

REAL DECRETO 1039/1991, de 28 de Junio, por el que se aprueba la «Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-91) ».

La «Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-88) fue aprobada por Real Decreto 824/1988, de 15 de julio.

La Comisión Permanente del Hormigón, de carácter interministerial que fue creada al amparo del Decreto 2.987/1968, de 20 de septiembre y reestructurada conforme a lo dispuesto en el Real Decreto 1.424/1981, de 22 de mayo está encargada de la redacción y revisión de la citada Instrucción, y ha estimado necesario efectuar modificaciones en algunos de sus artículos, bien para adecuarlos a la actual situación de la tecnología o bien para mejorar y aclarar su redacción, todo ello en base a la experiencia adquirida, a las observaciones que ha venido recibiendo y a los estudios que los grupos de trabajo creados a tal efecto han realizado.

Por otra parte la pertenencia a la Comunidad Económica Europea hace necesario introducir en la Instrucción las cláusulas oportunas para que los productos legalmente fabricados y comercializados en un Estado miembro de la Comunidad, que sean conformes con las especificaciones técnicas en vigor en tal Estado, siempre que éstas tengan un nivel de seguridad equivalente al que exige la Instrucción, puedan ser utilizados.

En su virtud, a iniciativa de la Comisión Permanente del Hormigón, cumplidos los trámites previstos en el Real Decreto 568/1989 de 12 de mayo por el que se regula la remisión de información en materia de normas y reglamentaciones técnicas, con informe favorable de la Junta Consultiva de Contratación Administrativa, a propuesta del Ministro de Obras Públicas y Transportes y previa deliberación del Consejo de Ministros en su reunión del día 28 de Junio de 1991.

DISPONGO:

Artículo primero: Se aprueba la «Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-91)» que estará constituida por la EH-88 con las modificaciones que figuran como anexo del presente Real Decreto.

Artículo segundo: El ámbito de aplicación de esta Instrucción comprende con carácter obligatorio todas las obras, tanto de las Administraciones Públicas como las de carácter privado, así como los productos prefabricados de hormigón.

Disposiciones Transitorias

Primera: Los proyectos aprobados por las Administraciones Públicas o visados por Colegios Profesionales antes de la fecha de entrada en vigor del presente Real Decreto, se regirán por la Instrucción vigente en el momento de la aprobación de aquellos y podrán servir de base a la ejecución de las obras correspondientes, siempre que éstas se inicien antes de un año a partir de la publicación de este Real Decreto.

Segunda: La ejecución de las obras comprendidas en la disposición transitoria anterior se realizará de acuerdo con la Instrucción vigente en el momento de la aprobación, pudiendo no obstante aplicar la nueva Instrucción en aquellos puntos que no impliquen modificación del proyecto o del 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 esta Instrucción.

Cuarta: Las obras que se encuentren iniciadas en la fecha de publicación del presente Real Decreto se continuarán con arreglo a la Instrucción que les haya servido de base, salvo acuerdo entre las partes contratantes.

Disposición final

El presente Real Decreto entrará en vigor a los dos meses de su publicación en el Boletín Oficial del Estado.

Dado en Madrid a 28 de Junio de 1991.

JUAN CARLOS R.

El Ministro de Obras Públicas y Transportes,
JOSÉ BORRELL FONTELLES

INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE OBRAS DE HORMIGÓN EN MASA O ARMADO EH-91

CAPÍTULO I : 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, fabricados con materiales que cumplan las condiciones indicadas en la misma.

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 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.

Para obras especiales, esta Instrucción deberá ser complementada con las reglamentaciones específicas aplicables a las mismas o con las medidas o disposiciones derivadas de las características de la propia obra y de su utilización.

El autor del proyecto y el director de la obra están obligados a conocer y tener en cuenta las prescripciones de la presente Instrucción pero pueden, bajo su personal responsabilidad, emplear sistemas de cálculo, disposiciones constructivas, etc., diferentes.

Comentarios

El Comité Eurointernacional del Hormigón define los hormigones estructurales de acuerdo con su peso específico en:

Normales Superior a 2.000 y hasta 2.800 kg/m³

Ligeros De 1.200 a 2.000 kg/m³

Pesados Superiores a 2.800 kg/m³

Dado que las características de los hormigones ligeros, pesados y refractarios son distintas de las de los hormigones normales, el empleo de los mismos requiere prescripciones específicas que deberán ser objeto de normativas especiales.

El efecto perjudicial de las temperaturas elevadas 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 la consulta de textos especializados y adoptar las medidas oportunas. En obras especiales, tales como algunas obras marítimas, presas, reactores nucleares, etc., se

adoptarán las medidas derivadas de las características de la propia obra y de su utilización. Tales medidas pueden requerir una juiciosa adaptación de los preceptos de esta Instrucción al tipo de obra correspondiente, como puede ser el caso de las especificaciones relativas al control del hormigón (y en particular al tamaño del lote) cuando se aplican a presas.

Las estructuras mixtas exigen el empleo de técnicas especiales y métodos de cálculo específico. Por ello no se incluyen dichas estructuras en el campo de aplicación de esta Instrucción.

Artículo 2.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 incluidas en el Anejo 2.

Artículo 3.º Unidades, convención de signos y notación

Las unidades adoptadas en la presente Instrucción corresponden a las del sistema Metro-Kilopondio-Segundo.

La convención de signos y notación utilizados se adaptan a las normas generales al efecto establecidas por el Comité Mixto CEB-FIP (Comité Eurointernacional del Hormigón-Federación Internacional del Pretensado).

En el Anejo 1 se incluye la notación más frecuentemente utilizada en esta Instrucción.

Comentarios

El sistema de unidades mencionado en el artículo se admite con carácter transitorio en tanto no se establezca reglamentariamente el empleo del «Sistema Internacional de Unidades de Medida, S.I.» declarado de uso legal en España por la Ley de Pesas y Medidas 88/67 de 8 de noviembre («B.O.E.» de 10-11-1967) y Decreto 1.257/1974 («B.O.E.» de 8-5-1974).

La correspondencia entre las unidades del sistema Metro-Kilopondio-Segundo y las del Sistema Internacional S.I. es la siguiente:

a) Kilopondio-newton

$$1 \text{ kp} = 9,8 \text{ N} \simeq 10 \text{ N}$$

e inversamente,

$$1 \text{ N} = 0,102 \text{ kp} \simeq 0,1 \text{ kp}$$

b)

Kilopondio por centímetro
cuadrado-newton por milímetro
cuadrado.

$$1 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2} = 0,098 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \simeq 0,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 10,2 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2} \simeq 10 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

Las unidades prácticas recomendadas en el sistema S.I. son las siguientes:

Para resistencias y tensiones:

$$\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = \text{MPa}$$

Para fuerzas: kN

Para fuerzas por unidad de longitud:

$$\frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Para fuerzas por unidad de superficie:

$$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Para fuerzas por unidad de volumen:

$$\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Para momentos: kN · m

Artículo 4.º Documentos del proyecto

4.1. Generalidades

En las obras que contrate o ejecute el Estado o sus Organismos Autónomos se estará a lo dispuesto en el texto articulado de la Ley de Contratos del Estado, en el Reglamento General de Contratación del Estado y en el Pliego de Cláusulas Administrativas Generales para la Contratación de Obras del Estado vigentes.

Todo proyecto comprenderá:

—Memoria, que considerará las necesidades que deberán satisfacerse y los factores de todo orden que haya de tener en cuenta.

—Planos, de conjunto y de detalle, necesarios para que la obra quede perfectamente definida.

- Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, donde se hará la descripción de las obras y se regulará su ejecución.
- 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.
- Programa del posible desarrollo de los trabajos, en tiempo y coste óptimo, de carácter indicativo, en los casos en que sea necesario.

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 competente distinto del autor de aquel, pueda interpretar o dirigir con arreglo al mismo los trabajos correspondientes.

Comentarios

La calidad de la obra depende, en primer lugar, de la calidad del proyecto. Por ello se recomienda que éste sea supervisado por un técnico distinto del autor que lo realizó,

como es el caso de las Oficinas de Supervisión de Proyectos de los Organismos Públicos

4.2. Memoria

4.2.1. Normas generales

Serán factores que habrá que considerar en la Memoria los sociales, económicos 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 y ensayos efectuados, cuyos detalles y desarrollo se incluirán en anejos especiales.

También figurarán en otros anejos: el estudio del terreno de cimentación, los materiales y los ensayos realizados con los mismos, la justificación del cálculo y 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.

4.2.2. Anejo de cálculo

En la memoria de todos los proyectos deberá figurar un Anejo de Cálculo, en donde se justifique razonadamente, con arreglo a las normas prescritas en esta Instrucción, el cumplimiento de las condiciones que se exigen a la estructura en su conjunto y cada una de las partes en que puede suponerse dividida, con objeto de garantizar la seguridad y el buen servicio de la misma.

Su presentación debe ser tal, que los cálculos puedan reproducirse por terceros. A tal efecto se indicará:

- a) Las simplificaciones efectuadas sobre la estructura real, para transformarla en una ideal de cálculo, que se describirá detalladamente, indicando el tipo estructural adoptado para el conjunto y sus partes, incluyendo dimensiones, características mecánicas de las secciones necesarias, tipos de conexiones en los nudos y condiciones de sustentación.

- b) Se incluirán las indicaciones necesarias para identificar el elemento que se calcula mediante las oportunas referencias a los planos 0 a los croquis suplementarios.
- c) Las características resistentes y de deformación supuestas para los materiales de la estructura y, en su caso, para el terrero que la sustenta.
- d) Las acciones consideradas, las posibles combinaciones y los coeficientes de seguridad a tener en cuenta en cada caso.
- e) El tipo de análisis efectuado. En particular, se precisará si es estático o dinámico, lineal o no lineal, así como el tipo de discretización efectuado en la estructura (barras, elementos finitos, bandas finitas, etc).

Cuando no se utilice la notación de esta Instrucción, se darán las equivalencias entre los símbolos empleados y los definidos en la misma. Si no es posible dar esta equivalencia se definirán detalladamente dichos símbolos.

Cuando los cálculos sean complementados por estudios experimentales sobre modelo, deberán realizarse con técnicas apropiadas y por personal especializado. En este caso, se detallarán dichos estudios en un apartado del Anejo de Cálculo.

Comentarios

Se recomienda utilizar dibujos, siempre que sea conveniente para aclarar la descripción de la estructura.

Entre las características de los materiales pueden citarse los diagramas tensión-deformación, módulos de elasticidad, resistencias,

tensiones admisibles, coeficientes de retracción, fluencia y térmicos, y en su caso, tensión admisible del terreno. Los niveles de control elegidos están asociados al valor de los coeficientes de seguridad asignados, por lo que deben cuidarse su adopción y viabilidad.

4.2.3. Cálculos en ordenador

4.2.3.1. Utilización de programas

Cuando se efectúen cálculos con ayuda de ordenador, el Anejo de Cálculo se complementará con apartados específicos que contengan las diferentes etapas resueltas con programas distintos, debiendo dichos apartados constituir unidades completas y ordenadas.

De cada programa utilizado se indicará su identificación, su objeto y su campo de aplicación.

Comentarios

Debe tenerse presente que el autor del proyecto es, en todo caso, responsable de los cálculos efectuados en ordenador, por lo que deberá poner especial cuidado en el control de los mismos.

En particular se llama la atención sobre el problema que entraña el uso de programas integrados, no suficientemente transparentes, para el proyecto automático de estructuras.

No es aconsejable el uso de programas sin contar con una documentación de los mismos, que defina como mínimo:

- Título, versión y fecha de la misma.
- Nombre y titulación del autor o autores.
- Nombre y razón social de la organización distribuidora.
- Ejemplos de estructuras resueltas.

Es importante contar con una asistencia técnica por parte del autor o del distribuidor

del programa, que garantice la eliminación de errores o defectos de funcionamiento.

4.2.3.2. Presentación de datos y resultados

El listado de datos contendrá tanto los datos introducidos por el proyectista como los generados por el programa, de forma que queden definidas todas las características geométricas, mecánicas, de carga y de sustentación de la estructura considerada, debiendo contener indicaciones concretas sobre notación, unidades y criterios de signos de las magnitudes utilizadas.

El listado de resultados contendrá lo necesario para describir el estado tenso-deformacional de la estructura, incluyendo:

- Componentes de los desplazamientos, referidas a ejes generales, en un número de puntos suficiente para caracterizar la configuración deformada.
- Componentes de esfuerzos en un número de puntos suficientes para permitir el diseño de cada elemento.
- Componentes de las reacciones de apoyo.

Comentarios

Es conveniente incluir dibujos de la estructura considerada, de las acciones a las que está sometida y de los diagramas de esfuerzos resultantes, a ser posible realizados por el mismo programa. Es conveniente que todos los listados de

resultados en forma tabular, lleven en su encabezamiento la notación y unidades para cada magnitud considerada, y que el mismo encabezamiento se repita en cada página distinta.

4.3. Planos

Los planos deberán ser lo suficientemente descriptivos para la exacta realización de la obra, a cuyos efectos se podrá deducir también de ellos los planos auxiliares de obra o de taller y 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 $\varnothing$ 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 definan 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 de acuerdo con el proceso de ejecución propuesto.

Por último, en cada plano figurará, en la zona inferior derecha del mismo, un cuadro con las características resistentes del hormigón y de los aceros empleados en los elementos que este plano define, así como los niveles de control previstos.

Comentarios

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.

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 que se vayan a emplear, especificando, si se juzga oportuno, la procedencia de los materiales naturales, cuando ésta defina una característica 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 que deban adoptarse durante la construcción; y los niveles de control exigidos para los materiales y ejecución. En ningún caso contendrán estos pliegos declaraciones o cláusulas de carácter económico que deban figurar en el Pliego de Cláusulas Administrativas. En cualquier caso, el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares establecerá, específicamente, los siguientes datos relativos a los materiales que habrán de utilizarse en obra:

- Tipo, clase y características especiales, en su caso, del cemento.
- Tipos de acero.
- Resistencia especificada para el 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 deban 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;
- tolerancias dimensionales.

El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares exigirá, cuando se 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 del usuario sobre la magnitud de las cargas.

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.

Comentarios

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 se estime oportuno establecer. Bien entendido que, en ningún caso, dichas condiciones particulares podrán resultar incompatibles con lo prescrito en esta Instrucción, salvo clara, razonada y excepcional justificación.

Las tolerancias dimensionales deberán ser compatibles con las condiciones de ejecución previstas.

Con respecto a las decisiones derivadas del control de resistencia del hormigón (véase 69.4), en el Pliego de Cláusulas Administrativas Particulares o en el Pliego de Condiciones de cada obra cuando no exista aquel, se pueden especificar posibles penalizaciones económicas, en particular para el caso en que resulte

$$f_{ck} > f_{est} > 0,9 f_{ck}$$

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, sin incorporar, en ningún caso, el importe del Impuesto sobre el Valor Añadido que pueda gravar las entregas de bienes o prestaciones de servicios realizados.

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 considerarán costes indirectos: los gastos de instalación de oficinas a pie de obra, comunicaciones, edificación de almacenes, talleres, pabellones temporales para los obreros, laboratorios, etc., los del personal técnico y administrativo adscrito exclusivamente a la obra y los imprevistos. Todos estos gastos, excepto aquellos que figuran en el presupuesto valorados en unidades de obra o en partidas alzadas, se cifrarán en un porcentaje de los costes 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 del Estado o de 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.

Comentarios

Se recomienda realizar las mediciones expresando: las excavaciones y rellenos, en metros cúbicos; los encofrados, en metros cuadrados; los hormigones, en metros cúbicos; las armaduras, en kilogramos, y en la unidad que convenga 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 coste

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

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 al término de cada uno de aquellos.

4.7. Modificaciones del proyecto

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.

Comentarios

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 rectificados.

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

el 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.

4.9. Documentación final de la obra

El Director de la Obra entregará, al menos, a la Propiedad, en el momento de finalizar la misma, una memoria que recoja las incidencias principales de su ejecución. una colección de planos que reflejen el estado final de la obra tal como ha sido construida, así como una demostración documental de que se han cumplido las especificaciones que se prescriben en el Título 3° del Control de esta Instrucción.

CAPÍTULO II : MATERIALES

Artículo 5.º Cemento

5.1. Cementos utilizables

Podrá utilizarse cualquier tipo de cemento con tal de que cumpla el vigente Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para la Recepción de cementos.

También podrán utilizarse los cementos legalmente fabricados y comercializados en un Estado miembro de la Comunidad Económica Europea que sean conformes a las especificaciones en vigor en tales Estados, siempre que éstas tengan un nivel de seguridad equivalente al que exige la Reglamentación Española.

La resistencia del cemento no será inferior a 250 kp/cm² y deberá ser capaz de proporcionar al hormigón las cualidades que a éste se le exigen en el artículo 10º.

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.

El suministrador enviará los documentos de identificación del cemento de acuerdo con el vigente Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para la Recepción de cementos.

Con respecto al contenido de ión cloro, se tendrá en cuenta lo prescrito en 10.1.

Comentarios

En tanto no existan unas especificaciones vinculantes en el ámbito de la Comunidad Europea, el articulado exige al cemento que cumpla la Reglamentación Española.

La constatación del cumplimiento del nivel de seguridad equivalente por parte de los cementos procedentes de un Estado miembro de la Comunidad Económica Europea se comprobará según lo dispuesto en la Reglamentación en materia de normalización y homologación de cementos.

En general y de modo especial en el caso de que vaya a utilizarse en la construcción de elementos prefabricados, resulta conveniente que el cemento posea características adecuadas para que pueda ser sometido a tratamiento higrotérmico u otro análogo, con el fin de conseguir un rápido fraguado y endurecimiento.

En el Anejo 3 de esta Instrucción se incluyen algunas recomendaciones relativas al empleo de los cementos.

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 setenta 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.

Cuando la temperatura del cemento exceda de setenta grados centígrados deberá comprobarse con anterioridad al empleo del cemento que éste no presenta 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 fue 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 periodo 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 periodo de fraguado resulte incompatible con las condiciones particulares de la obra, la sanción definitiva acerca de la idoneidad del cemento en el momento de su utilización vendrá dada por los resultados que se obtengan al determinar, de acuerdo con lo prescrito en el Artículo 68º, la resistencia mecánica a veintiocho días del hormigón con él fabricado.

Comentarios

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 cemento en el hormigón. Este aumento de dosificación, no obstante, vendrá limitado por la cifra máxima de 400 kg/m³ prescrita con carácter general en el Artículo 14º 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

En general, podrán ser utilizadas, tanto para el amasado como para el curado de 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 las que no cumplan una o varias de las siguientes condiciones:

—Exponente de hidrógeno pH (UNE 7.234)	≥ 5
—Sustancias disueltas (UNE 7130)	≤ 15 gramos por litro (15.000 p.p.m.)
—Sulfatos expresados en SO ₄ ⁼ (UNE 7.131) excepto para el cemento SR, en que se eleva este límite a 5 gramos por litro (5.000 p.p.m.)	≤ 1 gramo por litro (1.000 p.p.m.)
—Ión cloro Cl [–] (UNE 7.178) para hormigón con armaduras	≤ 6 gramos por litro (6.000 p.p.m.)
—Hidratos de carbono (UNE 7132)	0
—Sustancias orgánicas solubles en éter (UNE 7.235)...	(15.000 p.p.m.)

realizándose la toma de muestras según la UNE 7.236 y los análisis por los métodos de las normas indicadas.

Podrán, sin embargo, emplearse aguas de mar o aguas salinas análogas para amasar hormigones que no tengan armadura alguna.

Con respecto al contenido en ión cloro, se tendrá en cuenta lo prescrito en 10.1

Comentarios

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 que no vayan a llevar armaduras a costa de una disminución de la resistencia, pero no es aconsejable emplearla como agua de curado.

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

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 o escorias siderúrgicas apropiadas, así como otros productos cuyo empleo se encuentre sancionado por la práctica o resulte aconsejable como consecuencia de estudios realizados en laboratorio. En cualquier caso se cumplirán las condiciones de 7.3.

Cuando no se tengan antecedentes sobre la naturaleza de los áridos disponibles, o se vayan a emplear para otras aplicaciones distintas de las ya sancionadas por la práctica, se realizarán ensayos de identificación mediante análisis mineralógicos, petrográficos, físicos o químicos, según convenga a cada caso.

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

Se prohíbe el empleo de áridos que contengan sulfuros oxidables.

Se entiende por «arena» o «árido fino», el árido o fracción del mismo que pasa por un tamiz de 5 mm de luz de malla (tamiz 5 UNE 7.050); por «grava» o «árido grueso», el que resulta retenido por dicho tamiz, y por «árido total» (o simplemente «árido» cuando no hay lugar a confusiones), aquél que, de por sí o por mezcla, posee las proporciones de arena y grava adecuadas para fabricar el hormigón necesario en el caso particular que se considere.

Los áridos deberán llegar a obra manteniendo las características granulométricas de cada una de sus fracciones.

Comentarios

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 yeso, compuestos ferrosos, sulfuros oxidables, 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 ésta es siempre perjudicial para el fraguado y endurecimiento del hormigón.

En otros ensayos, el resultado es verdaderamente interesante sólo en un cierto número de casos, ya que su finalidad consiste en dar un índice de 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 perjudicial para el fraguado y endurecimiento del hormigón.

Los sulfuros oxidables (por ejemplo, pirrotina, marcasita y algunas formas de pirita), aun en pequeña cantidad, resultan muy peligrosos para el hormigón, pues por oxidación y posterior hidratación se transforman en ácido sulfúrico y óxido de hierro hidratado, con gran aumento de volumen.

Ciertos tipos de rocas de naturaleza silícea (por ejemplo, ópalos, dacitas, etc.), así como otras que contienen sustancias carbonatadas magnesianas (por ejemplo, dolomitas), pueden provocar fenómenos fuertemente expansivos en el hormigón en ciertas condiciones higrotérmicas y en presencia de los álcalis provenientes de los componentes del hormigón (reacción árido-álcali). Otros tipos de reacciones nocivas pueden presentarse entre el hidróxido cálcico liberado durante la hidratación del cemento y áridos que provienen de ciertas rocas magmáticas o metamórficas, en función de su naturaleza y estado de alteración. Por ello, cuando no exista experiencia de uso, se prescribe la realización de ensayos de identificación en un laboratorio especializado.

7.2. Tamaños del árido

Se denomina *tamaño máximo* de un árido la mínima abertura de tamiz UNE 7.050 por el que pase más del 90% en peso, cuando además pase el total por el tamiz de abertura doble. Se denomina *tamaño mínimo* de un árido, la máxima abertura de tamiz UNE 7.050 por el que pase menos del 10% en peso.

El tamaño máximo de un árido grueso será menor que las dimensiones siguientes:

- a) 0,8 de la distancia horizontal libre entre armaduras que no formen grupo, o entre un borde de la pieza y una armadura que forme un ángulo mayor de 45° con la dirección de hormigonado.
- b) 1,30 de la distancia entre un borde de la pieza y una armadura que forme un ángulo no mayor de 45° con la dirección de hormigonado.
- c) 0,25 de la dimensión mínima de la pieza, excepto en los casos siguientes:
 - 0,33 de la anchura libre de los nervios de los forjados y otros elementos de pequeño espesor que se justifique.
 - 0,5 del espesor mínimo de la losa superior de los forjados.

Comentarios

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 en los que el límite c) puede elevarse al tercio.
 Cuando el hormigón deba pasar por entre varias capas de armaduras, convendrá

emplear un tamaño de árido más pequeño que el que corresponde a los límites a) o b) si fuese determinante.

7.3. Prescripciones y ensayos

Además de lo indicado en 7.1 los áridos deberán cumplir las condiciones que a continuación se indican.

Comentarios

La presencia de compuestos de azufre detectados mediante el ensayo cualitativo indicado en la UNE 7.245, 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 véanse las ideas generales expuestas anteriormente en el comentario al apartado 7.1.

El empleo de áridos gruesos con formas inadecuadas dificulta extraordinariamente la obtención de buenas resistencias y, en todo caso, exige una dosis excesiva de cemento. Por esta razón, es decir, para

evitar la presencia de áridos laminares y aciculares en una proporción excesiva, se limita inferiormente el coeficiente de forma de la grava. El valor límite establecido no es muy exigente, por lo que sólo aquellos áridos que tienen gran cantidad de granos de forma inadecuada tendrán un coeficiente inferior a 0,15 y obligarán, por tanto, a recurrir a los ensayos previos que para este caso se prescriban. 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.

7.3.1. Condiciones físico-químicas

La cantidad de sustancias perjudiciales que pueden presentar los áridos no excederá de los límites siguientes:

	<i>Cantidad máxima en % del peso total de la muestra</i>	
	<i>Árido fino</i>	<i>Árido grueso</i>
Terrones de arcilla..... Determinados con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7.133	1,00	0,25
Partículas blandas..... Determinadas con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7.134	--	5,00
Material retenido por el tamiz 0,063 UNE 7.050 y que flota en un líquido de peso específico 2 Determinado con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7.244	0,50	1,00

Compuestos de azufre expresados en SO_3^- y referidos al árido seco Determinados con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 83.120	0,4	0,4
--	-----	-----

Con respecto al contenido en compuestos de cloro, se tendrá en cuenta lo prescrito en 10.1. No se utilizarán aquellos áridos finos que presenten una proporción de materia orgánica tal que, ensayados con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7.082, produzcan un color más oscuro que el de la sustancia patrón.

No se utilizarán áridos finos cuyo equivalente de arena (EAV), determinado «a vista» (UNE 83.131/87) sea inferior a:

- a) 75, para obras en ambiente I y II (véase 13.3)
- b) 80, para obras en ambiente III o que hayan de soportar ciclos de hielo/deshielo (véase 13.3).

No obstante lo anterior aquellas arenas procedentes del machaqueo de rocas calizas, entendiendo como tal aquellas rocas sedimentarias carbonáticas que contienen al menos un 50% de calcita, que no cumplan la especificación del equivalente de arena, podrán ser aceptadas como válidas siempre que el valor de azul de metileno (UNE 83.130/87) sea igual o inferior a 0,60 gramos de azul por cada 100 gramos de finos, para obras en ambientes I y II, o bien igual o inferior a 0,30 gramos de azul por cada 100 gramos de finos, para obras en ambiente III o que hayan de soportar ciclos de hielo-deshielo.

Los áridos no presentarán reactividad potencial con los álcalis del cemento. Realizado el análisis químico de la concentración de SiO_2 y determinada la reducción de alcalinidad R, de acuerdo con el método de ensayo indicado en la UNE 7.137, el árido será considerado como potencialmente reactivo si:

- Para $R \geq 70$, la concentración de SiO_2 resulta $> R$
- Para $R < 70$, la concentración de SiO_2 resulta $> 35 + 0,5 R$

Comentarios

La presencia de compuestos de azufre detectados mediante el ensayo cualitativo indicado en la UNE 7.245 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 véanse las ideas generales expuestas

anteriormente en el comentario al apartado 7.1.

Como es sabido, la presencia de finos arcillosos en la arena puede afectar negativamente tanto a la resistencia del hormigón como a su durabilidad, lo que se pretende evitar con las limitaciones incluidas en el articulado (equivalente de arena y azul de metileno).

7.3.2. Condiciones físico-mecánicas

Se cumplirán las siguientes limitaciones:

Friabilidad de la arena (FA)	≤ 40
Determinada con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 83.115 (ensayo micro-Deval)	

Resistencia al desgaste de la grava.....	≤ 40
Determinada con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 83.116 (ensayo de los Ángeles)	
Absorción de agua por los áridos.....	≤ 5 %
Determinada con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 83.133 y 83.134	

La pérdida de peso máxima experimentada por los áridos al ser sometidos a cinco ciclos de tratamiento con soluciones de sulfato sódico o sulfato magnésico (método de ensayo UNE 7.136) no será superior a la que se indica en el cuadro 7.3.

CUADRO 7.3.

Áridos	Pérdida de peso	
	Con sulfato sódico	Con sulfato magnésico
Finos	10 %	15 %
Gruesos	12 %	18 %

Este ensayo sólo se realizará cuando así lo indique el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

7.3.3. Granulometría y Coeficiente de forma

Para el árido grueso los finos que pasan por el tamiz 0,080 UNE 7.050 no excederán del 1 % del peso total de la muestra, pudiendo admitirse hasta un 2 % si se trata de árido procedente del machaqueo de rocas calizas.

Para el árido fino, la cantidad de finos que pasan por el tamiz 0,080 UNE 7.050, expresada en porcentaje del peso total de la muestra, no excederá del 6 % con carácter general. En arenas procedentes del machaqueo de rocas calizas este límite, en función de las condiciones de ambiente (véase 13.3.b), puede elevarse a:

15 % para obras en ambiente I y II
10 % para obras en ambiente III o que hayan de soportar ciclos de hielo-deshielo.

El coeficiente de forma del árido grueso, determinado con arreglo al método de ensayo indicado en la UNE 7.238, no debe ser inferior a 0,15. En caso contrario, el empleo de ese árido vendrá supeditado a la realización de ensayos previos en laboratorio. Se entiende por coeficiente de forma α de un árido el obtenido a partir de un conjunto de n granos representativos de dicho árido, mediante la expresión:

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

en la que:

α = coeficiente de forma;

V_i = volumen de cada grano;

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

Comentarios

El empleo de áridos gruesos con formas inadecuadas dificulta extraordinariamente la obtención de buenas resistencias y, en todo caso, exige una dosis excesiva de cemento. Por esta razón, es decir, para evitar la presencia de áridos laminares y aciculares en una proporción excesiva, se limita inferiormente el coeficiente de forma de la grava. El valor límite establecido no es muy exigente, por lo que sólo aquellos áridos que tienen gran cantidad de granos

de forma inadecuada tendrán un coeficiente inferior a 0,15 y obligarán, por tanto, a recurrir a los ensayos previos que para este caso se prescriban. 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.

7.4. Almacenamiento

Los áridos deberán almacenarse de tal forma que queden protegidos de una posible contaminación por el ambiente y, especialmente, por el terreno, no debiendo mezclarse de forma incontrolada las distintas fracciones granulométricas.

Deberán también adoptarse las necesarias precauciones para eliminar en lo posible la segregación, tanto durante el almacenamiento como durante el transporte.

Comentarios

Con el fin de evitar el empleo de áridos excesivamente calientes durante el verano o saturados de humedad en invierno o en época de lluvia, se recomienda almacenarlos bajo techado, en recintos

convenientemente protegidos y aislados. En caso contrario, deberán adoptarse las precauciones oportunas para evitar los perjuicios que la elevada temperatura, o excesiva humedad, pudieran ocasionar.

Artículo 8.º Otros componentes del hormigón

También pueden utilizarse como componentes del hormigón los aditivos y adiciones, siempre que se justifique mediante los oportunos ensayos, que la sustancia agregada en las proporciones y condiciones previstas produce el efecto deseado sin perturbar excesivamente las restantes características del hormigón ni representar peligro para la durabilidad del hormigón ni para la corrosión de armaduras.

Con respecto al contenido de ión cloro, se tendrá en cuenta lo prescrito en 10.1.

El empleo de aditivos y adiciones no puede hacerse en ningún caso sin la expresa autorización del Director de Obra.

También podrán utilizarse los aditivos y adiciones legalmente fabricados y comercializados en un Estado miembro de la Comunidad Económica Europea que sean conformes con las especificaciones en vigor en tal Estado, siempre que éstas tengan un nivel de seguridad equivalente al que se exige en esta Instrucción.

8.1. Aditivos

Aditivos son aquellas sustancias o productos que incorporados al hormigón antes de, o durante, el amasado (o durante un amasado suplementario) en una proporción no superior al 5 % del peso del cemento, producen la modificación deseada en estado fresco y/o endurecido de alguna de sus características, de sus propiedades habituales o de su comportamiento.

En los documentos de origen figurará la designación del aditivo de acuerdo con lo indicado en UNE 83.200/84, así como la garantía del fabricante de que el aditivo, agregado en las proporciones y condiciones previstas, produce la función principal deseada sin perturbar excesivamente las restantes características del hormigón ni representar peligro para las armaduras.

Solamente se autorizará el uso de aquellos aditivos cuyas características y especialmente su comportamiento al emplearlos en las proporciones previstas, vengan garantizadas por el fabricante.

El fabricante suministrará el aditivo correctamente etiquetado, según UNE 83.275/87

Comentarios

Debe tenerse en cuenta que el comportamiento de los aditivos puede variar 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 (véase 63.4) 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 de 1,5 al 2 por 100 del peso del cemento); 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 24.3 y su comentario correspondiente). Por esta razón, si su empleo resulta necesario es fundamental la consulta de textos especializados en el tema.

8.2. Adiciones

Como adiciones al hormigón en el momento de su fabricación se podrán utilizar las cenizas volantes.

Las cenizas volantes son los residuos sólidos que se recogen por precipitación electrostática o por captación mecánica de los polvos que acompañan a los gases de combustión de los quemadores de centrales termoeléctricas alimentadas por carbones pulverizados.

La fabricación del hormigón con adiciones se realizará en Central con control de producción según 15.2.8 en cuyo caso será preceptivo la realización de los ensayos previos del Artículo 67º o bien en Central que esté en posesión de un Sello o Marca de Conformidad oficialmente homologado u otro sello de calidad de un país miembro de la CEE que tenga un nivel equivalente. Asimismo y con carácter previo la Central de hormigonado dispondrá de resultados de ensayos de permeabilidad, carbonatación y determinación del pH así como otros que puedan resultar de interés para la utilización del hormigón.

Se podrán utilizar cenizas volantes como adición en el momento de la fabricación del hormigón, cuando se utilice cemento del tipo I-0, admitiéndose también el tipo I cuando el componente adicional sea exclusivamente filiar calizo.

Las cenizas volantes cumplirán las especificaciones de la Norma UNE 83.415/87:

- Contenido en humedad. Determinado según UNE 83.431/86.
- Contenido en SO³. Determinado según UNE 83.432/86.
- Pérdida por calcinación. Determinada según UNE 83.433/86.
- Finura. Determinada según UNE 83.450/86.

- Índice de actividad resistente. Determinado según UNE 83.451/86.
- Demanda de agua. Determinada según UNE 83.452/88.
- Estabilidad de volumen. Determinada según UNE 83.453/88.

Los resultados de los análisis y de los ensayos previos estarán a disposición de la Dirección de Obra. En estructuras de edificación la cantidad máxima de cenizas volantes adicionadas no excederá del 35% del peso de cemento. La cantidad mínima de cemento se especifica en el Artículo 14º.

Comentarios

El empleo de cenizas volantes como componentes en la fabricación de cementos, es siempre de mayor garantía que su utilización como adición en la fabricación del hormigón.

Al ser las cenizas volantes un subproducto de la industria no se tiene la garantía de su regularidad, por lo que es preciso, por parte de la Central de hormigonado, el control de recepción de los diferentes suministros, con el fin de comprobar que las posibles variaciones de su composición no afectan al hormigón fabricado con las mismas.

Las cenizas con alto contenido de óxido de calcio pueden dar origen a problemas de expansión del hormigón, por lo que se recomienda extremar en este caso las precauciones y controles comprobando especialmente el contenido de cal libre y la finura de las cenizas.

En la Norma UNE 33.414/90 se dan recomendaciones para la adición de Cenizas volantes a los hormigones fabricados con cementos tipo 1.

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

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

4- 5- 6- 8- 10- 12- 16- 20- 25- 32- 40 y 50 mm

Los diámetros nominales de los alambres, lisos o corrugados, empleados en las mallas electrosoldadas se ajustarán a la serie siguiente:

4- 4,5- 5- 5,5- 6- 6,5- 7- 7,5- 8- 8,5- 9- 9,5- 10- 11- 12- 13- y 14 mm

Las barras y alambres no presentarán defectos superficiales, grietas ni sopladuras.

La sección equivalente no será inferior al 95 por 100 de su sección nominal, en diámetros no mayores de 25 mm; ni al 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.

Se prohíbe la utilización de alambres lisos trefilados como armaduras, excepto como componentes de mallas electrosoldadas.

Los alambres corrugados que cumplan sólo las condiciones exigidas para ellos como componentes de mallas electrosoldadas podrán utilizarse como armadura transversal en viguetas prefabricadas o en elementos prefabricados no estructurales.

En los documentos de origen figurarán la designación y características del material, según los correspondientes apartados 9.2, 9.3 y 9.4. El cumplimiento de estas características se acreditará mediante un sello o una marca de calidad reconocidos por la Administración o bien por un certificado del fabricante.

También podrán utilizarse las armaduras legalmente fabricadas y comercializadas en un Estado miembro de la Comunidad Económica Europea que sean conformes con las especificaciones en vigor en tal Estado, siempre que éstas tengan un nivel de seguridad equivalente al que se exige en esta Instrucción.

Comentarios

Los productos denominados «alambres» se asimilan a barras lisas o corrugadas, cuando cumplan las condiciones de estas (UNE 36.097/81, UNE 36.068/88 y UNE 36.088/1/88).

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. La determinación de la sección equivalente de una barra debe realizarse después de limpiarla cuidadosamente para eliminar las posibles escamas de laminación y el óxido no adherido firmemente.

En general, en el caso de los aceros de dureza natural, salvo si se trata de barras de pequeño diámetro, el límite elástico coincide con el valor aparente de la tensión correspondiente al escalón de cadencia que para estos aceros está netamente definido. Cuando los aceros no presentan este escalón (como ocurre con todos los estirados en frío y algunos de dureza natural) o aparece poco definido, es necesario recurrir al valor convencional prescrito en el articulado. En todos los casos puede emplearse para el límite elástico la designación f_y .

En general, las barras lisas 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 alambres corrugados o de mallas electrosoldadas, con las limitaciones que fija el articulado.

Los alambres corrugados se fabrican por laminación en frío, y con los procesos actuales de producción suelen presentar tres filas de nervios longitudinales, lo que los distingue de las barras corrugadas cuya fabricación se efectúa siempre por laminación en caliente, seguida o no de un proceso de deformación en frío. Las características de los alambres corrugados son prácticamente las mismas que las de las barras excepto en el caso de diámetros gruesos ($\varnothing \geq 12$ mm) que suelen presentar una adherencia al hormigón ligeramente inferior (véase 9.4, 40.5 y 41.4)

En cuanto a las mallas electrosoldadas, su empleo suele ser especialmente apropiado en elementos superficiales (losas, láminas, etc).

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 para las barras tienen la

ventaja de que pueden diferenciarse unos de otros a simple vista. Además, la sección de cada uno de estos 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.

Es conveniente que los fabricantes utilicen 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

Y las siguientes 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

9.2. Barras lisas

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

- carga unitaria de rotura f_s comprendida entre 3.400 y 5.000 kp/cm².
- límite elástico f_y igual o superior a 2.200 kp/cm².
- alargamiento de rotura en %, medido sobre base de cinco diámetros igual o superior a 23.
- ausencia de grietas después del ensayo de doblado simple a 180° efectuado a una temperatura de 23° ± 5 °C sobre un mandril del siguiente diámetro:
 - para barras de diámetro superior a 16 mm cuya carga unitaria de rotura sea superior a 4.500 kp/cm², 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 90°. Este ensayo se efectuará a una temperatura de 23° ± 5 °C y en cada caso sobre un mandril de diámetro doble del utilizado en el ensayo de doblado simple a 180°.

Las tres primeras características citadas se determinarán de acuerdo con la norma 36.401/81. Este acero se designa por AE 215 L.

Comentarios

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.

Las condiciones exigidas a las barras lisas coinciden en lo esencial con las definidas en la UNE 36.097/1./81.

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 «Homologación de la adherencia de barras corrugadas» una tensión media de adherencia τ_{bm} y una tensión de rotura de adherencia τ_{bu} que cumplen simultáneamente las dos condiciones siguientes:

Diámetros inferiores a 8 mm:

$$\tau_{bm} \geq 70$$

$$\tau_{bu} \geq 115$$

Diámetros de 8 mm a 32 mm, ambos inclusive:

$$\tau_{bm} \geq 80 - 1,2 \varnothing$$

$$\tau_{bu} \geq 130 - 1,9 \varnothing$$

Diámetros superiores a 32 mm:

$$\tau_{bm} \geq 42$$

$$\tau_{bu} \geq 69$$

donde τ_{bm} y τ_{bu} se expresan en kp/cm^2 y $\varnothing$ en mm.

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 resaltos. Estas características geométricas deben ser verificadas en el control de obra, después de que las barras hayan sufrido las operaciones de enderezado, si las hubiere.

Para las barras cuya adherencia haya sido homologada, tanto soldables como no soldables, será suficiente que cumplan el apartado 8 «Geometría del corrugado» de UNE 36068/88.

Estas barras cumplirán además las condiciones siguientes:

—Las 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 180° , y de doblado-desdoblado a 90° . (Apartado 9.2 y 9.3 de la UNE 36.088/I/88 y apartado 10.3 de la UNE 36068/88) sobre los mandriles que corresponda según tabla 9.3.b.

—Llevar grabadas las marcas de identificación establecidas en el apartado 11 de la UNE 36.088/I/88 y apartado 12 de la UNE 36068/88, relativas a su tipo y marca del fabricante.

TABLA 9.3.a.

Características mecánicas mínimas garantizadas de las barras corrugadas

Designación	Clases de acero	Límite elástico f_y en kp/cm^2 no menor que	Carga unitaria de rotura f_s en kp/cm^2 no menor que (1)	Alargamiento de rotura relación en % sobre base de 5 diámetros no menor que	Relación f_s / f_y en ensayo no menor que (2)
AEH 400 N	Dureza natural	4100	4500	16	1,05
AEH 400 F	Estirado en frío	4100	4500	14	1,05
AEH 400 S	Soldable	4100	4500	14	1,05
AEH 500 N	Dureza natural	5100	5600	14	1,05
AEH 500 F	Estirado en frío	5100	5600	12	1,05
AEH 500 S	Soldable	5100	5600	12	1,05
AEH 600 N	Dureza natural	6100	6700	12	1,05
AEH 600 F	Estirado en frío	6100	6700	10	1,05

(1) Para el cálculo de los valores unitarios se utilizará la sección nominal.

(2) Relación mínima admisible entre la carga unitaria de rotura y el límite elástico obtenido en cada ensayo.

TABLA 9.3.b.

Diámetro de los mandriles

Designación	Doblado simple				Doblado-desdoblado			
	$\alpha = 180^\circ$				$\alpha = 90^\circ \quad \beta = 20^\circ$			
	$d \leq 12$	$12 < d \leq 16$	$16 < d \leq 25$	$d > 25$	$d \leq 12$	$12 < d \leq 16$	$16 < d \leq 25$	$d > 25$
AEH 400N	3 d	3,5 d	3,5 d	4 d	6 d	7 d	7 d	8 d
AEH 400F	3 d	3,5 d	3,5 d	4 d	6 d	7 d	7 d	8 d

AEH 400S	2,5 d	3 d	4 d	5 d	5 d	6 d	8 d	10 d
AEH 500N	4 d	4,5 d	4,5 d	5 d	8 d	9 d	9 d	10 d
AEH 500F	4 d	4,5 d	4,5 d	5 d	8 d	9 d	9 d	10 d
AEH 500S	3 d	4 d	5 d	6 d	6 d	8 d	10 d	12 d
AEH 600N	5 d	5,5 d	5,5 d	6 d	10 d	11 d	11 d	12 d
AEH 600F	5 d	5,5 d	5 5 d	6 d	10 d	11 d	11 d	12 d

siendo:

d = diámetro nominal de la barra.

a = ángulo de doblado.

β = ángulo de desdoblado.

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

La aptitud del acero para el soldeo se comprobará de acuerdo con el 71.5. En el caso de que el acero sea del tipo S no es necesario comprobar la aptitud de soldeo.

Comentarios

La forma y dimensiones de los resaltos para conseguir una alta adherencia es potestativa del fabricante. Se recomienda que si se fabrican aceros de distinto límite

El procedimiento para medir la adherencia entre el acero y el hormigón es siempre convencional, al igual que la definición de la tensión τ_b de adherencia

Por ello se trata este tema refiriéndolo al método de ensayo incluido en el Anejo 5 «Homologación de la adherencia de barras corrugadas», donde se definen las tensiones τ_{bm} y τ_{bu} y el procedimiento operativo.

La homologación significa el reconocimiento de que el acero cumple con las condiciones exigidas. Como se indica en el Anejo 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 mm, respectivamente. Para la elaboración de las probetas se parte de un total de 25 barras de 10 m de longitud, por cada diámetro.

Una vez homologada la adherencia de un acero basta comprobar en obra, mediante un control geométrico, que los resaltos o

elástico la forma del corrugado sea diferente.

corrugas 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.

Independientemente de las marcas indicativas del límite garantizado, previstas en UNE 36.068/88 y UNE 36.088/ 1/88, se recomienda que las barras se suministren a obra con un extremo marcado en pintura, de acuerdo con el siguiente código:

<u>Tipo de acero</u>	<u>Color</u>
AEH 400	Amarillo
AEH 500	Rojo
AEH 600	Azul

Las condiciones exigidas a las barras corrugadas coinciden en lo esencial con las definidas en las UNE 36.068/ 88 y UNE 36.088/1/88.

9.4. Mallas electrosoldadas

Mallas electrosoldadas, a los efectos de esta Instrucción, son aquellas que cumplen las condiciones prescritas en la norma UNE 36.092/1/81.

Se entiende por malla corrugada la fabricada con alambres corrugados que cumplen las condiciones de adherencia especificadas en 9.3 y lo especificado en la tabla 9.4. Se entiende por malla lisa la fabricada con alambres lisos trefilados que cumplen lo especificado en la tabla 9.4 pero que no cumplen las condiciones de adherencia de los alambres corrugados.

Cada panel debe llegar a obra con una etiqueta en la que se haga constar la marca del fabricante y la designación de la malla.

TABLA 9.4.

Características mecánicas mínimas garantizadas de los alambres que forman las mallas electrosoldadas

Ensayo de tracción (1)					Ensayo de doblado simple $\alpha = 180^\circ$ (5) diámetro del mandril D	Ensayo de doblado- desdoblado $\alpha = 90^\circ$ $\beta = 20^\circ$ (6) diámetro del mandril D'
Designación de los alambres	Límite elástico f_y en kp/cm^2 (2)	Carga unitaria f_s kp/cm^2 (2)	Alargamiento de rotura (%) sobre base de 5 diámetros	Relación f_s / f_y		
AEH 500 T	5100	5600	(3)	(4)	4 d (7)	8 d (7)
AEH 600 T	6100	6600	8	(4)	5 d (7)	10 d (7)

(1) Valores característicos inferiores garantizados.

(2) para la determinación del límite elástico y la carga unitaria se utilizará como divisor de las cargas el valor nominal del área de la sección transversal.

(3) $A \% = 20 - 0,02 f_{yi} < 8 \%$

siendo:

A = alargamiento de rotura.

f_{yi} = límite elástico medido en cada ensayo.

$$(4) \frac{f_{yi}}{f_{yk}} \geq 1,05 - 0,1 \left[\frac{f_{yi}}{f_{yk}} - 1 \right] < 1,03$$

siendo:

f_{yi} = límite elástico medido en cada ensayo.

f_{si} = carga unitaria obtenido en cada ensayo.

f_{yk} = límite elástico garantizado.

(5) α = ángulo de doblado.

(6) β = ángulo de desdoblado.

(7) d = diámetro nominal del alambre.

Comentarios

Las mallas electrosoldadas corrugadas se designarán de la forma siguiente:

ME s_l X s_t B Ø d_l - d_t AEH X I X b

Las mallas electrosoldadas lisas se designarán de la forma siguiente:

ME s_l X s_t B Ø L d_l - d_t AEH X L I X b

siendo:

s_l , s_t = Las separaciones entre alambres longitudinales y transversales respectivamente, expresadas en centímetros.

B = El distintivo del tipo de ahorro, que consistirá en sustituir la letra B por A, si el ahorro es estándar y por E, si es especial, suprimiéndose la letra B si la malla no tiene barras de ahorro de borde.

d_l - d_t = Los diámetros de los alambres longitudinales y transversales, respectivamente, expresados en milímetros. Cada diámetro d_l o d_t irá seguido de la

letra D en las mallas dobles y por la letra P en las mallas de pares.

$X = \text{Límite elástico en N/mm}^2$.

$l = \text{Distancia expresada en metros de la longitud del panel para las mallas no estándar.}$

$b = \text{Distancia expresada en metros de la anchura del panel para las mallas no estándar.}$

Ejemplo de designación de una malla electrosoldada: Designación de una malla electrosoldada de alambre corrugado de alta adherencia y límite elástico 5100 kp/cm² con separación entre ejes de alambres longitudinales de 150 mm y entre ejes de los transversales de 300 mm, diámetro de los alambres longitudinales 10

mm, diámetro de los alambres transversales 6,5 mm, longitud del panel 5 m y anchura 2 A, con ahorro estándar.

MF 15 x 30A Ø 10 - 6,5 AEH 500 T 5 X 2
Debe tenerse en cuenta que la identificación de los diámetros en obra debe realizarse con especial cuidado, ya que de otra forma, al variar los diámetros de medio en medio milímetro, pueden producirse errores de identificación, en especial con mallas corrugadas.

Se recomienda que el fabricante garantice un diagrama característico, tensión-deformación de los alambres hasta la deformación 10 por 1000 basado en una amplia experimentación.

9.5. Suministro y almacenamiento

Cada partida de acero irá acompañada de los oportunos certificados de homologación y garantía, facilitados por el fabricante, en los que se indiquen los valores límites de las diferentes características expresadas en 9.2, 9.3 y 9.4 que justifiquen que el acero cumple las exigencias contenidas en esta Instrucción.

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

Tanto durante el transporte como durante el almacenamiento, la armadura se protegerá adecuadamente contra la lluvia, la humedad del suelo y la eventual agresividad de la atmósfera ambiente. Hasta el momento de su empleo, se conservarán en obra cuidadosamente clasificadas según sus tipos, calidades, diámetros y procedencias.

Antes de su utilización y especialmente después de un largo periodo de almacenamiento en obra, se examinará el estado de su superficie, con el fin de asegurarse de que no presenta alteraciones perjudiciales.

En el momento de su utilización, las armaduras deben estar limpias, sin sustancias extrañas en su superficie tales como grasa, aceite, pintura, polvo, tierra o cualquier otro material perjudicial para su buena conservación o su adherencia.

Comentarios

En general la barra recta se considera la forma más conveniente de suministro. Se toleran, sin embargo, otras formas habituales en la práctica, siempre que se cumplan las limitaciones de diámetro de doblado prescritas en las UNE 36068/88, 36.08811/88 y 36.097/1/81.

En el caso de un almacenamiento prolongado, el Director de Obra, si lo

estima necesario, podrá exigir la realización de los ensayos precisos para comprobar que los aceros no presentan alteraciones perjudiciales.

Una ligera capa de óxido adherente (que no desaparece al frotar con cepillo de alambre) en la superficie de las barras no se considera perjudicial para su utilización.

Artículo 10.º Hormigones

10.1. Composición

La composición elegida para la preparación de las mezclas destinadas a la construcción de estructuras o elementos estructurales deberá estudiarse previamente, con el fin de asegurarse de que es capaz de proporcionar hormigones cuyas características mecánicas y de durabilidad satisfagan las exigencias del proyecto. Estos estudios se realizarán teniendo en cuenta, en todo lo posible, las condiciones de la obra real (diámetros, características superficiales y distribución de armaduras; modo de compactación, dimensiones de las piezas, etc.).

Los componentes del hormigón deberán cumplir las prescripciones incluidas en los artículos 5º, 6º, 7º y 8º. Además, el ión cloro total aportado por los componentes no excederá del 0,4 por 100 del peso del cemento cuando se trate de obras de hormigón armado, salvo justificación especial de que no altera perjudicialmente las propiedades exigibles al hormigón y a las armaduras, ni a corto ni a largo plazo.

Comentarios

La homogeneidad y compacidad de los hormigones utilizados, así como los recubrimientos y protección previstos para las armaduras, serán los necesarios para garantizar la durabilidad de la obra, teniendo en cuenta sus condiciones de explotación y el ambiente al cual se prevé estará expuesta. Los hormigones que vayan a ser utilizados en obras expuestas a ambientes muy agresivos deberán ser

objeto de estudios especiales. Es preciso señalar que las condiciones de durabilidad, sobre todo en el caso de riesgo eminente de agresividad de la atmósfera, requieren a veces utilizar hormigones cuyas composiciones pueden ser superabundantes con respecto a las exigidas por razones resistentes.

10.2. Condiciones del hormigón

Las condiciones o características de calidad exigidas al hormigón se especificarán en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, siendo necesario indicar las referentes a su resistencia a compresión, su docilidad y tamaño máximo del árido, y cuando sea preciso, las referentes a su resistencia a tracción, contenido máximo y mínimo de cemento, absorción, peso específico, compacidad, desgastes, permeabilidad, aspecto externo, etc.

Tales condiciones deberán ser satisfechas por todas las unidades de producto componentes del total, entendiéndose por unidad de producto la cantidad de hormigón fabricada de una sola vez. Normalmente se asociará el concepto de unidad de producto a la amasada, si bien, en algún caso y a efectos de control, se podrá tomar en su lugar la cantidad de hormigón fabricado en un intervalo de tiempo determinado y en las mismas condiciones esenciales. En esta Instrucción se empleará la palabra «amasada» como equivalente a unidad de producto.

A los efectos de esta Instrucción, cualquier característica de calidad medible de una amasada, vendrá expresada por el valor medio de un número de determinaciones (igual o superior a tres) de la característica de calidad en cuestión, realizadas sobre partes o porciones de la amasada.

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 un cierto valor de esta resistencia 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 de un depósito de agua, etc. No es posible dar en una Instrucción indicaciones generales a este respecto. Por eso, en el articulado se remite al Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de cada obra, el cual deberá precisar, en cada caso, de acuerdo con lo prescrito en 4.4, el método de ensayo normalizado que debe emplearse para la comprobación de la cualidad correspondiente, así como las cifras límites admisibles en los resultados.

Todas las cualidades exigidas al hormigón deben quedar claramente especificadas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares mediante los oportunos límites de aceptación, los cuales, según los casos, serán límites inferiores, límites superiores o intervalos. Cualquier amasada que no cumpla alguna especificación se dirá que

presenta un defecto y que ella es defectuosa.

Para que el cuadro de especificaciones contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares sea completo, es preciso asociar a cada condición o cualidad exigida un porcentaje de unidades de producto o amasadas defectuosas que se está dispuesto a admitir, como máximo, en el total considerado. La fijación de tal porcentaje debe establecerse tras un meditado estudio de la cuestión, ponderando todas las circunstancias de la obra, especialmente su repercusión en el costo, en la fiabilidad y en la seguridad.

En esta Instrucción se ha adoptado para la resistencia a compresión un nivel de confianza del 95 por 100 (Artículo 26º), equivalente a admitir un porcentaje de amasadas defectuosas, o con menor resistencia que la especificada, del 5 por 100. Naturalmente, en función de tal porcentaje se han tomado los coeficientes de ponderación y establecido los niveles de Control, equilibrando el que la seguridad de la estructura permanezca dentro de unos márgenes admisibles, con el hecho de que el costo de la fabricación del hormigón y de su control no alcancen valores desmesurados.

En el nivel actual de la tecnología del hormigón parece que niveles de confianza del 95 por 100 para la mayoría de las características de calidad y casos son perfectamente aceptables.

10.3. Características mecánicas

Las características mecánicas de los hormigones empleados en las estructuras, deberán cumplir las condiciones impuestas en el Artículo 26º.

La resistencia del hormigón a compresión, a los efectos de esta Instrucción, se refiere a la resistencia de la unidad de producto o amasada y se obtiene a partir de los resultados de ensayos de rotura a compresión, en número igual o superior a tres, realizados sobre probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, de veintiocho días de edad, fabricadas a partir de la amasada, conservadas con arreglo al método de ensayo indicado en UNE 83.301/84, refrentadas según UNE 83.303/ 84 y rotas por compresión, según el método de ensayo indicado en UNE 83.304/84.

En aquellos casos en los que el hormigón no vaya a estar sometido a solicitaciones en los tres primeros meses a partir de su puesta en obra, podrá referirse la resistencia a compresión a la edad de 90 días.

En ciertas obras o en alguna de sus partes, el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares puede exigir la determinación de las resistencias a tracción f_{ct} o a flexotracción f_{cf} del hormigón mediante ensayos normalizados.

Si no se dispone de resultados de ensayos, podrá admitirse que la resistencia característica $f_{ct,k}$ a tracción en función de la resistencia de proyecto a compresión f_{ck} viene dada por la fórmula:

$$f_{ct,k} = 0,45 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad \text{donde } f_{ct,k} \text{ y } f_{ck} \text{ están expresadas en } \text{kp/cm}^2.$$

Comentarios

La definición dada para la resistencia del hormigón a compresión no es más que un convenio que permite asociar, a cada unidad de producto o amasada de hormigón, un valor relacionado con el concepto físico de resistencia del material que, aún distinto de aquél, es lo suficientemente representativo para el fin práctico de esta Instrucción.

En lo anterior se presupone la homogeneidad completa del hormigón componente de cada amasada, lo cual implica atribuir a errores propios de los métodos de ensayo (momento y forma de toma de la muestra, ejecución de la probeta, transporte y conservación, etc.), las discrepancias en los resultados obtenidos al operar con partes de la amasada. Cuando la desviación entre los

resultados de una misma unidad de producto sobrepase ciertos límites parece razonable no concederles absoluta representatividad sin haber realizado una verificación del proceso seguido.

Actualmente pueden considerarse en tal situación resultados que difieran de la media en ± 15 por 100.

En UNE 83.306/85 se especifican los medios y procedimientos a emplear para determinar la resistencia a rotura por tracción indirecta f_{ti} (ensayo brasileño) de probetas cilíndricas de hormigón. La resistencia a tracción f_{ct} viene dada por:

$$f_{ct} = 0,85 f_{ti}$$

La determinación de la resistencia a flexotracción f_{cf} está normalizada en UNE 83.305/86.

10.4. Coeficientes de conversión

Si se dispusiera solamente de resultados de ensayos efectuados sobre probetas diferentes de las cilíndricas de 15x30 cm, o a edades distintas de veintiocho días, sería necesario utilizar coeficientes de conversión para obtener los valores correspondientes a las condiciones tipo. Pero dichos coeficientes varían de unos hormigones a otros, lo que impide establecerlos con carácter general.

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

Comentarios

Para un hormigón dado, únicamente la realización de ensayos comparativos, periódicamente repetidos a lo largo de la construcción, permitiría determinar los coeficientes de conversión aplicables a los resultados de ensayos efectuados sobre probetas diferentes de las cilíndricas de 15x30, para obtener valores comparables a los obtenidos en estas últimas.

A falta de tales ensayos, y a título indicativo, el cuadro 10.4.a proporciona una idea aproximada de los coeficientes de paso aplicables en cada caso. Si no se dispone más que de resultados de ensayos a veintiocho días de edad, se podrá, a falta de datos experimentales correspondientes al hormigón de que se trate, admitir como valores de la relación entre la resistencia a j días de edad y la resistencia a veintiocho

días de edad, los dados a título indicativo

en los cuadros 10.4.b y 10.4.c.

CUADRO 10.4.a

Ensayos de compresión sobre probetas de distinto tipo y a la misma edad

Tipo de probeta (supuesta con caras refrentadas)	Dimensiones (cm)	Coeficiente de conversión a la probeta cilíndrica de 15 x 30 cm	
		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	20x20 x60	0,90 a 1,20	1,05

CUADRO 10.4.b.

Resistencia a compresión sobre probetas del mismo tipo

Edad del hormigón, en días	3	7	28	90	360
Hormigones de endurecimiento normal	0,40	0,65	1,00	1,20	1,35
Hormigones de endurecimiento rápido	0,55	0,75	1,00	1,15	1,20

CUADRO 10.4.c.

Resistencia 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

La resistencia de proyecto f_{ck} (véase 26.1) no será inferior, en hormigones en masa y armados, a 125 kp/cm².

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 coqueras. La docilidad del hormigón se valorará determinando su consistencia; lo que se llevará a cabo por el procedimiento descrito en el método de ensayo UNE 83.313/87.

Como norma general y salvo justificación especial, no se utilizarán hormigones de consistencia fluida, recomendándose los de consistencia plástica compactados por vibrado.

En elementos con función resistente se prohíbe la utilización de hormigones de consistencia líquida.

Se exceptúa de lo anterior el caso de hormigones fluidificados por medio de un superplastificante. La producción y puesta en obra de estos hormigones deberán realizarse según sus reglas específicas.

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

<i>Tipos de Consistencia</i>	<i>Asiento en cm</i>
Seca	0-2
Plástica	3-5
Blanda	6-9
Fluida	10-15

La consistencia del hormigón utilizado será la especificada en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, definiéndola por su tipo, o por su asiento, con las tolerancias que a continuación se indican:

Definidas por su tipo de consistencia

<i>Tipo de consistencia</i>	<i>Tolerancia en cm</i>	<i>Intervalo resultante</i>
Seca	0	0-2
Plástica	± 1	2-6
Blanda	± 1	5-10
Fluida	± 2	8-15

Definidas por su asiento

<i>Asiento en el cono de Abrams cm</i>	<i>Tolerancia en cm</i>
Entre 0-2	± 1
Entre 3-7	± 2
Entre 8-12	± 3

Comentarios

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 fisura 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 ello se prohíbe su empleo.

Esta prohibición no afecta al caso en que se empleen superplastificantes, los cuales transforman, por un tiempo limitado, una-consistencia plástica e incluso seca en una consistencia fluida e incluso líquida.

Respecto a la determinación de la consistencia, el procedimiento que se prescribe es simple 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 asiento 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.

<i>Compactación</i>	<i>Consistencia</i>
Vibrado enérgico y cuidadoso, como el efectuado generalmente en taller	Seca
Vibrado normal	Plástica
Apisonado	Blanda
Picado con barra	Fluida

Según la UNE 7.103, la consistencia del hormigón se mide por su asiento en el cono de Abrams, expresado en un número entero de centímetros.

CAPÍTULO III : EJECUCIÓN

Artículo 11.º Cimbras, encofrados y moldes

Las cimbras, encofrados y moldes, así como las uniones de sus distintos elementos, poseerán una resistencia y rigidez suficiente para resistir, sin asientos ni deformaciones perjudiciales, las acciones de cualquier naturaleza que puedan producirse sobre ellos como consecuencia del proceso de hormigonado y, especialmente, bajo las presiones del hormigón fresco o los efectos del método de compactación utilizado.

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

Los encofrados y moldes 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.

Las superficies interiores de los encofrados y moldes 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 y moldes no impidan la libre retracción del hormigón.

Si se utilizan productos para facilitar el desencofrado o desmoldeo de las piezas, dichos productos no deben dejar rastros en los paramentos de hormigón, ni deslizar por las superficies verticales o inclinadas de los moldes o encofrados. Por otra parte, no deberán impedir la ulterior aplicación de revestimientos ni la posible construcción de juntas de hormigonado, especialmente cuando se trate de elementos que, posteriormente, vayan a unirse entre sí, para trabajar solidariamente. Como consecuencia, el empleo de estos productos deberá ser expresamente autorizado, en cada caso, por el Director de Obra.

Como norma general, se recomienda utilizar para estos fines barnices antiadherentes compuestos de siliconas, o preparados a base de aceites solubles en agua o grasa diluida, evitando el uso de gasoil, grasa corriente o cualquier otro producto análogo.

Comentarios

A efectos de la presente Instrucción, encofrado es el elemento destinado al hormigonado in situ de una parte cualquiera de la estructura, y molde el que se utiliza con el mismo objeto, pero cuando el hormigonado no se hace in situ sino a pie de obra o en una planta o taller de fabricación.

Conviene que el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares establezca los límites máximos que puedan alcanzar los movimientos de las cimbras, encofrados y moldes. 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 los encofrados o moldes, aumenta, como es sabido, con la altura de la masa fresca contenida en los mismos. Por otra parte, la aplicación del vibrado para compactar el hormigón, así como el empleo de fluidificantes, origina 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 o moldes, 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 las cimbras y encofrados o moldes de manera

que, una vez retirados y cargada la pieza ésta presente una ligera contraflecha (del orden del milésimo de la luz) para conseguir un aspecto agradable.

Artículo 12.º 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 velocidad moderada, por medios mecánicos, no admitiéndose ninguna excepción en el caso de aceros endurecidos por deformación en frío o sometidos a tratamientos térmicos especiales.

Cuando se trate de armadura de acero AE. 215 L (9.2), se admitirá el doblado en caliente, cuidando de no alcanzar la temperatura correspondiente al rojo cereza oscuro (unos 800 °C) y dejando luego enfriar lentamente las barras calentadas.

El doblado de las barras, salvo indicación en contrario del proyecto, se realizará con diámetros interiores «d» que cumplan las condiciones siguientes:

—No ser inferiores a los indicados en el Artículo 9º para el ensayo de doblado-desdoblado.

— No ser inferiores a 10 veces el diámetro de la barra.

—No ser inferiores al valor deducido de la siguiente expresión:

$$d = \frac{2f_{yk}}{3f_{ck}} \cdot \varnothing$$

siendo:

$\varnothing$ = diámetro nominal de la barra (véase su definición en 9.1).

f_{yk} = límite elástico de proyecto del acero (véase su definición en 25.1).

f_{ck} = resistencia de proyecto del hormigón (véase su definición en 26.1), expresada en las mismas unidades que f_{yk} .

En el caso de que el recubrimiento lateral de la barra doblada sea superior a dos veces el diámetro de la barra podrá reducirse la tercera limitación, aplicando un factor igual a 0,6 al valor dado por la fórmula anterior.

Los cercos o estribos podrán doblarse con diámetros inferiores a los anteriormente indicados con tal de que ello no origine en dichos elementos un principio de fisuración. Para evitar esta fisuración, el diámetro empleado no deberá ser inferior al indicado en el Artículo 9º para el ensayo de doblado simple, ni a 3 cm.

En el caso de las mallas electrosoldadas rigen también las limitaciones anteriores; pero excepcionalmente puede aceptarse que el diámetro de doblado sea inferior al del ensayo de doblado-desdoblado indicado en el Artículo 9º, en cuyo caso no deberá efectuarse el doblado de la barra a menos de cuatro diámetros contados a partir del nudo más próximo.

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.

Comentarios

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.

La limitación impuesta en el Artículo 12º que se comenta, para el diámetro interior de doblado de las barras, proporciona

valores comparables a los indicados en otras Instrucciones extranjeras y, según se ha podido comprobar experimentalmente, resulta suficientemente segura, en especial si se respetan las prescripciones relativas a distancias al paramento y a colocación de cercos en los codos. Aunque sea elemental, debe recordarse también a este respecto la conveniencia de no doblar, en una misma sección de la pieza, un número elevado de barras, con objeto de no crear una concentración de tensiones en el hormigón que pudiera llegar a ser peligrosa.

Cuando los dobleces se efectúen en zonas fuertemente solicitadas, o si el proyectista desea hacerlos con diámetros menores que los prescritos en el articulado, deberá estudiarse el valor mínimo que se puede asignar a dichos diámetros 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.

La tercera limitación del articulado tiene por objeto evitar daños locales en el hormigón. Para su establecimiento se ha partido de las especificaciones del 13.3 relativas a recubrimiento lateral.

Respecto al doblado de cercos o estribos, sobre todo si son de acero especial, se llama la atención sobre el riesgo que entraña realizar esa operación con diámetros pequeños, por la posibilidad de que 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.

Si resulta imprescindible realizar desdoblados en obra, como, por ejemplo, en el caso de algunas armaduras en espera, será necesario justificar experimentalmente la idoneidad del proceso de ejecución previsto.

Artículo 13.º Colocación de las armaduras

13.1. Generalidades

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

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. En estas zonas, cuando se doblen simultáneamente muchas barras, resulta aconsejable aumentar el diámetro de los estribos o disminuir su separación.

Se autoriza el uso de la técnica de la soldada para la elaboración de la ferralla, siempre que la operación se realice con las debidas garantías y normas de buena práctica, el acero sea apto para la soldadura y se efectúe previamente la colocación de la ferralla en el encofrado. Los cercos o estribos se sujetarán a las barras principales mediante simple atado u otro procedimiento idóneo, prohibiéndose expresamente la fijación mediante puntos de soldadura una vez situada la ferralla en los moldes o encofrados.

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

En la ejecución de las obras se cumplirá en todo caso, lo indicado en 40º «Anclaje de las armaduras» y 41º «Empalme de las armaduras».

Comentarios

Los calzos y apoyos provisionales de las armaduras en los encofrados o moldes deben ser de hormigón, mortero, plástico u otro material apropiado, desaconsejándose el empleo de los de 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.

Si los calzos son de hormigón, éste deberá ser en cuanto a resistencia, permeabilidad, higroscopicidad, dilatación térmica, etc. de una calidad comparable a la del utilizado en la construcción de la pieza. Análogamente, si son de mortero, la calidad de éste será semejante a la del mortero extraído del hormigón de la obra.

Cuando se utilicen apoyos de plástico, para asegurar su buen enlace con el hormigón

de la pieza, aquellos deberán presentar orificios cuya sección total sea al menos equivalente al 25% de la superficie bruta del calzo. Aún cuando no exista peligro de contusión de barras, debe evitarse, en la medida de lo posible, el empleo simultáneo, como armaduras longitudinales las de acero de características diferentes. Además, deben acopiarse separadamente las barras de distinto tipo o proceso de fabricación, y las barras soldables de las que no lo son.

Una forma de evitar confusiones en obra es marcar con distintos colores las barras de aceros diferentes siguiendo el código de colores de la UNE 36.08811/88 (véase comentario de 9.3.).

13.2. Distancias entre barras de armaduras principales

La disposición de armaduras debe ser tal que permita un correcto hormigonado de la pieza, de manera que todas las barras o grupos de barras queden perfectamente envueltas por el hormigón, teniendo en cuenta, en su caso las limitaciones que pueda imponer el empleo de vibradores internos.

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.

13.2.1. Barras aisladas

A) La distancia horizontal libre entre dos barras aisladas consecutivas, salvo lo indicado en 13.2.2.C, será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes:

- a) dos centímetros;
- b) el diámetro de la mayor;
- c) el valor correlativo al que se toma en el apartado a del 7.2.

B) La distancia vertical libre entre dos barras aisladas consecutivas cumplirá las condiciones a y b del párrafo anterior.

Comentarios

En el caso en que se disponga varias capas de barras como armadura, se

recomienda aumentar prudencialmente las separaciones mínimas del articulado.

13.2.2. Grupos de barras

Se llama grupo de barras a dos o más barras puestas en contacto.

A) Como norma general, se podrán colocar grupos de hasta tres barras como armadura principal, siempre que sean corrugadas. Cuando se trate de piezas comprimidas, hormigonadas en posición vertical, y cuyas dimensiones sean tales que no hagan necesario disponer empalmes en las armaduras, podrán colocarse grupos de hasta cuatro barras corrugadas.

B) En los grupos de barras para determinar las magnitudes de los recubrimientos y las distancias libres 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 constituyan. Estas magnitudes se medirán a partir del contorno real del grupo.

C) En los grupos, el número de barras y su diámetro serán tales que el diámetro equivalente del grupo, definido en la forma indicada en el párrafo anterior, no sea mayor que 50 mm, salvo en piezas comprimidas que se hormigonen en posición vertical en las que podrá elevarse a 70 mm la limitación anterior. En las zonas de solapo el número máximo de barras de contacto en la zona del empalme será de cuatro.

Comentarios

Para facilitar la puesta en obra del hormigón, resulta ventajoso, a veces, adoptar las disposiciones previstas en los puntos A) y C). Tales disposiciones son aconsejables tan sólo con hormigones de

buena calidad, debiendo, además asegurar el buen recubrimiento de las barras mediante un cuidadoso vibrado de la masa en las zonas de hormigón vecinas.

13.3. Distancias a los paramentos

Se observarán los siguientes recubrimientos mínimos:

a) Cuando se trata 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 o diámetro equivalente si se trata de grupo de barras y al 0,80 del tamaño máximo del árido, salvo que la disposición de armaduras respecto a los paramentos dificulte el paso del hormigón, en cuyo caso se tomará 1,25 veces el tamaño máximo del árido (ver 7.2).

b) Para cualquier clase de armaduras (incluso estribos), la distancia mencionada en el párrafo anterior no será inferior a los valores siguientes:

Ambiente I Estructuras en interiores de edificios o medios exteriores de baja humedad (no se sobrepasa el 60% de la humedad relativa más de 90 días al año) 20 mm.

Ambiente II Estructuras en exteriores normales (no agresivos) o en contacto con aguas normales o terreno ordinario 30 mm.

Ambiente III Estructuras en atmósfera agresiva industrial o marina, o en

contacto con terrenos agresivos o con aguas salinas o ligeramente ácidas..... 40 mm.
 Los valores anteriores podrán disminuirse:
 En láminas, piezas con paramentos protegidos y piezas prefabricadas 5 mm.
 Con hormigones de $250 \leq f_{ck} < 400 \text{ kp/cm}^2$ 5 mm.
 Con hormigones de $f_{ck} \geq 400 \text{ kp/cm}^2$ 10 mm.
 sin que en ningún caso resulten recubrimientos inferiores a 15 mm, 20 mm o 25 mm para los casos I, II y III respectivamente.

c)La distancia libre de los paramentos a las barras dobladas no será inferior a dos diámetros, medida en dirección perpendicular al plano de la curva.

d)En las estructuras expuestas a ambientes químicos especialmente agresivos, el proyectista fijará el recubrimiento teniendo en cuenta que los valores anteriores deben ser prudentemente aumentados a la vez que debe cuidarse la compacidad y no porosidad del hormigón del recubrimiento (ver 24.3).

e)Cuando por exigencias de protección frente a incendios o utilización de grupos de barras, el recubrimiento sea superior a 40 mm deberá colocarse una malla de reparto en medio del espesor del recubrimiento en la zona de tracción con una cuantía geométrica del 5% del área del recubrimiento para barras o grupos de barras de diámetro (o diámetro equivalente) igual o inferior a 32 mm, y del 10% para diámetros (o diámetro equivalentes) superiores a 32 mm.

Comentarios

En el caso de vigas usuales la aplicación del articulado conduce a una disposición de la malla de reparto A_s como se indica en la figura 13.3, siendo A_r el área de recubrimiento (zona rayada).

En ambiente agresivo la colocación de una malla en la zona de recubrimiento puede resultar perjudicial por el peligro de oxidación de los redondos de dicha malla.

$$A_s > A_r \times 0,005 (\varnothing_e < 32)$$

$$A_s > A_r \times 0,010 (\varnothing_e < 32)$$

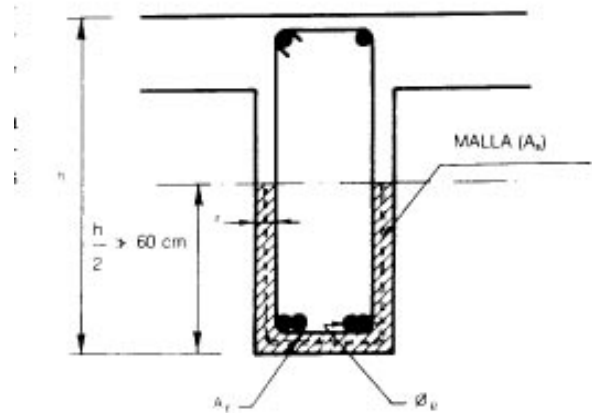


Figura 13.3.

TABLA 13.3

Los recubrimientos mínimos, en mm establecidos en el articulado (subepigrafe b) se resumen en la tabla que sigue, en la que f_{ck} se expresa en kp/cm^2

Condiciones ambientales de la estructura	Elementos en general			Láminas; piezas con paramentos protegidos; piezas prefabricadas		
	$f_{ck} < 250$	$250 \leq f_{ck} < 400$	$f_{ck} \geq 400$	$f_{ck} < 250$	$250 \leq f_{ck} < 400$	$f_{ck} \geq 400$
I - Interior de edificios. - Exteriores de baja humedad.	20	15	15	15	15	15

II - Exteriores normales. - Contacto con aguas normales.	30	25	20	25	20	20
III - Atmósfera marina o industrial. - Contacto con el terreno. - Contacto con aguas salinas o ligeramente ácidas.	40	35	30	35	30	25

Artículo 14.º 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 kg en el caso de hormigones en masa; de 200 kg en el caso de hormigones ligeramente armados y de 250 kg en el caso de hormigones armados.

b) La cantidad máxima de cemento por metro cúbico de hormigón será de 400 kg. En casos excepcionales previa justificación experimental y autorización expresa del Director de Obra se podrá superar dicho límite.

Para establecer la dosificación (o dosificaciones, si son varios los tipos de hormigón exigidos) el constructor deberá recurrir, en general a ensayos previos en laboratorio (véase Artículo 67º de esta Instrucción), con objeto de conseguir que el hormigón resultante satisfaga las condiciones que se le exigen en el Artículo 10º 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.

Comentarios

Para determinar la dosificación más conveniente, se tendrán en cuenta, no sólo las resistencias mecánicas que deban obtenerse sino también los posibles riesgos de deterioro del hormigón o las armaduras a causa del ataque de agentes exteriores.

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, etc., es posible emplear proporciones más elevadas de cemento efectuando las comprobaciones experimentales correspondientes. Por ello se admite rebasar la cifra de 400 kg en circunstancias especiales, en las que, como ocurre en ciertos casos de prefabricación, se cuidan y controlan al máximo todos los detalles relativos a los materiales, granulometrías, dosificación, ejecución y curado final.

Aún en los casos excepcionales, no es aconsejable una dosificación de cemento superior a los 500 kg/m³.

Artículo 15.º Fabricación del hormigón y transporte a obra en su caso

15.1. Prescripciones generales

La fabricación del hormigón requiere:

- Almacenamiento de materias primas.
- Instalaciones de dosificación.
- Equipo de amasado.

Las materias primas se almacenarán y transportarán de forma tal que se evite cualquier alteración significativa en sus características. Se tendrá en cuenta lo previsto en 5.2 y 7.4 para el cemento y los áridos, respectivamente.

La dosificación de cemento se realizará en peso, pudiendo dosificarse los áridos en peso o en volumen. En cualquier caso, la cantidad de cada material deberá ajustarse a lo especificado, para conseguir una adecuada uniformidad entre amasadas.

Las materias primas se amasarán de forma tal que se consiga su mezcla íntima y homogénea, debiendo resultar el árido bien recubierto de pasta de cemento. El periodo de batido, a la velocidad de régimen, no será inferior a un minuto, con la posible excepción del hormigón fabricado en central (15.2.6).

No se mezclarán masas frescas de hormigones fabricados con cementos no compatibles, de acuerdo con lo indicado en el Anejo 3 de esta Instrucción. Antes de comenzar la fabricación de una masa con un nuevo tipo de cemento no compatible con el de la masa anterior, deberán limpiarse perfectamente las hormigoneras.

Comentarios

No es recomendable dosificar los áridos en volumen por las fuertes dispersiones a que suele dar lugar este procedimiento.

Las propiedades que permiten evaluar el nivel de calidad de un hormigón son la homogeneidad (mantenimiento de características similares dentro de una misma amasada) y la uniformidad (mantenimiento de características similares entre distintas amasadas).

El hormigón fabricado en central se caracteriza, además de por las

especificaciones de su producción, por una mayor homogeneidad y uniformidad, presumibles a priori y evaluables en el proceso de control de calidad de producción. Inversamente, el hormigón fabricado por cualquier otro procedimiento suele presentar dispersiones elevadas, tanto de homogeneidad como de uniformidad.

Por todo lo anterior, se recomienda fabricar el hormigón en central, siguiendo las especificaciones del apartado 15.2.

15.2. Hormigón fabricado en central

15.2.1. Generalidades

Se entenderá como central de fabricación de hormigón, el conjunto de instalaciones y equipos que, cumpliendo con las especificaciones que se contienen en los apartados siguientes, comprende:

- Almacenamiento de materias primas.
- Instalaciones de dosificación.
- Equipos de amasado.
- Equipos de transporte, en su caso.
- Servicios de control de calidad de producción.

En cada central habrá una persona responsable de la fabricación, que estará presente durante el proceso de producción y que será distinta de la encargada del servicio de control de calidad.

Comentarios

Los parámetros que pueden utilizarse para comprobar la homogeneidad y uniformidad

del hormigón, características propias del sistema de fabricación en central (ver

comentario 15.1) son, entre otros, el peso del metro cúbico, el contenido de aire, el índice de consistencia y la resistencia a compresión. La homogeneidad se analiza evaluando la dispersión que existe entre características de diversas muestras tomadas de la misma amasada, lo que permite comprobar la idoneidad del

proceso de dosificación, amasado y transporte.

La uniformidad se analiza evaluando, mediante el coeficiente de variación, la dispersión que existe entre características análogas de distintas amasadas. Para ello, normalmente, se utilizan los valores de la resistencia a compresión a 28 días.

15.2.2. Almacenamiento de materias primas

El cemento y los áridos se almacenarán según lo prescrito en 5.2 y 7.4, respectivamente. Si existen instalaciones para el almacenamiento de agua y/o aditivos, serán tales que eviten cualquier contaminación.

Los aditivos pulverulentos se almacenarán en las mismas condiciones que los cementos.

Los aditivos líquidos y los pulverulentos diluidos en agua se deben almacenar en depósitos protegidos de la helada y que dispongan de elementos agitadores para mantener los sólidos en suspensión.

Comentarios

Los apilamientos de áridos a pie de central (ver. 7.4) deben disponerse sobre una base anticontaminante que evite su contacto con el terreno. La mezcla entre los apilamientos de fracciones granulométricas distintas se evitará con tabiques separadores o con espaciamientos amplios entre ellos.

Debe también preverse la posible acción del viento sobre los apilamientos de árido fino, con objeto de evitar la segregación.

Con objeto de conseguir una humedad superficial estable en el árido fino, se debe mantener éste apilado y en reposo el tiempo necesario para que se produzca su drenaje. Este tiempo de drenaje depende principalmente de la granulometría y forma del árido. Se puede considerar como contenido de humedad superficial estable el comprendido entre un 6 y un 8 por ciento del peso del árido.

15.2.3. Instalaciones de dosificación

Las instalaciones de dosificación dispondrán de silos con compartimientos adecuados y separados para cada una de las fracciones granulométricas necesarias de árido. Cada compartimiento de los silos será diseñado y montado de forma que pueda descargar con eficacia, sin atascos y con una segregación mínima, sobre la tolva de la báscula

Deberán existir los medios de control necesarios para conseguir que la alimentación de estos materiales a la tolva de la báscula pueda ser cortada con precisión cuando se llega a la cantidad deseada.

Las tolvas de las básculas deberán estar construidas de forma que puedan descargar completamente todo el material que se ha pesado.

Los instrumentos indicadores deberán estar completamente a la vista y lo suficientemente cerca del operador para que pueda leerlos con precisión mientras se está cargando la tolva de la báscula. El operador deberá tener un acceso fácil a todos los instrumentos de control.

Bajo cargas estáticas, las básculas deberán tener una precisión del 0,5 por 100 de la capacidad total de la escala de la báscula. Para comprobarlo deberá disponerse de un conjunto adecuado de pesas patrón.

Se deberán mantener perfectamente limpios todos los puntos de apoyo, las articulaciones y partes análogas de las básculas.

El medidor de agua deberá tener una precisión tal que no se rebase la tolerancia de dosificación establecida en 15.2.4.

Los dosificadores para aditivos estarán diseñados y marcados de tal forma que se pueda medir con claridad la cantidad de aditivo correspondiente a 50 kilogramos de cemento.

Comentarios

Se recomienda utilizar un dosificador diferente para cada aditivo. En caso contrario, antes de hacer el cambio de aditivo deberá limpiarse el sistema

dosificador, excepto en el caso en que los diferentes aditivos sean compatibles entre sí.

15.2.4. Dosificación de materias primas

15.2.4.1. Cemento

El cemento se dosificará en peso, utilizando básculas y escalas distintas de las utilizadas para los áridos.

Si la cantidad de cemento que se dosifica es superior al 30% de la capacidad total de la escala de la báscula, la tolerancia en peso de cemento será del ± 1 por 100. Si tal cantidad es inferior al 30% de la capacidad total de la escala de la báscula, la tolerancia en peso del cemento estará comprendida entre 0 y +4 por 100.

1 5.2.4.2. Áridos

Los áridos se dosificarán en peso, teniendo en cuenta las correcciones por humedad. Para la medición de la humedad superficial, la central dispondrá de elementos que aporten este dato de forma automática.

Si se utilizan básculas distintas para cada fracción de árido, la tolerancia en el peso total de cada fracción será de $\pm 2\%$.

Si la dosificación de áridos se realiza acumulada, la tolerancia en el peso total de los áridos será de:

a) $\pm 1\%$ si el peso total sobrepasa el 30% de la capacidad total de la escala de la báscula;

b) $\pm 3\%$ si el peso total se encuentra entre el 15% y el 30% de la capacidad total de la escala de la báscula;

c) $\pm 0,5\%$ de la capacidad total de la escala de la báscula, si el peso total se encuentra por debajo del 15% de dicha capacidad.

15.2.4.3. Agua

El agua de amasado está constituida fundamentalmente por la directamente añadida a la amasada y por la procedente de la humedad de los áridos.

El agua añadida directamente a la amasada se medirá por peso o volumen, con una tolerancia del $\pm 1\%$.

En el caso de amasadoras móviles (camiones hormigonera) se medirá con exactitud cualquier cantidad de agua de lavado retenida en la cuba para su empleo en la siguiente amasada. Si esto es prácticamente imposible, el agua de lavado deberá ser eliminada antes de cargar la siguiente amasada de hormigón.

El agua total se determinará con una tolerancia del $\pm 3\%$ de la cantidad total prefijada.

Comentarios

Agua total de un hormigón es la formada por el agua directamente añadida a la amasada, el agua aportada por la humedad de los áridos (tanto de absorción como el agua superficial), el agua que pudiera quedar en la amasadora móvil después de un lavado de la misma y el agua que pudieran aportar los aditivos.

Para mantener inalterables las dosificaciones de áridos, éstas se deben haber estudiado considerando el material saturado y con la superficie seca. La cantidad de agua que hay que añadir directamente a la amasada para conseguir el índice de consistencia especificado, depende de la cantidad de agua aportada por los áridos y de la capacidad de retención de las distintas fracciones de éstos. Es de importancia fundamental conocer el agua superficial que aportan los áridos. En cuanto al agua de absorción y a la capacidad de retención, se deben determinar mediante ensayos previos, en cada fracción granulométrica.

El agua superficial se determina durante el proceso de dosificación mediante los

medidores de que dispone la central, debiendo tenerse previstos, mediante tablas o gráficos adecuados, los consiguientes cambios que deben realizarse en las fracciones granulométricas y en el agua añadida directamente a la amasada, para mantener la dosificación prevista con el índice de consistencia deseado.

Existe una variada gama de medidores del agua superficial. Unos se basan en la medición de la intensidad de una corriente alterna de baja tensión después de su paso a través de la arena, método que exige un tarado de frecuencia regular. Se debe tener en cuenta que la resistividad del agua contenida en la arena depende de la compactación de ésta, de la temperatura, de la cantidad de sales disueltas y de la limpieza del electrodo (en particular, de su oxidación).

Otros medidores, que se basan en técnicas de absorción atómica o en técnicas ultrasónicas, presentan ventajas respecto a los anteriores en la medición del agua superficial.

15.2.4.4. Aditivos

Los aditivos pulverulentos deberán ser medidos en peso, y los aditivos en pasta o líquidos, en peso o en volumen.

En ambos casos, la tolerancia será el $\pm 3\%$ del peso o volumen requeridos.

15.2.5. Equipos de amasado

Los equipos pueden estar constituidos por amasadoras fijas o móviles.

Cuando el hormigón se amasa completamente en central y se transporta en amasadoras móviles, el volumen del hormigón transportado no deberá exceder del 80% del volumen total del tambor. Cuando el hormigón se amasa, o se termina de amasar, en amasadora móvil, el volumen no excederá de los dos tercios del volumen total del tambor.

Tanto las amasadoras fijas como las móviles deberán ser capaces de mezclar los componentes del hormigón de modo que se obtenga una mezcla homogénea y completamente amasada, capaz de satisfacer los dos requisitos del Grupo A y al menos dos de los del Grupo B, de la tabla 152.5.

TABLA 15.2.5.
Comprobación de la homogeneidad del hormigón

Deberán obtenerse resultados satisfactorios en los dos ensayos del Grupo A y al menos dos de los cuatro del Grupo B

<i>ENSAYOS</i>		<i>Diferencia máxima tolerada entre los resultados de los ensayos de dos muestras tomadas de la descarga del hormigón (1/4 y 3/4 de la descarga)</i>
Grupo A	1. Consistencia Si el asiento medio es igual o inferior a 9 cm	3 4
	Si el asiento medio es superior a 9 cm	
Grupo B	2. Resistencia (*) En porcentaje respecto a la media	7,5
	3. Peso del hormigón En kp por metro cúbico	16
	4. Contenido de aire En porcentaje respecto al volumen del hormigón	1,0
	5. Contenido de árido grueso En porcentaje respecto al peso de la muestra tomada (UNE 7295)	6,0
	6. Módulo granulométrico del árido (UNE 7295)	0,5

(*) Por cada muestra se romperán en compresión, a 7 días y según el método de ensayo UNE 83304/84, tres probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura. Estas probetas serán confeccionadas y conservadas según el método de ensayo UNE 83301/84.

Se determinará la medida de cada una de las dos muestras como porcentaje de la media total. La diferencia entre dichos porcentajes no sobrepasará el límite indicado en la tabla 15.2.5.

Comentarios

Las amasadoras, tanto fijas como móviles, deberán ostentar, en un lugar destacado, una placa metálica en la que se especifique:

- para las fijas, la velocidad de amasado y la capacidad máxima del tambor, en términos de volumen de hormigón amasado;
- para las móviles, el volumen total del tambor, su capacidad máxima en términos de volumen de hormigón amasado y las velocidades máxima y mínima de rotación.

Las amasadoras fijas deberán tener, además, un temporizador adecuado que no

permita descargar la amasada hasta que no se haya cumplido el tiempo de amasado prescrito.

Las amasadoras fijas y las móviles deberán ser examinadas con la frecuencia necesaria para poder detectar residuos de hormigón o mortero endurecido, así como desperfectos o desgastes en las paletas o en superficie interior.

Si del examen se desprende que su eficacia puede haber sido afectada, se procederá a comprobar que se cumple lo estipulado en la tabla 15.2.5. De no ser así, se efectuarán las correcciones necesarias.

15.2.6. Amasado

El amasado del hormigón se realizará mediante uno de los procedimientos siguientes:

- totalmente en amasadora fija;
- iniciado en amasadora fija y terminado en amasadora móvil, antes de su transporte;
- en amasadora móvil, antes de su transporte.

Comentarios

Aunque las técnicas de empleo de las instalaciones de amasado y equipos de suministro vienen condicionadas, en parte, por las características particulares de tales instalaciones, se pueden establecer las siguientes recomendaciones de carácter general:

a) Cuando se utiliza una amasadora fija para el amasado total del hormigón, el tiempo de amasado se contará a partir del momento en que todos los materiales sólidos están en el tambor. Los materiales deberán ser cargados dentro de la amasadora de forma que parte del agua entre antes que el cemento y los áridos y todo el agua esté en el tambor al final de la primera cuarta parte del tiempo fijado para el amasado. Si no se han hecho ensayos para comprobar la eficacia de la amasadora, el tiempo de amasado para amasadoras de 750 litros o menos de capacidad no deberá ser menor de 1 minuto. Para amasadoras de capacidad mayor, este tiempo mínimo se incrementará en 15 segundos por cada 400 litros o fracción de capacidad adicional.

b) Cuando se utiliza una amasadora fija para un amasado parcial del hormigón, el tiempo de amasado en ella no será mayor del requerido para mezclar los

materiales. Después de ser transferida la masa a la amasadora móvil, el amasado en ésta, a la velocidad de régimen, será solamente el necesario para lograr que se cumpla lo estipulado en el último párrafo de 15.2.5. Si la amasadora móvil da más vueltas habrá de hacerlo a la velocidad de agitación y no a la de régimen.

c) Cuando el hormigón se amasa completamente en amasadora móvil, se requiere, normalmente, de 70 a 100 revoluciones a la velocidad de régimen para conseguir que se cumpla lo estipulado en el último párrafo de 15.2.5.

Como en el caso anterior, las revoluciones adicionales que exceden del número necesario para obtener la uniformidad del hormigón, se efectuarán a la velocidad de agitación y no a la de régimen.

d) Cuando se utilice una amasadora móvil para transportar hormigón, todas las vueltas durante el transporte se efectuarán a la velocidad de agitación y no a la de régimen.

15.2.7. Transporte

1 5.2.7.1. Generalidades

Para el transporte del hormigón se utilizarán procedimientos adecuados para conseguir que las masas lleguen al lugar de entrega en las condiciones estipuladas, sin experimentar variación sensible en las características que poseían recién amasadas.

El volumen de hormigón transportado no superará los límites indicados, para cada caso, en 15.2.5.

El hormigón podrá ser transportado en amasadoras móviles, a la velocidad de agitación, o en equipos con o sin agitadores, siempre que tales equipos tengan superficies lisas y

redondeadas y sean capaces de mantener la homogeneidad del hormigón durante el transporte y descarga, de forma que se cumpla lo estipulado en el último párrafo de 15.2.5. Antes de transportar hormigón fabricado con un cemento incompatible con el del hormigón anteriormente transportado, el elemento de transporte se limpiará cuidadosamente. Los equipos de transporte deberán estar exentos de residuos de hormigón o mortero endurecido, así como de desperfectos o desgastes en su superficie interior.

Comentarios

Los equipos de transporte con elementos de agitación deberán llevar en un lugar destacado una placa metálica en la que se especifique el volumen total de la cuba, su capacidad en términos de volumen de hormigón amasado y la velocidad de agitación del tambor o de las paletas.

Se deberá extremar el cuidado en el habitual lavado de los medios de transporte de hormigón entre carga y carga, cuando éstas estén constituidas por hormigones fabricados con distintos tipos de cemento o con otros componentes de características distintas, particularmente cuando se pueda presentar alguna incompatibilidad entre

tipos de cemento o entre características de los componentes.

A título orientativo se indica que, en condiciones medias, el tiempo transcurrido entre la adición del agua de amasado al cemento y a los áridos y la colocación del hormigón, no debe ser mayor de hora y media. En tiempo caluroso, o bajo condiciones que contribuyen a un rápido fraguado del hormigón, el tiempo límite deberá ser inferior, a menos que se adopten medidas especiales que, sin perjudicar la calidad del hormigón, aumenten el tiempo de fraguado.

15.2.7.2. Documentación

Cada carga de hormigón irá acompañada de una hoja de suministro que estará en todo momento a disposición de la Dirección de Obra, y en la que figuren, como mínimo, los datos siguientes:

1. Nombre de la central de fabricación de hormigón.
2. Número de serie de la hoja de suministro.
3. Fecha de entrega.
4. Nombre del utilizador.
5. Especificación del hormigón.
 - a) La resistencia característica del hormigón y el contenido máximo y mínimo de cemento por metro cúbico de hormigón, cuando se designe por resistencia. Cuando se designe por dosificación, el contenido de cemento por metro cúbico de hormigón.
 - b) Tipo, clase, categoría y marca del cemento.
 - c) Consistencia y relación máxima a/c.
 - d) Tamaño máximo del árido.
 - e) Tipo de aditivo, según UNE 83.200, si lo hubiere.
 - f) Procedencia y cantidad de cenizas volantes (8.2.) si las hubiere.
6. Designación específica del lugar del suministro (nombre y lugar).
7. Cantidad de hormigón que compone la carga.
8. Hora en que fue cargado el camión.
9. Identificación del camión.
10. Hora límite de uso para el hormigón.

15.2.8. Servicio de control de calidad de producción

La central dispondrá de un servicio de laboratorio propio o contratado, que le permita realizar los ensayos previstos para el control de la calidad de producción.

15.2.9. Hormigón preparado

15.2.9.1. Definición

Se entiende por hormigón preparado aquél que se fabrica en una central que no pertenece a las instalaciones propias de la obra y está inscrita en el Registro Industrial según Orden Ministerial de 3 de agosto del 1979 del Ministerio de Industria y Energía. Esta inscripción estará a disposición del utilizador y de las Administraciones competentes.

Deberá cumplir, en consecuencia, además de las especificaciones del presente apartado, todo lo prescrito en los apartados 15.2.1. a 15.2.8.

15.2.9.2. Designación y Características

El hormigón preparado podrá designarse por resistencia o por dosificación.

En ambos casos deberá especificarse, como mínimo:

- La consistencia, expresada de acuerdo con 10.6.

- El tamaño máximo del árido en milímetros, según se define en el Anejo 2.

Además, para los hormigones designados por resistencia se especificará su resistencia característica a compresión (véase 26.1) y para los designados por dosificación, su contenido en cemento, expresado en Kp por m³ de hormigón.

Cuando la designación del hormigón fuese por resistencia, el suministrador establecerá la composición de la mezcla del hormigón, garantizando al utilizador las características especificadas de tamaño máximo del árido, consistencia, resistencia característica y contenido máximo de cemento por m³ de hormigón. Antes de comenzar el suministro, el utilizador podrá pedir al suministrador una demostración satisfactoria de que las materias primas que van a emplearse cumplen los requisitos indicados en los artículos 5º, 6º, 7º y 8º.

Cuando la designación del hormigón fuese por dosificación, el suministrador garantizará al utilizador las características especificadas de tamaño máximo del árido, consistencia y contenido en cemento por m³ de hormigón. Antes de comenzar el suministro, el utilizador podrá pedir al suministrador las proporciones de los componentes del hormigón y una demostración satisfactoria de que las materias primas que van a emplearse cumplen los requisitos indicados en los artículos 5º, 6º, 7º y 8º.

Cuando el utilizador pida hormigón con características especiales u otras además de las citadas anteriormente, las garantías y los datos que el suministrador deba dar al utilizador serán especificados antes de comenzar el suministro.

En ningún caso se emplearán aditivos ni adiciones sin el conocimiento del utilizador y sin la autorización del Director de Obra.

Comentarios

Cuando el hormigón se designa por dosificación el utilizador recaba para sí la responsabilidad de la resistencia que el mismo alcance, a diferencia del otro caso en que dicha responsabilidad corresponde al suministrador.

Por ello, es recomendable especificar el hormigón preparado por resistencia, salvo en casos de hormigones especiales.

Se recuerda que la homogeneidad del hormigón es una característica exigible en todos los casos, y que la forma de comprobarla viene establecida en el último párrafo de 15.2.5.

La responsabilidad derivada del empleo de un determinado tipo de aditivo y/o de adición corresponde al utilizador en el caso

de que sea éste quien lo/s especifique y del suministrador en caso contrario. Si el utilizador no hiciere indicación expresa acerca del empleo o prohibición sobre el uso de aditivos y/o adiciones, el

suministrador puede emplearlos, informando de ello previamente al utilizador y garantizando en cualquier caso el hormigón suministrado.

15.2.9.3. Entrega y control de recepción

El comienzo de la descarga del hormigón desde el equipo de transporte del suministrador, en el lugar de la entrega, marca el principio del tiempo de entrega y recepción del hormigón, que durará hasta finalizar la descarga de éste.

El utilizador efectuará la recepción del hormigón tomando las muestras necesarias para realizar los ensayos de control, según lo indicado en el capítulo IX.

Cualquier rechazo de hormigón basado en los resultados de los ensayos de consistencia (y aire ocluido, en su caso) deberá ser realizado durante la entrega. No se podrá rechazar ningún hormigón por estos conceptos sin la realización de los ensayos oportunos.

El suministrador no será responsable de la consistencia, resistencia o calidad del hormigón al que se haya añadido agua o cualquier otro material por el utilizador o a petición de éste, alterando con ello la composición resultante de la masa fresca.

La actuación del suministrador termina una vez efectuada la entrega del hormigón y siendo satisfactorios los ensayos de recepción del mismo.

En los acuerdos entre el utilizador y el suministrador deberá tenerse en cuenta el tiempo que, en cada caso, pueda transcurrir entre la fabricación y la puesta en obra del hormigón.

Comentarios

Se entiende por lugar de la entrega el sitio o sitios de la obra fijados por el utilizador y

aceptados por el suministrador para la recepción del hormigón preparado.

15.3. Hormigón no fabricado en central

Los medios para la fabricación del hormigón comprenden:

- Almacenamiento de materias primas.
- Instalaciones de dosificación.
- Equipo de amasado.

Para el almacenamiento de materias primas, se tendrá en cuenta lo previsto en 5.2 y 7.4 para el cemento y los áridos.

La dosificación de cemento se realizará en peso, pudiendo dosificarse los áridos por peso o volumen. No es recomendable este segundo procedimiento por las fuertes dispersiones a que suele dar lugar.

El amasado se realizará con un periodo de batido, a la velocidad de régimen, no inferior a un minuto.

Comentarios

Las dispersiones en la calidad del hormigón a que habitualmente conduce este sistema de fabricación no hace aconsejable su empleo como norma

general. En caso de utilizarse, convendrá extremar las precauciones en la dosificación, fabricación y control.

Artículo 16.º Puesta en obra del hormigón

16.1. Colocación

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.

No se efectuará el hormigonado en tanto no se obtenga la conformidad del Director de Obra, una vez que se hayan revisado las armaduras ya colocadas en su posición definitiva.

El hormigonado de cada elemento se realizará de acuerdo con un plan previamente establecido en el que deberán tenerse en cuenta las deformaciones previsibles de encofrados y cimbras.

Comentarios

Siempre que sea posible, las probetas de control se fabricarán en 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 interior sean verdaderamente representativas del hormigón empleado.

El vertido del hormigón en caída libre, si no se realiza desde pequeña altura, 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

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.

Comentarios

En el comentario al apartado 10.2 de esta Instrucción se indica que la resistencia a compresión de un hormigón es un índice de sus restantes cualidades; pero debe llamarse la atención sobre el hecho de que esto es así únicamente si se trata de hormigones bien compactados pues, en caso contrario, pueden presentarse defectos (excesiva permeabilidad, por

ejemplo) que no resulten debidamente reflejados en el valor de la resistencia. Como por otra parte, al fabricar las probetas para los ensayos de laboratorio con arreglo al correspondiente método de ensayo, el hormigón resulta perfectamente compactado, la consolidación en obra del hormigón deberá realizarse con igual o

mayor intensidad que la utilizada para la fabricación de dichas probetas.

La compactación resulta más difícil cuando el árido del hormigón encuentra un obstáculo para que sus piedras y granos de arena alcancen la ordenación que corresponde a la máxima compacidad compatible con su granulometría. Por esta causa, el proceso de compactación debe prolongarse junto a los fondos y paramentos de los encofrados y especialmente en los vértices y aristas, hasta eliminar todas las posibles coqueras.

En el caso de vigas, cuando se emplee una consistencia adecuada para compactar por picado, se recomienda efectuar dicha compactación mediante un picado normal al frente de la masa.

En general se recomienda el empleo de vibradores, ya que estos aparatos permiten el uso de hormigones con menos agua y dotados, por tanto, de mejores propiedades que los de consistencia adecuada para picado con barra, incluso a igualdad de resistencia mecánica.

Si se emplean vibradores de superficie, éstos deberán aplicarse 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

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.

Comentarios

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

trate de técnicas especiales: lo que es lógico, además por encontrarse estas técnicas en evolución continua.

Artículo 17.º Juntas de hormigonado

Las juntas de hormigonado que deberán, en general, estar previstas en el proyecto, se situarán 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. Se les dará la forma apropiada mediante tableros u otros elementos que permitan una compactación que asegure una unión lo más íntima posible entre el antiguo y el nuevo hormigón.

Cuando haya necesidad de disponer juntas de hormigonado no previstas en el proyecto, se dispondrán en los lugares que el Director de Obra apruebe, y preferentemente sobre los puntales de la cimbra.

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.

En general, y con carácter obligatorio, siempre que se trate de juntas de hormigonado no previstas en el proyecto, no se reanudará el hormigonado sin previo examen de la junta y aprobación, si procede, por el Director de Obra.

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 cemento, 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.

Se aconseja no recubrir las superficies de las juntas con lechada de cemento.

Comentarios

En 4.4, 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 cemento, 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 suceder entre hormigones de cemento aluminoso y de cemento Portland, sobre todo si el segundo es rico en álcalis.

b) En lo que se refiere a la armadura, aquella parte de la misma en contacto con diferentes clases de hormigones no genera sobre el acero suficiente diferencia de potencial para desencadenar una corrosión, por lo que no ha de tenerse más cuidado que el fabricar un hormigón de buena calidad, ejecutar perfectamente las juntas de hormigonado y evitar que la corrosión comience por otras causas.

Para casos como los mencionados, se aconseja recurrir a la bibliografía sobre el tema o al dictamen de los especialistas idóneos. En el Artículo 24º de esta Instrucción y su correspondiente

comentario, así como en el Anejo 3, se hace referencia a diversos puntos relacionados con la incompatibilidad de cementos.

En la sección en que haya de detenerse el hormigonado es conveniente utilizar como encofrado una lámina de metal desplegado.

La malla así formada será lo suficientemente tupida para que se pueda

vibrar perfectamente, incluso en las inmediaciones de la superficie de detención del hormigonado, sin que se produzca una pérdida excesiva de lechada de cemento. Si, a pesar de estas precauciones, quedasen huecos detrás de la lámina de metal desplegado, será necesario retirar ésta y eliminar las partes friables de la superficie libre del hormigón.

Artículo 18.º 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 de las características resistentes del material.

Si no es posible garantizar que, con las medidas adoptadas, se ha conseguido evitar dicha pérdida de resistencia, se realizarán los ensayos de información (véase Artículo 70º) necesarios para estimar la resistencia realmente alcanzada, adoptándose, en su caso, las medidas oportunas.

La temperatura de la masa de hormigón, en el momento de verterla en el molde o encofrado, no será inferior a +5 °C.

Se prohíbe verter el hormigón sobre elementos (armaduras, moldes, etc.) cuya temperatura sea inferior a 0 °C.

El empleo de aditivos anticongelantes requerirá una autorización expresa, en cada caso, del Director de Obra. Nunca podrán utilizarse productos susceptibles de atacar a las armaduras, en especial los que contienen ión cloro.

Cuando el hormigonado se realice en ambiente frío, con riesgo de heladas, podrá utilizarse para el amasado, sin necesidad de adoptar precaución especial alguna, agua calentada hasta una temperatura de 40 °C e incluso calentar previamente los áridos.

Cuando excepcionalmente se utilice agua o áridos calentados a temperatura superior a la antes indicada, se cuidará de que el cemento, durante el amasado, no entre en contacto con ella mientras su temperatura sea superior a 40 °C.

Comentarios

Debe tenerse en cuenta que el peligro de que se hiele el hormigón fresco es tanto mayor cuanto mayor es su contenido en agua. Por ello se recomienda que, en estos casos, la relación agua/cemento sea lo más baja posible.

Por el contrario, no debe olvidarse que la reacción química del agua con el cemento engendra calor, y que éste aumenta al elevarse la dosificación en cemento, así como con el empleo de cemento de alta

resistencia inicial. El calor originado durante el fraguado puede llegar a ser importante cuando la masa de hormigón es grande; como es lógico, disminuye cuando se trata de piezas delgadas. Por consiguiente, en este último caso, es preciso extremar las medidas de protección contra las bajas temperaturas. Estas medidas deberán preverse con la antelación suficiente.

Cuando se emplea agua caliente conviene prolongar el tiempo de amasado para conseguir una buena homogeneidad de la masa, sin formación de grumos.

Por último, y a título puramente indicativo, a continuación se detallan las medidas que pueden adoptarse en casos especiales.

- Para temperaturas ambientes comprendidas entre +5 °C y 0 °C. No se utilizarán materiales helados. A este respecto debe tenerse en cuenta que no basta con deshacer los montones de áridos congelados, para que éstos se deshíelen. Se recomienda calentar el

agua de amasado y los áridos. El hormigón, después de vertido, deberá protegerse contra la helada.

- Entre 0 °C y -5 °C. Deberán calentarse los áridos y el agua. Como en el caso anterior, es preciso proteger el hormigón después de vertido.

- Por debajo de -5 °C. Se suspenderá el hormigonado o se realizará la fabricación del hormigón y el hormigonado en un recinto que pueda calentarse.

Artículo 19.º Hormigonado en tiempo caluroso

Cuando el hormigonado se efectúe en tiempo caluroso, se adoptarán las medidas oportunas para evitar la evaporación del agua de amasado, en particular durante el transporte del hormigón y para reducir la temperatura de la masa.

Los materiales almacenados con los cuales vaya a fabricarse el hormigón y los encofrados o moldes destinados a recibirlo deberán estar protegidos del soleamiento.

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 °C o hay un viento excesivo se suspenderá el hormigonado, salvo que, previa autorización expresa del Director de Obra, se adopten medidas especiales, tales como enfriar el agua, amasar con hielo picado, enfriar los áridos, etc.

Comentarios

Se entenderá por tiempo caluroso aquel en que se produzca cualquier combinación de altas temperaturas, baja humedad relativa y alta velocidad del viento, que tiendan a empeorar la calidad del hormigón o que puedan conferir propiedades no deseadas. Para reducir la temperatura de la masa de hormigón se recomienda recurrir al empleo de agua fría o hielo. Cuando el

hormigonado se efectúe a temperatura superior a los 40 °C será necesario regar continuamente la superficie de hormigón durante diez días por lo menos, o tomar otras precauciones especiales, para evitar la desecación de la masa durante su fraguado y primer endurecimiento.

Artículo 20º 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 6º de esta Instrucción.

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

Si el curado se realiza empleando técnicas especiales (curado al vapor por ejemplo) se procederá con arreglo a las normas de buena práctica propias de dichas técnicas, previa autorización del Director de Obra.

En general, el proceso de curado debe prolongarse hasta que el hormigón haya alcanzado, como mínimo, el 70 por 100 de su resistencia de proyecto.

Comentarios

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, arenas, 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 (resto 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.

Entre los distintos métodos de curado acelerado utilizables, resultan especialmente aconsejables, sobre todo en el caso de elementos prefabricados, los procedimientos de curado por calor y, entre estos, el de curado al vapor. Cuando se utilicen estos métodos, la velocidad de calentamiento y enfriamiento deberá controlarse adecuadamente para evitar que el hormigón sufra choques térmicos. El

tratamiento no podrá iniciarse en tanto no haya transcurrido un determinado periodo de tiempo, denominado de prefraguado. Presenta también especial interés el procedimiento de curado por inmersión sobre todo si el agua se mantiene a temperatura adecuada y constante. En caso contrario, el tiempo de inmersión varía con la temperatura ambiente.

En el curado por calor conviene tener en cuenta el concepto de «maduración» es decir, el producto de la temperatura, en grados centígrados, a que se somete la pieza, por el tiempo durante el cual actúa esta temperatura, si está constante; o la integral del gráfico temperatura-tiempo en el caso de temperatura variable.

Se admite que, para una misma calidad de hormigón, el efecto del curado será el mismo siempre que su maduración sea también la misma. Es decir, que distintas combinaciones de temperaturas y tiempos, darán el mismo resultado siempre que su producto sea constante.

Como fuente calorífica para el curado por calor se utiliza, principalmente, la calefacción eléctrica, o el agua o aceite calientes.

El proceso de curado al vapor se iniciará una vez transcurrido el periodo de prefraguado, elevándose gradualmente la temperatura, a partir de este momento, hasta alcanzar la temperatura límite. Esta temperatura se mantendrá durante un cierto plazo, finalizado el cual se hará descender de forma continua hasta igualar la temperatura ambiente.

Cada cemento tiene una curva de curado ideal que deberá determinarse experimentalmente. De esta forma se

podrán conocer los ritmos óptimos de aumento y descenso de la temperatura, así como el tiempo de permanencia a la temperatura límite, y el valor de la misma. En general, el periodo de prefraguado oscila entre dos y cuatro horas; la velocidad de calentamiento o enfriamiento no debe exceder de 20 °C por hora, y la temperatura límite no será superior a 80 °C. La presión del vapor y la temperatura se mantendrán lo más constantes y uniformes posibles a lo largo de la pieza, y el recinto

de curado se conservará, en todo momento, saturado de humedad.

Con respecto al procedimiento de curado por inmersión puede indicarse, a título puramente orientativo, que el tiempo de inmersión oscilará entre tres y siete días.

Para los casos de empleo de técnicas especiales en el articulado se 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 21.º Descimbrado, desencofrado y desmoldeo

Los distintos elementos que constituyen los moldes, 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 estar sometido durante y después del desencofrado, desmoldeo o descimbrado.

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 70º) para estimar la resistencia real del hormigón y poder fijar convenientemente el momento de desencofrado, desmoldeo o descimbrado.

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

Para facilitar el desencofrado, y en particular, cuando se empleen moldes, se recomienda pintarlos con barnices antiadherentes que cumplan las condiciones prescritas en el Artículo 11º.

Comentarios

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.

Resulta útil en ocasiones la medición de flechas durante el descimbrado 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 exige efectuar el descimbrado de acuerdo con un programa previo debidamente estudiado, con el fin de evitar

que la estructura quede sometida, aunque sólo sea temporalmente durante el proceso de ejecución, a tensiones no previstas en el proyecto, que puedan resultar perjudiciales.

A título de orientación pueden indicarse los plazos de desencofrado o descimbrado 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;
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.

G=carga que actúa sobre el elemento al descimbrar (incluido el peso propio);
Q=carga que actuará posteriormente (Q+G=carga máxima total).
Se recomienda que la seguridad no resulte en ningún momento inferior a la prevista para la obra en servicio.

Artículo 22.º Uniones de continuidad entre elementos prefabricados

Las uniones entre las distintas piezas prefabricadas, que constituyen una estructura, o entre dichas piezas y los otros elementos estructurales contruidos *in situ*, deberán asegurar la correcta transmisión de los esfuerzos entre cada pieza y las adyacentes a ella.

Se construirán de tal forma que puedan absorberse las tolerancias dimensionales normales de prefabricación, sin originar sollicitaciones suplementarias o concentración de esfuerzos en los elementos prefabricados.

Las uniones por soldadura sólo pueden autorizarse cuando esté garantizada la soldabilidad de los elementos que se vayan a unir. En cualquier caso, deberá cuidarse que el calor desprendido por la soldadura no produzca daños en el hormigón o en las armaduras de las piezas.

Comentarios

Desde el punto de vista de la resistencia, durabilidad, deformaciones, etc., de la estructura, las uniones constituyen siempre puntos singulares que exigen una atención especial. Así, por ejemplo, su resistencia al fuego y a la corrosión deberá ser objeto de un detenido estudio.

Entre los tipos de junta que se consideran adecuados para las uniones de continuidad, cabe citar los siguientes:

- las juntas de mortero (en cama o retacadas);
- las juntas hormigonadas;
- las juntas encoladas.

Las juntas de mortero deberán tener, como mínimo, de 10 a 20 mm de anchura. Los paramentos adyacentes de las piezas que vayan a unirse, deberán estar limpios y no presentar picos o salientes en los que se produciría concentración de tensiones, toda vez que la experiencia ha demostrado que

la regularización de las testas con mortero no resulta eficaz.

En las juntas hormigonadas, el hormigón de relleno deberá ser al menos de la misma calidad que el utilizado para la construcción de las piezas prefabricadas que se vayan a unir, pero preparado, en caso necesario, con áridos de menor tamaño. La anchura de estas juntas será la suficiente para permitir una buena compactación del hormigón, y nunca inferior a 75 mm.

Un buen sistema en el caso de juntas encoladas, consiste en fabricar, una contra otra, las testas de las dos piezas que vayan a unirse, con el fin de asegurar su buen acoplamiento y conseguir que el espesor de la capa de pegamento sea pequeño y uniforme. Es frecuente utilizar como pegamento resinas epoxi.

Artículo 23.º Observaciones generales respecto a la ejecución

23.1. Adecuación del procesos 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.).

Todas las manipulaciones y situaciones provisionales y, en particular, el transporte, montaje y colocación de las piezas prefabricadas, deberán ser objeto de estudios previos. Será preciso también justificar que se han previsto todas las medidas necesarias para garantizar la seguridad, la precisión en la colocación y el mantenimiento correcto de las piezas, en su posición definitiva, antes y durante la ejecución y, en su caso, durante el endurecimiento de las juntas construidas en obra.

Si el proceso constructivo sufre alguna modificación sustancial deberá ser objeto de un nuevo estudio a nivel de proyecto.

23.2. 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.

Cuando la construcción de las obras de lugar a fases sucesivas de descimbrado, o de puesta en carga, puede ser necesario determinar las sollicitaciones correspondientes a cierto número de estas fases.

Comentarios

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.

Como norma general, se admite superponer las deformaciones calculadas (en lugar de las tensiones) correspondientes a las sucesivas fases constructivas. De esta forma, y utilizando los diagramas tensiones-deformaciones de los materiales, se pueden tener en cuenta adaptaciones que resultan favorables desde el punto de vista económico.

Artículo 24.º Prevención y protección contra acciones físicas y químicas

24.1. 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 24.2 y 24.3 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.

Comentarios

Debe advertirse que, independientemente de los casos de hormigonado en tiempo frío indicados en el Artículo 18º, 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.

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).

24.2. Durabilidad del hormigón

Durabilidad de un elemento de hormigón es su capacidad de comportarse satisfactoriamente frente a las acciones físicas, químicas agresivas y proteger adecuadamente las armaduras y demás elementos metálicos embebidos en el hormigón durante la vida de servicio de la estructura. La durabilidad debe conseguirse a través de un adecuado proyecto, construcción y mantenimiento del elemento.

Por lo que respecta a la durabilidad del hormigón, deberá elegirse cuidadosamente en el proyecto el tipo y clase del cemento 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 cementos en una misma obra, se tendrá presente lo indicado en los últimos párrafos de los Artículos 15º y 17º.

En cuanto a los áridos, deberá comprobarse que cumplen las limitaciones indicadas en el Artículo 7.º y, de modo especial, las relativas a reactividad con los álcalis del cemento.

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.

Comentarios

En la protección frente a los agentes físicos y químicos agresivos, las medidas preventivas suelen ser las más eficaces y menos costosas. Por ello, la durabilidad es una cualidad que debe tenerse en cuenta durante la realización del proyecto, estudiando la naturaleza e intensidad potencial previsible del medio agresivo y eligiendo los materiales, dosificaciones y procedimientos de puesta en obra más adecuados en cada caso.

Entre las muchas variables que influyen en los fenómenos de carácter agresivo, la 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 y clase del cemento o cementos que vayan a emplearse, es otro extremo con repercusión directa en la durabilidad del hormigón.

Por último, se reseñan a continuación las sustancias que, de un modo genérico, poseen carácter agresivo para el hormigón:

- a) gases que posean olor amoniacal o que, por su carácter ácido, enrojeczan el papel azul de tornasol humedecido con agua destilada;
- b) líquidos que desprendan burbujas gaseosas, posean olor nauseabundo, dejen residuos

cristalinos o terrosos al evaporarlos o que por su carácter ácido enrojeczan el papel azul de tornasol; aguas muy puras o de alta montaña y aceites vegetales;

- c) tierras o suelos con humus y sales cristalizadas; sólidos secos o húmedos cuyas dispersiones acuosas enrojeczan el papel azul de tornasol.

24.3. Corrosión de las armaduras

Es necesario considerar desde el proyecto el grado de agresividad que presenta para las armaduras el medio ambiente donde vaya a estar situada la obra. Este grado de agresividad está en relación directa con la presencia de uno o varios factores, que será necesario evitar o al menos contrarrestar.

En la fase de proyecto de la estructura se deben tener en cuenta todas las consideraciones que se hacen en 13.3 respecto de distancias a los paramentos y en el Artículo 44º en relación al riesgo de corrosión por fisuración en fase de servicio.

Con respecto a los materiales empleados, se prohíbe poner en contacto las armaduras con otros metales de muy diferente potencial galvánico; y se recuerda la prohibición de emplear materiales que contengan iones despasivantes tales como cloruros, sulfuros y sulfatos en proporciones superiores a las indicadas en los Artículos 6º, 7º y 8º.

Comentarios

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. Además la presencia de aniones, tales como los cloruros, pueden desencadenar también 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 los recubrimientos en la protección de las armaduras del hormigón. También pueden provocar corrosión la existencia de corrientes vagabundas en las armaduras.

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. La corrosión, como fenómeno cuya ocurrencia es aleatoria, está regido por las leyes de la probabilidad y, en consecuencia, implica siempre un riesgo.
2. Una eficaz garantía contra este riesgo consiste en la observancia de las indicaciones y recomendaciones anteriormente hechas.
3. 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. Cuando se presuman riesgos serios de corrosión, es aconsejable documentarse debidamente, recurriendo a las

publicaciones especializadas o al dictamen de especialistas idóneos.

24.4. Limitaciones a los contenidos de agua y de cemento

Los valores de la relación agua/cemento (a/c) y los contenidos en cemento de los hormigones, deberán cumplir las limitaciones indicadas en el cuadro adjunto, en función del ambiente al que vayan a estar sometidos. Las definiciones de los diferentes ambientes figuran en 13.3, indicándose con el subíndice h la existencia de heladas, y con el f, la utilización de fundentes.

CUADRO 24 4

Ambiente	Relación máxima a/c	Contenido mínimo en cemento kg/m ³	
		Hormigón en masa	Hormigón armado
I	0,65	150	250
II	0,60	175	275
II h	0,55	175	300
II f (*)	0,50	200	300
III	0,55	200	300
III h	0,50	200	300
III f (*)	0,50	200	325
Químicamente agresivo (**)	0,50	200	325

(*) En estos casos, deberán utilizarse aireantes, que produzcan un contenido de aire ocluido mayor o igual que el 4,5%.

(**) En el caso particular de existencia de sulfatos, el contenido mínimo en cemento de los hormigones en masa se elevará a 250 kg/m³. Además, tanto para hormigones en masa como para los armados, el cemento deberá ser resistente a los sulfatos si el contenido en sulfatos del agua es mayor o igual que 400 mg/kg, o si en suelos es mayor o igual que 3.000 mg/kg.

Comentarios

Una condición para garantizar la durabilidad del hormigón, así como su colaboración a la protección de las armaduras frente a la corrosión consiste en obtener un hormigón con una permeabilidad reducida. Para obtenerla son decisivos la elección de una relación agua/cemento suficientemente baja, la compactación idónea del hormigón, un contenido adecuado de cemento y la hidratación suficiente de éste, conseguida por un cuidadoso curado.

Las limitaciones al contenido de cemento y agua del hormigón (esta última, a través de la limitación de la relación agua/cemento) dadas en el articulado junto con los recubrimientos establecidos en 13.3., son en general suficientes para conseguir la citada garantía.

Existen procedimientos directos como el ensayo para la determinación de la profundidad de penetración de agua, según lo indicado en UNE 83.309/90, cuya realización se recomienda en casos especiales, determinados por las características de la obra o por la especial agresividad del ambiente. En este sentido se considera suficientemente impermeable el hormigón si cumple:

Profundidad máxima de penetración ≤ 50 mm

Profundidad media de penetración ≤ 30 mm

Se recuerda (Artículo 14º) que el contenido máximo de cemento del hormigón está limitado a 400 kg/m³, salvo casos excepcionales.

TITULO 2º DE LA REALIZACIÓN DEL PROYECTO

CAPÍTULO IV : CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Artículo 25.º Características del acero

25.1. Diagramas tensión-deformación del acero

Diagrama tensión-deformación de proyecto es el que se adopta 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 de 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 36.401/81.

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 25.1.a o 25.1.b. según se trata de aceros con o sin escalón de cedencia netamente marcado, respectivamente, pudiendo tomarse estos diagramas como diagramas de proyecto si se adoptan los valores tipificados del límite elástico dados en el Artículo 9º.

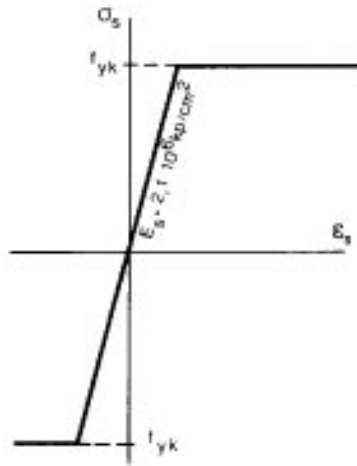


Figura 25.1.a.

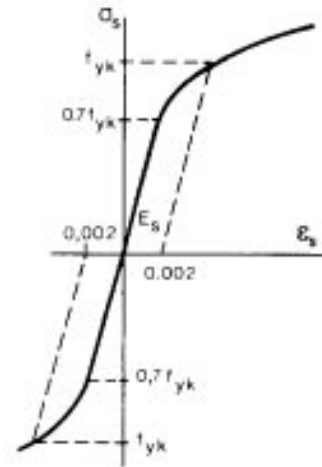


Figura 25.1.b.

En la figura 25.1.b. la rama de tracción a partir del valor $0,7 f_{yk}$ el diagrama se define mediante la expresión:

$$\text{para } \sigma_s \geq 0,7 \cdot f_{yk}; \epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0,823 \left[\frac{\sigma_s}{f_{yk}} - 0,7 \right]^5$$

La rama de compresión es simétrica de la de tracción respecto al origen.

Comentarios

El conocimiento del diagrama característico del acero permite dimensionar las secciones sometidas a solicitaciones 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; 0,006; 0,008 y 0,01.

En rigor, el límite elástico característico es el que corresponde en el diagrama característico a una deformación remanente del 0,2 por 100. Como simplificación puede adoptarse como valor característico del límite elástico el obtenido a partir de los valores de los límites elásticos de los ensayos de tracción realizados según la Norma UNE 7.262.

25.2. Resistencia de cálculo del acero

Se considerará como resistencia de cálculo del acero f_{yd} el valor:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

En donde f_{yk} es el límite elástico de proyecto y γ_s el coeficiente de minoración definido en el Artículo 31º.

La expresión indicada es válida tanto para tracción como para compresión.

Comentarios

Se recuerda que en piezas sometidas a compresión simple la deformación de rotura del hormigón toma el valor 2 por 1.000 (véase 36.2), lo que limita el aprovechamiento de 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/cm²).

25.3. Diagrama de cálculo tensión-deformación del acero

El diagrama de cálculo tensión-deformación del acero (en tracción o en compresión) se deduce del diagrama de proyecto mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke de razón $1/\gamma_s$.

Cuando se utilizan los diagramas de las figuras 25.1.a y 25.1.b se obtienen los diagramas de cálculo de las figuras 25.3.a y 25.3.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.

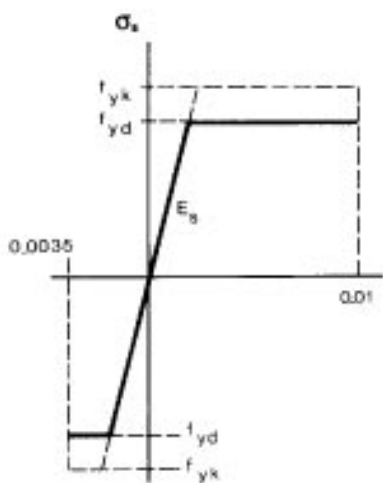


Figura 25.3.a.

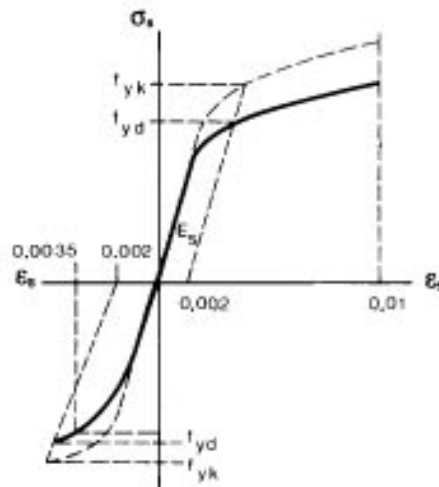


Figura 25.3.b.

Comentarios

La deformación del acero en tracción se limita al valor 10 por 1.000 y la de compresión al valor 3,5 por 1.000, de acuerdo con lo indicado en 36.2. Cuando se emplea el método del momento tope

(Artículo 37º) puede utilizarse como diagrama de cálculo del acero, el simplificado de la figura 25.3.a limitando superiormente $f_{y,c,d}$ al valor 4.000 kp/cm².

Artículo 26.º Características del hormigón

26.1. Definiciones

Resistencia de proyecto, f_{ck} es el valor que se adopta en el proyecto para la resistencia a compresión, 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, f_{creal} , de obra es el valor que corresponde al cuantil del 5 por 100 en la distribución de resistencia a compresión 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 a compresión, sobre probetas tomadas en obra. Abreviadamente se puede denominar resistencia característica.

La determinación de la resistencia característica estimada se realizará según 69.3.

Comentarios

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, pero cuyo cuantil del 5 por 100 es, en cualquier caso, la resistencia característica real.

- La resistencia especificada o de proyecto f_{ck} , es un límite inferior de especificación, que establece la condición de que cada amasada colocada en obra deberá ser igual o superior a f_{ck} .

También es una especificación para la calidad del conjunto de amasadas, al fijar en un 5 por 100 el máximo porcentaje

admisible de aquellas, con resistencia inferior a la especificada.

Por lo tanto, aunque el ideal es que todas las amasadas que se coloquen en obra tengan una resistencia igual o superior a la de proyecto, en cuyo caso el conjunto de ellas tendría un número nulo de amasadas defectuosas y, por lo tanto, sería de la máxima calidad posible, la economía de la construcción aconseja rebajar la exigencia de la calidad del conjunto, aceptando aquellas en cuya composición se encuentren algunas amasadas (en número inferior al 5 por 100 del total) con resistencia menor que la de proyecto.

Precisamente, garantizar, aunque sea sólo a nivel de probabilidad, que a lo sumo el 5 por 100 de las amasadas componentes del total sometido a control tiene resistencia igual o menor que la especificada, será el objeto del control.

- La determinación de la resistencia característica real de obra se realiza a partir del diagrama de distribución de las resistencias de todas las amasadas colocadas y cualquiera que sea su forma, determinando el cuantil correspondiente al 5 por 100.

Lo anterior implica que la determinación de la resistencia de cada amasada sólo es realizable en casos muy especiales o cuando el número de amasadas es pequeño. Cuando el número de amasadas es igual o menor de 20, el cuantil del 5 por 100 corresponde al valor de la amasada de menor resistencia, siendo, pues, éste el valor de la resistencia característica real, con independencia de la función de distribución de la resistencia.

En caso de piezas importantes en cuya composición entre un número pequeño de amasadas, puede ser un caso típico de determinación directa de la resistencia característica real.

-En el caso de distribuciones gaussianas (y así puede suponerse que se distribuyen las resistencias del hormigón en bastantes casos), el cuantil del 5 por 100 y, por lo tanto, la resistencia característica real, viene dado por la expresión:

$$f_{creal} = f_{cm} (1 - 1,64 \delta)$$

donde:

f_{cm} = resistencia media.

δ = coeficiente de variación de la población.

- En la mayoría de los casos normales el número de amasadas colocadas en obra es muy grande, resultando improcedente y antieconómico calcular la resistencia de cada una de ellas. No es, por lo tanto, posible construir su diagrama de distribución ni calcular sus parámetros directamente. Se recurre entonces a los procedimientos de la Estadística Matemática, que permiten, mediante la realización de un número pequeño de determinaciones de resistencia de amasada, estimar o cuantificar, con un nivel de probabilidad, los parámetros de la función de distribución de la población de todas las amasadas. La estimación así realizada del cuantil del 5 por 100 se denomina en esta Instrucción resistencia característica estimada o simplemente resistencia característica, y se efectúa según se indica en 69.3

26.2. Tipificación de la resistencia del proyecto

Con objeto de tipificar las resistencias de los hormigones, se recomienda utilizar la siguiente serie:

H-125, H-150, H-175, H-200, H-225, H-250, H-300, H-350, H-400, H-450, 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 .

Comentarios

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.

26.3. Resistencia mínima del hormigón en función de la del acero

La resistencia de proyecto del hormigón, f_{ck} , expresada en kp/cm^2 , no será menor que la indicada en la tabla 26.3 siguiente:

TABLA 26.3

<i>Tipo de acero</i>	<i>Valor mínimo de la resistencia de proyecto del hormigón</i>
AE-215L	125 kp/cm^2
AEH-400	150 kp/cm^2
AEH-500	175 kp/cm^2
AEH-600	200 kp/cm^2

Comentarios

La tabla indicada en el articulado se basa fundamentalmente en la norma de buena práctica de no usar aceros de resistencia muy alta con hormigones de baja resistencia. El incumplimiento de ésta, aparte de conducir a longitudes de anclaje y solapo desproporcionadamente grandes, puede ocasionar presiones excesivas

sobre el hormigón en las zonas curvas de las barras.

La tabla no debe entenderse en el sentido de que, si por un fallo accidental, se registran en una zona de obra resistencias inferiores a las especificadas, la zona resulte inadmisibles, sino simplemente que dicha zona requerirá un estudio detallado de su comportamiento previsible.

26.4. 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, etc.

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 26.6).

Comentarios

Puede considerarse, a título puramente cualitativo, que los diagramas unitarios tensión-deformación del hormigón adoptan

las formas siguientes: (figs. 26.4.a y 26.4.b).



RELACIÓN ENTRE LA TENSIÓN DEL HORMIGÓN Y LA TENSIÓN DE ROTURA POR COMPRESIÓN EN PROBETAS CILÍNDRICAS

Figura 26.4.a.



RELACIÓN ENTRE LA TENSIÓN DEL HORMIGÓN Y LA TENSIÓN DE ROTURA POR COMPRESIÓN EN PROBETAS CILÍNDRICAS

Figura 26.4.b.

26.5. Resistencia de cálculo del hormigón

Se considerará como resistencia de cálculo del hormigón (en compresión f_{cd} o en tracción $f_{ct,d}$) el valor de la resistencia de proyecto correspondiente dividido por un coeficiente de minoración γ_c , que adopta los valores indicados en el Artículo 31º.

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.

Comentarios

Los valores de cálculo establecidos suponen que la carga total no actúa antes de los 28 días. En caso contrario, esa circunstancia deberá tenerse en cuenta de un modo estimativo, pudiendo utilizarse al efecto los valores dados en el cuadro 10.4.b 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.

26.6. Diagramas de cálculo tensión-deformación del hormigón

Para el cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales, en los estados límites últimos se adoptará uno de los diagramas siguientes:

a) Diagrama parábola rectángulo

Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo (fig. 26.6.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 éste diagrama

corresponde a una compresión igual a $0,85 f_{cd}$, siendo f_{cd} la resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

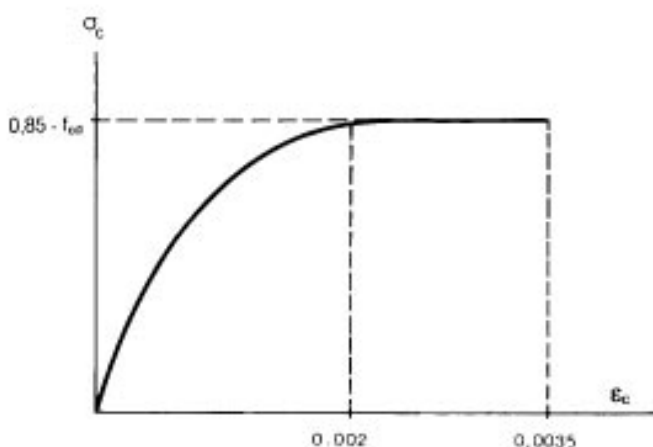
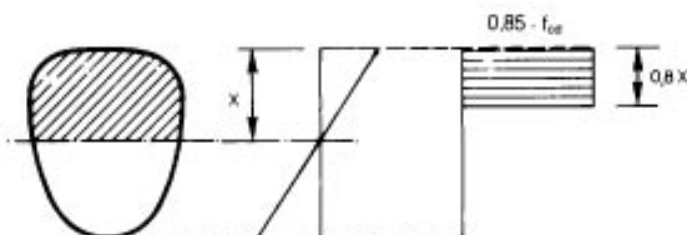


Figura 26.6.a

b) Diagrama rectangular

Formado por un rectángulo cuya altura es igual a $0,80 x$, siendo x la profundidad del eje neutro y la anchura $0,85 f_{cd}$ (fig. 26.6.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 al de la parábola-rectángulo o queden del lado de la seguridad.

26.7. 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 real $\sigma - \epsilon$) a la edad de j días, puede tomarse igual a:

$$E_{oj} = 21.000 \cdot \sqrt{f_j}$$

En esta expresión f_j es la resistencia característica a compresión del hormigón a j días de edad y debe expresarse en kp/cm^2 para obtener E_{oj} en kp/cm^2 .

Como módulo instantáneo de deformación longitudinal secante E_j (pendiente de la secante), se adoptará:

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

Válido siempre que las tensiones, en condiciones de servicio, no sobrepasen el valor de $0,5 f_j$. Si no se realiza el cálculo indicado en 26.9, cuando se trate de cargas duraderas o permanentes podrá tomarse dos tercios de los valores anteriores en climas húmedos y dos quintos en climas secos, para evaluar la deformación diferida final que, sumada a la instantánea, proporciona la deformación total.

Comentarios

El módulo de deformación longitudinal secante del hormigón es el cociente entre la tensión aplicada y la deformación elástica correspondiente. Dicho coeficiente es prácticamente constante (especialmente después de un primer ciclo de carga-descarga) siempre que las tensiones no sobrepasen el valor $0,5 f_j$. En rigor, E_{oj} depende de la resistencia media del hormigón y no de la característica. Pero se ha preferido esta última en la expresión E_{oj}

por homogeneidad con el resto de la Instrucción.

Como puede verse en los diagramas del comentario 26.4, 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 los distintos valores que se dan en el articulado, en función de la carga y de la naturaleza, seca o húmeda, del ambiente.

26.8. Retracción del hormigón

En general, para unas condiciones medias puede admitirse como valor de la retracción:

- Para elementos de hormigón en masa: 0,35 mm por metro.
- Para elementos de hormigón armado: 0,25 mm por metro.

Se puede prescindir de la retracción cuando se trate de elementos estructurales sumergidos en agua o enterrados 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 armaduras y el tiempo transcurrido desde la ejecución, que marca la duración del fenómeno.

Comentarios

Las variables citadas en el articulado pueden tenerse en cuenta del modo que a continuación se indica:

- 1.El valor ϵ_t de la retracción de un elemento de hormigón en masa desde el momento de su acabado hasta el instante t viene dado por

$$\epsilon_t = \beta_t \epsilon_{01} \epsilon_{02}$$

ϵ_{01} =coeficiente dependiente de la humedad del ambiente (ver tabla 26.8.1)

ϵ_{02} =coeficiente dependiente del espesor ficticio e (ver fig. 26.8.1)

β_t =coeficiente que refleja la evolución de la retracción en el tiempo (ver fig. 26.8.2)

TABLA 26.8.1

Coeficiente de la retracción ϵ_{01}
y valor del coeficiente α

<i>Ambiente</i>	<i>Humedad relativa aproximada %</i>	ϵ_{01}	α
En el agua	100	$+10 \cdot 10^{-5}$	30
En atmósfera muy húmeda	90	$-13 \cdot 10^{-5}$	5
En ambiente medio	70	$-32 \cdot 10^{-5}$	1,5
En atmósfera seca	40	$-52 \cdot 10^{-5}$	1,0

2. Las curvas de las figuras 26.8.1 y 26.8.2 corresponden a distintos espesores ficticios de la pieza, e , que se calculan mediante la expresión

$$e = \alpha \frac{2 A}{u}$$

siendo:

α = coeficiente dado en la tabla 26.8.1

A =área de la sección transversal del elemento

u =perímetro de la sección transversal en contacto con l

3. En el eje del gráfico de la figura 26.8.2 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 la dada por la expresión:

$$t = \frac{\sum [j \times (T + 10)]}{30}$$

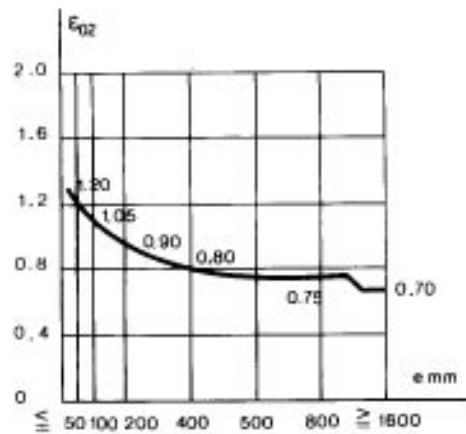
siendo:

j = número de días durante los cuales el endurecimiento se efectúa a una temperatura media diaria de T grados centígrados.

4. 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:

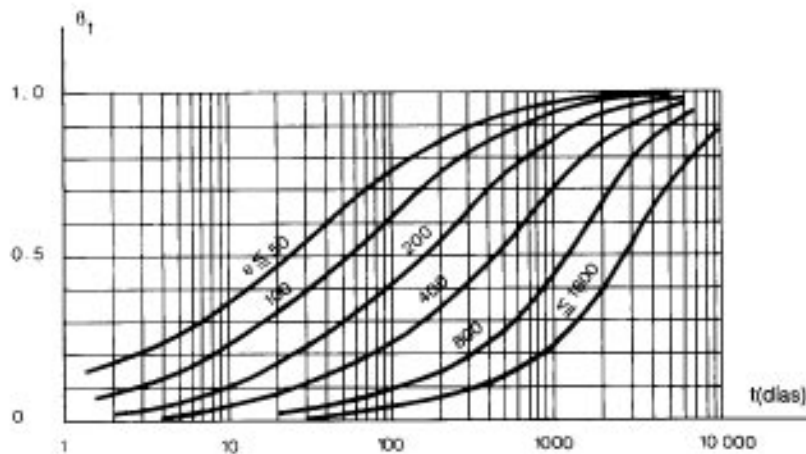
$$\epsilon_t = (\beta_t - \beta_j) \epsilon_{01} \cdot \epsilon_{02}$$

con los mismos significados que anteriormente.



INFLUENCIA DEL ESPESOR FICTICIO SOBRE LA RETRACCIÓN

Figura 26.8.1.



EVOLUCIÓN DE LA RETRACCIÓN EN EL TIEMPO

Figura 26.8.2.

5. 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. A partir de la deformación ϵ_t correspondiente a hormigón en masa puede calcularse la deformación ϵ_{ts} correspondiente a hormigón armado mediante la relación:

$$\epsilon_{ts} = \epsilon_t \frac{1}{1 + n\rho}$$

siendo:

$n = \frac{E_s}{E_c}$ el coeficiente de equivalencia.

$\rho = \frac{A_s}{A_c}$ la cuantía geométrica de la pieza

26.9. 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 deformación longitudinal del hormigón (véase apartado 26.7 de este Artículo) igual a:

$$E_c = 19.000 \sqrt{f_{ck}}$$

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.

Comentarios

Para unas condiciones medias puede suponerse que la deformación total (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. La deformación diferida por fluencia ε_t , de un elemento de hormigón armado, viene dada por:

$$\varepsilon_t = \varphi_t \frac{\sigma}{E_c}$$

donde:

φ_t es un coeficiente,
 σ es la tensión constantemente aplicada,
 E_c es el módulo de deformación del hormigón a 28 días de edad.

Según el apartado 26.7 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 kp/cm^2 .

2. El coeficiente φ_t puede determinarse con suficiente aproximación mediante la expresión:

$$\varphi_t = \beta_a(j) + \varphi_{01} \varphi_{02} (\beta_t - \beta_j) + 0,4 \beta'_{t-j}$$

siendo:

t = instante para el cual se evalúa la fluencia

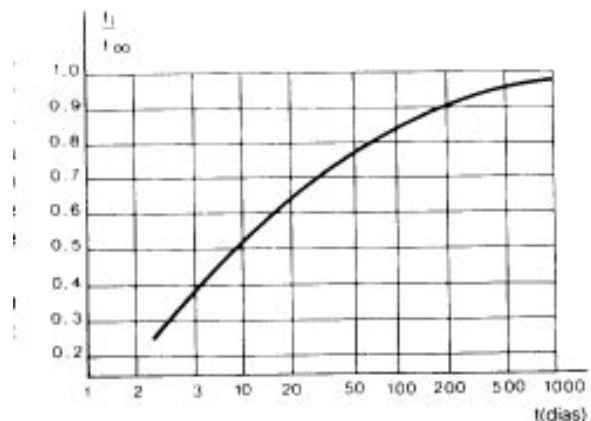
j = edad del hormigón en el momento de la puesta en carga (expresado, al igual que t , en días a partir de la confección del hormigón).

$$\beta_a(j) = 0,8 \left(1 - \frac{f_j}{f_{00}}\right), \text{ el valor de } \frac{f_j}{f_{00}}$$

puede obtenerse, a falta de datos más precisos procedentes de ensayos, de la figura 26.9.1.

φ_{01} = coeficiente que depende del medio ambiente (ver tabla 26.9.1)

φ_{02} = coeficiente que depende del espesor ficticio de la pieza e (figura 26.9.2).



VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN CON EL TIEMPO

Figura 26.9.1.

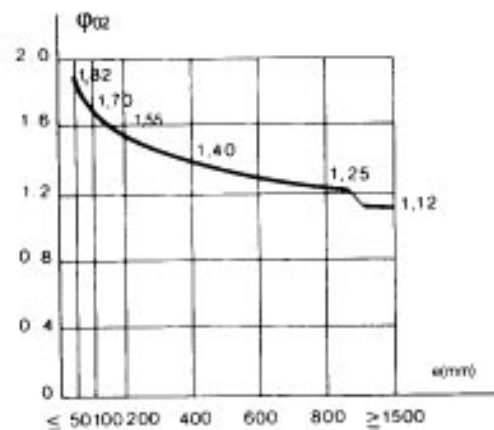


Figura 26.9.2

β_t, β_j = coeficiente que reflejan la evolución en el tiempo de la deformación plástica diferida (fig. 26.9.3)

β_{t-j} = coeficientes que refleja la variación de la deformación elástica diferida en función de la duración t-j en días del efecto de la fluencia (fig. 26.9.4)

3. Las curvas de la figura 26.9.3 corresponden a distintos espesores ficticios de la pieza, e, que se calculan mediante la expresión:

$$e = \alpha \frac{2 A}{u}$$

siendo:

α el coeficiente dado en la tabla 26.9.1.

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, α) coincide sensiblemente con el real.

4. En el eje de abscisas del gráfico de la figura 26.9.3 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:

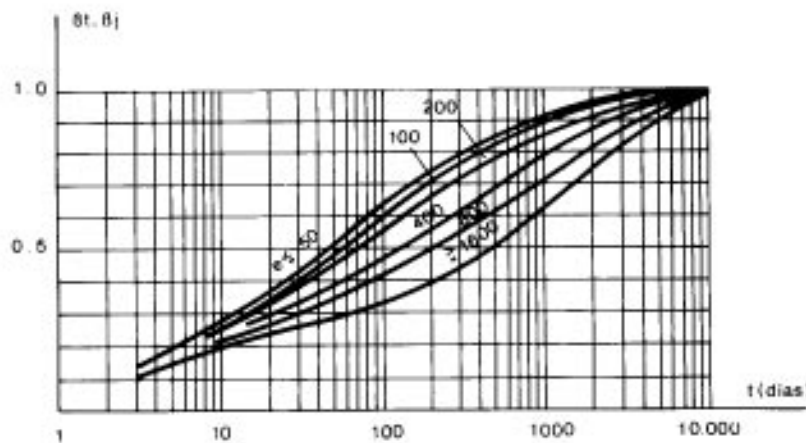
$$t = \frac{\sum j (T + 10)}{30}$$

donde:

j es el número de días durante los cuales el endurecimiento se efectúa a una temperatura media diaria de T grados centígrados.

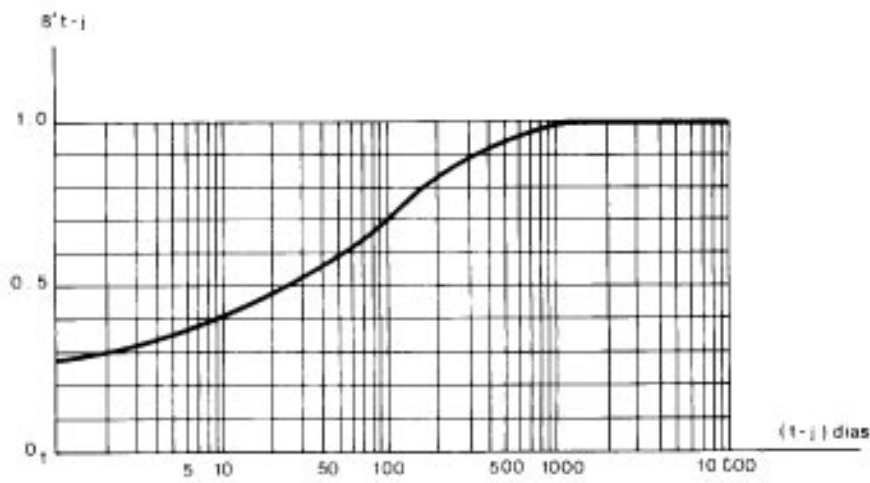
5. Si el hormigón ha sido amasado con gran exceso de agua, la deformación plástica diferida puede alcanzar un valor mayor del indicado, al menos en un 25 por 100. Por el contrario, en hormigones muy secos tal deformación suele ser inferior a la calculada en un 25 por 100.

La deformación elástica diferida no experimenta alteración por este concepto. La corrección afecta, por consiguiente, sólo al primer sumando de ϕ_t .



EVOLUCIÓN EN EL TIEMPO DE LA DEFORMACIÓN PLÁSTICA DIFERIDA

Figura 26.9.3



EVOLUCIÓN EN EL TIEMPO DE LA DEFORMACIÓN ELÁSTICA DIFERIDA

Figura 26.9.4

TABLA 26.9.1

Valor de los coeficientes ϕ_{01} y α

<i>Ambiente</i>	<i>Humedad relativa aproximada %</i>	ϕ_{01}	α
En el agua	100	0,8	30
En atmósfera muy húmeda	90	1,0	5
En ambiente medio	70	2,0	1,5
En atmósfera seca	40	3,0	1,0

26.10.Coeficiente de Poisson

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

26.11.Coeficiente de dilatación térmica

El coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado se tomará igual a 10^{-5} .

Comentarios

Los ensayos han demostrado que este coeficiente puede variar en una proporción relativamente elevada (del orden de ± 30 por 100). Dicho coeficiente depende de la naturaleza del cemento, de la de los

áridos, de la dosificación, de la hidrometría 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.

CAPÍTULO V : ACCIONES

Artículo 27.º Clasificación de las acciones

A los efectos de esta Instrucción, las distintas acciones capaces de producir estados tensionales en una estructura o elemento estructural se clasifican en dos grupos: acciones directas y acciones indirectas.

Las primeras están producidas por pesos u otras fuerzas aplicadas directamente a la estructura e independientes de las propias características resistentes y de deformación de la misma.

Las acciones indirectas están originadas por fenómenos capaces de engendrar fuerzas de un modo indirecto, al imponer deformaciones o imprimir aceleraciones a la estructura, siendo, por tanto, función de las características de deformación de la propia estructura.

Comentarios

Para obtener el estado global de fuerzas que actúan sobre la estructura, habrá que añadir a las acciones las reacciones

correspondientes originadas por las coacciones de apoyo.

27.1. Cargas o acciones directas

Las acciones directas están constituidas por las cargas permanentes y las cargas variables.

Cargas permanentes son las que, con la estructura en servicio, 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 estructura debe rendir.

—Cargas variables climáticas, que comprenden las acciones del viento y nieve.

—Cargas variables del terreno, debidas al peso del terreno y a sus empujes; y

—Cargas variables debidas al proceso constructivo.

Desde otro punto de vista, las acciones variables pueden subdividirse a su vez en:

—Acciones variables frecuentes, que son aquellas de actuación común y frecuente que presentan, por tanto, una gran duración de aplicación a lo largo de la vida de la estructura.

—Acciones variables infrecuentes, que no siendo excepcionales tienen pocas probabilidades de actuación y presentan, por tanto, una pequeña duración de aplicación a lo largo de la vida de la estructura.

Comentarios

En las cargas variables de explotación deben considerarse incluidos todos los

efectos, sean o no ponderales, que tales cargas pueden producir, como, por

ejemplo: frenado, fuerza centrífuga, fenómenos vibratorios, etc.

Debe tenerse en cuenta que la clasificación establecida no es cerrada, es decir, que en algunos casos habrá que considerar como cargas variables de explotación acciones que aparecen incluidas en otro grupo de dicha clasificación. Tal será el caso, por ejemplo, de un muro contra viento, en el que esa acción climática adquiere el carácter de una carga variable de explotación.

Por otra parte, en algunos casos habrá que tener también en cuenta ciertas acciones fortuitas o de magnitud excepcional, tales como choques de vehículos, huracanes, tornados, deflagraciones, ondas explosivas, etc. La forma de tratar estas acciones se indica en el Artículo 34º.

El valor frecuente de una carga variable puede expresarse como una fracción ψ ($0 \leq \psi \leq 1$) del valor característico de tal carga.

27.2. Acciones indirectas

Entre las acciones indirectas cabe distinguir:

- 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 movimientos impuestos, tales como las producidas por descensos diferenciales de los apoyos de la estructura, como consecuencia de asentos del terreno de cimentación o por movimientos intencionados de tales apoyos.
- Acciones sísmicas, producidas por las aceleraciones transmitidas a las masas de la estructura por los movimientos sísmicos.

Artículo 28.º Valores característicos de las acciones

28.1. Generalidades

Para todas las acciones definidas en el Artículo 27º deberán distinguirse dos tipos de valores: el característico y el ponderado o de cálculo.

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

Los valores característicos de las acciones, tal como se consideran en esta Instrucción, son aquellos que presentan una probabilidad de un 95 por 100 de no ser sobrepasados (por el lado de los valores más desfavorables) en el periodo de vida útil de la construcción.

Comentarios

El concepto de valor característico aplicado a las acciones es análogo al ya utilizado al definir la resistencia del hormigón (véase 26.1 y su comentario). En él se hace intervenir también la dispersión que, en la práctica, presenta los distintos valores reales de la acción considerada.

En el caso de que las acciones se ajusten a una distribución normal, las expresiones que definen las acciones características son:

$$F_k = F_m(1 + 1,64 \delta)$$

$$F'_k = F'_m(1 - 1,64 \delta')$$

en donde:

F_m =Valor medio correspondiente a las acciones máximas.

F'_m =Valor medio correspondiente a las acciones mínimas.

δ y δ' =Desviaciones cuadráticas medias relativas a F_m y F'_m respectivamente.

Cuando no se pueda considerar una distribución estadística normal, o disponer de los datos necesarios, deben elegirse las fuerzas o cargas características en función de la utilización prevista para la estructura.

28.2. Valores característicos de las cargas permanentes

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

—Hormigón en masa $2,3 \text{ t/m}^3$.

—Hormigón armado $2,5 \text{ t/m}^3$.

Comentarios

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

Cuando no se conozca con precisión el peso específico de los materiales o dicho

peso específico sea susceptible de variación, se adoptará el valor que convenga a la seguridad, es decir, un valor aproximado al real por defecto o por exceso, según que la actuación de la carga permanente resulte favorable o desfavorable para la hipótesis de carga que se comprueba.

28.3. Valores característicos de las 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.

Comentarios

Se recuerda la conveniencia de que, en ciertas obras, se haga figurar en una placa, colocada en lugar visible, el valor máximo

de la carga para la cual se propone la utilización de la estructura (véase 4.4) para información de los usuarios.

28.4. Valores característicos de las acciones indirectas

Para las acciones reológicas se considerarán como valores característicos los correspondientes a las deformaciones por retracción y fluencia establecidas en 26.8 y 26.9.

En aquellos casos especiales en los que 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 característicos correspondientes a las acciones por movimientos impuestos, a partir de los corrimientos diferenciales que sean previsibles, de acuerdo con las teorías de la Mecánica del Suelo.

En el caso de movimientos impuestos intencionadamente y siempre que sus efectos sean favorables, será necesario estudiar la readaptación de la estructura por fluencia del hormigón y la consiguiente reducción de aquellos efectos favorables.

Los valores característicos de las acciones térmicas se obtendrán a partir del coeficiente de dilatación térmica 10^{-5} establecido para el hormigón en 26.11, 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:

$$20 - 0,75 \sqrt{e} \nless 0$$

e = espesor del elemento en cm.

- En estructuras abrigadas de la intemperie estos valores pueden reducirse a la mitad.
- En obras enterradas puede incluirse en el espesor del elemento el correspondiente a la capa de tierra que lo recubre y lo aísla del exterior.
- En estructuras formadas por elementos de distinto espesor, para simplificar los cálculos se admite una tolerancia de ± 5 °C en los valores resultantes.
- En los 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 producidas por la radiación solar. Igualmente se estudiará este efecto cuando elementos de poco espesor hayan de estar sometidos a un caldeamiento artificial por una cara o paramento.

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.

Comentarios

El estudio de los efectos de readaptación de la estructura bajo las acciones de movimiento impuesto de un modo intencionado, habrá que realizarlo, igualmente, en aquellos casos en que la estructura pase por sucesivas fases de construcción en las que se modifique el esquema estático de la misma (por ejemplo, elementos isostáticos enlazados

posteriormente, constituyendo una estructura hiperestática).

En general, las variaciones climáticas normales dan lugar a deformaciones impuestas que pueden despreciarse en el cálculo de las estructuras corrientes que tengan juntas de dilatación a las distancias usuales.

28.5. Valores característicos de las acciones debidas al proceso constructivo

Cuando, debido al proceso de ejecución previsto para la estructura, se apliquen a la misma, cargas debidas a equipo, maquinaria, materiales almacenados, etc., se tendrán en cuenta los valores de estas cargas, en las condiciones que se especifican en los Artículos 31.º

y 32.º, sin olvidar que, durante la construcción, el esquema resistente de parte o de la totalidad de la estructura puede ser distinto del definitivo.

Artículo 29.º Determinación de los efectos originados por las acciones

29.1. Generalidades

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

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

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

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

Comentarios

Si se parte de los valores elásticos de los momentos, pero se admite una redistribución de los mismos basada en un comportamiento plástico de la estructura, se prestará especial atención a las piezas con armaduras supracríticas y a las sometidas a la 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.

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

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

29.2. Datos generales para el cálculo de las sollicitudes

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

CAPÍTULO VI : BASES DE CALCULO

Artículo 30.º Proceso general de cálculo

30.1. Generalidades

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

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

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

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

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

Comentarios

En la presente Instrucción se dan los criterios para desarrollar los cálculos correspondientes a los diferentes estados límites definidos en 30.2 y 30.3 para las estructuras de hormigón en masa o armado.

Aunque el criterio general de comprobación indicado en el articulado consiste en la verificación de la condición $R_d \geq S_d$, no siempre es posible, en el estado actual de la técnica, o no siempre resulta práctico, la deducción directa de R_d y S_d . Para tales casos se dan en los apartados correspondientes criterios de cálculo que permiten dimensionar los diferentes elementos de la estructura, en relación con el estado límite en estudio, de forma que la

desigualdad $R_d \geq S_d$ quede cumplida automáticamente en cualquier caso. Tal ocurre, por ejemplo, con el estado límite de anclaje, para el que en lugar de calcular la carga de deslizamiento R_d de un determinado anclaje de una armadura y compararla con la carga S_d que las acciones exteriores van a ejercer sobre tal anclaje, se dan en el articulado correspondiente expresiones que permiten dimensionar tales anclajes de forma que sean capaces de resistir, sin deslizamientos perjudiciales, la carga correspondiente a la resistencia total de las armaduras que han de anclar, teniendo en cuenta los coeficientes prescritos de ponderación de cargas y resistencias.

30.2. Estados límites últimos

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

Dentro de este grupo se incluyen:

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

Comentarios

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 valor mínimo la probabilidad de que en la realidad sea alcanzado uno de tales estados límites.

30.3. Estados límites de utilización

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

Por razón de durabilidad se incluyen el estado límite de fisuración controlada, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite, función de las condiciones ambientales en que tal pieza se encuentra. (Se estudia a nivel de sección de la pieza).

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

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

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

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

CUADRO 31.1
Estados límites últimos
Coeficientes de minoración de los materiales

<i>Material</i>	<i>Coefficiente básico</i>	<i>Nivel de control</i>	<i>Corrección</i>
Acero	$\gamma_s = 1,15$	Reducido	+0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1,5$	Reducido (1)	+0,20
		Intenso (2)	- 0,10
		Restantes casos	0

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

(1) Este nivel de control sólo puede utilizarse para obras de ingeniería de pequeña importancia, para edificios de viviendas de una o dos plantas, o en aquellos edificios de viviendas de hasta cuatro plantas en los que el hormigón sólo se destine a elementos trabajando a flexión con luces moderadas. Con este nivel de control, no se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto mayor de 175 kp/cm².

(2) Hormigón para elementos prefabricados en instalación industrial permanente con control intenso.

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

CUADRO 31.2
Estados límites últimos
Coeficientes de ponderación de las acciones

<i>Coeficiente</i>			<i>Corrección</i>
$\gamma_f = 1,6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0,20
		Normal	0
		Intenso	- 0,10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	- 0,10
		Medios	0
		Muy importante	+0,20

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

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

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

Comentarios

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

Los criterios establecidos en el articulado para los estados límites últimos se resumen en el cuadro 31.3.

La necesidad de que figuren en los planos los valores de los coeficientes de seguridad y los niveles de control decididos por el proyectista es evidente. Lo contrario conduciría a que una estructura, proyectada para un cierto nivel de seguridad fijado por el proyectista tendría en la práctica diferentes niveles de seguridad según los diferentes niveles de

control que pudieran adoptarse durante la construcción.

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

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

CUADRO 31.3
Coeficientes de seguridad para los estados límites últimos

Coeficiente de seguridad sobre	Nivel de control	Valor del coeficiente de seguridad			
Acero γ_s	Reducido	1,20			
	Normal	1,15			
	Intenso	1,10			
Hormigón γ_c	Reducido (1)	1,70			
	Intenso (2)	1,40			
	Restantes casos	1,50			
Acciones (3) γ_f	Reducido	Daños previsibles (4)	Acción desfavorable	Acción favorable de carácter	
				Permanente	Variable
				0,9	0
	Normal	A	1,70		
		B	1,80		
		C	--		
	Intenso	A	1,50		
		B	1,60		
		C	1,80		
		A	1,40		
		B	1,50		
		C	1,70		

- (1) Este nivel de control sólo puede utilizarse para obras de ingeniería de pequeña importancia, para edificios de viviendas de una o dos plantas, o en aquellos edificios de viviendas de hasta cuatro plantas en los que el hormigón sólo se destine a elementos trabajando a flexión con luces moderadas. Con este nivel de control, no se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto mayor de 175 kp/cm².
- (2) Este nivel de control es adecuado para obras singulares, así como para elementos prefabricados en instalación industrial permanente. En todos estos casos, conviene considerar también como alternativa la modalidad de control total (apartado 69.2).
- (3) Se podrá reducir el valor γ_f en un 5 por 100 cuando la hipótesis y el cálculo sean muy rigurosos, se consideren todas las combinaciones de acciones posibles y se estudien con el mayor detalle los anclajes, nudos, apoyos, enlaces, etc.
- (4) Daños previsibles:

- A) Obras cuyo fallo sólo puede ocasionar daños mínimos y exclusivamente materiales, tales como silos, acequias, obras provisionales, etc.
- B) Obras cuyo fallo puede ocasionar daños de tipo medio como puentes, edificios de vivienda, etc.
- C) Obras cuyo fallo puede ocasionar daños muy importantes, como teatros, tribunas, grandes edificios comerciales, etc.

31.2. Estados límites de utilización

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

- Coeficiente de minoración del hormigón $\gamma_c = 1$
- Coeficiente de minoración del acero $\gamma_s = 1$
- Coeficiente de ponderación de las acciones:
 - Acciones de carácter variable con efecto favorable cuando puedan actuar o dejar de hacerlo $\gamma_f = 0$
 - En los demás casos $\gamma_f = 1$

Comentarios

Para los estados límites de utilización, el comportamiento de la estructura no está influido, en general, por las variaciones locales de las propiedades del hormigón o del acero, sino más bien por sus características medias. En consecuencia, es suficiente en la práctica adoptar $\gamma_s = \gamma_c = 1$. Por otra parte, el coeficiente γ_f se toma igual a la unidad, ya que el comportamiento de la estructura, en este caso, se estudia

para las cargas de servicio de la misma Sin embargo, si el proyectista juzga oportuno alcanzar un nivel de seguridad mayor frente a algún estado límite de utilización -por ejemplo, frente a la posibilidad de deformación excesiva de un elemento estructural bajo la acción de una determinada carga- se pueden incrementar los valores de los coeficientes.

Artículo 32.º Establecimiento de acciones de cálculo e hipótesis de carga más desfavorable

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

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

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

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

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

a) Acciones directas.

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

0,9 aplicado simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen sobre la estructura.

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

$$\gamma_{fg} = \frac{\gamma_f}{1,3} \leq 1,05 \quad \text{en fase de construcción}$$

Para la desfavorable

$$\gamma_{fg} = \frac{\gamma_f}{1,3} \leq 1,15 \quad \text{en fase de servicio}$$

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

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

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

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

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

compatible.

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

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

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

donde:

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

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

Q_{eq} = Valor característico de las cargas variables de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica. (Véase 4.5 de la Norma Sismorresistente P.D.S. 1 parte A.)

W = Valor característico de la carga de viento.

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

F_{eq} = Valor característico de la acción sísmica, calculado según la Norma Sismorresistente.

Cuando existan diversas acciones Q de distintos orígenes y de actuación conjunta compatible, siendo pequeña la probabilidad de que algunas de ellas actúen simultáneamente

con sus valores característicos, se adoptará en las expresiones anteriores el valor característico de Q para la carga variable cuyo efecto sea predominante y para aquellas cuya simultaneidad presente una probabilidad no pequeña, y 0,8 del característico para las restantes.

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

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

Comentarios

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

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

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

Artículo 33.º 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 32º. 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 36º a 45º.
- b) Bajo cada hipótesis de carga no se sobrepasan los estados límites de utilización. Las hipótesis de carga se establecerán a partir de las acciones de cálculo, según los criterios expuestos en el Artículo 32º. La respuesta de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, se obtendrá de acuerdo con las prescripciones de los Artículos 36º a 45º.

Comentarios

Debe advertirse que la hipótesis de carga más desfavorable que corresponde a cada

estado límite en estudio será en general distinta para cada uno de ellos.

Artículo 34.º Consideraciones sobre las acciones de carácter extraordinario

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

Comentarios

Queda a juicio del proyectista en el caso de que considere en el proyecto una acción de carácter extraordinario, la comprobación

del estado de la estructura en servicio tras la supuesta actuación de la citada acción extraordinaria.

Artículo 35.º Comprobaciones relativas al estado límite de equilibrio

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

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

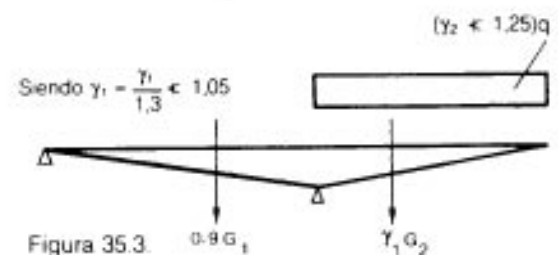
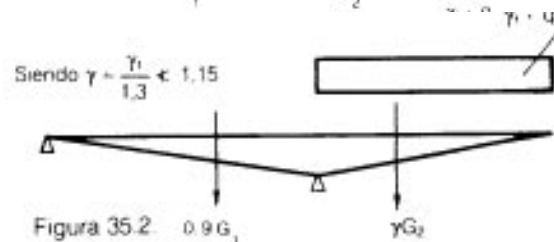
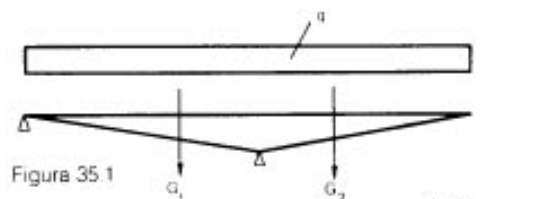
Comentarios

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

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

- Si el esquema estático corresponde a la situación de servicio, la que se indica en la figura 35.2, donde γ queda a juicio del proyectista con el valor mínimo indicado.
- Si el esquema estático corresponde exclusivamente a una situación de construcción, la que se indica en la figura 35.3, donde γ_1 y γ_2 quedan a

juicio del proyectista, con los valores mínimos indicados.



CAPÍTULO VII : CÁLCULO DE SECCIONES

Artículo 36.º Principios generales de cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales

36.1. Hipótesis básicas

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

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

Comentarios

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

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

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

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

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

36.2. Dominios de deformación

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

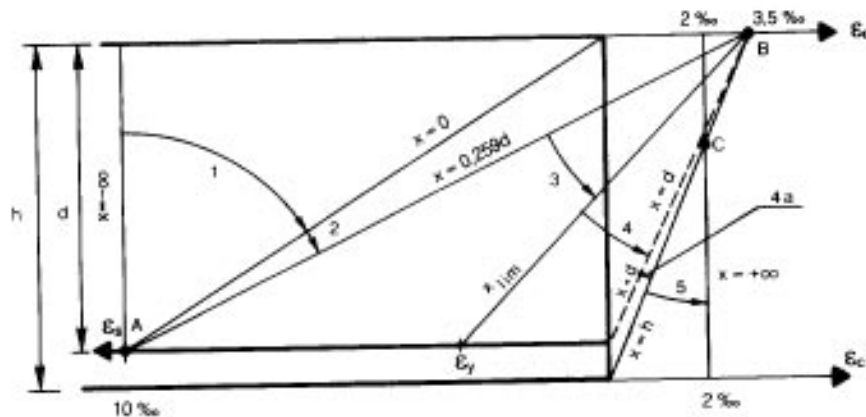


Figura 36.2.

- Dominio 1: Tracción simple o compuesta en donde toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A correspondiente a un alargamiento del acero más fraccionado 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 fraccionada está comprendido entre el 10 por 1.000 y ϵ_y , siendo ϵ_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 fraccionada está comprendido entre ϵ_y y 0.
- Dominio 4a: Flexión compuesta en donde todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B.
- Dominio 5: Compresión simple o compuesta en donde ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión, $\epsilon_{cu} = 2$ por 1.000.

Comentarios

Los dominios de deformación corresponden a todas las solicitaciones normales de una manera continua, desde la tracción simple hasta la compresión simple al variar la profundidad del eje neutro x desde $-\infty$ a $+\infty$.

Se denomina eje neutro de una sección a la recta de deformación nula. Su distancia a la fibra más comprimida se designa por x . Se limita el alargamiento del acero al 10 por 1.000 por considerar que se alcanza el agotamiento por exceso de deformación plástica.

El acortamiento máximo del hormigón se fija en 3,5 por 1.000 en flexión y en 2,0 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 $x = 0,259d$ que corresponde al punto crítico en que ambos materiales alcanzan sus deformaciones máximas: $\epsilon_x = 10$ por 1.000 y $\epsilon_c = 3,5$ por 1.000.

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

Dominio 4: La profundidad del eje neutro varía

desde $x = x_{lim}$, hasta $x = d$ en donde la armadura más fraccionada tiene una deformación $\varepsilon_s = 0$

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

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

36.3. Compresión simple o compuesta

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

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

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

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

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

Comentarios

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

Así, en el caso de secciones rectangulares, introducir la excentricidad mínima indicada es prácticamente equivalente a aumentar el

coeficiente de seguridad de la sollicitación γ_f , multiplicándolo por el valor complementario

$$\gamma_n = \frac{b + 5}{b} \leq \frac{9}{8}$$

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

36.4. Compresión simple en piezas zunchadas

El zunchado debe reservarse para piezas cortas sin posibilidad de pandeo o para refuerzos locales (articulaciones, apoyos de 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 zuncho, y el número de barras de la armadura longitudinal no sea inferior a seis.

La comprobación de compresión simple, en una pieza zunchada, se efectuará de acuerdo con los principios establecidos en 36.1 y 36.3, considerando como sección útil del hormigón el área A_{ce} de la sección transversal del núcleo, limitada por el borde exterior de la

armadura transversal. Por el efecto del zunchado, la sollicitación de agotamiento N_u se incrementará en el esfuerzo:

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

con los siguientes significados:

A_{st} = volumen por unidad de longitud de la armadura transversal que constituye el zuncho.

f_{yd} = resistencia de cálculo, en tracción, del acero del zuncho.

El esfuerzo (1) debido al zuncho es válido siempre que la esbeltez geométrica de la pieza no sea superior a 5. Si dicha esbeltez es igual o superior a 10 la pieza no se considerará zunchada

a efectos de cálculo. En los casos de esbeltez geométrica intermedia entre 5 y 10, se considerará como valor de N_u el que se obtenga al interpolar linealmente entre los valores calculados con el esfuerzo (1) y sin dicho esfuerzo.

Comentarios

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

Para asegurar una buena ejecución de las piezas zunchadas, se recomienda que la menor dimensión de su sección transversal sea igual o superior a 25 cm y que la distancia libre entre los cercos o espiras de la hélice no baje de 3 cm. Cada trozo de zuncho deberá terminarse volviendo el alambre al interior del núcleo, de forma que se consiga un correcto anclaje del mismo.

36.5. Flexión esviada simple o compuesta

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

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

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

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

ν	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	$\geq 1,0$
β	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,5	0,5

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

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

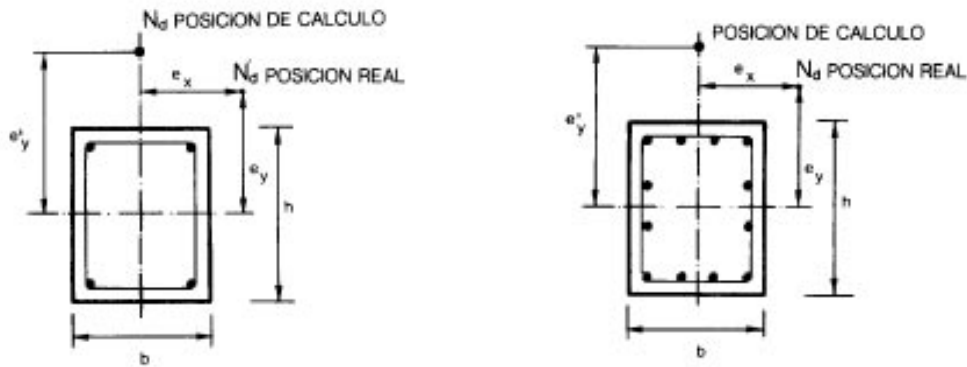


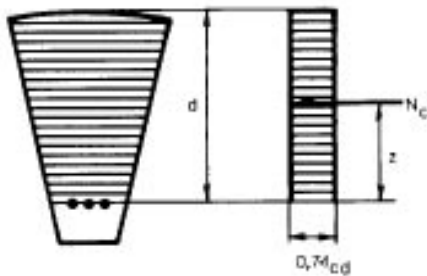
Figura 36.5.

En cualquier caso, las armaduras de las secciones sometidas a flexión esviada deberán cumplir las mismas prescripciones impuestas en 38.1 para el caso de flexión normal.

Artículo 37.º Método simplificado del momento tope

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

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



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

EN SECCIÓN RECTANGULAR:

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

Figura 37.a.

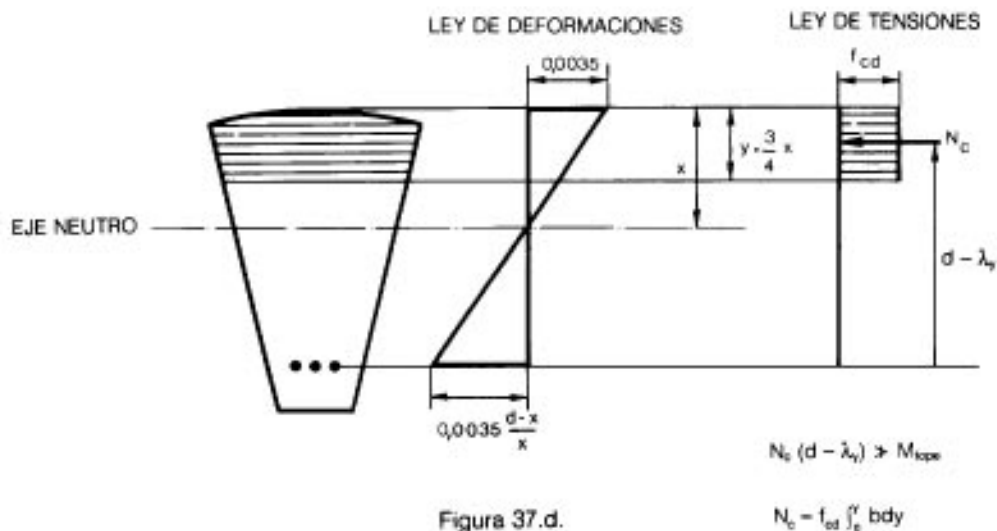
- b) A la deformación de agotamiento del hormigón en compresión se le asigna el valor de 0,0035.
- c) El diagrama de reparto de tensiones en la zona de hormigón comprimido se asimila a un rectángulo de base igual a la resistencia de cálculo del hormigón f_{cd} (salvo en el caso de excepción previsto en el punto d) y cuya altura «y», vale:

—cuando $x \leq d$, $y = 0,75 x$;

—cuando $x \geq d$, $y = \frac{x - \frac{3}{4}d}{x - \frac{2}{3}d} \cdot d$

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

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



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

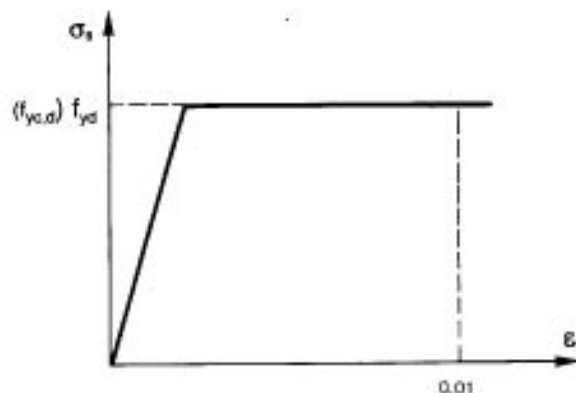


Figura 37.e.

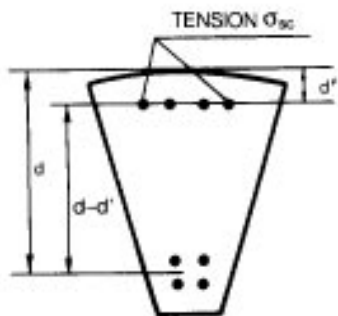
La resistencia de cálculo del acero a compresión $f_{yc,d}$ se limita, por definición, al valor:

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

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 ciento 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 kp/cm^2 .

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

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



Si $d' \leq 0,2 d$, $\sigma_{sc} = f_{yc,d} \nlessgtr 4.000 \text{ kp/cm}^2$

Si $d' > 0,2 d$, σ_{sc} SE CALCULA POR LA ECUACIÓN DE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

Figura 37.f.

Comentarios

Con este método, que conduce a fórmulas de cálculo sencillas (véase Anejo 7), se obtienen resultados concordantes con la experimentación. El método tiene en cuenta, además, el efecto de las cargas de larga duración.

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

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

$$0,65 f_{cd} \text{ si } f_{ck} = 600 \text{ kp/cm}^2$$

e interpolando o extrapolando linealmente para hormigones de otras resistencias.

No obstante, para mayor sencillez de cálculo, esta instrucción adopta el valor constante 0,7

f_{cd} en todos los casos. Esta simplificación proporciona resultados suficientemente aproximados.

b) El valor del acortamiento unitario en agotamiento del hormigón puede diferir sensiblemente del que se indica, en el caso de cargas de gran duración o en secciones de formas especiales. No obstante, resulta aceptable adoptar siempre, para el caso de flexión, el valor 0,0035. Cuando la fibra neutra se encuentra en el interior de la sección ($x \leq d$), se alcanza ese valor.

En secciones totalmente comprimidas, las deformaciones de agotamiento son más pequeñas y descienden a un valor del orden de 0,002 a 0,0025 en compresión simple. Conviene igualmente hacer notar que en las vigas en T cuya cabeza de compresión sea relativamente delgada respecto al canto, dicha cabeza puede encontrarse en

condiciones de deformación y próximas a las de un soporte comprimido.

c) La forma de definir la profundidad "y" del rectángulo de compresiones proporciona valores de "y" crecientes hacia d a medida que la x va creciendo hacia infinito. Antes de alcanzarse este límite, el estado de tensiones en la sección pasa de flexión compuesta a compresión compuesta. El caso límite $x = \infty$ correspondería a la compresión simple: pero este caso no debe resolverse por la teoría del momento tope (véase Anejo 7, apartado 3.3).

d) La introducción del momento tope equivale a reducir gradualmente la tensión en el hormigón desde el valor f_{cd} hasta el valor $0,7 f_{cd}$ a medida que va aumentando la amplitud de la zona

comprimida, a partir de una cierta profundidad límite. El valor mínimo $0,7 f_{cd}$ correspondería 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 kp/cm^2 , para que no se sobrepase la resistencia que corresponde a una deformación del 0,2 por ciento, 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 ciento.

Artículo 38° Disposiciones relativas a las armaduras

38.1. Flexión simple o compuesta

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

$$A_s < 0,25 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{W_1}{h} \quad (1)$$

donde:

W_1 = módulo resistente relativo a la fibra más fraccionada.

h = canto total de la sección.

Se dispondrá como armadura de tracción.

$$\alpha \cdot A_s \text{ donde } \alpha = 1,5 - 1,95 \cdot \frac{A_s \cdot h \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot W_1} \quad (2)$$

En el caso particular de secciones rectangulares la expresión (1) anterior se transforma en

$$A_s < 0,04 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c \quad (3)$$

donde:

A_c = área de la sección total de hormigón disponiéndose entonces como armadura de tracción:

$$\alpha \cdot A_s \text{ donde } \alpha = 1,5 - 12,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (4)$$

en donde:

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero en tracción;

f_{cd} = resistencia de cálculo del hormigón en compresión

A_c = área de la sección total del hormigón.

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

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

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

Comentarios

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

Se recomienda que, en los casos de flexión compuesta, se disponga una armadura

mínima de compresión que cumpla la condición:

$$A'_s \cdot f_{yd} \geq 0,05 N_d$$

En cuanto a la separación “ s_t ” entre cercos, se recuerda que viene limitada también por la condición $s \geq 0,85 d$, establecida en 39.1.3.3.1.

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

38.2. Compresión simple o compuesta

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

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

en donde:

$f_{yc,d}$ = resistencia de cálculo del acero a compresión

N_d = esfuerzo normal mayorado de compresión, actuante

f_{cd} = resistencia de cálculo del hormigón en compresión

A_c = área de la sección total de hormigón

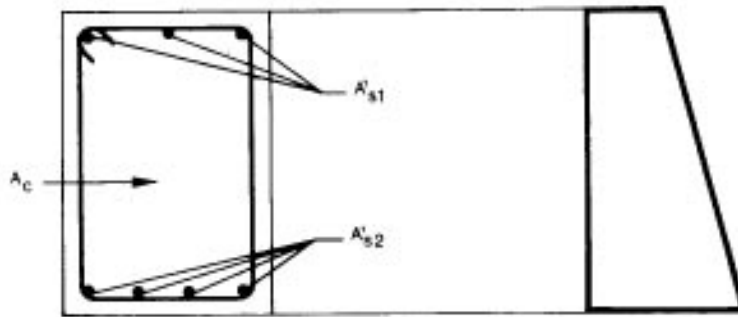


Figura 38.2.a.

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

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

$$\varnothing_t = 1/4 \varnothing_{\max}; \text{ y } s_t = 15 \varnothing_{\min}$$

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

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

Comentarios

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

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

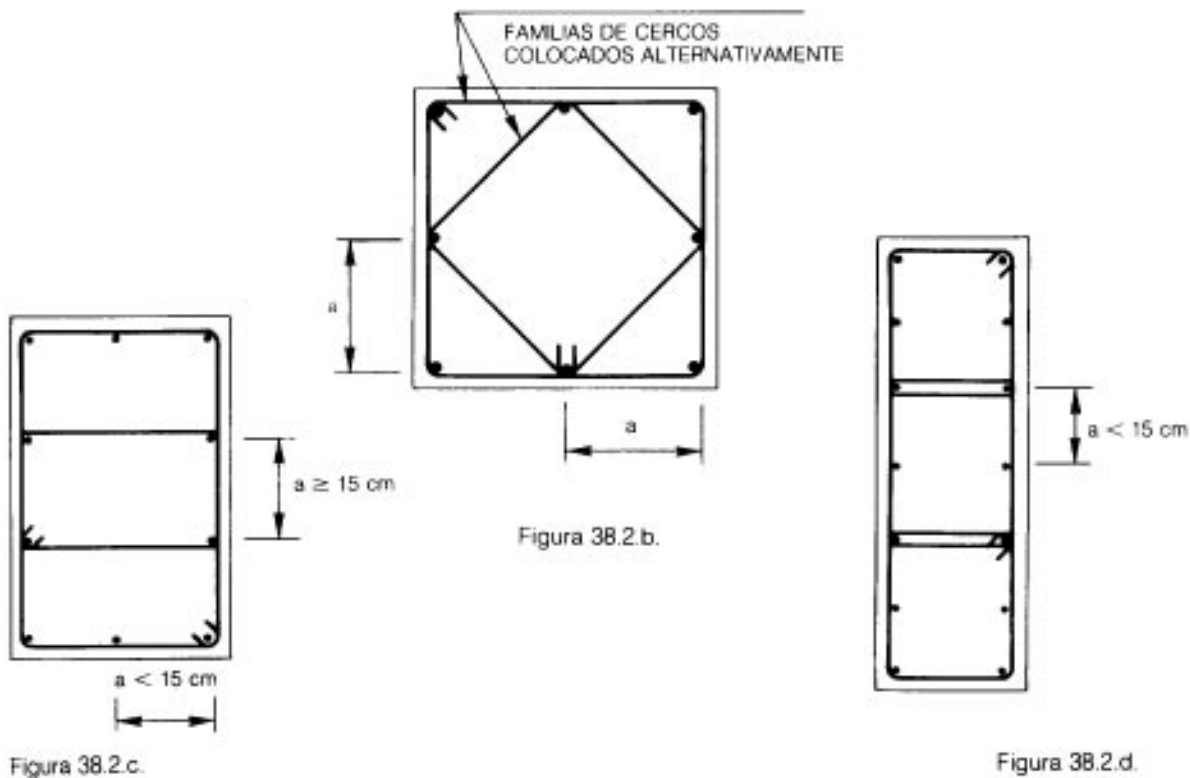
siendo A'_s la sección total de las armaduras longitudinales en compresión.

Para que la acción de los cercos sea eficaz es preciso que sujeten realmente las barras longitudinales en compresión, evitando su pandeo. Así, por ejemplo, si en un soporte la armadura longitudinal se dispone, no sólo en las esquinas sino también a lo largo de las caras, para que las barras centrales

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

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

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



38.3. Cuantías geométricas mínimas

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

TABLA 38.3.

Cuantías geométricas mínimas referidas a la sección total de hormigón
(en tanto por mil)

		AE-215 L	AEH-400	AEH-500	AEH-600
SOPORTE (*)		8	4	4	4
LOSAS (**)		2	1,8	1,5	1,4
VIGAS (***)		5	3,3	2,8	2,3
MUROS (****)	HORIZONTAL	2,5	2	1,6	1,4
	VERTICAL	1,5	1,2	0,9	0,8

(*) Cuantía mínima de la armadura longitudinal.

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

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

(****) Cuantía mínima de la armadura total en la dirección considerada. Esta armadura total debe distribuirse entre las dos caras, de forma que ninguna de ellas tenga una cuantía

inferior a un tercio de la indicada. Los muros que deban cumplir requisitos de estanquidad, requieren estudio especial.

Comentarios

Una de las razones que justifican la exigencia de cuantías mínimas es la presencia de esfuerzos térmicos y de retracción que, con frecuencia, no se tienen en cuenta en el cálculo (Véase Comentarios a 28.4). La experiencia

demuestra que los valores mínimos indicados en la tabla 38.3 son suficientes para cubrir estos efectos en los casos ordinarios.

38.4. Tracción simple o compuesta

En el caso de secciones sometidas a tracción simple o compuesta, provista 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_{cd} = resistencia de cálculo del hormigón en compresión.

A_c = área de la sección total del hormigón.

Artículo 39º Cálculo resistente de secciones sometidas a solicitaciones tangentes

39.1. Resistencia a esfuerzo cortante

39.1.1. Consideraciones generales

Dados los conocimientos actuales sobre la resistencia de las estructuras de hormigón frente a esfuerzos cortantes se establece un método general de cálculo, llamado “regla de cosido” (39.1.2), que deberá utilizarse en todos aquellos elementos estructurales o partes de los mismos

que, presentando estados planos de tensión o asimilables a tales, estén sometidos a solicitaciones tangentes según un plano conocido y no correspondan a los casos particulares tratados de forma explícita en esta Instrucción, tales como elementos lineales (39.1.3), placas y losas (39.1.4).

Comentarios

La «regla de cosido» a que se refiere el articulado, no es más que una generalización del método de las bielas de Ritter-Morsch que proporciona resultados que se sitúan del lado de la seguridad respecto a los deducidos experimentalmente. Por ello, siempre que existe un número suficientemente grande de tales resultados experimentales como para permitir, de forma segura, deducir

métodos de cálculo con los que se consigue aprovechar mejor la capacidad resistente de los elementos estructurales ensayados, aquellos se proponen en la presente Instrucción como métodos particulares de cálculo. Tal ocurre, en particular, con las vigas o elementos lineales, sometidos a flexión simple o compuesta, de cuya extensa experimentación se ha podido extraer un

profundo conocimiento de su comportamiento resistente. La misma razón ha conducido a dar un tratamiento

particular, en el marco de este artículo, a las estructuras superficiales planas sometidas a cargas normales a su plano.

39.1.2. Regla de cosido

Toda sección de un elemento, según un plano P cualquiera, sobre la que las acciones exteriores originan tensiones tangenciales debe ser atravesada por armaduras transversales (de cosido), convenientemente ancladas a ambos lados de aquel plano P, calculadas según la expresión siguiente (véase fig. 39.1.2.):

$$\sum A_{\alpha} f_{y\alpha,d} \operatorname{sen} \alpha (\cot \alpha + \cot \theta) \geq \tau_d b \quad (1)$$

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

b = Anchura del elemento.

A_{α} = Sección, por unidad de longitud, según el plano P, de cada grupo de armaduras transversales que atraviesan el plano P, y forman un ángulo α con el mismo.

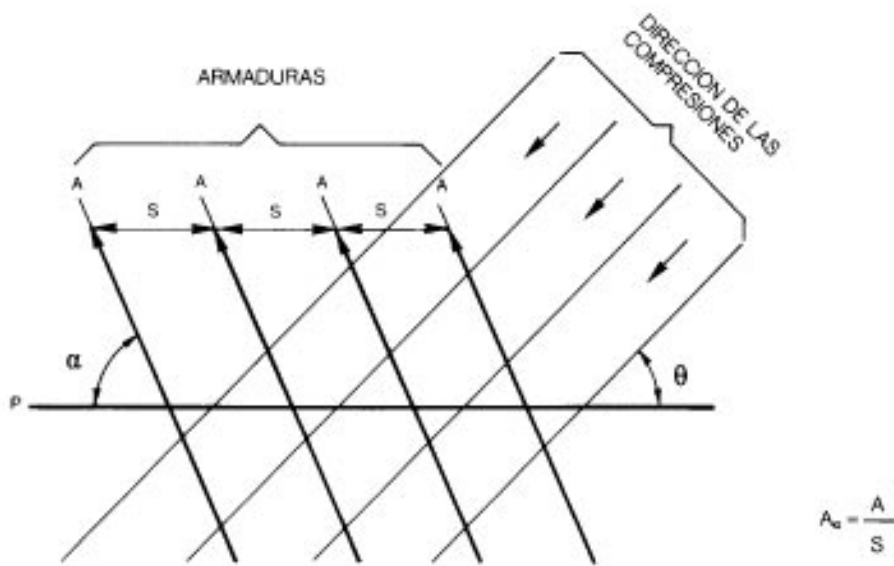


Figura 39.1.2.

$f_{y\alpha,d}$ = Resistencia de cálculo de las armaduras transversales $\nlessgtr 4.200 \text{ kp/cm}^2$.

τ_d = Tensión tangencial de cálculo en el plano P correspondiente a la anchura b

θ = ángulo de inclinación de las compresiones.

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

$$\tau_d \leq 0,6 f_{cd} \operatorname{sen}^2 \theta (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (2)$$

Comentarios

En el caso de que el ángulo θ sea de 45° , la expresión que proporciona la armadura se transforma en:

- para $\alpha = 90^\circ$ $\sum A_{90} \cdot f_{y\alpha,d} = \tau_d \cdot b$
- para $\alpha = 45^\circ$ $\sum A_{45} \cdot f_{y\alpha,d} = \tau_d \cdot b \frac{\sqrt{2}}{2}$

Cuando existan simultáneamente varios grupos de armaduras transversales con distintas inclinaciones respecto al plano P, a efectos de la comprobación determinada por la fórmula (2) el ángulo α podrá deducirse de la combinación vertical de las

fuerzas desarrolladas por cada grupo de armaduras en una longitud unidad.

39.1.3. Resistencia a esfuerzo cortante de elementos lineales

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

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

39.1.3.1. Esfuerzo cortante reducido

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

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

donde:

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

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

39.1.3.2. Comprobaciones que hay que realizar

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

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

donde:

V_{rd} = Esfuerzo cortante reducido de cálculo definido en 39.1.3.1.

V_{u1} = Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

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

39.1.3.2.1. Obtención de V_{u1}

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

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

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

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

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

Comentarios

Para la deducción del ángulo α cuando existan varios grupos de armaduras con distintas inclinaciones respecto al eje del

elemento, puede aplicarse lo indicado en el comentario al 39.1.2.

39.1.3.2.2. Obtención de V_{u2}

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

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

donde:

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

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

a) Cálculo de V_{su}

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

$f_{y\alpha,d}$ = resistencia de cálculo de las armaduras transversales 4.200 kp/cm²

b) Cálculo de V_{cu}

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

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

siendo:

d = canto útil de la sección;

b_w = anchura del alma de la viga;

f_{cv} = resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante, dada en kp/cm² por la expresión:

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

donde:

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

La comprobación correspondiente a V_{u2} se efectúa para una sección situada a distancia de un canto útil del borde del apoyo directo (véase 39.1.3.2.3). La armadura correspondiente se lleva hasta el apoyo.

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

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

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

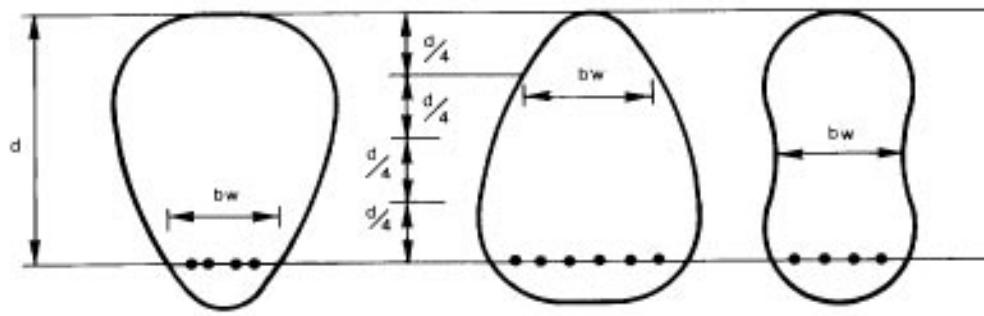


Figura 39.1.3.2.2.

Comentarios

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

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

donde:

M_o = momento de descompresión de la sección en estudio, entendiéndose por tal el que reduce a valor nulo la tensión de compresión en la fibra menos comprimida. Este momento no es nulo si existe un esfuerzo normal de compresión. Hay que tener en cuenta que el momento de

descompresión M_o hay que deducirlo a partir del esfuerzo normal mínimo concomitante con V_d y por tanto, dado que su efecto es favorable, habrán de aplicarse los coeficientes de ponderación correspondientes.

M_d = momento de cálculo concomitante con V_d . Hay que tener en cuenta, por otra parte, que si el esfuerzo normal sobre la sección es de tracción, el término M_o/M_d puede hacerse negativo, por lo que habrá que multiplicar V_{cu} por un valor menor que 1; si N es de tracción se recomienda considerar $V_{cu} = 0$

39.1.3.2.3. Casos especiales de carga

A los efectos exclusivos de las comprobaciones de 39.1.3.2.2 y cuando sobre dos caras opuestas (fig. 39.1.3.2.3a) de una pieza actúan una carga y una reacción a una distancia entre ellas no mayor de "d", la fracción de la carga equilibrada por toda o parte de la reacción podrá no ser tenida en cuenta en la región de la pieza comprendida entre esas dos fuerzas.

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

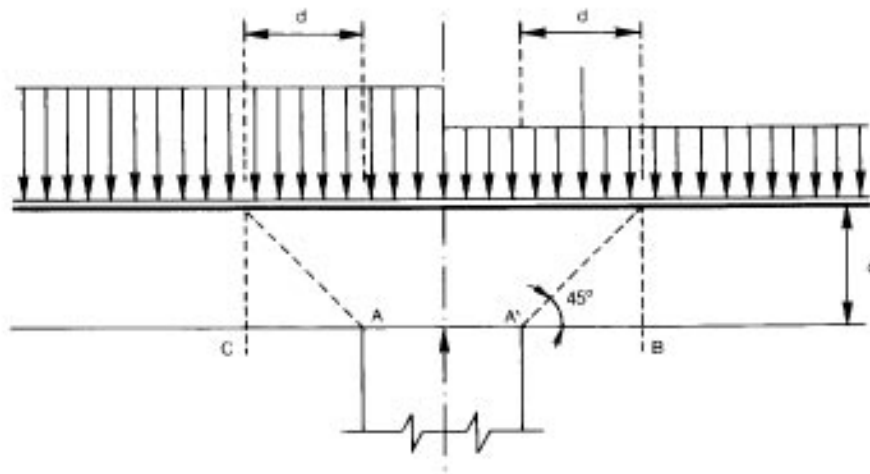


Figura 39.1.3.2.3.a.

Comentarios

A los efectos de la comprobación del 39.1.3.2.2 en el cálculo de V_d pueden despreciarse, de acuerdo con el primer párrafo del apartado que se comenta, las cargas que actúan entre A y 3 y entre A y C, suponiendo que la reacción sea mayor o igual que la suma de cargas (fig. 39.1.3.2.3.a).

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

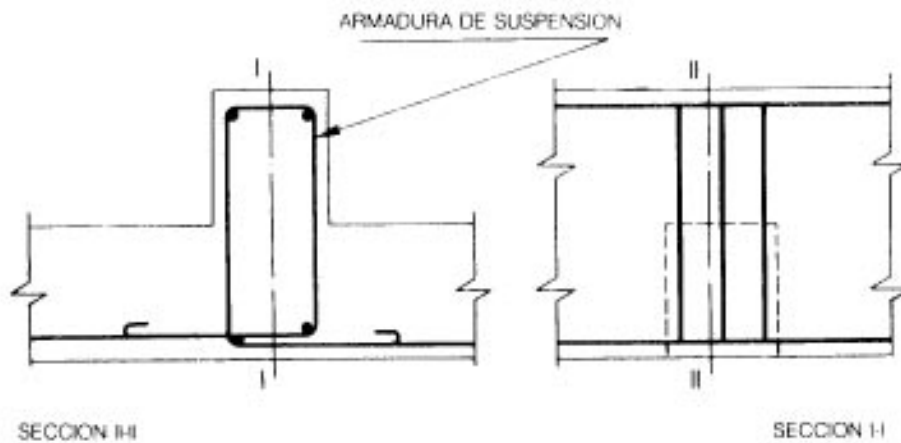


Figura 39.1.3.2.3.b.

39.1.3.3. Disposiciones relativas a las armaduras

39.1.3.3.1. Armaduras transversales

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

$$s_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$s_t \leq 0,85 d$$

$$s_t \leq 3 b$$

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

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

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

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

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

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

$$\sum \frac{A_a \cdot f_{ya,d}}{\sin \alpha} \geq 0,02 f_{cd} \cdot b_w$$

donde

b_w = espesor del alma.

f_{ya,d} = resistencia de cálculo de las armaduras transversales $\leq 4.200 \text{ kp/cm}^2$

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

Comentarios

La limitación $s_t \leq 30 \text{ cm}$ conduce a no dejar sin armar zonas de hormigón de más de 30 cm de amplitud, lo cual puede considerarse como una condición mínima para poder hablar de «hormigón armado» frente al hormigón en masa.

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

longitudinales expuestas en 38.1 y 38.2. igualmente se tendrán en cuenta las recomendaciones del Artículo 13° relativas a zonas de anclaje y partes curvas de las barras.

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

39.1.3.3.2. Armaduras longitudinales

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

Se recuerda también la conveniencia de disponer armaduras de piel longitudinales en piezas de canto superior a 60 cm (véase 51.3).

Comentarios

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

$$\Delta T = V_{rd} - \frac{V_{su}}{3} (1 + \cotg \alpha)$$

Esta prescripción queda automáticamente cumplida por exceso si se procede a la

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

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

Comentarios

El valor de τ_d se obtiene a partir del esfuerzo que debe ser transmitido al alma por unidad de longitud. Este esfuerzo corresponderá a la compresión en el hormigón para las cabezas comprimidas, y a la tracción en las armaduras, para las fraccionadas. Por tanto, y de forma aproximada, se pueden obtener los valores de τ_d mediante las siguientes expresiones:

a) ala comprimida (fig. 39.1.3.4.a)

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

b) ala fraccionada (fig. 39.1.3.4.b)

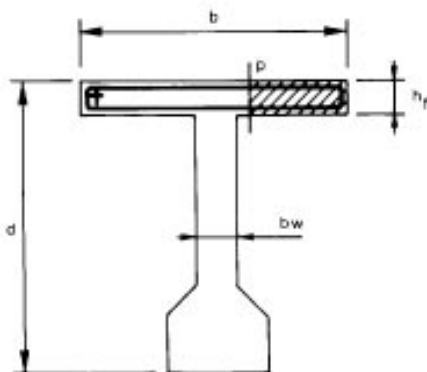


Figura 39.1.3.4.a.

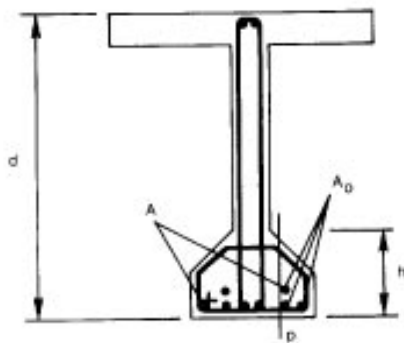


Figura 39.1.3.4.b.

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

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

Es recomendable en cabezas de tracción con vuelos importantes distribuir uniformemente la armadura principal de tracción por dichos vuelos.

39.1.4. Resistencia a esfuerzo cortante de placas y losas

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

39.1.4.1. Sección resistente

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

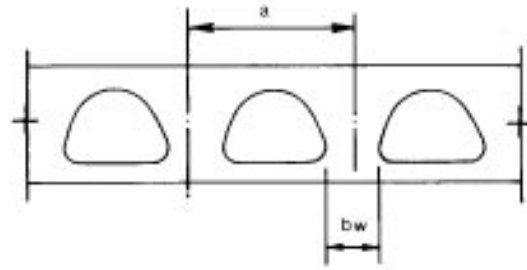


Figura 39.1.4.1.

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

39.1.4.2. Comprobaciones que hay que realizar

Es necesario comprobar que se cumplen simultáneamente las dos condiciones:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

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

39.1.4.2.1. Obtención de V_{u1}

Es de aplicación lo indicado en 39.1.3.2.1.

39.1.4.2.2. Obtención de V_{u2}

a) Placas y losas sin armadura transversal.

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

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

donde:

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

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

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

b) Placas y losas con armadura transversal.

Es de aplicación lo indicado en 39.1.3.2.2.

Comentarios

Para losas sometidas a esfuerzos normales de compresión, puede aplicarse lo indicado en los comentarios de 39.1.3.2.2.

39.1.4.3. Disposiciones relativas a las armaduras

39.1.4.3.1. Armaduras transversales

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

$$d \leq 0,8 \text{ m}$$

$$a \leq 8 b_w \nless 1 \text{ m.} \quad (\text{ver fig. 39.1.4.1.})$$

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

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

es de aplicación lo indicado en 39.1.3.3.1.

39.1.4.3.2. Armaduras longitudinales

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

39.2. Torsión

39.2.1. Generalidades

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

Comentarios

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

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

Este apartado no es aplicable a las secciones no convexas de pared delgada, en las que la torsión produce tensiones normales y tangenciales.

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

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

39.2.2 Disposiciones de las armaduras

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

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

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

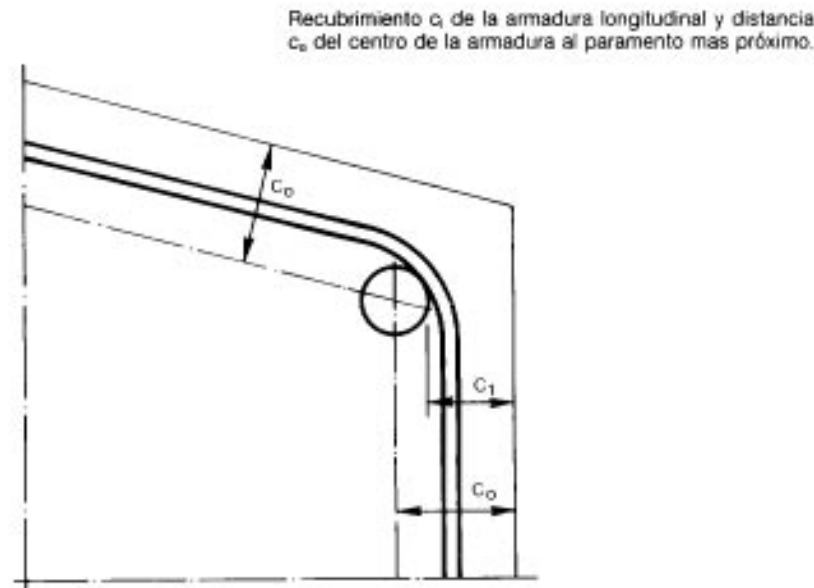


Figura 39.2.2.

Comentarios

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

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

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

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

No debe confundirse la recomendación de cerrar los estribos por soldadura con la práctica de sustituir por puntos de soldadura otros medios de atado de armaduras longitudinales y transversales.

Esta práctica puede ser, en muchos casos, perjudicial y, por tanto, se prohíbe realizarla (ver 13.1).

39.2.3. Comprobaciones relativas al hormigón

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

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

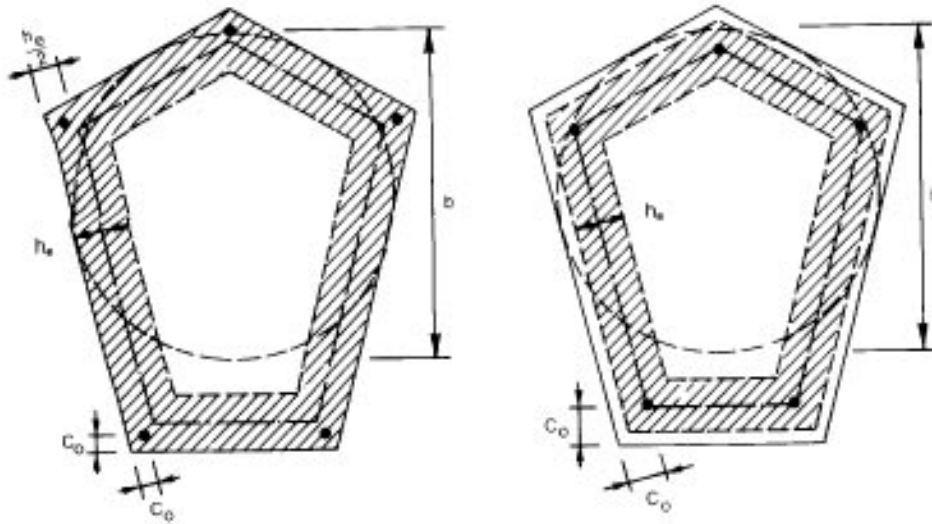
en donde:

b = diámetro de la mayor circunferencia inscribible en la sección. Si la sección es rectangular

(fig. 39.2.3.2) "b" es su lado mínimo.

c_o = distancia del baricentro de la armadura longitudinal al paramento más próximo; y cuyo contorno medio está constituido por líneas paralelas a las del contorno exterior de la sección,

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



a) Armaduras longitudinales someras en las esquinas profundas en las esquinas

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

$$\text{espesor eficaz } h_e = \frac{b}{6}$$

SECCIÓN MACIZA CONVEXA

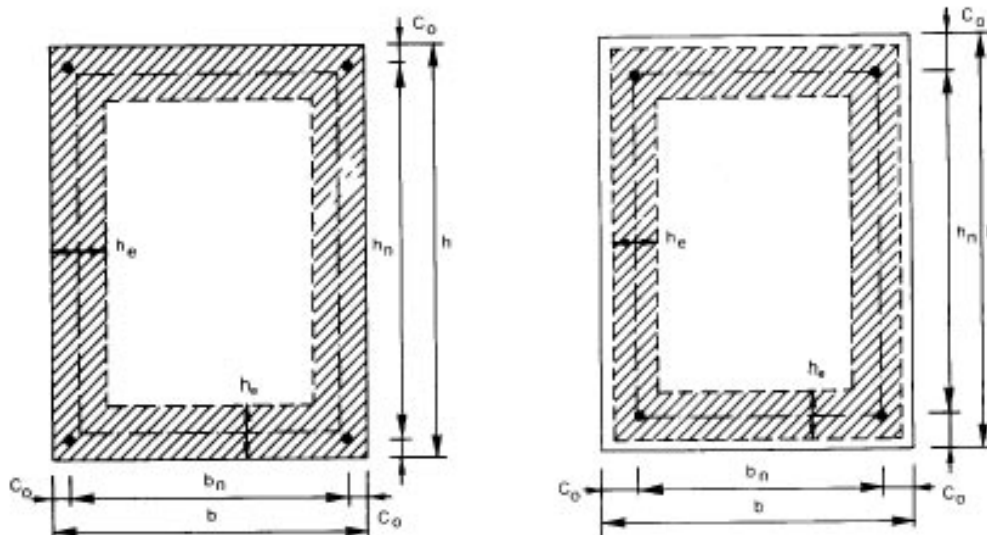
b) Armaduras longitudinales

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

$$\text{espesor eficaz } h_e = \frac{b - 2c_o}{5}$$

DEFINICIÓN DE SU SECCIÓN HUECA EFICAZ

Figura 39.2.3.1 a) y b)



a) Armaduras longitudinales someras en las esquinas.
profundas en las esquinas

b) Armaduras longitudinales

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

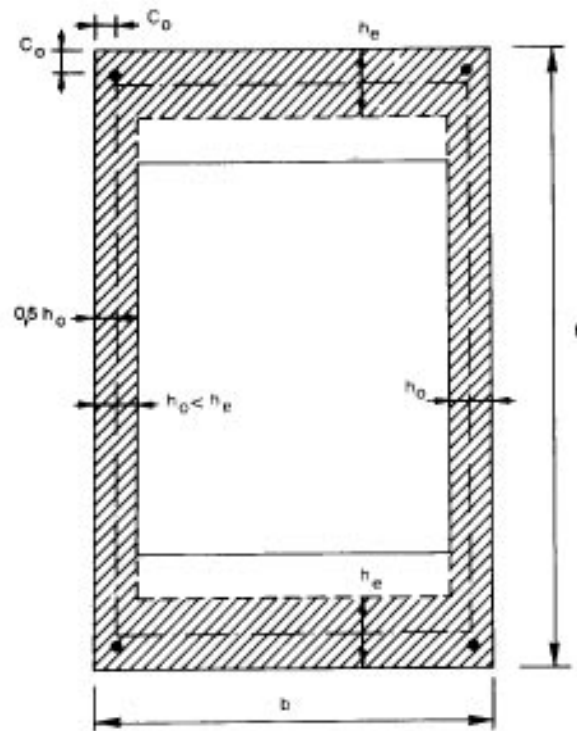
$$h_e = \frac{b}{6}$$

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

$$H_e = \frac{b_n}{5}$$

SECCIÓN HUECA EFICAZ DEFINIDA EN LA SECCIÓN RECTANGULAR

Figura 39.2.3.2.



SECCION HUECA CONVEXA

Figura 39.2.3.3.

La condición de agotamiento por compresión del hormigón es:

$$T_d \leq T_{u1} = 0,36 f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \text{ con } 0,36 f_{cd} \nlessgtr 90 \text{ kp/cm}^2$$

siendo:

T_d = momento torsor de cálculo en la sección.

T_{u1} = momento torsor de agotamiento por compresión del hormigón.

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

h_e = espesor eficaz.

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

Comentarios

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

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

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

En una pieza de sección no convexa, maciza o hueca, que pueda descomponerse en rectángulos, se determinará en cada rectángulo el espesor eficaz según se ha indicado. Con éstos se forma la sección hueca eficaz suprimiendo los elementos de pared que no siguen el contorno exterior. Cada rectángulo se

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

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

Si en una sección un ángulo del contorno exterior es de 60° o menos, puede tomarse como sección hueca eficaz la de contorno circular tangente de diámetro "b" y de espesor "h_e".

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

considerará con una longitud máxima h = 3b despreciando el resto si es mayor.

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

39.2.4. Comprobaciones relativas a la armadura

La condición de agotamiento por tracción de la armadura transversal es

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

en donde:

T_d = momento torsor de cálculo.

T_{u2} = momento torsor de agotamiento por tracción de la armadura transversal.

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

A_t = área de la sección de una de las barras, de los cercos, o de la malla, que constituyen la

armadura transversal.

s = separación entre cercos, o entre barras de la malla.

f_{td} = resistencia de cálculo del acero de la armadura transversal ~ 4.200 kp/cm².

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

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

en donde:

T_{u3} = momento torsor de agotamiento por tracción de la armadura longitudinal.

u = perímetro del contorno medio de la sección hueca eficaz.

A_{si} = área de la sección de todas las armaduras.

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero de la armadura longitudinal.

Comentarios

Conviene recordar que, para resistir la torsión, solamente son efectivas las

armaduras dispuestas junto a las caras de las piezas, no siendo conveniente que c_o

sea superior a $b/6$ porque se reduce la eficacia de esta armadura y la del hormigón. Las dos condiciones de agotamiento admiten que las bielas comprimidas del hormigón formen un ángulo de 45° con la directriz de la pieza, en cada una de las paredes de la sección hueca eficaz. Si conviene adoptar la hipótesis de que forma un ángulo diferente de 45° , pero no menor de 30° ni mayor de 60° , los momentos torsores de agotamiento son:

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

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

En este caso la tensión tangencial aparente (comentario 392.3) debe limitarse a:

$0,36 f_{cd} \operatorname{sen} \theta \cos \theta$, con $0,18 f_{cd} \nlessgtr 45 \text{ kp/cm}^2$.

39.2.5. Torsión y flexión

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

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

en donde:

T_{u1} = momento torsor de agotamiento por compresión del hormigón, definido en 39.2.3.

V_{u1} = esfuerzo cortante de agotamiento por compresión del hormigón, definido en 39.1.3.2.1.

La armadura longitudinal se determina separadamente para el momento torsor y el momento flector, y se superponen, teniendo en cuenta que la de torsión debe distribuirse uniforme-

mente en el contorno de la sección y la de flexión en la zona de tracción y, si se requiere, en la de compresión.

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

Comentarios

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

Artículo 40° Anclaje de las armaduras

40.1. Generalidades

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

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

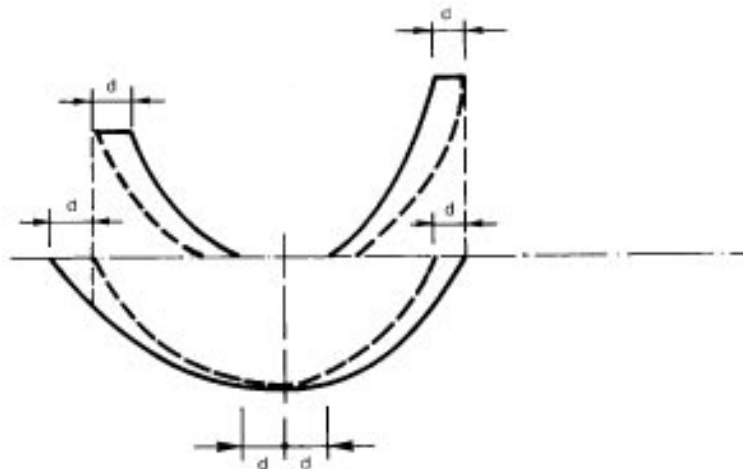


Figura 40.1.a.

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

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

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

- $10 \varnothing$
- 15 cm
- 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:

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

Comentarios

Cuando se utilicen ganchos, debe tenerse en cuenta que tales dispositivos no son verdaderamente eficaces más que cuando están cubiertos de un espesor suficiente de hormigón. Por ello, en el caso

de vigas, es buena práctica inclinar los ganchos con el fin de que queden rodeados de la mayor masa posible de hormigón (fig. 40.1.b).

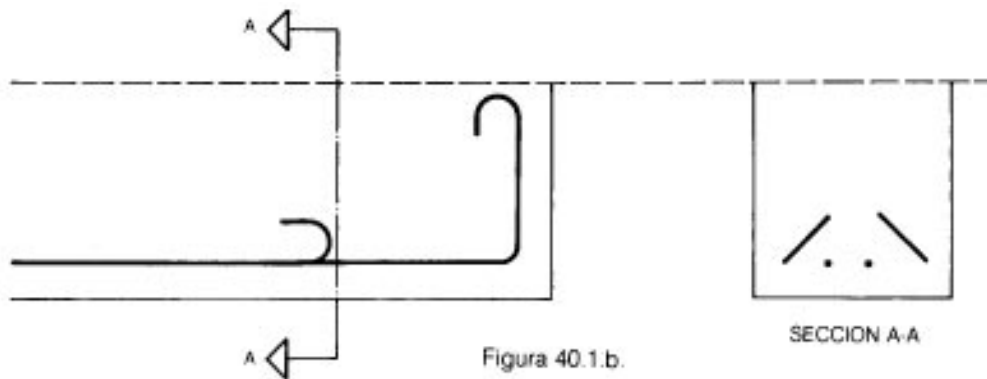


Figura 40.1.b.

El punto en que deja de ser necesaria una barra, debe calcularse teniendo en cuenta, tanto las sollicitaciones 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:

- que en la longitud interesada por el anclaje, la tensión de adherencia es constante e igual al valor medio τ_{bm} , que se define convencionalmente.
- que en las partes curvas del anclaje se superpone a la adherencia un rozamiento entre el acero y el hormigón.

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

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

con los siguientes significados,

A_s = área de la sección transversal de la barra

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero

l_b = longitud de anclaje recto

u = perímetro de la barra

τ_{bm} = tensión media de adherencia

Despejando l_b , queda

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

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

Para barras corrugadas el valor de τ_{bm} depende del diámetro de la barra, de la calidad del hormigón y de la propia longitud de anclaje, por lo que su formulación es complicada y se ha recurrido a la tabulación de las longitudes prácticas de anclaje en la tabla 40.3, basándose en la experimentación realizada con motivo de la homologación de las características adherentes de las barras fabricadas en España.

40.2. Anclaje de las barras lisas

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

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

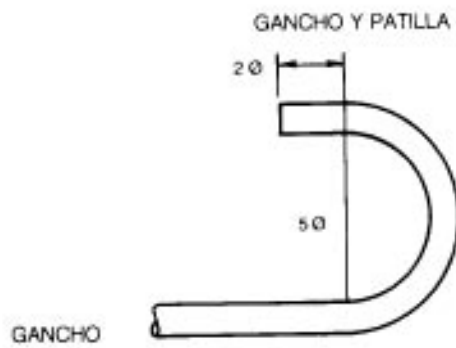


Figura 40.2.a.

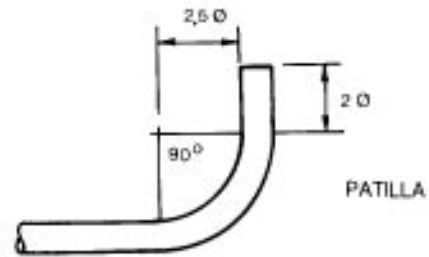


Figura 40.2.b.

En la figura 40.2.c se indican las longitudes prácticas de anclaje l_b que deben adoptarse para las barras lisas en los casos en que se señalan. Los valores de n se dan en la tabla 40.2

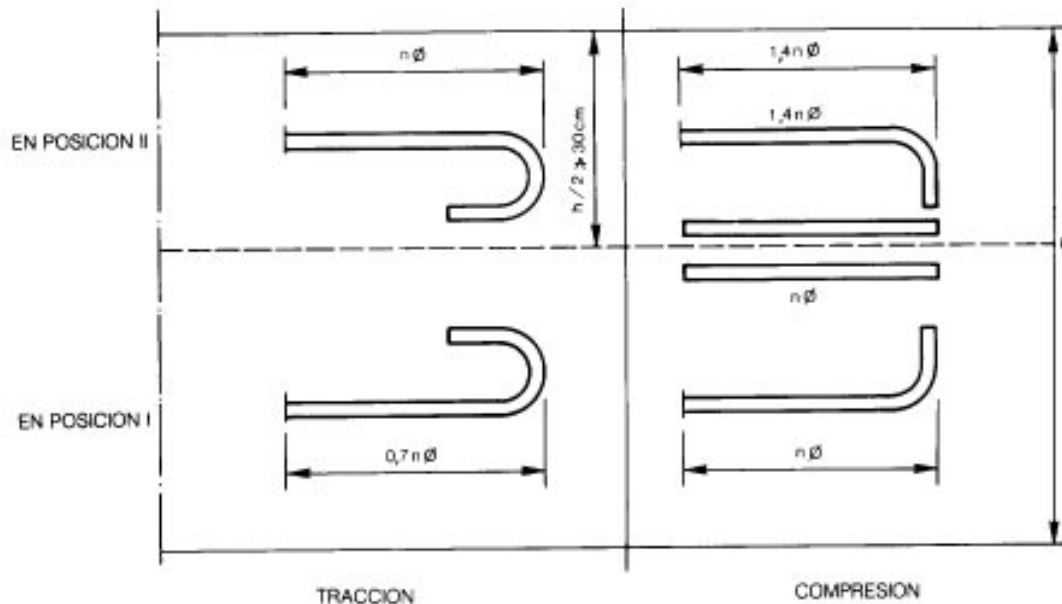


TABLA 40.2.

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

Para anclajes en formas distintas a las anteriormente consideradas, podrán descontarse:

- 50 en el caso de curvas comprendidas entre 45° y 90°
- 100 para curvas entre 90° y 135°
- 150 para curvas entre 135° y 180° .

Comentarios

Como norma general, es aconsejable disponer los anclajes en zonas en las que el hormigón no esté sometido a tracciones importantes. Por esta causa, a veces es obligatorio el empleo de anclajes a 45° o a 90° .

Los diámetros mínimos impuestos a los ganchos y patillas tienen por objeto limitar

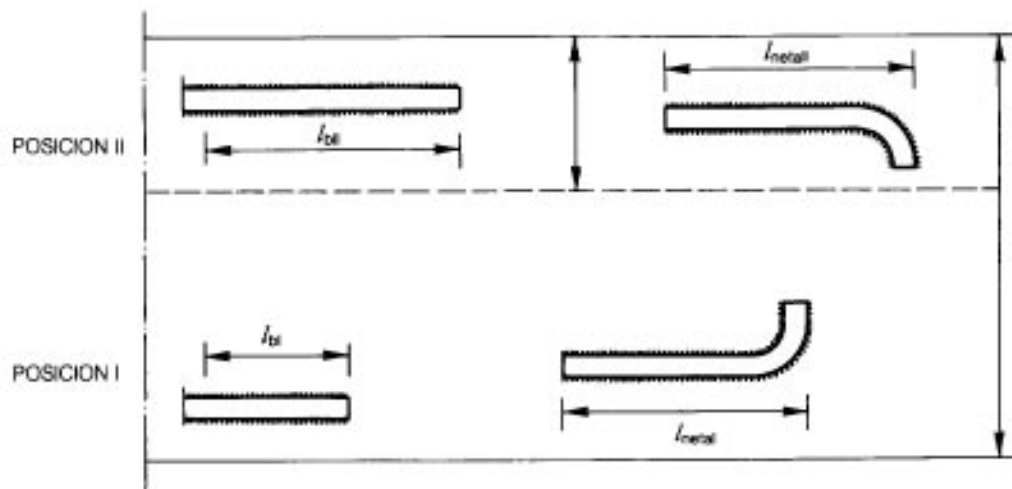
las tensiones de compresión localizadas en el hormigón, en contacto con la parte curva de la armadura. Debe tenerse en cuenta, que como consecuencia de la compresión localizada, pueden aparecer tracciones en el hormigón más perjudiciales que las compresiones originadas por el codo.

40.3. Anclaje de las barras corrugadas

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

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

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



Las longitudes prácticas de anclaje en prolongación recta l_b pueden calcularse para las barras corrugadas con las siguientes fórmulas (fig. 40.3.b):

Para barras en posición I:

$$l_{bl} = m \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{200} \varnothing \leq 15 \text{ cm}$$

Para barras en posición II:

$$l_{bII} = 1,4 m \varnothing^2 \leq \frac{f_{yk}}{140} \varnothing \leq 15 \text{ cm}$$

siendo:

$\varnothing$ = diámetro de la barra, en centímetros.

m = coeficiente numérico, con los valores indicados en la tabla 40.3 en función del tipo de acero.

f_{yk} = límite elástico garantizado del acero, en kp/cm^2 .

TABLA 40.3

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

La terminación en patilla normalizada de cualquier anclaje de barras corrugadas en tracción permite reducir la longitud de anclaje a $l_{neta} = 0,7 l_b \leq \varnothing \leq 15 \text{ cm}$.

40.4. Reglas especiales para el caso de grupos de barras

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

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

1,3 l_b para grupos de 2 barras

1,4 l_b para grupos de 3 barras

1,6 l_b para grupos de 4 barras

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

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

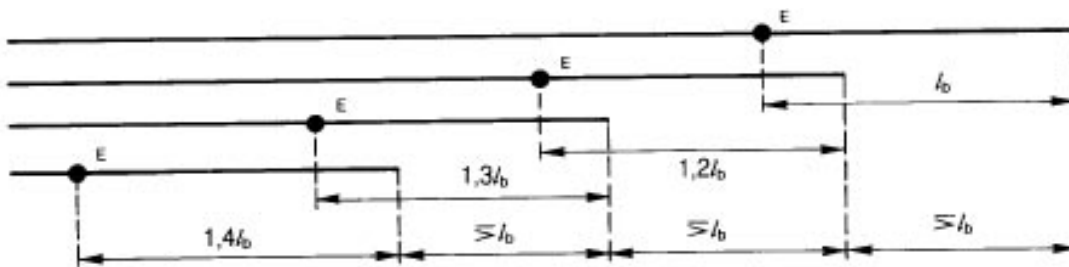
1,2 l_b si va acompañada de 1 barra en la sección en que deja de ser necesaria.

1,3 l_b si va acompañada de 2 barras en la sección en que deja de ser necesaria.

1,4 l_b si va acompañada de 3 barras en la sección en que deja de ser necesaria.

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

Figura 40 4.



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

40.5. Anclaje de mallas electrosoldadas

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Artículo 41° Empalme de las armaduras

41.1. Generalidades

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

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

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

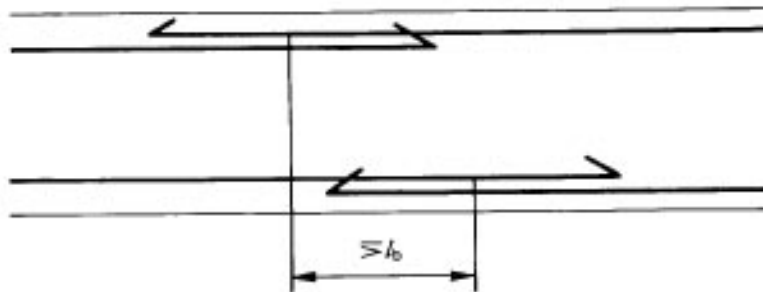


Figura 41.1.

41.2. Empalmes por solapo

Este tipo de empalmes se realizará colocando las barras una al lado de la otra, dejando una separación entre ellas de 4ϕ como máximo. Para armaduras en tracción esta separación no será menor que lo prescrito en 13.2.

Para el caso en que el porcentaje de barras solapadas en la misma sección sea menor o igual al 50 por 100 de las barras existentes en dicha sección, la sección de la armadura transversal será de $1/3$; mientras que en el caso de que el porcentaje sea mayor, la sección de la armadura transversal será los $2/3$ de la sección de la barra solapada de mayor diámetro.

Cuando se trate de barras corrugadas, no se dispondrán ni ganchos ni patillas, y la longitud de solapo no será inferior a l_b , siendo l_b la longitud definida en 40.3 y a un α coeficiente, dado en la tabla 41.2, función del porcentaje de armaduras solapadas en una sección, respecto a la sección total de acero en esa misma sección.

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

TABLA 41.2: VALORES DE α

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

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



Figura 41.2.

Comentarios

Para asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra a otra, es fundamental que el espesor del hormigón existente alrededor del empalme sea suficiente. El valor mínimo

recomendable para ese espesor es el de dos veces el diámetro de las barras.

Conviene respetar además las distancias establecidas en 13.2 y 13.3.

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

manguitos.

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

41.3. Empalme por solapo de grupos de barras

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

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

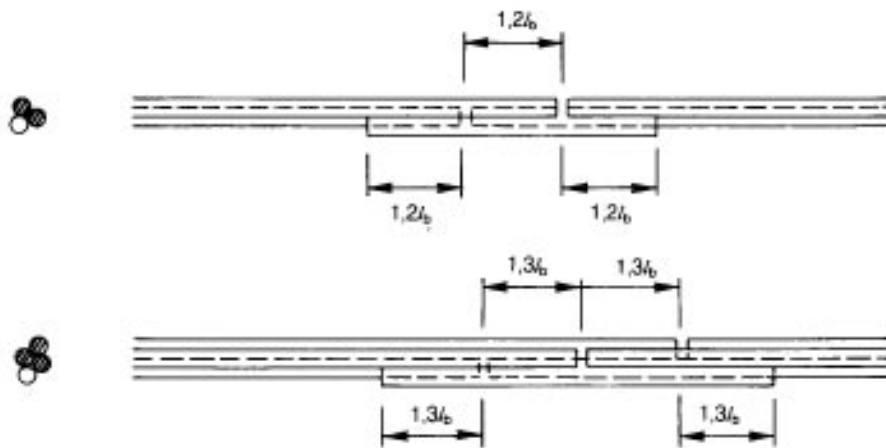


Figura 41.3.

41.4. Empalmes por solapo de mallas electrosoldadas: Solapos longitudinales:

A) Mallas corrugadas. Se consideran dos posiciones de solapo, según la disposición de las mallas: acopladas (fig. 41.4.a) y superpuestas o en capas (figs. 41.4.b y 41.4.c). Solapo de mallas acopladas: La longitud del solapo será:

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

siendo l_b el valor dado en 40.3 y α el coeficiente indicado en la tabla 41.2. Para cargas predominantemente estáticas, se permite el solapo del 100 por 100 de la armadura en la misma sección. Para cargas dinámicas sólo se permite el solapo del 100 por 100, si toda la armadura está dispuesta en una capa; y del 50 por 100 en caso contrario. En este último caso, los solapos se distanciarán entre si la longitud l_{b1} .

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

- a) $0,3 l_b$
- b) $10 \varnothing$

c) 15 cm.

Solapo de mallas superpuestas: La longitud del solapo será de $1,7 l_b$. En todos los casos la longitud mínima del solapo no será inferior al mayor de los siguientes valores:

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

Se procurará situar los solapos en zonas donde las tensiones de la armadura no superen el 80 por 100 de las máximas posibles. La proporción de alambres que pueden ser solapados será del 100 por 100, si se dispone una sola capa de mallas, y del 60 por 100 si se disponen varias capas. En este caso, la distancia mínima entre solapos deberá ser de $1,5 l_b$. Con barras dobles de $\varnothing > 8,5$ mm, sólo se permite solapar, como máximo, el 60 por 100 de la armadura.

B) Mallas lisas.

Solapo de mallas acopladas: La longitud del solapo será:

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

siendo l_b el valor dado en 40.3 y α el coeficiente indicado en la tabla 41.2.

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

indicados a continuación:

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

Solapo de mallas superpuestas: La longitud del solapo será de $1,7 l_b$ pero no contendrá menos de $5 \frac{A_s}{A_{s,real}}$ barras transversales.

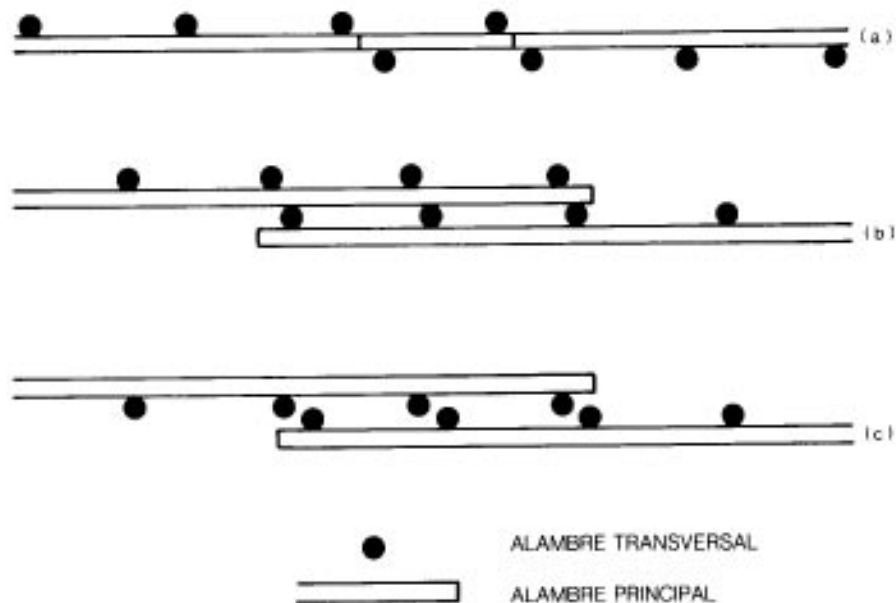


Figura 41.4.

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

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

Solapos transversales:

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

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

41.4

TABLA 41.4.

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

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

41.5. Empalmes por soldadura

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

—a tope por resistencia eléctrica, según el método que incluye en su ciclo un periodo de forja

—a tope al arco eléctrico, achaflanando los extremos de las barras

—a solapo con cordones longitudinales, si las barras son de diámetro no superior a 25 mm.

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

Comentarios

Siendo la soldadura una operación delicada, conviene que los operarios que hayan de realizarla demuestren previamente su aptitud, sometiéndose a las pruebas especificadas en la norma UNE 14.010.

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

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

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

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

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

Artículo 42° Adherencia de las armaduras

42.1. Condición de adherencia

Para garantizar la adherencia suficiente entre la armadura y el hormigón circundante, la tensión tangencial de adherencia τ_b producida por el esfuerzo cortante de cálculo V_{d1} en una viga de canto útil d , con armadura compuesta de n barras, cada una de perímetro u , tiene que cumplir la limitación.

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

siendo:

τ_{bd} = resistencia de cálculo para adherencia, definida en 42.2 salvo para zapatas (ver 58.4.2).

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

Comentarios

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

La limitación introducida tiende a evitar la rotura local de adherencia causada por grandes modificaciones en la tracción de las armaduras en longitudes pequeñas. Se evita el agotamiento longitudinal del hormigón, y se reduce la fisuración oblicua, disponiendo suficiente recubrimiento de hormigón y una conveniente armadura

transversal de estribos. Para la adherencia es favorable la presencia de una compresión transversal.

Las armaduras se dimensionarán de modo que, en toda la longitud eficaz de la barra, bajo las acciones mayoradas no se sobrepase la capacidad de adherencia en ningún punto, lo que equivale a limitar las tensiones tangenciales al valor de τ_{bd} . La condición de adherencia debe cumplirse siempre aún cuando es suficiente comprobarla sólo en los casos que se indican.

42.2. Resistencia de cálculo para adherencia

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

Barras lisas:

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

Barras corrugadas:

$$\tau_{bd} = \frac{t_{bu}}{1,6} \sqrt[3]{\left(\frac{f_{ck}}{225}\right)^2}$$

En estas fórmulas τ_{bd} y f_{ck} se expresan en kp/cm^2 ; y los valores de T_{bu} son los límites mínimos indicados en 9.3.

Comentarios

Las expresiones de la resistencia de cálculo para adherencia T_{bd} son de base experimental. Se ha comprobado que la influencia de la calidad del hormigón en la adherencia de las barras lisas es menor que en la de las barras corrugadas, lo que

se refleja en las expresiones de la resistencia de cálculo.

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

Artículo 43° Pandeo

43.1. Generalidades

43.1.1. Campo de aplicación

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

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

Esta Instrucción no cubre los casos en que la esbeltez mecánica λ de los soportes (ver definición en 43.1.2) es superior a 200. En soportes aislados con λ comprendida entre 100 y 200, así como en estructuras traslacionales (ver comentarios a 43.3), la comprobación frente al pandeo debe realizarse según el método general del 43.2. En soportes aislados o pertenecientes a estructuras intraslacionales, si λ está comprendida entre 35 y 100, puede aplicarse el método aproximado del 43.5.2, si λ es inferior a 35, puede despreciarse los efectos de segundo orden y, en consecuencia, no efectuar ninguna comprobación a pandeo.

Comentarios

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

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

La esbeltez mecánica de valor 35 corresponde, en el caso de sección rectangular, a esbeltez geométrica

(cociente entre la longitud de pandeo l_0 y la dimensión lineal b o h de la sección que es paralela al plano de pandeo) de valor 10.

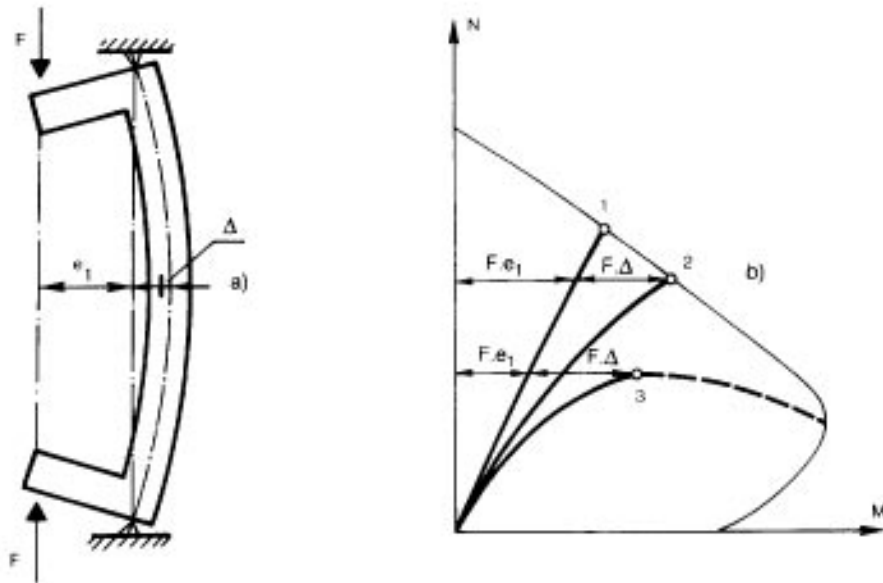


Figura 43.1.1.

43.1.2. Definiciones

A los efectos de aplicación de éste Artículo 43º se denominan:

- Estructuras intraslacionales*, aquellas cuyos nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados, desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto.
- Estructuras traslacionales*, aquellas cuyos nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos no pueden ser despreciados, desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto.

- Soportes aislados*, los soportes isostáticos, o los de pórticos en los que puede suponerse que la posición de los puntos donde se anula el momento de segundo orden no varía con el valor de la carga.
- Esbeltz mecánica* de un soporte de sección constante, el cociente entre la longitud de pandeo l_0 del soporte (distancia entre puntos de inflexión de la deformada) y el radio de giro i de la sección total de hormigón en la dirección considerada ($i = \sqrt{I/A}$).

Comentarios

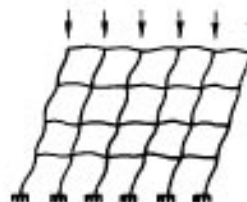
Las definiciones dadas de estructuras intraslacionales y traslaciones (fig. 43.1.2) no pretenden establecer una clasificación rígida, sino ofrecer dos términos de referencia. Corresponde al proyectista decidir la forma de comprobar su estructura, habida cuenta de lo indicado en 43.3 y 43.4.

Las comprobaciones relativas a soportes aislados figuran en 43.5. En pórticos

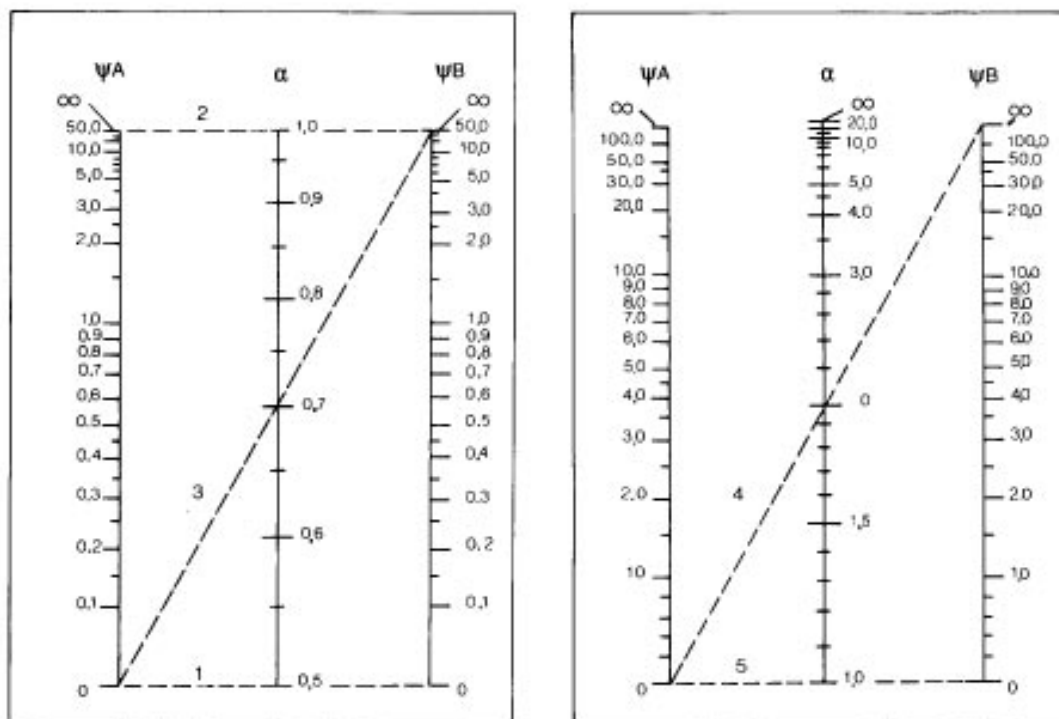
planos, las longitudes de pandeo l_0 son función de las rigideces relativas de las vigas y soportes que concurren en los nudos extremos del elemento en compresión considerado y se pueden determinar como $l_0 = \alpha \cdot l$ donde α puede obtenerse de los nomogramas de la figura 43.1.2 y donde l es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



PORTICOS INTRASLACIONALES



PORTICOS TRASLACIONALES



PORTICOS INTRASLACIONALES

PORTICOS TRASLACIONALES

Figura 43 1.2.

ψ = relación de $\sum E \frac{1}{I}$ — de los soportes a

$\sum E \frac{1}{I}$ de las vigas en cada extremo

A y

B del soporte considerado

α = factor de longitud de pandeo

1=soporte biempotrado ($l_0 = 0,5 \, l$)

2 = soporte biarticulado ($l_0 = l$)

3 = soporte articulado-empotrado ($l_0 = 0,7 \, l$)

4 = soporte en ménsula ($l_0 = 2 \, l$)

5=soporte biempotrado con extremos desplazables ($l_0 = l$)

43.2. Bases generales de comprobación

43.2.1. Método general

La comprobación frente al pandeo propiamente dicho consiste en demostrar que para una estructura dada, bajo la combinación más desfavorable de las acciones de cálculo, es posible encontrar un estado de equilibrio estable entre las fuerzas exteriores e interiores, teniendo en cuenta

los efectos de segundo orden. Las deformaciones deben ser calculadas a partir de los diagramas tensión-deformación del acero y del hormigón, habida cuenta de la fluencia y pudiendo despreciarse la contribución del hormigón fraccionado entre fisuras.

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

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

Comentarios

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

fisuración y los efectos de las deformaciones diferidas.

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

43.2.2 Características de los materiales

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

Si no se dispone de dicho diagrama, podrá emplearse el indicado en el comentario que representa mejor en el caso de pandeo, la relación σ - ϵ para las secciones no agotadas que el diagrama parábola-rectángulo definido en 26 6.

Comentarios

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

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{\eta \cdot k - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}$$

válido para $0 \geq \epsilon_c \geq \epsilon_{cu}$

donde:

$$\eta = \frac{\epsilon_e}{\epsilon_{cl}}$$

$\epsilon = -0,0022$ (deformación máxima de compresión centrada). $k = 1,1 \frac{E_c \epsilon_{cl}}{f_{cd}}$

$$E_{cm} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c}$$

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

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

TABLA 43.2.2.

f_{ck}	125	150	200	250	300	350	400	450	500	kp/cm ²
ϵ_{cu}	-3,8	-3,7	-3,6	-3,5	-3,4	-3,3	-3,2	-3,1	-3,0	‰
E_{cm}	260.000	270.000	290.000	305.000	320.000	335.000	350.000	360.000	370.000	kp/cm ²

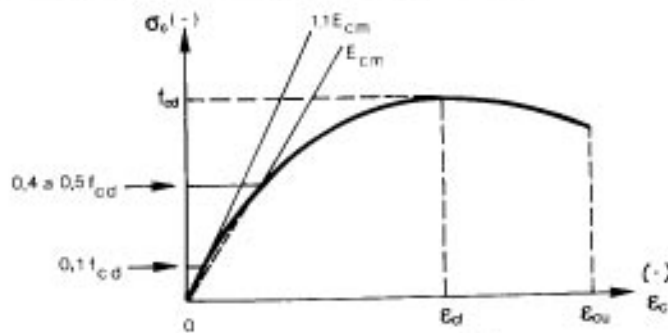


Figura 43.2.2.

43.2.3. Excentricidad accidental

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

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

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

43.2.4. Deformaciones diferidas

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

43.3. Comprobación de estructuras intraslacionales

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

Comentarios

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

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

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

donde:

n = número de plantas de la estructura.

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

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

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

43.4. Comprobación de estructuras traslacionales

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

Comentarios

Para las estructuras usuales de edificación de menos de 15 plantas, en las que el desplazamiento máximo en cabeza bajo cargas horizontales características (estado de servicio) calculado mediante la teoría de primer orden y con las rigideces correspondientes a las secciones no

fisuradas, no supere $1/750$ de la altura total, basta comprobar cada soporte aisladamente con la longitud de pandeo definida en los comentarios del 43.1.2. para estructuras traslacionales y con los esfuerzos obtenidos aplicando la teoría de primer orden

43.5. Comprobación de soportes aislados

43.5.1. Método general

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

En el caso de soportes de sección y armaduras constantes, podrá suponerse que la deformada adopta forma senoidal. Los métodos de cálculo basados en esta hipótesis podrán utilizarse siempre que los resultados con ellos obtenidos concuerden, de una manera satisfactoria, con los del método general.

Comentarios

La hipótesis de deformada senoidal permite disponer colecciones de tablas y ábacos que facilitan el cálculo (método de

la columna modelo, método de la deformada senoidal, etc.).

43.5.2. Método aproximado

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

a) Excentricidades iguales en los extremos en valor y signo

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

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

donde:

e_o = excentricidad de primer orden ($e_o = M_1/N_1$ siendo M_1 el momento exterior aplicado de primer orden y N la carga axil aplicada), no menor que la excentricidad accidental (43.2.3.)

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

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

donde:

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero en tracción, en kp/cm^2

h = canto total, medido paralelamente al plano de pandeo que se considera

l_0 = longitud de pandeo (comentarios al 43.1.2)

y = radio de giro de la sección total de hormigón, en la dirección considerada.

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

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

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

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

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

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

Comentarios

a) Excentricidades iguales en los extremos en valor y signo

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

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

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

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

$$e_a = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3.500} \right) \cdot \frac{h + 20e_o}{h + 10e_o} \cdot \frac{l_0^2}{h} \cdot 10^{-4}$$

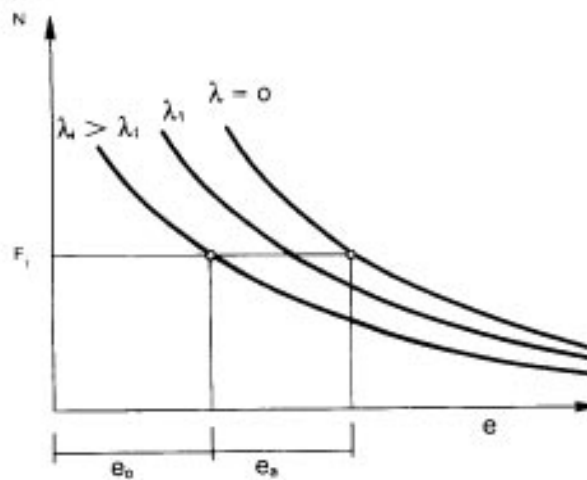


Figura 43.5.2

Artículo 44° Comprobación del estado límite de fisuración bajo solicitaciones normales

44.1. Generalidades

Para evitar una fisuración excesiva, incompatible con el servicio que haya de prestar la estructura, o con la durabilidad de la misma, las armaduras de tracción en las piezas lineales y superficiales de hormigón deberán elegirse y disponerse de forma que se limite la anchura de las fisuras.

No es necesario comprobar el valor de dicha anchura si se verifican las condiciones de 44.4.

Comentarios

En las estructuras de hormigón armado suele ser inevitable la aparición de fisuras, que no suponen inconveniente para su normal utilización, siempre que se limite su anchura máxima a valores compatibles con las exigencias de durabilidad, funcionalidad, estanquidad y aspecto estético.

Las fisuras a las que se refiere este artículo, son fisuras transversales a las barras. Otro tipo de fisuras, como las longitudinales que pueden producirse por

diversas causas, puedan ser más peligrosas a efectos de corrosión y degradación del hormigón armado.

Debe hacerse la observación de que bajar en exceso el diámetro de la barra no es el mejor método para reducir la importancia de la fisuración, pues el riesgo de corrosión es mayor con diámetros finos. Es preferible disminuir la tensión de trabajo, aumentando la sección de armaduras por encima de la de cálculo.

44.2. Limitación de la anchura característica de fisura.

En función de las condiciones de ambiente (véase 13.3.b) y para el caso de disponer un recubrimiento mínimo $c_{\min}$ igual a 20 mm o a un diámetro, la anchura característica de fisura w_k calculada según la fórmula de 44.3., cumplirá

Ambiente I	$w_k \leq 0,4 \text{ mm}$
Ambiente II	$w_k \leq 0,2 \text{ mm}$

Para recubrimientos c superiores a $c_{\min}$, podrán aumentarse los valores anteriores multiplicándolos por la relación $c/c_{\min} \geq 1,5$.

En estructuras expuestas a ambientes químicos especialmente agresivos o que deban asegurar estanquidad a líquidos o gases, el proyectista fijará el límite de la anchura de fisura, disminuyendo prudentemente el valor fijado para el caso de Ambiente III.

44.3. Cálculo de la anchura característica de fisura

La anchura característica de fisura se calculará mediante la siguiente expresión:

$$w_k = 1,7 s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

donde:

s_m = separación media de fisuras en la zona de recubrimiento.

ε_{sm} = alargamiento medio de las armaduras en la zona del recubrimiento teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

Los valores de s_m y ε_{sm} se evaluarán con las fórmulas experimentales siguientes:

$$s_m = 2c + 0,2s + k_1 k_2 \frac{\varnothing A_{c \text{ eficaz}}}{A_s}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \frac{k_g}{2,5 k_1} \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \leq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con los siguientes significados:

c = recubrimiento de las armaduras de tracción.

s = distancia entre barras o grupos de barras. Si $s > 15\varnothing$ se tomará $s = 15\varnothing$.

En el caso de vigas armadas con n barras, se tomará:

$$s = \frac{b}{n} \geq 15$$

k_1 = coeficiente función de la calidad de adherencia de las barras, de valor 0,8 para barras lisas y 0,4 para barras corrugadas.

k_2 = coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección de valor

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_w}{8\varepsilon_1}$$

donde ε_1 y ε_2 son las deformaciones máxima y mínima calculadas en sección fisurada, en los límites de la zona traccionada (fig. 44.3.1.)

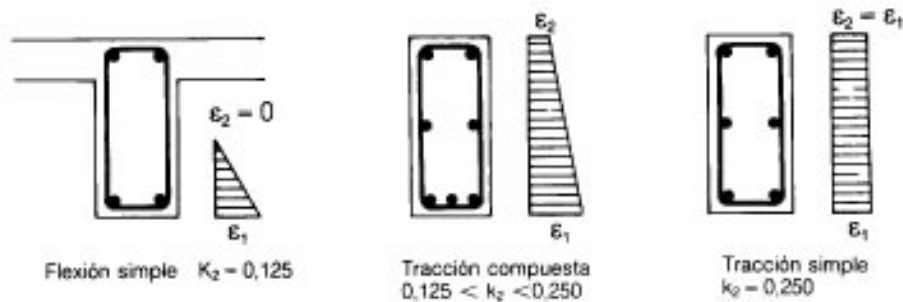


Figura 44.3.1.

$\varnothing$ = diámetro de la barra fraccionada más gruesa o diámetro equivalente en el caso de grupo de barras.

$A_{c,jcaz}$ = área de hormigón de la zona de recubrimiento en donde las barras a tracción influyen de forma efectiva en el ancho de las fisuras, que puede considerarse como el área rectangular a no más de $7,5\varnothing$ alrededor de cada barra o grupo, sin superar la mitad del canto en vigas de canto, ni la cuarta parte en vigas planas o losas (fig. 44.3.2)

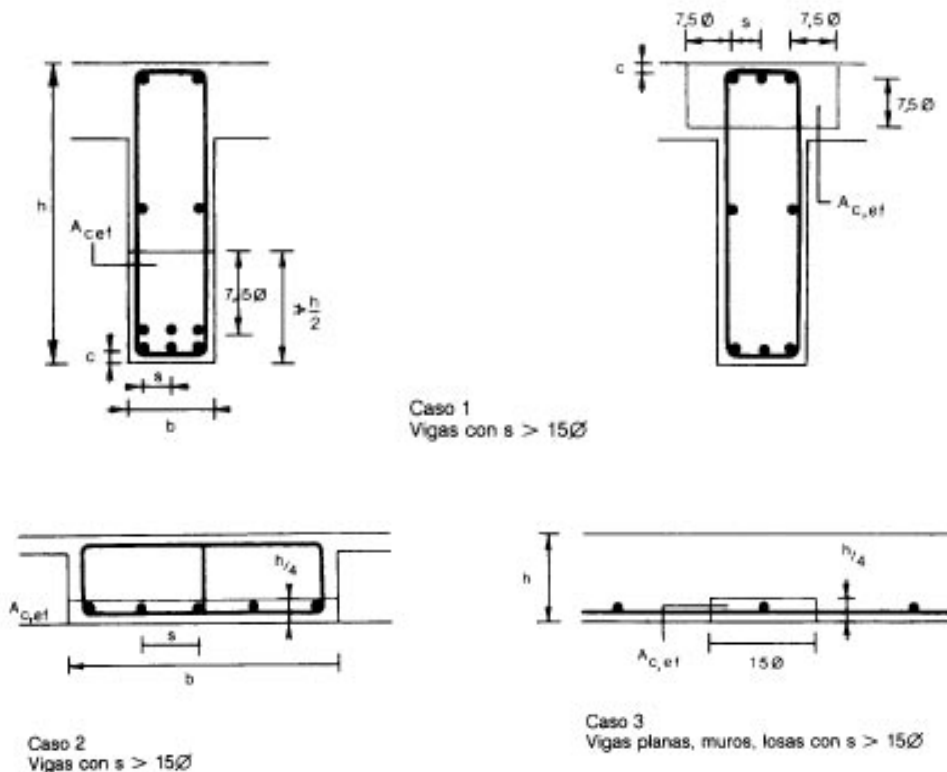


Figura 44.3.2.

A_s = sección total de las barras situadas en el área $A_{c,eficaz}$.

σ_s = tensión de servicio de la armadura en hipótesis de sección fisurada.

E_s = módulo de elasticidad del acero.

k_3 = coeficiente de valor 1,0 para los casos de carga noval y 0,5 para los restantes.

σ_{sr} = tensión de la armadura, en el instante en que se fisura el hormigón, lo que se supone ocurre

cuando la tracción en la fibra más tendida de hormigón alcanza el valor

$$f_{ct,m} = 1,5 f_{ct,k} = 0,68 \sqrt[3]{f_{ck}} \cdot 2$$

donde $f_{ct,m}$; $f_{ct,k}$ y f_{ck} se expresan en kp/cm^2

No es necesario comprobar la anchura de fisura si las armaduras son corrugadas y poseen, para los recubrimientos c y cuantías geométricas mínimas que se indican, tensiones de servicio inferiores a las de la tabla 44.4.

Comentarios

El valor de la anchura característica de fisura se ha adoptado suponiendo que entre la anchura media w_m y la característica w_k existe la relación

$$w_k = 1,7 w_m$$

Para el cálculo aproximado de la tensión de servicio σ_s , puede utilizarse la expresión

$$\sigma_s = \frac{k \cdot f_{yk}}{\gamma_s \gamma_f} \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}}$$

siendo:

k = coeficiente para considerar la fracción de cargas permanentes más las sobrecargas frecuentes respecto a la carga total. En edificaciones normales de viviendas y oficinas puede tomarse 0,85.

Para el cálculo aproximado de la tensión en el instante de fisuración, puede tomarse, para vigas de sección rectangular en flexión, la expresión:

$$\sigma_s = \frac{bh^2}{6} \cdot \frac{f_{ct,m}}{0,9d \cdot A_s}$$

Para los casos usuales de flexión simple, con barras corrugadas del mismo diámetro, pueden

utilizarse las fórmulas simplificadas siguientes, obtenidos a partir de la expresión general del articulado para determinados casos particulares frecuentes

que a continuación se indican, y para cuantías normales de armadura
1 Vigas

Caso 1 $h > 2b, \emptyset < h/20, s < 15\emptyset$,

$$w_k = 1,7 \left(2c + 0,84 \frac{b}{n} \right) \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Caso 2 $b > 2h, \emptyset > h/40, s < 15\emptyset$,

$$w_k = 1,6 \left(2c + 0,2 \frac{b}{n} + 0,02 \frac{b}{n} \cdot \frac{h}{\emptyset} \right) \frac{\sigma_s}{E_s}$$

2 Losas y muros

$$b > 2h, \emptyset > \frac{h}{40}, s > 15\emptyset,$$

$$w_k = 1,6 (2c + 3\emptyset + 0,24h) \frac{\sigma_s}{E_s}$$

En los casos donde la cuantía de armadura de tracción es muy pequeña (cuantía mecánica inferior a 0,01) estas fórmulas pueden quedar excesivamente del lado de la seguridad, por lo que en tales casos (por ejemplo, en losas muy poco armadas), puede ser preferible seguir el método general del articulado.

44.4. Método simplificado

No es necesario comprobar la anchura de fisura si las armaduras son corrugadas y poseen, para los recubrimientos c y cuantías geométricas mínimas que se indican, tensiones de servicio en kp/cm^2 inferiores a las de la tabla 44.4.

TABLA 44.4.

Aplicación del Método Simplificado

Barras simples	Ambiente I			Ambiente II			
	Recubrimientos c (mm)	Cuantías		Recubrimientos c (mm)	Cuantías		
		$\geq 2\%$	$\geq 3\%$		$\geq 3\%$	$\geq 4\%$	$\geq 6\%$
1 Ø 10	20	3.500	3.600	30	2.600	2.800	3.200
1 Ø 12	20	3.200	3.400	30	2.400	2.500	2.900
1 Ø 16	25	3.100	3.200	30	2.000	2.100	2.500
1 Ø 20	30	2.800	2.900	35	1.800	1.900	2.100
1 Ø 25	35	2.700	2.800	40	1.700	1.800	2.000
1 Ø 32	40	2.200	2.300	45	1.500	1.600	1.700
Grupos de Barras	Recubrimientos c (mm)	Cuantías		Recubrimientos c (mm)	Cuantías		
		$\geq 8\%$	$\geq 10\%$		$\geq 6\%$	$\geq 8\%$	$\geq 10\%$
2 Ø 16	30	3.700	3.700	35	2.200	2.400	2.900
2 Ø 20	35	3.600	3.600	40	2.000	2.300	2.500
2 Ø 25	40	3.000	3.300	50	1.500	1.700	1.800

Comentarios

Los recubrimientos indicados en la tabla 44.4 no son valores exigidos. Pueden utilizarse recubrimientos menores (cumpliendo en todo caso el apartado

13.3); pero en caso de hacerlo así, la comprobación del estado de fisuración debe hacerse mediante el método general descrito en 44.2.

Artículo 45° Deformaciones

45.1. Generalidades

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

Cuando por razones funcionales, estéticas, de compatibilidad de las deformaciones de la estructura con otras partes no estructurales de la construcción, u otra razón cualquiera, sea necesario efectuar el cálculo de deformaciones, éste se desarrollará teniendo en cuenta las deformaciones del hormigón de acuerdo con lo expuesto en 26.7, 26.8 y 26.9, así como la influencia que la fisuración ejerce sobre la rigidez de la pieza.

El estudio de las deformaciones debe realizarse para la pieza en condiciones de servicio, introduciendo en el cálculo los valores característicos de las resistencias de los materiales y de las acciones.

Comentarios

La deformación de un elemento es función no sólo de las resistencias de los materiales y de las acciones a que está sometido, sino también de la retracción, fluencia, temperatura, condiciones de curado, edad, fechas de descimbrado y puesta en carga, fisuración, adherencia de las armaduras, etc.

Todo ello hace que la estimación de las deformaciones sea tarea compleja y que

éstas deban ser consideradas como una variable aleatoria, sólo susceptible de evaluación aproximada.

El autor del proyecto debe considerar que en el caso de piezas que se sustentan o descansan en elementos no estructurales de la construcción, la necesidad de evitar daños en tales elementos puede ser más limitativa, en cuanto a deformaciones de la

estructura, de lo que ésta exija como estructura aisladamente considerada.

En muchas estructuras de hormigón, las flechas de las vigas son escasamente importantes en comparación con las de las placas, losas o fajados asociados a ellas. Este punto deberá ser juzgado en cada caso por el autor del proyecto. Sin embargo, en el caso de las llamadas vigas

planas, las deformaciones de las propias vigas suelen ser importantes, por lo que su cálculo deberá ser realizado con especial cuidado y a efectos del cálculo de las deformaciones de las placas, losas o vigas, además de las deformaciones propias de estos elementos deberán considerarse también las de las vigas planas en que apoyan.

45.2. Cálculo de flechas

Las piezas de hormigón armado sometidas a flexión se proyectarán con la rigidez necesaria para evitar que la flecha resultante pueda afectar a las condiciones de servicio de tales piezas o de otras partes de la construcción. Para comprobar este extremo, se realizará el cálculo de las flechas de acuerdo con lo indicado en 45.1. A falta de cálculos más detallados o determinaciones experimentales directas, podrá utilizarse el método simplificado de 45.3 y 45.4 y adoptarse para el módulo de deformación del hormigón los valores indicados en 26.7

Comentarios

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

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

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.

45.3. Cálculo de las flechas instantáneas

Para el cálculo de la flecha instantánea, se define como momento de inercia equivalente de una sección el valor I_e dado por la fórmula:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] I_t \geq I_b$$

siendo:

M_f = Momento nominal de fisuración de la sección, que se calcula mediante la expresión:

$$M_f = \frac{f_{cf} \cdot I_b}{y_1}$$

donde f_{cf} es la resistencia a flexotracción que se puede tomar igual a $0,8 \sqrt[3]{f_{ck,j}^2}$ para f_{cf} y $f_{ck,j}$ en kp/cm^2

y_1 = Distancia del c.d.g. de la sección bruta, (es decir, considerando el hormigón sin fisuras y no teniendo en cuenta las armaduras), a la fibra extrema en tracción.

M_a = Momento flector aplicado en la sección en el estado de carga para el que se calcula la flecha.

I_b = Momento de la inercia de la sección bruta respecto al eje perpendicular al plano medio de la

pieza, que pasa por su c.d.g. Si se desea, se podrá usar en su lugar el momento de inercia de la sección homogeneizada I_h obtenido añadiendo al anterior el de las armaduras multiplicado por el coeficiente de equivalencia $m = E_s/E_c$, donde E_s es el módulo de elasticidad del acero y E_c el módulo instantáneo de deformación del hormigón a la edad de la puesta en carga. Momento de inercia de la sección fisurada, es decir, despreciando la zona de hormigón sometida a tracción y homogeneizando las áreas de las armaduras multiplicándolas por el valor $m = \frac{E_s}{E_{c,j}}$, donde:

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

$E_{c,j}$ = Módulo de deformación del hormigón para cargas instantáneas a la edad j , definido en 26.7

Si $M_a \leq M_f$ se tomará $I_e = I_b$

—Para piezas simplemente apoyadas se adoptará como inercia media ponderada a lo largo de la luz el valor I_e correspondiente a la sección central.

—Para voladizos el valor correspondiente a la sección de arranque.

—En el caso de vigas hiperestáticas se adoptarán los valores siguientes:

—Vanos interiores de dinteles continuos:

$$I_e = 0,70 I_{em} + 0,15 (I_{e1} + I_{e2})$$

—Vanos con un extremo apoyado y el otro continuo:

$$I_e = 0,85 I_{em} + 0,15 I_{ec}$$

En las expresiones anteriores, I_{em} es el valor de I_e correspondiente a la sección en el punto medio de la luz, I_{e1} , e I_{e2} los correspondientes a los apoyos, e I_{ec} el relativo al apoyo continuo en el caso de vano con un extremo apoyado y el otro continuo.

Comentarios

La fórmula adoptada para el valor medio ponderado del momento de inercia proporciona una ley de transición entre el valor I_b de las secciones no fisuradas y el I_f

de las fuertemente fisuradas y ha sido ajustada experimentalmente de acuerdo con los ensayos disponibles.

45.4. Calculo de las flechas diferidas

Las flechas adicionales diferidas, producidas por cargas de larga duración, resultantes de las deformaciones por fluencia y retracción, se pueden estimar, salvo justificación más precisa, multiplicando la flecha instantánea correspondiente por el factor.

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'}$$

donde:

$\rho' = \frac{A'}{bd}$, siendo A' el área de la armadura comprimida, b el ancho de la cara comprimida y d el canto útil.

Para piezas simplemente apoyadas se adoptará como valor de ρ' para el cálculo de $\sim$, el correspondiente a la sección central.

Para voladizos, el valor correspondiente a la sección de arranque.

En el caso de piezas hiperestáticas, se adoptarán los valores siguientes:

—Vanos interiores de dinteles continuos:

$$\rho'_m = 0.85 \rho'_c + 0.15 (\rho'_{e1} + \rho'_{e2})$$

—Vanos con un extremo apoyado y el otro continuo:

$$\rho'_m = 0.85 \rho'_c + 0.15 \rho'_{ec}$$

En las expresiones anteriores ρ'_c es el valor de la cuantía en el punto medio de la luz; ρ'_{e1} y ρ'_{e2} los correspondientes a los apoyos, y ρ'_{ec} el relativo al apoyo continuo en el caso de vano con un extremo continuo y el otro apoyado.

ξ = Coeficiente función de la duración de aplicación de la carga que viene indicado en la tabla:

5 o más años	2,0	
1 año	1,4	
6 meses		1,2
3 meses		1,0
1 mes	0,7	
2 semanas	0,5	

Para edad j de carga y t de cálculo de la flecha, el valor de ξ a tomar en cuenta para el cálculo de λ es $\xi_{(t)} - \xi_{(j)}$.

En el caso de que la carga se aplique por fracciones $P_1, P_2, \dots, P_n$, se puede adoptar como valor

de ξ el dado por:

$$\xi = (\xi_1 P_1 + \xi_2 P_2 + \dots + \xi_n P_n) / (P_1 + P_2 + \dots + P_n)$$

CAPÍTULO VIII : ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Artículo 46° Elementos estructurales de hormigón en masa

46.1. Ámbito de aplicación

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

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

Comentarios

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

El empleo de otros tipos de refuerzos en determinados elementos de hormigón, tales como fibras de acero, puede tener efectos similares a los de las mallas citadas en el articulado, tales como los de reducir la fisuración y mejorar la ductilidad.

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

46.2. Hormigones utilizables

Para elementos de hormigón en masa se podrán utilizar los hormigones definidos en 26.2.

Comentarios

Los elementos de hormigón en masa, por razones constructivas, suelen ser de espesores mayores, a veces mucho mayores que los de hormigón armado, lo que en general hace antieconómico el empleo de hormigones con resistencia de proyecto superior a 200 kp/cm².

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

46.3. Resistencia de cálculo del hormigón

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

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

f_{ck} = resistencia de proyecto del hormigón, según 26.1

γ_c = coeficiente de minoración del hormigón definido en el Artículo 31º.

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

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

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

Comentarios

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

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

Hay casos, sin embargo, en que pueden admitirse tensiones de tracción. Por ejemplo, en la combinación de sollicitación normal y esfuerzo cortante, frecuentemente en muros, se produce necesariamente una tensión principal de tracción que hay que considerar. En otros casos, como el de un muro de cerramiento con coronación, libre bajo la acción del viento, pueden producirse tensiones de tracción en la flexión compuesta, que si no rebasan el limite establecido pueden aceptarse, aunque en general sea más conveniente emplear hormigón armado.

46.4. Diagrama tensión-deformación del hormigón

En el cálculo en estados limites últimos de elementos de hormigón en masa sometidos a compresión excéntrica, se adoptará en general el diagrama rectangular de cálculo tensión-deformación (definido en 26.6.b) con tensión uniforme de valor $-0,85 f_{cd}$ (fig. 46.4.1).

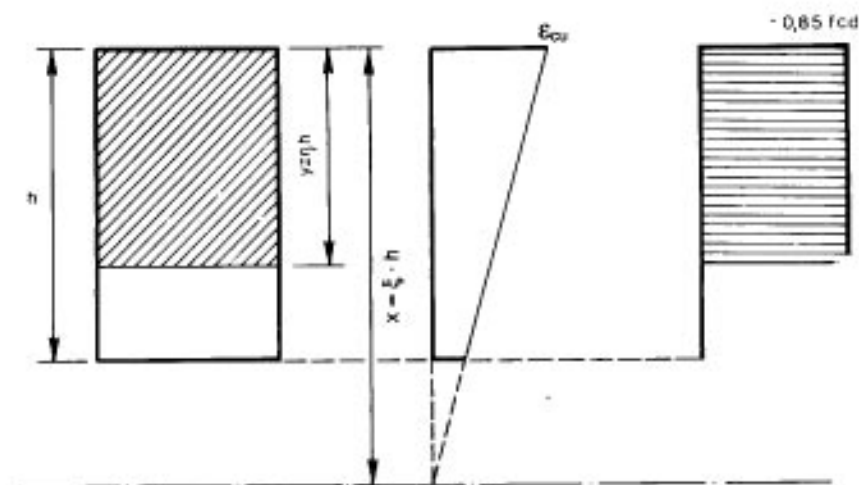


Figura 46.4.1.

DIAGRAMA RECTANGULAR DE CALCULO TENSION-
DEFORMACION DEL HORMIGON SIN CONSIDERACION
DE TRACCIONES

La deformación unitaria de agotamiento ε_{cu} y la distancia unitaria $\xi = x/h$ de la fibra neutra al borde más comprimido, en función de la altura de compresión $\eta = y/h$, se tomará de valor:

Para $1 \geq \eta \geq 0,8$

$$\varepsilon_{cu} = -0,002 - 0,0075 (1 - \eta); \quad \xi = \frac{0,20}{1 - \eta}$$

Para $\eta < 0,8$

$$\varepsilon_{cu} = -0,0035; \quad \xi = 1,25\eta$$

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

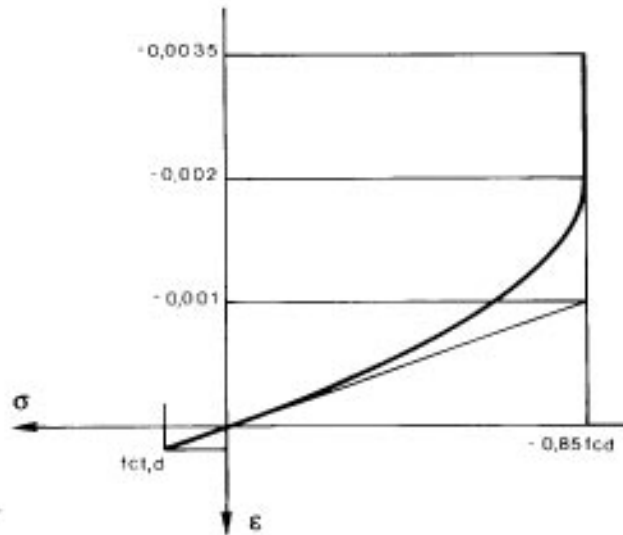


DIAGRAMA DE CÁLCULO TENSION-DEFORMACION DEL HORMIGÓN CON CONSIDERACIÓN DE TRACCIONES

Figura 46.4.2.

Comentarios

El diagrama de cálculo tensión-deformación de la figura 46.4.2 se utiliza en compresión con excentricidad grande, en cuyo caso las compresiones alcanzan sólo el comienzo de la rama de

compresión del diagrama, por lo que es lícito emplear como simplificación el diagrama rectilíneo de comportamiento elástico.

46.5. Acciones de calculo

Las acciones de cálculo aplicables en los estados limites últimos, y en los estados limites de servicio, se determinarán con los coeficientes de ponderación y, que se establecen en el Artículo 31º.

No se efectuará, sin embargo, la reducción del 5 por 100 en el cuadro 31.2. Las hipótesis de carga se realizarán como se establece en el Artículo 32º.

Comentarios

No parece conveniente autorizar la reducción del 5 por 100 porque las

hipótesis de cálculo están menos

experimentadas que las del hormigón armado.

46.6. Cálculo de secciones a compresión

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

$G_{1x}(e_x + e_{xa}, e_y)$ ó $G_{1y}(e_x, e_y + e_{ya})$, y siendo:

$e_{xa} = 0,05 h_x \leq 2 \text{ cm}$; $e_{ya} = 0,05 h_y \leq 2 \text{ cm}$.

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

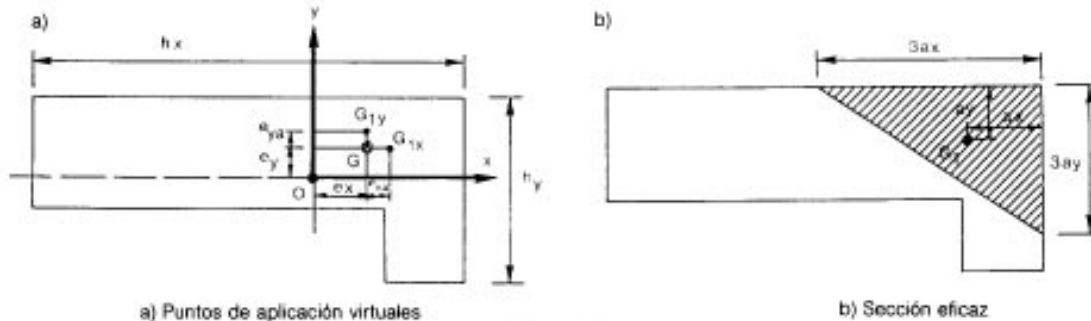


Figura 46.6.1.
COMPRESION EXCENTRICA

La tensión resultante σ_d se calcula admitiendo distribución de tensiones uniformes en una parte de la sección, denominada sección eficaz, de área A_e (fig. 46.6.1.b), delimitada por una recta secante y cuyo baricentro coincide con el punto de aplicación virtual G_1 del esfuerzo normal y considerando inactiva el resto de la sección.

La condición de seguridad es:

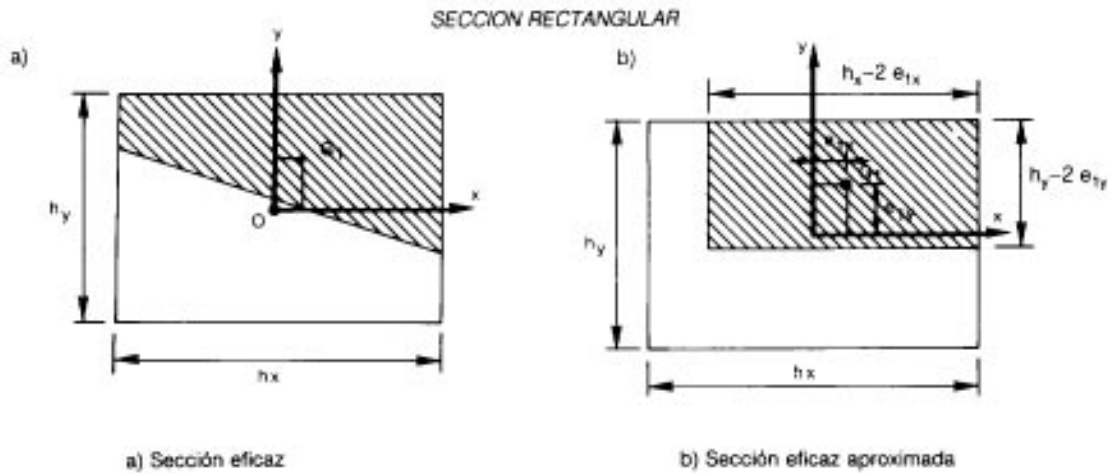
$$\frac{N_d}{A_e} \leq 0,85 f_{cd}$$

Comentarios

Cuando la sección eficaz sea de difícil determinación geométrica puede sustituirse por una sección eficaz aproximada, comprendida en la sección total y cuyo baricentro coincida con el punto G_1 (fig.46.6.2). El error que se comete va

siempre a favor de la seguridad, puesto que la sección eficaz tiene área máxima. Si se elige convenientemente, el error cometido es pequeño.

Figura 46.6.2.



46.7. Cálculo de secciones a compresión y esfuerzo cortante

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

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

Comentarios

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

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

46.8. Consideración de la esbeltez

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

Comentarios

La deformación transversal producida por la compresión excéntrica o deformación de primer orden, se incrementa por la

deformación transversal de pandeo o de segundo orden.

46.8.1. Anchura virtual

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

Comentarios

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

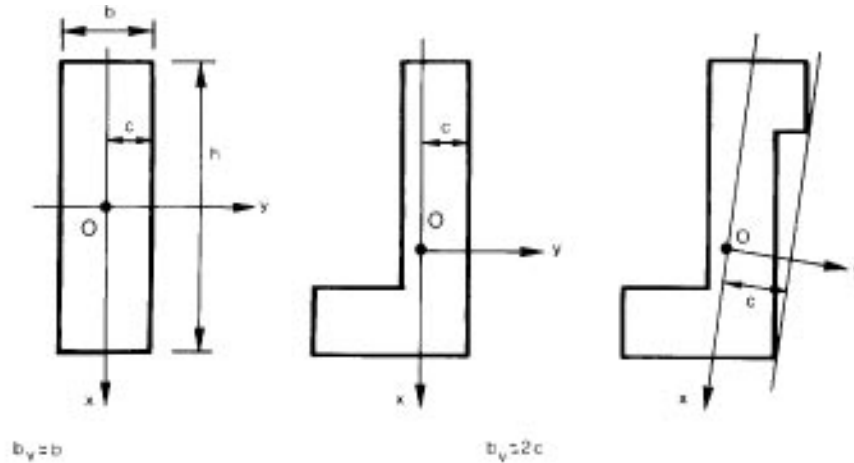


Figura 46.8.1. ANCHURA VIRTUAL DE LA SECCIÓN DE UN ELEMENTO DE HORMIGÓN EN MASA

46.8.2.

Longitud de pandeo

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

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

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

Comentarios

En un muro arriostrado por muros transversales, cuando la separación de éstos es menor que cuatro veces la altura del muro, se reduce la deformación

transversal del pandeo, lo que se tiene en cuenta mediante el factor ξ .

46.8.3. Esbeltez

La esbeltez λ de un elemento de hormigón en masa se determina por la expresión:

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

46.8.4 Excentricidad ficticia

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

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

siendo:

E_c = módulo instantáneo de deformación secante del hormigón en kp/cm^2 a la edad de 28 días (26.7).

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

Elementos con coronación arriostrada horizontalmente: el máximo valor de e_{1y} en la abscisa

$$z_0 \frac{l}{3} \leq z_0 \leq \frac{2l}{3}$$

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

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

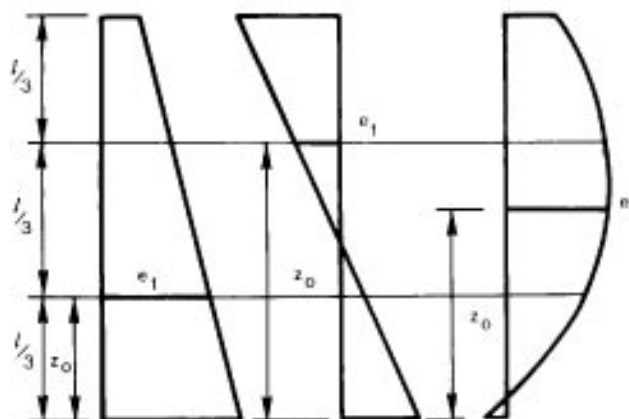


Figura 46.8.4. EXCENTRICIDAD DETERMINANTE e_1 SOBRE LA GRAFICA $e_1 = f(y)$ EN UN ELEMENTO CON CORONACION ARRIOSTRADA HORIZONTALMENTE

Comentarios

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

Artículo 47° Forjados

Los forjados de hormigón armado se regirán por la Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado (EF-88) en aquello que les son específico, debiendo cumplir por lo demás los preceptos de esta instrucción.

Artículo 48° Vigas

Las vigas sometidas a flexión se calcularán de acuerdo con los Artículos 36° y 37°, pudiendo utilizarse las fórmulas del Anejo 7 a partir de los valores de cálculo de las

resistencias de los materiales (Artículos 25º y 26º) y de los valores mayorados de las cargas y demás acciones (Artículos 30º y 31º). Si la flexión es esviada, se recurrirá al 36.5. Si la flexión está combinada con esfuerzo cortante, se calculará la pieza frente a este último esfuerzo con arreglo al 39.1 y con arreglo al 39.2 si existe, además torsión.

Posteriormente se comprobarán las condiciones de adherencia de las armaduras (Artículo 42º), así como las de fisuración de la pieza (Artículo 44º). Si se prevé que la pieza puede presentar deformaciones excesivas, se calculará el valor de éstas (Artículo 45º). Se comprobará igualmente, cuando se estime necesario, la estabilidad lateral de la pieza con arreglo al 43.2.

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

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

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

Comentarios

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

destacado aquí los más íntimamente relacionados con los elementos que trabajan a flexión.

Se recuerda que, antes de iniciar los cálculos, deberán realizarse las comprobaciones de 10.5 y 26.3.

Artículo 49º Soportes

Los soportes se calcularán de acuerdo con los Artículos 36º 37º y 38º pudiendo utilizarse las fórmulas del Anejo 7, a partir de los valores de cálculo de las resistencias de los materiales (Artículos 25º y 26º) y de los valores mayorados de las cargas y demás acciones (Artículos 30º y 31º). Cuando la esbeltez del soporte sea apreciable, se comprobarán las condiciones de pandeo (Artículo 43º). Si existe esfuerzo cortante, se calculará la pieza frente a dicho esfuerzo con arreglo al 39.1 y con arreglo al 39.2, si existe, además torsión.

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

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

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

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

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

Comentarios

El objeto del artículo que se comenta es servir de recordatorio de las distintas comprobaciones que deben realizarse en el caso de soportes. Evidentemente, todos

los artículos de la presente Instrucción son aplicables, directa o indirectamente, a todos los tipos de piezas; pero se han destacado aquí los más íntimamente

relacionados con los elementos que trabajan a compresión.

Se recuerda que, antes de iniciar los cálculos, deberán realizarse las comprobaciones del 10.5 y 26.3, y se llama

la atención sobre la limitación $f_{cy,d} \geq 4.200 \text{ kp/cm}^2$ (comentarios al apartado 25.2), así como, sobre el último párrafo del 26.5 especialmente aplicables al caso de soportes.

Artículo 50° Piezas en T

50.1. Anchura eficaz de la cabeza

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

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

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

En todos los casos 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

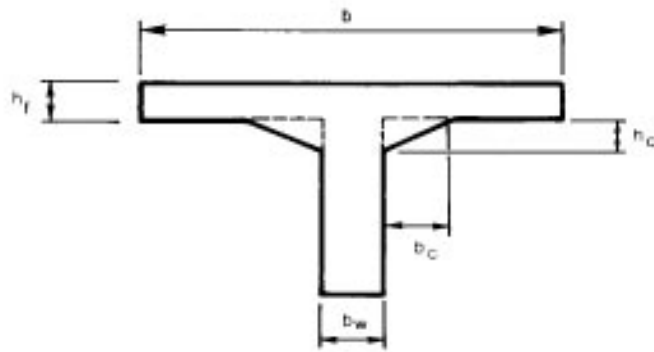


Figura 50.1.

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

$$b_e = b_w + 2b_c$$

$$b_e = b_w + 2h_c$$

TABLA 50.1.a. VIGA EN T EXENTA

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

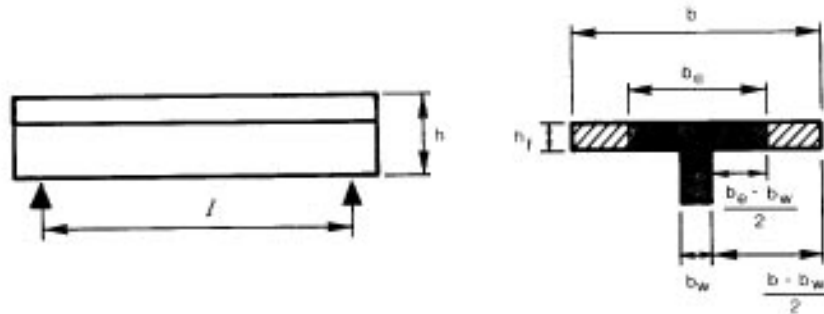


Tabla de valores de $\frac{b_e - b_w}{b - b_w}$														
Valores de $\frac{h_f}{h}$	Valores de $\frac{1}{b_w}$	Valores de $\frac{2l}{b - b_w}$												
		0	1	2	3	4	6	8	10	12	14	16	18	>18
Cabeza de compresión sin rigidez a flexión		0	0,18	0,36	0,52	0,64	0,78	0,86	0,92	0,95	0,97	0,98	0,99	1,00
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	0,68	0,74	0,83	0,89	0,93	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00

	150	0	0,36	0,60	0,73	0,80	0,86	0,91	0,94	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,40	0,65	0,79	0,85	0,89	0,92	0,95	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
0,20	10	0	0,21	0,40	0,57	0,68	0,81	0,87	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	50	0	0,30	0,52	0,69	0,78	0,86	0,90	0,94	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	100	0	0,40	0,65	0,79	0,86	0,89	0,92	0,95	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
	150	0	0,44	0,70	0,85	0,91	0,94	0,95	0,97	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,45	0,73	0,89	0,93	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00
0,30	10	0	0,28	0,48	0,63	0,72	0,81	0,87	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	50	0	0,42	0,65	0,83	0,87	0,90	0,92	0,94	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00
	100	0	0,45	0,73	0,90	0,92	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00
	150	0	0,46	0,75	0,91	0,93	0,95	0,97	0,97	0,98	0,99	1,00	1,00	1,00
	200	0	0,46	0,77	0,92	0,94	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00

TABLA 50.1.b. VIGAS EN T MULTIPLES

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

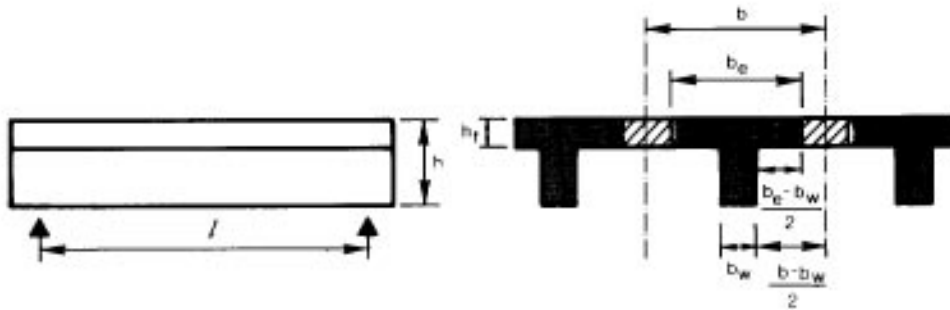


Tabla de valores de $\frac{b_e - b_w}{b - b_w}$										
Valores de $\frac{h_f}{h}$	Valores de $\frac{l}{b_w}$	Valores de $\frac{2l}{b - b_w}$								
		0	1	2	3	4	6	8	10	>10
Cabeza de compresión sin rigidez a flexión		0	0,18	0,38	0,57	0,71	0,88	0,96	0,99	1,00
0,10	10	0	0,19	0,38	0,57	0,72	0,89	0,96	1,00	1,00
	50	0	0,19	0,39	0,58	0,73	0,89	0,96	1,00	1,00
	100	0	0,21	0,42	0,60	0,75	0,89	0,96	1,00	1,00
	150	0	0,24	0,45	0,62	0,75	0,90	0,96	1,00	1,00
	200	0	0,27	0,48	0,64	0,77	0,90	0,96	1,00	1,00
0,15	10	0	0,19	0,39	0,58	0,72	0,89	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,23	0,44	0,62	0,74	0,90	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,31	0,53	0,68	0,78	0,91	0,97	1,00	1,00
	150	0	0,37	0,61	0,74	0,83	0,92	0,97	1,00	1,00
	200	0	0,41	0,66	0,80	0,87	0,93	0,98	1,00	1,00
0,20	10	0	0,21	0,42	0,61	0,74	0,90	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,30	0,54	0,71	0,82	0,92	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,41	0,66	0,80	0,87	0,94	0,98	1,00	1,00
	150	0	0,44	0,71	0,86	0,91	0,96	0,98	1,00	1,00
	200	0	0,45	0,74	0,89	0,93	0,97	0,99	1,00	1,00
0,30	10	0	0,28	0,50	0,65	0,77	0,91	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,42	0,69	0,83	0,88	0,93	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,45	0,74	0,90	0,94	0,96	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

Comentarios

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

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

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

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

50.2. Cálculo a esfuerzo cortante

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

Artículo 51º Piezas de formas especiales

51.1. Piezas de trazado curvo o poligonal

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

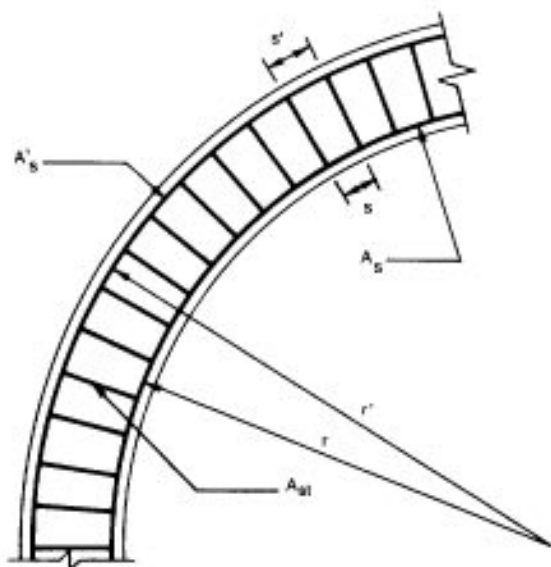


Figura 51.1.a.

aquellas producen. Para ello deberán cumplirse las relaciones:

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

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

siendo:

A_{st} = sección de un cerco o estribo

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

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

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

r = radio de curvatura de las barras principales de tracción

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

A_s = sección total de la armadura de tracción

A'_s = sección total de la armadura de compresión

f_{yd} = resistencia de cálculo, en tracción, del acero de la armadura A_s

$f_{yc,d}$ = resistencia de cálculo, en compresión, del acero de la armadura A'_s

En los ángulos de piezas poligonales o análogas y, en general, en los encuentros en ángulo de dos piezas, se evitará colocar, junto al paramento interior, barras continuas de tracción dobladas según el trazado poligonal de dicho paramento. Por el contrario, se procurará despiezar esas barras de forma que se consiga un trazado rectilíneo, con anclajes en las zonas comprimidas (fig. 51.1.b). De no adoptarse esta última solución, se dispondrán los oportunos cercos o estribos para contrarrestar la tendencia de la armadura continua de tracción a salirse de la pieza, en la zona de los codos, desgarrando el hormigón.

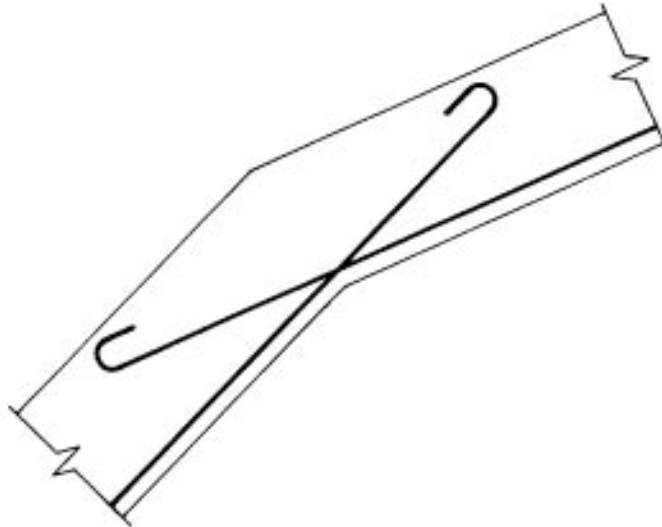


Figura 51.1.b.

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

Comentarios

Debe entenderse como A_{st} la sección eficaz de un cerco o estribo, es decir, en el caso de un cerco o estribo simple la suma de las dos secciones correspondientes a las ramas.

Como indica la figura 51.1.b, en los encuentros de dos piezas es siempre recomendable achaflanar el ángulo, disponiendo cartabones armados con barras paralelas al paramento del cartabón y que vayan a anclarse a las caras opuestas.

51.2. Piezas con secciones delgadas

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

Comentarios

En las zonas de momento negativo de las piezas en T o análogas, puede producirse una fuerte fisuración de las alas por fuera

del alma, si esas alas no se arman convenientemente, de acuerdo con las indicaciones del apartado que se comenta.

51.3. Piezas de canto superior a sesenta centímetros

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

Comentarios

En este tipo de piezas, el hormigón existente por encima de la zona de recubrimiento de la armadura principal se encuentra sometido a esfuerzos complejos cortantes y de tracción. Las tensiones oblicuas resultantes provocan una fisuración que, de no existir armaduras repartidas junto a los paramentos

(armaduras de piel) encargadas de repartirla, se concentraría en una fisura única en el alma, de anchura sensiblemente mayor a la máxima admisible. Para vigas de canto superior a sesenta centímetros y no inferior a la mitad de su luz, consúltase el Artículo 59°

Artículo 52° Estructuras reticulares planas

52.1. Generalidades

El cálculo de solicitaciones en estructuras reticulares planas se realizará de acuerdo con lo prescrito en el segundo párrafo del 29.1.

En particular, y únicamente a los efectos del cálculo y dimensionamiento de armaduras de las vigas que constituyen los dinteles, se admite una redistribución de momentos flectores, de hasta un 15 por 100 del máximo momento flector negativo. Para que pueda efectuarse esta redistribución, la profundidad de la fibra neutra de la sección sobre el soporte sometida al momento redistribuido, obtenido en el cálculo del estado limite último, deberá ser inferior a 0,45 d, siendo d el canto útil de la sección.

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

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

Comentarios

La redistribución de momentos tiene en cuenta el comportamiento del hormigón más allá de su fase elástica. El apartado que se comenta permite sustituir la curva teórica de momentos flectores por la que resulta de desplazar el eje de abscisas a una recta que pase por valores no superiores a $0,15 M_1$ y $0,15 M_2$ (ver fig. 52.1.a); en el caso particular de que $M_1=M_2=M$ dicha sustitución equivale a desplazar verticalmente la curva teórica en un valor que no supere $0,15 M$ (ver fig. 52.1.b).

La condición establecida en el articulado asegura a la sección una ductilidad suficiente para que pueda producirse el

giro plástico necesario para que la redistribución tenga lugar, evitando de este modo las roturas localizadas que podrían producirse por fallo del hormigón comprimido.

Conviene advertir que la continuidad de una estructura depende esencialmente de la forma en que se realice su hormigonado y desencofrado. Si la secuencia de dichas operaciones no se ajusta escrupulosamente a un programa previo bien estudiado, el comportamiento real de la estructura puede diferir bastante de las previsiones del cálculo teórico, en especial bajo las cargas permanentes.

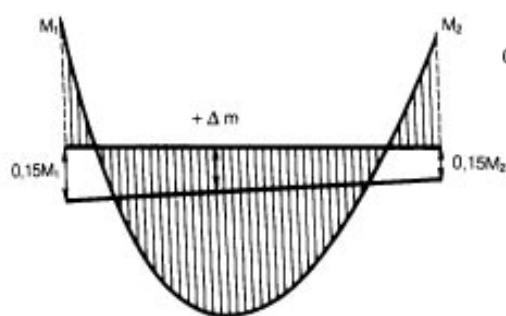


Figura 52.1.a.

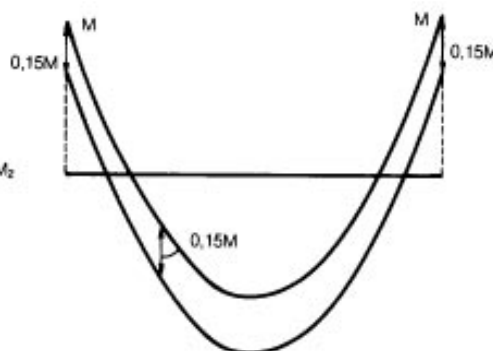


Figura 52.1.b.

52.2. Cálculo simplificado de solicitaciones

Las simplificaciones que a continuación se establecen son aplicables cuando se cumplen simultáneamente las condiciones siguientes:

- la estructura está sometida exclusivamente a la acción de cargas verticales uniformemente repartidas de igual valor por unidad de longitud
- la carga variable no es superior a la mitad de la carga permanente
- dentro de cada vano, las piezas son de sección constante (no existen cartelas)
- las luces de dos vanos adyacentes cualesquiera no difieren entre si en más del 20 por 100 de la mayor.

En estas condiciones podrán adoptarse como valores de los momentos flectores en las vigas los que se indican en la tabla 52.2 adjunta; y como valores de los esfuerzos cortantes en las secciones de las vigas sobre soportes:

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

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

siendo:

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

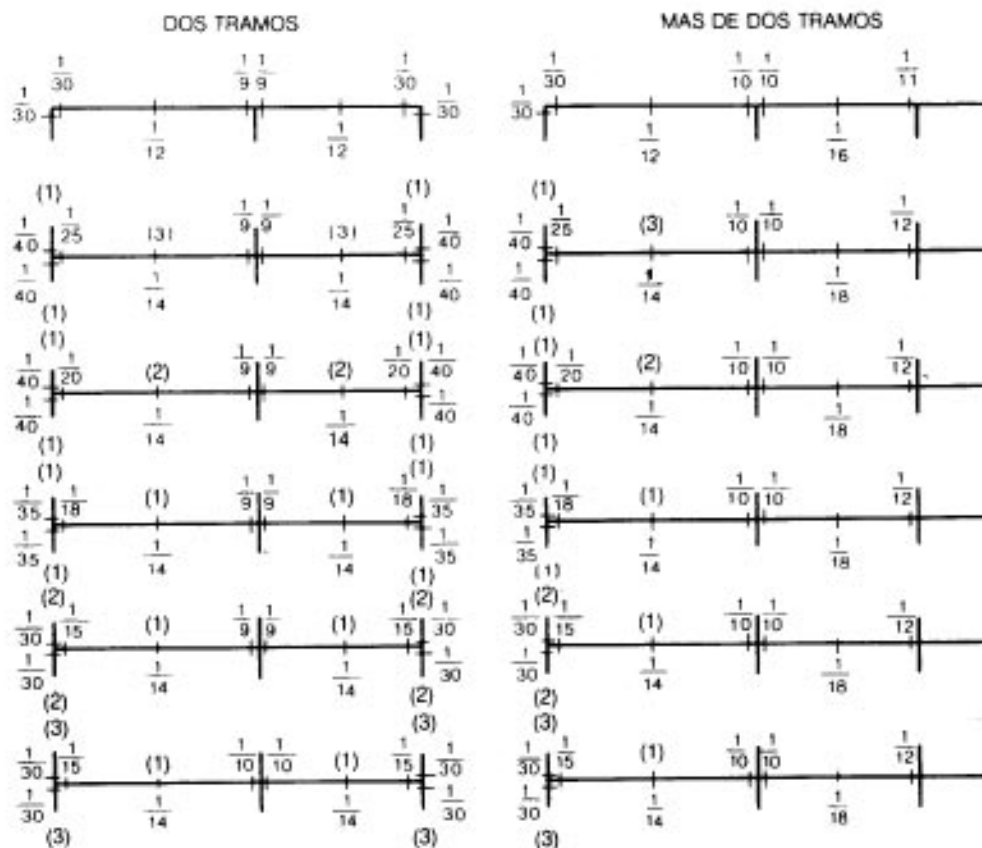
l = luz de cálculo del vano, para determinar los momentos en los vanos y semisuma de las longitudes de los vanos adyacentes para el cálculo de momentos negativos.

No es necesario considerar esfuerzos axiles en las vigas.

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

No es necesario considerar esfuerzos cortantes en los soportes.

TABLA 52.2.



Comentarios

Los métodos simplificados de cálculo expuestos en el apartado que se comenta son generalmente aplicables a las estructuras de edificación del tipo ordinario y 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 53° Placas sustentadas en dos bordes paralelos

53.1. Generalidades

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

El cálculo de estas placas sometidas a cargas uniformemente repartidas o a cargas concentradas podrá realizarse, a falta de métodos más precisos, de acuerdo con los procedimientos simplificados que se indican en 53.2 a 53.4 siguientes. Si ambos tipos de

cargas actúan simultáneamente, tanto la armadura principal de la placa como la armadura transversal se calcularán para la suma de los momentos correspondientes a cada uno de los casos de cargas, estudiados independientemente.

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

Comentarios

Las prescripciones de los apartados 53.2 a 53.4 del artículo que se comenta, constituyen un procedimiento sencillo para el dimensionamiento de estas placas, cuya aplicación resulta cómoda en los casos ordinarios y conduce a resultados que quedan del lado de la seguridad. Dichas prescripciones, en general, han sido

deducidas teniendo en cuenta el comportamiento elástico de los materiales. Para los cálculos en régimen plástico y, en particular, cuando se desee aplicar la teoría de las líneas de rotura, habrá que tener presente lo que a tal efecto se señala en 29.1.

53.2. Placas sustentadas en dos bordes paralelos sometidos a cargas uniformemente repartidas

En el caso de cargas uniformemente repartidas, el cálculo de la placa se realizará asimilándolo a:

- a) una viga, si la altura 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 la luz, l_y . En este caso, y a los efectos de aplicación del Artículo 54º, 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 54º citado.

Comentarios

La asimilación a placa rectangular sustentada en su contorno que se establece en el caso b) del apartado que

se comenta, debe entenderse válida tan sólo a efectos de determinación de momentos.

53.3. Placas sustentadas en dos bordes paralelos sometidas a cargas concentradas

En el caso de una carga concentrada, y a los efectos del cálculo en flexión, se considerará como elemento principal resistente el constituido por una banda de placa (banda eficaz), cuya anchura b_e , denominada anchura eficaz, se determinará de acuerdo con 53.4. Dicha banda se calculará entonces como viga, con el mismo tipo de sustentación que tenga la placa, suponiendo que

la carga actúa repartida en todo el ancho b_e (ver fig. 53.3). Deducida así la armadura principal de la banda eficaz, se dispondrá además una armadura transversal en la cara inferior de dicha banda, capaz de resistir un momento M_y igual a:

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

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

siendo (ver fig. 53.3):

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_{ly} = 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})

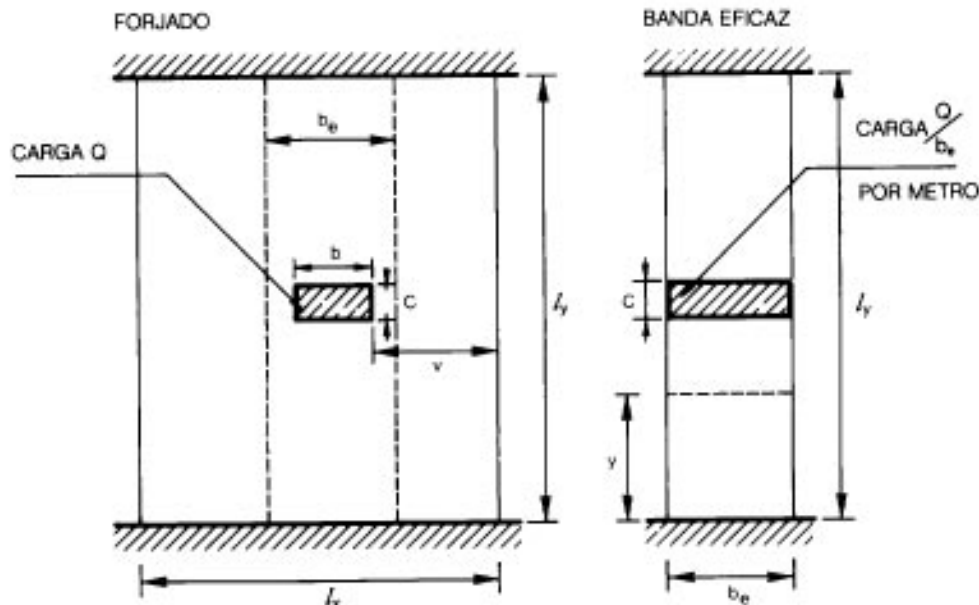


Figura 53.3.

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.

Comentarios

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

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 limite mencionado, las bandas adicionales más

allá del cuarto de la luz podrán armarse más débilmente, a criterio del proyectista.

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

53.4. Determinación de la anchura eficaz

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

I_s = longitud del borde sustentado

I_y = longitud del borde libre

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

v = distancia del borde de la zona de actuación de la carga al borde libre más cercano de la placa

K = coeficiente de empotramiento en los apoyos:

$K = 1$ cuando existe articulación en los dos apoyos

$K = 1/2$ cuando existe empotramiento en los dos apoyos

$K = 2/3$ en los casos intermedios.

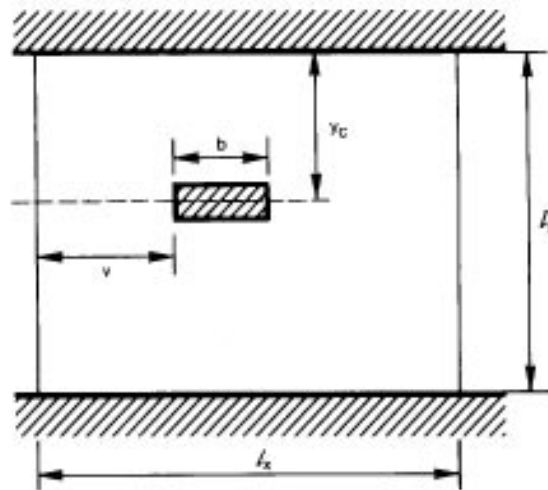


Figura 53.4.

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

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:

$$b_1 = \frac{b + K I_y}{I_x + K I_y} \cdot I_x, \text{ cuando } I_x \leq 3 K I_y$$

$$b_1 = \frac{3}{4} b + \frac{3}{4} K I_y, \text{ cuando } I_x \geq 3 K I_y$$

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

b.1) el que corresponda del caso a) anterior

b.2) el que corresponda de los dos siguientes:

$$b_1 = \frac{b + \frac{1}{3} K I_y}{I_x + \frac{1}{3} K I_y} \cdot I_x + v, \text{ cuando } I_x \leq K I_y \quad b_1 = \frac{3}{4} b + \frac{1}{4} K I_y + v, \text{ cuando } I_x \geq K I_y$$

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

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

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

siendo:

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

Comentarios

En el segundo caso que se comenta resulta aceptable determinar la anchura eficaz b_e por interpolación parabólica entre los valores $b_e = b_1$ (carga actuando en el

centro de la luz), y $b_e = b$ (carga actuando en el apoyo). Con este criterio ha sido deducida la expresión que aparece en el articulado.

Artículo 54º Placas rectangulares sustentadas en su contorno

54.1. Generalidades

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

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

En el caso particular en que la carga exterior sea uniformemente repartida y actúe normalmente al plano de la placa, podrán aplicarse las prescripciones de 54.2 a 54.4 a falta de estudios más completos.

Comentarios

El caso de placas rectangulares sustentadas en dos bordes paralelos, se trata en el Artículo 53º.

Las prescripciones de 54.2 a 54.4 del artículo que se comenta, constituyen un procedimiento sencillo para el dimensionamiento de placas rectangulares sustentadas en su contorno y sometidas a una carga uniforme; su aplicación resulta

cómoda en los casos ordinarios y conduce a resultados que quedan del lado de la seguridad. Dichas prescripciones, en general, han sido deducidas teniendo en cuenta el comportamiento elástico de los materiales. Para los cálculos en régimen plástico y, en particular, cuando se desee aplicar la teoría de las líneas de rotura, habrá que tener presente lo que a tal efecto se señala en 29.1.

54.2. Cálculo de momentos

Los valores de los máximos momentos flectores positivos o negativos, por unidad de longitud, que se producen en el centro y en los apoyos de la placa, se tomarán de la tabla 54.2 adjunta, en la que aparecen los distintos casos posibles de placas con bordes simplemente apoyados o perfectamente empotrados.

Se tendrá 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 si en valor absoluto e iguales ambos a la semisuma de los

valores absolutos de los momentos que se indican en el tabla 54.2 para esas mismas secciones (de borde y central) en la hipótesis de empotramiento perfecto en el borde considerado.

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

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

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

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

TABLA 54.2.

		l_x/l_y	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	>2,5
	$M_{cy} = 0,001 q l_y^2 x$	44	59	73	84	93	100	106	110	112	125	
	$M_{cx} = 0,001 q l_x^2 x$	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	
	$M_{cx} = 0,001 q l_x^2 x$	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	
	$M_{bx} = -0,001 q l_x^2 x$	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	
	$M_{cx} = 0,001 q l_x^2 x$	28	28	26	23	22	19	17	16	16	13	
	$M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$	68	85	98	107	113	118	120	122	122	125	
	$M_{bx} = -0,001 q l_x^2 x$	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	
	$M_{cx} = 0,001 q l_x^2 x$	32	37	40	41	41	39	37	35	35	25	
$M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$	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	
	$M_{cx} = 0,001 q l_x^2 x$	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	
	$M_{cx} = 0,001 q l_x^2 x$	37	41	42	41	40	38	36	34	33	25	
	$M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$	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	
	$M_{cx} = 0,001 q l_x^2 x$	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	
	$M_{cx} = 0,001 q l_x^2 x$	26	28	27	25	22	21	20	19	18	13	
	$M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$	55	74	89	99	106	114	117	119	120	125	
$M_{bx} = -0,001 q l_x^2 x$	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	
	$M_{cx} = 0,001 q l_x^2 x$	21	19	17	14	12	11	10	10	10	8	
	$M_{by} = -0,001 q l_y^2 x$	60	71	77	80	83	83	83	83	83	83	
	$M_{bx} = -0,001 q l_x^2 x$	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 sección central paralela a 1, para la pieza flectando en la dirección y.

M_{cx} = Momento positivo, por unidad de longitud, en la sección central paralela a 4, para la pieza flectando en la dirección x.

M_{by} = Momento negativo, por unidad de longitud, en los bordes I para la pieza flectando en la dirección y.
 M_{bx} = Momento negativo, por unidad de longitud, en los bordes ~ para la pieza flectando en la dirección x.
 q = Carga uniforme por m².

Comentarios

Cuando la relación entre los lados mayor y menor de la placa está comprendida entre 1 y 2,5, este elemento estructural se comporta en la práctica como placa propiamente dicha, es decir, presentando flexiones de magnitudes más o menos comparables en las dos direcciones perpendiculares. En cambio, cuando el valor de esta 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 54.2.

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

54.3. Disposición de armaduras

Para absorber tanto los momentos positivos como los negativos se dispondrán las oportunas armaduras con arreglo a lo indicado en la figura 54.3.

Se tendrán en cuenta, además, las prescripciones siguientes:

ARMADURA POSITIVA PARALELA A 1x
 A ly

ARMADURA POSITIVA PARALELA

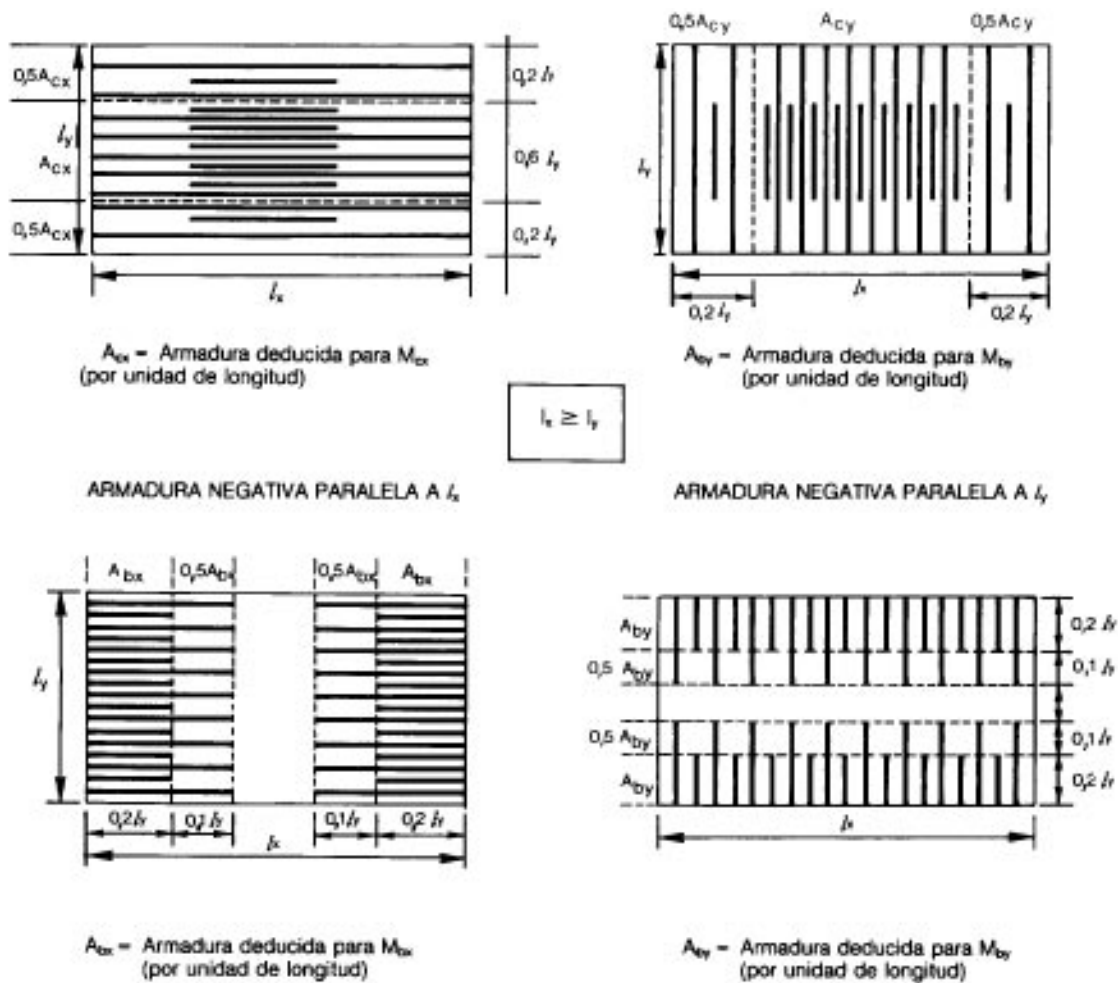


Figura 54.3.

- a) En las placas con dos bordes adyacentes simplemente apoyados, la esquina por ellos formada deberá armarse de modo adecuado para absorber los esfuerzos de torsión correspondientes. A tal efecto se suplementarán las armaduras deducidas para los momentos flectores principales, de manera que, en la esquina, una zona cuadrada de lado igual a la quinta parte del lado menor de la placa resulte uniformemente armada con dos mallas ortogonales iguales, colocadas una en la cara superior y otra en la inferior, debiendo ser la cuantía de las barras de cada una de estas mallas, en cada dirección, igual o superior al 75 por 100 de la armadura necesaria para resistir el mayor de los momentos principales de la placa, deducidos de acuerdo con las prescripciones del 54.2 anterior.
- b) Cuando sea de aplicación el punto b) del 54.2 anterior, las armaduras correspondientes se dispondrán a partir de cada lado menor simplemente apoyado, con una longitud igual a:
- para las armaduras negativas, la quinta parte del lado menor de la placa
 - para las armaduras positivas, la mitad del lado menor de la placa.

Comentarios

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

ley de momentos flectores correspondientes.

En este tipo de placas, las esquinas formadas por dos bordes adyacentes simplemente apoyados tienden a levantarse, con alabeo, bajo la actuación

de la carga. Si la esquina está anclada -lo que es recomendable para asegurar la continuidad del apoyo-, las torsiones que en ellas se producen pueden ser más importantes que si no lo está. En uno y otro

caso, la armadura definida en el punto a) del apartado que se comenta resulta, en general, suficiente para absorber los esfuerzos engendrados y evitar la fisuración.

54.4. Reacciones en los apoyos

Los valores que deben considerarse para las reacciones verticales, a lo largo de los bordes de apoyo de la placa, son los siguientes (ver fig. 54.4):

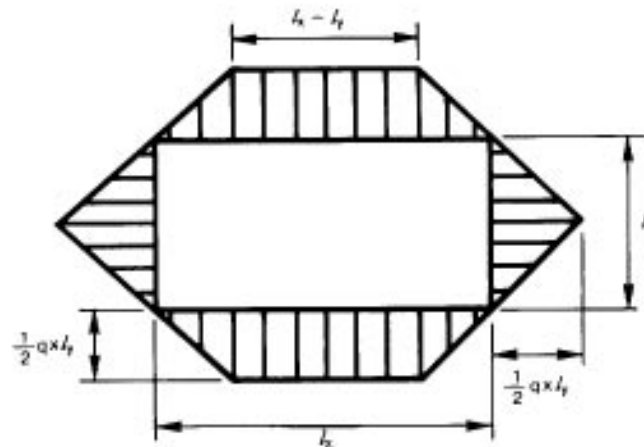


Figura 54.4.

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

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

Comentarios

La distribución de reacciones establecida en el apartado que se comenta constituye una simplificación, a efectos de cálculo,

que proporciona resultados suficientemente aproximados a los reales.

Artículo 55° Placas sobre apoyos aislados

55.1. Campo de aplicación

Se refiere este artículo a las estructuras de una o varias plantas, constituidas por placas macizas o aligeradas con nervios en dos direcciones perpendiculares, que no poseen, en general, vigas para transmitir las cargas a los apoyos y descansan directamente sobre soportes de hormigón armado con o sin capitel.

Comentarios

Quedan comprendidas dentro de este artículo, por tanto, las placas macizas de canto constante o ligeramente variable, y

las aligeradas con cabeza de compresión de espesor constante o ligeramente variable y nervios en ambas direcciones.

55.2. Definiciones

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

Abaco: Zona de una placa alrededor de un soporte o de su capitel, que se resalta o si se trata de placa aligerada se maciza sin o con resalto. En las placas macizas puede no existir, y si existe, puede ir acompañado de capitel. En las placas aligeradas su existencia es preceptiva, pudiendo ir acompasado o no de capitel. (Ver fig. 55.2.a).

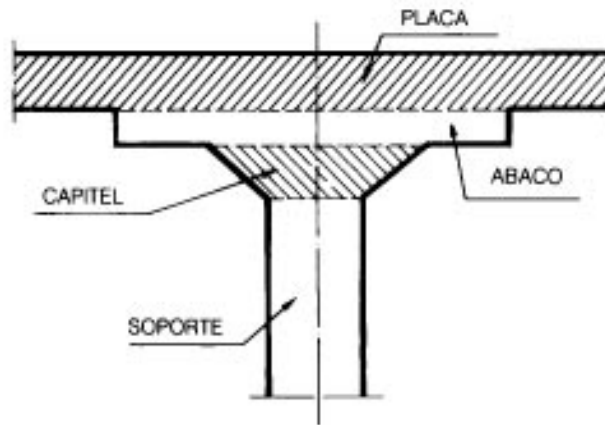


Figura 55.2.a.

Recuadro: Zona rectangular de placa, limitada por las líneas que unen los centros de cuatro soportes contiguos. Para una dirección dada, puede ser interior o exterior (ver fig. 55.2.b).

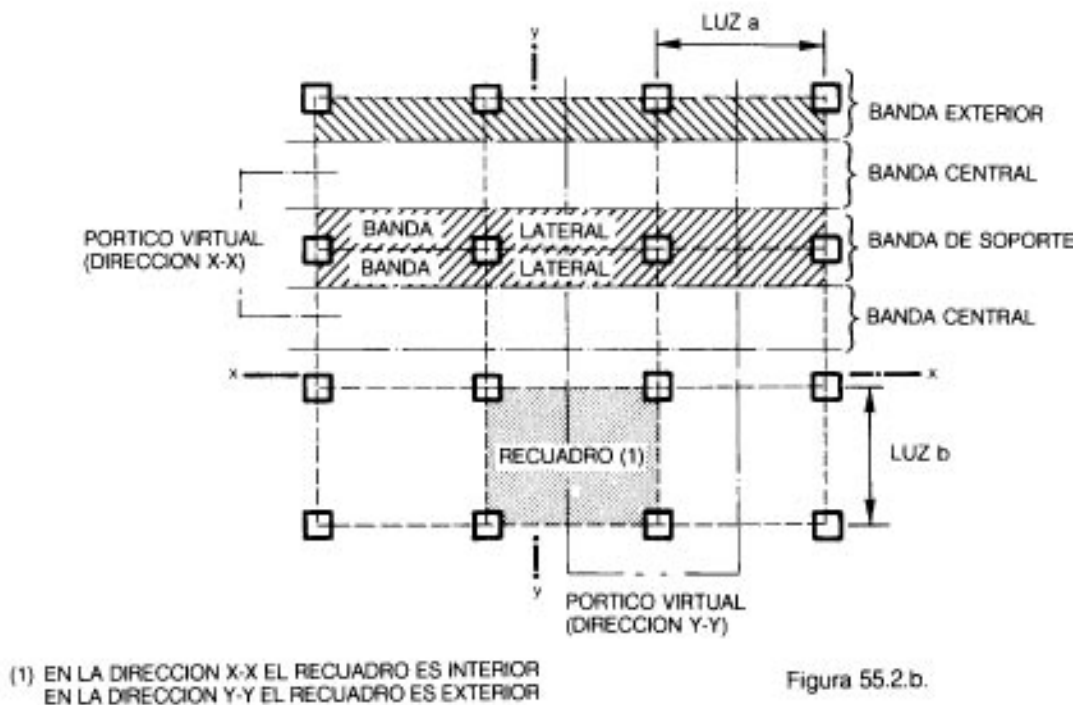


Figura 55.2.b.

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

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

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

Banda: Cada una de las franjas ideales, paralelas a la dirección del vano que se considera, en que se supone dividido un recuadro (o fila de recuadros) a los efectos de distribución de esfuerzos (ver fig. 55.2.b). Se distinguen:

Banda central: Salvo en el caso de excepción indicado en el caso 2) del 55.4, esta banda comprende la mitad central del recuadro (o fila de recuadros).

Banda lateral: Salvo en el caso de excepción indicado en el caso 2) del 55.4, esta banda es la situada lateralmente en el recuadro (o fila de recuadros), de anchura igual a $1/4$ de la luz del vano perpendicular a la banda.

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

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

Pórtico virtual: Elemento ideal que se adopta para el cálculo de la placa según una dirección dada. Está constituido por una fila de soportes y dinteles de sección igual a la de la zona de placa limitada lateralmente por los ejes más separados de los recuadros adyacentes a la fila de soportes considerada; es decir, que dicha zona comprende una banda de soportes y dos semibandas centrales, una a cada lado (ver fig. 55.2.b).

Comentarios

El uso del término «capitel» aplicado al caso de placa y soporte está totalmente generalizado. Al adoptar dicho término, resulta establecida una cierta analogía, en

cuanto a nomenclaturas, entre el actual soporte y la columna clásica. Ello justifica la adopción del término «ábaco» para designar la zona de placa regresada

alrededor del capitel como generalización

del significado de “ábaco”, elemento que corona el capitel en la arquitectura clásica.

55.3. Disposiciones relativas a las dimensiones de los distintos elementos

- Soporte: La menor dimensión de la sección transversal de soporte deberá ser no menor de 25 cm.
- Si existen nervios, su anchura no será inferior a 7 cm ni a la cuarta parte de la altura del forjado, medida sin tener en cuenta la capa de compresión.
- La capa de compresión no será inferior a 3 cm en los forjados aligerados con bloques aligerantes permanentes.
Si se utilizan moldes recuperables el espesor de la capa de compresión, además de la limitación anterior, deberá cumplir la de no ser inferior al décimo de la luz libre entre paramentos laterales de los nervios (fig. 55.3).

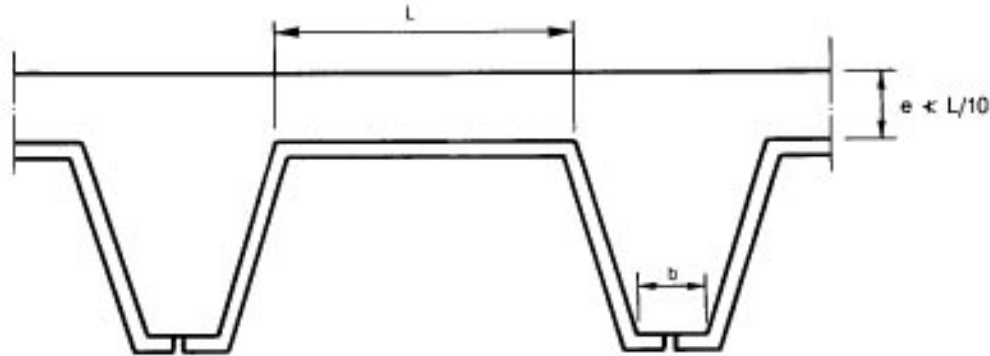


Figura 55.3

- Como relaciones canto/luz, se utilizarán, como mínimo, las siguientes:
 - Placas macizas sin ábacos: 1/32.
 - Placas macizas, con ábacos que cumplan las condiciones de 55.4.d: 1/35.
 - Placas aligeradas: 1/28.

Comentarios

Las limitaciones prescritas en este apartado para las dimensiones de los distintos elementos son las que aconseja la experiencia actualmente existente sobre

este tipo de placas. El cumplimiento de dichas prescripciones permite al proyectista utilizar el método simplificado de cálculo que se incluye en 55.4.

55.4. Método de cálculo basado en los pórticos virtuales

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

- La malla definida en planta por los soportes, será sensiblemente ortogonal. Se entiende por malla sensiblemente ortogonal aquella en la que ningún soporte se desvíe más del 10 por 100 de la luz normal al pórtico, respecto a la línea de ejes que lo define (fig. 55.4.a).

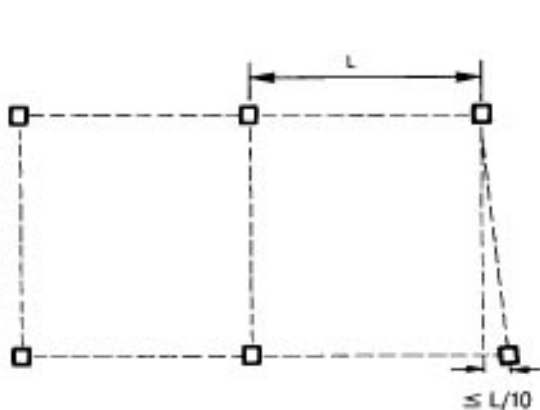


Figura 55.4.a.



Figura 55.4.b.

b) Capitel: Los paramentos del capitel formarán con el eje del soporte un ángulo no superior a 45°. Si no se cumple esta condición, no se considerarán como capitel desde el punto de vista resistente, las zonas periféricas que queden por fuera del límite indicado (ver fig. 55.4.b).

Designando por a' y b' las dimensiones de la sección transversal del capitel, en su unión con la placa ó 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) Ábaco: Su existencia es opcional en las placas macizas y obligatoria en las aligeradas. En estas últimas la distancia del borde del ábaco al eje del soporte, deberá ser no menor que 0,15 de la luz correspondiente del recuadro considerado. En el cálculo de la armadura necesaria para resistir los momentos negativos sobre los apoyos, se tomará como espesor del ábaco el siguiente:

- Si el ábaco no tiene resalto, el de la placa.
- Si el ábaco tiene resalto, el menor de los dos siguientes (fig. 55.4.c):
 - El espesor total del ábaco.
 - El espesor de la placa más la cuarta parte de la distancia del borde del ábaco al del soporte, o en su caso, del capitel.

$$\text{ESPESOR DE CALCULO DEL ÁBACO} \begin{cases} \text{ESPESOR TOTAL} \\ \text{ESPESOR DE LA PLACA} + \frac{d}{4} + e \end{cases}$$

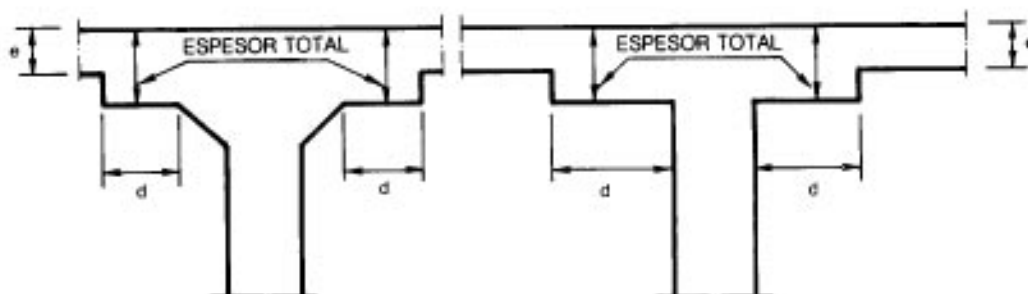


Figura 55.4.c.

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

- Ser superior a 12 cm en el caso de placas sin ábacos o si éstos no cumplen las condiciones siguientes:

1. La longitud total del ábaco en la dirección de cada vano es igual o superior al tercio de la luz de ese vano.

2. El resalto es igual o superior a la cuarta parte del espesor de la placa.

— Ser superior a 10 cm en el caso de placas con ábacos que cumplan las condiciones anteriores.

e) Placas aligeradas: El espesor de las placas, además de las limitaciones expresadas en el 55.3 deberá ser superior a 15 cm.

La separación entre ejes de nervios, no será superior a 1,00 m, debiendo ser el número de nervios en cada recuadro, en cada dirección igual o mayor que seis.

De acuerdo con las definiciones del 55.2, estas placas pueden calcularse estudiando en cada una de las dos direcciones de la placa un pórtico virtual según el 55.2. El pórtico que resulte en cada dirección se calculará para la totalidad de la carga y bajo la hipótesis que resulte más desfavorable.

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

Cuando la relación entre la máxima longitud "a" en la dirección del pórtico calculado y la máxima anchura "b" de la placa considerada sea menor o igual a $4/3$, se obtendrán los momentos para las bandas centrales, las bandas de soportes y las bandas exteriores multiplicando los momentos obtenidos en dicho pórtico tanto para los apoyos como para los centros de vano por los correspondientes coeficientes de la tabla 55.4.a, para los distintos casos de recuadro interior o exterior.

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

1. Cuando se calcula en la dirección de lado mayor, los momentos resultantes se distribuirán entre las distintas bandas que constituyen el pórtico virtual, según las proporciones indicadas en la tabla 55.4.b.

2. Cuando se calcula en la dirección del lado menor, el recuadro se considera dividido en dos bandas laterales, cada una de las cuales tiene anchura igual a la cuarta parte del lado menor, y una central de anchura igual a la diferencia entre el lado mayor y la mitad del menor (fig. 55.4.d). En el cálculo, la distribución de los momentos entre las bandas así definidas que constituyen un pórtico virtual se ejecutará según las proporciones indicadas en la tabla 55.4.a anteriormente citada.

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

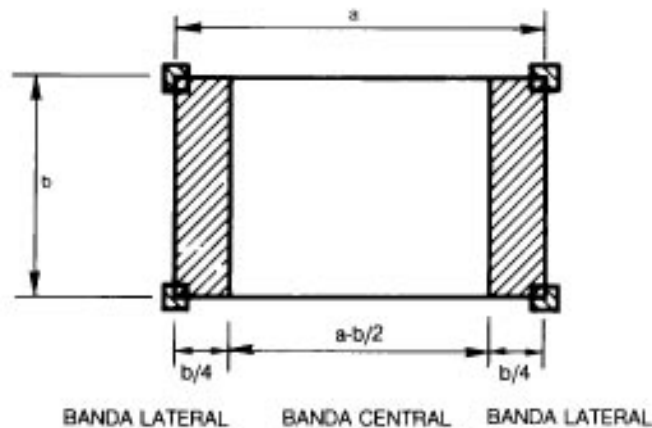


Figura 55.4.d.

TABLA 55.4.a.

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

(Aplicable cuando la relación entre la longitud "a" y la anchura "b" del recuadro es $a/b \leq 4/3$ o cuando, siendo $a/b > 4/3$, se trata del caso 2) del apartado 55.4.)

Factores en tanto por ciento para el cálculo de los momentos

	Momento s de vano	Momentos negativos		
		Apoyos interiores	Apoyos Exteriores	
			Caso A	Caso B
Banda de soportes	60	76	80	60
Banda central	40	24	20	40
Banda exterior Caso A	30	38	40	30
Banda exterior Caso B	15	19	20	15
Caso A: Placa apoyada en el borde sobre soportes sin vigas o con vigas de canto igual al de la placa. Caso B: Placa apoyada en el borde sobre muro de hormigón armado o sobre soportes con vigas de canto igual o superior a tres veces el de la placa.				

TABLA 55.4.b.

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

(Aplicable cuando, siendo la relación entre la longitud «a» y la anchura «b del recuadro es $a/b > 4/3$; se trata del caso 1) del apartado 55.4.)

Factores en tanto por ciento para el cálculo de los momentos

	Momento s de vano	Momentos negativos		
		Apoyos interiores	Apoyos Exteriores	
			Caso A	Caso B
Banda de soportes	50	66	73	50
Banda central	50	34	27	50
Banda exterior Caso A	25	33	36	25
Banda exterior Caso B	12	16	18	12
Caso A: Placa apoyada en el borde sobre soportes sin vigas o con vigas de canto igual al de la placa. Caso B: Placa apoyada en el borde sobre muro de hormigón armado o sobre soportes con vigas de canto igual o superior a tres veces el de la placa.				

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

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

Comentarios

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

En los casos ordinarios de placas rectangulares, en las que, para cada

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

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

55.5. Comprobación a punzonamiento

Se comprobará a punzonamiento la sección constituida por el conjunto de secciones verticales resistentes situadas alrededor del soporte y a una distancia igual a la mitad del canto útil de la placa, contada a partir del borde del capitel, o del soporte si no existe capitel.

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

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

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

Con los siguientes significados figura 55.5.a.

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

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

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

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

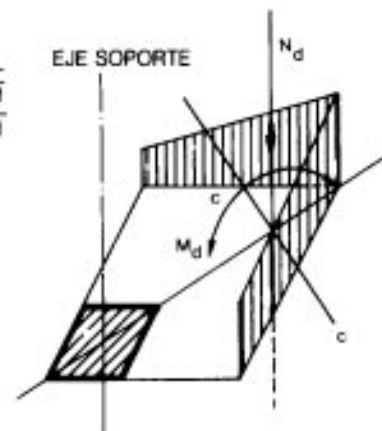
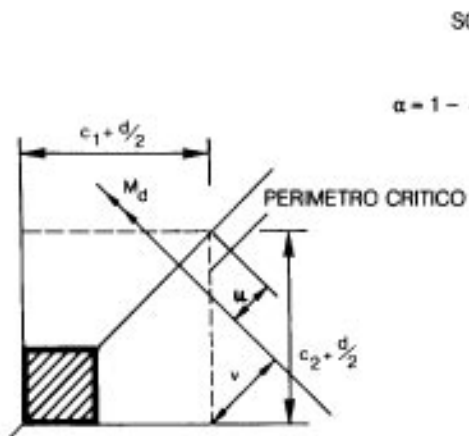
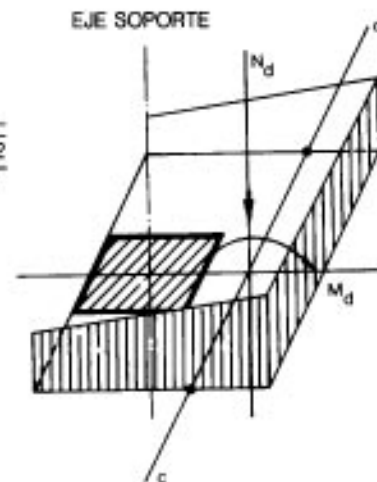
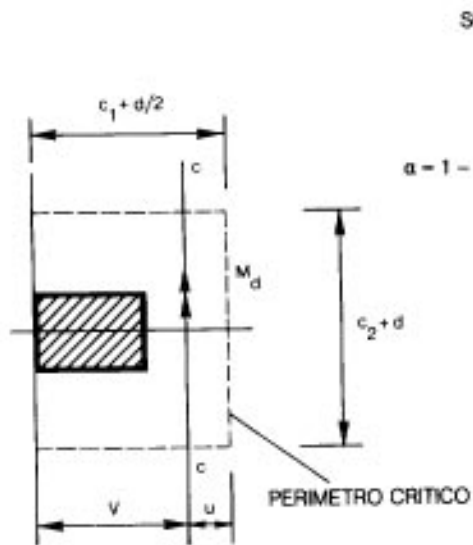
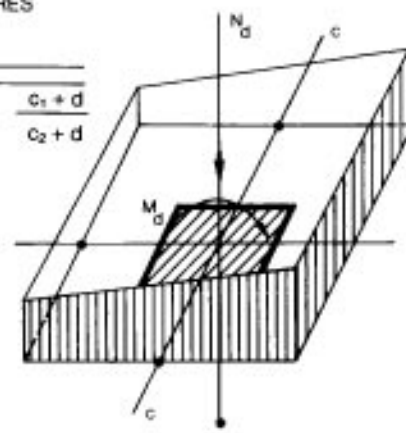
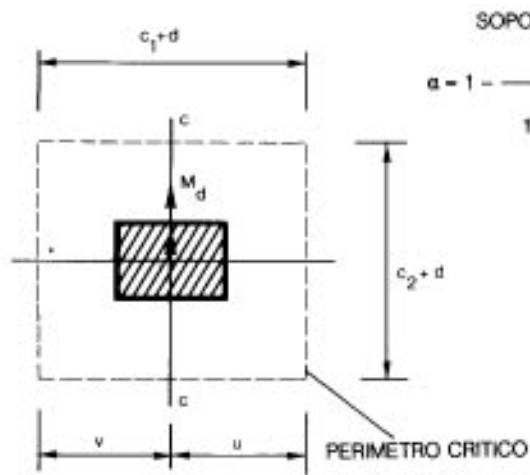


Figura 55.5.a.

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

d = Canto útil de la placa.

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

f_{cv} = Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante, según se define en 39.1.3.2.2.

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

— En los casos en que la limitación anterior no pueda cumplirse, se dispondrá una armadura de punzonamiento, formada por barras inclinadas o estribos, calculada según el 39.1.3 y dispuesta según 55.6, teniendo en cuenta que:

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

— La contribución del hormigón al punzonamiento, no superará el valor $3f_{cv} \cdot A_c$.

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

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

Comentarios

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

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

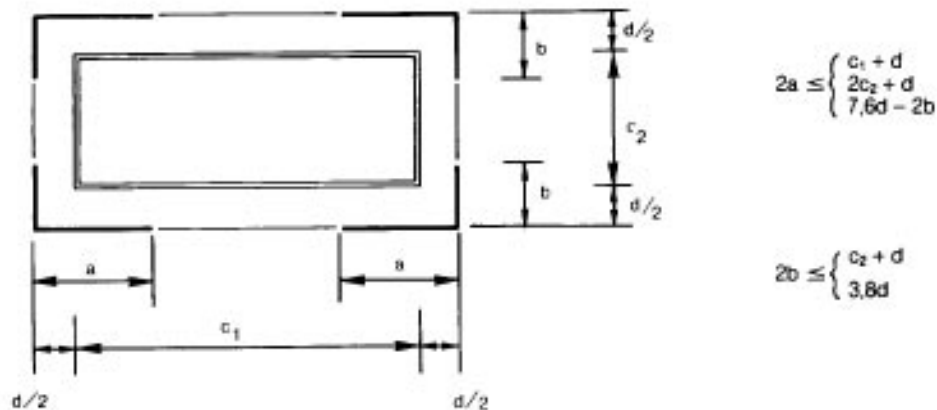


Figura 55.5.b.

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

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

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

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

Cuando se utilice el método de cálculo basado en los pórticos virtuales, M es la diferencia de momentos flectores, obtenidos en el pórtico virtual, a ambos lados de la sección que define la fibra neutra c - c de la sección a comprobar.

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

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

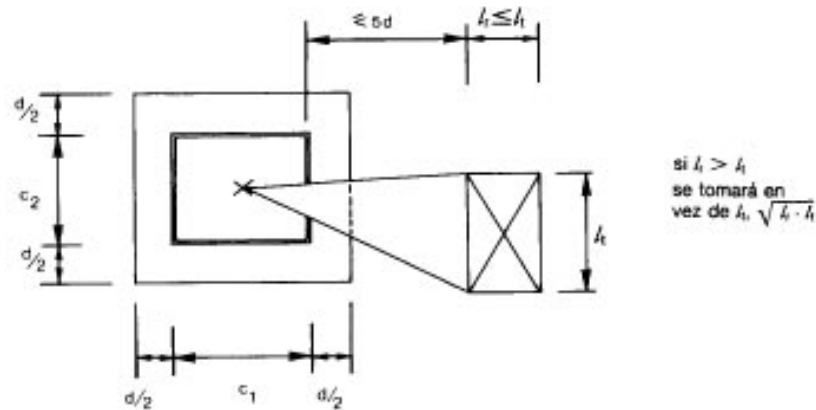


Figura 55.5.c.

55.6. Disposiciones constructivas

a) Placas macizas de canto constante

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

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

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

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

- En bandas centrales: uniformemente.
- En bandas de soporte:

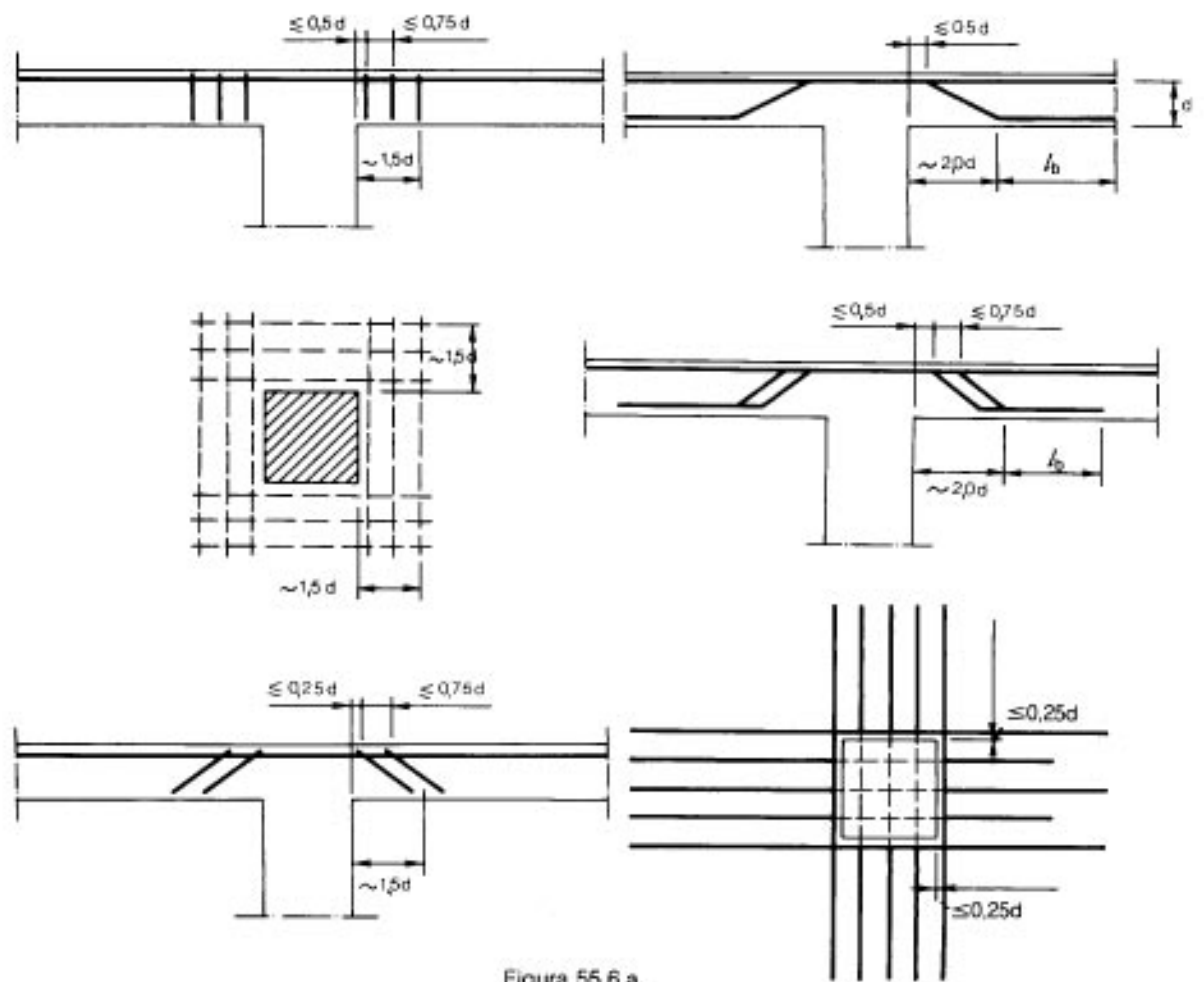


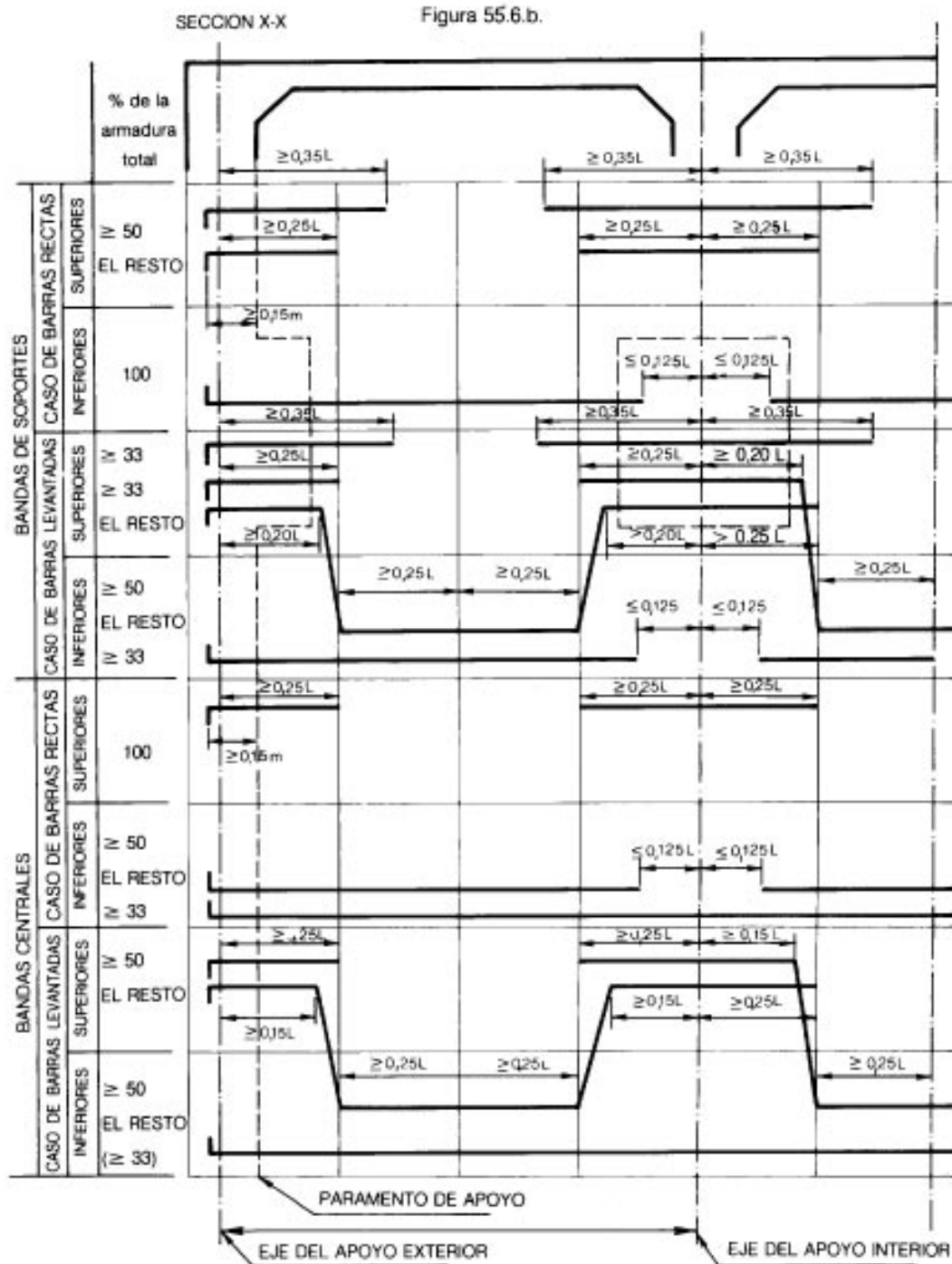
Figura 55.6.a.

- Las correspondientes a momentos flectores positivos, uniformemente.
- Las correspondientes a momentos flectores negativos; teniendo en cuenta lo indicado en 55.4.

b) Placas aligeradas

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

No obstante lo establecido en el Artículo 39° en los nervios de borde de la 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.



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

Siempre que el hormigón no cumpla la condición de seguridad al punzonamiento contenida en 55.5, será necesaria la colocación de armadura de punzonamiento constituida por cercos, verticales o inclinados, o barras dobladas. Los cercos se dispondrán alrededor del soporte en una zona de anchura no menor de $1,5 d$, 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 55.6.a. Tanto para las placas macizas como para las aligeradas deben cumplirse las disposiciones de armaduras y longitudes mínimas de anclaje que se indican en la figura 55.6.b.

Comentarios

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

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

Artículo 56° Láminas

56.1. Generalidades

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

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

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

Comentarios

Las condiciones de borde influyen particularmente en el comportamiento resistente de las láminas, comportamiento que varía no sólo con la forma de sustentación, sino, especialmente, con las

condiciones tensionales y de deformación de los elementos de borde.

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

56.2. Principios de cálculo

Para la determinación de esfuerzos y deformaciones, así como para el estudio de la estabilidad de las láminas, se recurrirá en general al cálculo elástico, siendo de aplicación todas las hipótesis generales de la elasticidad y las simplificaciones particulares, que, para el

cálculo clásico de las estructuras laminares, ha sancionado la experiencia. A tales efectos, se supondrá el 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 laminas, 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.

Comentarios

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

Conviene recordar que en 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 caldeamiento artificial por una cara o paramento.

56.3. Disposiciones relativas al hormigón

La resistencia característica del hormigón utilizado en la construcción de láminas estará comprendida entre 200 y 400 kp/cm².

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

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

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

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

Comentarios

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

Con tan pequeños espesores, cualquier error de ejecución tiene una importancia relativa apreciable, por lo que es imprescindible extremar los cuidados.

En particular debe estudiarse previamente, en cada caso, el plan de hormigonado.

56.4. Disposiciones relativas a las armaduras

Salvo justificación especial se cumplirán las siguientes disposiciones:

- a) En aquellas zonas de la lámina en que sean determinantes los esfuerzos membrana, 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:

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

En la que f_{cd} es la resistencia de cálculo del hormigón a compresión, expresada en kp/cm^2 .

- d) Si el espesor de la lámina es igual o superior a 7 cm, se dispondrán, próximas a los paramentos y en posición simétrica respecto a la superficie media, dos mallas ordinarias formadas como mínimo por alambres 0 8; a 30 cm entre si o dos mallas electrosoldadas de alambres 0 5; a 20 cm entre si. Si el espesor de la lámina es inferior a 7 cm podrán sustituirse las dos mallas mencionadas por una sola, colocada en la superficie media.

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

- e) La distancia entre armaduras principales no será superior a:
 - tres veces el espesor de la lámina si se dispone una malla en la superficie media.
 - cinco veces el espesor de la lámina si se disponen mallas junto a los dos paramentos.
- f) Los recubrimientos de las armaduras cumplirán las condiciones generales exigidas en 13.3.

Comentarios

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

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

Artículo 57º Cargas concentradas sobre macizos

57.1. Tensión de contacto localizada

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

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

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

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

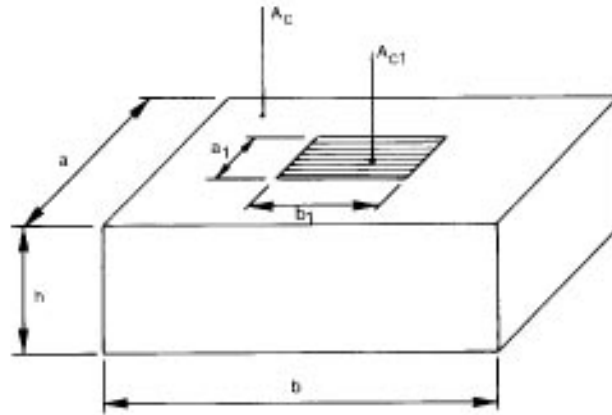


Figura 57.1.

57.2. Armaduras transversales

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

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

$$A_c = a \cdot b$$

La capacidad mecánica de las armaduras será:

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

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

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

Estas distancias se medirán perpendicularmente a la superficie A_c .

Comentarios

En la figura 57.2 aparece la distribución de esfuerzos transversales paralelos al lado "a" (idéntica distribución correspondería a los esfuerzos transversales paralelos al lado "b").

Puede prescindirse de dichas armaduras transversales, cuando la tensión máxima de tracción calculada, no sobrepase el valor: $f_{ct,k}/2$ siempre que el hormigonado se efectúe sin discontinuidades y que los efectos de retracción sean poco importantes.

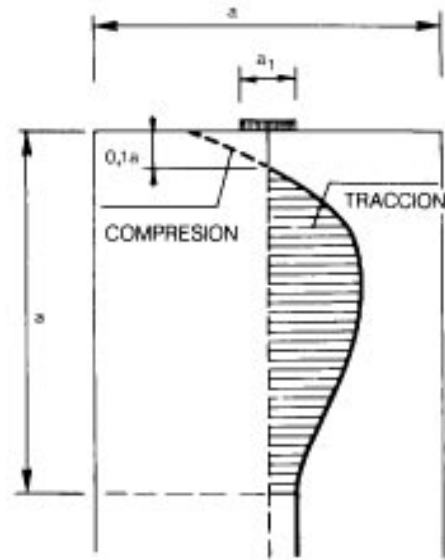


Figura 57.2.

Artículo 58° Zapatas, encepados y losas de cimentación

58.1. Generalidades

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

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

Comentarios

Aunque las disposiciones de 58.2 a 58.8 se refieren a elementos de cimentación aislados que sustentan una sola pila, pilar o muro, la mayor parte de las disposiciones

se pueden generalizar a losas o a elementos de cimentación combinados que sean soporte de varios pilares y/o muros.

58.2. Cargas y reacciones

Los elementos de cimentación se dimensionarán para resistir las cargas actuantes y las reacciones inducidas, de forma que se cumplan las disposiciones de esta Instrucción y más concretamente las correspondientes al Artículo 58º. Para ello será preciso que las solicitaciones actuantes sobre el elemento de cimentación se transmitan íntegramente al terreno o a los pilotes en que se apoya.

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

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

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

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

Comentarios

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

Los valores de la presión admisible del terreno o de la carga admisible de los pilotes, vendrán fijados por la teoría y práctica de la Mecánica del Suelo. El valor de la presión de esquina del terreno o de la reacción del pilote extremo, en el caso de cargas excéntricas, incluyendo la acción del viento, será inferior al valor admisible en punta. Análogamente, la reacción máxima del terreno o de los pilotes, debida a la combinación de todas las cargas posibles, incluyendo el viento y sismo, no

excederá de los valores admisibles que contemplan las diferentes Normas y Reglamentos cuando se consideran las acciones sísmicas.

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

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

En el caso de encepados sobre pilotes se podrá prescindir del peso propio del encepado para el cálculo de las reacciones en los pilotes y para el cálculo de las

solicitaciones sobre el encepado, si se puede considerar que, de forma permanente, el encepado estará siempre

en contacto con el terreno contra el que fue hormigonado.

58.3. Tipos de encepados y zapatas

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

- tipo I. (fig. 58.3.a y 58.3.b) Incluye los casos en que el vuelo máximo en encepados está comprendido entre los límites 0,5 h y 1,5 h y en zapatas entre los límites 0,5 h y 2 h.
- tipo II. Incluye los casos en que el vuelo máximo es inferior a 0,5 h.
- tipo III. Incluye los casos en que el vuelo máximo en zapatas es superior a 2 h y en encepados a 1,5 h.

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

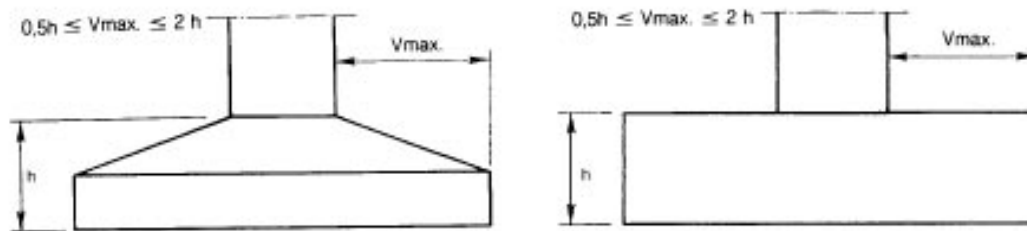


Figura 58.3.a.

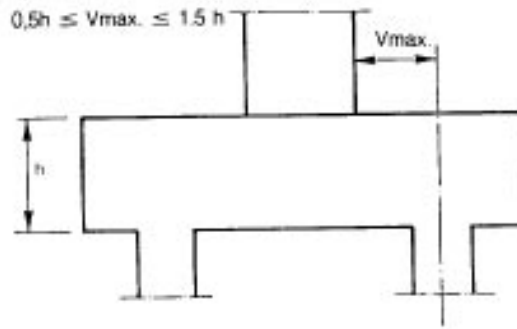


Figura 58.3.b.

58.4. Encepados y zapatas tipo I

Este apartado se refiere al proyecto de zapatas y encepados del tipo 1.

Comentarios

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

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

58.4.1. Cálculo a flexión

58.4.1.1. Sección de referencia S_1

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

Es plana, perpendicular a la base de la zapata o encepado y tiene en cuenta la sección total de la zapata o encepado. Es paralela a la cara del soporte o del muro y está situada detrás de dicha cara a una distancia igual a $0,15 a$, siendo “a” la dimensión del soporte o del muro medida ortogonalmente a la sección que se considera. El canto útil de esta sección de referencia se tomará igual al canto útil de la sección paralela a la sección S_1 situada en la cara del soporte o del muro (fig. 58.4.1.1.a). Este canto útil no excederá de 1,5 veces el vuelo “v”, de la zapata o del encepado, medido perpendicularmente a esta sección; si ocurriese lo contrario el canto útil se tomará igual a $1,5 v$.

En el caso de encepados sobre pilotes, el valor de “v” es la distancia desde el eje del pilote más alejado a la cara del soporte o del muro paralela a la sección S_1 (fig. 58.4.1.1.b).

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

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

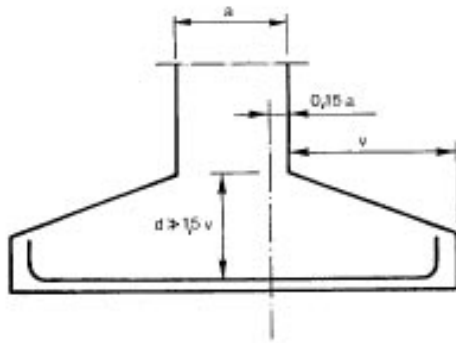


Figura 58.4.1.1.a.

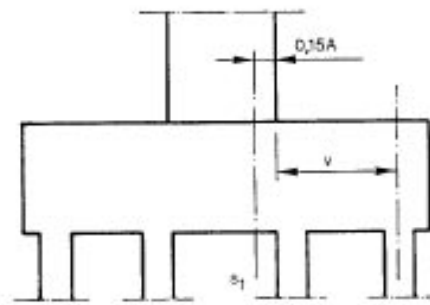


Figura 58.4.1.1.b.

Comentarios

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

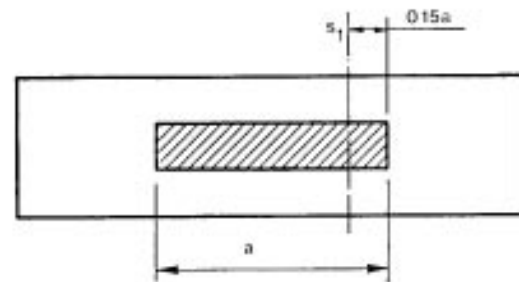


Figura 58.4.1.1.c.

58.4.1.1.1. Cálculo del momento flector

El momento máximo que se considerará en el cálculo de las zapatas y encepados tipo I, es el que se produce en la sección de referencia S_1 definida en el apartado anterior (fig. 58.4.1.1.1).

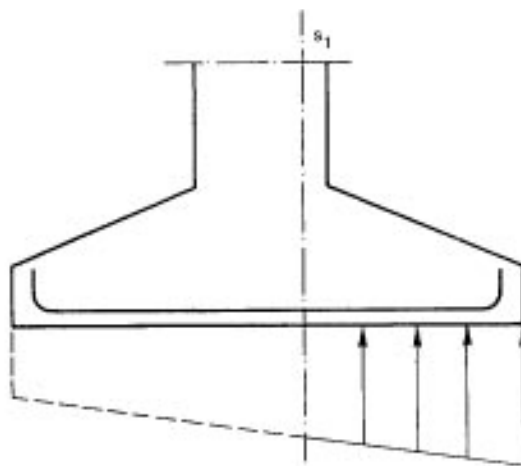


Figura 58.4.1.1.1.

58.4.1.1.2. Determinación de la armadura

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

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

Comentarios

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

58.4.1.1.3. Disposición de la armadura

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

Comentarios

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

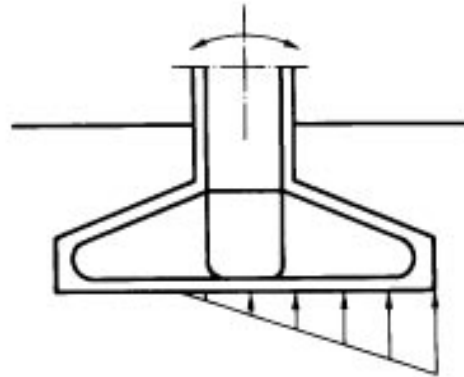


Figura 58.4.1.1.2.

las barras rectas sin doblar, en el borde de la zapata.

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

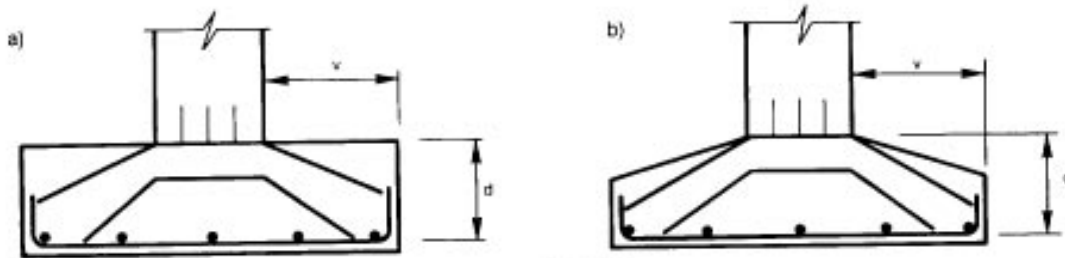


Figura 58.4.1.1.3.

58.4.1.2. Zapatas apoyadas sobre el terreno

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

En zapatas rectangulares, la armadura paralela al lado mayor de la base de la zapata de longitud a' , se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho b' de la base de la zapata. La armadura paralela al lado menor b' se deberá colocar de tal forma que, una fracción del área total A igual a $2 b'/(a'+b')$ se coloque uniformemente distribuida en una banda central coaxial con el soporte, de anchura igual a b' . El resto de la armadura se repartirá uniformemente en las dos bandas laterales resultantes (fig. 58.4.1.2.a).

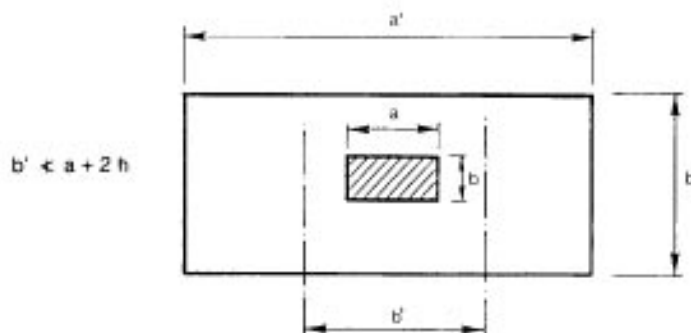


Figura 58.4.1.2.a.

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

a = lado del soporte o del muro paralelo al lado mayor de la base de la zapata

h = canto total de la zapata.

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

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

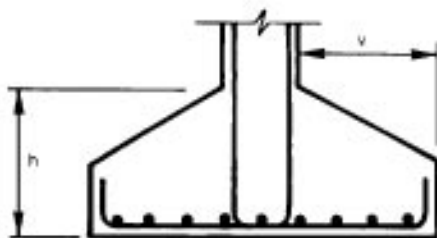


Figura 58.4.1.2.b.

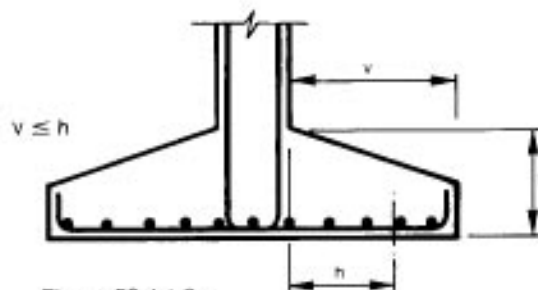
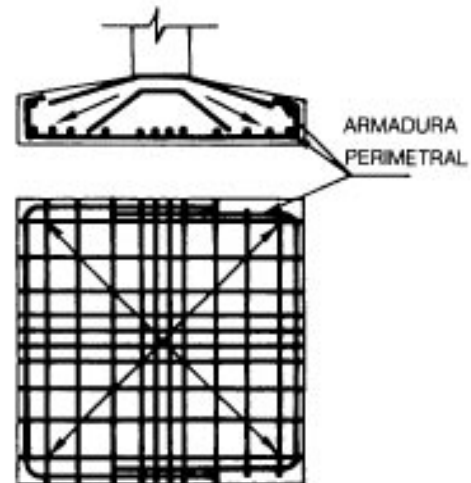


Figura 58.4.1.2.c.

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

Comentarios

En las zapatas solicitadas con cargas portantes apreciables se recomienda colocar, además, una armadura perimetral de tracción que zunche el perímetro de la base del tronco de cono o



de pirámide de las bielas de compresión (fig. 58.4.1.2.d).

58.4.1.3. Encepados sobre pilotes

58.4.1.3.1. Encepados sobre dos pilotes

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

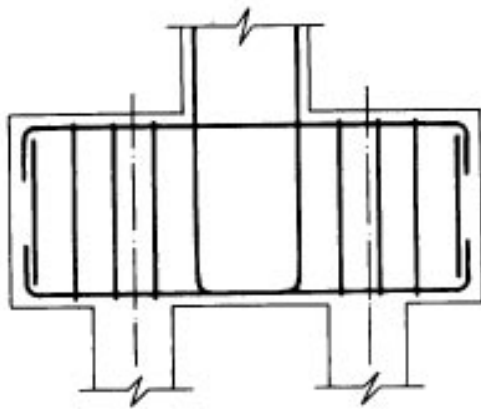


Figura 58.4.1.3.1.a.

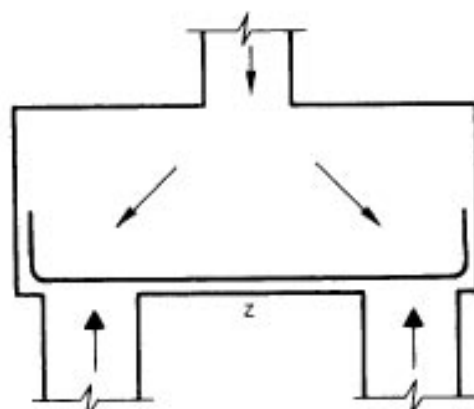


Figura 58.4.1.3.1.b.

Comentarios

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

El anclaje que el articulado establece para la armadura es equivalente al anclaje de la

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

58.4.1.3.2. Encepados sobre varios pilotes

58.4.1.3.2.1. Armadura principal

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

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

Comentarios

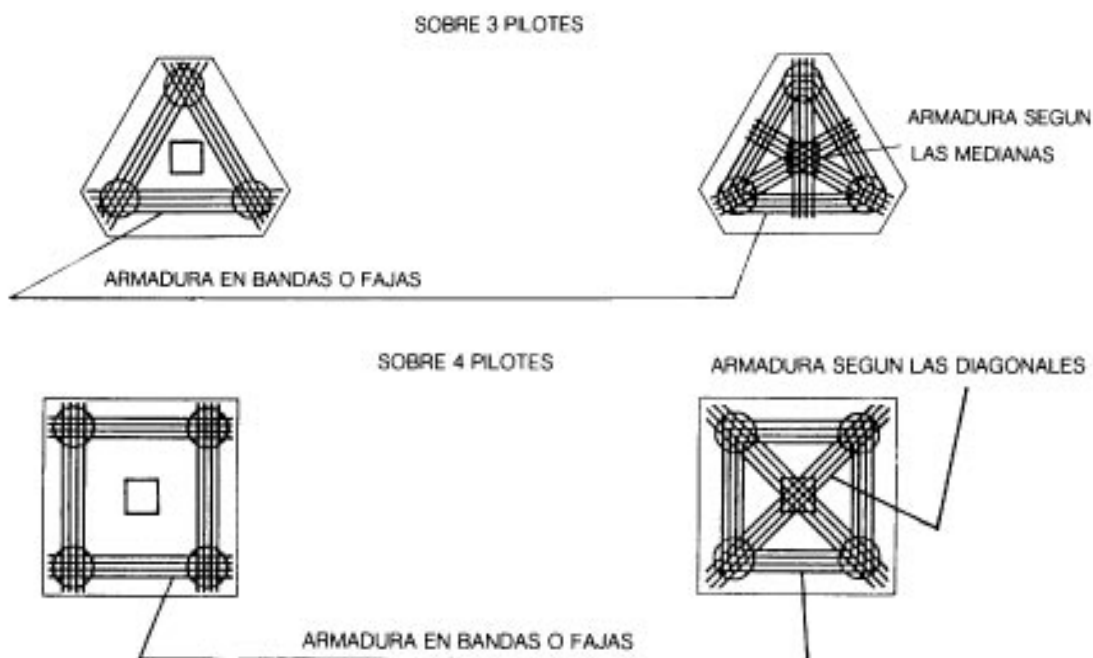
Es determinante que la armadura principal se concentre en bandas o fajas sobre los pilotes y no se distribuya uniformemente en toda el área de la base del encepado, ya que las bielas espaciales de compresión que se forman, van desde el soporte hacia los apoyos rígidos que le suponen los pilotes y allí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

En encepados solicitados con cargas portantes apreciables, se recomienda disponer, además, una armadura perimetral de tracción que zunche el conjunto de las bielas espaciales de

compresión que se forman evitando así la fisuración prematura de las caras laterales del encepado.

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

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



SOBRE 5 PILOTES



SOBRE 6 PILOTES



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

Con cargas portantes apreciables es conveniente disponer una armadura de suspensión de la armadura principal, ya

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

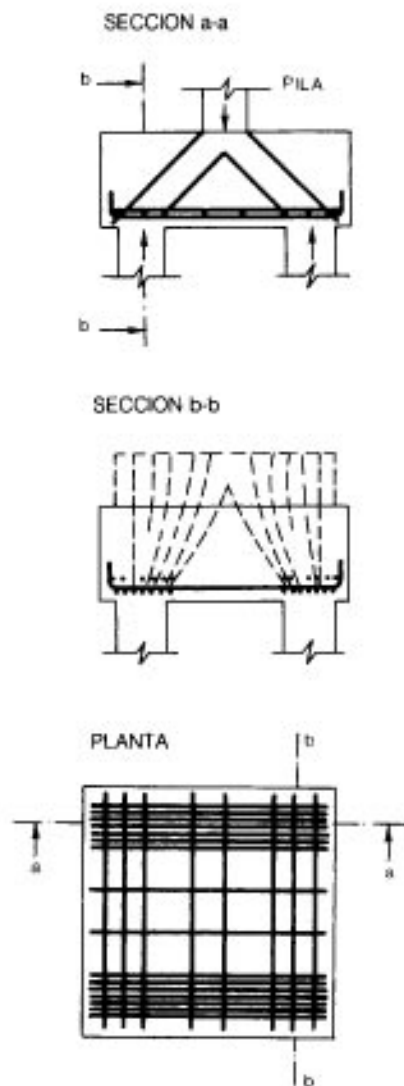


Figura 58.4.1.3.2.1.b.

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

N = reacción del soporte, pila o pilar.

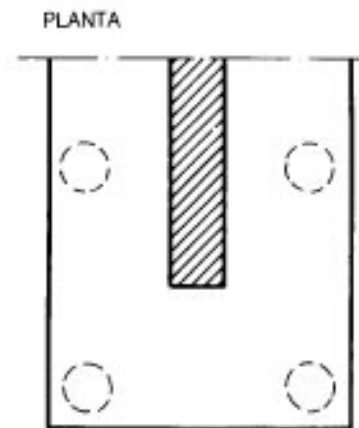
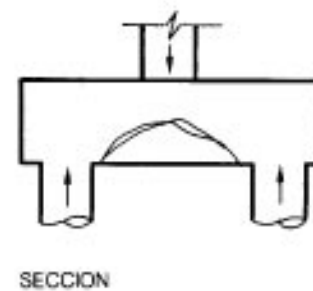
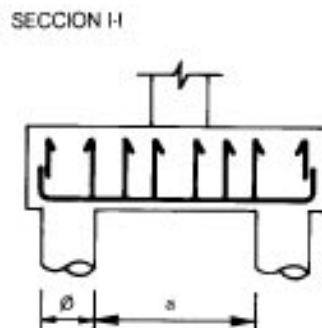
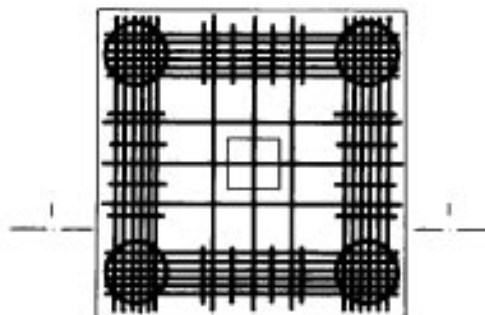


Figura 58.4.1.3.2.1.c.

n = número de pilotes.

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



CERCOS DE SUSPENSIÓN

Figura 58.4.3.2.1.d.

58.4.1.3.2.2. Armadura secundaria

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

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

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

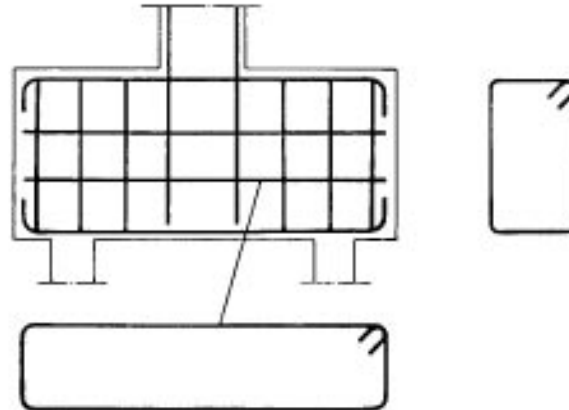


Figura 58.4.1.3.2.2.a.

El área en cm^2 de una barra de esta retícula viene dada por la expresión:

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

$A = 0,0020 \, b't$ para el caso de barras corrugadas.

En estas expresiones b' es el ancho del encepado en cm y t es la separación entre las barras de la retícula en cm, medida tanto en dirección horizontal como en vertical. Si b' fuese mayor que la mitad del canto total h , se sustituirá b' por $h/2$ en las expresiones anteriores.

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

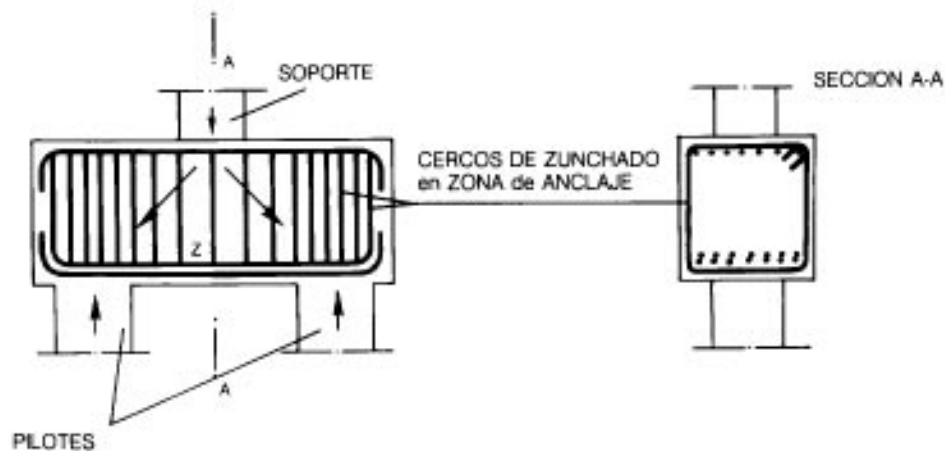


Figura 58.4.1.3.2.2.b.

Comentarios

La armadura que se detalla en el articulado está pensada para absorber las posibles torsiones que se pueden producir en el encepado por un desplazamiento accidental de los pilotes con respecto a su posición teórica. Estas posibles torsiones

se pueden soportar, parcial o totalmente, con vigas riostras, que se proyectarán como se estipula en 58.4.1.3.3, pudiendo entonces disminuirse la armadura secundaria descrita en el articulado.

58.4.1.3.3. Vigas riostras

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

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

Comentarios

Análogamente a lo mencionado en el comentario de 58.4.1.3.2.2, estas vigas riostras están pensadas para absorber las sollicitaciones originadas por las

excentricidades accidentales de los pilotes con respecto a su soporte.

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

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

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

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

siendo:

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

n = Número de barras por unidad de longitud.

u = Perímetro de cada barra.

d = Canto útil de la sección

τ_b = Tensión tangencial de adherencia

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

Para barras corrugadas $\tau_{bd} = 0,95 \sqrt[3]{f_{cd}^2}$ en la que τ_{bd} y f_{cd} vienen expresadas en kp/cm^2 .

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

Comentarios

El valor relativamente bajo de la resistencia de cálculo para la adherencia dado en el articulado, se ha tomado a partir de ensayos en zapatas cuadradas; y se puede justificar por la concentración de cargas

que se producen en el centro de las zapatas cuadradas, mientras que el valor de V_d se suele determinar suponiendo una distribución uniforme de la reacción del terreno en toda la zapata.

58.4.3. Cálculo a cortante

58.4.3.1. Sección de referencia S₂

58.4.3.1 1. Caso General

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

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

La anchura de dicha sección viene dada por:

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

donde:

b = Dimensión del soporte o del muro medida paralelamente a la sección de referencia S_2 .

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

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

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

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

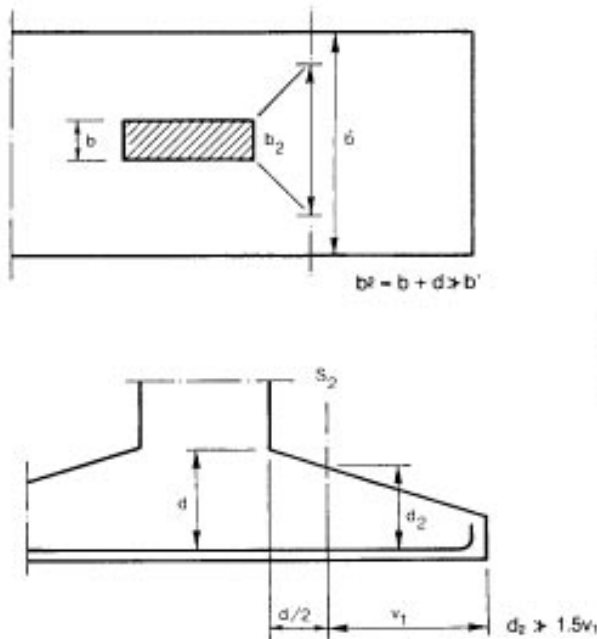


Figura 58.4.3.1.1.a.

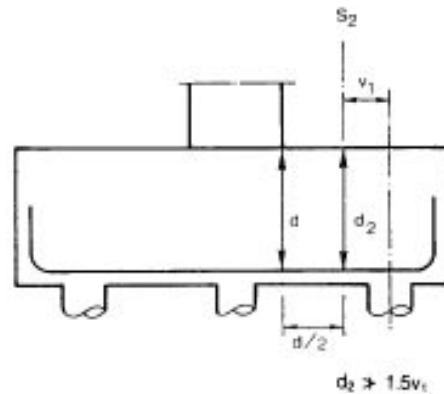


Figura 58.4.3.1.1.b.

Comentarios

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

que llevan prácticamente a las mismas disposiciones que un cálculo a punzonamiento. Ahora bien, cuando se trata de una zapata alargada sometida a una reacción del terreno no uniforme, no es

representativo admitir el valor medio del esfuerzo cortante a lo largo de toda la superficie de punzonamiento, y ha de

considerarse en la sección de referencia S_2 tal y como se define en el articulado.

58.4.3.1.2. Caso de zapatas alargadas

Se considera que una zapata es alargada cuando el vuelo v_1 medido a partir de la cara del soporte, es superior a vez y media el ancho de la zapata, medido este último en dirección perpendicular al vuelo (fig. 58.4.3.1.2).

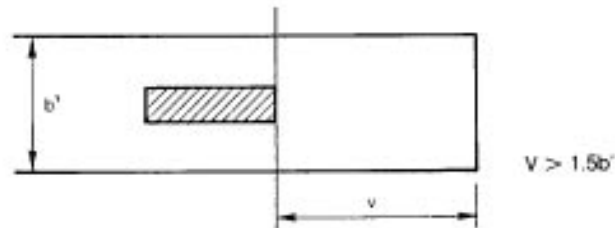


Figura 58.4.3.1.2.

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

Comentarios

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

Se recuerda que estas zapatas habrán de cumplir las limitaciones geométricas generales definidas en 58.8.

58.4.3.1.3. Caso de encepados sobre pilotes próximos al soporte

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

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

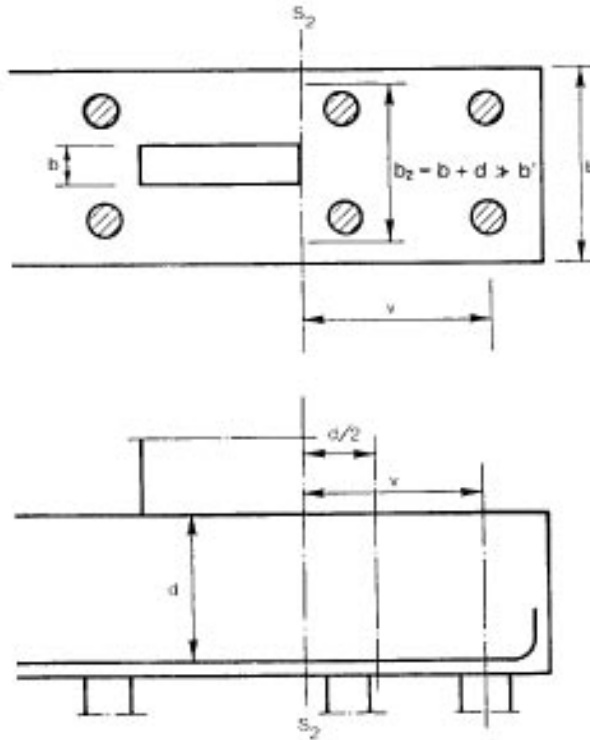


Figura 58.4.3.1.3.

58.4.3.2. Cálculo del esfuerzo cortante

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

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

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

58.4.3.3. Valor de cálculo del cortante

58.4.3.3.1. Zapatas apoyadas sobre el terreno

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

$$V_{d2} \leq 2 b_2 d_2 f_{cv}$$

en donde:

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

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

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

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

58.4.3.3.2. Encepados sobre pilotes

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

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

en donde:

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

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

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

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

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

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

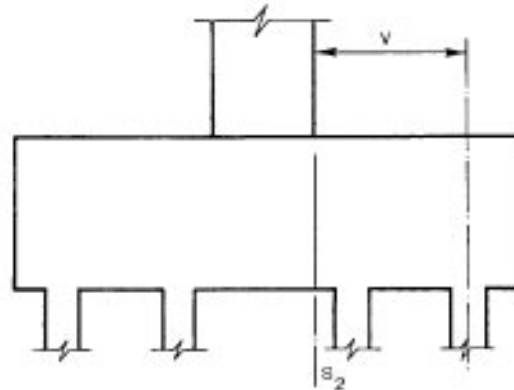


Figura 58.4.3.3.2.

58.4.3.3.3. Resistencia local a cortante

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

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

en donde:

$\varnothing$ = Es el diámetro del pilote en el caso de pilotes de sección circular o el diámetro del pilote circular de igual área en el caso de pilotes de sección de forma cualquiera.

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

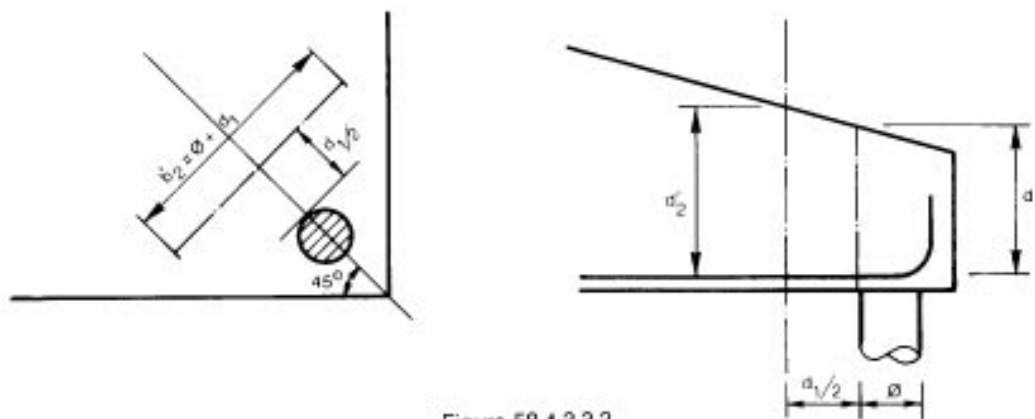


Figura 58.4.3.3.

El canto útil d'_2 de la sección de comprobación, es el canto útil que tiene el encepado en la sección que se considera.

El esfuerzo cortante de cálculo V_d en la sección de comprobación así definida, habrá de cumplir la limitación siguiente:

$$V_d \leq 1,70 \cdot b'_2 \cdot d'_2 \cdot f_{cv}$$

En esta expresión las unidades a emplear serán kp y cm.

Este apartado no es de aplicación en el caso de los encepados sobre dos pilotes.

58.5. Encepados y zapatas tipo II

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

Estas zapatas y encepados se diseñarán de acuerdo con el Artículo 61º

58.6. Encepados y zapatas tipo III

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

58.6. 1. Cálculo a flexión

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

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

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

En elementos de cimentación rectangular, armados en dos direcciones, la armadura paralela al lado mayor de la losa de longitud a' , se podrá distribuir uniformemente en todo el ancho b' de la base de la losa. La armadura paralela al lado menor b' se deberá colocar de tal forma que una fracción del área total A_s igual a $2 b'/(a' + b')$ se coloque uniformemente

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

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

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

h es el canto total de la losa.

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

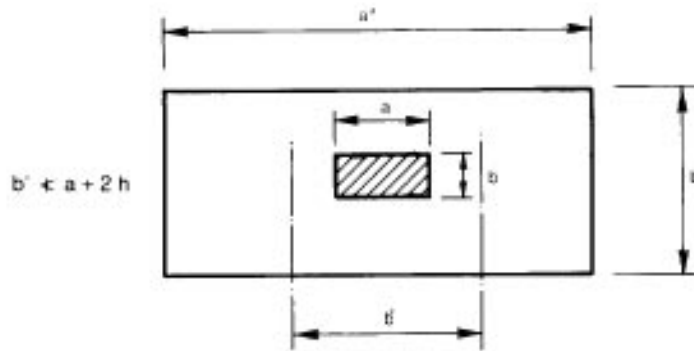


Figura 58.6.1.

Comentarios

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

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

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

58.6.2. Cálculo a cortante

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

Comentarios

Esta Instrucción diferencia el comportamiento frente a cortante entre una losa de cimentación larga y estrecha que actúa esencialmente como una viga y una losa de cimentación trabajando a flexión en dos direcciones, en la que el fallo puede

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

58.6.2.1. Cálculo como elemento lineal

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

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

plana, perpendicular a la base de la zapata o encepado y tiene en cuenta la sección total de dicho elemento de cimentación.

Comentarios

En este caso, se considera a la zapata o al encepado como una viga ancha convencional con una fisura potencial

58.6.2.2. Cálculo a punzonamiento

inclinada que se extiende en un plano a todo el ancho de la losa.

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

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

En la sección de referencia así definida, la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante que se considerará es el valor $2 f_{cv}$. Si superase este valor será preciso disponer armadura de punzonamiento. Aunque se disponga esta armadura, el valor de la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante no podrá sobrepasar de $3 f_{cv}$.

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

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

Comentarios

En este caso se considera a la zapata o al encepado trabajando en dos direcciones, con una fisura potencial inclinada a lo largo de una superficie de un tronco de cono o de pirámide alrededor de la carga concentrada o de la reacción.

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

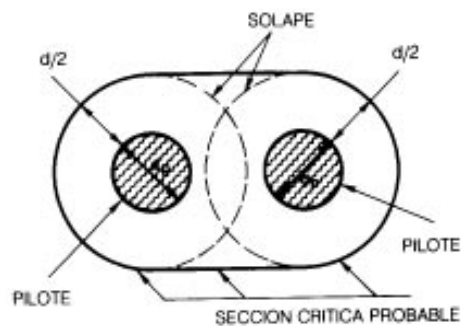


Figura 58.6.2.2.

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

58.6.3. Comprobación a adherencia

Se comprobará la adherencia de acuerdo con lo establecido en el Artículo 42º

58.7. Zapatas de hormigón en masa

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

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

Es plana, perpendicular a la base de la zapata y tiene en cuenta la sección total de la zapata. Es paralela a la cara del soporte o del muro y está situada detrás de dicha cara a una distancia igual a $0,15 a$, siendo «a» la dimensión del soporte o del muro medido ortogonalmente a la

sección que se considera. El canto total h de esta sección de referencia se tomará igual al canto total de la sección paralela a la sección S_1 situada en la cara del soporte o del muro. En todo lo anterior se supone que el soporte o el muro es un elemento de hormigón; si no fuera así la magnitud $0,15 a$ se sustituirá por:

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

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

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

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

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

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

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

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

Comentarios

De acuerdo con lo establecido en el articulado, no será necesario efectuar ninguna comprobación a cortante ni a punzonamiento, en las zapatas apoyadas sobre el terreno cuyo vuelo, medido desde la cara del pilar, en las dos direcciones

principales, sea inferior a la mitad de su canto total.

En el articulado de 58.3 se prohíbe proyectar encepados de hormigón en masa apoyados sobre pilotes. Esto es debido a que como los pilotes transmiten cargas

concentradas de magnitud apreciable, si se produjera una redistribución de esfuerzos motivada por la pérdida de eficacia de un

pilote, se podría producir una situación crítica para el encepado.

58.8. Dimensiones y armadura. mínimas

58.8.1. Cantos y dimensiones mínimos

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

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

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

58.8.2. Armadura mínima longitudinal

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

Para aceros del tipo AE 215 L..... $\rho \geq 0,0020$

Para aceros del tipo AEH 400N o AEH 400F $\rho \geq 0,0018$

Para aceros con $f_y > 4.100 \text{ kp/cm}^2$ $\rho \geq 0,0018 \frac{4 \cdot 100}{f_y}$

En la fórmula anterior f_y se expresará en kp/cm^2 y ρ viene dado por:

$$\rho = \frac{A_{s1} + A_{s2} + A_{s3}}{A_c}$$

A_{s1} = Área de la sección de la armadura en tracción en cm^2/ml en la dirección en estudio.

A_{s2} = Área de la sección de la armadura en compresión en cm^2/ml en la dirección en estudio.

A_{s3} = Área de la sección de la armadura a disponer en las caras laterales en cm^2/ml en la dirección en estudio.

A_c = Área de la sección del hormigón ortogonal a las armaduras en cm^2/ml .

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

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

Comentarios

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

58.8.3. Armadura mínima transversal

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

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

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

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

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

Artículo 59º Vigas de gran canto

59.1. Generalidades

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

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

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

Comentarios

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

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

59.2. Anchura mínima

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

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

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

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

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:

$$b \geq \frac{l_o}{8} \cdot \sqrt[3]{\frac{q_d}{f_{cd} \cdot h}}$$

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

donde:

b = anchura o espesor de la viga;

h = canto total de la viga;

l_o = luz libre;

q_d = valor de cálculo por unidad de longitud de la carga uniformemente repartida.

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

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

Comentarios

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

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

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

$$b \geq \frac{\lambda^2 \cdot q_d \cdot l}{f_{cd} \cdot h} \quad \text{con} \quad \lambda = \frac{l}{16 b \sqrt{2}}$$

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

59.3. Cálculo de los esfuerzos longitudinales

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

Comentarios

Los esfuerzos debidos a deformaciones impuestas, podrán estimarse aproximadamente según las bases de la teoría de las piezas lineales, introduciendo

en los cálculos las rigideces reales de las vigas de gran canto, en el estado sin fisurar.

59.4. Armaduras longitudinales principales

59.4.1. Vigas de gran canto simplemente apoyadas

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

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

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

La armadura principal así calculada se mantendrá sin reducción de un apoyo a otro; se anclará en las zonas de apoyo, de modo que pueda equilibrarse, en una sección situada sobre el paramento del apoyo, un esfuerzo de tracción igual a los 8/10 del esfuerzo máximo para el cual se ha obtenido. Esta armadura principal se repartirá sobre una altura igual a $0,25h - 0,05l$ con $h \neq l$ medida a partir de la cara inferior de la viga de gran canto (ver fig. 59.4.1).

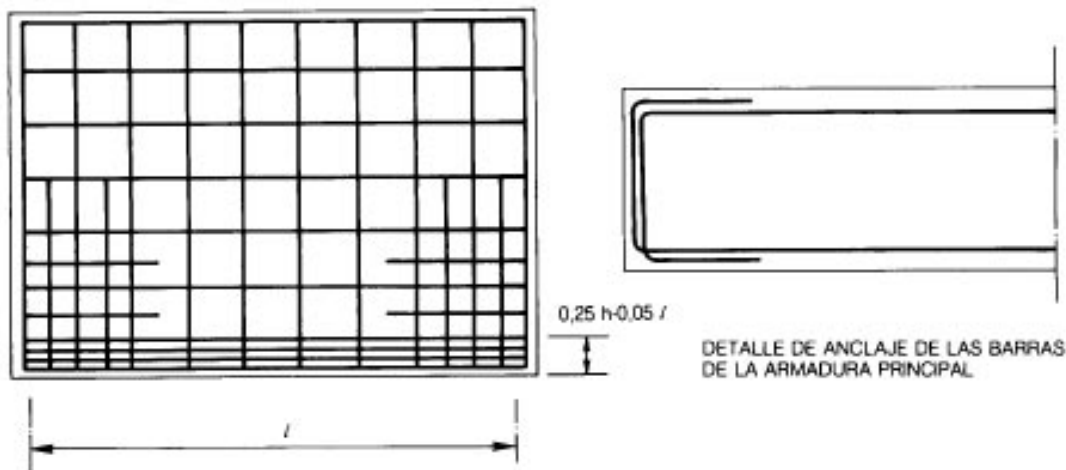


Figura 59.4.1.

59.4.2. Vigas de gran canto continuas

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

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

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

La armadura principal de tracción en el vano se dispondrá, en principio, sin reducción de sección, en toda la longitud del mismo. Su anclaje sobre apoyos de borde y su reparto en altura debe realizarse de acuerdo con 59.4.1.

La armadura principal de tracción sobre apoyos se prolongará en su mitad, sobre toda la longitud de los vanos adyacentes. 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 $0,20h$ se colocará la fracción $1/2(l/h - 1)$ 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 1 , un enrejado de armaduras ortogonales en el que las barras horizontales deben ser preponderantes.
- Entre las cotas $0,2 l$ y l , la armadura principal horizontal uniformemente repartida.

59.5. Armaduras de alma

Comentarios

Con el fin de limitar la importancia de la fisuración (que podría resultar de un gran alargamiento del acero), se da 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 la longitud igual a la luz, si esta última es inferior al canto total). En la proximidad inmediata de los apoyos, la longitud de estos estribos puede reducirse ligeramente.

59.5.1. Cargas aplicadas a la parte superior de la viga

Se dispondrá una malla de armaduras ortogonales, compuesta de estribos verticales y de barras horizontales en cada una de las caras.

La sección de las barras de la malla no será inferior a:

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

en el caso de barras lisas y

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

en el caso de barras corrugadas.

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

En la proximidad de los apoyos se colocarán barras complementarias del mismo diámetro que la armadura de alma, tal como se indica en la figura 59.5.1.

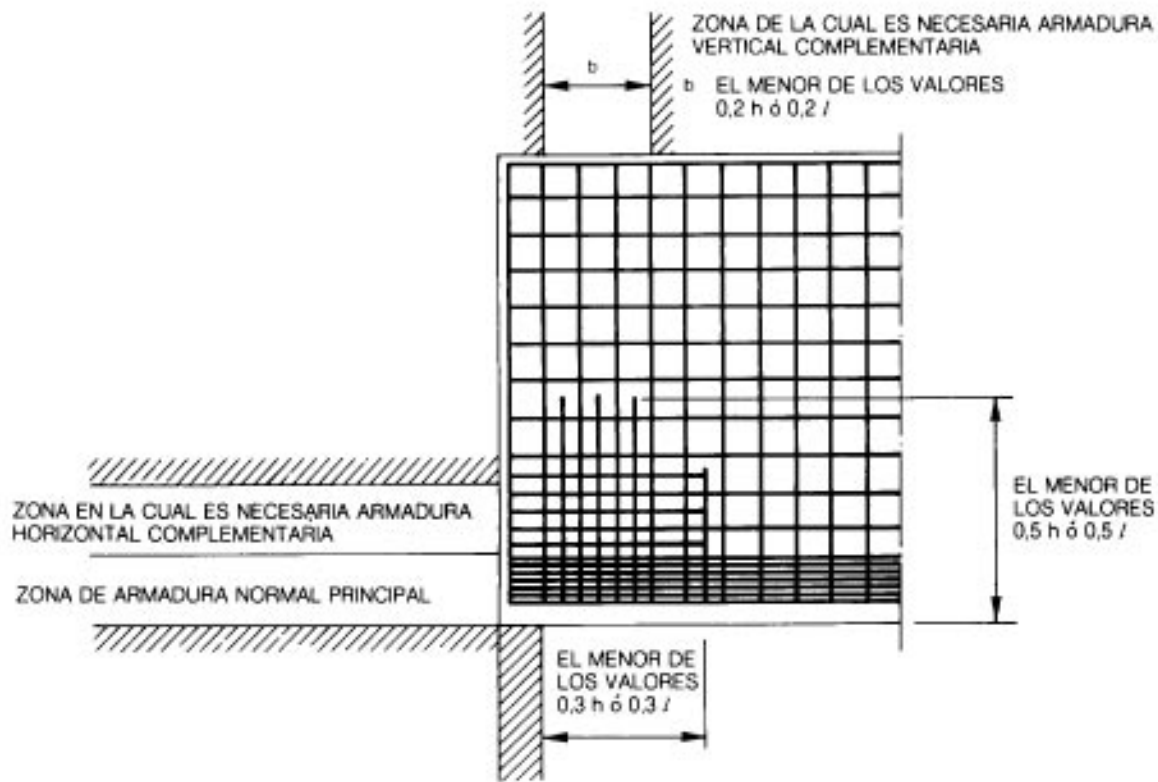


Figura 59.5 1.

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

En el caso en que el esfuerzo cortante sobrepase el 75 por 100 del valor límite indicado en 59.2, se dispondrán barras oblicuas complementadas por la red ortogonal correspondiente a la armadura de alma, capaces de absorber en su dirección un esfuerzo igual a $0,8 V_d$. Estas barras formarán cercos que envuelven la armadura principal inferior de la viga y se anclarán en la zona de apoyo.

59.5.2. Cargas aplicadas en la parte inferior de la viga

En este caso, se complementarán las armaduras indicadas en 59.5.1, incorporando unos estribos suplementarios, destinados a asegurar la transferencia de la totalidad de la carga entre su punto de aplicación y la parte superior de la viga de gran canto (fig. 59.5.2). Estos estribos deben dimensionarse de modo que su tensión de tracción no sobrepase la tensión de cálculo del acero.

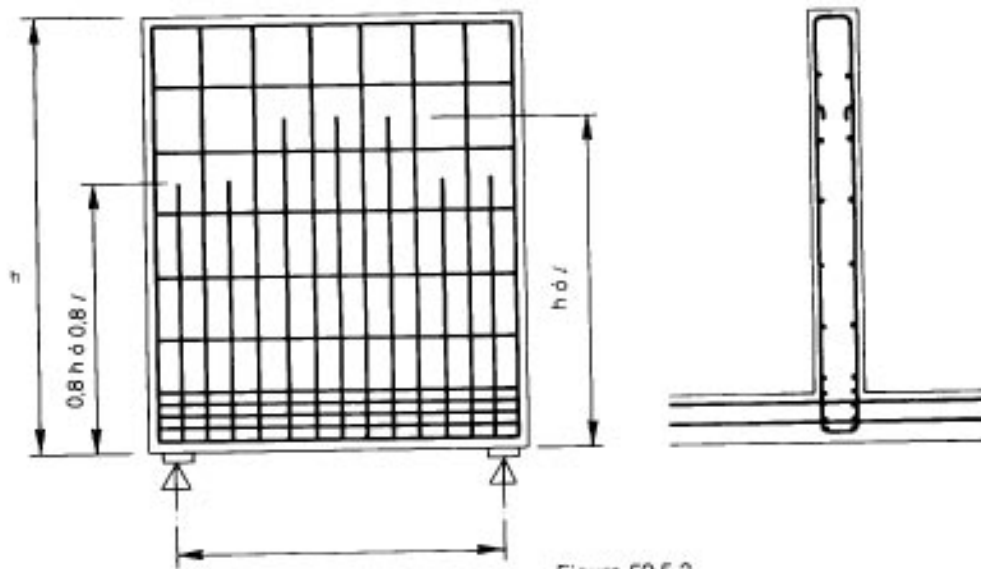


Figura 59.5.2.

59.5.3. Cargas de aplicación indirecta

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

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

59.6. Dimensionado de las zonas de apoyo

Para la obtención de las reacciones en los apoyos, se considerarán las vigas de gran canto, como vigas de relación canto/luz normal. En el caso de apoyos extremos, se aumentarán los

valores así obtenidos en un 10 por 100.

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

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

donde

b = anchura de la viga de gran canto.

a = altura del apoyo considerado, no mayor de $l/5$ de la menor de las luces adyacentes al apoyo considerado.

h_f = altura del elemento transversal.

Si la viga está rigidizada por elementos transversales de altura igual a su canto, será suficiente comprobar que se satisfacen las condiciones del 59.2 y que las tensiones máximas,

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

59.7. Cargas concentradas en la vertical de los apoyos

Si una viga de gran canto está sometida a una carga concentrada Q en la vertical de uno de sus apoyos y si ningún nervio vertical permite asegurar la transferencia de esta carga al apoyo, con unas tensiones que no sobrepasen la resistencia de cálculo será necesario disponer una armadura complementaria de alma, repartida según dos bandas horizontales y susceptible de equilibrar en cada una de estas bandas, con la resistencia de cálculo del acero, un esfuerzo de tracción igual a $Q/4$.

Esta armadura debe estar uniformemente repartida en toda la altura respectiva de cada una de estas bandas y dispuesta conforme a la figura 59.7.

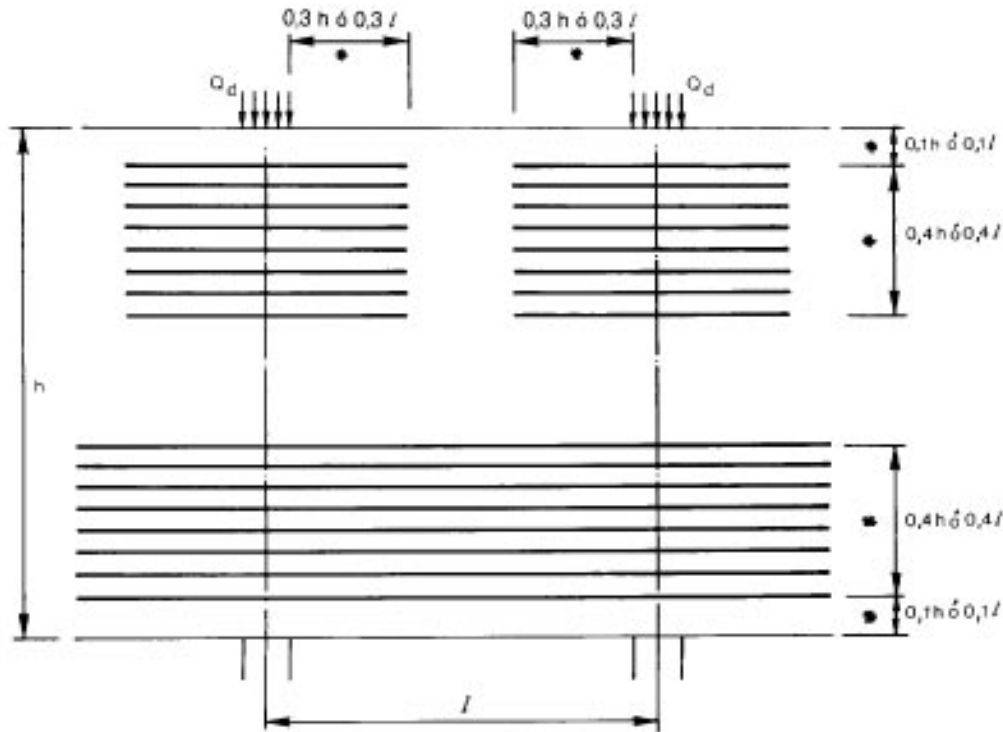


Figura 59.7. * Tomar el menor de los valores indicados

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

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

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 del paramento de apoyo y prolongada en el vano de borde en una longitud igual a la prevista para cada uno de los vanos adyacentes de un apoyo intermedio.

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

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

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

- a) El hormigón empleado poseerá una resistencia característica no inferior a 175 kp/cm².
- b) La sección de acero en perfiles no superará al 20 por 100 de la sección total del soporte.
- c) Se dispondrá un mínimo de cuatro redondos longitudinales, uno en cada esquina del soporte, y un conjunto de cercos o estribos sujetos a ellos, cuyos diámetros, separaciones y recubrimientos deberán cumplir las mismas condiciones exigidas en el caso de soportes ordinarios.
- d) Los perfiles se dispondrán de modo que entre ellos y los cercos o estribos resulte una distancia libre no inferior a 5 cm.
- e) Si en un mismo soporte se disponen dos o más perfiles, se colocarán de forma que queden separados entre sí 5 cm, por lo menos, y se arriostrarán unos con otros mediante presillas u otros elementos de conexión colocados en las secciones extremas y en cuantas secciones intermedias resulte necesario.
- f) Cuando los perfiles empleados sean de sección hueca, o se agrupen formando una sección de este tipo, deberán rellenarse de hormigón convenientemente compactado. La comprobación de compresión simple en soportes compuestos se efectuará mediante la relación

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

siendo:

N_d = Esfuerzo axial de cálculo.

N_u = Esfuerzo axial último.

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

A_s = Sección total de las barras longitudinales.

A_p = Sección total de los perfiles.

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

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

Comentarios

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

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

adecuadamente en el elemento sobre el que descansa el soporte.

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

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

Por último, los pilares circulares constituidos por un tubo metálico relleno de

hormigón y convenientemente protegido por un recubrimiento apropiado, pueden calcularse considerando el efecto favorable

de zuncho continuo que produce la camisa metálica.

Como puede observarse, se ha afectado al esfuerzo axial 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.

Artículo 61° Ménsulas cortas

61.1. Definición

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

El canto útil "d" medido en el borde exterior del área donde se aplica la carga, será igual o mayor que $0,5 d$.

Comentarios

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

61.2. Cálculo de las armaduras

61.2. 1. Esfuerzos

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

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

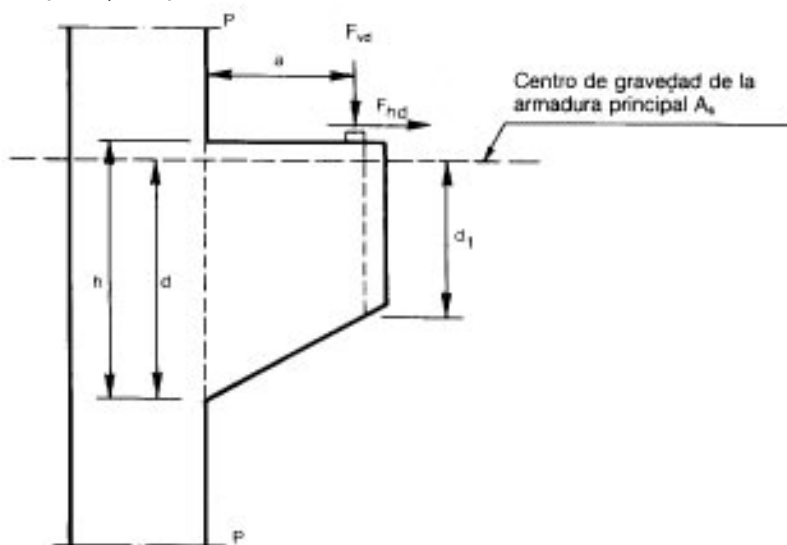


Figura 61.2.1.

Comentarios

La fuerza de tracción F_{hd} , puede ser debida a acciones indirectas y su cálculo preciso encerrar dificultades. Esta es la razón por la que en el articulado se expresa que, en

aquellos casos en que F_{hd} no pueda ser determinado con precisión, se tome para la misma un valor igual a $0,2 F_{vd}$.

61.2.2. Armadura principal

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

$$\begin{aligned} A_s &= A_{sf} + A_{sn} \\ A_s &= 2/3 A_{sv} + A_{sn} \\ A_s &= 0,04 \frac{F_{cd}}{F_{yd}} b \cdot d \end{aligned}$$

siendo:

A_{sf} = Armadura necesaria para resistir el momento flector.

A_{sn} = Armadura necesaria para resistir la tracción horizontal.

A_{sv} = Armadura necesaria para resistir el esfuerzo cortante.

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

61.2.2.1 Cálculo de A_{sf}

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

61.2.2.2. Cálculo de A_{sn}

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

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

61.2.2.3. Cálculo de A_{sv}

La armadura de cortante A_{sv} viene dada por la expresión:

$$A_{sv} = \frac{V_d}{f_{yd} \cdot \cotg \theta} \quad (1) \quad \text{con } f_{yd} \leq 4.200 \text{ kp/cm}^2$$

debiéndose verificar además que:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot d} \leq 0,17 f_{ck} \geq 50 \text{ kp/cm}^2 \quad (2)$$

En la expresión (1) anterior, θ es el ángulo de inclinación sobre el plano P de las compresiones oblicuas. El valor de este ángulo se deducirá de las expresiones siguientes:

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

$\cotg \theta = 1,0$ si se hormigona la ménsula sobre el hormigón del pilar endurecido.

$\cotg \theta = 0,7$ para el caso anterior, pero con rugosidad débil de la superficie del hormigón endurecido.

Comentarios

La expresión (1) anterior resulta de aplicar la teoría de corte-fricción al plano P, adoptando como ángulo de la armadura A_{sv} con el citado plano P, 90° . Es decir, el articulado asume que

la armadura de cortante se dispone horizontal (véase Artículo 61.2.3.).

La expresión (2) anterior es equivalente a la limitación de compresiones en las bielas (véase Artículo 39.1.2.).

61.2.3. Armaduras secundarias

Calculada el área total A_{sv} necesaria para resistir el esfuerzo cortante de cálculo V_d , de acuerdo con lo indicado en el Artículo 61.2.2.3., se colocarán estribos horizontales según se indica a continuación (ver figura 61.2.3.).

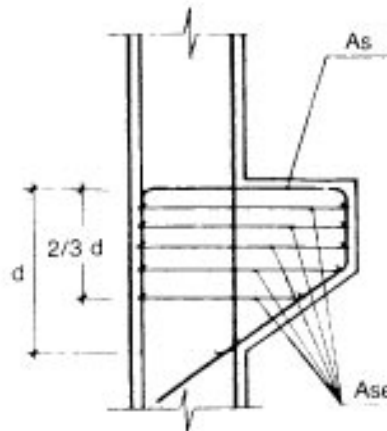


Figura 61.2.3.

—si $A_{sf} \geq 2/3 A_{sv}$, se dispondrá un área de estribos horizontales $A_{se} = 0,5 A_{sf}$

—si $A_{sf} < 2/3 A_{sv}$, se dispondrá un área de estribos horizontales $A_{se} = 1/3 A_{sv}$

La armadura así obtenida, A_{se} , se deberá distribuir uniformemente en los $2/3$ superiores del canto útil, contados a partir de la armadura A_s (ver Figura 61.2.3.).

Comentarios

De acuerdo con lo indicado en el articulado, entre la armadura A_s - A_{sn} y la

A_{se} se cubre siempre el estado de corte fricción.

61.3. Anclaje de las armaduras

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

Comentarios

El anclaje de la armadura principal en el extremo de la ménsula podrá realizarse por alguna de las formas siguientes: prestando

atención al cumplimiento real de la distancia acotada como $\geq \emptyset$ entre el borde

de la zona de apoyo y el comienzo del anclaje:

- a) Soldando la armadura a una barra transversal de igual diámetro (fig. 61.3.a).
- b) Doblando la armadura en vertical, haciéndola seguir el contorno de la cara exterior de la ménsula; el doblado deberá

iniciarse a una distancia del borde exterior de la superficie cargada, igual o superior al diámetro $\varnothing$ de la barra (fig. 61.3.b).

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

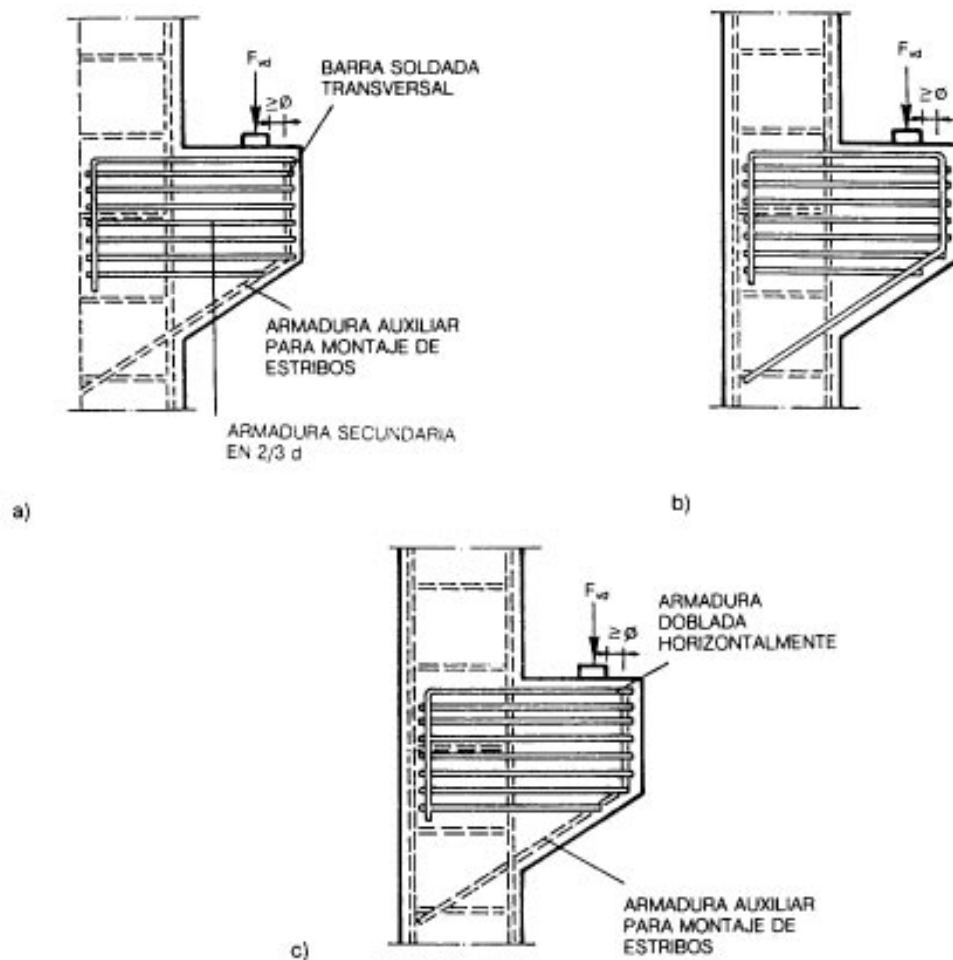


Figura 61.3.

61.4. Cargas colgadas

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

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

Para el cálculo de las armaduras de suspensión, se tendrá en cuenta lo establecido en 39.1.3.2.3

Comentarios

El caso de ménsulas cortas sometidas a cargas colgadas, puede abordarse de la forma siguiente: Se supone que una fracción de la carga F_{vd} igual a $0,5 F_{vd}$ actúa

como aplicada en la parte superior de la ménsula.

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

Otra fracción de la carga F_{vd} igual a $0,6 F_{vd}$, se supondrá actuando en la parte inferior de la ménsula.

Para el cálculo de la armadura indicada, se considerará el sistema biela-tirante de la figura 61.4.1 y será:

$$A_{sa} = \frac{0,6 F_{vd}}{f_{yd} \sin \alpha}$$

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

En la figura 61.4.2 se observa la disposición de armaduras.

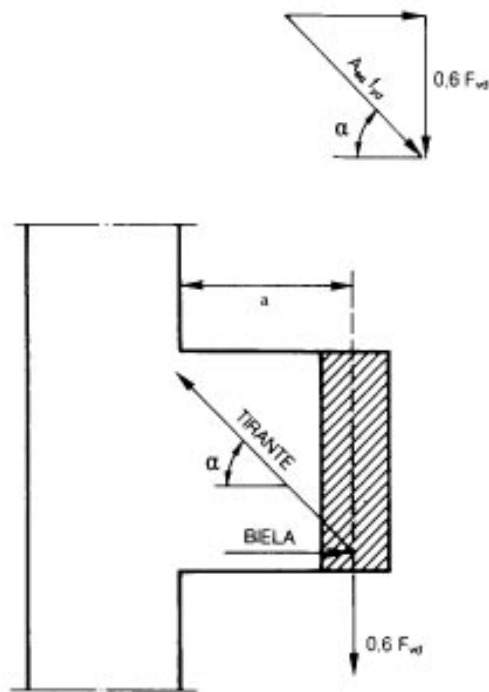


Figura 61.4.1.

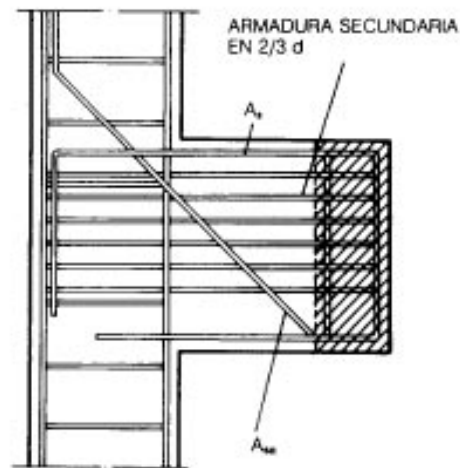


Figura 61 4 2.

TITULO 3.º DEL CONTROL

CAPITULO IX : CONTROL DE MATERIALES

Artículo 62º Control de calidad

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

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

Comentarios

El título 3.º de esta Instrucción desarrolla el control de recepción que se realiza en representación de la Administración o de la Propiedad, según los casos. Además del control de recepción, es siempre recomendable la existencia de un control

de producción realizado, según el caso, por el fabricante o el constructor. El control de materiales se efectúa, generalmente, con intervención de laboratorios de control públicos o privados, pudiendo éstos últimos estar acreditados oficialmente.

Artículo 63.º Control de los componentes del hormigón.

El control de los componentes del hormigón se realizará de la siguiente manera:

- a) En el caso de hormigones fabricados en una central que disponga de un servicio de laboratorio propio, o de un laboratorio contratado que cumpla con lo establecido en el Real Decreto 1230/1989 de 13 de octubre y disposiciones que lo desarrollan, no será necesaria la realización de ensayos de recepción en obra de los materiales componentes, siendo obligación de la central el control de estos materiales.
- b) En el caso de hormigones no fabricados en central o bien fabricados en una central que no cumpla con lo prescrito en a) se estará a lo dispuesto en los apartados de este Artículo.

63.1. Cemento

63.1.1. Especificaciones

Las del Artículo 5º de esta Instrucción más las contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

No podrán utilizarse partidas de cemento que no lleguen acompañadas del certificado de garantía del fabricante, según lo prescrito en 5.1.

Comentarios

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

- De control de la partida correspondiente, para aceptarla o rechazarla.

- De comprobación del control de fabricación relativo al cemento utilizado, por comparación con los certificados suministrados por el fabricante.

63.1.2. Ensayos

La toma de muestras se realizará según el vigente Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para la Recepción de Cementos.

Antes de comenzar el hormigonado o si varían las condiciones de suministro se realizarán los ensayos físicos, mecánicos y químicos previstos en el Pliego antes citado, además de los previstos en su caso en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Al menos una vez cada tres meses de obra; y cuando lo indique el Director de Obra, se comprobará al menos: pérdida al fuego, residuo insoluble, principio y fin de fraguado, resistencia a compresión y estabilidad de volumen, según las normas de ensayo establecidas en el referido Pliego.

Cuando el cemento posea un Sello o Marca de Conformidad oficialmente homologado o procediendo de un Estado miembro de la Comunidad Económica Europea tenga un Sello o Marca de Conformidad reconocido como equivalente por la Administración, la Dirección de Obra podrá eximir de las exigencias de los dos párrafos anteriores, siendo sustituidas por una copia de los documentos de identificación del cemento indicados en 5.1.

En cualquier caso deberán conservarse muestras preventivas.

63.1.3. Criterios de aceptación o rechazo

El no cumplimiento de alguna de las especificaciones será condición suficiente para el rechazo de la partida de cemento.

63.2. Agua de amasado

63.2.1. Especificaciones

Las del Artículo 6º más las contenidas en su caso en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

63.2.2. Ensayos

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

63.2.3. Criterios de aceptación o rechazo

El no cumplimiento de las especificaciones será razón suficiente para considerar el agua como no apta para amasar hormigón, salvo justificación especial de que no altera perjudicialmente las propiedades exigibles al mismo, ni a corto ni a largo plazo.

63.3. Áridos

63.3.1. Especificaciones

Las del Artículo 7º más las contenidas en su caso en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares

Comentarios

Cuando el árido no cumple con las limitaciones de tamaño especificadas en 7.2 y ya se ha hormigonado con él algún elemento, es presumible la existencia de

coqueras, para cuya detección resultan adecuados ensayos de información tales como ultrasonidos, radiografías, etc. (véase artículo 70º).

63.3.2. Ensayos

Antes de comenzar la obra, si no se tienen antecedentes de los mismos; si varían las condiciones de suministro o se van a emplear para otras aplicaciones distintas a las ya sancionadas por la práctica, y siempre que lo indique el Director de Obra, se realizarán los ensayos de identificación mencionados en 7.1 y los correspondientes a las condiciones fisicoquímicas, fisico-mecánicas y granulométricas, especificados en 7.3.1, 7.3.2 y 7.3.3

Se prestará gran atención durante la obra al cumplimiento del tamaño máximo del árido y a lo especificado en 7.2 y 7.3.1. En caso de duda se realizarán los correspondientes ensayos de comprobación.

63.3.3. Criterios de aceptación o rechazo

El no cumplimiento del 7.1 o del 7.3 es condición suficiente para calificar el árido como no apto para fabricar hormigón, salvo justificación especial de que no altera perjudicialmente las propiedades exigibles al mismo, ni a corto ni a largo plazo.

El no cumplimiento de la limitación 7.2 hace que el árido no sea apto para las piezas en cuestión. Si se hubiera hormigonado algún elemento con hormigón fabricado con áridos en tal circunstancia, deberán adoptarse las providencias que considere oportunas el Director de Obra a fin de garantizar que, en tales elementos, no se han formado oquedades o coqueras de importancia que puedan hacer peligrar la sección correspondiente.

63.4. Otros componentes del hormigón

63.4. 1. Especificaciones

Las del Artículo 8º más las particulares que pueda contener el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

No podrán utilizarse aditivos que no se suministren correctamente etiquetados y acompañados del certificado de garantía del fabricante, según lo prescrito en 8.1.

Cuando se utilicen cenizas volantes se acompañará el certificado de los ensayos prescritos en 8.2.

Comentarios

Las prescripciones del articulado vienen a establecer, en espera de una

homologación general de los aditivos, una homologación para cada obra en particular,

que permite seleccionar al comienzo de la misma las marcas y tipos que pueden emplearse a lo largo de ella sin que sus efectos sean perjudiciales para las características de calidad del hormigón o para las armaduras. Se recomienda que los ensayos sobre aditivos se realicen de acuerdo con las

UNE 83.205/85, 83.206/85, 83.207/85, 83.208/85, 83.209/86, 83.225/86, 83.226/86, 83.227/86, 83.240/86, 83.254/87, 83.255/87, 83.256/87, 83.257/87, 83.258/87, y 83.259/87.

Como, en general, no será posible establecer un control permanente sobre los componentes químicos del aditivo en la marcha de la obra, control por otra parte no prescrito aunque si recomendado cuando sea posible, se establece que el control que debe realizarse en obra sea la simple comprobación de que se emplean aditivos aceptados en la fase previa, sin alteración alguna. Se comprobará que las características de la adición empleada no varían a lo largo de la obra. Se recomienda que la toma de muestras y el control sobre las cenizas volantes se realicen de acuerdo con las UNE 83.421/87 y 83.422/86.

63.4.2. Ensayos

- a) Antes de comenzar la obra, se comprobará en todos los casos el efecto del aditivo y de la adición sobre las características de calidad del hormigón; tal comprobación se realizará mediante los ensayos previos del hormigón citados en el Artículo 67°. Igualmente se comprobará, mediante los oportunos ensayos de laboratorio, la ausencia en la composición del aditivo y de la adición de compuestos químicos que puedan favorecer la corrosión de las armaduras.

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

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

63.4.3. Criterios de aceptación o rechazo

El no cumplimiento de alguna de las especificaciones será condición suficiente para calificar el aditivo o la adición como no apto para agregar a hormigones

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

Artículo 64° Control de la calidad del hormigón

El control de la calidad del hormigón se extenderá normalmente a su consistencia y a su resistencia, con independencia de la comprobación del tamaño máximo del árido, según 63.3, o de otras características especificadas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Este control de la calidad del hormigón se realizará de acuerdo con lo indicado en los Artículos 65° a 70° siguientes. La toma de muestras del hormigón se realizará según UNE 83.300/84.

Comentarios

Las características de la calidad citadas son las mínimas normales.

En cada caso, el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares citará las que,

además, sean exigibles y cómo y con qué criterios se realizará el control de las mismas, (por ejemplo, relación agua/cemento, contenido en cemento, etc.).

Artículo 65° Control de la consistencia del hormigón

65.1. Especificaciones

La consistencia será la especificada en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, o la indicada, en su momento, por el Director de Obra, de acuerdo con 10.6, tanto para los hormigones especificados por tipo de consistencia como para los especificados por asiento en cono de Abrams.

Comentarios

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

Para evitar problemas de rechazo de un hormigón ya colocado en obra

(correspondiente al primer tercio de vertido de la amasada), es recomendable efectuar una determinación de consistencia al principio del vertido, aun cuando la aceptación o rechazo debe producirse en base a la consistencia medida en el tercio central.

65.2. Ensayos

Se determinará el valor de la consistencia, mediante el cono de Abrams de acuerdo con la Norma UNE 83.313/87.

- Siempre que se fabriquen probetas para controlar la resistencia.
- En los casos previstos en 69.3.1. de esta Instrucción (control reducido).
- Cuando lo ordene el Director de Obra.

65.3. Criterios de aceptación o rechazo

Si la consistencia se ha definido por su tipo la media aritmética de los tres valores obtenidos según UNE 83.313/87 tiene que estar comprendida dentro del intervalo correspondiente y ninguno de los tres valores debe quedar fuera del intervalo resultante después de aplicar su tolerancia.

Si la consistencia se ha definido por su asiento, las tres medidas deben estar comprendidas dentro de la tolerancia.

El no cumplimiento de las condiciones anteriores implicará el rechazo automático de la amasada correspondiente y la corrección de la dosificación.

Artículo 66° Control de la resistencia del hormigón

Independientemente de los ensayos de control de materiales componentes y de la consistencia del hormigón, a que se refieren los Artículos 63° y 65° 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 con carácter preceptivo, son los indicados en el Artículo 69º.

Otros tipos de ensayos son los llamados de “información”, a los que se refiere el Artículo 70º

Finalmente, antes del comienzo del hormigonado puede resultar necesaria la realización de ensayos previos y/o ensayos característicos, los cuales se describen en los Artículos 67º y 68º, respectivamente.

Los ensayos previos, característicos y de control, se refieren a probetas cilíndricas de 15x30 cm, rotas por compresión a veintiocho días de edad, según UNE 83.301/84, UNE 83.303/84 y 83.304/84.

Comentarios

A continuación se incluye un cuadro en el que se resumen las características de los ensayos establecidos en el articulado.

Control de la resistencia del hormigón

Ensayo de compresión	Previos	Características	De control	De información		
				Tipo A	Tipo B	Tipo C
Ensayo de compresión	En laboratorio	En obra	En obra	En obra	Extraídas del hormigón endurecido	Ensayos no destructivos (Métodos muy diversos)
Ejecución de probetas	En cámara húmeda	En agua o cámara húmeda	En agua o cámara húmeda	En condiciones análogas a las de la obra	En agua o aire, según proceda	
Tipo de probetas	Cilíndricas de 15x30	Cilíndricas de 15 x 30	Cilíndricas de 15 x 30	Cilíndricas de 15 x 30	Cilíndricas de esbeltez superior a uno	
Edad de las probetas	28 días	28 días	28 días	Variables		
Número mínimo de probetas	4 x 3=12	6 x 3=18	Véase Artículo 69º	A establecer		
Obligatoriedad	Preceptivos salvo experiencia previa	Preceptivos salvo experiencia previa	Siempre preceptivos	En general, no preceptivos		
Observaciones	Están destinados a establecer la dosificación definitiva y los medios utilizados	Están destinados a sancionar la dosificación definitiva y los medios utilizados en la obra	A veces, deben completarse con ensayos de información tipo "b" o tipo "c"	Están destinados a estimar la resistencia real del hormigón a una cierta edad y en unas condiciones determinadas		

Artículo 67º Ensayos previos del hormigón

Se realizarán en laboratorio antes de comenzar las obras, de acuerdo con lo prescrito en el Artículo 14º. Su objeto es establecer la dosificación que habrá de emplearse, teniendo en cuenta los materiales disponibles y aditivos que se vayan a emplear, y las condiciones de ejecución previstas. En el mencionado Artículo 14º 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 cada una por cada dosificación que se desee establecer y se operará de acuerdo con los métodos de ensayo UNE 83.301/84, 83.303/84 y 83.304/84.

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.

Comentarios

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, que debe emplearse comprenderá, en la mayoría de los casos, el estudio de la granulometría de los áridos, relación agua/cemento, consistencia y 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 puedan 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 introducción de hipótesis, sancionadas por

la experiencia, que permitan 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 el 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 varia la humedad de ésta y, por tanto, su entumecimiento. Cantidad de agua bien medida al verterla en la hormigonera, pero sin corregir de acuerdo con la que, en cada caso, contenga la arena.

Condiciones buenas: Cemento bien conservado, con frecuentes comprobaciones de su calidad. Áridos cuidadosamente medidos en volumen, procurando corregir los volúmenes de arena utilizados de acuerdo con el entumecimiento de ésta. Reajuste de la cantidad de agua vertida en la hormigonera siempre que varíe notoriamente la humedad de los áridos. Vigilancia a pie de obra con 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 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 68º Ensayos característicos del hormigón

Salvo en el caso de emplear hormigón preparado o de que se posea experiencia previa con los mismos materiales y medios de ejecución, 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, para cada tipo que haya de emplearse, enmoldando tres probetas por masa; las cuales se ejecutarán, conservarán y romperán según los métodos de ensayo UNE 83.301/84, UNE 83.303/84 y UNE 83.304/84.

Con los resultados de las roturas se calculará el valor medio correspondiente a cada amasada, obteniéndose la serie de seis resultados medios:

El ensayo característico se considerará favorable si se verifica:

$$X_1 \leq X_2 \leq \dots \leq X_6$$

En cuyo caso se aceptará la dosificación y proceso de ejecución correspondientes

$$X_1 + X_2 - X_3 \geq F_{ck}$$

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.

Comentarios

Estos ensayos tienen por objeto garantizar, antes del proceso de hormigonado, la idoneidad de la dosificación que se vaya a utilizar y del proceso de fabricación que se piensa emplear, para conseguir hormigones de la resistencia prevista en el proyecto.

Como puede comprobarse, el criterio de aceptación es análogo al que se empleara en los ensayos de control a nivel intenso, 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 una 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.

Artículo 69° Ensayos de control del hormigón

69.1. 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 de proyecto.

El control podrá realizarse en dos modalidades:

- Control total (control al 100 por 100), cuando se conozca la resistencia de todas las amasadas.
- Control estadístico del hormigón, cuando sólo se conozca la resistencia de una fracción de las amasadas que se controlan. En este caso, en función del valor adoptado para γ_c y de acuerdo con el Artículo 31°, se establecen tres niveles de control estadístico de la calidad del hormigón:
- Control estadístico a nivel reducido.
- control estadístico a nivel normal.
- control estadístico a nivel intenso.

En ambas modalidades los ensayos se realizan sobre probetas ejecutadas en obra conservadas, refrentadas y rotas según UNE 83.301/84, UNE 83.303/84 y UNE 83.304/84.

Para edificación los ensayos de control del hormigón, serán realizados por laboratorios que cumplan lo establecido en el Real Decreto 1230/1989 de 13 de octubre de 1989 y disposiciones que lo desarrollan.

Comentarios

El objeto de los ensayos de control es comprobar que las características de calidad del hormigón, curado en condiciones normales y a 28 días de edad, son las previstas en el proyecto.

Con independencia de los ensayos de control, se realizarán los de información tipo a) (Artículo 70°) que prescriba el Pliego

de Prescripciones Técnicas Particulares o indique el Director de Obra, para conocer a una edad, y tras un proceso de curado análogo al de los elementos de que se trata, que el hormigón tiene la resistencia adecuada.

Desde el punto de vista de la aceptación del lote objeto del control, los ensayos

determinantes son los que se prescriben en

69.2 y 69.3 o en su caso los derivados del 69.4.

69.2. Control total (control al 100 por 100)

Esta modalidad de control es de aplicación a cualquier obra y cualesquiera que sean los valores adoptados para γ_c de conformidad con el Artículo 31º de esta Instrucción.

El control se realiza determinando la resistencia de todas las amasadas componentes de la parte de obra sometida a control y calculando, a partir de sus resultados, el valor de la resistencia característica real, según 26.1

Para que el conjunto de amasadas sometidas a control sea aceptable, es preciso que

$$f_{c,real} \geq f_{ck}$$

Comentarios

En la mayoría de las obras, este tipo de control no deberá utilizarse, por el elevado número de probetas que implica confeccionar, conservar y romper, la complejidad de todo orden que supone para la obra y el elevado costo del control.

Sin embargo, en algunos casos especiales, como elementos aislados de mucha responsabilidad, en cuya composición entra un número pequeño de amasadas u otros similares, puede resultar de gran interés el conocimiento exacto de $f_{c,real}$ para basar en él las decisiones de aceptación o rechazo, con eliminación total del posible error inherente a toda estimación. En previsión de estos casos especiales, pero sin exclusión de cualquier otro, se da entrada de forma fehaciente en la Instrucción a este tipo de control.

Conforme se ha definido en el Artículo 26º el valor de la resistencia característica real corresponde al cuantil del 5 por 100 en la función de distribución de la población, objeto del control. Su obtención se reduce a determinar el valor de la resistencia de la amasada que es superada en el 95 por 100 de los casos o que, a lo sumo, es igualada en el 5 por 100 de ellos.

En general, para poblaciones formadas por N amasadas, el valor de $f_{c,real}$ corresponde a la resistencia de la amasada que, una vez ordenadas las N determinaciones de menor a mayor, ocupa el lugar $n = 0,05 N$, redondeándose "n", por exceso.

Cuando el número de amasadas que se vayan a controlar sea igual o menor que 20 $f_{c,real}$ será el valor de la resistencia de la amasada más baja encontrada en la serie.

69.3. Control estadístico del hormigón

69.3.1. 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 Obra, y con no menos de cuatro determinaciones espaciadas a lo largo del día se realizará un ensayo de consistencia, según el Artículo 65º.

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 175 kp/cm^2 , se empleen dosificaciones tipo, con un mínimo de 300 kg de cemento, de clase 35, por metro cúbico de hormigón, y en cuyo proyecto se haya adoptado $\gamma_c = 1,70$, en correspondencia con el Artículo 31º.

Para elementos de hormigón en masa, se podrá reducir la dosificación mínima a 250 kg de cemento, de clase 35, conservando las restantes prescripciones del párrafo anterior.

Comentarios

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 Obra que garantice lo correcto de la dosificación, el amasado y la puesta en obra, llevando un sistemático registro de su consistencia.

69.3.2. Ensayos *de control a nivel normal*

Esta modalidad de control es de aplicación a obras cuyo proyecto se haya adoptado para γ_c un valor $\gamma_c \geq 1,5$ en correspondencia con el Artículo 31º.

A efecto de control, salvo excepción justificada, se dividirá la obra en partes sucesivas (lotes) inferiores cada una al menor de los límites señalados en el cuadro 69.3.2.a. No se mezclarán en un mismo lote elementos de función resistente distinta, es decir, que pertenezcan a columnas distintas del cuadro.

El control tiene por objeto determinar si el hormigón de cada lote es aceptable con arreglo a los criterios de esta Instrucción.

El control se realiza determinando la resistencia de N amasadas (véase 10.2) en número $N \geq 2$ y frecuencia que fijará el Director de Obra de no estar prevista en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, tomadas al azar entre los componentes de la obra sometida a control. Cuando el lote abarque a dos plantas, el hormigón de cada una de ellas deberá dar origen al menos a una determinación.

En todo caso el contratista podrá utilizar un número de determinaciones superior al mencionado anteriormente, siendo a su costa el sobrecoste del ensayo.

Ordenados los resultados de las determinaciones de resistencia de las N amasadas controladas en la forma:

$$x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_m \leq \dots \leq x_n$$

se define como resistencia característica estimada, en este nivel, la que cumple las siguientes expresiones:

$$\text{Si } N < 6; \quad f_{\text{est}} = k_N \cdot x_1$$

$$\text{Si } N < 6 \quad f_{\text{est}} = 2 \cdot \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m+1}}{m-1} - x_m \leq k_N \cdot x_1$$

siendo:

K_N = Coeficiente dado en el cuadro 69.3.2.b en función de N y del tipo de instalación en que se fabrique el hormigón.

x_1 = Resistencia de la amasada de menor resistencia

m = $N/2$ si N es par

M = $\frac{N-1}{2}$ si N es impar

el lote sometido a control será aceptable si se verifica que:

$$f_{est} \geq f_{ck}$$

CUADRO 69.3.2.a

Límite superior	Tipo de elementos estructurales		
	Elementos comprimidos (pilares, muros, portantes, etc.)	Elementos en flexión simple (vigas, forjados, muros de contención, etc.)	Macizos (zapatas, estribos de puente, bloques, etc.)
Volúmen de hormigón	50 m ³	100 m ³	100 m ³
Número de amasadas	25	50	100
(1)	2 semanas	2 semanas	1 semana
Tiempo de hormigonado	1.000 m ²	1.000 m ²	--
Superficie construida	2	2	--
Número de plantas			

(1) Este límite no es obligatorio en obras de edificación.

En el caso de hormigones fabricados en central de hormigón preparado en posesión de un Sello de Calidad oficialmente reconocido, se podrá reducir el muestreo al 50% de los lotes, realizando éste al azar, siempre y cuando se den además las siguientes condiciones:

—Los resultados de control de producción exigidos por el Sello están a disposición del utilizador y sus valores son satisfactorios.

—El número mínimo de lotes que deberá maestrear en obra será de tres, correspondiendo a los lotes relativos a los tres tipos de elementos estructurales que figuran en el Cuadro 69.3.2.a; en caso de que haya más lotes corresponderán preferentemente a elementos trabajando a compresión.

En el caso de que en algún lote la f_{est} fuera menor que la resistencia característica de proyecto se maestreará en obra el 100% de los lotes hasta que cuatro lotes consecutivos obtengan resultados correctos.

CUADRO 69.3.2.b.

Valores de K_N

N	Hormigones fabricados en central con laboratorios según 63.a		Otros casos (63.b)
	Con Sello de Calidad oficialmente reconocido	Sin Sello de Calidad oficialmente reconocido	
2	0,90	0,88	0,76
3	0,93	0,91	0,81
4	0,95	0,93	0,86
5	0,96	0,95	0,89
6	0,97	0,96	0,92
7	0,98	0,97	0,94
8	0,99	0,98	0,96

Se consideran en este nivel los casos frecuentes en que las determinaciones de resistencia de las amasadas componentes de la parte de obra sometida a control no responden a criterios sistemáticos, en su número ni en su frecuencia. Es posible, por lo tanto, que puedan

resistencia característica estimada sería $f_{est} = K_N \cdot X_1$, con los significados establecidos para K_N Y X_1 . Tal función exige conocer el coeficiente de variación δ de la población para poder aplicarse con toda corrección, puesto que K_N es función de tal coeficiente de variación y del número N. Sin embargo, como para que la estimación de δ tenga una fiabilidad aceptable es necesario que se controle un número de amasadas N superior al que habitualmente se emplea, y, como por otra parte, a partir de $N=6$ las diferencias entre los valores K_N para el mismo valor de N y diferentes coeficientes de variación es inferior al 5 por 100, se ha preferido ligar los valores de K_N al tipo de control con que se fabrica el hormigón, desligándolo del cálculo de δ , mediante la aceptación previa de las siguientes hipótesis:

a) que los hormigones fabricados en central tienen un coeficiente de variación del orden de 0,10 a 0,13 y tanto menor cuanto más fiable sea el control de producción;

b) que los restantes hormigones tienen un coeficiente de variación del orden de 0,20 a 0,23.

A partir de estas hipótesis y otorgando una probabilidad de aceptación homogénea para todos los casos, se obtienen los valores de K_N que figuran en el cuadro 69.3.2.b.

Con lo anterior, en los casos de $N \geq 6$ la discrepancia producida en f_{est} por una errónea estimación de δ será prácticamente insignificante, habiéndose aceptado la

introducirse errores en la fabricación del hormigón, de trascendencia para su resistencia, no fácil ni inmediatamente detectables. Para reducir en lo posible tales efectos, se establece que γ_c sea igual o superior a 1,5. En realidad, en este nivel, la función para determinar la posibilidad de emplear una segunda función de estimación, dependiente únicamente de los valores maestres, y prevista, en principio, para el control a nivel intenso, a fin de paliar aún más los posibles casos en que la diferencia en cuestión, aún pequeña, pudiera tener importancia.

Los casos en que $N < 6$ son los que presentan más dificultad, puesto que ni es posible estimar δ con precisión, ni introducir un segundo estimador de comparación; en ellos, evidentemente, una errónea estimación previa de su coeficiente de variación puede tener repercusiones a la hora de la aceptación. Cuando sea posible la realización de los ensayos de una manera sistemática, se recomienda comenzar la serie de ensayos con valores de $N \geq 6$, continuando con la misma extensión de la muestra durante el control de los cuatro o cinco primeros lotes; con la totalidad de los valores maestres obtenidos puede entonces calcularse el coeficiente de variación de la población con suficiente garantía y, una vez cerciorados del caso de que se trata a efectos de la elección de K_N , reducir el valor de N en el control de los restantes lotes de la obra.

Finalmente, debe añadirse que los valores dados en el cuadro 69.3.2.a, aptos para la gran generalidad de la obra, pudieran requerir una juiciosa adaptación en algún caso singular, cuando su aplicación directa conduzca a muestreos excesivos.

69.3.3. Ensayos de control a nivel intenso

Este tipo de control es preceptivo siempre que la resistencia de proyecto sea mayor de 250 kp/cm^2 o cuando para γ_c se adopte un valor menor 1,5 de conformidad con el Artículo 31º.

A los efectos del control se dividirá la obra en lotes, con arreglo a los criterios del cuadro 69.3.2.a, siendo el objeto del control determinar si el hormigón componente de cada uno de los lotes es aceptable, con arreglo al contenido de esta Instrucción.

El control de cada lote se realiza sobre un número N de determinaciones de resistencia de otras tantas amasadas, tomadas al azar, entre las componentes del lote controlado. Los valores de N se establecerán, de acuerdo con la sistemática que se define en este artículo.

En general, obtenidas las resistencias de N 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 la resistencia característica estimada, de la parte del lote sometido a control, por

$$f_{est} = 2 \cdot \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m+1}}{m+1} - x_m \leq K_N \cdot x_1$$

m = N/2 o (N-1)/2 según sea N par o impar, respectivamente.

K_N = Parámetro definido en 69.3.2. para el caso de control a nivel normal, función del valor N y del tipo de instalación en que se fabrique el hormigón.

El lote sometido a control será aceptable si se verifica que:

$$f_{est} \geq f_{ck}$$

La sistemática de la aplicación de este nivel de control a la totalidad de la obra, será la siguiente:

Al comienzo del control, se tomará N = 12; cuando en cuatro lotes consecutivos, con N = 12

se haya obtenido aceptación ($f_{est} \geq f_{ck}$) se tomará, en los siguientes N = 6. Se volverá a tomar N = 12 a partir del momento en que con N = 6 se obtenga $f_{est} \geq f_{ck}$, volviéndose a tomar N = 6 tan pronto como en cuatro lotes consecutivos se obtenga $f_{est} \geq f_{ck}$

Este proceso se repetirá tantas veces como sea preciso.

Comentarios

Se basa el control a nivel intenso, como el control a nivel normal, en determinaciones de la 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, $f_{est} \geq K_N \cdot x_1$, 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 ultimo, el juego de decisiones sobre el número de determinaciones que debe realizarse, es decir, sobre la información general que se quiere conseguir, pretende obtener 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 en que la fabricación se estabiliza alrededor de calidades aceptables.

69.4. Decisiones derivadas del control de resistencia

Cuando en un lote de obra sometida a cualquier nivel de control, sea $f_{est} \geq f_{ck}$, tal lote se aceptará.

Si resultase $f_{est} < f_{ck}$, a falta de una explícita previsión del caso en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de la obra y sin perjuicio de las sanciones contractuales previstas (véase 4.4), se procederá como sigue:

- a) Si $f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$, el lote se aceptará
- b) Si $f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$, se podrán utilizar a juicio del Director de Obra a costa del constructor los estudios y ensayos que procedan de entre los siguientes:

- Estudio de la seguridad de los elementos que componen el lote, en función de la f_{est} , deducida de los ensayos de control, para estimar la variación del coeficiente de seguridad global respecto del previsto en el Proyecto.
- Ensayos de información para estimar la resistencia del hormigón puesto en obra, de acuerdo con lo especificado en el Artículo 70°, realizando un estudio análogo al mencionado en el párrafo anterior, basado en los nuevos valores de resistencia obtenidos.
- Ensayos estáticos de puesta en carga (prueba de carga), de acuerdo con 73.2, en elementos estructurales sometidos a flexión. La carga de ensayo no excederá del valor característico de la carga tenida en cuenta en el cálculo.

En función de los estudios y ensayos ordenados por el Director de Obra y con la información adicional que el constructor pueda aportar a su costa, aquél decidirá si los elementos que componen el lote se aceptan, refuerzan o demuelen, habida cuenta también de los requisitos referentes a la durabilidad y a los estados límites de servicio.

Comentarios

Antes de tomar la decisión de aceptar, reforzar o demoler, el Director de Obra, para estimar la disminución de la seguridad, podrá consultar con el proyectista y con organismos especializados.

En ciertos casos, el Director de Obra podrá proponer a la Propiedad, como alternativa a la demolición o refuerzo, una limitación de las cargas de uso. En general, de una prueba de carga no se puede deducir que el margen de seguridad de la estructura en servicio es suficiente, salvo en el caso en que la prueba se lleve hasta rotura (lo que es de aplicación, por ejemplo, en elementos prefabricados que se repiten). No obstante, la realización de una prueba de carga juiciosamente efectuada e

interpretada, puede aportar datos útiles que coadyuven a la toma de decisión final.

Debe tenerse siempre presente que la resistencia del hormigón es, además de una cualidad valiosa en si misma, un estimador indirecto de importantes propiedades, como el módulo de elasticidad y la resistencia frente a agentes agresivos relacionadas íntimamente con la calidad del hormigón. Por consiguiente, cuando se obtenga una resistencia estimada menor de la especificada, es preciso considerar no solo la posible influencia sobre la seguridad mecánica de la estructura, sino también el efecto negativo sobre otras características, como la deformabilidad, fisurabilidad y la durabilidad.

Artículo 70° Ensayos de información del hormigón

Estos ensayos sólo son preceptivos en los casos previstos por esta Instrucción en los Artículos 18°, 21° y 69.4, o cuando así lo indique el Pliego de Prescripciones Técnicas

Particulares. Su objeto es estimar la resistencia del hormigón de una parte determinada de la obra, a una cierta edad y/o tras un curado en condiciones análogas a las de la obra.

Los ensayos de información del hormigón pueden consistir en:

- a) La fabricación y rotura de probetas, en forma análoga a la indicada para los ensayos de control (véase artículo 69º), pero conservando las probetas no en condiciones normalizadas, sino en las que sean lo más parecidas posible a aquellas en las que se encuentra el hormigón cuya resistencia se pretende estimar.
- b) La rotura de probetas testigo extraídas del hormigón endurecido (métodos de ensayo UNE 83.302/84, UNE 83.303/84 y UNE 83.304/84). Esta forma de ensayo no deberá realizarse cuando dicha extracción afecte de un modo sensible a la capacidad resistente del elemento en estudio.
- c) El empleo de métodos no destructivos fiables, como complemento de los anteriormente descritos y debidamente correlacionados con los mismos.

El Director de Obra juzgará en cada caso los resultados, teniendo en cuenta que para la obtención de resultados fiables la realización siempre delicada de estos ensayos deberá estar a cargo de personal especializado.

Comentarios

La realización de estos ensayos tiene interés, entre otros, en los siguientes casos:

- Cuando no se dispone de suficiente número de resultados de control o en los casos previstos en 69.4.
- Cuando existan dudas razonables sobre las condiciones de ejecución de la obra (transporte, vertido, compactación y curado de hormigón).
- Para seguir el progresivo desarrollo, de resistencia en hormigones jóvenes, estimando así el momento idóneo para realizar el desencofrado o la puesta en carga de elementos estructurales.
- En estructuras con síntomas de deterioro o que han estado sometidas a determinadas acciones que podrían haber afectado a su capacidad resistente (sobrecargas excesivas, fuego, heladas, etc.).
- Cuando por cambios de uso, una determinada estructura va a soportar acciones no previstas en el proyecto inicial.

- Para la rehabilitación de edificios.

En general, los resultados que dan los ensayos del tipo a) suelen quedar del lado de la seguridad, ya que el pequeño tamaño de las probetas y, por tanto su menor inercia en todos los aspectos, actúa en sentido desfavorable por lo que el hormigón de dichas probetas suele resistir menos que el del elemento que ellas representan.

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 y que pueden dar resistencias inferiores a las de las probetas enmoldadas. Estas dimensiones vienen establecidas en el método de ensayo UNE 83.302/84.

Entre los ensayos no destructivos autorizados en el apartado c) del articulado, pueden considerarse los ensayos UNE 83.307 “índice de rebote” y UNE 83.308/86 “Velocidad de propagación de ultrasonidos”, cuya fiabilidad aumenta cuando se combinan ambos simultáneamente con la extracción y rotura de probetas testigo.

Artículo 71º Control de la calidad del acero

71.1. Generalidades

En correspondencia con el valor adoptado para γ_s de acuerdo con el Artículo 31º, se establecen los siguientes niveles para controlar la calidad del acero:

- Control a nivel reducido
- Control a nivel normal
- Control a nivel intenso

No podrán utilizarse partidas de acero que no lleguen acompañadas del certificado de garantía del fabricante, según lo prescrito en el Artículo 9º.

Comentarios

Con respecto a los distintos ensayos prescritos en los apartados de este artículo se recomienda adoptar el procedimiento siguiente: En el caso de que sea posible clasificar los materiales existentes en obra que tengan el mismo diámetro en lotes, según las diferentes partidas suministradas, el resultado de los ensayos será aplicable al resto del material que constituye el lote del que se obtuvieron las probetas para hacer tal ensayo. Si no es posible clasificar el material del mismo diámetro en lotes, como está indicado, se considerará que todo el material de un diámetro constituye un solo lote.

El muestreo que se prescribe es débil, pero suficiente en la práctica, pues aunque no representa en cada obra un ensayo real de recepción, es evidente que un material defectuoso sería detectado rápidamente. En la práctica el sistema es correcto para el fin que se persigue, que es dificultar el empleo de materiales sistemáticamente defectuosos.

Sin embargo, en el caso de desacuerdo en la interpretación de los ensayos realizados, debería pasarse a realizar ensayos, con suficiente número de muestras para servir de base estadística a una estimación eficaz de la calidad.

71.2. Control a nivel reducido

Corresponde a $\gamma_s = 1,20$ y es de aplicación a barras, alambres y mallas lisas y corrugadas cuando se empleen como lisas.

El límite elástico correspondiente que debe considerarse en el cálculo no será superior a 2.200 kp/cm^2 .

El control consiste en comprobar, sobre cada diámetro:

- su sección equivalente, que ha de cumplir lo especificado en 9.1 realizándose dos verificaciones por partida;
- la no formación de grietas o fisuras en los ganchos de anclaje.

71.3. Control a nivel normal

Corresponde a $\gamma_s = 1,15$.

El control consiste en:

- Tomar dos probetas por cada diámetro y cantidad de 20 t 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 resaltos están comprendidas entre los límites admisibles establecidos en el certificado de homologación (apartado 9.3).
- Realizar después de enderezado los ensayos de doblado simple a 180° y de doblado-desdoblado según 9.2, 9.3 y 9.4 y las UNE 36.088/I/81, 36.092/I/81, 36.097/I/81 y 36.099/I/81.

- 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 de cada diámetro empleado. En el caso particular de las mallas electrosoldadas se realizarán, como mínimo, dos ensayos por cada diámetro principal empleado; y dichos ensayos incluirán la resistencia al arrancamiento del nudo soldado según la UNE 36.462/80.
- En el caso de existir empalmes por soldadura verificar, de acuerdo con lo especificado en el apartado 71.5, la aptitud para el soldeo en obra.

71.4. Control a nivel intenso

Corresponde a $\gamma_s = 1,1$.

El control consiste en:

- Tomar dos probetas por cada diámetro y cantidad de 20 t o fracción, para sobre ellas:
 - Verificar que la sección equivalente cumple lo especificado en 9.1.
 - En el caso de barras corrugadas verificar que las características geométricas de sus resaltos están comprendidas entre los límites admisibles establecidos en el certificado de homologación (ver 9.3).
 - Realizar después de enderezado los ensayos de doblado simple a 180° y de doblado-desdoblado según 9.2, 9.3 y 9.4 y las UNE 36.088/I/81, 36.092/I/81, 36.097/I/81 y 36.099/I/81.
- Realizar ensayos periódicos y sistemáticos de comprobación de las características del material especificadas en el Artículo 9º, no menos de tres veces en el curso de la obra y con un mínimo de una comprobación por cada 50 t. 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 71.5 al menos dos veces en el curso de la obra por diámetro.

71.5. 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 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 comprobación 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 el mandril de diámetro indicado en 9.2 si se trata de barras lisas y la tabla 9.3.b en el caso de barras corrugadas

71.6. Condiciones de aceptación o rechazo de los aceros

Según el resultado de los ensayos a que ha sido sometido el acero y según los tres tipos de control admitidos se ajustará la Dirección de Obra a los siguientes criterios de aceptación o rechazo:

a) Control a nivel reducido

Comprobación de la sección equivalente: Si las dos verificaciones que han sido realizadas resultan satisfactorias, la partida quedará aceptada. Si las dos resultan no satisfactorias, la partida será rechazada. Si se registra un solo resultado no satisfactorio, se verificarán cuatro nuevas muestras correspondiente a la partida que se controla; y si alguna de estas nuevas cuatro verificaciones resulta no satisfactoria la partida será rechazada. En caso contrario, será aceptada.

Formación de grietas o fisuras en los ganchos de anclaje: La aparición de grietas o fisuras en los ganchos de anclaje de cualquier barra, obligará a rechazar toda la partida a la que la misma corresponda.

b) Control a nivel normal o a nivel intenso

Comprobación de la sección equivalente: Se efectuará igual que en el caso de control a nivel reducido.

Características geométricas de los resaltos de las barras corrugadas: El incumplimiento de los límites admisibles establecidos en el certificado de homologación, será condición suficiente para que se rechace la partida correspondiente.

Ensayos de doblado simple y de doblado-desdoblado: Si los resultados obtenidos en las dos probetas ensayadas son satisfactorios, la partida quedará aceptada. Si fallase uno de los resultados, se someterán a ensayo cuatro nuevas probetas. Cualquier fallo registrado en estos nuevos ensayos obligará a rechazar la partida correspondiente. Finalmente, si los resultados obtenidos en las dos probetas inicialmente ensayadas no son satisfactorios, la partida será rechazada.

Ensayos de tracción para determinar el límite elástico, la carga de rotura y el alargamiento en rotura: Mientras los resultados de los ensayos sean satisfactorios se aceptarán las

barras del diámetro correspondiente. Si se registra algún fallo, todas las barras de este mismo diámetro existentes en obra y las que posteriormente se reciban, serán clasificadas en lotes correspondientes a las diferentes partidas suministradas sin que cada lote exceda de las 20 toneladas. Cada lote será controlado mediante ensayos sobre dos probetas. Si los resultados de ambos ensayos son satisfactorios, el lote será aceptado. Si los dos resultados fuesen no satisfactorios, el lote será rechazado, y si solamente uno de ellos resulta no satisfactorio, se efectuará un nuevo ensayo completo de todas las características mecánicas que deben comprobarse, sobre 16 probetas. El resultado se considerará satisfactorio si la media aritmética de los dos resultados más bajos obtenidos supera el valor garantizado y todos los resultados superan el 95% de dicho valor.

En caso contrario el lote será rechazado.

Ensayo de soldeo: En caso de registrarse algún fallo en el control del soldeo en obra, se interrumpirán las operaciones de soldadura y se procederá a una revisión completa de todo el proceso.

c) Control de aceros homologados en obras de edificación

En las obras de edificación si el material ostenta el Sello de Conformidad CE ETSI D homologado por el Ministerio de Obras Públicas y Transportes o bien otro Sello homologado en un Estado miembro de la Comunidad Económica Europea que tenga un nivel de seguridad equivalente, se procederá de la siguiente manera:

c-1) Si el proyectista prescribe el empleo de acero con este Sello y adopta $\gamma_s = 1,15$ el control a realizar será el correspondiente a nivel normal, pero estableciendo el muestreo sobre lotes de 20 t o fracción del total del acero, procedente de cada uno de los fabricantes, empleado en obra. Asimismo la comprobación de las características mecánicas se realizará sobre una probeta de cada marca de acero empleada. Si adopta $\gamma_s = 1,10$, el control que habrá de realizar será el del nivel

normal, sin reducir la intensidad de muestreo. No se considera necesario aplicar a materiales con este Sello el control a nivel intenso.

c-2) Si no figura en el Proyecto el empleo de acero con este Sello y en él se prevé control a nivel normal, la Dirección de Obra podrá reducir la intensidad del muestreo con los mismos criterios establecidos en el apartado c- 1), correspondientes al nivel normal si en el Proyecto estaba previsto control a nivel intenso, la Dirección de Obra podrá autorizar el control a nivel normal.

c-3) En el caso de que se registre algún fallo en cualquiera de los ensayos, se procederá según lo indicado en b). Cuando se haya adoptado un $\gamma_s = 1,15$ el contraensayo, para el ensayo de tracción, indicado en b) se realizará sobre dos probetas por cada diámetro y lote de todas las barras existentes en obra procedentes del fabricante de aquellas en las que se ha registrado el fallo y de las que posteriormente se reciban del mismo, sin que cada lote exceda de las 20 t.

Comentarios

Cuando sea necesario ampliar el número de ensayos previstos, los nuevos ensayos deberán hacerse siempre sobre aceros que procedan de la misma partida que aquellos cuyo ensayo haya resultado no satisfactorio. En caso de que esto no sea posible, el Director de Obra decidirá qué medidas deben adoptarse.

En el caso de que se registre algún fallo en los ensayos de control de una partida de acero que haya sido ya colocada en parte en obra, se estudiará la repercusión que este fallo pueda tener en el

comportamiento resistente de la estructura y en la disminución de la seguridad prevista. A la vista de ello, el Director de Obra adoptará la decisión que estime oportuna.

Para hormigón armado utilizado exclusivamente en obras de edificación, el Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo concedió, por Orden de 6 de julio de 1978 ("Boletín Oficial del Estado" de 9 de agosto de 1978), la homologación del sello de conformidad "CIETSID", para barras corrugadas.

CAPÍTULO X : CONTROL DE LA EJECUCIÓN

Artículo 72° Control de la ejecución

72.1. Generalidades

El Control de la ejecución, que esta Instrucción establece con carácter preceptivo, tiene por objeto garantizar el cumplimiento de las prescripciones generales del Capítulo III más las específicas contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Corresponde a la Dirección de Obra la responsabilidad de la realización del control de la ejecución, el cual se adecuará, necesariamente, al nivel correspondiente, en función del valor adoptado para γ , en el proyecto, y de los daños previsibles en caso de accidentes según el Artículo 31°.

Se consideran en el citado Artículo 31° 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.

Comentarios

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 las armaduras. Además, aún realizadas las operaciones anteriores con todo cuidado, es preciso comprobar las luces y dimensiones de los elementos contruidos, 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 practica, 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 o continuada. A titulo orientativo, se incluye la tabla 72.1 en que se detallan las principales operaciones que deben controlarse, en correspondencia con esta Instrucción y con el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Además del control de recepción que se realiza en representación de la Administración o de la Propiedad, es siempre recomendable la existencia de un control de producción (autocontrol) por parte del constructor

TABLA 72.1.

OPERACIONES OBJETO DE CONTROL DURANTE LA EJECUCIÓN

En las operaciones que proceda se efectuará el control dimensional

<i>Fase de control de ejecución</i>	<i>Operaciones que se controlan</i>
PREVIO AL HORMIGONADO	Revisión de los planos de proyecto y de obra Comprobación, en su caso, de hormigoneras, vibradores, maquinaria de transporte, máquinas de hormigonado continuo, aparatos de medida, moldes para las probetas, equipos de laboratorio, dispositivos de seguridad, medidas de seguridad, etc. Replanteo Excavaciones para cimientos y muros Andamiajes y cimbras Encofrados y moldes Doblado de armaduras Colocación de armaduras (tipo, diámetro, posición, ejecución, etc.) Comprobación de recubrimientos Empalmes de armaduras Previsión de juntas de hormigonado y retracción Previsión de juntas de dilatación Previsión del hormigonado en tiempo frío Previsión del hormigonado en tiempo caluroso Previsión del hormigonado bajo lluvia.
DURANTE HORMIGONADO	EL Fabricación, transporte y colocación del hormigón Compactación del hormigón Juntas de hormigonado y retracción Juntas de dilatación Hormigonado en tiempo frío Hormigonado en tiempo caluroso Hormigonado bajo lluvia Acabado de superficies de hormigón visto en su caso.
POSTERIOR HORMIGONADO	AL Curado Descimbramiento, desencofrado y desmoldeo Tolerancias en dimensiones, flechas y contraflechas, combas laterales, acabado de superficies, etc. Transporte y colocación de elementos prefabricados Previsión de acciones mecánicas durante la ejecución Reparación de defectos superficiales.

72.2. Control de Ejecución a nivel reducido

Corresponde a un valor de $\gamma_f = 1,8$.

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 72.1.

72.3. Control de ejecución a nivel normal

Corresponde a un valor de $\gamma_f = 1,6$.

Se realiza mediante frecuentes y periódicas visitas de Inspección de la obra, durante las cuales se comprueba sistemáticamente, y por rotación, un conjunto parcial de operaciones correspondientes a las prescripciones de 72.1, con objeto de cubrir la totalidad en dos o tres visitas.

72.4. Control de ejecución a nivel intenso

Corresponde a un valor de $\gamma_f = 1,5$.

Se realiza mediante frecuentes, periódicas y detalladas visitas de Inspección de la obra, disponiendo de un técnico competente permanentemente en la misma que realiza comprobaciones continuadas y sistemáticas de la totalidad de las prescripciones de 72.1.

Comentarios

Se ha de tener en cuenta que la tabla 72.1 únicamente tiene el carácter orientativo de un memorándum, y que, especialmente, se han de cumplir las prescripciones

contenidas tanto en el Capítulo III como en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de la obra.

Artículo 73° Ensayos de información de la estructura

73.1. Generalidades

Salvo indicación en contrario de la reglamentación específica de un tipo de estructura, o del Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, no será necesario someter a ensayos de información de la estructura ni en particular a pruebas de carga, las estructuras proyectadas y construidas con arreglo a la presente Instrucción en las que los materiales y la ejecución hayan alcanzado la calidad prevista, comprobada mediante los controles preceptivos.

Los ensayos de información se realizarán en estructuras en fase de ejecución o ya terminadas, en los siguientes casos:

- a) Cuando debido al carácter particular de la estructura convenga comprobar que la misma reúne ciertas condiciones específicas. En este caso el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares establecerá los ensayos oportunos que deben realizarse, indicando con toda precisión la forma de realizarlos y el modo de interpretar los resultados.
- b) Cuando a juicio del Director de Obra existen dudas razonables sobre la seguridad o durabilidad de la estructura.

Comentarios

Los ensayos sobre probetas, cualquiera que sea la cualidad del hormigón que con ellos se pretende medir, son un procedimiento cómodo pero no totalmente representativo del comportamiento final del hormigón de la estructura. Por otra parte el comportamiento del hormigón frente a ciertos agentes es una función de diversas

variables, lo suficientemente compleja 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 en fase de ejecución o ya terminada.

73.2. Pruebas de carga

Cuando proceda la realización de pruebas de carga éstas se efectuarán de acuerdo con lo especificado en UNE 7.457, norma aplicable a todo tipo de estructuras excepto a aquellas que posean reglamentación específica.

Una vez efectuada la prueba, su resultado se considerará satisfactorio cuando se cumplan las condiciones siguientes:

- a) En el transcurso del ensayo no se producen fisuras que no corresponden a lo previsto en el proyecto, cuya amplitud pueda comprometer la seguridad o durabilidad de la estructura.
- b) Las flechas medidas no exceden de los valores establecidos en el proyecto como máximos compatibles con la correcta utilización de la estructura.
- 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 estructura presenta un comportamiento esencialmente elástico. Esta condición deberá satisfacerse tras el primer ciclo de carga-descarga, o en su defecto, tras un segundo ciclo que se permite realizar a tal propósito.
- d) Si la flecha máxima medida es inferior a $l_2/20.000$ h, siendo l la luz del elemento ensayado (o el doble del vuelo si se trata de un voladizo) y h su canto total, no se exigirá la recuperación de la flecha indicada en c).

Comentarios

Las pruebas de carga son recomendables en estructuras o en parte de las mismas con síntomas de deterioro o que han estado sometidas a acciones que podrían haber afectado a su capacidad resistente (fuego, heladas, etc...) y también, cuando por cambios de uso, una determinada estructura o una parte de ella va a soportar acciones no previstas en el proyecto inicial (mayores cargas de uso, cargas puntuales, etc...).

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.

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.

73.3. Otros ensayos no destructivos

Este tipo de ensayos se empleará para estimar en la estructura otras características del hormigón diferentes de su resistencia, o de las armaduras que pueden afectar a su seguridad o durabilidad.

Comentarios

Existen métodos de ensayo no destructivos (gammagrafías, sondas magnéticas, ultrasonidos, etc), que permiten determinar en la estructura, la situación real de las armaduras y el espesor de sus recubrimientos que han podido ser alterados por el vertido, picado o vibrado del hormigón; la mayor o menor permeabilidad del hormigón o la formación de coqueras internas por una mala compactación.

En general es aconsejable que la realización e interpretación de estos ensayos se recomiende a un centro especializado.

PARTE SEGUNDA: ANEJOS

Anejo 1 Notación

En el presente Anejo sólo se incluyen los símbolos más frecuentes utilizados en la Instrucción.

Mayúsculas romanas

A	= Área.
A_c	= Área de la sección del hormigón.
A_{ct}	= Área de la sección del hormigón sometida a tracción.
A_e	= Área eficaz.
A_i	= Sección recta inicial.
A_s	= Área de la sección de la armadura en tracción (simplificación: A).
A'_s	= Área de la sección de la armadura en compresión (simplificación: A').
A_{s1}	= Área de la sección de la armadura en tracción o menos comprimida (simplificación: A_1).
A_{s2}	= Área de la sección de la armadura en compresión o más comprimida (simplificación: A_2).
$A_{s,nec}$	= Sección necesaria del acero.
$A_{s,real}$	= Sección real del acero.
A_{st}	= Área de la sección de la armadura transversal (simplificación: A_t).
C	= Momento de inercia de torsión.
E	= Módulo de deformación.
E_c	= Módulo de deformación del hormigón.
E_{oj}	= Módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón a la edad de j días.
E_j	= Módulo instantáneo de deformación longitudinal secante del hormigón.
E_s	= Módulo de elasticidad del acero.
F	= Acción.
F_d	= Valor de cálculo de una acción.
F_{eq}	= Valor de la acción sísmica.
F_k	= Valor característico de una acción.
F_m	= Valor medio de una acción.
G	= Carga permanente. Otro significado: Módulo de elasticidad transversal.
G_k	= Valor característico de la carga permanente.
I	= Momento de inercia.
k	= Cualquier coeficiente con dimensiones.
L	= Longitud.
M	= Momento flector.
M_d	= Momento flector de cálculo.
M_f	= Momento de fisuración en flexión simple.
M_u	= Momento flector último.
N	= Esfuerzo normal.
N_d	= Esfuerzo normal de cálculo.
N_u	= Esfuerzo normal último.
Q	= Carga variable.
Q_k	= Valor característico de C .
S	= Solicitación. Otro significado: Momento de primer orden de un área.
S_d	= Valor de cálculo de la sollicitación.
T	= Momento torsor. Otro significado: Temperatura.
T_d	= Momento torsor de cálculo.
T_u	= Momento torsor último.

U_c	= Capacidad mecánica del hormigón.
U_s	= Capacidad mecánica del acero (simplificación: U).
V	= Esfuerzo cortante. Volumen.
V_{cu}	= Contribución del hormigón a esfuerzo cortante en el estado límite último.
V_d	= Esfuerzo cortante de cálculo.
V_{su}	= Contribución del acero a esfuerzo cortante en el estado límite último.
V_u	= Esfuerzo cortante último ($V_u = V_{cu} + V_{su}$).
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_e	= Anchura eficaz de la cabeza de una sección en T.
b_w	= Anchura del alma o nervio de una sección en T.
c	= Recubrimiento.
c_h	= Recubrimiento horizontal o lateral.
c_v	= Recubrimiento vertical.
d	= Altura útil. Otro significado: Diámetro.
d'	= Distancia de la fibra más comprimida del hormigón al centro de gravedad de la armadura de compresión ($d' = d_2$).
e	= Excentricidad. Espesor ficticio.
f	= Resistencia. Flecha.
f_c	= Resistencia del hormigón a compresión.
f_{cd}	= Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.
f_{cj}	= Resistencia del hormigón a compresión, a los j días de edad.
f_{ck}	= Resistencia de proyecto del hormigón a compresión.
f_{cm}	= Resistencia media del hormigón a compresión.
$f_{c,real}$	= Resistencia característica real del hormigón.
f_{ct}	= Resistencia del hormigón a tracción.
$f_{ct,d}$	= Resistencia de cálculo del hormigón a tracción.
$f_{ct,k}$	= Resistencia característica del hormigón a tracción.
f_{cv}	= Resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.
f_{est}	= Resistencia característica estimada.
f_j	= Resistencia característica a compresión del hormigón a j días de edad.
f_s	= Carga unitaria de rotura del acero.
f_{td}	= Resistencia de cálculo en tracción del acero de los cercos o estribos.
f_y	= Límite elástico de un acero.
f_{yd}	= Resistencia de cálculo de un acero.
f_{yk}	= 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. Otros significados: Espesor, horas.
h_f	= 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_b	= Longitud de anclaje.
l_e	= Longitud de pandeo.
l_o	= 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_t	= Separación entre planos de armaduras transversales.
t	= Tiempo. Edad teórica.
u	= Perímetro.
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	a	Angulo-Coeficiente adimensional.
Beta	b	Angulo-Coeficiente adimensional.
Gamma	g	Coeficiente de ponderación o seguridad. Peso específico.
	g_m	Coeficiente de minoración de la resistencia de los materiales.
	g_c	Coeficiente de seguridad o minoración de la resistencia del hormigón.
	g_s	Coeficiente de seguridad o minoración del límite elástico del acero.
	g_f	Coeficiente de seguridad o ponderación de las acciones o solicitaciones.
	g_{fg} (o g_g)	Coeficiente de ponderación de la carga permanente.
	g_{fq} (o g_q)	Coeficiente de ponderación de la carga variable.
	g_{fw} (o g_w)	Coeficiente de ponderación de la carga de viento.
	g_n	Coeficiente de seguridad o ponderación complementario de las acciones o solicitaciones.
	g_r	Coeficiente de seguridad a la fisuración.
Delta	d	Coeficiente de variación.
Epsilon	e	Deformación relativa.
	e_c	Deformación relativa del hormigón.
	e_{cc}	Deformación relativa de fluencia.
	e_{cs}	Deformación relativa de retracción.
	e_{cu}	Deformación de rotura por flexión del hormigón.
	e_{max}	Alargamiento bajo carga máxima.
	e_s	Deformación relativa del acero.
	e_{s1}	Deformación relativa de la armadura más fraccionada o menos comprimida (e_1)
	e_{s2}	Deformación relativa de la armadura más comprimida o menos traccionada (e_2)
	e_u	Alargamiento remanente concentrado de rotura.
	e_y	Alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.
Eta	h	Coeficiente de reducción relativo al esfuerzo cortante. Estricción.
Theta	q	Angulo.
Lambda	l	Coeficiente adimensional.
Mu	m	Momento flector reducido o relativo.
Nu	n	Esfuerzo normal reducido o relativo.
Xi	x	Coeficiente sin dimensiones.
Rho	r	Cuantía geométrica = A_s/A_c .
Sigma	s	Tensión normal.
	s_c	Tensión en el hormigón.
	s_s	Tensión en el acero.
	s_{s1}	Tensión de la armadura más fraccionada o menos comprimida (s_1).
	s_{s2}	Tensión de la armadura más comprimida o menos fraccionada (s_2).
	s_I	Tensión principal de tracción.
Tau	s_{II}	Tensión principal de compresión.

	t	Tensión tangente.
	t _{cb}	Tensión de adherencia.
	t _{bm}	Tensión media de adherencia.
	t _{bu}	Tensión de rotura de adherencia.
	t _{td}	Valor de cálculo de la tensión tangente de torsión.
	t _{tu}	Valor último de la tensión tangente de torsión.
	t _w	Tensión tangente del alma.
	t _{wd}	Valor de cálculo de t _w .
	t _{wu}	Valor último de la tensión tangente de alma.
Phi	j	Coeficiente adimensional.
	j _t	Coeficiente de evolución de la fluencia en un tiempo t.
Psi	y	Coeficiente adimensional.
Omega	w	Cuantía mecánica: $w = (A_s \cdot f_{yd}) / (A_c \cdot f_{cd})$

Símbolos matemáticos y especiales

∑	= Suma
Δ	= Diferencia-Incremento
∅	= Diámetro de una barra lisa.
∅ [~]	= Diámetro de una barra corrugada.
≧	= No mayor que.
≦	= No menor que.

Anejo 2 : Definiciones

- ÁBACO:** Zona de una placa alrededor de un soporte, o de su capitel, que se resalta. Véase apartado 55.2.
- ACCIÓN:** Toda causa capaz de producir estados tensionales en una estructura o elemento.
- ALARGAMIENTO CONCENTRADO:** Alargamiento remanente de rotura medido sobre una base que, por incluir la sección de rotura y zonas adyacentes, resulta afectada por una posible estricción.
- ALARGAMIENTO REMANENTE DE ROTURA:** Aumento de la longitud inicial de la base de medida que permanece después de la rotura de una probeta de acero ensayada a tracción, expresado en tanto por ciento de dicha longitud inicial.
- ALARGAMIENTO REPARTIDO:** Alargamiento remanente de rotura medido sobre una base que no incluye la sección de rotura ni las zonas afectadas por una posible estricción.
- 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 50.1.
- ARENA:** Es el árido o fracción del mismo que pasa por un tamiz de 5 mm. de luz de malla (tamiz 5 UNE 7.050).
- ÁRIDO:** Véase «árido total».
- ÁRIDO FINO:** Véase «arena».
- ÁRIDO GRUESO:** Véase «grava».
- ÁRIDO 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 51.3. 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 55.2.
- BANDA CENTRAL:** La que comprende la mitad central del recuadro. Véase apartado 55.2.
- 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 55.2.
- BANDA EXTERIOR:** Banda lateral de un recuadro exterior (o fila de recuadros), situada sobre la fila de soportes exteriores. Véase apartado 55.2.
- 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 55.2.
- BARICENTRO PLÁSTICO:** En una sección, punto de aplicación de la resultante de las tensiones de compresión del hormigón y del acero, en el supuesto de que exista un acortamiento uniforme del 2 por 1.000.
- CANTO ÚTIL:** En una sección, distancia entre el centro de gravedad de la armadura en tracción o menos comprimida y el borde más comprimido de la sección.
- CAPACIDAD MECÁNICA:** En una barra 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 55.2.
- COEFICIENTE DE MAYORACION:** Coeficiente de seguridad parcial relativo a las acciones, multiplicador de los valores característicos de las mismas.
- COEFICIENTE DE MINORACIÓN:** Coeficiente de seguridad parcial relativo al material, divisor del valor característico de su resistencia.

COEFICIENTE DE FORMA DE UN ÁRIDO: Se entiende por coeficiente de forma de un árido el obtenido a partir de un conjunto de n granos representativos mediante una expresión que relaciona la suma de los volúmenes con la suma de los cubos de las mayores dimensiones paradiametrales de los mismos. Véase apartado 7.3.

COMPRESIÓN CENTRADA: Véase «compresión simple».

COMPRESIÓN 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 existe acortamiento.

COMPRESIÓN 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 EJECUCIÓN BUENAS: Se refiere a unas determinadas condiciones de almacenaje de los componentes del hormigón y de la ejecución de este último de manera que sea de esperar una buena concentración de resultados de la resistencia característica. Véase comentarios del Artículo 67º.

CONDICIONES DE EJECUCIÓN MEDIAS: Se refiere a unas determinadas condiciones de almacenaje de los componentes del hormigón y de la ejecución de este último de manera que sea de esperar una mediana concentración de resultados de la resistencia característica. Véase comentarios del Artículo 67º.

CONDICIONES DE EJECUCIÓN MUY BUENAS: Se refiere a unas determinadas condiciones de almacenaje de los componentes del hormigón y de la ejecución de este último de manera que sea de esperar una muy buena concentración de resultados de la resistencia característica. Véase comentarios del Artículo 67º.

CUANTÍA GEOMÉTRICA: En la sección transversal de una pieza, cociente que resulta de dividir el área de la sección total de armaduras por la de la sección de hormigón.

CUANTÍA MECÁNICA: En la sección transversal de una pieza, cociente que resulta de dividir la capacidad mecánica de la armadura por la capacidad mecánica de la sección útil del hormigón.

CUANTIL: Valor estadístico que divide una distribución de frecuencia en una determinada proporción, dada por un número que se denomina orden del cuantil».

DIAGRAMA CARACTERÍSTICO 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.

DIÁMETRO NOMINAL DE UNA BARRA CORRUGADA: Se define como el número convencional que define el círculo respecto al cual se establecen las tolerancias. Véase comentarios al apartado 9.1.

ESBELTEZ GEOMÉTRICA: En una pieza dada, cociente que resulta al dividir su longitud por la menor dimensión de su sección transversal recta.

ESBELTEZ MECÁNICA: En una pieza dada, cociente que resulta al dividir su longitud por el radio de giro mínimo de su sección transversal recta.

ESCALÓN DE CEDENCIA: Zona en el gráfico tensión-deformación del acero, en la que tiene lugar un aumento de deformación sin aumento de carga.

ESTADO LIMITE: Cualquier situación que, al ser alcanzada por una estructura o parte de ella, la pone fuera de servicio, es decir, en condiciones tales que deja de cumplir alguna de las funciones para las que fue proyectada.

ESTADO LIMITE ULTIMO: Es aquel que corresponde al colapso total o parcial de la estructura.

ESTADO LIMITE DE UTILIZACIÓN (O DE SERVICIO): Es aquel que viene definido por los requisitos funcionales y de durabilidad que deba cumplir la obra en servicio.

FLEXIÓN 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.

FLEXIÓN 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.

FLEXIÓN ESVIADA SIMPLE: En una sección, estado de tensiones originado por la aplicación de dos momentos actuando alrededor de sus dos ejes principales de inercia.

FLEXIÓN 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.

FLEXIÓN PURA: Estado de flexión, sin esfuerzo ni tensiones cortantes, que se mantiene constante a lo largo de la directriz de una pieza.

FLEXIÓN RECTA: Flexión normal.

FLEXIÓN SIMPLE: Caso de flexión compuesta, en 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 $2,5 \text{ } \varnothing$ para barras lisas, con una prolongación recta igual a $2 \text{ } \varnothing$. Véanse apartados 40.2 y 40.3.

GRAVA: Es el árido que resulta retenido por el tamiz de 5 mm. de luz de malla (tamiz 5 UNE 7.050). Véase apartado 7.1.

LIMITE ELÁSTICO APARENTE: En los aceros que al ensayarlos a tracción presentan un escalón de cadencia bien definido, tensión para la cual se inicia dicho escalón.

LIMITE ELÁSTICO 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 55.2.

MODULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL DEL HORMIGÓN: Es el cociente entre la tensión aplicada y la deformación elástica correspondiente. Véase comentario al apartado 26.7.

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 37º.

PATILLA NORMAL: Es la constituida por un cuarto de circunferencia de radio interior igual a $2,5 \text{ } \varnothing$ para las barras lisas, y $3,5 \text{ } \varnothing$ para las corrugadas, con una prolongación recta igual a $2 \text{ } \varnothing$. Véase apartados 40.2 y 40.3.

PÓRTICO VIRTUAL: Es un elemento ideal que se adopta para el cálculo de las placas según una dirección dada. Véase apartado 55.2.

RECUADRO: Es una zona rectangular de una placa, limitada por las líneas que unen los centros de cuatro soportes contiguos. Véase apartado 55.2.

RECUADRO EXTERIOR: Es aquél que en la dirección considerada no tiene recuadro contiguo a uno de los lados.

RECUADRO INTERIOR: Es aquél que en la dirección considerada queda situado entre otros dos recuadros.

RECUBRIMIENTO: Mínima distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una barra y el paramento más próximo de la pieza.

RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN: Véase su definición en el apartado 26.1.

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».

SECCIÓN NOMINAL DE UNA BARRA CORRUGADA: Es la sección transversal resistente de la barra. Véase el comentario al apartado 9.1.

SECCIÓN ÚTIL: Es el área que corresponde al canto útil. Véase Artículo 37º.

SOBRECARGA CARACTERÍSTICA: Sobrecarga máxima previsible, no excepcional durante la vida de la estructura.

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

SOLICITACIÓN 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 60º.

TAMAÑO DEL ÁRIDO: Se denomina tamaño de un árido total la luz de malla del tamiz por el que pasa al menos el 90 por 100 en peso de su árido grueso, debiendo pasar totalmente por un tamiz de luz de malla doble.

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

TRACCIÓN COMPUESTA: A los efectos de esta Instrucción, estado de tensiones originado en una sección por un esfuerzo normal N de tracción, en el cual no existen compresiones en el hormigón.

TRACCIÓN 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 CARACTERÍSTICO DE LAS ACCIONES: Es el que tiene en cuenta no sólo los valores extremos que alcanzan las acciones sino también la dispersión que tales valores presentan en la realidad. Véase Artículo 28º.

VALOR PONDERADO DE LAS ACCIONES: Es el que resulta de multiplicar el característico por un coeficiente de ponderación g_i . Véase Artículo 31º.

***Anejo 3 Recomendaciones prácticas para la utilización de los cementos**

* Ver comentarios Artículo 5.

A continuación se incluye un cuadro en el que se resumen las recomendaciones más importantes para la posible utilización de los cementos admitidos por esta Instrucción y especificados en el PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS GENERALES PARA LA RECEPCIÓN DE CEMENTOS RC-88.

En general, las recomendaciones incluidas en dicho cuadro no deben ni pueden ser interpretadas, en ningún caso, como prescripciones.

Las recomendaciones incluidas en la columna «UTILIZABLE PARA» no tienen un carácter limitativo, ya que el tipo, clase y características especiales de los cementos son sólo unas entre las muchas variables que influyen en la calidad y durabilidad del hormigón.

Las recomendaciones de la columna «NO INDICADO PARA», sin llegar a tener un carácter de prescripciones, conviene sean respetadas ya que el hacer caso omiso de las mismas puede suponer un riesgo considerable en muchas ocasiones.

Finalmente y abundando en las ideas anteriores, debe quedar muy claro que la información incluida en el cuadro da una serie de orientaciones que es prudente respetar, pero que pueden ser modificadas una vez hechos los estudios previos oportunos.

RECOMENDACIONES GENERALES (RG) PARA LOS CEMENTOS DE ESTE CUADRO.

1. RELATIVAS A LOS PROPIOS CEMENTOS

- 1.1.El ALMACENAMIENTO en meses indica el tiempo máximo de almacenamiento en las condiciones normales de obra.
- 1.2.El cemento aluminoso TIPO VI, no debe mezclarse para fines estructurales con ningún otro TIPO de cemento.
- 1.3.Los restante tipos de cemento a base de clinker portland pueden mezclarse entre sí, aunque hay que tener en cuenta que la mezcla puede modificar: fraguado, retracción, endurecimiento, etc.
- 1.4.Los cementos blancos, TIPOS I-B, II-B y V-B, no deben mezclarse con otros cementos que puedan perjudicar su blancura.
- 1.5.Los cementos tipo I-O, I, II y IV pueden emplearse para HORMIGÓN PRETENSADO siempre que tengan un contenido mínimo de clinker del 75 por 100. En el caso de los cementos de los tipos II, II-S, II-C y IV, debe también verificarse que el contenido en sulfuros ($S^{=}$) no sea superior al 0,2 por 100 en masa.
- 1.6.Los cementos tipos I-O, I, II, II-S, II-C, II-Z, III-1 y IV, son resistentes al AGUA DE MAR o a los SULFATOS, si llevan siglas MR o SR en su designación. El cemento tipo III-2 es siempre resistente al agua de mar y a los sulfatos.
- 1.7.La AGRESIVIDAD del medio se ha clasificado a efectos de este cuadro, en los niveles: débil, moderado y alto. En caso de duda conviene estudiar las características del terreno (aguas, sales, pH, etc.) y las del ambiente. En cualquier caso debe cumplirse lo indicado en los Apartados 24.2, 24.3 y 24.4.
- 1.8.Para establecer las RESISTENCIAS mecánicas de los hormigones, se ha empleado la serie definida en el Apartado 26.2 de acuerdo con el criterio siguiente:
—Bajas: Menores que H-150

- Medias: Comprendidas entre H-150 y H-250
- Altas: Comprendidas entre H-250 y H-400
- Muy altas: Superiores a H-400

2. RELATIVAS AL HORMIGÓN

2.1. Las recomendaciones de este cuadro, son para hormigones que no contengan ADITIVOS ni ADICIONES; en caso contrario hay que tener en cuenta las indicaciones particulares de uso. Ver Art. 8.

RECOMENDACIONES PRACTICAS PARA LA UTILIZACIÓN DE LOS CEMENTOS					
CEMENTOS RC-88	RELATIVAS A LOS PROPIOS CEMENTOS			RELATIVAS	
	ALMACENAMIENTO (meses) Ver Art. 5º	UTILIZABLE PARA	NO INDICADO PARA	FABRICACIÓN Y TRANSPORTE (Ver Art. 15º) PUESTA EN OBRA (Ver Art. 16º)	HORMIGONADO TIEMPO FRIO (Ver Art.18º) HORMIGONADO TIEMPO CALUROSO (Art. 19º)
I-0/35 I-0/35A I/35 I/35A	3	– Hormigón en masa, armado y pretensado de resistencias mecánicas medias. – Prefabricación con tratamiento higrotérmico	– Hormigón en medios con nivel de agresividad moderado o alto. – Macizos de gran volumen y piezas de gran espesor, en especial con dosificaciones altas	– Cuidados	– Cuidados
I-0/45 I-45	2	– Hormigón en masa, armado y pretensado de resistencias mecánicas altas. – Prefabricación con o sin tratamiento higrotérmico	– Hormigón en medios con nivel de agresividad moderado o alto. – Macizos de gran volumen y piezas de gran espesor, en especial con dosificaciones altas – Elementos o piezas fisurables por retracción	– Cuidados	– Cuidados
I-0/45A I/45A	2	– Hormigón armado y pretensado de resistencias mecánicas altas a corto plazo – Prefabricación con o sin tratamiento higrotérmico	– Hormigón en medios con nivel de agresividad moderado o alto. – Macizos de gran volumen y piezas de gran espesor, en especial con dosificaciones altas. – Elementos o piezas fisurables por retracción	– Muy cuidados. – Atención a la duración del transporte y puesta en obra	– Al hormigonar en t caluroso, tomar precauciones

Nota- Ver RECOMENDACIONES GENERALES (RG) al principio de este cuadro (pag. 226)

RECOMENDACIONES PRACTICAS PARA LA UTILIZACIÓN DE LOS CEMENTOS					
CEMENTOS RC-88	RELATIVAS A LOS PROPIOS CEMENTOS			RELATIVAS AL HOP	
	ALMACENAMIENTO (meses) Ver Art. 5º	UTILIZABLE PARA	NO INDICADO PARA	FABRICACION Y TRANSPORTE (Ver Art. 15º) PUESTA EN OBRA (Ver Art. 16º)	HORMIGONADO TIEMPO FRIO (Ver Art. 18º) HORMIGONADO TIEMPO CALUROSO (Ver A

I-O/55 I/55	1	— Hormigón armado y pretensado de resistencias mecánicas muy altas. — Prefabricación de todo tipo.	— Hormigón en medios con nivel de agresividad moderado o alto. — Macizos de mediano o gran volumen y piezas de mediano o gran espesor. — Elementos o piezas fisurables por retracción.	— Muy cuidados.	— Al hormigón tiempo caluroso, precauciones.
I-O/55A I/55A	1	— Hormigón armado y pretensado de resistencias mecánicas muy altas a corto plazo. — Prefabricación de todo tipo.	— Hormigón en medios con nivel de agresividad moderado o alto. — Macizos de mediano o gran volumen y piezas de mediano o gran espesor. — Elementos o piezas fisurables por retracción.	— Muy cuidados. — Atención a la duración del transporte y puesta en obra.	— Al hormigón tiempo caluroso, precauciones.
II/35 II/35A	3	— Hormigón en masa y armado incluso en grandes volúmenes que requiera un moderado calor de hidratación y resistencias mecánicas medias.	— Hormigón en medios con nivel de agresividad moderado o alto. — Hormigón pretensado con armaduras pretesas.	— Cuidados.	— Al hormigón tiempo frío, precauciones.
II/45	2	— Hormigón en masa y armado de resistencias mecánicas altas. — Hormigón pretensado. (ver R.G. 1.5) — Prefabricación con tratamiento higrotérmico.	— Hormigón en medios con nivel de agresividad moderado o alto. — Macizos de gran volumen y piezas de gran espesor, en especial con dosificaciones altas.	— Muy cuidados.	— Al hormigón tiempo frío, precauciones. — Al hormigón tiempo caluroso, evaporación
II/45A	2	— Hormigón en masa y armado de resistencias mecánicas altas a corto plazo. — Hormigón pretensado. (ver R.G. 1.5)	— Hormigón en medios con nivel de agresividad moderado o alto. — Macizos de gran volumen y piezas de gran	— Muy cuidados. — Atención a la duración del transporte y puesta en obra.	— Al hormigón tiempo frío, precauciones. — Al hormigón tiempo caluroso, evaporación

		— Prefabricación con tratamiento higrotérmico.	espesor, en especial con dosificaciones muy altas.		
II-S/35 II-S/35A	3	— Hormigón en masa y armado incluso en grandes volúmenes, que requiera un moderado calor de hidratación y resistencias mecánicas medias. — Hormigón en masa y armado en medios con nivel de agresividad débil. — Hormigón en masa para obras marítimas.	— Hormigón en medios con nivel de agresividad moderado o alto. — Hormigón pretensado con armaduras pretesas.	— Cuidados, especialmente la compactación.	— Al hormigón tiempo frío precauciones.

Nota—Ver RECOMENDACIONES GENERALES (RG) al principio de este cuadro (pág. 226).

RECOMENDACIONES PRACTICAS PARA LA UTILIZACION DE LOS CEMENTOS					
CEMENTOS RC-88	RELATIVAS A LOS PROPIOS CEMENTOS			RELATIVAS AL HORMIGÓN	
	ALMACENAMIENTO (meses) Ver Art. 5º	UTILIZABLE PARA	NO INDICADO PARA	FABRICACION Y TRANSPORTE (Ver Art. 15º) PUESTA EN OBRA (Ver Art. 16º)	HORMIGONADO TIEMPO FRÍO (Ver Art. 18º) HORMIGONADO TIEMPO CALUROSO (Ver Art. 19º)
II-S/45	2	— Hormigón en masa y armado incluso en grandes volúmenes, que requiera un moderado calor de hidratación y resistencias mecánicas altas. — Hormigón en masa y armado en medios con nivel de agresividad débil. — Hormigón en masa para obras marítimas. — Hormigón pretensado. (ver RG 1.5) — Prefabricación con tratamiento higrotérmico.	— Hormigón en medios con nivel de agresividad moderado o alto.	— Muy cuidados, especialmente la compactación.	— Al hormigón tiempo frío precauciones.
		— Hormigón en masa	— Hormigón en	— Muy cuidados,	— Al hormigón

II-S/45A	2	y armado incluso en grandes volúmenes, que requiera un moderado calor de hidratación y resistencias mecánicas altas, a corto plazo. — Hormigón en masa y armado en medios con nivel de agresividad débil. — Hormigón en masa para obras marítimas. — Hormigón pretensado. (ver RG 1.5) — Prefabricación con tratamiento higrrotérmico.	medios con nivel de agresividad moderado o alto.	especialmente la compactación.. — Atención a la duración del transporte y puesta en obra.	tiempo frío precauciones.
II-Z/35 II-Z/35A II-C/35 II-C/35A	3	— Hormigón en masa y armado de resistencias mecánicas medias. — Hormigón en masa y armado en medios con agresividad débil por aguas puras, carbónicas o con débil acidez mineral. — Prefabricación con tratamiento higrrotérmico.	— Hormigón en medios con nivel de agresividad moderado o alto. — Hormigón pretensado con armaduras pretesas.	— Cuidados.	— Al hormigón tiempo frío precauciones. — Al hormigón tiempo caluroso o evaporación.
II-Z/45 II-C/45	2	— Hormigón en masa y armado de resistencias mecánicas altas. — Hormigón en masa y armado en medios con nivel de agresividad débil por aguas puras, carbónicas o con débil acidez mineral. — Hormigón pretensado (ver RG 1.5). — Prefabricación con tratamiento higrrotérmico.	— Hormigón en medios con nivel de agresividad moderado o alto. — Macizos de gran volumen y piezas de gran espesor,	— Muy cuidados.	— Al hormigón tiempo frío precauciones. — Al hormigón tiempo caluroso o evaporación

Nota—Ver RECOMENDACIONES GENERALES (RG) al principio de este cuadro (pág. 226).

RECOMENDACIONES PRACTICAS PARA LA UTILIZACION DE LOS CEMENTOS		
	RELATIVAS A LOS PROPIOS CEMENTOS	RELATIVAS AL HORMIGÓN

CEMENTOS RC-88	ALMACEN A- MIENTO (meses) Ver Art. 5º	UTILIZABLE PARA	NO INDICADO PARA	FABRICACION Y TRANSPORTE (Ver Art. 15º) PUESTA EN OBRA (Ver Art. 16º)	HORMIGONADO TIEMPO FRÍO (Ver Art. 18º) HORMIGONADO TIEMPO CALUROSO (Ver A
II-Z/45A II-C/45A	2	— Hormigón en masa y armado de resistencias mecánicas altas a corto plazo. — Hormigón en masa y armado en medios con nivel de agresividad débil por aguas puras, carbónicas o con débil acidez mineral. — Hormigón pretensado (ver RG 1.5). — Prefabricación con tratamiento higrotérmico.	— Hormigón en medios con nivel de agresividad moderado o alto. — Macizos de gran volumen y piezas de gran espesor.	— Muy cuidados. — Atención a la duración del transporte y puesta en obra.	— Al hormigón tiempo frío precauciones. — Al hormigón tiempo caluroso o evaporación.
II-F/35 II-F/35A	3	— Hormigón en masa, armado y pretensado de resistencias mecánicas medias. — Prefabricación con tratamiento higrotérmico.	— Hormigón en medios con nivel de agresividad moderado o alto. — Macizos de gran volumen y piezas de gran espesor, en especial con dosificaciones muy altas. — Hormigón pretensado con armaduras pretesas.	— Cuidados.	— Al hormigón tiempo frío precauciones. — Al hormigón tiempo caluroso o evaporación.
II-F/45	2	— Hormigón en masa, armado y pretensado de resistencias mecánicas altas. — Prefabricación con o sin tratamiento higrotérmico.	— Hormigón en medios con nivel de agresividad moderado o alto. — Macizos de gran volumen y piezas de gran espesor, en especial con dosificaciones altas. — Elementos y piezas fisurables por retracción.	— Muy cuidados.	— Al hormigón tiempo frío precauciones. — Al hormigón tiempo caluroso o evaporación.
II-F/45A	2	— Hormigón en masa, armado y pretensado de	— Hormigón en medios con nivel de	— Muy cuidados. — Atención a la	— Al hormigón tiempo frío

		resistencias mecánicas altas a corto plazo. — Prefabricación con o sin tratamiento higrrotérmico.	agresividad moderado o alto. — Macizos de gran volumen y piezas de gran espesor, es especial con dosificaciones muy altas. — Elementos y piezas fisurables por retracción.	duración del transporte y puesta en obra.	precauciones. — Al hormigón tiempo caluroso y evaporación.
III-1/25	3	— Hormigón en masa incluso en grandes volúmenes, que requiera un moderado calor de hidratación y resistencias mecánicas bajas. — Hormigón en masa en medios con nivel de agresividad moderado.	— Hormigón armado y pretensado.	— Cuidados, procurando una buena compactación.	— Al hormigón tiempo frío precauciones. — Al hormigón tiempo caluroso y evaporación.

Nota—Ver RECOMENDACIONES GENERALES (RG) al principio de este cuadro (pág. 226).

RECOMENDACIONES PRACTICAS PARA LA UTILIZACION DE LOS CEMENTOS					
CEMENTOS RC-88	RELATIVAS A LOS PROPIOS CEMENTOS			RELATIVAS AL HORMIGÓN	
	ALMACENAMIENTO (meses) Ver Art. 5º	UTILIZABLE PARA	NO INDICADO PARA	FABRICACION Y TRANSPORTE (Ver Art. 15º) PUESTA EN OBRA (Ver Art. 16º)	HORMIGONADO TIEMPO FRÍO (Ver Art. 18º) HORMIGONADO TIEMPO CALUROSO (Ver Art. 19º)
III-1/35 III-1/35A	3	— Hormigón en masa y armado, incluso en grandes volúmenes, que requiera un moderado calor de hidratación y resistencias mecánicas medias. — Hormigón en masa y armado en medios con nivel de agresividad moderado. — Prefabricación con tratamiento higrrotérmico.	— Hormigón pretensado.	— Cuidados, procurando una buena compactación.	— Al hormigón tiempo frío precauciones. — Al hormigón tiempo caluroso y evaporación.
III-1/45	2	— Hormigón en masa y armado, incluso en	— Hormigón pretensado.	— Muy cuidados, procurando una buena	— Al hormigón tiempo frío

		grandes volúmenes, que requiera un moderado calor de hidratación y resistencias mecánicas altas. — Hormigón en masa y armado en medios con nivel de agresividad moderado. — Prefabricación con tratamiento higrrotérmico.		compactación.	precauciones. — Al hormigón en tiempo caluroso o evaporación.
III-1/45A	2	— Hormigón en masa y armado, incluso en grandes volúmenes, que requiera un moderado calor de hidratación y resistencias mecánicas altas a corto plazo. — Hormigón en masa y armado en medios con nivel de agresividad moderado. — Prefabricación con tratamiento higrrotérmico.	— Hormigón pretensado.	— Muy cuidados, procurando una buena compactación. — Atención a la duración del transporte y puesta en obra.	— Al hormigón en tiempo frío precauciones. — Al hormigón en tiempo caluroso o evaporación.
III-2/25	3	— Hormigón en masa incluso en grandes volúmenes, que requiera un bajo calor de hidratación y resistencias mecánicas bajas. — Hormigón en masa en medios con nivel de agresividad alto. — Hormigón en masa resistente al agua de mar y a los sulfatos.	— Hormigón armado y pretensado. — Hormigón en masa en elementos de gran superficie y/o pequeño espesor. — Hormigón en masa en ambientes muy secos.	— Cuidados, procurando una buena compactación.	— Al hormigón en tiempo frío precauciones. — Al hormigón en tiempo caluroso o evaporación.
III-2/35 III-2/35A	3	— Hormigón en masa y armado, incluso en grandes volúmenes, que requiera un bajo calor de hidratación y resistencias mecánicas medias. — Hormigón en masa	— Hormigón pretensado. — Hormigón en masa y armado en elementos de gran superficie y/o pequeño espesor. — Hormigón en masa	— Cuidados, procurando una buena compactación.	— Al hormigón en tiempo frío precauciones. — Al hormigón en tiempo caluroso o evaporación.

		y armado en medios con nivel de agresividad alto. — Hormigón en masa y armado resistente al agua de mar y a los sulfatos.	y armado en ambientes muy secos.		
--	--	--	----------------------------------	--	--

Nota—Ver RECOMENDACIONES GENERALES (RG) al principio de este cuadro (pág. 226).

RECOMENDACIONES PRACTICAS PARA LA UTILIZACION DE LOS CEMENTOS					
CEMENTOS RC-88	RELATIVAS A LOS PROPIOS CEMENTOS			RELATIVAS AL HORMIGONADO	
	ALMACENAMIENTO (meses) Ver Art. 5º	UTILIZABLE PARA	NO INDICADO PARA	FABRICACION Y TRANSPORTE (Ver Art. 15º) PUESTA EN OBRA (Ver Art. 16º)	HORMIGONADO TIEMPO FRÍO (Ver Art. 18º) HORMIGONADO TIEMPO CALUROSO (Ver Art. 19º)
III-2/45	2	— Hormigón en masa y armado, incluso en grandes volúmenes, que requiera un bajo calor de hidratación y resistencias mecánicas altas. — Hormigón en masa y armado en medios con nivel de agresividad alto. — Hormigón en masa y armado resistente al agua de mar y a los sulfatos.	— Hormigón pretensado. — Hormigón en masa y armado con elementos de gran superficie y/o pequeño espesor. — Hormigón en masa y armado en ambientes muy secos.	— Muy cuidados, procurando una buena compactación.	— Al hormigón en tiempo frío tomar precauciones. — Al hormigón en tiempo caluroso evitar la evaporación.
III-2/45A	2	— Hormigón en masa y armado, incluso en grandes volúmenes, que requiera un bajo calor de hidratación y resistencias mecánicas altas a corto plazo. — Hormigón en masa y armado en medios con nivel de agresividad alto. — Hormigón en masa y armado resistente al agua de mar y a los sulfatos.	— Hormigón pretensado. — Hormigón en masa y armado en elementos de gran superficie y/o pequeño espesor. — Hormigón en masa y armado en ambientes muy secos.	— Muy cuidados, procurando una buena compactación. — Atención a la duración del transporte y puesta en obra.	— Al hormigón en tiempo frío tomar precauciones. — Al hormigón en tiempo caluroso evitar la evaporación.

IV/25	3	— Hormigón en masa, incluso en grandes volúmenes, de resistencias mecánicas bajas. — Hormigón en masa con áridos sospechosos de reactividad frente a álcalis. — Hormigón en masa en medios con nivel de agresividad débil por aguas puras, carbónicas o con débil acidez orgánica o mineral.	— Hormigón armado y pretensado.	— Cuidados, procurando una buena compactación.	— Al hormigón tiempo frío tomar precauciones.
IV/35 IV/35A	3	— Hormigón en masa y armado, incluso en grandes volúmenes, de resistencias mecánicas medias. — Hormigón en masa y armado con áridos sospechosos de reactividad frente al álcalis. — Hormigón en masa en medios con nivel de agresividad débil por aguas puras, carbónicas o con débil acidez orgánica o mineral. — Prefabricación con tratamiento higrotérmico.	— Hormigón pretensado con armaduras pretensas.	— Cuidados, procurando una buena compactación.	— Al hormigón tiempo frío tomar precauciones.

Nota—Ver RECOMENDACIONES GENERALES (RG) al principio de este cuadro (pág. 226).

RECOMENDACIONES PRACTICAS PARA LA UTILIZACION DE LOS CEMENTOS					
CEMENTOS RC-88	RELATIVAS A LOS PROPIOS CEMENTOS			RELATIVAS AL HORMIGÓN	
	ALMACENAMIENTO (meses) Ver Art. 5º	UTILIZABLE PARA	NO INDICADO PARA	FABRICACION Y TRANSPORTE (Ver Art. 15º) PUESTA EN OBRA (Ver Art. 16º)	HORMIGONADO TIEMPO FRÍO (Ver Art. 18º) HORMIGONADO TIEMPO CALUROSO (Ver Art. 19º)
		— Hormigón en masa		— Muy cuidados,	— Al hormigón

IV/45	2	y armado, incluso en grandes volúmenes, de resistencias mecánicas altas. — Hormigón en masa y armado con áridos sospechosos de reactividad frente al álcalis. — Hormigón en masa en medios con nivel de agresividad débil por aguas puras, carbónicas o con débil acidez orgánica o mineral. — Hormigón pretensado. (ver RG 1.5). — Prefabricación con tratamiento higrotérmico.		procurando una buena compactación.	tiempo frío tomar precauciones.
IV/45A	2	— Hormigón en masa y armado, incluso en grandes volúmenes, de resistencias mecánicas altas a corto plazo. — Hormigón en masa y armado con áridos sospechosos de reactividad frente al álcalis. — Hormigón en masa en medios con nivel de agresividad débil por aguas puras, carbónicas o con débil acidez orgánica o mineral. — Hormigón pretensado. (ver RG 1.5). — Prefabricación con tratamiento higrotérmico.		— Muy cuidados, procurando una buena compactación. — Atención a la duración del transporte y puesta en obra.	— Al hormigón tiempo frío tomar precauciones.
V/25	3	— Hormigón en masa, incluso en grandes volúmenes, que requiera un bajo calor de hidratación poca	— Hormigón armado y pretensado.	— Cuidados, procurando una buena dosificación.	— Al hormigón tiempo frío o evitar la evaporación

		retracción y resistencia mecánica baja. — Hormigón en masa con áridos sospechosos de reactividad frente a álcalis. — Bases y sub-bases granulares tratadas para carreteras. — Estabilización de suelos y explanadas. — Hormigón compactado para base de carreteras y para presas.			
--	--	---	--	--	--

Nota—Ver RECOMENDACIONES GENERALES (RG) al principio de este cuadro (pág. 226)

RECOMENDACIONES PRACTICAS PARA LA UTILIZACION DE LOS CEMENTOS					
CEMENTOS RC-88	RELATIVAS A LOS PROPIOS CEMENTOS			RELATIVAS AL HORMIGÓN	
	ALMACENAMIENTO (meses) Ver Art. 5º	UTILIZABLE PARA	NO INDICADO PARA	FABRICACION Y TRANSPORTE (Ver Art. 15º) PUESTA EN OBRA (Ver Art. 16º)	HORMIGONADO TIEMPO FRÍO (Ver Art. 18º) HORMIGONADO TIEMPO CALUROSO (Ver Art. 19º)
V/35	3	— Hormigón en masa, incluso en grandes volúmenes, que requiera un bajo calor de hidratación, poca retracción y resistencia mecánica media. — Hormigón en masa con áridos sospechosos de reactividad frente al álcalis. — Pavimentos de hormigón vibrado. — Bases de hormigón magro para carreteras.	— Hormigón armado y pretensado.	— Cuidados, procurando una buena dosificación.	— Al hormigón en tiempo frío o caluroso, evitar la evaporación.
VI/55(*)	1	— Hormigón de carácter refractario. — En asos muy especiales, hormigón en	— Hormigón pretensado. — Hormigón en masa y armado en medios	— Muy cuidados. — En la fabricación no utilizar áridos con finos, emplear una baja relación	— Al hormigón en tiempo caluroso, evitar la evaporación.

		masa para usos temporales, en medios agresivos ácidos o en terrenos yesíferos. — Hormigón para reparaciones rápidas de carácter temporal que no afecten a elementos estructurales.	agresivos alcalinos. — Macizos de gran volumen y piezas de gran espesor. — Hormigones muy plásticos.	agua/cemento y no sobrepasar los 25 °C. — No reamasar. — Atención a la duración del transporte y puesta en obra.	
--	--	---	--	--	--

Nota— Ver RECOMENDACIONES GENERALES (RG) al principio de este cuadro (pág. 226)

(*) Véase Anejo 4.

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 las prescripciones exigidas en la Reglamentación vigente.
- 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 pueden 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/m³ 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.
- 4.3. En el hormigonado en tiempo frío las precauciones a tomar serán:
 - a) 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.
 - b) No deberán utilizarse áridos congelados o con hielo.
 - c) 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 asegurara 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 las barras corrugadas

Capítulo I : Número de ensayos y exigencias mínimas

Conforme a las recomendaciones del Comité Euro-internacional del Hormigón, se realizarán 25 ensayos de adherencia por diámetro, adoptándose como diámetros a ensayar 8, 16 y 32 milímetros, que definen los tres grupos de diámetros siguientes:

8 para la serie fina (6, 8 y 10)

16 para la serie media (12, 16 y 20)

32 para la serie gruesa (25, 32 y 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 5 barras por diámetro, de las que tengan valores más desfavorables para el ensayo de adherencia. De cada barra se cortarán 5 muestras, formándose así las 25 muestras que constituyen la serie por diámetro.

En el certificado de homologación figurarán los valores geométricos de los resaltos correspondientes a las muestras ensayadas. Por 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.

Capítulo 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, fino, medio y grueso, y se ensayarán cinco muestras por barra y cinco barras por diámetro.

3.2. Forma y medidas: Serán vigas formadas por dos bloques paralelepípedicos de hormigón armado, unidos en su parte inferior por la armadura en estudio y en su parte superior por una rótula de acero (figs. 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 o 4/16 1.300 kg

Arena de granulometría 0/2 600 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 25 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 15x30, confeccionadas y conservadas en iguales condiciones que las vigas.

Como mínimo se confeccionarán tres probetas por amasada.

La resistencia media, a los 28 días, deberá estar comprendida entre 230 y 320 kp/cm² si se mide en probeta cúbica, o entre 185 y 260 kp/cm² 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 10 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.

ENSAYO DE ADHERENCIA
ESQUEMA DE ROTULAS

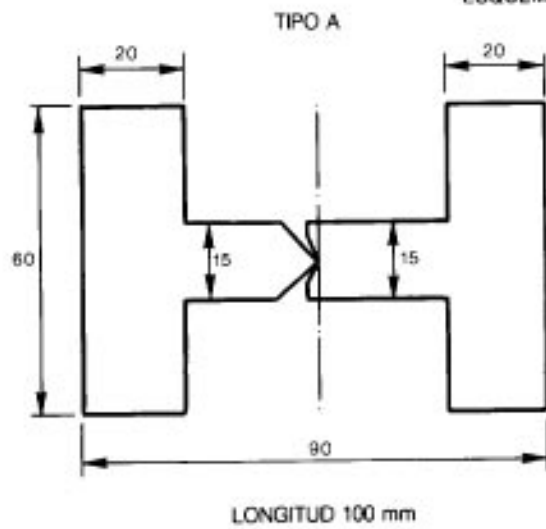


Figura 1.

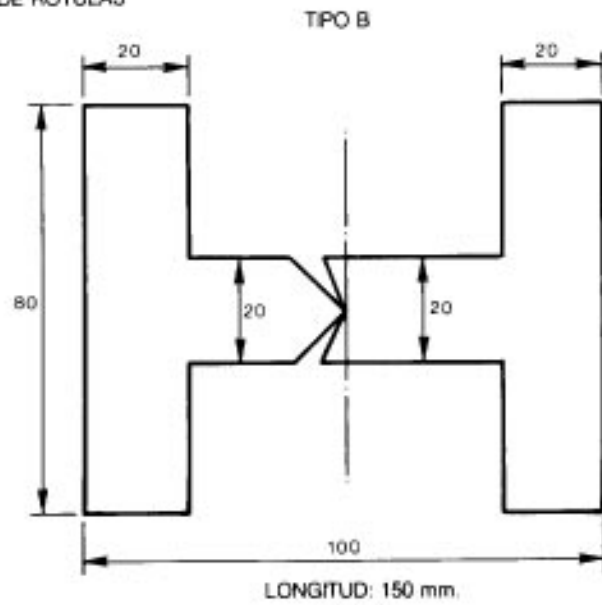
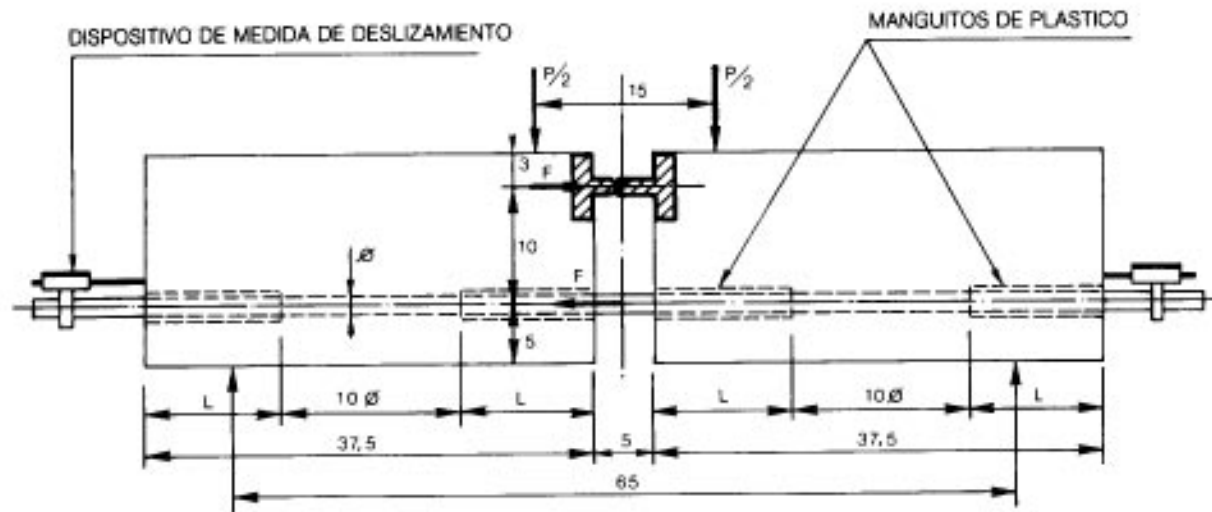


Figura 2.

ESCALA 4:5



ESCALA 1:6

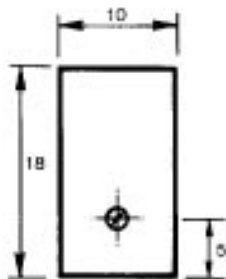


Figura 3.

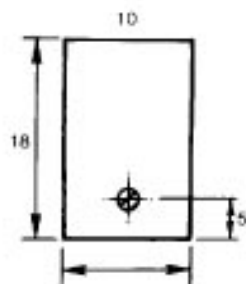
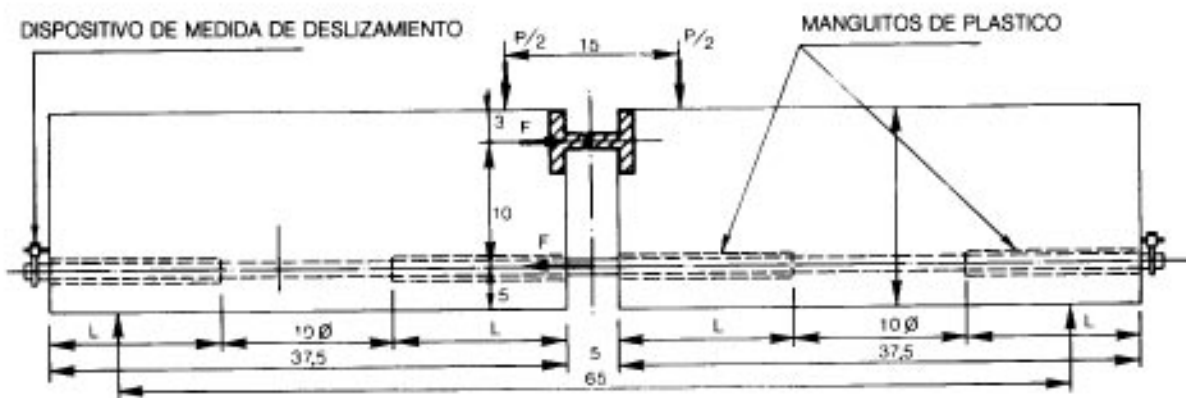


Figura 4.

ENSAYO DE ADHERENCIA TIPO A ($\varnothing < 16$ mm)
ARMADURAS DE LAS PROBETAS

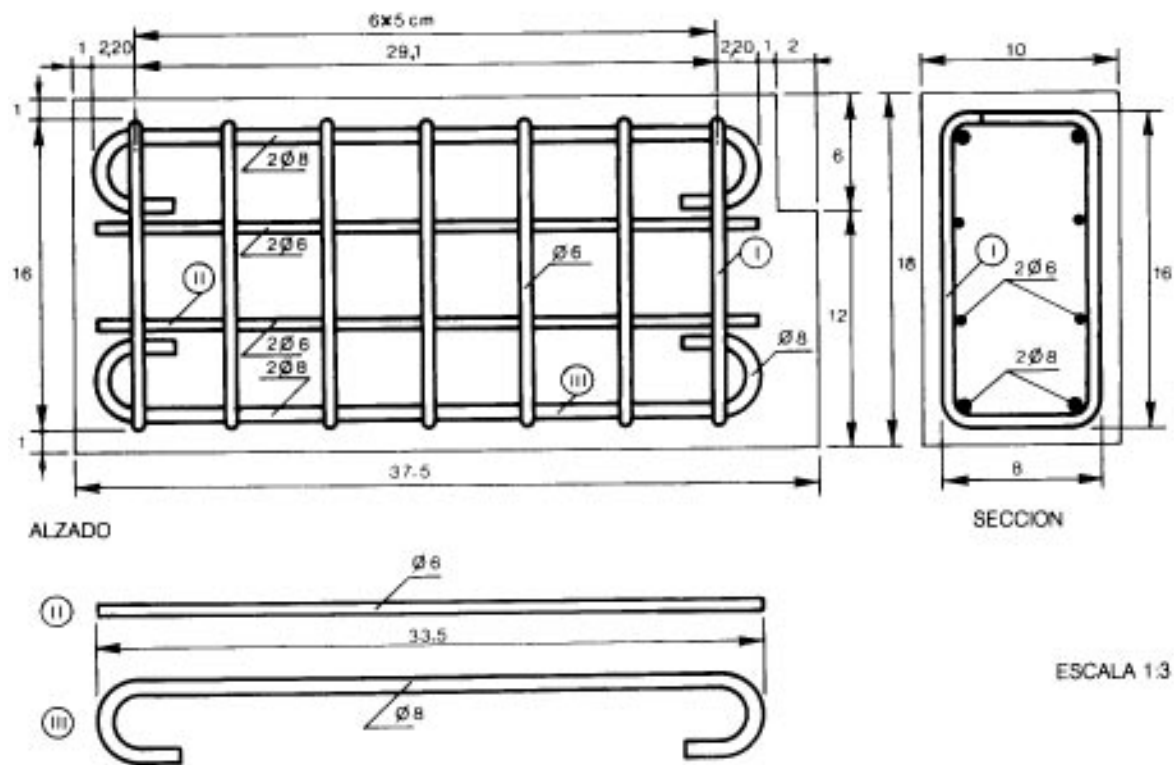


Figura 5.

E

ENSAYO DE ADHERENCIA TIPO B ($\varnothing \geq 16$ mm) ARMADURAS DE LAS PROBETAS

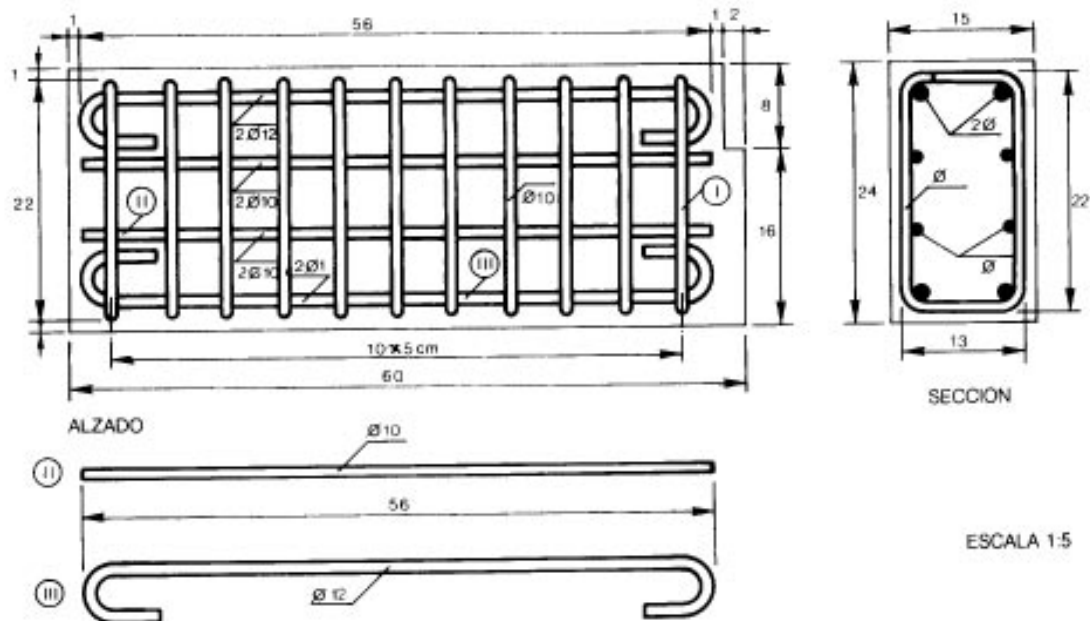


Figura 6.

La puesta en carga se realizará por escalones sucesivos correspondientes a tensiones σ_s en la barra de 0-800 - 1.600 - 2.400, etc., kp/cm^2 . La carga total aplicada a la probeta en cada escalón de carga viene dada por una de las dos expresiones siguientes:

$$P = \frac{A \cdot s_s}{1,25} \text{ para barras de } \varnothing < 16 \text{ mm}$$

$$P = \frac{A \cdot s_s}{1,50} \text{ para barras de } \varnothing \geq 16 \text{ mm}$$

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 σ_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 τ_{bm} y τ_{bu} , siendo $\tau_{bm} = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_1}{3}$ y τ_{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.

τ_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 τ_{bu} constituye el tercer valor a introducir en el cálculo de τ_{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.

Capítulo 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 τ_b en 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 Protección adicional contra el fuego

El contenido de este Anejo corresponde exclusivamente a los aspectos de la estructura relacionados con su capacidad resistente.

No se contemplan, por lo tanto, otras funciones que la estructura pueda desempeñar, tales como aislamiento, estanquidad al fuego, etc.

Los recubrimientos indicados en las tablas que siguen son establecidos exclusivamente por razones de resistencia al fuego, debiendo adoptarse otros mayores si son requeridos por otras razones.

Corresponden a estructuras de hormigón sin protección especial contra el fuego.

Pueden adoptarse valores de protección inferiores a los consignados mediante el empleo de protecciones que deberán ser objeto de los correspondientes cálculos justificativos.

Siempre que, de acuerdo con lo que más adelante se indica, se usen recubrimientos de la armadura principal de una pieza mayores de 40 mm, se dispondrá para controlar el riesgo de desprendimiento del hormigón de recubrimiento, una malla cuadrada como armadura, de 0,5 kg/m² de peso mínimo, con una separación máxima entre alambres de 150 mm y situada a no más de 25 mm de la superficie de la pieza.

Cualquier armadura, resistente o no, existente en la pieza puede desempeñar simultáneamente esta función de resistencia al fuego.

En cualquier caso y aún con recubrimientos inferiores al límite consignado, es una buena práctica, desde el punto de vista de la resistencia al fuego, la disposición de armaduras en ambos sentidos, con separaciones no superiores a 150 mm.

Resistencia al fuego

Se denomina periodo de resistencia al fuego al tiempo en minutos durante el cual la pieza resiste una carga de servicio cuando se la somete al ensayo de resistencia previsto en UNE 23.093/81. De acuerdo con ello en lo que sigue se consideran períodos de resistencia al fuego de 30, 60, 90, 120, 180 y 240 minutos designados como F 30, F 60, F 90, F 120, F 180 y F 240 respectivamente.

Se entiende que la pieza es resistente al fuego si cumple la función de resistir las cargas que deba soportar incluido el peso propio. Por supuesto, en esas condiciones la pieza puede estar fuera de servicio desde el punto de vista de estado límite de utilización.

<i>Soportes</i>	<i>Períodos de resistencia al fuego</i>					
	<i>F 30</i>	<i>F 60</i>	<i>F 90</i>	<i>F 120</i>	<i>F 180</i>	<i>F 240</i>
Dimensión mínima de la sección transversal	150	200	240	300	400	500
Recubrimiento mínimo de la armadura principal	10	20	30	35	35	35

<i>Vigas</i>	<i>Períodos de resistencia al fuego</i>					
	<i>F 30</i>	<i>F 60</i>	<i>F 90</i>	<i>F 120</i>	<i>F 180</i>	<i>F 240</i>
Espesores mínimos de la sección	80	120	150	200	240	280

<i>Vigas</i>	<i>Períodos de resistencia al fuego</i>											
	<i>F 30</i>		<i>F 60</i>		<i>F 90</i>		<i>F 120</i>		<i>F 180</i>		<i>F 240</i>	
Recubrimiento mínimo (c) correspondiente a cada espesor (e)	e	c	e	c	e	c	e	c	e	c	e	c
	80	20	120	35	150	50	200	60	240	75	280	85
	120	10	160	30	200	40	240	50	300	65	350	75

	160	10	200	25	280	35	300	45	400	60	500	70
	200	10	300	20	400	30	500	40	600	55	700	65

<i>Losas macizas</i>	<i>Períodos de resistencia al fuego</i>					
	<i>F 30</i>	<i>F 60</i>	<i>F 90</i>	<i>F 120</i>	<i>F 180</i>	<i>F 240</i>
Canto mínimo	100	100	125	125	150	175
Recubrimiento mínimo de la armadura principal	10	20	30	40	55	65

<i>Forjados aligerados con bovedillas</i>	<i>Períodos de resistencia al fuego</i>					
	<i>F 30</i>	<i>F 60</i>	<i>F 90</i>	<i>F 120</i>	<i>F 180</i>	<i>F 240</i>
Canto mínimo	100	110	140	160	175	190
Ancho mínimo del nervio	50	70	80	90	100	125
Recubrimiento mínimo de la armadura principal	10	20	30	40	55	65

<i>Muros</i>	<i>Períodos de resistencia al fuego</i>					
	<i>F 30</i>	<i>F 60</i>	<i>F 90</i>	<i>F 120</i>	<i>F 180</i>	<i>F 240</i>
Espesor mínimo	100	120	140	160	200	240
Recubrimiento mínimo	10	10	15	25	25	25

<i>Piezas en tracción simple o compuesta</i>	<i>Períodos de resistencia al fuego</i>					
	<i>F 30</i>	<i>F 60</i>	<i>F 90</i>	<i>F 120</i>	<i>F 180</i>	<i>F 240</i>
Dimensión mínima de la sección transversal	80	120	150	200	240	280
Recubrimiento mínimo de la armadura principal	20	35	50	60	75	85

Los períodos mínimos de resistencia al fuego para cada tipo de estructura serán fijados en las reglamentaciones correspondientes.

Dimensiones y recubrimientos

Las dimensiones y recubrimientos mínimos expresados en milímetros serán los indicados en las tablas anteriormente reseñadas que se refieren a hormigón con áridos silíceos. Pueden reducirse un 10 por 100 para áridos calizos.

Ordenanzas municipales

El proyectista tendrá en cuenta además, en el caso de que las hubiere, las normas y ordenanzas municipales que sean de aplicación según la ubicación de la obra.

A título de ejemplo pueden citarse las Ordenanzas Municipales de Madrid y Barcelona.

Anejo 7 Método de cálculo simplificado del momento tope

Capítulo 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 $\left(\frac{y}{d}\right)_{lim}$

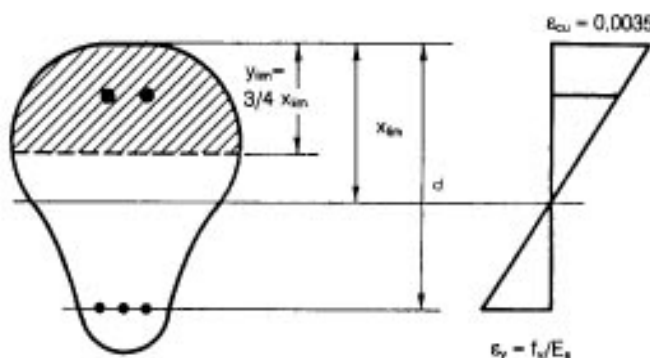


Figura A.7.1.

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

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 (fig. A.7.1), puesto que corresponde a un acortamiento en el hormigón de valor $\epsilon_{cu} = 0,0035$, y a un alargamiento en el acero igual al correspondiente a su escalón de cadencia

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{f_y}{2.100.000}$$

Por tanto:

$$\left(\frac{x}{d}\right)_{\text{lim}} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{1}{1 + \frac{f_y}{2.100.000 \cdot 0,0035}} = \frac{1}{1 + 1,36 \cdot 10^{-4} \cdot f_y}$$

y como:

$$y = 0,75 x$$

resulta

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

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 (fig. A.7.2) y prescindiendo por ahora de la hipótesis del momento tope, que más adelante se considera, esa condición se escribe:

$$N = f_{ck} \int_0^y b \cdot dy - A_s \cdot f_y + A'_s \cdot f_{yc} \quad [2]$$

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.

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:

$$\frac{y}{d} = \frac{N + A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f_{yc}}{f_{ck} \cdot b_m \cdot d} \quad [3]$$

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.

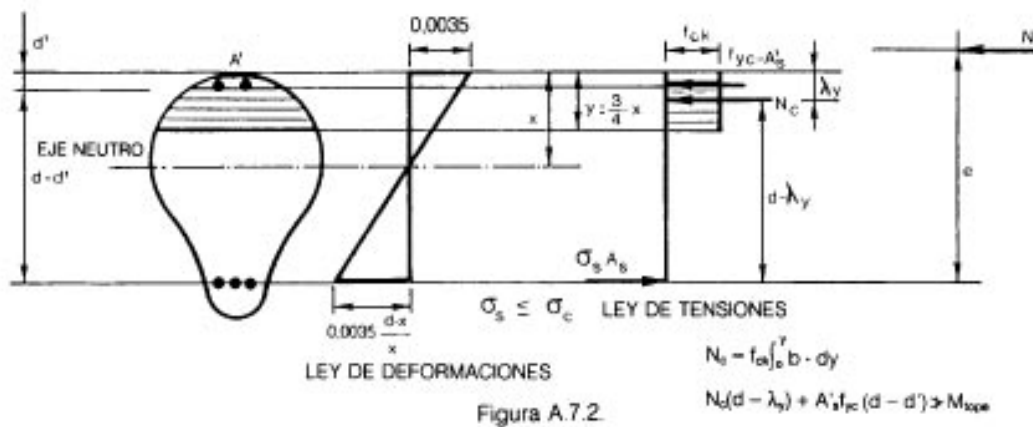
1.2. Expresión de las ecuaciones de equilibrio: La ecuación de equilibrio de momentos (fig. A.7.2) se escribe así:

$$N \cdot e = f_{ck} \int_0^y b(d-y)dy + A'_s \cdot f_{yc} \cdot (d-d') \quad [4]$$

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:

$$N \cdot e = f_{ck} \cdot b_m \cdot y(d-\lambda \cdot y) + A'_s \cdot f_{yc} \cdot (d-d')$$

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



Esta ecuación de equilibrio de momentos, unida a la de equilibrio de fuerzas [3] anteriormente obtenido, 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 σ_s . Por tanto:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{y}{d} = \frac{N + A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f_{yc}}{f_{ck} \cdot b_m \cdot d} \\ M = N \cdot e = f_{ck} \cdot b_m \cdot d^2 \frac{y}{d} \left(1 - \lambda \frac{y}{d}\right) + A'_s \cdot f_{yc} \cdot (d - d') \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{válida si resulta} \\ [3] \quad \left[\frac{y}{d} \leq \left(\frac{y}{d}\right)_{lim} \right] \end{array} \quad [5]$$

Si resulta:

$$\frac{3}{4} \geq \frac{y}{d} > \left(\frac{y}{d}\right)_{lim}$$

el sistema que resuelve el cálculo de la sección es la siguiente:

$$\begin{array}{l} \sigma_s \text{ en kp/cm}^2 \\ \text{válida si resulta} \end{array} \quad [6]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{y}{d} = \frac{0,75 \cdot 0,0035}{0,0035 + \frac{\sigma_s}{2100000}} \\ N = f_{ck} \cdot b_m \cdot y - A_s \sigma_s + A'_s \cdot f_{yc} \\ M = N \cdot e = f_{ck} \cdot b_m \cdot d^2 \frac{y}{d} \left(1 - \lambda \frac{y}{d}\right) + A'_s \cdot f_{yc} \cdot (d - d') \end{array} \right. \quad \left[\frac{y}{d} > \left(\frac{y}{d}\right)_{lim} \right] \quad [7]$$

[8]

En este caso en que la rotura se produce por deficiencia del hormigón existe una nueva incógnita, que es la tensión σ_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 37º, de la Instrucción, una sección de hormigón armado no puede resistir un momento superior al «momento tope», cuyo valor es:

$$M_{\text{tope}} = 0,70 f_{\text{ck}} \int_0^d b(d-y)dy + A'_s \cdot f_{\text{yc}} \cdot (d-d') \quad [8a]$$

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

$$f_{\text{ck}} \int_0^y b(d-y)dy = 0,70 f_{\text{ck}} \int_0^d b(d-y)dy$$

De esta igualdad se obtiene $\left(\frac{y}{d}\right)_{\text{tope}}$

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 $\left(\frac{y}{d}\right)_{\text{lim}}$ y de $\left(\frac{y}{d}\right)_{\text{tope}}$.

El caso más sencillo y también el más frecuente es aquél en que se verifica

$$\left(\frac{y}{d}\right)_{\text{tope}} \leq \left(\frac{y}{d}\right)_{\text{lim}}$$

En este caso, la ecuación [3] proporciona el valor de $\frac{y}{d}$ que debe compararse con los de referencia

$$\left(\frac{y}{d}\right)_{\text{lim}}, \left(\frac{y}{d}\right)_{\text{tope}}$$

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 aquél en que se verifica.

$$\left(\frac{y}{d}\right)_{\text{tope}} > \left(\frac{y}{d}\right)_{\text{lim}}$$

correspondiente a secciones del tipo T invertida, armadas con acero de límite elástico elevado. En este caso, si el valor $\frac{y}{d}$ obtenido de la ecuación [3] resulta mayor que $\left(\frac{y}{d}\right)_{\text{lim}}$ 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 a Y_{tope}

$$N_{\text{tope}} = f_{\text{ck}} \int_0^{Y_{\text{tope}}} bdy + A'_s \cdot f_{\text{yc}} - A_s \sigma_s$$

expresión en la que σ_s tiene un valor que puede obtenerse de [6] haciendo $Y = Y_{\text{tope}}$. Dicho valor es:

$$\sigma_s = 7.350 \left[\frac{0,75}{\left(\frac{y}{d}\right)_{\text{tope}}} - 1 \right] ; \quad (\sigma_s \text{ en kp/cm}^2)$$

En cualquiera de los dos casos indicados, es decir, cualquiera que sea el sentido de la desigualdad entre $\left(\frac{y}{d}\right)_{\text{lim}}$ y $\left(\frac{y}{d}\right)_{\text{tope}}$ siempre que resulte $\frac{y}{d} \geq \left(\frac{y}{d}\right)_{\text{tope}}$ o, lo que es equivalente $N \geq N_{\text{tope}}$, 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 a $0,7 f_{ck}$, extendida a todo el canto útil). Por tanto, en los casos de grandes profundidades de la fibra neutra, es decir, cuando $\frac{y}{d} > \left(\frac{y}{d}\right)_{\text{tope}}$ deberá verificarse

$$N \leq 0,70 f_{ck} \int_0^d b dy + A'_s \cdot f_{yc} \quad [8b]$$

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.

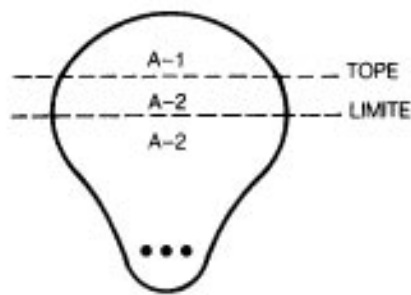


Figura A.7.3.

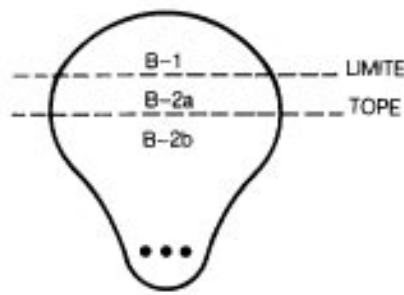


Figura A.7.4.

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:

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

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

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

$$\text{B.2a) } N < N_{\text{tope}}$$

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

$$\text{B.2b) } N \geq N_{\text{tope}}$$

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

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 T, se ofrecen las fórmulas prácticas de cálculo, que incluyen ya los coeficientes de mayoración y minoración correspondientes a las solicitaciones y a los materiales, respectivamente; es decir, se sustituye:

$$\begin{array}{l} f_{ck} \text{ por } f_{cd} \\ f_{yc} \text{ por } f_{yc,d} \\ f_y \text{ por } f_{yd} \\ N \text{ por } N_d \end{array}$$

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 y 4 siguientes puede consultarse en el Anejo I 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_{s1} , reservándose U_c para representar un concepto análogo, pero aplicado al hormigón:

$$U_{s1} = A_s \cdot f_{yd} = \text{capacidad mecánica de la armadura de tracción o menos comprimida. Por brevedad, se designa a veces también por } U_{s1} \text{ a la propia armadura (1);}$$

(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 $A_s \cdot f_{yc,d}$. 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 $f_{yd} \leq 4.000 \text{ kp/cm}^2$ (valor límite máximo admitido en esta Instrucción para $f_{yc,d}$) los valores de f_{yd} y $f_{yc,d}$ son idénticos.

$$U_{s2} = A'_s \cdot f_{yc,d} = \text{capacidad mecánica de la armadura de compresión o más comprimida. Por brevedad se designa a veces también } U_{s2} \text{ a la propia armadura;}$$

$$U_c = f_{cd} \cdot b \cdot d = \text{capacidad mecánica de la sección útil del hormigón, en sección rectangular;}$$

$$U_c = f_{cd} \cdot b \cdot h = \text{capacidad mecánica de la sección total de hormigón, en sección rectangular.}$$

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}). 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 (fig. 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, se avisa en cada uno de los casos en que es imprescindible hacerla.

2.3. Campo de validez de las fórmulas: Las fórmulas de los apartados 3 y 4 siguientes son válidas cuando se emplea acero de límite elástico característico no superior a 5.000 kp/cm^2 y dicho acero posee escalón de cadencia. Estas fórmulas corresponden a la teoría general del momento tope. Si el acero no posee escalón de cadencia, las citadas fórmulas son igualmente aplicables, admitiendo que el diagrama de cálculo del acero tiene el

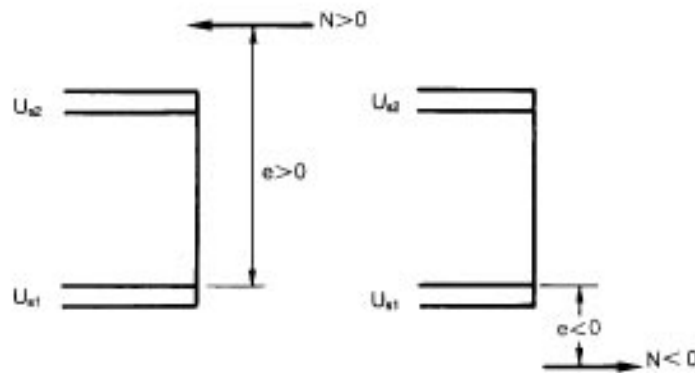


Figura A.7.5.

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 $f_y > 5.000 \text{ kp/cm}^2$, habría que acudir a la ecuación de compatibilidad de deformaciones (ecuación [6] del apartado 1 anterior).

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

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

- 1.º La resistencia de cálculo del acero en compresión está limitada superiormente por el valor $f_{yc,d} = 4.000 \text{ kp/cm}^2$.
- 2.º La resistencia de cálculo del hormigón en las piezas hormigonadas verticalmente debe reducirse en un 10 por 100.

(2) Se exceptúa el caso de fuerza de tracción ($N_d < 0$) actuando entre las dos armaduras. En este caso de tracción simple o compuesta véase el apartado 38.4 de la Instrucción.

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 recubrimiento esté en compresión. Si se procede de esta última forma no se llega a la paradoja indicada en el párrafo anterior.

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

Capítulo III : Sección rectangular

3. Fórmulas para sección rectangular con acero de $f_y \leq 5.000 \text{ kp/cm}^2$

En secciones rectangulares armadas con acero de $f_y \leq 5.000 \text{ kp/cm}^2$, 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 $M_d \leq 0,35 U_c \cdot d$ [9] (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:

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{M_d}{0,35 \cdot f_{cd} \cdot b}} \text{ cuando } b \text{ es dato:} \quad [11]$$

$$d_{\min} = \sqrt[3]{\frac{M_d}{0,35 f_{cd}} \cdot \left(\frac{d}{b}\right)} \text{ cuando } \frac{d}{b} \text{ es dato} \quad [12]$$

3.1.2. Comprobación: Siendo M_u el momento de agotamiento, debe ser:

$$M_d \leq M_u = U_{s1} \left(1 - \frac{U_{s1}}{2 U_c} \right) d, \text{ entrando en ella con}$$

$$U_{s1} \geq 0,045 U_c \quad [13]$$

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:

$$U_{s2} \geq \frac{M_d - 0,35 U_c \cdot d}{d - d'} \quad [14]$$

Caso A: La armadura U_{s2} 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 $U_{s2} \neq \frac{M_d}{d - d'}$.

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_{s2} 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: $\begin{cases} U_{s2} \neq U_{s1} \\ U_{s1} \neq 0,45 U_c + U_{s2} \end{cases}$

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:

$$N_d \leq N_u = 0,7 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} + A'_s \cdot f_{yc,d} + A_s \cdot f_{yc,d}$$

La excentricidad e_b correspondiente al baricentro plástico de la sección es:

$$e_b = \frac{0,35 \cdot U_c \cdot d (1 - p^2) + U_{s2} \cdot (d \cdot d')}{0,7 \cdot U_{ct} + A_s \cdot f_{yc,d} + U_{s2}} \cong \frac{0,35 U_c \cdot d + U_{s2} (d - d')}{0,7 \cdot U_{ct} + A_s \cdot f_{yc,d} + U_{s2}} \quad [20]$$

$$\text{Siendo } p = \frac{h - d}{d}$$

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 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 $U_{s2} \geq U_{smin}$, siendo U_{smin} el mayor de los tres valores siguientes:

$$0; 0,05 N_d; U_{svrit} = \frac{N_d \cdot e - 0,35 U_c \cdot d}{d - d'}$$

además

$$U_{s2} \leq 0,5 U_c$$

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

Caso A: La armadura U_{s2} es dada:

1.º	$N_d - U_{s2} \geq 0,7$
-----	-------------------------

	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

$$U_{s2} \geq U_{s \min}$$

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 (formula [20] citada en el apartado 3.4).

2.º	$N_d - U_{s2} \leq 0,45 U_c$
-----	------------------------------

se comprueba:

$$U_{s2} \geq U_{s \min}$$

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:

$$U_{s1} \geq 0,04 U_c$$

$$U_{s1} \geq 0,05 N_d$$

Si es $N_d > 0$ y el valor de U_s , 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 $U_{s2} \neq \frac{N_d \cdot e}{d - d'}$

Si fuese $U_{s2} > \frac{N_d \cdot e}{d - d'}$ (exceso de armadura U_{s2}) resultaría:

$$U_{s1} = \frac{N_d [e - (d - d')]}{d - d'} \leq 0,04 U_c \quad [23]$$

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:

$$U_{s1} = 0,45 U_c + U_{s2} - N_d \leq 0,04 U_c \quad [24]$$

3.º	$0,7 U_c > N_d - U_{s2} > 0,45 U_c$
-----	-------------------------------------

Se trata de un caso intermedio en el que, teóricamente, no es necesaria la armadura U_{s1} . Por ello se dispondrá la armadura mínima.

$$\text{Se comprueba, } U_{s2} \geq U_{s \min}$$

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 $U_{s2} = U_{s \min}$, 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

$$f_{yd} = f_{yc,d}$$

1.º	$N_d \leq 0,45 U_c$
-----	---------------------

$$A'_s \cdot f_{yc,d} = \frac{N_d}{d - d'} \left(e_0 + \frac{d - d'}{2} \right) - \frac{d}{d - d'} N_d \left(1 - \frac{1}{2} \frac{N_d}{U_c} \right) \leq \begin{cases} 0,04 U_c \\ 0,05 N_d \end{cases} \quad [26]$$

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

$$e = e_0 + \frac{d - d'}{2}$$

2.º	$N_d \geq 0,45 U_c$
-----	---------------------

$$A'_s \cdot f_{yc,d} = \frac{N_d}{d - d'} \left(e_0 + \frac{d - d'}{2} \right) - \frac{d}{d - d'} 0,35 U_c \leq \begin{cases} 0,04 U_c \\ 0,05 N_d \end{cases} \quad [27]$$

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.º	$N_d + U_{s1} - U_{s2} \leq 0$
-----	--------------------------------

Hay exceso de armadura de compresión.

$$\left. \begin{array}{l} U_{s1} \geq 0,04 U_c \\ N_d \cdot e \leq (N_d + U_{s1})(d - d') \end{array} \right\} \quad [28]$$

2. °	$0 \leq N_d + U_{s1} - \frac{U_{s2}}{U_c} \leq 0,45$
------	--

En este caso, el agotamiento se produce en flexión compuesta

$$\left. \begin{array}{l} U_{s1} \geq 0,04 U_c \\ N_d \cdot e \leq (N_d + U_{s1} - U_{s2}) \left(1 - \frac{N_d + U_{s1} - U_{s2}}{2 U_c} \right) d + U_{s2}(d - d') \end{array} \right\} \quad [29]$$

3. °	$N_d + U_{s1} - U_{s2} \geq 0,45 U_c$
------	---------------------------------------

$$U_{s2} \geq 0,05 N_d$$

$$N_d \cdot e \leq 0,35 U_c \cdot d + U_{s2}(d - d') \quad [30]$$

$$N_d \leq A_s \cdot f_{yc,d} + U_{s2} + 0,7 U_c \quad [31]$$

$$U_{s1} \geq \begin{cases} 0,04 U_c \\ 0,05 N_d \end{cases}$$

Capítulo 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:

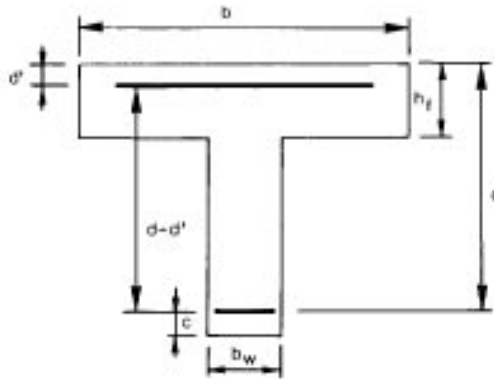


Figura A 7.6.

A) En una sección en T armada con cualquier tipo de acero, el valor $\left(\frac{y}{d}\right)_{\text{tope}}$ 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 aceros 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:

$$U_{2f} = (b - b_w) h_f \cdot f_{cd} \quad [34]$$

colocada a una distancia $\left(\frac{h_f}{2}\right)$ 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 $U_{2f,tot}$ de valor:

$$U_{2f,tot} = b \cdot h_f \cdot f_{cd} \quad [36]$$

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

$$U_{2v,tot} = U_{2 \text{ real}} + U_{2f,tot} \quad [37]$$

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:

$$M_c = 0,7 f_{cd} \left[b h_f \left(d - \frac{h_f}{2} \right) + 0,5 b_w (d - h_f)^2 \right] \quad [38]$$

y considerando la armadura de compresión, el momento tope M_{tope} resulta:

$$M_{tope} = M_c + U_{s2} (d - d') \quad [39]$$

El área útil de la sección vale:

$$A_{ce} = b_{hf} + b_w (d - h_f) \quad [40]$$

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

$$e_b = \frac{M_{tope} - 0,35 f_{cd} \cdot b_w \cdot c^2}{0,7 f_{cd} A_c + A_s \cdot f_{yc,d} + U_{s2}} \quad [42]$$

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

4.3. Flexión simple, o compuesta con fuerza N_d actuando fuera del canto útil: Incluye los dos casos siguientes:

$$\left. \begin{matrix} N_d \geq 0 \\ e \geq d \end{matrix} \right\} \quad y \quad \left\{ \begin{matrix} N_d < 0 \\ e < 0 \end{matrix} \right.$$

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

$$N_d = 0 \quad y \quad N_d \cdot e = M_d$$

4.3.1. Dimensionamiento: La armadura U_{s2} debe cumplir:

$$U_{s2} \geq U_{s,min} = \frac{N_d \cdot e - M_c}{d - d'} \nless 0$$

Caso A: La armadura U_{s2} es dada.

Se define el valor

$$M_o = U_{s2}(d - d') + f_{cd} \cdot b \cdot h_f \left(d - \frac{h_f}{2} \right)$$

que representa el momento de la armadura virtual $U_{2v,tot}$ (fórmula [37]) respecto al c. de g. de la armadura U_{s1} .

Pueden ocurrir dos casos:

1. °	$N_d \cdot e \leq M_o$
------	------------------------

La zona comprimida de hormigón se localiza en las alas ($y \leq h_f$). Se comprueba:

$$U_{s2} \geq U_{s,min}$$

y se toma:

$$U_{s1} = 0,97 \frac{N_d \cdot e - U_{s2}(d - d')}{d} \left(1 + \frac{N_d \cdot e - U_{s2}(d - d')}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \right) U_{s2} - N_d \nless 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \quad [44]$$

En la fórmula [44] debe entrarse con $U_{s2} \nless \frac{N_d \cdot e}{d - d'}$. Si fuese $U_{s2} \geq \frac{N_d \cdot e}{d - d'}$ (exceso de armadura U_{s2}) resultaría:

$$U_{s1} = \frac{N_d[e - (d - d')]}{d - d'} \nless 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \quad [45]$$

2. °	$N_d \cdot e \geq M_o$
------	------------------------

La zona comprimida de hormigón se extiende al alma ($y \geq h_f$). Se comprueba:

$$U_{s2} \geq U_{s,min}$$

y se toma

$$U_{s1} = 0,97 \frac{N_d \cdot e - M_o}{d \cdot h_f} \left(1 + \frac{N_d \cdot e - M_o}{f_{cd} \cdot b_w (d - h_f)^2} \right) + f_{cd} \cdot b \cdot h_f + U_{s2} - N_d \nless 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \quad [46]$$

Caso B: la armadura U_{s2} no es dada.

Conviene hacer $U_{s2} = U_{s,min}$ 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. °	$N_d + U_{s1} - U_{s2} \leq 0$
------	--------------------------------

Hay exceso de armadura de compresión

$$N_d \cdot e \leq (N_d + U_{s1}) (d - d') \quad [48]$$

2. °	$0 \leq N_d + U_{s1} - U_{s2} \leq f_{cd} \cdot b \cdot h_f$
------	--

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

$$N_d \cdot e \leq (N_d + U_{s1} - U_{s2}) \left(1 - \frac{N_d + U_{s1} - U_{s2}}{sf_{cd} \cdot b \cdot d} \right) d + U_{s2} \cdot (d - d') \geq M_{tope} \quad [49]$$

3. °	$N_d + U_{s1} - U_{s2} \geq f_{cd} \cdot b \cdot h_f$
------	---

La zona comprimida de hormigón se extiende al alma ($y \geq h_f$)
Se calcula:

$$U_0 = N_d + U_{s1} - U_{s2} - f_{cd} \cdot b \cdot h_f \geq f_{cd} \cdot b_w (d - h_f) \quad [50]$$

y la condición es:

$$N_d \cdot e \leq f_{cd} \cdot b \cdot h_f \left(d - \frac{h_f}{2} \right) + U_{s2} (d - d') + U_0 \left(d - h_f - \frac{U_0}{2f_{cd} \cdot b_w} \right) \geq M_{tope} \quad [51]$$

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

Incluye los casos: $\begin{cases} N_d > 0 \\ e < d \end{cases}$

4.4.1. Dimensionamiento: La armadura U_{s2} debe cumplir $U_{s2} \geq U_{s,min}$ Siendo $U_{s,min}$ el mayor de los valores siguientes:

$$0,05 N_d; \quad U_{s,crit} = \frac{N_d \cdot e - Mc}{d - d'}$$

Caso A: La armadura U_{s2} es dada.
Se define el valor:

$$U_n = N_d - 0,7 f_d \cdot A_{ce} - U_{s2} \quad [52]$$

y pueden distinguirse dos casos:

1.	$U_n \geq 0$
----	--------------

o	
---	--

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:

$$U_{s2} \geq U_{s,min}$$

y se toma:

$$A_s \cdot f_{yc,d} = U_n \leq 0,05 N_d \quad [53]$$

Debe hacerse comprobación de borde (subapartado 4.2), salvo en el caso de ser $U_{s2} = U_{s,min} = U_{s,crit}$.

2. o	$U_n < 0$
---------	-----------

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 $U_{s1} \leq 0,04 f_{cd}$ A_{ce} [54]

Si resulta $U_{nn} < 0$ debe hacerse:

$$U_{s1} \geq \begin{cases} 0,05 N_d \\ 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \end{cases} \quad [55]$$

y debe comprobarse el borde (subapartado 4.2)

Caso B: La armadura U_{s2} no es dada.

Conviene hacer $U_{s2} = U_{s,min}$ 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 $U_{s2} \geq U_{s,min}$ (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 $Y_{tope} \geq h_f$ y se cumple en cualquiera de los tres casos particulares siguientes

$$a) \frac{h_f}{d} \leq 0,25 \quad \text{con} \quad \frac{b_w}{b} \geq 0,33 \quad [57]$$

$$b) \frac{h_f}{d} \leq 0,20 \quad \text{con} \quad \frac{b_w}{b} \geq 0,24 \quad [58]$$

$$c) \frac{h_f}{d} \leq 0,15 \quad \text{con} \quad \frac{b_w}{b} \geq 0,16 \quad [59]$$

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 corresponda a las alas.

4.5.1. Dimensionamiento: La armadura U_{s2} debe cumplir $U_{s2} \geq U_{s,min}$ siendo:

$$U_{s,min} = \frac{M_d - f_{cd} \cdot b \cdot h_f \left(d - \frac{h_f}{2} \right)}{d - d'} \leq 0 \quad [60]$$

Caso A: La armadura U_{s2} es dada.
Se comprueba:

$$U_{s2} \geq U_{s,min}$$

y se toma:

$$U_{s1} = 0,97 \frac{M_d - U_{s2} \cdot (d - d')}{d} \left(1 + \frac{M_d - U_{s2} \cdot (d - d')}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \right) + U_{s2} \leq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \quad [61]$$

En la fórmula [61] debe entrarse con $U_{s2} \geq \frac{M_d}{d - d'}$. Si fuese $U_{s2} \geq \frac{M_d}{d - d'}$ (exceso de armadura U_{s2}) resultaría:

$$U_{s1} = \frac{M_d}{d - d'} \leq 0,04 f_{cd} \cdot A_{ce} \quad [62]$$

Caso B: La armadura U_{s2} no es dada.

Conviene hacer $U_{s2} = U_{s,min}$ para aprovechar el hormigón al máximo.

4.5.2. Comprobación: Siendo M_u el momento de agotamiento, debe ser:

$$M_d \leq M_u = U_{s1} - U_{s2} \left(1 + \frac{U_{s1} - U_{s2}}{2 f_{cd} \cdot d \cdot b} \right) d + U_{s2} \cdot (d - d') \quad [63]$$

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:

$$M_u = f_{cd} \cdot b \cdot h_f \left(d - \frac{h_f}{2} \right) + U_{s2} \cdot (d - d') \quad [65]$$

Anejo 8 Relación de normas UNE

Cuando un material o método de ensayo requiera que se cumpla una Norma Española (UNE) este requisito será igualmente satisfecho cumpliendo la correspondiente Norma Nacional de cualquier Estado Miembro de la Comunidad Económica Europea, siempre que la Norma en Cuestión ofrezca las mismas garantías de seguridad que las ofrecidas por la Norma UNE.

7.050/85(1) 1 R	Tamices de ensayo. Definiciones de los términos utilizados en tamices y análisis granulométrico por tamizado.
7.082/54	Determinación aproximada de la materia orgánica en arenas para hormigones o morteros.
7.130/58	Determinación del contenido total de sustancias solubles en aguas para amasado de hormigones.
7.131/58	Determinación del contenido total de sulfatos de aguas de amasado para morteros y hormigones.
7.132/58	Determinación cualitativa de hidratos de carbono en aguas de amasado para morteros y hormigones.
7.133/50	Determinación de terrones de arcilla en áridos para la fabricación de morteros y hormigones.
7.134/58	Determinación de partículas blandas en áridos gruesos para hormigones.
7.136/58	Estabilidad de áridos frente a disoluciones de sulfato sódico o sulfato magnésico.
7.137/58	Ensayo químico para determinar la reactividad de los áridos utilizados en la fabricación de hormigones con los álcalis del cemento.
7.178/60	Determinación de los cloruros contenidos en el agua utilizada para la fabricación de morteros y hormigones.
7.234/71	Determinación de la acidez de aguas destinadas al amasado de morteros y hormigones, expresada por su pH.
7.235/71	Determinación de los aceites y grasas contenidos en el agua de amasado de morteros y hormigones.
7.236/71	Toma de muestras para análisis químico de las aguas destinadas al amasado de morteros y hormigones.
7.238/71	Determinación de los coeficientes de forma de árido grueso empleado en la fabricación de hormigones.
7.244/71	Determinación de partículas de bajo peso específico que pueden contener el árido utilizado en hormigones.
7.245/71	Determinación de los compuestos de azufre contenidos en los áridos.
7.295/76/1 R	Determinación del contenido, tamaño máximo característico y módulo granulométrico del árido grueso en el hormigón fresco.
7.457/86	Realización de ensayos estáticos de puesta en carga sobre estructuras de piso en edificación.
14.010/71/1R	Examen y calificación de los operarios destinados a trabajos de soldeo eléctrico por arco, en las estructuras de acero.
23.093/81/1R	Ensayo de la resistencia al fuego de las estructuras y elementos de la construcción.
36.068/88	Barras corrugadas, de acero soldable, para armaduras de hormigón armado.
36.088/88/1/2R	Barras corrugadas para hormigón armado. Barras sin exigencias especiales de soldabilidad.
36.092/81/1	Mallas electrosoldadas de acero para hormigón armado. Características.

36.097/81/1/1 R	Redondo liso para hormigón armado. Características.
36.099/81/1	Alambres corrugados de acero para hormigón armado. Características.
36.401/81	Ensayos de tracción a temperatura ambiente de productos de acero.
36.462/80	Método de ensayo de despegue de las barras de nudo en mallas electrosoldadas.
83.115/89	Áridos para hormigones. Medida del coeficiente de friabilidad de las arenas.
83.116/90	Áridos para hormigones. Determinación del coeficiente de los Ángeles.
83.120/88	Áridos para hormigones. Determinación cuantitativa de los componentes de azufre.
83.130/90	Áridos para hormigones. Ensayo de azul de metileno.
83.131/90	Áridos para hormigones. Determinación del equivalente de arena.
83.133/90	Áridos para hormigones. Determinación de las densidades, coeficiente de absorción y contenido en agua del árido fino.
83.134/90	Áridos para hormigones. Determinación de las densidades, porosidad, coeficiente de absorción y contenido en agua del árido grueso.
83.200/84	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Clasificación y definiciones.
83.205/85	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación del residuo seco a 105 + 3 °C de los aditivos líquidos.
83.206/85	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación de la pérdida de masa, a 105 + 3 °C de los aditivos sólidos.
83.207/85	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación de la pérdida por calcinación a 1.050 + 25 °C.
83.208/85	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación del residuo insoluble en agua destilada.
83.209/86	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación del contenido de agua no combinado.
83.225/86	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación del poso específico de los aditivos líquidos.
83.226/86	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación de la densidad aparente de los aditivos sólidos.
83.227/86	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Determinación del pH.
83.240/86	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Obtención del espectro infrarrojo.
83.254/87	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Toma de muestras.
83.255/89	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Materiales testigo y de referencia. Definiciones.
83.256/87	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Materiales testigos. Agua de amasado y curado.
83.257/87	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Materiales testigos. Áridos.
83.258/88	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Morteros: Determinación de la consistencia por medio de la mesa de sacudidas.
83.259/87	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Morteros: Determinación del contenido de aire ocluido.
83.275/89	Aditivos para hormigones, morteros y pastas. Etiquetado.
83.300/84	Ensayos de hormigón. Toma de muestras de hormigón fresco.
83.301/84	Ensayos de hormigón. Fabricación y conservación de probetas.
83.302/84	Ensayos de hormigón. Extracción y conservación de probetas testigo.
83.303/84	Ensayos de hormigón. Refrentado de probetas con mortero de azufre.
83.304/84	Ensayos de hormigón. Rotura por compresión.
83.305/86	Ensayos de hormigón. Rotura por flexotracción.
83.306/85	Ensayos de hormigón. Rotura por tracción indirecta. (Ensayo Brasileño).
83.307/86	Ensayos de hormigón. Determinación de índice de rebote.
83.308/86	Ensayos de hormigón. Determinación de la velocidad de propagación de los impulsos ultrasónicos.

83.309/90	Ensayos de hormigón. Determinación de la profundidad de penetración de agua, bajo presión.
83.313/90	Ensayos de hormigón. Medida de la consistencia del hormigón fresco. Método del Cono de Abrams.
83.314/90	Ensayos de hormigón. Determinación de la consistencia del hormigón fresco. Método Vebe.
83.415/87	Adiciones al hormigón. Cenizas volantes. Definición, especificaciones, transporte y almacenamiento de las cenizas volantes utilizadas como adición a los hormigones y morteros de cemento Portland.
83.414/90	Adiciones al hormigón. Cenizas volantes. Recomendaciones generales para la adición de cenizas volantes a los hormigones fabricados con cemento Tipo I.
83.421/87	Adiciones al hormigón. Cenizas volantes: Toma, preparación, conservación y transporte de las muestras.
83.422/86	Adiciones al hormigón. Cenizas volantes: Control de calidad de recepción.
83.431/86	Adiciones al hormigón. Cenizas volantes: Determinación de la humedad.
83.432/86	Adiciones al hormigón. Cenizas volantes: Determinación de sulfatos expresados en SO_3 por método gravimétrico.
83.433/86	Adiciones al hormigón. Cenizas volantes: Determinación de la pérdida por calcinación.
83.450/86	Adiciones al hormigón. Cenizas volantes: Determinación de la finura.
83.451/86	Adiciones al hormigón. Cenizas volantes: Determinación del índice de actividad resistente con cemento Portland.
83.452/88	Adiciones al hormigón. Cenizas volantes Demanda de agua relativa de una ceniza volante mezclada con cemento Portland en forma de mortero.
83.453/88	Adiciones al hormigón. Cenizas volantes: Determinación de la estabilidad de volumen por el método de Le Chatelier.