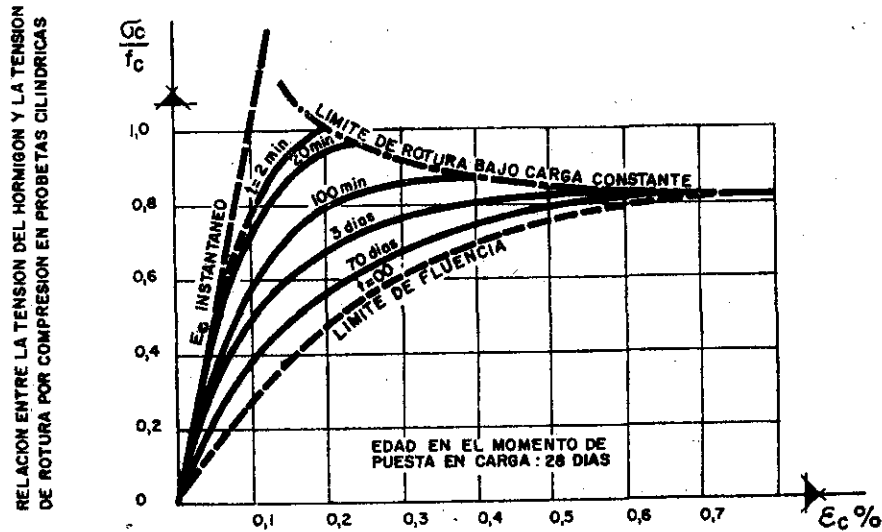


Figura 28.4.a

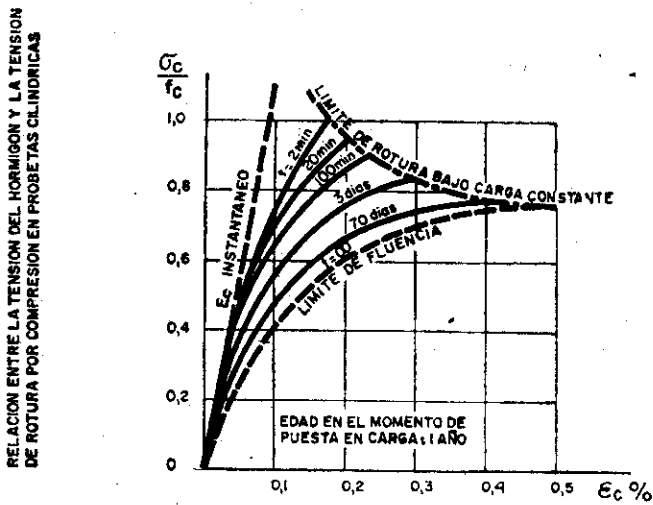


Figura 28.4.b

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  $0,3 f_j$ .

En rigor,  $E_{oi}$  depende de la resistencia media del hormigón y no de la característica. Pero se ha preferido esta última en la expresión de  $E_{oi}$  por homogeneidad con el resto de la Instrucción.

Como puede verse en los diagramas del comentario al apartado 28.4, 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.

28.8. Retracción del hormigón: Las variables citadas en el articulado pueden tenerse en cuenta del modo que a continuación se indica:

1.º El valor  $\epsilon_t$  de la retracción de un elemento de hormigón en masa, desde el momento de su acabado hasta el instante  $t$ , viene dado por:

$$\epsilon_t = \beta_t \cdot \epsilon_o$$

donde:

$\epsilon_o$  es el valor medio dado en la tabla 28.8.1.

$\beta_t$  es un coeficiente que refleja la evolución en el tiempo, dado en el gráfico de la figura 28.8.1.

2.º Las curvas de la figura 28.8.1 corresponden a distintos espesores ficticios de la pieza,  $e$ , que se calculan mediante la expresión:

$$e = \alpha \frac{2A}{u}$$

siendo:

$\alpha$  el coeficiente dado en la tabla 28.8.1.

$A$  el área de la sección transversal del elemento.

$u$  el perímetro de la sección transversal que está en contacto con la atmósfera.

TABLA 28.8.1. VALOR MEDIO  $\epsilon_o$  DE LA RETRACCION Y VALOR DEL COEFICIENTE  $\alpha$

Ambiente	Humedad relativa aproximada %	$\epsilon_o$	$\alpha$
En el agua .....	100	$+ 10 \cdot 10^{-5}$	30
En atmósfera muy húmeda.	90	$- 10 \cdot 10^{-5}$	5
En ambiente medio .....	70	$- 25 \cdot 10^{-5}$	1,5
En atmósfera seca .....	40	$- 40 \cdot 10^{-5}$	1,0

Si una de las dimensiones de la sección es muy grande con respecto a la otra, el espesor ficticio (abstracción hecha del coeficiente corrector por ambiente  $\alpha$ ) coincide sensiblemente con el real.

3.º En el eje de abscisas del gráfico de la figura 28.8.1 aparece la edad teórica del hormigón en días  $t$ . Si el hormigón está sometido a temperaturas normales, la edad teórica coincide con la real. Si no es así, se tomará como edad teórica  $t$  la dada por la expresión:

$$t = \frac{\sum_j (T + 10)}{30}$$

donde:

$j$  es el número de días durante los cuales el endurecimiento se efectúa a una temperatura de  $T$  grados centígrados.

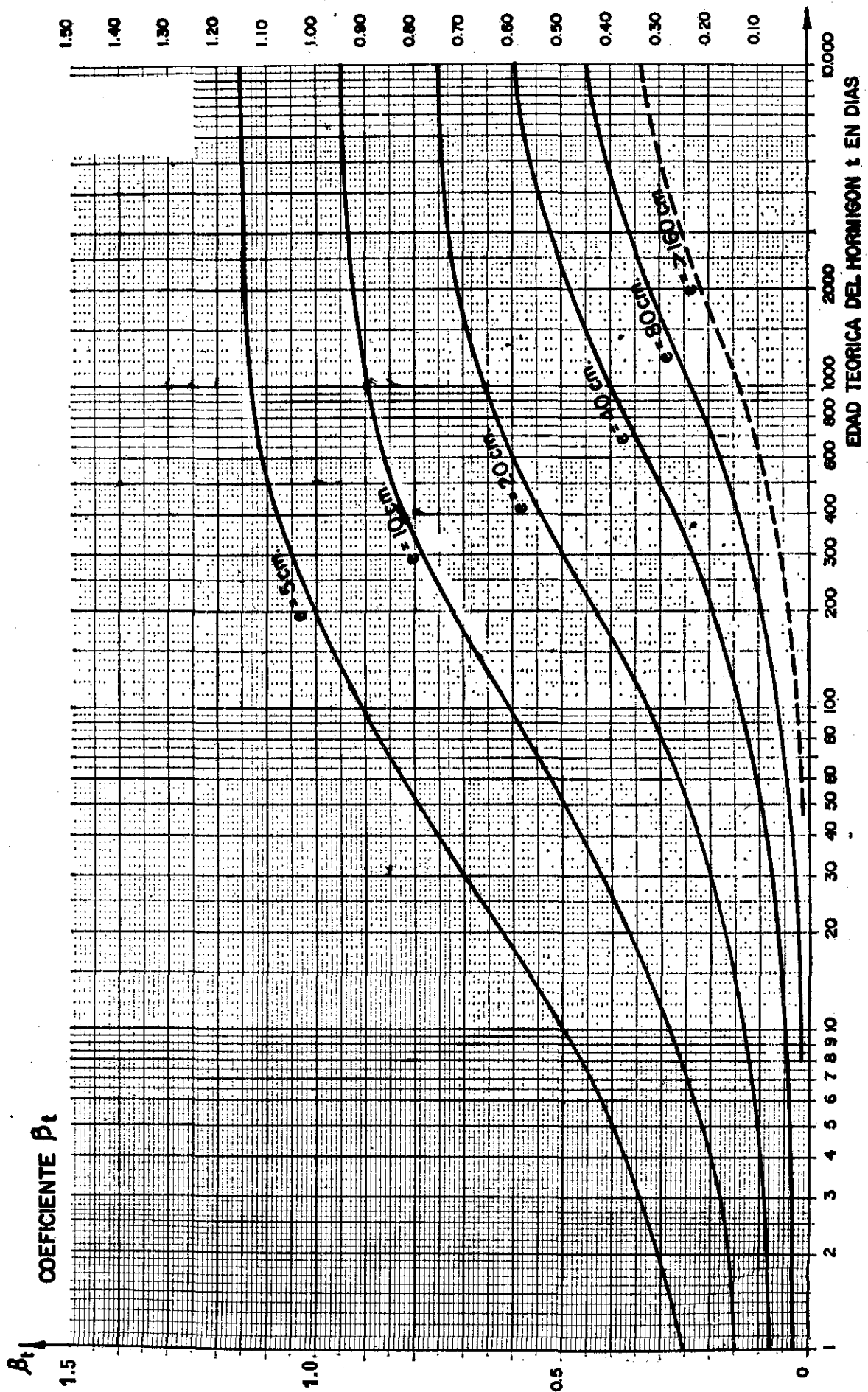


Figura 28.8.1

(Continuad.)

# I. Disposiciones generales

## PRESIDENCIA DEL GOBIERNO

**INSTRUCCION para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, aprobada por Decreto 3052/1973, de 19 de octubre. (Continuación.)**

4.º Si la influencia de la retracción va a ser efectiva, no desde el principio, sino a partir de una edad de  $j$  días, el valor que interesa determinar en el instante  $t$  es:

$$\epsilon_t = (\beta_t - \beta_j) \cdot \epsilon_0$$

con los mismos significados que anteriormente.

5.º Si el hormigón ha sido amasado con gran exceso de agua o con un cemento rápido de gran finura, la retracción puede alcanzar valores mayores de los indicados en este procedimiento, al menos en un 25 por 100, especialmente en las primeras edades.

Por el contrario, en hormigones muy secos la retracción calculada debe disminuirse en un 25 por 100, para encontrar valores más concordantes con los medidos experimentalmente.

6.º A partir de la deformación  $\epsilon_t$ , correspondiente a hormigón en masa, puede calcularse la deformación  $\epsilon_{ta}$  correspondiente a hormigón armado mediante la relación:

$$\epsilon_{ta} = \epsilon_t \frac{1}{1 + n\rho}$$

siendo:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

el coeficiente de equivalencia.

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

la cuantía geométrica de la pieza.

28.9. Fluencia del hormigón: Para unas condiciones medias puede suponerse que la deformación final por fluencia (suma de la instantánea y la diferida) es del orden de dos a tres veces 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 diferida por fluencia  $\epsilon_t$  de un elemento de hormigón armado viene dada por:

$$\epsilon_t = \varphi_t \frac{\sigma}{E_c}$$

donde:

$\varphi_t$  es un coeficiente.

$\sigma$  es la tensión constantemente aplicada.

$E_c$  es el módulo de deformación del hormigón a veintiocho días de edad.

Según el apartado 28.7, este módulo vale:

$$E_c = 19.000 \sqrt{f_{ck}} \quad (E_c \text{ en } \text{kp/cm}^2)$$

siendo:

$f_{ck}$  la resistencia característica a compresión expresada en  $\text{kp/cm}^2$ .

2.º El coeficiente  $\varphi_t$  consta de dos sumandos: uno, que corresponde a la deformación plástica diferida  $\varphi_0 (\beta_t - \beta_j)$ , y otro, que corresponde a la deformación elástica diferida  $0,4 \beta_{t-j}$ . Por consiguiente:

$$\varphi_t = \varphi_0 (\beta_t - \beta_j) + 0,4 \cdot \beta_{t-j}$$

3.º El coeficiente  $\varphi_0$  toma el valor básico dado en la tabla 28.9.1. Los coeficientes  $\beta_t$  y  $\beta_j$  reflejan la evolución en el

tiempo de la deformación plástica diferida y se toman del gráfico de la figura 28.9.1, siendo  $t$  el instante para el cual se evalúa la fluencia y  $j$  la edad del hormigón en el momento de la puesta en carga, ambos expresados en días a partir de la confección del hormigón.

4.º Las curvas de la figura 28.9.1 corresponden a distintos espesores ficticios de la pieza  $e$ , que se calculan mediante la expresión:

$$e = \alpha \frac{2A}{u}$$

siendo:

$\alpha$  el coeficiente dado en la tabla 28.9.1.

$A$  el área de la sección transversal del elemento.

$u$  el perímetro de la sección transversal que está en contacto con la atmósfera. Si una de las dimensiones de la sección es muy grande con respecto a la otra, el espesor ficticio (abstracción hecha del coeficiente corrector por ambiente  $\alpha$ ) coincide sensiblemente con el real.

5.º En el eje de abscisas del gráfico de la figura 28.9.1, aparece la edad teórica del hormigón en días,  $t$ . Si el hormigón está sometido a temperaturas normales, la edad teórica coincide con la real. Si no es así, se tomará como edad teórica  $t$  la dada por la expresión:

$$t = \frac{\sum_j (T + 10)}{30}$$

donde:

$j$  es el número de días durante los cuales el endurecimiento se efectúa a una temperatura de  $T$  grados centígrados.

TABLA 28.9.1

Valor básico  $\varphi_0$  de la fluencia y valor del coeficiente  $\alpha$

Ambiente	Humedad relativa aproximada %	%	*
En el agua .....	100	0,8	30
En atmósfera muy húmeda .....	90	1,3	5
En ambiente medio .....	70	2,0	1,5
En atmósfera seca.	40	3,0	1,0

6.º El coeficiente  $\beta_{t-j}$  refleja la evolución en el tiempo de la deformación elástica diferida y se toma del gráfico de la figura 28.9.2 en función de la duración  $t - j$  del efecto de fluencia, en días.

7.º Si el hormigón ha sido amasado con gran exceso de agua, la deformación plástica diferida puede alcanzar un valor mayor del indicado, al menos en un 25 por 100. Por el contrario, en hormigones muy secos tal deformación suele ser inferior a la calculada en un 25 por 100.

La deformación elástica diferida no experimenta alteración por este concepto. La corrección afecta, por consiguiente, sólo al primer sumando de  $\varphi_t$ .

28.10. Coeficiente de Poisson.

28.11. Coeficiente de dilatación térmica: Los ensayos han demostrado que este coeficiente puede variar en una proporción relativamente elevada (del orden de  $\pm 30$  por 100). Dicho coeficiente depende de la naturaleza del cemento, de la de los ári-

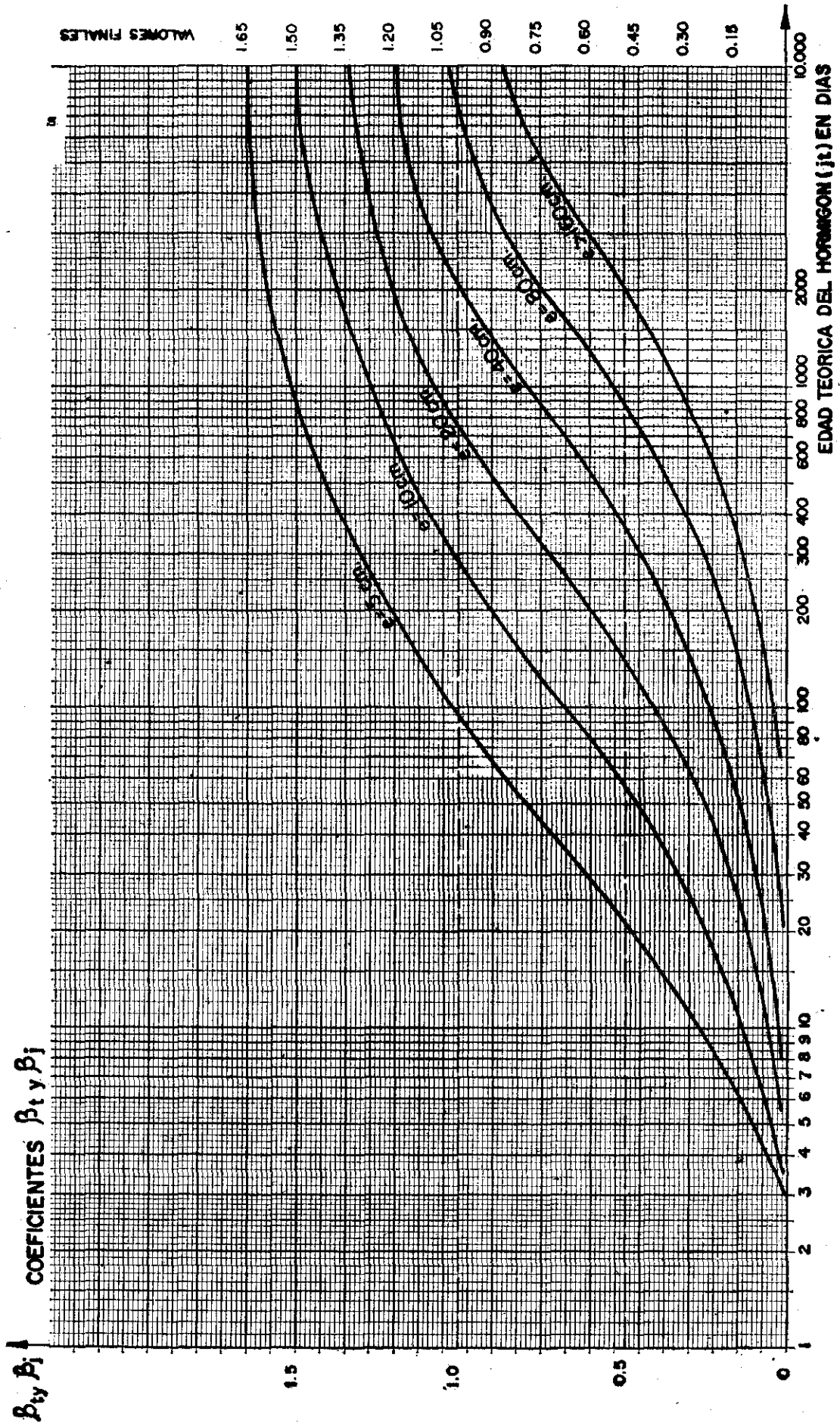


Figura 28.9.1

mentarios

VARIACION DE LA DEFORMACION ELASTICA DIFERIDA  
COEFICIENTE  $\beta'$

$\beta'$

1.5

1.0

0.5

0

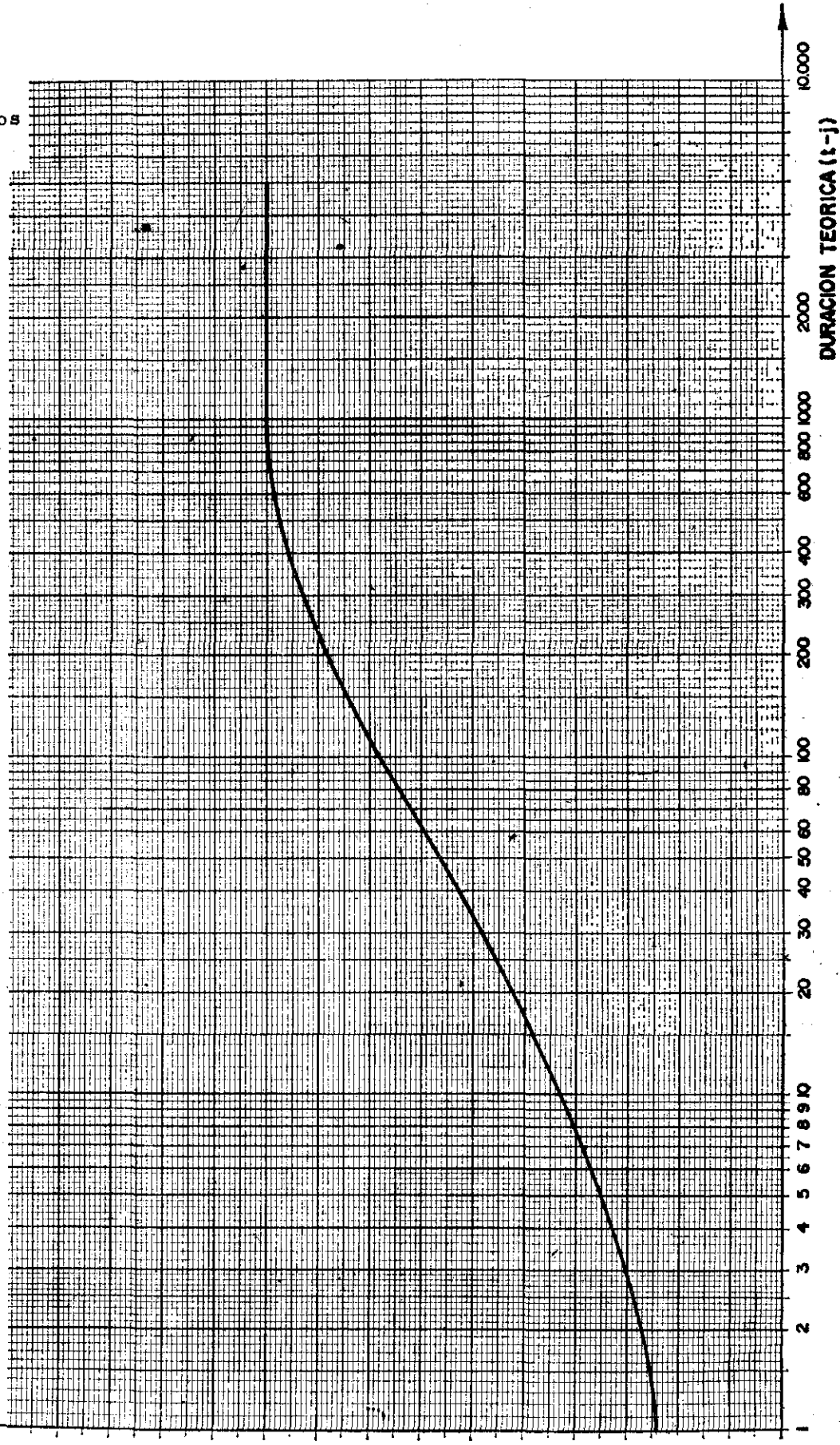


Figura 2B.9.2



dos, 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

#### Artículo 29. Clasificación de las acciones.

Para obtener el estado global de fuerzas que actúan sobre la estructura habrá que añadir a las acciones las reacciones correspondientes, que se originan por las coacciones internas y de apoyo.

En las cargas variables de explotación deben considerarse incluidos todos los efectos, sean o no ponderales, que tales cargas 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.

#### Artículo 30. Valores característicos de las acciones.

30.1. 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 sobreesesores 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 comprobe.

30.2. Valores característicos de las cargas variables: Se recuerda la conveniencia de que en ciertas obras se haga figurar en una placa, colocada en lugar visible, el valor de la carga de explotación o de uso (véase apartado 4.4 de esta Instrucción) para información de los usuarios.

30.3. Valores característicos de las acciones indirectas: 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.

Los asientos admisibles en estructuras corrientes de edificación suelen estar limitados por el agrietamiento de los cerramientos cuando son del tipo convencional de ladrillo o similar; para cerramientos de otros tipos, sin embargo, tales como los muros cortina, la situación puede ser diferente.

#### Artículo 31. Determinación de los efectos originados por las acciones.

31.1. 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 supra-críticas y a las sometidas a flexión compuesta, ya que, tanto en unas como en otras, la capacidad de adaptación de las secciones es pequeña y, por tanto, pueden producirse roturas localizadas antes de que se alcance el agotamiento de las secciones críticas.

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

- Forma geométrica de la placa.
- Naturaleza de las cargas.
- Rigidez de los apoyos; 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 cedencia. 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 sollicitaciones de esfuerzo cortante y punzonamiento, puesto que dicha teoría no las tiene en cuenta en sus hipótesis de partida.

Asimismo debe recordarse que, siendo 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.

31.2. Datos generales para el cálculo de las sollicitaciones.

## CAPITULO VII

### CÁLCULO DE SECCIONES

#### Artículo 32. Principios generales de cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales.

32.1. Hipótesis básicas: Los principios generales enunciados son válidos para secciones sometidas a sollicitaciones normales en el agotamiento, por rotura o por deformación plástica excesiva.

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

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

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

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

32.2. Dominios de deformación: Los dominios de deformación corresponden a todas las sollicitaciones normales de una manera continua, desde la tracción simple hasta la compresión simple, al variar la profundidad del eje neutro  $x$  desde  $-\infty$  a  $+\infty$ .

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

Se limita el alargamiento del acero al 10 por 100 por considerar que se alcanza el agotamiento, por exceso de deformación plástica.

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

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

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

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

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

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

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

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



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

$$\gamma_n = \frac{b + 5}{b} \cdot \frac{9}{8}$$

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

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

Para asegurar una buena ejecución de las piezas zunchadas, se recomienda que la menor dimensión de su sección transversal sea igual o superior a 25 centímetros y que la distancia libre entre los cercos o espiras de la hélice no baje de 3 centímetros. Cada trozo de zunchado deberá terminarse volviendo el alambre al interior del núcleo, de forma que se consiga un correcto anclaje del mismo.

32.5. Flexión esviada simple o compuesta.

Artículo 33. Método simplificado del momento tope.

Con este método, que conduce a fórmulas de cálculo sencillas (véase Anejo 7), se obtienen resultados concordantes con la experimentación. El método tiene en cuenta, además, el efecto de las cargas de larga duración.

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

0,75 $f_{cd}$	si	$f_{ck} = 200 \text{ kp/cm}^2$
0,65 $f_{cd}$	si	$f_{ck} = 600 \text{ kp/cm}^2$

se interpolando o extrapolando linealmente para hormigones de otras resistencias.

No obstante, para mayor sencillez de cálculo, esta Instrucción adopta el valor constante 0,7  $f_{cd}$  en todos los casos. Esta simplificación proporciona resultados suficientemente aproximados.

b) El valor del acortamiento unitario en agotamiento del hormigón puede diferir sensiblemente del que se indica, en el caso de cargas de gran duración o en secciones de formas especiales. No obstante, resulta aceptable adoptar siempre, para el caso de flexión, el valor 0,0035. Cuando la fibra neutra se encuentra en el interior de la sección ( $x \leq d$ ), se alcanza ese valor.

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.

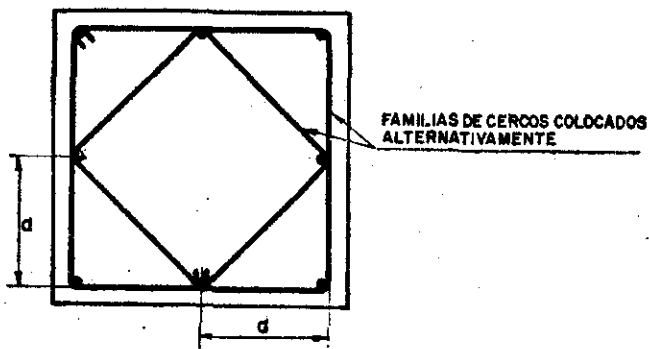


Figura 34.2.b

c) La forma de definir la profundidad y del rectángulo de compresiones proporciona valores de y creciente hacia  $d$  a medida que la  $x$  va creciendo hacia infinito. Antes de alcanzarse este límite, el estado de tensiones en la sección pasará de flexión compuesta a compresión compuesta. El caso límite  $x = \infty$  correspondería a la compresión simple; pero este caso no debe resolverse por la teoría del momento tope (véase Anejo 7, apartado 3.3).

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

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

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

Artículo 34. Disposiciones relativas a las armaduras.

34.1. Flexión simple o compuesta: La limitación impuesta a la armadura de tracción aparece justificada por la necesidad de evitar que, debido a la insuficiencia de dicha armadura para asegurar la transmisión de los esfuerzos en el momento en que el hormigón se fisura, pueda romperse la pieza sin aviso previo al alcanzar el hormigón su resistencia en tracción.

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

$$A'_s \cdot f_{yd} \geq 0,05 N_d$$

Independientemente de lo anterior, debe recordarse que la separación  $s$  viene limitada también por la condición  $s \leq 0,85 d$  establecida en el apartado 35.5 de esta Instrucción, y que, de acuerdo con el apartado 35.3, para poder aprovechar íntegramente la capacidad resistente  $0,9 A_{st} \cdot f_{td}$  de los cercos o estribos a esfuerzo cortante, deberá verificarse:

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

34.2. Compresión simple o compuesta: En los casos de compresión simple, las cuatro fórmulas limitativas incluidas en el apartado que se comenta quedan reducidas a:

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \geq 0,1 N_d$$

$$A'_s \cdot f_{yc,d} \leq f_{cd} \cdot A_{cs}$$

Siendo  $A'_s$  la sección total de las armaduras longitudinales en compresión.

Para que la acción de los cercos sea eficaz, es preciso que sujeten realmente las barras longitudinales en compresión, evitando su pandeo. Así, por ejemplo, si en un soporte la armadura longitudinal se dispone, no sólo en las esquinas, sino también a lo largo de las caras, para que las barras centrales queden realmente sujetas, habrá que adoptar, cuando la distancia  $a$  entre barras longitudinales sea grande ( $a > 15 \text{ cm.}$ ), disposiciones del tipo de las indicadas en las figuras 34.2.b y 34.2.c.

34.3. Tracción simple o compuesta.

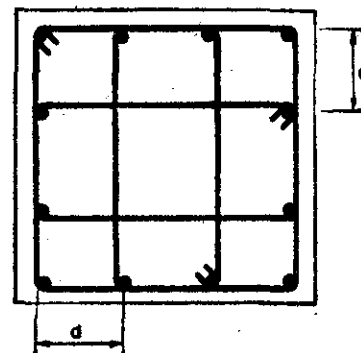


Figura 34.2.c

**Artículo 35. Esfuerzo cortante.**

35.1. Generalidades: En elementos de tipo superficial trabajando en dos direcciones, cuando no se cumpla la condición

$$V_d \leq 2 V_{cu}$$

será necesario disponer armadura transversal, siendo la colaboración del hormigón igual a  $V_{cu}$ .

35.2. 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  $V_{cu}$ , 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 di-

chas secciones, de la colaboración que representa el sumando  $V_{cu}$ . 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  $V_{cu}$ .

La fórmula no homogénea que da  $f_{cu}$  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.

35.3. Contribución de la armadura transversal: Con aclaración al significado  $A_{st}$  y  $A_{sz}$ , véase la figura 35.3.

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 80 por 100 de la transversal existente en una longitud igual a un canto. Esta condición suele cumplirse en la mayoría de los casos.

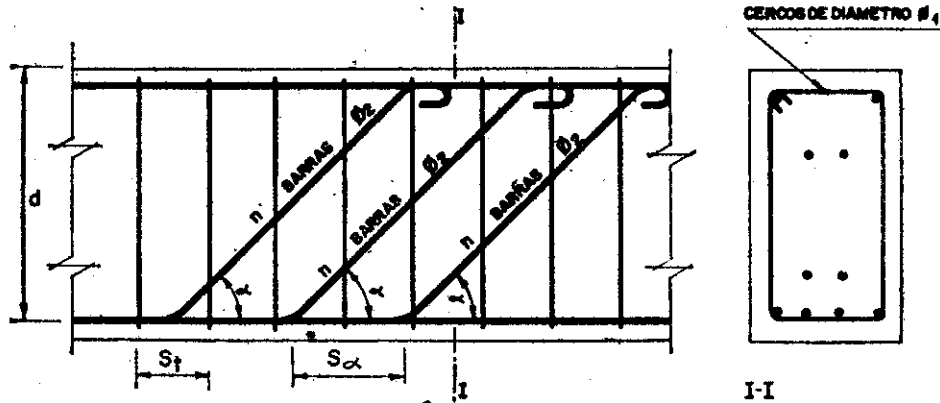


Figura 35.3

35.4. Limitación de la resistencia a esfuerzo cortante: De acuerdo con lo prescrito en el articulado, cuando el esfuerzo cortante exterior mayorado  $V_d$  sea superior a los límites indicados en las fórmulas (4) ó (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  $S_t$  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.

35.5. Disposiciones relativas a la armadura transversal: La limitación  $S_t \leq 50$  cm. conduce a no dejar sin armar zonas de hormigón de 50 centímetros de amplitud, lo cual puede considerarse como una condición mínima para poder hablar de «hormigón armado» frente al hormigón en masa.

Como la sección 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  $S_t = 1,5 d$ , en las barras dobladas en las zonas en que el esfuerzo cortante no sea máximo.

35.6. Casos especiales de cargas: En el cálculo de  $V_d$  pueden despreciarse, de acuerdo con el primer párrafo del apartado que se comenta, las cargas que actúan entre A y B entre A y C, suponiendo que la reacción sea mayor o igual que la suma de cargas (fig. 35.6.a).

El caso a que se refiere el segundo párrafo del apartado que se comenta puede presentarse en las vigas embrochadas (fig. 35.6.b). Las armaduras correspondientes se denominan «armaduras de suspensión».

**Artículo 36. Torsión.**

36.1. 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.

36.2. 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

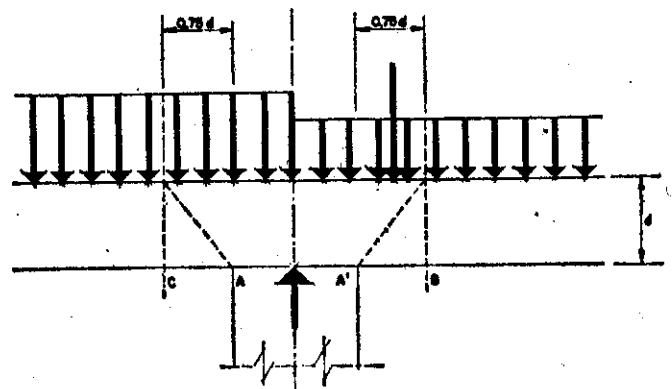


Figura 35.6.a

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 hélices por ser más difíciles de ejecutar en obra y por tratar de elementos capaces de resistir momentos torsores de un solo signo,

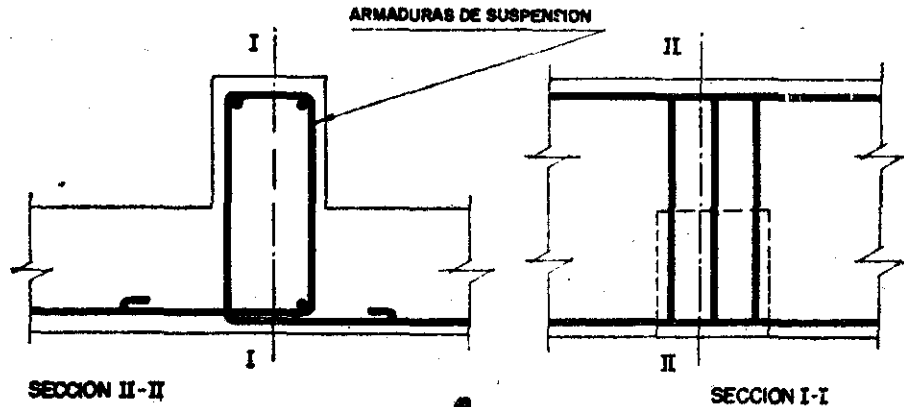


Figura 35.6.b

lo que obliga a disponer dos series de hélices normales cuando el signo del momento torsor puede cambiar.

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

36.4. Disposiciones relativas a las armaduras: Es recomendable respetar, como distancia máxima entre dos barras longitudinales consecutivas, las de 35 centímetros. 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. (Ver fig. 36.4.)

**Artículo 37. Anclaje de las armaduras.**

37.1 Generalidades: 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 que queden rodeados de la mayor masa posible de hormigón (fig. 37.1.b).

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

El esfuerzo que puede desarrollar un anclaje se calculará suponiendo:

a) Que en la longitud interesada por el anclaje, la tensión de adherencia es constante e igual al valor medio  $\tau_{bm}$ , que se define convencionalmente mediante el ensayo de adherencia por flexión (véase Anejo 5). Esta tensión media coincide, aproximadamente, con la que corresponde a un deslizamiento de 0,1 milímetros del extremo de la barra dentro del hormigón.

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.

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

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

con los siguientes significados:

- $A_s$  = Área de la sección transversal de la barra.
- $f_{yd}$  = Resistencia de cálculo del acero.
- $l_b$  = Longitud de anclaje recto.
- $u$  = Perímetro de la barra.
- $\tau_{bm}$  = Tensión media de adherencia.

Despejando  $l_b$ , queda:

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

El valor de  $\tau_{bm}$  depende de muchos factores, pero principalmente de la resistencia del hormigón, del perfil geométrico de la barra, del diámetro de la barra y de la longitud de la probeta. Por ello, su determinación es complicada.

En la práctica, y dado que las barras corrugadas están homologadas en cuanto a sus características de adherencia, la tensión  $\tau_{bm}$  ha sido determinada experimentalmente de modo que, cuando la tensión de la barra sea  $f_{yd}/\gamma_f$  su deslizamiento sea despreciable, y cuando alcance el valor  $f_{yd}$  el deslizamiento no sea superior a 0,1 milímetros, con lo que se obtiene suficiente seguridad, y en la fisuración no es preciso tener en cuenta otras condiciones que las establecidas en el artículo 41 de esta Instrucción.

Las mencionadas hipótesis de cálculo conducen, en los anclajes con partes curvas, a la ecuación diferencial:

$$A_s \cdot d\sigma_s = (u \cdot r \cdot \tau_{bm} + 0,4 \cdot A_s \cdot \sigma_s) \cdot d\theta$$

con los mismos significados indicados anteriormente, y además:

- $\sigma_s$  = Tensión del acero ( $0 \leq \sigma_s \leq f_{yd}$ ).
- $r$  = Radio de curvatura.
- $\theta$  = Angulo en el centro de curvatura.

Partiendo del cálculo teórico que queda expuesto e introduciendo los valores determinados experimentalmente en España para  $\tau_{bm}$ , se obtiene las longitudes prácticas de anclaje indicadas en los apartados 37.2 y 37.3 de esta Instrucción.

37.2. Anclaje de las barras lisas: Como norma general, es aconsejable disponer los anclajes en zonas en las que el hormigón no esté sometido a tracciones importantes. Por esta causa, a veces es obligado el empleo de anclajes a 45° o a 90°.

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

37.3. Anclaje de las barras corrugadas: Son aplicables al caso de barras corrugadas los mismos comentarios hechos en el apartado anterior para el caso de barras lisas.

Los valores de  $m$  dados en la tabla 37.3 responden a las siguientes fórmulas:

para barras en posición I:

$$m = 15 \frac{f_{yk}}{4.200} \sqrt{\frac{200}{f_{ck}}}$$

para barras en posición II:

$$m = 20 \frac{f_{yk}}{4.200} \sqrt{\frac{200}{f_{ck}}}$$

con los siguientes significados:

- $f_{ck}$  = resistencia característica del hormigón en  $kp/cm^2$ .
- $f_{yk}$  = límite elástico garantizado del acero en  $kp/cm^2$ .

Se recuerda que según el apartado 9.3 los diámetros superiores a 32 milímetros requieren un estudio experimental previo de adherencia.

**Artículo 38. Empalme de las armaduras.**

38.1. 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.

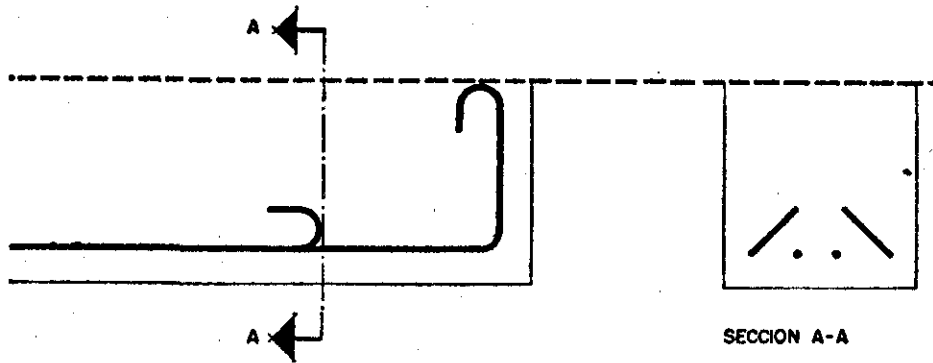


Figura 37.1.b

38.2. 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.

38.3. 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  $\frac{\varnothing}{2}$  (como normalmente debe

ocurrir), la longitud eficaz del cordón de cada lado no será inferior a  $5\varnothing$ . En caso de que no sea posible soldar más que por un lado (lo que nunca es aconsejable), la longitud eficaz de este cordón único será, por lo menos, igual a  $10\varnothing$ .

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

A efectos del último párrafo del apartado 38.3 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.

#### Artículo 39. Adherencia de las armaduras.

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

La adherencia de una armadura de hormigón circundante es función de las características superficiales de la barra, de la calidad del hormigón y de la posición de la barra en el hormigonado.

Se evita el agotamiento longitudinal del hormigón y se reduce la fisuración oblicua, disponiendo suficiente recubrimiento de hormigón y una conveniente armadura transversal de

estribos. Para la adherencia es favorable la presencia de una compresión transversal.

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

En las zonas de anclaje, las tensiones tangenciales tienen que limitarse más, lo que se refleja en las longitudes de anclaje del artículo 37.

En general, la comprobación de la adherencia es necesaria solamente cuando las barras tienen gran diámetro y el esfuerzo cortante es elevado.

39.2. Resistencia de cálculo para adherencia: Las expresiones de la resistencia de cálculo para adherencia  $\tau_{ba}$  son de base experimental.

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

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

#### Artículo 40. Pandeo.

40.1. 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.

Si la fuerza  $N$  actúa como una excentricidad inicial, al añadir la excentricidad adicional resultaría la pieza sometida a flexión esviada 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 (fig. 40.1).

40.2. 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 compleja. La influencia de esas flexiones puede alterar las leyes de reparto de las tensiones longitudinales y cortantes de la pieza.

#### Artículo 41. Comprobación de las condiciones de fisuración.

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

En particular, la comprobación establecida en el apartado 41.3 suele resultar más exigente de lo necesario cuando se aplica a elementos superficiales como placas, muros, zapatas, etc.

41.2. Comprobación relativa al diámetro de las barras: El valor del coeficiente  $\eta$  es variable con la calidad del acero y la forma de la superficie de las barras, y, en rigor, debería establecerse para cada tipo particular de acero, a través de los oportunos ensayos. A falta de éstos, el apartado que se comenta establece el valor 1,6 como media aceptable para todas las barras corrugadas, cualquiera que sea su límite elástico y la forma de la superficie de las barras.

Cuando el área de la armadura de tracción existente  $A_s$  es superior a la necesaria según el cálculo en agotamiento  $A_{s,nec}$  se está en mejores condiciones respecto a la fisuración. Esta

circunstancia puede tenerse en cuenta multiplicando el segundo miembro de las relaciones dadas en el articulado por el factor

$$\left( \frac{A_{s \text{ real}}}{A_{s \text{ nec}}} \right)^2$$

Conviene señalar que tales relaciones responden a la fórmula general:

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

siendo K el mismo coeficiente definido en el apartado 41.3.

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

$$f_{yd} \cdot \frac{A_{s \text{ nec}}}{A_{s \text{ real}}}$$

En los casos corrientes de piezas lineales sometidas a flexión simple, armadas con barras corrugadas, la limitación co-

respondiente a las anchuras máximas de las fisuras puede comprobarse por otros métodos con la expresión:

$$\left[ 1,5 \cdot c + 0,04 \frac{\emptyset}{\rho} \right] \cdot \left[ \frac{f_{yd}}{\gamma_1} - \frac{7,5}{\rho} \right] \cdot 10^{-1} \leq W_{\text{max}}$$

con  $\rho \leq 0,01$

Con los siguientes significados:

- c = Recubrimiento de la armadura, en milímetros.
- $\emptyset$  = Diámetro de las barras, en milímetros.
- $\rho$  = Cuantía geométrica de la armadura de tracción, referida a la sección útil del alma.
- $\gamma_1$  = Coeficiente de seguridad de la sollicitación.
- $f_{yd}$  = Resistencia de cálculo del acero en kp/cm.
- $W_{\text{max}}$  = Anchura máxima de las fisuras, cuyo valor es 0,3 milímetros, 0,2 milímetros o 0,1 milímetros, según se trate del primero, segundo o tercer caso de los mencionados en el apartado 41.1.

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

Artículo 42. Deformaciones.

42.1. Generalidades: Para todo lo relativo a deformaciones del hormigón, se recomienda consultar los apartados 28.7 a 28.11 de esta Instrucción.

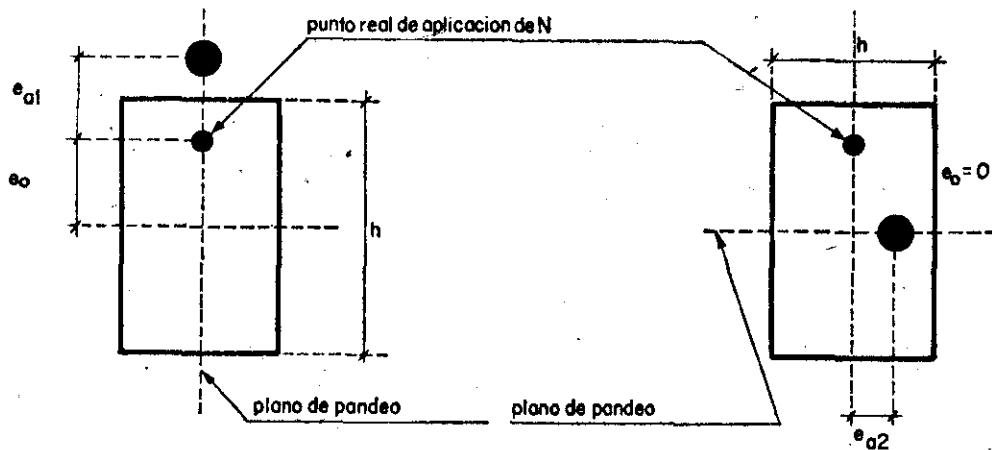


Figura 40.1.

42.2. 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,

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

y en piezas a compresión,

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

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

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

CAPITULO VIII

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Artículo 43. Forjados de edificación.

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

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

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

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

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

La resistencia en vano se determina sobre seis o más piezas enteras después de veinticuatro horas de inmersión en agua. La

pieza se coloca con entrega de un centímetro sobre dos tablonos paralelos y se aplica en el centro del vano, hasta rotura, la carga sobre un tablón de 5 centímetros de anchura. Se obtiene el valor característico de los resultados.

El material de las piezas resistentes debe tener además una resistencia suficiente para colaborar con el hormigón en la forma indicada en el apartado 43.3.c.

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

43.3. Condiciones para los forjados:

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

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

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

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

Espesor de la losa de hormigón $h_0$ cm	Área de la armadura de reparto $A_s$ en cm <sup>2</sup> /m, con acero del tipo			
	AE 22	AE 42	AE 50	AE 60
≤ 4	1,00	0,52	0,44	0,37
6	1,50	0,79	0,66	0,55
8	2,00	1,05	0,88	0,73
10	2,50	1,31	1,10	0,90

c) Los ensayos realizados sobre forjados con piezas resistentes que cumplen las condiciones del apartado 43.2.b indican que los tabiquillos de las piezas directamente adheridas al hormigón siempre pueden considerarse eficaces a compresión y a esfuerzo cortante. En muchos de estos ensayos se comprueba que pueden considerarse también eficaces otras partes de las piezas resistentes, unidas a estos tabiquillos directamente adheridos al hormigón, generalmente cuando tienen forma encajonada, pero no es posible establecer una regla general para definirlos, y por ello, si se desea considerar en el cálculo otras partes de las piezas, además de los tabiquillos directamente adheridos, se requiere en cada caso un estudio experimental.

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

- Si son muros, mediante cadenas de apoyo de hormigón armado, en las que penetran las armaduras superiores e inferiores del forjado y las de reparto.
- Si son vigas de acero laminado en cuya ala inferior apoya el forjado, disponiendo el supradós de éste 3-4 centímetros por encima del ala superior de las vigas, para pasar las armaduras de los apoyos y las de reparto, o, si los forjados apoyan en el ala superior de las vigas, mediante conectores que se hormigonan en las cadenas de apoyo, o mediante otros sistemas eficaces, no bastando la unión confiada al rozamiento.

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

La sollicitación en cada sección de un nervio (o semivigueta) del forjado suele calcularse utilizando hipótesis simplificadas. En el extremo de un nervio la rigidez a torsión de la viga sustentante produce momento flector negativo, difícil de evaluar y variable según la posición del nervio. En general se recomienda no considerar este momento para calcular los momentos flectores positivos del vano, sino admitir la hipótesis de que el extremo tiene un apoyo simple, pudiendo así despre-

ciar en el cálculo de la viga los momentos torsores que se producen en ésta. Tales momentos negativos, sin embargo, pueden existir, especialmente en los nervios cercanos a los pilares, y por ello debe calcularse todo nervio para resistir en su extremo un momento flector negativo no inferior a 1/4 del máximo positivo calculado para el vano.

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

e) La experiencia de los forjados constituidos en los últimos veinte años indica que puede permitirse construir nervios o semiviguetas sin armadura transversal hasta la limitación indicada.

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

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
Tramos simplemente apoyados .....	1/24	1/20	1/18	1/14
Tramos continuos en extremo .....	1/28	1/24	1/20	1/18
Voladizos .....	1/16	1/14	1/12	1/10

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

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

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

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

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

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

Artículo 44. 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 10.5 (valor mínimo de la resistencia del hormigón) y 28.3 (resistencia mínima del hormigón en función de la del acero).

Artículo 45. 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 10.5 (valor mínimo de la resistencia del hormigón) y 28.3 (resistencia mínima del hormigón en función de la del acero) y se llama la atención sobre la limitación  $f_{y,c,d} > 4.200 \text{ kp/cm}^2$  (comentario al apartado 27.2), así como sobre el último párrafo del apartado 28.5, especialmente aplicables al caso de soportes.

## Artículo 46. Piezas en «T».

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

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

Independientemente de la anchura eficaz que resulte, conviene respetar las limitaciones establecidas en el apartado 40.2 de esta Instrucción para prevenir al peligro de pandeo de la cabeza comprimida.

Respecto a la colocación de armaduras, debe tenerse en cuenta el apartado 47.2 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 puedan actuar sobre ella.

46.2. Cálculo a esfuerzo cortante: La comprobación a cortante se realiza de acuerdo con las fórmulas del artículo 35 de esta Instrucción. En las secciones de unión alas-nervio, si el hormigón por sí solo resulta ser insuficiente para soportar el esfuerzo cortante, se dispondrán las oportunas armaduras transversales contando o no con una colaboración del hormigón según los casos (véase comentario 35.2). 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.

## Artículo 47. Piezas de formas especiales.

47.1. Piezas de trazado curvo o poligonal: Debe entenderse como  $A_{11}$  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 47.1.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.

47.2. 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.

47.3. Piezas de canto superior a 60 centímetros: En este tipo de piezas, el hormigón existente por encima de la zona de recubrimiento de la armadura principal se encuentra sometido a esfuerzos complejos cortantes y de tracción. Las tensiones oblicuas resultantes provocan una fisuración que, de no existir armaduras repartidas junto a los paramentos (armaduras de piel) encargadas de repartirla, se concentraría en una fisura única en el alma, de anchura sensiblemente mayor a la máxima admisible.

Para vigas de canto superior a 60 centímetros y no inferior a la mitad de su luz, consúltese el artículo 55 de esta Instrucción.

## Artículo 48. Estructuras reticulares planas.

48.1. 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 48.1). No obstante, debe recordarse lo establecido en el primer párrafo del comentario al apartado 31.1 de esta Instrucción.

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 segundo párrafo del comentario al apartado 30.3 de esta Instrucción.

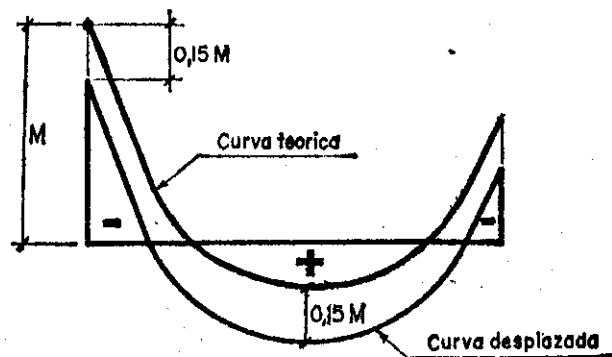


Figura 48.1

48.2. Cálculo simplificado de solicitaciones: Los métodos simplificados de cálculo expuestos en el apartado que se comenta son generalmente aplicables a las estructuras de edificación del 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.

## Artículo 49. Placas sustentadas en dos bordes paralelos.

49.1. Generalidades: Las prescripciones de los apartados 49.2 a 49.4 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 31.1 de esta Instrucción.

49.2. 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.

49.3. 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 obligatorio colocar en esas zonas una armadura transversal.

49.4. Determinación de la anchura eficaz: En el segundo apartado que se comenta resulta aceptable determinar la anchura eficaz  $b_e$  por interpolación parabólica entre los valores



$b_c = b_l$  (carga actuando en el centro de la luz) y  $b_r = b$  (carga actuando en el apoyo). Con este criterio ha sido deducida la expresión que aparece en el articulado.

#### Artículo 50. Placas rectangulares sustentadas en su contorno.

50.1. Generalidades: El caso de placas rectangulares sustentadas en dos bordes paralelos se trata en el artículo 49 de esta Instrucción.

Las prescripciones de los apartados 50.2 a 50.4 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 31.1 de esta Instrucción.

50.2. 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 50.2.

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

50.3. Disposición de armaduras: La longitud de las armaduras principales negativas viene especificada en la figura 50.3. 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.

50.4. 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.

#### Artículo 51. Placas sobre apoyos aislados.

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

Puede aceptarse como malla sensiblemente ortogonal aquella en que algunos de sus soportes estén desplazados respecto a la posición teórica dentro de la malla ortogonal hasta un 10 por 100 de la luz correspondiente.

Las prescripciones de los apartados 51.3 a 51.6 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 31.1 de esta Instrucción.

51.2. 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.

51.3. 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 51.4 del artículo que se comenta.

51.4. 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 51.2b), 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.

51.5. Comprobación de punzonamiento.

51.6. Disposiciones constructivas: 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 51.6.c para cada uno de los distintos tipos de armadura sólo tienen un carácter indicativo del orden de magnitud correspondiente.

#### Artículo 52. Láminas.

52.1. 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.

52.2. 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 VII de esta Instrucción).

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

52.3. 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.

52.4. 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.

#### Artículo 53. Cargas concentradas sobre macizos.

53.1. Esfuerzo longitudinal de compresión: De acuerdo con el apartado que se comenta, en los casos en que  $\beta$  alcance su valor límite  $\gamma_c$  el cálculo se realiza sin introducir más coeficiente de seguridad que  $\gamma_r$ ; es decir, a partir de la carga mayorada y de una resistencia de cálculo  $\gamma_c \cdot f_{ck}$ , que resulta ser la resistencia característica  $f_{ck}$ .

53.2. 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.

#### Artículo 54. Zapatas armadas.

54.1. 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 trapezoidal o triangular, según que la resultante de las fuerzas exteriores pase o no por dentro del núcleo central de la base de la zapata.

La relación  $h/v$ , que debe compararse con el valor  $l$  a efectos de calificación de la zapata como flexible o como rígida, entraña una doble comprobación (ver figura 54.1): según la dirección  $a$  ( $v = v_a$ ) y según la dirección  $b$  ( $v = v_b$ ).

54.2. 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 54.1 del presente artículo.

Es relativamente frecuente que al utilizar las fórmulas de cálculo a flexión del Anejo 7 resulte como armadura necesaria un valor inferior al de cuantía mínima, 0,04  $U_c$ . En tales casos, conviene tener presente lo establecido en el apartado 34.1, que permite tomar como cuantía mínima el valor  $4/3 A_s$ , el cual es operante cuando las dimensiones de las secciones de hormigón exceden abiertamente a las estrictamente necesarias por condiciones de resistencia.

Conviene, por último, efectuar la comprobación de adherencia de las armaduras en la sección AA (figura 54.2.a) y en todas aquellas secciones donde cambie bruscamente el canto de la zapata (caso de zapatas de paramento escalonado).

54.3. 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.

#### Artículo 55. Vigas de gran canto.

55.1. 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 60 centímetros, pero inferior a la mitad de su luz, consúltese el apartado 47.3 de esta Instrucción.

55.2. 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:

$$b \geq \frac{\lambda^2 \cdot q_d \cdot l}{f_{cd} \cdot h} \quad \text{con} \quad \lambda = \frac{l}{16 \sqrt{2} \cdot b}$$

Esta limitación no es necesaria si por disposición constructiva el arriostamiento 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.

55.3. Cálculo de los esfuerzos longitudinales: Los esfuerzos debidos a deformaciones impuestas podrán estimarse aproxi-

madamente según las bases de la teoría de las piezas lineales, introduciendo en los cálculos las rigideces reales de las vigas de gran canto en el estado sin fisurar.

55.4. Armaduras longitudinales principales.

55.5. Armaduras de alma.

Con el fin de limitar la importancia de la fisuración (que podría resultar de un gran alargamiento del acero) se da generalmente a estos estribos secciones superabundantes. Por otra parte, estos estribos deben envolver, sin discontinuidad, a las barras de la armadura principal inferior y ser prolongados, con toda su sección, en toda la altura de la viga de gran canto (o en una longitud igual a la luz, si esta última es inferior al canto total). En la proximidad inmediata de los apoyos, la longitud de estos estribos puede reducirse ligeramente.

55.6. Dimensionado de las zonas de apoyo.

55.7. Cargas concentradas en la vertical de los apoyos.

#### Artículo 56. 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 sollicitaciones 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 28.5 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.

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

### CAPITULO IX

#### CONTROL DE MATERIALES

##### Artículo 57. Control de calidad.

##### Artículo 58. Control de los componentes del hormigón.

58.1. Cemento.

Las comprobaciones prescritas en el articulado tienen un doble carácter:

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

58.2. Agua de amasado.

58.3. Áridos.

##### Artículo 59. Control de la calidad del hormigón.

##### Artículo 60. Control de consistencia del hormigón.

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

##### Artículo 61. Control de la resistencia del hormigón.

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.	En obra.	ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS (métodos muy diversos)
Conservación de probetas .....	En cámara húmeda.	En agua o cámara húmeda.	En agua o cámara húmeda.		En condiciones análogas a las de la obra.	
Tipo de probetas ...	Cilíndricas, 15×30.	Cilíndricas, 15×30.	Cilíndricas, 15×30.	Cilíndricas o cúbicas, de dimensiones función del tamaño del árido.	Cilíndricas, 15×30.	
Edad de las probetas .....	Veintiocho días.	Veintiocho días.	Veintiocho días.	Variable		
Número mínimo de probetas .....	4 × 3 = 12	6 × 3 = 18	Ver artículo 64.	A establecer		
Obligatoriedad .....	No siempre preceptivos.	Preceptivos, salvo excepción expresa.	Siempre preceptivos, salvo control reducido.	No preceptivos, salvo excepción.		
Observaciones .....	Están destinados a establecer la dosificación inicial de obra.	Están destinados a sancionar la dosificación definitiva y los medios de obra.	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.		

**Artículo 62. Ensayos previos.**

Si bien en este artículo se contemplan los ensayos previos desde el punto de vista resistente, en realidad, bajo este epígrafe tienen cabida todos los ensayos que deben realizarse antes de comenzar el hormigonado para garantizar la aptitud de los materiales para amasar con ellos el hormigón previsto.

Garantizada la aptitud de los componentes del hormigón, el establecimiento de la dosificación a emplear comprenderá, en la mayoría de los casos, el estudio de la granulometría de los áridos, relación agua-cemento, estudio de la consistencia y de la resistencia y, eventualmente, cantidad de aditivos.

Desde el punto de vista del control de la resistencia, la medida de la consistencia tiene gran importancia, pues las alteraciones en la relación agua-cemento que pueda producirse en la obra, de gran repercusión en la resistencia, serán detectadas inmediatamente en tal ensayo, por otro lado de fácil realización en la obra.

Desde el punto de vista de la resistencia, objeto del artículo que se comenta, los ensayos previos, tal como se definen en el articulado, suministran datos para estimar la resistencia media del hormigón de la obra, la cual debe coincidir con el fabricado en el laboratorio, pero, como es lógico, no pueden aportar más información sobre la función de distribución del hormigón de la obra. Esta falta de información debe subsanarse, en esta fase, mediante la intrducción de hipótesis, sancionadas por la experiencia, que permiten tomar la decisión de aceptar la dosificación en cuestión o modificarla.

Así se puede aceptar la normalidad de su distribución y, en función de las condiciones previstas para la ejecución, establecer valores del coeficiente de variación.

Establecida de esta manera la función de distribución, el cuantil del 5 por 100 queda fijado por:

$$f_{cm} (1 - 1,64\delta)$$

debiendo ser:

$$f_{ck} \leq f_{cm} (1 - 1,64\delta)$$

La expresión anterior justifica plenamente el contenido del articulado, en que se pide que la resistencia media de laboratorio supere el valor exigido en el proyecto  $f_{ck}$  con margen suficiente. Una razonable estimación en el valor del coeficiente de dispersión permitirá cuantificar adecuadamente la diferencia entre ambos parámetros.

A título puramente informativo, 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 $f_{cm}$ necesaria en laboratorio
Medias .....	$f_{cm} = 1,50 f_{ck} + 20 \text{ kp/cm}^2$
Buenas .....	$f_{cm} = 1,35 f_{ck} + 15 \text{ kp/cm}^2$
Muy buenas .....	$f_{cm} = 1,20 f_{ck} + 10 \text{ kp/cm}^2$

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 calidad del agua vertida en la hormigonera, siempre que varíe notoriamente la humedad de los áridos. Vigilancia a pie de obra con 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. 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 es muy importante para la buena marcha posterior de los trabajos, por lo que conviene que los resultados los

conozca el Director de la Obra. En particular, la confección de mayor número de probetas con rotura a tres, siete y noventa días permitirá tener un conocimiento de la curva de endurecimiento del hormigón que puede resultar muy útil, tanto para tener información de partes concretas de la obra antes de veintiocho días como para prever el comportamiento del hormigón a mayores edades.

#### Artículo 63. Ensayos característicos.

Estos ensayos son de la mayor importancia, teniendo por objeto garantizar, antes del proceso de hormigonado, la idoneidad de la dosificación a utilizar y del proceso de fabricación a emplear para conseguir hormigones de la resistencia prevista en el proyecto.

Como puede comprobarse, el test de aceptación es análogo al que se empleará en los ensayos de control a nivel superior, empleándose tres probetas para definir la resistencia de cada amasada. Esta prescripción tiene por objeto eliminar la posibilidad de un rechazo de dosificación o proceso de fabricación como consecuencia de un error en la medida de la resistencia de un sola probeta, como consecuencia de deficiente ejecución, conservación, transporte o del mismo proceso de rotura. Se entiende que el valor medio de una serie de tres probetas representa, con más propiedad que un solo valor, la calidad de la amasada, compensando, en parte, las desviaciones introducidas al confeccionar las probetas.

El mayor costo del ensayo queda compensado por la repercusión económica del mismo sobre el costo de la obra.

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 o en cámara húmeda, 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 cuanto 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.

#### Artículo 64. Ensayos de control.

##### 64.1. Generalidades.

64.2. Ensayos de control a nivel reducido: Este nivel de control es de aplicación, fundamentalmente, a obras de escasa importancia, en las que no siendo fácil recurrir a laboratorios especializados, no es excesivamente gravoso incrementar la dosificación de cemento para garantizar, por métodos indirectos, el valor de la resistencia de proyecto del hormigón.

Presupone un valor bajo en la resistencia a alcanzar; una dosificación alta y contrastada, capaz de suministrar una resistencia mucho mayor de la exigida y una vigilancia continuada por parte de la Dirección de la Obra que garantice lo correcto de la dosificación, el amasado y la puesta en obra, llevando un sistemático registro de su consistencia.

64.3. Ensayos de control a nivel normal: Se consideran en este nivel los casos frecuentes en que la toma de probetas de partes de la obra no responde a criterios sistemáticos en su número ni en su frecuencia. Es posible, por tanto, que puedan introducirse errores de fabricación de trascendencia en la resistencia y no fácil, ni inmediatamente detectables. Por ello se establece la doble limitación de que este nivel sea aplicable sólo a obras en que se exija una resistencia de proyecto moderada ( $f_{ck} \leq 250$  kpc/cm<sup>2</sup>) y se haya adoptado de acuerdo con el artículo 24 de esta Instrucción el coeficiente  $\gamma_c \geq 1,5$ .

El test de aceptación aquí formalizado se basa exclusivamente en la propia muestra, ignorando la historia anterior del control. Presupone la normalidad de la población, si bien sus curvas de selectividad son muy parecidas a las que resultarían de haber considerado, en una distribución más general, con el porcentaje defectuoso previsto en el artículo 14, un test análogo, consistente en estimar el valor característico por el resultado más bajo obtenido en una muestra de extensión  $N$ . En este último caso sería  $N_K = 1$ , valor que se alcanza en el adoptado exactamente para  $N = 14$ , pero al que se aproxima ya desde valores de  $N$  próximos a 6.

Conforme se ha indicado, el test básico presupone la normalidad de la población. Su utilización implica realizar una estimación de su coeficiente de variación, lo cual sólo sería

posible a partir de los valores muestrales. Tal estimación, especialmente para  $N \leq 6$ , sería de escasa fiabilidad. Se ha preferido realizar una hipótesis adicional, consistente en asignar a priori un coeficiente de variación determinado, de acuerdo con el proceso de fabricación, y, por tanto, en función de tal proceso definir  $K_N$ . Como puede verse, las diferencias entre los valores de  $K$  en ambas columnas son insignificantes a partir de  $N > 6$  y difieren ligeramente en el intervalo de valores de  $N$  para los que la estimación de su coeficiente de variación tendría muy poca garantía.

Conviene, por último, resaltar el hecho de que el test en cuestión considera como unidad de producto la amasada en el sentido empleado en el Control de Calidad, es decir, como la menor cantidad de producto-hormigón fabricado en las mismas condiciones. En consecuencia, si de una amasada se extraen  $n$  probetas, se dispondrá de gran información sobre la misma, pero no habrá aumentado el conocimiento sobre las restantes amasadas. Por lo tanto, se introduce el concepto de resistencia de una amasada, como el valor medio de las determinaciones de resistencia realizadas sobre  $n$  probetas tomadas de ella, y a partir de tales valores medios se plantea el test. Es obvio que a medida que  $n$  sea mayor, mayor será la garantía de la determinación correspondiente, al eliminarse las desviaciones en más y en menos, fruto de la elaboración de las probetas; como contrapartida, también será mayor el coste del ensayo. En este sentido, la Instrucción permite que sea el libre acuerdo entre las partes interesadas quien fije el valor de  $n$ , admitiendo que llegue a ser  $n = 2$ .

64.4. Ensayos de control a nivel intenso: Se basa el control a nivel intenso como el nivel normal de determinaciones de resistencia de diversas amasadas, siéndole de aplicación lo comentado al respecto en el artículo anterior.

Se presupone la normalidad de la población, si bien, por tomar en consideración exclusivamente la mitad de los valores obtenidos, no se penalizan las desviaciones en más a partir del valor  $x_m + 1$ .

Con la limitación establecida  $f_{est} < K_N \cdot x_1$  se quiere eludir los posibles casos de polémica en que por una desviación en más del valor  $x_m$  pudiera resultar un ensayo aceptable, con el criterio establecido en el nivel normal y rechazable en éste.

Por último, el juego de decisiones sobre el número de determinaciones a realizar, es decir, sobre la información general a conseguir, pretende conseguir una información de extensión aceptable al comienzo de la obra y siempre que esté en entredicho la calidad del hormigón que anteriormente se haya puesto en obra, mientras que permite reducir el número de probetas en los casos que la fabricación se estabiliza alrededor de calidades aceptables.

64.5. Decisiones derivadas del control cuando  $f_{est} < f_{ck}$ .

#### Artículo 65. 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 actúan 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.

En cualquier caso, la precaución de realizar ensayos no destructivos sobre probetas de la obra en las fases de los

ensayos previos, característicos o de control permite establecer las correlaciones oportunas entre los valores dados por los ensayos destructivos y los no destructivos, que, en caso de tener que recurrir a los ensayos de información, pueden constituir un depósito de conocimientos de valor inapreciable, especialmente al permitir, en cualquier momento, extender el campo de observación más allá de los elementos concretos de los que se hayan extraído las probetas.

**Artículo 66. Control de la calidad del acero.**

- 66.1. Generalidades.
- 66.2. Control a nivel reducido.
- 66.3. Control a nivel normal.
- 66.4. Control a nivel intenso.
- 66.5. Ensayo de aptitud al soldo en obra.

**CAPITULO X**

**CONTROL DE EJECUCIÓN**

**Artículo 67. Control de la ejecución.**

67.1. Generalidades: Es evidente que un hormigón que a la salida de hormigonera cumpla todas las especificaciones de calidad puede ver disminuidas las mismas si su transporte, colocación y curado no son correctos. Lo mismo puede decirse respecto al corte, doblado y colocación de barras. Por último, aun realizadas las operaciones anteriores con todo cuidado, es preciso comprobar las luces y dimensionés de los elementos en que se han de colocar para poder garantizar que la calidad de la obra terminada es la exigida en el proyecto.

Básicamente, el control de la ejecución está confiado a la inspección visual de las personas que lo ejercen, por lo que su buen sentido, conocimientos técnicos y experiencia práctica son fundamentales para lograr el nivel de calidad previsto. No obstante lo anterior, es preciso sistematizar tales operaciones de control para conseguir una eficacia elevada en el mismo, pues no siempre los defectos que puedan presentarse se detectarán, como no se haya considerado previamente la posibilidad de su presencia.

En este sentido la Instrucción establece tres niveles, en correspondencia con el coeficiente de mayoración de las solicitudes, que se pondrán en práctica estableciendo una sistemática de control más o menos intensa y continuada. A título orientativo, se incluye la tabla 67.1, en que se detallan las principales operaciones que deben controlarse, en correspondencia con esta Instrucción y con el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

**TABLA 67.1**

Operaciones objeto de control durante la ejecución

En las operaciones que proceda se efectuará el control dimensional.

Fase de control de ejecución	Operaciones que se controlan
<b>PREVIO AL HORMIGONADO</b>	Revisión de planos de proyecto y planos de obra.
	Comprobación, si es necesaria, de hormigoneras, vibradores, maquinaria de transporte, etcétera.
	Replanteo.
	Andamiajes y cimbras.
	Encofrados.
	Doblado de armaduras.
	Colocación de armaduras.
	Transporte del hormigón.
	Previsión de juntas.
	Previsión de hormigonado en tiempo frío.
Previsión de hormigonado en tiempo caluroso.	
Previsión de hormigonado bajo lluvia.	
<b>DURANTE EL HORMIGONADO</b>	Colocación del hormigón.
	Compactación del hormigón.
	Juntas.
	Hormigonado en tiempo frío.
	Hormigonado en tiempo caluroso.
Hormigonado bajo lluvia.	

Fase de control de ejecución	Operaciones que se controlan
<b>POSTERIOR AL HORMIGONADO</b>	Curado. Desencofrado y descimbramiento. Previsión de acciones mecánicas durante la ejecución. Reparación de defectos superficiales.

- 67.2. Control de ejecución a nivel reducido.
- 67.3. Control de ejecución a nivel normal.
- 67.4. Control de ejecución a nivel intenso.

**Artículo 68. Pruebas de la obra.**

68.1. Generalidades: Los ensayos sobre probetas, cualquiera que sea la cualidad del hormigón que con ellos se pretenda 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.

En general es recomendable que la realización e interpretación de las pruebas de carga se encomienden a un centro especializado.

68.2. 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 artículo 64 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.

68.3. Forma de realizar las pruebas de carga: Para definir el momento en que pueden realizarse las pruebas, se recurrirá a ensayos de información (véase artículo 65 de esta Instrucción) con objeto de comprobar que la resistencia del hormigón en el momento elegido no es inferior a la del 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.

68.4. 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.

PARTE II

Anejos

ANEJO 1

Notación

Acordes con el movimiento internacional existente en favor de una normalización de notaciones para hormigón, se presentan en los apartados 1, 2, 3, 4, 5 y 6 de este anejo los criterios y sistemas aprobados por el Comité Europeo del Hormigón.

En el apartado 7 se fijan las notaciones utilizadas en la presente Instrucción basadas en los indicados criterios.

1. Construcción de símbolos.

La selección de un símbolo para representar un término o cantidad dados se efectuará de acuerdo con las siguientes reglas:

a) La letra principal o letra guía del símbolo se escogerá de las tablas 2, 3, 4 ó 5, que están basadas en la consideración de dimensiones y empleo que figuran en la tabla 1.

b) Se añadirá una prima (') significando compresión a aquellos símbolos expresivos de cantidades geométricas cuando resulte necesario.

c) Existe libertad para emplear subíndices descriptivos. Cuando se utilicen otros diferentes de los que aparecen en las tablas 6, 7 y 8, deberá darse una definición clara de los mismos (\*). d) Cuando no exista peligro de confusión, pueden omitirse algunos subíndices o todos.

e) Si se desea, pueden emplearse cifras como subíndices.

f) Las tensiones calculadas se afectarán de un signo + para la tracción y - para la compresión.

Para evitar confusiones, no deben usarse ciertas letras de los alfabetos griego o romano, salvo en circunstancias especiales por las razones siguientes:

- Se admite que puede existir confusión entre 1 (número) y l (letra) en ciertas maquinas de escribir, por lo que se acuerda que en tales casos debe emplearse la L mayúscula en lugar de la l minúscula.
- La letra romana O mayúscula y minúscula no debe emplearse como símbolo principal, debido a la posibilidad de confusión. Puede emplearse la o minúscula como subíndice, con el mismo significado que 0 (cifra cero).
- No deben emplearse las minúsculas griegas iota (i), capta (κ), ómicron (o), úpsilon (u) y ji (j) debido a la posibilidad de confusión con diversas letras del alfabeto romano. Por otra parte, debe cuidarse la grafía de las minúsculas griegas eta (η) y omega (ω) para evitar posibles confusiones con las minúsculas romanas ene (n) y doble uve (w).

2. Tablas de notaciones.

Tabla 1. Guía para la construcción de símbolos

Tipo de letra	Dimensiones	Empleo
Mayúsculas romanas,	Fuerza, fuerza por longitud, área elevada a una potencia, temperatura.	1. Momentos, esfuerzos cortantes, esfuerzos axiles, cargas concentradas, cargas totales. 2. Areas; momentos de área de primero o segundo orden. 3. Módulos de elasticidad (excepción a las dimensiones). 4. Temperatura.

(\*) Cuando resulte necesario para evitar confusiones, se recomienda emplear una coma separando distintos subíndices.

Tipo de letra	Dimensiones	Empleo
Minúsculas romanas,	Longitud, longitud multiplicada por el tiempo elevado a una potencia, fuerza por unidad de longitud o de área. (Lo anterior no se refiere al caso en que se emplean como subíndices.)	1. Momentos, cortantes y axiles unitarios. 2. Dimensiones lineales (longitud, anchura, espesor, etcétera). 3. Resistencias o tensiones (*). 4. Velocidad, aceleración; frecuencia. 5: Subíndices.
Mayúsculas griegas		Reservadas para matemáticas
Minúsculas griegas.	Sin dimensión.	1. Coeficientes y factores adimensionales. 2. Deformaciones. 3. Angulos. 4. Peso específico (coeficiente de dos densidades). 5. Tensiones* (excepción a las dimensiones).

(\*) Algunos países utilizan minúsculas romanas para tensiones, pero se recomiendan las minúsculas griegas.

NOTA: Los conceptos no incluidos deben asimilarse al más próximo de los que figuran en la tabla.

Tabla 2. Mayúsculas romanas

Letra	Significado.
A	área
B	
C	momento de inercia a torsión
D	
E	módulo de elasticidad (1)
F	acción en general; carga concentrada (2)
G	carga permanente; módulo de elasticidad transversal
H	
I	momento de inercia
J	
K	
L	cualquier coeficiente con dimensiones (3)
M	momento flector
N	esfuerzo normal
O	(no debe utilizarse)
P	fuerza de pretensado
Q	carga variable
R	
S	momento de primer orden de un área; sollicitación (2) (M, N, V, T); carga de nieve
T	momento torsor; temperatura
U	capacidad mecánica
V	esfuerzo cortante; volumen
W	carga de viento
X	reacción o fuerza en general, paralela al eje x
Y	reacción o fuerza en general, paralela al eje y
Z	reacción o fuerza en general, paralela al eje z

(1) Cuando la claridad lo exija, debe emplearse un subíndice (por ejemplo, E<sub>1</sub> para designar el módulo de elasticidad al origen).

(2) Se emplea como símbolo principal, con los subíndices de la tabla 7.

(3) Puede emplearse como «luz; longitud de un elemento» en lugar l (véase «construcción de símbolos»).

Tabla 3. Minúsculas romanas

Letra	Significado
a	flecha; distancia; aceleración
b	anchura
c	recubrimiento de hormigón
d	canto útil, diámetro (ver también h y tabla 5)
e	excentricidad (ver también tabla 5)
f	resistencia
g	carga permanente repartida; aceleración debida a la gravedad
h	canto total o diámetro de una sección; espesor
i	radio de giro
j	número de días
k	cualquier coeficiente con dimensiones
l	luz; longitud de elemento (1)
m	momento flector por unidad de longitud o de anchura
n	esfuerzo normal por unidad de longitud o de anchura; coeficiente de equivalencia ( $n = \frac{E_s}{E_c}$ ; excepción a las dimensiones) no debe utilizarse
o	no debe utilizarse
p	no debe utilizarse
q	carga variable repartida
r	radio
s	espaciamiento; desviación típica; carga repartida de nieve
t	tiempo; momento torsor por unidad de longitud o de anchura
u	perímetro
v	velocidad; esfuerzo cortante por unidad de longitud o de anchura
w	carga repartida de viento; anchura de fisura
x	coordenada; profundidad de la fibra neutra
y	coordenada; profundidad del diagrama rectangular de compresiones
z	coordenada; brazo de palanca

(1) Puede sustituirse por L cuando exista riesgo de confusión entre l (número) y l (letra).

Tabla 4. Minúsculas griegas

Letra	Símbolo	Significado
Alfa	$\alpha$	ángulo; coeficiente adimensional
Beta	$\beta$	ángulo; coeficiente adimensional
Gamma	$\gamma$	peso específico; deformación de cortante (angular); coeficiente de seguridad ( $\gamma_m$ para materiales y $\gamma$ para fuerzas, acciones y sollicitaciones)
Delta	$\delta$	coeficiente adimensional; coeficiente de variación
Epsilon	$\epsilon$	deformación
Zeta	$\zeta$	coeficiente adimensional
Eta	$\eta$	coeficiente reductor de esfuerzo cortante
Theta	$\theta$	rotación
Iota	$\iota$	(no debe utilizarse)
Kappa	$\kappa$	(no debe utilizarse)
Lamda	$\lambda$	esbeltez; coeficiente adimensional
Mu	$\mu$	coeficiente de rozamiento; momento flector relativo
Nu	$\nu$	coeficiente de Poisson; esfuerzo normal relativo
Xi	$\xi$	coeficiente adimensional
Omicron	$\omicron$	(no debe utilizarse)
Pi	$\pi$	(empleo en matemática exclusivamente)
Rho	$\rho$	cuantía geométrica
Sigma	$\sigma$	tensión normal
Tau	$\tau$	tensión cortante
Upsilon	$\upsilon$	(no debe utilizarse)

Letra	Símbolo	Significado
Phi	$\varphi$	coeficiente de fluencia; coeficiente adimensional
Ji	$\chi$	(no debe utilizarse)
Psi	$\psi$	coeficiente adimensional
Omega	$\omega$	cuantía mecánica

Tabla 5. Símbolos matemáticos y especiales

Símbolo	Significado
$\Sigma$	suma
$\Delta$	diferencia; incremento
$\emptyset$	diámetro de barra
$\sigma$	compresión (sólo se utiliza para símbolos expresivos de cantidades geométricas)
e	base de los logaritmos neperianos
$\pi$	3,1415...
n	número

Tabla 6. Subíndices generales

(basados normalmente en la lengua inglesa)

Letra	Significado
a	asiento de apoyo; adicional
b	adherencia; barra; vig
c	hormigón; compresión; columna
d	cálculo (diseño) (1)
e	elástico; eficaz
f	fuerzas y otras acciones; flexión; ala de viga en T; rozamiento
g	carga permanente
h	horizontal; gancho
i	inicial
j	número de días
k	característico (2)
l	longitudinal
m	valor medio; materiales
n	número cero (ver abajo)
p	pretensado
q	carga variable
r	fisuración
s	acero; nieve; losa
t	tensión (3); torsión (3); transversal
u	último (estado límite)
v	cortante; vertical
w	viento; alambre; alma (de una viga); pared
x	coordenada lineal
y	coordenada lineal; escalón de cedencia
z	coordenada lineal
0, 1, 2, ..., $\infty$	valores particulares de cantidades
$\infty$	valor convencional asintótico

NOTA: Las palabras «en negrita» corresponden a acuerdos internacionales. Deben respetarse y otorgárseles preferencia sobre otras posibilidades.

(1) Los valores de cálculo cubren diversas incertidumbres y se obtienen multiplicando o dividiendo los valores característicos por coeficientes apropiados ( $\gamma_f$  para las acciones y sollicitaciones, y  $\gamma_m$  para los materiales).

(2) Los valores característicos de las cargas y resistencias a los que se refieren las normas corresponden a una probabilidad prefijada de quedar por encima o por debajo de los valores prescritos.

(3) Cuando pueda resultar confuso el significado, se usarán los subíndices  $t_n$  y  $t_r$ .

Tabla 7. Subíndices-para cargas y otras acciones  
(Basados normalmente en la lengua inglesa)

Letra	Significado
g	carga permanente (tabla 6)
q	sobrecarga (tabla 6)
s	nieve (tabla 6)
w	viento (tabla 6)
ep	empuje del terreno.
eq	acción sísmica
ex	explosión
im	impacto
lp	empuje de líquidos
a	asiento de apoyo (tabla 6)
p	pretensado (tabla 6)
cc	fluencia del hormigón
cs	retracción del hormigón
te	temperatura

Nota.—Cuando quepa confusión, puede colocarse un trozo horizontal sobre los subíndices dobles.

Tabla 8. Subíndices formados por abreviaturas  
(Palabras de raíz latina)

Abreviatura	Significado
adm	admisible
cal	calculado
crit	crítico
est	estimado
exc	excepcional
ext	externo
inf	inferior
int	interior
lat	lateral
lim	límite
max	máximo
min	mínimo
nec	necesaria
nom	nominal
obs	observado
ser	estado de servicio
sup	superior
tot	total
var	variable

3. Criterio de máxima sencillez.

En general, debe preferirse la sencillez a la precisión exhaustiva. En particular, y siempre que sea posible, deben evitarse los índices múltiples.

Con este espíritu, en el apartado 7 se da una lista de los símbolos más frecuentemente utilizados en esta Instrucción. Los símbolos muy particulares se definen en el texto cuando aparecen; no hay necesidad, por lo tanto, de recordarlos, ya que todos ellos son el resultado de una simple elección entre varias posibilidades.

4. Notación para los estados límites.

Para un determinado estado límite (subíndice *u* para los estados límites últimos; subíndice *ser* para los de servicio) pueden considerarse diversos valores según que el cálculo se realice sobre la base de las resistencias de cálculo de los materiales, de sus resistencias características, de sus resistencias medias, etcétera, o de los resultados obtenidos en ensayos experimentales.

Normalmente, estos valores deberán ser distinguidos por una notación apropiada. Por ejemplo, para el estado límite último:

$M_{ult}$  : Momento último de cálculo (correspondiente a las resistencias de cálculo de los materiales).

$M_{uk}$  : Momento último característico (correspondiente a las resistencias características de los materiales).

$M_{u,obs}$  : Momento último observado (durante el ensayo).

Cuando no haya riesgo de confusión puede suprimirse el segundo índice.

Así se ha hecho en el texto de la Instrucción, en la que el subíndice *u* (valor último) se ha utilizado siempre en el sentido de «valor último de cálculo».

5. Criterio complementario para el cálculo en flexión-compresión.

Frecuentemente, en una sección sometida a flexión simple o compuesta, es necesario distinguir:

- La fibra más comprimida, o la menos traccionada, bajo la acción de las cargas variables;
- La fibra más traccionada, o la menos comprimida, bajo la acción de las cargas variables.

En estos casos podrá utilizarse el subíndice 1 para una de las dos, y el subíndice 2 para la otra, debiendo precisarse en el texto cuál es el elegido para cada una de ellas (ver figura 1).

Comentario: Según el apartado 1 deberían utilizarse los subíndices «sup» e «inf». Pero este criterio «topológico» de notación, normalmente útil, no conviene siempre, y, a veces, es preferible recurrir a un criterio «mecánico». El último criterio «mecánico» del apartado 1 es el apóstrofo ('), que sirve únicamente para designar los símbolos que representan valores geométricos en la zona de compresión. Este criterio, suficiente para los casos más sencillos, no es conveniente en los siguientes:

- cuando las dos fibras extremas de la sección están comprimidas.
- cuando se trata de tensiones o deformaciones.

Es preferible entonces el criterio que utilizan los subíndices 1 y 2. En la Instrucción se ha utilizado como indica la figura 1, es decir, el 1 para la fibra en tracción o menos comprimida, y el 2 para la fibra en compresión o más comprimida.

6. Ejemplos.

Las figuras 2 y 3 ilustran algunos ejemplos de aplicación de las notaciones.

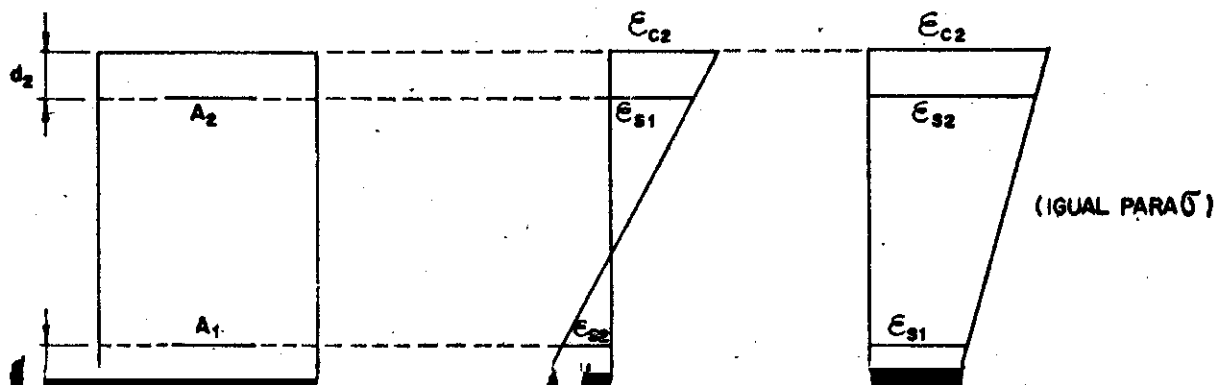


Figura 1

**SECCION RECTANGULAR**

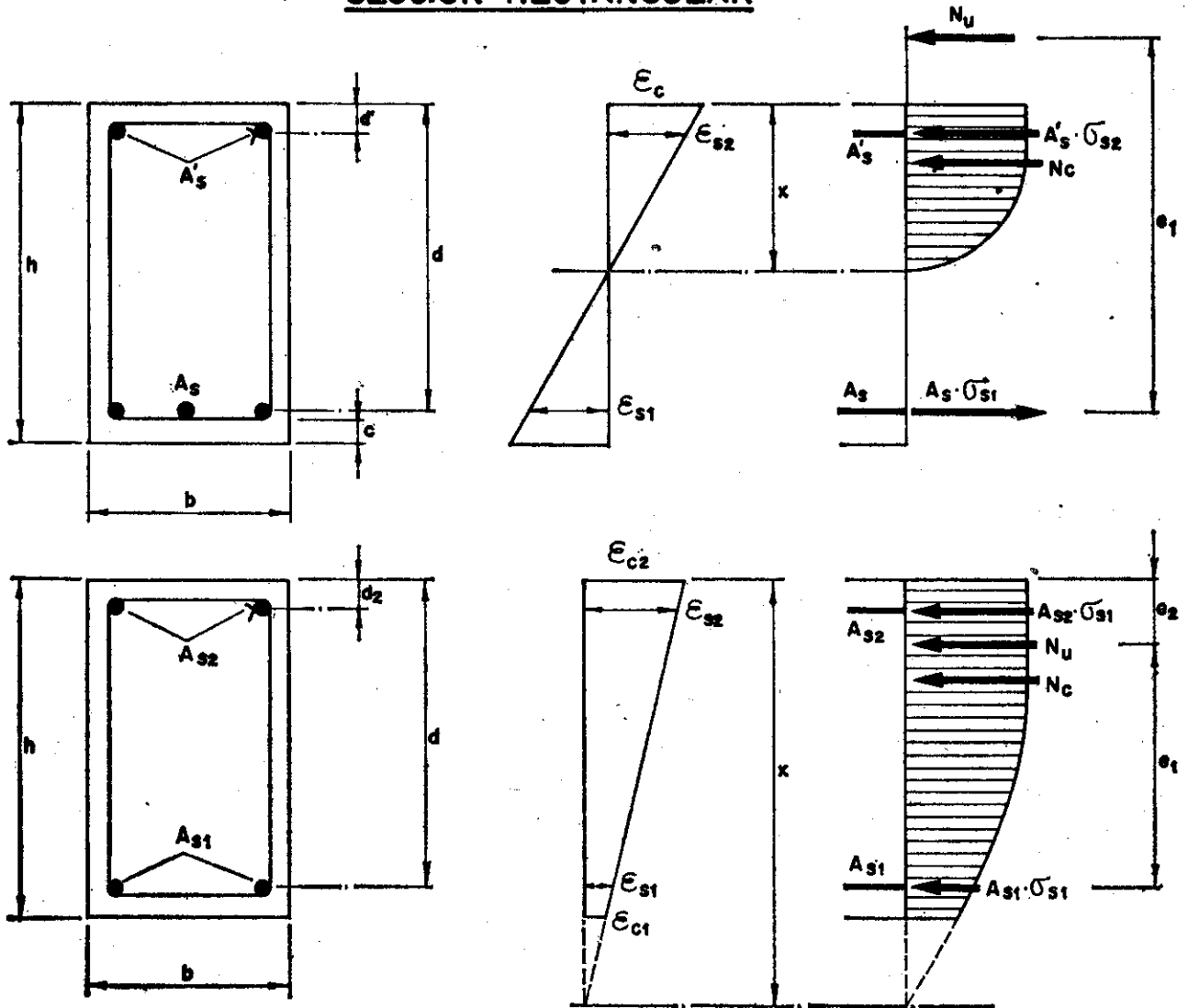


Figura 2

**VIGA DE SECCION EN T**

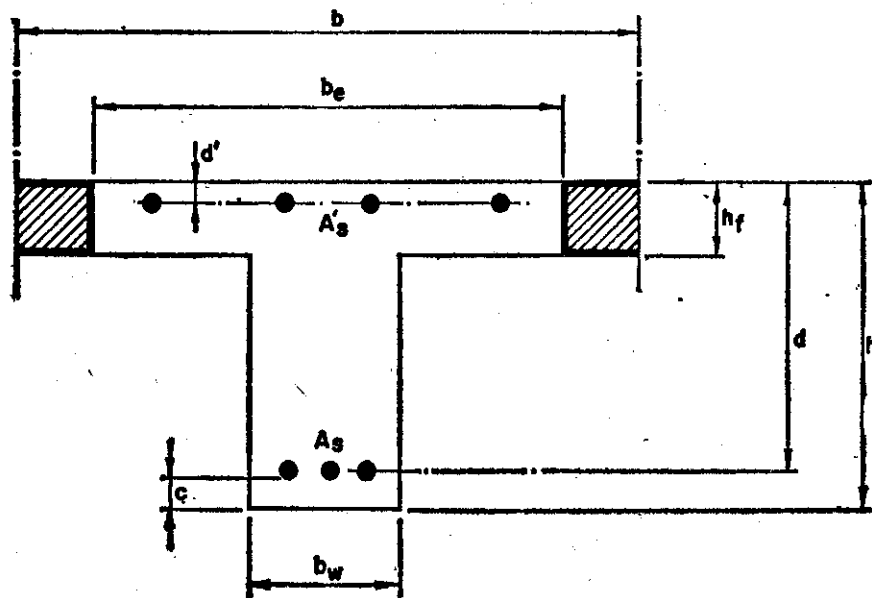


Figura 3



7. Símbolos más frecuentemente utilizados en la Instrucción.

Mayúsculas romanas

- A = Área.
- A<sub>o</sub> = Área de la sección del hormigón.
- A<sub>e</sub> = Área efectiva.
- A<sub>s</sub> = Área de la sección de la armadura en tracción (simplificación: A).
- A<sub>c</sub> = Área de la sección de la armadura en compresión (simplificación: A').
- A<sub>s1</sub> = Área de la sección de la armadura en tracción, o menos comprimida (simplificación: A<sub>1</sub>).
- A<sub>s2</sub> = Área de la sección de la armadura en compresión o más comprimida (simplificación: A<sub>2</sub>).
- A<sub>st</sub> = Área de la sección de la armadura transversal (simplificación: A<sub>t</sub>).
- C = Momento de inercia de torsión.
- E = Módulo de deformación.
- E<sub>c</sub> = Módulo de deformación del hormigón.
- E<sub>s</sub> = Módulo de elasticidad del acero.
- F = Acción.
- F<sub>d</sub> = Valor de cálculo de una acción.
- F<sub>ed</sub> = Valor de la acción sísmica.
- F<sub>k</sub> = Valor característico de una acción.
- F<sub>in</sub> = Valor medio de una acción.
- G = Carga permanente. Otro significado: Módulo de elasticidad transversal.
- G<sub>k</sub> = Valor característico de la carga permanente.
- I = Momento de inercia.
- K = Cualquier coeficiente con dimensiones.
- M = Momento flector.
- M<sub>d</sub> = Momento flector de cálculo.
- M<sub>r</sub> = Momento de fisuración del hormigón en flexión.
- M<sub>u</sub> = Momento flector último.
- N = Esfuerzo normal.
- N<sub>d</sub> = Esfuerzo normal de cálculo.
- N<sub>u</sub> = Esfuerzo normal último.
- P = Fuerza de pretensado.
- Q = Carga variable.
- Q<sub>k</sub> = Valor característico de Q.
- S = Solicitación. Otro significado: Momento de primer orden de un área.
- S<sub>d</sub> = Valor de cálculo de la sollicitación.
- T = Momento torsor. Otro significado: Temperatura.
- T<sub>d</sub> = Momento torsor de cálculo.
- T<sub>u</sub> = Momento torsor último.
- U<sub>o</sub> = Capacidad mecánica del hormigón.
- U<sub>s</sub> = Capacidad mecánica del acero (simplificación: U).
- V = Esfuerzo cortante.
- V<sub>ed</sub> = Contribución del hormigón a esfuerzo cortante en el estado límite último.
- V<sub>d</sub> = Esfuerzo cortante de cálculo.
- V<sub>ed</sub> = Contribución del acero a esfuerzo cortante en el estado límite último.
- V<sub>u</sub> = Esfuerzo cortante último (V<sub>u</sub> = V<sub>ed</sub> + V<sub>st</sub>).
- W = Carga de viento. Otro significado: Módulo resistente.
- X = Reacción o fuerza en general, paralela al eje x.
- Y = Reacción o fuerza en general, paralela al eje y.
- Z = Reacción o fuerza en general, paralela al eje z.

Minúsculas romanas

- a = Distancia. Otro significado: Flecha.
- b = Anchura; anchura de una sección rectangular.
- b<sub>o</sub> = Anchura eficaz de la cabeza de una sección en T.
- b<sub>ov</sub> = Anchura del alma o nervio de una sección en T.
- c = Recubrimiento.
- d = Altura útil. Otro significado: Diámetro.
- d' = Distancia de la fibra más comprimida del hormigón al centro de gravedad de la armadura de compresión (d' = d<sub>3</sub>).
- e = Excentricidad.
- f = Resistencia.
- f<sub>c</sub> = Resistencia del hormigón a compresión.
- f<sub>cd</sub> = Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.
- f<sub>ed</sub> = Resistencia del hormigón a compresión, a los j días de edad.
- f<sub>ck</sub> = Resistencia característica del hormigón a compresión.
- f<sub>est</sub> = Resistencia característica estimada.
- f<sub>cm</sub> = Resistencia media del hormigón a compresión.
- f<sub>ct</sub> = Resistencia del hormigón a tracción.
- f<sub>ov</sub> = Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.

- f<sub>y</sub> = Límite elástico aparente de un acero natural. Límite elástico convencional, a 0,2 por 100, de un acero deformado en frío. A este último también se le llama f<sub>0,2</sub>.
- f<sub>0,2</sub> = Límite elástico convencional, a 0,2 por 100, de un acero deformado en frío.
- f<sub>a</sub> = Carga unitaria de rotura del acero.
- f<sub>td</sub> = Resistencia de cálculo en tracción del acero de los cercos o estribos.
- f<sub>yd</sub> = Resistencia de cálculo de un acero.
- f<sub>yk</sub> = Límite elástico característico de un acero.
- g = Carga permanente repartida. Otro significado: Aceleración debida a la gravedad.
- h = Canto total o diámetro de una sección. Otro significado: Espesor.
- h<sub>f</sub> = Espesor de la placa de una sección en T.
- i = Radio de giro.
- j = Número de días.
- k = Cualquier coeficiente con dimensiones.
- l = Longitud. Luz.
- l<sub>b</sub> = Longitud de anclaje.
- l<sub>a</sub> = Longitud de pandeo.
- l<sub>o</sub> = Distancia entre puntos de momento nulo.
- m = Momento flector por unidad de longitud o de anchura.
- n = Número de objetos considerados. Otro significado: Coeficiente de equivalencia.
- q = Carga variable repartida.
- r = Radio.
- s = Espaciamiento. Desviación típica.
- s<sub>t</sub> = Separación entre planos de armaduras transversales.
- w = Anchura de fisura.
- x = Coordenada. Profundidad del eje neutro.
- y = Coordenada. Profundidad del diagrama rectangular de tensiones.
- z = Coordenada. Brazo de palanca.

Minúsculas griegas

- |         |                                     |   |
|---------|-------------------------------------|---|
| Alfa    | α                                   | Angulo - coeficiente adimensional.  |
| Beta    | β                                   | Angulo - coeficiente adimensional.  |
| Gamma   | γ                                   | Coeficiente de ponderación o seguridad. Peso específico.                                  |
|         | γ <sub>m</sub>                      | Coeficiente de minoración de la resistencia de los materiales.                            |
|         | γ <sub>a</sub>                      | Coeficiente de seguridad o minoración de la resistencia del hormigón.                     |
|         | γ <sub>s</sub>                      | Coeficiente de seguridad o minoración del límite elástico del acero.                      |
|         | γ <sub>t</sub>                      | Coeficiente de seguridad o ponderación de las acciones o sollicitaciones.                 |
|         | γ <sub>ig</sub> (ó γ <sub>g</sub> ) | Coeficiente de ponderación de la carga permanente.  |
|         | γ <sub>n</sub>                      | Coeficiente de seguridad o ponderación complementario de las acciones o sollicitaciones.  |
|         | γ <sub>iq</sub> (ó γ <sub>q</sub> ) | Coeficiente de ponderación de la carga variable.  |
|         | γ <sub>iw</sub> (ó γ <sub>w</sub> ) | Coeficiente de ponderación de la carga de viento.   |
|         | γ <sub>r</sub>                      | Coeficiente de seguridad a la fisuración.   |
| Delta   | δ                                   | Coeficiente de variación.   |
| Epsilon | ε                                   | Deformación relativa.   |
|         | ε <sub>c</sub>                      | Deformación relativa del hormigón.  |
|         | ε <sub>co</sub>                     | Deformación relativa de fluencia.   |
|         | ε <sub>cs</sub>                     | Deformación relativa de retracción.   |
|         | ε <sub>cu</sub>                     | Deformación de rotura por flexión del hormigón.   |
|         | ε <sub>s</sub>                      | Deformación relativa del acero.   |
|         | ε <sub>s1</sub>                     | Deformación relativa de la armadura más traccionada o menos comprimida (ε <sub>1</sub> ). |
|         | ε <sub>s2</sub>                     | Deformación relativa de la armadura más comprimida o menos traccionada (ε <sub>2</sub> ). |
|         | ε <sub>f</sub>                      | Alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.                                |
| Eta     | η                                   | Coeficiente de reducción relativo al esfuerzo cortante.                                   |
| Lambda  | λ                                   | Coeficiente adimensional.   |
| Mu      | μ                                   | Momento flector reducido o relativo.  |

Nu	$\nu$	Esfuerzo normal reducido o relativo.	
Xi	$\xi$	Coefficiente sin dimensiones.	
Rho	$\rho$	Cuantía geométrica $\rho = A_s/A_c$ .	
Sigma	$\sigma$	Tensión normal.	
	$\sigma_c$	Tensión en el hormigón.	
	$\sigma_s$	Tensión en el acero.	
	$\sigma_{s1}$	Tensión de la armadura más traccionada o menos comprimida ( $\sigma_1$ ).	
	$\sigma_{s2}$	Tensión de la armadura más comprimida o menos traccionada ( $\sigma_2$ ).	
	$\sigma_1$	Tensión principal de tracción.	
	$\sigma_2$	Tensión principal de compresión.	
	Tau	$\tau$	Tensión tangente.
		$\tau_h$	Tensión de adherencia.
		$\tau_{bm}$	Tensión media de adherencia.
$\tau_w$		Tensión tangente del alma.	
$\tau_{wd}$		Valor del cálculo de $\tau_w$ .	
$\tau_{wu}$		Valor último de la tensión tangente del alma.	
$\tau_{td}$		Valor de cálculo de la tensión tangente de torsión.	
$\tau_{tu}$	Valor último de la tensión tangente de torsión.		
Phi	$\phi$	Coefficiente adimensional.	
	$\psi$	Coefficiente adimensional.	
Omega	$\omega$	Cuantía mecánica: $\omega = A_s \cdot f_{yd}/A_s \cdot f_{cd}$ .	

#### Símbolos matemáticos y especiales

- $\Sigma$  = Suma.
- $\Delta$  = Diferencia - Incremento.
- $\emptyset$  = Diámetro de una barra lisa.
- $\emptyset$  = Diámetro de una barra corrugada.
- $\nabla$  = No mayor que.
- $\nabla$  = No menor que.

#### ANEJO 2

##### Definiciones

- ABACO:** Zona de una placa alrededor de un soporte, o de su capitel, que se resalta. Véase apartado 51.2.
- ACCION:** 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 46.1.
- 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 «árido 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 gran canto para impedir la formación de fisuras inadmisibles en el alma. Véase apartado 47.3 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 el recuadro (o fila de recuadros) a los efectos de distribución de esfuerzos. Véase apartado 51.2.
- BANDA CENTRAL:** La que comprende la mitad central del recuadro. Véase apartado 51.2.
- 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 51.2.

**BANDA EXTERIOR:** Banda lateral de un recuadro exterior (o fila de recuadros) situada sobre la fila de soportes exteriores. Véase apartado 51.2.

**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 51.2.

**BARICENTRO PLASTICO:** En una sección, punto de aplicación de la resultante de las tensiones de compresión del hormigón y del acero, en el supuesto de que existe un acortamiento uniforme del 2 por 1.000.

**CANTO UTIL:** 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 MECANICA:** En una barra de acero o sección de hormigón producto de su sección por la resistencia de cálculo del material en tracción o en compresión. 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 51.2.

**COEFICIENTE DE MAYORACION:** Coeficiente de seguridad parcial relativo a las acciones, multiplicador de los valores característicos de las mismas.

**COEFICIENTE DE MINORACION:** Coeficiente de seguridad parcial relativo al material, divisor del valor característico de su resistencia.

**COEFICIENTE DE FORMA DE UN ARIDO:** 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.

**COMPRESION CENTRADA** Véase «compresión simple».

**COMPRESION COMPUESTA:** A los efectos de esta Instrucción, estado de tensiones originado por un esfuerzo normal  $N$  excéntrico de compresión en una sección, en el cual sólo existen acortamientos.

**COMPRESION SIMPLE:** A los efectos de esta Instrucción, estado de tensiones originado en una sección por un esfuerzo normal  $N$  de compresión, aplicado 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 EJECUCION 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 artículo 62.

**CONDICIONES DE EJECUCION 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 artículo 62.

**CONDICIONES DE EJECUCION 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 artículo 62.

**CUANTIA GEOMETRICA:** 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.

**CUANTIA MECANICA:** En la sección transversal de una pieza, cociente que resulta de dividir la capacidad mecánica de la armadura por la capacidad mecánica de la sección útil del hormigón.

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

**DIAGRAMA CARACTERISTICO TENSION-DEFORMACION:** 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 CALCULO TENSION-DEFORMACION:** Para un material dado, es el que se deduce de su diagrama característico tensión-deformación, introduciendo convenientemente el coeficiente de seguridad que corresponda.

- DIAMETRO NOMINAL DE UNA BARRA CORRUGADA:** Se define como el número convencional que define el círculo respecto al cual se establecen las tolerancias. Véase comentario al apartado 9.1.
- ESBELTEZ GEOMETRICA:** En una pieza dada, cociente que resulta al dividir su longitud por la menor dimensión de su sección transversal recta.
- ESBELTEZ MECANICA:** En una pieza dada, cociente que resulta de dividir su longitud por el radio de giro mínimo de su sección transversal recta.
- ESCALON DE CEDENCIA:** Zona en el gráfico tensión-deformación del acero en la que tiene lugar un aumento de deformación sin aumento de carga.
- FLEXION COMPUESTA:** A los efectos de esta Instrucción, estado de tensiones originado por un esfuerzo normal  $N$  excéntrico de tracción o de compresión en una sección, en el cual existen deformaciones de distinto signo, es decir tracciones y compresiones.
- FLEXION ESVIADA COMPUESTA:** En una sección, estado de tensiones originado por un esfuerzo normal  $N$ , cuyo punto de aplicación no pertenece a ninguno de sus dos ejes principales de inercia.
- FLEXION ESVIADA SIMPLE:** En una sección, estado de tensiones originado por la aplicación de dos momentos actuando alrededor de sus dos ejes principales de inercia.
- FLEXION NORMAL:** Estado de tensiones originado en una sección por un esfuerzo normal excéntrico, cuyo punto de aplicación pertenece a uno de los ejes principales de inercia de dicha sección. Se llama así por oposición a la flexión esviada, en la cual la excentricidad del esfuerzo es doble.
- FLEXION PURA:** Estado de flexión, sin esfuerzo ni tensiones cortantes, que se mantiene constante a lo largo de la directriz de una pieza.
- FLEXION RECTA:** Flexión normal.
- FLEXION SIMPLE:** Caso de flexión compuesta en la cual el esfuerzo normal  $N$  es nulo, es decir en el que la sollicitación actuante es un momento flector  $M$ .
- GANCHO NORMAL:** Es el constituido por una semicircunferencia de radio interior igual a  $2.5 \varnothing$  para barras lisas y  $3.5 \varnothing$  para las corrugadas, con una prolongación recta igual a  $2 \varnothing$ . Véanse apartados 37.2 y 37.3.
- GRAVA:** Es un árido que resulta retenido por el tamiz de 5 mm. de luz de malla (tamiz 5 UNE 7050). Véase apartado 7.1.
- LIMITE ELASTICO APARENTE:** En los aceros que al ensayarlos a tracción presentan un escalón de cedencia bien definido, tensión para la cual se inicia dicho escalón.
- LIMITE ELASTICO CONVENCIONAL:** Mínima tensión capaz de producir en un acero una deformación remanente del 0.2 por 100.
- LUZ:** En el 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 51.2.
- MODULO DE DEFORMACION LONGITUDINAL DEL HORMIGON:** Es el cociente entre la tensión aplicada y la deformación elástica correspondiente. Véase comentario al apartado 28.7.
- 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 artículo 33.
- PATILLA NORMAL:** Es la constituida por un cuarto de circunferencia de radio interior igual a  $2.5 \varnothing$  para las barras lisas y  $3.5 \varnothing$  para las corrugadas, con una prolongación recta igual a  $2 \varnothing$ . Véanse apartados 37.2 y 37.3.
- PORTICO VIRTUAL:** Es un elemento ideal que se adopta para el cálculo de las placas según una dirección dada. Véase apartado 51.2.
- RECUADRO:** Es una zona rectangular de una placa, limitada por las líneas que unen los centros de cuatro soportes contiguos. Véase apartado 51.2.
- 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 CARACTERISTICA DEL HORMIGON:** Véase su definición en el apartado 28.1.
- RESISTENCIA DE CALCULO:** 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».
- SECCION NOMINAL DE UNA BARRA CORRUGADA:** Es la sección transversal resistente de la barra. Véase el comentario al apartado 9.1.
- SECCION UTIL:** Es el área que corresponde al canto útil. Véase artículo 33.
- SOBRECARGA CARACTERISTICA:** Sobrecarga máxima previsible, no excepcional, durante la vida de la estructura.
- SOLICITACION:** Conjunto de esfuerzos (axil, tangencial, de flexión y de torsión) que actúan sobre las caras de una rebanada de un elemento estructural.
- SOLICITACION 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 56.
- TORSION:** 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.
- TRACCION COMPUESTA:** A los efectos de esta Instrucción, estado de tensiones originado en una sección por un esfuerzo normal  $N$  de tracción, en el cual no existen compresiones en el hormigón.
- TRACCION SIMPLE:** Caso de tracción compuesta en el cual los alargamientos en puntos cualesquiera de la sección (y en particular, de las armaduras) son iguales.
- VALOR CARACTERISTICO 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 artículo 30.
- VALOR MAYORADO DE LAS ACCIONES:** Es el que resulta de multiplicar el característico por un coeficiente de mayoración  $\gamma$ . Véase artículo 30.
- ZAPATA FLEXIBLE:** Es aquella en la que su canto total  $h$ , medido en la sección de paramento del soporte, es menor a su vuelo  $v$ . Véase apartado 54.1.
- ZAPATA RIGIDA:** Es aquella en la que su canto total  $h$ , medido en la sección de paramento del soporte, es mayor a su vuelo  $v$ . Véase apartado 54.1.

(Continuará.)

	PAGINA		PAGINA
<b>MINISTERIO DE AGRICULTURA</b>			
Orden de 28 de noviembre de 1973 por la que se aprueba el Reglamento Técnico de Control y Certificación de Semillas de Cereales de Fecundación Autógama.	24222	Corrección de errores de la Orden de 18 de octubre de 1973 por la que se concede a «Montubo, S. A.», el régimen de reposición con franquicia arancelaria para la importación de coils y banda de acero, por exportaciones previamente realizadas de tubos de acero soldado, estructuras de tubo de acero y sus partes.	24257
<b>MINISTERIO DE COMERCIO</b>			
Decreto 3177/1973, de 23 de noviembre, por el que se suspende por tres meses la aplicación de los derechos arancelarios establecidos a la importación de algunos productos alimenticios.	24226	<b>SECRETARIA GENERAL DEL MOVIMIENTO</b>	
Orden de 22 de noviembre de 1973 por la que el Técnico Comercial del Estado don Ernesto Tejedor Chilibida, cesa en el cargo de Delegado Regional de Comercio en Oviedo.	24232	Orden de 10 de diciembre de 1973 por la que se nombra Subjefe provincial del Movimiento de Tarragona a don Fernando Fernández Mesa.	24232
Orden de 6 de diciembre de 1973 por la que se deja sin efecto la separación del servicio que le fué impuesta en 6 de mayo de 1941 a don Victoriano Gorostegui Terán, ex Jefe de segunda clase de la Inspección General de Buques.	24232	<b>ADMINISTRACION LOCAL</b>	
Orden de 13 de diciembre de 1973 sobre fijación del derecho regulador para la importación de productos sometidos a este régimen.	24226	Resolución de la Diputación Provincial de Ciudad Real referente al concurso restringido de méritos para proveer en propiedad la plaza de Médico, Jefe de Servicio, de Anestesiología, Transfusión y Reanimación de la Beneficencia Provincial.	24244
Orden de 13 de diciembre de 1973 por la que se concede a la Clínica Cervera, de Madrid, la importación temporal de material de ortodoncia para su reexportación y reventa al extranjero.	24227	Resolución de la Diputación Provincial de La Coruña referente al concurso para proveer la plaza de Archivero Bibliotecario.	24244
		Resolución de la Diputación Provincial de La Coruña referente a la oposición para proveer dos plazas de Delineantes.	24244

## I. Disposiciones generales

### PRESIDENCIA DEL GOBIERNO

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

#### 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 5.º

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.

#### ANEJO 4

##### Normas para la utilización del cemento aluminoso

###### Preámbulo.

Para la correcta utilización del cemento aluminoso en sus distintas aplicaciones se tendrán en cuenta las normas generales válidas para la confección de morteros y hormigones de cemento portland, con excepción de aquellas que se refieren a

los siguientes extremos, en los cuales deberán seguirse las instrucciones específicas para dicho cemento que a continuación se señalan:

#### 1. Materiales.

1.1. El cemento aluminoso deberá cumplir con las normas exigidas al tipo CA-350 en el Pliego de Condiciones para la Recepción de Conglomerantes Hidráulicos.

1.2. El cemento aluminoso no deberá contener más de 0,1 por 100 de azufre.

1.3. Prohibición total de utilizar áridos que contengan álcalis liberables, como puedan ser las arenas procedentes de elementos graníticos, esquistosos, micáceos y todo constituyente más o menos degradado o descompuesto, así como los granulados de escoria.

1.4. Prohibición total de utilizar arenas que contengan fracciones inferiores a 0,5 mm.

1.5. Prohibición del uso de cualquier tipo de aditivo.

#### 2. Equipos y útiles de trabajo.

2.1. Los equipos y útiles de trabajo estarán limpios y sin trazas de otros cementos, cal ni yeso.

#### 3. Dosificación.

3.1. Dosificar los morteros y hormigones con un mínimo de agua, de tal forma que la relación agua/cemento no exceda de 0,4.

3.2. El contenido mínimo de cemento será de 400 kg/m<sup>3</sup> para asegurar la adecuada docilidad y compacidad en ausencia de finos en la arena.

#### 4. Puesta en obra del hormigón.

4.1. Se utilizará el vibrado para la puesta en obra del hormigón.

4.2. Además de las prescripciones que sobre la temperatura de los áridos y del agua de amasado se citan para la confección de hormigones de cemento portland, deberá ponerse especial cuidado en evitar que la del hormigón de cemento aluminoso recién preparado alcance valores superiores a los 25° C. Los áridos y el agua, en tiempo caluroso, no estarán expuestos al sol.

RECOMENDACIONES PRACTICAS PARA LA UTILIZACION DE LOS CONGLOMERANTES

Conglomerante	Relativas a los propios conglomerantes						Relativas al hormigón		
	Almacenamiento	No mezclar con	Utilizable en		Indicado para	No indicado para	Amasado	Curado	Otras recomendaciones
			Obras de hormigón en masa	Obras de hormigón armado					
P-250	Normal	SF-250 CA-350	Todas.	Todas, salvo las que requieran altas resistencias.		Obras en ambientes agresivos.	Normal	Normal	
P-350	Cuidado		Todas, salvo las de grandes espesores.	Todas.		— Obras en ambientes agresivos. — Macizos de gran volumen.	Cuidado	Cuidado, especialmente en los primeros días.	
P-450	Muy cuidado		— Sólo en casos excepcionales. — Nunca en obras de grandes espesores.	Todas, especialmente las que requieran altas resistencias.	— Obras que requieran altas resistencias iniciales. — Elementos resistentes de pequeño espesor.	— Obras en ambientes agresivos. — Macizos de gran volumen. — Piezas de mucho espesor. — Elementos en los que sea peligrosa la fisuración por retracción.	Muy cuidado.	Muy cuidado especialmente en las primeras horas.	
PAS-250	Normal	SF-250 CA-350	Todas.	Todas, salvo las que requieran altas resistencias.	Obras situadas en terrenos yesíferos exentos de sulfato magnésico.	Obras en medios que contengan sulfato magnésico	Normal	Cuidado, especialmente los primeros días.	— No hormigonar con temperaturas menores de + 5° C. — Incrementar los recubrimientos de las armaduras.
PAS-350	Cuidado		Todas, salvo las de grandes espesores.	Todas.					
PS-250	Normal	SF-250 CA-350	Todas.	Todas, salvo las que requieran altas resistencias.	Obras situadas en ambientes muy ligeramente agresivos.	— Obras en ambientes agresivos o muy secos. — Obras que requieran altas resistencias iniciales. — Obras en las que no se admita la existencia de manchas.	Normal	Prolongado	— No hormigonar con temperaturas menores de + 2° C.
PS-350	Cuidado			Todas.					
PHA-250	Normal	SF-250 CA-350	Todas.	Todas, salvo las que requieran altas resistencias.	— Obras situadas en ambientes de agresividad moderada. — Obras marítimas, si la compacidad del hormigón es buena.	— Obras de poco espesor y mucha superficie libre, como pavimentos. — Obras en las que no se admita la existencia de manchas.	Normal	Prolongado y muy cuidado.	— No hormigonar con temperaturas menores de + 5° C.
PHA-350	Cuidado			Todas.					

SF-250	Normal	Los demás	Todas.	Todas, salvo las que requieran altas resistencias.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Obras situadas en terrenos yesíferos.</li> <li>- Obras marítimas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Hormigones de consistencia seca</li> <li>- Obras en ambientes muy secos.</li> <li>- Obras en contacto con ácidos minerales.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Imprescindible una perfecta homogeneidad de la mezcla.</li> <li>- Evitar exceso de agua.</li> </ul>	Prolongado y muy cuidado.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- No hormigonar con temperaturas menores de + 5° C.</li> </ul>
PUZ-250	Normal	SF-250 CA-350	Todas.	Todas, salvo las que requieran altas resistencias.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Hormigones fabricados con áridos que serían reactivos con los cementos tipo portland.</li> <li>- Obras situadas en ambientes de agresividad moderada.</li> <li>- Obras marítimas</li> </ul>	Obras en ambientes muy agresivos.	Normal	Prolongado y cuidado, especialmente en climas secos con temperaturas extremas	
PUZ-350	Cuidado								
CA-350	Cuidado	Los demás	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sólo en casos excepcionales.</li> <li>- Nunca en obras de grandes espesores.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cuando se requieran muy altas resistencias a las 24 horas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Obras situadas en terrenos yesíferos.</li> <li>- Obras situadas en ambientes de agresividad moderada.</li> <li>- Obras marítimas</li> <li>- Obras a realizar en tiempo frío.</li> <li>- Obras de carácter refractario.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Macizos de gran volumen.</li> <li>- Piezas de mucho espesor.</li> <li>- Hormigones muy plásticos o fluidos.</li> <li>- Obras en ambientes muy agresivos.</li> <li>- Dosificaciones menores de 400 kg/m<sup>3</sup>.</li> <li>- Espesores de hormigones superiores a 30 cms.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Muy cuidado</li> <li>- Evitar exceso de agua: relación A/C <math>\geq 0,4</math>.</li> <li>- No emplear ningún aditivo.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Muy cuidado, y enérgico especialmente en las 24 primeras horas cuando se trata de piezas de pequeño espesor o durante 48 horas para piezas de mayores dimensiones.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Incrementar los recubrimientos de las armaduras.</li> <li>- Compactar cuidadosamente (vibrado).</li> <li>- Prohibir el uso de áridos que contengan álcalis libres.</li> <li>- Prohibir en la arena el uso de las fracciones inferiores a 0,5 milímetros.</li> <li>- El hormigón recién amasado deberá mantenerse a una temperatura inferior a 25° C.</li> </ul> <p>Véase anejo 4</p>

4.3. En el hormigonado en tiempo frío las precauciones a tomar serán:

- Asegurar que la temperatura del hormigón recién elaborado sea suficiente para que pueda permanecer por encima de los 0° C., hasta que se haya iniciado el fraguado, y con él, las reacciones exotérmicas de hidratación del cemento.
- No deberán utilizarse áridos congelados o con hielo.
- Deberá controlarse rigurosamente la humedad de los áridos.

4.4. El espesor máximo de las capas de hormigón, si no se adoptan precauciones especiales, será de 30 cm. El llenado de las capas debe distanciarse entre sí veinticuatro horas, dejando sin alisar la superficie superior para obtener una mejor adherencia.

## 5. Curado.

5.1. Debe efectuarse un curado inicial del hormigón mediante aspersión o riego con agua fría, en forma continuada, una vez finalizado el fraguado, para evitar que la temperatura de la masa sobrepase los 25° C. Habitualmente, esta operación finalizará a las veinticuatro horas de la puesta en obra del hormigón, para piezas de pequeño espesor, debiéndose prolongar hasta alcanzar las cuarenta y ocho horas en piezas de mayores dimensiones.

5.2. Es conveniente, igual que para el cemento portland, evitar la desecación prematura de los elementos constructivos ya elaborados, especialmente en ambientes calurosos y secos. Una buena recomendación práctica es conservarlos a cubierto y sin que lleguen a sobrepasar los 25/30° C., pudiendo ser necesario regarlos periódicamente durante los primeros días.

5.3. Se prohíbe totalmente el curado térmico.

## 6. Cálculo y proyecto.

6.1. Como resistencia característica del hormigón se adoptará la obtenida a la edad de veinticuatro horas.

6.2. Se asegurará un mayor recubrimiento de las armaduras que el exigido con hormigones fabricados con cemento normal ya que los hormigones de cemento aluminoso son menos básicos que los de cemento portland, y la baja relación agua/cemento hace a los hormigones de cemento aluminoso más porosos y propensos a la carbonatación.

## ANEJO 5

### Homologación de la adherencia de barras corrugadas

#### CAPITULO I

##### NÚMERO DE ENSAYOS Y EXIGENCIAS MÍNIMAS

Conforme a las recomendaciones del Comité Europeo del Hormigón, se realizarán 25 ensayos de adherencia por diámetro adoptándose como diámetros a ensayar 8, 16 y 32 mm., que definen los tres grupos de diámetros siguientes:

- Ø 8 para la serie fina (6, 8 y 10)
- Ø 16 para la serie media (12, 14, 16, 20)
- Ø 32 para la serie gruesa (25, 32, 40)

Si la gama de fabricación carece totalmente de alguna serie, se ensayarán solamente las barras que definen las restantes series.

Se realizarán ensayos de homologación por cada tipo de grabado, caso de fabricar aceros de distinto límite elástico pero con igual grabado, solamente será necesaria la homologación de la calidad de menor límite elástico.

Para cortar las barras a ensayar, el fabricante mandará al laboratorio 25 barras de 10 m. de longitud por cada diámetro. El fabricante mandará las barras que se correspondan lo más exactamente posible con los valores garantizados mínimos de resaltos. En el laboratorio de ensayo se medirán los resaltos y se elegirán cinco barras por diámetro, de las que tengan valores más desfavorables para el ensayo de adherencia. De cada barra se cortarán cinco muestras, formándose así las 25 muestras que constituye la serie por diámetro.

En el certificado de homologación figurarán los valores geométricos de los resaltos correspondientes a las muestras ensayadas. Para comprobaciones posteriores, bastará con un control geométrico de los resaltos y comprobar que los valores medidos son más favorables, respecto a la adherencia, que los que figuran en el certificado de homologación.

La realización de los ensayos se ajustará al procedimiento descrito a continuación.

## CAPITULO II

### ENSAYO DE ADHERENCIA DE ACEROS PARA ARMADURAS DE HORMIGÓN ARMADO

#### 1. Objeto.

La presente norma tiene por objeto determinar las características convencionales de adherencia de los aceros utilizados como armaduras en construcciones de hormigón armado.

#### 2. Fundamento del ensayo.

El método consiste en someter a flexión simple las vigas de ensayo hasta la rotura total de la adherencia, en cada una de las dos semivigas, midiendo al tiempo el deslizamiento de los dos extremos de la barra.

#### 3. Probetas de ensayo.

3.1. *Número de probetas:* Las barras corresponderán a tres diámetros: Grande, medio y pequeño, y se ensayarán cinco muestras por barra y cinco barras por diámetro.

3.2. *Forma y medidas:* Serán vigas formadas por dos bloques paralelepípedicos en hormigón armado, unidos en su parte inferior por la armadura en estudio, y en su parte superior por una rótula de acero (figura 1 y 2).

Las dimensiones de las probetas dependen del diámetro de la barra estudiada.

Para barras de diámetro inferior a 16 mm., serán las de la figura 3.

Para barras de diámetro igual o superior a 16 mm., serán las de la figura 4.

3.3. *Armaduras auxiliares:* Serán barras lisas de acero dulce. Las figuras 5 y 6 dan el detalle de las armaduras para los dos tipos de probetas.

3.4. *Composición y mezcla de hormigón:* La composición deberá ser:

Grava rodada de granulometría 5/15 ó 4/16 .....	1.300 kg.
Arena de granulometría 0/2 .....	660 kg.
Cemento portland P-350 .....	250 kg.
Agua .....	165 l.

La mezcla deberá ser hecha mecánicamente y, a ser posible, en hormigonera de eje vertical.

La duración del amasado será al menos de tres minutos hasta la adición del agua, prolongándose el mezclado durante tres minutos más.

3.5. *Confección, desencofrado y conservación de probetas:* Serán hormigonadas en horizontal en moldes metálicos.

El hormigón deberá ser vibrado por aguja o mesa vibrante y alisado después con llana.

Deberán cubrirse con plástico hasta el desencofrado, que se hará tres días después de su endurecimiento.

Ya desencofradas serán conservadas veinticinco días a 20 ± 2° C. de temperatura y 60 ± 5 por 100 de humedad relativa.

3.6. *Resistencia del hormigón:* Será determinada en probeta cúbica de 20 cm., de lado o en probeta cilíndrica de 15 × 30, confeccionadas y conservadas en iguales condiciones que las vigas.

Como mínimo se confeccionarán tres probetas por amasada.

La resistencia media, a los veintiocho días, deberá estar comprendida entre 230 y 320 kp/cm<sup>2</sup>, si se mide en probeta cúbica o entre 185 y 280 kp/cm<sup>2</sup> si se mide en probeta cilíndrica.

#### 4. Requisitos especiales.

Las barras a ensayar deberán estar en estado bruto de fabricación, exentas de calamina no adherente, sin trazas de herrumbre y cuidadosamente desengrasadas.

La longitud de adherencia ha de ser diez veces el diámetro nominal de la barra y localizada en la zona central de los dos bloques de hormigón. Fuera de estas dos zonas, la barra estará cubierta de un manguito liso de naturaleza plástica, que impida el contacto con el hormigón.

#### 5. Procedimiento operatorio.

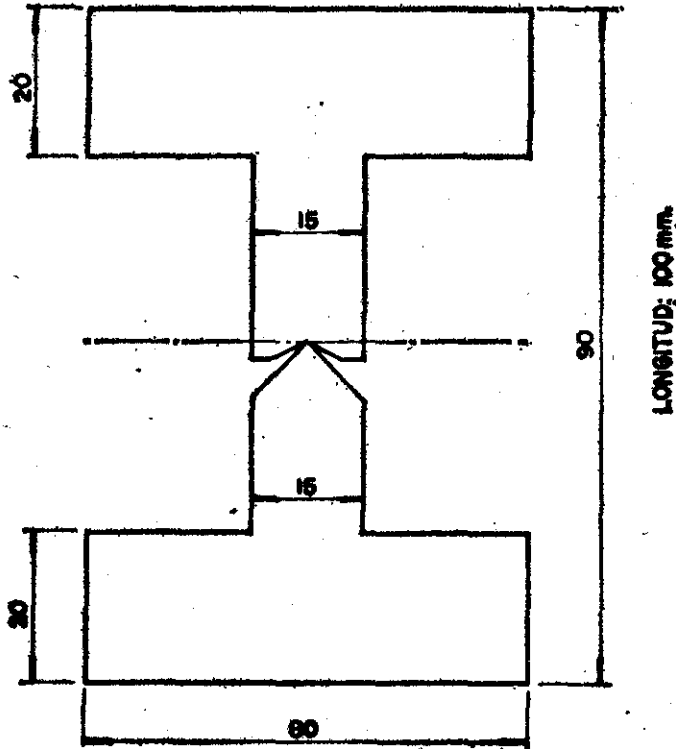
La viga de ensayo, apoyada sobre rodillos o cuchillas móviles, estará solicitada por dos cargas iguales y simétricas respecto al centro de la viga, y aplicadas por intermedio de rodillos o cuchillas móviles.

La puesta en carga se realizará por escalones sucesivos correspondientes a tensiones  $\sigma_s$  en la barra de 0-300-1.600-2.400,

**ENSAYO DE ADHERENCIA**

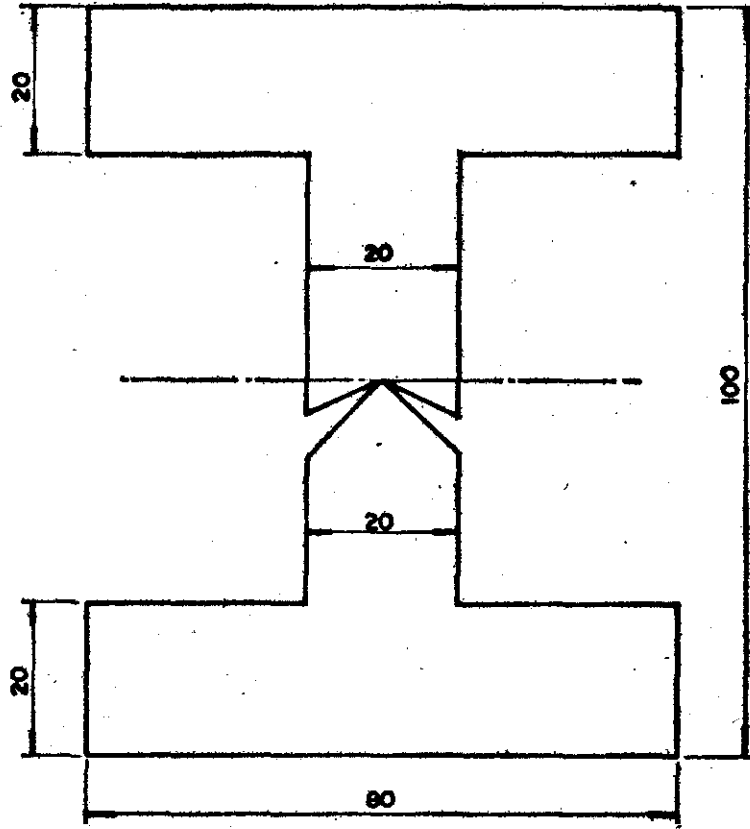
**ESQUEMA DE ROTULAS**

**TIPO A**



LONGITUD; 90 mm.

**TIPO B**



LONGITUD; 100 mm.

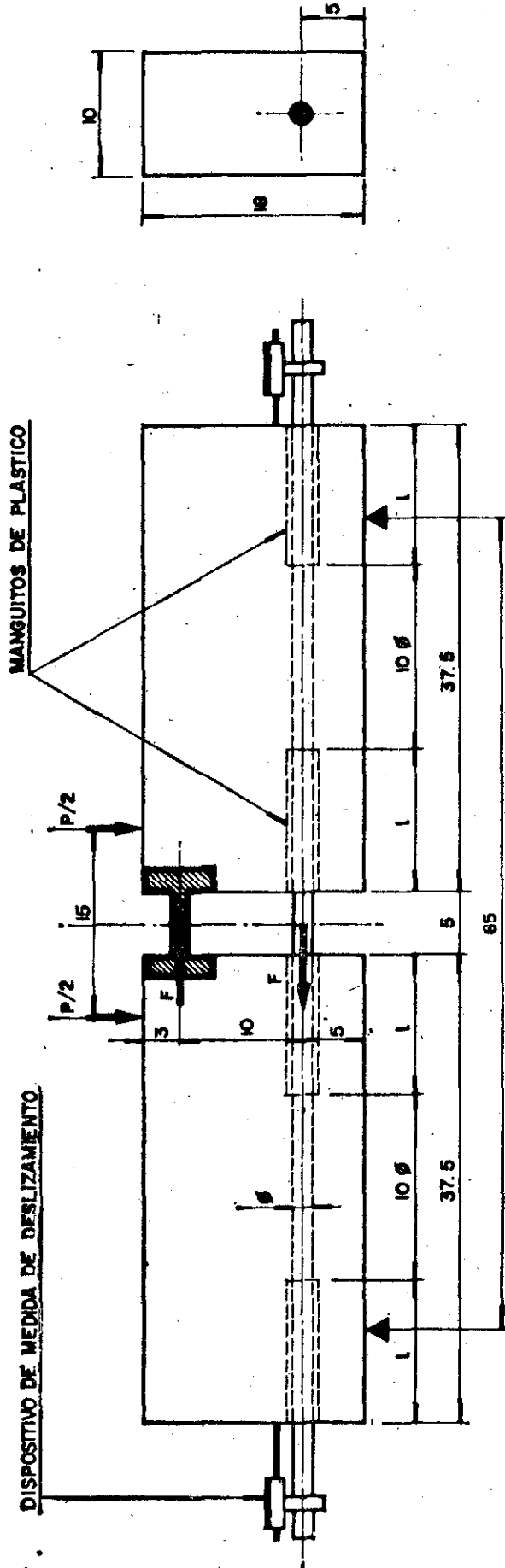
ESCALA 1:1

Figura 1

Figura 2



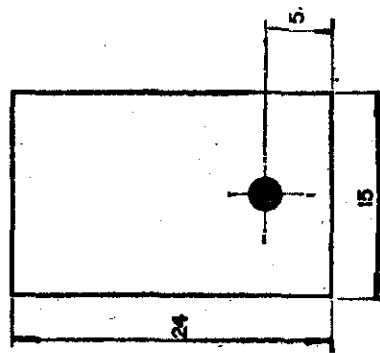
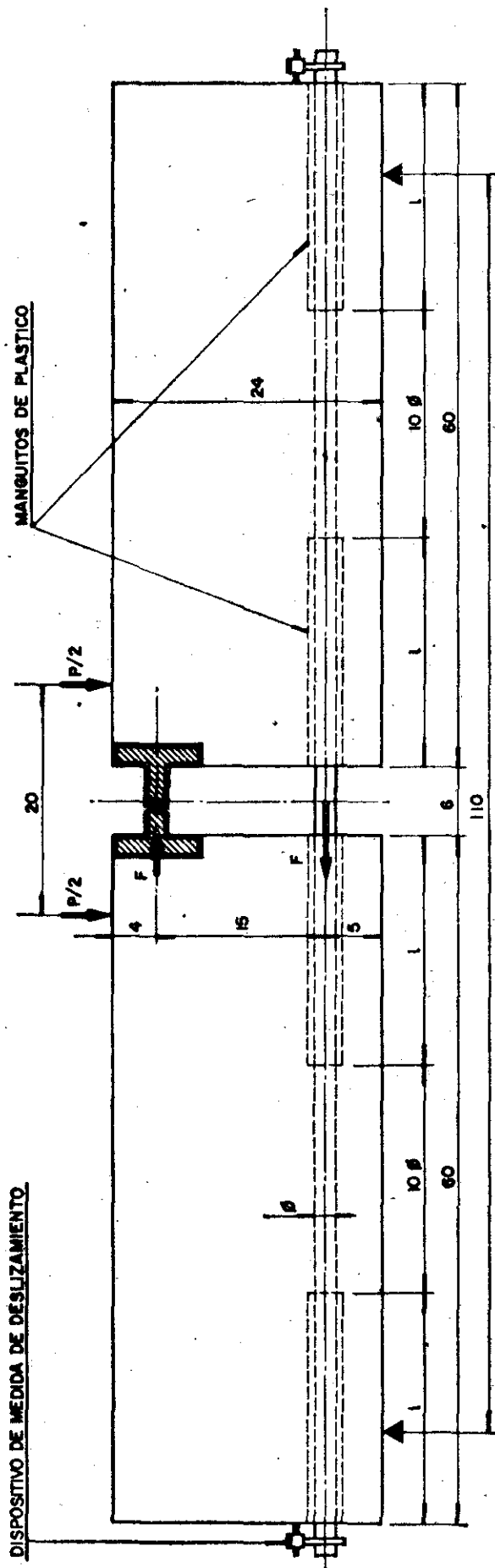
**ENSAYO DE ADHERENCIA TIPO A ( $\phi < 16\text{mm.}$ )**



ESCALA 1:5

Figura 3

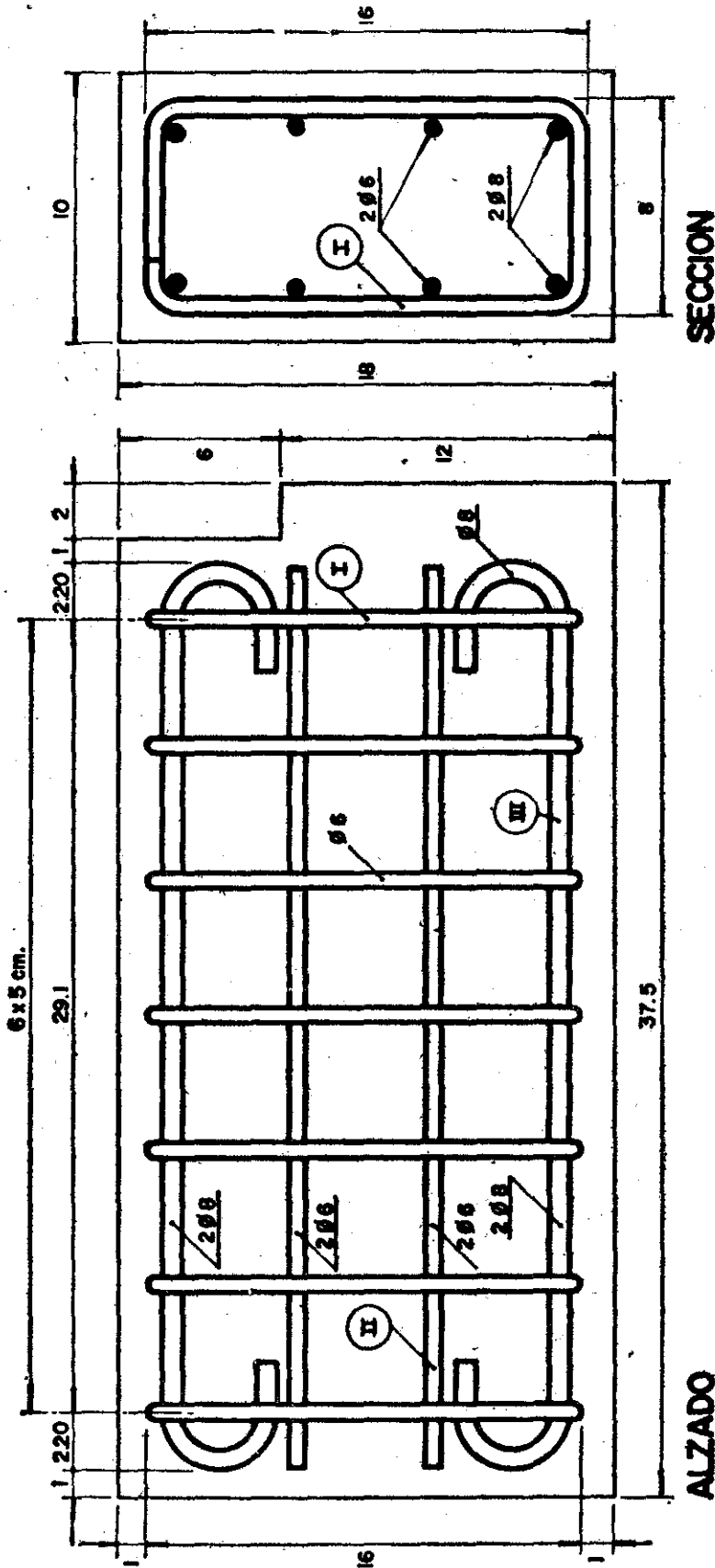
**ENSAYO DE ADHERENCIA TIPO B ( $\phi \geq 16$  mm.)**



ESCALA 1:6

Figura 4

# ENSAYO DE ADHERENCIA TIPO A ( $\phi < 16\text{mm.}$ )



## ARMADURAS DE LAS PROBETAS

ESCALA 1:2,5

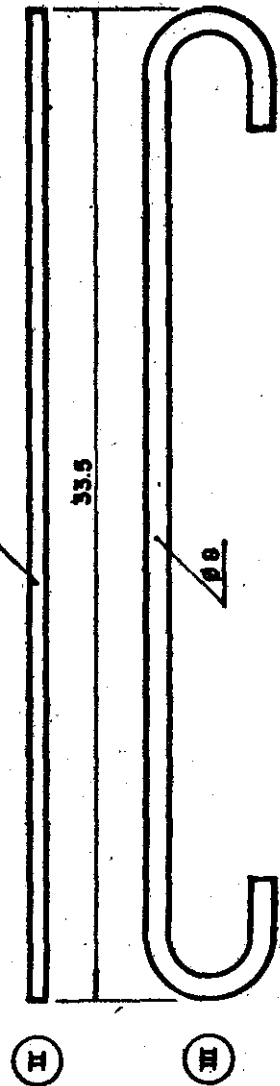
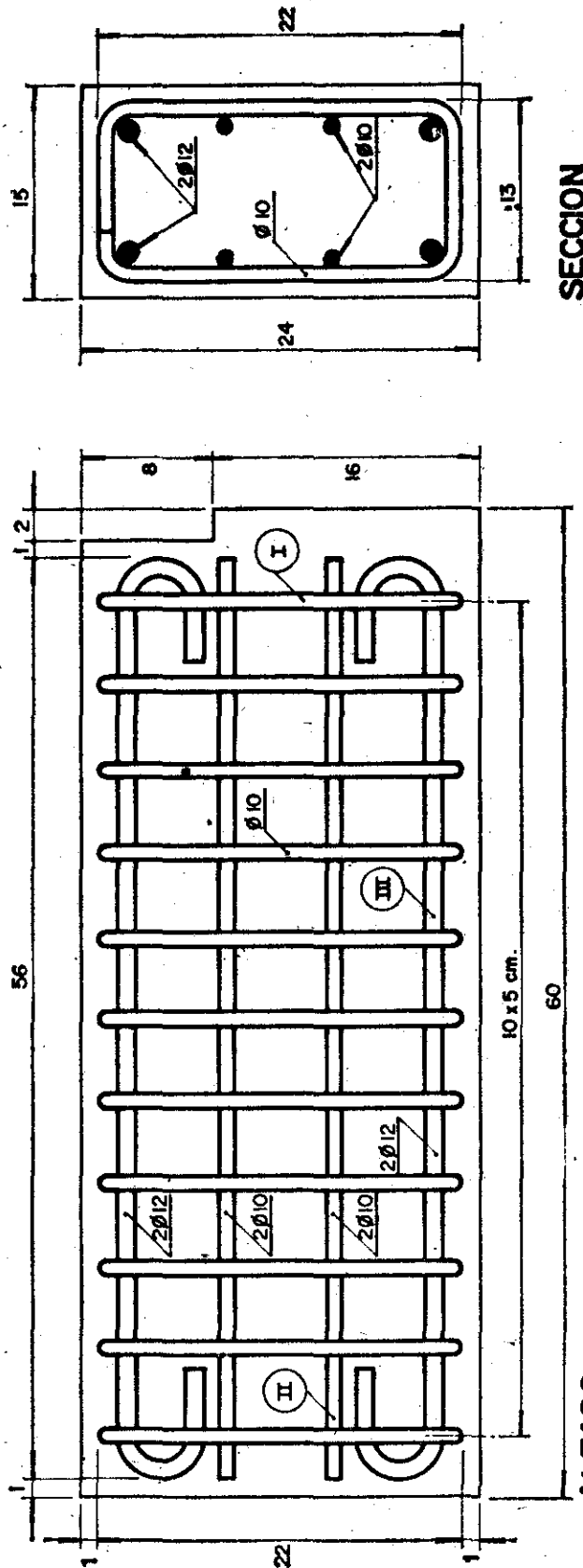


Figura 5

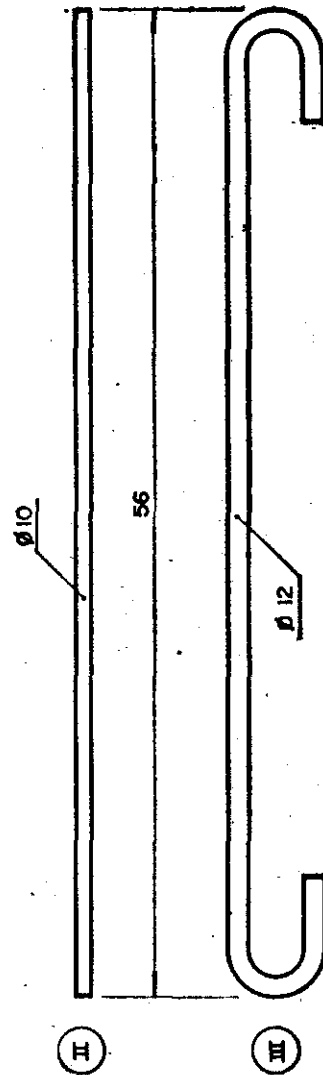
ENSAYO DE ADHERENCIA TIPO B ( $\phi \geq 16$  mm.)



SECCION

ALZADO

ARMADURAS DE LAS PROBETAS



ESCALA 1:5

Figura 6

etcétera  $\text{kp/cm}^2$ . La carga total aplicada a la probeta en cada escalón de carga viene dada por una de las dos expresiones siguientes:

$$P = \frac{A \cdot \sigma_s}{1,25} \text{ para barras de } \varnothing < 16 \text{ mm.}$$

$$P = \frac{A \cdot \sigma_s}{1,50} \text{ para barras de } \varnothing \geq 16 \text{ mm.}$$

siendo A la sección nominal de la barra.

El incremento de carga en cada escalón se hará en medio minuto y cada escalón durará lo necesario para la estabilización del deslizamiento, o como máximo dos minutos.

Los deslizamientos se medirán al principio y al final de cada escalón de carga.

El ensayo se continuará hasta la rotura total de la adherencia de la barra en los dos bloques, o hasta la rotura de la barra. Como la rotura de la adherencia no se alcanza simultáneamente en los dos extremos de la barra, se colocarán pinzas de anclaje para que el extremo que deslice primero quede anclado después de deslizar 3 mm., para poder continuar el ensayo hasta la rotura de la adherencia en el otro extremo.

## 6. Obtención de los resultados.

6.1. Cálculo de las tensiones de adherencia: Si la carga total sobre la viga es P para un deslizamiento dado, la tensión de

adherencia está dada por  $\tau_b = \frac{\sigma_s}{40}$ , estando dada la tensión  $\sigma_s$

por una de las expresiones siguientes:

$$\sigma_s = \frac{1,25 P}{A} \text{ para } \varnothing < 16 \text{ mm.}$$

$$\sigma_s = \frac{1,50 P}{A} \text{ para } \varnothing \geq 16 \text{ mm.}$$

6.2. Valores característicos de la tensión de adherencia:

Serán  $\tau_{bm}$  y  $\tau_{bu}$ , siendo  $\tau_{bm} = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_1}{3}$  y  $\tau_{bu}$  la tensión de rotura.

$\tau_{0,01}$  = tensión de adherencia correspondiente a un deslizamiento de 0,01 mm.

$\tau_{0,1}$  = tensión de adherencia correspondiente a un deslizamiento de 0,1 mm.

$\tau_1$  = tensión de adherencia correspondiente a un deslizamiento de 1 mm.

Si la rotura de adherencia o de la barra ocurre antes de que se alcance el deslizamiento de 1 mm., la tensión de rotura,  $\tau_{bu}$ , constituye el tercer valor a introducir en el cálculo de  $\tau_{bm}$ .

Para la obtención de los valores anteriores hay que disponer de las curvas «cargas-deslizamientos». Si éstas no se obtienen por registro directo, pueden trazarse por puntos a partir de las lecturas obtenidas en cada escalón.

## CAPITULO III

### INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Los valores medios de cada serie de ensayos de la tensión media y de rotura de adherencia deberán cumplir simultáneamente las dos condiciones siguientes:

$$\tau_{bm} \geq 80-1,2 \varnothing$$

$$\tau_{bu} \geq 130-1,9 \varnothing$$

expresando  $\varnothing$  en mm. y  $\tau_b$  en  $\text{kp/cm}^2$ .

En ningún ensayo la rotura de adherencia se producirá para un deslizamiento último inferior a 0,5 mm.

Si se cumplen todas las condiciones anteriores, el acero podrá ser calificado como acero de alta adherencia.

### ANEJO 6

#### 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 la que puede deducirse de una amplia experiencia constructiva juiciosamente aplicada.

#### VARIABLES CONSIDERADAS

Cemento: Categorías 250, 350 y 450.

Arido: 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 medias.
- En los cuadros no se han considerado las dosificaciones de más de 400 kilogramos de cemento por metro cúbico de hormigón ni las de menos de 150 kilogramos 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 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 28.1), 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 artículo 62 de esta Instrucción). Con esas condiciones de ejecución, la dispersión de los resultados de los ensayos correspondientes al hormigón 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,

(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.

la calidad de la mano de obra, etc., etc.) pueden utilizarse en los estudios previos como una primera aproximación para relacionar la resistencia media en laboratorio  $f_{bm}$  y la característica en obra  $f_{ok}$  dan una idea clara de la desventaja que supone el trabajar en condiciones poco cuidadas:

- En condiciones medias:  $f_{cm} = 1,50 f_{ok} + 20 \text{ kp/cm}^2$ .
- En condiciones buenas:  $f_{cm} = 1,35 f_{ok} + 15 \text{ kp/cm}^2$ .
- En condiciones muy buenas:  $f_{cm} = 1,20 f_{ok} + 10 \text{ kp/cm}^2$ .

El cuadro de la página siguiente, obtenido a partir de esas fórmulas, muestra cómo van variando los valores de  $f_{cm}$  y  $f_{ok}$  en los distintos casos:

Todo lo dicho justifica que en los cuadros de dosificación que a continuación se incluyen se llegue, como máximo, a una resistencia característica de 175  $\text{kp/cm}^2$ . 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.

Resistencia característica en obra, $f_{ok}$ ( $\text{kp/cm}^2$ )	Resistencia media necesaria en laboratorio, $f_{cm}$ ( $\text{kp/cm}^2$ )		
	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

**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 y 349  $\text{kp/cm}^2$ , lo cual puede traducirse en una variación importante de la resistencia del hormigón.

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 granulometrias se mantienen prácticamente constantes a lo largo del proceso del 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**

Habrán ocasiones en las que no será uno sólo el defecto que haya de 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.

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 que 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.

CUADRO 1

## Cemento categoría-250 árido rodado

Dosis necesarias de cada componente, en kilogramos, para obtener un metro cúbico de hormigón

Resistencia característica en obra (kp/cm <sup>2</sup> )	CONSISTENCIA ADECUADA PARA VIBRAR				CONSISTENCIA ADECUADA PARA PICAR CON BARRA			
	Cemento	Agua	Arena	Grava	Cemento	Agua	Arena	Grava
Tamaño máximo del árido: 20 mm.								
50	215	180	685	1.370	245	205	655	1.310
100	310	180	660	1.320	355	205	625	1.250
125	360	180	645	1.290	—	—	—	—
150	—	—	—	—	—	—	—	—
175	—	—	—	—	—	—	—	—
Tamaño máximo del árido: 40 mm.								
50	190	160	710	1.420	220	185	680	1.360
100	275	160	685	1.370	320	185	650	1.300
125	320	160	675	1.350	370	185	635	1.270
150	360	160	660	1.320	—	—	—	—
175	—	—	—	—	—	—	—	—
Tamaño máximo del árido: 80 mm.								
50	165	140	735	1.470	195	165	705	1.410
100	240	140	715	1.430	285	165	680	1.360
125	280	140	700	1.400	330	165	665	1.330
150	315	140	690	1.380	375	165	655	1.310
175	355	140	680	1.360	—	—	—	—

Las cifras de este cuadro son puramente orientativas, y pueden sufrir alteración según el tipo de ejecución, cemento o árido empleados en cada caso particular

CUADRO 2

## Cemento categoría-250 árido machacado

Dosis necesarias de cada componente, en kilogramos, para obtener un metro cúbico de hormigón

Resistencia característica en obra (kp/cm <sup>2</sup> )	CONSISTENCIA ADECUADA PARA VIBRAR				CONSISTENCIA ADECUADA PARA PICAR CON BARRA			
	Cemento	Agua	Arena	Grava	Cemento	Agua	Arena	Grava
Tamaño máximo del árido: 20 mm.								
50	185	200	675	1.350	210	225	645	1.290
100	255	200	655	1.310	290	225	625	1.250
125	290	200	645	1.290	325	225	615	1.230
150	325	200	635	1.270	365	225	605	1.210
175	360	200	625	1.250	—	—	—	—
Tamaño máximo del árido: 40 mm.								
50	170	180	700	1.400	190	205	670	1.340
100	230	180	680	1.360	265	205	650	1.300
125	260	180	670	1.340	300	205	640	1.280
150	295	180	660	1.320	335	205	630	1.260
175	325	180	655	1.310	370	205	620	1.240
Tamaño máximo del árido: 80 mm.								
50	150	160	720	1.440	175	185	690	1.380
100	205	160	705	1.410	235	185	675	1.350
125	235	160	695	1.390	270	185	665	1.330
150	260	160	690	1.380	300	185	655	1.310
175	290	160	680	1.360	335	185	645	1.290

Las cifras de este cuadro son puramente orientativas, y pueden sufrir alteración según el tipo de ejecución, cemento o árido empleados en cada caso particular

CUADRO 3

## Cemento categoría-350 árido rodado

Dosis necesarias de cada componente, en kilogramos, para obtener un metro cúbico de hormigón

Resistencia característica en obra (kp/cm <sup>2</sup> )	CONSISTENCIA ADECUADA PARA VIBRAR				CONSISTENCIA ADECUADA PARA PICAR CON BARRA			
	Cemento	Agua	Arena	Grava	Cemento	Agua	Arena	Grava
Tamaño máximo del árido: 20 mm.								
50	180	180	695	1.390	210	205	665	1.330
100	255	180	675	1.350	290	205	640	1.280
125	290	180	665	1.330	330	205	630	1.260
150	330	180	650	1.300	375	205	615	1.230
175	365	180	640	1.280	—	—	—	—
Tamaño máximo del árido: 40 mm.								
50	160	160	720	1.440	185	185	690	1.380
100	225	160	700	1.400	260	185	670	1.340
125	260	160	690	1.380	300	185	655	1.310
150	290	160	680	1.360	335	185	645	1.290
175	325	160	670	1.340	375	185	635	1.270
Tamaño máximo del árido: 80 mm.								
50	140	140	740	1.480	165	165	715	1.430
100	200	140	725	1.450	235	165	695	1.390
125	225	140	720	1.440	265	165	685	1.370
150	255	140	710	1.420	300	165	675	1.350
175	285	140	700	1.400	335	165	665	1.330

Las cifras de este cuadro son puramente orientativas, y pueden sufrir alteración según el tipo de ejecución, cemento o árido empleados en cada caso particular

CUADRO 4

## Cemento categoría-350 árido machacado

Dosis necesarias de cada componente, en kilogramos, para obtener un metro cúbico de hormigón

Resistencia característica en obra (kp/cm <sup>2</sup> )	CONSISTENCIA ADECUADA PARA VIBRAR				CONSISTENCIA ADECUADA PARA PICAR CON BARRA			
	Cemento	Agua	Arena	Grava	Cemento	Agua	Arena	Grava
Tamaño máximo del árido: 20 mm.								
50	165	200	680	1.360	185	225	655	1.310
100	220	200	665	1.330	245	225	635	1.270
125	245	200	660	1.320	275	225	630	1.260
150	270	200	650	1.300	305	225	620	1.240
175	300	200	645	1.290	335	225	610	1.220
Tamaño máximo del árido: 40 mm.								
50	150	180	705	1.410	170	205	675	1.350
100	195	180	690	1.380	225	205	660	1.320
125	220	180	685	1.370	250	205	655	1.310
150	245	180	675	1.350	280	205	645	1.290
175	270	180	670	1.340	305	205	635	1.270
Tamaño máximo del árido: 80 mm.								
50	135	160	725	1.450	155	185	700	1.400
100	175	160	715	1.430	205	185	685	1.370
125	195	160	710	1.420	225	185	680	1.360
150	215	160	705	1.410	250	185	670	1.340
175	240	160	695	1.390	275	185	665	1.330

Las cifras de este cuadro son puramente orientativas, y pueden sufrir alteración según el tipo de ejecución, cemento o árido empleados en cada caso particular



CUADRO 5

## Cemento categoría-450 árido rodado

Dosis necesarias de cada componente, en kilogramos, para obtener un metro cúbico de hormigón

Resistencia característica en obra (kp/cm <sup>2</sup> )	CONSISTENCIA ADECUADA PARA VIBRAR				CONSISTENCIA ADECUADA PARA PICAR CON BARRA			
	Cemento	Agua	Arena	Grava	Cemento	Agua	Arena	Grava
Tamaño máximo del árido: 20 mm.								
50	165	180	700	1.400	190	205	670	1.340
100	230	180	680	1.360	260	205	650	1.300
125	260	180	670	1.340	295	205	640	1.280
150	290	180	665	1.330	330	205	630	1.260
175	320	180	655	1.310	365	205	620	1.240
Tamaño máximo del árido: 40 mm.								
50	150	160	720	1.440	170	185	695	1.390
100	200	160	705	1.410	235	185	675	1.350
125	230	160	700	1.400	265	185	665	1.330
150	255	160	690	1.380	295	185	660	1.320
175	285	160	685	1.370	330	185	650	1.300
Tamaño máximo del árido: 80 mm.								
50	130	140	745	1.490	155	165	715	1.430
100	175	140	730	1.460	210	165	700	1.400
125	200	140	725	1.450	235	165	695	1.390
150	225	140	720	1.440	265	165	685	1.370
175	250	140	710	1.420	290	165	675	1.350

Las cifras de este cuadro son puramente orientativas, y pueden sufrir alteración según el tipo de ejecución, cemento o árido empleados en cada caso particular

CUADRO 6

## Cemento categoría-450 árido machacado

Dosis necesarias de cada componente, en kilogramos, para obtener un metro cúbico de hormigón

Resistencia característica en obra (kp/cm <sup>2</sup> )	CONSISTENCIA ADECUADA PARA VIBRAR				CONSISTENCIA ADECUADA PARA PICAR CON BARRA			
	Cemento	Agua	Arena	Grava	Cemento	Agua	Arena	Grava
Tamaño máximo del árido: 20 mm.								
50	155	200	685	1.370	175	225	655	1.310
100	200	200	670	1.340	225	225	645	1.290
125	225	200	665	1.330	255	225	635	1.270
150	245	200	660	1.320	280	225	625	1.250
175	270	200	650	1.300	305	225	620	1.240
Tamaño máximo del árido: 40 mm.								
50	140	180	705	1.410	160	205	680	1.360
100	180	180	695	1.390	205	205	665	1.330
125	200	180	690	1.380	230	205	660	1.320
150	220	180	685	1.370	255	205	650	1.300
175	245	180	675	1.350	275	205	645	1.290
Tamaño máximo del árido: 80 mm.								
50	125	160	730	1.460	145	185	700	1.400
100	160	160	720	1.440	185	185	690	1.380
125	180	160	715	1.430	210	185	680	1.350
150	200	160	705	1.410	230	185	675	1.350
175	215	160	705	1.410	250	185	670	1.340

Las cifras de este cuadro son puramente orientativas, y pueden sufrir alteración según el tipo de ejecución, cemento o árido empleados en cada caso particular

ANEJO 7

Método de cálculo simplificado del momento tope

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO TEÓRICO 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  $\left[ \frac{y}{d} \right]_{lim.}$

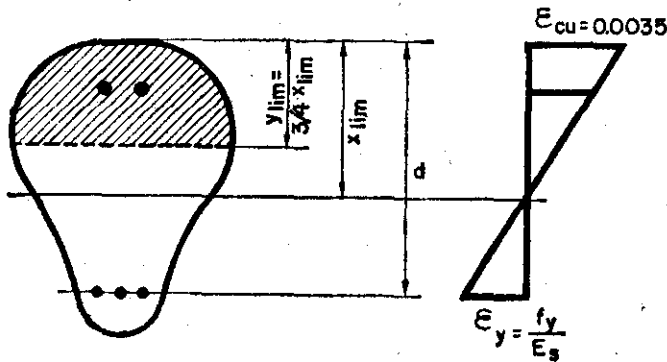


Figura A.7.1.

Siempre que:  $\frac{y}{d} \leq \left[ \frac{y}{d} \right]_{lim.}$

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

$$\frac{y}{d} > \left[ \frac{y}{d} \right]_{lim.}$$

la rotura se produce por fallo del hormigón comprimido.

El valor de  $\left[ \frac{y}{d} \right]_{lim.}$

se obtiene fácilmente de la ecuación de compatibilidad de deformaciones (figura A.7.1), puesto que corresponde a un acor-

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

tamiento en el hormigón de valor  $\epsilon_{cu} = 0,0035$  y a un alargamiento en el acero igual al correspondiente a su escalón de cedencia.

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{f_y}{2.100.000}$$

Por tanto:

$$\left[ \frac{x}{d} \right]_{lim.} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = \frac{1}{1 + \frac{f_y}{2.100.000 \cdot 0,0035}} = \frac{1}{1 + 1,36 \cdot 10^{-4} \cdot f_y}$$

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

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

expresión válida para cualquier sección.

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

fuerzas. En el caso más general de flexión compuesta (figura A.7.2), y prescindiendo por ahora de la hipótesis del momento tope que más adelante se considera, esa condición se escribe:

$$N = f_{ck} \int_0^y b \cdot dy - A_s \cdot f_y + A'_s \cdot \sigma_{s2} \quad [2]$$

expresión válida siempre que la armadura  $A_s$  de tracción alcance efectivamente su límite elástico  $f_y$ .

Por otra parte, y según se indica más adelante, se considera que la armadura  $A'_s$  en compresión trabaja siempre a su límite elástico ( $\sigma_{s2} = f_{y0}$ ).

Si se establece como convenio:  $\int_0^y b \cdot dy = b_m \cdot y$

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:

$$\frac{y}{d} = \frac{N + A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f_{y0}}{f_{ck} \cdot b_m \cdot d} \quad [3]$$

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.

1.2. Expresión de las ecuaciones de equilibrio.

La ecuación de equilibrio de momentos (figura A.7.2) se escribe así:

$$N \cdot e = f_{ck} \int_0^y b (d - y) dy + A'_s \cdot f_{y0} \cdot (d - d') \quad [4]$$

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:

$$N \cdot e = f_{ck} \cdot b_m \cdot y (d - \lambda y) + A'_s \cdot f_{y0} \cdot (d - d')$$

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

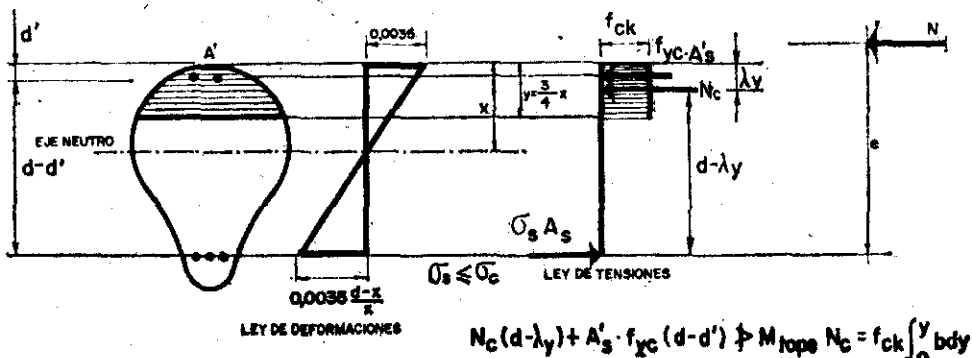


Figura A.7.2

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  $\frac{y}{d}$

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

Por tanto:

Si resulta  $\frac{y}{d} \leq \left[ \frac{y}{d} \right]_{lim}$  la sección se puede calcular mediante las ecuaciones:

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{y}{d} &= \frac{N + A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f_{y0}}{f_{ck} \cdot b_m \cdot d} & [3] & \left[ \begin{array}{l} \text{válida si resulta} \\ \frac{y}{d} \leq \left[ \frac{y}{d} \right]_{lim} \end{array} \right] \\ M = N \cdot e = f_{ck} \cdot b_m \cdot d^2 \cdot \frac{y}{d} \left[ 1 - \lambda \frac{y}{d} \right] + A'_s \cdot f_{y0} \cdot (d-d') & [5] \end{aligned} \right.$$

si resulta:

$$\frac{y}{d} > \left[ \frac{y}{d} \right]_{lim}$$

el sistema que resuelve el cálculo de la sección es el siguiente:

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{y}{d} &= \frac{0,75 \cdot 0,0035}{0,0035 + \frac{\sigma_s}{2.100.000}} & [6] & \left[ \begin{array}{l} \text{válida si resulta} \\ \frac{y}{d} > \left[ \frac{y}{d} \right]_{lim} \end{array} \right] \\ N = f_{ck} \cdot b_m \cdot y - A_s \cdot \sigma_s + A'_s \cdot f_{y0} & [7] \\ M = N \cdot e = f_{ck} \cdot b_m \cdot d^2 \cdot \frac{y}{d} \left[ 1 - \lambda \frac{y}{d} \right] + A'_s \cdot f_{y0} \cdot (d-d') & [5] \end{aligned} \right.$$

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

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

### 1.3. Momento tope

De acuerdo con las hipótesis del artículo 33 de la Instrucción, una sección de hormigón armado no puede resistir un momento superior al «momento tope», cuyo valor es:

$$M_{tope} = 0,70 f_{ck} \int_0^d b (d-y) dy + A'_s \cdot f_{y0} \cdot (d-d') \quad [8a]$$

El valor del momento tope se alcanza para una cierta profundidad  $\left[ \frac{y}{d} \right]_{tope}$  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:

$$f_{ck} \int_0^y b (d-y) dy = 0,70 f_{ck} \int_0^d b (d-y) dy$$

De esta igualdad se obtiene  $\left[ \frac{y}{d} \right]_{tope}$

Para efectuar el cálculo de una sección se utilizarán unas u otras fórmulas según resulte el valor de  $\frac{y}{d}$ , en comparación con los valores de  $\left[ \frac{y}{d} \right]_{lim}$  y de  $\left[ \frac{y}{d} \right]_{tope}$ .

El caso más sencillo y también el más frecuente es aquel en que se verifica

$$\left[ \frac{y}{d} \right]_{tope} \leq \left[ \frac{y}{d} \right]_{lim}$$

En este caso, la ecuación [3] proporciona el valor de  $\frac{y}{d}$  que debe compararse con los dos de referencia

$$\left[ \frac{y}{d} \right]_{lim}, \left[ \frac{y}{d} \right]_{tope}$$

A este caso corresponden las secciones rectangulares y en T, armadas con acero de  $f_y \leq 5.000 \text{ kp/cm}^2$ .

Caso menos frecuente y en ocasiones más complicado es aquel en que se verifica

$$\left[ \frac{y}{d} \right]_{tope} < \left[ \frac{y}{d} \right]_{lim}$$

correspondiente a secciones del tipo T invertida, armadas con aceros de límite elástico elevado. En este caso, si el valor  $\frac{y}{d}$  obtenido de la ecuación [3] resulta mayor que  $\left[ \frac{y}{d} \right]_{lim}$

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  $N_{tope}$  como aquel valor de N que corresponde a una profundidad del rectángulo de compresiones igual al  $y_{tope}$

$$N_{tope} = f_{ck} \int_0^{y_{tope}} b dy + A'_s \cdot f_{y0} - A_s \cdot \sigma_s$$

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

$$\sigma_s = 7.350 \left[ \frac{0,75}{\left[ \frac{y}{d} \right]_{tope}} - 1 \right]; (\sigma_s \text{ en } \text{kp/cm}^2)$$

En cualquiera de los dos casos indicados, es decir, cualquiera que sea el sentido de la desigualdad entre  $\left[ \frac{y}{d} \right]_{lim}$  y  $\left[ \frac{y}{d} \right]_{tope}$  siempre que resulte  $\frac{y}{d} \geq \left[ \frac{y}{d} \right]_{tope}$

o, lo que es equivalente,  $N \geq N_{tope}$  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  $0,7 f_{ok}$  extendida a todo el canto útil). Por tanto, en los casos de grandes profundidades de la fibra neutra, es decir, cuando

$$\frac{y}{d} > \left[ \frac{y}{d} \right]_{\text{tope}} \quad \text{deberá verificarse}$$

$$N \leq 0,70 f_{ok} \int_0^d b \, d \, y + A_s \cdot f_{yo} + A'_s \cdot f_{ye} \quad (8b)$$

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  $\left[ \frac{y}{d} \right]_{\text{tope}}$  ;  $\left[ \frac{y}{d} \right]_{\text{lim}}$

y con la fórmula [3],  $\frac{y}{d}$

A) Si resulta  $\left[ \frac{y}{d} \right]_{\text{tope}} \leq \left[ \frac{y}{d} \right]_{\text{lim}}$

deben considerarse dos casos:

A.1)  $\frac{y}{d} < \left[ \frac{y}{d} \right]_{\text{tope}}$

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

A.2)  $\frac{y}{d} \geq \left[ \frac{y}{d} \right]_{\text{tope}}$

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

B) Si resulta  $\left[ \frac{y}{d} \right]_{\text{tope}} > \left[ \frac{y}{d} \right]_{\text{lim}}$

deben considerarse los casos siguientes:

B.1)  $\frac{y}{d} \leq \left[ \frac{y}{d} \right]_{\text{lim}}$

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

B.2)  $\frac{y}{d} > \left[ \frac{y}{d} \right]_{\text{lim}}$

B.2a)  $N < N_{\text{tope}}$ .

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

B.2b)  $N \geq N_{\text{tope}}$ .

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

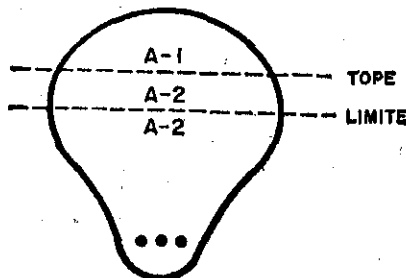


Figura A.7.3

CAPÍTULO II

APLICACIÓN PRÁCTICA DEL MÉTODO

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 I, 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:

$f_{ok}$	por	$f_{ed}$
$f_{yo}$	por	$f_{yo,d}$
$f_y$	por	$f_{yd}$
$N$	por	$N_d$

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  $U_s$ , reservándose  $U_c$  para representar un concepto análogo, pero aplicado al hormigón:

$U_{s1} = A_s \cdot f_{yd}$  = capacidad mecánica de la armadura de tracción o menos comprimida. Por brevedad, se designa a veces también por  $U_{s1}$  a la propia armadura (1).

$U_{s2} = A'_s \cdot f_{yo,d}$  = capacidad mecánica de la armadura de compresión o más comprimida. Por brevedad se designa a veces también  $U_{s2}$  a la propia armadura.

$U_c = f_{ed} \cdot b \cdot d$  = capacidad mecánica de la sección útil del hormigón, en sección rectangular.

$U_{ct} = f_{ed} \cdot b \cdot h$  = capacidad mecánica de la sección total de hormigón, en sección rectangular.

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

Dada una sección sometida a una fuerza  $N_d$ , se designará por  $U_{s1}$  la armadura más alejada del borde comprimido (o del más comprimido si los dos lo están) y por  $U_{s2}$  a la otra. Con esto quedan definidas las magnitudes  $d$  (canto útil) y  $e$  (excentricidad de la fuerza  $N_d$  con respecto al c. de g. de la armadura  $U_{s1}$ ),

(1) Para aquellos estados de sollicitación en los que la armadura  $U_s$  trabaja en compresión, la capacidad mecánica aplicable no es  $A_s \cdot f_{yd}$ , sino  $A_s \cdot f_{yo,d}$ . Esta última expresión es la que se utiliza (en lugar de  $U_{s1}$ ) en las fórmulas de los capítulos siguientes para tales casos. Naturalmente, para aquellos aceros en los que  $f_{yd} \leq 4000$  kp/cm<sup>2</sup> (valor límite máximo admitido en esta Instrucción para  $f_{yo,d}$ ) los valores de  $f_{yd}$  y  $f_{yo,d}$  son idénticos.

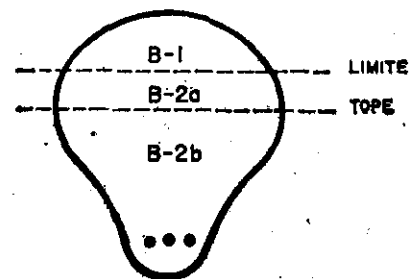


Figura A.7.4

En cuanto al signo de  $e$ , será positivo si la fuerza  $N_d$  y el borde más comprimido caen al mismo lado de  $U_{s1}$ , y será negativo si caen a lado distinto.

Con estas convenciones (figura A.7.5), el producto  $N_d \cdot e$  siempre será positivo (2).

Puede ocurrir que por ser la fuerza  $N_d > 0$  y actuar relativamente centrada en la sección, no se sepa de antemano cuál sea el borde más comprimido. En tal caso, se adoptará como tal cualquiera de ellos, a reserva de comprobar en el momento 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 3.º se avisa en cada uno de los casos en que es imprescindible hacerla.

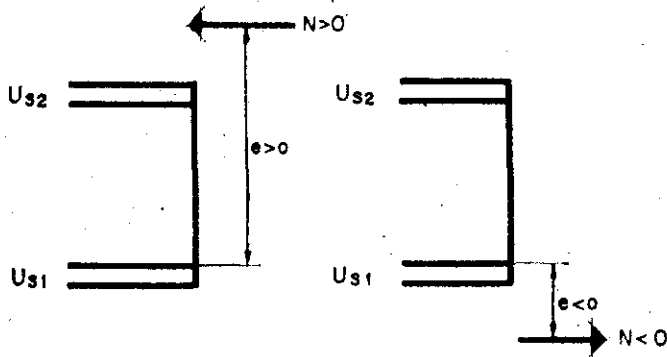


Figura A.7.5

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 5.000 kp/cm<sup>2</sup> y dicho acero posee escalón de cedencia. Estas fórmulas corresponden a la teoría general del momento tope. Si el acero no posee escalón de cedencia, 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  $f_y > 5.000$  kp/cm<sup>2</sup>, habría que acudir a la ecuación de compatibilidad de deformaciones (ecuación (6) del apartado 1 anterior).

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

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

1. La resistencia de cálculo del acero en compresión está limitada superiormente por el valor  $f_{y,c,d} = 4.000$  kp/cm<sup>2</sup>.
  2. 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  $U_{s2}$ , 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 recubri-

(2) Se exceptúa el caso de fuerza de tracción ( $N_d < 0$ ) actuando entre las dos armaduras. Este caso de tracción simple o compuesta se resuelve en el apartado 3.4.3 de la Instrucción.

miento 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

SECCIÓN RECTANGULAR

3. Fórmulas para sección rectangular con acero

de  $f_y \leq 5.000$  kp/cm<sup>2</sup>.

En secciones rectangulares armadas con acero de  $f_y \leq 5.000$

kp/cm<sup>2</sup>, se verifica siempre  $\left[ \frac{y}{d} \right]_{\text{tope}} = 0,45 \leq \left[ \frac{y}{d} \right]_{\text{lim}}$

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  $M_d \leq 0,35 U_c \cdot d$  (si fuese  $M_d > 0,35 U_c \cdot d$  sería necesaria la armadura de compresión).

Fórmula exacta:

$$U_{s1} = U_c \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \frac{M_d}{U_c \cdot d}} \right]$$

Fórmula aproximada para la aplicación:

$$U_{s1} = 0,97 \frac{M_d}{d} \left[ 1 + \frac{M_d}{U_c \cdot d} \right] \leq 0,04 U_c$$

Para:  $M_d = 0,35 U_c \cdot d$   
resulta  $U_{s1} = 0,45 U_c$  [10]

El método simplificado del momento tope sólo exige armadura de compresión para momentos elevados  $M_d > 0,35 U_c \cdot d$ , es decir, para zonas del hormigón comprimido demasiado grandes.

Canto mínimo:

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{M_d}{0,35 \cdot f_{cd} \cdot b}} \quad \text{cuando } b \text{ es dato; [11]}$$

$$d_{\text{mín}} = \sqrt[3]{\frac{M_d}{0,35 \cdot f_{cd}} \cdot \left[ \frac{d}{b} \right]} \quad \text{cuando } \frac{d}{b} \text{ es dato; [12]}$$

3.1.2. Comprobación.

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

$$M_d \leq M_u = U_{s1} \left[ 1 - \frac{U_{s1}}{2 U_c} \right]$$

$d$  entrando en ella con  $U_{s1} \geq 0,45 U_c$  [13]

Debiéndose verificar la condición de armadura mínima  $U_{s1} \geq 0,04 U_c$ .

Para  $U_{s1} \geq 0,45 U_c$  la fórmula [13] da  $M_u = 0,35 U_c \cdot d$  (momento tope).

3.2. Flexión simple con armadura de compresión.

3.2.1. Dimensionamiento

La armadura  $U_{s2}$  debe cumplir la condición:

$$U_{s2} \geq \frac{M_d - 0,35 U_c \cdot d}{d - d'}$$
 [14]

Caso A: La armadura  $U_c$  es dada.

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

Fórmula exacta:

$$U_{s1} = U_c \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \frac{M_d - U_{s2} \cdot (d-d')}{U_c \cdot d}} \right] + U_{s2} \leq 0,04 U_c$$

Fórmula aproximada:

$$U_{s1} = 0,97 \frac{M_d - U_{s2} \cdot (d-d')}{d} \left[ 1 + \frac{M_d - U_{s2} \cdot (d-d')}{U_c \cdot d} \right] + U_{s2} \leq 0,04 U_c \quad [15]$$

En estas fórmulas debe entrarse con  $U_{s2} \geq \frac{M_d}{d-d'}$ . Si fuese

$U_{s2} > \frac{M_d}{d-d'}$  (exceso de armadura  $U_{s2}$ ) resultaría:

$$U_{s1} = \frac{M_d}{d-d'} \leq 0,04 U_c \quad [16]$$

Si fuese  $U_{s2} = \frac{M_d - 0,35 U_c \cdot d}{d-d'}$  (máximo aprovechamiento del

hormigón) resultaría:

$$U_{s1} = 0,45 U_c + U_{s2} \quad [17]$$

Caso B: La armadura  $U_c$  no es dada.

Si fuese  $M_d \leq 0,35 U_c \cdot d$  la armadura de compresión no sería necesaria. Deberá hacerse  $U_{s2} = 0$  y entrar en el apartado 3.1. Si fuese  $M_d > 0,35 U_c \cdot d$  se aprovecharía el hormigón al máximo haciendo:

$$U_{s2} = \frac{M_d - 0,35 U_c \cdot d}{d-d'}$$

$$U_{s1} = 0,45 U_c + U_{s2}$$

3.2.2. Comprobación.

Siendo  $M_u$  el momento de agotamiento debe ser:

$$M_d \leq M_u = (U_{s1} - U_{s2}) \left[ 1 - \frac{U_{s1} - U_{s2}}{2 U_c} \right] \cdot d + U_{s2} \cdot (d-d') \quad [18]$$

entrando en ella con  $\begin{cases} U_{s2} \geq U_{s1} \\ U_{s1} \geq 0,45 U_c + U_{s2} \end{cases}$

debiéndose verificar, además, la condición de armadura mínima  $U_{s1} \geq 0,04 U_c$ .

Para  $U_{s2} \geq U_{s1}$  (exceso de armadura de compresión) la fórmula [18] da:

$$M_u = U_{s1} \cdot (d-d')$$

con la condición  $U_{s1} \geq 0,04 U_c$ .

Para  $U_{s1} = 0,45 U_c + U_{s2}$  (máximo aprovechamiento del hormigón) la fórmula [18] da:

$$M_u = 0,35 U_c \cdot d + U_{s2} \cdot (d-d') \quad [19]$$

El mismo valor [19] resultaría para  $U_{s1} > 0,45 U_c + U_{s2}$  (exceso de armadura de tracción).

3.3. Compresión simple.

El método del momento tope resuelve también la compresión compuesta, así como en el límite la compresión simple.

Cuando la compresión es centrada, es decir, cuando la sollicitación exterior  $N_d$  actúa en el baricentro plástico de la sección

(véase su definición en el anejo 2), resulta más ventajoso efectuar la comprobación mediante la relación:

$$N_d \geq N_a = 0,7 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} + A_s' \cdot f_{yc,d} + A_s \cdot f_{yc,d}$$

La excentricidad  $e_b$  correspondiente al baricentro plástico de la sección es:

$$e_b = \frac{0,35 \cdot U_c \cdot d (1-\rho^2) + U_{s2} \cdot (d-d')}{0,7 U_{st} + A_s \cdot f_{yc,d} + U_{s2}} \approx \frac{0,35 U_c \cdot d + U_{s2} (d-d')}{0,7 \cdot U_{st} + A_s \cdot f_{yc,d} + U_{s2}} \quad [20]$$

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  $N_d$  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 el  $e_b$  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  $U_{s2}$  debe cumplir  $U_{s2} \geq U_{s \text{ min}}$ , siendo  $U_{s \text{ min}}$  el mayor de los tres valores siguientes:

$$0; 0,05 N_d; U_{s \text{ crit}} = \frac{N_d \cdot e - 0,35 U_c \cdot d}{d-d'}$$

Además  $U_{s2} \leq 0,5 U_c$

(en rigor, el valor  $0,05 N_d$  es de obligada consideración tan solo en compresión compuesta, pudiendo prescindirse de él en flexión compuesta).

Caso A: La armadura  $U_{s1}$  es dada.

$$1^\circ \quad N_d - U_{s2} \geq 0,7 U_c$$

Se trata de un caso de compresión compuesta. La armadura  $U_{s1}$  trabaja en compresión, y su capacidad mecánica será, por tanto,  $A_s \cdot f_{yc,d}$ .

Se comprueba:  $U_{s2} \geq U_{s \text{ min}}$

y se hace:  $A_s \cdot f_{yc,d} = N_d - 0,7 U_c - U_{s2} \leq 0,05 N_d \quad [21]$

Si fuese  $U_{s2} > U_{s \text{ crit}}$  habría que hacer comprobación de borde (fórmula [20] citada en el apartado 3.4).

$$2^\circ \quad N_d - U_{s2} \leq 0,45 U_c$$

se comprueba:  $U_{s2} \geq U_{s \text{ min}}$

y se hace:

Fórmula exacta:

$$U_{s1} = U_c \left[ 1 - \sqrt{1 - 2 \frac{N_d \cdot e - U_{s2} \cdot (d-d')}{U_c \cdot d}} \right] + U_{s2} - N_d$$

Fórmula aproximada:

$$U_{s1} = 0,97 \frac{N_d \cdot e - U_{s2} \cdot (d-d')}{d} \left[ 1 + \frac{N_d \cdot e - U_{s2} \cdot (d-d')}{U_c \cdot d} \right] + U_{s2} - N_d \quad [22]$$

Si resulta  $U_{s1} \geq 0$ , se trata de un caso de flexión compuesta. La armadura  $U_{s1}$  trabaja en tracción y debe cumplir la condición  $U_{s1} \leq 0,04 U_c$ .

Si resulta  $U_{s1} < 0$ , basta con poner un mínimo de armadura. Se está al lado de la seguridad colocando el mayor de los dos valores siguientes:

$$\begin{aligned} U_{s1} &\geq 0,04 U_c \\ U_{s1} &\geq 0,05 N_d \end{aligned}$$

Si es  $N_d > 0$  y el valor de  $U_{s1}$  resulta negativo (prescindiendo de la armadura mínima  $0,04 U_c$  ó  $0,05 N_d$ ), es preciso hacer comprobación de borde (apartado 3.4).

En la fórmula [22] debe entrarse con

$$U_{s2} > \frac{N_d \cdot e}{d - d'}$$

si fuese  $U_{s2} > \frac{N_d \cdot e}{d - d'}$  (exceso de armadura  $U_{s2}$ ), resultaría:

$$U_{s1} = \frac{N_d [e - (d - d')] }{d - d'} < 0,04 U_c \quad [23]$$

Si fuese  $U_{s2} = U_{s, \text{crit}} = \frac{N_d \cdot e - 0,35 U_c \cdot d}{d - d'}$  (máximo aprovechamiento del hormigón), resultaría:

$$U_{s1} = 0,45 U_c + U_{s2} - N_d < 0,04 U_c \quad [24]$$

$$3.^\circ \quad | \quad 0,7 U_c > N_d - U_{s2} > 0,45 U_c$$

Se trata de un caso intermedio en el que, teóricamente, no es necesaria la armadura  $U_{s1}$ . Por ello se dispondrá la armadura mínima.

Se comprueba:  $U_{s2} > U_{s, \text{min}}$ .

y se hace:  $U_{s1} \geq \begin{cases} 0,05 N_d \\ 0,04 U_c \end{cases} \quad [25]$

Si fuese  $U_{s2} > U_{s, \text{crit}}$  habría que hacer comprobación de borde (apartado 3.4).

Caso B: La armadura  $U_{s2}$  no es dada.

Conviene hacer  $U_{s2} = U_{s, \text{min}}$  para aprovechar el hormigón al máximo.

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

Las fórmulas siguientes son válidas para fuerza  $N_d$  de compresión, suponiendo

$$f_{yd} = f_{y0,d}$$

$$1.^\circ \quad | \quad N_d \leq 0,45 U_c$$

$$A'_s \cdot f_{y0,d} = \frac{N_d}{d - d'} \left[ e_0 + \frac{d - d'}{2} \right] - \frac{d}{d - d'} N_d$$

$$\left[ 1 - \frac{1}{2} \frac{N_d}{U_c} \right] < \begin{cases} 0,04 U_c \\ 0,05 N_d \end{cases} \quad [26]$$

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

$$e = e_a + \frac{d - d'}{2}$$

$$2.^\circ \quad | \quad N_d \geq 0,45 U_c$$

$$A'_s \cdot f_{y0,d} = \frac{N_d}{d - d'} \left[ e_0 + \frac{d - d'}{2} \right] - \frac{d}{d - d'} 0,35 U_c <$$

$$A \begin{cases} 0,04 U_c \\ 0,05 N_d \end{cases}$$

3.5.2. Comprobación.

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

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

$$1.^\circ \quad | \quad N_d + U_{s1} - U_{s2} \leq 0$$

Hay exceso de armadura de compresión.

$$\begin{aligned} U_c &\geq 0,04 U_c \\ N_d \cdot e &\leq (N_d + U_{s1}) (d - d') \end{aligned} \quad [28]$$

$$2.^\circ \quad | \quad 0 \leq N_d + U_{s1} - U_{s2} \leq 0,45 U_c$$

En este caso, el agotamiento se produce en flexión compuesta

$$\begin{aligned} U_{s1} &\geq 0,04 U_c \\ N_d \cdot e &\leq \left[ N_d + U_{s1} - U_{s2} \right] \left[ 1 - \frac{N_d + U_{s1} - U_{s2}}{2 U_c} \right] d + U_{s2} (d - d') \end{aligned} \quad [29]$$

$$3.^\circ \quad | \quad N_d + U_{s1} - U_{s2} \geq 0,45 U_c$$

$$\begin{aligned} U_c &\geq 0,05 N_d \\ N_d \cdot e &\leq 0,35 U_c \cdot d + U_{s2} (d - d') \end{aligned} \quad [30]$$

$$N_d \leq A_s \cdot f_{y0,d} + U_{s2} + 0,7 U_c \quad [31]$$

$$U_{s1} \geq \begin{cases} 0,04 U_c \\ 0,05 N_d \end{cases}$$

CAPITULO IV

SECCIÓN EN T

4. Fórmulas para sección en T con acero  
de  $f_y \leq 5.000 \text{ kp/cm}^2$ .

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:

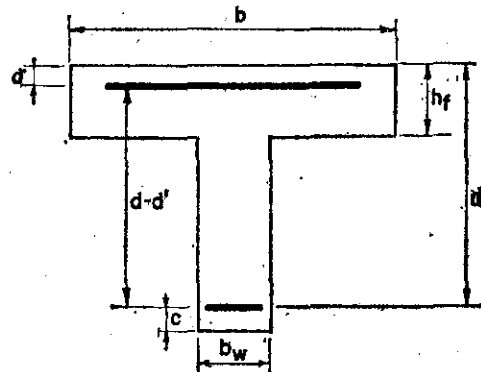


Figura A.7.6

A) En una sección en T armada con cualquier tipo de acero, el valor  $\left[ \frac{y}{d} \right]_{\text{topo}}$  es menor que el correspondiente a una sección rectangular de anchura b y canto útil d, 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 exceso de  $f_y \leq 5.000 \text{ kp/cm}^2$ .

En lo sucesivo se supone  $f_y \leq 5.000 \text{ kp/cm}^2$ .

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:

$$\frac{y}{d} \leq \frac{h_f}{d} \quad [32]$$

la sección se comporta como una rectangular de anchura  $b$  y canto  $d$ , 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:

$$\frac{y}{d} > \frac{h_f}{d} \quad [33]$$

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  $U_{2f}$  de valor:

$$U_{2f} = (b - b_w) \frac{h_f}{h_f} \cdot f_{cd} \quad [34]$$

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

sección rectangular equivalente tiene entonces una anchura  $b_w$ , un canto útil  $d$  y una armadura virtual de compresión igual a

$$U_{2v} = U_{2 \text{ real}} + U_{2f} \quad [35]$$

C-2) Se considera la totalidad de las alas como una armadura de compresión ficticia  $U_{2f, \text{tot}}$  de valor:

$$U_{2f, \text{tot}} = b \cdot h_f \cdot f_{cd} \quad [36]$$

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

$$U_{2v, \text{tot}} = U_{2 \text{ real}} + U_{2f, \text{tot}} \quad [37]$$

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:

$$M_c = 0,7 f_{cd} \left[ bh_f \left( d - \frac{h_f}{2} \right) + 0,5 b_w (d - h_f)^2 \right] \quad [38]$$

y considerando la armadura de compresión, el momento tope  $M_{\text{tope}}$  resulta:

$$M_{\text{tope}} = M_c + U_{s2} (d - d') \quad [39]$$

El área útil de la sección vale:

$$A_{ce} = bh_f + b_w (d - h_f) \quad [40]$$

y el área total:

$$A_c = b \cdot h_f + b_w (h - h_f) \quad [41]$$

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:

$$e_b = \frac{M_{\text{tope}} - 0,35 f_{cd} \cdot b_w \cdot c^3}{0,7 f_{cd} A_c + A_s \cdot f_{y,c,d} + U_{s2}} \quad [42]$$

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

4.3. Flexión simple o compuesta con fuerza  $N_d$  actuando fuera de canto útil.

Incluye los dos casos siguientes:

$$N_d \geq 0 \quad \text{y} \quad \begin{cases} N_d < 0 \\ e \geq d \end{cases} \quad \text{y} \quad \begin{cases} N_d < 0 \\ e < 0 \end{cases}$$

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

$$N_d = 0 \quad \text{y} \quad N_d \cdot e = M_d$$

4.3.1. Dimensionamiento.

La armadura  $U_{s2}$  debe cumplir:  $U_{s2} \geq U_{s, \text{mín}} = \frac{N_d \cdot e - M_0}{d - d'} \leq 0$

Caso A: La armadura  $U_{s2}$  es dada.

Se define el valor:  $M_0 = U_{s1} \cdot (d - d') + f_{cd} \cdot b \cdot h_f \left[ d - \frac{h_f}{2} \right]$

que representa el momento de la armadura virtual  $U_{2f, \text{tot}}$  (fórmula [37] respecto al c. de g de la armadura  $U_{s1}$ ).

Pueden ocurrir dos casos:

$1.^\circ \quad | \quad N_d \cdot e \leq M_0$

la zona comprimida de hormigón se localiza en las alas ( $y \leq h_f$ ), se comprueba:  $U_{s2} \geq U_{s, \text{mín}}$

y se toma:

$$U_{s1} = 0,97 \frac{N_d \cdot e - U_{s2} (d - d')}{d} \left[ 1 + \frac{N_d \cdot e - U_{s2} (d - d')}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \right] + U_{s2} - N_d \leq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \quad [44]$$

En la fórmula [44] debe entrarse con  $U_{s2} \geq \frac{N_d \cdot e}{d - d'}$ .

Si fuese  $U_{s2} \geq \frac{N_d \cdot e}{d - d'}$  (exceso de armadura  $U_{s2}$ ) resultaría:

$$U_{s1} = \frac{N_d (e - (d - d'))}{d \cdot d'} \leq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \quad [45]$$

$2.^\circ \quad | \quad N_d \cdot e \geq M_0$

Lo zona comprimida de hormigón se extiende al alma ( $y \geq h_f$ ) Se comprueba:  $U_{s2} \geq U_{s, \text{mín}}$

Y se toma:

$$U_{s1} = 0,97 \frac{N_d \cdot e - M_0}{d \cdot h_f} \left[ 1 + \frac{N_d \cdot e - M_0}{f_{cd} \cdot b_w (d - h_f)^2} \right] + f_{cd} \cdot b \cdot h_f + U_{s2} - N_d \leq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \quad [46]$$

Caso B: La armadura  $U_{s2}$  no es dada.

Conviene hacer  $U_{s2} = U_{s, \text{mín}}$  para aprovechar el hormigón al máximo.

4.3.2. Comprobación.

La sección está en buenas condiciones cuando se cumple que:

$$U_{s1} \geq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \quad [47]$$

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

$1.^\circ \quad | \quad N_d + U_{s1} - U_{s2} \leq 0$

Hay exceso de armadura de compresión.

$$N_d \cdot e \leq (N_d + U_{s1}) (d - d') \quad [48]$$



$$2.^\circ \quad 0 \leq N_d + U_{s1} - U_{s2} \leq f_{ct} \cdot b \cdot h_f$$

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

$$N_d \cdot e \leq (N_d + U_{s1} - U_{s2}) \left[ 1 - \frac{N_d + U_{s1} - U_{s2}}{2 f_{cd} \cdot b \cdot d} \right] \quad [49]$$

$$d + U_{s2} \cdot (d - d') \geq M_{topo}$$

$$3.^\circ \quad N_d + U_{s1} - U_{s2} \geq f_{cd} \cdot b \cdot h_f$$

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

$$\text{Se calcula: } U_0 = N_d + U_{s1} - U_{s2} - f_{cd} \cdot b \cdot h_f \quad [50]$$

y la condición es:

$$N_d \cdot e \leq f_{cd} \cdot b \cdot h_f \left[ d - \frac{h_f}{2} \right] \quad [51]$$

$$+ U_{s2} \cdot (d - d') + U_0 \left[ d - h_f - \frac{U_0}{2 f_{cd} \cdot b_w} \right] \geq M_{topo}$$

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

$$\text{Incluye los casos: } \begin{cases} N_d > 0 \\ e < d \end{cases}$$

4.4.1. Dimensionamiento.

La armadura  $U_{s2}$  debe cumplir  $U_{s2} \leq U_{s, \text{min}}$ , siendo  $U_{s, \text{min}}$  el mayor de los valores siguientes:

$$0,05 N_d; \quad U_{s, \text{crit}} = \frac{N_d \cdot e - M_c}{d - d'}$$

Caso A: La armadura  $U_{s2}$  es dada.

$$\text{Se define el valor: } U_n = N_d - 0,7 f_{cd} \cdot A_{ce} - U_{s2} \quad [52]$$

y pueden distinguirse dos casos:

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

Se trata de un caso de compresión compuesta. La armadura  $U_{s1}$  trabaja en compresión y su capacidad mecánica será, por tanto,  $A_s \cdot f_{y0,d}$ .

Se comprueba:  $U_{s2} \geq U_{s, \text{min}}$

$$\text{y se toma: } A_s \cdot f_{y0,d} = U_n \leq 0,05 N_d \quad [53]$$

Debe hacerse comprobación de borde (subapartado 4.2), salvo en el caso de ser

$$U_{s2} = U_{s, \text{min}} = U_{s, \text{crit}}$$

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

Se calcula  $U_{nn}$  que es el valor de  $U_{s1}$  dado por las fórmulas [44] o [46], según el caso, prescindiendo de la condición  $U_{s1} \leq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce}$ .

Si resulta  $U_{nn} \geq 0$  se trata de un caso de flexión compuesta y debe hacerse:

$$U_{s1} = U_{nn} \leq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \quad [54]$$

Si resulta  $U_{nn} < 0$  debe hacerse:

$$U_{s1} \begin{cases} 0,05 N_d \\ 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \end{cases} \quad [55]$$

y debe comprobarse el borde (subapartado 4.2).

Caso B: La armadura  $U_{s2}$  no es dada.

Conviene hacer  $U_{s2} = U_{s, \text{min}}$  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  $U_{s2}$  debe cumplir  $U_{s2} \geq U_{s, \text{min}}$  (véase 4.4.1. Dimensionamiento).

Cumplida esta condición se halla el valor de  $U_{s1}$  mediante las fórmulas de dimensionamiento para la  $U_{s2}$  dada. Si el valor de  $U_{s1}$  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:

$$b \cdot h_f \left[ d - \frac{h_f}{2} \right] \leq \frac{7}{6} b_w (d - h_f)^2 \quad [56]$$

Dicha relación equivale a decir que  $y_{top} \geq h_f$  y se cumple en cualquiera de los tres casos particulares siguientes:

$$a) \quad \frac{h_f}{d} \leq 0,25 \text{ con } \frac{b_w}{b} \geq 0,33 \quad [57]$$

$$b) \quad \frac{h_f}{d} \leq 0,20 \text{ con } \frac{b_w}{b} \geq 0,24 \quad [58]$$

$$c) \quad \frac{h_f}{d} \leq 0,15 \text{ con } \frac{b_w}{b} \geq 0,16 \quad [59]$$

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 corresponde a las alas.

4.5.1. Dimensionamiento.

La armadura  $U_{s2}$  debe cumplir  $U_{s2} \geq U_{s, \text{min}}$  siendo:

$$U_{s, \text{min}} = \frac{M_d - f_{cd} \cdot b \cdot h_f \left[ d - \frac{h_f}{2} \right]}{(d - d')} \leq 0 \quad [60]$$

Caso A: La armadura  $U_{s2}$  es dada.

Se comprueba:  $U_{s2} \geq U_{s, \text{min}}$

y se toma:

$$U_{s1} = 0,97 \frac{M_d - U_{s2} \cdot (d - d')}{d} \left[ 1 + \frac{M_d - U_{s2} \cdot (d - d')}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \right] + \quad [61]$$

$$+ U_{s2} \leq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce}$$

En la fórmula [61] debe entrarse con  $U_{s2} \geq \frac{M_d}{d \cdot d'}$ . Si fuese

$$U_{s2} \geq \frac{M_d}{d \cdot d'} \text{ (exceso de armadura } U_{s2}) \text{ resultaría:}$$

$$U_{s1} = \frac{M_d}{d \cdot d'} \leq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \quad [62]$$

Caso B: La armadura  $U_{s2}$  no es dada.

Conviene hacer  $U_{s2} = U_{s, \text{min}}$  para aprovechar el hormigón al máximo.

4.5.2. Comprobación.

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

$$M_d \leq M_u = (U_{s1} - U_{s2}) \left[ 1 - \frac{U_{s1} - U_{s2}}{2 f_{cd} \cdot b \cdot d} \right] d + U_{s2} \cdot (d - d') \quad [63]$$

$$\text{Con } \begin{cases} U_{s2} \geq U_{s1} \\ U_{s1} \geq f_{cd} \cdot b \cdot h_f + U_{s2} \end{cases}$$

debiéndose verificar además la condición de armadura mínima:

$$U_{s1} \geq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce}$$

Si fuese  $U_{s2} \geq U_{s1}$  (exceso de armadura de compresión) resultaría:

$$M_u = U_{s1} \cdot (d - d') \text{ con } U_{s1} \geq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \quad [64]$$

Si fuese  $U_{s1} \geq f_{cd} \cdot b \cdot h_f + U_{s2}$  (exceso de armadura de tracción), resultaría:

$$M_u = f_{cd} \cdot b \cdot h_f \left[ d - \frac{h_f}{2} \right] + U_{s2} \cdot (d - d') \quad [65]$$